

ANKARA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

DOKTORA TEZİ

ZEMİN SIVILAŞMASINA KARŞI OPTİMUM TAŞ KOLON TASARIMININ
SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE MODELLENMESİ

Levent SELÇUK

JEOLOJİ MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

ANKARA
2009

Her Hakkı Saklıdır

ÖZET

Doktora Tezi

ZEMİN SIVILAŞMASINA KARŞI OPTİMUM TAŞ KOLON TASARIMININ SONLU ELEMENLAR YÖNTEMİ İLE MODELLENMESİ

Levent SELÇUK

Ankara Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
Jeoloji Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Prof. Dr. Kamil KAYABALI

Deprem sırasında meydana gelen hasarların önemli bir kısmı zemin sıvılaşmasından kaynaklanmaktadır. Sıvılaşma kaynaklı hasarları önlemede en etkin çözüm vibro sistemlerle (Vibro-Kompaksiyon, Vibro-yerdeğiştirme) inşa edilen taş kolon yöntemidir. Vibro sistemlerle zemine uygulanan taş kolon çalışmalarında, zeminin hem drenaj kapasitesi hem de rölatif sıklığı arttırılmaktadır. Böylelikle dinamik yükler altında gelişen aşırı boşluk suyu basıncı (ABSB) azalmakta ve sıvılaşma kaynaklı hasarlar minimize edilmektedir.

Taş kolon sistemlerinin deprem sırasındaki davranışları, tekrarlı yüklerle gelişen ABSB'nin incelenmesine dayanır. Önceki çalışmalarda deprem sırasında gelişen ABSB'nin dren sistemleri ile sönmülenmesi araştırılmıştır. Ancak, taş kolon çalışmalarında, zeminin vibro teknikler etkisiyle sıkılaştırılması söz konusudur. Bu sıkılaştırılma miktarı, oluşturulan kolonlara yakın mesafelerde etkili olmakla birlikte, taş kolonun etki mesafesi boyunca azalmaktadır. Zeminde yaratılan bu rölatif sıklık farklılıkları, deprem sırasında gelişen ve sönmülenen ABSB'ni etkilemektedir.

Bu çalışmada, sıvılaşmaya duyarlı kum zeminlerde iyileştirme yöntemi olarak uygulanan taş kolonların optimum çap ve açıklıklarının sonlu elemanlar yöntemi ile modellenmesi amaçlanmıştır. Bunun için drenajsız koşullarda, zemini tanımlayan modelin her bir düğüm noktasında gelişen boşluk suyu basınç oranı (BSBO), depremin çevrim oranına bağlı olarak belirlenmiştir. BSBO'nun 1,0 değerine eşit olması zeminin uygulanan deprem yükünde sıvılaşmaya uğraması anlamına gelir. Bu kontrol yapıldıktan sonra model içine taş kolonlar yerleştirilmiştir. Taş kolonlar yüksek geçirgenliklerinden dolayı deprem sırasında gelişen ABSB'ni sönmülemektedirler. Deprem yüklerinin uygulanması sırasında, taş kolonların çap ve mesafelerinin değiştirilmesi suretiyle, BSBO belli bir eşik değerinin altına düşürülerek, uygun tasarım koşullarını sağlayan bir program oluşturulmuştur.

Analizlerde, kolonlar arası mesafenin artmasına bağlı olarak, BSBO'nun da arttığı belirlenmiştir. Düşük hidrolik iletkenlik değerlerinde BSBO yüksek değerler sunarken, hidrolik iletkenliğin arttırılmasına bağlı olarak söz konusu değerlerin azaldığı görülmüştür. Elde edilen bu sonuçlar modelin hazırlanmasında kullanılan teorik ve sayısal yaklaşımlar ile uyumlu değerler vermiştir. Diğer taraftan, zeminin rölatif sıklığının artmasına bağlı olarak kolonların etki yarıçapında BSBO değerleri, sıkılaştırma etkisi olmayan bir dren sistemine göre daha düşük sonuçlar vermiştir. Ayrıca, model yaklaşım taş kolonların zeminde yarattığı sıkılaştırma miktarını önceden dikkate aldığı için gerçeğe yakın, güvenli ve ekonomik tasarımların yapılabilirliği ortaya konmuştur.

Ekim 2009, 164 sayfa

Anahtar Kelimeler: Zemin iyileştirme, vibro-taş kolon, aşırı boşluk suyu basıncı, sonlu elemanlar yöntemi, boşluk suyu basınç oranı.

ABSTRACT

Ph. D. Thesis

MODELING OF THE OPTIMUM STONE COLUMN DESIGN TO PROTECT AGAINST SOIL LIQUEFACTION USING THE FINITE ELEMENTS METHOD

Levent SELÇUK

Ankara University
Graduate School of Natural and Applied Sciences
Department of Geological Engineering

Supervisor: Prof. Dr. Kamil KAYABALI

Soil liquefaction is one of the leading causes of earthquake-induced damage to structures. Several ground improvement techniques can minimize liquefaction. One of these techniques is the construction of stone columns using vibro-compaction. The construction of stone columns not only enhances the ability of clean sand to drain excess pore water during an earthquake, but also increases the relative density of the soil. Thus, this application prevents the development of the excess pore water pressure (EPWP) in sand during earthquakes and keeps the pore pressure ratio below a certain value.

The seismic performance of vibro-stone columns during an earthquake is evaluated by examining the generation and dissipation of EPWP in soil. The dissipation of EPWP in sand deposits with drain systems was investigated by different researchers. Nevertheless, vibro techniques help soils densify in the horizontal direction through artificial tremors. This densification effect, which is expected to reduce the development of EPWP during an earthquake, is very high adjacent to the column and decreases with the distance away from the column.

This investigation develops a computer model that is capable of determining the optimum radius and spacing of stone columns using the finite element method. For this, the pore water pressure ratio in all nodal points of the model which defines the soil is determined by the cyclic ratio of an earthquake in undrained conditions. Pore water pressure ratio equal to 1.0 indicates the initial liquefaction in soil. After this control is built in the computer model, stone columns are placed for drain conditions. Stone columns due to high permeability dissipate the excess pore water pressure.

The model developed in this investigation yields reasonably good results. In fact, the pore pressure ratio (i.e., r_u) increases as the radial distance from the stone column increases. It reaches the maximum value when the radial distance equals the radius of influence of the stone column (i.e., r_i). The r_u values obtained while considering the densification effects are lower than those obtained using the “drainage-only” conditions. The efficiency of present-day stone column applications is usually determined by comparing SPT and CPT data before and after the stone column is introduced by employing certain numerical approaches to the densification and drainage properties of cohesionless soils. The model includes these numerical approaches that take into account the densification and drainage effect of a vibro-replaced stone column. Thus, the proposed model proves to yield a more economical and safe design for vibro-stone column applications.

October 2009, 164 pages

Key Words: Soil improvement, stone column, excess pore water pressure, finite element method, pore water pressure ratio.

TEŞEKKÜR

Doktora tez çalışmam sırasında beni bu konuda çalışmaya yönelten ve çalışmanın her aşamasında yardımlarını esirgemeyen, değerli görüş ve bilgileriyle yönlendiren, bugünkü bilgi, bakış açısı ve becerilerimi kazanmamı sağlayan değerli tez hocam Prof. Dr. Kamil KAYABALI' ya (A.Ü. Jeoloji Mühendisliği Bölümü) teşekkürlerimi sunarım.

Tez izleme toplantılarında verdikleri değerli bilgilerle tezime katkı sağlayan; Prof. Dr. Murat MOLLAMAHMUTOĞLU (Bayburt Üniversitesi, Rektörü), Prof. Dr. Mehmet ÇELİK (Ankara Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü)'e;

Konu ile ilgili olarak yurt dışı eğitimi sırasında danışmanlığımı üstlenen Prof. Dr. Kyle M. Rollins (Brigham Young Üniversitesi) ve bu eğitim süresince fikirleri ile yönlendiren Prof. Dr. Steven BARTLETT ve Prof. Dr. Evert LAWTON' a (Utah Üniversitesi);

Tez çalışmam için gerekli olan bilgisayar programın görsel özelliklerinin geliştirilmesinde yardım aldığım Gazi Üniversitesi, Prestige Bilgisayar Kurs çalışanlarına ve Jeoloji Mühendisi Ramadan SARDAR'a;

Bu tez çalışması DPT tarafından desteklenen Ankara Üniversitesi Bilim İnsanı Yetiştirme Programı (BİYEP) 2005K120140 nolu projesi kapsamında yapılmıştır. Proje desteğinin sağlanmasında ve yurtdışı eğitimi için gösterdikleri ilgiden dolayı BİYEP çalışanlarına;

Son olarak tez çalışmamın her aşamasında, ilgi ve desteklerini esirgemeyen, maddi ve manevi katkıları ve anlayışları ile bana destek olan bölüm arkadaşlarıma, eşim Azad Sağlam Selçuk, ve aileme;

En derin sevgi, saygı ve teşekkürlerimi sunarım.

Levent SELÇUK
Ankara, Ekim 2009

İÇİNDEKİLER

ÖZET	i
ABSTRACT	ii
TEŞEKKÜR	iii
SİMGELER DİZİNİ	vi
ŞEKİLLER DİZİNİ	vii
ÇİZELGELER DİZİNİ	x
1. GİRİŞ	1
2. KAYNAK ÖZETLERİ	7
2.1 Sıvılaşma Davranışı	7
2.2 Taş Kolon Çalışmaları	9
2.2.1 Saha uygulamaları	10
2.2.2 Taş kolonların deprem performansları	14
2.2.3 Analitik çalışmalar	15
2.2.4 Model deney çalışmaları	16
3. MATERYAL VE YÖNTEM	20
3.1 Materyal	20
3.1.1 Rölatif sıklık	20
3.1.2 Hidrolik iletkenlik	23
3.1.3 Kumların sıkışabilirliği	25
3.1.4 Devirsel gerilme yaklaşımı ve kumların sıvılaşma davranışı	27
3.2 Yöntem	31
3.2.1 Taş kolon yöntemi	32
3.2.2 Yöntemde taş kolon sınır koşullarının tanımlanması	38
3.2.3 Sonlu elemanlar yöntemi	39
3.2.4 Programlama ve programa ait akış şeması	51
4. TEORİK YAKLAŞIMLAR	57
4.1 Temel Denklemler	57
4.2 Deprem Süresince Gelişen Aşırı Boşluk Suyu Basıncı ve Çevrim Oranı... ..	58
4.3 Aşırı Boşluk Suyu Basıncı Gelişimi ve Zamana Bağlı Sönümlenmesinin Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Modellenmesi.....	66
4.4 Vibro-Taş Kolonların Sıkılaştırma Etkisi Üzerine Geliştirilen Analitik Yaklaşımlar	69
5. OPTİMUM DRENAJ ANALİZ (ODA) PROGRAMI	78
5.1 Programın Kullanım Özellikleri ve Girdi Parametreleri.....	78
5.1.1 Genel parametreler	81
5.1.2 Deprem ve analiz parametreleri	83
5.1.3 Drenaj parametreleri	84
5.1.4 Zemin parametreleri	85
6. SAYISAL ÖRNEKLER VE SONUÇLARIN YORUMLANMASI	90
6.1 Drenajsız Durum	92
6.2 Dren ve Vibro-Taş Kolon Uygulamaları	94
6.3 Sismik Aktivite Sonrası Taş Kolon Uygulamalarının ODA Programında Değerlendirilmesi.....	99
6.3.1 Loma Prieta, 1989 Depremi.....	100
6.3.2 Northbridge, 1994 Depremi.....	103

6.4 Hassasiyet Analizleri.....	106
6.5 Optimum Drenaj Analizi (ODA) Programının Gerçek Bir Arazi Problemine Uygulanması: Adapazarı Örneği.....	109
6.5.1 Adapazarı hasar dağılımı ve yerel zemin koşulları	110
6.4.2 Adapazarı için optimum taş kolon tasarımı	113
7. SONUÇLAR, TARTIŞMA ve ÖNERİLER.....	117
KAYNAKLAR	120
EKLER	134
EK 1 Optimum Drenaj Analizinde Kullanılan Alt Programlar ve İşlevleri ...	135
EK 2 Optimum Drenaj Analizine Ait Yazılım Kodları	136
ÖZGEÇMİŞ	163

SİMGELER DİZİNİ

d_e	Taş kolon etki çapı
d_w	Taş kolon çapı
d_r	Zeminin rölatif sıkılığı
d	Taş kolonların açıklığı (Merkezden merkeze olan uzaklıkları)
H	Zemine ait kalınlık
k	Hidrolik iletkenlik
k_v	Zeminin düşey hidrolik iletkenliği
k_h	Zeminin yatay hidrolik iletkenliği
m_v	Hacimsel sıkışabilirlik katsayısı
m_{v0}	İlksel hacimsel sıkışabilirlik katsayısı
N	Depremin çevrim sayısı
N_{eq}	Üniform çevrim sayısı
N_L	Sıvılaşma için gerekli olan çevrim sayısı
r_e	Taş kolon etki yarıçapı
r_g	Tasarım şartları için gerekli olan boşluk suyu basınç oranı
r_u	Boşluk suyu basınç oranı
r_N	Çevrim oranı
r_w	Taş kolon yarıçapı
r_{umax}	Maksimum boşluk suyu basınç oranı
S	Doygunluk derecesi
t	Zaman
t_d	Depremin süresi
u	Aşırı boşluk suyu basıncı
z_w	Yüzeyden itibaren su tablası derinliği
α	Boşluk suyu basıncı oluşum katsayısı
γ_w	Suyun birim ağırlığı
σ'_{v0}	Düşey efektif gerilme
Δ	Vektör operatörü

Kısaltmalar

ABSB	Aşırı boşluk suyu basıncı
BSBO	Boşluk suyu basınç oranı
BSB	Boşluk suyu basıncı
CPT	Konik penetrasyon deneyi
SPT	Standart penetrasyon deneyi

ŞEKİLLER DİZİNİ

Şekil 1.1	17 Ağustos 1999 İzmit depreminde Adapazarı'nda sıvılaşmaya bağlı olarak meydana gelen hasarlar.....	2
Şekil 2.1	Utah'da (ABD) siltli kumlarda yapılan iyileştirme sonrası tipik SPT değerleri Rollins et al. 2006).....	13
Şekil 2.2	Sasaki ve Taniguchi (1982) tarafından oluşturulan sallama tablasındaki deney çalışmaları.....	17
Şekil 3.1	Taneli zeminlerin efektif çapı ve geçirgenlik katsayısı ile ilişkili veriler ve Hazen eşitliği (Louden 1952, Terzaghi et al. 1996).....	25
Şekil 3.2	a) Suyu doygun kumlarda boşluk suyu basınç oranının artmasına bağlı olarak ölçülen hacimsel sıkışabilirlik değerleri (Lee and Albaisa 1974) b) Boşluk suyu basınç oranı ile hacimsel sıkışabilirlik arasındaki teorik ilişkiler.....	27
Şekil 3.3	Devirsel yükleme sürecinde zemin taneleri arasında gelişen hareketler (Youd 1977, Hazırbaşa 2005).....	29
Şekil 3.4	Devirsel yükleme süresince aşırı boşluk suyu basıncı gelişiminin şematik gösterimi (Seed 1979).....	29
Şekil 3.5	Farklı büyüklüklerdeki depremler için eşdeğer devir sayıları (seed ve dig. 1975).....	31
Şekil 3.6	Vibro sistemlerle inşa edilen taş kolonların zeminde yarattığı sıkılaştırma.....	35
Şekil 3.7	İyileştirme yöntemlerinin tane boyuna göre uygulanabilirliği.....	37
Şekil 3.8	Vibro-taş kolon tekniği (tek başına ve/veya filitreli PVC dren sistemleri ile birlikte kullanım) (Shenthan 2004, HBGC 2004).....	37
Şekil 3.9	Taş kolon sistemine ait model yaklaşım ve sınır koşulları.....	38
Şekil 3.10	Tipik iki boyutlu sonlu elemanlar.....	42
Şekil 3.11	a) Dörtgen şekilli elemanlardan oluşan sonlu elemanlar ağı b) eleman ve düğüm noktası numaralandırma c) ilk 10 eleman için düğüm noktalarının yerel ve genel numaralandırma listesi.....	43
Şekil 3.12	Üçgen eleman ve polinom yaklaşımı.....	45
Şekil 3.13	Tek bir dörtgen elemana ait rijitlik matrisi.....	48
Şekil 3.14	Genel serbestlik derecesi terimleri içersinde eleman rijitlik matrisleri.....	49
Şekil 3.15	İki elemanlı bir sonlu elemanlar ağında genel rijitlik matrisinin oluşturulması, a) iki elemanlı sonlu elemanlar ağı, b) ilk elemanın bağlanması, c) ikinci elemanın bağlanması, d) en son oluşan genel rijitlik matrisi.....	50
Şekil 3.16	Optimum taş kolon analiz programına (ODA) ait akış şeması.....	56
Şekil 4.1	Çevrim oranı ile boşluk suyu basıncı oranı arasındaki ilişkiler, a) tekrarlı üç eksenli deney sonuçları (Lee and Albaisa 1974), b) tekrarlı kesme deney sonuçları (Dealba et al. 1975), c) boşluk suyu basınç oranı oluşum fonksiyonları.....	60
Şekil 4.2	Depremin neden olduğu düzensiz gerilme değerleri.....	62
Şekil 4.3	Farklı rölatif sıklıktaki örneklerin sıvılaşma için gerekli olan çevrim sayısı ile tekrarlı gerilim oranı arasındaki ilişkiler.....	63

Şekil 4.4	M:7,5 depremde siltli kumlarda sıvılaşmaya neden olan devirsel gerilme oranı ile $(N_1)_{60}$ değerleri arasındaki ilişki (Seed et al. 1985)	64
Şekil 4.5	Aşırı boşluk suyu basıncı oluşumu ve sönümlenmesi için şematik diyagram.....	65
Şekil 4.6	Üçgen ve kare yerleşim planlarında taş kolonların etki mesafeleri...	71
Şekil 4.7	Delginin (Prob) etki ettiği alana bağlı olarak zemindeki rölatif sıklığın değişimi (Barksdale and Bachus 1983).....	72
Şekil 4.8	Vibro-Taş kolon yönteminde zeminde yaratılan sıkılaştırma dağılımının ilişkilendirilmesi. Grafik, üniform temiz kum eğrisini tanımlar (Barksdale and Bachus 1983'den değiştirilerek alınmıştır).....	73
Şekil 4.9	Alan oranlarına bağlı olarak SPT-N değerlerinin iyileştirme sonrası değişimini gösteren eğriler (Baez 1995)	74
Şekil 4.10	Alan oranı ve iyileştirme öncesi SPT verileri temel alınarak iyileştirme sonrası SPT verilerin tahmin edilmesi.....	75
Şekil 4.11	Barksdale and Bachus 1983 yaklaşımında alan oranı ile SPT N_{60} ve rölatif sıklık arasındaki uygun yaklaşımlar (USACE 1999).....	77
Şekil 4.12	Barksdale ve Bachus (1983) ile Baez (1995) tarafından geliştirilen ilişkilerin karşılaştırılması.....	77
Şekil 5.1	Microsoft Visual Studio. Net derleyicisinde programın hazırlanması	79
Şekil 5.2	Optimum Taşkolon analiz program arayüzü.....	79
Şekil 5.3	Drenaj analiz programı veri giriş sayfası.....	80
Şekil 5.4	Drenaj analiz programında grafik oluşturma.....	80
Şekil 5.5	Zemin katman sayısına bağlı katman tablosunun oluşturulması.....	82
Şekil 5.6	Zemin profili ve sonlu elemanlar ağının oluşturulması.....	86
Şekil 5.7	Hidrolik iletkenlik değer aralıkları	86
Şekil 5.8	SPT deneyi N_{60} değerleri ile kumların hacimsel sıkışabilirlik katsayısı arasındaki ilişkiler (Burland and Burbidge, 1985).....	89
Şekil 6.1	Sıvılaşabilir bir kum çökeli için; a) verilen zemin parametreleri, b) modele ait sonlu elemanlar ağı.....	91
Şekil 6.2	Drenajsız durumlarda ve farklı deprem koşullarında verilen zemin için elde edilen boşluk suyu basınç oranı değerleri (N: eşdeğer çevrim sayısı, T_d : eşdeğer çevrim süresi).....	94
Şekil 6.3	7,5 büyüklüğündeki bir depremde verilen zemin koşulları için, BSBO-Etki mesafesi grafikleri (etki yarıçapı 1,7 m olarak alınmıştır) a) sıkılaştırma etkisinin olmadığı dren sistemleri (zeminin rölatif sıklık değeri 0,3 olarak alınmıştır) b) Sıkılaştırma etkisinin olduğu vibro taş kolon sistemleri	95
Şekil 6.4	3D grafikler: 7,5 büyüklüğündeki bir depremde verilen zemin koşulları için, taş kolonların yarattığı sıkılaştırma etkisi (etki yarıçapı 1,7 m olarak alınmıştır) a) sıkılaştırma etkisinin olmadığı dren sistemleri (zeminin rölatif sıklık değeri 0,3 olarak alınmıştır) b) Sıkılaştırma etkisinin olduğu vibro taş kolon sistemleri	96
Şekil 6.5	7.5 büyüklüğündeki bir depremde verilen zemin koşulları için, taş kolonların yarattığı sıkılaştırma etkisi (etki yarıçapı: 1,5 m olarak alınmıştır.) a) sıkılaştırma etkisinin olmadığı dren sistemleri (zeminin rölatif sıklık değeri $D_r=0,3$ olarak alınmıştır) b) Sıkılaştırma etkisinin olduğu vibro taş kolon sistemleri	98

Şekil 6.6	Verilen zemin şartları için 7,5 büyüklüğü ve 1,4 m lik etki yarıçapında vibro-taş kolonlar için yapılan analiz.....	98
Şekil 6.7	Verilen zemin şartları için 7,0 büyüklüğü ve 1,7 m lik etki yarıçapında vibro-taş kolonlar için yapılan analiz.....	99
Şekil 6.8	Treasure Adası (Kaliforniya) Merkez sağlık binası için drenajsız durumda yapılan analiz.....	101
Şekil 6.9	Treasure Adası (Kaliforniya) Merkez sağlık binası için 1,5 m etki mesafesi ve verilen zemin şartlarında taş kolon analizi.....	102
Şekil 6.10	Richmond, Kaliforniya yat limanında yapılan taş kolon analizi.....	103
Şekil 6.11	Northbridge depremi ($M_s:6,8$) dikkate alınarak drenajsız koşullarda yapılan analiz.....	105
Şekil 6.12	Northbridge depremi ($M_s:6,8$) dikkate alınarak yapılan taş kolon analizi.....	105
Şekil 6.13	Drenajlı durumda, deprem büyüklüğü ile maksimum boşluk suyu basınç oranı arasındaki ilişkiler.....	107
Şekil 6.14	Drenajlı durumda, etki mesafesi ile maksimum boşluk suyu basınç oranı arasındaki ilişkiler a) deprem büyüklüğü 7.0, b) deprem büyüklüğü 7.5 olarak alınmıştır.....	108
Şekil 6.15	Adapazarı merkez mahallelerine ait 5,26 - 6,75 m arası yerel zemin koşulları	111
Şekil 6.16	Adapazarı Tığcılar mahallesi ve Erenler bölgesinde yapılan jeoteknik sondaj logları (Erken vd. 2004, Taylan vd. 2007).....	112
Şekil 6.17	Adapazarı ilçesi Tığcılar mahallesine ait zemin ve sonlu elemanlar modeli.....	114
Şekil 6.18	Adapazarı Tığcılar bölgesi için drenajsız durumda yapılan analiz.....	114
Şekil 6.19	1.3 m etki mesafesi ve verilen zemin şartları için taş kolon analizi ...	115
Şekil 6.20	1.1 m etki mesafesi ve verilen zemin şartları için taş kolon analizi ...	116

ÇİZELGELER DİZİNİ

Çizelge 3.1	Kum zeminlere ait maksimum ve minimum boşluk oranları (Hough 1957).....	21
Çizelge 3.2	SPT N- Dr - ϕ arası ilişkiler (Terzaghi and Peck 1948, Peck <i>et al.</i> 1974).....	21
Çizelge 3.3	Cubrinovski and Ishiara (1999) ya göre kullanılan (a+b) ortalama değerleri.....	22
Çizelge 3.4	Uniform zeminler için hidrolik iletkenlik katsayıları (Terzaghi and Peck, 1948).....	24
Çizelge 3.5	Deprem büyüklüğü-eşdeğer üniform gerilme devir sayısı ve sarsıntı süresi arasındaki ilişkiler (Seed <i>et al.</i> 1976)	31
Çizelge 4.1	Devirsel gerilme yaklaşımı için magnitüd düzeltme faktörleri	65
Çizelge 4.2	Barksdale and Bachus (1983) eğrilerinden Maksimum SPT değerlerinin tahmin aralığı	76
Çizelge 5.1	Kum zeminler için tipik iletkenlik oranları	87
Çizelge 5.2	Kumların tipik hacimsel sıkışabilirlik değerleri	88

1. GİRİŞ

Deprem sırasında meydana gelen kayıpların önemli bir kısmı zemin sıvılaşmasından kaynaklanmaktadır (Ishihara vd. 1992, Bardet vd. 1995, Sitar 1995, Holzer 1998, Sugito vd. 2000, Krinitzsky ve Hynes 2002, Phillips vd. 2003, Juang vd. 2005). Bilinen en eski zemin yenilmesi, M.Ö. 373'de meydana gelen deprem ile tarihi şehir Helice'in (Yunanistan) denize doğru yayılmasıdır (Seed 1968, Baez 1995). Daha güncel olarak, zeminlerdeki sıvılaşma olgusu 1964 yılında meydana gelen Niigata ve Alaska depremleri ile dikkat çekmiştir. Bu depremler sırasında yapılarda herhangi bir hasar meydana gelmemiş ancak yapıların yana yatması, devrilmesi ve zemine batması dikkat çekmiştir. Bunun en çarpıcı ve güncel örneklerinden birisi de 17 Ağustos 1999 depremi sırasında Marmara Bölgesi'ndeki birçok şehir ile birlikte özellikle Adapazarı'nda gözlenen hasarlardır (Şekil 1.1). Bu deprem sonucunda kumlu ve suya doygun zemin üzerine depreme dayanıklı olarak inşa edilmiş yapılarda, çok ciddi yıkımlar olmaksızın, yapı yan yatarak veya zemine batarak çok büyük maddi kayıplar meydana gelmiştir (EQE 1999, Ansal vd. 1999, EERI 1999, Perkins vd. 2002, Mollamahmutoğlu vd. 2003, Bray vd. 2004).

Suya doygun gevşek granüler zeminlerde deprem sırasında gelişen aşırı boşluk suyu basıncı, zeminin kayma direncini yitirmesine ve zeminin bir sıvı gibi hareket etmesine sebep olur. Bu durum zemin sıvılaşması olarak tanımlanmaktadır. Orta sıkı veya sıkı zeminler, kayma gerilmeleri altında hacim arttırma (dilatasyon) eğilimi gösterdiği ve kayma gerilmesinin belirli bir düzeye ulaşması ile boşluk suyu basıncındaki artış bu tür zeminlerde gerçekleşmediği için, genellikle sıvılaşmaya en hassas zeminler gevşek, diğer bir deyişle düşük rölatif sıklıktaki granüler zemin katmanlarıdır.

Sıvılaşmaya duyarlı çökeller genellikle Holosen - Pleistosen yaşlı, alüvyon, nehir kanalı ve eolien (rüzgar) çökellerini içerir (Youd 1996, Krinitzsky ve Hynes 2002, Holzer vd. 2004). Ülkemizde bu tür zeminler üzerine inşa edilmiş yerleşim alanlarında büyük depremler sonucunda zemin sıvılaşmasına bağlı olarak, önemli derecede mal ve can kayıpları meydana gelmiştir. Örnek olarak 17 Ağustos 1999 depreminde Gölcük, Sapanca, İzmit, Yalova ve Adapazarı gibi önemli yerleşim yerlerinde meydana gelen

sıvılaşma sonucu, bazı konutların ve yapıların çökmesi çok sayıda can kaybına neden olmuş ve maddi kayıp milyonlarca dolara ulaşmıştır (Youd vd. 2000). Afet İşleri Genel Müdürlüğü'nden alınan bilgilere göre; bu deprem 66.441 konutun ve 10.901 işyerinin ağır hasarına, 9.712 işyerinin hafif hasarına, 17.479 kişinin ölümüne ve 43.953 kişinin yaralanmasına neden olmuştur (Özmen 2000).

Mühendislik yapılarının tasarımında ve inşasında gelecekte karşılaşılabilecek sıvılaşma kaynaklı hasarların en aza indirilebilmesi için yaygın uygulama, sıvılaşabilir zeminler başta olmak üzere sorunlu zeminlerden kaçınmaktır. Ancak, hâlihazırda sıvılaşabilir zeminler üzerine kurulmuş yerleşim birimlerinin başka yerlere nakledilmesindeki ekonomik, sosyolojik ve benzeri güçlüklerden dolayı zemin iyileştirme (ıslahı) çalışmalarının yapılması zorunlu hale gelmektedir. Ülkemizde özellikle 17 Ağustos depreminden sonra mühendislik yapıları için afet yönetmeliği kapsamında sıvılaşma riskini azaltıcı önlemler olarak vibro-taş kolonların kullanılması ve yaygınlaştırılması önemli bir konu haline gelmiştir (Anonim 2006).



Şekil 1.1 17 Ağustos 1999 İzmit depreminde Adapazarı'nda sıvılaşmaya bağlı olarak meydana gelen hasarlar

Sıvılaştırılabilir zeminler üzerine inşa edilecek mühendislik yapılarının tasarımı, deprem durumunda meydana gelebilecek sıvılaşma davranışının ayrıntılı olarak incelenmesine ve sıvılaştırılabilir zeminin farklı yöntemlerle iyileştirilmesi esasına dayanır. Bu iyileştirme yöntemlerinin esas hedefi ise deprem sırasında gelişen aşırı boşluk suyu basıncının (ABSB) oluşumunu önlemektir. Bu amaçla, doğal durumuna oranla zeminin sıklığı artırılır ve/veya drenaj kapasitesi geliştirilir. Böylelikle dinamik yükler etkisi ile zeminde oluşabilecek sıvılaşma riski de azaltılmış olur (Nalçakan 2004).

Zeminin sıkılaştırılması, sıvılaşma davranışına karşı oldukça güvenilir ve standart bir iyileştirme yöntemidir. Bu yöntemde zeminin boşlukları azaltılmakta ve böylece sıvılaşmanın meydana gelmesi önlenmektedir. Zeminin sıkılaştırılması ile iyileştirilen birçok yerde (Niigata 1964, Miyagiken-Oki 1978, Loma prieta 1989 ve Northridge 1994 depremlerinde) bu yöntem iyi bir performans sergilemiştir (Watanabe 1966, Ishiara vd. 1980, Mitchell ve Wentz 1991, Graf 1992, Hayden ve Baez 1994). Daha güncel bir örnek olarak Matso (1995), Kobe'de (Japonya) sıkılaştırma yöntemi ile iyileştirilen birçok alanın 1995 yılında meydana gelen Hanshin-Awaji depreminde iyileştirilme yapılmayan bölgelere oranla çok daha iyi bir performans gösterdiğini belirtmiştir.

Zemin problemlerine iyileştirme yöntemleri ile daha ekonomik ve daha kısa sürede çözüm bulunabilmektedir. Bu amaçla çeşitli teknikler uygulanarak zemin iyileştirme çalışmaları yapılmaktadır. Ancak, yapılan iyileştirme çalışmaları, birkaçı hariç genellikle yüksek maliyet gerektiren uygulamalardır. Özellikle sıvılaşmaya yatkın kumlu zeminlerde mukavemetin artırılmasında en çok kullanılan geleneksel jeoteknik çözümlerin başında; genellikle güvenli, ekonomik ve kısa zamanda uygulanması nedeni ile vibro sistemlerle inşa edilen taş kolonlar (Vibro-Kompaksiyon, Vibro-replacement) ve çakıl dren yöntemleri gelmektedir (Barksdale ve Bachus 1983, USACE 1999, Hayden ve Baez 1994, Yoshida 1998). Son dönemlerde taş kolon uygulamalarındaki tekniğin gelişimine bağlı olarak, zemin sıklığını arttıran diğer geleneksel tekniklere kıyasla vibro sistemlerle uygulanan taş kolon yöntemleri daha çok tercih edilmektedir (Andrus ve Chung 1995, Yoshida 1998, Alamgir vd. 1996, Poorooshasb ve Meyerhof 1996, Christoulas vd. 1997, Martin ve Lew 1999, Zdankiewicz ve Wahab 1999, USACE 1999, Kumar 2001, Adalier vd. 2003, Thevanayagam vd. 2006).

Sıvılaşmaya karşı zemin iyileştirme yöntemi olarak kullanılan dren sistemleri ilk olarak Seed ve Booker (1976) tarafından çalışılmıştır. Bu araştırmacılar sonra, birçok araştırmacı tarafından da çalışılan (Ishihara ve Yamazaki 1980, Tokimatsu ve Yoshimi 1980, Baez ve Martin 1995, Boulanger vd. 1998) bu teknik, 1985 yılında Japon inşaat mühendislerinin teknik gelişim ödülünü almıştır (Saito vd. 1987, Adalier ve Elgarnal 2004). Zemin iyileştirme yöntemleri içerisinde en ekonomik ve etkin olan taş kolon yöntemi 1930'lu yıllarda geliştirilmeye başlanmış ve ilk kez 1948 yılında Amerika'da uygulanmıştır. Ancak, bu yöntem 1970'li yıllara kadar geniş bir uygulama alanı bulamamıştır. 1978 yılında zemin sıvılaşmasından korunmak için ilk olarak Santa Barbara'da (ABD) bu yöntemden yararlanılmıştır (Mitchell ve Huber 1985, Baez 1995).

Taş kolonlarla yapılan zemin iyileştirme yöntemi uzun zamandır kullanılmasına rağmen, olası sıvılaşma davranışı için gerek zemin sıklığı, gerekse de zeminin drenaj özelliği dikkate alınarak hazırlanmış bir tasarım metodu bulunmamaktadır. Çünkü, bu tekniklerdeki gelişmeler genellikle müteahhitlerin hayal gücünden ve girişimlerinden kaynaklanmıştır. Araştırmalar ve açıklayıcı "teoriler" öncülük etmek yerine arkadan gelmiştir (Kramer 1996). Diğer taraftan, vibro sistemlerle yapılan taş kolon tasarımları, zeminin sıkışabilme kapasitesi ile sınırlı kalmaktadır (Baez ve Martin 1992, Baez 1995, Thevanayagam vd. 2006). Dolayısıyla, bugüne kadar yapılan tasarımlarda taş kolonların çapı ve taş kolonlar arası mesafe mühendislerin önceki tecrübelerine ve/veya taş kolonların sadece drenaj etkisini içeren tasarım abaklarına bağlı kalmaktadır.

Seed ve Booker (1976) dren sistemlerini dikkate alarak ilk tasarım modelini basit abaklar yardımı ile ortaya koymuştur. Ancak, Seed ve Booker'ın modelinde sıvılaşma direnci üzerinde arttırıcı etkisi olan ve taş kolonların inşası sırasında meydana gelen zeminin sıkılaştırma miktarı belirlenmemektedir. Sunmuş oldukları tasarım modelleri daha çok iyileştirilen zeminde gelişen aşırı boşluk suyu basıncının (ABSB) hesaplanmasına ve ABSB'ndeki bu değişimin dren sistemleri ile giderilmesi üzerine odaklanmıştır (Drumheller vd. 1997, Thevanayagam vd. 2006).

Taş kolonlar zeminin drenaj kapasitesini arttırması bakımından dren sistemlerine benzemektedirler. Ancak bu teknikte zeminin sıkılaştırılması da söz konusudur. Baez

(1995) farklı açıklıklarla inşa edilen vibro-taş kolon çalışmalarından elde ettiği SPT ve CPT verilerine bağlı olarak, iyileştirme sonrasındaki tahmini sıkılaştırma miktarını belirlemeye çalışmıştır. Ancak, vibro-taş kolon çalışmaları sırasında zeminde meydana gelen sıkılaştırma dağılımı dikkate alınarak, iyileştirilen zeminde gelişen ABSB'nın belirlenmesi ve taş kolonların optimum tasarım parametrelerinin gerçekleştirilmesi günümüze kadar uygulanmamıştır. Baez (1995) iyileştirme öncesi ve sonrası elde ettiği SPT ve CPT verileri arasında ampirik bir ilişki yakalamaya çalışmıştır. Bu araştırmada farklı kolon açıklıkları kullanılarak, alan oranı yaklaşımından yararlanılmıştır. Thevanayagam vd. (2006) regresyon analizini baz alan bu yöntemin, kumlu ve ince tane oranı %15'den az siltli kumlar için sıkılaştırma miktarının belirlenmesinde uygulanabilir olduğunu belirtmiştir.

Bugün dünyada iyileştirme yapılarak, şehirleşmeye açılması planlanan yüzlerce proje alanı bulunmaktadır. Bu alanlar sıvılaşma potansiyeli yüksek, gevşek kohezyonsuz çökellerle doldurulmaktadır. Buna çarpıcı bir örnek, Tokyo uluslararası havalimanının genişletilebilmesi için 180 milyon m³ malzeme kullanılarak yapılan suni adanın oluşturulmasıdır. Bu projenin tahmini değeri yaklaşık 12 milyar dolardır. Benzer olarak bu çaptaki projeler başta Japonya ve Amerika gibi gelişmiş ülkelerde olmak üzere son dönemlerde yaygınlaşmıştır. Bu tür projelerde, taş kolon ve dren sistemleri kullanılarak, sıvılaşma potansiyeli yüksek olan zeminlerin iyileştirilmesi, şehirleşmeden önce yapılması gereken ilk çalışmalar olmuştur. Bu sistemlerin değerlendirilmesi, boşluk suyu basınç oranının (BSBO) maksimum seviyeyi aşmayacak ($r_g < 0.6$) şekilde tasarlanan optimum kolon çapı ve kolonlar arası mesafelerin tahminine bağlıdır.

Teknolojinin ve zemin iyileştirme çalışmalarında uygulanan tekniklerin gelişimine bağlı olarak, vibro sistemlerle inşa edilen taş kolon çalışmaları, olası bir depremde sıvılaşma kaynaklı hasarları önlemede dren sistemlerine göre daha etkin bir yöntemdir. Dolayısıyla, vibro-taş kolonların sıkılaştırma ve drenaj özelliği birlikte dikkate alınarak optimum tasarım çalışmalarının yapılması önem arz etmektedir.

Bu çalışmanın amacı, sıvılaşmaya duyarlı kum zeminlerde iyileştirme yöntemi olarak uygulanan taş kolonların optimum çap ve açıklıklarının sonlu elemanlar yöntemi ile

modellenmesidir. Bu tezin önceki çalışmalardan başlıca farkı, deprem sırasında zeminde gelişen ABSB'nin taş kolon sistemleri ile sönümlenmesinde, zeminde gelişen rölatif sıklık artışının dikkate alınmasıdır. Çalışmanın nihai ürünü, değişik deprem koşulları için BSBO'nu belli bir eşik değerin altına düşürebilecek şekilde, uygun tasarım koşullarını sağlayacak bir yazılımın ortaya konmasıdır.

2. KAYNAK ÖZETLERİ

Son 50 yılda deprem süresince meydana gelen sıvılaşma duyarlılığını değerlendirmek için çeşitli yöntemler geliştirilmiştir. Bu yöntemler (sallama tablası, dinamik üç eksenli sıkıştırma, basit makaslama, vb.) laboratuvarında, drenajsız koşullarda örnekler üzerinde meydana gelecek deformasyonları veya aşırı boşluk suyu basıncına (ABSB) bağlı olarak, doymuş kohezyonsuz zeminlerin sıvılaşma potansiyelini belirlemek amacıyla geliştirilmiştir. Bununla beraber, sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesi için geliştirilen analitik yöntemler bu deney sonuçlarına göre belirlenmektedir (Seed ve Idriss 1967).

Yukarıda tanımlanan çalışmaların çoğunda dikkat edilmesi gereken unsurlar vardır. Örneğin, zemin tabakasında gelişen ABSB, yukarıya doğru bir sızma hareketinin başlamasına, dolayısıyla yüzeyde sıvılaşmanın olmasına olanak tanıyabilir (Seed ve Lee 1966, Ambrasey ve Sarma 1969, Yoshimi ve Kuwabara 1973, Seed vd. 1976). Diğer taraftan, eğer tekrarlı yüklerle gelişen ABSB az bir etkiye sahip ise, sıvılaşma tehlikesi de engellenmiş olur. Burada düşünülmesi gereken, kumlardan ziyade çakılların yüksek geçirgenliklerinden dolayı, gelişen ABSB'ni azaltıcı yönde davranış sergilemesidir (Wong vd. 1975, Seed ve Bokeer 1976).

Aşağıda sıvılaşma davranışı ve sıvılaşmaya karşı bir zemin iyileştirme yöntemi olarak kullanılan çakıl dren ve vibro-taş kolon sistemleri üzerine yapılan, teorik ve laboratuvar çalışmaları geçmişten günümüze ayrıntılı olarak verilmiştir.

2.1 Sıvılaşma Davranışı

Genel olarak sıvılaşma davranışını açıklayan ilk uygulamalardan biri Casagrande (1936) tarafından öne sürülen kritik boşluk oranı yaklaşımıdır (Baez 1995). Drenajlı koşullar altında (hacim değişimi söz konusu) ve makaslama yenilmesi süresince, gevşek kumlar hacimce sıkılaşma eğiliminde iken, sıkı kumlar gevşeme eğilimindedir. Diğer bir ifade

ile, yüksek deformasyon sürecinde gevşek kumların boşluk oranı azalırken, sıkı kumların boşluk oranı artmaktadır. Deformasyonun devam etmesiyle birlikte hem sıkı kumların hemde gevşek kumların boşluk oranı aynı değere ulaşmaktadır. Bu değer kritik boşluk oranı veya kritik yoğunluk olarak tanımlanır (Holtz ve Kovacs 1981). Kum çökellerin sahip olduğu boşluk oranı, kritik boşluk oranından yüksek olması durumunda, deprem sırasında hacmi azalmaktadır. Bu durum drenajsız koşullarda sıvılaşmanın meydana gelmesine yeterli olacak makaslama ile birlikte pozitif aşırı boşluk suyu basıncının gelişmesine neden olmaktadır. Diğer taraftan, kritik boşluk oranından daha az bir boşluk oranına sahip bir çökelerde, negatif aşırı boşluk suyu basıncı gelişir ve bu durum efektif gerilmelerdeki artışla ilişkilidir (Casagrande 1936). Casagrande'de (1936) değinilen bu teori, statik yük koşullarında tanımlanmıştır. Casagrande, devirsel yük koşulları altındaki hacim değişiminin farklı olduğunu ve bu yaklaşım içerisinde açıklanamayacağını belirtmiştir.

1950'li yıllarda devirsel yükleme problemleri için kritik boşluk oranı kavramındaki yetersizlikler, birçok araştırmacının bu konu üzerine eğilmesine neden olmuştur. Yapılan laboratuvar çalışmalarında sıvılaşma olgusu, ivme terimi içerisinde ele alınmıştır (Maslov 1957, Baez 1995). Söz konusu deneyler sallama tablasına yerleştirilen doygun kumlar ve sıvılaşma için gerekli olan ivme değerinin hesaplanmasından ibarettir. Doğal olarak, bulunan sonuçlardan arazi koşullarına geçmek veya bu sonuçlara bağlı olarak arazi koşulları için bir tahminde bulunmak oldukça zordur. Çünkü analizi yapılacak malzeme sallama tablasının frekansına, süresine, gerilme durumlarına ve diğer faktörlere bağlıdır.

1964 yılında Niigata ve Alaska'da meydana gelen depremlerde, deprem mühendisliğinin önemli bir konusu olan sıvılaşma tanımlanmıştır. Bu felaketler, deprem davranışı ve performansıyla ilgili olarak jeoteknik alanında meydana gelen gelişmelere ön ayak olmuş ve daha fazla çalışmaların yapılması gerekliliğini ortaya koymuştur. Buna örnek olarak, Amerika'da barajların güvenliği ve nükleer santrallerin yerleştirilmesinde yapılan ayrıntılı çalışmalar verilebilir (Martin 1988).

Seed ve Lee (1966) çalışmalarında, devirsel yükleme koşullarındaki gerilme - birim deformasyon ilişkileri ile doymuş kumların davranışlarını açıklamışlardır. Bu çalışma, boşluk oranı, kumlara etki eden çevre basıncı, birim deformasyon ve çevrim sayısı gibi parametrelerin sıvılaşma olgusuyla olan karşılaştırmalarıyla ilişkilidir. Bu araştırma 30 yıllık dönem içerisinde yapılan sıvılaşma davranışını açıklayan hatırı sayılır en önemli çalışma olsa da, problem halen oldukça karmaşık görünmektedir. Bu karmaşa zemin davranışının lineer olmamasını, deprem sırasında zeminin nasıl davranacağı konusundaki belirsizliği ve gelecekte oluşacak depremin büyüklüğünü ve hareketini içermektedir (U.S National Research Council 1985).

Herhangi bir deprem büyüklüğünde, sıvılaşabilir zeminler için penetrasyon direncine karşı devirsel gerilme oranı arasında ampirik eğriler ve/veya ilişkiler geliştirilmiştir. Bu ilişkiler sıvılaşabilir zeminlerin pratik olarak değerlendirilmesine olanak sağlamaktadır. Sıvılaşmayı azaltmak için yapılan çalışmalar, penetrasyon direncinin belirlendiği deneylerde olduğu gibi, zemin sıkılığının artırılmasına odaklanmaktadır (Baez 1995).

1960'lı yıllardan sonra, Amerika ve Japonya'da sıvılaşmanın kontrol edilmesi ve azaltılmasıyla ilişkili mekanizmaların anlaşılabilirliği üzerine önemli yol kat edilmiştir. Sıvılaşma potansiyelini azaltıcı bu teknikler sadece zeminin sıkılaştırılmasıyla değil; aynı zamanda zeminin güçlendirilmesi ve aşırı boşluk suyu basıncının (ABSB) kontrol edilmesi esasına da dayandırılmıştır. Günümüzde de zemin iyileştirme çalışmalarında kullanılan bu teknikler, vibro-kompaksiyon, dinamik-kompaksiyon (ağırlık düşürme), çakıl drenler, sızma enjeksiyonu, replasman enjeksiyonudur. Sıkılaştırma teknikleri uygulanarak yapılan taş kolon uygulamaları ise aşağıda özetlenmiştir.

2.2 Taş Kolon Çalışmaları

Taş kolonlar ve dren sistemleri üzerine yapılan önceki çalışmalar değerlendirildiğinde, bu çalışmaların daha çok uygulamaya yönelik vakıa analizleri olduğu görülmektedir. İlk olarak 1978 yılında sıvılaşmaya karşı kullanılan taş kolonların 1978-1993 yılları arasında sadece Japonya'da 200.000 den fazla inşa edildiği bilinmektedir. 1993-2002

yılları arasında ise bu rakam 150.000 civarındadır (Sonu vd. 1993, Adalier ve Elgamal 2004).

Yapılan taş kolon ve dren sistemlerinin bir sismik aktivite sonucunda performanslarının değerlendirilmesi ise daha sınırlı sayıdadır. Dolayısıyla, taş kolon ve dren sistemleri üzerine yapılan analitik ve teorik yaklaşımlar, laboratuvar koşullarındaki model çalışmalarından ve yerinde yapılan uygulamaya yönelik çalışmalardan elde edilen bilgi ve tecrübelerle dayanmaktadır. Bu anlamda yapılan önceki çalışmaları farklı başlıklar altında incelemek yerinde olacaktır.

2.2.1 Saha uygulamaları

Sıvılaşmaya yönelik yapılan taş kolon uygulamaları ilk olarak 1978 yılında Santa Barbara'da (Kaliforniya-ABD) yapılmıştır. Bu uygulamada Amerikan tasarım kriterleri (yaklaşımları) içerisinde zeminin sıkılaştırma (yoğunluk artışı) etkisi dikkate alınırken, Japonya'da yapılan taş kolon yöntemleri ise sıkılaştırma olmaksızın deprem anında ABSB'nin sönümlenmesini sağlayan sistemler olarak inşa edilmiştir. Bu düşüncelere bağlı olarak, zemine uygulanan taş kolon ve dren sistemleri 1973-1978 yıllarından sonra dünyada yayılmaya başlamıştır. Bu yıllarda, Dobson (1987) kumlu ve siltli zeminlerde sıvılaşma tehlikesinin önüne geçmek için birçok bölgede bu yöntemi kullanmış ve yaptığı bu çalışmaları da rapor etmiştir (Thevanayagam vd. 2006). Vibro sistemlerle yapılan taş kolon tekniğinin karakteristik özelliği, bu sistemlerin çok geniş aralıklardaki zayıf zeminlere uygulanabilmesidir. Dünyada son 30 yılda farklı zeminler için bu yöntemden yararlanılmıştır. Bunların bir kısmı aşağıda sunulmuştur.

Egan vd. (1992) Oakland Limanı 7. Cadde (Kaliforniya-ABD) deniz terminalinde yapılan sismik iyileştirmeyi rapor etmiştir. Bu çalışmada 12 m'lik zemin katmanı vibro taş kolon sistemleri ile iyileştirilmiştir. Tasarım yaklaşımı, zeminin drenaj etkisi düşünülerek oluşturulmuştur.

Jackura ve Abghari (1994) San Diego Nehri'ni kesen viyadük çalışmasında kumlu birimlerde meydana gelen sıvılaşmayı incelemiştir. Söz konusu viyadük 36 m yüksekliğinde ve 1,5 km uzunluğundadır. Bu viyadüğün üzerine oturduğu zeminin ilk 6 m'si sıkıştırılmış dolgudan ve onun altına gelen 18 m'lik kesim ise doğal kum ve çakıllı siltten oluşmaktadır. Doğal kum ve çakıllı siltli seviyelere ait SPT $(N_1)_{60}$ değerleri 6 ile 50 arasındadır. Sıvılaşma analizleri kum tabakasının ilk 5 m'sinde olası bir depremde (0,2g) sıvılaşmanın olabileceğini göstermiştir. Bu depremde olası yatay hareket 1,4 m ile 4,5 m arasındadır. Oysa ki, tolere edilebilecek hareketin miktarı 0,8 m'dir. Taş kolon yönteminin ekonomik ve en iyi alternatif olduğu düşünülmüş ve uygulanmıştır.

Andrews (1997) Portland'da (Oregon, ABD) sıvılaşabilir siltli zeminlerde yaklaşık 1 m çaplı ve 2 m mesafelerle taş kolon uygulamasını rapor etmiştir. Bu raporda, iyileştirme sonrası yapılan SPT, CPT ve dilatometre deneyleri ile, uygulanan iyileştirmenin oldukça etkili olduğu belirtilmiştir.

Filipinlerde 1998 yılında elektrik santrali için, yaklaşık 3 ile 4 m kalınlıkta silt ve kumlu kilden oluşan toprak dolgusu yapılmıştır. Bu dolgu aynı zamanda petrol borularını da desteklemektedir. Bu dolgunun altı yaklaşık 3 ile 15 m kalınlıkta değişen kum katmanı ile kaplıdır. Sıvılaşma potansiyeli ve deprem sırasında gelişen aşırı boşluk suyu basıncını azaltmak için toplam uzunluğu 20.000 m olan taş kolon uygulaması yapılmıştır (Raju vd. 1998).

Tayvan'da yaşanan Chi-Chi depreminden sonra köprü, yol ve binalarda büyük hasarlar meydana gelmiştir. Bölgede sıvılaşma tahmin çalışmaları yapılarak, 0,8 m çaplı ve 2 m'lik mesafelerle (merkezden merkeze olan uzaklıklarla) taş kolon uygulaması seçilmiştir (Chou vd. 2001).

Hazira gaz terminalinde (Hindistan) 84 m çapında, yaklaşık 35 m yüksekliğinde 2 ayrı sıvı gaz tankı taş kolonlar üzerine inşa edilmiştir. Zemini oluşturan gevşek siltli kum katmanının yaklaşık kalınlığı 16 m'dir. Taş kolon yöntemi ile bu siltli kum

sıkılaştırılmıştır. İyileştirme sonrası yapılan SPT deneylerinde elde edilen SPT-N değerleri 50'nin üzerinde çıkmıştır (Raju vd. 2003).

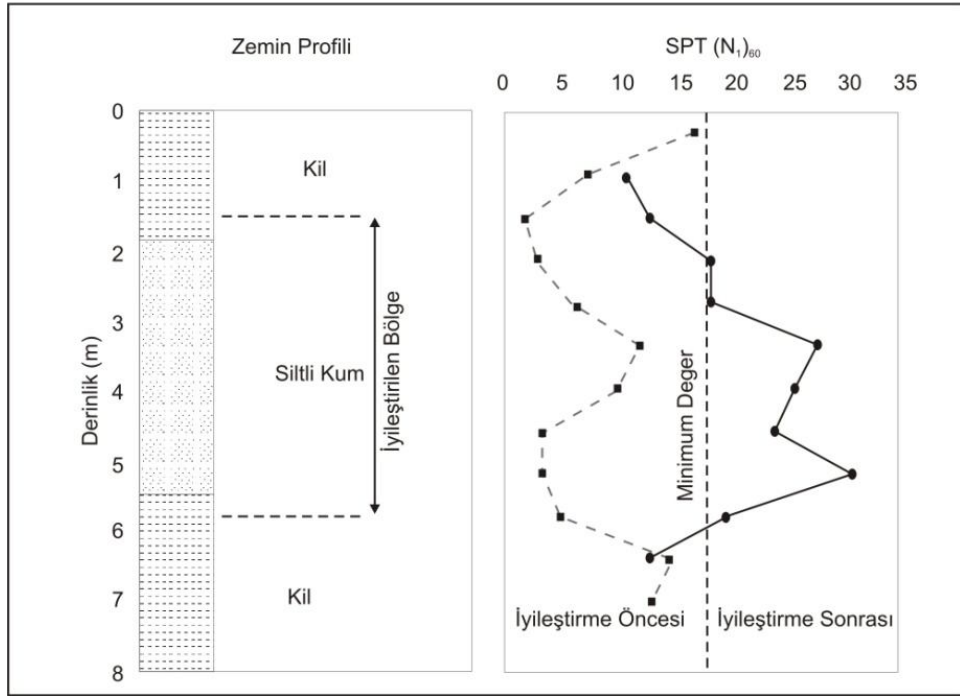
Malezya, Asya transit demiryolunun kilit noktasıdır. Bu demiryolu hattı yaklaşık 5500 km uzunluğunda olup, yeni yapılacak ek demiryolu hattı ile başta Çin, Vietnam, Kamboçya, Malezya ve Singapur olmak üzere birçok ülkenin ekonomik olarak bu hattan yararlanmasını sağlayacaktır. Yapılacak olan ek hattın uzunluğu yaklaşık 150 km'dir. Hattın geçeceği bölgenin geçmişte maden aktivitelerine sahip olması ve bölgede farklı zeminlerin bulunması nedeni ile, toplam 23 ayrı lokasyona vibro taş kolon tekniği uygulanmıştır. Hat üzerinde bulunan 4 köprü yine bu sistemle desteklenmiştir (Raju vd. 2004).

