



T.C.

SELÇUK ÜNİVERSİTESİ

FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

NEVŞEHİR BÖLGESİNDE BULUNAN POMZALARIN TAŞIMA GÜCÜ VE OTURMA YÖNÜNDEN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİNİN BELİRLENMESİ VE İYİLEŞTİRİLMESİ

Ali Sinan SOĞANCI

DOKTORA TEZİ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Eylül-2011
KONYA
Her Hakkı Saklıdır

ÖZET

DOKTORA TEZİ

NEVŞEHİR BÖLGESİNDE BULUNAN POMZALARIN TAŞIMA GÜCÜ VE OTURMA YÖNÜNDEN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİNİN BELİRLENMESİ VE İYİLEŞTİRİLMESİ

Ali Sinan SOĞANCI

Selçuk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Yrd. Doç. Dr. Mustafa YILDIZ

2011, 218 Sayfa

Jüri
Yrd. Doç. Dr. Mustafa YILDIZ
Prof. Dr. Mete İNCECİK
Doç. Dr. Özcan TAN
Doç. Dr. Adnan ÖZDEMİR
Yrd. Doç. Dr. Murat OLGUN

Bu çalışmada Nevşehir ili sınırları içinde bulunan ve yerleşim alanları içerisinde kalan pomza zeminlerin (kumların) taşıma gücü araştırılmıştır. Taneli kum bölgede pomza olarak adlandırılır. Doğal depozitlerde karşılaşılan bu malzemeler normal kumlara göre daha yumuşak, düşük yoğunluklu ve yüksek boşluk oranına sahiptir. Bunlar genellikle bir seri volkanik patlamaların sonucu oluşur. Pomza malzemeleri başlangıçta volkanik patlamanın gücüyle dağılır ve hava akımıyla volkan çevresine taşınır ve akabinde erozyon ve nehir taşıması ile başka bölgelere yığılır. Bu tez çalışmasında granüler pomza tabakasının bulunduğu Nevşehir ili Yeni 2. Mıntıka Mahalle Kızıltepe mevkiinde 3 farklı alan çalışma sahası olarak seçilmiştir. Çalışmanın ilk aşamasında bu sahalardan alınan pomzanın indeks ve fiziksel özellikleri belirlenmiştir. İkinci aşamasında pomza tabakasının bulunduğu kalınlıkta pomza tabakasının taşıma gücünü belirlemeye yönelik SPT, Plaka Yükleme deneyi ve Presiyometre deneyleri yapılmıştır. Tezin üçüncü aşamasında ise laboratuarda yükleme tankı oluşturularak 15*15 cm , 20*20 cm, ϕ=15 cm ve ϕ=20 cm model temellerde yükleme yapılarak aynı çap ve granülometriye sahip kum ve çakıl zeminler ile pomza zeminlerin davranışları kıyas edilmiş ayrıca taşıma gücü belirlenmiştir. Tezin son kısmında ise çimento enjeksiyonu ile pomza zeminin taşıma gücünü daha da artırmak amacıyla zemin iyileştirmesi yapılmıştır. Laboratuar sonuçlarından farklı çaptaki pomza zeminler üzerinde yapılan özgül yoğunluk, kuru birim hacim ağırlık ve su emme değerlerinin tane çapı küçüldükçe arttığını göstermiştir. Model taşıma gücü deney sonuçları incelendiğinde kum ve çakılda yapılan taşıma gücü deney sonuçları, aynı boyuttaki pomzada yapılan taşıma gücü deney sonuçlarından 1.0-1.5 kat arasında fazla değer vermiştir. Bu da kumun ve çakılın aynı boyuttaki pomzaya göre daha yüksek taşıma gücüne sahip olduğunu göstermiştir. Arazi deneylerinden en düşük taşıma gücü SPT deneyinden (127 kPa), en yüksek taşıma gücü ise Presiyometre deneyinden (252 kPa) elde edilmiştir. Model deneylerden bulunan en düşük ve en yüksek basınçlar ise ϕ=15 cm model temel için $q_{sınır}$=489 kPa, 20*20 cm model temel için $q_{sınır}$=758 kPa elde edilmiştir. Çimento enjeksiyonundan elde edilen 28 gün kür sonu serbest basınç mukavemeti ise 11019 kPa elde edilmiştir. Çimento enjeksiyonundan elde edilen serbest basınç mukavemeti, model taşıma gücü deney sonuçlarından 14-22 kat fazla çıkmıştır. Bu da enjeksiyonun başarılı olduğunu göstermiştir.

Anahtar Kelimeler: arazi deneyleri, çimento enjeksiyonu, model temel, Nevşehir, pomza, taşıma gücü

ABSTRACT

Ph.D THESIS

DETERMINATION OF THE GEOTECHNICAL PROPERTIES OF THE PUMICE TYPE SOILS IN NEVSEHIR REGION IN TERMS OF LOAD-BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT AND THEIR STABILIZATION

Ali Sinan SOĞANCI

THE GRADUATE SCHOOL OF NATURAL AND APPLIED SCIENCE OF SELÇUK UNIVERSITY
DOCTOR OF PHILOSOPHY
IN CIVIL ENGINEERING

Advisor: Asst. Prof. Dr. Mustafa YILDIZ

2011, 218 Pages

Jury
Asst. Prof. Dr. Mustafa YILDIZ
Prof. Dr. Mete İNCECİK
Assoc. Prof. Özcan TAN
Assoc. Prof. Adnan ÖZDEMİR
Asst. Prof. Dr. Murat OLGUN

In this study the bearing capacity of pumice soils (sands) within the settlement areas of Nevşehir province is analyzed. Grainy sand is labeled as pumice in the province. These materials, found in natural deposits, are softer, less dense, and have a higher void space compared to regular sand. They form as a result of serial volcanic eruptions. Pumice materials disperse with the force of the volcanic eruptions, are transported surrounding the volcano with airstreams and afterwards they are transferred to other locations with erosion and floods. In this thesis, three different study areas with pumice layers are chosen within the province of Nevşehir at the Yeni 2. Mıntıka Mahalle Kızıltepe location. (New 2nd Area District Kızıltepe location). In the first phase of the study, index and physical characteristics of the pumice are determined. At the second phase, Standart penetration test, plate load test, and pressiometer test are conducted on pumice at the thickness of the pumice layer. In the third level, loading on model footing blocks of 15*15 cm , 20*20 cm, ϕ=15 cm ve ϕ=20 cm in the laboratory, the reactions of pumice, sand and gravel soils of the same caliber (size) and granulometry are compared. At the final stage of the study soil stabilization with cement injection is conducted in order to increase the bearing capacity of pumice soil.

The laboratory findings of the research made with pumice grounds of different sizes have shown that while grain size is decreasing, the relative specific density, dry unit weight, and water absorption values are increasing. When the model bearing capacity experimental results are analyzed, the values of sand and gravel bearing capacity tests were 1.0-1.5 times higher than the bearing capacity of pumice the same size. This fact has shown that sand and gravel have a higher bearing capacity than pumice of the same size. The minimum and maximum load-carrying capacities were from the site tests of SPT Test (127 kPa) and Pressiometer Test (252 kPa), respectively. The highest and lowest pressures obtained from the model experiments are; for a ϕ=15 cm model footing q_{limit}=489 kPa and for a 20*20 cm model footing q_{limit}=758 kPa. After a 28 days curation following cement injection, a 11019 kPa unconfined compressive strength was obtained. The unconfined compressive strength obtained was 14-22 times higher than that of the model bearing strength results. This fact confirms that the cement injection was successful.

Key Words: bearing capacity, cement injection, field experiments, model foundation, Nevşehir, pumice

ÖNSÖZ

Doktora tez çalışmamın her aşamasında, gösterdiği yakın ilgi ve değerli katkılarından dolayı hocam Sayın Yrd. Doç. Dr. Mustafa YILDIZ'a en içten teşekkürlerimi bir borç bilirim. Ayrıca çalışmamın yürütülmesindeki yardımlarından dolayı tez izleme komitesi üyeleri Sayın Doç. Dr. Özcan TAN ve Sayın Doç. Dr. Adnan ÖZDEMİR'e teşekkür ederim.

Doktora tez çalışmam esnasındaki laboratuar çalışmalarında gerektiği zaman yardımlarını esirgemeyen Sayın Yrd. Doç. Dr. Atila DEMİRÖZ, Yrd. Doç. Dr. Murat OLGUN, Arş. Gör. İ. Hakkı ERKAN, Tekniker Yüksel ÇİFTÇİ'ye teşekkür ederim.

Çalışmalarım esnasında benden her türlü destek ve özveriyi esrgemeyen aileme içtenlikle teşekkür ederim.

Ali Sinan SOĞANCI
KONYA-2011

İÇİNDEKİLER

ÖZET ..... **iv**

ABSTRACT ..... **v**

ÖNSÖZ ..... **vi**

İÇİNDEKİLER ..... **vii**

1. GİRİŞ **1**

2. KAYNAK ARAŞTIRMASI **5**

2.1. Pomza Zeminler İle İlgili Yapılan Çalışmalar 5
2.2. Zemin Taşıma Gücünün Arazi ve Laboratuar Deneyleri ile Belirlenmesi İle İlgili Yapılan Çalışmalar 10
2.3. Enjeksiyon ile İle İlgili Yapılan Çalışmalar 18

3. MATERYAL VE METOT **27**

3.1. Pomzanın (Bims) Tanımı 27
3.2. Pomzanın Oluşumu ve Geoteknik Mühendisliği Açısından Değerlendirilmesi 32
3.3. Pomza Zeminlerin İndeks ve Fiziksel Özelliklerinin Belirlenmesi 37
3.3.1. Pomzanın tane çapının belirlenmesi 37
3.3.2. Pomzanın özgül yoğunluğunun belirlenmesi 37
3.3.3. Pomzanın birim hacim ağırlığının belirlenmesi 38
3.3.4. Pomzanın su emme oranının belirlenmesi 38
3.3.5. Pomzanın su içinde batma deneyi 39
3.3.6. Pomza üzerinde yapılan civa porozimetre deneyi 39
3.3.7. Pomza üzerinde yapılan SEM (Scanning Electron Microscopy) analizi 40
3.3.8. Pomza üzerinde yapılan kimyasal analiz 40
3.3.9. Pomza üzerinde yapılan kesme kutusu deneyi 40
3.3.10. Pomza üzerinde yapılan permeabilite deneyi 40
3.4. Arazide Pomza Zeminler Üzerinde Yapılan Deneyler 41
3.4.1. Genel 41
3.4.2. Arazi deneylerinin avantaj ve dezavantajları 42
3.4.3. Standart penetrasyon deneyi (SPT) 43
3.4.3.1. SPT verilerinin düzeltilmesi 46
3.4.3.2. Efektif Yük Düzeltme Faktörü (C_N) 47
3.4.3.3. Enerji Düzeltme Faktörü (C_E) 48
3.4.3.4. Tij Uzunluğu Düzeltme Faktörü (C_R) 50
3.4.3.5. Sondaj Çapı Düzeltme Faktörü (C_B) 51
3.4.3.6. Numune Alıcıdaki Kılıf için Düzeltme Faktörü (C_S) 51
3.4.3.7. Çakma Başlığı Düzeltme Faktörü (C_A) 52
3.4.3.8. Tokmak Yastığı Düzeltme Faktörü (C_C) 52
3.4.3.9. Düşürme Sıklığı Düzeltme Faktörü (C_{BF}) 52
3.4.3.10. Yer Altı Suyu Düzeltmesi 53
3.4.3.11. Ülkemizde kullanılan Düzeltme Faktörleri 53
3.4.4. Plaka yükleme deneyi 58
3.4.5. Presiyometre deneyi 63

3.5. İnceleme Alanının Tanıtılması 71
3.5.1 Jeomorfolojik ve çevresel bilgiler 71
3.5.2 Nevşehir Bölgesi Jeolojisi 75
3.6. Pomza Zeminlerin Taşıma Gücünün Laboratuar Model Deneyler ile Belirlenmesi 82
3.6.1. Yüzeysel temeller 83
3.6.1.1. Göçme yükü altında zeminde meydana gelen kırılma tipleri 84
3.6.1.2. Göçme yükü altında zeminde meydana gelen oturma 89
3.6.1.3. Sınır ve izin verilebilir taşıma güçleri 89
3.6.1.4. Terzaghi taşıma gücü teorisi 93
3.6.1.5. Terzagh'nin sınır taşıma gücü eşitlikleri ile ilgili değişiklikler 98
3.6.2. Laboratuar Çalışması 100
3.6.2.1. Deney kasası 100
3.6.2.2. Hidrolik pres 104
3.6.2.3. Model temeller 105
3.6.2.4. Ölçme tekniği 106
3.6.2.5. Yük Ölçümleri 106
3.6.2.6. Yer değiştirmelerin ölçümleri 107
3.6.2.7. Yük ve yer değiştirme ölçümlerinin bilgisayar ortamına aktarılması 108
3.6.2.8. Deneylerde kullanılan ölçüm düzeneği 108
3.7. Pomza Zeminin Mühendislik Özelliklerinin İyileştirilmesi 113
3.7.1. Laboratuar çalışması 114

4. ARAŞTIRMA SONUÇLARI VE TARTIŞMA 120

4.1. Pomzanın Geoteknik Özelliklerini Belirlemeye Yönelik Çalışmalar 120
4.1.1. Elek analizi 120
4.1.2. Özgül yoğunluk tayini 121
4.1.3. Birim hacim ağırlık tayini 123
4.1.4. Su emme oranı tayini 124
4.1.5. Su içinde Batma deneyi 124
4.1.6. Civa porozimetre deneyi 125
4.1.7. Pomza üzerinde yapılan SEM (Scanning Electron Microscopy) analizi 126
4.1.8. Pomza üzerinde yapılan kimyasal analiz 128
4.1.9. Kesme kutusu deneyi 129
4.1.10. Permeabilite deneyi 137
4.2. Arazi Deney Sonuçları 138
4.2.1. Standart penetrasyon deney sonuçları 139
4.2.2. Plaka yükleme deney sonuçları 151
4.2.3. Presiyometre deney sonuçları 156
4.2.4. Arazi deney sonuçlarına bağlı olarak pomza zeminin kayma mukavemeti parametreleri ve taşıma gücünün belirlenmesi 161
4.3. Laboratuar Model Taşıma Gücü Deney Sonuçları 168
4.3.1. Kum için deney sonuçları 168
4.3.2. Çakıl için Deney Sonuçları 171
4.3.3. Pomza için Deney Sonuçları 174
4.4. Çimento Enjeksiyonu Deney Sonuçları 189
4.4.1. Dr=%35 için Enjeksiyon Deney Sonuçları 189
4.4.2. Dr=%65 için Enjeksiyon Deney Sonuçları 191
4.4.3. Dr=%85 için Enjeksiyon Deney Sonuçları 193

5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER 200

ÖZGEÇMİŞ 219

1. GİRİŞ

Pomza açık renkli, boşluklu, süngerimsi, volkanik olaylar neticesinde oluşmuş, fiziksel ve kimyasal etkenlere karşı dayanıklı, gözenekli, silisli volkanik bir kayaçtır. Bir başka deyişle, pomza çok poröz olan volkanik cam taşıdır. Ortalama ergime noktası 1343 C^o'dir. 760 C^o'nin altında herhangi bir hacim değişikliğine uğramaz. Bu sıcaklıkta dış yüzeydeki lifler buruşur, çekilir. 480 C^o ile 650 C^o aralığındaki alevlerde pomza yapısal bozulma ve parçalanmaya uğramaz.

Pomza yaygın biçimde gaz boşlukludur. Oluşumu sırasında, bünyedeki gazların ani olarak bünyeyi terk etmesi ve ani soğuma nedeniyle makro ölçekten mikro ölçeğe kadar sayısız gözenek içerir. Gözenekler arası (özellikle mikro gözenekler) bağlantısız boşluklu olduğundan, permeabilitesi düşük, ısı ve ses yalıtımı oldukça yüksektir. Pomza kendisine özgü bazı özellikleri ile perliti obsidyen, pekştayn gibi benzer volkanik camsı kayaçlardan ayrılır. Bunlardan rengi, gözenekliliği ve kristal suyunun olamaması ile pratik olarak ayrılmaktadır. En çok renk benzerliği ve kimyasal bileşimi bakımından perlit ile karıştırılmakta olup bazı durumlarda perlitten ayırt edilmesi zorlaşabilmektedir.

Pomza ilk olarak Yunanlılar ve daha sonra Romalılar tarafından kullanılmıştır. Eski Yunanlılar ve Romalıların görkemli yapılarının birçoğunda hala gözlenebilmektedir. Roma duvarlarının inşaatında, su kanallarında ve daha pek çok anıtsal yapıtlarda kullanılmıştır. A.B.D.'de kalıplaştırılmış pomza California'da 1851 yılından beri inşaatlarda kullanılmaktadır. Pomza çimento ile karıştırılarak Los Angeles su kemerinin yapımında 1908'den 1918'e kadar kullanılmıştır. A.B.D.'de hafif yalıtımlı beton agregası olarak 1935'te kullanılmaya başlanmış ve kullanım oranı bundan sonra da düzenli bir artış göstermiştir. Puzzolanik aktivitesinin yüksek oluşu sebebi ile puzzolan ve portland çimentoları ile karıştırılarak A.B.D.'deki çeşitli barajlarda, su kanallarında ve baraj gövde inşaatlarında kullanılmıştır.

Pomza ülkemizde ve pek çok Avrupa ülkesinde yaygın olarak hafif yapı elemanı üretiminde kullanılmaktadır. Hafif tuğlalar, bloklar, smolenler, paneller ve diğer kullanım şekilleri inşaatta kullanılan harç ve inşaat demirinden tasarruf sağladığı gibi inşaatlarda önemli oranda ısı ve ses izolasyonu sağlamaktadır. Ayrıca yangına dayanıklılık açısından da normal betona kıyasla %20'ye varan oranda daha emniyetli olduğu kabul edilmektedir. Bunun yanında hafif yapı elemanı nakliyesi daha kolaydır. Pomza normal kum ve çakılın 1/3-2/3'ü kadar yoğunluğa sahiptir. Aynı durum pomza

ile yapılan betonlarda da görülür. Pomza betonu normal betondan hafif olması nedeniyle zaman ve işçilikten tasarruf sağlamaktadır.

Pomzanın oluşumu genel olarak şu şekilde açıklanmaktadır: Asidik magma bazik magmaya nazaran daha viskozdur ve yüksek silis içerir. Bazik magmanın sıvı olduğu sıcaklıklarda asidik magma katı halde bulunur. Bu nedenle volkanik aktivitenin durduğu zamanlarda magma akışı da durarak asidik kayaç ve kütleler oluşur. Volkanik baca içinde tıkanma sonucu doğal basınç birikimleri oluşur. Bu olay bir volkanın genel aktivite karakteristiğini sergiler.

Basıncın artmasıyla, asidik malzeme ile birlikte magmadaki erimiş gazlar büyük patlamalar şeklinde bacadan püskürmeye başlar. Patlama sonucu pomza geniş bir alana yayılır. Ani basınç serbestleşmesi ani genleşmeleri oluşturur. Bu esnada bünyedeki uçucu bileşenlerin ani olarak kaçmasına neden olur. Uçucuları takiben, arkada kalan erimiş küresel parçalar, atmosferle temas eder etmez hızla soğurlar. Böylelikle pomza oluşur.

