

TABAKALI KUMLARDA SIVILAŞMA KAYNAKLI OTURMALARIN NUMERİK VE YARI-AMPİRİK YÖNTEMLERLE İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF LIQUEFACTION INDUCED SETTLEMENTS IN LAYERED SANDS BY NUMERICAL AND SEMI EMPIRICAL METHODS

Ozan SUBAŞI¹, Merve AKBAŞI², Serdar KOLTUK³, Recep İYİSAN⁴

ÖZET

Depremler sırasında yerel zemin koşulları, mühendislik yapılarında oluşabilecek hasarlar ve bu hasarların bölge içindeki dağılımlarını etkileyen önemli faktörlerden biridir. Özellikle 1964 yılında Alaska’da gerçekleşen Good Friday ($M_w=9.2$) ve aynı yıl içerisinde Japonya’da meydana gelen Niigata ($M_w=7.6$) depremleri sonrasında, kuvvetli yer hareketi sırasında zemin tabakalarında boşluk suyu basıncındaki ani değişime bağlı olarak meydana gelen taşıma gücü kayıpları ve oturmalar ciddi yapısal hasarlara neden olmuştur. Bu depremler sonucunda meydana gelen hasarlar nedeniyle sıvılaşma kavramı ve sıvılaşma kaynaklı oturmalar önemli bir araştırma konusu olmuştur. Bu çalışmada, rölatif sıkılığı %35 ve %75 olan kum malzeme özellikleri kullanılarak farklı tabaka kalınlıklarında iki boyutlu zemin profilleri oluşturulmuş ve bir sonlu eleman yazılımı ile dinamik analizler gerçekleştirilerek, serbest saha koşullarındaki sıvılaşma kaynaklı oturmalar incelenmiştir. Analizlerde 8 farklı kuvvetli yer hareketi kaydı kullanılmış ve sıvılaşma davranışı PM4Sand bünye bağıntısı yardımıyla modellenmiştir. Numerik analizler sonucunda elde edilen sıvılaşma kaynaklı oturmalar literatürde yer alan yarı-ampirik yöntemlerle karşılaştırılarak sonuçlar tartışılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Sıvılaşma, Sıvılaşma kaynaklı oturmalar, PM4Sand bünye modeli, Yarı-ampirik yöntemler, Numerik analiz

ABSTRACT

During earthquakes, local soil conditions are one of the important factors affecting the damages that may occur in engineering structures and the distribution of damages within the region. Especially after the earthquakes of Good Friday ($M_w=9.2$) in Alaska and Niigata ($M_w=7.6$) in Japan, in 1964, the bearing capacity failures and settlements due to the pore

¹ Araştırma Görevlisi, Türk-Alman Üniversitesi, ozansb@gmail.com (Sorumlu yazar)

² Araştırma Görevlisi, İstanbul Teknik Üniversitesi, akbas@itu.edu.tr

³ Doktor, HPC AG The Engineering Company, serdarkoltuk@yahoo.de

⁴ Prof. Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, iyisan@itu.edu.tr

water pressure changes in soil layers caused major structural damages during strong ground motion. The concept of liquefaction and liquefaction-induced settlements have been an important research area due to the damages that occurred as a result of these earthquakes. In this study, two-dimensional soil profiles with different layer thicknesses were created using sand material properties with relative densities of 35% and 75%, and dynamic analyzes were performed with a finite element software, and liquefaction-induced settlements in free field conditions were investigated. In the analysis, 8 different strong ground motion records were used and the liquefaction behavior was modeled with the help of PM4Sand constitutive equations. The liquefaction-induced settlements obtained as a result of the numerical analyzes were compared with the semi-empirical methods in the literature and the results were discussed.

Keywords: *Liquefaction, Liquefaction-induced settlements, PM4Sand constitutive model, Semi-empirical methods, Numerical analysis*

1. GİRİŞ

Birçok insanın hayatını olumsuz yönde etkileyen depremler, mühendislik yapılarında ciddi hasarlara neden olmakta ve bunun sonucunda birçok can ve mal kaybı meydana gelmektedir. Deprem kaynak özellikleri, yerel zemin koşulları ve üstyapı performansı mühendislik yapılarında gözlenen hasarları etkileyen temel faktörlerdir. Kuvvetli yer hareketi sırasında yüzeye yakın zemin tabakalarında oluşan deformasyonların seviyesi, depremlerin yıkıcı etkisini ve yapısal hasarları arttıran en önemli faktörlerden biridir. Özellikle dinamik yükleme sırasında suya doygun, gevşek kum zemin tabakalarında ani boşluk suyu basıncı artışı sonucunda gözlenen sıvılaşmalar, zemin tabakalarında büyük oturmalara yol açmaktadır.

Suya doygun kum zemin tabakalarının sıvılaşma potansiyeli ve sıvılaşma sonucunda meydana gelen deformasyonlar mühendislik yapılarının ve ulaşım sistemlerinin planlanması ve tasarımı için son derece önemlidir. Bu nedenle, yerleşim alanlarında sıvılaşma nedeniyle meydana gelen hasarlarla ilgili geçmiş yıllarda farklı araştırmacılar tarafından birçok çalışma gerçekleştirilmiştir (Seed ve diğ., 1991; Boulanger ve diğ., 1997; Cubrinovski ve diğ., 2011; Bray ve Dashti 2014; Chou ve diğ., 2020).

Laboratuvarda, yükleme koşulları altında gevşek kumlar kullanılarak gerçekleştirilen burulmalı kesme, tekrarlı üç eksenli ve basit kesme deneyleri sonuçları arazi çalışmaları ile birlikte değerlendirilerek sıvılaşma kaynaklı oturmaların tahmini için yarı ampirik yaklaşımlar önerilmiştir. Bu yöntemlerde, sıvılaşmanın gözlemlendiği derinlik için elde edilen hacimsel birim şekil değiştirmeler sıvılaşan tabaka kalınlığı ile çarpılarak ilgili derinlik için oturmalar hesaplanır. Aynı işlem sıvılaşmanın gözlemlendiği tüm zemin tabakaları için yapılmakta ve farklı zemin tabakalarında meydana gelen oturmalar toplanarak yüzeyde meydana gelen toplam oturma tahmin edilmektedir (Tokimatsu ve Seed, 1984; Ishihara ve Yoshimine, 1992; Shamoto ve diğ., 1998; Wu ve diğ., 2002; Çetin ve diğ., 2009).