Filipinler'de (Manila'nın 100 km güneyi) gaz fabrikası, sıvılaştırılabilir zemin katmanı üzerine inşa edilmiştir. Bu katmanın kalınlığı 8-13 m arasında değişmektedir. Sıvılaştırma riskine sahip olan bu gevşek kumlu katman toplam 30.000 m uzunluğunda taş kolonlar ile iyileştirilmeye çalışılmıştır. Taş kolonların uygulanmasında kolonlar arası mesafe 2 m olacak şekilde kare yerleşim planı dikkate alınmıştır. Kolonların uzunluğu ise 8 ile 18 m arasında değişmektedir (Raju vd. 2004).

Taylor vd. (2005) tarafından 1959 yılında tamamlanan Massey Tünel (Vancouver, British Colombiya) geçişi, sismik olarak aktif bir bölgede olduğu için jeoteknik olarak incelenmiştir. Flac ve Abaqus model çalışmaları ile incelenen tünel hattında sıvılaştırma riski değerlendirilerek tünelin her iki kesimindeki kumlu birimlerde taş kolon uygulaması yapılmıştır.

Rollins vd. (2006) Utah'ta Wasatch fayına yaklaşık 3 km uzaklıkta bulunan Cherry Hill kavşak köprüsü ve Shepard Lane üst geçidinde taş kolon ve dren sistemleri ile zemin iyileştirme çalışmaları yapmışlardır. Cherry Hill geçidinin zemin koşulları kum ve siltli (ortalama %30 ince tane oranı) kumdan oluşmaktadır. Bu alanda 850 adet taş kolon uygulaması yapılmıştır. Shepard Lane üst geçidinde ise 152 adet taş kolon ve 346 adet

destek dren sistemi uygulanmıştır. Bu bölgelerde yapılan iyileştirmelerle zeminin rölatif sıklığı arttırılmıştır (Şekil 2.1).



Şekil 2.1 Utah'da (ABD) siltli kumlarda yapılan iyileştirme sonrası tipik SPT değerleri (Rollins vd. 2006)

Yukarıdaki çalışmaların dışında sıvılaşma amaçlı kullanılan taş kolonlarla ilgili çalışmaların sayısı oldukça fazladır. Bu çalışmaların birçoğu rapor olarak sunulmuştur (Örnek; Dobson 1987, Keller vd. 1987, Hayden ve Welch 1991, Mitchell ve Wentz 1991, Bement ve Selby 1997, Heinz ve Priebe 1998, Raison 1999, Kumar 2001,

NCHRP 2002, Massarsch ve Fellenius 2002, Lee vd. 2002, Plomteux vd. 2004, Bhushan vd. 2004, Chang vd. 2004, Marcuson vd. 2007).

2.2.2 Taş kolonların deprem performansları

Teorik yaklaşımlar ve model çalışmaları taş kolonların sıvılaşmayı önlemede etkili bir yöntem olduğunu göstermektedir. Bununla beraber, taş kolon uygulanmasından sonra yapılan yerinde deneylerle (SPT, CPT, vb) iyileştirmenin ne derece etkili olduğu belirlenmektedir. Ancak, bir sismik aktivite sonrası taş kolonların performansını gösteren çalışmaların sınırlı sayıda olması nedeni ile taş kolonların deprem sırasındaki davranışları yakın bir döneme kadar anlayamamıştır. Bu başlık altında taş kolonların sismik aktivite sonrası performansına yönelik çalışmalardan bahsedilecektir.

Mitchell ve Wentz (1991) Oniki farklı bölgede yapılan iyileştirme çalışmalarını, 1989 Loma Prieta depreminden sonra değerlendirmişlerdir. Bu alanlarda kullanılan iyileştirme teknikleri vibro-kompaksiyon, dinamik kompaksiyon ve çimentolamadır. İyileştirme yapılan bu alanların sadece altısında zemin iyileştirme tekniği olarak taş kolonlar kullanılmıştır. Kaydedilen en büyük yer ivmesi değerleri Marina Körfezi'nde 0,11 g ve Santa Cruz yakınlarında 0,45 g'dir. Aynı bölgede herhangi bir iyileştirmenin yapılmadığı zeminlerde oturmalar, sıvılaşmaya işaret eden kum kaynamaları (konileri) ve yüzeyde kırıklar meydana gelirken, iyileştirme yapılan alanlarda herhangi bir zemin yenilmesi ve hasar meydana gelmemiştir.

Northridge 1994 depremi öncesinde inşa edilen taş kolonların performans değerlendirilmesi yapılmıştır. Taş kolonların inşa edildiği alan, deprem merkez üssüne 1,5 mil uzaklıktadır. Ayrıca, bu alanda kaydedilen en büyük yer ivmesi değeri 0,7 g'dir. İyileştirmenin yapıldığı bu alanda deprem sonrası sıvılaşma kaynaklı bir hasar gözlenmemiştir. Aynı depremde bir başka iyileştirme, deprem üssüne 30 mil uzaklıkta bulunan tren ray hatlarının bulunduğu sahadır. Zeminin makaslama direncini arttırmak ve sıvılaşma potansiyelini azaltmak amacıyla 18 ft derinliğinde taş kolon uygulaması yapılmıştır. İyileştirme öncesi elde edilen CPT deney aralıkları 3-8 MPa iken,

iyileştirme sonrası bu değerler en az 12 MPa olarak kaydedilmiştir. Deprem sırasında bu sahada da herhangi bir hasar gözlenmemiştir (Baez 1995).

Bu depremde bir diğer örnek ise Jensen filtre fabrikasında yapılan iyileştirmedir. 1971 San Fernando Depremi sırasında fabrikada sıvılaşma kaynaklı önemli derecede hasar meydana gelmiştir. Bu durum dikkate alınarak fabrikanın bulunduğu sahada 1986 yılında zemine dren sistemleri uygulanmıştır. Bu iyileştirmenin yapıldığı sahada 1994 yılında önemli bir deprem (1994 Northridge Depremi) meydana gelmiştir. Bu deprem neticesinde zeminin sadece drenaj etkisi düşünülerek inşa edilen dren sistemleri etkili bir çözüm olmamış, ancak yapılan uygulamanın olası daha büyük bir hasarı engellediği düşünülmüştür (Stewart vd. 1994).

Mitchell vd. (1995) Japonya’da meydana gelen birçok depremde taş kolonları ve taş kolonlarla birlikte uygulanan diğer zemin iyileştirme yöntemlerini rapor etmişlerdir. Bu çalışmalarda, taş kolon sistemleri ile yapılan iyileştirmelerin başarılı sonuçlar verdiği ve bölgede herhangi bir hasarın görülmediği belirtilmiştir.

Bir başka uygulama Kushiro-Oki depremi öncesi Kushiro limanında yapılan iyileştirme çalışmasıdır. Bu bölgede zemine uygulanan taş kolon sistemleri ile zeminin drenaj kapasitesi ve sıklığı arttırılmıştır. Deprem süresince limanda hasar meydana gelmemesine rağmen ($a=0.47g$) bölgedeki hasarın orta düzeyde olduğu belirtilmiştir (Adalier ve Elgamal 2004).

2.2.3 Analitik çalışmalar

Analitik yaklaşımlar üzerine yapılan ilk çalışmalar Seed ve Booker (1976) ile başlar. Araştırmacılar, zemin içinde boşluk suyu basıncına neden olan, akışı tanımlamak için Darcy yasasından yararlanmışlardır. Radyal drenaj koşulları altında tanımlanan yaklaşım aşağıda sunulmuştur:

$$\frac{k_h}{\gamma_w m_v} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \quad (1)$$

Bu eşitlikte, ABSB'nın gelişimini (u_g) ve dren sistemleri ile sönümlenmesini hesaplamak için zeminin yatay yöndeki permeabilitesi (k_h) ve hacimsel sıkışabilirlik katsayısı (m_v) gibi zemin özelliklerinin yanında, depremin neden olduğu çevrim sayısı, ($\partial u_g / \partial N$ ve $\partial N / \partial t$) değerlerinin de bilinmesi gerekir. Çalışmada, boşluk suyu basınç oranı (BSBO) dikkate alınarak farklı çaplarda ve açıklıklarda taş kolonların tasarımını ortaya koyan abaklar hazırlanmıştır. Onoue'de (1988), Seed ve Booker'ın yaklaşımına benzer olarak ayrıntılı diyagramlarla taş kolonların tasarım aralıklarını, zemin parametrelerine bağlı olarak belirlemiştir.

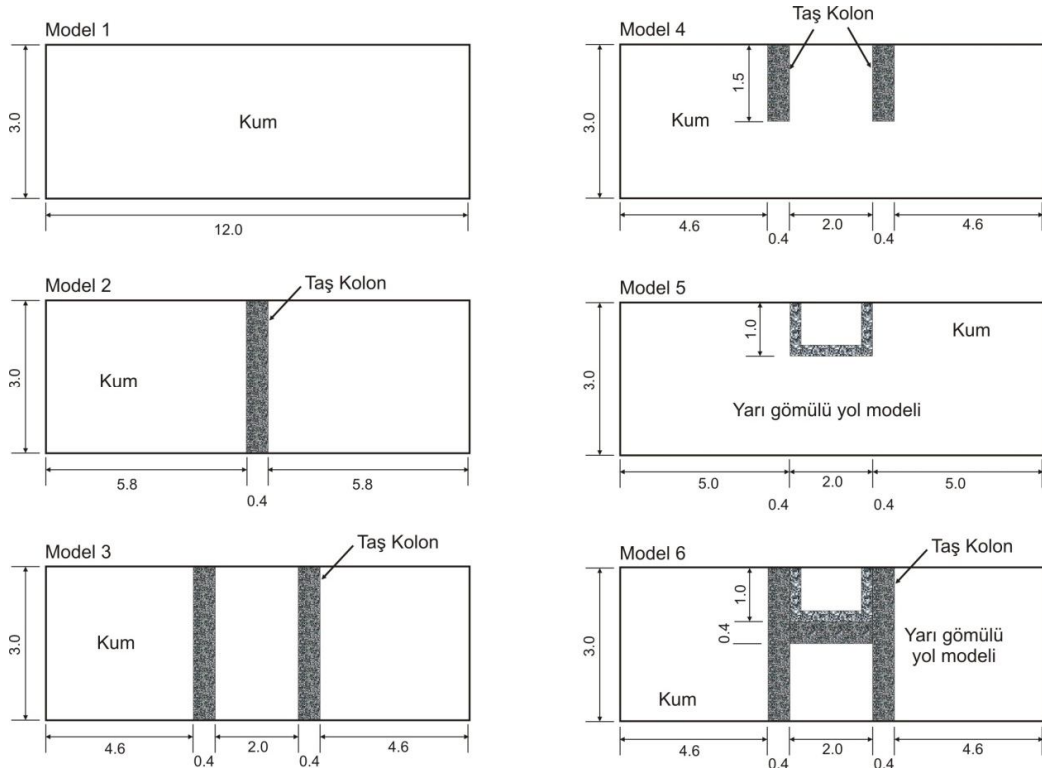
Taş kolonlar üzerine yapılan önemli çalışmalardan birisi Millea (1990) tarafından sunulmuştur. Seed ve Booker'ın (1976) yaklaşımından farklı olarak araştırmacı taş kolon içinde gelişen ABSB'nın önemli ölçüde değiştiğini göstermiştir. Bu davranış Sasaki ve Tanigucci (1982) tarafından yapılan deneysel çalışmalarda da gözlenmiştir. Araştırmacılar aynı zamanda artan ABSB'nın taş kolonlar civarında azaldığını göstermişlerdir. Bunlara ek olarak, ABSB'nın taş kolonlar ile hızlı bir şekilde sönümlendiğini belirtmişlerdir.

Analitik yaklaşımla ilgili ayrıntı bilgilere, çalışmanın ileriki aşamalarında ayrıntılı olarak değinilecektir. Bu konuyla ilgili diğer ek çalışmalara ise verilen kaynaklardan ulaşılabılır (Onoue 1988, Yoshimi ve Tokimatsu 1991, Baez ve Martin 1992, Baez 1995, Goughnour ve Pestana 1999, Boulanger ve Idris 1999).

2.2.4 Model deney çalışmaları

Sasaki ve Taniguchi (1982) laboratuvarında geniş ölçekte hazırladıkları sallama tablası kullanarak, kum çökellerin sıvılaşma davranışlarını taş kolonlarla birlikte değerlendirmişlerdir. Sallama tablasının boyutları 12 m x 12 m ve modelin boyutları 12 m uzunluğunda, 3 m derinlikte ve 2 m genişliktedir. Taş kolonlar ve yarı gömülü yol

tasarımı için oluşturulan modeller, sıvılaşmayı engellemek için zeminde oluşturulan taş kolonların etkisini araştırmada oldukça yararlı sonuçlar vermiştir (Şekil 2.2). Bu çalışmada elde edilen sonuçlar kısaca; i) hareket sonucu artan ABSB taş kolonlar yakınında azalmaktadır; ii) hareketin bitimi sonrası ABSB sönümlenmesi taş kolonlarla birlikte hız kazanmaktadır; iii) yarı gömülü yol modelinde, harekete bağlı olarak gelişen ABSB'nın yüzeyde yapmış olduğu deformasyon yarı gömülü yol modelinde dikkate alınmıştır. Diğer taraftan model, yüzeyde gelişen bu deformasyonu engellemek amacıyla taş kolonlar ile desteklenmiştir; iv) gerek yarı gömülü gerekse de diğer modellerde sıvılaşmaya karşı kullanılan taş kolonlar başarılı performans sergilemişlerdir.



Şekil 2.2 Sasaki ve Taniguchi (1982) tarafından oluşturulan sallama tablasındaki deney çalışmaları

Onoue vd. (1987) taş kolonların drenaj etkisini araştırmak için büyük ölçekli bir deneysel çalışma yapmışlardır. Bu çalışmada, 0,3 – 0,5 m çaplı taş kolonlar kullanmışlardır. ABSB'nın gelişebilmesi için yüzeyde vibro sistemlerden

yararlanılmıştır. Sonuç olarak, taş kolonlar vibro sistemlerle gelişen ABSB'nı sönümlenmiştir.

Iai (1988) model çalışmasında taş kolonların performanslarını değerlendirmiştir. Çalışmada kullanılan sallama tablasının boyutu 2 m x 2 m ve kullanılan dren sisteminin çapı ise 0,6 m'dir. Çalışmada dokuz ayrı deney uygulanmıştır. Bunlardan sadece beşi söz konusu dren sistemini içerir. Deney düzeneği drene edilen suyun miktarını, oturmaları ve gelişen ABSB'nın ölçülmesine olanak verecek şekilde tasarlanmıştır. Çalışma sonucunda elde edilen bulgular kısaca verilmiştir: Dren sistemi, BSBO'nun (r_u) 0,5'den küçük olduğu durumlarda tamamen etkilidir. BSBO'nun 0,5 den büyük ($r_u > 0,5$) olması durumunda, dren sisteminin etkisi artan BSBO'nı azaltıcı şekildedir. BSBO'nun 1,0 olması durumunda ($r_u = 1,0$), yüzeyde büyük ölçekte oturmalar gözlenmiştir. Bu sonuçlara göre dren sistemlerinin yüzeyde gelişebilecek olan hasarları engellemedeki başarısı, BSBO'nun 0,5 değerinden küçük değerlerde ($r_u < 0,5$) tutabilmesinden kaynaklandığı belirtilmiştir. Yukarıda verilen Sasaki ve Taniguchi (1982) ve Iai (1988) tarafından yapılan bu deney serilerinde, taş kolon sistemleri arasında gelişen sıkılaşma etkisi dikkate alınmamıştır.

Ashford vd. (2000) büyük ölçekte yaptıkları sıvılaşma uygulamasını taş kolon yöntemi ile birlikte rapor etmişlerdir. San Francisco yakınlarındaki, Treasure adasında patlatma tekniğinden yararlanarak sıvılaşabilir gevşek kohezyonsuz zeminde taş kolonların performansı üzerine çalışmalarda bulunmuşlardır. Treasure adası insan yapımı suni bir ada olup, jeoteknik amaçlı yapılan deneylerin merkezi durumundadır. Bu nedenle çok sayıda veri bu bölgede yapılan çalışmalardan elde edilmektedir. Toplam 24 adet 0,8 m çapında ve 2,5 m mesafelerle taş kolon uygulaması kare yerleşim planına göre yapılmıştır. Suni patlatma yöntemi ile oluşan BSBO'nun taş kolonlara bağlı olarak azaldığı ve gelişen ABSB dağılımının da hızlı bir şekilde sönümlendiği gözlenmiştir. Gerçek bir depreme oranla, suni patlatma yönteminde ABSB gelişimi çok daha kısa sürede meydana gelmektedir. Örneğin Vancouver (British Columbia, Kanada) deney alanında yapılan büyük ölçekli çalışmada sıvılaşmanın meydana gelmesi 2 veya 3 saniye gibi oldukça kısa bir süre almıştır. Yıkıcı bir depremde bu süre 10 ile 60 saniye

arasında değişmektedir. Bu alışmada, BSBO önemli ölçüde azaltılmış ve ek olarak uygulanan dren sistemleri zeminin sıkılaşmasını sağlamıştır.

Yapılan diğer model çalışmalara verilen kaynaklardan ulaşılabilir (rnek; Andrews 1997, Boulanger vd. 1998, Chang vd. 2004).

3 MATERYAL VE YÖNTEM

Kumlu zeminlerde sıvılaşma potansiyelini azaltmak için kullanılan taş kolonların uygun çap ve aralıklarının modellenmesi amacıyla hazırlanan bu çalışmada kullanılan materyal ve yöntemler alt bölümler halinde aşağıda verilmiştir.

3.1 Materyal

Bu çalışmada kullanılacak olan ana materyal kum olarak bilinen sıvılaşmaya en yatkın zemin türüdür. Yapılacak inceleme bir model çalışması olduğundan kullanılacak malzeme de gerçek bir malzeme olmayıp “sanal” bir malzemedir. Model çalışmasında kullanılacak olan kumlu zeminlere ait parametreler zeminin rölatif sıkılığı, hidrolik iletkenliği, hacimsel sıkışabilirliği ve tekrarlı yükler altındaki davranış özellikleridir. Bu parametreler ve ilgili ampirik yaklaşımlar aşağıda maddeler halinde verilmiştir.

3.1.1 Rölatif sıkılık

Kumlu ve çakıllı zeminlerde özel bir ağırlık-hacim parametresi olan rölatif sıkılık aşağıdaki ifade ile tanımlanır:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} (\%)$$

Yukarıda tanımlanan eşitlikte rölatif sıkılığın (D_r) bulunabilmesi için uygun boşluk oranları değerlerinin belirlenmesi gerekmektedir. e_{\min} ve e_{\max} değerleri sırasıyla çok sıkı ve çok gevşek koşullardaki zemini temsil eder ve standart bir laboratuvar deneyi (ASTM D4253 ve D4254) ile belirlenir. Farklı kum zeminler için elde edilen maksimum ve minimum boşluk oranları Çizelge 3.1’de tanımlanmıştır.

D_r ’yi belirlemek için diğer bir yöntem ise yerinde deneyler ile ampirik korelasyonlar kullanmaktır. Kumlu zeminlerde güvenilir bir boşluk oranı (e) değeri elde etmek amacıyla örselenmemiş numune elde etmek çok güç olduğundan, yerinde yapılan

deneysel tercih edilmektedir. Ayrıca, iri taneli zeminler kaçınılmaz olarak ortalamadan daha gevşek ve daha sıkı zonlara sahip olduklarından yerinde deneyler (SPT, CPT) zemin tabakası değişkenliğini daha iyi temsil etmektedir (Coduto 1998).

Çizelge 3.1 Kum zeminlere ait maksimum ve minimum boşluk oranları (Hough 1957)

Tanım	Boşluk Oranları	
	e_{max}	e_{min}
Siltli kum	0,9	0,3
Temiz Kum	1,0	0,4
Çakıllı siltli kum	0,85	0,14

Kohezyonsuz zeminlerde SPT-N darbe sayıları ile rölatif sıklık arasındaki ilişkiler farklı araştırmacılar tarafından tanımlanmıştır. Bu ilişkilere ait veriler Çizelge 3.2’de sunulmuştur.

Çizelge 3.2 SPT N – D_r - ϕ arası ilişkiler (Terzaghi ve Peck 1948, Peck vd. 1974)

SPT- N	$(N_1)_{60}$	Rölatif Sıklık (D_r)	Sürtünme açısı (ϕ)
<4	0-3	<20	<28,5°
4-10	3-8	20-40	28,6-30
10-30	8-25	40-60	30-36
30-50	25-42	60-80	36-41
>50	42-58	80	41°

Tipik olarak, temiz kum katmanlarında SPT- N_{60} değerleri 7 ile 16 arasında değişmektedir. SPT- N_{60} değerleri dikkate alınarak farklı zemin grupları için rölatif sıklığın belirlenmesine olanak sağlayan eşitlikler bulunmaktadır. Bunlardan birisi Kulhawy ve Mayne (1990) tarafından kumlar için geliştirilen eşitliktir:

$$D_r = \left[\frac{N_{60}}{40} \right]^{0,5}$$

Aynı araştırmacı tarafından CPT verileri kullanarak geliştirilen bir diğer ilişkiyle de rölatif sıklığı belirlemek mümkündür:

$$D_r = \left[\frac{q_{ct}}{305 p_a} \right]^{0,5}$$

Burada, p_a atmosferik basınç olup, kum katmanının normal konsolide olduğu farz edilmektedir. Temiz kumlarda rölatif sıkılık (D_r) tipik olarak %40-60 arasında bir değere sahiptir. Siltli kumlarda ise bu değer yaklaşık %30 civarındadır (Rollins vd. 2003).

SPT verilerine göre elde edilen bir başka yaklaşım da Meyerhorf (1956) tarafından aşağıdaki eşitlik ile ifade edilmiştir:

$$N_1 = (a + b)D_r^2$$

Meyerhorf'un orijinal çalışmasında $a+b=41$ 'dir. Cubrinovski ve Ishiara (1999) bu toplamın tane boyu özelliklerine ve zeminin şekline bağlı olarak değişeceğini ileri sürmüşlerdir. Bu araştırmacılara göre elde edilen $(a+b)$ toplamı Çizelge 3.3'de sunulmuştur (Hamada vd. 2002).

Çizelge 3.3 Cubrinovski ve Ishiara'ya (1999) göre kullanılan $(a+b)$ ortalama değerleri

Örnekler	Ortalama (a+b)	Ortalama (a+b)**
Siltli kum örnekleri	19,7	26,2
Temiz kum örnekleri	38,9	51,9
Diğer tüm örnekler	39,9	39,9

** %60 enerji oranı eklendikten sonraki $(a+b)$ ortalama değerleri (2. Kolondaki her değer 80/60 oranı ile çarpılması)

SPT N değerlerinin belirlenmesi için $(a+b)$ toplamının bilinmesi gerekir. Cubrinovski ve Ishiara (1999) SPT-N değerlerini eşdeğer SPT- N_{60} değerlerine çevirerek $(a+b)$ katsayılarına %60 enerji oranı uygulamıştır.

Meyerhorf'un ilişkisinde tüm zemin örnekleri için $(a+b)=39,9$ olması oldukça kapalı bir yaklaşımdır. Diğer yandan, temiz kumlar için $(a+b)=51,9$ ise, SPT- N_{60} değerinin 30 olmasıyla, yukardaki eşitlikten rölatif sıklık (D_r) değeri yaklaşık %76 olarak elde edilir. SPT $N_{60}=30$ değeri, SPT ilişkili sınıflama tahmin yöntemlerinde kumlar için (ince tane oranı $<5\%$) sınıflamada sınır değerdir. Daha gerçekçi olarak $(a+b)$ oranının kumlarda 46 olarak alınması önerilmektedir (Hamada vd. 2002). Vibro sistemlerle yapılan iyileştirmede zeminde yaratılan sıklık miktarı, rölatif sıklık veya SPT verilerine bağlı olarak yatay mesafe boyunca tanımlanmaktadır. Hazırlanan programda temiz kumlar için SPT- N_{60} değerlerinin rölatif sıklığa dönüştürülmesinde $(a+b)$ katsayısı 46 olarak tanımlanmıştır.

3.1.2 Hidrolik iletkenlik (geçirgenlik)

Geçirgenlik, aşırı derecede değişken zemin özelliklerinden birisidir. Hidrolik iletkenlik, zemine ait olan yoğunluk, viskozite, tane şekli, boşlukların durumu, zemin yapısı ve bunların dışında birçok faktöre bağlıdır. Bu yüzden hidrolik iletkenliği basit indeks özelliklerle açıklamak çok kolay değildir.

Hidrolik iletkenliği belirlemek için değişik laboratuvar ve arazi deneyleri geliştirilmiştir. Ancak, deney numunelerinin tam olarak temsil edici olmamasından ötürü, bu iki yoldan elde edilen sonuçlar çoğu zaman çelişkiler yaratmaktadır. Laboratuvar deneylerindeki bir diğer problem ise, numunelerin olası küçük fisürleri, eklemleri ve kum damarları gibi arazideki diğer özellikleri yeterince temsil etmemeleridir. Bu bakış açısıyla arazi deneyleri daha elverişli gözükmektedir. Arazide yapılan deneyler, daha geniş bir alanda zeminin akış özelliklerini yansıtmakta ve teorik olarak daha güvenli sonuçlar vermektedirler (Coduto 1998).

Arazi deneyleri yapılmak suretiyle hidrolik iletkenliği tayin etmek mümkündür. Kum zeminler üzerinde yapılan arazi deneylerinden elde edilen hidrolik iletkenlik değerleri Çizelge 3.4'de verilmiştir. İndeks özelliklerle kıyaslama yapılarak oluşturulan bu çizelge, yapılacak olan analiz için yararlı veri aralığı sunmaktadır.

Çizelge 3.4 Uniform zeminler için hidrolik iletkenlik katsayıları (Terzaghi ve Peck, 1948)

Zemin Tanımı	Tane Boyu (mm)	Hidrolik İletkenlik Katsayısı (m/s)
Çok ince kum	0,05 - 0,10	$10^{-5} - 5 \times 10^{-5}$
İnce kum	0,10 - 0,25	$5 \times 10^{-5} - 10^{-4}$
Orta kum	0,25 - 0,50	$10^{-4} - 10^{-3}$
İri kum	0,50 - 1,0	$10^{-3} - 1,0^{-2}$

Bu veri aralıklarının yanı sıra tane boyu özellikleri ile geçirgenlik katsayısı arasında ampirik ilişkiler bulunmaktadır. Justin vd. (1944) zeminin %20 tane boyu (D_{20}) ve hidrolik iletkenlik katsayısı arasında ampirik bir ilişki geliştirmiştir:

$$k = C(D_{20})^{2,32}$$

Burada;

k: Hidrolik iletkenlik (cm/s)

C: Deneysel katsayı (0,77 olarak alınır)

D_{20} : Zeminin % 20'sinin daha incesi için maksimum çap (mm) değeridir.

Bir başka ilişki de çok iyi bilinen Hazen eşitliğidir. Hazen (1911) gevşek kumlar için aşağıdaki ampirik ilişkiyi geliştirmiştir (Coduto 1998). Şekil 3.1'de çok sayıda veri dikkate alınarak, hidrolik iletkenliğin tipik değerleri yansıtılmaktadır.

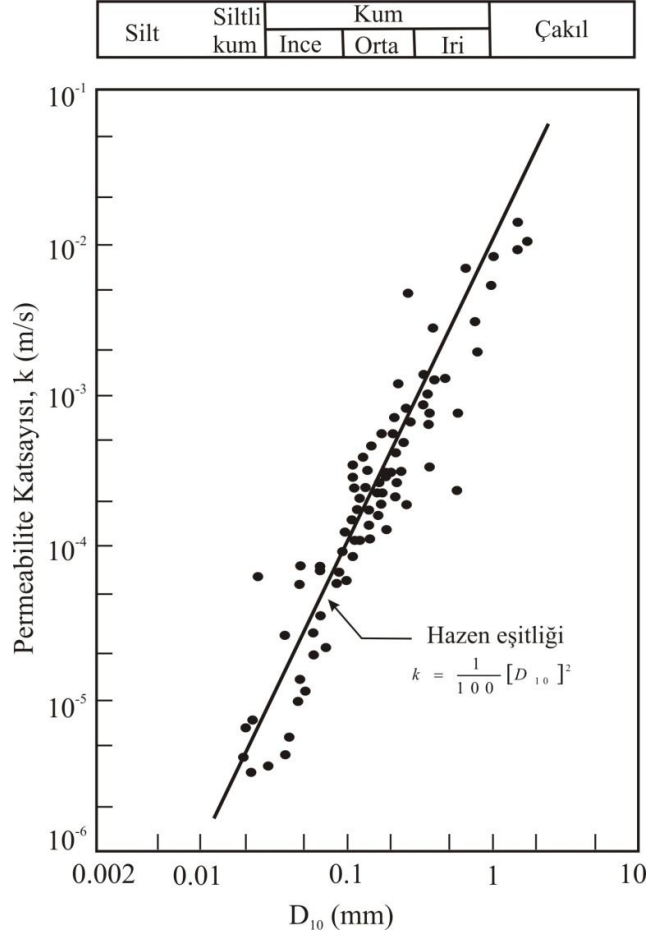
$$k = C(D_{10})^2$$

Burada;

k: Hidrolik iletkenlik (cm/s)

C: Hazen katsayısı, değeri 0,8 ile 1,2 arasındadır (1,0 değeri yaygın olarak kullanılır).

D_{10} : Zeminin % 10'un daha incesi için maksimum çap değeridir (efektif çap olarak da bilinir).



Şekil 3.1 Taneli zeminlerin efektif çapı ve geçirgenlik katsayısı ile ilişkili veriler ve Hazen eşitliği (Louden 1952, Terzaghi vd. 1996)

3.1.3 Kumların sıkışabilirliği

Tekrarlı yüklerle gelişen aşırı boşluk suyu basıncına (ABSB) bağlı olarak doymun kumların sıkışabilirliği ve oturma miktarları üzerine yapılan birçok çalışma bulunmaktadır. İlk defa Lee ve Albasia (1974) örneklerin sıkışma miktarına bağlı olarak hacimsel deformasyonları hesaplamıştır. Çalışmalarında zeminin tane boyu, yoğunluğu ve deney süresince maksimum seviyeye ulaşan boşluk suyu basınç oranı (BSBO) gibi sıkışabilirliği kontrol eden parametrelerin önemini göstermişlerdir. BSBO'nun düşük değerleri için elde edilen deney sonuçları, sıkışabilirlik katsayısı üzerinde gerek tane boyunun gerekse de rölatif sıklığın büyük bir etkisi olmadığını göstermektedir. Sıkışabilirlik katsayısını ifade eden eşitlik aşağıda tanımlanmıştır:

$$m_v = \frac{\partial \epsilon_v}{\partial \sigma'}$$

Burada; m_v hacimsel sıkışabilirlik katsayısı ve $\partial \epsilon_v$ efektif gerilmedeki ($\partial \sigma'$) küçük değişikliklere bağlı hacimsel deformasyondaki değişimi ifade eder. Çok küçük BSBO'nda, (kuumlarda ortalama sıklık ve tane boyu değerleri alındığında) tipik olarak hacimsel sıkışabilirlik değeri sabittir. Bu değerler tipik olarak $2,1 \times 10^{-5}$ ile $4,2 \times 10^{-5}$ m^2/kN arasındadır (Seed vd. 1976). Diğer taraftan, BSBO'nun 0,6'dan büyük olması durumunda, hacimsel sıkışabilirlik katsayısının (m_v) rölatif sıklığın azalmasına bağlı olarak artış gösterdiği ortaya konmuştur. Şekil 3.2'de hacimsel sıkışabilirlik katsayısının farklı rölatif sıklık değerlerinde artışı görülmektedir.

Seed vd. (1976) BSBO'nun 0,9 olduğu durumda hacimsel sıkışabilirlik katsayısının (m_v) gevşek kuumlarda beş-on kat arttığını; sıkı kuumlarda bu artışın üç kat olduğunu belirtmişlerdir.

Aynı araştırmacılar BSBO ile ilgili uygulamalarda bu bilgileri kullanabilmek için hacimsel sıkışabilirlik katsayısının belirlenmesine yönelik analitik bir yaklaşım geliştirmişlerdir:

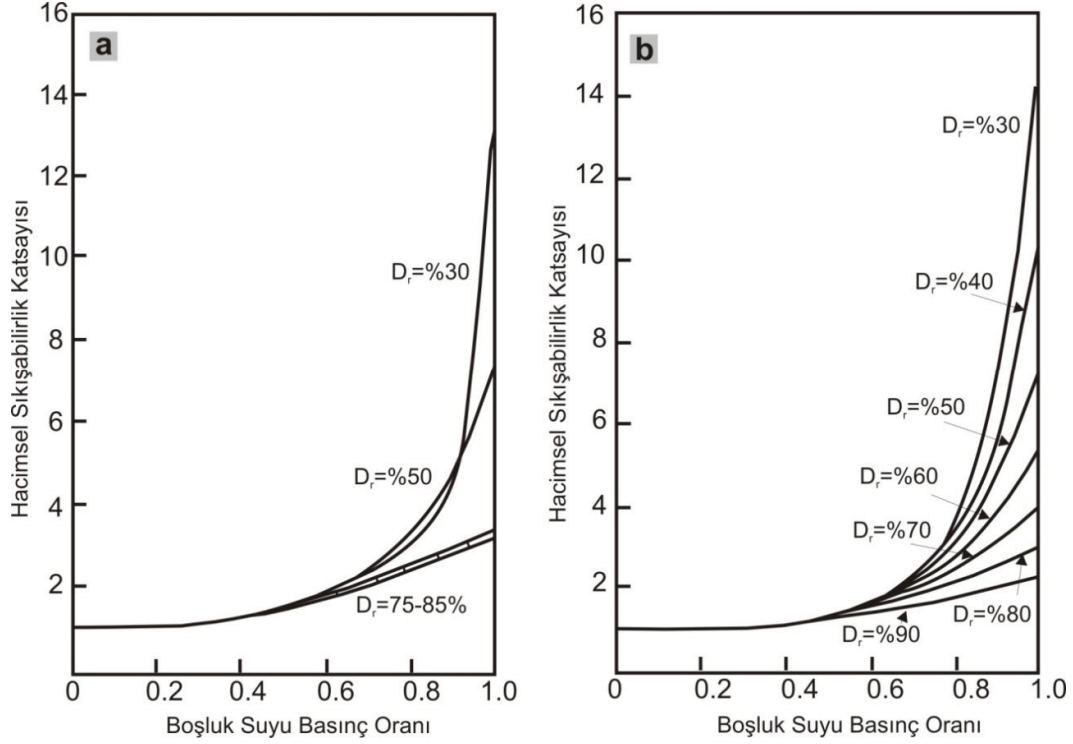
$$\frac{m_v}{m_{v0}} = \frac{e^{Ax^B}}{1 + Ax^B + 0.5A^2x^{2B}}$$

Burada; x , boşluk suyu basınç oranı ($x = \Delta u / \sigma_{3c}$), A ve B ifadeleri ise aşağıda tanımlanan eşitliklerdir.

$$A = 5(1,5 - D_r)$$

$$B = 3(4)^{-D_r}$$

D_r ve m_{v0} ilksel rölatif sıklık ve ilksel hacimsel sıkılaştırma katsayısı değerleridir. Bu parametrelerin BSBO ile ilişkilendirilmesi ve geliştirilen modelde kullanılması ileriki kısımlarda ele alınmıştır.



Şekil 3.2.a. Suya doymun kumlarda boşluk suyu basınç oranının artmasına bağlı olarak ölçülen hacimsel sıkışabilirlik değerleri (Lee ve Albaisa 1974), b. Boşluk suyu basınç oranı ile hacimsel sıkışabilirlik arasındaki teorik ilişkiler (Seed vd. 1976)

Diğer taraftan Lee ve Albaisa (1974) kumların tekrarlı yükler altında ilksel sıvılaşma durumundaki davranışlarını değerlendirmişlerdir. Yapmış oldukları çalışmada BSBO'nun 1,0 olduğu durum sonrasında örnekler üzerinde tekrarlı yük uygulamalarına devam etmişlerdir. Sıvılaşma sonrası kaydedilen hacimsel deformasyon değerlerinin ilksel sıvılaşma durumundaki değerlerden büyük olduğunu gözlemişlerdir. Araştırmacılar ayrıca hacimsel sıkışma katsayısının sabit bir değere ulaşmasında BSBO'nun çok daha yüksek değerlerde olacağını ifade etmişlerdir.

3.1.4 Devirsel gerilme yaklaşımı ve kumların sıvılaşma davranışı

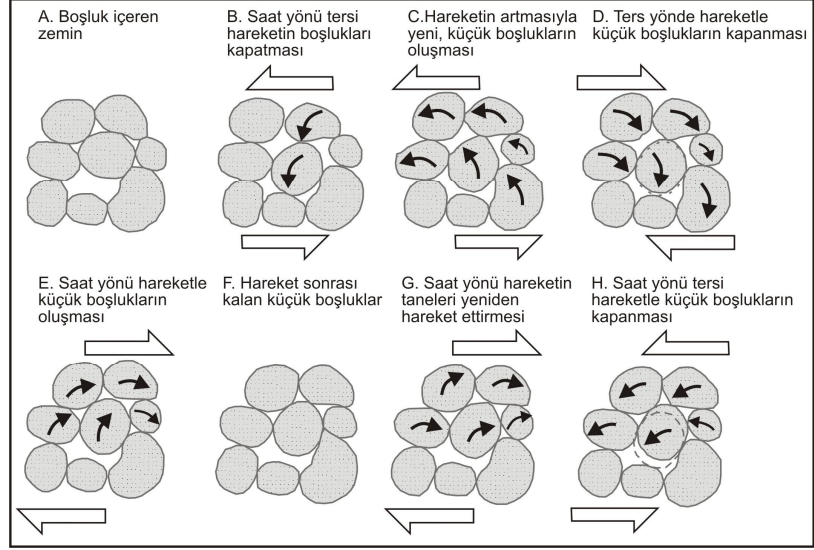
Deprem sırasında iri taneli doymun zeminlerde meydana gelen sıvılaşma olgusu jeoteknik deprem mühendisliğinin önemli problemlerinden biri olmuştur. 1964 Niigata

depremi sonrası birçok araştırmacı (Lee ve Seed 1967, Seed 1968, Seed ve Idriss 1971, Finn vd. 1971, Castro 1975, Youd 1975) kumlar üzerine yapılan araştırmalara odaklanmışlardır. Bu çalışmaların çoğu sıvılaşmayı tetiklemek için gerekli yükleme şartlarının değerlendirilmesine yönelik olmuştur (Hazırba 2005, Chang vd. 2007). Yükleme, devirsel kayma gerilmeleri cinsinden tanımlanmış ve sıvılaşma potansiyeli de depremden kaynaklanan kayma gerilmesi, devir sayısı ve genliğe dayalı olarak değerlendirilmiştir. Buradan da devirsel gerilme yaklaşımı olarak bilinen genel yaklaşım ortaya çıkmıştır.

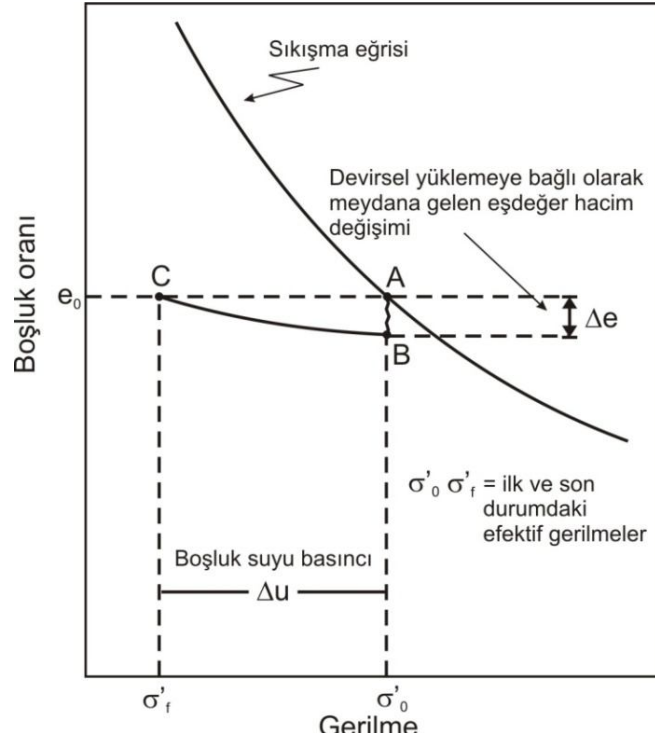
Doygun zeminlerin drenajsız koşullarda devirsel yüklenmesi sonucunda ABSB gelişmektedir. Gevşek kumlarda gelişen ABSB, efektif gerilmenin azalmasına neden olmaktadır. Etkitif gerilmenin sıfır olması durumunda sıvılaşma meydana gelmektedir (Seed 1979). Sıvılaşmanın alternatif bir diğer tanımı ise zeminin dayanımının azalmasıdır. Bu durum devirsel hareketlilik olarak tanımlanmaktadır. Gerek ilksel sıvılaşma ve gerekse devirsel hareketlilik, deprem sırasında önemli hasarlara neden olabilir.

Doygun zeminler içinde gelişen ABSB, deprem sırasında kayma dalgalarının neden olduğu deformasyonlar ile devirsel kayma gerilmelerine bağlı olarak oluşmaktadır. şekil 3.3'de devirsel yükleme süresince taneler arasında meydana gelen etkileşim görülmektedir. Eğer zemin drenajsız koşullar altında ise, devirsel yüklemenin taneler üzerinde meydana getirdiği kuvvet taneler arasındaki boşluk suyuna aktarılmaktadır. Böylelikle zeminde ABSB gelişmektedir. ABSB'nın gelişmesi efektif gerilmenin azalmasına neden olmaktadır.

şekil 3.4'de drenajsız koşullar altında A ve C noktalarındaki efektif gerilmenin azalmasına karşın A ve B noktalarında hacimsel bir azalım ve sıkılaşma eğilimi görülmektedir. Sıvılaşabilir zeminin kayma dayanımı, tanelerin temas noktalarındaki efektif gerilme ile orantılıdır. Deprem sırasında ABSB'nın gelişmesi, efektif gerilmelerin azalmasına ve zeminin dayanımını kaybetmesine neden olmaktadır.



Şekil 3.3 Devirsel yükleme sürecinde zemin taneleri arasında gelişen hareketler (Youd 1977, Hazırbaba 2005)



Şekil 3.4 Devirsel yükleme süresince aşırı boşluk suyu basıncı gelişiminin şematik gösterimi (Seed 1979)

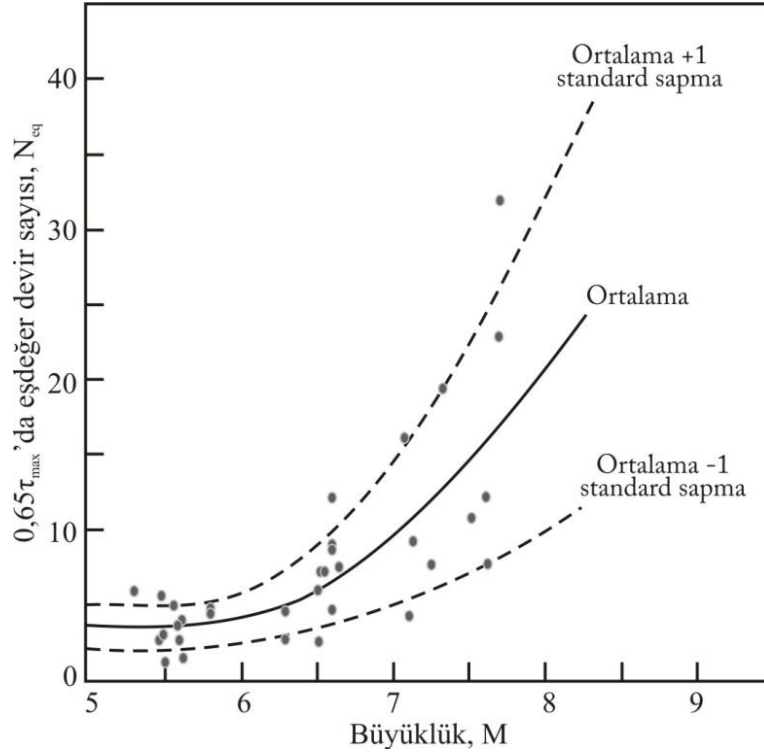
Dinamik yük altında meydana gelen sıvılaşma olgusuna sebep olan mekanizma yukarıda bahsedilen ABSB'nın gelişmesidir. ABSB ise deprem sırasındaki kayma deformasyonları ile kontrol edilmektedir (Dorby vd. 1982).

Sıvılaşmanın başlaması için gerekli ABSB'nın düzeyi deprem kaynaklı tekrarlı yükün genliği ve süresi ile ilişkilidir. Devirsel gerilme yaklaşımı ABSB'nın temel olarak devirsel gerilmelerle ilişkili olduğu varsayımına dayanmaktadır. Bu nedenle sismik yükleme devirsel kayma gerilmeleri cinsinden ifade edilmektedir. Yükleme ayrıntılı bir zemin tepki analizi ile veya basitleştirilmiş bir yaklaşım olmak üzere iki şekilde hesaplanabilmektedir.

Zemin tepki analizleri ile gerçek deprem hareketlerine ait düzensiz kayma gerilmesi-zaman kayıtları elde edilebilmektedir. Ancak, sıvılaşma dirençlerinin hesaplandığı (dinamik üç eksenli ve kayma deneylerinden) laboratuvar verileri çoğunlukla devirsel kayma gerilmesi genliklerinin üniform olduğu deneylerden elde edilmektedir. Bu nedenle, deprem kaynaklı yükleme ile laboratuvar da belirlenen sıvılaşma direncinin karşılaştırılabilmesi için kayma gerilmesinin zamana bağlı düzensiz değişiminin, üniform kayma devirlerinin eşdeğer dizilerine dönüştürülmesi gereklidir.

Seed vd. (1976) aşırı boşluk suyu basıncının düzensiz kaydındaki eşdeğer bir artış oluşturacak üniform gerilme devir sayısı N_{eq} 'i (pik devirsel kayma gerilmesinin %65 genliğinde, $\tau_{dev}=0,65\tau_{max}$) tanımlamada, kaydedilmiş kuvvetli yer hareketine ait bir dizi kayma gerilmesi kaydına bir ağırlık prosedürü uygulamıştır. Söz konusu %65'lik ağırlık prosedürü analizlerde yaygın olarak kullanılmaktadır (Kramer 1996). Üniform gerilme devir sayısı her durumda deprem büyüklüğü ile birlikte artmaktadır (Şekil 3.5).

Depremler üzerine kazanılan tecrübeler, deprem büyüklüğünden yaklaşık olarak depremin eşdeğer çevrim sayısının belirlenmesini mümkün kılmaktadır. Çizelge 3.5'de farklı deprem büyüklüklerine karşın eşdeğer üniform gerilme devir sayıları ve depremin yaklaşık sarsıntı süreleri arasındaki ilişki verilmiştir (Seed vd. 1976).



Şekil 3.5 Farklı büyüklüklerdeki depremler için eşdeğer devir sayıları (Seed vd. 1976)

Çizelge 3.5 Deprem büyüklüğü-eşdeğer üniform gerilme devir sayısı ve sarsıntı süresi arasındaki ilişkiler (Seed vd. 1976)

Deprem Büyüklüğü	N_{eq}	Sarsıntı süresi (sn)
5,5 – 6,0	5	8
6,5	8	14
7,0	12	20
7,5	20	40
8,0	30	60

3.2 Yöntem

Sıvılaşmaya duyarlı doymun kohezyonsuz zeminlerin iyileştirilmesinde kullanılan taş kolonların optimum çap ve mesafelerin belirlenmesinde tercih edilen esas yöntem sonlu elemanlar yöntemidir. Bunun için önce zemini tanımlayan bir model oluşturulur. Modelde zemin ve depreme ait girdi parametreleri tayin edilerek gerekli ön

hesaplamalar (efektif gerilme, ilksel aşırı boşluk suyu basıncı, deprem çevrim oranı vb.) yapılır. Drenajsız koşullarda deprem çevrim oranı ile BSBO arasındaki yaklaşımdan yararlanılarak, her bir düğüm noktasında BSBO belirlenir.

Dren ve taş kolonların bulunmadığı durumda (drenajsız koşullarda) deprem sırasında gelişen ABSB'nın efektif gerilmeye eşit ($r_u = u/\sigma_o' = 1$) olması, diğer bir değişle BSBO'nun 1,0 değerine eşit olması, zeminin uygulanan deprem yükü altında sıvılaşmaya uğraması anlamına gelir. Bu kontrol yapıldıktan sonra model içine taş kolonlar yerleştirilerek drenajlı koşullarda analizler tekrarlanır. Taş kolonlar yüksek geçirgenliklerinden dolayı deprem sırasında gelişen ABSB'nı söndürür.

Deprem yüklerinin uygulanması sırasında taş kolonların çap ve mesafelerinin (sınır koşullarının) değiştirilmesi suretiyle, BSBO'nun belli bir eşik değeri altına düşürülmesi ($r_g \leq 0,6$) hedeflenir. Bu işlemlere ait ayrıntılı tanımlamalar aşağıda altbölümler halinde verilmiştir.

3.2.1 Taş kolon yöntemi

Zemin davranışını ve geoteknik tehlikeleri anlamada son 75 yılda sağlanan gelişmelerle çok sayıda zemin iyileştirme tekniği geliştirilmiş ve bu tekniklerin kullanılabilirliği kontrol edilmiştir. Sismik tehlikeleri tespit etmede ve bunları kontrol eden faktörleri anlamada kaydedilen gelişmeler, bu tekniklerin sismik tehlikelerin azaltılması uygulamalarına zemin hazırlamıştır.

Zemin iyileştirme tekniğindeki gelişmeler genellikle müteahhitlerin veya mühendislerin hayal gücünden ve girişimlerinden doğmuştur. Araştırmalar ve açıklayıcı "teoriler" öncülük etmek yerine arkadan gelmiştir. Yaygın olarak kullanılan tekniklerin çoğu için, zemin problemlerinde göstermiş oldukları performansı ispat edici teoriler henüz geliştirilmemiştir. Böyle durumlarda teori dolaylı veya ampirik kanıtlara dayanmaktadır.

Sismik tehlikelerin azaltılmasında çok sayıda zemin iyileştirme tekniği bulunmaktadır. Bu yöntemlerin maliyetleri son derece değişken olup kullanma şartları yapıların ve tesislerin karakterinden ve uzaklığından etkilenmektedir. Zeminin mühendislik özelliklerini iyileştirme mekanizmasına dayalı olarak bu teknikler; (1) sıvılaşma potansiyeli olan zeminin kazılması veya yerdeğiştirilmesi, (2) zemin sıkılaştırılması ile mukavemet parametrelerinin arttırılması, (3) ABSB'nin taş kolon veya şerit drenaj ile drenajı, (4) çimento ve diğer bağlayıcılarla zeminde mukavim kolonlar oluşturulması (Jet Grouting, Deep Mixing), (5) çakma ve fore kazıklı temeller (6) yer altı su seviyesinin düşürülmesidir (Özsoy ve Durgunoğlu 2003). Ancak, zemin iyileştirme tekniklerinin tamamı tek bir katagoriye düşecek nitelikte değildir (Kramer 1996). Özellikle sıvılaşmaya karşı bir zemin iyileştirme yöntemi olarak kullanılan vibro sistemler ile zeminin sıklığı (yoğunluğu) arttırılmakta ve ayrıca oluşturulan taş kolonların ABSB'nin kontrol edilebilmesi için drenaja izin vermesi nedeniyle, sıvılaşan zeminler iyileştirilmektedir. Böylelikle, dinamik yükler altında gelişen ABSB azalmakta ve ABSB'nin sönümlenmesiyle birlikte, BSBO ($r_u = u_g / \sigma'_v$) düşük seviyede tutulabilmektedir.

Taş kolon uygulamaları sadece sıvılaşabilir kumlu zeminlerde uygulanmamaktadır. Özellikle zeminin taşıma gücünü arttırması ve sahip oldukları dayanım ile farklı zeminlerde de uygulanmaktadır. Ancak taş kolonlar sahip oldukları sınırlı rijitlikleri nedeniyle statik ve deprem yükleri altında özellikle zayıf killi ve siltli zeminlerde düşük yanal zemin direnci ile kolayca deforme olabilmektedir. Böylece üst yapıda arzu edilmeyen düşey toplam ve farklı deplasmanların oluşmasına neden olabilmektedir. Yapılan bu çalışmada taş kolonların drenaj ve sıklık etkisi dikkate alınarak, sıvılaşabilir kumlu (ince tane oranı < %15 olan) zeminlerde gelişen ABSB ve ABSB'nin bu sistemler ile sönümlenmesi araştırılmıştır. Jetgrout yöntemi gibi siltli ve killi zeminlerde uygulanan ve yüksek modüllü rijit kolonların oluşturulduğu zemin iyileştirme teknikleri bu çalışmanın kapsamı dışındadır.