Pomza doğada kayaç ve granüler olarak bulunur. Türkiye 18 milyar m^3 civarında olan rezerviyle dünya pomza rezervlerinin yaklaşık %40'ına sahiptir. Bugün ülkemizde işletilen pomza sahaları açısından İç Anadolu Bölgesi başı çekmekle birlikte, Akdeniz ve Doğu Anadolu bölgelerinde de önemli miktarda üretim faaliyetleri yapılmaktadır. Özellikle Ege ve Marmara bölgelerinde görülen oluşumların önemli bir kısmı, bazalt cürufu, volkanik cüruf ve zeolitik oluşumlar, Güney Anadolu ve Diyarbakır çevrelerinde görülen volkanik malzemelerde bazaltik kökenli volkanik kayaçlardır. Bugün teknik olarak pomza kategorisinde yer alan rezervlerin Türkiye genelindeki dağılımı Bitlis (%50), Kayseri (%21), Nevşehir (%17), Van (%5), Ağrı (%2), Kars(%2), Isparta(%2) Ankara(%0,3) ve Karaman (%0,7)'dir. Dünya üzerinde tespit edilen pomza rezervleri oldukça fazladır. En fazla rezerv, volkanik olaylarla oluşan adalar üzerine kurulduğundan Endonezya'dadır. Bu ülkeyi Guatemala, Dominik, Martinik, İzlanda ve BDT izlemektedir.

Volkanik aktivite sonucu geniş bir alana yayılan granüler pomza rüzgar ve akarsuların etkisiyle de volkanik bölge dışında, geniş alanlara yayılması sonucu bugün bir çok yerleşim alanının zeminini oluşturmuştur. Pomza zeminler bulundukları bölgede birçok problemler oluşturmaktadırlar. Pomza zeminlerin mühendislik yapılarında oluşturduğu problemlere bakıldığında Yeni Zellanda'da bazı büyük geoteknik projelerde geçmişte volkanik kökenli pomza kumlarında karşılaşılmıştır. 1987'de meydana gelen Edgecumbe depreminde bu tip kumlarda sıvılaşma gözlenmiştir. Pomza

kumlarının erozyona karşı hassas olmasından dolayı bazı yerlerde göçmeler olmuştur. Tanzanyadaki Tukuyu bölgesinde su altındaki koşullarda pomzanın düşük yoğunluğundan dolayı şev kaymaları meydana gelmiştir. Ayrıca Nepal ve çevresinde bulunan pomza yatakları meydana gelen heyelanlar sonucu yerleşim yerlerinde büyük problem oluşturmuştur. Bu tür zeminler taşıma gücü açısından risk taşımaktadırlar.

Bu tez çalışması kapsamında Nevşehir bölgesinde bulunan pomza zeminlerin taşıma gücünü belirlemeye yönelik çalışma yapılmış ve kum-çakıl zeminlere göre davranışının nasıl olduğu araştırılmıştır. Bu amaçla Nevşehir İli merkezinde üç adet çalışma sahası seçilmiştir. Çalışmanın ilk kısmında granüler pomzanın geoteknik özellikleri belirlenmiştir. İkinci kısmında arazi deneyleri ile taşıma gücü belirlenmiştir. Bu amaçla çalışma sahalarında SPT, Plaka yükleme deneyi ve Presiyometre deneyleri yapılmıştır. Pomza zemin kum zemin gibi düşünülerek ortalama SPT değerlerine bağlı olarak izin verilebilir taşıma gücü (q_a) değerleri belirlenmiştir. Üç arazi deney sonucuna bakıldığında presiyometre deneyinden elde edilen taşıma gücü diğer iki deneye göre (SPT ve plaka yükleme deneyi) 1.3-1.9 kat fazla değer vermiştir. Tezin üçüncü kısmında ise granüler pomza üzerinde ve aynı granülometriye sahip kum-çakıl zeminde laboratuarda model taşıma gücü deneyleri yapılmıştır. Bu amaçla 15*15 cm , 20*20 cm, ϕ=15 cm ve ϕ=20 cm model temel tipi seçilmiş aynı çap ve granülometriye sahip kum ve çakıl zeminler ile pomza zeminlerin davranışları kıyas edilmiştir. Model taşıma gücü deney sonuçları incelendiğinde kumda yapılan taşıma gücü deney sonuçları, aynı boyuttaki pomzada yapılan taşıma gücü deney sonuçlarından 1.0-1.5 kat arasında fazla değer vermiştir. Bu da kumun aynı boyuttaki pomzaya göre daha yüksek taşıma gücüne sahip olduğunu göstermiştir. Tezin son kısmında ise, düşük basınçlı çimento enjeksiyonu ile pomza zeminin taşıma gücünü daha da artırmak amacıyla zemin iyileştirme çalışması yapılmıştır. Laboratuvar enjeksiyon uygulamalarında portland çimentosu PÇ 42.5 R ile hazırlanan çimento harcı kullanılmıştır. Enjeksiyon harcı su/çimento (s/ç) oranı 1.0 olarak hazırlanmıştır. Hazırlanan bu harçlar zemin numunesine 100 kPa basınç ile enjekte edilmiştir. Enjeksiyon edilmiş numuneler 7 gün ve 28 gün su içerisinde oda sıcaklığında kür edilmiştir. Kür süreleri dolan numuneler üzerinde serbest basınç deneyi yapılmıştır. Kür süreleri ve ralatif sıkılıklarına bağlı olarak numunelerin serbest basınç mukavemetlerinin değişimi incelenmiştir. Çimento enjeksiyonu pomzanın yapısını oldukça değiştirmiştir. Mikroskopik sonuçlar çimento enjeksiyonunun pomzada başarılı olduğunu göstermiştir. Çimento enjeksiyonundan elde

edilen serbest basınç mukavemeti, model taşıma gücü deney sonuçlarından 14-22 kat fazla çıkmıştır. Bu enjeksiyonun başarısını göstermektedir.

2. KAYNAK ARAŞTIRMASI

Kaynak araştırması üç bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde Pomza zeminler ile ilgili yapılan çalışmalar, ikinci bölümde Zemin Taşıma Gücünün Arazi ve Laboratuar Deneyleri ile belirlenmesi ile ilgili yapılan çalışmalar, Üçüncü bölümde ise Enjeksiyon ile ile ilgili yapılan çalışmalar incelenmiştir.

2.1. Pomza Zeminler İle İlgili Yapılan Çalışmalar

Pasquare (1968), Orta Anadolu Senozoyik volkanizmasında çalışmalar yapmış ve volkanizmanın ilk kez Orta Miyosen'de ignimbiritlerle başladığını, bunu volkanik kül, lapilli tüf ve aglomeraların izlediğini, daha sonra bazaltik andezit, dasit ve riyodasitlerin oluştuklarını, en son olarak da Hasandağı'nın Kuvaterner yaşlı bazaltik lavlarıyla vokanizmanın sona erdiğini belirtmiştir.

Açıkgöz ve Öz (1980), Nevşehir bölgesi pomzasının yayılım alanı, jeolojisi ve diğer birimlerle ilişkisini tespit çalışması yapmıştır. Çalışmalarında jeolojik harita yapmayıp Dr. G. Pasquare ve Dr. Sason'un yaptığı jeoloji haritalarından yararlanmışlardır.

Bucher (1980), Tanzanya'daki Tukuyu bölgesinde bulunan pomza zeminin (kumun) sıvılaşmasından dolayı oluşan şev kaymasını incelemiştir. Pomzanın yüksek sürtünme açısından dolayı, pomzanın tabakasının kuru ve ıslak olmasına göre şev stabilitesi tahkikleri yapılmıştır. Su altındaki koşulda, pomzanın yoğunluğunun çok düşük olmasının stabiliteyi etkilediği ve göçmenin çok düşük şev açılarında meydana geldiği ifade edilmiştir.

Fisher ve Schmincke (1984), pomzayı yüksek miktarda gaz boşluğu olan cam olarak tanımlamışlardır. Yaptıkları çalışmalarda akıntıyla veya hava taşımasıyla biriken parçacıkların genellikle volkanik krater civarlarında geniş bir alanda bulunduklarını bildirmişlerdir.

Whitam and Sparks (1986), pomzanın temel fiziksel özelliklerini volkan bilimi açısından incelemişlerdir. Pomzanın su emme ilişkisini incelemek için yapılan

deneylerde pomzada bulunan bütün gözeneklerin birbirine bağlı olduğunu tespit edilmiştir.

Chan (1990), Rotoura bölgesinde bulunan iki volkanik kül zeminin dinamik özelliklerini incelemiştir. Çalışmaları sonucunda iki külün lineer gerilme-deformasyon gösterdiğini, büyük gerilme genliklerinde ise lineer olmayan bir davranış gösterdiği sonucuna ulaşılmıştır

Pender ve ark. (1992), Tauranga bölgesindeki bir volkanik külün benzer özellikteki Auckland kiline göre dinamik yüklemelere karşı daha hassas olduğunu bulmuşlardır.

Padillar (1995), Mexico Guadalajara pomzasının titreşim yüklerine karşı çok hassas olduğunu ve demiryolu titreşimlerine maruz kaldığında çok büyük ve zararlı oturmaların olduğunu tespit etmiştir.

Larkin ve diğ. (1997), Puni pomza kumunun mühendislik özelliklerini belirlemeye yönelik bir dizi çalışma yapmışlardır. Çalışmaları sonucunda Puni pomzasının fiziksel özelliklerini, mukavemetini ve statik olarak gerilme-deformasyon özelliklerini belirlemişlerdir.

Özbayoğlu ve Gürel (1997), Nevşehir pomzalarının puzolanik maddeler katkısı ile yol stabilizasyonunda kullanılması ile ilgili bir çalışma yapmışlardır. Çalışmalarında, %10 ile %20 tras ve kireç katkılı örneklerin dayanım değerlerinde önemli artışlar görülmüş ve killi kumlu zemin örnekleriyle karıştırılarak elde edilen dayanım değerlerini incelemişlerdir. Sonuçta, pomzanın öğütülerek, tras ve bağlayıcı maddeler ile köy yollarında başarıyla kullanılabileceğini önermişlerdir.

Keskin ve Çimen (1997), pomzanın düşük plastisiteli killerin geoteknik özelliklerine etkisini incelemişler ve pomzanın düşük plastisiteli killerde serbest basınç dayanımını arttırıcı bir etkisi olmadığını, stabilizasyon malzemesi olarak kullanılamayacağını göstermişlerdir.

Esposito ve Guadagno (1998), Vezüv dağı etrafındaki pomza zeminlerin geoteknik özellikleri ile ilgili araştırmada bulunmuşlardır. Pomza zeminin fiziksel özelliklerini belirlemişlerdir. Bunun için özgül ağırlık deneyi, porozitenin ve boşluk oranlarının bulunmasına yönelik deneyler yapmışlardır. Boşluk büyüklüğü dağılımını tespit etmek için Civa porozimetre deneyi yapılmıştır. Araştırmacılar yağış durumunda pomza malzemenin içindeki boşlukların ne kadar su ile dolu olabileceğini ve bu malzemenin şev stabilitesi ve stabilizasyon yönünden kullanabilirliğini araştırmışlardır. Araştırma sonucunda pomza içerisinde bulunan boşlukların pomza malzemesinin alışılagelmişin dışında bir geoteknik malzeme olduğunu ve davranışının farklı olduğunu bulmuşlardır.

Marks, Larkin and Pender (1998), pomza kumunun dinamik özellikleri ile ilgili bir çalışma yapmışlardır. Çalışmalarında pomza kumunun dinamik tepkisini belilemeye yönelik bir dizi deneysel araştırma yapmışlardır. Periyodik üç eksenli testlerden elde edilmiş sıvılaşma tepkisi, eğilme elemanında gözlenen gerilim genliği, kayma modülü değişkenliği ve dinamik burulma belirlenmeye çalışılmıştır. Periyodik üç eksenli test sonuçları, sıvılaşma tepkisinin kuvars kumuna benzerlik gösterdiğini ortaya koymuştur. Ancak, pomza kumunun düşük kayma gerilimi katsayısının benzer yoğunluktaki kuvars kumundan oldukça düşük olduğunu ve özellikle orta gerilme aralığında doğrusal olmayan gerilme-deformasyon davranışının diğer kumlardan önemli derecede farklı olduğunu bulmuşlardır

Özkan ve Tuncer (2001), yaptıkları çalışmada pomzanın ülke ekonomisindeki yeri ve öneminin arttığını ayrıca bilim ve endüstrinin pomza madenciliği ve üretim proseslerine olan ilginin arttırılmasının teşvik edilmesi gerektiğini söylemişlerdir.

Wesley (2001), pomza kumunun özgül ağırlığının ölçülmesi ve boşluk oranının tahminine yönelik bir çalışma yapmıştır. Çalışmasında pomza kumunun özgül ağırlığını ve boşluk oranlarını farklı yöntemlerle belirlemiştir. Birinci yöntemde, ağırlığı belli olan kumdan bir miktar alıp içerisinde su bulunan hacim bölümlü silindire bırakmış ve su düzeylerinin değişiminden pomza kumunun özgül ağırlığını hesaplamışlardır. İkinci yöntemde kalibre edilmiş bir piknometre kullanılmış fakat vakum işlemi uygulanmamıştır. Bu iki yöntemde hemen hemen aynı sonuçlar elde edilmiştir. Üçüncü

yöntem de ise vakum işlemi uygulanmıştır. Bu yöntemde ise özgül ağırlıkta artış görülmüştür. Ayrıca tane çapı küçüldükçe özgül ağırlığın arttığı görülmüştür.

Okada ve ark. (2003), yaptıkları çalışmada pomza zeminlerce zengin olan bir karayolunda sismik dizayn ile ilgili bir çalışma yapmışlardır. Pomza zeminlerle ilgili deneysel bilgi eksikliğinden dolayı böyle zeminlerde sismik dizaynın zor olduğunu belirtmişlerdir. Bu tip zeminlerde arazi malzeme özelliklerinin belirlenmesinin geleneksel yöntemlerle yetersiz kalacağını ifade etmişlerdir. Pomza zeminler için arazideki deneylerden CBR testi, plaka yükleme deneyi ve nükleer yoğunluk ölçme deneyinin güvenli olduğunu diğer deneylerin ise yeterli olmadığı belirtilmiştir. Ayrıca Granülometri ve Koni Penetrasyon Deneylerinin pomza zeminlerin sıvılaşma potansiyellerini tam olarak belirleyemedikleri ifade edilmiştir. Çalışmalarında laboratuar deneylerine alternatif olarak sonlu eleman analizi yapılmış çalışmaları sonunda Makdisi ve Seed yöntemini kullanarak bir dolgunun kalıcı deformasyonunun belirlenmesinin pomza zeminlere de uygulanabileceğini belirtmişlerdir.

Shimizu (2004), pomza zeminleri incelemiştir. Numuneler, yüksek poroziteli, yüksek su muhtevalı ve homojen olmayan doğal fiziksel özelliklere sahiptir. Örselenmemiş zemin numuneleri üzerinde direk kesme deneyi yapılmış normal gerilme uygulandığında boşluk oranının mukavemeti nasıl etkilediği araştırılmıştır.

Çimen (2005), Isparta yöresinde yoğun olarak bulunan ve volkanik bir malzeme olan pomzanın yüksek plastisiteli bir kil ile birlikte kullanımı araştırılmıştır. Çalışmada, katkı malzemesi olarak kullanılan pomzanın mineralojik ve geoteknik özellikleri belirlenmiş ve özellikleri belirlenen pomzayı farklı oranlarda yüksek plastisiteli kile karıştırarak kıvam limitleri, kompaksiyon, ödometre ve şişme deneyleri yapılmıştır. Sonuçta yüksek plastisiteli bir kile katılan pomza miktarının artması ile plastisite indisinin, optimum su muhtevasının, hacimsel sıkışma katsayısının ve şişme basıncının azaldığı, buna karşın kuru birim hacim ağırlığının ise arttığı görülmüştür.

Koçu ve Dereli (2005), yapılarda pomzanın ısı yalıtım malzemesi olarak değerlendirilmesi hakkında bir çalışma yapmışlardır. Araştırmada ısı yalıtım projesinde pomzanın kullanılabilceği detay tasarımları geliştirilmiştir. Ayrıca Konya yöresindeki Karadağ'dan elde ettikleri pomza ile alternatif sıva malzemelerini geliştirmeye

çalışmışlardır. Pomzanın duvarlarda sıva malzemesi olarak kullanabilecekleri sonucuna varmışlar ve çalışmalarını fiziksel ve mekanik deneyler ile ispatlamışlardır. İnşaat sektöründe pomzanın ısı yalıtım malzemesi olarak kullanımının arttırılmasıyla yapı konforunun artacağını ve enerji tasarrufunun olacağını belirtmişlerdir.

Ersoy, Atıcı ve Yünsel (2005), yaptıkları çalışmada Osmaniye-Mustafabeyli-Tüysüz Köyü civarındaki bazik pomza yataklarının çimento sanayinde katkı malzemesi olarak kullanım özelliklerini araştırmışlardır. Kayacın mineralojik ve petrografik özelliklerini tanımlamışlardır. Tek eksenli basınç dayanımı, endirek çekme dayanımı, Young modülü, spesifik deformasyon enerjisi, yoğunluk, birim hacim ağırlığı, rutubet, ultrasonik ve puzzolonik aktivite özelliklerini belirlemişlerdir. Pomza örneklerinin kimyasal analizlerini yapmışlar ve pomza katkılı kompoze çimentonun beton dayanımlarını belirlemişlerdir. Sonuçta pomza katkılı kompoze çimentodan elde edilen beton dayanımları oldukça yüksek olup, TSE standartlarındaki dayanım kriterlerine uygunluk göstermiştir.

Başpınar ve Gündüz (2006), yaptıkları çalışmada Orta Anadolu bölgesinde Miyosen yaşlı volkanizma faaliyetlerinden sonra oluşmuş pomza yataklarından derlenen örnekler üzerinde yapılan mineralojik-petrografik ve jeokimyasal analizler sonucunda fiziksel ve kimyasal özellikleri, mineralojisi, kökeni ve kayacın bu özelliklerinin kullanım alanına etkisi belirlenmiştir.

Pender, Wesley, Larkin ve Pranjoto (2006), kuru pomza kumu üzerinde bir seri üç eksenli deneyleri yapmışlardır. Deneyler pomzanın geoteknik özellikleri özellikle de kritik durum parametrelerinin belirlenmesine yönelik yapılmıştır. Deney sonuçlarında pomza kumunun sürtünme açısı, quartz kumuna göre daha büyük çıkmıştır. Bununla birlikte pomza kumunun kritik durum kayma mukavemetinin oluşması için büyük kayma deformasyonlarına maruz kalmasının gerektiği belirtilmiştir.

Saltan ve Fındık (2008), yaptıkları çalışmada Isparta-Karakaya pomzasının Karayolu Esnek Üst Yapılarında Kullanılabilirliğini araştırmışlardır. Isparta Karakaya pomzasının alt temel tabakası inşaatında kullanılamayacağını ancak Isparta yöresinde alttemel malzemesi olarak kullanılan granüler malzeme ile uygun oranlarda karıştırılmak suretiyle kullanılabileceğini belirtmişlerdir.

Hind (2008), Yeni Zellandanın kuzey adasındaki pomza zeminlere inşa edilen kazıkların düşey performansı ile ilgili bir çalışma yapmışlardır. Düşük basınç mukavemeti ve yüksek sürtünme açısına sahip olan bu tip zeminlerin diğer kumlara göre farklı değerlendirilmesi gerektiğini belirtmişlerdir. Pomza zeminlerin yüksek sürtünme açısına sahip olmasına rağmen kazıkların düşük şaft kapasitelerine olumsuz etki yaptığı sonucuna varmışlardır.

2.2. Zemin Taşıma Gücünün Arazi ve Laboratuar Deneyleri ile Belirlenmesi İle İlgili Yapılan Çalışmalar

Giroud ve Nioray (1981), kohezyonlu zeminler üzerinde inşa edilen geotekstil donatılı kaplamasız yolların tasarımı için yarı amprik bir hesap yöntemi geliştirmişlerdir. Bu analizden ulaşılan sonuçların, "The United States Army Corps of Engineers" tarafından yapılan bire-bir ölçekli yükleme deneyi sonuçları ile uyum içerisinde kaldığı belirtilmiştir. Söz konusu çalışmalar, dolgu ile kohezyonlu temel zemini arasına bir tabaka geotekstil tabakası yerleştirilmesi durumunda, belli bir taşıma kapasitesi için gerekli dolgu hacminin %20-60 mertebesinde azaltılabileceğini ortaya koymuştur.

