

Sıvılaşma nedeniyle meydana gelen oturmaların PM4Sand bünye modeli ile incelenmesi

Investigation of liquefaction induced settlements with PM4Sand constitutive model

Ozan SUBAŞI*^{ID}, Recep İYİSAN²^{ID}

¹İnşaat Mühendisliği Bölümü, Mühendislik Fakültesi, Türk-Alman Üniversitesi, İstanbul, Türkiye.
subasio@itu.edu.tr

²İnşaat Mühendisliği Bölümü, İnşaat Fakültesi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye.
iyisan@itu.edu.tr

Geliş Tarihi/Received: 11.06.2021
Kabul Tarihi/Accepted: 20.10.2021

Düzeltilme Tarihi/Revision: 17.10.2021

doi: 10.5505/pajes.2021.06606
Araştırma Makalesi/Research Article

Öz

Depremlerin yıkıcı etkisini ve yapısal hasarları arttıran en önemli faktörlerden biri, dinamik yükler altında zemin tabakalarında oluşan deformasyonlardır. Özellikle suya doygun kumlu zeminlerde, kuvvetli yer hareketi sırasında boşluk suyu basıncındaki ani artış nedeniyle meydana gelen sıvılaşmalar, zemin tabakalarında büyük deformasyonlara yol açmakta ve mühendislik yapılarında ciddi hasarlara neden olmaktadır. Bu çalışma kapsamında, rölatif sıklığı %35, 55, 75 olan üç farklı kum zemin özellikleri kullanılarak iki boyutlu zemin profilleri oluşturulmuş ve on dört farklı kuvvetli yer hareketi kullanılarak doğrusal olmayan dinamik analizler bir sonlu eleman yazılımıyla gerçekleştirilmiştir. Kum zemin tabakalarının sıvılaşma davranışını modellemek için ise programda yer alan PM4Sand bünye denklemleri kullanılmıştır. Elde edilen numerik analiz sonuçları literatürde yer alan ve iyi bilinen yarı-ampirik yöntemlerle karşılaştırılmıştır. Buna ek olarak, kuvvetli yer hareketini tanımlamak için kullanılan parametrelerle, numerik ve yarı-ampirik analizler sonucunda elde edilen sıvılaşma kaynaklı oturmalar arasındaki ilişkiler incelenmiştir.

Anahtar kelimeler: Deprem kaynak özellikleri, PM4Sand bünye denklemleri, Numerik analizler, Yarı-Ampirik yöntemler, Sıvılaşma kaynaklı oturmalar.

Abstract

One of the most important factors that increase the destructive effects of earthquakes and structural damages is the soil deformations during strong ground motion. The liquefaction occurs especially in saturated sandy soils as a result of the sudden increase in pore water pressure during the earthquakes and leads to large deformations in the soil layer and serious damages to engineering structures. In this study, by using three different sand properties with relative densities of 35, 55 and 75%, two-dimensional soil profiles were created and dynamic analyzes were carried out using fourteen different acceleration-time histories records. In the numerical analysis was performed with a finite element software and PM4Sand constitutive equations were used to model the liquefaction behavior of sand layers. The numerical analysis results were compared with the well-known semi-empirical methods in the literature. In addition, the relationships between the parameters used to define strong ground motion and the liquefaction-induced settlements obtained from numerical and semi-empirical analyzes were investigated.

Keywords: Earthquake source properties, PM4Sand constitutive equations, Numerical analysis, Semi-Empirical analysis, Liquefaction-induced settlements.

1 Giriş

Dünya üzerinde meydana gelen depremlerin yıkıcı etkisi ve oluşturduğu hasarlar birçok insanın hayatını olumsuz yönde etkilemekte, çok sayıda can ve mal kaybına neden olmaktadır. Kuvvetli yer hareketi sırasında zemin tabakalarında gözlemlenen deformasyonlar, depremlerin yıkıcı etkisini ve yapısal hasarları arttıran en önemli faktörlerden biridir. Özellikle suya doygun, gevşek kohezyonsuz zemin tabakalarında, dinamik yükleme sırasında boşluk suyu basıncındaki ani artış nedeniyle oluşan sıvılaşmalar, zemin tabakalarında büyük oturmalarla neden olmakta ve mühendislik yapılarında ciddi hasarlara yol açmaktadır.

Literatürde sıvılaşma olgusu ve sonuçları üzerine birçok deneysel, numerik modelleme ve arazi incelemesi mevcuttur. Laboratuvarında, farklı rölatif sıklıklarda hazırlanan numuneler üzerinde, tekrarlı üç eksenli ve dinamik basit kesme deney aletleri kullanılarak gerçekleştirilen çalışmalarla sıvılaşma kavramı ve sıvılaşma davranışını etkileyen parametreler

araştırılmıştır [1]-[4]. Sıvılaşma sırasındaki zemin davranışını ve boşluk suyu basıncı oluşumunu daha detaylı bir şekilde gözlemleyebilmek için model deneyleri gerçekleştirilmiş, numerik ifadeler yardımıyla sıvılaşma davranışı modellenmiştir [5]-[7]. Arazi çalışmaları kapsamında ise sıvılaşma kaynaklı hasarların son derece fazla olduğu Loma Prieta ve Christchurch depremlerinden sonra, zemin tabakalarında meydana gelen kum kaynamalarını, yanal yayılmalar ve oturmaları gözlemleyebilmek için saha incelemeleri gerçekleştirilmiştir [8]-[13].

Çok sayıda laboratuvar ve saha araştırması, kuvvetli yer hareketi sırasındaki kontrolsüz boşluk suyu basıncı değişiminin gevşek kumlarda ($D_R < \%35$) meydana geldiğini gösterirken, orta-sıkı ve sıkı kumlarda, dilatasyon nedeniyle sınırlı deformasyonlar gözlemlenmektedir. Bunun sonucunda, orta-sıkı ve sıkı kumlar kayda değer bir deformasyon meydana gelmeden mukavemet kazanmaya başlarken, düşük rölatif sıklığa sahip kumlarda ise dilatasyon söz konusu olmadığı için büyük oturmalar ve yanal yayılmalar oluşmaktadır [14].

*Yazışılan yazar/Corresponding author

Sıvılaşma kaynaklı oturmaların tahmin edilebilmesi için numerik ve yarı-ampirik olmak üzere birçok farklı yöntem mevcuttur. Yarı-ampirik yaklaşımlarda, laboratuvar deneyleri ve arazi incelemelerinin birlikte değerlendirilmesi sonucunda önerilen korelasyonlar kullanılırken, numerik yöntemlerde ise matematiksel denklemlerle ifade edilen sıvılaşma davranışı genellikle sonlu elemanlar veya sonlu farklar metotları kullanılarak analiz edilmektedir.

Ampirik yöntemlerde sıvılaşma kaynaklı hacimsel birim şekil değiştirmelerin belirlenebilmesi için laboratuvarda temiz kumlar kullanılarak burulmalı kesme, tekrarlı üç eksenli ve basit kesme deneyleriyle incelenmektedir. Elde edilen sonuçlar ile arazi çalışmaları birlikte değerlendirilerek sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı (FS) ve çevrimsel gerilme oranının (CSR) ile SPT vuruş sayıları arasındaki ilişkilere dayanan grafiksel çözümler önerilmiştir. Ampirik yaklaşımlarda sıvılaşmanın gözlemlendiği derinlik için elde edilen hacimsel birim şekil değiştirme değerleri sıvılaşan tabaka kalınlığı ile çarpılarak ilgili derinlik için oturma hesaplanır. Aynı işlem sıvılaşmanın gözlemlendiği diğer zemin tabakaları için de uygulanır ve farklı zemin tabakalarında meydana gelen oturmalar toplanarak yüzeyde meydana gelen toplam oturma tahmin edilmektedir [14]-[18].

Numerik yöntemlerde ise genellikle, arazi şartları ile benzer zemin profilleri oluşturularak zemin tabakalarının doğrusal olmayan dinamik davranışının ve pekleşmesinin göz önüne alındığı bünye denklemleri ile analizler gerçekleştirilmektedir. Sonlu farklar veya sonlu elemanlar yardımıyla oluşturulan iki veya üç boyutlu zemin profillerine, kuvvetli yer hareketi etkileriyle zamana bağlı olarak zemin profilinde meydana gelen değişimler, sıvılaşma davranışı ve deformasyonlar elde edilmektedir [19]-[21]. Sayısal analizlerde gerekli girdi parametrelerinin elde edilmesinde zorluklarla karşılaşılmasına rağmen, ampirik yöntemlere göre zemin dinamik davranışı ve deprem dalgasının zemin tabakalarındaki ilerleyişi gerçeğe daha yakın bir şekilde modellenmektedir. Sonlu eleman programlarının analiz gücünün artması ve sıvılaşma davranışını modelleyen bünye denklemleriyle tatmin edici sonuçların elde edilebilmesi, numerik yöntemlerin kullanılabilirliğini her geçen gün daha da arttırmaktadır [22]-[25]. Bu çalışma kapsamında, rölatif sıklığı %35,55,75 olan kum zemin özellikleri kullanılarak iki boyutlu zemin profilleri oluşturulmuştur. Oluşturulan zemin profilleri fay mekanizması ve karakteristik özellik çeşitliğinin sağlanabilmesi için on dört farklı kuvvetli yer hareketi kullanılarak dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. Analizlerde

bir sonlu eleman yazılımı olan Plaxis 2D ve sıvılaşma davranışı için PM4Sand bünye denklemleriyle kullanılmıştır. Numerik analizler sonucunda elde edilen sıvılaşma kaynaklı oturmalar literatürde yer alan ve iyi bilinen yarı-ampirik yöntemlerle karşılaştırılarak elde edilen sonuçlar tartışılmıştır. Buna ek olarak kuvvetli yer hareketini tanımlamak için kullanılan anakaya üzerindeki maksimum ivme (PGA), moment büyüklüğü (M_w), süre (T), depremin hakim frekansı (f_{eq}), arias şiddeti (I_a), karakteristik şiddet (I_c) ve kümülatif mutlak hız (CAV) ve sıvılaşma analizleri için tam rijit zemin kabulü ile elde edilen deprem hareketinin yüzeyde oluşturduğu maksimum ivme (a_{maks}) parametrelerinin sıvılaşma kaynaklı oturmalarla arasındaki ilişkiler incelenmiştir.