Taş kolon yöntemi ile problemlili gevşek zeminlerin iyileştirilmesi birçok ülkede uzun zamandır kullanılmasına rağmen, ülkemizde sınırlı sayıda projede uygulanmıştır. Taş kolonların inşası vibro-kompaksiyon ve/veya vibro-yerdeğiştirme yöntemine benzer bir

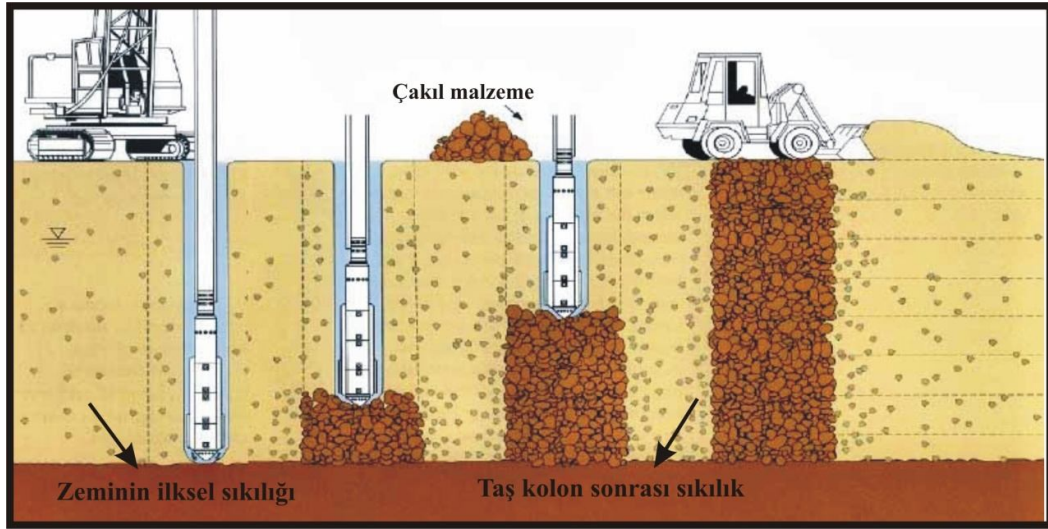
uygulama ile inşa edilmektedir. Eğer inşa sırasında sudan yararlanılıyorsa bu vibroyerdeğiştirme (ıslak yöntem) olarak adlandırılır. Vibroyerdeğiştirme yönteminde titreşimle birlikte basınçlı su jeti yardımı ile delginin (prob) zemin içinde ilerlemesi sağlanır. Kuru yöntemde ise kısmen suya doygun zeminlerde su kullanılmadan zemine hava verilerek probun zeminde ilerlemesi sağlanmaktadır (Anonymous 2004) .

Taş kolon yönteminde su ve/veya hava jetleri delginin (prob) kendi ağırlığı ve titreşim enerjisi ile probun istenilen kolon derinliğine ulaşmasıyla başlar. Bu işlemden sonra yaklaşık 1 metre aralıklarla yukarıya doğru çekilir. Her 1 m'lik seviyede taş kolonların çapı genişletilinceye kadar oluşan boşluk kum ve/veya çakıl ile doldurulur. Bu işlem taş kolon oluşturuluncaya kadar tekrarlanır. Sonuçta zeminde meydana gelen sıkılaşma derecesi zeminin cinsine, ince tane miktarına, vibratör şekline, taş kolonun geometrisine, taş kolonun etki alanına ve kolonlar arası mesafeye bağılıdır.

Malzemenin zemin içinde sıkılaştırılması vibratörler vasıtasıyla gerçekleştirilir. Vibratörler aynı zamanda kolonların etrafındaki zeminin sıkılaşmasını sağlar. Vibratörün etki mesafesine bağılı olarak zeminde oluşturduğu sıkılaştırma dağılımı şematik olarak Şekil 3.6'da gösterilmiştir (Anonymous 2004).

Taş kolonların inşası için kullanılan vibratörlerin çapı yaklaşık 0,3 ile 0,45 m arasında, vibratörün uzunlukları da yaklaşık 3 ile 5 m arasında değişmektedir. Titreşimler vibratörde oluşur ve şafta bağılı olarak dönen ekzantrik milinden yayılır. Motor genellikle elektrikli veya hidrolik güç ile çalışır. Bu sistemde su jetleri ayarlanarak vibrator tasarlanan derinliklere ulaştırılır. Vibratörler 165 ve daha yüksek beygir gücüne, 20 ton üzerinde santrifüj kuvvetine ve dakikada 1200 - 3000 arası devir sayısına sahiptirler. Bu sistemlerde çalışma derinliği 35 m'ye kadar inebilmektedir. Ancak, tipik iyileştirme derinlikleri 9 ile 15 m arasındadır. Taş kolonlar farklı sistemlerle değişik çap ve etki mesafelerinde uygulanabilmektedir. Taş kolonların oluşturulmasına yönelik sistemlere aşağıda kısaca değinilmiştir.

Vibro-Kompaksiyon (VC): Genellikle ince tane oranı az ($\text{İTO} < \% 15$) kohezyonsuz zeminlerin iyileştirilmesinde bu yöntemden yararlanılmaktadır. Yöntemde titreşim sağlayan delgilerin kullanılması ile zeminin sıkılığı arttırılmaktadır. Bu yöntemle zeminin sıkılığı genellikle %85-90 düzeyine çıkarılabilmektedir. Prob kolonun başlayacağı seviyeye indirildikten sonra sıkıştırma işlemi başlar. Zeminde meydana gelen sıkılaşıma bağlı olarak yüzeyden kum ve/veya çakıl malzeme eklenir. Tipik olarak taş kolonlar 9-15 m uzunluğunda ve yaklaşık 100 cm çapında, zemin durumuna ve donanımına bağlı olarak yapılabilmektedir. Üstyapı proje koşullarına bağlı olarak yaklaşık 100 cm çapındaki kolonlar kare ve üçgen yerleşim planına göre yapılmaktadır. Merkezden merkeze olan açıklık genellikle 1,5 ile 3,6 metre arasındadır.



Şekil 3.6 Vibro sistemlerle inşa edilen taş kolonların zeminde yarattığı sıkılaştırma etkisi (Anonymous 2004)

Taş kolonların oluşturulmasında kullanılan malzemenin boyutları 10-50 mm arasında değişir. İnce tane oranı yüksek olan kumlu zeminlerde bu yöntem kullanılmamaktadır. Burada, dolgu malzemesi olarak kum kullanılmaktadır. Sıvılaştırılabilir zeminler ile aratabakalı kohezyonlu zeminlerde ise vibro-yerdeğiştirme yöntemi kullanılır. Çünkü, kullanılan çakıllı malzemeler vibratörün titreşim gücünü daha iyi iletir. Böylece sıkılaştırmanın derecesi artar.

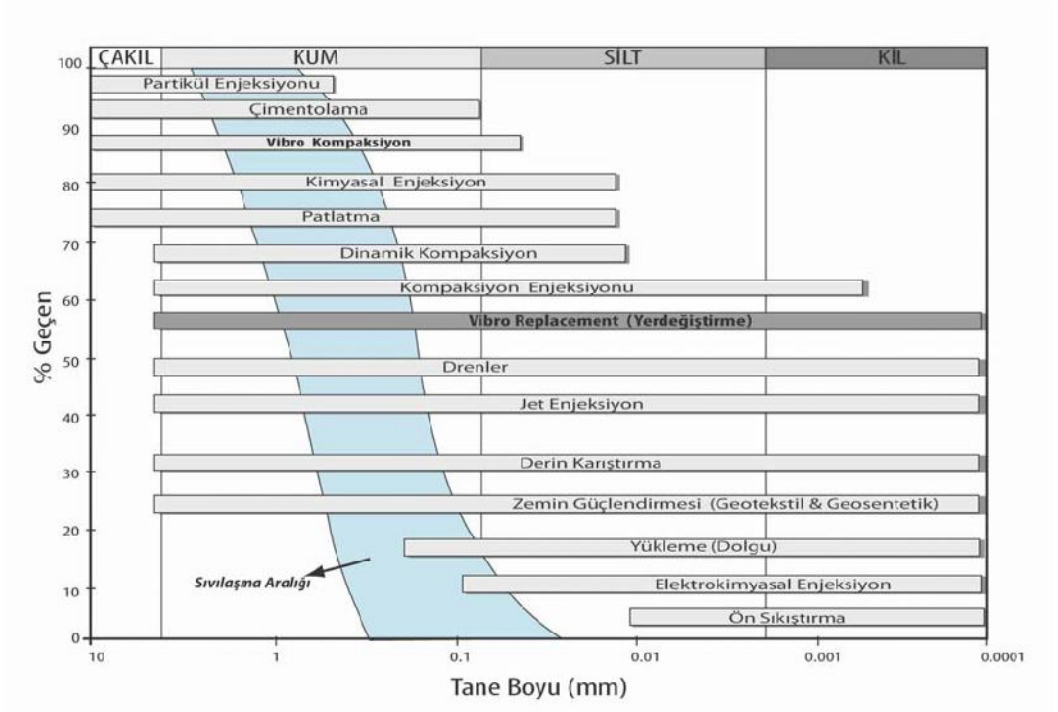
Taş kolonların inşasından sonra SPT, CPT, presiyometre, kesme dalgası hızı gibi arazi deneyleri ile zeminde arzu edilen (sıkılaştırma/yoğunlaştırma) iyileştirilmenin yapıp yapılmadığı kontrol edilir.

Vibro-Yerdeğiştirme (VR): Derin titreşim yöntemleri ile iyileştirilecek zeminin tane boyu dağılım aralığı bu sistem ile genişletilmiştir. Bu sistemde vibro-kompaksiyona benzer titreşim sağlayan delgi kullanılır. Delgi zeminde ilerlerken yüzeyden eklenecek çakıl malzemenin radyal olarak zeminde yerdeğiştirmesi sağlanır. İnce tane oranı yüksek olan zeminde yerdeğiştirme yapılamamaktadır. İnce malzeme su jeti yardımıyla zeminden uzaklaştırılır. Şekil 3.7’de iyileştirme yöntemlerinin tane boyuna göre uygulanabilirliği görülmektedir. Şekilde vibro–yerdeğiştirme yönteminin daha geniş tane boyu aralığında kullanılmasının sebebi, bu yöntemde kullanılan çakılların, sıkılaştırma derecesini özellikle ince tane oranı yüksek kumlarda ve siltli kumlarda arttırmasıdır. Bu yöntemler kullanılarak inşa edilen taş kolonların diğer bir yararı, geniş bir drenaj kabiliyeti sunması ve çevre zemindeki devirsel kayma gerilmesini azaltmasıdır. Taş kolon yapımı ile daha ayrıntılı bilgilere Barksdale ve Bachus 1983, Greenwood ve Kirsch 1983, USACE 1999 ve Elias vd. 2000 gibi kaynaklarından ulaşılabilir.

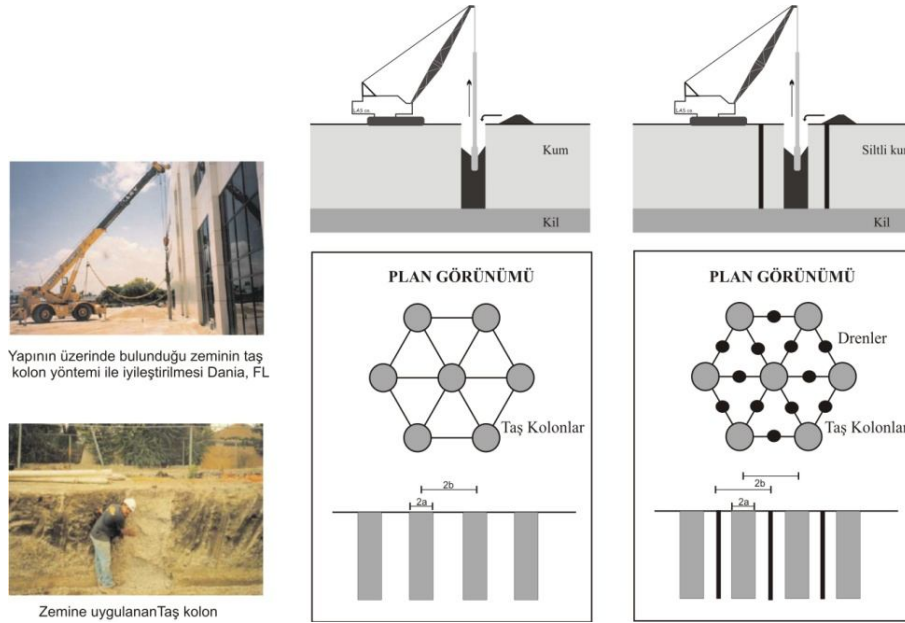
Son zamanlarda yapılan uygulamalar, vibro taş kolon tekniği ile birlikte kullanılan destek dren sistemleri ile (wick drenler) ince tane miktarı % 15’den fazla olan siltli kumlarda da zeminin arzu edilen drenaj kapasitesine ulaşabileceğini ortaya koymuştur. Bu destek dren sistemleri taş kolonların inşası süresince ABSB gelişimini azaltıcı yönde yardım etmektedir (Shenthan vd. 2004). Yaklaşık 10-15 cm çaplara sahip bu dren sistemleri özellikle Amerika Birleşik Devletleri’nde yaygın olarak taş kolonlarla birlikte kullanılmaya başlamıştır (Şekil 3.8).

Prefabrik olarak zemine uygulanan bu sistemlerin merkezden merkeze mesafeleri zeminin geçirimsizliğine bağlı olarak 1-2 m arasında üçgen yerleşim planına göre inşa edilmektedir. Maliyet açısından taş kolonlara oranla daha düşüktürler. Ayrıca, söz konusu dren sistemleri 1 m’lik çapa sahip taş kolonların drenaj özelliğinin 10 katını

karşılayabilmektedir. Ancak, büyük ölçekte suni patlatma deneyleri dışında bir sismik aktivitede performansları değerlendirilememiştir (Rollins vd. 2004).



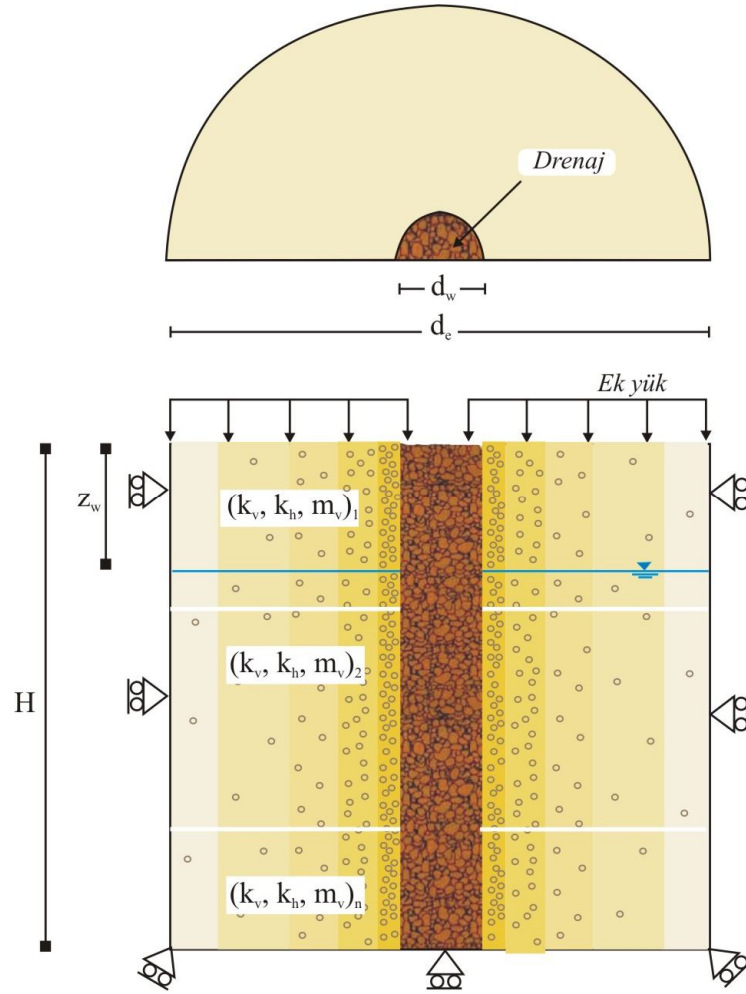
Şekil 3.7 İyileştirme yöntemlerinin tane boyuna göre uygulanabilirliği (USACE 1999)



Şekil 3.8 Vibro-taş kolon tekniği (tek başına ve/veya filtrelili PVC dren sistemleri ile birlikte kullanım) (Shenthan 2004, Anonymous 2004)

3.2.2 Yöntemde taş kolon sınır koşullarının tanımlanması

Şekil 3.9'da sıvılaştırılabilir zemin üzerine inşa edilmiş taş kolonun tipik şekli gösterilmiştir. Modelde zemin profili, H derinliği boyunca farklı zemin özelliklerine sahip zemin katmanları ile tanımlanır. Z_w su tablasının yüzeyden itibaren derinliğini gösterir. d_c taş kolonun radyal etki çapını tanımlar. Bu değer kolonlar arası mesafeye yaklaşık olarak eşittir.



Şekil 3.9 Taş kolon sistemine ait fiziksel model ve sınır koşulları

Modelde taş kolonun zemin profilini tamamen katettiği ($z=H$) ve taş kolonun her iki kesimi için simetrik koşulların sağlandığı görülmektedir. Taş kolonlar deprem sırasında

gelişen ABSB'nı azaltmak için kullanılmaktadır. Taş kolonun derinliği ile sınırlı olan alt yüzey ve dış düşey sınırlar kolonların sınır koşulları olarak tanımlanmıştır. Bu sınır koşullarında ABSB sıfırdır. Zemin içindeki taş kolonlar çevresindeki sıvılaştırılabilir zemine göre daha yüksek geçirgenliğe sahiptir. Dolayısıyla, taş kolon içinde ve yüzey sınır koşullarında ABSB sıfırdır.

Yüzey sınır koşulları ($z=0$) programda iki farklı koşul ile sağlanmaktadır:

- 1) Yüzeyin drenaja açık olması: Bu durumda sıvılaşmanın meydana gelmemesi için ABSB değerinin yüzey koşullarında depremin tüm zaman adımlarında sıfır değerine sahip olması gerekir.
- 2) Yüzeyin drenaja açık olmaması durumu: ABSB değeri drenajın sınırından sonra, yüzeydeki ek yükün değerine kadar artabilir. ABSB'nın yüzeydeki yük değerine eşit olması durumunda yüzey sınır şartları yine sıfır değerine eşit olacaktır. Böylelikle, taş kolonların üst yüzeyindeki düğüm noktalarında her zaman ABSB değeri sıfırdır.

3.2.3 Sonlu elemanlar yöntemi

Mühendislik çalışmaları sırasında stabilite problemleri ile sıkça karşı karşıya kalınmaktadır. Bu tür problemlerde çözüm yolu olarak ampirik yaklaşımların yanı sıra sayısal (nümerik) yöntemler de kullanılmaktadır.

Nümerik yöntemlerle yapılan modelleme çalışmaları son yıllarda hızlı bir gelişim göstermiş ve mühendislik çalışmalarında geniş uygulama alanı bulmuştur. Nümerik yöntemler diferansiyel ve integral yöntemler olarak iki ana grupta incelenmesine karşın bu yöntemlerin yanı sıra hibrid (melez) ve ayrı eleman (Distinct Element Method) metotları da kullanılmaktadır. Bu yöntemlerden günümüzde özellikle mühendislik alanında en çok kullanılan yöntem diferansiyel yöntem grubunda olan "Sonlu Elemanlar" analiz yöntemidir. Sonlu elemanlar yöntemi fizik ve mühendislikte karşılaşılan birçok problemin çözümünde kullanılan en yaygın ve etkin sayısal

yöntemlerden biridir. Yöntemin tercih sebebi, değişik yük koşullarında anizotrop özellik gösteren formasyonlarda analiz yapıldığında gerçeğe yakın gerilme ve deformasyon değerlerinin elde edilebilmesidir.

Sonlu elemanlar yönteminin tarihine ve yöntemde kullanılan çözüm adımlarına bakılacak olursa; analitik olarak çözülemeyen elemanların, parçalara ayrılarak çözülebileceği ortaya çıkmıştır. Sonlu elemanlar ismi buradan gelmektedir. Sonlu elemanlar ile yapılan analizlerde değişik şekil, malzeme ve yük koşullarında analiz yapmak mümkündür. Özellikle analitik çözümleri sağlanamayan, karmaşık yükleme, geometri ve malzeme özelliklerini içeren problemlerde sonlu elemanlar yöntemi yararlı bir yaklaşım biçimidir (Bathe 2004, Chandrupala ve Belegundu 1997). Sonlu elemanlar metodunda yapı, davranışı daha önce belirlenmiş olan birçok elemana bölünür. Elemanlar arasındaki ortak noktalar düğüm noktası veya nod adı verilen noktalarla tanımlanır. Sonlu elemanlar ağı içerisindeki herhangi bir düğüm noktasındaki sıcaklık, basınç, gerilme, deformasyon veya hız gibi değişkenlerin değeri bilinmediğinden, bu bilinmeyen değerlerin matematiksel ilişkilerle yaklaşık olarak çözülebileceği düşünülmüştür. Bu matematiksel ilişkiler değişkenlerin düğüm noktalarındaki değerleri cinsinden tanımlanır. Genel denge denkleminin yazıldığı ve bu denklem üzerinde bir düzenleme yapıldığı zaman, bilinmeyenleri değişkenlerin düğüm noktalarındaki değerler olan ve ortak çözümleme ile denge denklemini tanımlayan yeni denklemler ortaya çıkar. Gerilme analizinde bu denklemler düğüm noktalarını tanımlayan denge denklemleridir. İncelenen probleme bağlı olarak, düğüm noktaları ile tanımlı her elemanda bu şekilde yüzlerce hatta binlerce denklem takımı elde edilir (Zienkiewicz ve Taylor 2000). Çoğunlukla matris denklemleri şeklinde olan bu denklemlerin çözülmesi ile değişkenlerin düğüm noktalarındaki değerleri elde edilir. Bu denklem takımının çözümü ise bilgisayar kullanımını zorunlu kılar.

Sonlu elemanlar metodunu matematikçilerden daha çok mühendisler geliştirmiş ve günümüzde hemen hemen tüm mühendislik bilimlerinde uygulama alanı bulmuştur. Metot ilk olarak gerilme analizi problemlerine uygulanmıştır. Tüm bu uygulamalarda bir büyüklük alanının hesaplanması istenir. Gerilme analizinde bu değer deformasyon

alanı veya gerilme alanı, ısı analizinde sıcaklık alanı veya ısı akışı, akışkan problemlerinde ise akım fonksiyonu veya hız potansiyel fonksiyonudur.

Bugün sonlu elemanlar yöntemi köprü, bina, tünel, baraj, şev gibi her türlü geoteknik çalışmalarda, uçak ve otomotiv sektöründe gerilme ve deformasyon analizlerinde kullanılmaktadır. Bunlar dışında sonlu elemanlar yönteminin kullanım alanlarının bir kısmı liste halinde aşağıda verilmiştir.

- a) Yapısal/gerilme analizleri
- b) Akışkanlar
- c) Isı transferi
- d) Elektro-manyetik alanlar
- e) Zemin-kaya mekaniği
- f) Mühendislik bilimleri
- g) Biyomekanik
- h) Metal biçimlendirme
- i) Akustik

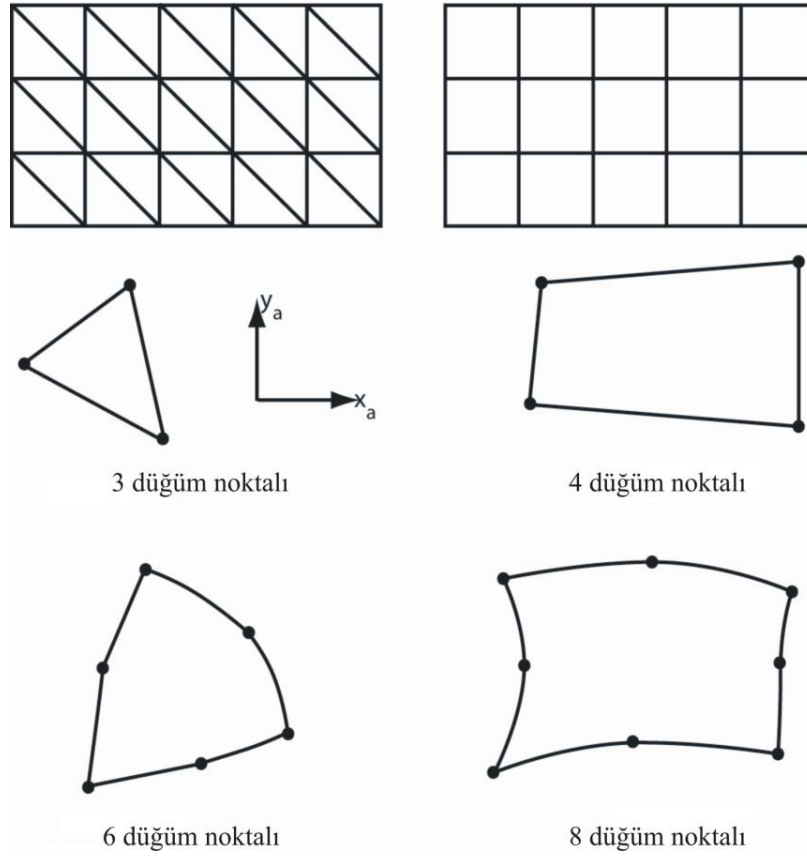
Aşağıda sonlu elemanlar yöntemine ait çözüm adımları ayrıntılı olarak tanımlanmıştır.

A) Elemanlara ayırma: Sonlu elemanlar metodunda ilk uygulama adımı, yapının veya çalışmak istenilen alanın sonlu sayıda küçük elemanlara bölünmesidir. Buradaki amaç bir diferansiyel denklemin çözümünü basitleştirmektir.

Sonlu elemanlara ayırma veya ağ üretme işlemi geniş uygulama alanları için kullanılmaktadır. Ancak, esas kullanım alanı sonlu elemanlar yöntemi içerisinde kullanılmasıdır. Basit geometriler (yapılar) veya az sayıda elemanlar için işlemler matrisle tanımlanıp sayısal olarak elle yapılabilir. Fakat, eleman sayısının azlığı sonuçların hassasiyetini etkiler. Diğer taraftan, karmaşık geometriler veya çok sayıda elemanlar için bu işlemlerin elle çözülmesi imkânsız hale gelmektedir. Bugün birçok problemde binlerce eleman kullanılmaktadır. Bu işlemlerin çözümü ise bilgisayarlar tarafından yapılmaktadır. Örnek olarak bir mühendislik yapısının elemanlara

ayrılmasında yaklaşık olarak 500.000 eleman kullanılması çok normal bir durum sayılabilir.

Sonlu elemanlar metodunda incelenecek geometri veya yapı uygun parçalara ayrılmalıdır. Genellikle iki boyutlu problemler için üçgen veya dörtgen şekilli elemanlar kullanılır (Potts ve Zdravkovic 1999). Bu belirli geometriler üzerindeki anahtar noktalar düğüm noktası veya nod olarak isimlendirilir. Bu noktalar genellikle elemanın köşe noktalarıdır. Bu sistem içerisinde elemanlar birbirlerine kenarlarından ve düğüm noktalarından bağlıdır (Şekil 3.10).



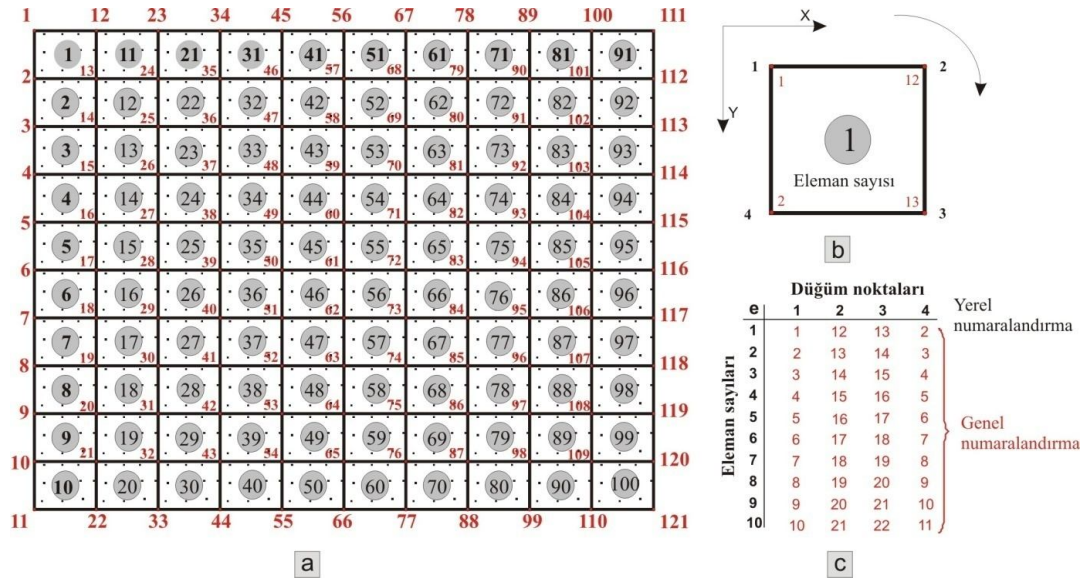
Şekil 3.10 Tipik iki boyutlu sonlu elemanlar

Sonlu elemanlar ağı içerisinde elemanlar ve nod (düğüm noktası) değerleri sistematik biçimde numaralandırılmalıdır. Ayrıca sonlu elemanlar ağı içerisinde elemanın yerinin

tanımlanabilmesi ve programda tanımlı değişkenlerin ağ içerisinde bilgi alışverişinin sağlanması için eleman bağlantı listesi kullanılmalıdır. Bu liste eleman içerisindeki düğüm noktalarını içerir.

Yapılan bu çalışmada dörtgen şekilli elemanlardan oluşan sonlu elemanlar ağı modeli kullanılmıştır. Bu model içerisinde elemanların sayısı, düğüm noktaları ve bu noktalar arasındaki mesafeler program içerisinde girdi parametresi olarak tanımlanmıştır.

Şekil 3.11.a'da programda oluşturulmuş örnek bir sonlu elemanlar ağı görülmektedir. Sonlu elemanlar ağı içerisinde her eleman 4 adet düğüm noktası ile tanımlıdır. Örnek olarak verilen Şekil 3.11.a'da toplam 100 adet dörtgen eleman bulunmaktadır.



Şekil 3.11.a. Dörtgen şekilli elemanlardan oluşan sonlu elemanlar ağı, b. eleman ve düğüm noktası numaralandırma, c. ilk 10 eleman için düğüm noktalarının yerel ve genel numaralandırma listesi

Elemanların numaraları yukarıdan aşağıya doğru artar. Her eleman dörtgen şekilli olduğundan köşegen noktalarında tanımlı toplam 4 adet düğüm noktası vardır. Düğüm noktaları yerel sınıflama içerisinde saat yönüne bağlı olarak artmaktadır. Söz konusu düğüm noktaları 1, 2, 3 ve 4 numaraları ile temsil edilir (Şekil 3.11.b).

Eleman ağı içerisinde tanımlı düğüm noktaları ortak noktalar olduğundan ve aynı zamanda elemanların ağı içerisinde lokasyonlarının tanımlanabilmesi için eleman bağlantı listesine gerek duyulur.

Bu liste, elemanları tanımlayan düğüm noktalarının genel numaralandırılmasını içerir. Örnek olarak 1. elemanın 4. düğüm noktası ile 2. elemanın 1. düğüm noktası ortak noktadır ve genel numaralandırma içerisinde değeri 2'dir. Diğer taraftan 1 numaralı elemanın bu ağı içerisindeki bağlantı listesi 1, 12, 13 ve 2 numaralarından oluşur (Şekil 3.11.c).

B. Yaklaşım modeli (Şekil fonksiyonu): Sonlu elemanlar yönteminde üçgen veya dörtgen şekilli elemanlar tanımlandıktan sonra bu elemanların köşelerinde bulunan düğüm noktalarının yardımı ile herhangi bir sürekli fonksiyon için polinom eşitliklerinden faydalanarak bu fonksiyona yaklaşım sağlanır.

Bu yaklaşım bir üçgen eleman için Şekil 3.12'de gösterilmiştir. Üçgenin köşe noktalarında toplam üç düğüm noktası mevcut olup, komşu elemanlara bu düğümler vasıtasıyla bağlanır. Üçgen eleman için bilinmeyen değerler polinom (yerdeğiştirme) denklemleri ile tanımlanır ve polinom denkleminin kuvveti eleman içindeki düğüm noktalarının sayısına bağlıdır. Eleman içindeki bilinmeyen değerler aşağıdaki gibi bir polinom eşitliğinde verilir:

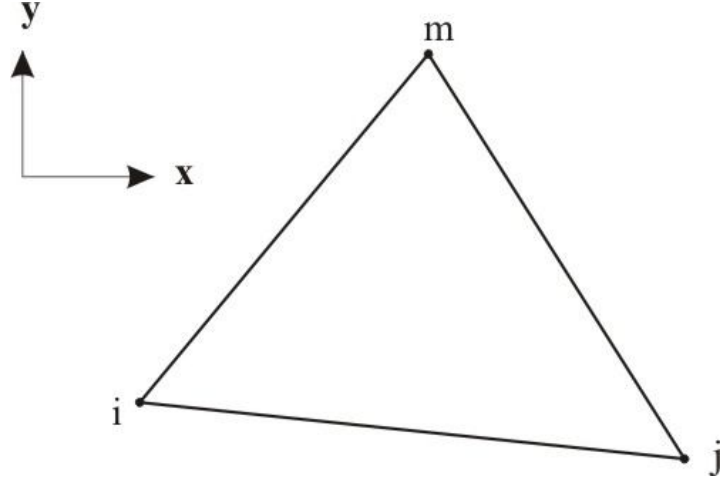
$$\emptyset(x, y) = a_1 + a_2x + a_3y \quad (3.1)$$

Bu eşitlik içerisinde tanımlı a_1 , a_2 ve a_3 sabit katsayı değerleri düğüm noktalarının koordinatlarına bağlı olarak aşağıdaki şekilde yazılabilir:

$$\emptyset(x_i, y_i) = a_1 + a_2x_i + a_3y_i \quad (3.2)$$

$$\emptyset(x_j, y_j) = a_1 + a_2x_j + a_3y_j \quad (3.3)$$

$$\emptyset(x_m, y_m) = a_1 + a_2x_m + a_3y_m \quad (3.4)$$



Şekil 3.12 Üçgen eleman ve polinom yaklaşımı

Bu denklem sistemlerinin matris formu aşağıdaki (eşitlik 3.5) şekilde olacaktır. Yazılan bu matris formunda, a_1 , a_2 ve a_3 değerleri düğüm noktalarında tanımlı ϕ_i , ϕ_j ve ϕ_m terimleri içinde çözülür:

$$\begin{bmatrix} \phi_i \\ \phi_j \\ \phi_m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_m & y_m \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

$$\phi = \frac{1}{2\Delta} [(a_i + b_i x + c_i y)\phi_i + (a_j + b_j x + c_j y)\phi_j + (a_m + b_m x + c_m y)\phi_m] \quad (3.6)$$

Bu eşitlik içinde Δ , (ijm) üçgeninin alanını temsil eder. a_i , b_i ve c_i katsayıları ise aşağıdaki eşitliklerle tanımlanır:

$$a_i = x_j y_m - x_m y_j \quad (3.7)$$

$$b_i = y_j - y_m \quad (3.8)$$

$$c_i = x_m - x_j \quad (3.9)$$

Diğer indislere bağlı katsayılar (j ve m) sıra içerisinde permütasyon yapılarak elde edilir. Eşitlik 3.6'da verilen denklem daha basit olarak matris formunda düzenlenebilir:

$$\begin{bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \end{bmatrix} = \frac{1}{2\Delta} \begin{bmatrix} a_i & a_j & a_m \\ b_i & b_j & b_m \\ c_i & c_j & c_m \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_i \\ \phi_j \\ \phi_m \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

Burada;

$$2\Delta = \det \begin{bmatrix} 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_m & y_m \end{bmatrix} \text{ formuyla ifade edilir.} \quad (3.11)$$

$$[N_i \ N_j \ N_m] = \frac{1}{2\Delta} [1 \ x \ y] \begin{bmatrix} a_i & a_j & a_m \\ b_i & b_j & b_m \\ c_i & c_j & c_m \end{bmatrix} \quad (3.12)$$

Eşitlik 3.12'deki gibi bir tanımlama yapılırsa, N_i , N_j ve N_m değişkenleri şekil fonksiyon veya temel fonksiyon olarak isimlendirilir. Şekil fonksiyonu denklemini sadece elemanın koordinatlarına bağlıdır. Yukarıdaki 3.6 eşitliği standart eşitlik olarak aşağıdaki şekilde ifade edilir:

$$\begin{aligned} \phi &= N_i \phi_i + N_j \phi_j + N_m \phi_m \\ N_i &= \frac{a_i + b_i x + c_i y}{2\Delta} \end{aligned} \quad (3.13)$$

Burada bir elemandaki alan değeri elemanın düğüm noktalarında tanımlanan alan değeri ve şekil fonksiyonları cinsinden tanımlanmıştır. Hesaplanması gereken noktalardaki (ϕ_i , ϕ_j , ϕ_m) değerleri yukarıda tanımlı denklemlerin çözümünden elde edilir (Zienkiewicz ve Taylor 2000).

Yukarıda bahsedildiği gibi elemanın herhangi bir yerindeki koordinatı, düğüm noktası koordinatlarına bağlı olarak polinom (yerdeğiştirme) fonksiyonları cinsinden ifade edilir (Desai ve Abel 1972).

Şekil fonksiyonları eleman ve geometrik rijitlik matrislerinin türetilmesinde kullanılır. Eleman ve geometrik rijitlik matrisleri yapının toplam rijitlik matrisinin oluşturulması

için birleştirilir. Ancak, bu işlemlerin sağlıklı olarak yürütülebilmesi için, şekil fonksiyonunun seçimi önemli bir değerlendirmedir. Özellikle sonlu elemanlar paket programlarında programı kullanandan çoğu zaman gizlenir veya bu konudaki seçenekler çok az olabilir. Elemanın tipi ve bununla ilgili şekil fonksiyonunun sürekli birim deformasyon alanlarının yeniden oluşturulabilmesindeki ve dolayısıyla elde edilen sayısal sonuçların doğruluk derecesi üzerindeki etkileri büyüktür (Wood 2004).

C) Rijitlik matrisi: Eleman rijitlik matrisini hesaplayabilmek için yerdeğiştirme fonksiyonlarının oluşturulması gerekir. Daha sonra aşağıda genel ifadesi ile verilen rijitlik matrisi oluşturulur:

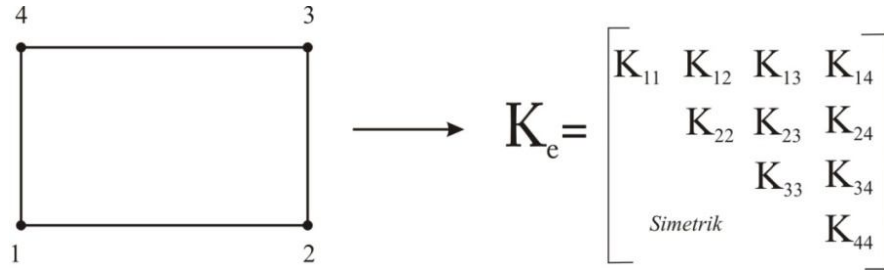
$$K = \sum_e^n \int [B]^{(e)T} [c]^e [B]^{(e)} dx dy \quad (3.14)$$

Burada; [C] malzeme özelliklerine bağlı matristir. [B] matrisindeki elemanlar yerel koordinat (x,y,z) eksenlerinin fonksiyonudurlar ve yerdeğiştirme matrisini ifade ederler (Bathe 2004).

Her eleman için elde edilen rijitlik matrislerinin oluşturulmasından sonra sonlu elemanlar ağına bağlı şekilde birleştirilerek genel rijitlik matrisi elde edilir. Bu birleştirme yöntemine ait detaylı bilgi aşağıda sunulmuştur. Sonlu elemanlar yönteminde bundan sonraki adım, elde edilen genel rijitlik matrisi yük vektörleri ve denge denklemleri sonlu elemanlar ağına bağlı olarak birleştirilmesi ve genel denge denklemlerinin elde edilmesidir.

Eşitlik 3.14'de verilen rijitlik matrisi formülünde ([C]) malzeme matrisi simetriktir. Dolayısıyla, genel rijitlik matrisi de simetrik özellikte olacaktır. Bu durum malzeme davranışının geniş bir aralığı için sağlanır ve lineer elastik malzeme davranışını içerir. Rijitlik matrisinin sıfırdan farklı terimleri elemanların serbestlik derecesindeki bağlantılarından ortaya çıkar. Her serbestlik derecesi sadece diğer serbestlik derecesinin en küçük numarasına eklenir. Böylece çok sayıda sıfırı içine alan genel rijitlik matrisi oluşur (Potts ve Zdravkovic 1999).

D) Genel rijitlik matrisinin oluşturulması: Bir eleman içerisindeki rijitlik matrisi terimi elemanın sahip olduğu serbestlik dereceleri arasındaki rölatif rijitliği ifade eder. Diğer taraftan, sonlu ağ içerisinde rijitlik matrisi terimi tüm ağ boyunca serbestlik dereceleri arasındaki rölatif rijitliği ifade eder. Bu sebepten dolayı, genel rijitlik matrisinin boyutu toplam serbestlik derecesinin miktarına bağlıdır. Dört düğüm noktasından oluşmuş bir eleman için rijitlik matrisinin formu ve serbestlik derecesi numaralaması Şekil 3.13’de gösterilmiştir.

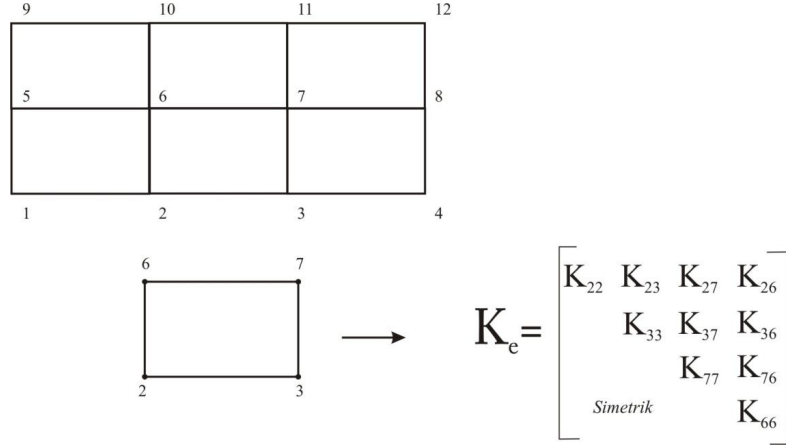


Şekil 3.13 Tek bir dörtgen elemana ait rijitlik matrisi

Eğer bu tek eleman sonlu elemanlar ağı içerisinde bir parçayı oluşturuyorsa, rijitlik matrisi Şekil 3.14’deki formu oluşturacaktır. Rijitlik matrisinin nümerik değerleri aynıdır. Fakat genel terimler içerisinde miktarı farklıdır. Örnek olarak, Şekil 3.13’de rijitlik matrisi terimi K_{11} serbestlik derecesinin 1 olduğunu ifade eder. Oysa Şekil 3.14’de aynı serbestlik derecesi genel serbestlik derecesi içerisinde 2 olarak görülmektedir. Bu yüzden, elemanın K_{22} ’nin genel değerine katkısı K_{11} ’e eşittir. Burada önemli bir not, eleman rijitlik matrisi içerisinde her kolon ve satır değeri elemanın serbestlik derecesini ifade etmesidir.

Genel serbestlik derecesi terimleri içerisinde açıklanan rijitlik matrisleri kullanılarak sistemin genel rijitlik matrisi oluşturulur. Şekil 3.15 iki elemandan oluşan basit bir sonlu elemanlar ağını ve serbestlik derecelerini göstermektedir. Bu şekilde basit bir ağ için sistemin genel rijitlik matrisinin nasıl oluşturulduğu açıklanmıştır. Burada not edilmesi gereken bir husus, serbestlik derecesi ve elemanların genel numaralandırılmaları

arasındaki farklılığa bağlı olarak terimlerin tekrar sıralanmalarıdır. Bununla birlikte, genel rijitlik matrisi içindeki terimler serbestlik derecelerini ifade eder.



Şekil 3.14 Genel serbestlik derecesi terimleri içerisinde eleman rijitlik matrisleri

Genel rijitlik matrisinin yapısı bilgisayarın veya işlemcinin hafızasının etkin kullanılabilmesi için özellikle önemlidir. Genel rijitlik matrisinde sıfırdan farklı terimler sadece elemanın serbestlik dereceleri arasındaki bağlantılarda oluşur. Böylece genel rijitlik matrisi içinde her sıra için sıfırdan farklı olacak son terim en yüksek serbestlik derecesini ifade edecektir. Bu özellik rijitlik matrisinin genellikle dağınık ve bantlı yapıda oluşmasını sağlar (Potts ve Zdravkovic 1999).

Sonlu elemanlar yöntemi içerisinde bundan sonraki adım genel denklemler içerisinde elemanlara ait denge denklemlerinin birleştirilmesidir:

$$[K_G]\{\emptyset\}_{nG} = \{R_G\} \quad (3.15)$$

Burada;

$[K_G]$: genel rijitlik matrisi

$\{\emptyset\}_{nG}$: tüm sonlu elemanlar ağı için bilinmeyen serbestlik derecelerini içeren vektör (Düğüm noktalarındaki bilinmeyen deplasman değerleri)

$\{R_G\}$: genel yük vektörüdür.

Bu matris formunda (6x6) boyutlu matris sistemin genel rijitlik matrisidir. Bu matris düğüm koordinatlarına ve elemanın malzeme özelliklerine bağlıdır.

\emptyset (3x1) matrisi düğüm noktalarındaki bilinmeyenleri veya deplasman değerlerini temsil eden boyuna matristir. R matrisi ise uygulanan sınır koşullarına bağlı boyuna matristir. Sonlu elemanlar yöntemi içerisinde sınır koşullarını temsil eden düğüm noktalarındaki değerler bu noktada belirtilmelidir. Genellikle bu değerler “0” (sıfır) olarak kabul edilir. Bu genel denge denklemleri problemin sınır şartları uygulanarak düzeltildikten sonra düğüm noktalarındaki bilinmeyen değerler çözümlenmelidir.

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & K_{14} & 0 & 0 \\ K_{12} & K_{22} & K_{23} & K_{24} & 0 & 0 \\ K_{13} & K_{23} & K_{33} & K_{34} & K_{35} & K_{36} \\ K_{14} & k_{24} & K_{34} & K_{44} & K_{45} & K_{46} \\ 0 & 0 & k_{35} & K_{45} & K_{55} & K_{56} \\ 0 & 0 & K_{36} & K_{46} & K_{56} & K_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \emptyset_1 \\ \emptyset_2 \\ \emptyset_3 \\ \emptyset_4 \\ \emptyset_5 \\ \emptyset_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \\ R_4 \\ R_5 \\ R_6 \end{bmatrix} \quad (3.16)$$

3.2.4 Programlama ve programa ait akış şeması

Sonlu elemanlar yöntemi günümüzde endüstriyel mühendislik tasarımları ve analizleri için bir dayanak haline gelmiştir. Gitgide daha büyük ve daha karmaşık tasarımlar sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak çözülebilir. Sonlu elemanlar yönteminin yaygınlığı otomatik ağ üretme algoritmalarının geliştirilmesini teşvik etmektedir.

Sonlu elemanlar yönteminin başlangıç dönemlerinde birçok kullanıcı için tasarımlarının son şeklinin onlarca veya yüzlerce eleman kullanılarak oluşturulmuş çok basit benzetimlerinin elde edilmesi yeterliydi. Buna rağmen tanımlı aralıkları kullanışlı elemanlara bölmek için çok fazla elle uğraşılması gerekiyordu. Fakat tasarımların analizi için gitgide daha fazla elemana ihtiyaç duyulunca el ile bu ağ üretmenin çok zor olacağı ve çok zaman alacağı anlaşılmıştır. Bilgisayar teknolojisinin gelişmesiyle el ile yapılan ağ üretme işlemlerinin bilgisayara geçirilmesine başlanmıştır.

İşlemlerin tamamen bilgisayar ortamına aktarılması bile tüm görevi bilgisayara vermemiştir. Bu durumda dahi kullanıcıların (yani tasarımcıların) üzerine düşen görevler vardır. Oluşturulacak ağ konusunda bilgisayara çeşitli seçenekler arasında hangi seçimi yapacağı söylenmelidir. Çünkü ağ üretirken kullanılan birçok eleman şekli vardır. Her şekil her türlü tasarım için uygun olmamaktadır. Akışkanlar mekaniğinde analiz yaparken kullanılan elemanlar ile yapı tasarımı (köprü, alt geçit, baraj, vs.) analizinde kullanılan elemanlar birbirinden farklı olabilmektedir. Bunlara karar verirken konu hakkındaki tecrübelerden, yayınlardan, sonuçların gerçeğe uygunluğundan ve benzeri konulardan faydalanılır. Bugün kullanılan birçok paket programda sonlu elemanlar yöntemi kullanılmaktadır. Bu programları iki kısımda inceleyebiliriz.

a) Amaca uygun olarak herhangi bir yazılım dilinde yazılmış olan küçük çaplı programlamalar: Bu tür programlar analiz yapılmak istenen yapı tasarımcısı tarafından basit bir algoritma ile yazılabilir. Böylelikle, kafes sistemleri, çerçeve sistemleri, düzlemsel gerilmeler, ısı transferi gibi birçok sistem için çözüm yolu kolaylıkla sağlanmaktadır.

b) Daha büyük maliyet ve zaman gerektiren şirketler tarafından yazılan daha geniş kapsamlı hazırlanmış büyük yazılımlar: Bu tür programlar her türlü amaç için kullanılabilir özellikte hazırlanmıştır. Burada istenen geometride bir model oluşturmak ve analiz yapmak mümkündür. Bu yazılımlara örnek olarak; Algor, Abaqes, Cosmos, Images-3d, Nisa, Plaxis, Ansys, Stardyne, Sap 90-sap2000, MCS/ NASTRAN ve Adina paket programları verilebilir. Bu programların sayısı arttırılabilir. Bu tür programların kullanımı oldukça basittir. Kolay girdi sağlarlar ve işlem aralıkları kısadır. Çok çeşitli problemlerin çözümü bu programlarla olanaklıdır. Oluşturulan modelde değişiklik yapmak istenildiğinde modeli değiştirme olanağı vardır. Ancak, bu programların tasarımcı açısından dezavantajları da vardır. Bu programların teknoloji ile birlikte geliştirilmesi yüksek maliyet gerektirmektedir. Bazı programlar sınırlı sayıda kullanıcı kodu oluşturmaktadır. Bunların dışında en önemlisi, amaca uygun daha küçük programlara göre bu programların daha kaba sonuçlar vermesidir.

Günümüzde mühendislik bilimleri içerisinde, sonlu elemanlar gibi karmaşık polinom eşitlikleri ve matris hesaplarını içeren sayısal yöntemlerin çözümünde bilgisayar programcılığında yararlanılmaktadır. Programlama konusunda şu programlama dili diğerine göre daha üstündür demek çok doğru bir yaklaşım değildir. Örneğin, zemin iyileştirme çalışmalarında en etkin ve ekonomik yöntemin seçilmesi en mantıklı davranıştır. Önemli olan niteliktir ve işin niteliğine göre yöntem seçilmelidir. Programlama dillerinde de aynı yaklaşım söz konusudur. Önemli olan en efektif şekilde problemin çözümüne ulaşmaktır. Bu noktada, niteliğine göre programlama dillerini sınıflamak daha doğru bir yaklaşımdır. Genel olarak kullanılan yazılımlar üç başlık altında toplanabilir. (1) Yoğun ve hassas hesaplama gerektiren, görsel işlevleri az olan yazılımlar: Bu sınıftaki yazılımlar yoğun matematiksel hesaplamalar içerir. (2) Görsel işlevleri kuvvetli olan az matematiksel hesaplama içeren yazılımlar: Bu tip yazılımlar görselliği ön planda tutan grafiksel işlevleri olan yazılımlardır. (3) Son olarak veri tabanı işlemleri içeren yazılımlardır.

Aşağıda .programın oluturulmasında kullanılan Visual C#.Net Yazılımı ve bu yazılımda hazırlanan programa ait akış şeması tanımlanmıştır.

Visual C#.Net yazılımı: Yukarıda tanımlanan yazılım tipleri içerisinde en ciddi yazılımlar sanıldığığının aksine (1) No'lu değil (2) No'lu yazılımlardır. Günümüzde bilgisayarların ulaştığı hız düşünülürse, yoğun matris işlemleri bilgisayarlar için ciddi bir problem değildir. Özellikle grafik işlemler yazılımlar ciddi bir programcılık bilgisi, veri yapıları bilgisi, bilgisayar grafik algoritmaları bilgisi ve daha birçok bileşeni içermesinden dolayı zor bir iştir. Bu iş sırasında tüm kontrol programcının elinde olmalıdır. Bu ihtiyaçları karşılayan dillerin başında C dili gelmektedir. C orta seviyeli bir programlama dilidir. Makine dili özelliğinde olmasından dolayı esnekliği fazladır. Ayrıca, yüksek bir programlama dili olduğundan daha görsel programlar yazılabilmektedir. Öğrenmesi kolay bir bilgisayar programlama dili değildir. Bu yüzden bilgisayar mühendisliği ve yazılım mühendisliği bölümlerinde genellikle son okutulan bir derstir. Bu bilgisayar dili günümüz için gelinecek son noktalardan biri sayılabilir.

C programlama dilinin en büyük avantajı sistem bağımlısı olmamasıdır. Her türlü işletim sisteminde kullanılabilir. Her türlü işletim sisteminde kullanılabilir.

C++ programlama dili, C temel programlama dili ele alınarak geliştirilmiştir. C# (c-sharp) programlama dili ise bu kategoride son noktadır. Windows işletim sisteminin birçok parçası ve Unix/Linux çekirdekleri genellikle C# programlama dili kullanılarak yazılmaktadır.