Son yıllarda oldukça yaygınlaşan nümerik yaklaşımlarda, zemin tabakalarının karmaşık drenaj, yük koşulları, doğrusal olmayan dinamik davranışı ve zemin pekleşmesi bünye denklemleri ile modellenip, sonlu farklar veya sonlu elemanlar yardımıyla oluşturulan iki, üç boyutlu zemin profillerine ivme-zaman kaydı etkililerek sıvılaşma davranışı ve deformasyon incelenmektedir. Literatürde, sıvılaşma davranışı ve sıvılaşma kaynaklı

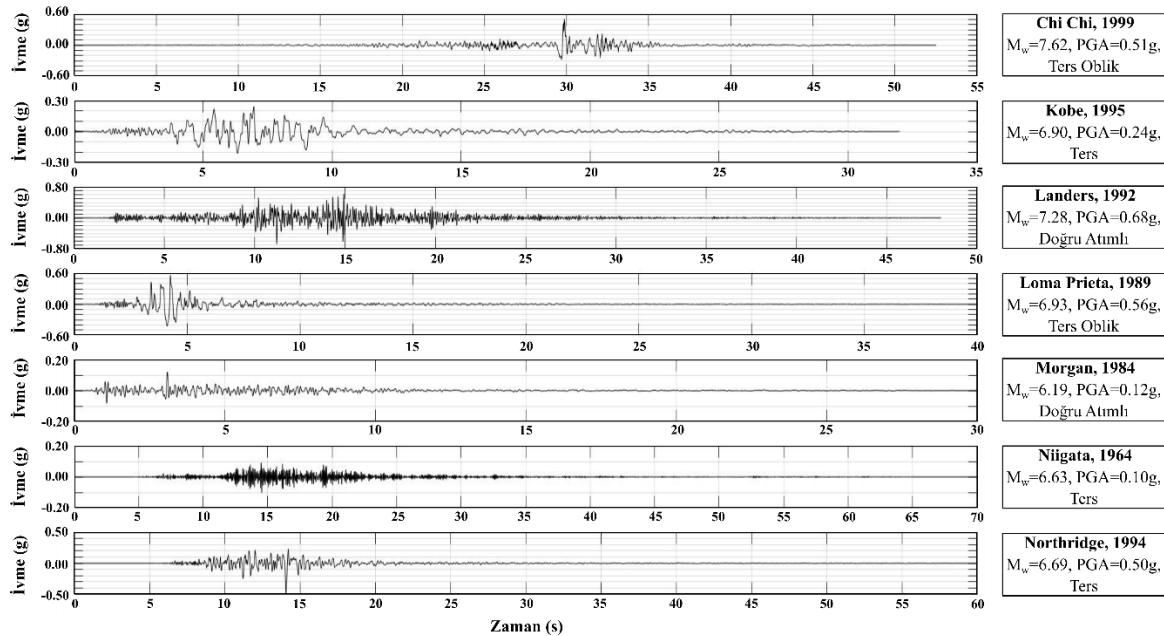
oturmaların değerlendirilmesi ile ilgili birçok sayısal çalışma yer almaktadır (Popescu ve Jean, 1993; Dafalias ve Manzari, 2004; Boulanger ve Ziotopoulou, 2018). Analiz programlarının gücünün artması ve bünye denklemleri ile zemin tabakalarının doğrusal olmayan dinamik davranışının modellenmesinde tatmin edici sonuçların elde edilmesi, numerik yöntemlerin kullanılabilirliğini daha da arttırmaktadır (Liyanapathirana ve Poulos, 2002; Bryne ve diğ., 2004; Chen ve Zhang, 2013; Ziotopoulou, 2018).

Bu çalışmada, kum zemin tabaka özellikleri kullanılarak iki boyutlu zemin profilleri serbest saha koşullarında analiz edilerek sıvılaşma kaynaklı oturmalar tahmin edilmeye çalışılmıştır. Kum zemin tabakalarının dinamik yükler altındaki davranışı PM4Sand bünye denklemleri ile modellenmiştir. Rölatif sıklığı %35 ve %75 olan kum zemin özellikleri kullanılarak iki farklı model ile zemin profilleri oluşturulmuş ve 8 farklı kuvvetli yer hareketi kullanılarak, bir sonlu elemanlar yazılımı olan Plaxis 2D ile analiz edilmiştir. Elde edilen sonuçlar literatürde yer alan yarı-ampirik yöntemlerle kıyaslanarak sonuçlar tartışılmıştır.

2. NUMERİK ANALİZLER

2.1. Kuvvetli Yer Hareketi Kayıtları

Bu çalışma kapsamında, kuvvetli yer hareketi kayıtları kullanılarak iki boyutlu dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. Numerik analizlerde kullanılan ivme-zaman kayıtlarının seçiminde deprem kaynak özelliklerinin farklılık göstermesine dikkat edilmiş ve anakaya mostrası üzerinde alınmış sekiz farklı ivme-zaman kaydı kullanılmıştır (PEER, 2022). Analizlerde kullanılan kuvvetli yer hareketi kayıtları ve özellikleri Şekil 1 'de gösterilmiştir.



Şekil 1. Kuvvetli yer hareketi kayıtları (PEER, 2022).

Kuvvetli yer hareketi kayıtlarına baseline düzeltmesi yapılmış ve Butterworth yöntemine göre 0.5-15 Hz arasında bandpass filtreleme uygulanmıştır. Sayısal analizlerde, deprem yükü oluşturulan modelin tabanı boyunca x ekseninde 0.5 m büyüklüğünde tanımlı deplasman olarak uygulanmıştır. Kuvvetli yer hareketinin daha gerçekçi bir şekilde modellenebilmesi için, y eksenindeki bileşeni ise “fixed” olarak seçilmiştir.