2 Numerik analizler

Araştırma kapsamında, rölatif sıklığın %35,55,75 olduğu iki boyutlu üç farklı zemin profili oluşturulmuş ve sonlu elemanlar yöntemine dayanan Plaxis 2019'da yer alan kullanıcı tanımlı PM4Sand bünye modeli kullanılarak doğrusal olmayan dinamik analizler gerçekleştirilerek serbest saha koşulları için sıvılaşma durumu ve sıvılaşmaya kaynaklı oturmalar incelenmiştir.

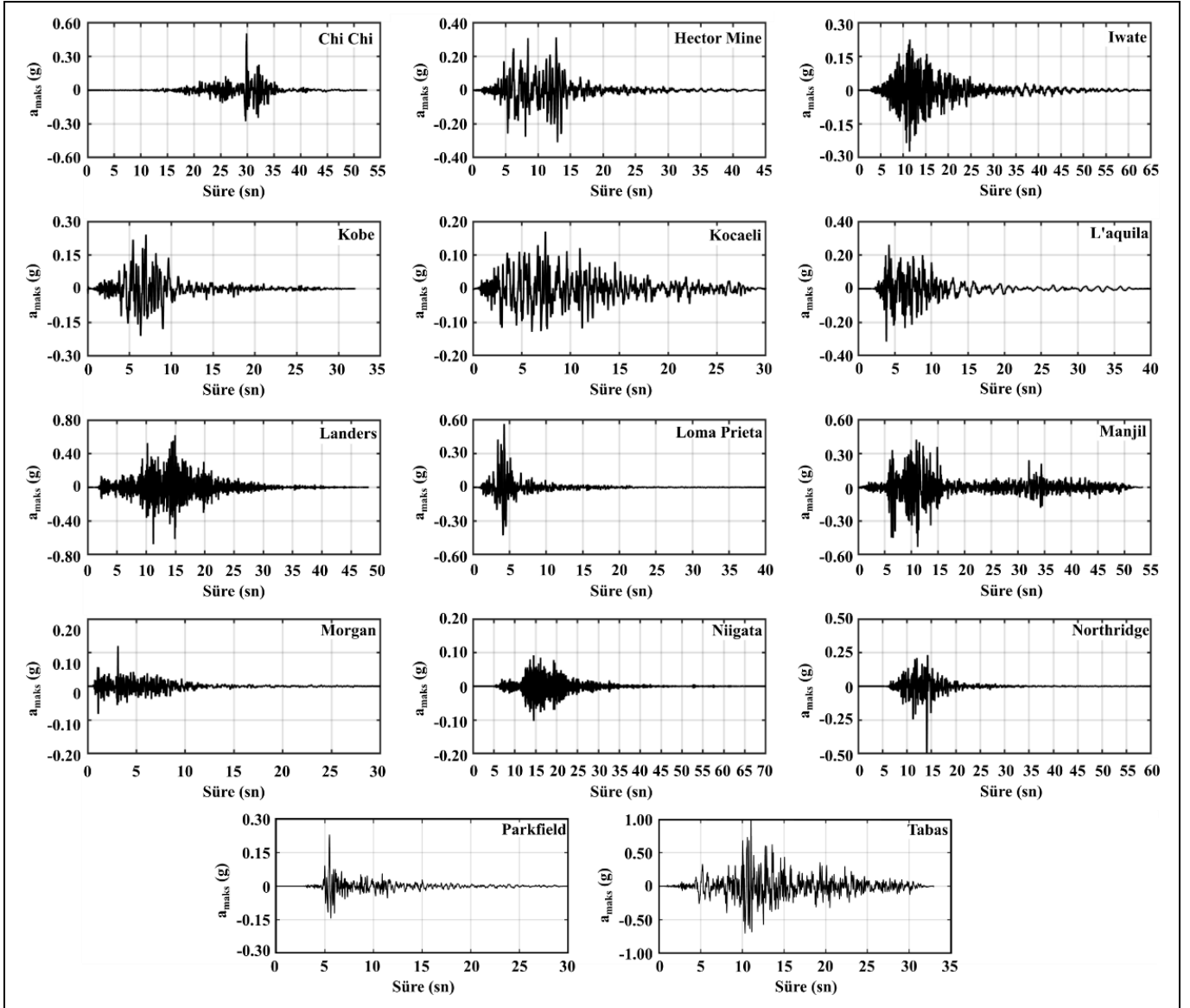
2.1 Deprem kayıtları

Bu çalışma kapsamında, anakaya üzerinde alınmış on dört farklı ivme-zaman kaydı kullanılarak iki boyutlu dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. Kuvvetli yer hareketi kayıtları seçilirken fay mekanizmaları, M_w , PGA, f_{eq} , I_a , I_c ve CAV parametrelerinin farklılık göstermesine dikkat edilmiştir. Bu amaç doğrultusunda, The Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)'da yer alan gerçek kuvvetli yer hareketi kayıtları kullanılmıştır. Deprem kayıtlarının seçiminde istasyondaki yerel zemin koşulları etkisinin en aza indirilmesi için yaklaşık olarak TBDY'de ZB yerel zemin sınıfına karşılık gelen yüzey anakaya mostrası üzerinde alınmış deprem kayıtları analizlerde kullanılmıştır [26],[27]. Kuvvetli yer hareketi kayıtlarına baseline düzeltilmesi yapılmış ve Butterworth yöntemine göre 0.5-15 Hz arasında bandpass filtreleme uygulanmıştır. Analizlerde kullanılan kuvvetli yer hareketi kayıtlarının özellikleri Tablo 1'de, ivme-zaman geçmişleri ise Şekil 1'de gösterildiği gibidir. Sayısal analizlerde, deprem yükü oluşturulan modelin tabanı boyunca x yönünde 0.5 m büyüklüğünde tanımlı yer değiştirme (prescribed displacement) olarak etkilmiştir. Kuvvetli yer hareketinin, y eksenindeki bileşeni ise sabit (fixed) olarak seçilmiştir. Böylece kuvvetli yer hareketi ve zemin dinamik davranışı daha gerçekçi bir şekilde modellenmektedir.

Tablo 1. Kuvvetli yer hareketi özellikleri.

Table 1. Strong ground motion parameters.

No	Deprem Adı	Kırılma Mekanizması	V_{s30} (m/s)	Süre (s)	M_w	PGA (g)	f_{eq} (Hz)	I_a (m/s)	I_c	CAV (m/sec)
1	Chi Chi	Ters Oblik	705	52.5	7.62	0.51	1.32	1.17	1.675	13.13
2	Hector Mine	Doğru Atımlı	726	45.0	7.13	0.31	1.82	1.80	0.077	11.35
3	Iwate	Ters	826	65.0	6.90	0.27	0.59	1.10	0.048	11.1
4	Kobe	Ters	1043	32.0	6.90	0.24	0.73	0.79	0.045	6.45
5	Kocaeli	Doğru Atımlı	811	30.0	7.51	0.17	1.93	0.53	0.034	6.55
6	L'aquila	Normal	717	40.0	6.30	0.31	0.59	1.05	0.053	8.58
7	Landers	Doğru Atımlı	1369	48.0	7.28	0.68	11.41	4.83	0.159	20.35
8	Loma Prieta	Ters Oblik	1428	40.0	6.93	0.56	2.67	1.63	0.074	6.92
9	Manjil	Doğru Atımlı	724	53.5	7.37	0.53	2.93	4.31	0.142	21.91
10	Morgan	Doğru Atımlı	730	30.0	6.19	0.12	6.74	0.05	0.006	1.65
11	Niiigata	Ters	829	70.0	6.63	0.10	11.68	0.14	0.010	3.74
12	Northridge	Ters	706	60.0	6.69	0.50	4.25	1.05	0.048	7.55
13	Parkfield	Doğru Atımlı	907	30.0	6.00	0.23	1.59	0.17	0.014	2.56
14	Tabas	Ters Oblik	767	33.0	7.35	0.99	1.27	10.79	0.319	28.69



Şekil 1. Analizlerde kullanılan depremlerin ivme-zaman kayıtları.

Figure 1. Acceleration-time histories of input earthquakes.