Patel (1982), deneysel çalışmasında temel şeklinin, donatılı kumlara oturan temellerin yük-oturma davranışına etkisini araştırmıştır. Deneylerinde cam yünü malzemesinden üretilmiş örgülü geotekstil (fibre-glas woven rovings) levhaları donatı olarak kullanılmıştır. Birinci donatı tabakasının derinliği ve donatı kalınlığı parametre alınarak, D=14.15 cm çapındaki daire, B=14.5 cm genişliğindeki şerit ve B=11.35×L=46.5 cm boyutlarındaki dikdörtgen bir temelin yük-oturma davranışı incelenmiştir. Deneyler, dane çapı dağılımı ve dane köşeselliği değişen üç farklı kum zemin üzerinde tekrarlanarak sonuçlar karşılaştırılmıştır. Çalışma sonucunda, dairesel temelin çapı şerit temelin genişliğine eşit olmak üzere, eksenel simetrik ve düzlem deformasyon koşullarındaki temellerin birbirine oldukça yakın davranışlar sergilediğini rapor etmiştir.

Guido ve ark. (1985), yaptıkları laboratuar model deneyleri ile geotekstil donatılı kum zeminlere oturan B=31 cm genişliğindeki bir kare temelin taşıma gücünü

araştırmışlardır. Deneylerinde kalınlığı ve üretim hammaddesi ile üretim yöntemi farklı altı cins örgülü ve örgüsüz geotekstil levhaları, diğer deneylerde ise "Dupont Typar 3401" geotekstil malzemesi donatı olarak kullanılmıştır. Çalışma neticesinde, donatıya ait değişkenler aynı kalmak üzere zemin cinsinden bağımsız olarak birbirine benzer sonuçlar elde etmişlerdir. Çok tabakalı kumlarda, birinci donatı tabakası derinliğinin artması ile daha küçük taşıma gücü oranları elde etmişlerdir. Ayrıca donatı çekme mukavemeti büyüdükçe daha büyük taşıma kapasitesi oranları elde etmişlerdir.

Hirao ve diğerleri (1992), düzlem deformasyon şartlarında bir seri laboratuar yükleme deneyi yaparak, sürşarj yükü olmadan, temel plağı ile yumuşak kil zemin arasına yerleştirilecek tek tabaka geotekstil donatısının taşıma kapasitesine etkisini araştırmışlardır. Bu tekniğin pratikteki uygulanabilirliği tartışabilir olmasına rağmen, yürütülen bu deneylerden, üst yapı yüklerinden dolayı temel zemini içersindeki donatılarda doğacak yer değiştirmelerin ve çekme kuvvetlerinin hesabı ile ilgili bilgiler elde etmişlerdir.

Mandal ve Sah (1992), yapmış oldukları çalışmada kil zemin tabaklarına yatay olarak yerleştirilen geogrid donatılarla, kare temellerin taşıma gücünü model deneyler ile araştırmışlardır. Model deneyler, $46 \times 46 \times 46$ cm boyutlarında çelik kasa içerisinde yapılmıştır. Model temel olarak 10 cm boyutlarında ahşap malzeme kullanılmıştır. Kasa boyutları model temel genişliğinin 4 katı seçilerek sınır etkisi minimuma indirilmiştir. Donatı olarak çift yönlü geogridler kullanılmıştır. Deneylerde ilk donatı oranları u/B=0, 0.25, 0.50, 0.75, 1.0, 1.50, 2.0 alınmıştır. Kıyaslamalar temel genişliğinin %11'ine ait oturmalara karşılık gelen taşıma kapasiteleri ile (q ve q_0) yapılmıştır. Kare temelde u/B oranı 0.175 olduğunda taşıma kapasitesinde %36 artış, u/B=0,25 için ise oturmadaki azalmayı simgeleyen $(PRS)_{max}$ değerini ise %45 bulmuştur. İyileştirme tüm oturma oranlarında gözlenmiş ve u/B =0-0.25 aralığında iyileşme faktöründe oldukça belirgin iyileşmeler gözlenmiştir.

Abdel ve ark. (1993), yaptıkları laboratuar model deneyleri ile D_r=%90 relatif sıkılıktaki donatılı granüler bir zemine oturan şerit bir temelin eksantrik ve eğik yükler altında taşıma kapasitesini araştırmışlardır. Deneylerde, birbiri üzerine kaynak edilmiş galvanizli çelik çubuklar donatı olarak kullanılmış ve donatı tabaka sayısı N=1 seçilmiştir. Şerit temel ise B=20 cm genişliğindeki alüminyum bir plak ile

modellenmiştir. Konsantrik yükler altında göçmenin, donatılı ve donatısız zeminlerde de kayma kırılması şeklinde ileri geldiğini tespit etmişlerdir. Donatı tabakası derinliğinin (u) artması ile taşıma kapasitesinde gözlenen artışın azaldığı, u>0.4B olması durumunda da donatıların taşıma kapasitesine önemli derecede katkı sağlamadığını belirlemişlerdir. Özellikle, donatı tabaka sayısının sığ derinliklere yerleştirilmesi (u/B<0.2) hallerinde, yük eksantritesinin ve eğim açısının artması ile taşıma kapasitesi oranının da arttığını saptamışlardır.

Khing ve ark. (1993), geogrid tabakalar ile güçlendirilmiş bir kum tabakasına oturan şerit temelin taşıma gücünü bulmak için bir dizi laboratuar model deneyleri yapmışlardır. Deney sonuçlarında bu tür güçlendirmenin taşıma gücünü arttırdığını tespit etmişlerdir.

Shin ve Das (1993), Geogrid donatılarla güçlendirilen suya doygun killi zemin üzerine oturan şerit temellerin taşıma kapasitelerini laboratuar deneyleri ile araştırmışlardır. Deneyler tek tip bir kil üzerinde gerçekleştirilmiş ve ortalama su muhtevasının değişimi drenajsız kayma mukavemetinde değişmelere sebep olmuştur. Model kasa 1.09 m uzunluğunda, 30.48 cm genişliğinde ve 0.91 m yüksekliğindedir. Kullanılan şerit temel ise 7.62×30.48 cm boyutundadır. Belirli su muhtevasında hazırlanan zemin 2.54 cm kalınlığında serilip sıkıştırılmıştır. Yüklemelerin ardından drenajsız kayma mukavemeti c_u her bir deney için vane aleti ile yapılmıştır. 7 seri deney yapılmıştır. Seri A'da donatısız deneyler, Seri B, C, D, E kritik (u/B_{cr}) oranlarını, Seri F ve G ise kritik $(d/B)_{cr}$ oranlarını bulmak için yapılmıştır. Şerit temeller için kullanılan $(q_u = c_u * N_c)$ ifadesinde deneylerden elde edilen q_u ve c_u değerleri yerine konulmuş ve N_c'nin teorik değeri olan N_c=5.14 ile oldukça iyi bir uyum içinde olduğu görülmüştür. Herhangi bir b/B oranı için Bearing Capacity Ratio (BCR) değeri $u/B \cong u/B_{cr}$ değerine kadar artarken, bu değerden sonra azalmaktadır.$(u/B)_{cr}$ =0.4 olarak (tüm b/B değerleri için) elde edilmiştir.

Das ve Omar (1994), Geogrid ile güçlendirilmiş kum ve suya doygun kil zemin üzerine oturan şerit temellerin taşıma kapasitesini araştırmıştır. Model deneyler esas alınarak, her iki tip zemin için, optimum ilk donatı derinliği, optimum toplam donatı derinliği ve genişliği tanımlanarak karşılaştırılmıştır. Kumlarda efektif olarak çalışan

toplam donatı derinliği 2B, killerde ise 1.75B olarak bulunmuştur. Maksimum taşıma kapasitesini veren ilk donatı derinliği ise 0.40 B olarak bulmuştur.

Yetimoğlu (1994), yaptıkları çalışmada tek yönlü geogrid donatılı kum üzerine oturan dikdörtgen temellerin taşıma kapasitesini araştırmışlardır. Ayrıca donatının yerleşim şekli ve donatı rijitliği parametrelerini kullanarak sonlu elemanlar yöntemini kullanarak analiz yapmışlardır. Deneysel sonuçlarında, donatılı zeminin taşıma gücünün donatısız zemine göre dört kat fazla olduğunu, tek tabakalı donatılı kumlu zeminlerde ilk donatı tabakası derinliğinin u=0.3B değerinde maksimum taşıma kapasitesine ulaştığını, donatı boyu arttırıldığında BCR (Bearing capacity ratio) değerinde az bir artış gözlendiğini, donatı boyunun 4,5B'yi geçmesi halinde BCR'nin sabit kaldığı sonuçlarına ulaşmışlardır.

Nalçakan (1996), yaptığı çalışmada aynı alanda arazi deneylerini bir arada kullanarak buldukları sonuçları ve kendi aralarında ve laboratuar sonuçları ile karşılaştırmıştır. Bu amaçla bir çimento fabrikası inşaatında 500 mm çapında plakalar kullanarak, yüzeyden 1.40m, 2.80m ve 3.00m derinlikte yapılan plaka yükleme deney sonuçları ile arazi (SPT ve Presiyometre) ve laboratuar deney sonuçlarını karşılaştırmıştır. Deney sonuçlarında siltli çakıllı kil zeminin plaka yükleme deneyinden hesaplanan nihai taşıma kapasitesi diğer laboratuar ve arazi deneylerinden hesaplanan taşıma kapasitesi ile uyum içerisinde sonuçlar vermiştir. Plaka yükleme deneylerinden hesaplanan yatak katsayısı değerleri ise diğer yöntemlerle hesaplanan k_s değerlerinden yüksek değerler vermiştir.

Horvath (2000), yapmış olduğu çalışmada Terzaghi, Meyerhof, Hansen ve Vesic formüllerinden yararlanarak yüzeysel temellerin taşıma gücünün hesaplanmasında temel derinliğinin etkisini incelemiştir. Çalışmanın sonucunda, temel tasarımında temel derinliğinin etkili olduğu durumlarda Hansen ve Vesic formülünün daha tutarlı sonuçlar verdiğini görmüşlerdir.

Alawaji (2001), Çalışmada su muhtevasına bağlı olarak meydana gelen çökme oturmasına maruz kalan, çökebilen kum zeminlerin geogrid donatılarla güçlendirilmesi araştırılmıştır. Model yükleme deneylerini, 10 cm çapında dairesel plaka ve Tensar SS2 geogridler kullanarak yapmıştır. Geogrid derinlik ve yerleştirme derinlikleri, bu

parametrelerin göçme oturması, deformasyon modülü ve göçme kapasitesi oranları üzerindeki etkisini göstermek için değiştirilmiştir. Yapılan analizler, geogrid donatılı zeminlerde, oturmada %95 azalma, elastisite modülünde % 2000, taşıma kapasitesinde % 320 artış olduğunu göstermiştir. Sonuçta; göçebilen zeminde en verimli donatı tasarımının, geogrid genişliğinin, yüklenmiş alan çapının %10'u derinlikte olduğu durum için bulunmuştur.

Fonseca (2001), yaptıkları çalışmada yükleme deneyleri ile elde edilen sonuçları kaynaklarda mevcut olan bir takım tasarım yöntemleri ile karşılaştırmıştır. Bunun için gerçek boyutlardaki dairesel temellere, arazi ve laboratuar ortamlarında yükleme deneyleri yapılmıştır. Mukavemet ve rijitlik parametreleri elastisite teorisi yardımı ile elde edilmiştir. Çalışmada bölgeden alınan numuneler üzerinde yapılan üç eksenli deneyler ile plaka yükleme deneyleri, koni penetrasyon deneyleri ve standart penetrasyon deneyleri sonuçlarına dayanan, yarı ampirik yöntemler üzerinde durulmuştur. Sonuç olarak her bir yöntemle ilgili yapılan kıyaslamaların uyumluluk derecesinden bahsedilmiştir.

Zhu ve ark. (2001), sıkı kuru kum üzerindeki şerit ve dairesel temellerin taşıma kapasitelerindeki boyut etkisini ve temellerin şekil faktörü s_γ'yı sayısal ve deneysel çalışmalarla araştırmıştır. Sayısal sonuçlar, taşıma kapasitesinin temel boyutuyla birlikte üstel arttığını göstermiştir. Şerit temeller için temel genişliği 0.1 m'den 10 m'ye çıktığında, taşıma kapasitesi 620'den 12300 kPa'a çıkmaktadır. Dairesel temel için ise, temel çapındaki aynı artıma karşılık, taşıma kapasitesi 290'dan 6730 kPa'a çıkmıştır. Bu durum için şekil faktörü 0.47'den 0.56'ya çıkmıştır.

DeMerchant ve ark. (2002), geogrid donatılı hafif agrega tabakaları üzerinde yatak katsayısını belirlemeye yönelik 25 adet plaka yükleme deneyleri yapmışlardır. Deneyler 2.2x3.2x1.6 m derinlikteki 305 mm çaplı çelik plaka üzerinde yapılmıştır. Çalışmalarında zemin yoğunluğu (gevşek ve sıkı), geogrid genişliği, geogrid tabaka sayısı ve geogridin çekme mukavemeti gibi parametreleri incelemişlerdir. Yatak katsayısı modülleri 6, 12,5 ve 25 mm oturma değerleri için hesaplamışlardır. Sonuçları literatürde sıkça karşılaşılan geogrid donatılı kumlarla kıyaslamışlardır.

Consoli ve ark. (2003), 0.3 m çaplı, 25 mm kalınlıkta plaka yükleme deneyini hem propilen lif ile güçlendirilmiş sıkıştırlmış kumda hem de güçlendirilmemiş kumda yapmışlardır. Arazi deney programına ilave olarak laboratuar üç eksenli deneyi propilen lifle güçlendirilmiş kum üzerinde de yapmışlardır. Laboratuar deney sonuçları büyük deformasyonlarda gerilme-deformasyon davranışının önemli derecede değiştiğini göstermiştir. Plaka yükleme deney sonuçları da laboratuar sonuçları ile benzer özellik göstermiştir.

Boushehrian ve Hataf (2003), donatılı kum zemin üzerinde yer alan model dairesel ve halka temellerin taşıma gücünün deneysel ve nümerik olarak araştırılması ile ilgili bir çalışma yapmışlardır. Çalışmalarında ilk donatı tabakasının derinliği, düşey aralık ve donatı tabakasının sayısının temellerin taşıma gücü üzerindeki etkilerini araştırmışlardır. Deneysel ve nümerik çalışmalarının sonucunda tekil bir donatı tabakası kullanıldığında taşıma gücünün maksimum olduğu optimum donatı gömme derinliği oluştuğunu söylemişlerdir. Ayrıca donatı tabakasının artması ile taşıma gücünün arttığını da belirtilmiştir.

Laman ve Yıldız (2004), yapmış oldukları çalışmalarında donatısız ve donatılı kum zeminlere oturan dairesel temellerin taşıma kapasitesini deneysel olarak araştırmışlardır. Çalışmalarının sonucunda donatılı zemin uygulamalarında donatı yerleşim düzeni, miktarı ve boyutunun taşıma kapasitesinde önemli derecede etkili olduğunu, dairesel temellerde ilk donatı tabakasının ve donatılar arası optimum derinliğin yaklaşık 0.30*D*, optimum donatı tabaka sayısının 4 ve optimum donatı tabaka boyunu 3*D* olarak elde etmişlerdir. Ayrıca donatı ile ilgili optimum değerler kullanıldığında dairesel temellerin taşıma kapasitesinin yaklaşık 3.5 kat arttığını belirtmişlerdir.

Laman ve Babacan (2004), yaptıkları çalışmada farklı çaplarda model halka temeller ile çift yönlü geogrid donatılar kullanmışlardır. Ayrıca PLAXIS bilgisayar yazılımı kullanarak halka temelleri sonlu elemanlar yöntemi ile analiz etmişlerdir. Deney ve analiz sonuçlarından donatılı ve donatısız durumda halka temellere ait nihai taşıma kapasitelerini belirlemişlerdir. Donatısız zeminlerde göçme türü genel kayma göçmesi şeklinde gerçekleşmiştir. Donatılı zeminlerde r/R=0, r/R=0.18 olan ring temellerde göçmenin zımbalama kayma göçmesi şeklinde diğer temellerde ise göçme

türü genel kayma göçmesi şeklinde oluşmuştur. Deneysel çalışma sonuçlarında zemin içerisine yerleştirilen donatıdan dolayı zeminin taşıma gücünde meydana gelen artış değeri BCR=3.02 olarak bulunmuştur. Analiz sonuçlarında ise zemin içerisine yerleştirilen donatıdan dolayı zeminin taşıma gücünde meydana gelen artış değeri BCR=3.20 olarak bulunmuştur.

Laman ve Keskin (2004), çalışmalarında kumlu zeminler üzerine oturan kare temellerden dolayı zemin içinde oluşan ilave düşey gerilme değerlerini model deneyler yaparak incelemişlerdir. Sıkılığın ilave düşey gerilme değerlerine etkisini araştırmak için deneyleri iki farklı sıkılıkta hazırlanan kum zeminler üzerinde gerçekleştirmişlerdir. Ayrıca deney düzeneğini sonlu elemanlar yöntemi ile modelleyip PLAXIS paket programı ile analiz etmişlerdir. Sonuçlarında sıklık değerinin artmasıyla aynı derinlikte ve aynı yükler altında, ilave düşey gerilme değerlerinin önemli miktarda arttığını görmüşlerdir.

Radoslaw ve Michalowski, F. (2004), donatılı temel zemininin stabilitesi ile ilgili bir çalışma yapmışlardır. Çalışmalarında yatay tabaka geosentetikler ile güçlendirilmiş şerit temel zeminindeki limit yükleri hesaplamak için bir metot önermişlerdir. Limit yüklerdeki artışın zeminin içsel sürtünme açısındaki artışa neden olduğunu açıklamışlardır. Güçlendirme için de optimum bir derinlik vermişlerdir.

Patra, Das ve Shin (2005), geogrid ile güçlendirilmiş kum zemin üzerindeki eksantrik yüklü şerit temelin sınır taşıma gücünü incelemişlerdir. Model deney sonuçlarına göre temelin sınır taşıma gücünün yük eksantrisitesi ile azaltılabileceğini, yük azaltma faktörü ile eksantrik yüklü geogrid ile güçlendirilmiş kum zeminin sınır taşıma gücünün tahmin edilebileceğini ve yük azaltma faktörünün e/B ve Df/B'nin fonksiyonu olduğunu bulmuşlardır.

Aydoğmuş, Yıldız, Arslan ve Örnek (2006), çalışmalarında taşıma kapasitesi zayıf zeminlere inşa edilecek yüzeysel temellerin altında geosentetik kullanarak donatılı zemin tabakası oluşturmuşlar ve bu sistemin taşıma kapasitesi ve stabilitesindeki iyileşmeleri PLAXIS V8.2 programı ile analiz ederek araştırmışlardır. Nümerik analiz sonuçları, yüzeysel temel altında yapılacak donatılı zemin uygulamasında geosentetiklerin uygun bir şekilde kullanılması halinde temelin göçmeye karşı

güvenliğinin önemli ölçüde arttırılabildiğini ve dönmenin azaltılabileceğini göstermişlerdir.

Moroğlu, Şadoğlu ve Uzuner (2006), çalışmalarında sıkı kuma oturan merkezi yüklü bir model yüzey şerit temelinin, bir geotekstil donatının zemin yüzünden, temel genişliğinin yarısı (B/2) kadar bir derinliğe yerleştirildiği donatılı ve donatısız durumlardaki davranışlarını deneysel olarak incelemişlerdir. Sonuçlarında, örgülü bir geotekstilin temel genişliğinin yarısı kadar bir derinliğe yerleştirilmesi halinde sıkı kuma oturan model yüzey şerit temelinin taşıma gücü, donatısız duruma göre %50 kadar artmıştır. Ayrıca kullandıkları geotekstil, temelin yük-oturma eğrisini oturma koşulu açısından iyileştirmiştir.

