

Sıvılaşma Analizlerinin VBA Kullanılarak Yapılması

Devrim ALKAYA¹, Burak YEŞİL²

¹Pamukkale Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik ABD, Denizli

²Düzce Üniversitesi, DMYO Teknik Programlar, İnşaat Bölümü, Düzce
burakyesil06@hotmail.com - devrimalkaya@hotmail.com

Özet: Sıvılaşma, deprem gibi dinamik etkilere maruz kalan kohezyonsuz zeminin kayma mukavemetinin hızlı bir şekilde kaybolmasıdır. Bir diğer ifade ile suya doygun kohezyonsuz zeminlerde boşluk suyu artışına bağlı olarak efektif gerilmelerin azalması sonucunda zeminin mukavemetini kaybetmesidir. Ülkemizde meydana gelen geçmiş depremler 1998 Ceyhan ve 1999 Adapazarı depremlerinde zeminde oluşan sıvılaşmaya bağlı yapısal hasarlar ve meydana gelen can kayıpları konunun önemini küçümsemeyecek boyutta olduğunu ortaya koymaktadır. Sıvılaşma olgusunun bilinmesi ve tanımlanabilmesi yanında mühendislik açısından riskin belirlenmesi amacıyla yapılan sıvılaşma analizlerinde doğru bilgilerin elde edilmesi ve uygun analiz yönteminin belirlenmesi büyük önem taşımaktadır. Zeminin özellikle sadece tane boyu açısından sıvılaşabilir nitelikte olması, yeraltı suyu durumu ve derinliği, sıvılaşabilir tabakanın kalınlığı, yüzeye olan mesafesi, zeminin ince tane oranı ve sıvılaşmayı meydana getirebilecek depremin büyüklüğü analiz sonucunu doğrudan etkileyen tüm parametreleri göz önüne alarak, zeminlerde sıvılaşmayı meydana getiren faktörler incelenmiş ve sıvılaşma analizlerinin hızlı ve doğru yapılabilmesi için bilgisayar programı üretilmiştir. #

Anahtar Sözcükler: Programlama, Sıvılaşma, VBA,

1. Giriş

Yeraltı su tablası altındaki sıvılaşmaya elverişli zemin tabakalarının sıvılaşma tehlikesinin analizinde farklı yaklaşımlar kullanılabilir. Deprem sırasında ölçülen boşluk suyu basıncı ölçümüne dayanan çalışmalardan edilen bilgiler arazide boşluk suyu basıncı davranışının açıklanmasında yetersiz kalmaktadır [1], [2]

ve [3]. Depremlerin zamanlamasının tahmin edilememesi ve arazide yerleştirilecek ölçüm aletlerinin uzun bekleme süreleri sırasında güvenilirliklerinin azalması gibi nedenlerden dolayı, arazide yapay dinamik yükleme oluşturularak bu esnada boşluk suyu basınçlarının ölçülmesini hedefleyen çalışmalar yapılması yoluna başvurulmaktadır (Tablo 1).

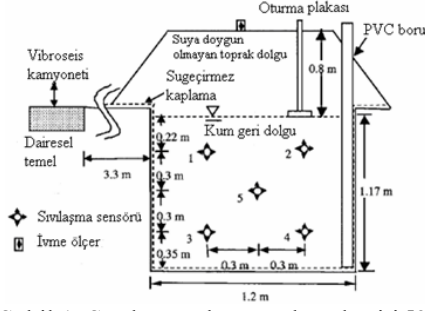
Tablo 1. Arazide sıvılaşma sırasında boşluk suyu basıncı ölçümü yapılan daha önceki çalışmalar [4]

Yer	Zemin Tipi	Veri	Kaynak	Referans
Owi Island (Japonya)	Siltli ince kum	SPT, CPT, boşluk suyu basıncı, yüzey ivmesi	Mid-Chiba depremi, amaks:0.1g	Ishihara ve diğ., (1981)
Sunamachi (Japonya)	İnce kum	SPT, Vs, boşluk suyu basıncı, aşağı kuyu ivme oluşumu	Chiba-Toho-Okii depremi, amaks:0.12g	Ishihara ve diğ., (1989)
Lotung bölgesi (Taiwan)	Kum	Vs, CPT, boşluk suyu basıncı, aşağı kuyu ivme ölçümü	1985-1986 arasındaki 18 deprem	Shen ve diğ., (1991)
Wildlife bölgesi (ABD)	Siltli kum	SPT, CPT, Vs, boşluk suyu basıncı, aşağı kuyu ivme ölçümü	Superstition Hills depremi, amaks:0.21g	Youd ve Holzer (1994)
South Platte River (ABD)	İri kum	SPT, CPT, Vs, boşluk suyu basıncı, partikül hızı, oturma	Aşağı kuyu patlatma yöntemi	Charlie ve diğ., (1992)
Boundary Körfezi (Kanada)	Kumlu silt	CPT, Vs, boşluk suyu basıncı, yüzey ivmesi, oturma	Aşağı kuyu patlatma yöntemi	Gohl ve diğ., (2001)
Treasure Island (ABD)	Kum ve siltli kum	SPT, CPT, boşluk suyu basıncı, oturma	Aşağı kuyu patlatma yöntemi	Rollins ve diğ., (2003)

Bu çalışmalarda dinamik kaynak olarak, genellikle aşağı kuyu patlatma yöntemi kullanılmıştır [6], [7] ve [8].

Ancak, kullanılan bu patlatma yönteminde oluşan dinamik yükleme hızının depremin yükleme hızına uygun olmaması ve patlatma sonrası boşluk suyu basınçlarının kaydedilmesinde karşılaşılan zorluklar neticesinde dinamik yükleme kaynağında yeni teknolojilerin kullanılması gereği ortaya çıkmaktadır. Bu bağlamda Chang ve diğ. (2007) [9] tarafından yapılan çalışmada yüksek enerjili bir dinamik yükleme kaynağı kullanılmıştır [10]. Şekil 1'de kesiti gösterilen deney sahasında sıvılaşma meydana getirilerek, bu sırada oluşan

boşluk suyu basınçları ve kayma şekil değiştirmeleri ölçülmüş ve sonuçlar mevcut boşluk suyu basıncı oluşum modelleri ile karşılaştırılmış [11] ve [12]. Boşluk suyu basıncı ile kayma şekil değiştirmelerinin ilişkisi ve sıvılaşma davranışına etkisi araştırılmıştır.



Şekil 1. Sıvılaşma deney sahası kesiti [9]

2. Yüzeysel Temellerin Altında Sıvılaşan Zeminlerin Davranışı

Sıvılaşmanın olduğu zemin tabakaları üzerine oturan yüzeysel temele sahip binaların batması ve yana eğilmesi örnekleri birçok depremde gözlenmiştir. Genellikle bu batma ve eğilme deprem sona erdikten sonra da devam etmektedir. Bununla birlikte santrifüj model deneyleri gözlemleri temeller altındaki zeminde deprem sırasında oluşan boşluk suyu basıncı artışlarının serbest arazidekinden daha az olduğunu göstermektedir [13] ve [14].