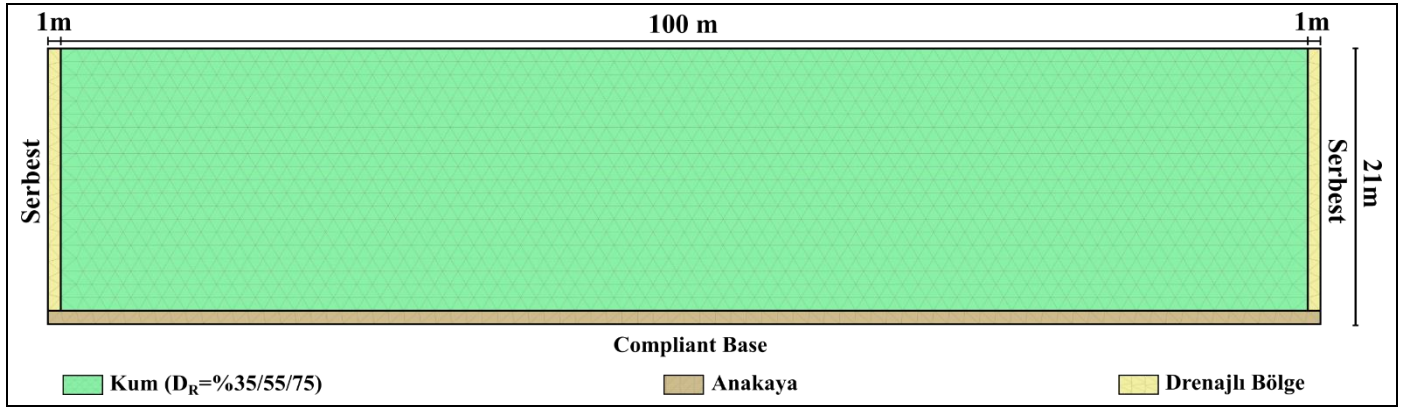
2.2 İki boyutlu numerik model

Çalışma kapsamında rölatif sıklığı %35,55,75 olan kum zemin özellikleri için ayrı ayrı 3 farklı zemin profili oluşturulmuştur. Bu zemin profillerinde 20 m kalınlığında suya tam doymuş kum tabakası ve altında kuvvetli yer hareketi kaydını modele etkitebilmek için TBDY'e göre ZB yerel zemin sınıfına tekabül eden 1 m kalınlığında anakaya tanımlanmıştır. Modelde 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 kum zemin tabakası ile benzer özelliğe sahip drenajlı zemin tabakaları tanımlanmıştır. Analizlerde dinamik zemin davranışının doğru bir şekilde modellenmesi için alt sınır koşulu "compliant base", üst ve yatay sınır koşulları ise "serbest" seçilmiştir. Numerik analizlerde kullanılan iki boyutlu zemin profili Şekil 2'de gösterildiği gibidir.

Plaxis 2D programında sonlu eleman ağı için 6 ve 15 düğümlü olmak üzere iki farklı üçgen eleman mevcuttur. 15 düğüm noktalı elemanlarla oluşturulan sonlu eleman ağı 6 düğüm noktalı elemana kıyasla oldukça sık bir düğüm noktası dağılımına sahiptir. Analizlerde 15 düğüm noktalı elemanların kullanılması, sonuçların hassasiyeti arttırmakta ve daha doğru sonuçlar elde etmemize imkan sağlamaktadır [28].

Dinamik analizlerde doğru sonuçlar elde edebilmek için, sonlu eleman ağı yoğunluğuna karar vermek oldukça önemlidir. Çok sık bir ağı yoğunluğunun seçilmesi analiz süresinin uzamasına neden olurken, çok seyrek bir ağı tercihi ise hatalı sonuçlar elde etmemize neden olmaktadır. Bu nedenle dinamik analizlerde uygun ağı yoğunluğunun belirlenmesi için, yaygın olarak kullanılan ortalama eleman boyutu (OEB) Denklem 1 ile belirlenmiştir.

$$OEB = V_{s,min}/8f_{maks} \quad (1)$$



Şekil 2. Zemin modeli.

Figure 2. Soil model.

Denklem 1’de, $V_{s,min}$, zemin tabakasındaki en düşük kayma dalgası hızı ve f_{maks} ise kuvvetli yer hareketi kaydının maksimum frekans içeriğidir [29].

OEB’nun yanı sıra, kuvvetli yer hareketinin sonlu elaman ağı içinde doğru bir şekilde modellenmesi gerekmektedir. Bu nedenle deprem dalgalarının düğüm noktaları arasında bir dinamik zaman adımında birden fazla elemandan geçmesini önlemek için Denklem 2 ile verilen kritik zaman adımının (Δt) belirlenmesi gerekmektedir. Burada, I_{min} iki düğüm noktası arasındaki minimum mesafe iken, $V_{s,tabaka}$, zemin tabakasının kayma dalgası hızıdır [28].

$$\Delta t \leq I_{min}/V_{s,tabaka} \quad (2)$$

Yukarıda belirtilen hususlar göz önüne alınarak oluşturulan sonlu elaman ağında 15 düğüm noktalı 3426 üçgen eleman kullanılmıştır. Oluşturulan modeldeki ortalama eleman boyutu ise 1.20 m ve zaman adımı 0.005 saniyedir.

2.3 PM4Sand bünye modeli

PM4Sand Bünye Modeli geoteknik deprem mühendisliğinde kum zemin tabakalarının dinamik davranışını modellemek için oluşturulmuş, gerilme oranı kontrollü, kritik durum teorisi ile uyumlu ve iki boyutlu plastisite teorisine dayanan bünye denklemlerinden oluşmaktadır [25],[30]. PM4Sand zemin modeli ile gerçekleştirilen analizlerle, sıvılaşma ve sıvılaşma nedeniyle meydana gelen oturmalar tahmin edilebilmektedir [31]-[33]. Bununla birlikte PM4Sand modelde;

- Zemin yapısındaki oluşum ve yıkımlar, plastik şekil değiştirmeler yerine plastik hacimsel şekil değiştirmelerle ilişkilendirilmiştir,
- Zemin yapı geçmişini modellemek için parametre eklenmiştir,
- Plastisite modülü parametresi güncellenmiş ve zemin yapısı ile ilişkilendirilmiştir,
- Dilatasyon, yapı ve yapı geçmişi ilişkilendirilmiştir,
- Hacimsel genişleme sırasındaki dilatasyon Bolton (1986) dilatasyon ilişkisi ile uyumludur [34],
- Elastisite modülü, gerilme oranı ve zemin yapısına bağlı olarak modifiye edilmiştir,
- Göreceli durum parametresi indisi, kritik durum çerçevesinde yeniden biçimlendirilmiştir,

- Düzlem şekil değiştirme durumundaki sınır ve dilatasyon yüzeyi Lode açısı olmadan tanımlanarak basitleştirilmiştir,
- Sıvılaşma sonrasındaki kayma birim şekil değiştirmelerin belirlenmesi için parametreler eklenmiştir [25].

PM4Sand, sıvılaşma davranışı için son derece başarılı bir model olmasına rağmen, başlangıç gerilme koşullarının elde edilmesinde yetersizdir. Bu nedenle başlangıç gerilme koşulları Hardening Soil with small-strain stiffness (HSS) bünye denklemleri ile belirlenmiştir. Analizlerde rölatif sıklığı %35,55,75 olan 3 farklı temiz Ottawa kum özellikleri kullanılmış ve farklı rölatif sıklıklar için PM4Sand ve HSS parametreleri Tablo 2’de verilmiştir [25],[35],[36].

Sonlu elemanlarla gerçekleştirilen dinamik analizlerdeki önemli hususlardan biri de zemin tabakasının sönüm parametrelerinin belirlenmesidir. Plaxis 2D programında C sönümleme, M kütle ve K rijitlik matrisleri kullanılarak Denklem 3 ile Rayleigh sönüm parametreleri belirlenmektedir.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (3)$$

Rayleigh sönüm parametreleri, Plaxis’te Hedef 1 (f_1) ve Hedef 2 (f_2) olmak üzere iki farklı değişkenle belirlenmektedir. Burada (f_1), tüm zemin profilinin hakim frekansını göstermekte ve Denklem 4 ile hesaplanmaktadır. Bu denklemde, $V_{s,ortalama}$, zemin tabakasının ortalama kayma dalgası hızı iken H ise tabaka kalınlığıdır. f_2 ise f_{eq} ve f_1 parametrelerine bağlı olarak Denklem 5 ile elde edilen değer en yakın tam sayıya yuvarlanması ile belirlenmektedir [28].

$$f_1 = V_{s,ortalama}/4H \quad (4)$$

$$f_2 = f_{eq}/f_1 \quad (5)$$

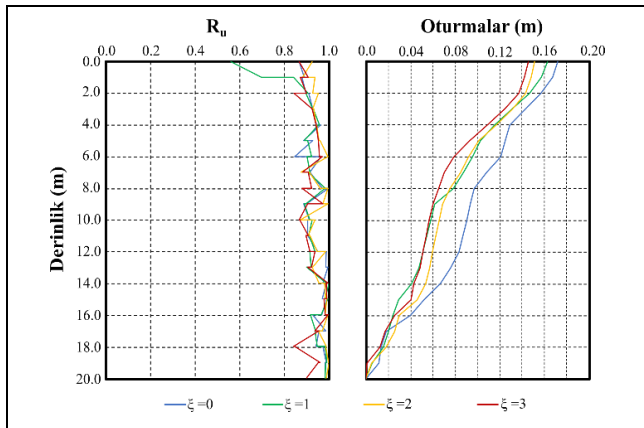
Hedef sönümleme oranının (ξ), boşluk suyu basıncı oranı (R_u) ve sıvılaşmadan kaynaklı oturmalar üzerindeki etkisini gözlemlemek amacıyla 0, 1, 2 ve 3% değerleri için analizler gerçekleştirilmiştir. Analizler sonucunda örnek olması için Landers depremi için elde edilen (R_u) ve sıvılaşma kaynaklı oturmaların derinlikle değişimi Şekil 3 ile gösterildiği gibidir. Yapılan incelemeler sonucunda hedef sönüm oranı %2 olarak seçilmiştir.