Optimum Taş Kolon (ODA) Programı Visual C#.Net programı dilinde hazırlanmıştır. Program görsel bir program olup, grafik kütüphanesi ile desteklenmiştir. Programdan amaca uygun diyagram ve grafikler elde edilebilmekte ve elde edilen veriler herhangi bir formatta (pdf, txt, doc vb.) kayıt altına alınabilmektedir. Böylelikle, analiz sonucunda herhangi bir programdan yardım almaksızın, programda istenilen veriler grafiksel olarak gösterilebilmektedir. Ayrıca, elde edilen veriler bir veri dosyasında kayıt edilebilmektedir. Bu özellikleri nedeniyle kullanımı oldukça kolay ve pratik bir program haline almıştır.

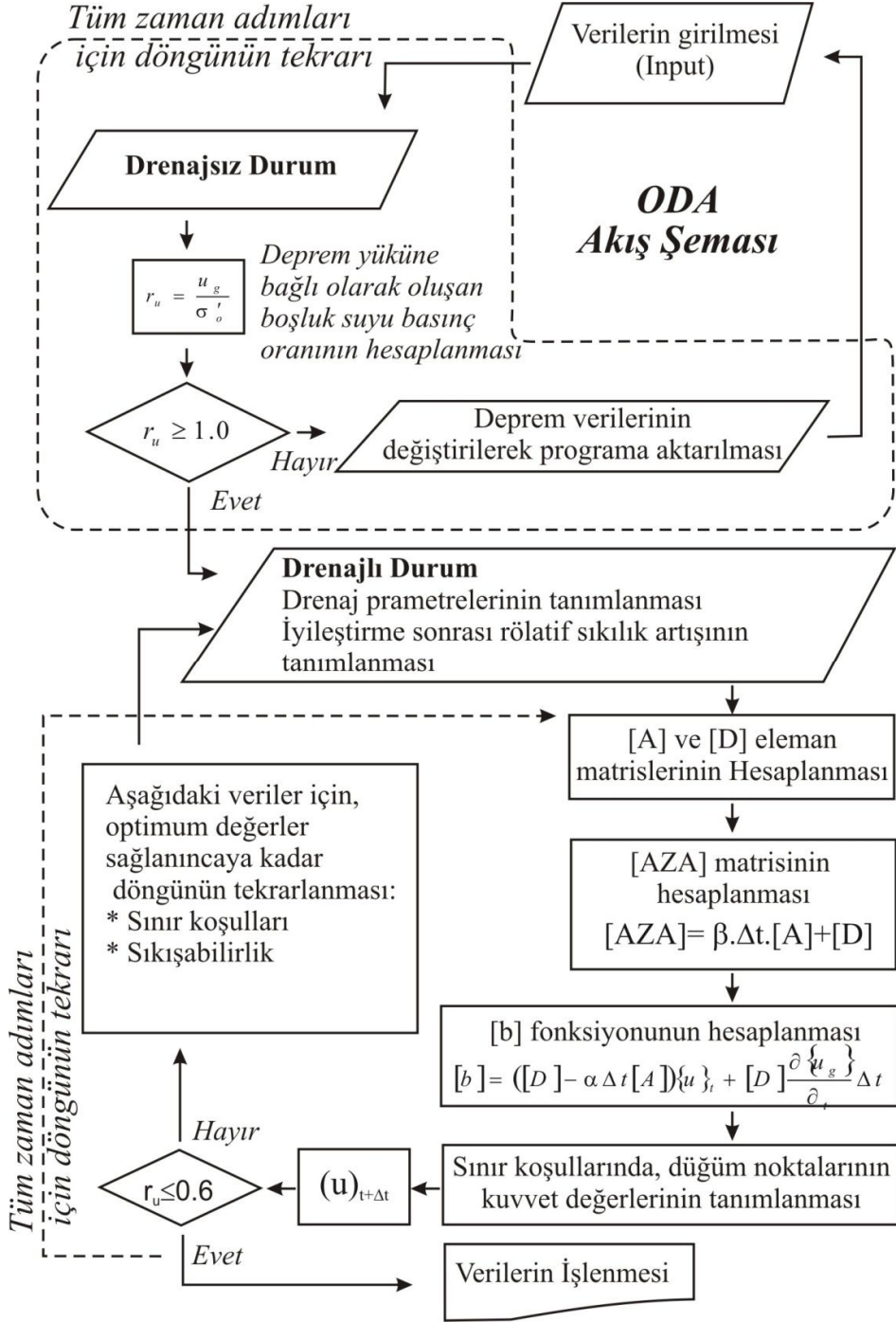
Deprem sırasında gelişen ABSB değerlerinin elde edilebilmesi için kumdan oluşan zeminin derinlik, su tablası, birim ağırlık, rölatif sıkılık, hidrolik iletkenlik ve hacimsel sıkışabilirlik katsayısı gibi fiziksel özellikleri girdi parametreleri olarak kullanılmaktadır.

Programda depreme ait eşdeğer çevrim sayısı ve deprem süresi gibi verilerin girilmesinden sonra her bir elemanda yer alan düğüm noktaları için ABSB değerleri depremin zaman artışı içinde hesaplanır. Elde edilen değerler zamana ve derinliğe bağlı olarak grafiksel olarak programdan alınabilmektedir. Sayısal modellemede yukarıda özellikleri sunulan Visual C#.Net yazılımından yararlanılmıştır. Sonlu elemanlar algoritması kullanılmış olan bu programda Seed ve Booker, (1976) ve Pestana vd. (1997) tarafından verilen FORTRAN programları temel alınarak hazırlanmıştır. Programa ait alt programlar ve ilgili kodlar Ek-1 ve Ek-2'de verilmiştir.

Drenajsız koşullarda boşluk suyu basınç oranının 1,0'e eşit olması ($r_u = u/\sigma_o' = 1$) zeminin uygulanan deprem yükü altında sıvılaşmaya maruz kalması anlamına gelir. Programda uygulama yapılan bölgenin deprem özellikleri dikkate alınarak, drenajsız koşullarda zeminde meydana gelecek ilksel sıvılaşma kontrolü yapılır (Şekil 3.16).

Bu kontrolde herhangi bir düğüm noktasında BSBO, $r_u \geq 1,0$ olması durumunda ilksel sıvılaşma meydana gelecektir. Bu kontrol yapıldıktan sonra modele dren sistemleri ve taş kolonlar yerleştirilerek drenajlı koşullara geçilir. Dren ve taş kolonlar yüksek geçirgenliklerinden dolayı deprem sırasında gelişecek ABSB'nı sönümleyecektir. Burada, taş kolon veya dren sistemlerinin sınır koşulları değıştirilerek, BSBO'nın tasarım değerleri ($r_u < 0,6$) altına düşmesi hedeflenir.

Taş kolon yönteminde dren sistemlerinden farklı olarak zeminin sıkılaştırılması söz konusudur. Bu ilişkilere ait teorik yaklaşım ileride sunulacaktır. Bu yaklaşımlar dikkate alınarak zeminin yatay yöndeki sıkılık dağılımı belirlendikten sonra yukarıda anlatılan yaklaşım taş kolonlar için tekrarlanacaktır. Böylelikle dren ve taş kolonların optimum yarıçap ve etki mesafeleri bulunmuş olacaktır. Bu yöntemi anlatan akış şeması Şekil 3.16'da verilmiştir.



Şekil 3.16 Optimum drenaj analizi programına (ODA) ait akış şeması

4. TEORİK YAKLAŞIMLAR

Dren sistemlerinin deprem sırasındaki davranışları, tekrarlı yüklerle gelişen ve zamana bağlı olarak sönümlenen aşırı boşluk suyu basıncının (ABSB) incelenmesi ile belirlenmektedir. Seed ve Booker (1976) tekrarlı yüklerle gelişen ABSB'ni ve ABSB'nin dren sistemlerine bağlı olarak sönümlenmesini modellemiştir. Seed ve Booker'ın ortaya koyduğu bu yaklaşım, Pestana vd. (1997) tarafından prefabrik dren sistemlerine uygulandığı gibi, farklı tekniklerle inşa edilen dren sistemlerinin deprem sırasındaki davranışlarının belirlenmesinde de kullanılmıştır. Ancak, bu çalışmalarda vibro sistemler ile inşa edilen taş kolonlar ve vibro sistemlerin kolonlar çevresinde yarattığı relatif sıkılık artışı dikkate alınmamıştır.

Tezin bu bölümünde Seed ve Booker'ın modeli ayrıntılı olarak sunulmuştur. Bununla birlikte, vibro-taş kolonların sıkılaştırma etkisi üzerine geliştirilen analitik yaklaşımlar dikkate alınarak, ABSB'nin gelişimi ve vibro taş kolon sistemlerindeki sönümlenmesi iki boyutta modellenmiştir.

4.1 Temel Denklemler

Zemin içinde hareket eden ve boşluk suyu basıncına (BSB) neden olan akışı tanımlamak için Darcy yasasından yararlanılmaktadır (Seed ve Booker 1976):

$$\left[\nabla k \frac{v_u}{\gamma_w} \right] = \frac{\partial S.n}{\partial t} \quad (4.1)$$

Burada, u boşluk suyu basıncı, k hidrolik iletkenlik, ∇ vektör operatörü, γ_w suyun birim ağırlığı, S doygunluk derecesi, n porozite ve t zamandır. Sıvılaşma durumunda gevşek, doymun, kohezyonsuz zeminlerde dinamik etkiler sonucunda pozitif ABSB gelişebilir. Burada zemin doymun kabul edilmektedir ($S=1$). Sıvılaşma sırasında zeminde meydana gelen sıkılaştırma boşluk oranında değişikliğe neden olacaktır. Porozitedeki bu değişimi hacimsel deformasyon içerisinde yazmak mümkündür:

$$\left[\nabla k \frac{\nabla u}{\gamma_w} \right] = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (4.2)$$

Depremi başlanması ile zemin hacminde meydana gelen değişiklik, ABSB'ndeki net değişim miktarı ile şu şekilde ilişkilendirilebilir:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = m_v \left[\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right] \quad (4.3)$$

Burada m_v hacimsel sıkışabilirlik katsayısı ve u_g tekrarlı yüklerle gelişen ABSB'dir.

Doğal kum zeminler gerek göstermiş oldukları stratigrafik farklılıklar ve gerekse jeolojik zaman boyunca maruz kaldıkları değişik olaylardan dolayı geçirgenlik açısından düşey ve yatay yönde farklı özellik sergilerler. Hidrolik iletkenlikteki bu farklılık matematiksel olarak aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{k_h}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{k_h}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k_v}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \right] = m_v \left[\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right] \quad (4.4)$$

Eksenel simetri söz konusu olduğunda ise bu bağıntı şu şekilde yazılır:

$$\frac{\partial}{\partial r} \left[\frac{k_h}{\gamma_w} \cdot \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k_v}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \right] = m_v \left[\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right] \quad (4.5)$$

Bu eşitlikte ABSB'nin hesaplanması için, hidrolik iletkenlik ve hacimsel sıkışabilirlik katsayısı gibi zemin parametrelerinin yanı sıra depremi tanımlayan (deprem çevrim sayısı ve süresi) parametrelerin de bilinmesi gerekmektedir. Deprem sırasında gelişen ABSB (u_g) ile depremin çevrim sayısı arasındaki ilişki, sıvılaşma için gerekli olan çevrim sayısının değerlendirilmesinde kullanılmaktadır. Bu ilişkiye aşağıda değinilmiştir.

4.2 Deprem Süresince Gelişen Aşırı Boşluk Suyu Basıncı ve Çevrim Oranı

Son yıllarda depreme bağlı olarak kumlarda ABSB'nin gelişimini açıklayıcı iki yöntem geliştirilmiştir:

1) Tekrarlı yük deneylerinden elde edilen kumlardaki oturma miktarı, söz konusu kumların gerilme-deformasyon ve sekme (rebound) özellikleri ile ilişkilendirilmektedir. Analizler, devirsel gerilmenin herhangi bir serisinde boşluk suyu basınç oranının (BSBO) belirlenmesine olanak sağlamaktadır (Martin vd. 1975). Bu yaklaşım sıvılaşmanın temel anlayışını dikkate alırken, elde edilen sonuçlar zemin özelliklerinin ölçümündeki titizliğe bağlıdır. Bu özellikler sağlıklı olarak ölçülmediği sürece, hesaplanan BSBO hatalı değerler sergileyebilir.

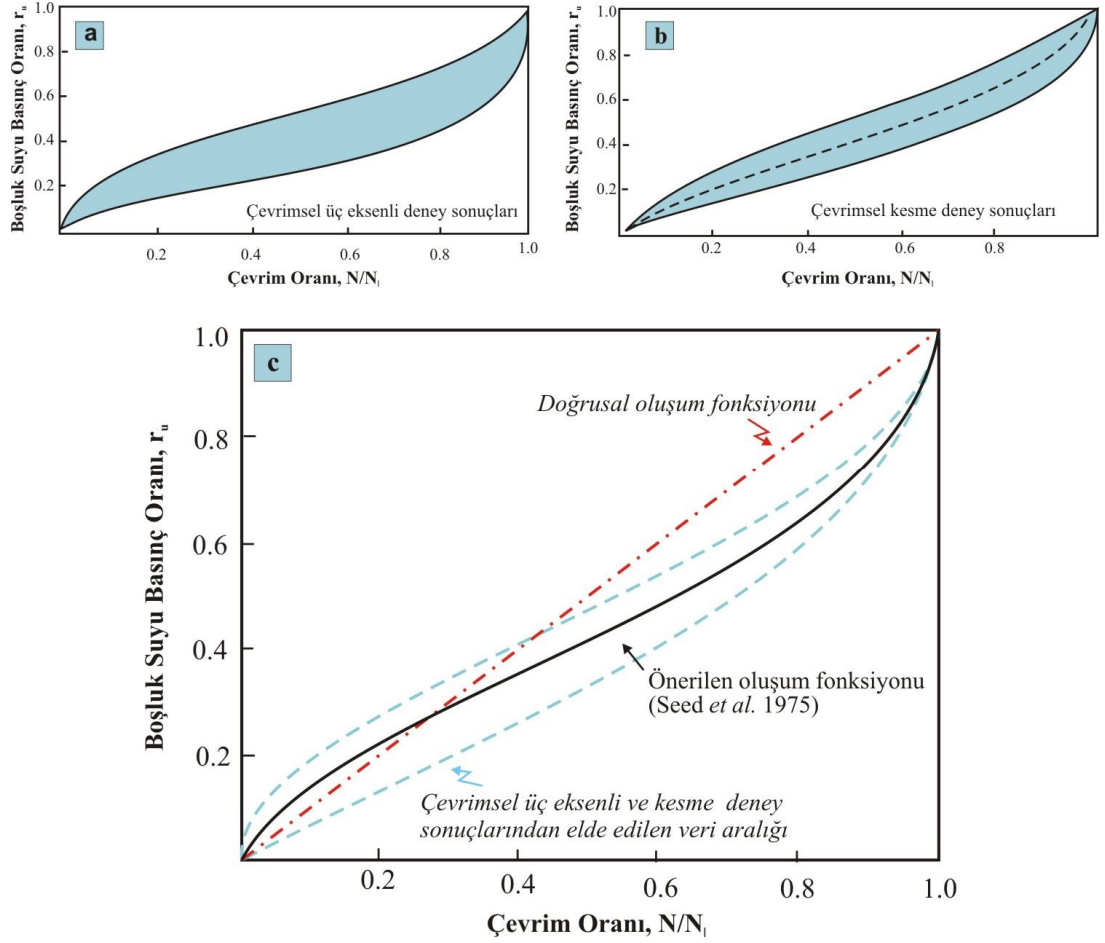
2) Tekrarlı yük deneylerinde BSBO'ndaki gözlemler dikkate alındığında, farklı rölatif sıklıktaki kum örnekleri için çevrim oranına karşı elde edilen BSBO değerleri, Şekil 4.1.a'da gösterilen alan içerisine düşerken; (Lee ve Albaisa 1974) tekrarlı kesme deneyleri dikkate alındığında Şekil 4.1.b'deki alana düşmektedir (DeAlba vd. 1975). Buradaki çevrim oranı depremin çevrim sayısının, sıvılaşma için gerekli olan çevrim sayısına oranıdır. Bu deney sonuçları BSBO ile çevrim oranı arasında doğrusal bir ilişkinin olduğunu göstermektedir. Bu ilişki depremin çevrim sayısına bağlı olarak BSBO'nun değerlendirilmesinde dikkate alınmaktadır.

Bu ilişki içerisinde BSBO'nun hesaplanması için gerekli olan tek kriter, drenajsız koşullar altında ilksel sıvılaşmaya neden olacak düzenli çevrim (N_1) sayısının belirlenmesidir. Bu değer tekrarlı yük deneylerinden hesaplanmaktadır. Pratik amaçlar için Şekil 4.1.c'de gösterilen ilişkiler (oluşum fonksiyonları), ciddi sıvılaşma problemi sergileyen kumlarda çevrim oranına karşı BSBO'nun gelişimini en iyi şekilde karakterize etmektedir.

Aşağıda verilen 4.6 eşitliği Şekil 4.1.c'de gösterilen eğriyi karakterize etmektedir.

$$r_N = \left[\frac{1}{2} (1 - \cos \pi r_u) \right]^\alpha \quad (4.6)$$

Burada α zemin özelliklerinin ve deney koşullarının bir fonksiyonu olup, Şekil 4.1'de gösterilen eğri için değeri 0,7'ye eşittir.



Şekil 4.1 Çevrim oranı ile boşluk suyu basınç oranı arasındaki ilişkiler

a. Tekrarlı üç eksenli deney sonuçları (Lee ve Albaisa 1974), b. Tekrarlı kesme deney sonuçları (DeAlba vd. 1975), c. Boşluk suyu basınç oranı oluşum fonksiyonları (Seed vd. 1976)

Buradaki BSBO (r_u), çevrim oranı (r_N) ile birlikte eşitlik 4.6'nın türevinin alınmasıyla aşağıdaki şekilde ifade edilir:

$$r_u = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \arcsin(2r_N^{1/\alpha} - 1) \quad (4.7)$$

Verilen bu ilişkide ABSB (u_g), BSBO (r_u) ile çevrim oranına (r_N) bağlı olarak hesaplanabilir. BSBO, deprem sırasında gelişen ABSB'nın (u_g), zeminin efektif gerilmesine (σ'_0) oranıdır. Çevrim oranı ise, uygulanan depremin neden olduğu çevrim sayısının (N), sıvılaşma için gerekli olan çevrim sayısına (N_1) oranıdır. Bu bağıntıda

efektif gerilme ve çevrim oranı değerleri bilinirse, depremin herhangi bir zamanında gelişen ABSB hesaplanabilir. Eğer zemin tabakasında gelişen ABSB drenajsız koşullarda ise aşağıdaki durumlar söz konusudur.

1) $N_1 < N$ olması durumunda, sarsıntı tamamlanmadan önce ve zaman $N_1 \times T$ 'ye eşit olduktan sonra sıvılaşma meydana gelir. Böylece, BSBO herhangi bir engel olmaksızın Şekil 4.1.c'deki eğri boyunca gelişir.

2) $N_1 > N$ olması durumunda, BSBO Şekil 4.1.c'deki eğri boyunca gelişir. Sıvılaşma meydana gelmez ve BSBO sarsıntı süresinin sonunda N/N_1 değerine eşittir.

Bu ilişkilerin kurulmasında, zemin içerisindeki BSBO aşağıdaki yöntemlerle belirlenmektedir:

a) Zemin profili içerisinde herhangi bir derinlikteki katman için depremle gelişen yatay kayma gerilmesinin zamana bağlı değişimi, zemin tepki analizi yapan hazır programlar (Shake 2000, Proshake, Deepsoil, vb) ile hesaplanabilir. Şekil 4.2'de görüldüğü gibi, zamana bağlı olarak elde edilen bu değişim bir düzensizliğe sahiptir.

b) Gerçek gerilme tarihinin etkileri en büyük gerilme ivmesine (τ_{eq}) sahip düzenli çevrimsel gerilmenin eşdeğer sayısı (N_{eq}) ile ifade edilir. Depremler üzerine kazanılan tecrübeler eşdeğer düzenli çevrimsel gerilmenin (τ_{eq}), depremin pik devirsel gerilmesinin %65 genliğinde alınması gerektiğini ortaya koymuştur.

$$\tau_{eq} = 0,65 \tau_{max} \quad (4.8)$$

Burada; τ_{max} , depremin maksimum devirsel kayma gerilmesidir. Örnek olarak, Şekil 4.2'de verilen depremin gerilme tarihi yaklaşık olarak 15 saniye süresince, 20,0 kPa değerinde en büyük gerilme değerine sahip olup, 10 düzenli çevrim gerilmesine eşdeğerdir. Yani 1 çevrim süresi 1,5 saniyedir. Devirsel kayma gerilmesi, aynı zamanda

Seed ve Idriss (1971) tarafından verilen basit yöntem kullanılarak elde edilebilir. Seed ve Idriss (1971) bir deprem sırasında oluşan maksimum kayma gerilmesini aşağıdaki eşitlikte ifade etmişlerdir.

$$\tau_{max} = \frac{\gamma z}{g} a_{max} r_d \quad (4.9)$$

Burada:

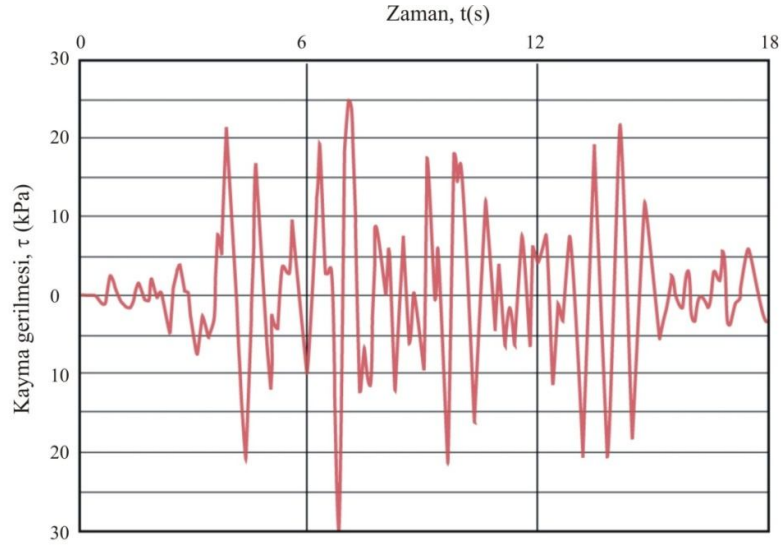
a_{max} : Maksimum yatay yer ivmesi

g : yerçekimi ivmesi

γ : birim ağırlık

z : zeminin yüzeyden itibaren derinliği

r_d : gerilme azaltma katsayısıdır.



Şekil 4.2 Depremi neden olduğu düzensiz gerilme değerleri

Yaklaşık yöntemde kullanılan ortalama kayma gerilmeleri ise aşağıdaki şekilde ifade edilir.

$$\tau_{ort} = 0,65 \frac{\gamma z}{g} a_{max} r_d \quad (4.10)$$

1979 yılında Seed, τ_{ort} 'yi σ'_{v0} ile normalize ederek (Seed 1979), devirsel gerilme oranını gündeme getirmiştir. Böylelikle, sıvılaşmaya neden olacak kayma gerilmeleri devirsel gerilme oranı (CSR) cinsinden ifade edilmeye başlanmıştır.

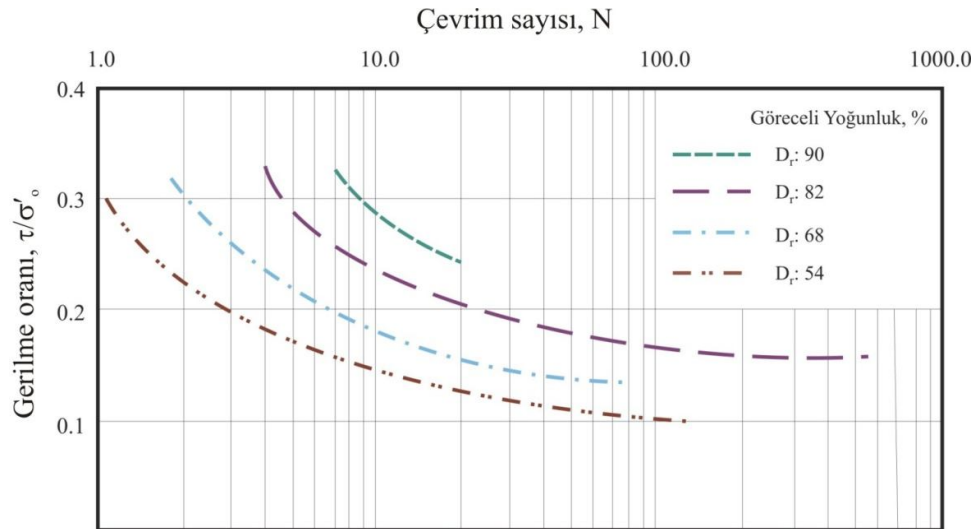
$$CSR = \frac{\tau_{ort}}{\sigma'_{v0}} = 0,65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \quad (4.11)$$

$$r_d = 1,0 - 0,00765z \quad z \leq 9,15 \text{ m}$$

$$r_d = 1,174 - 0,0267z \quad 9,15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m}$$

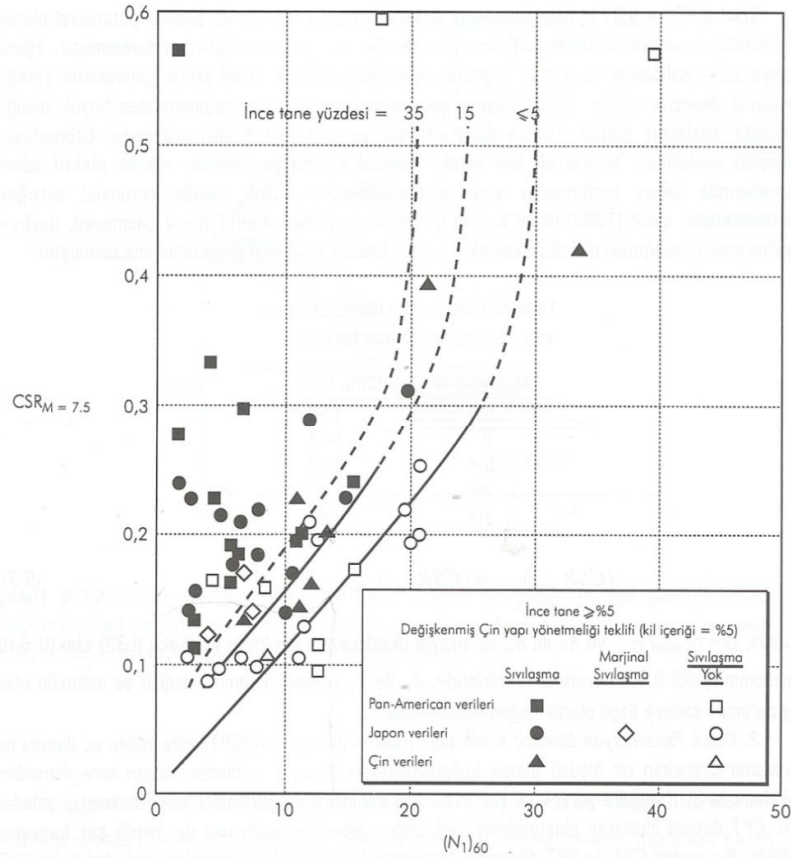
Bu ilişki içerisinde z, zemin yüzeyinden itibaren derinliktir.

c) Devirsel gerilme oranı (CSR) elde edildikten sonra, sıvılaşma için gerekli olan çevrim sayısı ile gerilme oranı arasındaki ilişkilerin belirlenmesi laboratuvarda tekrarlı deneyler (tekrarlı üç eksenli, tekrarlı basit makaslama) ile gerçekleştirilir. Bir çok zemin örneği için gerilme oranı ile sıvılaşma için gerekli olan çevrim sayısı arasındaki ilişkiler laboratuvar verilerine bağlı olarak verilmiştir (Şekil 4.3). Ancak, gerçek gerilme oranı değerleri zeminin arazideki durumuna bağlıdır.



Şekil 4.3 Farklı rölatif sıklıktaki örneklerin sıvılaşma için gerekli olan çevrim sayısı ile tekrarlı gerilme oranı arasındaki ilişkiler

Seed vd. (1985) belirli bir SPT direncine sahip kumda sıvılaşma oluşturması beklenen minimum devirsel gerilme oranını belirlemek için $M=7,5$ depremlerde sıvılaşmanın gözlemlendiği veya gözlenmediği kum ve siltli kum sahalarındaki düzeltilmiş SPT direnci ile devirsel gerilme oranı karşılaştırmışlardır (Şekil 4.4). Diğer magnitüdüler için minimum devirsel gerilme oranını, $M=7,5$ depremlerinin devirsel gerilme oranını Çizelge 4.1’de verilen faktörlerle çarpmak suretiyle elde edilebilir.



Şekil 4.4 $M=7,5$ depremlerde siltli kumlarda sıvılaşmaya neden olan devirsel gerilme oranı ile $(N_1)_{60}$ değerleri arasındaki ilişki (Seed vd. 1985)

Benzer ilişkiler Robertson ve Wride (1998) ve Andrus ve Stokoe (2000) tarafından CPT q_{c1} ve makaslama hızlarına (V_{s1}) bağlı olarak geliştirilmiştir. Bu abakların kullanımı oldukça pratik ve arazi verilerine dayalı olduğundan daha sağlıklı ilişkilerdir. Bu ilişkiler kullanılarak devirsel gerilme oranlarını ve sıvılaşma için gerekli çevrim sayılarını belirlemek mümkündür.

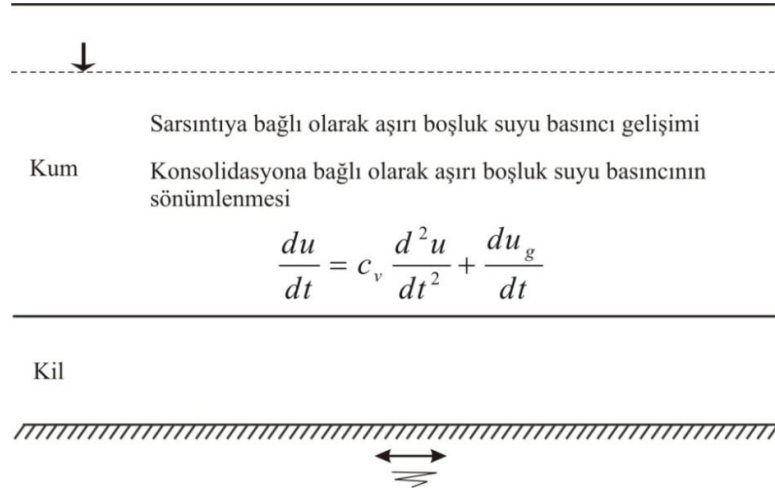
Çizelge 4.1 Devirsel gerilme yaklaşımı için magnitüd düzeltme faktörleri

Magnitüd, M	CSR _M /CSR _{M=7.5}
5 ^{1/4}	1,50
6	1,32
6 ^{3/4}	1,13
7 ^{1/2}	1,00
8 ^{1/2}	0,89

ABSB (u_g), yukarıda belirtildiği gibi çevrimsel gerilmeyle oluşmaktadır. ABSB tek boyutlu konsolidasyon teorisine bağlı olarak hacim değişikliği ile sönümlenmeye meyillidir. Böylece, zemin içerisindeki ABSB'nın sonuçtaki sönümlenmesi diferansiyel eşitliklerle kontrol edilebilir:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = m_v \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + \frac{\partial u_g}{\partial t} \quad (4.12)$$

Burada m_v zeminin hacimsel sıkışabilirlik katsayısı ve $q = \partial u_g / \partial t$ depreme bağlı olarak gelişen ABSB'dır. Sonlu elemanlar yöntemi ile Şekil 4.5'de gösterilen sınır koşullarında yukarıdaki eşitlik çözülebilmektedir.



Şekil 4.5 Aşırı boşluk suyu basıncı oluşumu ve sönümlenmesi için şematik diyagram

$q = \partial u_g / \partial t$ kaynak terimi eşitlik 4.12 içerisinde yer almaktadır. Bu terim deprem sırasında gelişen ABSB'nı ifade etmektedir. ABSB'nın sönümlenmesi ise konsolidasyon

teoremine bağı olarak modellenir. Günümüzde bu tür problemlerin çözümünde izlenen analitik yol aşağıda sunulmuştur.

4.3 Aşırı Boşluk Suyu Basıncı Gelişimi ve Zamana Bağlı Sönümlenmesinin Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Modellenmesi

Küçük zaman artışlarında (Δt) eşitlik 4.12'deki $q = \partial u_{gl} / \partial t$ terimi aşağıdaki gibi hesaplanabilir:

$$q = \frac{u_{gl} - u_0}{\Delta t} \quad (4.13)$$

Burada u_0 , t_0 zamanındaki ABSB'dir. u_{gl} ise drenajsız koşullarda t_1 zamanındaki ($t_0 + \Delta t$) ABSB'dir. Önceki tanımlanan yöntemlerle u_{gl} parametresini hesaplamak mümkündür. t_0 zamanında BSBO ($r_u = u / \sigma_0$) ve çevrim oranı ($r_{N0} = N / N_l$) eşitlik 4.6'dan hesaplanabilir. Sonraki t_1 zamanında, drenajsız koşullarda çevrim oranının değeri aşağıdaki eşitlikten bulunur:

$$\bar{r}_{N1} = r_{N0} + \Delta r_N \quad (4.14)$$

Burada Δr_N , Δt zamanında drenajsız koşullarda çevrim oranındaki artıştır. Bu değer aşağıdaki şekilde ifade edilmektedir:

$$\Delta r_N = \frac{\Delta N}{N_l} \quad (4.15)$$

ΔN , Δt zamanında eşdeğer çevrimin fraksiyonudur. N_l ise drenajsız koşullar altında sıvılaşma için gerekli olan çevrim sayısıdır.

$$\Delta N = \frac{\Delta t}{T} N_{eq} \quad (4.16)$$

Yukarıda verilen 4.16 bağıntısında T depremin toplam sarsıntı süresidir. Eşitlik 4.15 ile 4.16 tekrar düzenlenirse:

$$\Delta r_N = \frac{\Delta t}{T} \frac{N_{eq}}{N_l} \quad (4.17)$$

ifadesi elde edilir. Δr_N parametresinin bu yolla elde edilmesiyle eşitlik 4.14'den r_{N1} ve eşitlik 4.7'den u_{g1} parametresi ($r_u = u_{g1}/\sigma_0$) elde edilir. Burada \bar{r}_{N1} , eğer zemin drenajsız koşullarda ise, $t=t_1$ zamanındaki çevrim oranı değeridir. \bar{r}_{N1} parametresinin sayısal değeri $t=t_1$ zamanında eşitlik 4.12'den elde edilen ABSB'ni tanımlayan çevrim oranının değeridir. Yukarıda verilen bağıntılar, depreme bağlı olarak gelişen BSBO ile ABSB'nin zamana bağlı gelişiminin hesaplanması için kullanılan analitik yaklaşımlardır. Sonlu elemanlar yöntemi içerisinde ABSB'nin gelişimi ve dren sistemlerinin sınır koşullarına bağlı olarak sönümlenmesi, depremin zaman artışına bağlı olarak modellenmektedir. Aşağıda sonlu elemanlar yöntemi içerisinde söz konusu model sunulmuştur. Bu yöntemle ait yaklaşımlar ve kavramlar önceki bölümde detaylı olarak anlatıldığı için burada ayrıntısına girilmeyecektir.

Eşitlik 4.18'de verilen temel fonksiyonu aşağıdaki şekilde özetlemek mümkündür. Bu eşitlik içerisinde m_v zeminin hacimsel sıkışabilirlik katsayısı, u_g aşırı boşluk suyu basıncı, k hidrolik iletkenlik, ∇ düşey ve yatay yönü temsil eden vektör operatörü, γ_w suyun birim ağırlığı ve t zamandır. Eşitliğin sağ tarafında $\partial u_g / \partial t$ parametresi eşitlik 4.13'de tanımlanan depreme bağlı olarak gelişen ABSB'dir.

$$\nabla \frac{k}{\gamma_w} \times \nabla u = m_v \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right) \quad (4.18)$$

Sonlu elemanlar yöntemi içerisinde bu eşitlik aşağıdaki şekilde tanımlanır (Seed ve Booker 1976, Pestana vd. 1997):

$$[A]\{u\} + [D] \left(\frac{d\{u\}}{dt} - \frac{d\{u_g\}}{dt} \right) = 0 \quad (4.19)$$

Burada $\{u\}$ ve $\{u_g\}$, sırasıyla BSB ve deprem yüküne bağlı olarak gelişen ABSB için düğüm noktası (nod) değerlerinin vektörlerini işaret etmektedir. $[A]$ ve $[D]$ aşağıda tanımlanan matrislerdir:

$$[A] = \sum_e^{ne} [A]_e \quad (4.20)$$

$$[D] = \sum_e^{ne} [D]_e$$

$$[A]_e = \frac{r}{\gamma w} \iint_{\Omega} [E]^T [k] [E] dx dy \quad (4.21)$$

$$[D]_e = m_v \Delta e \bar{r} I / iz [I] \quad (4.22)$$

$\Delta e = \text{eleman alanı}$

Söz konusu bu matrisler $[A]_e$ ve $[D]_e$ eleman ve düğüm noktalarını tanımlayan eleman matrisleridir. n_e eleman numarası, r düzlem için 1 değerine, eksenel simetrik durum için, alandan simetri eksenine olan mesafeye eşittir. $[k]$ hidrolik iletkenlik tensörü, I elemanların nod sayısına eşit değerli tanımlayıcı tensör ve $[E]$ de aşağıda tanımlanan geometrik matristir:

$$[E] = \begin{bmatrix} \partial \phi_i / \partial x \\ \partial \phi_i / \partial y \end{bmatrix} \quad (4.23)$$

Burada, ϕ_i i nod değerlerine bağlı olarak düğüm noktalarında hesaplanan ABSB'nın değerlerini tanımlayan temel yaklaşım fonksiyonudur.

Eşitlik 4.19'da verilen bağıntıda, zaman artışına ($t \rightarrow t + \Delta t$) bağlı olarak basit diferansiyel eşitliklerin bir takımı aşağıdaki gibi gösterilebilir:

$$[A] \{\beta \{u\}_{t+\Delta t} + \alpha \{u\}_t\} \Delta t + [D] \{\{u\}_{t+\Delta t} - \{u\}_t\} - [D] \frac{\partial \{u_g\}}{\partial t} \Delta t = \{0\} \quad (4.24)$$

ABSB'nın artışı, önceki zaman aralığındaki değerlerin fonksiyonu gibi $t+\Delta t$ zaman aralığında hesaplanabilir. Yukarıdaki eşitlik artan zamanın fonksiyonuna göre düzenlenirse,

$$\{ \beta \cdot \Delta t [A] + [D] \} (u)_{t+\Delta t} = ([D] - \alpha \Delta t [A]) \{u\}_t + [D] \frac{\partial \{u_g\}}{\partial t} \Delta t \quad (4.25)$$

eşitliği elde edilir. Burada:

$$[AZA](u)_{t+\Delta t} = [b] \quad (4.26)$$

$$[AZA] = \beta \cdot \Delta t [A] + [D] \quad (4.27)$$

$$[b] = ([D] - \alpha \Delta t [A]) \{u\}_t + [D] \frac{\partial \{u_g\}}{\partial t} \Delta t \quad (4.28)$$

$[AZA]$ ve $[b]$ matrisleri çözümlenerek zamanın artışına bağlı olarak tanımlanan düğüm noktalarında ABSB değerlerine ulaşılır.

BSBO ile zeminin sıkışabilirliği değişim göstermiyorsa $[D]$ matrisi sabittir. Ayrıca, $[A]$ simetrik ve $[D]$ köşegen matris olduğu için, simetrik özelliklerin kullanılması mümkündür. Burada verilen eşitliğin çözümünde Crank–Nicholson yaklaşımı kullanılmıştır ($\alpha=\beta=0,5$). Bu yöntem depremin zaman artışına bağlı olarak ABSB'nın belirlenmesinde kullanılmaktadır.

4.4 Vibro-Taş Kolonların Sıkılaştırma Etkisi Üzerine Geliştirilen Analitik Yaklaşımlar

Taş kolon sistemleri zeminin drenaj kapasitesini arttırması bakımından dren sistemlerine benzerlik gösterir. Ancak, dren sistemlerinden farklı olarak, taş kolon yönteminde zeminin vibro teknikler etkisiyle kolon eksenine dik yönde sıkılaştırılması söz konusudur. Bu sıkılaştırılma miktarı, oluşturulan kolonlara yakın mesafelerde etkili olmakla birlikte kolon merkezinden uzaklaştıkça azalmaktadır. Zeminde yaratılan yatay

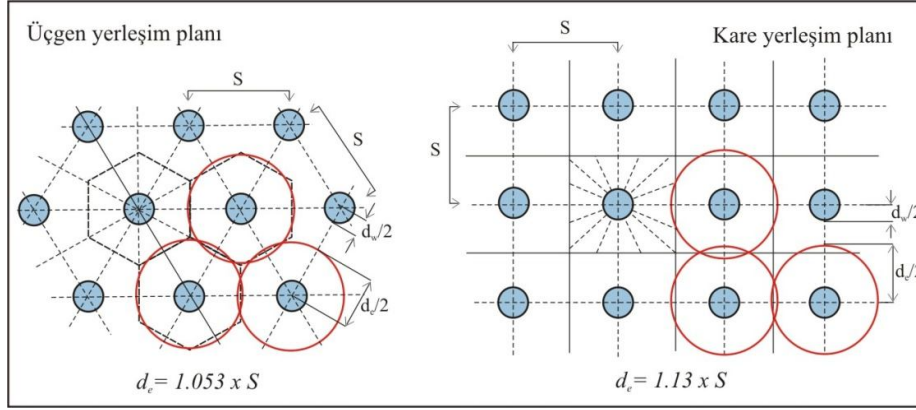
yöndeki bu sıklık farklılıklarının deprem sırasında gelişen ve sönümlenen ABSB'ni etkilemesi kaçınılmazdır.

Kohezyonsuz gevşek kum zeminlerin vibro-sistemlerle sıkılaştırılarak iyileştirme miktarının belirlenmesinde standart veya konik penetrasyon deney (SPT ve CPT) sonuçlarının kullanılması en genel yaklaşımdır. Taş kolonlar belirli aralıklarla inşa edildikten sonra SPT ve CPT gibi arazi deneyleri ile zeminde arzu edilen (sıkılaştırma/yoğunlaştırma) iyileştirmenin yapıp yapılmadığı kontrol edilir.

Vibro sistemler ile zeminde oluşturulacak güvenilir sıkılaştırma miktarını sağlamak için taş kolonların gerekli mesafelerinin belirlenmesi mühendislerin veya müteahhitlerin kişisel tecrübelerine bağlı kalmaktadır. Literatürde bugüne kadar penetrasyon direnci üzerindeki değişiklikleri ortaya koyan çalışmalar olmasına rağmen, bu sistemlerle yapılan iyileştirme miktarlarını ortaya koyan analitik bir yaklaşım yakın döneme kadar geliştirilmemiş ve tasarım uygulamalarında kullanılmamıştır. Yapılan bu çalışmalar daha çok zeminin ilksel rölatif sıklık değeri kullanılarak zeminde ABSB'nin gelişimine ve sönümlenmesine yönelik çalışmalarla sınırlı kalmıştır. Çünkü, vibro sistemlerle yapılan iyileştirme sonrasında elde edilen sıkılaştırmanın derecesi zeminin cinsine, zeminin ince tane miktarına, zeminde mevcut rölatif sıklığa, taş kolonun kesit alanına ve kolonlar arasındaki mesafeye bağlıdır.

Taş kolonlar arazide tipik olarak kare ve üçgen yerleşim planlarına göre uygulanmaktadır. Bu uygulamalarda taş kolonun etki alanı Şekil 4.6'da gösterildiği gibi taş kolonlar arasındaki mesafeye (S) bağlıdır. Bu mesafe dairesel bir etki alanı içerisinde değerlendirildiği zaman her iki yerleşim planı içinde taş kolonun etki çapının (d_e) yaklaşık olarak kolonlar arasındaki mesafeye eşit olduğu söylenebilir. Burada kolonlar arası mesafeye bağlı olarak zeminde elde edilecek sıkılaştırmanın kolon eksenine dik yöndeki dağılımının belirlenmesine gerek vardır. Bu dağılım, zeminin ince tane miktarına ve kolonlar arasındaki mesafeye bağlıdır.

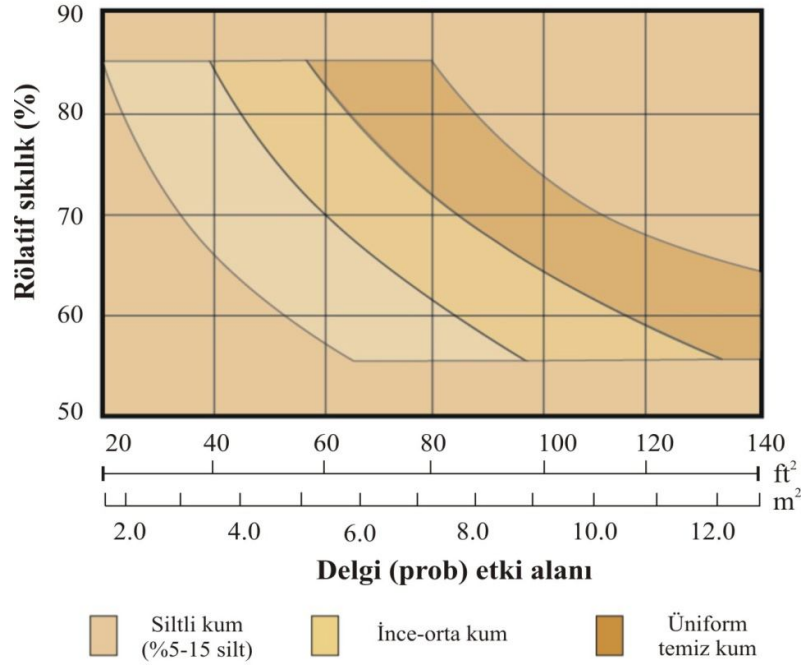
Barksdale ve Bachus (1983) titreştiricinin (Prob-delgi) etki ettiği alana bağlı olarak temiz ve siltli kum aralığı içerisinde zemindeki rölatif sıklığın değişimini ortaya koymuştur. Bu ilişki vibro sistemlerle iyileştirme sonrası elde edilen verilerden oluşturulmuştur. Şekil 4.7’de gösterilen bu ilişki taş kolonun etki alanı içerisinde zeminde meydana getirdiği sıkılaştırma miktarını ifade etmesi açısından önemli bir yaklaşımdır.



Şekil 4.6 Üçgen ve kare yerleşim planlarında taş kolonların etki mesafeleri

Bugün inşa edilen taş kolon çalışmalarında zeminde meydana getirilecek olan sıkılaştırma miktarı mühendislerin tecrübesine dayalı olarak yapılmakta ve inşa sonrası arzu edilen sıkılaştırma miktarı SPT ve CPT gibi arazi deneyleri ile kontrol edilmektedir. Oysa ki, bu ve buna benzer yaklaşımlardan yola çıkarak taş kolonların zeminde yaratacakları sıkılaştırma miktarı, iyileştirme yapılmadan önce tahmin edilebilir.

Barksdale ve Bachus (1983) tarafından verilen bu ilişki delginin etki alanına bağlı olarak tanımlanmaktadır. Bu alan değeri Şekil 4.6’da gösterildiği gibi dairesel bir alan olarak düşünülebilir. Böylelikle taş kolonun etki mesafesi (etki yarıçapı, $r_e = d_e/2$) belirlenmiş olur. Kumlar için, etki mesafesi dikkate alınarak zeminde meydana gelen iyileştirme miktarı rölatif sıklık (D_r) değerleri içerisinde değerlendirilebilir.



Şekil 4.7 Delginin (prob) etki ettiği alana bağlı olarak zemindeki rölatif sıklığın değişimi (Barksdale ve Bachus 1983)

Vibro sistemlerle yapılan iyileştirmelerde ince tane oranı %15'den az olan siltli kum ve kumlu zeminlerin rölatif sıklığı kolanlara yakın mesafelerde ($r_e=a$) %85-90 düzeyine kadar çıkmaktadır (Şekil 4.8). Bu sıklık değişimi delginin etki mesafesi boyunca ($r_e=b$) azalır. Ohbayashi vd. (1999) zeminde yaratılan bu sıkılaştırma miktarının kolonların etki mesafesinin bir fonksiyonu olduğunu göstermiştir. Yaklaşık 2,0 m'lik bir etki mesafesinden sonra taş kolonların yarattığı sıkılaştırma miktarının göz ardı edilebileceği ifade edilmiştir.

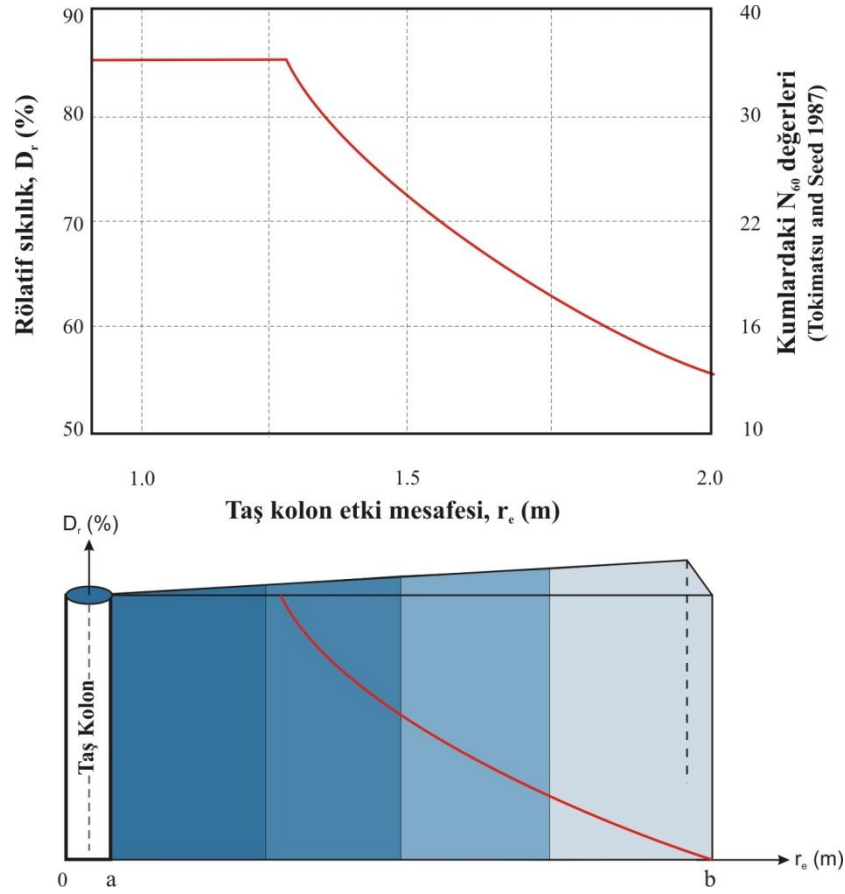
Kolon eksenine dik yöndeki sıklık farkı zeminin hacimsel sıkışabilirlik katsayısını etkileyecektir. Etki mesafesine bağlı olarak değişen rölatif sıklık değerleri Seed ve Booker (1976) tarafından verilen hacimsel sıkışabilirlik katsayısının belirlendiği bağıntıya aktarılabilir. Böylelikle, hacimsel sıkışabilirlik katsayısı değerleri yatay mesafeye bağlı olarak değerlendirilebilir. Analizde yatay mesafenin (r_e) formüle uygulanması aşağıda verilmiştir:

$$\frac{m_{v(re)}}{m_{v0}} = \frac{e^{Ax^B}}{1 + Ax^B + 0.5A^2x^{2B}} \quad (4.29)$$

Burada, x boşluk suyu basınç oranı ($x=\Delta u/\sigma'_{3c}$), A ve B ifadeleri ise etki mesafesine bağlı olarak aşağıda tanımlanan eşitliklerdir:

$$A = 5(1.5 - D_{r(re)})$$

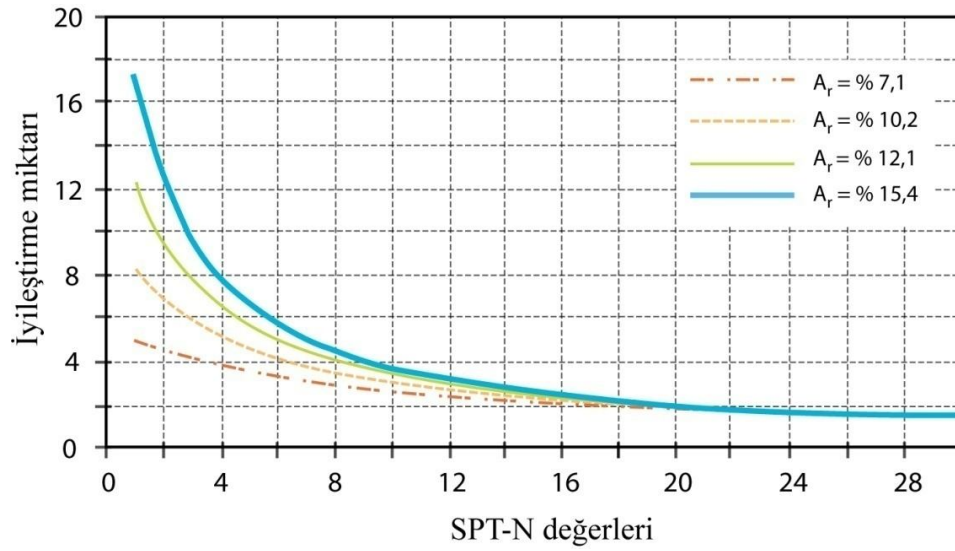
$$B = 3(4)^{D_{r(re)}}$$



Şekil 4.8 Vibro-taş kolon yönteminde zeminde yaratılan sıkılaştırma dağılımının ilişkilendirilmesi. Grafik, üniform temiz kum eğrisini tanımlar (Barksdale ve Bachus 1983'den değiştirilerek alınmıştır)

Vibro sistemler üzerine yapılan diğer bir ilişki Baez (1995) tarafından geliştirilmiştir. Bu çalışmada kullanılan vibro sistem 165 beygir gücüne ve 20 ton santrifüj kuvveti

ugulayan Keller S tipi titreştiricisidir. Dolayısıyla, geliştirilen yaklaşımlarda bu titreştirici dikkate alınmıştır. Bu çalışmada, önceki 18 vakıa analizlerinden toplanan SPT ve CPT sonuçları kullanılarak matematiksel bir ilişki yakalanmaya çalışılmıştır. Söz konusu matematiksel ilişki taş kolon yapılmadan önce ve taş kolon yapıldıktan sonra elde edilen SPT verileri ile ortaya konmuştur. Çalışmada alan oranı yaklaşımı dikkate alınarak, %5 ile %20 değer aralıkları içerisinde toplam 400 adet SPT verisinden yararlanılmıştır. Buradaki alan oranı (A_r), taş kolon alanının (A_c) taş kolonun etki alanına olan (A) oranıdır. Çalışmada SPT verilerinden elde edilen iyileştirme miktarı, taş kolon öncesi SPT-N değerleri ile taş kolon sonrası SPT-N değerleri arasındaki artışa bağlı olarak belirlenmektedir. İyileştirme sonrasında SPT-N verilerindeki bu artış miktarı, alan oranı değerlerine bağlı olarak eğri takımları ile gösterilmektedir. Bu eğri takımları Şekil 4.9'da, matematiksel ifadeleri ise aşağıda verilmiştir.