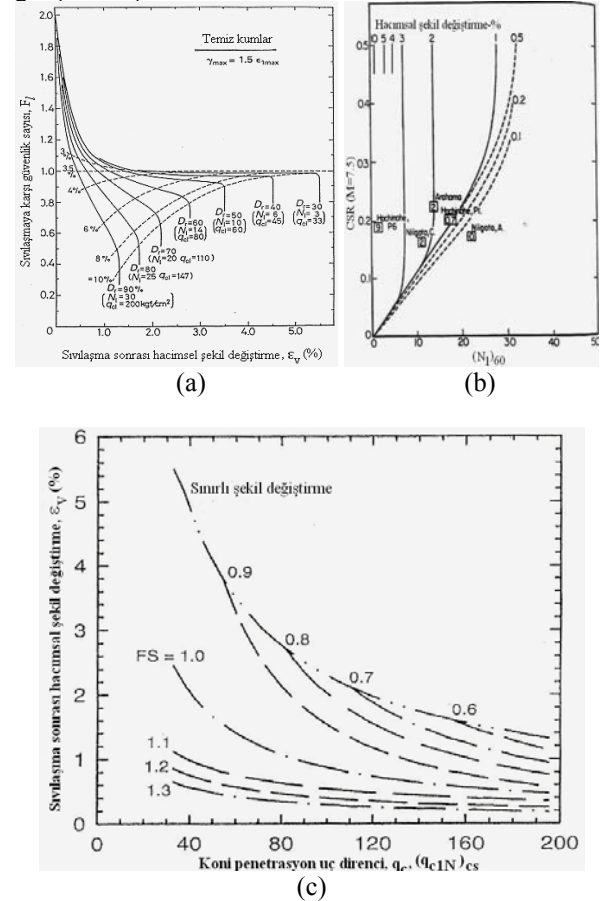
Ancak, sarsıntı sona erdikten sonra temel altındaki zeminde boşluk suyu basıncı artışları devam etmektedir. Bununla oluşan hidrolik basınç eğiminden dolayı daha alt tabakalardan ve etrafındaki serbest arazi altındaki tabakalardan temel zeminine doğru su akımından kaynaklandığı düşünülmektedir [15]. Efektif gerilmelerin azalması ile taşıma gücü azalmakta ve bina batmaya devam etmektedir. Bu nedenle, oldukça karmaşık olan bu soruna karşı güvenli yönde kalmak üzere temel altı zemini için de serbest arazi sıvılaşması durumunu göz önüne almak daha uygun olmaktadır. Deprem sarsıntısının sırasında sıvılaşmadan kaynaklanan, zemin oturmalarının temel zemininde oluşan plastik geçmeden kaynaklanması durumunda, temel altı zemininde serbest arazidekinden daha fazla oturma meydana gelecektir. Dolayısıyla sadece hacimsel zemin sıkışmasını göz önüne alan yaklaşık oturma hesapları yeterli olmayabilmektedir. Temel altında sıvılaşmayan bir kabuk (örneğin bir kil tabakası) olmasının, taşıma gücü azalması ve oturmalar üzerinde çok olumlu etkisi olduğu gözlenmektedir. Düz arazilerde sıvılaşmadan kaynaklanan hasarların oluşmaması için gerekli üst (sıvılaşmamış) tabaka kalınlığı ile sıvılaşan tabaka kalınlığı ve maksimum yüzey ivmesi arasında ilişkilerdir [16]. Kabuk tabakasının kritik bir kalınlığı aşması durumunda taşıma gücü sıvılaşan tabakadan etkilenmemektedir. Kritik kalınlık kabuk tabakasının kayma direnci, temel taban basıncı ve sarsıntı şiddetine bağlı olmakla birlikte, temel genişliğinin şerit temellerde 2.6 katını, kare temellerde 1.3 katını geçmediği hesaplanmıştır [17]. Temel altında sıvılaşmayan bir kabuk tabakasının mevcut olması, sıvılaşmadan kaynaklanan oturmaların olumsuz etkisini de oldukça sınırlamaktadır.

3. Sıvılaşmadan Dolayı Meydana Gelebilecek Zemin Hareketleri

Depremlerden dolayı meydana gelen kalıcı zemin deformasyonları, mukavemet kaybı, akma, hacimsel sıkışma, kum konileri oluşması, yanal yayılma veya yer yarılması gibi birçok nedenden kaynaklanabilmektedir. Kumlarda ortaya çıkan büyük zemin deformasyonları çoğunlukla sıvılaşma sonucu meydana gelmektedir. Bu deformasyonların en önemlileri hacimsel sıkışmadan kaynaklanan yanal zemin yer değiştirmeleri (akma ve yayılma) ve zemin yüzü oturmaları

olmaktadır. Sıvılaşma sonrası meydana gelen zemin oturmaları, çevrimli yüklemeler altında oluşan artık boşluk suyu basınçlarının, suyun drene olması ile sönümlenmesine bağlı olarak meydana gelmektedir. Hacimsel sıkışma miktarını belirlemek için kumun sıklığını temsil eden düzeltilmiş SPT darbe sayısı $N_{1,60}$ ve depremde etkiyen çevrimli kayma gerilmesi oranını (CSR) göz önüne alan ilişkiler geliştirilmiştir [18].

Ayrıca, Kumun rölatif sıklığı, oluşan maksimum kayma şekil değiştirmesi ve sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısının dikkate alındığı, sıvılaşma sonrası hacimsel sıkışma miktarını elde etmeye yarayan bir abak oluşturmuştur [19]. Bu araştırmalarla geliştirilen abaklar kullanılarak sıvılaşabilir bir tabakada meydana gelecek oturmaları hesaplamak mümkün olmaktadır. Sıvılaşmayı takip eden oturmaları, düzeltilmiş CPT uç direnci ile korelasyon yaparak bazı grafikler bulunmaktadır (Şekil 2) [20]. Sıvılaşma sonucu ortaya çıkan yanal zemin hareketleri bazı durumlarda büyük yapısal hasarlara neden olabilmektedir. Bu tür zemin hareketlerinin hesaplanması için geliştirilmiş arazi gözlemlerine dayanan bazı amprik yöntemler ve bunlara göre bazı nümerik analiz yöntemleri geliştirilmiştir.



Şekil 2. Sıvılaşma sonrası zeminde hacimsel sıkışma miktarının kestirimi için önerilen abaklar: (a) [18] (b) [19] (c) [20]

Geçmiş depremlerde sıvılaşan zeminlerde gözlenen yanal zemin hareketlerini dikkate alınarak, sıvılaşma sonrası zemin deformasyonları ile sıvılaşan tabaka kalınlığı ve taban zemin eğimi arasındaki ilişki basit bir amprik bağıntı ile tanımlanmıştır [21]. (Denklem 1).

$$D = 0.75\sqrt{H}\sqrt[3]{\phi} \quad (1)$$

Sekiz depremden elde edilen arazi verilerini kullanarak jeolojik, topografik, sismik ve zemin parametrelerini göz önüne alan, kenarı serbest düz alanlar ve eğimli araziler için geçerli iki ayrı model önerilmiştir. Çoklu lineer regresyon analizi (MLR) kullanarak çok sayıda parametreyi dikkate alan iki ampirik bağıntı da elde edilmiştir.