Tablo 2. Numerik analizlerde kullanılan PM4Sand ve HSS parametreleri [25],[35],[36].

Table 2. PM4Sand and HSS parameters used in the numerical models.

PM4Sand				Hardening Small Strain			
Sembol	DR=%35	DR=%55	DR=%75	Sembol	DR=%35	DR=%55	DR=%75
γ_k (kN/m ³)	15.34	15.9	16.52	γ_k (kN/m ³)	15.34	15.9	16.52
γ_d (kN/m ³)	19.36	19.71	20.1	γ_d (kN/m ³)	19.36	19.71	20.1
e	0.695	0.635	0.575	e	0.695	0.635	0.575
D _{R0}	0.35	0.55	0.75	E _{50ref} (MPa)	21	33	45
G ₀	476	677	890	E _{oedref} (MPa)	21	33	45
h _{p0}	0.53	0.4	0.63	E _{urref} (MPa)	63	99	135
e _{maks}	0.8	0.8	0.8	m	0.59	0.53	0.47
e _{min}	0.5	0.5	0.5	c' (MPa)	0	0	0
P _{α} (MPa)	0.101	0.101	0.101	ϕ' (°)	33	33	33
n ^b	0.5	0.5	0.5	$\gamma_{0.7}$	0.00017	0.00015	0.00013
n ^d	0.1	0.1	0.1	G _{0ref} (MPa)	83.8	97.4	111
ϕ_{cv} (°)	33	33	33	ν	0.3	0.3	0.3
ν	0.3	0.3	0.3	P _{ref} (MPa)	0.1	0.1	0.1
Q, R	10	1.5	10	1.5	10	1.5	10
				R _f	0.956	0.931	0.906

γ_k : Kuru birim hacim ağırlık, γ_d : Doymun birim hacim ağırlık, e: boşluk oranı, D_{R0}: rölatif sıklık, G₀: kayma modülü katsayısı, h_{p0}: sıkışma oranı parametresi, e_{maks}, e_{min}: maksimum ve minimum boşluk oranı, P _{α} : açık hava basıncı, n^b: sınır yüzeyi parametresi, n^d: dilatasyon yüzeyi parametresi, ϕ_{cv} : efektif sürtünme açısı, ν : poisson oranı, Q, R: kritik durum parametresi, E_{50ref}: sekant elastisite modülü, E_{oedref}: tanjant elastisite modülü, E_{urref}: boşaltma- yüklemeye elastisite modülü, m: gerilme bağımlılığı oranı, c': efektif kohezyon, ϕ' : efektif sürtünme açısı, $\gamma_{0.7}$: kayma birim şekil değiştirmesi oranı, G_{0ref}: çok küçük birim şekil değiştirmelerindeki kayma modülü, P_{ref}: referans gerilme seviyesi, R_f: göçme oranı



Şekil 3. Hedef sönüm değerlerinin R_u ve oturmalarla etkisi.

Figure 3. The effect of target damping on R_u and settlements.

2.4 Numerik analiz adımları

Numerik analizler 4 farklı adımda gerçekleştirilmiştir.

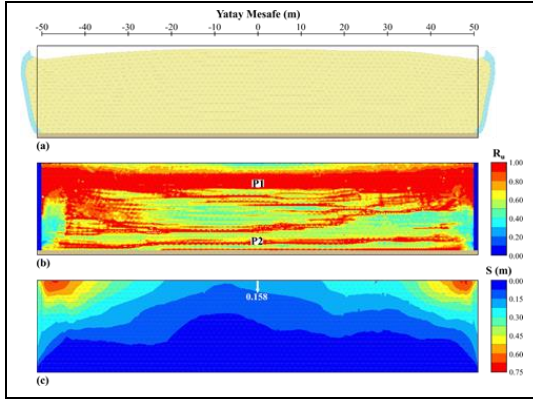
- Adım 1: İlk olarak K0 prosedürü ile başlangıç adımı oluşturulmuştur,
- Adım 2: Bu aşamada boş bir adım oluşturularak kum zemin özelliklerine uygun parametreler kullanılıp HSS zemin modeli atanmıştır. Bunun yapılmasındaki temel amaç, oluşturulan zemin profilinde başlangıç gerilme durumunun doğru bir şekilde belirlenebilmesidir. PM4Sand bünye denklemleri, kohezyonsuz zeminlerin dinamik yükler altındaki davranışını başarılı şekilde modelleyebilirken, statik koşullar altında yetersiz kalmaktadır [37],
- Adım 3: PM4Sand model kullanılarak dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. Bu aşamada boşluk suyu basıncı oluşumunu gözlemleyebilmek için drenaj türü "Undrained A" seçilmiştir,

Adım 4: Sıvılaşma sonrasındaki oturmaların göz önüne alınabilmesi için konsolidasyonlu dinamik analiz (dynamic analysis with consolidation) gerçekleştirilmiştir. Bu aşamada PM4Sand modeldeki Postshake parametresi 1 seçilmiştir. Bu adımda seçilen konsolidasyonlu dinamik analiz zemin iskeleti ile boşluklarda serbestçe hareket eden suyun davranışını modelleyen Biot Teorisi'ne dayanmaktadır [38]. Bu sayede boşluk suyunun drene olmasıyla sıvılaşma kaynaklı oturmalar tahmin edilebilmektedir.

2.5 Numerik analiz sonuçları

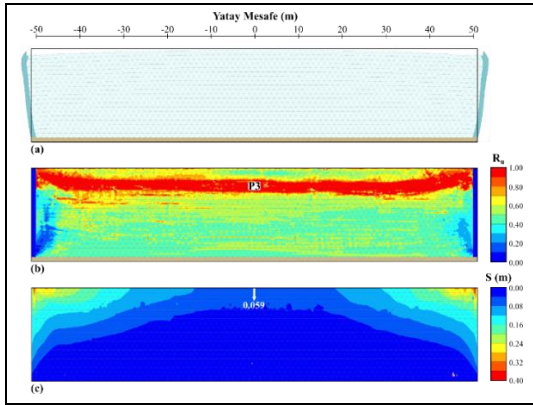
Sıvılaşma kaynaklı oturmalar, sonlu eleman yöntemine dayanan Plaxis 2D 2019 programı kullanılarak elde edilmiştir. Numerik analizlerin sonucunda sıvılaşma potansiyeli, belirli bir derinlikteki aşırı boşluk suyu basıncının başlangıçtaki düşey efektif gerilmeye oranı ile elde edilen (R_u) parametresiyle ifade edilmektedir. Analizler sonucunda örnek teşkil etmesi amacıyla Landers depremi kullanılarak elde edilmiş olan deforme olmuş sonlu eleman ağı, (R_u) ve sıvılaşma sonucunda meydana gelen oturmalar, D_R= %35,55,75 zemin profilleri için sırasıyla Şekil 4, 5, 6'da gösterilmiştir.

Analiz sonuçlarından da görüldüğü üzere modelin köşe noktalarında deformasyon birikmeleri meydana gelmektedir. Bu nedenle modelin orta noktasındaki sonuçlar ve sıvılaşma kaynaklı oturmalar göz önüne alınmıştır. Buna ek olarak P1, P2, P3 ve P4 noktaları tanımlanarak, kuvvetli yer hareketi sırasındaki boşluk suyu basıncı değişimleri gözlenmiştir. Yapılan analizler sonucunda elde edilen sıvılaşma kaynaklı oturmalar ve sıvılaşma durumu ise 14 farklı deprem için Tablo 3'te gösterilmiştir. Analizler sonucunda elde edilen 3. ve 4. aşamaların sonundaki sıvılaşma kaynaklı oturmalar ayrı ayrı olarak değerlendirilmiştir.



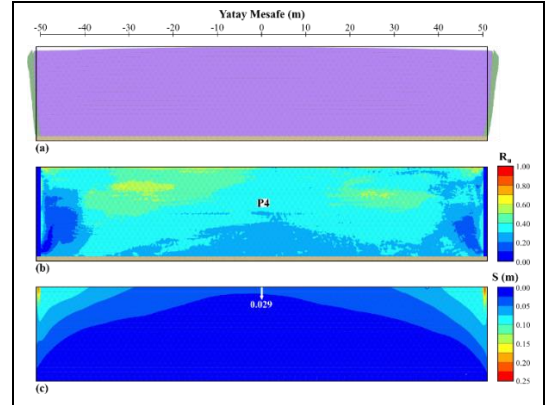
Şekil 4. $D_R=35\%$, Landers depremi için analiz sonuçları. (a): Deforme olmuş sonlu eleman, (b): R_u , (c) Sıvılaşma kaynaklı oturmalar.