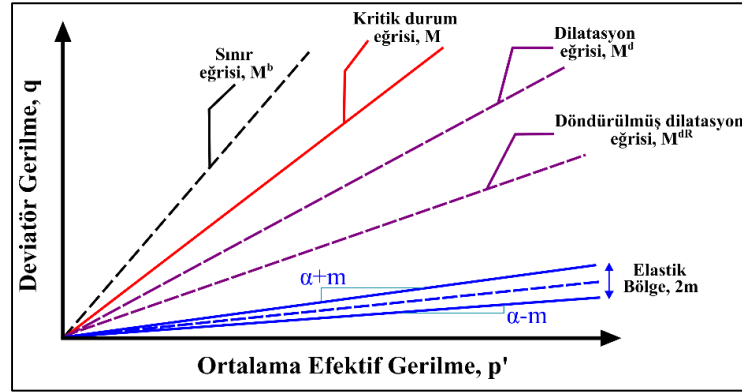
2.2. Bünye Denklemleri

Nümerik analizlerde, suya doygun kum zemin tabakalarının kuvvetli yer hareketi altındaki dinamik davranışını modellemek için PM4Sand bünye modeli kullanılmıştır. PM4Sand zemin modeli Dafalias ve Manzari (2004) tarafından önerilen bünye denklemlerinin Boulanger ve Ziotopoulou (2018) tarafından geliştirilmesiyle oluşturulmuştur. İki boyutlu plastisite teorisine dayanan PM4Sand, kritik durum teorisi ile uyumlu, gerilme oranı kontrollü ve kum zemin tabakalarının dinamik davranışını modellemek için önerilmiştir. PM4Sand ile gerçekleştirilen analizlerle, sıvılaşma ve sıvılaşma kaynaklı deformasyonlar tahmin edilebilmektedir (Boulanger ve diğ., 2019; Quevedo, 2019, Subasi ve diğ., 2022).

PM4Sand bünye denklemlerinde Dafalias ve Manzari (2004) modelini temel alan ve Denklem 1 ile gösterilen akma yüzeyi kullanılmaktadır. Bu denklemde; α , geri gerilme oranı tensörü, m , akma yüzeyi konisinin çapı, p , ortalama efektif gerilme ve s , deviatör gerilme tensörüdür (Boulanger ve Ziotopoulou, 2018).

$$f = \sqrt{(s - pa):(s - pa)} - \sqrt{1/2}pm = 0 \quad (1)$$

PM4Sand modelde Dafalias ve Manzari (2004) tarafından tanımlanan sınır, dilatasyon ve kritik yüzeylerine ek olarak, zemin yapı faktörünün göz önüne alınabilmesi için döndürülmüş dilatasyon yüzeyi tanımlanmıştır. Dilatasyon (M^d) ve sınır yüzeyleri (M^b) oranı, kritik gerilme oranına (M) göre, döndürülmüş dilatasyon yüzeyi oranı (M^{dR}) ise dilatasyon yüzeyine bağlı olarak tanımlanmıştır. Sınır, dilatasyon, döndürülmüş dilatasyon ve kritik gerilme eğrileri Şekil 2 ile gösterildiği gibidir (Boulanger ve Ziotopoulou, 2018).



Şekil 2. P-q düzleminde PM4Sand eğrileri (Boulanger ve Ziotopoulou, 2018).

PM4Sand zemin modeli sıvılaşma davranışının modellenmesinde son derece başarılı olsa da başlangıç gerilme koşullarının belirlenmesinde yetersiz kalmaktadır. Bu nedenle, kum zemin tabakalarının başlangıç gerilme koşullarının modellenmesinde Hardening Soil with small-strain stiffness (HSS) bünye denklemleri kullanılmış, ilgili parametreler Brinkgreve ve diğ. (2010) tarafından kum zeminler için önerilen korelasyonlarla belirlenmiştir. Çalışma kapsamında $D_R = \%35$ ve $\%75$ temiz Ottawa kum için kullanılan PM4Sand ve HSS parametreleri Tablo 1’de verilmiştir (Brinkgreve ve diğ., 2010; Bastidas, 2016; Boulanger ve Ziotopoulou, 2018).

Analizlerde, kum tabakasının altına kuvvetli yer hareketini etkilemek için 1 m kalınlığında lineer elastik zemin modeli ile kayma dalgası hızının 1000 m/s, elastisite modülünün 5625 MPa olduğu bir anakaya tanımlanmıştır.

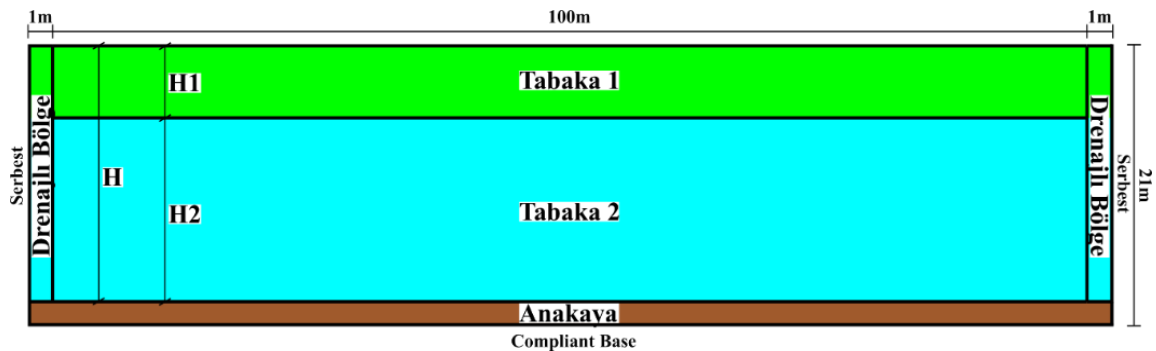
Tablo 1. Numerik analizlerde kullanılan PM4Sand ve HSS parametreleri

PM4Sand			Hardening Small Strain		
Parametreler	$D_R=\%35$	$D_R=\%75$	Parametreler	$D_R=\%35$	$D_R=\%75$
γ_k (kN/m ³)	15.34	16.52	γ_k (kN/m ³)	15.34	16.52
γ_d (kN/m ³)	19.36	20.1	γ_d (kN/m ³)	19.36	20.1
e	0.695	0.575	e	0.695	0.575
D_{R0}	0.35	0.75	E_{50ref} (MPa)	21	45
G_0	476	890	E_{oedref} (MPa)	21	45
h_{p0}	0.53	0.63	$E_{ur,ref}$ (MPa)	63	135
e_{maks}	0.8	0.8	m	0.59	0.47
e_{min}	0.5	0.5	c' (MPa)	0	0
P_a (MPa)	0.101	0.101	$\phi'(^{\circ})$	33	33
n^b	0.5	0.5	$\gamma_{0.7}$	0.00017	0.00013
n^d	0.1	0.1	G_{0ref} (MPa)	83.8	111
$\phi_{cv} (^{\circ})$	33	33	ν	0.3	0.3
ν	0.3	0.3	P_{ref} (MPa)	0.1	0.1
Q ve R	10 - 1.5	10 - 1.5	R_f	0.956	0.906