4. Sıvılaşma Analizleri

4.1 Basitleştirilmiş sıvılaşma analizi

Basitleştirilmiş modelde, çoğunlukla kumlardaki sıvılaşma potansiyelini değerlendirilmiştir [22]. Bu model son yıllarda yeniden düzenlenmiştir [23] [24]. SPT, CPT, Vs ve BPT değerlerine bağlı olarak sıvılaşma analizini daha da geliştirilmiştir [25].

CSR geçmişteki deprem verileri kullanılarak ampirik ilişkilerle belirlenmiştir ([23], [24]). Ampirik ilişkiler orijinalinde SPT'ye, genişletilmiş içeriğinde ise CPT'ye dayanmaktadır [26], [27] ve [28].

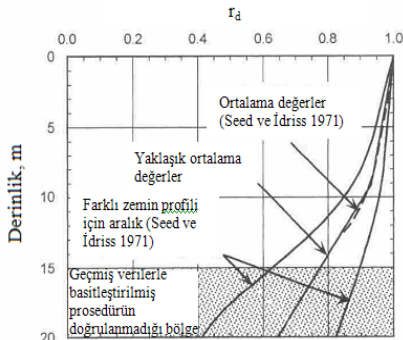
Deprem yol açtığı yer hareketinin etkisinin bir çevrimsel kayma gerilmesi oranı kullanılarak göz önüne alındığı bu yöntemde) bu değer sıvılaşma direncini tanımlamak için kullanılan çevrimsel kayma mukavemeti oranı ile karşılaştırması sonucu sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı hesaplanmaktadır [22] ve [25].

Daha sonraki yıllarda yapılan pek çok çalışmada sıvılaşma tetiklenme potansiyelinin belirlenmesinde baz alınan CSR oranı yaklaşımı, düz serbest saha koşulları ve sığ çökeller için geçerli olmaktadır.

Eğimli sahalarda veya ağır yapılar altındaki tabakalarda başlangıç (statik) kayma gerilmelerinin mevcudiyeti sıvılaşma olasılığını etkilemektedir.

4.2 CSR değerinin bulunması

Çevrimsel kayma gerilmesi değeri depremde oluşan en fazla ivme değerine bağlıdır. Ayrıca efektif gerilme, toplam gerilme ve gerilme azaltma katsayısını da içermektedir. Gerilme azaltma katsayısı grafiği Şekil 3'de gösterilmiştir. Gerilme azaltma katsayısı derinliğin 9.15 m'ye eşit ve az olması durumu ve 9.15 m'den fazla olması durumuna göre değişmektedir. Bu katsayı 23 m'ye kadar geçerli olmaktadır. (Denklem 2 ve 3).



Şekil 3. Gerilme azaltma katsayısının grafiği [22]

$$CSR = 0.65 \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) r_d \quad (2)$$

$$r_d = 1 - 0.00765z \quad (z \leq 9.15\text{m}) \quad (3)$$

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

4.3 CRR değerinin bulunması

SPT deneyi verileriyle hesap

Bunun için öncelikli olarak SPT darbe sayılarında bazı düzeltmeler yapılması önerilmektedir. (Denklem 4 ve 5).

$$N_{1,60} = N C_N C_R C_S C_B C_E \quad (4)$$

$$\frac{2.2}{1.2 \frac{\sigma'_v}{P_a}} \leq 1.7 \quad (5)$$

Bu düzeltmeler enerji, derinlik, sondaj çapı gibi düzeltmelerdir. Ayrıca zeminin ince dane oranına (FC) göre aşağıdaki düzeltmenin yapılması önerilmektedir. (Denklem 6 ve 7).

$$N_{1,60cs} = \alpha + \beta N \quad (6)$$

$$\text{İTO} \leq \%5 \rightarrow \alpha = 0 \quad \text{ve} \quad \beta = 1.0$$

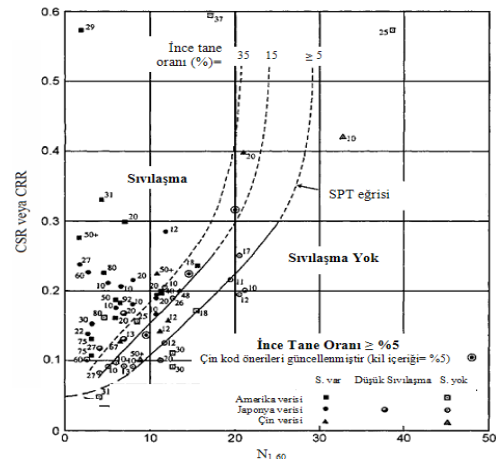
$$\%5 < \text{İTO} < \%35 \rightarrow \alpha = \exp\left(1.76 - \frac{190}{\text{İTO}^2}\right) \quad (7)$$

$$\text{İTO} \geq \%35 \rightarrow \alpha = 5.0 \quad \text{ve} \quad \beta = 1.2$$

olarak alınmaktadır. Bu durumda M=7.5 büyüklüğünde bir deprem için sıvılaşma direnci

$$CRR = \frac{1}{34 - N_{1,60}} + \frac{N_{1,60}}{135} + \frac{50}{(10N_{1,60} + 45)^2} + \frac{1}{200} \quad (8)$$

bağıntısından bulunabilmektedir. (Denklem 8).



Şekil 4. 7.5 büyüklüğündeki depremlerdeki verilerle çizilen SPT sıvılaşma eğrisi.

Şekil 4’de SPT değerine bağlı sınıflama grafiği oluşturulmuştur.

4.4 CPT deneyi verileriyle sınıflama hesabı

Koni penetrasyon deneyi uç direncinin, sınıflama direncinin belirlenmesinde kullanılmasında da bazı düzeltmeler yapmak gerekmektedir. (Denklem 9 ve 10).

$$q_{c1N} = C_Q \frac{q_c}{P_a} \quad (9)$$

$$C_Q = \left(\frac{P_a}{\sigma_v'} \right)^n \quad (10)$$

n=1.0 (kil zeminler için)
=0.50 (temiz kumlar için)

$$q_{c1N,cs} = K_C q_{c1N} \quad (14)$$

$$I_c = 1.64 \rightarrow K_C = 1.0 \quad (15)$$

$$I_c > 1.64 \rightarrow K_C = -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 \quad (16)$$

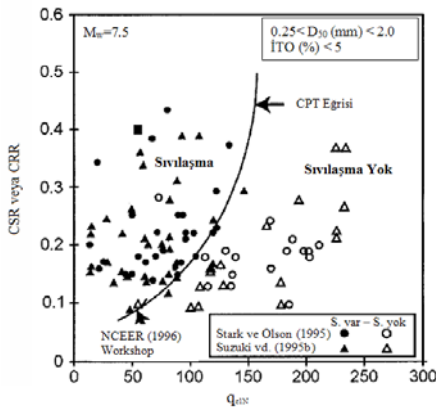
Eğer n=1 alınarak hesaplanan Q kullanılarak hesaplanan $I_c < 2.6$ ise zemin killi ve sınıflamayan zemin olarak kabul edilir. Eğer n=1 alınarak hesaplanan Q kullanılarak hesaplanan $I_c > 2.6$ ise, C_Q ve Q, n = 0.5 alınarak tekrar hesaplanır ve I_c değeri yeniden belirlenir, eğer $I_c < 2.6$ ise sınıflama analizlerinde kullanılır, eğer $I_c > 2.6$ ise n=0.7 alınarak I_c tekrar hesaplanır ve sınıflama analizlerinde kullanılır.