Figure 4. $D_R=35\%$, numerical results for Landers earthquake. (a): Deformed mesh, (b): R_u , (c) Liquefaction-induced settlements.



Şekil 5. $D_R=55\%$, Landers depremi için analiz sonuçları. (a): Deforme olmuş sonlu eleman. (b): R_u , (c) Sıvılaşma kaynaklı oturmalar.

Figure 5. $D_R=55\%$, numerical results for Landers earthquake. (a): Deformed mesh. (b): R_u , (c) Liquefaction-induced settlements.



Şekil 6. $D_R=75\%$, Landers depremi için analiz sonuçları. (a): Deforme olmuş sonlu eleman, (b): R_u , (c) Sıvılaşma kaynaklı oturmalar.

Figure 6. $D_R=75\%$, numerical results for Landers earthquake. (a): Deformed mesh, (b): R_u , (c) Liquefaction-induced settlements.

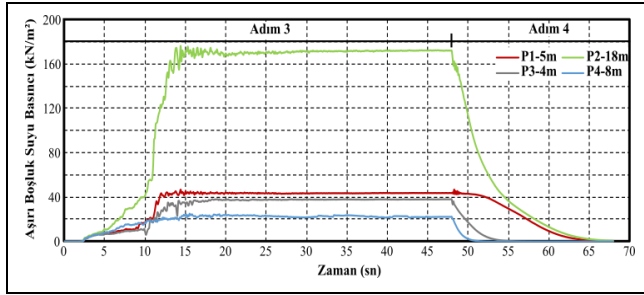
Tablo 3'te T3 ve T4, üçüncü ve dördüncü aşamaların süresini, S3 ve S4 ise bu aşamaların sonunda elde edilen oturmaları göstermektedir. $R_u=1$ olduğunda modelde sıvılaşma meydana gelirken, $R_u<1$ olduğunda ise herhangi bir sıvılaşma gözlemlenmemektedir. Tablo 3'te verilen analiz sonuçları incelendiğinde, rölatif sıklığın 35 olduğu zemin profillerinde Morgan ve Niigata depremleri hariç tüm depremlerde sıvılaşma gözlemlenmiştir. $D_R=55\%$ olan zemin profillerinde ise Morgan, Niigata'ya ek olarak Parkfield depreminde de sıvılaşma gözlemlenmiştir. Burada Parkfield depreminde sıvılaşma gözlemlenmezken yakın maksimum ivme değerlerine sahip Kocaeli ve Kobe depremlerinde sıvılaşmanın gözlemlenmesi PGA'in tek etkili olan parametre olmadığını göstermektedir. Rölatif sıklığın %75 olduğu zemin profili kullanılarak elde edilen analiz sonuçlarında ise sadece Tabas depreminde sıvılaşma gözlemlenmiştir. Elde edilen sıvılaşma kaynaklı oturmalar incelendiğinde, maksimum oturmalar $D_R=35\%$ için Hector Mine, $D_R=55\%$ ve 75% 'te ise Tabas depremi analizleri sonucunda elde edilmiştir.

Tablo 3. Numerik analizlerden elde edilen sıvılaşma durumu ve oturmalar.

Table 3. Liquefaction status and induced settlements obtained from the numerical analyses.

No	Deprem Adı	M_w	PGA	T3 (s)	T4 (s)	$D_R=35\%$			$D_R=55\%$			$D_R=75\%$		
						R_u	S3 (m)	S4 (m)	R_u	S3 (m)	S4 (m)	R_u	S3 (m)	S4 (m)
1	Chi Chi	7.62	0.51	52.5	27.5	1	0.050	0.202	1	0.044	0.092	<1	0.022	0.023
2	Hector Mine	7.13	0.31	45.0	30.0	1	0.123	0.266	1	0.055	0.131	<1	0.041	0.042
3	Iwate	6.90	0.27	65.0	30.0	1	0.019	0.098	1	0.023	0.052	<1	0.021	0.022
4	Kobe	6.90	0.24	32.0	30.0	1	0.045	0.193	1	0.026	0.072	<1	0.025	0.026
5	Kocaeli	7.51	0.17	30.0	20.0	1	0.015	0.073	1	0.019	0.039	<1	0.020	0.021
6	L'aquila	6.30	0.31	40.0	30.0	1	0.034	0.177	1	0.026	0.076	<1	0.024	0.026
7	Landers	7.28	0.68	48.0	20.0	1	0.068	0.158	1	0.051	0.059	<1	0.028	0.029
8	Loma Prieta	6.93	0.56	40.0	20.0	1	0.046	0.144	1	0.029	0.051	<1	0.015	0.016
9	Manjil	7.37	0.53	53.5	21.5	1	0.091	0.172	1	0.058	0.098	<1	0.037	0.040
10	Morgan	6.19	0.12	30.0	30.0	<1	0.004	0.006	<1	0.003	0.004	<1	0.002	0.003
11	Niigata	6.63	0.10	70.0	30.0	<1	0.004	0.005	<1	0.003	0.004	<1	0.002	0.003
12	Northridge	6.69	0.50	60.0	30.0	1	0.055	0.140	1	0.019	0.050	<1	0.016	0.017
13	Parkfield	6.00	0.23	30.0	20.0	1	0.009	0.020	<1	0.012	0.014	<1	0.008	0.010
14	Tabas	7.35	0.99	33.0	32.0	1	0.029	0.191	1	0.062	0.156	1	0.056	0.068

Rölatif sıklığın %35 olduğu analizlerde maksimum sıvılaşma kaynaklı oturmaların Hector Mine depremi sonucunda elde edilmesi, moment büyüklüğü ve maksimum ivme parametrelerinin yanı sıra kuvvetli yer hareketi kaydının içeriğinin de önemli olduğunu göstermektedir. Benzer durum Kobe depremi ile elde edilen analiz sonuçlarında da açıkça görülmektedir. Buna ek olarak, meydana gelen oturmaların büyük bir çoğunluğu kuvvetli yer hareketi tamamlandıktan sonra boşluk suyu basıncının dağılması ile 4. aşamada oluşmaktadır. Şekil 4, 5, 6'da yer alan P1, P2, P3, P4 noktalarındaki aşırı boşluk suyu basıncının değişimi Şekil 7'de gösterilmiştir.

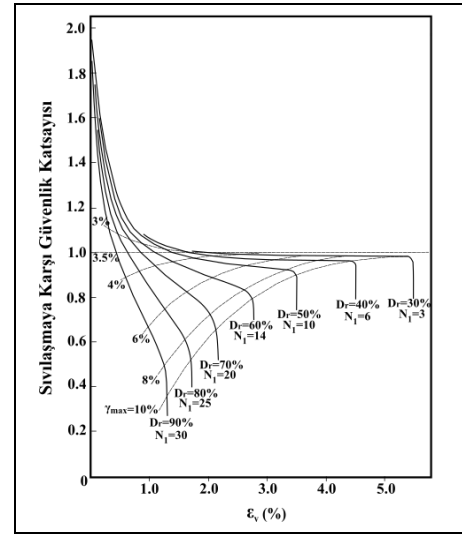


Şekil 7. P1, P2, P3, P4 için artık boşluk suyu basıncı değişimi
Figure 7. Change of excess pore pressure for P1, P2, P3, P4.

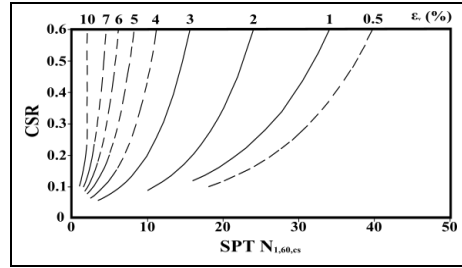
Farklı derinliklerde yer alan bu noktalardan P1, P2, P3'te sıvılaşma gözlemlenirken, P4'te ise sıvılaşma meydana gelmemiştir. 3. aşamada derinliğe de bağlı olarak artan artık boşluk suyu basıncı sıvılaşma sırasında sabit kalmış ve kuvvetli yer hareketinin sona ermesi ile dağılarak sıfıra ulaşmıştır. Bunun sonucunda da sıvılaşma kaynaklı oturmaların büyük bir çoğunluğu 4. Aşamada oluşmuştur.