Şekil 4.9 Alan oranlarına bağlı olarak SPT-N değerlerinin iyileştirme sonrası değişimini gösteren eğriler (Baez 1995)

$$(A_r) \sim \%7,1 \quad \text{İyileştirme sonrası SPT} = X / (0,18226 + 0,01996 X) \quad (4.30)$$

$$(A_r) \sim \%10,2 \quad \text{İyileştirme sonrası SPT} = X / (0,09882 + 0,0226 X) \quad (4.31)$$

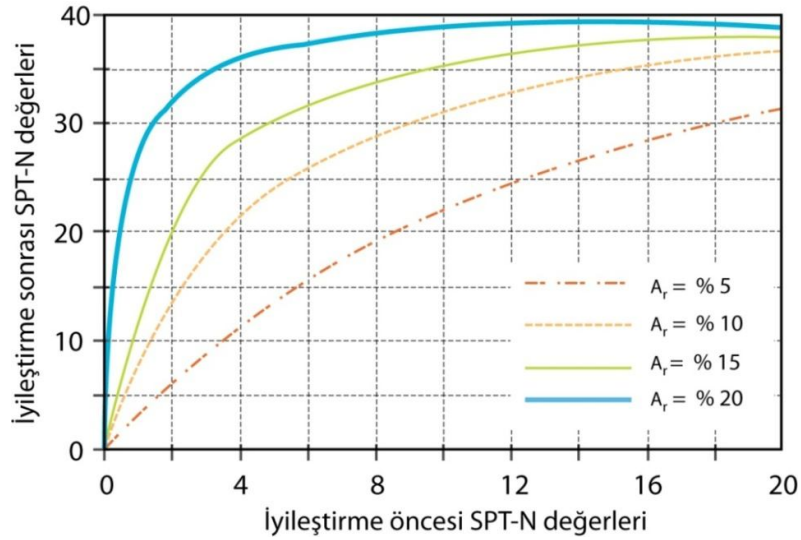
$$(A_r) \sim \%12,1 \quad \text{İyileştirme sonrası SPT} = X / (0,057875 + 0,02402 X) \quad (4.32)$$

$$(A_r) \sim \%15,4 \quad \text{İyileştirme sonrası SPT} = X / (0,03397 + 0,02361 X) \quad (4.33)$$

Yukarıda verilen 4.30 - 4.33 eşitlikleri tek bir ilişkiyi tanımlayan basit hiperbolik fonksiyonlar olup, sadece katsayı değerleri açısından farklılık sunarlar. Bu ilişkilerde SPT-N verilerinin 40 olmasıyla fonksiyonlar 1 değerine yaklaşır. Çalışmada alan oranlarının regresyon analizleri ile taş kolon öncesi SPT ve taş kolon sonrası SPT verileri arasındaki ilişki tanımlanmış ve analitik bir yaklaşım ortaya konulmuştur:

$$SPT (sonraki) = \frac{y}{\left(0,776(1,121x10^{-9A_r}) + (0,025 - 0,0194(1,121x10^{-9A_r}))\right) y}$$

Burada y iyileştirme öncesi SPT-N değerlerini, A_r ise alan oranını ifade etmektedir. Bu bağıntıdaki taş kolon öncesi SPT-N değerleri ile alan oranı değerleri girdi parametreleridir. Sonuç olarak, iyileştirme sonrası SPT-N değerlerine ulaşılır. Bu ilişki ayrıca Şekil 4.10'da grafiksel olarak ifade edilmiştir.



Şekil 4.10 Alan oranı ve iyileştirme öncesi SPT verileri temel alınarak iyileştirme sonrası SPT verilerin tahmin edilmesi (Baez 1995)

İyileştirme sonrası SPT değerlerine ulaşılmasıyla birlikte zeminin yatay yöndeki rölatif sıkılık dağılımı belirlenmektedir. Etki mesafesi boyunca rölatif sıkılık artışının eşitlik 4.29'da verilen ilişkiye uygulanmasıyla hacimsel sıkışabilirlik katsayısının yatay yöndeki değişimi de belirlenmiş olur. Bu değişim deprem sırasında gelişen ABSB'nın azalmasına neden olur.

Yukarıda tanımlanan iki ilişki birbiri ile kıyaslanabilir. Ancak, Barksdale ve Bachus (1983) tarafından verilen ilişkide, vibro sistemlerin alan uygulamaları dikkate alınmasına rağmen, iyileştirme yapılan bir bölgedeki rölatif sıklık değişimi korele edilmemiştir. Dolayısıyla, Baez (1995) tarafından geliştirilen eğrilerle doğrudan korelasyon yapmak çok doğru değildir. Fakat, bu ilişkide alan oranı ve maksimum iyileştirme miktarı tanımlanabilir.

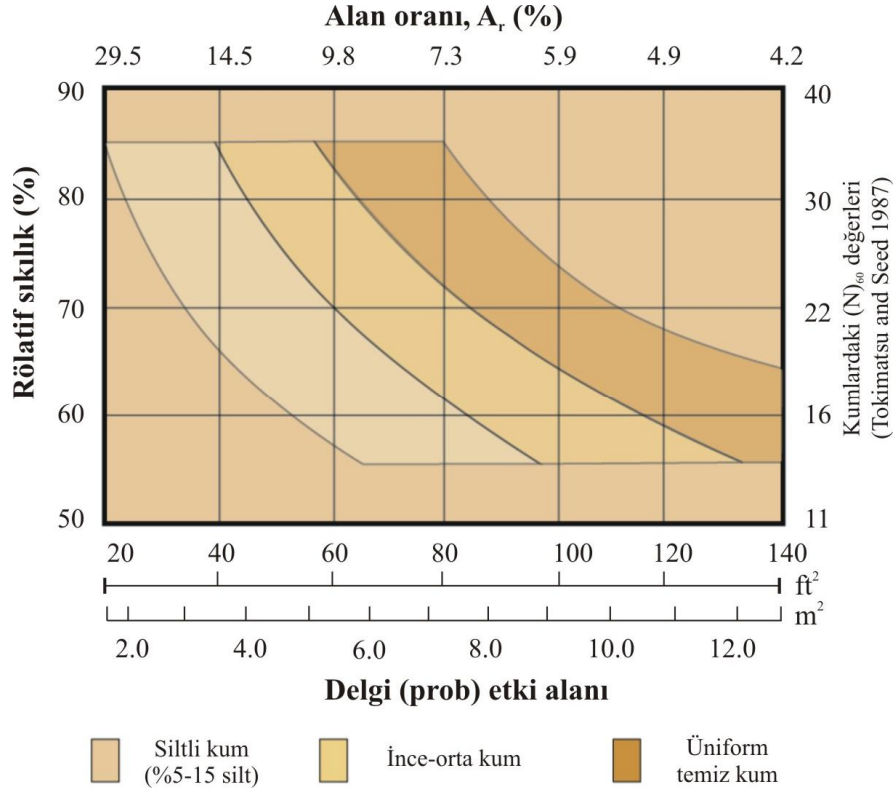
Şekil 4.11’de Barksdale ve Bachus (1983) tarafından verilen ilişkide SPT-N ve alan oranı değerleri elde edilebilir. Şekil 4.11’de rölatif sıklık değerleri %55 ile %85 aralığında gösterilmiştir. Bu sayısal değerler tanımlanan eğrilerin yukarı ve aşağı kesimleri de dikkate alınarak aşağıdaki çizelgede sunulmuştur. Çizelge 4.2’de verilen değerler Baez (1995) tarafından verilen eğri takımları ile birlikte Şekil 4.12’de karşılaştırılmıştır.

Çizelge 4.2 Barksdale ve Bachus (1983) eğrilerinden maksimum SPT değerlerinin tahmin aralığı (Baez 1995)

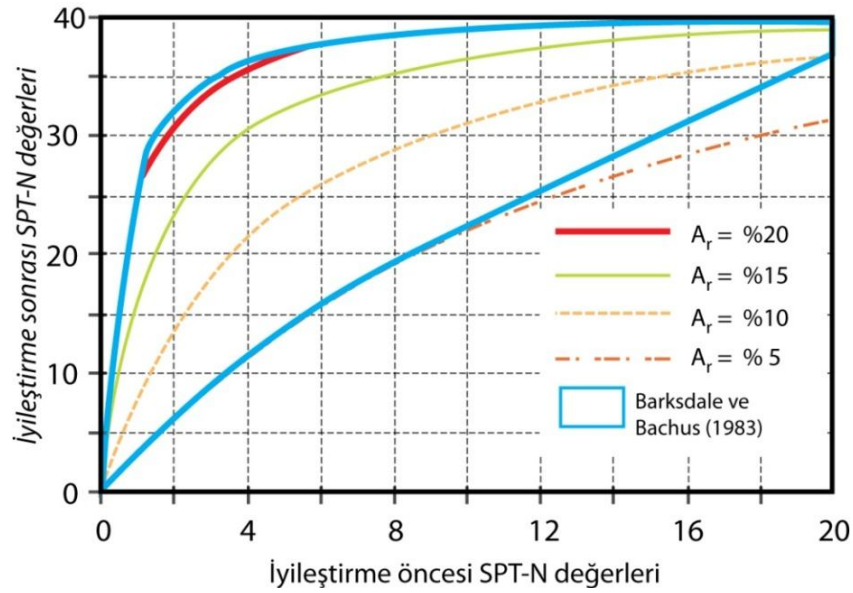
Alan Oranı Değeri, A_r	Probun etki alanı (m^2)	SPT değerleri Kum (<%5 silt)	SPT değerleri Kum (%5-%15 silt)
%20	2,48	40 *	29-40*
%15	3,30	40*	23-40*
%10	4,97	26-40*	16-24
%5	9,94	13-19	*8-13

* Şekil 4.11’de verilen eğrilerden hesaplanan SPT- N_{60} değerleri, $r_w=0.4m$ alınmıştır.

Şekil 4.12’de Baez (1995) tarafından verilen eğri takımları, Barksdale ve Bachus (1983) tarafından tanımlanan SPT- N_{60} değerleri ile yaklaşık olarak aynı aralık içerisinde. Bu iki ilişkinin benzer sonuçlar sunması, vibro taş kolon yöntemi ile elde edilen sıkılaştırma miktarının belirlenmesinde bunların oldukça sağlıklı yöntemler olduğunu gösterir. Yapılan bu çalışmada her iki yaklaşım dikkate alınmış ve ilksel SPT-N (Baez 1995) ve rölatif sıklık (D_r) değerlerine (Barksdale ve Bachus 1983) bağlı olarak vibro taş kolon sonrası zeminin yatay yöndeki sıkılaştırılma miktarı ortaya konmuştur.



Şekil 4.11 Barksdale ve Bachus 1983 yaklaşımında alan oranı ile SPT- N_{60} ve rölatif sıklık arasındaki uygun yaklaşımlar (USACE 1999)



Şekil 4.12 Barksdale ve Bachus (1983) ile Baez (1995) tarafından geliştirilen ilişkilerin karşılaştırılması

5. OPTİMUM DRENAJ ANALİZ PROGRAMI (ODA)

Optimum Drenaj Analiz programı (ODA) sınılaşmaya karşı taş kolonların optimum tasarımlarını belirlemek için geliştirilmiştir. Program sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak hazırlanmıştır. Bu yöntemi içeren temel yaklaşımlar Bölüm 3’de ayrıntılı olarak verilmiştir.

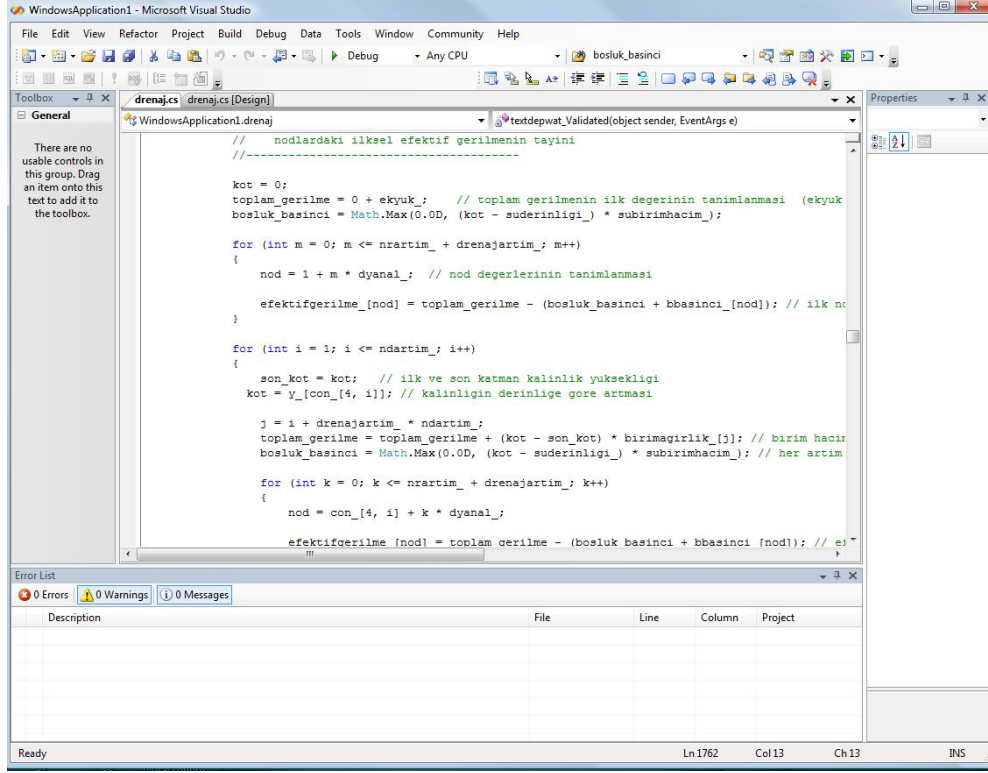
ODA programı, optimum drenaj açıklığının bulunmasına yönelik olarak, zemin içinde modellenen alandaki düğüm noktalarında deprem sırasında gelişen boşluk suyu basınç oranının (BSBO) hesaplanmasını ve aynı düğüm noktalarında efektif gerilme ile karşılaştırılmasını içerir. Hazırlanan model program ile drenajsız koşullar, drenajlı koşullar ve vibro-taş kolon uygulamaları analiz edilebilmektedir.

ODA programı Visual C#.Net yazılım dilinde ve Microsoft Visual Studio Net derleyicisinde hazırlanmıştır (Şekil 5.1). Programın girdi ve çıktı bölümlerine kullanıcı tarafından erişim son derece kolay olup, istenildiğinde grafiksel çözüm yapılabilmektedir. Girdi verileri ve çıktı bilgileri herhangi bir formatta (pdf, txt, doc vb.) kayıt edilebilir.

5.1 Programın Kullanım Özellikleri ve Girdi Parametreleri

ODA Programı açıldıktan sonra Şekil 5.2’deki ekran görüntüsü gelir. ODA programının penceresinde, başlık çubuğunun hemen altında menü çubuğu yer almaktadır. Menü çubuğunda yer alan “Analizler” araç menüsü kullanılarak “Drenaj” program penceresi açılır (Şekil 5.3).

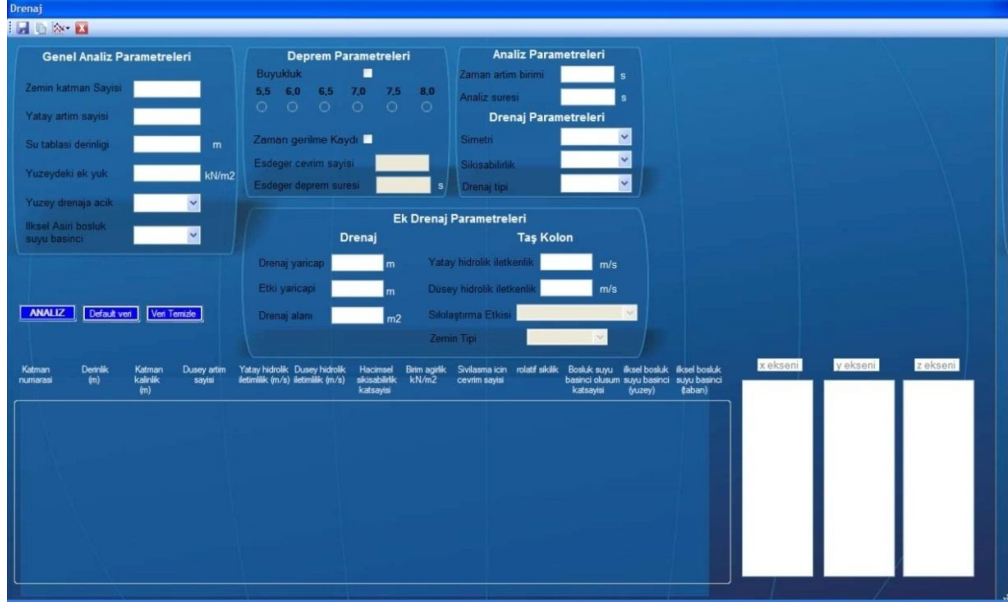
Drenaj programında toplam dört adet araç menüsü vardır. Bunlar: Dosya (file), kopyalama (copy), grafikler (graphics) ve programı sonlandıran çıkış (exit) araç menüleridir. Bu menüler windows tabanlı programlarda yaygın olarak kullanılmaktadır. Programda grafikler araç menüsü kullanılarak, istenilen grafikler oluşturulur.



Şekil 5.1 Microsoft Visual Studio Net derleyicisinde programın hazırlanması

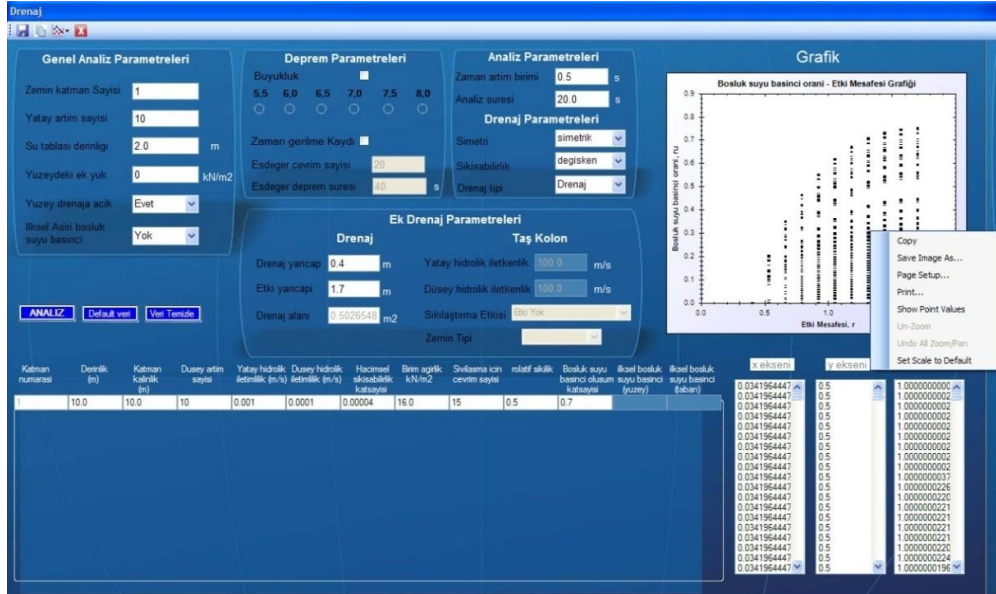


Şekil 5.2 Optimum Taşkolon analiz program arayüzü



Şekil 5.3 Drenaj analiz programı veri giriş sayfası

Fare imlecini açılan grafikler üzerine götürüp bir kere sağ tıklama ile grafiğe ait araç çubuğu açılır (Şekil 5.4).



Şekil 5.4 Drenaj analiz programında grafik oluşturma

Programda yer alan “Analiz” düğmesi (button) programın koşturulmasını sağlar. Varsayılan veri düğmesi kullanılarak programda önceden oluşturulmuş ve Bölüm 6’da verilmiş olan örnek uygulama analiz edilebilir. Veri temizleme düğmesi ile girilen tüm değerler silinir.

Optimum drenaj analizi için gerekli olan parametreler beş ayrı girdi grubu içinde tanımlanmıştır (Şekil 5.5):

- a) Modeli tanımlayan genel parametreler
- b) Deprem koşullarını tanımlayan parametreler
- c) Analiz süresini tanımlayan parametreler
- d) Drenaj özelliklerini tanımlayan parametreler
- e) Zemin özelliklerini tanımlayan parametreler

Bu girdi grupları içerisinde yer alan parametreler aşağıda ayrıntılı olarak tanımlanmıştır.

5.1.1 Genel parametreler

Genel parametreler içerisinde tanımlı değişkenler zemin katman sayısı, yanal artış sayısı (modelin yatay yönde bölüneceği eleman sayısı), su tablası derinliği, yüzeydeki ek yük (sürşarj), yüzey drenaj durumu ve ilksel aşırı boşluk suyu basıncıdır. Bu parametrelere ait kısa açıklamalar aşağıda verilmiştir. Parantez içerisinde alınan kısaltmalar, yazılım dilindeki değişken ismini tanımlamaktadır.

Katman Sayısı (*Katmansayisi*): Zemin profilindeki tabaka sayısını ifade eder. Bu bilgi programa girildiğinde katman sayısı kadar satırı olan bir tablo otomatik olarak oluşturulur. Her bir katman için gerekli girdi bilgileri bu tablonun ilgili kısımlarına girilir.

Yanal Artış Sayısı (*nrartim*): Taş kolon etki mesafesini (r_e) belirli sayıda elemanlara ayırmak için tanımlanan parametredir. Tipik olarak 10-15 arasında seçilmesi önerilir.

Drenajsız durumda bu değişken 1 olarak seçilebilir. Bu seçenek ile ilgili ayrıntılı bilgi Bölüm 6’da verilmiştir.

The screenshot shows the 'Drenaj' software interface. It features several input fields and buttons for configuring a drainage system. The 'Genel Analiz Parametreleri' section includes fields for 'Zemin katman Sayısı' (set to 5), 'Yatay artım sayısı', 'Su tablası derinliği' (m), 'Yüzeydeki ek yük' (kN/m²), 'Yüzey drenaja açık', and 'İkisel Asiri boşluk suyu basıncı'. The 'Deprem Parametreleri' section includes 'Buyukluk' (5.5, 6.0, 6.5, 7.0, 7.5, 8.0), 'Zaman gerilme Keyd', 'Esdeger çevrim sayısı', and 'Esdeger deprem süresi'. The 'Analiz Parametreleri' section includes 'Zaman artım birimi' (s), 'Analiz süresi' (s), and 'Drenaj Parametreleri' (Simetri, Sikosabilirik, Drenaj tipi). The 'Ek Drenaj Parametreleri' section includes 'Drenaj yancapı' (m), 'Etki yancapı' (m), 'Drenaj alanı' (m²), 'Yatay hidrolik iletkenlik' (m/s), and 'Düsey hidrolik iletkenlik' (m/s). Below these sections is a table with columns for 'Katman numarası', 'Derinlik', 'Katman kalınlığı', 'Düsey artım sayısı', 'Yatay hidrolik iletkenlik', 'Düsey hidrolik iletkenlik', 'Hacimsel sikosabilirik katsayısı', 'Birim ağırlık', 'Sivılaşma için çevrim sayısı', 'rolatif sikilik', 'Boşluk suyu basıncı oluşum katsayısı', 'İkisel boşluk suyu basıncı (yüzey)', and 'İkisel boşluk suyu basıncı (taban)'. To the right of the table are three vertical bars labeled 'Kekseni', 'Vekseni', and 'Zekseni'.

Şekil 5.5 Zemin katman sayısına bağlı katman tablosunun oluşturulması

Su Tablası Derinliği (*suderinliği*): Su tablasının zemin yüzeyinden derinliğini ifade eder. Programda 15 m’den fazla su derinliği girilmesi durumunda program kullanıcıyı uyarır. Bunun nedeni, sıvılaşmanın yüzeyde hasar meydana getirebilmesi için yeraltı su seviyesinin yüzeye yakın olması gerektiğidir. Ayrıca, tipik taş kolon uygulamaları genellikle 9-15 m arasında inşa edilmektedir.

Yüzeydeki Ek Yük (*ekyük*): Mühendislik yapılarının zeminde yarattığı ek gerilme değerini ifade eder. Bu girdi parametresi özellikle mühendislik yapıları altına kalacak olan taş kolon uygulamaları için düşünölen durumlarda gereklidir.

Yüzey Drenaj Durumu (*yuzeysecim*): Zemin yüzeyinde bir yapının olup olmasına bağlı olan, yüzey drenaj koşulu parametresidir. Analizde “Evet” veya “Hayır” olmak

üzere iki ayrı seçim yapılabilir. Evet seçimi, yüzeyde yapının olmadığı drenajlı durumu; Hayır seçimi ise zemin yüzeyinde halihazırda bir yapının bulunduğu drenajsız koşulu tanımlar (Bölüm 3.2.2).

İlksel Aşırı Boşluk Suyu Basıncı (*ilkselasiriboslukbasinc*): Deprem yüküne bağlı olarak akış deformasyonunun başlangıcından önceki değeri tanımlar. Dren ve taş kolon uygulamalarında pratik olarak bu değer sıfır olarak alınmaktadır. Programda ilksel aşırı boşluk suyu basıncının seçilmesi isteğe bağlı bir parametredir. İlksel aşırı boşluk suyu basıncının analizde belirtilmesi durumunda, her katmanın tabanında ve yüzeyinde bu değerlerin hesaplanması gerekir. İlksel aşırı boşluk suyu basıncının hesaplanmasına yönelik ayrıntılı bilgi Yoshimine vd. (2006) tarafından verilmiştir.

5.1.2 Deprem ve analiz parametreleri

Eşdeğer Çevrim Sayısı (*esdegercevrimsayisi*): Deprem yüküne bağlı gelişen eşdeğer düzenli çevrim sayısı değeridir. Pratik uygulamalar için farklı deprem büyüklüğünde eşdeğer düzenli çevrim sayısı ve deprem süresi literatürde tanımlanmıştır.

Eşdeğer Deprem Çevrim Süresi (*esdegercevrimsuresi*): Deprem sarsıntı süresini ifade eder (Çizelge 3.5).

Zaman Artış Birimi (*zamanartim*): Analiz süresinin zaman artış miktarını ifade eder. Örnek olarak, bu değer 0,5 s seçilmesi durumunda, analiz 0,5 s aralıklarla artarak toplam süreye ulaşır. Böylelikle, her zaman adımında tanımlı düğüm noktalarından veri alınır.

Analiz Süresi (toplamsüresi): Programın toplam çalışma süresini ifade eder. Programda analizin toplam süresi, depremin eşdeğer sarsıntı süresinden büyük olmalıdır.

5.1.3 Drenaj parametreleri

Simetri (*simetrisecim*): Programda simetrik ve düzlemsel olmak üzere iki farklı durum tanımlıdır. Drenaj uygulamalarında çoğunlukla simetrik durum kullanılmaktadır (Şekil 5.6).

Sıkışabilirlik (*sikismasecim*): Program sabit ve değişken olmak üzere iki farklı sıkışma seçimi ile analiz yapabilir. BSBO gelişiminin yüksek olması durumunda değişken sıkışabilirlik koşulları geçerli olurken, düşük BSBO değerlerinde sabit sıkışabilirlik koşulları geçerlidir (Seed vd. 1976).

Drenaj tipi (*drenajsecim*): Optimum drenaj analizi a) drenajsız b) drenajlı (çakıl dren) ve c) hem sıklık hem de drenajın olduğu taşkolon uygulamaları olmak üzere üç ayrı fonksiyonu içerir.

a) Drenajsız koşul seçiminde ek drenaj parametrelerinin kullanılmasına gerek yoktur. b) Drenaj koşulunun seçilmesi durumunda, drenaj yarıçapı, drenaj etki mesafesi ve drenaj alanı parametrelerinin programa girilmesi gerekir. c) Taş kolon uygulaması seçilmesi durumunda ise, bu verilerle birlikte drenaj içindeki yatay ve düşey yöndeki hidrolik iletkenlik değerlerine gereksinim vardır.

Drenaj yarıçapı (*drenajyaricap*): Dren veya taş kolona ait yarıçap değeridir. Programda metre olarak tanımlıdır. Tipik olarak taş kolonların yarıçap değeri 0,5 m'dir.

Drenaj etki mesafesi (*drenajetkimesafesi*): Drenajın etki ettiği dairesel alanın yarıçap değeridir. Tipik olarak taş kolon uygulamalarında drenaj etki mesafesi değeri 0,9 – 1,8 m arasında alınmaktadır (USACE 1999, Anonymous 2004).

Drenaj alanı (*aland*): Dren sisteminin etki ettiği alanı tanımlar. Program içerisinde bu değer drenaj etki mesafesine bağlı olarak hesaplanır.

Drenaja ait yatay hidrolik iletkenlik (k_{xd}): Drenaja ait yatay hidrolik iletkenlik değeridir. Akışın sağlanabilmesi için bu değerin zeminin geçirgenlik değerinden en az 200 kat fazla olması gerekir (Seed vd. 1976).

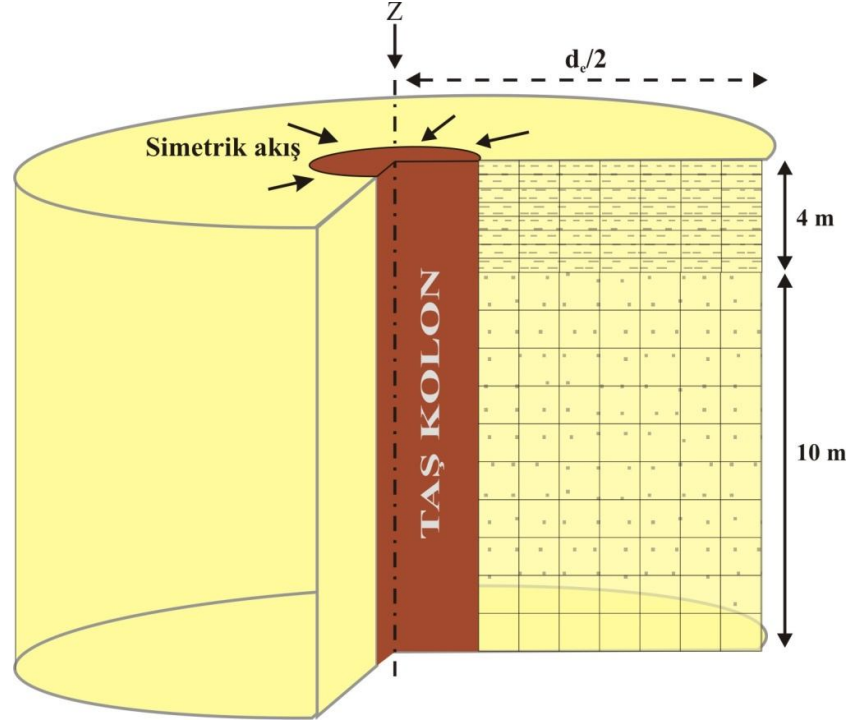
Drenaja ait düşey hidrolik iletkenlik (k_{yd}): Drenaja ait düşey hidrolik iletkenlik değeridir. Taş kolona ait düşey ve yatay yöndeki hidrolik iletkenlik değerleri, kullanılan malzeme değişmediği sürece genellikle aynı değerdedir.

5.1.4 Zemin parametreleri

Zemin katman tablosunda tanımlanan zemine ait parametrelerdir. Bu veriler; katman kalınlığı, düşey artış sayısı, yatay ve düşey hidrolik iletkenlik, hacimsel sıkışabilirlik katsayısı, birim ağırlık, sıvılaşıma için gerekli çevrim sayısı, rölatif sıkılık, boşluk suyu basınç oluşum katsayısı ve ilksel aşırı boşluk suyu basıncının olması durumunda her katmanın yüzeyde ve tabanında tanımlanması gereken ilksel aşırı boşluk suyu basınç değerleridir.

Katman kalınlığı ($kat_kalinlik$): Zemin katman kalınlığını ifade eden parametredir. Birimi metre olarak alınır.

Düşey artış sayısı ($dartim$): Katmanın düşey yönde elemanlara ayrılabilmesine olanak tanıyan parametredir. Bu parametre, genel parametler içerisinde tanımlanan yatay artış sayısı ile birlikte zemin profiline ait sonlu elemanlar ağını oluşturmaktadır. Örnek olarak, Şekil 5.6'da iki ayrı katman tanımlanmıştır. Siltli kum katmanının kalınlığı 4 m, kum katmanının kalınlığı ise 10 m'dir. Yatay artış değeri 7 birim seçilerek, drenajın etki yarıçapı ile sınırlı yatay mesafe 7 elemana ayrılmıştır. İlk katmana ait düşey artış değeri ise 8 birim seçilerek düşey yönde 8 ayrı eleman tanımlanmıştır. Böylelikle siltli kum katmanı için her elemanın düşey kalınlığı 0,5 m olarak belirlenmiştir. Kum katmanı için düşey artış sayısı 10 birim seçilerek her elemanın düşey yöndeki kalınlığı 1 m olarak tanımlanmıştır.



Şekil 5.6 Zemin profili ve sonlu elemanlar ağının oluşturulması

Yatay hidrolik iletkenlik (*katyataygecirgenlik_{kx}*): Arazide pompaj deneyleri yapılarak zeminlerin hidrolik iletkenlik değerlerini tahmin etmek mümkündür. Kum zeminler üzerinde yapılan arazi deneylerinden elde edilen hidrolik iletkenlik değerleri daha önceki bölümlerde sunulmuştur (Çizelge 3.4). Şekil 5.7’de farklı zeminlere ait hidrolik iletkenlik değer aralıkları verilmiştir.

Hidrolik İletkenlik katsayısı (m/s)										
10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}
Aşırı geçirimli	İyi drenaj				Zayıf drenaj			Geçirimsiz		
Temiz çakıllar	Temiz kumlar, kum çakıl karışımı				Çok ince kumlar, kum silt karışımları, kil çökelleri			Killer gibi geçirimsiz zeminler		

Şekil 5.7 Hidrolik iletkenlik değer aralıkları

Zeminler üzerinde yapılan arazi deneylerinden elde edilen hidrolik iletkenlik değerleri ile zeminlerin indeks özellikleri arasında yararlı olabilecek ilişkiler vardır. Bu ilişkiler arasında en iyi bilinenlerden biri Hazen eşitliğidir. Hazen (1911) gevşek kumlar için aşağıdaki ampirik ilişkiyi geliştirmiştir (Coduto 1998).

$$k(cm/s) = \frac{1}{100}(D_{10})^2$$

Düşey hidrolik iletkenlik (*katduseygecirmelik_ky*): Birçok çökel, düşey profil boyunca siltli ve killi arabantlara sahip olarak çökelir. Bunun sonucunda düşey hidrolik iletkenlik tipik olarak yatay hidrolik iletkenlik değerlerinden daha düşük değerler sunar. Çoğunlukla düşey hidrolik iletkenlik, yatay hidrolik iletkenlik ile birlikte bir oran şeklinde tanımlanır (Çizelge 5.1).

Çizelge 5.1 Kum zeminler için tipik iletkenlik oranları

Tanım	k_y/k_d
Üniform (Temiz kum)	1,5-2,0
Orta anizotrop	4-5
Aşırı anizotrop	10-100

Birçok Japon araştırmacı k_y/k_d oranını 4 ile 10 arasında kullanmaktadır. Seed ve Booker (1976) kendi çalışmalarında düşey hidrolik iletkenlik değerini dikkate almamıştır. Yukardaki koşullar düşünüldüğünde sadece üniform (temiz kum) zeminler için düşey/yatay hidrolik iletkenlik değeri ihmal edilebilecek boyuttadır.

Hacimsel sıkışabilirlik katsayısı (*kathacimselsikisma*): Hacimsel deformasyondaki değişimi ifade eder. Lee ve Albaisa (1974) devirsel yükler altında gelişen ABSB'nın ve rölatif sıkılığın hacimsel sıkışabilirlik katsayısını önemli ölçüde etkilediğini rapor etmiştir.

Deprem sırasında gelişen boşluk suyu basınç oranının (BSBO) %60'dan küçük olması durumunda ($r_u < 0,6$) hacimsel sıkışabilirlik katsayı değerleri tipik olarak $2 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$

(sıkı zeminler) - 4×10^{-5} m²/kN (gevşek zeminler) arasındadır (Çizelge 5.2). Diğer taraftan, BSBO'nun %60'dan büyük olması durumunda, hacimsel sıkışabilirlik katsayısı (m_v) değerinin rölatif sıkılığa bağlı olarak artış gösterdiği ortaya konmuştur (Bölüm 3.1.3). Hacimsel sıkışabilirlik katsayısı değerleri ile arazi deneyleri arasında literatürde ilişkiler mevcuttur. Bunlardan bir tanesi Burland ve Burbidge (1985) tarafından sunulmuştur. Araştırmacılar ödometre deneyi ve arazi çalışmalarından elde ettikleri hacimsel sıkışabilirlik değerlerini, SPT N_{60} değerleri ile karşılaştırmışlardır (Şekil 5.8).

$$m_v = \frac{1.7}{(N_{60})^{1.4}}$$

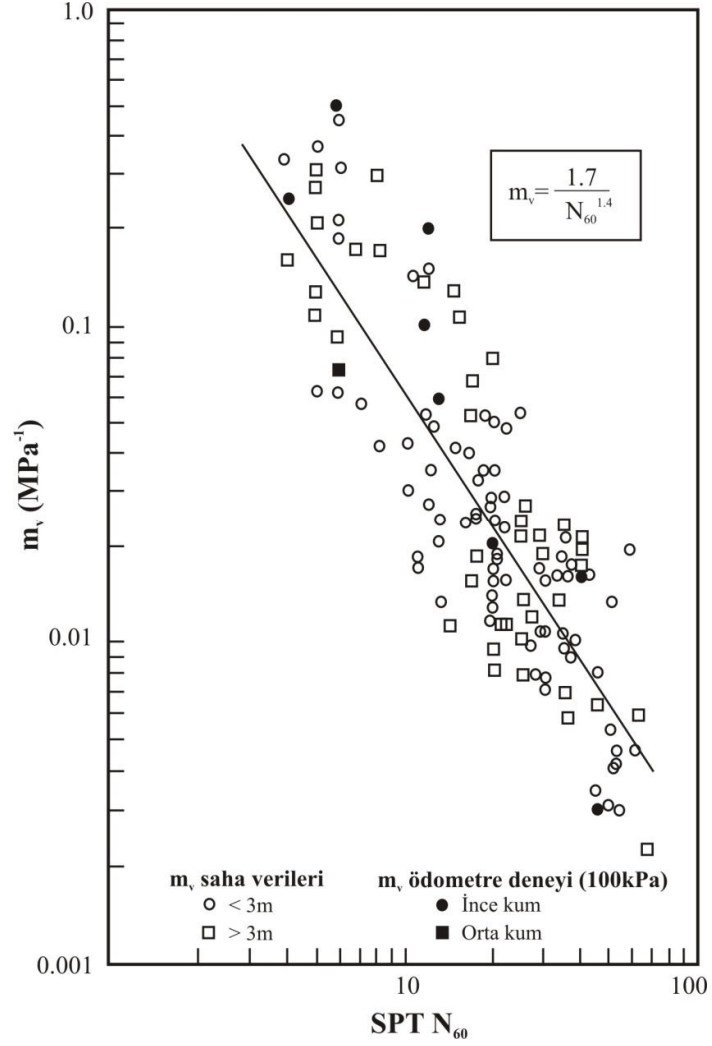
Bu ilişki hacimsel sıkışabilirlik katsayısı değerinin SPT N_{60} değerlerine bağlı olarak tahmin edilmesinde oldukça yararlı bir eşitliktir. Bu eşitlikten elde edilecek sonuçlar MPa⁻¹ dir.

Çizelge 5.2 Kumların tipik hacimsel sıkışabilirlik değerleri (Pestana vd. 1997)

Kum Tipi	Hacimsel Sıkışabilirlik Katsayısı (m²/kN)	Ortalama tane boyu, D₅₀ (mm)
Sacramento nehir kumu	2×10^{-5}	0,20
El Monte kumu	2×10^{-5}	0,22
Akita liman kumu	$3-4 \times 10^{-5}$	0,15
Monterey kumu	4×10^{-5}	0,60
Fuji nehri kumu	6×10^{-5}	0,40
Ogishima kumu	10×10^{-5}	0,32

Birim ağırlık (*katbirimhacim*): Zemin katmanının ortalama birim ağırlık değeridir.

Sıvılaşma çevrim sayısı (*katsivilasmacevrimsayisi*): Sıvılaşma için gerekli olan çevrim sayısı değeridir. Devirsel üç eksenli ve kayma deneyleri ile sıvılaşmaya neden olan gerilme oranı ve çevrim sayısı arasında ilişkiler literatürde tanımlıdır.



Şekil 5.8 SPT deneyi N_{60} değerleri ile kumların hacimsel sıkışabilirlik katsayısı arasındaki ilişkiler (Burland ve Burbidge 1985)

Rölatif sıklık (*katrolatifyogunluk*): Kumlu ve çakıllı zeminlerde özel bir ağırlık-hacim parametresi olan rölatif sıklık değeri daha önceki bölümlerde tartışıldığı gibi SPT ve CPT verilerinden belirlenebilmektedir.

Aşırı boşluk suyu basıncı oluşum katsayısı (*katbosluksuyukatsayısı*): Bu değer deprem sırasında gelişen ABSB'nı tanımlayan katsayı değeridir. Seed ve Booker (1976) bu değerini 0,7 olarak alınmasını önermiştir. Bazı Japon araştırmacılar ise bu değerini 1,0 olarak alınması gerektiğini ifade etmektedir (Örnek, Tanaka vd. 1983, Xu 1991).

6. SAYISAL ÖRNEKLER VE SONUÇLARIN YORUMLANMASI

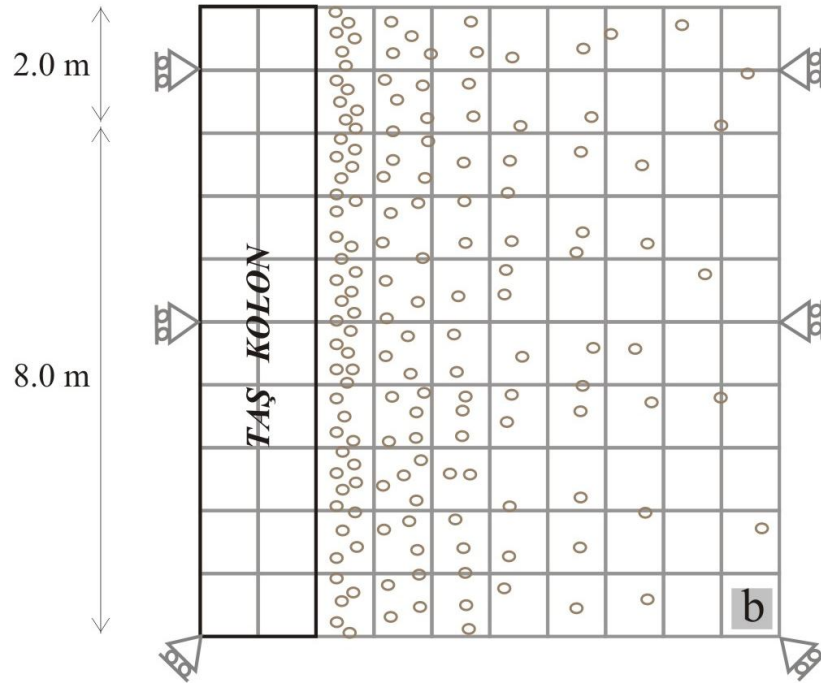
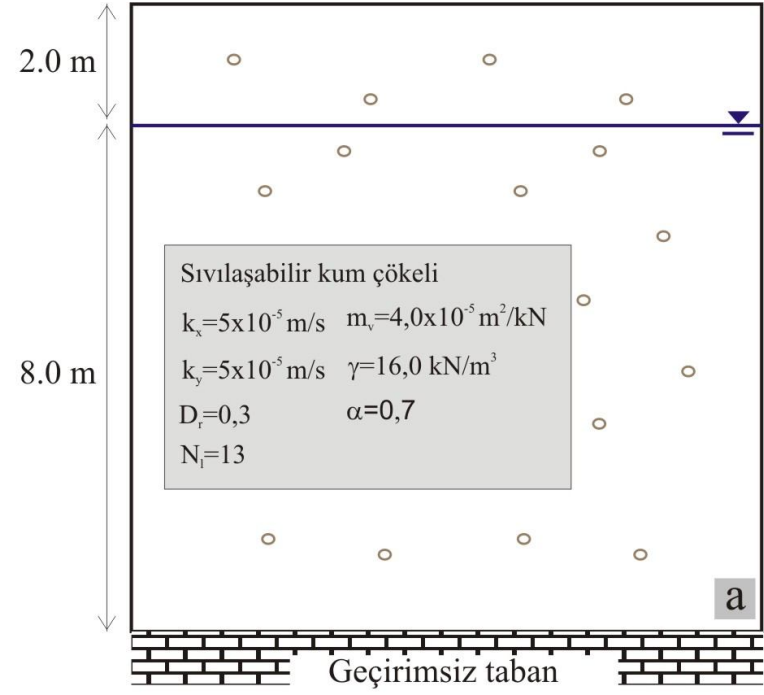
Optimum drenaj analiz (ODA) programı ile sıvılaştırılabilir kumlarda deprem sırasında gelişen aşırı boşluk suyu basıncı (ABSB), modelin tanımlı düğüm noktalarında belirlenmektedir. Dren ve taş kolon sistemleri yüksek geçirgenlik değerlerine sahip olduğu için deprem sırasında gelişen ABSB'ni sönmümlerler. Dren ve taş kolon sistemlerinin sınır koşulları değiştirilerek boşluk suyu basınç oranının (BSBO) belli bir eşik değerin altına düşürülmesiyle optimum tasarım parametreleri belirlenir. Aşağıda bu yöntemi içeren örnek bir uygulama sunulmuştur.

Programda analizi yapılacak olan sıvılaştırılabilir kum zemine ait örnek profil ve zemin parametreleri Şekil 6.1'de verilmiştir. Bu şekilde 10 m kalınlığında bir zemin profili tanımlanmıştır. Su tablası yüzeyden 2 m derinliktedir.

Sıvılaştırılabilir kum zemine ait parametreler; yatay ve düşey yöndeki hidrolik iletkenlik (k_x , k_y), hacimsel sıkıştırılabilirlik katsayısı (m_v), birim ağırlık (γ), rölatif sıklık (D_r) ve zeminin sıvılaşması için gerekli çevrim sayısı (N_1) değerleridir. Örnek uygulamada boşluk suyu basıncı oluşum katsayısı (α) 0,7 olarak alınmıştır.

Tane boyu (D_{50}) 0,05 ile 0,6 mm arasında değişen kumlar en kolay sıvılaştırılabilir zeminler olarak bilinmektedir. Bu nedenle, zemine ait yatay ve düşey hidrolik iletkenlik değerleri 5×10^{-5} m/s olarak alınmıştır. Bu değerler 0,05 ile 0,25 mm tane boyundaki (D_{50}) sıvılaşmaya duyarlı ince – çok ince kum zemin aralığını tanımlar (Çizelge 3.4).

Orta sıkı veya sıkı zeminler, kayma gerilmeleri altında hacim arttırmaya (dilatasyon) yönelik davranış gösterdiği ve gerilme seviyesinin belirli bir düzeye ulaşması ile boşluk suyundaki artış bu tür zeminlerde gerçekleşmediği için, genellikle sıvılaşmaya en hassas zeminler gevşek; diğer bir deyişle, düşük rölatif sıklıktaki granüler zemin katmanlarıdır. Verilen bu uygulamada zemin katmanına ait rölatif sıklık değeri (D_r) 0,3 olarak alınmıştır.



Şekil 6.1 Sıvılaştırılabilir bir kum çökeli için: a. verilen zemin parametreleri, b. modele ait sonlu elemanlar ağı

Modelin sonlu elemanlar ağında yatay ve dűşey artış sayıları 10 olarak alınmıştır. Dolayısıyla, 10 m kalınlığında zemin profili yatayda ve dűşeyde 10 ayrı elemana bölünmüştür. Bu veriler sonlu elemanlar ağı içerisinde 100 eleman ve 121 düğüm noktası olduğunu gösterir.

Hazırlanan programda zemine ait girdi parametreleri tanımlandıktan sonra analiz düğmesi ile programın çalışması sağlanır. Böylelikle, programda belirtilen her zaman artışında 121 düğüm noktasından veri elde edilir.

Drenajın olmaması durumunda, yatay artış sayısını 1 olarak tanımlamak mümkündür. Çünkü, drenajsız koşullarda zeminin her noktası için gelişen BSBO değerleri aynıdır. Bu nedenle, yatay mesafenin 1' e veya herhangi bir değere ayrılması amaç için elde edilecek sonuçları etkilemeyecektir. Diğer taraftan, drenaj koşullarının olması durumunda, depremle gelişen BSBO'nın sönümlenmesi söz konusudur. Dren ve taş kolon sistemlerine yakın mesafelerde BSBO düşük değerler sunarken, etki mesafesinin artmasına bağlı olarak, bu değerler artar. Dolayısıyla, kolon etki mesafesinin tanımlı elemanlara ayrılması gerekir. Örnek olarak taş kolonun etki mesafesi 2,0 m ve yatay artış sayısı 10 olarak alınırsa, kolonun merkezinden itibaren her 20 cm uzaklıktaki BSBO'nı belirlemek mümkündür. Yatay artış sayısının arttırılmasına bağlı olarak yatay mesafeyi daha hassas aralıklarla incelemek mümkündür. Ancak, bu durumda eleman ve düğüm noktası sayısı artacağından, analizin tamamlanması için gerekli süre de artacaktır.

Programda öncelikle drenajsız koşullarda ilksel sıvılaşmanın meydana gelip gelmediği kontrol edilmelidir. Aşağıda, model zemin için drenajsız ve drenajlı koşullarda yapılan analizler verilmiştir.

6.1 Drenajsız Durum

Herhangi bir iyileştirmenin yapılmaması koşulunda zeminin sıvılaşma direncinin test edildiği durumu yansıtır. Verilen zemin parametreleri içerisinde zeminin sıvılaşması

için gerekli olan çevrim sayısı (N_1) 13 olarak alınmıştır. Şekil 6.2'de bu veri dikkate alınarak farklı deprem koşullarında (farklı eşdeğer çevrim sayısı, N ve eşdeğer çevrim sürelerinde, T_d) analizler gerçekleştirilmiştir.

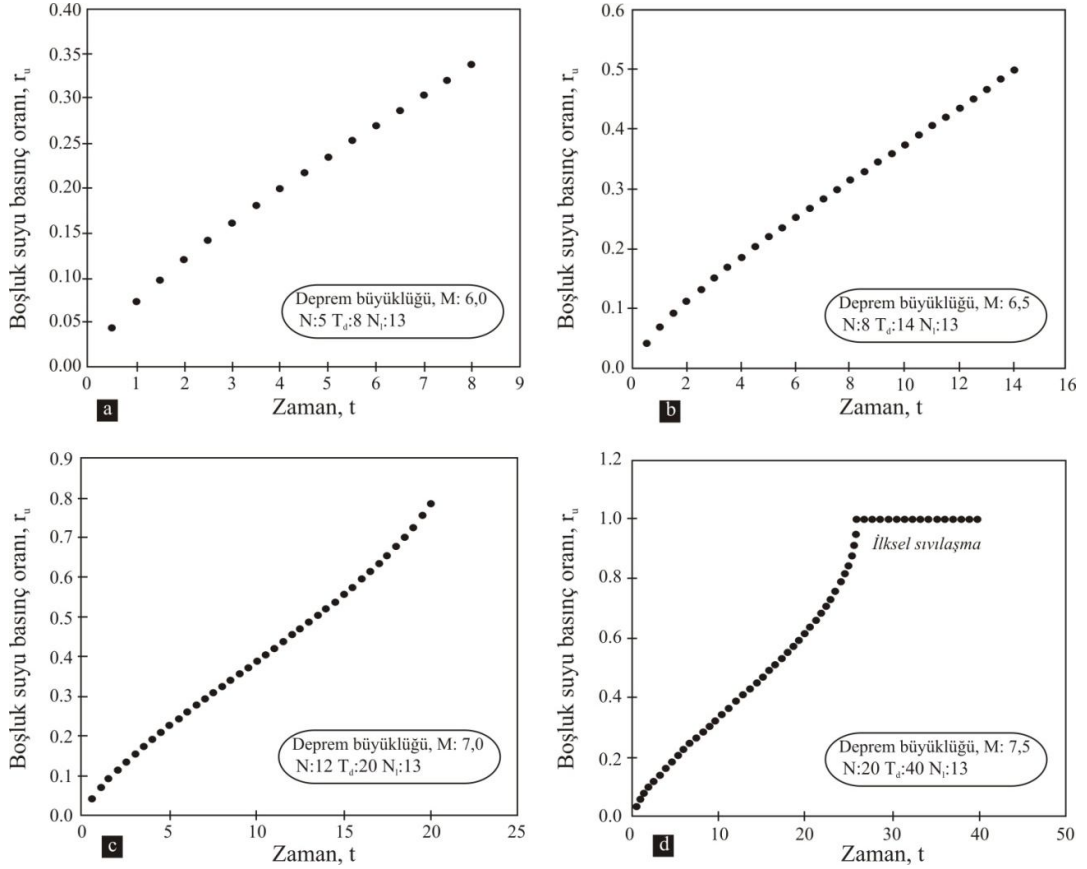
Analizlerde, ilksel sıvılaşmanın meydana gelmesi için gerekli olan eşdeğer çevrim sayısı değerinin, zeminin sıvılaşması için gerekli olan eşdeğer çevrim sayısı değerinden büyük olması gerekir. Bu durumda ilksel sıvılaşma meydana gelir. Bu koşulu sağlayan analiz Şekil 6.2.d'de görülmektedir. Burada depremin eşdeğer çevrim sayısı 20 ve depremin süresi 40 s olarak alınmıştır. Bu değerler yaklaşık olarak 7,5 büyüklüğündeki bir depremi karakterize eder.

