

DEPREMLER SIRASINDA ZEMİNLERİN SIVILAŞMASI VE TAŞIMA GÜCÜ KAYIPLARI

Ayfer ERKEN⁽¹⁾, Recep ÖZAY⁽²⁾, Zülküf KAYA⁽³⁾, M. B. Can ÜLKER⁽⁴⁾, Barış ELİBOL⁽⁵⁾

ÖZET

Türkiye'nin nüfus yoğunluğunun fazla olduğu en önemli sanayi bölgelerinden biri olan Kocaeli-Sakarya bölgesi 17 Ağustos 1999'da büyüklüğü $M_w=7.4$ olan bir depremle ağır yapısal hasara ve büyük can kaybına uğramıştır. Adapazarı, Gölcük kıyıları ve Sapanca'da meydana gelen sivilaşma ve taşıma gücü kayıpları sonucu binalarda dönme, ötelenme, oturma, taşıyıcı sistemde kalıcı hasarlar oluşmuş ve yapılar kullanılamaz duruma gelmiştir. Türkiye'de ve dünyada son 10 yıl içerisinde olan büyük depremler yapısal hasarların oluşumunun azaltılması yönünde zeminlerin deprem yükleri altındaki davranışlarının iyi tanımlanmasının gerekliliğini bir kez daha vurgulamıştır. Bu depremler sırasında düşük plastisiteli siltler ile kumlu zeminler yaygın olarak sivilaşmış ve killer ise taşıma gücü kaybına uğramıştır. Bu nedenle bu çalışma çerçevesinde öncelikle kum, silt ve killerin deprem yükleri altında nasıl bir davranış göstereceği üzerinde durulmuştur. İkinci aşamada düşük plastisiteli siltler ile kumların sivilaşma analizinin nasıl yapılacağı gösterilmiştir. Son aşamada ise plastik silt ve killerin dinamik yükler altında yumuşaması sonucu taşıma gücünün nasıl etkilendiği açıklanmıştır.

1. GİRİŞ

Depremler sırasında suya doymun kumlar ve düşük plastisiteli siltler sivilaşırken yumuşak plastik siltler ve killer taşıma gücü kaybına uğramaktadır. 17 Ağustos 1999 günü meydana gelen 7.4 büyüklüğündeki depremde zeminlerin sivilaşması ve yumuşaması zeminde büyük deformasyonların oluşmasına ve bunun sonucu olarak da taşıma gücü kayıplarına neden olmuştur. Bunun sonucunda deprem bölgesinde temel zeminine bağlı

olarak oluşan yapısal hasarlar büyük artış olduğu görülmüştür. Zemin kaynaklı yapısal hasarlar özellikle Gölcük kıyıları ve Marmara Denizi kıyılarında, Sapanca Gölü çevresinde ve Adapazarı şehrinin ova üzerine yerleşmiş bölümünde olmuştur. Deprem sırasında oluşan sivilaşmadan dolayı derin çatlaklar, aşırı oturmalar, yanal yayılmalar ve taşıma gücü kayıpları yaygın olarak görülmüştür. Yapıların bir kısmı tamamen yıkılırken bazı yapılar ise sivilaşmadan dolayı oturmuş, dönmüş veya zemine batmıştır.

Uygun olmayan temel zemini koşulları ve bu zeminlere göre tasarlanmayan yapılardan dolayı Marmara bölgesindeki bir çok yerleşim yeri ağır yapısal hasara uğramıştır. Benzer olaylar $M_w=6.8$ büyüklüğünde olan 1967 Adapazarı depreminde de meydana gelmiştir. Zemin kaynaklı yapısal hasarlar sınırlı da olsa 1992 Erzincan, 1995 Dinar ve 1998 Ceyhan depremlerinde de olmuştur.

Japonya ve Alaska'da 1964 yılında büyüklüğü 7 den büyük depremlerde meydana gelen sivilaşma ve sivilaşmaya bağlı yanal yayılmalar nedeni ile suya doymun kumlu zeminlerin dinamik yükler altındaki davranışları laboratuvar deneyleri ile yoğun bir şekilde araştırılmaya başlanmıştır. Son 20 yıl içerisinde sivilaşabilirliğin arazide belirlenebilmesi için standart penetrasyon deneyleri, koni penetrasyon deneyleri ve sismik arazi deneyleri yaygın olarak kullanılmaya başlanmış ve bu deneylere bağlı olarak sivilaşma analizi yöntemleri geliştirilmiştir.

Bu çalışma kapsamında ilk aşamada suya doymun siltli kumların, düşük plasisiteli siltlerin ve yumuşak killerin dinamik yükler altındaki gerilme-şekil değiştirme ve boşluk suyu basıncı davranışlarından bahsedilecektir. İkinci aşamada yaygın olarak kullanılan Seed ve Idriss (1971), Seed ve diğ. (1985), Youd ve diğerleri (2001) tarafından modifiye edilmiş sivilaşma yöntemi anlatılıp nasıl kullanıldığı gösterilecek ve son aşamada yumuşak killerde dinamik yükleme sonucu mukavemet kayıpları ve buna bağlı olarak taşıma gücü kayıplarının nasıl oluştuğu anlatılacaktır.