3 Yarı-Ampirik analizler

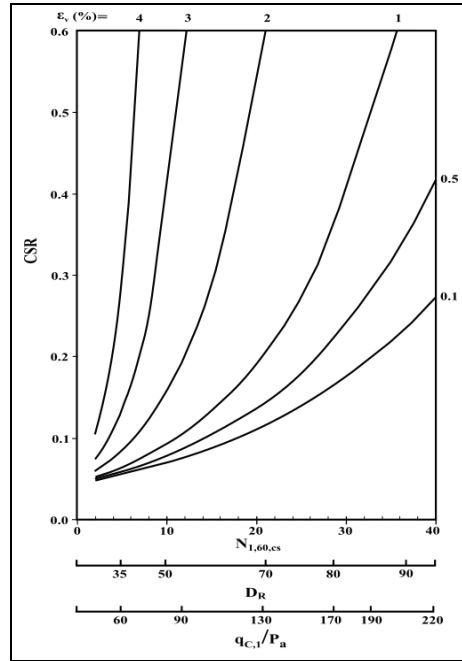
Literatürde serbest saha koşullarında meydana gelen sıvılaşma kaynaklı oturmaları belirlemek için birçok farklı yöntem yer almaktadır [14]-[18]. Bu çalışma kapsamında sıvılaşma kaynaklı oturmaların belirlenmesinde yaygın olarak tercih edilen güncel yaklaşımlar ele alınmıştır. Bu yöntemlerden en çok kullanılan Ishihara ve Yoshimine (1992)'de, laboratuvarında gerçekleştirilen tekrarlı basit kesme deneyleri sonucunda sıvılaşma sırasındaki hacimsel birim şekil değiştirmeler (ϵ_v), SPT-N ve sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı arasında ilişkiye dayanan ve Şekil 8(a) ile gösterilen bir grafik önerilmiştir. Araştırma kapsamında tercih edilen bir diğer yöntem olan Wu ve diğ., (2003) ise temiz kumlar üzerinde gerçekleştirdiği bir dizi döngüsel basit kesme deney sonuçlarını değerlendirerek sıvılaşma sonrası hacimsel birim şekil değiştirmeleri düzeltilmiş SPT-N ($N_{1,60,cs}$) ile tekrarlı gerilme oranına (CSR) göre Şekil 8(b)'de gösterilen eğriler yardımıyla elde etmişlerdir. Yukarıda belirtilen yöntemlere ek olarak Çetin ve diğ. (2009), suya doymuş temiz kumların dinamik yüklemeler sonrasında oluşan birim şekil değiştirmeleri maksimum olabilirlik teorisi yardımıyla incelemişlerdir. Tekrarlı basit kesme, üç eksenli, burulmalı kesme, çift yönlü basit kesme olmak üzere farklı deneylerle, sıvılaşma sonrası hacimsel birim şekil değiştirmeyi, rölatif sıklık, tekrar sayısı ve "indeks" parametreleri ile ilişkilendirilerek Şekil 8(c)'deki gibi elde edilmiştir. Şekil 8'deki grafiklerle elde edilen hacimsel birim şekil değiştirmeler (ϵ_v), sıvılaşan zemin tabakası kalınlığı ile çarpılarak sıvılaşma kaynaklı oturmalar belirlenmektedir [14],[16],[18].



(a)



(b)



(c)

Şekil 8. Yarı-ampirik yöntemler: a) Ishihara ve Yoshimine, (1992). (b) Wu ve diğ., (2002), (c) Çetin ve diğ., (2009). [14],[16],[18].

Figure 8. Semi-empirical methods; (a) Ishihara and Yoshimine, (1992), (b) Wu et al., (2002), (c) Cetin et al., (2009). [14],[16],[18].

Ampirik analizlerle sivilaşma kaynaklı oturmaların elde edilmesi amacıyla, sayısal analizlerde kullanılan zemin modellerindeki rölatif sıklıklar göz önüne alınarak Denklem 6 yardımıyla ($N_{1,60}$) değerleri belirlenmiştir [39].

$$D_R = \sqrt{(N_{1,60})/46} \quad (6)$$

Denklem 6 ile $D_R=35,55,75$ için sırasıyla 6, 14, 26 ($N_{1,60}$) değerleri belirlenmiş ve bu $N_{1,60}$ değerleri kullanılarak numerik zemin modeli ile benzer geometriye sahip zemin profilleri oluşturulmuştur. Sivilaşma analizlerinde zemin tam rijit kabul edilerek, deprem hareketinin yüzeyde oluşturduğu maksimum ivmenin (a_{maks}), belirlenebilmesi için oluşturulan zemin profilleri DEEPSOIL V7 yazılımıyla tüm depremler için analiz edilmiştir [40]. Elde edilen a_{maks} değerlerine göre Settle 3D programı yardımıyla Ishihara and Yoshimine, (1992), Wu ve diğ., (2002) ve Cetin ve diğ., (2009) hesap yöntemleri için sivilaşma kaynaklı oturmalar belirlenmiştir [41].

Yarı-ampirik yöntemlere göre belirlenen sivilaşma kaynaklı oturmalar Tablo 4'te gösterilmiştir. a_{maks} , DEEPSOIL V7 yazılımıyla elde edilen ve sivilaşma analizlerinde kullanılan maksimum yüzey ivmesidir. Ishihara ve Yoshimine (1992), Wu ve diğ., (2002) ve Cetin ve diğ. (2009) yaklaşımlarıyla elde edilen sivilaşma kaynaklı oturmalar sırasıyla I&Y, Wu ve Cet. kısaltmalarıyla gösterilmektedir. Ayrıca FS, sivilaşmaya karşı güvenlik katsayısıdır ve 1'den küçük olduğu durumlarda sivilaşma gerçekleşmektedir.

Tablo 4'te de görüldüğü üzere, Deepsoil V7 ile elde edilen a_{maks} değerleri rölatif sıklık arttıkça artmaktadır. Bununla birlikte a_{maks} , değerleri aynı rölatif sıklık için kuvvetli yer hareketi kaydına bağlı olarak değişmektedir. Sivilaşma analizleri sonuçları incelendiğinde rölatif sıklığın 35% olduğu zemin profillerinde Morgan ve Niigata depremleri dışındaki tüm analizlerde sivilaşma gözlemlenirken, $D_R=55$ için ise bu depremlere ek olarak Parkfield depreminde de sivilaşma meydana gelmemiştir. $D_R=75$ için ise sadece Tabas depreminde sivilaşma gözlemlenmiştir. Analizlerle elde edilen sivilaşma potansiyelleri kıyaslandığında sayısal ve ampirik yöntemlerle benzerlik göstermektedir. Sivilaşma kaynaklı oturmalar incelendiğinde ise tüm rölatif sıklıklar için maksimum oturmalar Tabas depreminde elde edilmiş ve analiz sonuçlarında Ishihara ve Yoshimine (1992) yaklaşımı ile elde edilen sivilaşma kaynaklı oturmaların Wu ve diğ., (2002) ve Cetin ve diğ. (2009) yöntemlerine göre daha büyük sonuçlar verdiği gözlemlenmiştir. Numerik yöntemlere kıyasla, yarı-ampirik analizler sonucunda daha büyük sivilaşma kaynaklı oturmalar elde edilmiştir. Ancak Cetin ve diğ. (2009) tarafından önerilen yaklaşımla sayısal analizler arasında oldukça uyumlu sonuçlar görülmektedir.

4 Deprem kaynak özellikleri ile sivilaşma kaynaklı oturmalar arasındaki ilişki

Araştırmanın bu bölümünde, elde edilen sivilaşma kaynaklı oturmalar ve deprem kaynak özellikleri arasındaki ilişki IBM SPSS v25 programında gerçekleştirilen regresyon analizleri ile incelenmiştir [42]. Bu amaç doğrultusunda kuvvetli yer hareketini tanımlamak için kullanılan T, M_w , PGA, f_{eq} , I_a , I_c ve CAV parametreleriyle numerik analizler sonucunda elde edilen sivilaşma kaynaklı oturmalar arasındaki ilişki, tek değişkenli doğrusal regresyon analizi yardımıyla irdelenmiştir. Elde edilen sonuçlar determinasyon katsayısı parametresi (R^2) ile değerlendirilmiştir. Yapılan incelemelerde, I ve II olmak üzere iki grup oluşturularak, I. grupta farklı rölatif sıklıklarda elde

edilen oturmalar kullanılırken, II. grupta sadece sivilaşmanın meydana geldiği zemin profillerindeki oturmalar göz önüne alınmıştır. Sayısal analizlerde $D_R=75$ için yalnızca Tabas depreminde sivilaşma gözlemlendiği için II. grupta $D_R=75$ analiz sonuçları kapsam dışı bırakılmıştır. Tek değişkenli doğrusal regresyon analizleri sonucunda elde edilen R^2 değerleri Tablo 5 ile gösterildiği gibidir.

Tablo 5'te de görüldüğü üzere, tüm oturmalar göz önüne alınarak oluşturulan I. grupta $D_R=55$ ve 75 için sivilaşma kaynaklı oturmalar ile I_a ve CAV arasındaki R^2 değerleri yüksekken, $D_R=35$ için CAV, M_w , PGA parametreleri arasındaki ilişkiler kuvvetlidir. T, f_{eq} ve I_c parametreleriyle sivilaşma kaynaklı oturmalar arasında önemsenmeyecek kadar düşük bir R^2 değeri elde edilmiştir. II. grupta yer alan analizlerde ise sivilaşma kaynaklı oturmalar üzerinde $D_R=55$ için CAV ve I_a , $D_R=35$ için ise M_w ve CAV parametrelerinin diğer parametrelere kıyasla çok daha fazla etkili olduğu belirlenmiştir.

Benzer inceleme yarı-ampirik analizler sonucunda elde edilen sivilaşma kaynaklı oturmalar için de gerçekleştirilmiştir. Burada T, M_w , PGA, f_{eq} , I_a , I_c ve CAV parametrelerine ek olarak a_{maks} 'ında 3 farklı yaklaşım ile elde edilen sivilaşma kaynaklı oturmalar üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Yarı-ampirik yaklaşımlarla belirlenen sivilaşma kaynaklı oturmalar $D_R=75$ 'te sadece Tabas depreminde sivilaşma meydana geldiği için araştırmada kapsam dışı bırakılarak, sadece $D_R=35$ ve 55 için elde edilen sonuçlar göz önüne alınarak tek değişkenli doğrusal regresyon analizi yapılmıştır. Elde edilen R^2 sonuçları Tablo 6'da gösterildiği gibidir.