ODA programında deprem parametleri için iki farklı seçenek sunulmuştur. İlk seçenekte deprem büyüklükleri dikkate alınır. Tanımlı olan deprem büyüklükleri 5,5-6,0-6,5-7,0-7,5 ve 8,0'dir. Bu deprem büyüklükleri eşdeğer çevrim sayıları ve eşdeğer çevrim süreleri ile tanımlıdır. Pratik analizlerde bu seçenek kullanıcıya kolaylık sağlamaktadır. Diğer bir seçenek ise, depremin gerilme-zaman ilişkisinden (Şekil 4.2) elde edilen depremin çevrim süresi ve eşdeğer çevrim sayısını içerir. Bu parametreler zemin tepki analizini içeren programlardan elde edilebilir.

Şekil 6.2.d'de görüldüğü gibi, depremin 26. saniyesinde zeminin ilksel sıvılaşması eşdeğer çevrim sayısının 13'e ulaşmasıyla gerçekleşir. Zeminin sıvılaşması BSBO'nun 1.0'e eşit olması ($r_u = u/\sigma'_o = 1,0$) demektir. Eğer zeminde sıvılaşma gözlenmiyorsa, diğer bir deyişle BSBO değeri 1,0'den küçük ise ($r_u < 1,0$), iyileştirme çalışmalarının yapılmasına gerek yoktur. Aksi takdirde ($r_u \geq 1,0$) zemin dayanımını yitirecektir. Bu noktada dren ve taş kolon tasarım çalışmalarının yapılması söz konusudur. Drenajsız koşullarda yapılan bu kontrolden sonra model içerisine (Şekil 6.1.b) taş kolon sistemleri yerleştirilerek analizler tekrarlanır. Böylelikle, zeminde yüksek geçirgenlik ve sıkılaştırılma sağlanacağı için, deprem sırasında oluşacak BSBO düşürülür.

Taş kolon içeren modele kuvvetli yer hareketi uygulandığı zaman, aşırı boşluk suyu basıncının efektif gerilmeyi sıfırlamaması için her bir düğüm noktasındaki BSBO'nun

($r_u = u/\sigma_o'$) tüm dinamik yükleme süresince 1,0'den küçük olması gerekir. Aşağıda aynı deprem koşulları altında yapılan dren ve taş kolon uygulamalarına yönelik analizler verilmiştir.



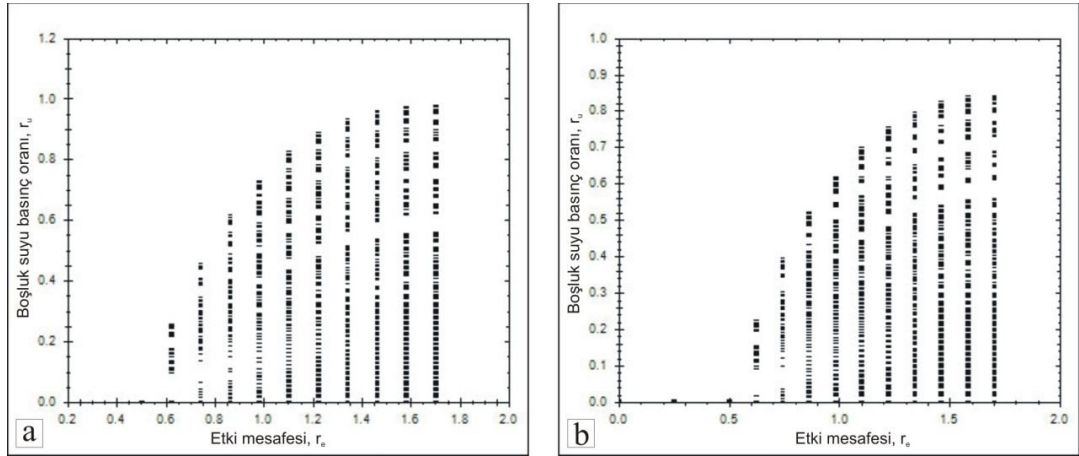
Şekil 6.2 Drenajsız durumlarda ve farklı deprem koşullarında verilen zemin için elde edilen boşluk suyu basınç oranı değerleri (N: eşdeğer çevrim sayısı, T_d : eşdeğer çevrim süresi)

6.2 Dren ve Vibro-Taş Kolon Uygulamaları

Taş kolonlar tipik olarak merkezden merkeze olan uzaklığı (d_i) 1,8 ile 3,5 m arasında inşa edilmektedir. Bunların çapları ise (d_w) yaklaşık 1,0 m'dir (Barksdale ve Bachus 1983, Baez 1995, USACE 1999, Anonymous 2004, Thevanayagam vd. 2006). Yapılan ilk analizde dren ve taş kolon sistemlerinin yarıçapı (r_w) 0,5 m ve etki yarıçapı ise (r_i) 1,7 m olarak ($d_i=3,4$ m) seçilmiştir (Şekil 6.3).

Seed ve Booker (1976) drenajın sağlanmasında kolonların geçirgenlik değerinin, doğal zeminin geçirgenlik değerinden en az 200 kat fazla olması gerektiğini ifade etmiştir. Programda taş kolonlara ait düşey ve yatay hidrolik iletkenlik değerleri 0.01 m/s olarak alınmıştır.

Drenajlı koşullarda yapılan analiz sonucunda, BSBO değerlerinin kolonlara yakın mesafelerde düşük olduğu ($r_u \leq 0,6$) görülmektedir (Şekil 6.3). 1,7 m'lik etki mesafesinde ise, dren sistemleri için BSBO değerleri su tablası derinliğinde maksimum 0,97 (Şekil 6.3.a) ve sıkılaştırma etkisinin olduğu vibro-taş kolon analizinde ise maksimum 0,84 (Şekil 6.3.b) olarak belirlenmiştir.

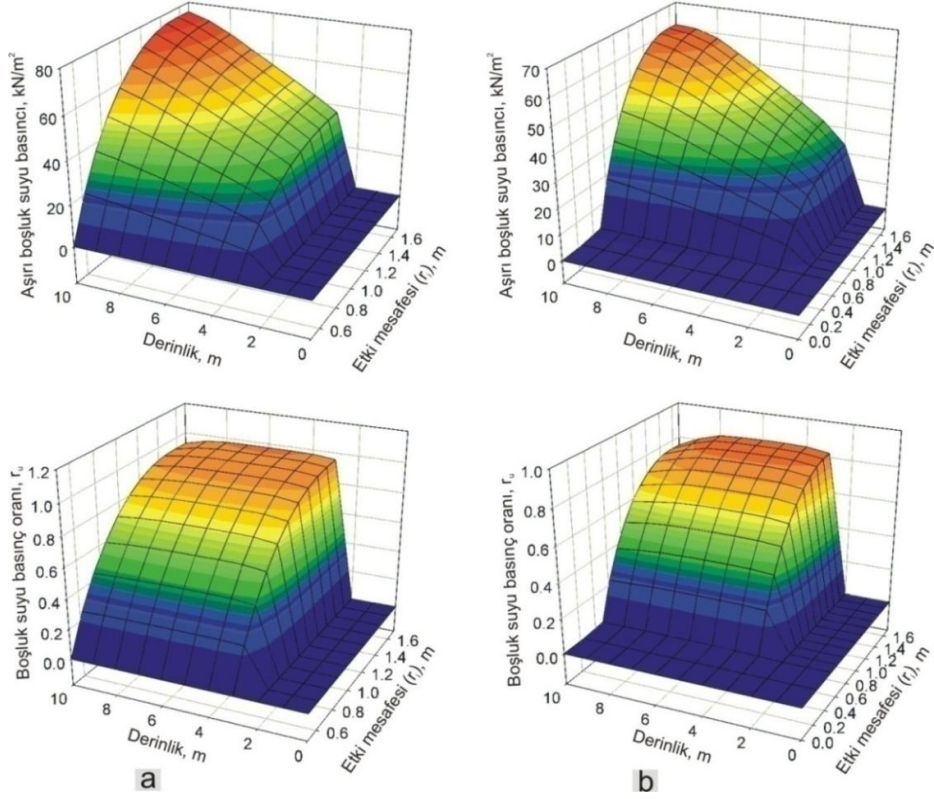


Şekil 6.3 7,5 büyüklüğündeki bir depremde verilen zemin koşulları için, BSBO-Etki mesafesi grafikleri (etki yarıçapı 1,7 m olarak alınmıştır)

a. Sıkılaştırma etkisinin olmadığı dren sistemleri (zeminin rölatif sıklık değeri 0,3 olarak alınmıştır), b. Sıkılaştırma etkisinin olduğu vibro taş kolon sistemleri

ODA programından elde edilen grafikler x ve y eksenini olmak üzere 2 boyuttadır. Dolayısıyla, Şekil 6.3'de gösterilen grafiklerde kolonların etki mesafesine karşı depremle gelişen BSBO değerlerinin incelenmesi söz konusudur. BSBO, deprem süresince artarak maksimum değere ulaşır. Yukarıda verilen grafikler su tablası konumunda, deprem süresince etki mesafesine bağlı olarak artan BSBO değerlerini gösterir. 2 boyutlu grafikler taş kolonların etki mesafesine karşı deprem süresince

gelişen BSBO'nun değerlendirilmesinde uygundur. Ancak ABSB'nin veya BSBO'nun hem derinliğe hem de etki mesafesine bağlı olarak değerlendirilmesinde 3 boyutlu grafiklere gereksinim vardır. Programdan elde edilen veriler kullanılarak bir grafik programında (Grapher, Sigmaplot vb.) 3 boyutlu grafikler oluşturmak mümkündür (Şekil 6.4).



Şekil 6.4 7,5 büyüklüğündeki bir depremde verilen zemin koşulları için, taş kolonların yarattığı sıkılaştırma etkisi (etki yarıçapı 1,7 m olarak alınmıştır)

a. Sıkılaştırma etkisinin olmadığı dren sistemleri (zeminin rölatif sıklık değeri 0,3 olarak alınmıştır), b. Sıkılaştırma etkisinin olduğu vibro taş kolon sistemleri

Şekil 6.4'de aynı veriler ve koşullarda elde edilen sonuçlar kullanılarak BSBO, ABSB, derinlik ve etki mesafesi değerleri dikkate alınarak 3 boyutlu grafikler oluşturulmuştur. Bu grafiklere göre; BSBO değerleri 1,7 m'lik etki mesafesinde yukarıda verildiği gibi dren sisemlerinde maksimum 0,97, vibro taş kolon sistemlerinde ise maksimum 0,84

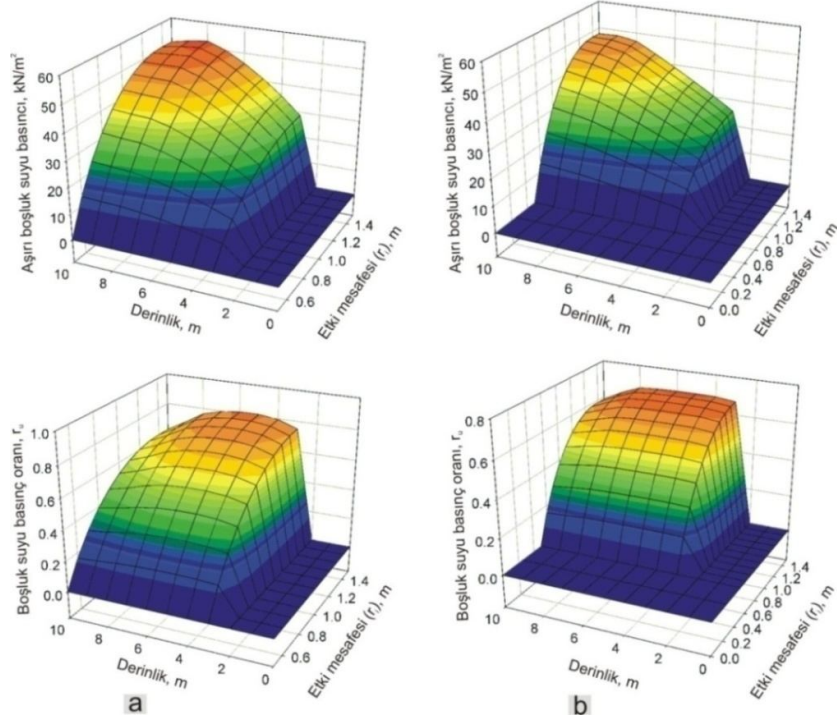
değerindedir. Diğer taraftan, derinliğin artmasına bağlı olarak ABSB değerleri dren sistemlerinde maksimum $81,5 \text{ kN/m}^2$, vibro taş kolon sistemlerinde ise $61,0 \text{ kN/m}^2$ 'dir. Tasarım değerleri açısından BSBO'nun maksimum 0,6 veya bu değerden daha düşük olması gerektiği ifade edilmiştir (Onoue 1988, Iai ve Koizumi 1986). Dolayısıyla, yukarıda verilen zemin koşulları ve 7,5 büyüklüğündeki deprem için seçilen çakıl dren ve taş kolona ait yarıçap ve etki mesafesi değerleri tasarım için uygun değildir. Çünkü, analiz sonucunda elde edilen maksimum BSBO değerleri ($r_u=0,97$ ve $0,84$) tasarım değerinden büyüktür. Bu noktada, taş kolonlar arası mesafelerin, dolayısıyla etki yarıçaplarının azaltılması gerekir.

Şekil 6.5'de aynı deprem ve zemin koşulları içinde taş kolonların etki mesafesi (r_i) 1,5 m alınarak tekrar analiz yapılmıştır. Analiz sonucunda 1,5 m etki mesafesinde maksimum BSBO (r_u) dren sistemleri için su tablası derinliğinde maksimum 0,81 ve vibro taş kolon uygulamasında ise 0,68 olarak belirlenmiştir. Bu değerler her ne kadar 1,7 m'lik etki mesafesinde elde edilen değerlerden düşük olsa da, tasarım koşulları açısından ($r_u < r_g$) uygun değerler değildir.

Etki mesafeleri azaltılarak analizlerin tekrarlanması durumunda ABSB ve BSBO'nun azaldığı görülecektir. 1,45 m'lik etki mesafesinde elde edilen sonuçlar, maksimum BSBO'nun dren sistemlerinde 0,67; vibro taş kolon uygulamasında ise 0,63 olduğunu göstermektedir. Şekil 6.6'da 1,4 m'lik etki mesafesinde taş kolonlarda gelişen ABSB ve BSBO değerleri derinliğe bağlı olarak verilmiştir. 1,4 m'lik etki mesafesinde taş kolonlarda gelişen BSBO değerleri 0,6 değerinden küçüktür. Bu analizde elde edilen maksimum BSBO değeri 0,58'dir. Dolayısıyla tasarım koşulları içerisindeydir.

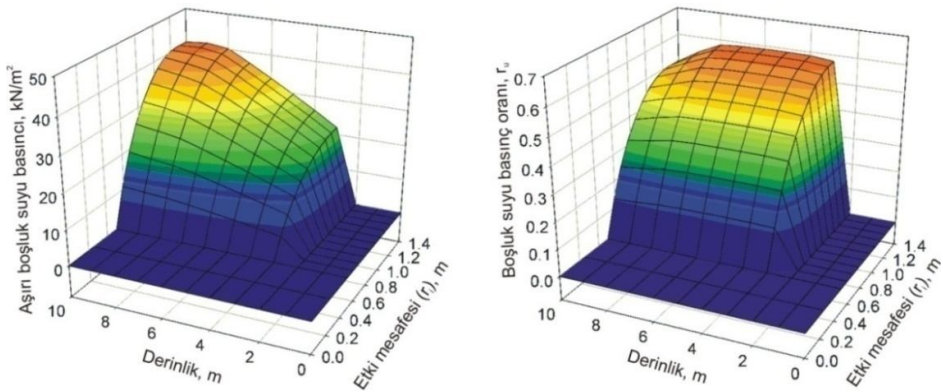
1,7 m'lik etki mesafesi ve 7,5 büyüklüğündeki bir deprem dikkate alınarak yapılan ilk analizde, elde edilen BSBO değerleri tasarım koşulları içinde değildir ($r_{u(\max)}=0,84$). Ancak, bu etki mesafesi dikkate alınarak, daha düşük deprem koşullarında yapılan bir analizde, BSBO değerleri tasarım koşulları için verilen 0,6 değerinden küçük olabilir. Bu amaçla yaklaşık 7,0 büyüklüğünde ($N=12$, $T_d=20$) bir deprem ile analiz tekrarlanmıştır. 7,0 büyüklüğünde bir depremde dreajsız koşullar için ilksel sıvılaşma

meydana gelmemiş olsa da ($r_u < 1,0$), zeminde gelişen BSBO değeri ($r_u = 0,8$) tasarım değeri için yüksektir (Şekil 6.2.c).



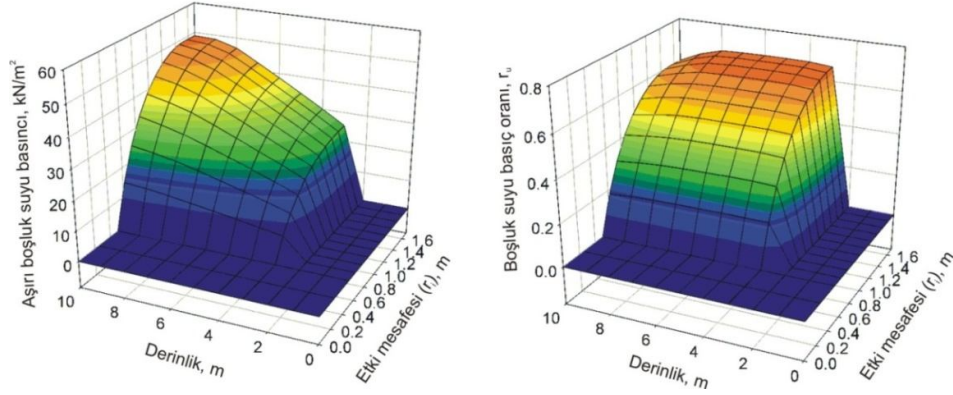
Şekil 6.5 7,5 büyüklüğündeki bir depremde verilen zemin koşulları için, taş kolonların yarattığı sıkılaştırma etkisi (etki yarıçapı 1,5 m olarak alınmıştır)

a. Sıkılaştırma etkisinin olmadığı dren sistemleri (zeminin rölatif sıklık değeri 0,3 olarak alınmıştır), b. Sıkılaştırma etkisinin olduğu vibro taş kolon sistemleri



Şekil 6.6 Verilen zemin koşulları için 7,5 büyüklüğü ve 1,4 m'lik etki yarıçapında vibro-taş kolonlar için yapılan analiz

Taş kolon sistemlerinin uygulanması durumunda zeminde gelişen BSBO değeri su tablası konumunda maksimum $r_{u(max)}=0,67$ değeri vermiştir (Şekil 6.7). Bu değer tasarım aralığı içerisinde olmasa da, aynı zemin koşulları için 7,5 büyüklüğündeki bir depremde elde edilen verilerden daha düşük bir değer sunmaktadır.



Şekil 6.7 Verilen zemin koşulları için 7,0 büyüklüğü ve 1,7 m'lik etki yarıçapında vibro-taş kolonlar için yapılan analiz

Hazırlanan model yaklaşım ile yukarıda elde edilen grafik ve şekillerden anlamlı sonuçlar elde edilmiştir.

6.3 Sismik Aktivite Sonrası Taş Kolon Uygulamalarının ODA Programında Değerlendirilmesi

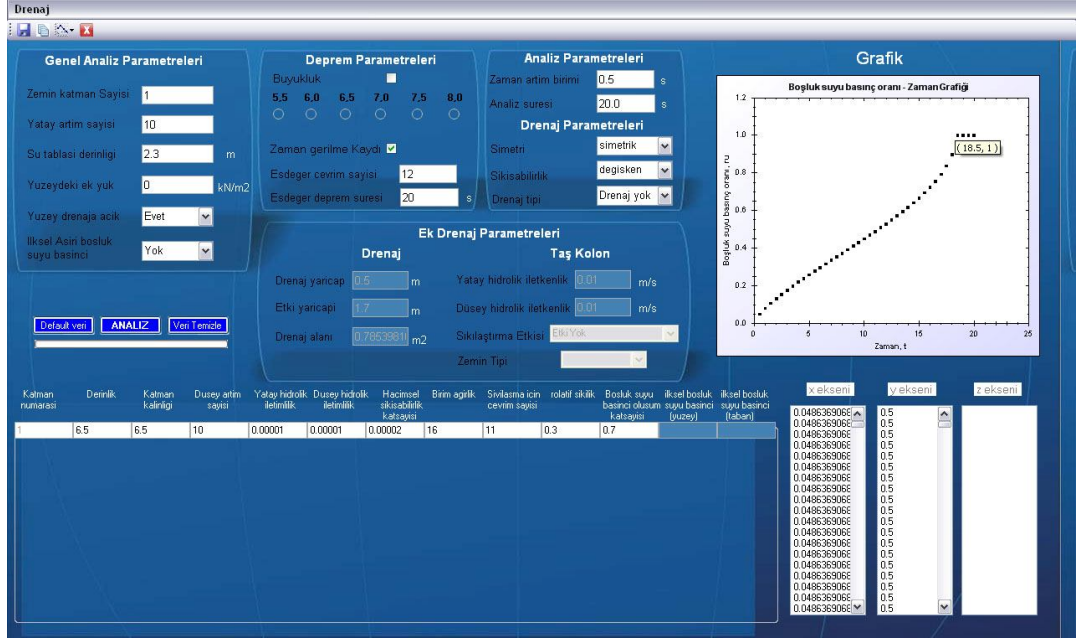
Taş kolonlar deprem sırasında gelişen ve sıvılaşmaya neden olan ABSB'nın sönümlenmesinde oldukça etkili bir yöntemdir. Ancak, bir sismik aktivite sonrası bu sistemlerin performansını gösteren çalışmaların sınırlı sayıda olması nedeni ile taş kolonların deprem sırasındaki davranışları yakın bir döneme kadar anlaşılamamıştır. Bu başlık altında sismik aktivite öncesinde inşa edilen taş kolonların, sismik aktivite sonrası performansına yönelik gözlemler dikkate alınmıştır. Bu gözlemler ile ODA programından elde edilen analizler karşılaştırılmıştır.

6.3.1 Loma Prieta, 1989 Depremi

Mitchell vd. (1995) Treasure Adası, Kaliforniya’da yapılan iyileştirme çalışmalarını Loma Prieta, 1989 depreminden sonra değerlendirmişlerdir. Deprem öncesi bölgede 2 katlı sağlık merkez binası yapılmıştır. Bu binanın bulunduğu zemin koşulları, körfez çamuru üzerinde 6 m çok gevşek siltli kum ve üzerinde 6 m gevşek orta sıkı sıvılaştırılabilir kum dolgusudur. Su tablası yüzeyden itibaren 2.3 m derindedir. Bölgede zemin iyileştirme yöntemi olarak vibro yerdeğiştirme yöntemi ile inşa edilen taş kolonlar seçilmiştir. Taş kolonların merkezden merkeze açıklıkları 3 m ve iyileştirme derinliği 6,5 m’dir. Bölgede 1989 yılında meydana gelen depremden sonra ($M_w=6,9$; $M_s=7,1$) yapılan gözlemlerde iyileştirmenin çok etkin olmadığı görülmüştür. Bu depremde farklı oturma miktarı 2.2 cm ve binanın asansör bacalarında sıvılaşma kaynaklı (2,4 m’ye kadar) kumlu birimler görülmüştür. İyileştirme yapılan ve binanın tabanını çevreleyen alanda kum kaynamaları ve zemin çatlamları gözlenmiştir. İyileştirme yapılmayan bölgede ise, kumlu birimin tamamen sıvılaştığı ve zeminin dayanımını yitirdiği ifade edilmiştir (Mollamahmutoglu ve Babuçcu, 2006).

Elde edilen bu veriler dikkate alınarak bölge için ODA programında analizler gerçekleştirilmiştir. Analizlerde $M_s=7,1$ deprem büyüklüğünü tanımlayan depremin eşdeğer çevrim sayısı 12 ve deprem süresi 20 s olarak alınmıştır. Analizde orta-sıkı sıvılaştırılabilir kum zeminini tanımlayan hidrolik iletkenlik ve hacimsel sıkışılabilirlik katsayısı değerleri sırasıyla 1×10^{-5} m/s ve 2×10^{-5} m²/kN olarak alınmıştır. ODA programında öncelikle drenajsız koşullarda analiz gerçekleştirilmiştir. Şekil 6.8’e göre, incelenen zeminin depremin 19. saniyesinde sıvılaşmıştır. Analizden elde edilen bu sonuç sıvılaşmanın meydana gelmesi ile uyumlu sonuç vermektedir. Analizden elde edilen bu veriler bölgede iyileştirme çalışmalarının yapılması gerektiğini göstermektedir. Bu sonuçlara bağlı olarak ODA programında taş kolon analizi yapılmıştır.

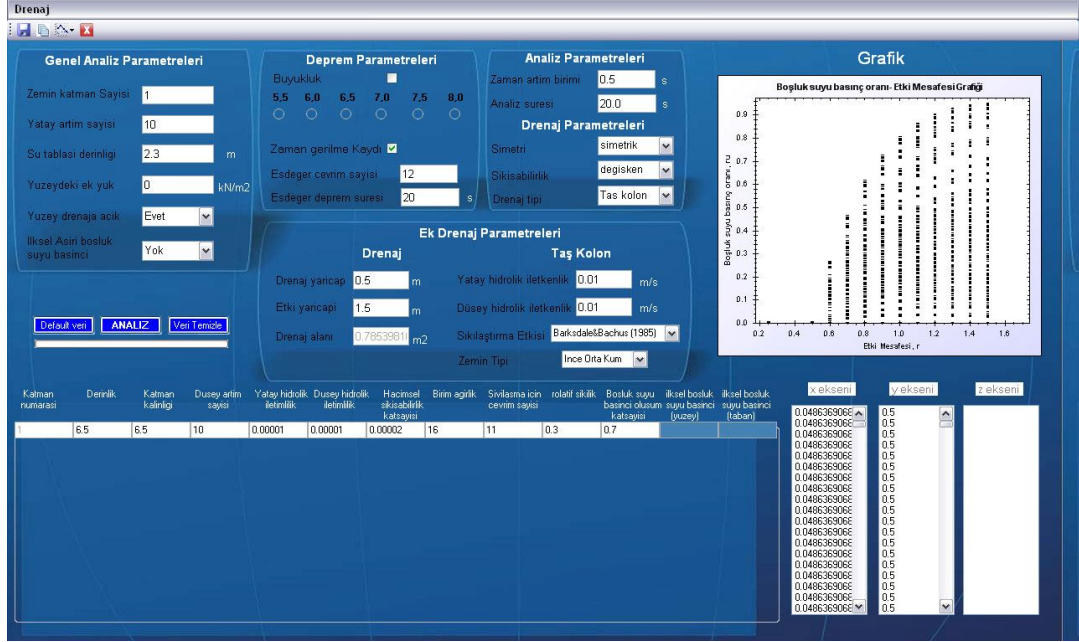
Bölgede yapılan iyileştirme çalışması dikkate alınarak, taş kolona ait yarıçap ve etki mesafesi sırasıyla 0.5 m ve 1.5 m seçilmiştir.



Şekil 6.8 Treasure Adası (Kaliforniya) Merkez sağlık binası için drenajsız durumda yapılan analiz

Yapılan bu analizde 1.5 m'lik etki mesafesinde (2 taş kolon arası orta noktada) BSBO değerleri 0.95'dir (Şekil 6.9). Bu değer taş kolonların tasarım kriteri açısından oldukça yüksek bir değerdir. Bölgede güvenli bir tasarım için bu değer 0.6 veya daha düşük olması ($r_g < 0,6$) gerekmektedir. Bölgede taş kolonların merkezden merkeze olan uzaklıklarının 3 m olarak inşa edilmiş olması, ODA programından elde edilen analiz sonucuna göre uygun bir tasarım değeri değildir. Arazide yapılmış olan gözlemler dikkate alındığı zaman, özellikle bina tabanını çevreleyen alanda zemin çatlaklarının gözlemlenmesi ve kum kaynakmalarına ait belirtiler, ODA programından da elde edildiği gibi bu yüksek BSBO değerlerine bağlıdır. Ancak bölgede yapılan iyileştirme çalışması bina temelinin hasar görmemesinde yine de etkili olmuştur.

Bu depremde bir diğer iyileştirme çalışması Richmond, Kaliforniya yat limanında yapılan çalışmadır. Bu alandaki zemin koşulları, körfez çamuru üzerinde 3,5 m gevşek siltli kum ve üzerine gelen 4 m orta sıkı kumlu ve çakıllı yapay dolgudan oluşmaktadır. Su tablası derinliği yüzeyden itibaren 1,4 m'dedir. Bu bölgeden elde edilen SPT (N_1)₆₀ değerleri düşük olup, 11-22 arasındadır.

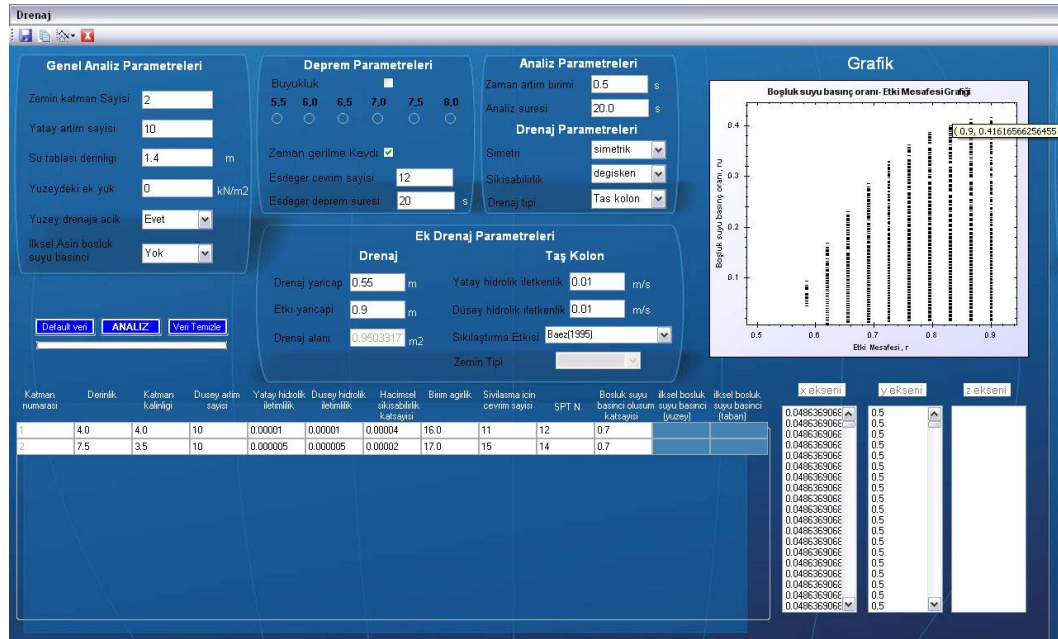


Şekil 6.9 Treasure Adası (Kaliforniya) Merkez sağlık binası için 1,5 m etki mesafesi ve verilen zemin şartlarında taş kolon analizi

Bölgede yapılan iyileştirme çalışması vibro yerdeğiştirme ile inşa edilen taş kolon yöntemidir. Taş kolonlar araziye kare yerleşim planı dikkate alınarak 1,8 m aralıklarla ve 1,1 m çapa sahip olacak şekilde inşa edilmiştir. Taş kolonlara ait derinlik 7,5 m'dir. Deprem sonrası iyileştirme yapılmayan bölgede yaklaşık 1,6 km boyunca sıvılaşma belirtileri gözlenmiştir. İyileştirmenin yapıldığı alanda ise sıvılaşmaya veya yanal yayılmaya rastlanılmamıştır (Mitchell vd. 1995, Mollamahmutoğlu ve Babuççu, 2006).

Bölgede yapılan iyileştirme çalışmasında taş kolonlara ait etki mesafesi ve çap değerleri dikkate alınarak ODA programında taş kolon analizleri gerçekleştirilmiştir. Bu analizde 3,5 m kalınlığında gevşek siltli kum ve 4 m kalınlığında orta-sıkı kum, çakıl tabakasından oluşan 2 ayrı zemin tabakası programda tanımlanmıştır. Bu zeminleri tanımlayan hidrolik iletkenlik değerleri sırasıyla 5×10^{-6} m/s ve 1×10^{-5} m/s alınmış, hacimsel sıkışabilirlik katsayısı değerleri ise 2×10^{-5} m²/kN ve 4×10^{-5} m²/kN olarak tanımlanmıştır.

Taş kolon için yapılan analiz sonucunda, iki taş kolonun orta noktasında (0.9 m etki yarıçapında) elde edilen maksimum BSBO değeri 0,42 olarak elde edilmiştir (Şekil 6.10). Bu değerler tasarım kriterleri içerisinde ($r_g < 0.6$) oldukça güvenli bir değerdir. Analizden elde edilen bu veriler, bölgede elde edilen gözlemlerle uyumlu sonuçlar vermektedir. İyileştirme yapılan bölgede, deprem sonrasında herhangi bir sıvılaşma belirtisine rastlanılmamasında, taş kolonlara ait yarıçap ve etki mesafelerinin uygun seçilmesi etkili olmuştur.



Şekil 6.10 Richmond, Kaliforniya yat limanında yapılan taş kolon analizi

6.3.2 Northbridge, 1994 Depremi

Kaliforniya deprem potansiyeli oldukça yüksek bir bölgededir. Her ne kadar 1994 yılında $M_w=6,7$ büyüklüğünde bir deprem ($M_s=6,8$) bölgede meydana gelse de, bu bölgede yapılan iyileştirme çalışmaları daha büyük bir deprem düşünülerek inşa edilmiştir. Buna örnek Jensen Filtre tesisidir. Bu tesisin bulunduğu bölgede 1971, San Fernando depreminde büyük bir hasar meydana gelmiş ve bölgede zemin iyileştirme çalışmalarının yapılması sağlanmıştır (Baez 1995). Bu bölge 1994 yılında meydana

gelen Northbridge depreminden de etkilenmiştir. Bu depremde bölgede çok büyük hasar ve sıvılaşma meydana gelmiştir. Ancak, bölgede 1971 yılında yapılmış olan çakıl dren sistemleri olası daha büyük felaketleri engellemiştir.

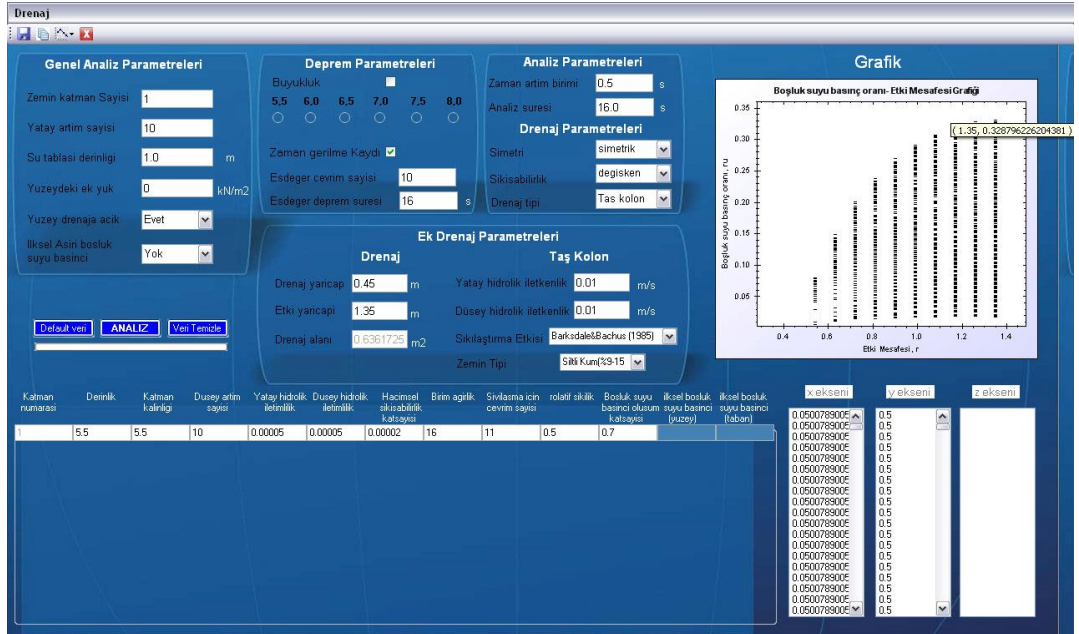
Araştırmacılar, Northbridge depremi sonrası El Monte, Kaliforniya’da demir yolu için inşa edilen taş kolonların deprem performansları değerlendirilmiştir. Demiryolunun bulunduğu zemin sıvılaşabilir kum birimlerden oluşmaktadır. Bu alanda 5,5 m derinliğinde, merkezden merkeze uzaklıkları 2,7 m ve 0,9 m çaplarında taş kolonlar inşa edilmiştir. Bölgeden elde edilen gözlemler deprem sonrası herhangi bir hasarın meydana gelmediği şeklindedir. Ancak, bu depremde iyileştirme yapılmayan bölgelerde de herhangi bir hasarın veya sıvılaşmanın olduğuna yönelik bir bilgi verilmemiştir (Baez 1995, Mitchell vd. 1995, Mollamahmutoğlu ve Babuçcu 2006).

ODA programında $M_s=6,8$ büyüklüğü dikkate alınarak, kum zeminlerde drenajsız koşulda analiz gerçekleştirilmiştir. Bu analiz sonucunda kum birimler için sıvılaşmanın meydana gelmediği görülmektedir (Şekil 6.11). Ancak, analiz sonuçlarına göre bu depremde, drenajsız koşullarda yüksek BSBO değerlerinin söz konusu olduğu söylenebilir.

Bölgede yapılmış olan taş kolon çalışmaları ODA programında drenajlı şartlarda değerlendirildiği zaman, elde edilen maksimum BSBO değerlerinin ($r_u < 0.6$) oldukça düşük olduğu görülmektedir (Şekil 6.12). Dolayısıyla, bölgede bu deprem büyüklüğünde ve zemin koşullarına bağlı olarak herhangi bir hasarın meydana gelmesi söz konusu değildir. Elde edilen bu veriler bölgede yapılan gözlemlerle de uyum içerisindedir. Bu depremde bölgede herhangi bir hasar meydana gelmemiştir. Ancak, yukarıda belirtildiği gibi, bölgenin deprem potansiyeli oldukça yüksektir. Daha büyük bir depremde bölgede sıvılaşmanın meydana gelmesi söz konusu olabilir.



Şekil 6.11 Northbridge depremi ($M_s:6,8$) dikkate alınarak drenajsız koşullarda yapılan analiz



Şekil 6.12 Northbridge depremi ($M_s:6,8$) dikkate alınarak yapılan taş kolon analizi

6.4 Hassasiyet Analizleri

Deprem sırasında gelişen ABSB'nın dren sistemleri ile sönümlenmesinde etkili olan esas parametreler aşağıda verilmiştir:

r_e = Taş kolona ait etki mesafesi

M = Deprem büyüklüğü veya (N_{eq}) depremim eş değer çevrim sayısı

k = Zemine ait hidrolik iletkenlik

m_v = Hacimsel sıkışabilirlik katsayısı

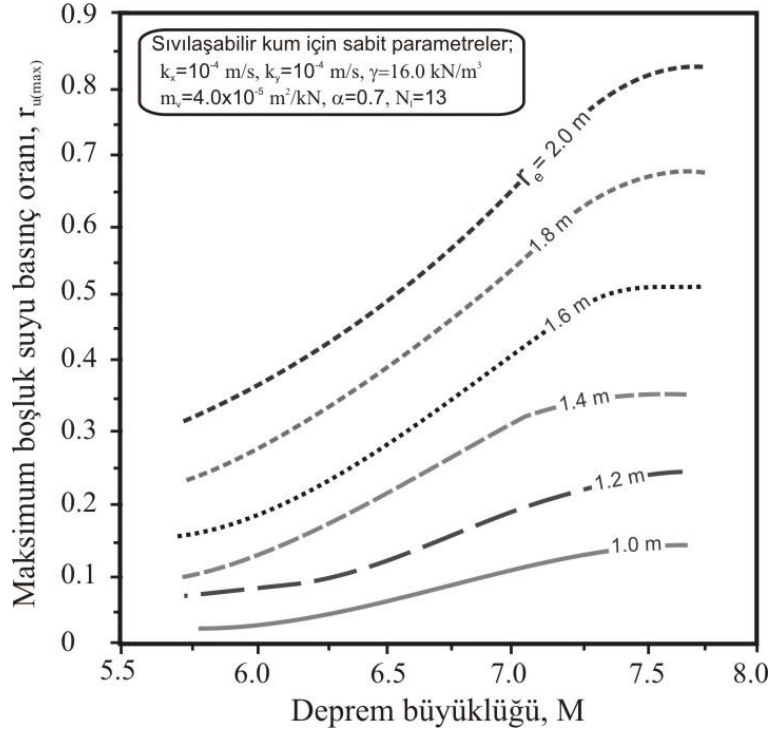
Bu parametreler dikkate alınarak drenajlı koşullarda analizler gerçekleştirilmiştir. Bu analizler gerçekleştirilirken sıvılaştırılabilir kumlu zeminleri tanımlayan birim ağırlık, rölatif sıklık ve sıvılaştırma için gerekli çevrim sayısı gibi parametreler sabit kabul edilmiştir.

Şekil 6.13'de farklı deprem büyüklükleri dikkate alınarak, taş kolonlara ait etki mesafeleri ile BSBO arasındaki ilişkilere yer verilmiştir. Şekil 6.13'de görüldüğü gibi deprem büyüklüğünün artması, BSBO'nun artmasına sebep olmaktadır. Diğer taraftan, bu analizlerde farklı etki mesafeleri (r_e) dikkate alınmıştır. Taş kolonların etki mesafesinin arttırılması, kolonlar arası mesafenin artmasına ve birim alana düşen taş kolon sayısının azalmasına neden olur. Bu da deprem sırasında gelişen BSBO'nı arttırır.

Şekil 6.13'de 7,5 büyüklüğünde bir deprem dikkate alındığı zaman, 1,8 m ve üzerindeki etki mesafelerinde inşa edilen taş kolonlarda, deprem sırasında gelişen BSBO değerlerinin tasarım ($r_g < 0,6$) değerlerinin üzerinde olduğu görülmektedir. Dolayısıyla, verilen zemin şartları için taş kolonların etki mesafelerinin 1,6 veya daha düşük seçilmesi gerektiği görülmektedir.

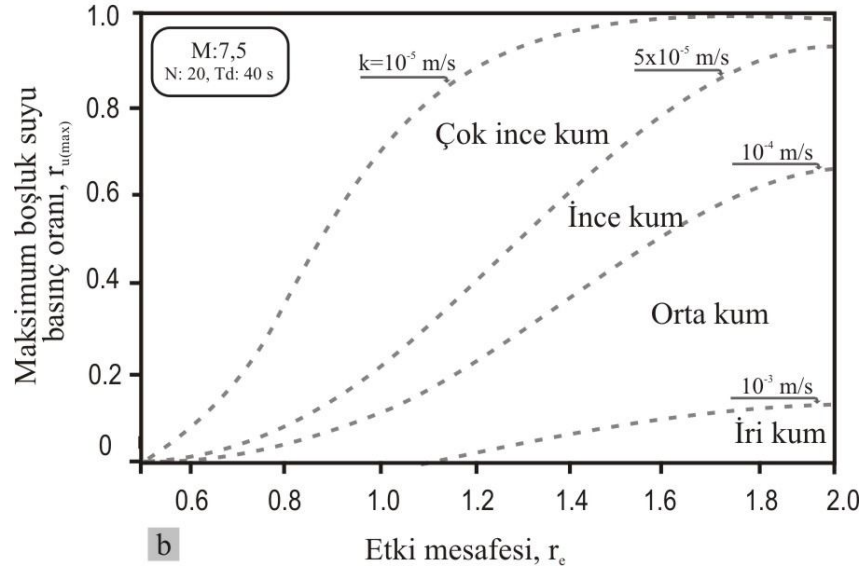
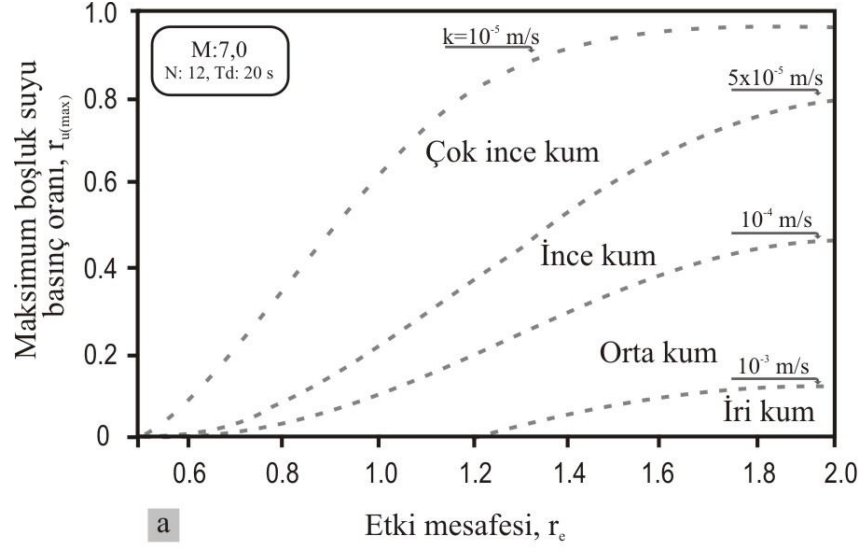
Benzer olarak, Şekil 6.14'de drenajlı koşullar için farklı deprem büyüklükleri ve hidrolik iletkenlik değerleri dikkate alınarak, taş kolonlara ait etki mesafeleri ile BSBO

arasındaki ilişkiler araştırılmıştır. Bu ilişkiler araştırılırken sıvılaştırılabilir kumlara ait zemin özellikleri sabit tutulmuştur. Bu parametreler, $m_v: 4,0 \times 10^{-5}$, $\gamma: 16,0 \text{ kN/m}^3$, $D_r: 0,3$ ve $N_f: 13$ dür. Burada değişken parametreler ise hidrolik iletkenlik ve deprem büyüklüğü değerleridir.



Şekil 6.13 Drenajlı durumda, deprem büyüklüğü ile maksimum boşluk suyu basınç oranı arasındaki ilişkiler

Zeminin hidrolik iletkenliği zeminde gelişen ABSB'ni etkileyen en önemli parametrelerden biridir. Çok ince - ince kumlar sıvılaşmaya en yatkın kumlar olarak bilinmektedir. Şekil 6.14'de hidrolik iletkenliğin azalmasına bağlı olarak BSBO'nun arttığı görülmektedir. Farklı deprem büyüklükleri için elde edilen bu grafiklerde, çok ince kumlardan ziyade iri kumların yüksek geçirgenliklerinden dolayı depremle gelişen BSBO'nı azaltıcı yönde davranış sergiledikleri görülmektedir. BSBO'ndaki bu azalmayı kontrol eden bir diğer parametre ise zemine inşa edilen taş kolona ait etki mesafesidir. Bu mesafeler azaltılarak çok ince ve ince kumlarda yüksek BSBO değerleri tasarım değerleri altına düşürülür.



Şekil 6.14 Drenajlı durumda, etki mesafesi ile maksimum boşluk suyu basınç oranı arasındaki ilişkiler a) deprem büyüklüğü 7,0 b) deprem büyüklüğü 7,5 olarak alınmıştır

Aşağıda ODA programı kullanılarak çok ince – ince kumlarda taş kolon tasarımları gerçek bir arazi problemi için gerçekleştirilmiştir.

6.5 ODA Programının Gerçek Bir Arazi Problemine Uygulanması: Adapazarı Örneği

1999 Marmara depremi ($M_w=7,4$) Türkiye'nin kuzeybatısında birçok yerleşim alanını etkilemekle beraber özellikle Adapazarı'nda büyük can ve mal kaybına yol açmıştır. Depremi neden olduğu hasarların belirlenmesi için bölgede çok sayıda çalışma yapılmıştır (Ansal 1999, EERI 1999, Mollamahmutoğlu vd. 1999, Özmen 2000, Komazawa vd. 2002, Erken vd. 2004). Bu çalışmalardan Adapazarı'nda meydana gelen hasarda, bölgenin jeolojik, jeoteknik ve yerel zemin koşullarının etkin olduğu anlaşılmaktadır.

Adapazarı'nın büyük bir kesimi Kuvaterner yaşlı genç alüvyon zemin üzerinde kuruludur. Hasarın şehir merkezindeki dağılımı incelendiğinde, alüvyon zemin üzerinde meydana gelen hasarın, şehrin küçük bir kesiminin yer aldığı kayalık alanlarda meydana gelen hasara göre daha fazla olduğu görülür. Yapılan gravite ve tremor çalışmaları ile, Adapazarı'ndaki alüvyon kalınlığının 1000 ile 1500 metre arasında değiştii, şehir merkezinde sağlam kaya derinliğinin ise yaklaşık 1000 m civarında olduğu ortaya konmuştur (Komazawa vd. 2002). Şehir merkezinde hasarın yoğun olduğu alanlarda zemin düşük plastisiteli kumlu silt, kil ve plastik olmayan siltli kum birimlerinden oluşmaktadır. Bölgede su tablası yüzeye yakın olup, su tablası derinliği şehir merkezinde 0,6 ile 3,95 m arasında mevsimsel olarak değişmektedir (Sünbül 2004).

1999 depremi sonrasında bölgede, özellikle Adapazarı'nda, hasarın nedenleri araştırılmıştır. Ayrıca, şehrin bir başka yere taşınması üzerinde çalışmalar başlatılmıştır. Bugün Adapazarı'nda yeni yerleşim alanları, eski yerleşim alanının hemen kuzey kesiminde Yenikent olarak tanıtılan Karaman, Camili, Korucuk ve Alandüzü mevkiilerine taşınmış ve halen taşınmaktadır. Eski yerleşim alanı ise ticari merkez olarak yapılaşmaya devam etmektedir. Bölgenin sismik aktivitesi ve zemin koşulları düşünüldüğünde, Adapazarı için şehirleşmeye açılacak olan eski ve yeni yerleşim alanlarında zemin iyileştirme çalışmalarının yapılması önem arz etmektedir. 1999 depremi sonrasında yapılan çalışmaların bir çoğunda vibro-sistemlerle taş kolon

uygulamalarının yapılması gerekliliği vurgulanmış ve ayrıca bu durum ulusal deprem konseyi tarafından da rapor edilmiştir (UDAP 2005).

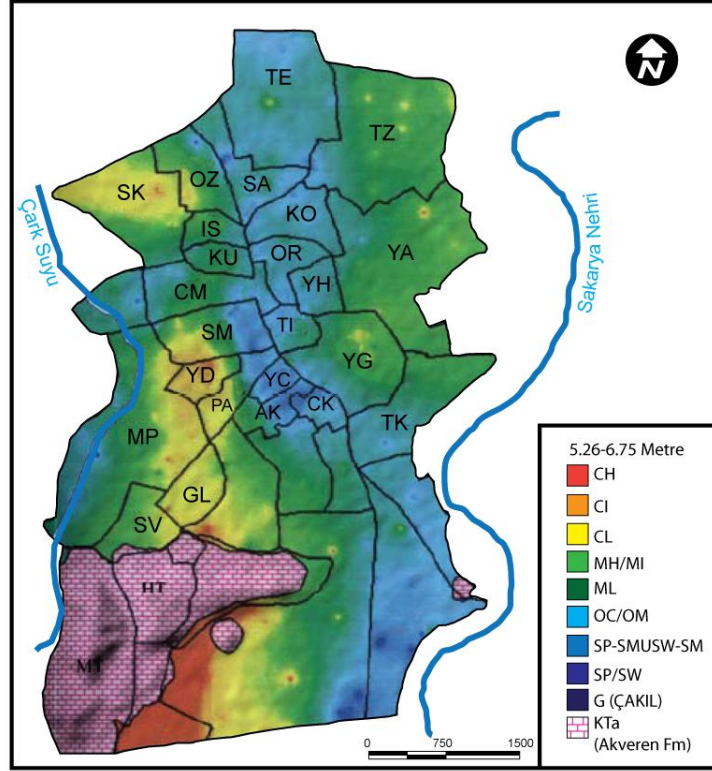
Ülkemizdeki taş kolon uygulamalarına ait vakıa analizleri, Ergun (1992), Durgunoglu vd. (1995), Akdoğan vd. (1996), ve Düzceer (2003) tarafından verilmiştir. Taş kolon inşasında, diğer ÷lkelerde geleneksel ve yaygın olarak kullanılan “vibro-teknikler” ve bu tekniklere ait özel vibratör ve besleme ünitelerini içeren teknolojinin bugüne kadar çok sınırlı kullanıldığı gör÷lmektedir (Durgunoğlu 2004). Ülkemizde daha yaygın olarak yapılan dren sistemlerinin ise Adapazarı’nda olduğu gibi, hasarlı binalarda ne derece sağlıklı yapıldığı bugün bir tartışma konusudur. Çünkü dren sistemleri, vibro-sistemlerle yapılan taş kolon çalışmaları gibi, genellikle şehirleşmeden önce yapılması gereken uygulamalardır.

Yapılan bu çalışmada Adapazarı şehir merkezinde sıvılaşma kaynaklı hasarların yoğun olarak gözlemlendiği mahalleler belirlenmiştir. Bu mahallelerde deprem sonrası yapılan jeoteknik çalışmalardan yararlanılarak zemine ait parametreler elde edilmiştir. Bu veriler ODA programına aktarılarak, optimum vibro-taş kolon tasarımları yapılmıştır.