Moayed ve Naeini (2006), çakıllı Tahran alüvyon zemini üzerinde SPT ve Plaka Yükleme deneyleri yapmışlardır. Araştırmalarında orta ve sıkı çakıllı zemimlerin plaka yükleme deneyinden elde edilen yatak katsayısı değerinin düzeltilmiş SPT değeri ile ilişkilendirilebileceğini belirtmişlerdir. Ayrıca düzeltilmiş SPT değerinin artması ile yatak katsayısı değeri (K_s)'nin arttığı sonucuna varmışlardır.

Laman, Yıldız, Keskin ve Uncuoğlu (2007), yaptıkları çalışmada geogrid ile güçlendirilmiş şevli zemin üzerine oturan yüzeysel temelin taşıma kapasitesini, laboratuarda küçük ölçekli model deneyler yaparak araştırmışlardır. Yüzeysel temel olarak şerit temel kullanmışlardır. Model deneylerde; ilk donatı derinliği, donatı tabaka sayısı ve temelin şev tepesinden uzaklığı gibi parametrelerin taşıma kapasitesine etkisini incelemişlerdir. Sonuçta şevli zemine oturan bir şerit temelin nihai taşıma kapasitesinin uygun donatı yerleşimine bağlı olarak donatısız durumuna göre 6 kata kadar arttırılabileceğini görmüşlerdir.

Demiröz, (2008), çalışmalarında, geogrid donatılı kum üzerine oturan sürekli temellerde taşıma gücünü etkileyen tasarım faktörlerini deneysel olarak incelemişlerdir. Deneyler, Taguchi yöntemine göre 5 parametreli (temel genişliği, temel derinliği, donatı uzunluğu, donatılar arası uzaklıkve donatı sayısı) 4 seviyeli standart L_{16} ortogonal dizin tablosu seçilerek yapılmıştır. Deneysel sonuçlarında, sınır taşıma gücü üzerinde en etkili parametrelerin, % 39 oran ile temel genişliği ve % 27 'lik oran ile temel derinliği olarak belirlemişlerdir.

Çiçek, Yetimoğlu ve Güler (2008), yapmış oldukları çalışmada, şerit temellerin taşıma kapasitesini etkileyen faktörleri nümerik analizler ile incelemişlerdir. Ayrıca geosentetik donatı tabaka sayısının taşıma kapasitesine etkisi de araştırılmıştır. Donatısız zeminde dilatasyon açısının taşıma kapasitesine etkisi daha küçük kalırken donatılı zeminlerde kayma mukavemeti açısı arttıkça dilatasyon açısının etkisi de artmıştır. Donatılı zeminlerde, $\psi \neq \phi$ olduğu durumlarda rijit temeller ile bükülebilir temellerin taşıma kapasiteleri arasındaki farkın daha fazla olduğu görülmüştür. Yine, donatı tabaka sayısının artmasıyla donatılı zeminin taşıma kapasitesinin de artış gösterdiği ve daha büyük donatı tabaka sayılarında diğer zemin parametrelerinin taşıma kapasitesine etkisinin de daha belirginleştiğini saptamışlardır.

Mısır (2008), çalışmasında sıkıştırılmış granüler dolguyla desteklenen dairesel yüzeysel temellerin taşıma kapasitesi ve oturma davranışının iyileştirilmesini incelemek amacıyla laboratuar ve arazi model deneyleri yapmıştır. Laboratuar deneylerinden sonra, Sonlu Elemanlar yöntemine dayanan PLAXIS 2D bilgisayar yazılımı ile sayısal analiz yapmıştır. Deneysel ve sayasal analiz sonuçlarında granüler dolgunun, dairesel yüzeysel temelin taşıma kapasitesi ve oturma davranışı üzerinde önemli bir etkisi olduğunu saptamıştır.

Nawghare, Pathak ve Gawande (2010), eksantrik yüklü temellerin taşıma gücü ile ilgili bir çalışma yapmışlardır. Deneylerinde farklı çap ve şekillerde temeller kullanmışlardır. Deneyler hem merkezi yüklü hem de eksantrik yüklü olarak farklı e/B oranları ile yapılmıştır. Bütün temel tipleri için oturmalar hem merkezi hem de eksantrik yüklü temeller için yapılmıştır. Araştırma sonuçlarında bütün temel tipleri için merkezi yüklemeden dolayı oluşan oturmanın eksantrik yüklemeden dolayı oluşan oturmaya göre daha az olduğu sonucuna ulaşmışlardır.

2.3. Enjeksiyon ile İle İlgili Yapılan Çalışmalar

Yaklaşık 200 yıllık bir geçmişi olan zemin enjeksiyonu ile ilgili olarak yapılmış birçok çalışmalar mevcuttur. Enjeksiyon ile ilgili olarak laboratuvarda ve arazide yapılmış çeşitli araştırmalar vardır. Laboratuvarda yapılan araştırmalar enjeksiyon harcının reolojik özellikleri ve zemin içerisine nüfuz edebilmesi konularında yoğunluk kazanmaktadır. Ayrıca laboratuvarda zemin mukavemetlerini enjeksiyon ile mümkün

olduğunca yükseltecek harçlar ve enjeksiyon tekniklerini belirlemeye yönelik çalışmalar da mevcuttur. Arazide yapılan çalışmalar enjeksiyonun uygulamasına yöneliktir. Arazide yapılan çalışmalarda daha çok uygulama yöntemleri incelenmiştir. Pomza zeminler üzerine yapılan enjeksiyon uygulamalarına literatürde karşılaşılmamıştır. Bu yüzden kıyaslama benzer çapa sahip kum/çakıl zeminler ile yapılmıştır. Zemin enjeksiyonu ile ilgili olarak daha önce yapılmış çalışmalardan bir kısmı aşağıda özetlenmiştir.

Aitcin vd. (1984), çimentoya farklı oranlarda silis dumanı katarak elde ettikleri harçların viskozite, sulanma, küçülme ve basınç mukavemetinin zamanla değişimlerini incelemişlerdir. Silis dumanını, çimento ağırlığının %5, %10, %15 ve %20 oranlarında karıştırarak beş farklı harç elde etmişlerdir. Su/çimento oranını başlangıçta 0,4 alır iken silis dumanı oranını artırdıkça s/ç oranı da arttırmışlardır. Çimento ağırlığının %0,8–1,2 arasında süper akışkanlaştırıcı kullanmışlardır. Basınç mukavemeti değerlerinin ve viskozitenin silis dumanı oranı ile arttığını gözlemlemişlerdir. En büyük basınç mukavemetini %20 silis dumanı kullanılan numunelerde bulan araştırmacılar silis dumanı olan harçlarda sulanmanın azaldığı gözlemlemişlerdir.

Hussin and Ali (1987) 15 m derinliğe kadar siltli kum ve kum tabakalarını bulunduğu Kings Bay Denizaltı Üssünde kompaksiyon enjeksiyonu uygulamışlardır. Zeminin SPT-N değerlerinin 1 ile 40 arasında, CPT uç direncinin 0,5 ile 24 MPa arasında olduğunu, kum ve çimento harcının kullanıldığı enjeksiyon sonrasında iyileştirilmiş bölgenin CPT uç dirençlerinin %100'e yakın arttığını belirtmişlerdir.

Salley vd. (1987), Pianopolis Batı Barajının yüzeyden 1.2–2.4 m arasındaki gevşek kum ve siltli kum tabakalarının iyileştirilmesi için kompaksiyon enjeksiyonu uygulamışlardır. Enjeksiyon öncesi düzeltilmiş SPT-N değerlerinin 0 ile 7 arasında olduğunu belirtmişlerdir. Barajın memba kısmında kum-çimento harcı kullanarak enjeksiyonu uygulamışlardır. Zemin içerisinde 30 cm'lik Zemin içerisinde 30 cm'lik tabakalarla enjeksiyonu ve enjeksiyon sonrasında yaptıkları SPT değerlerinde düzeltilmiş SPT-N değerlerinin 11 ile 38 arasında olduğunu belirtmişlerdir.

Mitchell and Wentz (1991) gevşek-orta sıkı arası çakıllı kumlu tabakada permeasyon enjeksiyonu uygulamışlardır. Uygulamada sodyum silikat, MC 500 mikro-

ince çimento ve priz süresi kontrolünde hacimce %0.1'den az fosforik asit karışımlı harç kullanmışlardır. Uygulama sonrasında olan Loma Prieta depreminde zeminde oturma veya zararlı yer hareketinin olmadığını bildirmişlerdir.

Mitchell and Wentz (1991), bir hastane binası inşaatında yüzeyden 2.4–10.7 m derinlikteki gevşek ile orta sıkı kum tabakasında kompaksiyon enjeksiyonu uygulamıştır. Enjeksiyon öncesi zeminin düzeltilmiş SPT-N değerlerinin 15-26 arasında olduğunu, kum-çimento harcının 1.2 m aralıklı kuyulardan 90 cm yüksekliklerle enjeksiyon edildiğini belirtmiştir. Enjeksiyon sonrasında yaptıkları SPT deneyinde SPT-N değerlerini 21-36 arasında bulmuşlardır.

Gambin (1991), gevşek kum dolgu, çakıl ve silt tabakalarında kompaksiyon enjeksiyonu uygulamıştır. Enjeksiyon öncesinde zeminin elastisite modülünün 4–5 MPa arasında olduğunu bildiren araştırmacı aşağıdan yukarıya doğru enjeksiyonu uyguladığını, uygulama noktalarının kare şablon halinde birincil ve ikincil deliklerin kritik olmayan alanlarda 3.6 m aralık ile kritik alanlarda 2.5 m aralık ile konumlandırıldığını belirtmiştir. Kritik olmayan alanlarda zemin hacminin % 3.8'i kadar, kritik olan alanlarda ise % 4.8 oranında harç hacminin kullanıldığını bildirmiştir. Enjeksiyon sonrasında zeminin elastisite modülünün 8-10 MPa arasında olduğunu belirtmiştir.

Krizek ve Helal (1992), çimento enjeksiyonu yapılan kum içerisindeki boşluk yapılarını incelemişlerdir. 70 kPa enjeksiyon basıncı altında ince daneli çimento harcı ile enjeksiyon ettikleri relatif sıkılığı %65 olan Ottowa kumunun 7 ve 28 gündeki geçirgenliği, basınç ve çekme mukavemetlerini incelemişlerdir. Numunelerin yarısını yatay olarak kür ederken diğerlerini düşey doğrultuda kür etmişlerdir. Düşey olarak kür edilen numunelerin geçirgenliğinin daha küçük değerde olduğunu, s/ç oranı arttıkça numunelerin geçirgenliğinin de arttığını, yatay kür edilen s/ç oranının 1,5 olan numunelerde basınç mukavemetinin daha yüksek çıktığını belirtmişlerdir.

Schwarz ve Krizek (1992), farklı su/çimento oranlarına sahip ince daneli çimento harçlarını değişik hıza sahip karıştırıcılar ile hazırlamışlardır. Bu harçların basınç mukavemetlerinin karıştırma mekanizmasıyla ilişkisini incelemişlerdir. Deneylerde normal portland, ince daneli MC-100, MC-300 ve MC-500 çimentolarından farklı hızlarda beş karıştırıcı kullanarak harç hazırlamışlardır. Karışımların su/çimento

oranını 1, 2, 3 ve 4 olarak almışlar ve karıştırıcılarda 1 ve 10 dakika karıştırmışlardır. 10 dakika karıştırılarak yapılan karışımların 1 dakika karıştırılan karışımlara göre daha hızlı çöktüğü ve sonuçta aynı çökelme yüzdesine ulaştıklarını gözlemişlerdir. Ayrıca karıştırma süresinin artması ile viskozitenin arttığını gözlemlemişler ve karıştırma sürelerinin priz süresini değiştirmediğini Blender karıştırıcı ile elde edilen karışımın basınç mukavemetinin daha yüksek çıktığını belirtmişlerdir.

Tosca ve Evans (1992), 1,25 mm'den büyük olan kaya çatlakları ile zemin boşluklarının ekonomik olarak doldurulması için çimento, uçucu kül, bentonit ve hava sürükleyici katkıları farklı oranlarda karıştırarak çok sayıda harç elde etmişlerdir. Kum ve uçucu külü %50 ile %100 oranlarında doğal katkı olarak kullanmışlardır. Bazı karışımlarda %0,5 bentonit ve %1 hava sürükleyici katkı maddeleri kullanmışlardır. Mikserde karıştırdıkları harçları 7,1 cm. çapında ve 14 cm yüksekliğinde kalıplara dökerek 28 gün boyunca nemli ortamda kür etmişler ve 1, 7, 14 ve 28 günlük basınç mukavemetlerini ölçmüşlerdir. %100 kum dolgu kullanılan numunelerden en yüksek basınç dayanımını elde etmişlerdir. Hava sürükleyici katkıların kullanıldığı kum/uçucu kül ve uçucu kül karışımlarından ise en düşük basınç dayanımını elde etmişlerdir. %50 kum ve uçucu kül ile yaptıkları harçlarda bentonit oranına bağlı olarak şişmenin meydana geldiğini fakat bentonitin sulanmayı azaltmasından dolayı büzülmeyi önlediğini belirtmişlerdir.

Graf (1992), gevşek - orta sıkı siltli kum tabakalarında permeasyon enjeksiyonu uygulamıştır. Enjeksiyon öncesi SPT-N değerlerinin 3 ile 15 arasında olduğu sahada, sodyum silikat esaslı harcı kullanarak yaptıkları enjeksiyon sonrasında zeminin serbest basınç mukavemetinin 269 kPa ile 879 kPa arasında olduğunu belirtmiştir.

Vipulanandan ve Shenoy (1992), çimento, çimento-sodyum silikat, çimento-bentonit, çimento-kalsiyum silikat, çimento-silis dumanı ve çimento-uçucu kül karışımlarının vizkosite, sertleşme süresi, sulanma ve basınç mukavemetini incelemişlerdir. Harçları kuma enjeksiyon ederek 38 mm. çapında 74–90 mm. uzunluğunda elde ettikleri numunelerin 7 ve 28 günlük basınç mukavemetlerini belirlemişlerdir. En yüksek basınç mukavemetini çimento karışımının verdiğini, silis dumanı ile yapılan karışımın basınç mukavemetinin bentonit ile yapılan karışımdan daha yüksek çıktığını, buna karşılık en fazla sulanmanın çimento karışımlarında

olduğunu diğer karışımlarda ise sulanma miktarının büyük ölçüde düştüğünü belirtmişlerdir.

İncecik ve Özocak (1994), ince daneli çimento enjeksiyon model deneyleri ile ilgili bir çalışma yapmışlardır. Geoteknik özellikleri belli olan kum ve kum/çakıl karışımı zemin numuneleri üzerinde uygulanan ince daneli çimento enjeksiyon model deney sonuçları ile mukavemet sonuçlarını karşılaştırmışlar ve su/çimento oranı ile relatif sıkılığın etkisini incelemişlerdir.

İncecik ve Ceren (1995), çimento, bentonit, akışkanlaştırıcı ve hava sürükleyici katkılarla farklı su/çimento oranlarında harçlar hazırlamışlardır. Çimento ağırlığının %4'ü kadar bentonit, %1 oranında da akışkanlaştırıcı ve hava sürükleyici katkılar kullanmışlardır. Relatif sıkılığı %50 olan çakıl ile yaptıkları deneylerde 15 cm. çapında 30 cm. uzunluğundaki silindir kalıplar kullanmışlardır. Elde edilen karışımlara 100 kPa düşey basınç uygulayarak enjeksiyon yapmışlar ve numunelerin 7 ve 28 günlük basınç mukavemetlerini, gerilme-deformasyon ilişkilerini, su/çimento oranlarının basınç mukavemeti ve viskozite ile değişimlerini incelemişlerdir. Enjeksiyon uygulanmış numunelerin basınç mukavemetinin su/çimento oranının artmasıyla azaldığını fakat zamanla arttığını, maksimum basınç mukavemetini akışkanlaştırıcı katılan çimento harçları ile enjeksiyon yapılan numunelerin verdiğini, en düşük basınç mukavemetinin ise %4 bentonit katkılı numunelerin verdiğini belirtmişlerdir.

Lowther ve Gabr (1997), üretan enjeksiyonu yaptıkları kumun geçirgenlik ve mukavemet özellikleri ile üretanın kimyasal karışım olarak kullanımını incelemişlerdir. Mukavemet deneyleri için %50 jel süresi ayarlayıcısı, %45 su ve %5 jel sertleştiricilerden oluşan harçları kullanmışlardır. Üniform kumu 30 cm çapında 60 cm uzunluğundaki kolon içerisine koymuşlar ve daha sonra 2 litre/dakika hızda üretan enjeksiyonu yapmışlardır. 24 saat sonra kalıptan aldıkları numunelerden 7 mm çapında numuneler hazırlamışlardır. Üretan harçların viskozite değerlerinin 43-225 cp, jelleşme sürelerinin 15-21 dakika arasında değiştiğini, geçirgenliklerin $4.6x10^{-8}$ mm/s ile$1.5x10^{-8}$ mm/s arasında değiştiğini ve 7 günde 12.4 kPa kayma gerilmeleri elde edildiğini görmüşlerdir.

Perret ve ark. (1997), normal portland çimentosu ve ince daneli çimento kullanarak değişik su/çimento oranlarında harçlar hazırlamışlar, harçlarda değişik

miktarlarda silis dumanı, süper akışkanlaştırıcı ve su tutucu katkılar kullanmışlardır. Harçların reolojik özelliklerini ve enjeksiyon edilebilirliklerini incelemişlerdir. Tüm karışımlarda süper akışkanlaştırıcı kullanmışlardır. İnce daneli çimento harcının vizkositesinin normal portland çimento harcından daha yüksek bulmuşlardır. İnce daneli çimento karışımlarının enjeksiyon edilebilirliğini 1.2 ve 2.0 s/ç oranlarında %100 gerçekleştiğini, çimento ağırlığının %6'sı kadar katılan silis dumanının enjeksiyon edilebilirliği ve sulanmayı azalttığını, viskoziteyi ise arttırdığını belirtmişlerdir.

Akbulut (1999), daneli karışımlarla daneli zeminlere enjeksiyon uygulaması yapmış, çimento, çimento-silis dumanı, çimento-uçucu kül ve çimento-kil harçlarını kullanmıştır. Relatif sıkılığı %30 ve %80 olan numunelere enjeksiyon yapmış, basınç mukavemeti, harçlar, katkı yüzdeleri ve relatif sıkılıkların zaman ile değişimlerini araştırmıştır. %50 relatif sıkılıktaki enjeksiyon uygulanmış numunelerde permeabilite değişimlerini incelemiştir. Silis dumanı ile hazırlanmış numunelerde basınç mukavemetinin arttığını fakat geçirgenliğin düştüğünü belirtmiştir. Uçucu külle yapılan enjeksiyonda basınç mukavemetinin biraz düştüğünü, geçirgenliğin arttığını, kil katkılı numunelerde ise basınç mukavemetinin düştüğünü belirtmiştir.

Toumbakari (1999), enjeksiyon harçlarının mekanik ve ultrasonik mikser ile karıştırma işlemlerini araştırmışlardır. Harçların yeni karıştırıldığı andaki nufüz edilebilmesi ve viskozitesinin karıştırma metotlarıyla nasıl değiştiğini incelemişlerdir. Mekanik karıştırma işleminde çimento ve ince parçacıklardan oluşan karışımların zemin içerisine nüfuz edilemediğini, ultrasonik karıştırma işleminde sınırlı s/ç oranında bile çok yüksek nüfuz edebildiğini belirtmişlerdir.