Tablo 6 detaylı bir şekilde incelendiğinde, sivilaşma kaynaklı oturmalar PGA ve a_{maks} 'ın yanı sıra CAV, I_a ve I_c parametrelerinin de etkili olduğu gözlemlenmiştir. Bununla birlikte sivilaşma analizlerde kullanılan M_w parametresinin sivilaşma kaynaklı oturmalar üzerinde çok fazla etkili olmadığı belirlenmiştir.

5 Sonuçlar

Bu çalışmada, rölatif sıklığı %35,55,75 olan kum zemin özellikleri kullanılarak 3 farklı suya tam doygun zemin profili oluşturulmuştur. Oluşturulan zemin profillerindeki kum zeminin dinamik davranışı PM4Sand bünye denklemleri yardımıyla bir sonlu eleman programı olan Plaxis 2D ile modellenerek 14 farklı kuvvetli yer hareket kaydı ile serbest saha koşullarında dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. Elde edilen numerik analiz sonuçları literatürde yer alan sivilaşma analizi ve Ishihara ve Yoshimine (1992), Wu ve diğ., (2002) ve Cetin ve diğ. (2009) tarafından önerilen yaklaşımlarla elde edilen sivilaşma kaynaklı oturmalarla karşılaştırılmıştır. Bununla birlikte analizlerde kullanılan deprem kaynak özelliklerinin hem numerik hem de yarı-ampirik yöntemlerle elde edilmiş olan sivilaşma kaynaklı oturmalar üzerindeki etkileri incelenmiştir.

Çalışma kapsamında numerik ve ampirik analizlerle elde edilen sivilaşma potansiyelleri benzerlik gösterirken, genellikle sivilaşma kaynaklı oturmalar PGA parametrelerinde numerik analizlere kıyasla oldukça büyük sonuçlar elde edilmiştir. Ancak Cetin ve diğ. (2009) yaklaşımı ile elde edilen sivilaşma kaynaklı oturmalar ile sayısal analiz sonuçları oldukça uyumludur. Numerik analizler sonucunda elde edilen sivilaşma kaynaklı oturmaların büyük bir çoğunluğu deprem hareketi sonrasında boşluk suyu basıncının dağılmasıyla oluştuğu gözlemlenmiştir.

Tablo 4. Yarı-ampirik analizlerden elde edilen sıvılaşma durumu ve oturmalar.

Table 4. Liquefaction status and induced settlements obtained from the semi-empirical analyses.

No	Deprem Adı	M _w	D _R =%35						D _R =%55						D _R =%75		
			a _{maks} (g)	FS	Oturmalar (m)			a _{maks} (g)	FS	Oturmalar (m)			a _{maks} (g)	FS	Oturmalar (m)		
					I&Y	Wu.	Cet.			I&Y	Wu.	Cet.			I&Y	Wu.	Cet.
1	Chi Chi	7.62	0.094	<1	0.778	0.510	0.213	0.131	<1	0.363	0.241	0.130	0.243	>1	-	-	-
2	Hector Mine	7.13	0.105	<1	0.876	0.597	0.233	0.134	<1	0.137	0.123	0.093	0.222	>1	-	-	-
3	Iwate	6.90	0.114	<1	0.876	0.622	0.246	0.130	<1	0.067	0.080	0.030	0.166	>1	-	-	-
4	Kobe	6.90	0.115	<1	0.876	0.625	0.247	0.133	<1	0.070	0.082	0.050	0.173	>1	-	-	-
5	Kocaeli	7.51	0.077	<1	0.389	0.241	0.140	0.125	<1	0.054	0.040	0.039	0.118	>1	-	-	-
6	L'aquila	6.30	0.113	<1	0.876	0.619	0.245	0.159	<1	0.229	0.257	0.149	0.166	>1	-	-	-
7	Landers	7.28	0.129	<1	0.876	0.664	0.264	0.186	<1	0.544	0.398	0.177	0.303	>1	-	-	-
8	Loma Prieta	6.93	0.127	<1	0.876	0.658	0.267	0.156	<1	0.363	0.255	0.147	0.269	>1	-	-	-
9	Manjil	7.37	0.155	<1	0.876	0.722	0.276	0.160	<1	0.483	0.339	0.160	0.220	>1	-	-	-
10	Morgan	6.19	0.060	>1	-	-	-	0.067	>1	-	-	-	0.068	>1	-	-	-
11	Niigata	6.63	0.055	>1	-	-	-	0.068	>1	-	-	-	0.081	>1	-	-	-
12	Northridge	6.69	0.102	<1	0.778	0.529	0.227	0.139	<1	0.104	0.126	0.072	0.223	>1	-	-	-
13	Parkfield	6.00	0.082	<1	0.292	0.190	0.124	0.099	>1	-	-	-	0.142	>1	-	-	-
14	Tabas	7.35	0.150	<1	0.876	0.733	0.293	0.220	<1	0.544	0.422	0.193	0.350	<1	0.135	0.173	0.116

Tablo 5. Sayısal analizle belirlenen sıvılaşma kaynaklı oturmalarla deprem kaynak özellikleri arasındaki ilişki.

Table 5. Relationship between liquefaction-induced settlements according to numerical analysis and earthquake source properties.

Parametreler	T (sn.)	M _w	PGA	f _{eq}	I _a	I _c	CAV
I	R ² _{DR=35%}	0.00	<u>0.32</u>	<u>0.30</u>	0.18	<u>0.18</u>	<u>0.33</u>
	R ² _{DR=55%}	0.01	<u>0.36</u>	<u>0.47</u>	0.21	<u>0.51</u>	<u>0.62</u>
	R ² _{DR=75%}	0.03	<u>0.33</u>	<u>0.56</u>	0.14	<u>0.75</u>	<u>0.77</u>
II	R ² _{DR=35%}	0.03	<u>0.18</u>	0.12	0.00	0.10	<u>0.19</u>
	R ² _{DR=55%}	0.04	0.07	0.27	0.06	<u>0.47</u>	<u>0.45</u>

Tablo 6. Yarı-ampirik analizlerle belirlenen sıvılaşma kaynaklı oturmalarla deprem kaynak özellikleri arasındaki ilişki

Table 6. Relationship between liquefaction-induced settlements according to semi-empirical analysis and earthquake source properties.

Parametreler	T (sn.)	M _w	PGA (g)	a _{maks} (g)	f _{eq} (Hz)	I _a (m/s)	I _c (-)	CAV (m/s)
D _R =35%	R ² _{I&Y}	<u>0.22</u>	0.08	<u>0.21</u>	<u>0.52</u>	0.02	0.14	<u>0.24</u>
	R ² _{Wu}	0.15	0.21	<u>0.47</u>	<u>0.77</u>	<u>0.48</u>	<u>0.51</u>	<u>0.70</u>
	R ² _{Cetin}	0.12	0.19	<u>0.52</u>	<u>0.81</u>	<u>0.54</u>	<u>0.56</u>	<u>0.74</u>
D _R =55%	R ² _{I&Y}	0.00	0.15	<u>0.75</u>	<u>0.66</u>	<u>0.78</u>	<u>0.78</u>	<u>0.97</u>
	R ² _{Wu}	0.00	0.04	<u>0.75</u>	<u>0.78</u>	<u>0.77</u>	<u>0.78</u>	<u>0.98</u>
	R ² _{Cetin}	0.02	0.04	<u>0.68</u>	<u>0.67</u>	<u>0.69</u>	<u>0.69</u>	<u>0.95</u>

Deprem kaynak özelliklerinin sıvılaşma kaynaklı oturmalar üzerindeki etkileri incelendiğinde ise, numerik yöntemlerle belirlenen oturmalarla CAV ve I_a parametrelerinin daha baskın olduğu, yarı-ampirik yöntemlerde ise PGA, a_{maks}'a ek olarak I_a, I_c ve CAV parametrelerinin de etkili olduğu sonuçları elde edilmiştir.

6 Conclusion

In this study, 3 different fully saturated soil profiles were prepared by using sand soil properties with relative densities of 35,55 and 75%. The dynamic behavior of the sand soils was modeled with PM4Sand constitutive equation in Plaxis 2D finite element software and dynamic analyzes were performed in free field equation with 14 different strong ground motion records. The numerical analysis results were compared with liquefaction analysis and liquefaction-induced settlements obtained by the methods suggested by Ishihara and Yoshimine (1992), Wu et al., (2002) and Cetin et al., (2009). In addition, the effects of earthquake source properties used in the analysis on liquefaction induced settlements obtained by both numerical and empirical methods were examined.