M=7.5 büyüklüğünde bir deprem için sınıflama direnci;

$$q_{c1N,cs} < 50 \rightarrow CRR_{7.5} = \frac{0.833q_{c1N,cs}}{1000} + 0.05 \quad (17)$$

$$50 \leq q_{c1N,cs} < 160 \rightarrow CRR_{7.5} = 93 \left(\frac{q_{c1N,cs}}{1000} \right)^3 + 0.08 \quad (18)$$

bağıntıları kullanılarak bulunabilmektedir. (Denklem 17 ve 18).



Şekil 5. 7.5 büyüklüğündeki depremlerdeki verilerle çizilen CPT sınıflama eğrisi.

Şekil 5’de düzeltilmiş CPT değerine bağlı olarak sınıflama grafiği çizilmiştir [25]. Sınıflama direnci (CRR) değerinin hesaplanmasında gerilme seviyesine göre düzeltilmiş kayma

=0.50-1.00 (silt ve siltli kumlar için)

Zemin cinsini tanımlamak için kullanılan zemin indeksi hesaplanmalıdır. (Denklem 11, 12 ve 13).

$$I_c = \sqrt{(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2} \quad (11)$$

$$Q = \left(\frac{q_c - \sigma_v}{P_a} \right) \left(\frac{P_a}{\sigma_v'} \right)^n \quad (12)$$

$$F = \left(\frac{f_s}{q_c - \sigma_v} \right) 100 \quad (13)$$

İnce dane oranına göre düzeltme aşağıdaki bağıntılarla hesaplanabilir. (Denklem 14, 15 ve 16).

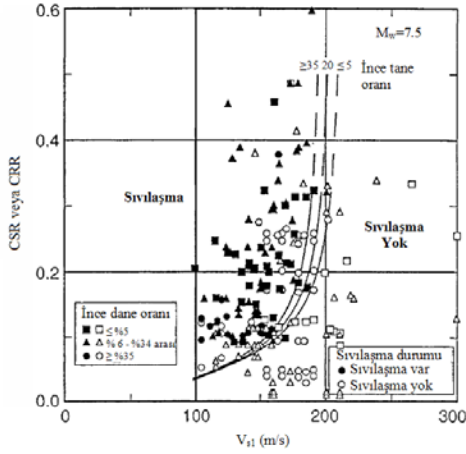
dalgası hızından korelasyon yolu ile yararlanmak da mümkün olabilmektedir.

4.5 Kayma dalgası hızı ile sınıflama analizi

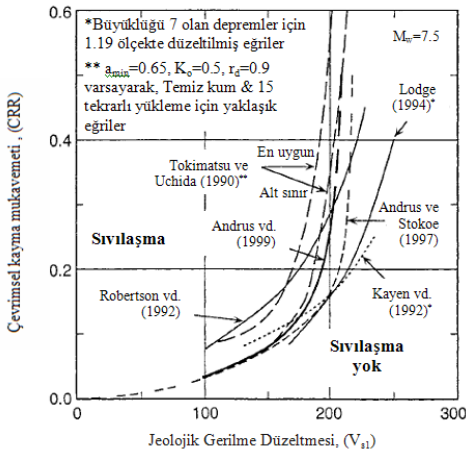
Kayma Dalgası hızı ölçümünde sağlanan gelişmeler ve tekrarlı birim kayma şekil değiştirme yaklaşımının sınıflama davranışı ile ilişkilendirilmesi çalışmaları, kayma dalgası hızının sınıflama direnci kestiriminde faydalı bir değerlendirme yöntemi olduğunun anlaşılmasına katkı sağlamıştır [30] ve [31]. Laboratuvar deney sonuçlarını kullanarak düzeltilmiş kayma dalgası hızı ile sınıflama direnci arasında ilişki kuran eğriler geliştirmiştir. Bununla birlikte, sınıflama potansiyelini değerlendirmede kayma dalgası hızı ölçümlerinin tek başına yeterli olmayabileceği düşünülmektedir.

Sınıflama direnci (CRR) değerinin hesaplanmasında gerilme seviyesine göre düzeltilmiş kayma dalgası hızından korelasyon yolu ile yararlanmak da mümkün olabilmektedir.

Şekil 6 ve Şekil 7’de sınıflama direnci ile düzeltilmiş kayma dalgası hızı arasında korelasyonları gösteren eğriler verilmiştir.



Şekil 6. 7.5 büyüklüğündeki depremlerdeki verilerle çizilen kayma dalgası sıvılaşma eğrisi [25]



Şekil 7. Düşey toprak basıncı düzeltmesi yapılmış kayma dalgası hızı ile CRR arasındaki ilişki.

İnce tane oranına göre eşitlikler elde edilmiştir. (Denklem 19, 20 ve 21).

$$\alpha = 0.022 \quad (19)$$

$$\beta = 2.8$$

$$\text{İTO} > 35 \rightarrow V_{s1}^* = 200$$

$$\text{İTO} < 5 \rightarrow V_{s1}^* = 215 \quad (20)$$

$$\text{İTO} \geq 5 \text{ ve } \text{İTO} \leq 35 \rightarrow V_{s1}^* = -0.5 \text{ İTO} + 217.5$$

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^{0.25} \quad (21)$$

En uygun eğri üç eksenli devirsel test ile belirlenmiştir [32]. Bu test sonucunda çeşitli kumlar için ince dane oranı $< 10\%$ 'dan küçük ve 15 devirsel yükleme elde edilmiştir. Kaliforniyadaki İmperial vadisi boyunca farklı 4 bölgede alan performans verilerini kullanarak sınır eğrilerini geliştirmiştir. [33] Bu eğriler 1989 Loma Prieta depreminde sıvılaşan ve sıvılaşmayan bölgelerde kullanılmıştır [34].

Geliştirdiği eğrilerde 20 deprem ve 50'nin üzerinde ölçüm bölgelerinde çimentosuz Holosen jeolojik yaşındaki zeminde %5 ve daha az ince tane oranı kullanılarak eğriler geliştirilmiştir [35]. Daha sonra 26 deprem ve 70 ölçüm kullanarak bunu revize etmiştir. (Denklem 22).

$$CRR = \alpha \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + \beta \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \quad (22)$$

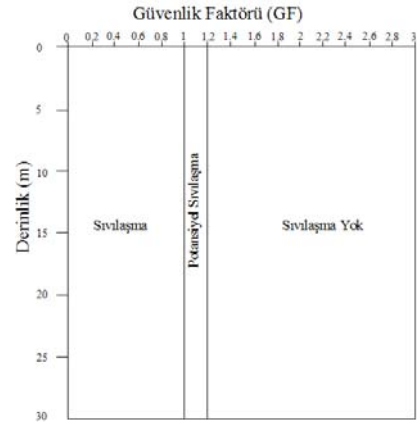
Bu denklemde ilk parantez içindeki değer, sabit ortalama çevrimsel kayma için VS1 ve CSR arasındaki ilişkiye dayanır. İkinci parantez ise, zemin için sabit kayma dalgası hızı limitini göstermektedir. Eğrinin çiziminde α değeri 0.022 ve β değeri 2.8 olarak kullanılmıştır. Kabul edilen Vs değeri ince tane oranının %35'den büyük olması durumunda 200, % 5'den az olması durumunda 215 ve % 5 ile % 35 arasında ise doğrusal olarak değişmektedir.