γ_k : Kuru birim hacim ağırlık, γ_d : Suya doymun birim hacim ağırlık, e : Boşluk oranı, D_{R0} : Rölatif sıklık, G_0 : Kayma modülü katsayısı, h_{p0} : Sıkışma oranı parametresi, e_{maks} , e_{min} : Maksimum ve minimum boşluk oranı, P_a : Açık hava basıncı, n^b : Sınır yüzeyi parametresi, n^d : Dilatasyon yüzeyi parametresi, ϕ_{cv} : Kritik durum sürtünme açısı, ν : Poisson oranı, **Q ve R**: Kritik durum parametreleri, $E_{50,ref}$: Sekant elastisite modülü, $E_{oed,ref}$: Tanjant elastisite modülü, $E_{ur,ref}$: Boşaltma- yükleme elastisite modülü, m : Gerilme bağımlılığı oran, c' : Efektif kohezyon, ϕ' : Efektif sürtünme açısı, $\gamma_{0.7}$: Kayma birim şekil değiştirme oranı, $G_{0,ref}$: Çok küçük birim şekil değiştirmelerindeki kayma modülü, P_{ref} : Referans gerilme seviyesi, R_f : Göçme oranı

2.3. İki Boyutlu Numerik Model

Çalışma kapsamında, rölatif sıklığı olan kum zemin özellikleri kullanılarak iki farklı model oluşturulmuştur. İki farklı rölatif sıklık kullanılarak oluşturulan zemin profillerinde, üstte yer alan zemin tabakasının kalınlığı H1 altta yer alan zemin tabakasının kalınlığı ise H2 olmak üzere toplam tabaka kalınlığı (H) 20 metredir. Tüm zemin profilleri suya tam doygundur. Model 1’de üstte gevşek ($D_R=\%35$) altta sıkı ($D_R=\%75$), Model 2’de ise üstte sıkı ($D_R=\%75$) altta gevşek ($D_R=\%35$) zemin tabakaları olmak üzere her bir model için H1/H=0.00, 0.25, 0.50, 0.75, 1.00 oranları kullanılarak toplam 10 farklı zemin profili oluşturulmuştur. Tüm zemin profillerinde, yer altı su seviyesi yüzeyde yer almaktadır. Modelin yatay uzunluğu 100 m olarak seçilmiş ve sınır şartları ile uygunluk göstermesi için modelin her iki tarafına 1 m kalınlığında drenajlı zemin tabakaları tanımlanmıştır. Numerik analizlerde, dinamik zemin davranışının doğru bir şekilde modellenebilmesi için alt sınır koşulu “compliant base”, üst ve yatay sınır koşulları ise “serbest” seçilmiştir. Analizlerde kullanılan zemin profili Şekil 2’de gösterildiği gibidir.



Şekil 3. Sayısal analizlerde kullanılan zemin modeli

Numerik analizlerde, kuvvetli yer hareketi boyunca zemin tabakalarında sürtünmeye ve plastik şekil değiştirmelere bağlı olarak malzeme sönümü meydana gelmektedir. Dinamik analizlerde uygulanacak sönüm (C), zemin kütle matrisi (M) ve rijitlik matrisine (K) bağlı olarak Rayleigh sönüm değeri Denklem 2'deki gibi uygulanabilmektedir.

$$[C] = \alpha_R [M] + \beta_R [K] \quad (2)$$

Rayleigh sönüm katsayılarının (α_R , β_R) hesabı, Plaxis 2D programında Hedef 1 (f_1) ve Hedef 2 (f_2) olmak üzere iki frekans değişkenine bağlıdır. f_1 , zemin tabakasının hakim frekansı, f_2 ise girdi deprem hareketi ile zeminin doğal frekansı oranının en yakın doğal sayıya yuvarlanması ile elde edilmektedir (Brinkgreve ve diğ., 2019). Analizlerde, hedef sönüm oranının (ξ) değerlerinin boşluk suyu basıncı oranı (R_u) ve sıvılaşmadan kaynaklı oturmalar üzerindeki etkisi incelenmiş ve analiz sonuçlarında önemli bir değişiklik görülmediği için %2'lik hedef sönüm değeri kullanılmıştır.

Sayısal modellemelerde, özellikle dinamik yükler altında çözüm yapılırken ağ sıklığı, sonuçları önemli ölçüde etkilemektedir. Sık bir sonlu eleman ağı, analiz sürelerinin uzamasına ve ekonomik olmayan bir çözüme neden olurken, seyrek bir sonlu eleman ağı seçimi ise deprem dalgasının doğru bir şekilde yayılmasına engel olmakta ve doğru sonuçtan uzaklaşılmasına neden olmaktadır. Plaxis 2D'de, sonlu eleman ağı, üçgen elemanlarla otomatik şekilde gerçekleştirilmektedir. Optimum mesh aralığı için literatürde sıklıkla kullanılan ve Kuhlemeyer et al. (1973) tarafından önerilen ifade kullanılmıştır. Denklem 3'te de görüldüğü üzere ortalama eleman boyutu (OEB) zemin tabakasındaki en düşük kayma dalgasının hızının ($V_{s,min}$) deprem maksimum frekans (f_{maks}) içeriğinin 8 katına bölümünden küçük olmalıdır.

$$OEB \leq V_{s,min} / 8f_{maks} \quad (3)$$

Ortalama eleman boyutunun yanı sıra dinamik analizlerde, girdi kaydının sonlu eleman ağı içinde doğru bir şekilde modellenenebilmesi için Denklem 4 ile gösterilen kritik zaman adımının (Δt) da uygun bir şekilde belirlenmesi gerekmektedir.

$$\Delta t \leq I_{min} / V_{s,tabaka} \quad (4)$$

Yukarıda belirtilen hususlara dikkat edilerek oluşturulan sonlu eleman ağında, 15 düğüm noktalı 3426 üçgen eleman kullanılmış ve ortalama eleman boyutu ise 1.20 metredir. Girdi hareketi için ise zaman adımı 0.005 saniye olarak belirlenmiştir.

2.4. Sayısal Model Analiz Adımları

Sayısal analizler dört farklı aşamadan oluşmaktadır:

Aşama 1: Başlangıç adımıda K_0 prosedürü uygulanmıştır.