⁽¹⁾ Doç. Dr., İTÜ, İnşaat Fakültesi, İstanbul

⁽²⁾ Dr., İTÜ, Yapı İşleri Müdürlüğü, İstanbul

⁽³⁾ Yük. Müh., İTÜ, İnşaat Fakültesi, İstanbul

⁽⁴⁾ Yük. Müh., North Caroline Universty, USA

⁽⁵⁾ İTÜ İnşaat Fakültesi, İstanbul

2. ZEMİNLERİN DİNAMİK YÜKLER ALTINDAKİ DAVRANIŞLARI

İlk olarak 1964 yılında Japonya-Niigata depremi ile Kuzey Amerika-Alaska depremlerinde sivilaşmaya bağlı olarak gözlenen zemin hareketleri ve yapısal hasar nedeni ile kumlu zeminlerin depremler sırasındaki davranışlarının belirlenmesi ile ilgili araştırmalar başlamıştır. Yapılan ilk çalışmalar laboratuvarda hazırlanmış kum numuneler üzerinde olmuştur (Peacock ve Seed (1968), Finn (1971), Ishihara ve Li (1972), Mulilis (1975)). Arazideki zemin yapısının laboratuvar ortamında oluşturulması değişik numune hazırlama yöntemleri ile gerçekleştirilmeye çalışılsa da örselenmemiş zemin numunesinin sivilaşmaya karşı direncinin laboratuvarda hazırlanan zemin numunesine göre çok daha yüksek olduğu Hatanaka ve diğerlerinin 1988 yılında yaptığı çalışmalar ile ortaya konulmuştur. Örselenmemiş zemin numunelerinin dinamik yükler altındaki Tsukamoto ve diğerleri (2001), Erken ve Ansal (1994), Erken ve diğerleri (1994, 2004), Özay ve Erken (2003), Kaya ve diğerleri (2002) tarafından araştırılmıştır. Yapılan araştırmalardan suya doygun kumlu, siltli ve yumuşak killi zeminlerin dinamik yükler altındaki

davranışlarının genel olarak birbirinden farklılıklar gösterdiği elde edilmiştir. Aşağıda sırası ile suya doygun kum, silt ve killerin dinamik davranış biçimleri açıklanmıştır.

2.1. Suya Doygun Örselenmemiş Kumların Dinamik Davranışı

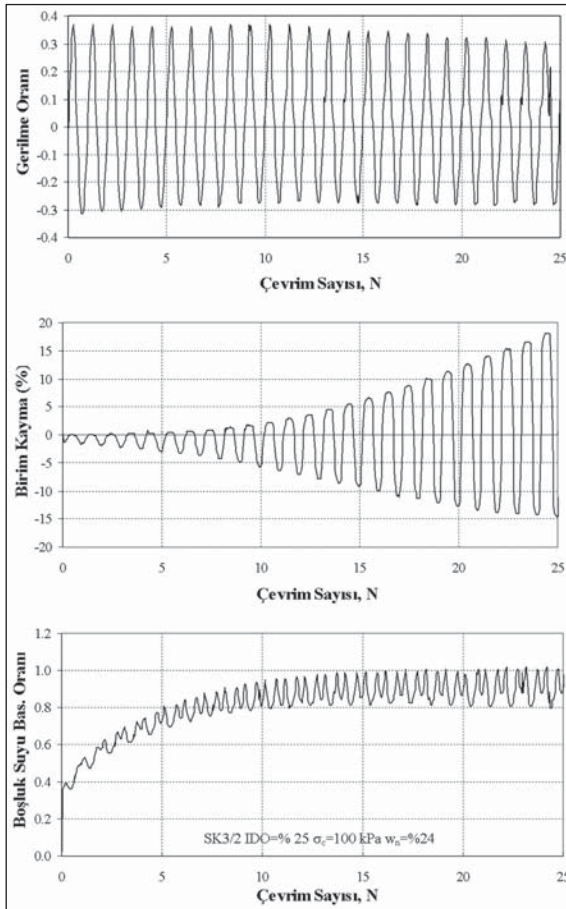
Suya doygun kumlu zeminler gevşek yerleşimli ise deprem yükleri altında ilave boşluk suyu basıncı ile deformasyonlar meydana gelir. Artan boşluk suyu basıncının konsolidasyon basıncına eşit olması sonucu zemin daneleri arasındaki efektif basıncın sıfır olması ile zemin aşırı deformasyonlara uğrar. Bu durumda zeminin taşıyıcılığı kalmamıştır. Şekil 1'de örselenmemiş kumlu zemine ait dinamik deney kayıtları verilmektedir (Erken ve Ülker, 1994). Erzincan Ekşisu bölgesinden alınan örselenmemiş kum zemin numunesi üzerinde dinamik basit kesme deneyi yapılmıştır. Zemin numunesi %25 plastik olmayan ince dane içermektedir. Zemin numunesi 100 kPa basınç altında konsolide edildikten sonra $\tau/\sigma_c = \pm 0.345$ gerilme oranında dinamik yük 1Hz frekansta (1 saniyede 1 çevrim) uygulanmış olup $\gamma = \pm 2.5$ deformasyon seviyesine $N=8$ inci çevrimde ulaşılmıştır. $N=15$ inci çevrimde boşluk suyu basıncı oranı $r_u=1$ olmuş ve zemin numunesi sivilaşmıştır.