4.6 Sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı

Yukarıda tanımlanan CRR değerleri, 7.5 büyüklüğünde depremler için geçerlidir. Eğer tasarım deprem büyüklüğü farklı ise, deprem büyüklüğü derecelendirme katsayısı aşağıdaki gibi hesaplanarak sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı (Gs) belirlenir. (Denklem 23 ve 24).

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \quad (23)$$

$$G_s = \left(\frac{CRR_{7.5}}{CSR} \right) MSF \quad (24)$$



Şekil 8. Sıvılaşma tespiti için güvenlik sayısı değerleri.

Güvenlik sayısının 1'den küçük olması durumunda sıvılaşma riski yüksek, 1 ile 1.2 arasında ise potansiyel sıvılaşma ve 1.2'den büyük ise de sıvılaşma riski düşük olmaktadır (Şekil 8).

4.7 Sıvılaşma Potansiyel İndeksi ile Sıvılaşma Hesabı

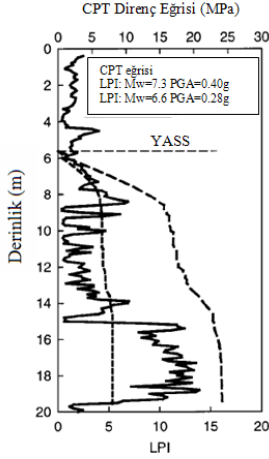
LPI, geliştirmiş temel hasarı nedeniyle potansiyel sıvılaşma bölgeleri tahmin edilmiştir [36]. Sıvılaşma şiddeti oranı aşağıdaki değerlere bağlıdır.

- 1- Sıvılaşan tabaka kalınlığı
- 2- Sıvılaşan tabakanın yüzeye yakınlığı
- 3- Gs güvenlik faktörü 1.0'den az,

Yüzey etkilerinden dolayı 20m'den daha fazla derinliklerde sıvılaşma nadiren rastlandı. LPI'nın hesabında z derinliği 20 m ile sınırlandırılmıştır. (Denklem 25, 26 ve 27).

$$LPI = \int_0^{20m} Fw(z)dz \quad (25)$$

Sıvılaşma tehlikesi bulunan tabakalardaki güvenlik sayıları hesaplandıktan sonra yüzeyden 20 m derinliğe kadar Sıvılaşma Tehlikesi İndisi (PL) hesaplanarak bölgesel sıvılaşma tehlikesi değerlendirilmesi yapılabilir.



Şekil 9. İki depremde CPT sondajlarıyla hesaplanan LPI örneği (En büyük yer ivmesi (PGA) 0.28g ve 0.4g plan sırasıyla Mw=6.6 ve Mw=7.3 olan değerler) [37]

$$Gs \leq 1 \rightarrow G = 1 - Gs \quad (26)$$

$$Gs > 1 \rightarrow G = 0$$

$$w(z) = 10 - 0.5z \quad (27)$$

Bu tanımla sıvılaşma potansiyelinin olmadığı yerlerde LPI 0, 20 m derinliğe kadar ise fazla 100 olabilmektedir.

$PL \geq 15$ yüksek sıvılaşma olasılığını, $5 < PL < 15$ orta derece olasılığı ve $PL \leq 5$ düşük olasılığı gösterdiği kabul edilmektedir.

Sırasıyla Mw=6.6 ve Mw=7.3 pik ivme 0.28g ve 0.4g'de kısmi integralle hesaplanan derinlikle LPI toplanması Şekil 4.10'da görülmektedir. Mw=7.3 büyüklüğünde depremindeki 20 m'deki LPI değeri 16 iken, Mw=6.6 büyüklüğünde 20 metredeki LPI değeri 5'dir. Burada ayrıca LPI'nın derinlikle değişimi önemli olduğu görülmektedir. Bu grafikte, LPI dağılımları 6 m ile 9 m arasında kumlu zeminlerde en fazla olduğu vurgulanmıştır.

Sıvılaşma direnci ve tabaka kalınlıklarının hassas tespitinde detaylı bilgi gerektiğinden LPI ölçek kalibrasyonu ve sınırlı çözümlerden dolayı LPI alanlar araştırması yaygın uygulanmamaktadır. En kapsamlı çalışma LPI'nın nümerik değerlerinin kalibrasyonu üzerindeki yürütülmüştür [38]. LPI değeri, Japonya'da 6 depremde 85 farklı bölgede hesaplanmıştır. 85 bölgenin, 65'inde sıvılaşmanın olduğunu 22'sinde olmadığını kanıtlanmıştır. Yayınlarında, alandaki tek SPT sondajını yoksa alandaki tüm SPT sondajların ortalamasıyla mı hesapların yapıldığı açık değildir. Fakat tekli sondajı kullanmışlar gibi görünmektedir. LPI hesaplarının temelinde 1 m aralıklarla ölçülen SPT değerleri kullanılmıştır.

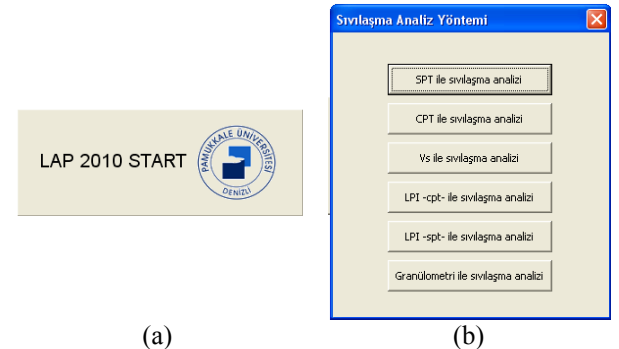
4.8 Olasılıksal (Probabilistik) Yöntemler

Basitleştirilmiş metodla sıvılaşmanın ortaya çıktığı ve çıkmadığı sınır eğrileri tahminine rağmen, belirli bölgelerde probabilistik sıvılaşma potansiyeli değerlendirilememektedir. Risk analizi ve risk değerlendirme çalışmaları probabilistik sıvılaşma potansiyel ilişkisini gerektirir. Bu ihtiyacı karşılamak için lojistik regresyon analiziyle sıvılaşma olasılığı tahmin etmede kullanılmıştır [39]- [40]. Lojistik regresyon modeli, sonuç değişkenleri ikili değer veya iki parçaya ayrılmış olduğunda uygundur, örneğin sıvılaşmanın ortaya çıkması (evet veya hayır). Bu tekniğin farklı alanlarda uygulamaları yapılabilmektedir [41]. Son zamanlarda, SPT kullanılarak lojistik regresyon analiziyle probabilistik sıvılaşma denklemi sunulmuştur. Probabilistik sıvılaşma potansiyel ilişkileri CPT için bu zaman kadar geliştirilememiştir. Sıvılaşma olasılığının hesabında, lojistik regresyon modellerinin nasıl kullanıldığını detayları da bulunmaktadır [42]. Çeşitli istatistikler, böyle bir ikili regresyon modeli yeterliliğini değerlendirmek için kullanılabilir.