6.5.1 Adapazarı hasar dağılımı ve yerel zemin koşulları

1999 Marmara depreminde hasar gören binaların %87’si Adapazarı ilçesindedir. Adapazarı Büyükşehir Belediyesi sınırları içerisinde 27 mahalleyi kapsayan hasar tespit çalışmaları yapılmıştır.

Merkeze bağlı bu mahallelerde, ağır ve orta hasar oranlarının toplamları dikkate alındığında, Karaosman (KO), Tekeler (TE), Yenidoğan (YD), İstiklal (IS), Tığcılar (TI), Akıncılar (AK), Yağcılar (YG), Papuçcular (PA), Semeciler (SM) ve Orta (OR) mahallelerinde hasarın yüksek olduğu gör÷lmektedir. Bu hasar dağılımı şekil 6.15’de gör÷ldüğu gibi, bir akarsu yatağı boyunca meydana gelmiştir. Hasar oranlarının yüksek olduğu bu mahallelerden Karaosman, Tekeler, İstiklal, Akıncılar, Tığcılar, Yağcılar ve Orta’nın bu akarsu yatağı üzerinde kuruludur (Bol 2003, Sünb÷l vd. 2005).

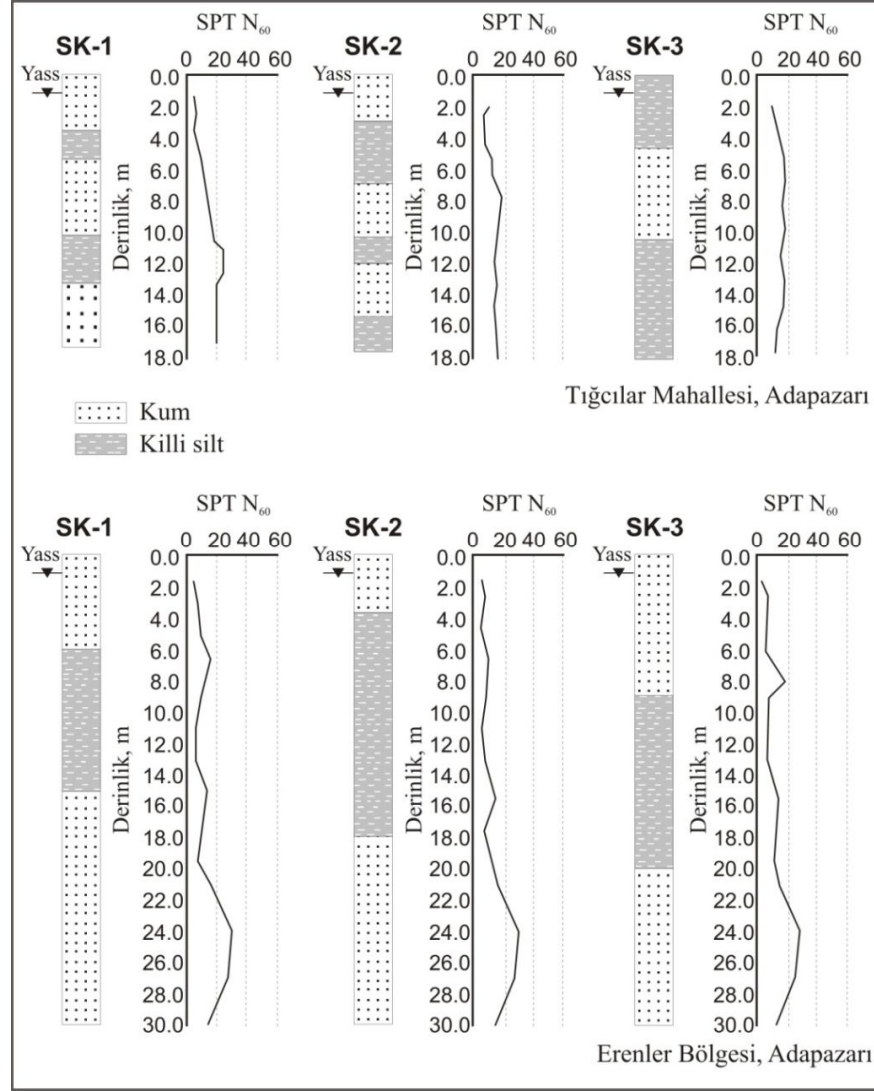


Şekil 6.15 Adapazarı merkez mahallelerine ait 5,26 - 6,75 m arası yerel zemin koşulları (Bol 2003)

Bu çalışmada Adapazarı merkez mahalleleri ve Adapazarı ilçesi güneyinde yer alan Erenler bölgesinde yapılan jeoteknik sondaj loglarından yararlanılmıştır. Her iki bölgedeki jeoteknik sondaj logları incelendiğinde, bu bölgelerin benzer özellik sergilediği görülmektedir. Genel olarak üst seviyeler 3 ile 8 m kalınlığı arasında değişen kumlu birimlerden oluşurken, söz konusu kumlu birimlerin altında düşük plastisiteli killi silt veya kil tabakaları yer almaktadır. Merkez Tığcılar mahallesinde siltli kil tabakaları kumlu birimler arasında farklı kalınlıklarda görülürken, Erenler mahallesinde 16 ile 20 m'den itibaren kumlu birimlerin varlığı tekrar görülmektedir (Şekil 6.16).

Kumlu ve düşük plastisiteli kumlu siltli kil birimlerine ait düzeltilmiş SPT-N₆₀ değerleri oldukça düşüktür. Bu veriler, rölatif sıklık değerlerinin 0,2 ile 0,4 aralığında olduğunu göstermektedir. Tığcılar bölgesinde yapılan jeoteknik çalışmalardan kumlu birimlere ait

birim ağırlık değerleri $14,50 \text{ kN/m}^3$ ile $15,50 \text{ kN/m}^3$ arasında olduğu ve kumlu siltli kil birimlerin ise $16,50 \text{ kN/m}^3$ değerlerinde olduğu belirlenmiştir. Ayrıca su tablası yüzeye yakın olup, derinliği ise 1 m'dir (Erken vd. 2004).



Şekil 6.16 Adapazarı Tığcılar mahallesi ve Erenler bölgesinde yapılan jeoteknik sondaj logları (Erken vd. 2004, Taylan vd. 2007)

ODA programı kullanılarak yapılan optimum tasarım çalışmalarında özellikle şehir merkezindeki sivilaşma kaynaklı hasarlı bölge dikkate alınmıştır. Tığcılar mahallesinde yapılan sondaj çalışmalarında görüldüğü gibi, ilk 10 m'lik derinlikte kumlu birimlerin

varlığı deprem sırasında sıvılaşma kaynaklı hasarların meydana gelmesinde etkin bir rol oynamıştır. Hazırlanan model yaklaşım ile ilk 10 m'lik derinlik dikkate alınarak, yapılması gereken taş kolonların optimum mesafeleri belirlenmeye çalışılmıştır.

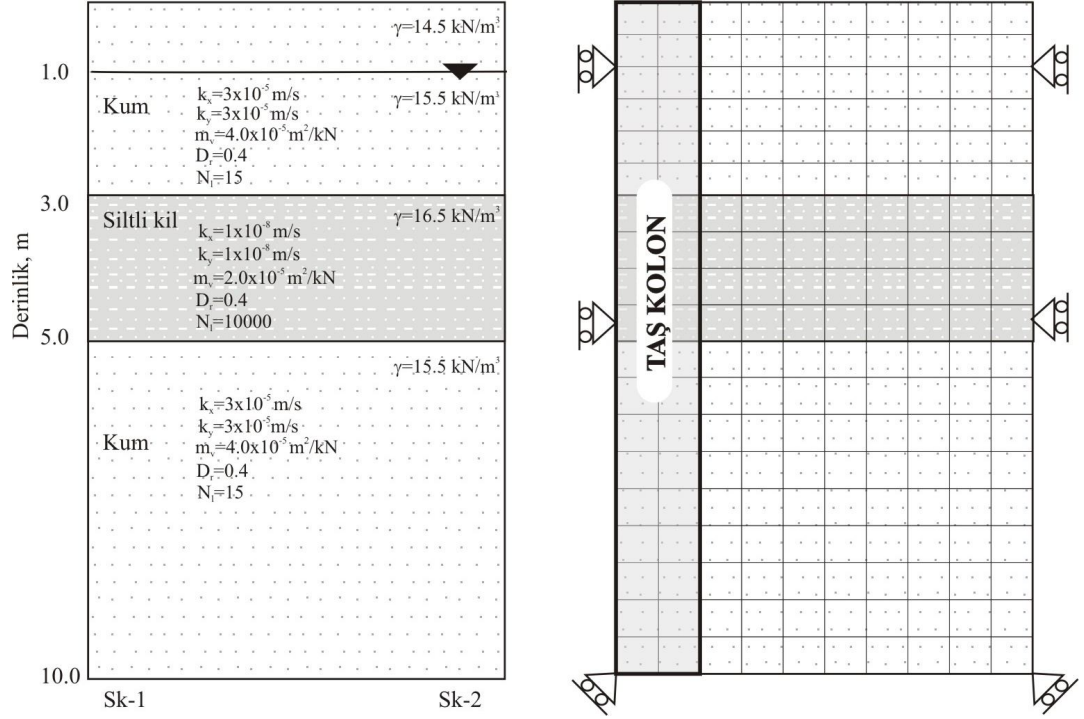
6.5.2 Adapazarı için optimum taş kolon tasarımı

Analizde kullanılan zemin ve sonlu elemanlar modeli Şekil 6.17'de sunulmuştur. Şekilde ilk 3 m'lik seviyede suya doygun gevşek kumlu birimler yer almaktadır. 3 ile 5 m arasında siltli kil bulunur. Zemin profilinde 5 ile 10 m arasında ise yine gevşek kum birimler mevcuttur.

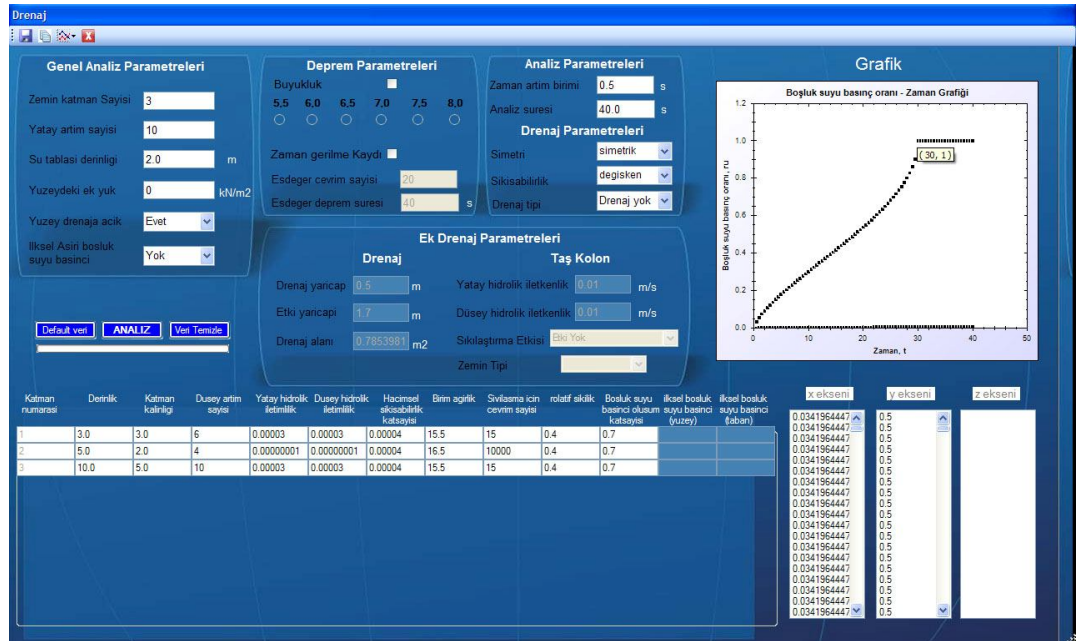
Analiz, $M_s=7,5$ deprem büyüklüğünü tanımlayan 20 eşdeğer çevrim sayısı dikkate alınarak gerçekleştirilmiştir. Analizde kumlara ait sıvılaşma için gerekli olan çevrim sayısı $N_f=15$ 'dir. Killi birimlerde ise hiçbir zaman efektif gerilmeler sıfır değerine ulaşmayacağı için yüksek çevrim değerleri kullanılmıştır (Erken ve Ansal 1994, Erken vd. 2004).

Programda öncelikle drenajsız durum dikkate alınarak analiz yapılmıştır. Bu koşulda depremin eşdeğer çevrim sayısı ile sıvılaşma için gerekli olan çevrim sayısı dikkate alınır. Analiz sonucunda kumlu birimin ilksel sıvılaşması depremin 30. s'de 15 çevrim sayısına ulaşıldıktan sonra meydana gelmiştir (Şekil 6.18).

Siltli kil tabakasında meydana gelen BSBO ise tanımlanan yüksek çevrim sayısından dolayı düşük değerler sunmaktadır. Analizde ilksel sıvılaşmanın belirlenmesi ile birlikte taş kolon uygulamasına geçilmiştir. Taş kolonun yarıçapı $r_w=0,5$ m ve etki mesafesi ise $r_e= 1,3$ m seçilerek ilk analiz gerçekleştirilmiştir (Şekil 6.19). Analiz sonucunda BSBO'nun taş kolona yakın olan mesafede düşük olduğu, ancak 1,3 m'lik etki mesafesine doğru artarak maksimum 0,69 değerine ulaştığı görülmektedir.



Şekil 6.17 Adapazarı ilçesi Tığcılar mahallesine ait zemin ve sonlu elemanlar modeli



Şekil 6.18 Adapazarı Tığcılar bölgesi için drenajsız durumda yapılan analiz

Tasarım koşulları içerisinde BSBO'nun maksimum 0,6 olması gerekir. Fakat elde edilen BSBO'nun 0,69 olması nedeni ile, etki mesafesinin azaltılarak analiz tekrarlanmalıdır. Dolayısıyla, analiz 1,1 m'lik etki mesafesi ve aynı deprem koşulları içerisinde tekrarlanmıştır (Şekil 6.20).



Şekil 6.19 1,3 m etki mesafesi ve verilen zemin şartları için taş kolon analizi

Yapılan bu analizde maksimum BSBO'nun su tablası derinliğinde yaklaşık 0,45 olduğu görülmektedir. 1,1 m'lik etki mesafesi (etki yarıçapı) Adapazarı Tıgıclar mahallaesi için uygun bir tasarım değeridir. Adapazarı Tıgıclar mahallesi için merkezden merkeze olan uzaklıklar 2,1 m (Üçgen yerleşim planı) ve 2.0 m (kare yerleşim planı) olacak şekilde taş kolon tasarımları yapılabilir (Şekil 4.6). Ancak bu tasarım parametreleri sadece ilgili alan için geçerlidir. Bölgede ayrıntılı sondaj çalışmaları ile zemini tanımlayan parametreler elde edilerek ODA programında analizler yapılmadığı sürece diğer bölgeler için bu tasarım değerlerinin kullanılması mümkün değildir.



Şekil 6.20 1,1 m etki mesafesi ve verilen zemin şartları için taş kolon analizi

Ülkemizde vibro sistemlerle yapılan taş kolon uygulamaları ne yazık ki sınırlı sayıdadır. Adapazarı'nda genel olarak çakıl dren sistemleri inşa edilmektedir. Bu dren sistemleri çoğunlukla 1,75 m aralıklarla 0,3 m yarıçaplarında uygulanmış ve uygulanmaktadır. Özellikle hasarlı binaların temellerinde yapılan bu uygulama ile binalarda iyileştirmeden çok daha fazla hasara neden olmaktadır (YR 2002). Oysa ki, bu ve benzeri uygulamaların şehirleşmeden önce sıvılaşma potansiyeline sahip alanlarda uygulanması hususu, Adapazarı gibi yüksek deprem potansiyeline sahip bölgeler için önem arz etmektedir.

7. SONUÇLAR, TARTIŞMA ve ÖNERİLER

Bu çalışmadan elde edilen sonuçlar aşağıdaki gibi sıralanabilir:

Vibro sistemlerle yapılan taş kolon çalışmalarında, zeminin drenaj kapasitesinin artırılması ile birlikte, zeminin sıkılaştırılması da söz konusudur. Oluşturulan model yaklaşımda bu eksiklik dikkate alınarak, vibro-kompaksiyon ve vibro-yerdeğiştirme yöntemleri ile inşa edilen taş kolonların optimum tasarımlarının daha sağlıklı yapılması sağlanmıştır.

Oluşturulan programda zeminin rölatif sıkılık artışının dikkate alınmasına bağlı olarak, kolonların etki yarıçapında boşluk suyu basınç oranı değerleri azalmaktadır. Sıkılaştırma etkisi dikkate alınarak yapılan bir taş kolon analizinde elde edilen boşluk suyu basınç oranı değerleri, sıkılaştırma etkisi dikkate alınmadan yapılan çakıl dren ve/veya taş kolon analizine göre daha düşük sonuçlar vermiştir. Böylelikle, vibro sistemler ile inşa edilen taş kolonların etki yarıçapı artırılarak (birim alana düşen taş kolon sayısı azaltılarak) daha ekonomik tasarımların yapılabileceği belirlenmiştir.

Önceki çalışmalardan yararlanılarak bir sismik aktivite sonrası taş kolonların deprem performansları dikkate alınmış ve ODA programda analizler gerçekleştirilmiştir. Bu analizlerde elde edilen sonuçların, bölgeden elde edilen gözlemler ile uyum içerisinde olduğu belirlenmiştir. Bu analizlerde, BSBO değerlerinin tasarım kriterleri içinde olmaması, bölge için yapılan taş kolon tasarımlarının uygun aralıklarda inşa edilmediğini göstermiştir.

ODA programının gerçek bir arazi problemine uygulanması kapsamında, Adapazarı-Tığcılar mahallesinden elde edilen zemin parametreleri kullanılarak vibro-taş kolonların optimum mesafeleri belirlenmiştir. Söz konusu mahalle için 0,5 m yarıçapında, merkezden merkeze uzaklıkları yaklaşık 2,1 m (Üçgen yerleşim planı) ve 2,0 m (Kare yerleşim planı) olan vibro-taş kolon tasarımının yapılması uygun olduğu belirlenmiştir. Ancak, bu tasarım parametreleri sadece ilgili alan için geçerlidir.

Hazırlanan model yaklaşımda kullanılan teorik ve sayısal yaklaşımlar, sıvılaştırılabilir suya doygun ve ince tane oranı %15'den az olan, iri – çok ince kumlar için geçerlidir. Oluşturulan programda, bu zeminleri tanımlayan değerler girilmediği sürece elde edilecek sonuçlar da hatalı olacaktır. Diğer taraftan, programda kullanılan zemin parametreleri, bölgede yapılan sondaj çalışmalarına bağlı olarak elde edilmektedir. Elde edilen bu veriler taş kolon tasarımlarının yapılacağı bölgeyi temsil ettiği düşünülerek yapılmaktadır. Ancak, sahanın zemin şartları iki sondaj kuyusu arasında değişiklik gösterebilir. Böyle bir durum söz konusu olduğunda geoteknik mühendisi tarafından değerlendirilmeli ve tasarımda kullanılacak parametreler gözden geçirilmelidir.

Yapılan bu çalışmada, taş kolonların zeminde yarattığı sıklık ve drenaj etkisi dikkate alınarak, kumlu zeminlerde gelişen ABSB ve ABSB'nin vibro-taş kolon sistemleri ile sönmelenmesi araştırılmıştır. Zayıf killi ve siltli zeminlerde kullanılan rijit ve yüksek modüllü kolonlar (Deep mixing, Jet grouting) ve bu sistemlerin deprem sırasında yüksek rijitliklerinden dolayı zeminlerde yarattıkları mukavemet bu çalışma kapsamı dışında tutulmuştur. Ancak, zemin problemlerinde kullanılan, dren ve taş kolon sistemlerine benzerlik sergileyen zemin iyileştirme yöntemlerinin (rijit kolon sistemleri: çakma kazıklar, fore, mini kazıklar vb. veya yüksek modüllü kolonlar: jetgrout vb.), yapılacak olan ek modifikasyonlarla birlikte çalışmada kullanılan model yaklaşıma uygulanması mümkündür. Bu model çalışmaları ile problemleri zeminlerin iyileştirilmesinde daha ekonomik bir yaklaşım sağlanmış olacaktır.

Oluşturulan programda taş kolonların deprem performansları, deprem sırasında ve farklı etki mesafelerinde gelişen ABSB'na bağlı olarak değerlendirilmiştir. Ancak, iyileştirme yapılan bölgede meydana gelen hasar, kolonların etki mesafesinin uygun aralıkta seçilmemesi kadar, dren sistemlerinin yeterli derinliklerde inşa edilmemesine ve zeminde arzu edilen sıkılaştırma miktarının sağlanmamasına da bağlıdır. Taş kolon ve dren sistemleri genellikle yüzeye yakın mesafelerde, tipik olarak 9 ile 15 m arasında inşa edilmektedir. Sıvılaştırılabilir katman kalınlığı ise çoğu durumda bu değerlerden büyüktür. Dren ve taş kolon sistemleri tüm sıvılaştırılabilir katman boyunca inşa edilmediği sürece bu sistemlerin performansları da arzu edilir boyutta olmayabilir. Çünkü, deprem yüküyle meydana gelen aşırı boşluk suyu basıncının gelişimi ve buna bağlı olarak suyun

yüzeğe doğru hareketi, sıvılaşıabilir zeminde en derin noktadan başlayıp düşey yönde hareket etmektedir. Dolayısıyla, sıvılaşıabilir katman içerisinde küçük bir kesim için inşa edilen dren sistemlerinde, depremle gelişen aşırı boşluk suyu basıncı değerleri, sıvılaşıabilir tüm katman için inşa edilmiş olan dren sistemlerinden daha yüksek olabilir. Bu noktada taş kolonların derinlik etkisi üzerine yapılacak olan deneysel çalışmalar önem arz etmektedir.

Diğer taraftan, ince tane oranı % 20'den fazla olan kumlu zeminlerde vibro sistemlerle arzu edilen sıkılaştırma miktarı sağlanamamaktadır. Dolayısıyla, yakın dönemdeki çalışmalarda zeminin drenaj kabiliyetinin arttırılması üzerine odaklanılmaktadır. Son dönemlerde Amerika Birleşik Devletleri'nde taş kolonlarla birlikte yaygın olarak destek dren sistemleri (PVC drenler) kullanılmaya başlanmıştır. Bu sistemler, 1 m'lik çapa sahip taş kolonların drenaj özelliğinin 10 katını karşılamaktadırlar. Bunların araziye uygulanması da ekonomik ve oldukça pratiktir. Bu sistemlerin bir deprem sırasındaki performans değerlendirilmesi henüz yapılamamıştır. Ancak, taş kolonlar ile birlikte kullanılmaları durumunda daha etkili tasarımların yapılabileceği söylenebilir.

KAYNAKLAR

- Adalier, K., Elgamal, A., Meneses, J. and Baez, J. 2003. Stone columns as liquefaction countermeasure in non-plastic silty soils. *Soil Dynamics and Earthquake eng.* 23, 571-584.
- Adalier, K. and Elgamal, A. 2004. Mitigation of liquefaction and associated ground deformation by stone columns. *Engineering Geology*, 72, 275-291.
- Akdoğan, M., Erol, O. ve Ergun O. 1996. Tas kolonların performansı - bir vaka analizi. ZMTM 6. Ulusal Kongresi, s. 370-381, Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir.
- Alamgir, M., Miura, N., Poorooshab, H.B. and Madhav, M.R. 1996. Deformation analysis of soft ground reinforced by columnar inclusions. *Computers and Geotechnics*, 18(4), 267-290.
- Ambraseys, N. and Sarma, S. 1969. Liquefaction of soil induced by earthquakes. *Bull.seis.soc. of America*, 59(2), 651-664.
- Andrews, D.C.A. 1997. Liquefaction of silty soils: susceptibility, deformation, and remediation. PhD thesis, University of Southern California, Los Angeles, CA.
- Andrus, R. and Chung, R. 1995. Ground improvement techniques for liquefaction remediation near existing lifelines. Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology, U.S. Department of Commerce, 85 p, Gaithersburg, Washington.
- Andrus R. D. and Stokoe K. H. 2000. Liquefaction Resistance of Soils from Shear-Wave Velocity, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 11, pp. 1015-1025.
- Anonim. 2002. Yapı Rehberi. www.yapirehberi.net/HaberlerTemmuz3.htm. Erişim tarihi 04.06.2009
- Anonim. 2006. Karayolu yol boyu mühendislik yapıları için afet yönetmeliği taslağı, resmi gazete 26369. 07.12.2006, madde 57. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, s 20. Ankara
- Anonymous. 2004. Vibro Systems, Hayward Baker Inc, p 1-15, Odenton, Maryland. Web sitesi. www.Haywardbaker.com. Erişim tarihi 05.08.2008.
- Ansar, A., Bardet, J.P., Bray, J., Cetin, K.O., Durgunoglu, T., Erdik, M., Kaya, A., Ural, D., Yilmaz, T. and Youd, L. 1999. Initial geotechnical observations of the August 17, 1999 Izmit Earthquake. Earthquake Engineering Research Center, September 1999, (also available at <http://nisee.berkeley.edu/turkey/report.html>)

- Ashford, S.A., Rollins, K.M. and Baez, J.I. 2000. Comparison of deep foundation performance in improved and non improved ground using blast induced liquefaction. Proc., Geo-Denver 2000, Soil Dynamics and Liquefaction, ASCE Geotech. Special Publ., 107, 20-34.
- Baez, J.I. 1995. A design model for the reduction of soil liquefaction by vibro-stone columns. PhD thesis, University of Southern California, Los Angeles, 207 pp, California, USA.
- Baez, J.I. and Martin, G. 1992. Quantitative evaluation of stone column techniques for earthquake liquefaction mitigation. Proc. 10th World. Conf. Earthq. Eng. Balkema, Rotherdam, pp.1477-83.
- Baez, J.I. and Martin, G.R. 1995. Permeability and shear wave velocity of vibro-replacement stone columns. Soil Improvement for Earthquake Hazard Mitigation. ASCE Geotechnical Special Publication, 49, 66-81.
- Bardet, J.P., Oka, F., Suigito, M. and Yashima, A. 1995. The great Hanshin earthquake disaster. Preliminary investigation report, University Of Southern California, Los Angeles.
- Barksdale, R. D. and Bachus, R. C. 1983. Design and construction of stone columns. Federal Highway Administration, 210 p, Washington.
- Bathe, K.J. 2004. Finite element method in engineering Analysis. Prentice Hall inc, 1037 p, USA.
- Bement, R.A.P. and Selby, A.R. 1997. Compaction of granular soils by uniform vibration equivalent to vibrodriving of piles. Geotechnical and Geological Engineering, 15, 121-143.
- Bhushan, K., Dhingra, A., Scheyhing, C. and Zhai, E. 2004. Ground improvement by stone columns and surcharge at a tank site, Fifth International Conference On Case Histories in Geotechnical Engineering, New York.
- Bol, E. 2003. Adapazarı zeminlerinin geoteknik özellikleri. Doktora Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Sakarya Üniversitesi, 195s, Adapazarı.
- Boulanger, R. and Idriss, I. 1999. Discussion of liquefaction failure and remediation: King Harbor Redondo Beach, California. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 25(3), 231-233.
- Boulanger, R., Idriss, I., Stewart, D., Hashash, Y. and Schmidt, B. 1998. Drainage capacity of stone columns or gravel drains for mitigating liquefaction. Proc., Geotech. Earthquake Eng. and Soil Dynamics III. ASCE Geotech. Special Publ. 75(1), 678– 690.

- Bray, J. D., Sancio R. B., Durgunoglu, H. T., Onalp, A., Youd, T. L., Stewart, J. P., Seed R. B., Cetin, K. O., Bol, E., Baturay, M. B., Christensen, C. and Karadayilar, T. 2004. Subsurface characterization at ground failure sites in Adapazari, Turkey. *ASCE J. of Geotech. and Geoenviron. Eng.* 130(7), 673-685.
- Burland, J.B. and Burbidge, M.C. 1985. Settlement of foundations on sand and gravel. *Proc. Institution of Civil Engineers, Part 1*, 78, pp, 1325-1381
- Casagrande, A. 1936. Characteristic of cohesionless soils affecting the stability of slopes and Earth Fills. *Journal of the Boston Society of civil Engineers*, 257-276.
- Castro, G. 1975. Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 101, 551-569.
- Chandrupala, T. R. and Belegundu, A.,D. 1997. Introduction to finite elements in engineering. Prectice-Hall, inc., 453 p, USA.
- Chang, W.J., Rathje, E. M., Stokoe, K.H. and Cox, B.R. 2004. Direct evaluation of effectiveness of prefabricated vertical drains in liquefiable sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24, 723-731.
- Chang, W.J., Rathje, E. M., Stokoe, K. H. and Hazırbaşa, K. 2007. In situ pore-pressure generation behavior of liquefiable sand. *ASCE, J. Geotech and Geoenviron. Eng.* 133(8) 921-931.
- Chou, H.S., Yang, C.Y., Hsieh, B. J. and Chang, S. S. 2001. Tunnelling in Taiwan a study of liquefaction related damages on shield tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16, 185-193.
- Christoulas, S., Giannaros, C. and Tsiambaos, G. 1997. Stabilization of embankment foundations by using stone columns. *Geotechnical and Geological Engineering*, 15(3), 247-258.
- Clough, R. W. 1960. The finite element method in plane stress analysis. *Proc. 2nd ASCE Conf. On Electronic Computation*, 345-478, Pittsburg, PA.
- Coduto D. P. 1998. (Çevirenler: Mollamahmutoğlu, M. ve Kayabalı, K.) *Geoteknik Mühendisliği, İlkeler ve uygulamalar*, Gazi Kitapevi, Ankara.
- Cubrinovski, M. and Ishiara, K. 1999. Emprical correlation between SPT N value and relative density for sandy soil. *Soil and foundations Japanese Geol.Soc.*, 39(5), 61-71.
- Dealba, P.C, Clarence, K. and Seed, H.B. 1975. Determination of soil liquefaction characteristics bye large scale laboratuvarı tests. *Report: Eartquake Engineering Research Center 75-14*, 173 p, CA, USA.

- Desai, C.S. and Abel, J.F. 1972. Introduction to the finite element method. Van Nostrand Reinhold Company, 477p, New York.
- Dobson, T. 1987. Case histories of the vibro systems to minimize the risk of liquefaction. Soil improvement- a ten years update. Proc., ASCE Convention GSP, 12, 167-183.
- Dobry, R., Ladd, R. S., Yokel, F. Y., Chung, R. M. and Powell, D. 1982. Prediction of pore water pressure buildup and liquefaction of sands during earthquakes by the cyclic strain method. National Bureau of Standards Building Science Series 138, 150 pp, USA.
- Durgunoglu, H.T., Nur, O., Akbal, Ö., Kulaç, H. F., İkiz, S. and Olgun, C.G. 1995. A case study on determination of soil improvement using CPT. CPT'95 International Symposium on Cone Penetration Testing, 2, 441-446, Linköping, Sweden.
- Durgunoğlu, H.T. 2004. Yüksek modüllü kolonların temel mühendisliğinde kullanımı. Zemin Mekanigi ve Temel Mühendisligi Onuncu Ulusal Kongresi, Istanbul Teknik Üniversitesi, Istanbul.
- Düzceer, R. 2003. Ground improvement of oil storage tanks using stone columns. Soil and Rock America 2003. 12th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering and 39th US Rock Mechanics Symposium, USA.
- Drumheller, J. C., Vernon, R. S., Lee W. A., Kevan, D. S. and James, D. H. 1997. Ground improvement ground reinforcement ground treatment: Developments 1987-1997. ASCE Geotechnical Special Publication, Logan, Utah.
- Egan, J.A., Hayden, R.F., Scheibel, L.L., Otus, M. and Serventi, G.M. 1992. Seismic repair at seventh street marine terminal. Proc., Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, ASCE Geotechnical Special Publication 30(2), pp. 867-878.
- EERI 1999. The Izmit (Kocaeli), Turkey Eartquake of August 17, 1999. Eartquake Engineering Research Inst, 12p, USA.
- Elias, V., Welsh, J., Warren, J. and Lukas, R. 2000. Ground improvement technical summaries, Vol. 1 and 2, Demonstration Project 116. Federal Highway Administration, publication no, FHWA-SA-98-086, USA.
- EQE, 1999. İzmit, Turkey Eartquake of August 17, 1999. An EQE Briefing, EQE International Inc, 7p, Bircwood, Warrington, UK.
http://www.eqe.com/resources/Catastrophe_Reports/Izmit-Turkey-1999.pdf
- Erken, A., Kaya, Z. and Ülker, M.B.C. 2004. Liquefaction in Adapazarı during 1999 Kocaeli earthquake. 6th International Congress on Advances in Civil Engineering, 1525-1534, Istanbul, Turkey.

- Erken, A., Özay, R., Kaya, Z., Ülker, M.B. ve Elibol, B. 2004. Depremler sırasında zeminlerin sıvılaşması ve taşıma gücü kayıpları, Türkiye Mühendislik Haberleri, sayı 431, 20-26.
- Erken, A. and Ansal, A.M. 1994. Liquefaction characteristics of undisturbed sands. Thirteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Performance of Ground and Soil Structures during Earthquakes, p. 165- 170, New Delhi.
- Ergun, M.O. 1992. Design and performance of two port silos on improved ground. Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, (30), 842-854.
- Finn, W.D.L., Pickering, D. J. and Bransby, P. L. 1971. Sand liquefaction in triaxial and simple shear tests. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM4, 639-659.
- Goughnour, R.R. and Pastena, J.M. 1999. Mechanical behavior of stone columns under seismic loading. Proc., 2nd Int. Conf. On Ground Improvement Techniques, Singapore, 157-162.
- Graf, E.D. 1992. Earthquake support grouting in sands. Proceedings, Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics: Geotechnical Special Publication No:30, New Orleans, 25-28 February. ASCE, Vol.2, pp 879-888.
- Greenwood, D.A. and Kirsch, K. 1983. Specialist ground treatment by vibratory and dynamic methods. Advances in Piling and Ground Treatment for Foundations, Thomas Telford, 17-47, London, UK.
- Hamada, M., Bardet, J.P. and O'Rourke, T. D. 2002. Proceedings of the Eighth U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Liquefaction, Technical report MCEER 03-0003, Tokyo, Japan.
- Hayden, R.F. and Welch, C.M. 1991. Design and installation of stone columns at naval air station, Deep Foundation Improvements: Design, Construction and Testing, pp. 172– 184, ASTM STP 1089, Philadelphia.
- Hayden, P.F. and Baez, J.I. 1994. State of practice for liquefaction mitigation in North America, Proceedings, International Workshop on Remedial Treatment of Liquefiable Soils, held in Tsukuba Science City, Japan.
- Hazen A. 1911. Discussion of dams on sand foundations. ASCE Transactions, vol 73, 199-203.
- Hazirbaba, K. 2005. Pore pressure generation characteristics of sands and silty sands: A strain approach. PhD Dissertation, Department of Civil Engineering. The University of Texas at Austin, USA

- Heinz, D. and Priebe, J. 1998. Vibro replacement to prevent earthquake induced liquefaction, Proceedings of the Geotechnique-Colloquium, 13p, Darmstadt, Germany.
- Holzer, L.T. 1998. The Loma Prieta, California, Earthquake of October 17, 1989. US Geological Survey Professional Paper 1551-B, 21p, Washington, USA.
- Holzer, L.T., Noce, T.E., Bennett, M.J., Di Alessandro, C., Boatwright, J., Tinsley, J.C., III, Sell, R.W. and Rosenberg, L.I., 2004. Liquefaction-induced lateral spreading at Oceano, California, during the 2003 San Simeon earthquake, U.S. Geological Survey, Open-file Report 2004-1269, (<http://pubs.usgs.gov/of/2004/1269>).
- Holtz, R.D. and Kovacs, W.D. 1981. An introduction to geotechnical engineering, Prentice Hall, 733p, New Jersey.
- Hough, B.K. 1957. Basic soil engineering, The Ronald Pres Company, 513p, New York
- Iai, S. and Koizumi, K. 1986. Estimation of earthquake induced excess pore water pressure for gravel drains. Proceedings of the Seventh Japan Earthquake Engineering Symposium, 679-684, Tokyo, Japan.
- Iai, S. 1988. Large scale model tests and analysis of gravel drains. Report of Port and Harbor Research Institute, 27(3), 25-160, Japan.
- Iai, S., Koizumi, K., Noda, S. and Tsuchida, H. 1988. Large scale model tests and analysis of gravel drains. In: Proc., 9th World Conference on Earthq. Eng., Tokyo-Kyoto, Japan.
- Ishihara, K. and Yamazaki, F. 1980. Cyclic simple shear tests on saturated sand in multi-directional loading. Soils and Foundations 20 (1), 49– 59.
- Ishihara, K., Kawase, Y. and Nakajima, M. 1980. Liquefaction characteristics of sand deposits at an oil tank site during the 1978 Miyagiken-Oki Earthquake. Soils and Foundation, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 20(2), 97-111.
- Ishihara, K., Haeri, S.M., Moinfar, A.A., Towhata, I. and Tsujino, S., 1992. Geotechnical aspects of the June 20, 1990 Manjil Earthquake in Iran. Soils and Foundations 32 (3), 61– 78.
- Ishihara, K., Yasuda, S. and Nagase, H. 1996. Soil characteristics and ground damage. Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects on the January 17, 1995 Hyogoken-nanbu Earthquake, pp.109-118.
- Jackura, K. and Abghari, A. 1994. Mitigation of liquefaction hazards at three California bridge sites. Proceedings, Fifth Jauan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction,

Technical Report NCEER, National Center for Earthquake Engineering Research, pp. 495-513, State University of New York at Buffalo, NY.

- Juang, H.C., Yang, H.S., Yuan, H. and Fang, Y.S. 2005. Liquefaction in the Chi-Chi Earthquake- Effect of fines and capping non-Liquefiable layers, *JGS, Soil and Foundations* vol, 45(6), 89-101.
- Justin, J. D., Hinds J. and Creager, W. P. 1944. *Engineering for dams, Vol 3*, John Wiley and sons inc, New York.
- Keller, T.O., Castro, G. and Rogers, J.H. 1987. Steel Creek Dam foundation densification. *Proc., Symposium on Soil Improvement—A Ten Year Update, Atlantic City. ASCE Geotechnical Special Publication, vol. 12*, 136-166.
- Komazawa, M., Morikawa, H., Nakamura, K., Akamatsu, J., Nishimura, K., Sawada, S., Erken, A. and Onalp, A. 2002. Bedrock structure in Adapazari, Turkey, a possible cause of severe damage by the 1999 Kocaeli earthquake, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22, 829-836.
- Kramer, S.L. 1996. (Çeviri: Kamil Kayabalı) *Geoteknik Deprem Mühendisliği*, Gazi Kitapevi, Ankara, 653 s.
- Kulhawy, F.H. and Mayne, P.W. 1990. *manuel on estimating soil properties for foundation design*, Electric Power Research Institute, Research Report EERI EL 6800, 306p, Palo Alto, California.
- Kumar, S. 2001. Reducing liquefaction potential using dynamic compaction and construction of stone columns, *Geotechnical and Geological Engineering*, 19(2), 169-182.
- Kramer, S.L. 1996. (çeviri: Kamil Kayabalı) *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, NJ, pp 653.
- Krinitzsky, E. L. and Hynes, M. E. 2002. The Bhuj, India, earthquake: lessons learned for earthquake safety of dams on alluvium. *Eng. Geol. (Amsterdam)*, 66(3-4), 163-196.
- Louden, A.G. 1952. The computation of permeability from simple soil tests. *Geotechnique*, 3(4), 165-183.
- Lee, K.L. and Albaisa, A. 1974. Earthquake induced settlements in saturated sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 100, No. GT4*, pp. 387-406.
- Lee, T.S., Jackson T. and Anderson, R.R. 2002. Innovative designs of seismic retrofitting the posey & webster street tubes, Oakland/Alameda, California. *Third national seismic confrence on bridges and Highways, Portland, Oregon.*

- Lee, K.L. and Seed, H.B. 1967. Cyclic stress conditions causing liquefaction of sand. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, No. SM1, 47-70.
- Marcuson, W. F., Hynes, M.E. and Franklin, A. G. 2007. Seismic design and analysis of embankment dams: The State of Practice, 4 th Civil Engineering Conference in the Asian Region, ASCE special pub., 20p, Taipei.
- Massarsch, K.R. and Fellenius, B.H. 2002. Vibratory compaction of coarse-grained soils. Canadian Geotechnical Journal, 39(3), 1-24.
- Martin, G. Finn, W.D.L. and Seed, H. B. 1975. Fundamentals of liquefaction under cyclic loading. ASCE, J.Geotech.Eng.Div,100 GT5, 423-438.
- Martin, G.R. 1988. Geotechnical aspects of earthquake engineering, Fifth Conference on Geotechnics, Journal of Geomechanics Society, Special Issue. New Zealand, Australia.
- Martin, G. R. and Lew, M. 1999. Recommended procedures for implementation of DMG, Special Publication 117, Guidelines for analyzing and mitigating liquefaction hazards in California. 63p, Southern California Earthquake Center, CA, USA.
- Maslov, N. 1957. Questions of Seismic Stability of Submerged Sandy Foundations and Structures, Proceedings to the 4th int. Conf. on soil mechanics and foundation engr., London, England.
- Matso, K. 1995. Lessons from Kobe. Civil Engineering, ASCE, p.44, New York.
- Meyerhof, G.G. 1956 Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. Prof of ASCE journal, vol.82, 1-19.
- Millea, M.T. 1990. Liquefaction mitigation technology. Technical note NCEL-TN-1808, Naval Civil Engineering Laboratory, 37p, Port Hueneme, CA.
- Mitchell, J.K. and Huber, T.R. 1985. Performance of a stone column foundation. ASCE. Vol. 111, No. 2, 205-223.
- Mitchell, J.K. and Wentz, F.J. 1991. Performance of improved ground during the Loma Prieta Earthquake. UCB/EERC Report 91/12, 93p, University of California, Berkeley.
- Mitchell, J.K., Baxter, C.D.P. and Munson, T.C. 1995. Performance of improved ground during earthquakes. Proc.Soil improvement for earthquake hazard mitigation.ASCE Geotechnical Special Publication, vol. 49, pp.1-36.

- Mollamahmutoğlu, M., Kayabalı, K., Beyaz, T. and Kolay, E. 2003. Liquefaction-related building damage in Adapazarı during the Turkey earthquake of August 17, 1999. *Engineering Geology*, 67 (3-4), 297-307.
- Mollamahmutoğlu, M. ve Babuğu, F. 2006. *Zeminlerde Sıvılaşma, Analiz ve İyileştirme Yöntemleri*. Gazi kitapevi, Ankara, 267 s.
- Nalçakan, M.S. 2004. Problemlı zeminlerde geoteknik çözümler, TMH Türkiye Mühendislik Haberleri, sayı 430-2004/2, 29-31.
- NCHRP 2002. Comprehensive specification for the seismic design of bridges. National Cooperative Highway Research, Report 472, 55p, Buffalo, NY.
- Ohbayashi, J., Harda, K. and Yamamoto, M. 1999. Resistance against Liquefaction of Ground Improved by Sand Compaction Pile Method. *Earthquake Geotechnical Engineering*, 549 p, Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- Onoue, A. 1988. Diagrams considering well resistance for designing spacing ratio of gravel drains. *Soils and Foundations*, 28 (3), 160– 168.
- Onoue, A. Mori, N. and Takano, J. 1987. In situ experiment and analysis on well resistance of gravel drains. *Soils Foundations*., 27(2), 42–60.
- Özmen, B. 2000. 17 Ağustos 1999 İzmit Körfezi depremi'nin hasar durumu. Afet İşleri Genel Müdürlüğü Deprem Araştırma Dairesi, Deprem Raporu TDV / DR010-53, 132s, Ankara.
- Özsoy, M.B. ve Durgunoğlu, H.T. 2003. Sıvılaşma Etkilerinin Yüksek Kayma Modüllü Zemin-Çimento Karışımı Kolonlarla Azaltılması, 5. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 26-30 Mayıs 2003, İstanbul.
- Peck, R.B., Hassen, W.E. and Thornburn, T.H. 1974. Techniques of surface investigation. *Foundation Engineering*, John Wiley and sons, 514p, New York.
- Perkins, J. B., Harrald, J. R. and Tanali, I. R. 2002. 1999 Kocaeli and Düzce, Turkey earthquakes, Lessons for local governments on hazard mitigation strategies and human needs response planning. ABAG Earthquake program, 8p, Oakland, CA.
- Pestana, J.M., Hunt, C. and Goughnour, R. 1997. FEQDRAIN: A Finite Element Program for the Analysis of the Generation and Dissipation of Porewater Pressure in Layered Sand Deposits. EERC Research Report, University of California, Berkeley.
- Phillips, E. D., Haeussler, P. J., Freymueller, J. T., Frankel, A. D., Rubin, C. M., Craw, P., Ratchkovski, N. A., Anderson, G., Carver, G. A., Crone, A. J., Dawson, T. E., Fletcher, H., Hansen, R., Harp, E. L., Harris, R. A., Hill, D. P., Hreinsdottir, S., Jibson, R. W., Jones, L. M., Kayen, R., Keefer, D. K., Larsen, C. F., Moran, S. C., Personius, S. F., Plafker, G., Sherrod, B., Sieh, K., Sitar,

- N. and Wallace, W. K. 2003. The 2002 Denali Fault Earthquake, Alaska: A Large Magnitude. Slip-Partitioned Event Science, 300(5622): 1113 - 1118.
- Plomteux, C., Porbaha, A., and Spaulding, C. 2004. CMC Foundation System for Embankment Support, A Case History. *Proc. of GeoSupport Conference* Orlando, 980–992p, Florida, USA.
- Poorooshab, H.B. and Meyerhof, G.G. 1996. Analysis of behavior of Stone columns and lime columns, *computer and geotechnics*, 20(1), 47-70.
- Potts, D. and Zdravkovic, L. 1999. *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Volume I- Theory*. Telford Publishing, 500p, London.
- Raju, V.R. Wegner, R. and Godenzie, D. 1998. Ground Improvement using Vibro Techniques, Case histories from Asia. *Ground Improvement Conference*, Singapore.
- Raju, V.R. Wegner, R. and Vetrivelvan, A. 2003. Application of vibro techniques for infrastructure Project in India. *Proceeding of Indian Geotechnical Conference*, Roorkee, India.
- Raju, V.R. Hari Krishna, R. and Wegner, R. 2004. Ground improvement using vibro replacement in Asia 1994-2004, a 10 year review. *5th international conference on ground imp.*, Kuala Lumpur, Malaysia.
- Raju, V.R., Yee, Y.W., Tam, E. and Seenivas, P. 2004. Vibro replacement for the construction of a 15 m high highway embankments over a mining pond, *Malaysian Geotechnical conference*, Kuala Lumpur.
- Raison, C. A. 1999. North Morecambe Terminal, Barrow: pile design for seismic conditions. *Proc. Instn Civ. Engrs Geotech. Engng*, 137, 149-163.
- Robertson, P. K. and Wride, C. E. 1998. Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test, *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, Vol. 35, No. 3, pp. 442-459.
- Rollins, K.M., Joshua K.S., McCain, A.K. and Goughnour, R.R. 2003. Vertical Composite Drains For Mitigating Liquefaction Hazard. *13th Intl. Conference On Offshore And Polar Engineering*, Society For Offshore And Polar Engineering, Paper 2003-SAK-01, 8p, Hawaii, USA.
- Rollins, K.M, Anderson, J.K.S., Goughnour, R.R. and McCain A.K. 2004. Liquefaction Hazard Mitigation Using Vertical Composite Drains. *13th World Conference On Earthquake Engineering*, Paper No. 2880, 15p, Vancouver, B.C., Canada.
- Rollins, K.M. Price, B.E., Dibb, E. and Higbee, J. 2006. Liquefaction Mitigation of Silty Sands in Utah Using Stone Columns with Wick Drains, *ASCE, Geotechnical Special Publication 152*, 343-348.

- Saito, A., Taghawa, K., Tamura, T., Oishi, H., Nagayama, H. and Shimaoka, H. 1987. A countermeasure for sand liquefaction: gravel drain method. Nippon Kokan Technical Report, vol.51, Japan.
- Sasaki, Y. and Taniguchi, E. 1982. Shaking table tests on gravel drains to prevent liquefaction of sand deposits. *Soils and Foundations*, 22 (3), 1 –14.
- Seed, H. B., and Lee, K.L. 1966. Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. *Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE*, vol 92, p 105-134.
- Seed, H.B. and Idris, I.M. 1967. Analysis of soil liquefaction—Niigata Earthquake. *J. Soil Mech. Found. Eng. Div., ASCE*, Vol. 93, No. SM3, 83–108.
- Seed, H.B. 1968. Landslides during earthquakes due to soil liquefaction. *ASCE, Journal of soil Mekhanics and Foundations Division*, vol. 94, 1055-1122.
- Seed, B.H. and Booker, J.R. 1976. Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drain systems, University of California, Berkeley, CA Rep. No UCB/EERC-76-10, CA, USA.
- Seed, H.B., Martin, P.P and Lysmer, J. 1976. The generation and disipation of pore water pressures during soil liquefaction, Rep. No UCB/EERC-75-26, 29p, University of California, Berkeley, CA.
- Seed, H. B. and Idriss, I. M. 1971. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 97, No. SM9, 1249-1273.
- Seed, H. B. 1979. Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 105, No. GT2, pp. 201-255.
- Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F. and Ching, R.M. 1985. Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. *Journal of geotechnical Engineering, ASCE*, 111(12), 1425-1445.
- Shenthan, T., Nashed, R., Thevanayagam, S. and Martin, G. R. 2004. Liquefaction mitigation in silty soil using composite Stone columns and dynamic compaction. *J.eartq. Eng. and Eng. Vibrations*, 3(1), 205-220.
- Sitar, N. 1995. Geotechnical reconnaissance of the effects of the january 17, 1995 Hyogoken-Nambu Eartquake. EERC, Rep. UCB/EERC-95/01 University of California, Berkeley. <http://library.eerc.berkeley.edu/archives/kobe/EERC-95-01/>

- Sonu, C.J., Ito, K., Oishi, H. and Seed, H. 1993. Liquefaction and gravel drain. Civil Engineering, ASCE, 63 (12), 58– 60.
- Stewart, J.P., Tomas, P. Gookin, W.B., Seed, H.B. and Bray, J.D. 1994. Preliminary report on the principal geotechnical aspects of the January 17,1994, Northridge Earthquake, chapter 4, ground failure, report no: UCB/EERC-94/08, University of California, Berkeley, 71-144.
- Stewart, J.P., Chang, S.W., Bray, J.D., Seed, R.B., Sitar, N. and Riemer, M. 1995. A Report on Geotechnical Aspects of the January 17, 1994 Northridge Earthquake. Seismological Research Letters, 66(3), 7-19.
- Sugito, M., Oka, F., Yashima, A., Furumoto, Y. and Yamada, K. 2000. Time-depented ground motion amplification characteistics at reclaimed land after the 1995 Hyogoken Nambu Eartquake. Engineering Geology, 56 (1-2), 137-150.
- Sünbül, A. B. 2004. “Adapazarı Zeminlerinde Sıvılaşma Unsurlarının Belirlenmesi ve Sıvılaşmanın Önlenebilmesi İçin Çözümler Geliştirilmesi” Yüksek lisans bitirme tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Sakarya Üniversitesi, 141s, Sakarya.
- Sünbül, F, Karavul, C., Olgun, S. ve Dere, A. 2005. Sıvılaşma riski altındaki Adapazarı zemini üzerine jeofiziksel inceleme. Deprem Sempozyumu, 1120-1122, Kocaeli.
- Tanaka, Y., Kokusho, T., Esashi, Y. and Matsui, L. 1983. Effects of gravel piles on stabilizing a sand deposit susceptible to liquefaction- part 2. On the design method of gravel piles with finite permeability. Report center res.ins.elec.pow.ind.no:382058.
- Taylan, Z. N., Uysal, H., Lav, M. A. ve Erken, A. 2007. Sıvılaşma ve taşıma gücü kaybı sonucu oluşan oturmaları kapsayan vaka analizi. Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 471-482, İstanbul.
- Taylor, P.R., Ibrahim H. and Yang, D. 2005. Seismic Retro_T Of George Massey Tunnel. Earthquake Engineering And Structural Dynamics, Earthquake Engng Struct. Dyn, vol. 34, 519–542.
- Terzaghi, K. and Peck, B. R. 1948. Soil mechanics in Engineering Practice. John Willy and sons Inc, 729 p, NY, USA.
- Terzaghi, K., Peck B. R. and Mersi G. 1996. Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley, 592 p, NY, USA.
- Thevanayagam, S, Martin, G.R., Nashed, R., Shenthan, T., Kanagalingam,T. and Ecemis, N. 2006. Liquefaction remediation in silty soil using dynamic compaction and Stone columns. Technical Report MCEER-06-0009, 77p, USA.

- Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. 1980. Effects of vertical drains on the bearing capacity of saturated sand during earthquakes. Proc., International Conference on Engineering for Protection from Natural Disasters, 643– 655, Bangkok, Thailand.
- Tokimatsu, K. and Seed, H.B. 1987. Evaluation of settlements in sand due to earthquake shaking. J. of Geotechnical Engineering, ASCE. Vol. 113(8): 861-878.
- UDAP 2005. Ulusal Deprem Araştırma Programı, hazırlık Raporu. 51s, Ulusal deprem konseyi, Ankara.
- USACE 1999. Guidelines on ground improvement for structures and facilities. US Army Corps of Engineers, Technical letter no. 1110-1-185, 110p, Washington.
- U.S. National Research Council 1985. Liquefaction of soils during earthquakes. National Academy pres. 240p, Washington, D.C.
- Watanabe, T. 1966. Damage to oil refinery plants and a building on compacted ground by the Niigata Earthquake and their restoration. Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 6, No. 2, pp. 86-99.
- Wong, R.T., Seed, H.B. and Chan, C.K. 1975. Cyclic loading liquefaction of gravelly soils, journal of the geotechnical engineering division, ASCE, vol 101, 571-583.
- Wood, M. D. 2004. Geotechnical modelling. E&F Spon, 504 pp, London.
- Xu, Z.Y. 1991. Analysis of liquefiable sand deposits using gravel drains. Proc. 2nd. Int. Conf.on recent advantages in geotechnical earth.engr.and soil Dynamics, 335-339.
- Yasuda, S., Ishihara, K., Harada, K. and Shinkawa, N. 1996. Effect of Soil Improvement on Ground Subsidence due to Liquefaction Soils and Foundations. Special Issue on the Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, 99-107.
- Yoshida, N. 1998. Remedial Measure Against Soil Liquefaction: From Investigation and Design to Implementation, Japanese Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Balkema, 370p, Netherland.
- Yoshikuni, H. and Nakanodo, H. 1974. Consolidation of soils by vertical drain wells with finite permeability. Soils and Foundations, 14 (2), 35–46.
- Yoshimi, Y. and Kuwabara, F. 1973. Effects of subsurface liquefaction on the strength of surface soils. Soils and Foundations, Japanese Soc. of Soil Mec. and Foun. Eng., 19(12), 67-81.