2.2. Suya Doygun Örselenmemiş Siltlerin Dinamik Davranışı

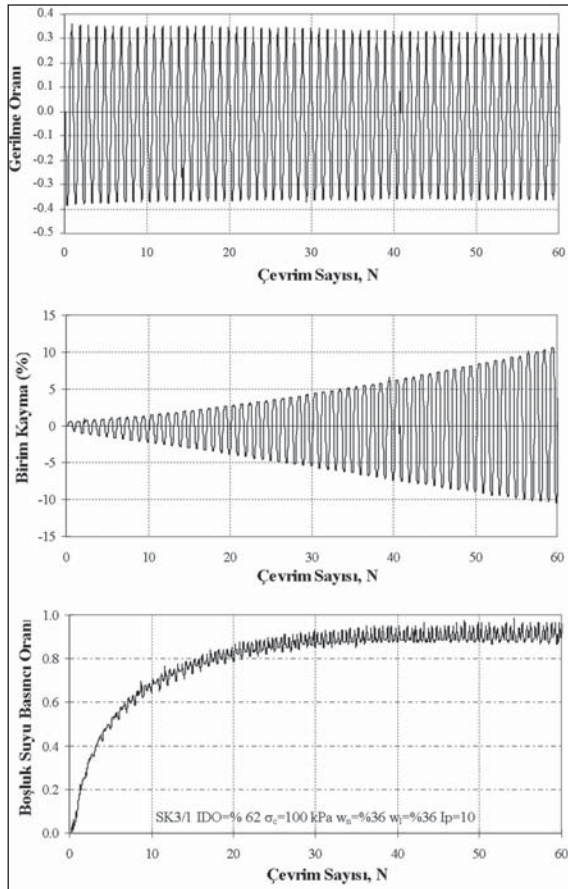
Örselenmemiş siltli zeminlerin dinamik yüklere karşı davranış biçimi plastisiteye bağlı olarak değişim göstermektedir. Eğer silt düşük plastisiteli ise deprem yükleri altında aşırı boşluk suyu basıncı oluşumları ve deformasyonlar geliştirmekte olup tamamen taşıma gücünü kaybetmektedir. Şekil 2'de plastisite indisi 10 olan düşük plastisiteli örselenmemiş siltin dinamik basit kesme deneyindeki davranış biçimi görülmektedir (Erken ve Ülker, 1994). Bu deneyde de dinamik yük 1 Hz frekansta uygulanmıştır. Uygulanan dinamik kayma gerilmesi oranı $\tau/\sigma_c = \pm 0.353$ olup $N=5$ inci çevrim sayısında deformasyonlar $\gamma = \pm 2.5$ seviyesine ulaşmıştır. Bu deformasyon seviyesinde boşluk suyu basıncı oranı $r_u=0.5$ olmuş ilerleyen çevrim sayıları ile 60. cı çevrimde (60. Saniyede) boşluk suyu basıncı oranı $r_u=0.95$ olmuş ve zemin numunesi $\gamma = \pm 10$ deformasyon seviyesine ulaşmıştır.

2.3. Suya Doygun Örselenmemiş Yumuşak Killerin Dinamik Davranışı

Plastik killer yumuşak kıvamlı olmaları durumunda deprem yüklerinden daha fazla etkilenmektedir. Kilin doğal su içeriği likit limit değerine yaklaştıkça dinamik yükler altında killerde oluşan defor-