Snuparek ve Soucek (2000), laboratuvarda kimyasal harçların reolojik özellikleri üzerine çalışmalar yapmışlardır. Poliüretan reçine üzerinde yaptıkları deneylerde dinamik viskozitenin, numunelerin fiziksel ve mekanik özelliklerin değişimini ölçmüşlerdir. Yaptıkları çalışma sonrasında kimyasal enjeksiyonlar için inşaat sektöründe var olan standart laboratuvar deneylerinden farklı yaklaşımlara ihtiyaç olduğunu belirtmişlerdir.

Chen ve ark. (2000), enjeksiyon uygulamalarını görüntülemek için yeni bir flüoresan yaklaşım geliştirmişlerdir. Flüoresan maddeler içeren farklı enjeksiyon

karışımların dağılımlarını bir muayene çukurunda morötesi ışık altında açıkça gözlemlemişlerdir. Flüoresanlı çimento harcını 5 m derinliğindeki kuyulardan enjekte etmişlerdir. Daha sonra enjeksiyon kuyusunda harcın dağılımını morötesi ışık ile incelemişlerdir. Bu teknik ile harcın zemin içerisindeki dağılımının rahatça gözlemlenmesinin enjeksiyon uygulamalarının planlanmasında kolaylık sağladığını bildirmişlerdir.

Akbulut ve Sağlamer (2002), zemine başarılı bir şekilde enjeksiyon yapılabilmesi için göz önüne alınması gereken parametreleri incelemiş ve enjeksiyonun yapılabilirliğinin tahmini için bir yöntem geliştirmişlerdir. Granüler zeminlerin harçlanabilmesinin kesin tahmini için, zeminin ve enjeksiyon karışımının granülometresi, relatif sıkılık, ince dane yüzdesi, su/çimento yüzdesi ve enjeksiyon basıncı gibi çeşitli zemin parametrelerinin gerekli olduğunu belirtmişlerdir. Relatif sıkılığı %30 ve %80 olarak hazırladıkları numunelere su/çimento oranı 0.8, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5 ve 3.0 olan harçları 50 kPa ile 250 kPa basınç altında enjeksiyon etmişlerdir. Deneyler sonucunda elde edilen sonuçlara göre zemine enjeksiyon yapılabilmesinin üç farklı parametreye bağlı olduğunu belirlemişlerdir. Araştırmacılar kullandıkları parametrelerden oluşan bağıntıdan elde edilen sonucun 28'den büyük olduğunda zemine enjeksiyon yapılabileceğini belirtmişlerdir.

Gallagher ve Mitchell (2002), sulandırılmış silika harcı ile doygun gevşek kuma yapılan enjeksiyon sonrasında zeminde oluşacak deformasyon miktarını tekrarlı üç eksenli deneylerle belirlemişlerdir. Sıvılaşma riski olan gradasyon aralığında bulunan Monterey kumunu, 7.5 cm çapında 15 cm yüksekliğindeki kalıplara %22 relatif sıkılıkta yerleştirmişlerdir. Ağırlıkça %5–20 arasında olan silika karışımının sıvılaşma riskini kabul edilebilir miktarda düşürdüğünü belirtmişlerdir. Enjeksiyon uygulanmış zemini sertleştikten hemen sonra ve 4 ile 56 gün arasında kür ettikten sonra tekrarlı üç eksenli deneyine tabi tutmuşlardır. Deneyler sonucunda silika karışım oranının arttıkça zeminin sıvılaşma riskinin aynı oranda azaldığını ifade etmişler, %5 oranında silika karışımının sıvılaşma riskini kabul edilebilir miktarda düşürdüğünü belirtmişlerdir.

Coric ve ark. (2003), yüksek oranlı su azaltıcı içeren su/çimento oranı 0.4 olan harçların akışkanlık, akma özellikleri, kararlılık, sertleşme ve hidratasyon oranı parametrelerini incelemişlerdir. Harçların ayrıca dayanım, gözenek boyutu ve dağılımı

ile mikro yapı özelliklerini de incelemişlerdir. Aynı kıvam için, viskozite değiştirici karışımlar ile polinaftalin sülfonat veya polimelemin sülfonat bileşimi için yüksek oranlı su azaltıcı ihtiyacının %10 ile %40 arasında arttığını belirtmişlerdir.

Türkmen (2003), Kalecik Baraj'ında su seviyesinin yükselmesi ile gövdede meydana gelen sızıntıları önlemek için perde enjeksiyonu uygulamıştır. Perde enjeksiyonundan önce basınçlı su testleri yapmış ve tahmini su kaybını belirlemiştir. Enjeksiyon kuyularının 3 m arayla açıldığını ve perde enjeksiyonunun baraj temelinin 15–20 m altına kadar yapıldığını belirtmiştir. Enjeksiyon harcında çimento, bentonit, kum ve sodyum silikat kullanmıştır. Enjeksiyon sonrasında sızıntıların azaldığını, sızıntı yolunun dolu savağa doğru yöneldiğini belirtmiştir.

Soga ve ark. (2004), çoklu ve tekli enjeksiyon uygulamalarında enjeksiyon süresinin ve enjeksiyon kuyularının arasındaki mesafelerin enjeksiyon verimliliğini incelememişlerdir. Kompaksiyon enjeksiyonunu temsilen balon genişleme testi ve çatlatma enjeksiyonunu temsilen de epoksi enjeksiyonunu uygulamışlardır. Epoksi enjeksiyonunun balon genişletmeden daha düşük enjeksiyon etkisi olmasına rağmen çatlakların oluşturulmasında meydana gelen boşluk suyu basınçlarının büyük olmasından dolayı iki enjeksiyon tekniğinin de enjeksiyon süresi ve enjeksiyon kuyusu mesafelerinde aynı etkilere sebep olduğunu belirtmişlerdir.

Tunçdemir (2004), zeminlerin farklı enjeksiyon teknikleriyle iyileştirilmesine ve bu tekniklerin hem zemin hem de enjeksiyon parametreleri bakımından karşılaştırılmasına yönelik bir çalışma yapmıştır. Çalışmasında permeasyon, kompaksiyon ve ülkemizde de yaygın olarak kullanılan jet enjeksiyonu teknikleri, enjeksiyon malzemesinin zemin içerisine işleyiş mekanizmasını açıklamaya çalışmıştır.

Özgan ve diğ. (2007), yaptıkları çalışmada, çimentoya farklı tip ve oranlarda süper akışkanlaştırıcı ile katkı maddeleri kullanılarak düşük poroziteli olan farklı zemin numunelerine enjeksiyon yapmışlardır. Sonuç olarak, enjeksiyon yapılmış olan farklı özelliklerdeki zemin numunelerinin 28 günlük en büyük basınç dayanımının 118 kgf/cm^2 olduğunu belirlemişlerdir. Bu değer 20/80 Kum/Çakıl oranına sahip, Rölatif sıkılığı 0.35 olan ve 6 atmosfer enjeksiyon basıncına maruz kalan % 5 oranında SAK (Süper akışkanlaştırıcı) ilave edilrmiş zemin numunelerinde elde edilmiştir. Diğer

taraftan en düşük basınç dayanımının ise 63 kgf/cm2 ile 2 atmosfer basınca maruz kalan 40/60 Kum/Çakıl oranına sahip Rölatif sıkılığı 0.35 olan % 3 Na_2Si_4 ilave edilmiş zemin numunelerinde olduğunu belirlemişlerdir.

Tekin ve Mollamahmutoğlu (2010), çalışmada, çok ince taneli çimento (Rheocem 900) süspansiyonu ile farklı gradasyonlara sahip kumların enjekte edilebilirliğini laboratuvar deneyleriyle araştırmışlardır. İnce, orta ve iri kumlardan oluşan ve ince kum yüzdesi (İKY) 10, 15, 20, 25 ve 30 olan numunelere, su/çimento (s/ç) oranı 0.8, 1.0, 1.2 olan süspansiyonların enjeksiyon deneylerini yapmışlardır. Deney sonuçlarında literatürdeki ampirik enjekte edilebilirlik ilişkileri açısından enjekte edilebilirliğin doğru tahmin etmede yeterli performansı göstermediğini ve bu aşamada enjekte edilebilirliği etkileyen karmaşık etkenlerin iyi değerlendirerek sahada kullanılabilecek yeni yaklaşımların çıkarılmasına ihtiyaç olduğunu önermişlerdir.

3. MATERYAL VE METOT

3.1. Pomzanın (Bims) Tanımı

Pomza doğada granüler ve bims taşı halinde bulunmaktadır. Bims taşı, teknik termolojide “doğal hafif agrega” olarak nitelendirilmekte olup, “pomza taşı ” olarak da adlandırılmaktadır. Bims taşının kırma, eleme ve boyutlandırma ile elde edilmiş farklı tane boyutlarındaki malzeme haline “bims agregası” (pomza agregası) adı verilmektedir. TS 1114 standardında öngörülen tabii hafif agrega tanımı; meydana gelişleri sırasında gözenekli bir yapı kazanmış bulunan tüf, bims (pomza), sünger taşı, lav cürufu, diatomit vb. kırılmış veya kırılmamış agregalar olarak nitelendirilmiştir. TS 3234 standardına göre de pomza; birbirine bağlantısız boşluklu, sünger görünümlü silikat esaslı, birim hacim ağırlığı genellikle 10 kN/m^3’ten küçük, sertliği Mohs skalasına göre yaklaşık 6 olan ve camsı doku gösteren volkanik bir madde olarak tanımlanmıştır. Bu tanım kapsamında, bims agregaları fiziksel, kimyasal ve jeomorfolojik açıdan incelenir ve teknik olarak irdelenir.

Bims agregası, uluslararası birçok endüstriyel alanda uzun yıllardan beri kullanılagelmiş volkanik kökenli bir endüstriyel hammaddedir. Ancak, ülkemiz açısından değeri ve önemi son 10 yılda anlaşılmaya başlanmış ve başta inşaat sektörü olmak üzere diğer endüstriyel alanlarda da kullanılmaya başlanılan bir hammadde konumuna gelmiştir.

Bims taşı, endüstriyel kullanım açısından tanımlandığında; boşluklu süngerimsi, volkanik olaylar neticesinde oluşmuş, fiziksel ve kimyasal etkenlere karşı dayanıklı, zararsız, uzun ömürlü, ısı ve ses yalıtım özelliği sağlayan, yüksek sıcaklıklara dayanıklı, camsı bir yapıya sahip volkanik bir kayaçtır. Başka bir ifadeyle, bims agregasına yüksek poroziteye sahip “volkanik taş camı” da denilmektedir. Pomza taşı ve agregası farklı dillerde şu sözcüklerle adlandırılmaktadır.

İtalyanca: Ponza

Almanca: Bims (iri taneli bims agregası)

: Bimstein (ince taneli bims agregası)

Fransızca: Ponce

İngilizce : Pumice (iri taneli bims agregası)

: Pumicite (ince taneli bims agregası)

Türkçede ise;

- Süngertaşı
- Köpüktaşı
- Topuktaşı
- Hışırtaşı
- Nasırtaşı
- Küveki taşı
- Kisir

gibi yöresel adlandırılmalar ile anılmaktadır. Diğer dillerin ve teknoloji ithalinin etkisiyle Türkçe'ye Pomza, Ponza, Bims, Pümis ve Pümisit terimleri olarak yerleşmiştir.

Bims agregaları oluşumu sırasında bünyedeki gazların, ani olarak bünyeyi terk etmesi ve ani soğuma nedeniyle, makro ölçekten mikro ölçeğe kadar sayısız gözenek içerir. Gözenekler arası genelde (özellikle mikro gözenekler) bağlantısız boşluk olduğundan permeabilitesi düşük, ısı ve ses yalıtım özelliği oldukça yüksektir.

Bims agregaları, yapısal bazı özellikleri ile perlit, obsidyen, pekstayn, perlitik pomza gibi benzer volkanik camsı kayaçlardan ayrılır. Bunlardan rengi, gözenekliliği ve kristal suyunun olmaması gibi özellikleri ile pratik olarak ayrılmaktadır. En çok renk benzerliği/yakınlığı ve kimyasal bileşimi bakımından perlit ile karıştırılmakta olup, bazı durumlarda perlitten ayırt edilmesi zorlaşabilmektedir. Pomzalı perlit/pomzatik perlit veya perlitik pomza olarak da adlandırılabilen geçişli kayaçlarla, yapılacak petrografik analizler ve gözenek yapısı itibariyle kolaylıkla ayırt edilebilmektedir.

Bims agregaları yapısal olarak irdelendiğinde, gözeneklerin çoğunlukla birbiriyle bağlantılı olmadığı görülür. Kayaç yapısında bulunan gözeneklerin gözle görülebilecek boyutlardan, mikroskobik boyutlara kadar sayısız miktarlarda olup, her biri diğerinden genellikle camsı bir zarla yalıtılmış olduğu görülür. Bu nedenle hafif, suda uzun süre yüzebilen, yalıtım özelliği yüksek bir kayaç yapısını oluşturur. Sertliği Mohs skalasına göre 5 ile 6 arasında değişkenlik gösterir.

Kimyasal bileşiminde %75'e varan silisyum dioksit içeriği bulunabilmektedir. Malzemenin kimyasal bileşiminde genel olarak;

- %45 - %75 SiO_2
- %13 - %21 Al_2O_3
- %1 - %7 Fe_2O_3

- %1 - %11 CaO
- %7 - %9 Na_2O – K_2O ve
- eser miktarlarda TiO_2 ve SO_3
- %1 - %3 Kızdırma kaybı

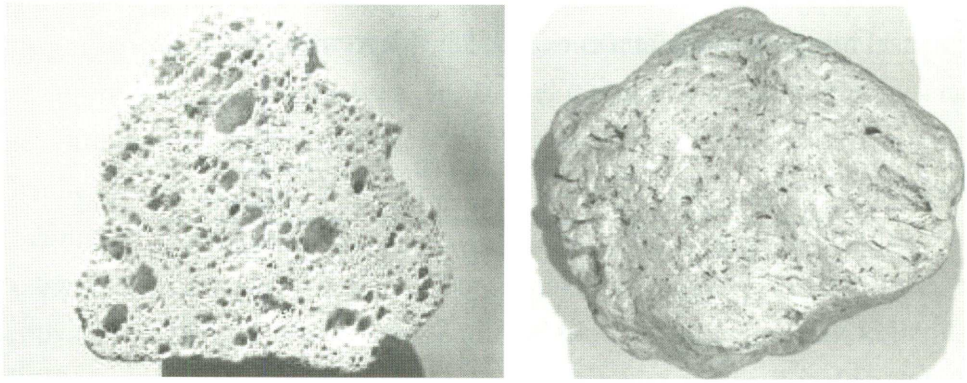
değerleri bulunmaktadır. Kayacın içerdiği SiO_2 oranı, kayaca aşındırıcılık özelliği kazandırmaktadır. Bu yüzden çeliği rahatlıkla aşındırabilecek bir kimyasal yapı sergileyebilmektedir. Al_2O_3 bileşimi ise ateşe ve ısıya yüksek dayanım özelliği kazandırır. Na_2O ve K_2O tekstil sanayinde reaksiyon özellikleri veren mineraller olarak bilinmektedir.

Bims taşı volkanik oluşum mekanizmasının asidik ve/veya bazik oluşu ve meydana gelen kayacın yapısal özelliğine göre iki farklı kategoride değerlendirilebilmektedir:

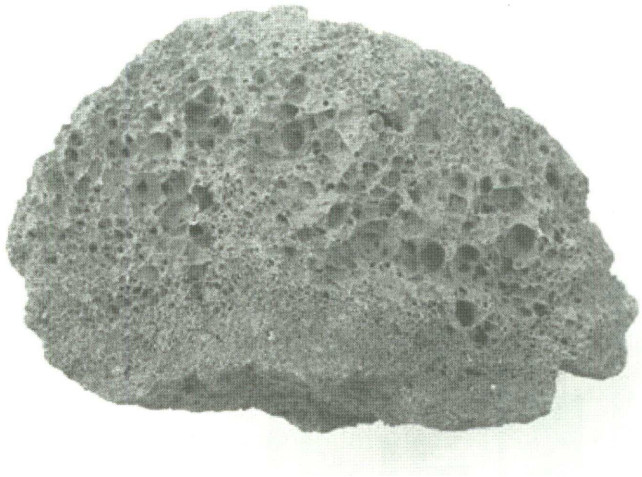
- Asidik karakterli bims (asidik pomza),
- Bazik karakterli bims (bazik pomza)

Her iki kategoride yer alan bims taşının genel özelliği, oluşum esnasında volkanik faaliyette ani soğuma ve gazların bünyeyi ani olarak terk etmesi sonucu oldukça gözenekli bir kayaç yapısının oluşmasıdır. Asidik magmanın yoğunluğu bazik magmaya göre çok daha düşük olup, oluşan bims taşının birim ağırlığı yaklaşık 5–10 kN/m^3 civarındadır. Silisyum, Alüminyum, Potasyum ve Sodyum ihtiva eder ve bu bileşimler nedeniyle de açık renkli görünüm sergilerler. Bünyesindeki silis oranı arttıkça, bims taşının renginin beyaza yakın bir renk aldığı görülür. Asidik karakterli birçok bims oluşumlarının beyaz, kirli beyaz, açık gri ve grimsi renklerde olduğu görülmektedir (Şekil 3.1.). Genellikle açık renkli asidik karakterli bims oluşumlarının temel özelliğidir. Ayrıca yeryüzünde en yaygın olarak kullanılan pomza oluşumlarının asidik karakterli oluşumlar olduğu da görülmektedir.

Bazik karakterli bims taşı oluşumları ise, genellikle koyu renkli, kahverengimsi, siyahımsı renklerde olabilmektedir. Teknik terminolojide bazik karakterli bims oluşumları, "*bazaltik pomza*" veya "*Scoria*" sözcükleriyle de adlandırılmaktadır (Şekil 3.2.). Bazik magmanın yoğunluğu asidik magmaya göre yüksek olup, oluşan bims taşının yoğunluğu da yaklaşık 10-20 kN/m^3 civarında olmaktadır.



Şekil 3.1. Asidik karakterli pomza taşı



Şekil 3.2. Bazik karakterli pomza taşı

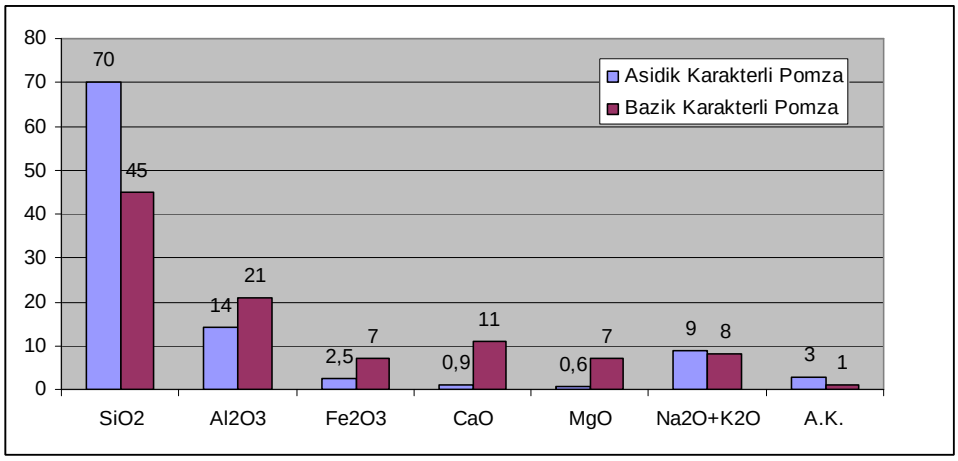
Pellegrino (1966), Şekil 3.3.'de pomzanın yapısını ve içindeki boşlukları aşağıdaki şekilde tarif etmiştir.



Şekil 3.3. Pomzadaki boşluklar (Pellegrino 1966). 1 Katı malzeme; 2 Dış boşluklar; 3 İç boşluklar.

Asidik ve bazik karakteristik özellik gösteren pomza oluşumlarının tipik kimyasal bileşimlerine birer örnek Şekil 3.4'de verilmiştir.