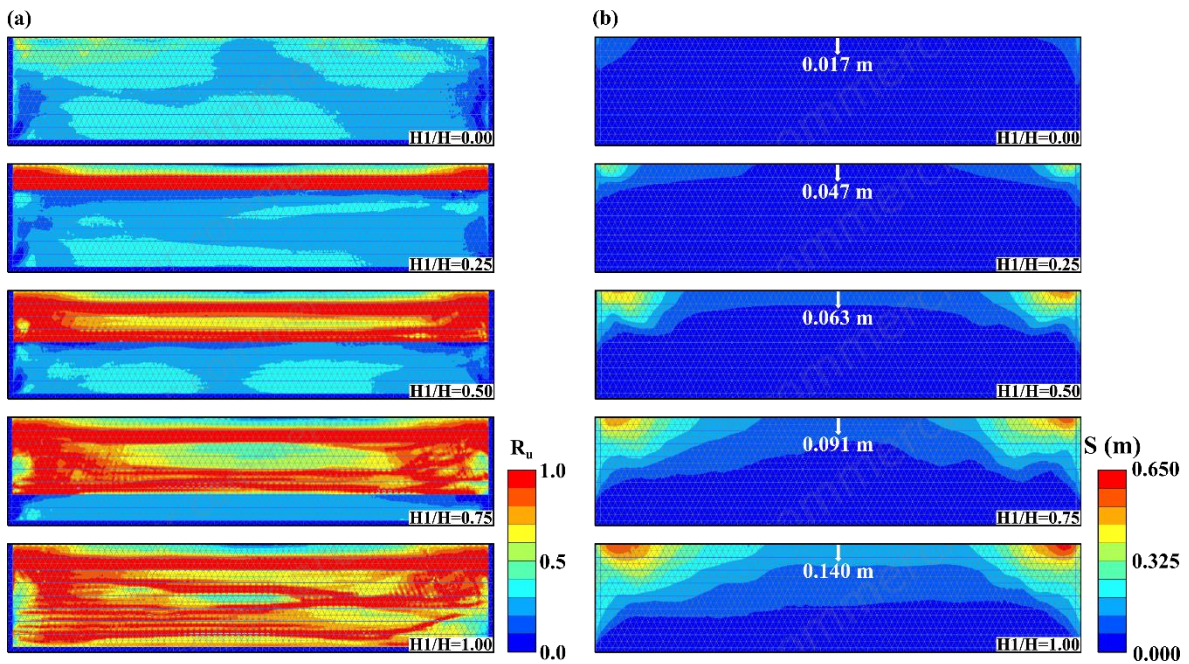
Aşama 2: Bu aşamada, kum zemin özellikleri HSS modeli kullanılarak uygun parametreler atanmıştır. Bu aşamanın oluşturulmasındaki amaç, başlangıç gerilme koşullarının doğru bir şekilde belirlenebilmesidir. PM4Sand bünye denklemleri, dinamik davranışı modellemek için oluşturulduğundan, statik durumlarda kullanılmaması tavsiye edilmektedir (Vilhar, 2018).

Aşama 3: Kuvvetli yer hareketi, FE modelinin tabanı boyunca etkilerek ve PM4Sand bünye modeli yardımıyla dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. Alt sınır koşulu “compliant base”, yatay ve yüzeydeki sınır koşulları ise “serbest” olarak tanımlanmıştır (Van Lent, 2020). Üçüncü aşama boyunca, boşluk suyu basıncının zemin tabakalarındaki davranışını gözlemleyebilmek için drenaj türü olarak “Undrained A” seçilmiştir.

Aşama 4: Son aşamada, kuvvetli yer hareketlerinden kaynaklanan toplam oturmaları belirlemek için Biot Teorisine dayalı bir konsolidasyon analizi yapılmıştır (Biot, 1956). Aşama 3’ten farklı olarak drenaj türü “drained” seçilmiş ve PM4Sand’te yer alan “Postshake” parametresi 1 olarak belirlenmiştir.

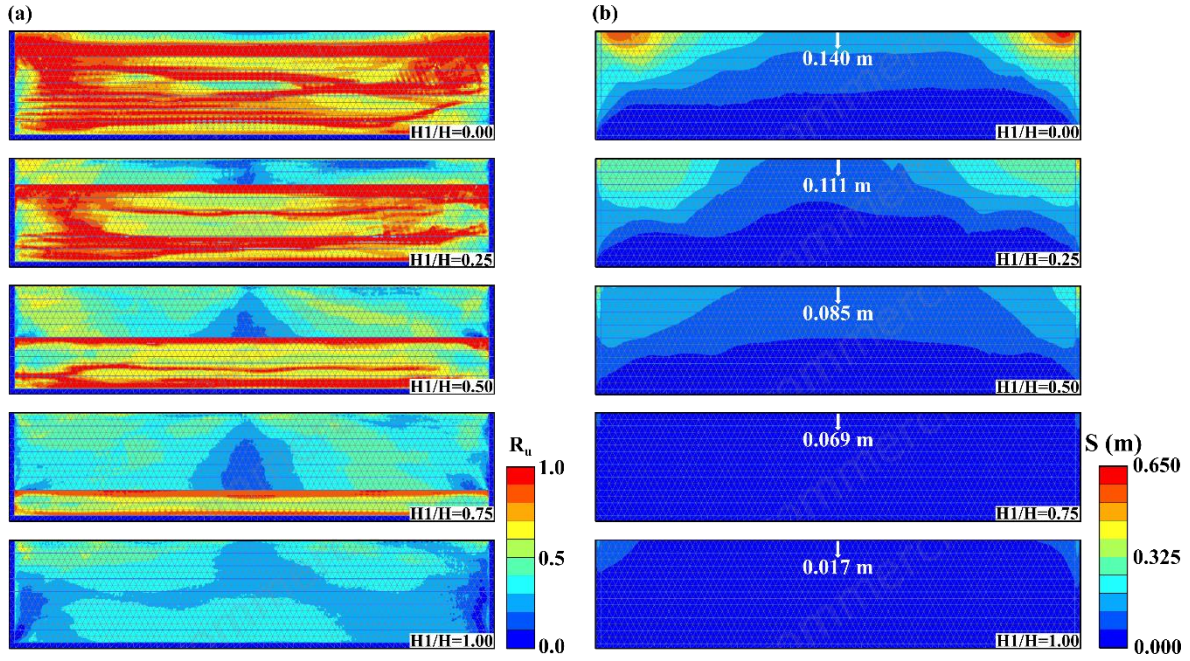
2.5. Numerik Analiz Sonuçları

Çalışma kapsamında gerçekleştirilen sayısal analizler sonucunda, sıvılaşma durumu ve sıvılaşma kaynaklı oturmalar model 1 ve model 2 için detaylı bir şekilde incelenmiştir. Sıvılaşma davranışı, belirli bir derinlikteki aşırı boşluk suyu basıncının başlangıçtaki düşey efektif gerilmeye oranı ile elde edilen R_u parametresi yardımıyla incelenmiştir. R_u parametresinin 0.95’ten büyük olduğu koşullarda, sıvılaşmanın gerçekleştiği kabul edilmiştir. Northridge depremi ile gerçekleştirilen sayısal analizler sonucunda elde edilen R_u ve sıvılaşma kaynaklı oturmalar Model 1 için Şekil 4’te gösterilmiştir.