Teorikte bu değer 0 ile 1 arasındadır. Eğer 0.4'ten yüksekse iyi uyum göstermektedir [42].

5. Sıvılaşma Programı

Hazırlanan bu program ile sıvılaşma hesapları yapılabilmektedir. Hesaplar SPT, CPT, Vs, LPI ve granülometri eğrisine göre yapılabilmektedir.



Şekil 10. Sıvılaşma program başlangıcı ve analiz seçimi: (a)Program girişi. (b)Analiz yöntemi seçimi.

Programın başlangıcında Şekil 10a'da görülen başlangıç butonu çıkmaktadır. Daha sonra sıvılaşma analizi için istenilen hesap yöntemine göre seçim yapılabilmektedir. Bu hesaplar; SPT ile sıvılaşma analizi, CPT ile sıvılaşma analizi, Kayma dalgasıyla sıvılaşma analizi, Sıvılaşma potansiyel indeksi (CPT veya SPT) ve granülometri eğrisi kullanılarak sıvılaşma analizi olarak sıralanabilir (Şekil 10b).

5.1 SPT ile sıvılaşma analiz programı

SPT ile sıvılaşma analizi yapılırken enerji oranı, kuyu çapı, numune alma yöntemi, tij boyu ve enerji oranı katsayısı düzeltme değerleri programa girilmelidir. Tij boyu düzeltme değeri ile SPT'nin ölçüldüğü yüzeyden itibaren olan derinlik uyumlu olmalıdır. Bu iki değer farklı olması durumunda program tarafından uyarı verilecektir. Tüm hesaplar deprem büyüklüğünün 7.5 olması durumuna göre yapılmaktadır. Deprem büyüklüğünün 7.5 değerinden farklı olması

durumunda, deprem büyüklüğü programın ilgili bölümüne girilmelidir (Şekil 11).

Şekil 11. SPT değeriyle, istenilen derinlikte sıvılaşma analizi.

Zemin özelliklerinin girilebilmesi için de bölüm bulunmaktadır. Bu bölümde en fazla 3 tabakalı zemin modellenebilmektedir. Tabaka sayısı kadar doğal birim hacim ağırlık, doymun birim hacim ağırlık ve ilgili tabaka kalınlıkları girilebilmektedir. Tüm veriler girildikten sonra analiz başlatılabilir. Hesap sonucunda belirtilen derinlikte zeminin sıvılaşma durumu tespit edilmiş olur. Daha sonra istenirse sonuçlar hem excele hem de text dosyasına yazdırılabilmektedir.

5.2 CPT ile sıvılaşma analizi programı

CPT ile sıvılaşma analizi yapılırken uç direnci, sürtünme direnci girilmelidir. En büyük ivme değeri, deprem büyüklüğü, zemin profili ve özellikleri tanıttıldıktan sonra analize geçilebilmektedir. Zemin özellikleri girilirken her tabakanın kil, temiz kum ve siltli kum olması durumuna göre belirlenen n katsayısı için bu özelliğin tanımlanması gerekmektedir. Deprem büyüklüğünün 7.5 değerinden farklı olması durumunda, düzeltme katsayısı hesaplanarak sıvılaşma durumu tespiti yapılmaktadır (Şekil 12).

Zemin özelliklerinin girilebilmesi için bulunan bölümde en fazla 3 tabakalı zemin modellenebilmektedir. Tabaka sayısı kadar doğal birim hacim ağırlık, doymun birim hacim ağırlık ve ilgili tabaka kalınlıkları girilebilmektedir.

SPT analizinden farklı olarak n katsayısı için bu özelliğin tanımlanması gerekmektedir. Tüm veriler girildikten sonra analiz başlatılabilir. Hesap sonucunda belirtilen derinlikte zeminin sıvılaşma durumunun tespiti yapılmış olur. Daha sonra istenirse sonuçlar excele ve text dosyasına yazdırılabilmektedir.

Şekil 12. CPT değeriyle, istenilen derinlikte sıvılaşma analizi.

5.3 Kayma dalgası hızı ile sıvılaşma analizi programı

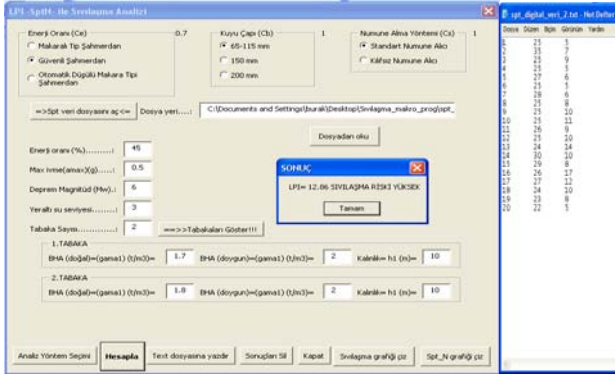
Kayma dalgası hızı ile sıvılaşma analizi yapılırken kayma dalgası hızı, ince tane oranı, en fazla ivme değeri ve deprem büyüklükleri girilmektedir. Zemin profili ve özellikleri tanıttıldıktan sonra analize geçilebilmektedir. Deprem büyüklüğünün 7.5 değerinden farklı olması durumunda, düzeltme katsayısı hesaplanarak sıvılaşma durumu tespiti yapılmaktadır (Şekil 13).

Zemin özelliklerinin girilebilmesi için bulunan bölümde en fazla 3 tabakalı zemin modellenebilmektedir. Tabaka sayısı kadar doğal birim hacim ağırlık, doymun birim hacim ağırlık ve ilgili tabaka kalınlıkları girilebilmektedir. Hesap sonucunda belirtilen derinlikte zeminin sıvılaşma durumunun tespiti yapılmış olur. Daha sonra istenirse sonuçlar excele ve text dosyasına yazdırılabilmektedir.

Şekil 13. İstenilen derinlikte Kayma dalgası hızına göre sıvılaşma analizi.

5.5 Sıvılaşma potansiyel indeksi (LPI-SPT) ile sıvılaşma analizi programı

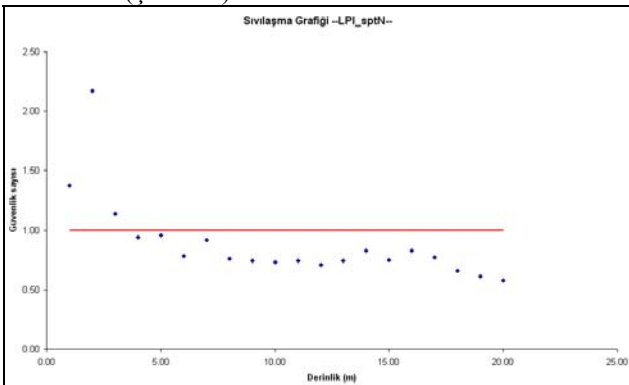
Sıvılaşma potansiyel indeksinde veriler, text dosyasından girdi olarak alınabilmektedir. Bu yüzden text dosyası hazırlanmalıdır. Dosya hazırlanırken ilk sütuna derinlik, ikinci sütuna SPT değerleri ve son sütuna da ince dane oranı değeri girilir ve dosya kaydedilir. Daha sonra programda bu dosya çağırılarak geoteknik veriler, deprem büyüğü ve en fazla ivme değerleri girilerek analiz yapılabilmektedir (Şekil 18).