Bileşim	Asidik karakterli Pomza (%)	Bazik karakterli pomza (%)
SiO_2	70	45
Al2O3	14	21
Fe2O3	2,5	7
CaO	0,9	11
MgO	0,6	7
Na_2O+K_2O	9	8
A.K.	3	1



Şekil 3.4. Asidik ve Bazik karakterli pomza taşının kimyasal bileşenleri

Bu genel değerlendirmelerden de anlaşılacağı gibi, asidik karakterli pomza oluşumlarında silis oranı daha yüksek, bununla birlikte demir oranının düşük olması gibi nedenlerle inşaat sektöründe yaygın kullanım alanı bulabilmektedir. Diğer taraftan, bazik karakterli pomzalarda da alüminyum, demir, kalsiyum ve magnezyum bileşenleri daha yüksek oranlarda bulunması nedeniyle, diğer birçok endüstri alanlarında kullanım alanı bulabilmektedir.

3.2. Pomzanın Oluşumu ve Geoteknik Mühendisliği Açısından Değerlendirilmesi

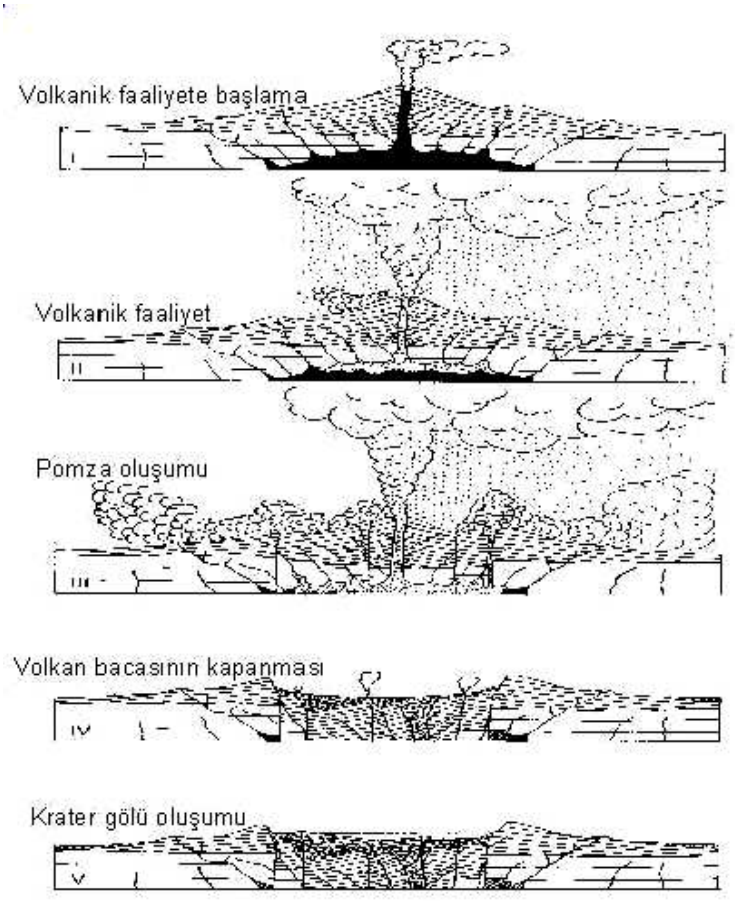
Asidik mağma bazik mağmaya nazaran daha vizkozdur ve yüksek silis içerir. Bazik mağmanın sıvı olduğu sıcaklıklarda aisdik mağma katı halde bulunur.
Bu nedenle volkanik aktivitenin durduğu zamanlarda mağma akışı da durarak asidik kayaç kütleleri oluşur. Basıncın artması ile asidik malzeme ile birlikte mağmadaki erimiş gazlar büyük patlamalar şeklinde bacadan püskürmeye başlar. Ani basınç serbestleşmesi, ani genleşmeleri olur. Bu esnada bünyedeki uçucu bileşenlerin ani olarak kaçmasına neden olur. Uçucuları takiben, arkada kalan erimiş küresel parçalar, atmosferle temas eder etmez hızla soğurlar. Böylelikle pomza oluşur.
Burada pomza oluşumunu kontrol eden faktörler :

- Püskürme süresi
- Ara süreleri
- Mağmanın ısısı
- Mağmadaki erimiş gaz miktarı
- Püsküren malzemenin soğuma zamanıdır (Gündüz ve diğ., 1998).

Bu oluşan pomza parçaları, volkan bacalarının yakınından itibaren uzaklara doğru hava akımının etkisiyle, eski yüzey şekline uygun olarak depolanır. Bu durumdaki pomza yatakları oluşmuş olup, bu yataklar zamanla erozyon ve akarsular tarafından taşınarak uygun havzalarda depolanabilirler (Şekil 3.5) (Rittman, 1976).

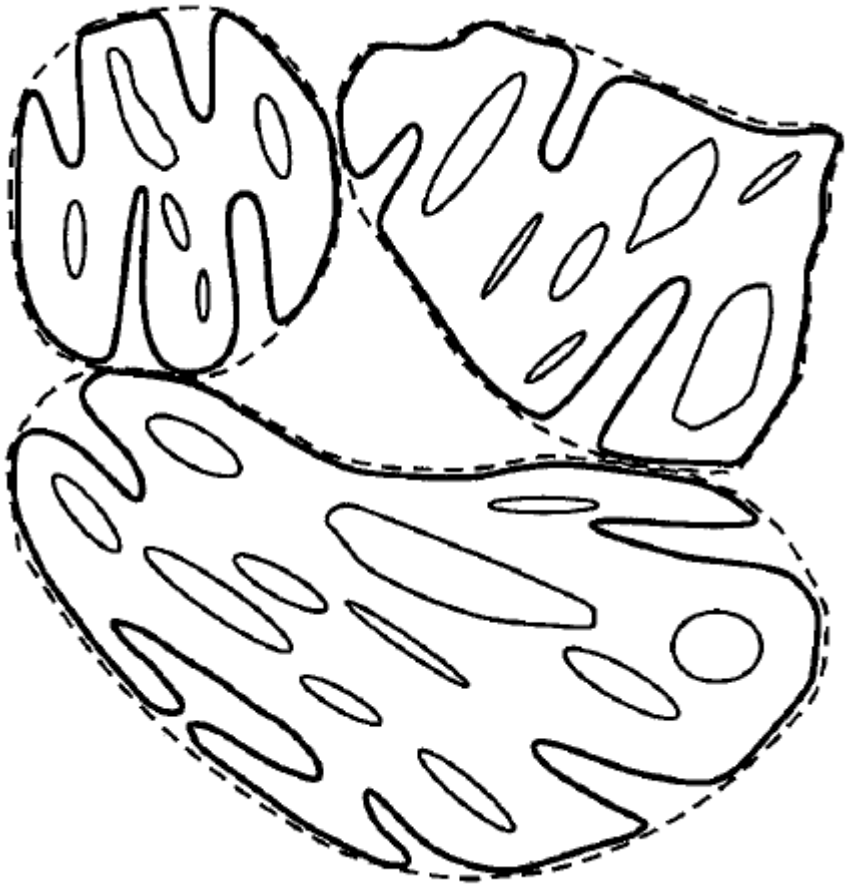
Günümüzde pomza birikintileri volkanik bölgelerde esasen sel düzlüklerinde ve nehir vadilerinde derin ve sığ zemin tabakaları halinde iri kum birikintileri halinde tepelik alanlarda bulunur. Geniş arazileri çevrelemediği halde, nehir vadilerinde ve sel düzlüklerinde bulunmaları göstermektedir ki pomza birikintileri, insan aktivitesinin ve gelişimin bulunduğu arazilerde rastlanılmakdır. Pomza zeminlerle mühendislik projelerinde de karşılaşılmaktadır. Pomza zeminlere dünyada ve ülkemizde yerleşim

birimlerinde, ulaşım yollarında, kanal inşaatlarında birçok noktada rastlanılmaktadır. Onların değerlendirilmesi önemli bir ilgi kaynağıdır (Pender, 2006). Pomza birikintileri, kabarcık parçacıklardan farklı olarak taneciklerinde yoğun bir boşluk şebekesi barındırır. Bu boşluklardan bazıları birbiri ile bağlantılı ve yüzeye açık olabilir ancak bazıları ise dışa tamamen kapalı olabilir (Şekil 3.6). Pomza zeminlere geoteknik açıdan bakıldığında silika kumlarından fiziksel ve mühendislik kararkterleri olarak farklılık sergiler. Bu farklılıklar düşük dane dayanımı ve yüksek sürtünme açısı, boşluk oranı ve sıkışabilirliğidir. Pomza zeminlerin birkaç yüz kPa'dan daha büyük gerilmelerde gerilme-şekil değiştirme davranışlarında tanecik ezilmesini malzemenin davranışı belirler. Pomza taneleri tırnak kuvveti ile bir yüzeyde kolaylıkla ezilebilir. Geoteknik mühendisliğinde kalkerli ve karbonatlı zeminler haricinde tanecik ezilmesi genellikle yüksek basınçta meydana gelir. Tanecik ezilmesi yoğunlukta değişmelere ve genleşmeden dolayı kayma gerilmesi bileşenlerinde azalmaya yol açar. Pomza tanelerinin sürtünme direnci yüksek olduğundan bu maddelerin kritik durumda veya sabit hacimde sürtünme açısı kuvars kumuna göre daha yüksektir (Pender, 2006).



Şekil 3.5. Pomza Oluşumunun Sembolik Gösterimi (Rittman, 1976)

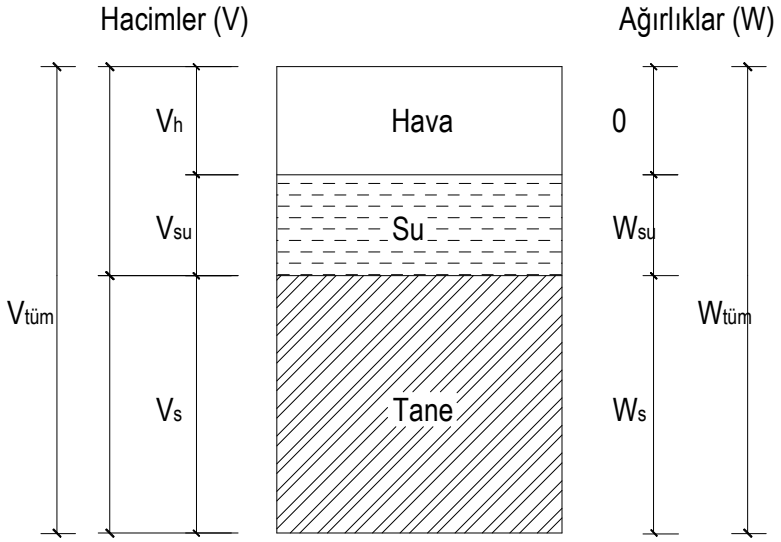
Esposito ve Guadagno (1998), yaptıkları bir çalışmada pomza zeminin taneler içi ve taneler arası boşluklara sahip olduğundan dolayı klasik bir zemine göre zemin faz diyagramında değişikliğe gidilmesi gerektiğini söylemişlerdir. Şekil 3.7 ve Şekil 3.8'de klasik bir zemin ile pomza zeminin faz diyagramları verilmiştir. Esposito ve Guadagno (1998)'e göre pomzanın hacmi (Vpomza), klasik bir zeminin hacmine göre (V) daha düşüktür. Çünkü pomzanın hem taneler arasında hem de taneleri içinde boşlukları vardır. Bundan dolayı Vpomza<V olduğunu belirtmişlerdir.



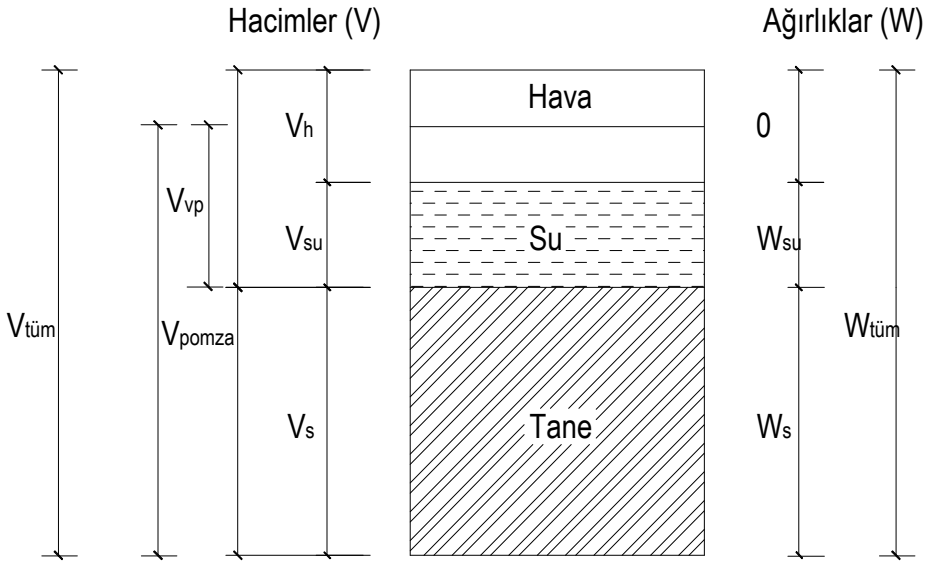
Şekil 3.6. Pomza tanesinin şematik gösterimi

Dünyanın birçok yerinde geoteknik projelerde pomza zeminlerde problemlerle karşılaşılmıştır. Yeni Zelanda'da bazı büyük geoteknik projelerde geçmişte volkanik kökenli pomza kumlarında bazı problemlerle karşılaşılmıştır. 1987'de meydana gelen Edgecumbe depreminde bu tip kumlarda sıvılaşma gözlenmiştir. Pomza kumlarının erozyona karşı hassas olmasından dolayı bazı yerlerde göçmeler olmuştur.

Tanzanyadaki Tukuyu bölgesinde pomza zeminlerin bünyelerine su alarak ağırlıklarının artması bilhassa bu tür zeminlerin şev stabilitesinde önemli bir problem oluşturmuştur. Ayrıca Nepal ve çevresinde bulunan pomza yatakları meydana gelen heyelanlar sonucu yerleşim yerlerinde büyük problem oluşturmuştur. Bu tür zeminler taşıma gücü açısından risk taşımaktadırlar.



Şekil 3.7. Klasik zemine ait faz diyagramı



Şekil 3.8. Pomza zemine ait faz diyagramı (Esposito ve Guadagno, 1998)

Günümüzde pomzanın kullanım alanları çok geniş olmakla birlikte ana sektörü inşaat sektörüdür. Kullanıldıkları yerlere göre 5 ayrı grupta değerlendirilebilir (Reyhanoğlu, 1988). Bunlar :

- İnşaat sektöründe
- Tekstil sektöründe
- Tarım sektöründe
- Kimya sektöründe
- Diğer endüstriyel ve teknolojik alanlarda

Pomza, ülkemizde ve dünyada geniş anlamda inşaat sanayinde kullanılmaktadır. Ülkemizde üretilen pomzanın %80'i iç piyasada inşaat endüstrisinde hafif beton agregası olarak tüketilmektedir. Pomza, perlitin kullanıldığı alanların, genellikle tümünde kullanılmaktadır. Perlit gibi genleştirmek için enerji ve yatırım gerektirmediğinden inşaat sektöründe son yıllarda kullanımı hızla yaygınlaşmaktadır. Pomza normal kum ve çakılın 1/3 - 2/3 'ü kadar yoğunluğa sahiptir. Aynı durum pomza ile yapılan betonlarda da görülür. Pomza betonu normal betondan hafif olması sebebiyle zaman ve işçilikten tasarruf sağlamaktadır. Ayrıca zemin mekaniği açısından, temele iletilen yükler dikkate alındığında % 17 civarında inşaat demirinden tasarruf sağlar. Pomzanın ısı iletkenlik katsayısı dikkate alındığında, normal betondan 6 kat daha fazla izolasyon sağladığı tespit edilmiştir. Bu özelliğinden dolayı yaşam ve iş mekanlarında kullanımı ile büyük çapta enerji tasarrufu sağlamaktadır. Pomza, her geçen gün yeni bir kullanım alanı bulunan bir hammaddedir. Pümisit adı verilen ve bazen de volkan külü, volkan tozu olarak adlandırılan ince taneli olanları çimentoda katkı malzemesi olarak kullanılmaktadır. Pümisite bu alanda kullanım imkanı veren özelliği, onun yüksek puzzolanik aktivitesinden kaynaklanmasıdır (Gündüz ve diğ., 1998).

Pomza, ülkemizde ve pek çok Avrupa ülkesinde yaygın olarak hafif yapı elemanı üretiminde kullanılmaktadır. Hafif tuğlalar, bloklar, asmolenler, paneller ve diğer kullanım şekilleri inşaatla kullanılan harç ve inşaat demirinden tasarruf sağladığı gibi, inşaatlarda önemli oranda ısı ve ses izolasyonu sağlamaktadır. Ayrıca yangına dayanıklılık açısından da normal betona kıyasla %20' ye varan oranda daha emniyetli olduğu kabul edilmektedir. Bunun yanında hafif yapı elemanı nakliyesi daha kolaydır. Pomzalı betonun normal betona kıyasla önemli bir avantajı da deprem yüklerine karşı daha elastik davranış gösterebilmesidir. Ayrıca pomzalı beton ve yapı elemanları dondan etkilenmemektedir (Gündüz ve diğ., 1998).

Bunun yanında pomza hem taban malzemesi olarak yol inşaatlarında hem de yol malzemesinin mukavemetini arttırıcı özellikte stabilize edici bir malzeme olarak kullanılmıştır. Yeni Zellanda'da bazı büyük geoteknik projelerde geçmişte volkanik kökenli pomza kumlarında bazı problemlerle karşılaşılmıştır. 1987'de meydana gelen Edgecumbe depreminde bu tip kumlarda sıvılaşma gözlenmiştir. Pomza kumlarının erozyona karşı hassas olmasından dolayı bazı yerlerde göçmeler olmuştur.

3.3. Pomza Zeminlerin İndeks ve Fiziksel Özelliklerinin Belirlenmesi

Deneysel çalışmanın ilk aşamasında çalışma alanından alınan granüler pomzanın birtakım fiziksel ve indeks özelliklerini belirlemeye yönelik çalışmalar yapılmıştır. Bu çalışmalardan bir kısmı S.Ü. Müh. Mim. Fak. Laboratuarında yapılırken bir kısım analizlerde farklı kurumlarda yaptırılmıştır.

Pomza ile ilgili su içinde batma deneyi Süleyman Demirel Üniversitesi Pomza Araştırma ve Uygulama Merkezinde, Civa Porozimetre Deneyi ve (SEM) Taramali Elektron Mikroskopu Zeiss 50 VP ile boşluklarının görünümü Seramik Araştırma Merkezi A.Ş. Anadolu Üniversitesi Yunus Emre Kampusünde, Kimyasal analizi ve Kesme Kutusu Deneyleri D.S.İ. Teknik Araştırma ve Kalite Kontrol Dairesinde yaptırılmıştır.

3.3.1. Pomzanın tane çapının belirlenmesi

Pomzanın tane çapı dağılımını belirlemek için elek analizi yapılmıştır. Elek analizi TS 1900-2 (ASTM D2166)'da belirtildiği şekilde yapılmıştır. Elek analizi için numunelerden belirli bir miktar alınmış ve farklı numaralı eleklerden geçirilerek eleme işlemine tabi tutulmuştur.