Şekil 1 - Örselenmemiş kumlu zeminin dinamik davranışı

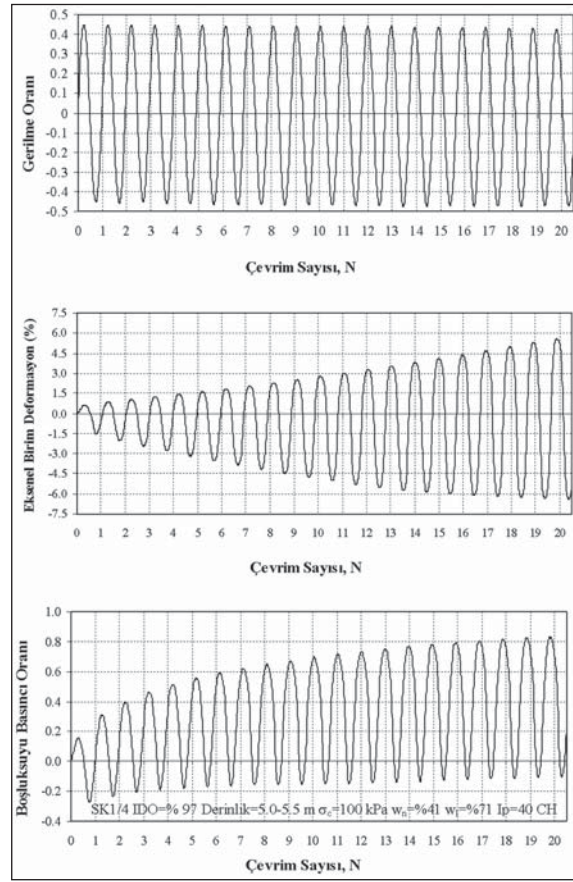


Şekil 2 - Örselenmemiş düşük plastisiteli siltli zeminin dinamik davranışı

masyonlarda önemli artışlar meydana gelirken boşluk suyu basıncı sınırlı olmaktadır. Şekil 3'de Adapazarı – Tığcılar mahallesinde sondaj sırasında 5.0 m derinlikten örselenmeden alınmış plastisite indisi, $I_p=40$ olan zemin numunesinin dinamik yükler altında gerilme-şekil değiştirme ve boşluk suyu basıncı davranışları görülmektedir. Dinamik üç eksenli basınç deney sisteminde $f=0.1$ Hz frekansta $\sigma_d/2\sigma_c=\pm 0.44$ gerilme oranında yapılan deneyde göçme seviyesi olarak kabul edilen $\varepsilon=\pm 2.5$ deformasyon seviyesine $N=6$ ıncı çevrim sayısında ulaşılmıştır. Bu deformasyon seviyesinde oluşan boşluk suyu basıncı oranı $r_u=0.55$ olmuştur. İlerleyen çevrim sayılarında deformasyonların çok artmasına rağmen zemindeki efektif gerilmeler hiçbir zaman sıfır değerine düşmemiştir. Bu zeminin doğal su içeriğinin likit limit değerine oranı $w_n/w_l=0.57$ dir.

3. KUMLU SİLTİ ZEMİNLERDE SIVILAŞMA ANALİZİ

Suya doymun kumlu, düşük plastisiteli ve plastik olmayan siltli zeminlerde deprem yükleri altında boşluk suyu basınçlarının artması ile efektif basınç-



Şekil 3 - Örselenmemiş yüksek plastisiteli killi zeminin dinamik davranışı

lar azalarak tamamen sıfır veya sıfıra yakın değerlere düşerler. Efektif gerilmenin sıfıra yakın değere düşmesi sonucu zeminin taşıma gücü tamamen ortadan kalkar. Sıvılaştıran zeminde drenaj koşulları ve zeminin geçirgenliğine bağlı olarak su kumlu zemini kısa sürede terk ederken düşük plastisiteli siltte zamana bağlı olarak terk edecektir. Hem kumlu hem de düşük plastisiteli siltlerde sıvılaşma sonucu zemin yüzeyinde farklı oturmalar oluşmaktadır. Bu nedenle de eğer yapının temel sistemi yeterli güvenlikle inşa edilmedi ise zemindeki düzensiz oturmalar önce temel sistemini ve daha sonra üst yapıyı etkilemeye başlar. Bu nedenle zeminlerin sıvılaşabilirliğinin yapı tasarım aşamasında bilinmesi ve ona göre gereken önlemlerin alınması gerekir.

3.1. Seed ve Idriss (1971) Sıvılaşma Analizi Yöntemi

Sıvılaşabilirliğin belirlenmesi için çeşitli araştırmacılar tarafından geliştirilmiş birçok yöntem olmasına karşılık genel olarak Seed ve Idriss (1971), Seed ve diğ. (1985) ve Youd ve diğ. (2001) tarafından modifiye edilmiş yöntem kullanılmaktadır. Bu yöntemle

göre deprem sırasında zemin tabakasında oluşacak dinamik kayma gerilme oranları (DKGO) aşağıda verilen formül ile bulunabilmektedir.

$$DKGO = \left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} \right) = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma'_{vo}}{\sigma_{vo}} \right) r_d \quad (1)$$

Bu formülde, depremin zemin yüzeyinde oluşturduğu en büyük yatay yer ivmesi amax, yerçekimi ivmesi g, göz önüne alınan derinlikteki toplam düşey gerilme σ_{vo} , efektif düşey gerilme σ'_{vo} ve efektif gerilme azaltma katsayısı r_d 'dir.

Liao ve Whitman (1986) efektif gerilme azaltma katsayısını derinliğe bağlı olarak aşağıdaki şekilde açıklamışlardır.

$$r_d = 1.0 - 0.00765z \quad (z \leq 9.15 \text{ m}) \quad (2)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \quad 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \quad (3)$$

Burada z metre cinsinden derinliktir.

Sıvılaşma analizlerinde kullanılan düzeltilmiş SPT-N değerleri ($(N_1)_{60}$) Skempton (1986) tarafından geliştirilmiş ve Youd ve diğ. (2001) tarafından bazı kısımları modifiye edilmiş bağıntı ve katsayılar göre hesaplanmaktadır. Bağıntı aşağıda verilmektedir.

$$(N_1)_{60} = N_{30} * C_N * C_E * C_B * C_R * C_S \quad (4)$$

Burada N_{30} , arazide ölçülmüş standart penetrasyon darbe sayısıdır. C_N , efektif gerilme düzeltme faktörü olup Liao ve Whitmann (1986) tarafından hesaplanması aşağıdaki şekilde önerilmiştir.

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_{vo}}} \quad (5)$$

burada σ'_{vo} efektif düşey gerilme olup kg/cm^2 'dir. C_E , enerji düzeltme katsayısı, C_B , sondaj deliği çapı, C_R , tij düzeltme katsayısı C_S ise numune alma düzeltme katsayısıdır (Tablo 1).

3.2. En Büyük yatay Yer İvmesinin Hesaplanması

Sıvılaşma analizinde kullanılan en büyük yatay deprem ivmesi göz önüne alınan bölge için ya deprem riski analizlerinde hesaplanır veya o bölgedeki sismik özellikler dikkate alınarak azalım ilişkilerinden yararlanılıp o bölgede bir deprem sırasında olabilecek en büyük yatay yer ivmesi bulunur. Yaygın olarak kullanılan ivme hesaplama yöntemlerinden bazıları aşağıda verilmektedir.