Şekil 4. Model 1 Northridge depremi için a) R_u , b) Sıvılaşma kaynaklı oturmalar

Şekil 4(a)’dan görüldüğü üzere gevşek ($D_R=35$) zemininin tabaka kalınlığı arttıkça sıvılaşmalar ve buna bağlı olarak Şekil 4(b)’de görüldüğü gibi sıvılaşma kaynaklı oturmalar artmaktadır. Bununla birlikte Şekil 4(b)’de modelin köşe noktalarında sınır koşulları nedeniyle deformasyon birikimleri meydana gelmektedir. Bu nedenle analiz sonuçları incelenirken, iki boyutlu modelin orta noktasındaki sıvılaşma kaynaklı oturmalar göz önüne alınmıştır. Model 2 için ise Model 1 ile elde edilen sonuçlarla kıyaslayabilmek için yine Northridge depremi analiz sonuçları kullanılmıştır. Sayısal analizler sonucunda elde edilen R_u ve sıvılaşma kaynaklı oturmalar Şekil 5’te gösterilmiştir.



Şekil 5. Model 2 Northridge depremi için a) R_u , b) Sıvılaşma kaynaklı oturmalar

Şekil 5(a)'dan görüldüğü üzere gevşek ($D_R=\%35$) zemininin tabakasının üzerinde yer alan sıkı ($D_R=\%75$) zemin tabakasının kalınlığı arttıkça sıvılaşmalar azalmaktadır. Artık boşluk suyu basınçları, permeabilite katsayısı farklılığı nedeniyle iki tabaka sınırı arasında birikmiştir. Buna ek olarak, üstte yer alan sıkı zemin tabakasının orta kısmında artık boşluk suyu basınçlarının azaldığı, konik şekilli bölgeler oluştuğu gözlenmiştir. Şekil 2.5(b)'de ise üstte yer sıkı zemin tabakasının kalınlığı arttıkça sıvılaşma kaynaklı oturmalar azalmaktadır. Model 1 ve 2 için Northridge depremi ile gösterilen örnekler, diğer depremler için yapılan analiz sonuçları ile benzerlik göstermektedir. Yapılan analizler sonucunda elde edilen sıvılaşma durumu ve sıvılaşma kaynaklı oturmalar Model 1 için Tablo 2'de gösterilmiştir.

Tablo 2. Model 1 nümerik analiz sonuçları

H1/H	Chi Chi	Kobe	Landers	Loma Prieta	Morgan	Niigata	Northridge
0.00	R_u	0	0	0	0	0	0
	S (m)	0.023	0.026	0.029	0.016	0.003	0.017
0.25	R_u	1	1	1	1	0	0
	S (m)	0.059	0.057	0.066	0.055	0.003	0.047
0.50	R_u	1	1	1	1	0	0
	S (m)	0.118	0.082	0.094	0.085	0.004	0.063
0.75	R_u	1	1	1	1	0	0
	S (m)	0.147	0.123	0.128	0.120	0.005	0.091
1.00	R_u	1	1	1	1	0	0
	S (m)	0.202	0.193	0.158	0.144	0.006	0.140

Model 1 için yapılan analizler sonucunda, Morgan ve Niigata depremleri dışında tüm depremlerde sıvılaşma gözlenmiştir. Bununla birlikte $H1/H=0.00$ yani sadece sıkı ($D_R=\%75$) zemin tabakasından oluşan modelde herhangi bir analizde sıvılaşmaya rastlanmamıştır. Genellikle en büyük oturmalar Chi Chi depreminde gözlemlenirken sadece $H1/H=0.25$ olduğu analizlerde ise Landers depreminde gözlenmiştir. Gevşek zemin tabakasının kalınlığı artması sonucunda sıvılaşma kaynaklı oturmalar artış meydana gelmektedir. Buna ek olarak, çok büyük ivme ve moment büyüklüğüne sahip olmayan Kobe depreminde, ciddi

miktarda sivilaşma kaynaklı oturmalar elde edilmiştir. Bu durum, sivilaşma kaynaklı oturmalar için moment büyüklüğü ve maksimum ivmenin yanı sıra kuvvetli yer hareketi kaydının içeriğinin de önemli olduğunu göstermektedir. Buna ek olarak, Model 2 için yapılan analizler sonucunda elde edilen sivilaşma durumu ve sivilaşma kaynaklı oturmalar Tablo 3'te görülmektedir.

Tablo 3. Model 2 numerik analiz sonuçları

H1/H	Chi Chi	Kobe	Landers	Loma Prieta	Morgan	Niigata	Northridge
0.00	R _u	1	1	1	0	0	1
	S (m)	0.202	0.193	0.158	0.144	0.006	0.14
0.25	R _u	1	1	1	0	0	1
	S (m)	0.133	0.155	0.136	0.128	0.005	0.111
0.50	R _u	1	1	1	0	0	1
	S (m)	0.126	0.126	0.102	0.092	0.005	0.085
0.75	R _u	1	1	1	0	0	1
	S (m)	0.115	0.095	0.056	0.076	0.004	0.069
1.00	R _u	0	0	0	0	0	0
	S (m)	0.023	0.026	0.029	0.016	0.003	0.017

Model 2 için yapılan analizler sonucunda H1/H=1.00 hariç diğer analizlerde Morgan ve Niigata depremleri dışında tüm depremlerde sivilaşma meydana gelmiştir. Gevşek zemin tabakasının üzerinde yer alan sıkı zemin tabakası artsa da ciddi miktarda sivilaşma kaynaklı oturmalar meydana gelmiştir. İki tabaka arasında Şekil 5a'da da görülen artık boşluk suyu basıncı birikmelerinin 4. aşamada sönümlenmesi ile birlikte ciddi miktarda oturmalar meydana gelmektedir.