3.3.2. Pomzanın özgül yoğunluğunun belirlenmesi

Özgül ağırlık deneyleri 3 farklı yöntemle belirlenmiştir. Birincisinde, basit bir yerdeğiştirme tekniği kullanılmıştır. Kuru ağırlığı bilinen bir malzeme, içinde su bulunan ölçülü bir silindire boşaltılmış, su yükselme seviyesi ölçülmüştür. Bu yöntemde malzeme içerisindeki içsel boşluklara suyun girmesi minimize edilmiş olduğu

düşünülmüştür. İkinci olarak kalibre edilmiş bir piknometre kullanılmıştır. Fakat bu yöntemde hava ile vakum yöntemi kullanılmamıştır. Bu iki yöntemdeki sonuçlar hemen hemen birbirine yakın çıkmıştır. Bu şekilde elde edilen özgül ağırlık direk veya yerdeğiştirme (G_D) olarak isimlendirilmiştir. Üçüncüsünde ise ölçümler standart piknometre ile yapılmış ve vakum ile hava çıkarılmıştır. Bu yöntem ASTM 854-98 (TS 1900) standart yöntemidir. Bu yöntem ile elde edilen değer standart değerdir (G_S).

3.3.3. Pomzanın birim hacim ağırlığının belirlenmesi

Pomza numunesinin birim hacim ağırlık tayini TS 3529 (ASTM C 29)'a göre yapılmıştır. Deneyde 20 kg çekerli 1 gr duyarlı terazi, 600 mm boyunda, 16 mm çapında ucu yarım küre biçimli bir şişleme çubuğu, İç çapı 250mm, yüksekliği 280 mm, kalınlığı 3.5 mm olan ölçü kabı kullanılmıştır. Farklı çaplarda alınan pomza numuneleri şişleme çubuğu ile yüzeyin her tarafına yayılacak şekilde 25 vuruş yapılarak şişlenip sıkıştırılmıştır. Sıkıştırma işlemi, kap ikinci kez 2/3 ü, üçüncü kez tamamı taşarcasına doldurularak oluşturulan ikinci ve üçüncü tabakalar için de 25 kez şişlenerek tekrarlanmıştır. Ölçü kabı üst yüzü şişleme çubuğu ile ayrılarak düzeltilmiştir.

Pomzanın birim hacim ağırlığı aşağıdaki denklem 3.1 ile bulunmuştur.

$$\gamma_k = \frac{W_2 - W_1}{V} \qquad (3.1.)$$

Burada;

γ_k= Birim hacim ağırlık (kg/m^3)

W_2=Pomza ile dolu ölçü kabı ağırlığı (g)

W_1=Ölçü kabı boş ağırlığı (g)

V= Ölçü kabının iç hacmi (dm^3)

3.3.4. Pomzanın su emme oranının belirlenmesi

Pomzanın su emme oranı tayini TS 3526 (ASTM C 127-88)'de belirtildiği şekilde yapılmıştır. TS 707'ye uygun olarak deney numunesi içinde yaklaşık 20^oC'deki su bulunan bir kaba konulmuş ve hafifçe sallanarak taneler üzerindeki toz ve yabancı maddeler temizlenmiştir. Su içinde 24 saat bekletildikten sonra çıkarılmış, suyu süzülmüş ve tanelerin üzerindeki gözle görülebilen su tabakası (film) kalmayıncaya

kadar kurutulmuştur. Kurutma biter bitmez numune hemen tartılarak doygun kuru yüzey ağırlığı bulunmuştur (W_2). Doygun kuru yüzey halindeki numune tartıdan hemen sonra kafes örgülü tel sepete konarak su dolu kovanın içine su yüzeyinden en az 5 cm daha aşağıda kalacak şekilde daldırılmıştır. Daha sonra sepetin kova kenarına dokunmamasına dikkat edilerek terazi kefesinin ortasına yerleştirilmiştir. Numune sudan çıkarılmış ve etüv kurusu durumuna getirilmiştir. Pomza numunesi oda sıcaklığına kadar soğutulmuş ve havadaki kuru ağırlığı kaydedilmiştir (W_1).

Su emme oranı

$$m_c = \frac{W_2 - W_1}{W_1}$$ ile hesaplanmıştır. (3.2.)

Burada:

m_c= Numunenin su emme oranı (%)

W_1= Numunenin etüv kurusu ağırlığı

W_2=Numunenin doygun kuru yüzey durumundaki ağırlığı

3.3.5. Pomzanın su içinde batma deneyi

Düşük birim hacim ağırlıkları nedeniyle granüler pomza su üzerinde yüzebilir. Pomzanın batma nedeni boşluklarına suyun girmesi nedeniyledir. Çeşitli çaplardaki pomza numunesi üzerinde yapılan batma deneyinde zamana karşılık birim hacim ağırlığı ilişkisi belirlenmiştir.

3.3.6. Pomza üzerinde yapılan civa porozimetre deneyi

Civa porozimetresi deneyinde belirli bir basınçta (P) gözeneklere giren civa hacmi (V) ölçülür. Bu deneyde amaç boşlukların boyut analizini tespit etmektir. Civa porozimetresi deneyi, bir numuneyi tamamen havadan arındırma ve sonra civa ile kaplama, ve daha sonra da yüksek basınç uygulama adımlarına sahiptir. Bu deneyde sonuçlar grafiksel olarak hacime (V) karşılık basınç grafiği ve boyutsuz hacime (V/Vtoplam) karşılık basınç grafiği olmak üzere iki yolla gösterilebilir. Pomza üzerinde Civa Porozimetre deneyleri Seramik Araştırma Merkezi A.Ş. Anadolu Üniversitesi Yunus Emre Kampusünde gerçekleştirilmiştir. Üç farklı çapa sahip (8 mm, 4 mm ve 2 mm) pomza üzerinde çalışmalar yapılmıştır.

3.3.7. Pomza üzerinde yapılan SEM (Scanning Electron Microscopy) analizi

Pomza içinde bulunan boşlukların görülebilmesi için arazide farklı çalışma alanlarından alınan numuneler Anadolu Üniveritesi Malzeme Bilimi ve Mühendisliği ’de bulunan Oxford marka EDX ve WDX dedektörlerinin bulunduğu ZEISS marka SUPRA 50 VP model Taramalı Elektron Mikroskobunda analiz edilmiştir.

3.3.8. Pomza üzerinde yapılan kimyasal analiz

Pomzanın kimyasal analizi, D.S.İ. 4. Bölge Müdürlüğü Kimya laboratuarında yaptırılmıştır. Yapılan kimyasal analizde pomza içinde bulunan ve kayaca aşındırıcı bir özellik kazındaıran SiO_2 gibi önemli bileşenlerin oranları tespit edilmiştir.

3.3.9. Pomza üzerinde yapılan kesme kutusu deneyi

Kesme kutusu deneyi kayma direnci parametrelerinin belirlenmesinde kullanılan en eski deney yöntemidir. Kesme kutusu deney yöntemi diğer kesme deneylerinin uygulamadaki zorluğu nedeniyle özellikle kohezyonsuz zeminlerde uygulama alanı bulmuştur. Kesme kutusu deney cihazı içine numune konabilecek kare tabanlı bir prizma, düşey yük uygulama düzeneği, yatay yük uygulama düzeneği, düşey ve yatay deformasyon ölçüm aletleri, yatay yük ölçüm düzeneği, düşey yük yükleme bağından oluşan ve otomatik olarak çalışan bir cihazdır. Kesme kutusu deneyleri ASTM D-3080 standartlarına göre yapılmıştır. Kesme kutusu deneyinde granüler pomzada bulunan farklı çaplı numunelerden dolayı 100 mm$\times$100 mm boyutlarında ve yüksekliği 20 mm olan kare kesitli ringler kullanılmıştır. Düşey gerilmeler her bir numune için sırasıyla 32.6 – 65.2 ve 130.5 kPa olacak şekilde ve 1 mm/dk hızda kesilmiştir.

3.3.10. Pomza üzerinde yapılan permeabilite deneyi

Pomza üzerinde sabit seviyeli permeabilite deneyi, ASTM D2434-68’e göre yapılmıştır. Deneylerde granüler pomza örneği kullanılmıştır. Deney DSİ TAKK Dairesi Başkanlığı Zemin Mekaniği Laboratuarında yapılmıştır (Şekil 3.9). Granüler

pomza zemin arazideki sıkılığına benzer olarak saydam silindire yerleştirilmiş, pomza tanelerinin yıkanıp gitmesini önlemek amacıyla alt ve üst kısmında bir filtre oluşturulmuştur. Sabit su düzeyli bir hazneden gelen su zeminden geçerek 1000 cc'lik bürette toplanmış 15, 30 ve 45 sn 'de toplanan su miktarları okunup kaydedilmiş ve Darcy yasasından k (permeabilite katsayısı) hesaplanmıştır.



Şekil 3.9. Sabit seviyeli permeabilite deney düzeneği

3.4. Arazide Pomza Zeminler Üzerinde Yapılan Deneyler

3.4.1. Genel

Pomza zeminlerin granüler yapısından dolayı araziden örselenmemiş numune alınamamıştır. Örselenmemiş numune alımının zor veya pratik olmadığı durumlarda, laboratuar deneylerine ilave olarak zeminlerin mühendislik özellikleri genelde arazide

belirlenir. Bunun yanında zeminin kütle karakteristikleri, laboratuar deneyleri ile belirlenen malzeme karakteristiklerinden oldukça farklı ise arazi deneyleri cazip hale gelir (BS 5930, 1999). Bu farklar normal olarak birçok faktörden kaynaklanır; en önemli ikisi laboratuar numunesinin araziyi ne kadar temsil ettiği ve numunenin kalitesidir.

3.4.2. Arazi deneylerinin avantaj ve dezavantajları

Avantaj ve dezavantajları ile arazi deneyleri, zemin mühendisliğinin önemli bir parçasını oluşturmaktadır.

Laboratuar çalışmalarına kıyasla, arazi deneyleri bazı avantajlara sahiptir:

- Zemindeki bazı makroyapı etkilerini yansıtan büyük miktarda zemin örneği araştırılabilir.
- Devam eden bir zemin profilini incelemek mümkündür.
- Arazi deneyleri örselenmemiş numune almanın etkili veya mümkün olmadığı durumlarda bütün vaka analizlerinde uygulanabilir (kohezyonsuz granüler zeminler, yüksek miktarda organik malzeme içeren zeminler, fisürlü sert killer, buzul zemin veya rezidüel zeminler gibi büyük granüler parçalar içeren kohezyonlu zeminler, vs.).
- Arazi deneyleri genelde daha ucuzdur, böylelikle zeminin daha ayrıntılı karakterize edilmesi ve daha çok deney yapılması mümkündür.
- Arazi deneyleri daha az zaman alıcıdır ve sonuç alınması daha hızlı bir şekilde alınır.

Bununla birlikte arazi deneyleri bazı dezavantajlara da sahiptir.

- Gerilme ve deformasyonlar tanımlanamaz (presiyometre deneyi dışında).
- Mühendis drenaj koşulları hakkında daha az kontrole sahiptir.
- Arazideki deformasyonlar üniform değildir ve deformasyon oranları gerçek temel yüklemelerine kıyasla daha büyüktür.
- Numune alımı ve zeminin yapısının belirlenmesi zor olduğu için zemini sınıflandırmak da güçleşir (SPT dışında).
- Yorumlama teknikleri genelde ampriktir.

Arazi deneylerinden elde edilen sonuçlar nitelik, miktar ve uygulanabilirlikte değişkenlik gösterir. Parametreler deneye dayalıdır. Bir deneyden elde edilen parametre, aynı zamanda yapılan başka bir deneyden elde edilen parametre ile aynı olmayabilir.

Arazi deneyleri proje tasarımlarının bir parçası olarak uygulanır ve sonuçlar tasarımda direk veya indirek olarak kullanılabilir.

Arazi deneylerinden elde edilen veriler teorik veya amprik bağıntılar kullanılarak zemin özelliklerine çevrilebilir. Bu özellikler tasarımda seçilen bir zemin modelinde çeşitli parametrelere bağlı olarak kullanılabilir (Clarke, 1995).

Jamiolkowski et al. (1985), 11. Uluslar arası Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Kongresinde (ICMFE) arazi deneylerinin avantaj ve dezavantajlarından bahsetmiştir ve arazi aletleri içinde en iyi kullanım potansiyeline sahip olanın "self boring pressuremeter" olduğunu önermiştir.

Alternatif olarak arazi deneyleri, özellikle uygulanacak deney için (SPT, CPT, Presiyometre deneyi) geliştirilmiş tasarım metotlarında direk olarak kullanılabilir. Baguelin (1989), 12. ICMFE kongresinde temel zemin özelliklerinin belirlenmesinde kullanılan teorik yorumlamaların, ancak bir zemin için geliştirilmiş geniş veri tabanlarının kalibre edilmesi halinde kullanılabileceğini belirtmiştir.

İnceleme alanında pomza zeminlerin mühendislik özelliklerini belirlemek amacıyla SPT, Plaka Yükleme Deneyi ve Presiyometre deneyi yapılmıştır.

3.4.3. Standart penetrasyon deneyi (SPT)

SPT dünyanın birçok yerinde olduğu gibi ülkemizde de geoteknik araştırma ve incelemelerinde en çok kullanılan arazi deneylerinden biridir. SPT ile kaba daneli zeminlerin yerleşim sıklığı, ince daneli zeminlerin kıvamı belirlenmekte ve zeminden örselenmiş numune alınarak, SPT sonuçlarından geoteknik parametreler korelasyonla bulunabilmektedir. Hemen hemen her zemin inceleme programı standart penetrasyon deneyini içermektedir (İyisan, 2003). Standart Penetrasyon Deneyi, 1972 yılından bu yana geliştirilip kullanılmış bir dinamik sondalama deneyi olup, ülkemizde de uygulama alanı bulmuş bir yerinde deney tekniğidir. ASTM D 1586'ya göre belirli bir derinliğe ulaşan sondaj sırasında sondaj takımı dışarı çekilir ve örnek alıcı indirilir. Örnek alıcı 622.72 N ağırlıklı bir tokmağın 0,762 m' den düşürülmesi ile çakılır ve üç kez 152,4 mm ilerlemesi için gerekli vuruş sayısı belirlenir. Son iki aşamadaki toplam vuruş sayısı SPT Değeri (N Değeri) olarak adlandırılır. Deney bitirilince takım dışarı alınır uç ve bağlantı elemanı çıkarılır, zemin örneği tüpten alınır ve cam kavanoza konulup laboratuara gönderilir. Deney genellikle 1,50 m aralıklarla uygulanmaktadır. Genellikle 152-456 mm arasındaki giriş için N>100 ise deneye son verilmekte ve giriş derinliği

yazılmaktadır. Özellikle çok ayrışmış ve zayıf kayaçlarda istenilen ilerleme sağlanamamış olsa da sonuçlardan yararlanılabilir.

SPT deneyinin örselenmemiş bir zemin kitlesinde veya ona yakın bir yerde yapılması gerekmektedir. Yer altı suyu üzerinde kil ve kumlu zeminlerde bu koşul kolayca sağlanabilir. Sondaj tabanında alışılmış teknikler uygulandığında 100 mm mertebesinde örselenmiş zemin kaldığı belirlendiğinden N tanımında ilk 152 mm girişin, vuruş sayısına katkısının olmayışı bunu karşılamaktadır. Özellikle kum ve çakıllı ortamın yer altı su seviyesi altında bulunmaları halinde sık sık sorunlar doğabilmektedir. Helisel kanatlı içi dolu burgu ile kılıfsız yapılan sondajlarda dökülmeler, içi boş burgulu sondajlarda uçta tıpa çekilince akıcı kum koşulları, kılıflı sondajda kılıfın çakılmasının yaptığı zemin sıkışması sık sık karşılaşılan durumlardır.

Deneyin asıl amacı kumlar ve çakıllar için göreceli sıkılığın bir göstergesi olmasına karşın, silt, kil ve zayıf kayaçların kıvam ve mukavemetinin tahmininde de kullanılmaktadır. Kolay ve ucuz bir deney olduğu için yaygın olarak kullanılmakta özellikle sondajdan yeteri kalitede örnek almanın olanaklı olmadığı koşullarda (çakıllar, kumlar, siltler, kum ve çakıllı kil ve zayıf kayaçlar zemin parametrelerini yaklaşık vermektedir. Bazı durumlarda sondajdan alınan örselenmemiş örneklerin (çok siltli ve kumlu killer, sert killer) niteliğinin tartışmalı olduğu durumlarda laboratuar sonuçlarının denetimi olanağını vermektedir. Gerçekçi olmayacak kadar yerinde deneylerde de kontrol edilmelidir. Bazı durumlarda fore kazık yapımı sırasında bu deneyin yapıldığına rastlanılmaktadır, ancak delik çapı deneyin sonucunu çok etkilediğinden bu sonuçları SPT (N) değeri sonuçları olarak görmemek gerekir. Pomza zemin üzerinde arazide yapılan SPT deneyinden elde edilen görüntüler Şekil 3.10, 3.11 ve 3.12’de verilmiştir.



Şekil 3.10. Arazide pomza zemin üzerinde yapılan SPT deneyinden bir görüntü (Çalışma Sahası 1)



Şekil 3.11. Arazide pomza zemin üzerinde yapılan SPT deneyinden bir görüntü (Çalışma Sahası 2)



Şekil 3.12. Arazide pomza zemin üzerinde yapılan SPT deneyinden sonra SPT kaşığındaki pomza zemin

3.4.3.1. SPT verilerinin düzeltilmesi

Arazide ölçülen vuruş sayılarına (N_{ar}) tokmak enerjisi, jeolojik yük ve sonuçları etkileyen çeşitli diğer faktörler için düzeltme yapılır. Bunun için ölçülen vuruş sayıları Ci gibi sabit bir düzeltme katsayısı ile çarpılır. Düzeltme faktörleri zemin tipi, YASS (Yer altı su seviyesi) ve deneyin uygulanmasında kullanılan ekipmana göre belirlenmektedir. Farklı tasarımdaki çekiçlerin hiç birinde verimlilik % 100 değildir. Ortalama verimlilik % 60'dır (İyisan, 2003).

Düzeltme faktörleri şunlardır.

1. Jeolojik yük (C_N)
2. Tokmak düşürme frekansı (C_{BF})
3. YASS
4. Enerji (C_E)
5. Tij boyu (C_R)
6. Sondaj çapı (C_B)
7. Numune alıcıdaki kılıf (C_S)

8. Çakma başlığı (C_A)
9. Çakma başlığındaki blok başlık (C_C)

N_{ar}= Arazide elde edilen SPT-N değeri
$N_{1,60}$=Düzeltilmiş SPT-N değeri
$N_{1,60}$= İndiste yer alan ($_{60}$) normalize edilen enerji oranını, ($_1$) ise düzeltmelerin yapıldığını göstermektedir.
Bu durumda düzletilmiş N değeri genel bir ifade denklem 3.3 ile ;

$$N_{1,60}=(C_N*C_B*C_C*C_E*C_R*C_{BF}*C_S*C_A)*N_{ar} \quad (3.3.)$$

verilir.

Geoteknik uygulamalarda genelde efektif düşey gerilme C_N ve enerji düzeltmesi C_E yapılmakta, diğerlerinin etkisi daha az olduğundan ihmal edilebilmektedir.

Bu durumda düzeltilmiş N değerleri denklem 3.4 ve 3.5 ‘deki gibi tanımlanmaktadır:

$$N_{60}=N_{ar}.\ C_E \quad (3.4.)$$

$$N_{1,60}=(N_{ar}.\ C_E).C_N \quad (3.5.)$$

3.4.3.2. Efektif Yük Düzeltme Faktörü (C_N)

Zemin davranışında etkiyen en önemli faktör efektif düşey gerilmedir. Aynı zeminde daha derinde daha büyük N sayıları elde edilir. Farklı derinliklerde ölçülen N sayılarını karşılaştırmak için, düşey efektif gerilmenin (σ_v') genelde 1kg/cm^2 (100kPa) değerine göre normalize edilir. Kohezyonsuz zeminlerin penetrasyon direnci, çevre basıncına bağlıdır. Aynı kum içinde daha derinde yapılan SPT daha büyük N değerine sahiptir. Kohezyonlu zeminlerde derinlik düzeltmesi hala tartışma konusudur ve pratikte kil zeminler için bu düzeltme yapılmaz. Çeşitli efektif düzeltme faktörleri aşağıda Çizelge 3.1’de verilmiştir.