- Yoshimi, Y. and Tokimatsu, K. 1991. Ductility criterion for evaluating remedial measures to increase liquefaction resistance of sands. *Soils and Foundations*, 31(1), 162–168.
- Yoshimine, M., Nishizaki, H., Amano, K. and Hosono, Y. 2006. Flow deformation of liquified sand under shear load and its application to analysis of flow slide of infinite slope. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26, 253-264.
- Youd, T. L. 1975. Liquefaction, flow and associated ground failure. *Proceedings of the U. S. National Conference*, pp. 146-155. MI, USA.
- Youd, T. L. 1977. Packing changes and liquefaction susceptibility. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 103, No. GT8, 918-922.
- Youd, T.L. 1996. Preliminary report from the NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils: *Proceedings, 4th Caltrans Seismic Research Workshop, Sacramento, CA, USA*.
- Youd, L.T. Bardet, J.P. and Bary, J.D. 2000. Kocaeli, Turkey Earthquake of August 17, 1999. *Reconnaissance Report, Earthquake Spectra, Supplement Vol 16*. 461p.
- Zdankiewicz, J. and Wahab, R.M. 1999. Stone column and vibro compaction of liquefiable deposits ar a bridge approach. *Mid-American Highway Seismic Conference, St. Louis, Missouri*.
- Zienkiewicz, O.C. and Taylor, R.L. 2000. *The Finite Element Method, Volume:1*, Butterworth Heinemann inc, 689p, London.

EKLER

EK 1 Optimum Drenaj Analizinde (ODA) kullanılan alt programlar ve işlevleri

EK 2 Optimum Drenaj analizi (ODA) programına ait yazılım kodları

EK 1 Optimum Drenaj Analizinde (ODA) kullanılan alt programlar ve işlevleri

Alt Program (Subroutine)	İşlevi
Verioku()	Analiz için gerekli parametrelerin programa aktarılmasını sağlar.
Varsayılan_veriler()	Programa hatalı değerlerin girilmesi durumunda program altında tanımlı parametrelerin programa aktarılmasını sağlar.
Mesh()	Düğüm noktaları ve elemanların koordinatları, elemanların boyutları ve eleman birliktelik listesi girilen parametrelere bağlı olarak belirlenir.
Asiri_bsb()	Programın opsiyonel seçeneğinde deprem öncesinde aşırı boşluk suyu basıncının olması koşulu ile bu değerlerin hesaplamalara aktarılmasını sağlar.
İlkselgerilmeler()	Her düğüm noktası için su tablası konumuna bağlı olarak efektif gerilmelerin hesaplanması sağlanır.
Dgnl()	[D] matrisinin hesaplanmasını içerir.
Stiff()	[A] stiff matrisinde tanımlı, geometrik fonksiyonun formlarını içerir.
Dug()	Depremi tanımlanan her saniyesinde, depremle gelişen aşırı boşluk suyu basıncı değerlerinin hesaplanması sağlanır.
Symsol()	Sistemde tanımlı denklemlerin çözümünü içerir. Elde edilen sonuçlar [b] matrisinde saklanır.
Paral2_stfa()	[A] stiff matrisinin her eleman için oluşturulmasını içerir.
Boslusuyu_basinci()	Tanımlı fonksiyonda, deprem sırasında gelişen aşırı boşluk suyu basıncının belirlenmesi bu alt program tarafından sağlanır.
Dren(idren)	Drenaj özelliklerinin kontrolü bu program tarafından sağlanır. İdren=1: Dren elemanının sınır koşullarının ve malzeme özelliklerinin atanması sağlanır. İdren=2: tanımlı sınır koşullarına ve malzeme özelliklerine bağlı olarak hesaplamaların yapılması sağlanır.

EK 2 Optimum Drenaj analizi (ODA) programına ait yazılım kodları

```
using System;
using System.IO;
using System.Collections.Generic;
using System.ComponentModel;
using System.Data;
using System.Drawing;
using System.Text;
using System.Windows.Forms;
using ZedGraph;

namespace WindowsApplication1
{
    public partial class drenaj : Form
    {
        public drenaj()
        {
            InitializeComponent();
        }

//=====
// ODA Program parametrelerin tanımlanması
//=====

        public double[] derinlik;
        public int[] dartim;
        public double[] kat_kalinlik;
        public double[] katyataygecirgenlik_kx;
        public double[] katduseygecirgenlik_ky;
        public double[] kathacimselsikisma;
        public double[] katbirimhacim;
        public double[] katsivilasmacevrivorani;
        public double[] katrolatifyogunluk;
        public double[] katbosluksuyukatsayisi;
        public double[] kathacim;
        public double[] katelemandegeri;
        public double[,] ilkselasiriboslukbasinc;
        public double zamantekrarsayisi;
        public double[] yataygecirgenlik_k_;
        public double[] duseygecirgenlik_k_;
        public double[] hacimselsikilasma_;
        public double[] hacimselsikilasma_n_;
        public double[] hacimselsikilasma_ilksel_;
        public double[] birimagirlik_;
        public double[] sivilasmacevrivorani_;
        public double[] bosluksuyukatsayisi_;
        public double[] rolatifyogunluk_;
        public double[] am_;
        public double[] bm_;
        public double[] efektifgerilme_;
        public double[] bbasinci_;
        public double[] un_;
        public double[] dugp_;
        public double[] bbasinciorani_;
```

```

public double[] hacimn_;
public double[] alan_;
public double[] hacim_;
public double[] rbar_;
public double[] x_;
public double[] y_;
public int[,] con_;
public int[] nbc_;
public int[] titr;
public double[] bc_;
public double[] qx_du_;
public double[] qx_drenaj_;
public double[] qy_drenaj_;
public double[,] a_;
public double[,] a2_;
public double[,] aaq_;
public double[] d_;
public double[] b_;
public double alanr_, r_res_, aland_;
public double[] drenajyaricap,kxd, kyd, mvd;
public double esdegercevrimsayisi, esdegercevrimsuresi;
public double drenajetkimesafesi, daltkalinlik_, zaman_;
public double toplamzaman_, alan_set ;
public double subirimhacim_, suderinligi_, ekyuk_, dt_;
public double[,] aux = new double[5, 5];
public double currwat, level, qtoplam_, qtotold_, gave;
public double dhacim_, thacim_, thacimler_, oturma_;
public int iact,itr;
public int yuzeysecim_, ilkbbasinci_, simetrisecim_;
public int sikismasecim_, drenajsecim_;
public int katmansayisi_, nrartim_, ndartim_, drenajartim_;
public int nelem_, nod_sayisi_, dyanal_, ddusey_, band_;
public int nelema_, ncbc_, nfbc_;//
public double delta_r_, delta_d_;
public int ncomp;
public int ndelem_;
public TextBox[,] L;
public int k;

//=====
// Optimum Drenaj Analiz (ODA) Programı Version 3.1
//=====

private void button1_Click(object sender, EventArgs e)
{
    DialogResult dugmesec;
    dugmesec = MessageBox.Show(this, "Analiz Başlatılsın mı?(Evet
komutuna bastıktan sonra, Analizin tamamlanması için Lütfen bir dakika
kadar bekleyiniz)", "ODA Programı Uyarı
Penceresi", MessageBoxButtons.YesNo, MessageBoxIcon.Information, MessageB
oxDefaultButton.Button2);

    if (dugmesec == DialogResult.Yes)
    {
        double beta_dt, alfa_dt, toplam;
        double alfa = 0.5D;
        double beta = 0.5D;
        int j1, j2, inode;

```

```

//=====
// verilerin okunmasi
// geometrik [A] ve diyagonal [B] matrislerinin hesaplanmasi
// verilen zaman araliginin her adimi icin dongunun hesaplanmasi
//=====

    verioku();
    beta_dt = beta * dt_;
    alfa_dt = alfa * dt_;

//=====
// zaman tekrar sayısının oluşturulması, toplam süre toplam çalışma
zamanını ifade eder
// zaman tekrar sayısı programın çalışma adımını tanımlar, toplam süre
50 ve zaman adımı
// 0.5 ise program 100 adım çalışır. (0.5, 1.0, 1.5.....50 zamanları
için)
//=====

    zamantekrarsayisi = toplamzaman_ / dt_;

for (int zamandongu = 1; zamandongu <= zamantekrarsayisi;zamandongu++)
    {
        zaman_ = zaman_ + dt_;

//=====
//[aaq]=beta*dt_[A]+[D] matrisinin oluşturulması
//Deprem yüküne bağlı aşırı bosluksuyu_basinci suyu basıncının
hesaplanması
//[B]=[D]*{UT + dugp}-alpha*dt_*[A]*{ut} matrisinin hesaplanması
//=====

        if (sikismasecim_ == 2)
            {
                dgnl();
            }
        for (int i = 1; i <= nod_sayisi_; i++)
            {
                aaq_[i, 1] = d_[i] + a_[i, 1] * beta_dt;

                for (int j = 2; j <= band_; j++)
                    {
                        aaq_[i, j] = a_[i, j] * beta_dt;
                    }
            }

//=====
// Drenajsız koşulda depremle gelişen Boşluk suyu basıncı
// oranının belirlenmesi, grafik işlemlerine aktarım
//(BKNZ boşluksuyu_basinci())
//=====

        bosluksuyu_basinci();

        if (drenajsecim_ == 2 || drenajsecim_ == 3)
            {
                for (int i = 1; i <= nod_sayisi_; i++)
                    {

```

```

b_[i] = d_[i] * (bbasinci_[i] + dugp_[i]);
toplam = a_[i, 1] * bbasinci_[i];
for (int j = 2; j <= band_; j++)
{
    j1 = i + j - 1;

    if (j1 <= nod_sayisi_)
    {
        toplam = toplam + a_[i, j] * bbasinci_[j1];
    }

    j2 = i - j + 1;

    if (j2 > 0)
    {
        toplam = toplam + a_[j2, j] * bbasinci_[j2];
    }
}
b_[i] = b_[i] - alfa_dt * toplam;
}

//=====
// sinir kosullari ile nod kuvetleri
//=====

for (int i = 1; i <= nfbc_; i++)
{
    aaq_[nbc_[i], 1] = 1.0D;

    b_[nbc_[i]] = bc_[nbc_[i]];

    if (b_[nbc_[i]] != 0.0D)
    {
        for (int j = 2; j <= band_; j++)
        {
            inode = nbc_[i] + j - 1;

            if (aaq_[nbc_[i], j] != 0.0D)
            {
                b_[inode] = b_[inode] - aaq_[nbc_[i], j] * b_[nbc_[i]];
            }
        }
    }
    for (int j = 2; j <= band_; j++)
    {
        aaq_[nbc_[i], j] = 0.0D;
    }
}

symsol(1);

// =====
// Eşitliğin çözülmesi, boşluksuyu basıncı sınır değerlerin aşşağıdak
// durumlar için doğruluğunun sağlanması;
// 1) degisken ozellikler
// 2) degisken hacimsel sikisabilirlik katsayısı

```

```

// 3) degisken sinir kosullar
// =====

    symsol(2);
    for (int i = 1; i <= nod_sayisi_; i++)
    {
        un_[i] = b_[i];

        if (un_[i] > efektifgerilme_[i])
        {
            un_[i] = efektifgerilme_[i];
        }
        un_[i] = Math.Max(0.0D, un_[i]);
    }
    dren(2);

    for (int i = 1; i < iact; i++)
    {
        for (int m = 0; m <= nrartim_ + drenajartim_; m++)
        {
            int inod = i + m * dyanal_;
            un_[inod] = 0.0D;
            bbasinci_[inod] = 0.0D;
        }
    }

    for (int i = 1; i <= nod_sayisi_; i++)
    {
        bbasinci_[i] = un_[i];

        if (efektifgerilme_[i] != 0.0D)
        {
            bbasinciorani_[i] = bbasinci_[i] / efektifgerilme_[i];
        }
    }

    if (sikismasecim_ == 2)
    {
        for (int i = nelema_; i <= nelem_; i++)
        {
            if (hacimselsikilasma_ilksel_[i] > hacimselsikilasma_n_[i])
            {
                hacimselsikilasma_n_[i] = hacimselsikilasma_ilksel_[i];
            }
            hacimselsikilasma_ilksel_[i] = hacimselsikilasma_n_[i];
        }
    }
}
}
else if (dugmesec==DialogResult.No)
{
}
}
MessageBox.Show("Analiz tamamlandı");
}

```

```

//=====
//ODA Programı sonu.....
//=====

-----

//=====
//ODA Programı alt programların (subroutine) tanımlanması
//=====

private void dug(double sivilasmacevrivorani_, double bbasinci_,
double bosluksuyukatsayisi_, double dtnq_td, double efektifgerilme_,
ref double ugh)
{

//=====
// dt_ birim zamanlarında deprem sırasında gelişen
// bosluk basincinin hesaplanması
//=====

double deger, ru, rn, rn1, rnt,beta;

if (efektifgerilme_ != 0)
{
ru = bbasinci_ / efektifgerilme_;

deger = Math.Sin((Math.PI / 2) * ru);

rn = Math.Pow((deger * deger), bosluksuyukatsayisi_);

beta = 0.5D / bosluksuyukatsayisi_;

rnt = dtnq_td / sivilasmacevrivorani_;

rn1 = rn + rnt;

deger = (Math.Pow((rn1), beta));

if (deger > 1.0)
{
deger = 1.0;
}

ru = (Math.Asin(deger) )/((Math.PI)*0.5);

list1.Add(zaman_, ru);

ugh = ru * efektifgerilme_ - bbasinci_;
}
else
{
ugh = 0.0D;
}
}
}

```



```

private void bosluksuyu_basinci()
//=====
// dugp deprem yukune bagli gelisen bosluksuyu basincinin hesaplanmasi
//=====
{
int inod;
double dtnq_td, ugh;
ugh = 0.0D;

for (int i = 1; i <= nod_sayisi_; i++)
{
dugp_[i] = 0.0D;
}
if (zaman_ <= esdegercevrimsuresi)
{
dtnq_td = zaman_ * esdegercevrimsayisi / esdegercevrimsuresi;

for (int ie = nelema_; ie < nelem_; ie++)
{
for (int i = 1; i <= 4; i++)
{
int j = con_[i, ie];

dug(sivilasmacevrivorani_[ie], bbasinci_[j], bosluksuyukatsayisi_[ie],
dtnq_td, efektifgerilme_[j], ref ugh);

dugp_[j] = dugp_[j] + ugh * hacim_[ie];
}
}
for (int j = drenajartim_; j <= nrartim_ + drenajartim_; j++)
{
for (int i = 0; i <= ndartim_; i++)
{
inod = 1 + i * ddusey_ + j * dyanal_;
dugp_[inod] = dugp_[inod] / hacimn_[inod];
}
}
}

private void symsol(int kflag)
//=====
// [aaq]*[u]=[b] cozmunun b matrisine aktarilmasi
//=====
{
int ii, jj, ll;
double cc;

if (kflag <= 1)
{
for (int i = 1; i <= nod_sayisi_; i++)
{
for (int j = 2; j <= band_; j++)
{

```

```

cc = aaq_[i, j] / aaq_[i, 1];
if (cc != 0.0D)
{
    ii = i + j - 1;

    if (nod_sayisi_ >= ii)
    {
        jj = 0;

        for (int k = j; k <= band_; k++)
        {
            jj = jj + 1;
            aaq_[ii, jj] = aaq_[ii, jj] - (cc * aaq_[i, k]);
        }
        aaq_[i, j] = cc;
    }
}
}
else
{
    for (int i = 1; i <= nod_sayisi_; i++)
    {
        for (int j = 2; j <= band_; j++)
        {
            ii = i + j - 1;

            if (nod_sayisi_ < ii)
            {
                goto begin;
            }
            b_[ii] = b_[ii] - (aaq_[i, j] * b_[i]);
        }
        begin:
        b_[i] = b_[i] / aaq_[i, 1];
    }

    for (int i = nod_sayisi_ - 1; i >= 1; i--)
    {
        for (int j = 2; j <= band_; j++)
        {
            ll = i + j - 1;
            if (nod_sayisi_ >= ll)
            {
                b_[i] = b_[i] - (aaq_[i, j] * b_[ll]);
            }
        }
    }
}

private void verioku()
{
    //=====
    // zemin parametrelerin programa girilmesi

```

```

//=====
double rescheck, dum1;

katmansayisi_ = Convert.ToInt32(text_katman.Text);
nrartim_ = Convert.ToInt32(textyatay_artim.Text);
subirimhacim_ = 9.81;
suderinligi_ = Convert.ToDouble(textdepwat.Text);
ekyuk_ = Convert.ToDouble(texteffob.Text);

int secilen_yuzey = comb_yuzeydurum.SelectedIndex;

object eleman_yuzey = comb_yuzeydurum.SelectedItem;

if (secilen_yuzey == 0)
{
    yuzeysecim_ = 1;
}
else
{
    yuzeysecim_ = 2;
}

int ioption = comb_iopt.SelectedIndex;
if (ioption == 0)
{
    simetrisecim_ = 1;
}
else
{
    simetrisecim_ = 2;
}
int joption = comb_jopt.SelectedIndex;
if (joption == 0)
{
    sikismasecim_ = 1;
}
else
{
    sikismasecim_ = 2;
}
int koption = cmbdef_values.SelectedIndex;
if (koption==0)
{
    drenajsecim_ = 1;
}
else if (koption == 1)
{
    drenajsecim_ = 2;
}
else
{
    drenajsecim_ = 3;
}

//=====
//tabaka ve zemin parametrelerinin dizi tanımlanmaları ve
//değerlerinin atanması
//=====

```

```

derinlik = new double[katmansayisi_+1];
dartim = new int[katmansayisi_ + 1];
kat_kalinlik = new double[katmansayisi_ + 1];
katyataygecirgenlik_kx = new double[katmansayisi_ + 1];
katduseygecirgenlik_ky = new double[katmansayisi_ + 1];
kathacimselsikisma = new double[katmansayisi_ + 1];
katbirimhacim = new double[katmansayisi_ + 1];
katsivilasmacevrivorani = new double[katmansayisi_ + 1];
katrolatifyogunluk = new double[katmansayisi_ + 1];
katbosluksuyukatsayisi = new double[katmansayisi_ + 1];
kathacim = new double[katmansayisi_ + 1];
katelemandegeri = new double[katmansayisi_ + 1];
ilkselasiriboslukbasinc = new double[katmansayisi_ + 1, 2];

for (int i = 1; i <=katmansayisi_ ; i++)
{
    derinlik[i] = Convert.ToDouble(L[i - 1, 1].Text.ToString());
    kat_kalinlik[i] = Convert.ToDouble(L[i - 1, 2].Text.ToString());
    dartim[i] = Convert.ToInt32(L[i - 1, 3].Text);
    katyataygecirgenlik_kx[i] = Convert.ToDouble(L[i - 1, 4].Text);
    katduseygecirgenlik_ky[i] = Convert.ToDouble(L[i - 1, 5].Text);
    kathacimselsikisma[i] = Convert.ToDouble(L[i - 1, 6].Text);
    katbirimhacim[i] = Convert.ToDouble(L[i - 1, 7].Text);
    katsivilasmacevrivorani[i] = Convert.ToDouble(L[i - 1, 8].Text);
    katrolatifyogunluk[i] = Convert.ToDouble(L[i - 1, 9].Text);
    katbosluksuyukatsayisi[i] = Convert.ToDouble(L[i - 1, 10].Text);

    if (ilkbbasinci_ == 0)
    {
        ilkselasiriboslukbasinc[i, 0] = 0;
        ilkselasiriboslukbasinc[i, 1] = 0;
    }
    else
    {
        ilkselasiriboslukbasinc[i, 0] = Convert.ToDouble(L[i - 1,
11].Text); // tavandaki ilksel basinc
        ilkselasiriboslukbasinc[i, 1] = Convert.ToDouble(L[i - 1,
12].Text); // tabanda ilk basinc
    }
}

//=====
//     deprem parametrelerinin programa girilmesi
//=====

esdegercevrimsayisi = Convert.ToDouble(text_nq.Text);
esdegercevrimsuresi = Convert.ToDouble(text_td.Text);

dt_ = Convert.ToDouble(text_zamanartim.Text);
toplamsure_ = Convert.ToDouble(text_toplamsure.Text);

varsayilan_veriler(1);

//=====
//     drenaj parametrelerinin programa girilmesi
// =====

if (drenajsecim_==3)

```

```

    {
        drenajyaricap = Convert.ToDouble(textrw.Text);
        drenajetkimesafesi = Convert.ToDouble(textrout.Text);
        aland_ = Convert.ToDouble(textaread.Text);
        kxd = Convert.ToDouble(textkxd.Text);
        kyd = Convert.ToDouble(textkyd.Text);
        alanr_ = 0.0D;
    }
else if (drenajsecim_ == 2)
    {
        drenajyaricap = Convert.ToDouble(textrw.Text);
        drenajetkimesafesi = Convert.ToDouble(textrout.Text);
        aland_ = Convert.ToDouble(textaread.Text);
        alanr_ = Convert.ToDouble(textaread.Text);
    }
else if (drenajsecim_ == 1)
    {
        alanr_ = 0.0D;
    }

varsayilan_veriler(2);

mesh();

asiri_bsb();

ilkselgerilmeler();
}

//=====
//   degiskenleri sifirlama
//   drenaj durumuna bagli degiskenleri atama
//   sabit k icin A matrisini olusturma
// =====

for (int i = 1; i <= nod_sayisi_; i++)
    {
        un_[i] = bbasinci_[i];
        bbasinciorani_[i] = 0.0D;
        b_[i] = 0.0D;
        bc_[i] = 0.0D;
    }

currwat = suderinligi_;
level = currwat;

for (int i = nelema_; i <= nelem_; i++)
    {
        hacimselsikilasma_ilksel_[i] = hacimselsikilasma_[i];
        hacimselsikilasma_n_[i] = hacimselsikilasma_[i];
    }

zaman_ = 0.0D;

dren(1);

```

```

        stiff();
    }

private void varsayilan_veriler(int varsayim)
//=====
//zaman parametresinin deprem zamanına ayarlanması
//=====
{
    if (varsayim == 1)
    {
        if (toplantzaman_ < esdegercevrimsuresi)
        {
            toplantzaman_ = esdegercevrimsuresi;
        }
        currwat = suderinligi_;

//=====
//dusey artim, ndartim_, yuzeye olan derinlik, dbot
//ve mesh parametrelerin belirlenmesi
//=====

        if (drenajsecim_ == 1)
        {

            nrartim_ = 1; //nrinc
            drenajyaricap = 0;
            drenajetkimesafesi = 1.0D;

        }

        if (drenajsecim_ == 3)
        {
            drenajartim_ = 2;

        }
        else
        {
            drenajartim_ = 0;
        }

        ndartim_ = 0;
        daltkalinlik_ = 0.0D;

        for (int m = 1; m <= katmansayisi_; m++)
        {
            ndartim_ = ndartim_ + dartim[m];
            daltkalinlik_ = daltkalinlik_ + kat_kalinlik[m];
        }
        nelem_ = (nrartim_ + drenajartim_) * ndartim_;
        ndelem_ = drenajartim_ * ndartim_;
        nod_sayisi_ = (nrartim_ + drenajartim_ + 1) * (ndartim_ + 1);

        if ((nrartim_ + drenajartim_) >= ndartim_)
        {
            dyanal_ = ndartim_ + 1;
            ddusey_ = 1;
        }
    }
}

```

```

else
{
    dyanal_ = 1;
    ddusey_ = nrartim_ + drenajartim_ + 1;
}
band_ = dyanal_ + ddusey_ + 1;
nelema_ = ndartim_ * drenajartim_ + 1;

//=====
//dizi tanımlamaları
//=====

yataygecirgenlik_k_ = new double[nelem_ + 1];
duseygecirgenlik_k_ = new double[nelem_ + 1];
hacimselsikilasma_ = new double[nelem_ + 1];
hacimselsikilasma_n_ = new double[nelem_ + 1];
hacimselsikilasma_ilksel_ = new double[nelem_ + 1];
birimagirlik_ = new double[nelem_ + 1];
sivilasmacevrimorani_ = new double[nelem_ + 1];
bosluksuyukatsayisi_ = new double[nelem_ + 1];
rolatifyogunluk_ = new double[nelem_ + 1];
am_ = new double[nelem_ + 1];
bm_ = new double[nelem_ + 1];
efektifgerilme_ = new double[nod_sayisi_ + 1];
bbasinci_ = new double[nod_sayisi_ + 1];
un_ = new double[nod_sayisi_ + 1];
dugp_ = new double[nod_sayisi_ + 1];
bbasinciorani_ = new double[nod_sayisi_ + 1];
hacimn_ = new double[nod_sayisi_ + 1];
alan_ = new double[nelem_ + 1];
hacim_ = new double[nelem_ + 1];
rbar_ = new double[nelem_ + 1];
x_ = new double[nod_sayisi_ + 1];
y_ = new double[nod_sayisi_ + 1];
con_ = new int[5, nelem_ + 1];
nbc_ = new int[nod_sayisi_ + 1];
bc_ = new double[nod_sayisi_ + 1];
qx_du_ = new double[ndartim_ + 1];
qx_drenaj_ = new double[ndartim_ + 1];
qy_drenaj_ = new double[ndartim_ + 1];
a_ = new double[nod_sayisi_ + 1, band_ + 1];
aaq_ = new double[nod_sayisi_ + 1, band_ + 1];
d_ = new double[nod_sayisi_ + 1];
b_ = new double[nod_sayisi_ + 2];
}

else if (varsayim == 2)
{
    if (drenajsecim_ != 1)
    {
        if (drenajetkimesafesi <= 0.0D )
        {
            drenajetkimesafesi = 1.5D;
        }
    }
    if (drenajyaricap <= 0.0D || drenajyaricap >= drenajetkimesafesi)

```

```

        {
            drenajyaricap = 0.3D * drenajetkimesafesi;
        }
    }
    else
    {
        aland_ = 0.0D;
    }

    if (simetrisecim_ == 2)
    {
        alan_set_ = Math.PI * (drenajetkimesafesi * drenajetkimesafesi -
drenajyaricap * drenajyaricap);
        r_res_ = Math.Sqrt(alanr_ / (Math.PI));
    }
    else
    {
        alan_set_ = drenajetkimesafesi - drenajyaricap;
        r_res_ = alanr_;
    }
    if (drenajsecim_ == 3)
    {
        if (kxd <= 1.0D || kxd.ToString() == string.Empty)
        {
            kxd = 1.0D;
        }
        if (kyd <= 1.0D || kyd.ToString() == string.Empty)
        {
            kyd = 1.0D;
        }
        mvd = 0.0D;
    }
    if (drenajsecim_!=1)
    {
        dt_ = 0.5;
    }
    delta_r_ = (drenajetkimesafesi - drenajyaricap) / nrartim_;
    if (drenajartim_ == 0)
    {
        delta_d_ = 0.0D;
    }
    else
    {
        delta_d_ = drenajyaricap / drenajartim_;
    }
    }
}

private void dren(int idren)
{
    //=====
    // Drenaj parametrelerini kontrol eden alt program
    // 1) Drenaja ait ilksel malzeme ve sınır koşullarının belirlenmesi
    // 2) malzeme ve sınır koşullarının son durum için tanımlanması

    //=====
    //nbc=yuzey sabit sinir kosulu sayisi

```



```

//nfbc=yuzey uygun sinir kosulu sayisi

//=====

int iee, jj, kk, ii;
double bco, du, dummy, dz;
bco = 0.0D;

if (idren == 1)
{
    for (int i = 1; i <= nod_sayisi_ ; i++)
    {
        nbc_[i] = 0;
        bc_[i] = 0.0D;
    }
    iact = 1;

    for (int ie = 1; ie <= ndartim_ ; ie++)
    {
        if ((y_[con_[1, ie]] < suderinligi_) && (y_[con_[4, ie]]
>= suderinligi_))
        {
            iact = ie + 1;
        }
    }
    bco = bc_[con_[4, iact]];
    if (yuzeysecim_ == 1)
    {
        ncbc_ = nrartim_ + drenajartim_ + 1;

        for (int i = 1; i <= ncbc_ ; i++)
        {
            nbc_[i] = 1 + (i - 1) * dyanal_;
        }
    }
    else if (yuzeysecim_ == 2)
    {
        ncbc_ = 1;
        nbc_[1] = 1;
    }
    nfbc_ = ncbc_;
    if (drenajsecim_ == 3)
    {
        for (int ie = 1; ie <= iact - 1; ie++)
        {
            nbc_[nfbc_ + 1] = con_[3, ie];
            nbc_[nfbc_ + 2] = con_[4, ie];
            nfbc_ = nfbc_ + 2;
        }
        for (int i = 1; i <= ndartim_ ; i++)
        {
            for (int j = 0; j <= drenajartim_ - 1; j++)
            {
                iee = j * ndartim_ + i;
                yataygecirgenlik_k_[iee] = kxd;
                duseygecirgenlik_k_[iee] = kyd;
                hacimselsikilasma_[iee] = mvd;
            }
        }
    }
}

```

```

    }
}
else if (drenajsecim_ == 2)
{
    for (int i = 1; i <= ndartim_ ; i++)
    {
        nbc_[nbc_ + i] = 1 + i * ddusey_;
        bc_[nbc_[nbc_ + i]] = 0.0D;
    }
    ncbc_ = nbc_ + ndartim_;
    nfbc_ = ncbc_;
}

}
else
{
//=====
//sinir kosullarinin guncellenmesi
//=====

du = 0.0D;

    if (drenajsecim_ == 2)
    {
        for (int i = 0; i <= ndartim_ ; i++)
        {
            jj = 1 + i * ddusey_;
bc_[jj] = (Math.Max(0.0D, (y_[jj] - level)) - Math.Max(0.0D, (y_[jj] -
suderinligi_))) * subirimhacim_;

        }
    }

    else if (drenajsecim_ == 3)

    {
dummy = 1.0D / ((Math.PI) * drenajyaricap * drenajyaricap * kyd);

        for (int i = 1; i <= iact - 1; i++)
        {
            jj = con_[4, i];
            kk = con_[3, i];

            if (y_[jj] > level)
            {
dz = Math.Min((y_[jj] - level), (y_[jj] - y_[con_[1, i]]));
du = du + ((Math.Abs(qy_drenaj_[i] * dummy * dz)) *
(Math.Sign(qy_drenaj_[i])));
            }

            bc_[jj] = (Math.Max(0.0D, (y_[jj] - level)) -
Math.Max(0.0D, (y_[jj] - suderinligi_)) + du) * subirimhacim_;
            bc_[kk] = bc_[jj];
        }
    }

    if (drenajsecim_ != 1)
    {
        ii = con_[4, iact];

```

```

        bco = bc_[ii];
    }
}

private void mesh()
{
    int node, ie, nv,iaux;
    double anchor, vdist, amk, bmk;
    amk = 0.0D;
    bmk = 0.0D;

//=====
// her elem icin eleman birliktelik listesinin tanimlanmasi (con)
// =====

    ie = 0;

    for (int i = 0; i < (nrartim_ + drenajartim_); i++)
    {
        node = 1 + dyanal_ * i;

        for (int j = 0; j <= (ndartim_ - 1); j++)
        {
            ie = ie + 1;
            con_[1, ie] = node + (ddusey_ * j);
            con_[2, ie] = con_[1, ie] + dyanal_;
            con_[3, ie] = con_[2, ie] + ddusey_;
            con_[4, ie] = con_[3, ie] - dyanal_;
        }
    }

//=====
// her nodun kartezyen kordinatlarinin hesaplanmasi,
// materyal ozelliklerinin Taninmasi
//=====

    x_[1] = 0.0D;

    if (drenajsecim_ == 2)
    {
        x_[1] = drenajyaricap;
    }

    y_[1] = 0.0D;

    for (int j = 1; j <= ndartim_; j++)
    {
        x_[1 + ddusey_ * j] = x_[1];
    }

    for (int i = 1; i <= nrartim_ + drenajartim_; i++)

```

```

{
    ie = 1 + (dyanal_ * i);
    if (i < drenajartim_)
    {
        x_[ie] = i * delta_d_;
    }
    else
    {
        x_[ie] = drenajyaricap + (i - drenajartim_) *
delta_r_;
    }
    y_[ie] = 0.0D;
    for (int j = 1; j <= ndartim_; j++)
    {
        x_[ie + ddusey_ * j] = x_[ie];
    }
}

nv = 0;
anchor = 0.0D;
ie = 0;

for (int k = 1; k <= katmansayisi_; k++)
{
    vdist = kat_kalinlik[k] / dartim[k];
    if(sikismasecim_ == 2)
    {
        amk = 5 * (1.5D - katrolatifogunluk[k]);
bmk = 3 * (Math.Pow(0.25D, katrolatifogunluk[k]));
    }

    for (int j = 1; j <= dartim[k]; j++)
    {
        nv = nv + 1;
        anchor = anchor + vdist;
        iaux = 1 + ddusey_ * nv;
        for (int i = 1; i <= nrartim_ + drenajartim_; i++)
        {
            y_[iaux] = anchor;
            iaux = iaux + dyanal_;
            if (i >= drenajartim_)
            {
                ie = ndartim_ * (i - 1) + nv;
                yataygecirgenlik_k_[ie] = katyataygecirgenlik_kx[k];
                duseygecirgenlik_k_[ie] = katduseygecirgenlik_ky[k];
                hacimselsikilasma_[ie] = kathacimselsikisma[k];
                birimagirlik_[ie] = katbirimhacim[k];
                sivilasmacevrivorani_[ie] = katsivilasmacevrivorani[k];
                bosluksuyukatsayisi_[ie] = katbosluksuyukatsayisi[k];

                if (sikismasecim_ == 2)
                {
                    rolatifyogunluk_[ie] = katrolatifogunluk[k];
                    am_[ie] = amk;
                }
            }
        }
    }
}

```

```

        bm_[ie] = bmk;
        }
    }
    y_[iaux] = anchor;
}

//=====
// değişken sıkışabilirlik koşullarında taş kolona ait sıkılaştırma
// etkilerinin yatay yönde yoğunluk değerlerine aktarılması
//=====

double kolonrolatif=0;

if (sikiliketkisi==1) //Barsdale & Bachus yaklasimi
{
    if (kumtipi_secim == 1)
    {
        for (int elm = nelema_; elm <= nelem_; elm++)
        {
            kolonrolatif = 108.55 * (Math.Pow((x_[con_[2, elm]]), (-0.966)))/
100;

            if (kolonrolatif<katrolatifyogunluk[k])
            {
                kolonrolatif=katrolatifyogunluk[k];
            }

            if (x_[con_[2, elm]] < 1.22)
            {
                am_[elm] = 5 * (1.5D - 0.90);
                bm_[elm] = 3 * (Math.Pow(0.25, 0.90));
            }
            else
            {
                am_[elm] = 5 * (1.5D - kolonrolatif);
                bm_[elm] = 3 * (Math.Pow(0.25, kolonrolatif));
            }
        }
    }
    if (kumtipi_secim == 2)
    {
        for (int elm = nelema_; elm <= nelem_; elm++)
        {
            kolonrolatif = 88.988 * (Math.Pow((x_[con_[2, elm]]), (-0.899))) /
100;

            if (kolonrolatif < katrolatifyogunluk[k])
            {
                kolonrolatif = katrolatifyogunluk[k];
            }
            if (x_[con_[2, elm]] < 0.96)
            {
                am_[elm] = 5 * (1.5D - 0.90);
                bm_[elm] = 3 * (Math.Pow(0.25, 0.90));
            }
            else
            {
                am_[elm] = 5 * (1.5D - kolonrolatif);
            }
        }
    }
}

```

```

        bm_[elm] = 3 * (Math.Pow(0.25, kolonrolatif));
    }
}
if (kumtipi_secim == 3)
{
    for (int elm = nelema_; elm <= nelem_; elm++)
    {
        kolonrolatif = 69.266 * (Math.Pow((x_[con_[2, elm]]), (-0.75))) / 100;

        if (kolonrolatif < katrolatifyogunluk[k])
        {
            kolonrolatif = katrolatifyogunluk[k];
        }
        if (x_[con_[2, elm]] < 0.76)
        {
            am_[elm] = 5 * (1.5D - 0.85);
            bm_[elm] = 3 * (Math.Pow(0.25, 0.85));
        }
        else
        {
            am_[elm] = 5 * (1.5D - kolonrolatif);
            bm_[elm] = 3 * (Math.Pow(0.25, kolonrolatif));
        }
    }
}

if (sikiliketkisi==2) // Baez yaklasimi
{
    for (int elm = nelema_; elm <=nelem_; elm++)
    {
        double ac = aland;
        double a = x_[con_[2, elm]] * x_[con_[2, elm]] * Math.PI;
        double ar = ac / a;
        double ilkspt = katrolatifyogunluk[k];
        doublealtoranspt=0.776D*(Math.Pow(0.000000001121,ar))+(0.025-
            (0.0194*(Math.Pow(0.000000001121,ar))))*ilkspt;
        double sonspt= ilkspt/altoranspt;
        kolonrolatif = Math.Pow((sonspt / 46.0), 0.5);

        am_[elm] = 5 * (1.5D - kolonrolatif);
        bm_[elm] = 3 * (Math.Pow(0.25, kolonrolatif));
    }
}

//=====
// eleman alanlarinin, hacimlerinin ve ortalama
// yaricapin hesaplanmasi
//=====

for (int i = 1; i <= nod_sayisi_; i++)
{
    hacimn_[i] = 0.0D;
}

```

```

for (int e = 1; e <= nelem_; e++)
{
    alan_[e] = (x_[con_[3, e]] - x_[con_[1, e]]) *
(y_[con_[3, e]] - y_[con_[1, e]]);
    rbar_[e] = 0.5D * (x_[con_[3, e]] + x_[con_[1, e]]);
    hacim_[e] = 0.25D * alan_[e];

    if (simetrisecim_ == 2)
    {
        hacim_[e] = hacim_[e] * rbar_[e];
    }
}

//=====
// her node icin hacmin hesaplanmasi
// her tabaka icin hacmin hesaplanmasi
//=====

for (int e = nelema_; e <= nelem_; e++)
{
    for (int j = 1; j <= 4; j++)
    {
        hacimn_[con_[j, e]] = hacimn_[con_[j, e]] + hacim_[e];
    }
}
nv = 0;
for (int k = 1; k <= katmansayisi_; k++)
{
    kathacim[k] = 0;
    katelemandegeri[k] = drenajartim_ * ndartim_ + (nv + 1);
    for (int j = 1; j <= dartim[k]; j++)
    {
        nv = nv + 1;

        for (int i = drenajartim_; i <= nrartim_ +
drenajartim_ - 1; i++)
        {
            ie = ndartim_ * i + nv;
            kathacim[k] = kathacim[k] + hacim_[ie];
        }
    }
    kathacim[k] = 4.0D * kathacim[k];
}

private void ilkselgerilmeler()
{
    int nod, j;
    double toplam_gerilme, bosluk_basinci, kot, son_kot;

    //=====
    // nodlardaki ilksel efektif gerilmenin tayini
    //=====

    kot = 0;
    toplam_gerilme = 0 + ekyuk_;
    bosluk_basinci = Math.Max(0.0D, (kot - suderinligi_) *
subirimhacim_);

```

```

for (int m = 0; m <= nrartim_ + drenajartim_; m++)
{
    nod = 1 + m * dyanal_;

    efektifgerilme_[nod] = toplam_gerilme - (bosluk_basinci +
bbasinci_[nod]);

    for (int i = 1; i <= ndartim_; i++)
    {
        son_kot = kot;
        kot = y_[con_[4, i]];
        j = i + drenajartim_ * ndartim_;
        toplam_gerilme = toplam_gerilme + (kot - son_kot) *
birimagirlik_[j];
        bosluk_basinci = Math.Max(0.0D, (kot - suderinligi_) *
subirimhacim_);
        for (int k = 0; k <= nrartim_ + drenajartim_; k++)
        {
            nod = con_[4, i] + k * dyanal_;

            efektifgerilme_[nod] = toplam_gerilme - (bosluk_basinci +
bbasinci_[nod]);

        }
    }
}

private void asiri_bsb()
{
    //=====
    // Asiri bosluk basincinin bulunmasi
    //=====
    int nod, elem;
    double dex, uex;
    if (ilkbbasinci_ > 0)
    {
        elem = 1;
        for (int k = 1; k <= katmansayisi_; k++)
        {
            dex = (ilkselasiriboslukbasinc[k, 1] -
ilkselasiriboslukbasinc[k, 0]) / dartim[k];

            for (int j = 0; j <= dartim[k]; j++)
            {
                uex = ilkselasiriboslukbasinc[k, 0] + j * dex;

                for (int i = drenajartim_; i <= drenajartim_ + nrartim_;
i++)
                {
                    nod = con_[1, elem] + i * dyanal_ + j * ddusey_;
                    bbasinci_[nod] = uex;
                }
            }
            elem = elem + dartim[k];
        }
    }
}

```



```

private void stiff()
{
int ii, kk, elstart;

//=====
//          elemanan birlikteligi ve stiff matriksin bosaltılması
//=====

for (int i = 1; i <= nod_sayisi_; i++)
{
for (int j = 1; j <= band_; j++)
{
a_[i, j] = 0.0D;
}
}
if (drenajsecim_ == 3)
{
elstart = 1;
}
else
{
elstart = nelema_;
}

for (int ie = elstart; ie <= nelem_; ie++)
{
paral2_stfa(ie);

for (int i = 1; i <= 4; i++)
{
ii = con_[i, ie];

for (int j = 1; j <= 4; j++)
{
kk = con_[j, ie] - ii + 1;

if (kk > 0)
{
a_[ii, kk] = a_[ii, kk] + aux[i, j];
}
}
}
}
dgnl();
}
}

private void paral2_stfa(int ie)
{
double div, u1, u2;
div = 0.1666667D / (alan_[ie] * subirimhacim_);
if (simetrisecim_ == 2)
{
div = div * rbar_[ie];
}
}

```

```

    }
    u1 = y_[con_[3, ie]] - y_[con_[1, ie]];
    u2 = x_[con_[3, ie]] - x_[con_[1, ie]];
    u1 = yataygecirgenlik_k_[ie] * div * u1 * u1;
    u2 = duseygecirgenlik_k_[ie] * div * u2 * u2;
    aux[1, 1] = 2 * (u1 + u2);
    aux[1, 2] = 3 * u2 - aux[1, 1];
    aux[1, 3] = -0.5D * aux[1, 1];
    aux[1, 4] = 3 * u1 - aux[1, 1];
    aux[2, 2] = aux[1, 1];
    aux[2, 3] = aux[1, 4];
    aux[2, 4] = aux[1, 3];
    aux[3, 3] = aux[1, 1];
    aux[3, 4] = aux[1, 2];
    aux[4, 4] = aux[1, 1];

    for (int i = 1; i <= 3; i++)
    {
        for (int j = i + 1; j <= 4; j++)
        {
            aux[j, i] = aux[i, j];
        }
    }
}

private void dgn1()

//=====
// d_[ ] matrisinin hesaplanmasi
//=====
{
    double daux, oran, yy, fac;
    int n1, n2, n3, n4;

    for (int i = 1; i <= nod_sayisi_; i++)
    {
        d_[i] = 0.0D;
    }
    if (sikismasecim_ == 1)
    {
        for (int ie = nelema_; ie <= nelem_ ; ie++)
        {
            daux = hacimselsikilasma_n_[ie] * hacim_[ie];

            for (int i = 1; i <= 4; i++)
            {
                d_[con_[i, ie]] = d_[con_[i, ie]] + daux;
            }
        }
    }
    else
    {
        //=====
        // sikisabilirliğin formüle dayalı olarak hesaplanması
        // (sikisabilirlik secim=2)
        //bosluk suyu basinci oranı u=boluksuyubasinci/efektifgerilme
        //hacimsel sikisabilirliğin formüle dayalı tayini
        //=====
    }
}

```

```

for (int ie = nelema_; ie <= nelem_ ; ie++)
{
    hacimselsikilasma_n_[ie] = hacimselsikilasma_[ie];

    n1 = con_[1, ie];
    n2 = con_[2, ie];
    n3 = con_[3, ie];
    n4 = con_[4, ie];

    oran = 0.5D * (bbasinci_[n1] + bbasinci_[n2] + bbasinci_[n3] +
bbasinci_[n4] + un_[n1] + un_[n2] + un_[n3] + un_[n4]);
    oran = oran / (efektifgerilme_[n1] + efektifgerilme_[n2] +
efektifgerilme_[n3] + efektifgerilme_[n4]);

    if (oran < 0.0D)
    {
        oran = 0.0D;
    }
    if (oran > 1.0D)
    {
        oran = 1.0D;
    }
    if (oran != 0.0D)
    {
        yy = am_[ie]*Math.Pow((oran), bm_[ie]);
        fac = (Math.Exp(yy) ) / (1.0D + yy + (0.5D * yy * yy));
        if (fac < 1.0D)
        {
            fac = 1.0D;
        }

        hacimselsikilasma_n_[ie] = hacimselsikilasma_n_[ie] * fac;
    }
    if (hacimselsikilasma_ilksel_[ie] > hacimselsikilasma_n_[ie])
    {
        hacimselsikilasma_n_[ie] = hacimselsikilasma_ilksel_[ie];
    }
    daux = hacimselsikilasma_n_[ie] * hacim_[ie];

    d_[n1] = d_[n1] + daux;
    d_[n2] = d_[n2] + daux;
    d_[n3] = d_[n3] + daux;
    d_[n4] = d_[n4] + daux;
}
}

private void toolStripButton1_Click(object sender, EventArgs e)
{
    saveFileDialog1.Filter = "Dat Dosyası (*.dat) | *.dat";
    if (saveFileDialog1.ShowDialog() == DialogResult.OK)
    {
        StreamWriter dosya = new
StreamWriter(saveFileDialog1.FileName);
dosya.WriteLine("          O D A          ");
        dosya.WriteLine("");
dosya.WriteLine("          Optimum Drenaj Analiz Programi          ");
dosya.WriteLine("          Versiyon 1.1          Eylül 2009          ");
    }
}

```

```

dosya.WriteLine("");
dosya.WriteLine("Zemin Profil Verileri :");
dosya.WriteLine("");
dosya.WriteLine("Katman Sayisi          Kalinlik
kx          ky          Birim Hacim Agirlik          Cevrim Sayisi");
dosya.WriteLine("-----");
dosya.WriteLine("");
for (int i = 1; i <= katmansayisi_; i++)
{
    dosya.WriteLine("          " + i.ToString() + "
" + kat_kalinlik[i].ToString() + "          " +
katyataygecirgenlik_kx[i].ToString() + "          " +
katduseygecirgenlik_ky[i].ToString() + "          " +
katbirimhacim[i].ToString() + "          " +
katsivilasmacevrimerani[i].ToString());
}
dosya.WriteLine("");
dosya.WriteLine("-----");
dosya.WriteLine("");
dosya.WriteLine(" Analiz Tipi:");
dosya.WriteLine("");
dosya.WriteLine("Simetrik Durum          : " +
comb_iopt.SelectedItem);
dosya.WriteLine("");
dosya.WriteLine("Sikisabilirlik Durumu          : " +
comb_jopt.SelectedItem);
dosya.WriteLine("");
dosya.WriteLine(" Drenaj Tipi          : " +
cmbdef_values.SelectedItem);
dosya.WriteLine("");
dosya.WriteLine("Drenaj Parametreleri          :");
dosya.WriteLine("Yaricapı          : " + drenajyaricap);
dosya.WriteLine("Etki          mesafesi: "          +
drenajetkimesafesi);
dosya.WriteLine("-----");
dosya.WriteLine(" Deprem Verileri:");
dosya.WriteLine("");
dosya.WriteLine("Esdeger Cevrim Sayisi          : " +
esdegercevrimsayisi.ToString());
dosya.WriteLine("");
dosya.WriteLine("Esdeger Cevrim Suresi          : " +
esdegercevrimsuresi.ToString());
dosya.WriteLine("");
dosya.WriteLine("-----");
dosya.WriteLine("");
dosya.WriteLine("Dugum          Koordinat          ve          Bosluk          Suyu          Basinc          Degerleri:
");
dosya.WriteLine("");
dosya.WriteLine("X          Y          Efektif
Gerilme          Bosluk Suyu Basinci          Bosluk Suyu
Basinci Orani");
dosya.WriteLine("-----");
dosya.WriteLine("-----");

```

```

        for (int k = 1; k <= nod_sayisi_; k++)
        {
            dosya.WriteLine(x_[k].ToString()          +          "
" + y_[k].ToString() + "
Convert.ToString(Math.Round(efektifgerilme_[k],      4))      +          "
" + Convert.ToString(Math.Round(bbasinci_[k],        4))      +          "
" + Convert.ToString(Math.Round(bbasinciorani_[k],    6)));
        }
        dosya.Close();
    };

```

ÖZGEÇMİŞ

Adı Soyadı: Levent SELÇUK

Doğum Yeri: Ankara

Doğum Tarihi: 25/04/1975

Medeni Hali: Evli

Yabancı Dili: İngilizce

Eğitim Durumu (Kurum ve Yıl)

Lise: Fatih Sultan Mehmet Lisesi, 1992

Lisans: Hacettepe Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 1999

Yüksek Lisans: Yüzüncü Yıl Üniversitesi, 2003

Çalıştığı Kurum/Kurumlar ve Yıl

Yüzüncü Yıl Üniversitesi, 2000-2003

Ankara Üniversitesi, 2003-2009

Yayımları (SCI ve diğer yayınlar)

- 1) Tekin, Y., Köse, O., Demirbag, H., Özkaymak, Ç., **SELÇUK, L.**, 2003, Could the coseismic fractures of a lake ice reflect the earthquake mechanism? (Afyon Earthquakes of 02.03.2002, Central Anatolia, Turkey), Geodynamica Acta 16/ 83-87 (sci)
- 2) **SELÇUK, L.** & Çiftçi, Y., 2007, Microzonation of the Plio-Quaternary soils; a study of the liquefaction risk potential in the lake Van Basin, Turkey. Bull. Eng Geol Env. 2007 (66) 161-176 (sci)
- 3) **SELÇUK, L.**, Selçuk, A, and Beyaz T., 2009. Probabilistic seismic hazard assessment for Lake Van basin, Turkey, Natural Hazard. (sci, incelemede).
- 4) Kayabalı, K and **SELÇUK, L** 2009 Nail Penetration Test- A New and Practical Method to Determine the Uniaxial Compressive Strenght of Intact Rocks. International Journal of Rock mechanics and mining Engineering, (sci)

- 5) **SELÇUK, L** and Kayabalı, K. 2009 A Finite Element Computer Program For Design of the Vibro-Column Application Against Soil Liquefaction, Computer Aided Design, (sci, incelemede)
- 6) Çiftçi,Y., **SELÇUK, L.**,Özvan,A.,Akkaya,I.,Sengül,A.,Aras,B., 2004, Seismic risk analysis for the settlements in the basin of Lake Van, Turkey, 5 th International Symposium on Eastern Mediterranean Geology, Thessaloniki, Greece, 14-20 April 2004.
- 7) **SELÇUK, L.**, Özvan, A., Sengül, A.,Aras, B.,Akkaya, I., 2002. Yüzüncü Yil Üniversitesi Kampüs Alanında Sivillasma Riskine Sahip Alanların Degerlendirilmesi, Workshop-2002 On The Geology Of East Anatolian,Van.
- 8) Akça,E., **SELÇUK, L.**, Çiftçi,Y., Ykupoglu,T., Tolluoglu,Ü., Örcen,S., Kapur, Büyük.B., Çimrin,M., 2002, Zeve Kampüsü (YYÜ) karot örneklerinin kil minerolojisi, Workshop-2002 On The Geology Of East Anatolian,Van.
- 9) **SELÇUK,L.** Çiftçi,Y., 2002, Yüzüncü Yil Üniversite Yerleskesindeki Pliyo-Kuvaterner Yaslı Gösel Çökellerin Zemin Davranislari Hakkında ön degerlendirme,11-15 Mart 2002, 55. Türkiye Jeoloji Kurultayı, Ankara.
- 10)**SELÇUK, L.** 2005, Killi zeminlerin minerolojisinin konsolidasyon ve sisme özellikleri üzerine etkisi: Zeve kampüsü örneği, 05-09 Eylül, 12. Ulusal Kil Sempozyumu, Van
- 11) **SELÇUK, L.**, Beyaz T., 2005, Van Gölü havzasinin probabilistik sismik tehlike analizi. 40. Yil Jeoloji Sempozyumu, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon
- 12)**SELÇUK,L.**, 2005. Kent Çevre ve Jeoloji, Mavi Gezegen Populer Yer Bilimleri Dergisi, Jeoloji Mühendisleri Odasi Yayini.
- 13)**SELÇUK,L.**, 2007. Dogal Köprüler, Mavi Gezegen Populer Yer Bilimleri Dergisi, Jeoloji Mühendisleri Odasi yayini
- 14) **SELÇUK, L.** ve Kayabalı, K. 2009, Kayalar İçin Yeni Bir Dayanım Belirleme Yöntemi: Çivi Penetrasyon Deneyi, 62. Türkiye Jeoloji Kurultayı, MTA, 13-17 Nisan 2009
- 15) **SELÇUK, L.** ve Kayabalı, K. 2009 Zemin Sıvılaşmasına Karşı Taş Kolon Uygulama Yönteminin Sonlu Elemanlar Analiziyle Modellenmesi, 62. Türkiye Jeoloji Kurultayı, MTA, 13-17 Nisan 2009