3.2.1. Joyner ve Boore (1981) Yöntemi

Joyner ve Boore (1981) tarafından geliştirilen bağıntı aşağıda verilmektedir.

$$\log(A) = -1.02 + 0.249 * M_w - \log r - 0.00255 * r \mp 0.26 \quad (6)$$

$$r = \sqrt{d^2 + 7.3^2} \quad (7)$$

Tablo 1 - SPT Düzeltme Katsayıları

Etkileyen Faktörler	Kullanılan Alet Tipi	Simge	Düzeltilme
Düşey Basınç		C_N	$(\text{Pa/s}'_{vo})^{0.5}$
Düşey Basınç		C_N	$C_N \leq 1.7$
Enerji Oranı	Donut Çekici	C_E	0.5-1.0
Enerji Oranı	Güvenli Çekiç	C_E	0.7-1.2
Enerji Oranı	Otomatik Çekiç	C_E	0.8-1.3
Sondaj Çapı	65-115mm	C_B	1.0
Sondaj Çapı	150mm	C_B	1.05
Sondaj Çapı	200mm	C_B	1.15
Tij Uzunluğu	<3m	C_R	0.75
Tij Uzunluğu	3-4m	C_R	0.8
Tij Uzunluğu	4-6m	C_R	0.85
Tij Uzunluğu	6-10m	C_R	0.95
Tij Uzunluğu	10-30m	C_R	1.0
Numune Alma Metodu	Standart Numune Alıcı	C_S	1.0
Numune Alma Metodu	Kılıfsız Numune Alıcı	C_S	1.1-1.3

Burada A, en büyük yatay yer ivmesi (g) dir. M_w moment büyüklüğü olup, $5.0 \leq M_w \leq 7.7$ arasında değişir. d ise fay kırığının yüzey yansımasına en yakın mesafesi olup km cinsindendir.

3.2.2. Fukushima ve Tanaka (1990, 1999) Yöntemi

Bu yöntemde;

$$\log A = 0.41 * M_s - \log(R + 0.032 * 10^{0.41M_s}) - 0.0034 * R - 1.69 \mp 0.21 \quad (8)$$

bağıntısı elde edilmiştir. Burada A, en büyük ivme değeri (g); R, faya olan en kısa mesafe (km); M_s : yüzey dalgası büyüklüğü ($6.0 \leq M_s \leq 7.9$) olmaktadır.

3.2.3. Ansal (1999) Yöntemi

Bu yöntem Türkiye deprem verilerine göre Ansal (1999) tarafından elde edilmiştir. Bağıntı aşağıda verilmektedir.

$$\log(A_p) = 0.33 * M - 0.00327 * R - 0.79 * \log R + 1.177 \quad (9)$$

$$R = \sqrt{R_{epc}^2 + h^2} \quad (10)$$

Burada A_p , en büyük yatay yer ivmesi; R_{epc} , faya olan mesafe; h, odak derinliği (km) ve M, moment büyüklüğüdür.

3.2.4. ProSHAKE Programı

En büyük yatay yer ivmesi değişik programlama dillerinde geliştirilmiş dinamik analiz programları kullanılarak elde edilebilir. Bu çalışma kapsamında ProSHAKE programı da kullanılmıştır.

Bu çalışma kapsamında hem azalım ilişkileri hem de ProSHAKE programı kullanılarak elde edilmiş ivmelere göre Adapazarı ili Tığcılar mahallesinde açılmış sondaj kuyusu yer aldığı kesit için sıvılaşma analizi yapılmıştır. Sıvılaşma analizi için hesaplanmış ivmeler Tablo 2’de verilmektedir. Ortalama ivme değeri 0.4 g seçilmiştir.

Tablo 2 - İvme Değerleri

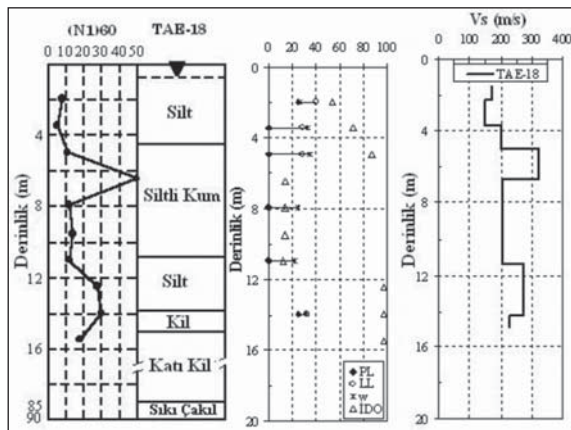
Yöntem	İvme (g)
Joyner & Boore (1981)	0.35
Fukushima & Tanaka (1990-1999)	0.33
Ansal (1999)	0.37
ProSHAKE	0.418

3.3. Zemin Tabakalarının Sıvılaşabilirliği

Şekil 4’de Tığcılar mahallesinde açılmış sondaj kuyusundan elde edilmiş zemin kesiti ve zeminlerin endeks özellikleri görülmektedir. Üstte 4.5 m kalınlıkta ince dane oranı %55-85 arasında değişen siltli zemin tabakası bulunmaktadır. Yaklaşık 3.0 m kalınlığa kadar olan kısmının plastisite indisi $IP=18$ olup bunun devamında plastik olmayan siltler yaklaşık 4.5 m derinliğe kadar devam etmektedir. Bu tabakanın altında 13.0 m derinliğe kadar devam eden yaklaşık %13 silt içeren kum tabakası yer almaktadır. Genel olarak gevşek yerleşimli olan kum tabakasının altında katı silt ve killeri bulunmaktadır. Şekilde görüldüğü gibi zemin tabakalarının kayma dalgası hızları Ohta ve Goto (1978) tarafından verilen formülle hesaplanmıştır. Burada N , düzeltilmiş standart penetasyon sayısıdır.

$$V_s = 85.3 \cdot N^{0.348} \quad (11)$$

Şekilde de görüldüğü gibi kayma dalgası hızları 140 m/s ile 160 m/sn arasında değişmektedir. Bu değerler zeminin gevşek ve yumuşak olduğunu göstermektedir.