3. NUMERİK VE YARI-AMPİRİK ANALİZ SONUÇLARININ KARŞILAŞTIRILMASI

Sivilaşma kaynaklı oturmaların belirlenmesi için kullanılan ve yarı-ampirik korelasyonlara dayanan birçok yöntem literatürde yer almaktadır. Araştırma kapsamında, sivilaşma kaynaklı oturmaları belirlemek için sıklıkla kullanılan Ishihara ve Yoshimine, (1992) ve Çetin ve diğ., (2009) yöntemleri, numerik analizler sonucunda elde edilen oturmalar ile karşılaştırılmıştır. Yarı-ampirik analizlerle, sivilaşma kaynaklı oturmaların tahmin edilebilmesi için numerik modellerdeki zemin tabakalarının rölatif sıklıkları Denklem 5 kullanılarak $N_{1,60}$ değerleri belirlenmiştir (Idriss ve Boulanger, 2008).

$$D_R = \sqrt{N_{1,60}/46} \quad (5)$$

Denklem 5 kullanılarak D_R =%35 ve %75 için $N_{1,60}$ değerleri 6 ve 26 olarak belirlenmiş ve numerik analizlerde kullanılan zemin modelleri ile benzer geometriye sahip zemin profilleri oluşturulmuştur. $N_{1,60}$ değerlerine bağlı olarak gerçekleştirilen sivilaşma analizleri için tüm depremler kullanılarak, oluşturulan zemin profilleri DEEPSOIL V7 yazılımıyla analiz edilmiş ve maksimum yatay yüzey ivmesi değerleri belirlenmiştir. (Hashash ve diğ., 2020). Elde edilen a_{maks} değerlerine göre Settle 3D programı kullanılarak oluşturulan zemin profilleri için sivilaşma analizleri yapılmış, Ishihara ve Yoshimine, (1992) ve Çetin ve diğ., (2009)'ne göre sivilaşma kaynaklı oturmalar belirlenmiştir (Rocscience, 2009). Yarı-ampirik yaklaşımlarla belirlenen sivilaşma kaynaklı oturmaların, numerik yöntemlerle karşılaştırılması, Model 1 ve Model 2 için Tablo 4 ile gösterilmiştir.

Tablo 4. Nümerik ve yarı ampirik analizlerle elde edilen sıvılaşma kaynaklı oturmaların karşılaştırılması

H1/H		Depremler						
		Chi Chi	Kobe	Landers	Loma Prieta	Morgan	Niigata	Northridge
Model 1	0.00	S _{FE} (m)	0.023	0.026	0.029	0.016	0.003	0.017
		S _{I&Y} (m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		S _{Çetin} (m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.25	S _{FE} (m)	0.059	0.057	0.066	0.055	0.003	0.047
		S _{I&Y} (m)	0.243	0.243	0.243	0.243	0.000	0.243
		S _{Çetin} (m)	0.172	0.154	0.171	0.177	0.000	0.170
	0.50	S _{FE} (m)	0.118	0.082	0.094	0.085	0.004	0.063
		S _{I&Y} (m)	0.486	0.486	0.486	0.486	0.000	0.486
		S _{Çetin} (m)	0.252	0.230	0.255	0.255	0.000	0.240
	0.75	S _{FE} (m)	0.147	0.123	0.128	0.120	0.005	0.091
		S _{I&Y} (m)	0.729	0.729	0.729	0.729	0.000	0.729
		S _{Çetin} (m)	0.247	0.243	0.281	0.284	0.000	0.261
	1.00	S _{FE} (m)	0.202	0.193	0.158	0.144	0.006	0.140
		S _{I&Y} (m)	0.778	0.876	0.876	0.876	0.000	0.778
		S _{Çetin} (m)	0.213	0.247	0.264	0.267	0.000	0.227
Model 2	0.00	S _{FE} (m)	0.202	0.193	0.158	0.144	0.006	0.140
		S _{I&Y} (m)	0.778	0.876	0.876	0.876	0.000	0.778
		S _{Çetin} (m)	0.213	0.247	0.264	0.267	0.000	0.227
	0.25	S _{FE} (m)	0.133	0.155	0.136	0.128	0.005	0.111
		S _{I&Y} (m)	0.608	0.608	0.608	0.608	0.000	0.608
		S _{Çetin} (m)	0.086	0.070	0.111	0.109	0.000	0.075
	0.50	S _{FE} (m)	0.126	0.126	0.102	0.092	0.005	0.085
		S _{I&Y} (m)	0.365	0.365	0.365	0.365	0.000	0.365
		S _{Çetin} (m)	0.022	0.029	0.030	0.034	0.000	0.029
	0.75	S _{FE} (m)	0.115	0.095	0.056	0.076	0.004	0.069
		S _{I&Y} (m)	0.122	0.122	0.122	0.122	0.000	0.122
		S _{Çetin} (m)	0.002	0.001	0.004	0.004	0.000	0.001
	1.00	S _{FE} (m)	0.023	0.026	0.029	0.016	0.003	0.017
		S _{I&Y} (m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		S _{Çetin} (m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Yapılan analizler sonucunda, Model 1 ve Model 2’de sıvılaşma davranışı benzerlik göstermektedir. Hem yarı ampirik hem de nümerik analizlerde, Morgan ve Niigata depremlerinde sıvılaşma meydana gelmemiştir. Nümerik analizler sonucunda elde edilen sıvılaşma kaynaklı oturmalar, Model 1 için Çetin ve diğ., (2009), Model 2’de ise Ishihara ve Yoshimine, (1992) ile benzerlik göstermektedir. Nümerik analizlerde, sıvılaşma meydana gelmese bile sınırlı miktarda oturma meydana gelirken yarı-ampirik yöntemlerle sıvılaşma meydana gelmediği için oturmalar tahmin edilememektedir.

4. SONUÇLAR

Rölatif sıklığı %35 ve %75 olan kum zemin özellikleri kullanılarak tabakalı oluşturulan zemin modelleri bir sonlu eleman program yardımıyla sekiz farklı kuvvetli yer hareketi kullanılarak analiz edilmiştir. Sonlu eleman analiz sonuçları, iyi bilinen yarı deneysel yöntemler olan Ishihara ve Yoshimine (1992) ve Çetin ve diğ., (2009) ile kıyaslanarak sonuçlar

karşılaştırılmıştır. Numerik analizlerde Kobe depremi sonuçları incelendiğinde, moment büyüklüğü ve maksimum ivmenin yanı sıra kuvvetli yer hareketi kaydının içeriğinin etkisi de sivilaşma kaynaklı oturmalar için göz önüne alınmalıdır. Hem model 1 hem de model 2’de, gevşek zemin ($D_R=35\%$) tabaka kalınlığı arttıkça sivilaşma kaynaklı oturmalar artmaktadır. Model 2 için yapılan analizlerde iki tabaka sınırı arasında permeabilite katsayısı nedeniyle boşluk suyu basıncı birikimleri meydana gelmekte ve bu durum sonucunda ciddi oturmalar gözlenmektedir. Yapılan tabakalı analizler sonucunda, numerik analizler ile ampirik analizler arasında büyük oturma farkları gözlenmesine rağmen model 1 için Çetin ve diğ., (2009) model 2 için ise Ishihara ve Yoshimine, (1992), tarafından önerilen yöntemlerle yakın sonuçlar elde edilmiştir. Bu çalışmanın bulguları, kumlar üzerinde yapılan model testlerinin sonuçlarının, sonlu elemanlar ve yarı deneysel yöntemlerden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılacağı çalışmalarla desteklenebilir.