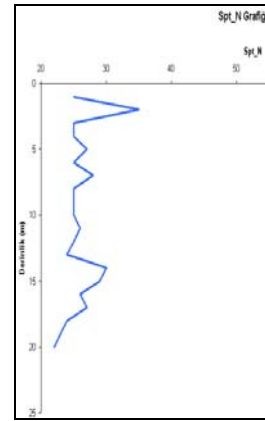
Şekil 18. SPT kullanılarak sıvılaşma potansiyel indeksi ile zeminin sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi.

Geoteknik özelliklerin programa tanıtılabilmesi için bulunan bölümde en fazla 3 tabakalı zemin modellenilebilmektedir. Tüm veriler girildikten sonra analiz başlatılabilmektedir. Hesap sonucunda belirtilen her derinlikte zeminin sıvılaşma durumunun tespiti yapılmış olur. Daha sonra istenirse sonuçlar excel ve text dosyasına yazdırılabilmektedir.

Hesaplar sonrasında SPT değerinin derinlikle değişimi grafikleri ölçekli bir şekilde çizilebilmektedir (Şekil 20). Ayrıca sıvılaşma durumunun görülebileceği derinlik ve güvenlik sayısı değerlerinin görülebileceği grafik de elde edilmektedir (Şekil 19).

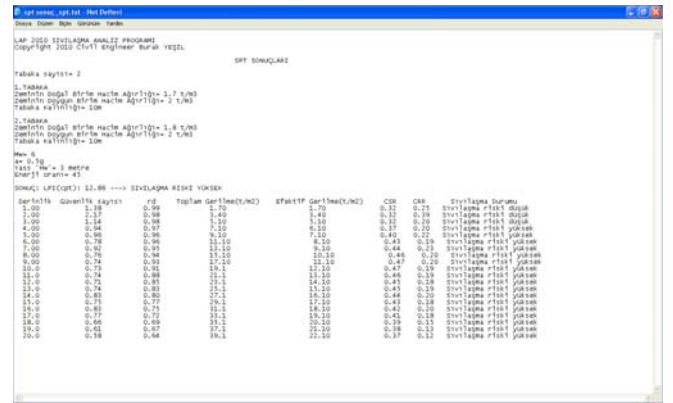


Şekil 19. Sıvılaşma potansiyel indeksi (SPT kullanılarak) sıvılaşma eğrisi.



Şekil 20. SPT değerinin derinlikle değişimi.

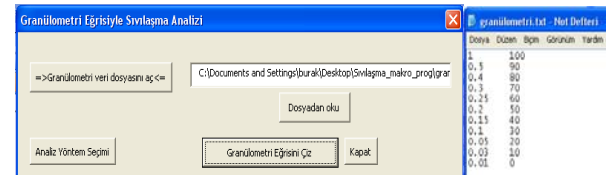
Sıvılaşma potansiyel indeksi hesabı için her derinlikte SPT değerleriyle hesaplanan güvenlik sayıları ile sıvılaşma durumu değerleri Şekil 21'de görülmektedir. Ayrıca toplam gerilme, efektif gerilme, çevrimsel kayma mukavemeti ve çevrimsel kayma gerilme oranı değerleri elde edilebilmektedir.



Şekil 21. Sıvılaşma potansiyel indeksi (SPT kullanılarak) sıvılaşma hesap sonuçları.

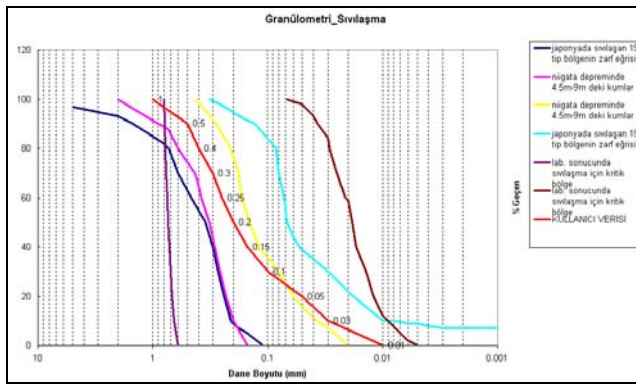
5.6 Granülometri eğrisi ile sıvılaşma analizi programı

Granülometri eğrisiyle sıvılaşma analizinde, hesaplanacak sıvılaşma durumu için veriler text dosyasından alınmaktadır. Text dosyasında ilk sütun dane çapları ve son sütun ise elekten % geçendir (Şekil 22).



Şekil 22. Granülometri eğrisi kullanılarak sıvılaşma hesapları.

Hesaplama işlemi yapıldıktan sonra program tarafından granülometri eğrisi çizilir (Şekil 23). Bu eğride daha önceki depremlerde sıvılaşma olan zemin türlerinin sıvılaşma sınır değerleri çizilmiştir. Çizilen granülometri eğrisi bu eğriler arasında kalıyorsa sıvılaşmanın olabileceği anlaşılmaktadır.



Şekil 23. Granülometri eğrisi hesap sonuçları.

6. Sonuçlar

Zemin etütlerinde yapılan arazi ve laboratuvar deneyleri sonuçlarına dayanarak sıvılaşma analizleri farklı yöntemlerle yapılabilmektedir. Yöntemler kullandıkları parametre ve deney sonuçlarına bağlı olarak farklı sonuçlar verebilmektedir. Hazırlanan bilgisayar programında aynı düzlemde tüm sonuçların görülebilmesi ile sonuçların karşılaştırılması ve gereçe en yakın çözümün bulunması sağlanmaya çalışılmıştır. Program ile hızlı ve gerçeğe en yakın analizlerin yapılması amaçlanmaktadır.

7. Kaynaklar

- [1] Ishihara K., Muroi T., Towhata I., "In situ pore water pressure and ground motions during the Chiba-Toho-Oki Earthquake" Soils and Foundations, Vol. 21, no. 4, pp. 85-100. (1989)
- [2] Shen C.K., Wang Z. and Li X.S., 1991. Pore pressure response during 1986 Lotung Earthquake, Proc. 2nd Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Lois, March 11-15.
- [3] Youd T.L. and Holzer T.L., 1994. Piezometer performance at Wildlife liquefaction site in California, Journal Geotechnical Engineering, Vol. 120, no. 6, pp. 975-995.
- [4] Chang W.J., Rathje E.M., Stokoe K.H.II., Hazırba, K., 2007. In situ pore pressure generation behavior of liquefiable sand, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 133, no. 8, pp. 921-931.
- [5] Ishihara K., Shimizu K., Yamada Y., 1981. Pore water pressure measured in sand deposits during an earthquake, Soils and Foundations, Vol. 21, no. 4, pp. 85-100.
- [6] Charlie W.A., Jacobs P.J., Doehring D.O., 1992. Blast-induced liquefaction of an alluvial sand deposit, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 15, no. 1, pp. 14-23.
- [7] Gohl W.B., Howie J.A., Rea C.E., 2001. Use of controlled detonation of explosives for liquefaction testing, Proc., Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor W.D Liam Finn, San Diego.
- [8] Rollins K.M., Anderson J., McCain A. and Goughnor R., 2003. Vertical composite drains for mitigating liquefaction hazard, Proc. 13th Int. Offshore and Polar Engineering Conf. Honolulu, 498-505.