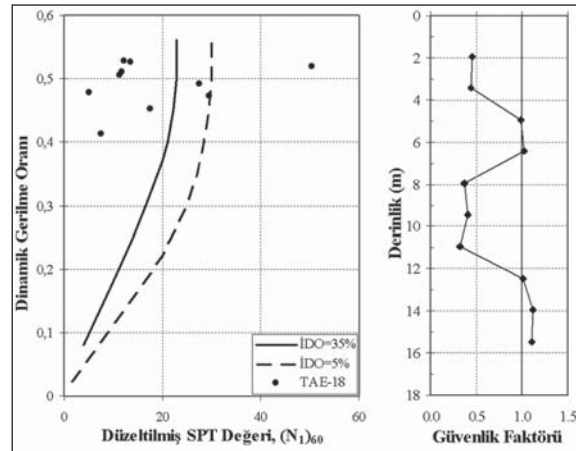


Şekil 4 - TAE-18 sondajındaki zemin kesiti ve kayma dalgası hızı

Sıvılaşma direncini değerlendirmek için Seed ve diğ. (1985) tarafından verilen grafik kullanılarak zeminlerin içerdiği ince dane oranı ve $(N_1)_{60}$ değerlerine göre dinamik kayma direnç oranı (DKDO) elde edilir. Bu değer ile depremde oluşan dinamik kayma gerilme oranı (DKGO) karşılaştırılması ile sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörü (GF) elde edilir.

$$GF = \frac{DKD}{DKGO} \quad (12)$$

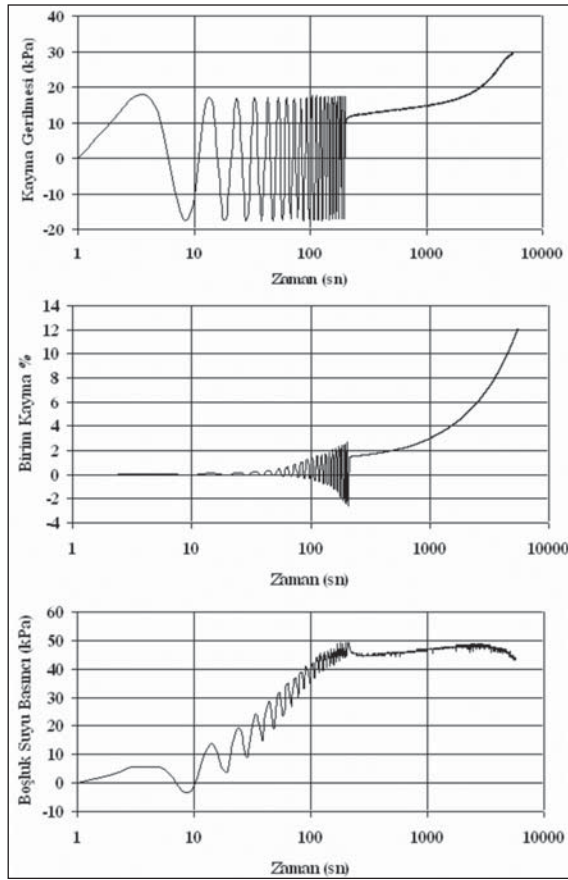
Güvenlik faktörünün $GF \leq 1$ olması durumunda silt ve kum tabakaları için sıvılaşmadan söz edilebilir. Bu sondaj loglarına ait düzeltilmiş SPT- $(N_1)_{60}$ ile dinamik gerilme oranı arasındaki ilişki ve güvenlik faktörünün derinlikle değişimi Şekil 5’de verilmiştir. Şekil 5’de görüldüğü gibi depremde oluşmuş dinamik kayma gerilmesi oranı 0.41-0.53 arasında değişmekte olup ince dane oranı %5 eğrisinin solunda sıvılaşma aralığı içerisinde yer almaktadır. Güvenlik faktörünün derinlikle değişimine bakıldığında zaman yaklaşık 13.0 m derinliğe kadar devam eden silt ve kum tabakalarda $GF \leq 1$ olması nedeni ile büyüklüğü 7.5 olan bir depremde sıvılaşma riskinin bulunduğu görülmektedir. Bu yöntemle göre 13.0 m derinliğin altında kalan zemin tabakalarının sıvılaşmaya karşı dirençleri yüksektir.