KAYNAKLAR

- Bastidas, A.M.P. (2016), “Ottawa F-65 sand characterization”, Ph.D Thesis, University of California, Davis, USA.
- Biot, M.A. (1956), “General solutions of the equations of elasticity and consolidation for porous material”, Journal of Applied Mechanics, 23(2).
- Boulanger, R.W., Ziotopoulou, K. (2018), “PM4Sand (version 3.1 Revised July 2018): A sand plasticity model for earthquake engineering applications”, Report No. UCD/CGM-17/01.
- Boulanger, R.W., Mejia, L.H., Idriss, I.M. (1997), “Liquefaction at moss landing during Loma Prieta earthquake”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123(5), 453-467.
- Bray, J.D., Dashti, S. (2014), “Liquefaction-Induced Building Movements”, Bulletin of Earthquake Engineering, 12(3) 1129-1156.
- Brinkgreve, R.B.J., Engin, E., Engin, H.K. (2010), “Validation of empirical formulas to derive model parameters for sands”, In: Numerical methods in geotechnical engineering, 1st Edition, CRC Press, USA.
- Brinkgreve, R.B.J., Kumarswamy S., Swolfs, W.M. (2019), “Plaxis 2D Manuals”, Plaxis BV, Delft, The Netherlands.
- Byrne, P.M., Park, S.S., Beaty, P., Sharp, M., Gonzalez, L. and Abdoun, T. (2004), “Numerical modeling of liquefaction and comparison with centrifuge tests”, Canadian Geotechnical Journal, 41(2): 193-211.
- Cetin, K.O., Bilge, H.T., Wu, J., Kammerer, A.M., Seed, R.B. (2009), “Probabilistic model for the assessment of cyclically induced reconsolidation (volumetric) settlements” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135(3): 387- 398.
- Chen, C., Zhang, J. (2013), “Constitutive modeling of loose sands under various stress paths” International Journal of Geomechanics, Vol. 13, No. 1, pp. 1-8.
- Chou, J.C., Lin, D.G. (2020), “Incorporating ground motion effects into Sasaki and Tamura prediction equations of liquefaction-induced uplift of underground structures”, Geomechanics and Engineering, 22(1), 25-33.
- Cubrinovski, M., Bray, J.D., Taylor, M., Giorgini, S., Bradley, B., Wotherspoon, L., Zupan, J. (2011), “Soil liquefaction effects in the central business district during the February 2011 Christchurch earthquake”, Seismological Research Letters, 82(6), 893-904.

- Dafalias, Y.F. Manzari, M. (2004), "Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects", Journal of Engineering Mechanics, 130(6): 622-634.
- Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Ilhan, O., Xing, G., Numanoglu, O., Groholski, D.R., Phillips, C.A., Park, D. (2020) "DEEPSOIL 7.0, User Manual". Urbana, IL, Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Idriss, I.M., Boulanger, R.W. (2008), "Soil liquefaction during earthquakes", Earthquake Engineering Research Institute Publication.
- Ishihara, K., Yoshimine, M., (1992), "Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes" Soils and Foundations 32(1): 173-188.
- Kuhlemeyer, R.L., Lysmer, J. (1973), "Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems", Journal of Soil Mechanics and Foundation Devision, 99(5), 421-427.
- Liyanapathirana, D.S., Poulos, H.G. (2002), "A numerical model for dynamic soil liquefaction analysis", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 22(9-12), 1007-1015.
- PEER. (2022), "NGA-West2 - Shallow Crustal Earthquakes in Active Tectonic Regimes; Pacific Earthquake Engineering Research Center Ground Motion Database", California, USA. <https://ngawest2.berkeley.edu/site>.
- Popescu, R., Jean, H.P. (1993), "Centrifuge validation of a numerical model for dynamic soil liquefaction", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 12(2): 73-90.
- Rocscience Inc. (2009), "Settlement and consolidation analysis theory manual (Settle3D)" Toronto, Rocscience.
- Seed, R.B., Riemer, M.F., Dickenson, S.E. (1991), "Liquefaction of Soils in the 1989 Loma Prieta Earthquake", International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics 9, St. Louis, USA, January
- Shamoto Y., Zhang J.M., Tokimatsu K. (1998), "New charts for predicting large residual post-liquefaction ground deformation" Soil Dynamics and Earthquake Engineering 17(7-8): 427-438.
- Subasi, O., Koltuk, S., Iyisan, R. (2022), "A Numerical Study on the Estimation of Liquefaction-Induced Free-Field Settlements by Using PM4Sand Model" KSCE Journal of Civil Engineering, 26(2), 673-684.
- Quevedo, V.H.P. (2019), "Seismic liquefaction analysis of a critical facility with PM4Sand in Plaxis", Master Thesis, Delf University of Technology, The Netherlands.
- Tokimatsu K., Seed H.B., (1984), "Simplified procedures of the evaluation of settlements in clean sands." Rep. No. UCB/GT-84/16.
- Van Lent, E.G. (2020), "Modeling Potential Liquefaction during an Earthquake under a Breakwater with PM4Sand", Master Thesis, Delf University of Technology, The Netherlands.
- Vilhar, G., Brinkgreve, R.B.J., Zampich, L. (2018), "The PM4Sand Model 2018", Plaxis BV, Delft, The Netherlands.
- Wu, J. (2002), "Liquefaction triggering and post liquefaction deformations Monterey 0/30 Sand under Uni-Directional Cyclic Simple Shear Loading", Ph.D. Dissertation, University of California.
- Ziotopoulou, K. (2018), "Seismic response of liquefiable sloping ground: Class A and C numerical predictions of centrifuge model responses", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 113, 744–757.