[9] Chang W.J., Rathje E.M., Stokoe K.H.II., Hazırba, K., 2007. In situ pore pressure generation behavior of liquefiable sand, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 133, no. 8, pp. 921-931.

[10] Rathje E.M., Chang W.J. and Stokoe K.H.II., 2005. Development of an In situ dynamic response measurements, Proc. 13th World Conf.on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.

[11] Seed, H.B., Martin, P.P. and Lysmer, J., 1975, The generation and dissipation of pore water pressures during soil liquefaction, Rep.No. UCB/EERC 75-26, Earthquake Engineering Research Center, UC Berkeley, California.

[12] 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, U.S. Natl. Bureau of Standards, Building Science Series 138, U.S. Government Printing Office, Washington D.C.

[13] Liu, 1992; Centrifuge earthquake modelling of liquefaction and its effect on shallow foundations. Ph.D. Thesis, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, NY.

[14] Dobry R., Taboada V., Liu L., 1995. Centrifuge modeling of liquefaction effects during earthquakes, Proc. 1st Intl Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, K. Ishihara ed Tokyo, Japan, Vol.3, 1291- 1324.

[15] Dobry R. and Abdoun T., 1988. Post-Triggering response of liquefied sand in the free field and near foundations, Proc. of Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, GEESD, III, edited by Panos Dakoulas, Mishac Yegian, Robert D. Holtz, ASCE Special Publication No:75, 270-300.

[16] Ishihara K. 1985. Stability Of Natural Deposits During Earthquakes. Proceedings Of The Eleventh International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering, San Francisco, Transport and Road Research Laboratory

[17] Bouckovolas G. and Dakoulas P., 2007. Liquefaction performance of shallow foundations in presence of a soil crust, 4th International Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Invited Lectures. 245-276.

[18] Tokimatsu K. and Seed H.B., 1987. Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 113, no. 8, pp. 861-878

[19] Ishihara K. and Yoshimine M., 1992. Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 32, no. 1, pp. 173-188.

- [20] Zhang G., Robertson P.K. and Brachman R.W.I., 2002. Estimating liquefaction-induced ground settlement from CPT for level ground, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 39, pp. 1168-1180.
- [21] Hamada M., Yasuda S., Isoyama R., Emoto K., 1986. Observation of permanent ground displacements induced by soil liquefaction, *Proc. of Japan Society of Civil Engineers*, No.376, 211-229.
- [22] 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. 9, pp. 1249-1273.
- [23] Seed H.B., Idriss I.M. and Arango I., 1983, Evaluation of liquefaction potential using field performance data, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 109(3):458-482.
- [24] Youd T.L. and Idriss M., 1997. Proceedings of the NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils, Salt Lake City, UT, National Center for Earthquake Engineering and Research Technical Report, 97-0022, pp. 276.
- [25] 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 III.W.F., Martin G.R., Mitchell J.K., Moriwaki Y., Power M.S., Robertson P.K., Seed R.B. and Stokoe II.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, *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127, pp. 817- 833.
- [26] Robertson P.K. and Campanella R.G., 1985. Liquefaction potential of sands using the CPT, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 117, no. 1, pp. 35-50.
- [27] Seed H.B. and De Alba P., 1986. Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of soils, *Proceedings, In-situ 86, ASCE*.
- [28] Robertson P.K. and Wride C.B., 1997. Cyclic liquefaction and its evaluation based on the SPT and CPT, in Youd, T.L. and Idriss, I.M., eds., *Evaluation of liquefaction resistance of soils*, Salt Lake City, UT, National Center for Earthquake Engineering and Research Technical Report 97-0022, pp. 41-87.
- [29] [30] Andrus R.D. ve Stokoe K.H.II., 2000. Liquefaction resistance of soils from shear wave velocity, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 126 (11):1015-1025.
- [30] [31] Stokoe K.H., Roesset J.M., Bierschwale J.G. and Aouad M., 1988. Liquefaction potential of sands from shear wave velocity, *Proceedings, Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Japan, Vol. 3, pp. 213-218.
- [31] [32] Tokimatsu K., Kuwayama S. and Tamura S., 1991. Liquefaction potential evaluation based on Rayleigh wave investigation and its comparison with field behavior, *Proc. of 2nd Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Missouri, Vol.1, pp. 357-364.
- [32] [33] Tokimatsu K. and Uchida A., 1990. Correlation between liquefaction resistance and shear wave velocity, *Soils and Found*, Vol. 30, no. 2, pp. 33-42. Tokyo.
- [33] [34] Robertson P.K., Woeller D.J. and Finn W.D., 1992, Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading, *Can. Geotech. J.*, Ottawa, 29, pp. 686-695.
- [34] [35] Kayen R.E., Mitchell J.K., Seed R.B., Lodge A., Nishio S. and Coutinho R., 1992. Evaluation of SPT, CPT, and shear wave based methods for liquefaction potential assessment using Loma Prieta data, *Proc., 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake-Resistant Des. of Lifeline Fac. and Countermeasures for Soil Liquefaction*, Vol. 1, 177-204.
- [35] [36] Andrus R.D. ve Stokoe K.H.II., 1997. Liquefaction resistance based on shear wave velocity, *Proc. NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 89-128.
- [36] [37] Iwasaki T. and Tokida K.I., 1978. Studies on soil liquefaction observed during the Miyagi-Ken Oki earthquake, *Proceeding of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering in Istanbul, Turkey Geotechnical Aspect*.
- [37] [38] Toprak S. and Thomas L., 2003. Liquefaction potential index: field assessment, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 129, no. 4.
- [38] [39] Iwasaki T., 1986. Soil liquefaction studies in Japan, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 5, no. 1, January 1986.
- [39] [40] Liao S.S.C., 1986. Statistical modeling of earthquake-induced liquefaction, PhD. thesis, Massachusetts Institute of Technology, 470 p.
- [40] [41] Liao S.S.C., Veneziano D. and Whitman R.V., 1988, Regression models for evaluating liquefaction probability, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 114, no. 4, pp. 389-411.
- [41] [42] Hosmer D.W.Jr. and Lemeshow S., 1989. *Applied logistic regression*, New York, John Wiley & Sons, 307 p.
- [42] [43] Liao S.S.C. and Lum K.Y., 1998. Statistical analysis and application of the magnitude scaling factor in liquefaction analysis, *Geotechnical earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Seattle, WA, ASCE Geotechnical Special Publication 75, pp. 410-421.