Within the scope of the study, while the liquefaction potentials of numerical and empirical analysis were similar, the

liquefaction-induced settlements obtained with empirical methods were much larger than numerical analysis. However, the numerical analysis results are quite compatible with the liquefaction-induced settlements determined by the approach of Cetin et al., (2009). In the numerical analysis, it was observed that most of the liquefaction-induced settlements occurred were formed by the dissipation of the pore water pressure after the earthquake motion was completed. When the effects of the earthquake source properties on the liquefaction-induced settlements were examined, it was found that, in numerical method CAV and I_a parameters were more dominant than others and PGA, a_{maks}, I_a, I_c and CAV were more effective in semi-empirical methods

7 Yazar katkı beyanı

Yapılan çalışmada, Ozan SUBAŞI fikrin geliştirilmesi, literatür taraması, numerik modelin oluşturulması, analizlerin gerçekleştirilmesi ve sonuçların değerlendirilmesi; Recep İYİSAN ise fikrin oluşturulması, sayısal modelin oluşturulması, sonuçların değerlendirilmesi, yazım denetimi ve içerik açısından makalenin kontrol edilmesi, başlıklarında katkı sunmuşlardır.

8 Etik kurul onayı ve çıkar çatışması beyanı

Hazırlanan makalede etik kurul izni alınmasına gerek yoktur. Hazırlanan makalede herhangi bir kişi/kurum ile çıkar çatışması bulunmamaktadır.

9 Kaynaklar

- [1] Chien LK, Oh YN, Chang CH. "Evaluation of liquefaction resistance and liquefaction induced settlement for reclaimed soil". In *Twelfth World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, 30 January-4 February 2000.
- [2] Kim S, Park K. "Proposal of liquefaction potential assessment procedure using real earthquake loading". *KSCE Journal of Civil Engineering*, 12, 15-24, 2008.
- [3] Eseller-Bayat EE, Gulen DB. "Undrained dynamic response of partially saturated sands tested in a DSS-C device". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2020.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002361](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002361)
- [4] Kumar SS, Dey A, Krishna AM. "Liquefaction potential assessment of Brahmputra sand nased on regular and irregular excitations using stress-controlled cyclic triaxial test". *KSCE Journal of Civil Engineering*, 24, 1070-1082, 2020.
- [5] Adamidis O, Madabhushi GSP. "Experimental investigation of earthquake-induced liquefaction in loose and dense sand layers". *SECED Young Engineers Conference*, Newcastle, United Kingdom, 4 July 2013.
- [6] Ecemis N. "Simulation of seismic liquefaction: 1-g model testing system and shaking table tests". *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 21(4), 679-699, 2013.
- [7] Ramirez J, Barrero AR, Chen L, Dashti S, Ghofrani A, Taiebat M, Arduino, P. "Site response in a layered liquefiable deposit: evaluation of different numerical tools and methodologies with centrifuge experimental results". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(10), 1-22, 2018.
- [8] Seed RB, Riemer MF, Dickenson SE. "Liquefaction of soils in the 1989 Loma Prieta Earthquake". *Second International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Missouri, USA, 11-15 March 1991.
- [9] Adalier K. Mitigation of Earthquake Induced Liquefaction Hazards. PhD Thesis, Rensselaer Polytechnic Institute, New York, USA, 1996.
- [10] Boulanger RW, Mejia LH, Idriss IM. "Liquefaction at moss landing during Loma Prieta earthquake." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(5), 453-467, 1997.
- [11] Cubrinovski M, Bray JD, Taylor M, Giorgini S, Bradley B, Wotherspoon L, Zupan J. "Soil liquefaction effects in the central business district during the February 2011 Christchurch earthquake". *Seismological Research Letters*, 82(6), 893-904, 2011.
- [12] Cubrinovski M, Bradley B, Wotherspoon L, Green R, Bray J, Wood C, Pender M, Allen J, Bradshaw A, Rix G, Taylor M, Robinson K, Henderson D, Giorgini S, Ma K, Winkley A, Zupan J, O'Rourke T, DePascale G, Wells D. "Geotechnical aspects of the 22 February 2011 Christchurch earthquake". *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 44(4), 205-226, 2011.
- [13] Bray J, Cubrinovski M, Zupan J, Taylor M. "Liquefaction effects on buildings in the central business district of Christchurch". *Earthquake Spectra*, 30(1), 85-109, 2014.
- [14] Wu, J. Liquefaction Triggering and Post Liquefaction Deformations Monterey 0/30 Sand Under Uni-Directional Cyclic Simple Shear Loading. PhD Thesis, University of California, California, USA, 2002.
- [15] Tokimatsu K, Seed HB. "Simplified Procedures of the Evaluation of Settlements in Clean Sands". Earthquake Engineering Research Center, University of California, California, USA, Scientific Report, UCB/GT-84/16, 1984
- [16] Ishihara K, Yoshimine M. "Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes". *Soils and Foundations*, 32(1), 173-188, 1992.
- [17] Shamoto Y, Zhang JM, Tokimatsu K. "New charts for predicting large residual post-liquefaction ground deformation". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 17(7-8), 427-438, 1998.
- [18] Cetin KO, Bilge HT, Wu J, Kammerer AM, Seed RB. "Probabilistic model for the assessment of cyclically induced reconsolidation (volumetric) settlements". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(3), 387- 398, 2009.
- [19] Bray JD, and Dashti S. "Liquefaction-induced building movements". *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(3), 1129-1156, 2014.
- [20] Tokimatsu K, Hino K, Suzuki H, Ohno K, Tamura S, Suzuki Y. "Liquefaction-induced settlement and tilting of buildings with shallow foundations based on field and laboratory observation". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 124, 268-279, 2019.
- [21] Tziolas A. Evaluation of the PM4Sand Constitutive Model for the Prediction of Earthquake-Induced & Static Liquefaction in Hydraulic Fills. MSc Thesis, Delft University of Technology, The Netherlands, 2019.
- [22] Liyanapathirana DS, Poulos HG. "A numerical model for dynamic soil liquefaction analysis". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(9-12) 1007-1015, 2002.
- [23] Byrne PM, Park SS, Beaty P, Sharp M, Gonzalez L, Abdoun T. "Numerical modeling of liquefaction and comparison with centrifuge tests". *Canadian Geotechnical Journal*, 41(2), 193-211, 2004.
- [24] Chen C, Zhang J. "Constitutive modeling of loose sands under various stress paths". *International Journal of Geomechanics*, 13(1), 1-8, 2013.
- [25] Boulanger RW, Ziotopoulou K. "PM4Sand (version 3.1 Revised July 2018), A Sand Plasticity Model for Earthquake Engineering Applications". Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, USA, Scientific Report, UCD/CGM-17/01, 2017.
- [26] Pacific Earthquake Engineering Research Center. "Pacific Earthquake Engineering Research Center Ground Motion Database". <https://ngawest2.berkeley.edu/site> (24.04.2021).
- [27] Afet ve Acil Durum Başkanlığı. "Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği". Ankara, Türkiye, 30364, 2018.
- [28] Plaxis BV. "Plaxis 2D Manual". <https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/plaxis-soilvision-wiki/46137/manuals-plaxis> (05.02.2021).

- [29] Kuhlemeyer RL, Lysmer J. "Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems". *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division* 99(5), 421-427, 1973.
- [30] Dafalias YF, Manzari M. "Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects". *Journal of Engineering Mechanics*, 130(6), 622-634, 2004.
- [31] Toloza BP. Liquefaction Modelling using the PM4Sand Soil Constitutive Model in PLAXIS 2D. MSc Thesis, Delft University of Technology, The Netherlands, 2018.
- [32] Boulanger RW, Muntter SK, Krage CP, DeJong JT. "Liquefaction evaluation of interbedded soil deposit: Çark Canal in 1999 M7. 5 Kocaeli earthquake". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 145(9), 1-20, 2019.
- [33] Quevedo VHP. Seismic liquefaction analysis of a critical facility with PM4Sand in Plaxis. MSc Thesis, Delft University of Technology, The Netherlands, 2019.
- [34] Bolton MD. "The strength and dilatancy of sands". *Géotechnique*, 3(36), 65-78, 1986.
- [35] Bastidas AMP. Ottawa F-65 Sand Characterization. PhD Thesis, University of California, Davis, USA, 2016.
- [36] Brinkgreve RB], Engin E, Engin HK. *Validation of Empirical Formulas to Derive Model Parameters For Sands*. Editors: Benz T, Nordal S. Numerical Methods in Geotechnical Engineering, 137-142, Rotterdam, The Netherlands: CRC Press, Balkema, 2010.
- [37] Plaxis BV. "Plaxis The PM4Sand Model 2018". <https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/plaxis-soilvision-wiki/46105/udsm-pm4sand> (03.02.2021).
- [38] Biot MA. "General solutions of the equations of elasticity and consolidation for porous material". *Journal of Applied Mechanics*, 23(1), 91-96, 1956.
- [39] Idriss IM, Boulanger RW. *Soil Liquefaction During Earthquakes*. 1st ed. Oakland, USA, Earthquake Engineering Research Institute, 2008.
- [40] Hashash YMA, Musgrove MI, Harmon JA, Ilhan O, Xing G, Numanoglu O, Groholski DR, Phillips CA, Park D. "DEEPSOIL 7.0, User Manual". http://deepsoil.cee.illinois.edu/Files/DEEPSOIL_User_Manual_v7.pdf (02.05.2021).
- [41] Rocscience Incorporation. "Settle3D Liquefaction Theory Manual". <https://static.rocscience.cloud/assets/verification-and-theory/Settle3/Settle3D-Liquefaction-Theory-Manual.pdf> (8.05.2021).
- [42] IBM Corporation. "IBM SPSS Statistics for Windows, Version 26.0". <https://www.ibm.com/support/pages/downloading-ibm-spss-statistics-26> (24.05.2021).