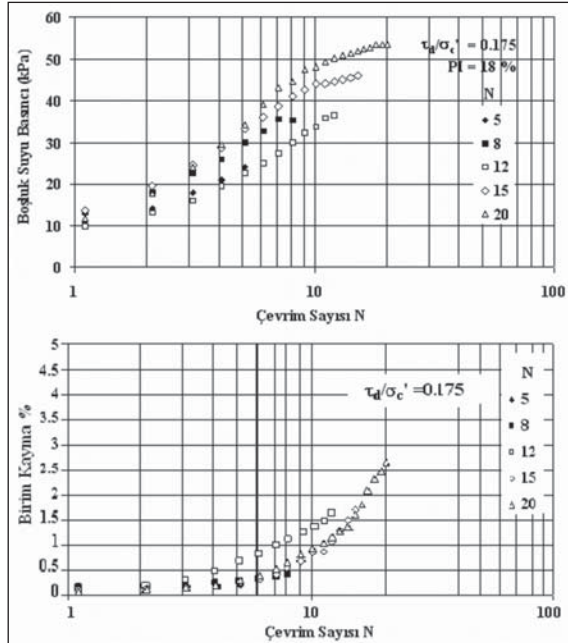
Şekil 5 - Düzeltilmiş SPT darbe sayısı-Dinamik kayma gerilmesi ilişkisi ile güvenlik faktörünün derinlikle değişimi

4. PLASTİK SİLT VE KİLLERDE TAŞIMA GÜCÜ KAYBI

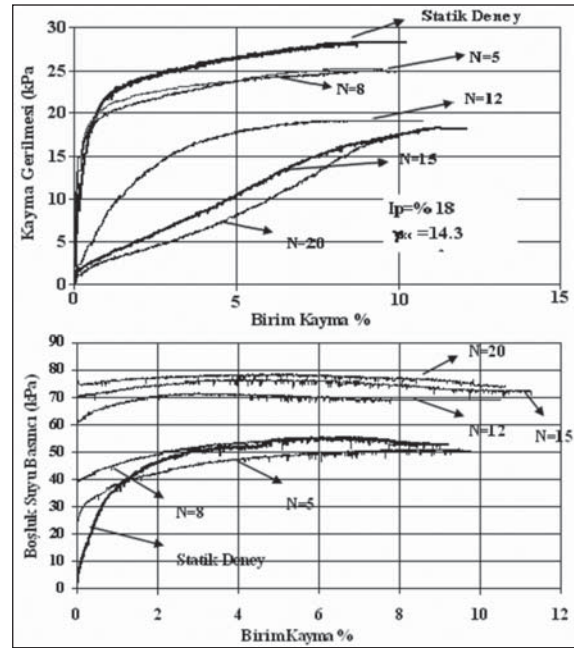
Yumuşak killeri ile plastik siltlerde tekrarlı gerilmeler altında oluşan boşluk suyu basınçları ve deformasyonlar nedeni ile dinamik deney sonrası statik mukavemetlerde azalma meydana gelmektedir. Zeminde yumuşama sonrası oluşan mukavemet kayıpları taşıma gücünün azalmasına neden olmakta ve temel zemininde göçmeler oluşmaktadır. Şekil 6 da plastisite indisi $Ip=18$ olan yumuşak kilde dinamik burulmalı kayma gerilmesinin hemen



Şekil 6 - Yumuşak killi zeminin dinamik burulmalı deney sonrası statik yükleme altındaki davranışı



Şekil 7 - Yumuşak killi zeminin aynı dinamik burulmalı gerilme seviyesinde değişik çevrim sayılarındaki davranışı



Şekil 8 - Yumuşak killi zeminin aynı dinamik yükleme sonrası statik mukavemetleri

ardından uygulanmış statik burulmalı deney sonucunu görülmektedir. Bu deney numunesi laboratuvarında hazırlanmış olup 100 kPa konsolidasyon basıncında konsolide edilmiştir. Statik yükleme sırasında zeminde oluşan boşluk suyu basıncı konsolidasyon basıncının yarısına yaklaşık olarak deformasyon seviyesi %12'ye çıkmıştır. Dinamik deney sonrası statik kayma gerilmesi 30 kPa olmuştur. Dinamik+statik yükleme deneyleri aynı zeminde hazırlanan numuneler üzerinde aynı tekrarlı kayma gerilmesinin değişik tekrar sayılarında uygulanmasının hemen arkasından statik yükleme deneyi yapılması ile elde edilmiştir (Erken ve Ülker, 2004). Şekil 7'de boşluk suyu basıncı, birim kayma ve çevrim sayısı arasındaki ilişkiler görülmektedir. Deneylerde uygulanan çevrim sayıları sırası ile N=5-8-12-15 ve 20'dir. Her dinamik yüklemeden sonra hemen yapılan statik yükleme için gerilme şekli değiştirme ve boşluk suyu basıncı değişimleri Şekil 8'de görülmektedir. Dinamik yükleme süresi arttıkça statik mukavemet azalmakta ve zemin numunesi aşırı deformasyon ile boşluk suyu basıncı artışlarına uğramaktadır. Deney sonuçlarından N=20 çevrim sayısı tekrarından sonra statik direncin azaldığı ve bu azalma oranının yaklaşık %40'lara kadar ulaştığı ve bu azalmanın taşıma gücünün azalmasına neden olduğu elde edilmiştir.

5. SONUÇLAR

Depremler sırasında suya doygun gevşek yerleşimli kum ve düşük plastisiteli yumuşak siltlerde

sıvılaşma gözlenirken plastik silt ve killerde deprem sonrası statik mukavemetlerinde azalmalar meydana gelmektedir. Bunun sonucu olarak kum ve düşük plastisiteli siltlerde sıvılaşma sırasında zeminin taşıma gücü tamamen ortadan kalkarken yumuşak plastik silt ve killerde taşıma gücünde önemli ölçüde azalma gözlenmektedir.

Sıvılaşan zeminlerde yapılar zemin içine gömülme, farklı oturmalar nedeni ile izin verilen sınırların dışına çıkacak şekilde dönmelere ve yanal kaymalara uğramaktadır. Bu nedenle kumlu siltli zemin tabakalarının yer aldığı inşaat alanlarında yapının inşaatından önce, sondaj yapılarak zemin tabakalaşması ve zeminlerin endeks ve mukavemet özelliklerinin belirlenmesi ve ikinci aşama olarak dinamik analizler ile zemin tabakalarının sıvılaşabilirliğini araştırılması önem kazanmaktadır. Ayrıca, depremlerde yumuşak kıvamlı suya doymuş plastik silt ve killerin hakim olduğu temel altında yer alan zeminlerin statik mukavemetinin azalması sonucu taşıma gücünün azalarak temel zeminin göçeceği göz önünde bulundurulmalıdır.

KAYNAKLAR

- Ansal, A.M. (1999). *Geotechnical Factors during 17 August 1999 Kocaeli Earthquake*, European Association Earthquake Engineering Task Group 8, *Asymmetric and Irregular Structures*, İstanbul, Turkey, Vol. 2, p. 415-424.
- Erken A, and Ansal, A. M. (1994). *Liquefaction characteristics of undisturbed sands*, Thirteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Performance of Ground and Soil Structures during Earthquakes, New Delhi, p. 165-170.
- Erken, A., Ülker, R. (1994). *Erzincan Ekşisu'da Sıvılaşma Potansiyeli ve Yerel Zemin Koşulları*, İ.T.Ü. Araştırma Fonu Projesi, İstanbul, ss. 70.
- Erken, A., Ülker, M.B. C. (2004). *Tekrarlı yükler altında düşük plastisiteli siltli ve killi zeminlerde meydana gelen statik mukavemet kaybı*, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onuncu Ulusal Kongresi, İ.T.Ü., İstanbul, s. 361-370.
- Finn, W.D.L., Pickering, D.J. and Bransby, P.L. (1971). *Sand Liquefaction in Triaxial Test*, Journal of Soil Mechanics and Foundation Eng. Division, Vol. 97, No: SM4, p.639-659.
- Fukushima, Y. and Tanaka, T. (1990). *A new attenuation relation for peak horizontal acceleration of strong earthquake ground motion in Japan*, Bulletin of the seismological Society of America, 84, p. 757-783.
- Hatanaka, M., Suzuki, Y., Kawasaki, T. and Endo, M. (1988). *Cyclic undrained shear properties of high quality undisturbed Tokyo gravel*, Soils and Foundations, Vol. 28, No.4, p. 57-68.
- Ishihara, K. and Li, S. (1972). *Liquefaction of Saturated Sand in Triaxial Torsional Shear Test*, Soils and Foundations, ICSMFE, Vol. 1.
- Joyner, W. B., Boore, D.M. (1981). *Peak horizontal acceleration and velocity from strong motion records including records from the 1979 Imperial Valley, California Earthquake*, Bulletin of the seismological Society of America, Vol.71, p. 2011-2038.
- Kaya, Z., Irisawa, T., Erken, A. (2002). *Adapazarı zeminlerinin dinamik davranışı*, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Dokuzuncu Ulusal Kongresi, Anadolu Üniversitesi, Eskişehir, s. 220-227.
- Liao, S. S. C., and Whitman, R.V. (1986). *Overburden correction factors for SPT in sand*, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol 112, No. 3, p.373-377.
- Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards. (1999). TC4, ISSMGE.
- Mullilis, J. P., Chan, C. K. and Seed, H. B. (1975). *The Effects of Method of Sample Preparation on the Cyclic Stress-Strain Behaviour Sands*, Report No. EERC 75-18, Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- Ohta Y. and Goto, N. (1978). *Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristics soil indexes*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.6, p.167-187.
- Peacock, W. H., and Seed, H. B. (1968). *Sand Liquefaction under Cyclic Loading Simple Shear Condition*, Journal of Soil Mechanics and Foundation Eng. Division, Vol. 94, No:SM3, p.689-708.
- Özay, R. ve Erken, A. (2003). *Killerde plastisitenin kayma gerilmesi oranına etkisi*, İ.T.Ü. dergisi, Seri D: Mühendislik, Cilt:2, Sayı:1, s. 55-63.
- ProShake Version 1.12 (2003). EduPro Civil System, Inc., WA.
- Seed, H.B., and Idriss, I.M. (1971). *Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential*, Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM9, p. 1249-1273.
- Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F. and Chung, R. M. (1985). *Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations*, J. of Geotechnical Engineering, V. 111, p. 1425-1445.
- Skempton, A. W. (1986). *Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure relative density particle size, aging and overconsolidation*, Geotechnique, 36(3), p. 425-447.
- Tsukamoto, Y., Ishihara, K. and Nakazawa, H. (2001). *Soil Properties of the Depozits in Adapazarı from Laboratory Tests*, XV ICSMGE TC4Satellite Conference, İstanbul, p. 275-280.
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., and Stokoe, K.H., 2001, *Liquefaction resistance of soils – Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils*: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 4, p. 297-313.