Çizelge 3.1. Efektif Düzeltme faktörleri

Kaynak	Düzeltme faktörü, C_N	σ_v'
Teng (1962)	$C_N = 50/(10+0.15\sigma_{v'})$	kPa
Bazaraa (1967)	$C_N = 4/(1+0.04\sigma_{v'})$	kPa
	$C_N = 4/(3.25+0.01\sigma_{v'})$	
Peck ve diğ. (1974)	$C_N = 0.77\log(2000/\sigma_{v'})$	kPa
Seed (1976)	$C_N = 1-1.25\log(0.01\sigma_{v'})$	kPa
Tokimatsu ve Yoshimi (1986)	$C_N = 1.7/(0.7+0.01\sigma_{v'})$	kPa
Liao ve Whitman (1986)	$C_N = (1/0.01\sigma_{v'})^{0.5}$	kPa
Skempton (1986)	$C_N = 2/(1+0.01\sigma_{v'})$ Orta sıkılıkta ince kumlar	kPa
	$C_N = 3/(2+0.01\sigma_{v'})$ Normal konsolide sıkı kaba kumlar	
	$C_N = 1.7/(2+0.01\sigma_{v'})$ Aşırı konsolide ince kumlar	

3.4.3.3. Enerji Düzeltme Faktörü (C_E)

W ağırlığındaki çekicin H yüksekliğinden düşürülmesi ile oluşan toplam teorik enerji, E_{teo}

$$E_{teo}=W*H\text{'dır.} \qquad (3.6.)$$

Teorik enerjinin numune alıcıya aktarılan enerjiye oranı (ER), bir çok faktörden etkilenmektedir. Tokmak tipi ve düşürme yöntemi, kedibaşı çapı,halat çapı ve sarım sayısı, tij ve uzunluğu vs. enerji kayıplarına neden olmaktadır. Enerji kayıpları N değerini etkileyen en önemli faktördür. Enerji düzeltmesi için ER değerinin bilinmesi gereklidir.

Tijlerde ölçülen enerji $E_{ölç}$ 'dür. Enerji oranı $ER = E_{ölç} / E_{teo}$ olarak ifade edilir. Tokmak düşürme yöntemlerinden hiçbiri %100 randımanlı değildir. Bu oran ortalama olarak %60'dır. Arazide bulunan N değeri %60 enerjiye göre normalize edilir. Enerji düzeltme

faktörü C_E=ER/60 olarak ifade edilir. Enerji ölçümleri tij takımına ilave edilen ivme ölçer ve deformasyon ölçerler ile yapılmaktadır. Darbe ile ölçülen basınç dalgası numune alıcıya ulaşır. Sonra tijler boyunca yukarı aşağı yol alarak sönümlenir. Bu dalganın zamana bağlı kaydınan verilen enerji ölçülebilmektedir (Durgunoğlu vd., 2002). Çeşitli enerji düzeltme faktörleri Çizelge 3.2'de verilmiştir.

Çizelge 3.2. Çeşitli Enerji Düzeltme Faktörleri (C_E)

Referans	Tokmak tipi	ER(%)	C_E
Seed ve diğ, (1984)	Otomatik	78	1.3
	Güvenli	60	1.0
	Halka	45	0.75
Seed ve diğ, (1985)	Halka	45	0.75
	Güvenli	60	1.00
	Trip	100	1.67
Youd ve İdris (1997)	Halka	30-60	0.50-1.00
	Güvenli	42-72	0.7-1.20
	Otomatik-trip halka	48-78	0.80-1.30
Durgunoğlu ve diğ. 2000	Güvenli	52-60	0.87-1.00

CE enerji düzeltme faktöründe kullanılan ER, 63,5 kg tokmağın 76 cm'den düşürülmesiyle numune alıcıya aktarılan enerjinin toplam enerjiye oranı olarak ifade edilir (ASTM D6066-96).

$$C_E=ER/60 \qquad (3.7.)$$

Çizelge 3.3'de çeşitli ülkelerde kullanılan çekiç verimlilikleri (ER) verilmiştir.

Çizelge 3.3. Çeşitli Enerji Düzeltme Faktörleri (C_E)

Ülke	ER
Arjantin	0.45
Brezilya	0.72
Çin	0.50-0.60
Japonya	0.67-0.85
İngiltere	0.73
USA	0.55-0.60
Venezuella	0.43
Türkiye	0.60

3.4.3.4. Tij Uzunluğu Düzeltme Faktörü (C_R)

Tij uzunluğu için Çizelge 3.4'da farklı bilim adamları tarafından düzeltme faktörleri verilmiştir.

Çizelge 3.4. Çeşitli Tij Uzunluğu Düzeltme Faktörleri

Tij Uzunluğu	C_R		
	Seed ve diğ. (1985)	Skempton (1986)	Youd ve Idriss (1977)
< 3 m	0.75	-	-
3-4 m	1.0	0.75	0.75
4-6 m	1.0	0.85	0.85
6-9 m	1.0	0.95	0.95
>9 m	1.0	1.0	-
9-30 m	-	-	1.0
>30 m	-	-	<1.0

3.4.3.5. Sondaj Çapı Düzeltme Faktörü (C_B)

Ölçülen N değerleri sondaj çapının 115 mm'den büyük olduğu durumlarda düzeltilir. Sondaj çapı 115mm'den büyük olduğunda gerilme boşalması meydan gelmekte ve ölçülen N değerleri daha küçük çaptaki delikte ölçülenden daha düşük değerler vermektedir. Bu etki kumlarda önemli olabilir ancak kohezyonlu zeminlerde ihmal edilebilir (Sanglerat, 1982). Çizelge 3.5'de sondaj çapına bağlı olarak düzeltme faktörleri verilmiştir.

Çizelge 3.5. Sondaj çapı düzeltme faktörü (Sanglerat, 1982)

Sondaj çapı	CB
65-115 mm	1.00
150 mm	1.05
200 mm	1.15

3.4.3.6. Numune Alıcıdaki Kılıf için Düzeltme Faktörü (C_S)

SPT, numune alıcı içinde kılıf (iç kaplama) kullanarak veya kılıfsız yapılabilir. Uygulamalarda kılıflar genelde ihmal edilir. Bu nedenle alıcının iç çapı artar ve numune ile alıcı arasındaki sürtünme azalır. Böylece ölçülen penetrasyon direnci azalmış olur. Çizelge 3.6'da kılıf için düzeltme faktörleri verilmiştir.

Çizelge 3.6. Kılıf için düzeltme faktörleri

Numune alıcı şekli	C_S	
	Youd ve Idriss (1977)	Skempton (1986)
Kılıflı (Standart)	1.00	1.00
Kılıfsız (Amerika)	1.10-1.30	1.20

3.4.3.7. Çakma Başlığı Düzeltme Faktörü (C_A)

SPT numune alıcı, tokmağın tij sisteminde bulunan çakma başlığına düşürülmesi ile zemine sokulur. Çakma başlığı genellikle metal olup ağırlığı, boyutu ve şekli değişebilmektedir. Çarpma anında enerji kayıpları oluşur. Çizelge 3.7'de tokmak ve çakma başlığı ile ilgili düzeltme faktörleri verilmiştir.

Çizelge 3.7. Çakma başlığı için düzltme faktörleri (Tokimatsu, 1988)

Tokmak	Çakma başlığı	C_A
Halka	Küçük, 2 kg	0.85
	Büyük, 12 kg	0.70
Güvenli	2.5 kg	0.90

3.4.3.8. Tokmak Yastığı Düzeltme Faktörü (C_C)

Çakma başlığı yüzeyinde ahşap bir yastık bulunması durumunda, çarpma anında enerji yutulmakta ve ölçülen N değeri artmaktadır. Çizelge 3.8'de ahşap yastık düzeltme faktörleri verilmiştir.

Çizelge 3.8. Tokmak yastığı için düzeltme faktörleri (Decourt, 1990)

Ahşap yastık	C_C
Olmayan	1.00
Yeni	0.95
Eski	0.90

3.4.3.9. Düşürme Sıklığı Düzeltme Faktörü (C_{BF})

YASS altında kumlar için geçerlidir ve oluşan boşluk suyu basıncı etkilerini gidermek için kullanılmaktadır. C_{BF}'nin değeri $N_{1,60}$ değerine bağımlıdır. Düşüş frekansı 30-40 düşüş/dak için C_{BF}=1.00 olarak kullanılabilir. Çizelge 3.9'da düşürme sıklığı düzeltme faktörleri verilmiştir.

Çizelge 3.9. Düşürme sıklığı için düzeltme faktörleri

$N_{1,60}$	Düşüş/dak	C_{BF}
<20	10-20	0.95
>20	10-20	1.05

3.4.3.10. Yer Altı Suyu Düzeltmesi

Bu düzeltme sadece YASS altında doygun ince kum veya siltli kumlarda yapılır. Tokmağın düşürülmesi ile oluşan dinamik etkiler gevşek siltli kumlarda boşluk suyu basıncı oluşturur. Oluşan bu basınç, numune alıcının penetrasyonuna karşı koyan zeminin kayma mukavemetini azaltır. Bu nedenle gevşek zeminlerde N değeri olması gerekenden az ölçülür. Sıkı çok ince veya siltli doygun kumlarda negatif boşluk suyu oluşmakta ve penetrasyon direncini artıran basınçları meydana gelmekte yani efektif gerilme artmaktadır. Bu nedenle N değeri olması gerekenden daha fazla ölçülmektedir. Bu etkiyi dikkate almak için YASS altında kum zeminler için bir düzeltme yapılır. Düzeltme arazide elde N_{ar} değerinin 15'den büyük olduğu durumlar için gerekmektedir.

N_{ar}>15 için

$$N=15+(N_{arazi}-15)/2 \qquad (3.8.)$$

Bu düzeltmenin yapılmadığı durumlarda suya doygun orta sıkı çok ince kum veya siltli kumun rölatif sıkılığı, SPT deney sonuçlarından aşırı yüksek tahmin edilebilmektedir (Terzaghi ve Peck, 1967).

3.4.3.11. Ülkemizde kullanılan Düzeltme Faktörleri

Ülkemizde uygulanan düzeltme faktörlerinin belirlenebilmesi amacıyla yapılan bir çalışma sonrası aşağıdaki değerler belirlenmiştir (Sivrikaya, 2003).

- C_E=0.75 Halka tipi ve iki sarımlı halat
- C_B=1.00 Kuyu çapları 65-115 mm arasında
- C_C=1.00 Çakma başlığı üzerinde yastık kullanılmaması
- C_R=0,75, 0,85, 0,95, 1,00 Tij boyu
- C_S=1.20 Alıcılar genelde kılıfsız

- C_A=0.85 Çakma başlığı genelde küçük boyutta

SPT sonuçlarından amprik bağıntılar veya tablolar ile şunlar bulunabilmektedir.

- Taşıma gücü
- ϕ açısı
- Elastisite modülünün belirlenmesi
- Kayma Dalgası Hızı

➢ SPT ile taşıma gücü hem amprik bağıntılardan hem de abaklardan bulunur. Çizelge 3.10'da bunlar referansları ile birlikte verilmiştir.

Çizelge 3.10. SPT ile amprik taşıma gücü değerleri

Referans	q_a, İzin Verilebilir Taşıma gücü(kN/m^2)
Meyerhof (1956),	$q_a = 8N'\left[\frac{B+0{,}305}{B}\right]k_d$
Terzaghi ve Peck (1967) abağı	-
Peck, Hanson, Thornburn (1973) abağı	-
Parry (1977)	$q_u = 30\ N'$

Meyerhof (1956), kum, siltli kum, silt-kum-ince çakıl karışımından oluşan zeminlere oturan temellerde 25.4 mm oturmaya karşı gelen zemin emniyet gerilmesini

$B \le 1{,}22\ m\ için$

$$q_a = 12 N_1 k_d \qquad (3.9)$$

$B \ge 1{,}22 m\ için$

$$q_a = 8N_1\left[\frac{B+0{,}305}{B}\right]k_d \qquad k_d = 1+\left[0{,}33\left(\frac{Df}{B}\right)\right] \le 1{,}33 \qquad (3.10)$$

bağıntıları ile tariflemiştir. Eşitlikler SI ölçü sistemine göredir.

N' = düzeltilmiş SPT-N darbe sayısı
B= temel genişliği
k_d = temel boyutlarına bağlı katsayı

Eşitlik 3.9 ve 3.10'un geçerliliği için Meyerhof

$$k_d = 1+\left[0{,}33\left(\frac{D_f}{B}\right)\right] \le 1{,}33 \qquad (3.11)$$

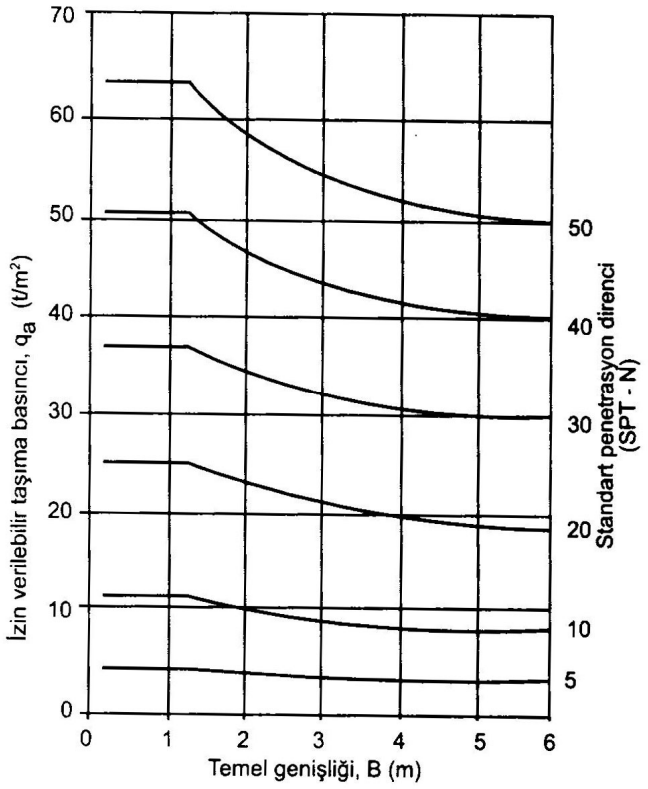
koşulunu önermiştir.

Terzaghi ve Peck (1967), bu hususta bir grafik vermiştir. Bu grafikte, temelin 25 mm'lik toplam oturması dikkate alınarak, zeminin emin taşıma gücü, izin verilebilir basıncı q_a adıyla verilmektedir. Şekil 3.13'de bu grafik verilmiştir.

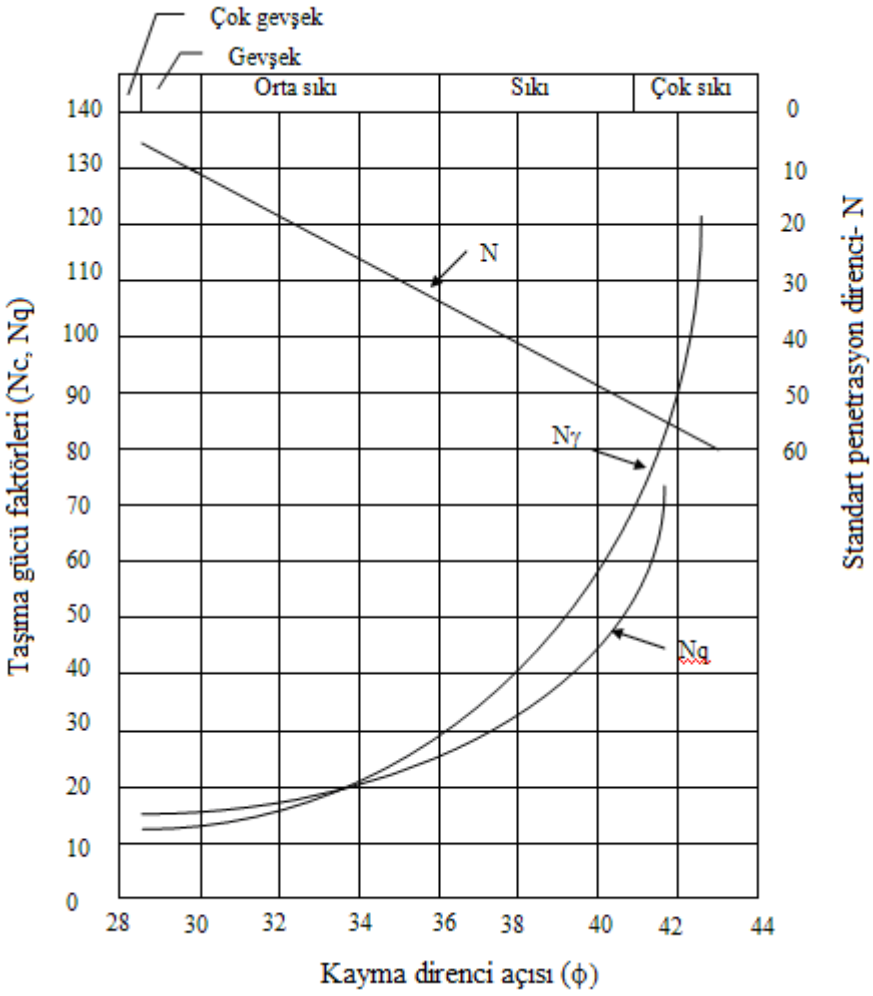
Peck, Hansen ve Thornburn'un N darbe sayıları ile kayma direnci açısı ve taşıma gücü faktörleri arasında geliştirdiği ampirik ilişki Şekil 3.14'de görülmektedir. Elde edilen verilerle sınır taşıma gücü

$$q_{ult} = \gamma Df \ Nq + 0.5\gamma B N_{\gamma} \qquad (3.12.)$$

bağıntısından bulunur.



Şekil 3.13. Terzaghi ve Peck'e (1967) göre zemin emniyet gerilmesi değerleri



Şekil 3.14. SPT-N, kayma direnci açısı ve taşıma gücü faktörleri arasındaki ampirik ilişki (Peck, R.B., Hanson, W.E., Thornburn, T.H., 1973)

- SPT ile ϕ (kayma mukavemeti açısının) belirlenmesi ile ilgili çeşitli amprik bağıntılar Çizelge 3.11'de verilmiştir.

Çizelge 3.11 ϕ açısının SPT değerine bağlı olarak belirlenmesi

Referans	Kayma mukavemeti açısı (ϕ)
Meyerhof (1959)	$\phi = 28 + 0{,}15D_r$
Wolff (1989)	$\phi = 27{,}1 + 0{,}3N_1 - 0{,}00054N_1^{\ 2}$
Hatanaka ve Uchida (1996)	$\phi = (20N_1)^{0,5} + 20$
Kulhawy ve Mayne (1990)	$\phi = \tan^{-1}\left[\dfrac{N_{arazi}}{12{,}2 + 20{,}3\left(\dfrac{\sigma_v}{p_a}\right)}\right]^{0,34}$

Çizelge 3.11'de,

D_r = Relatif Sıkılık

N_1 = Düzeltilmiş SPT-N değeri

N_{ar} = Arazide elde edilen SPT-N değeri

σ_v' = Efektif düşey gerilme (lb/in^2)

P_a= σ_v' ile aynı birimde atmosfer basıncı

- SPT değerine bağlı olarak Elastisite modülünün belirlenmesi ile ilgili korelasyonlar Çizelge 3.12'de verilmiştir.

SPT-N ile elastisite modülü arasındaki korelasyon

Çizelge 3.12. SPT değerine bağlı Elastisite Modülleri

Referans	Elastisite modülü, E (kPa)
Kulhawy ve Mayne (1990)	$E=10.\sigma_r.N_{ar}.C_E$
AASHTO (2003)	$700\ N_1$

Çizelge 3.12'de,

σ_r = Referans gerilmesi (100 kPa)

N_1 = Derinlik için düzeltilmiş SPT-N değeri

N_{ar} = Arazide elde edilen SPT-N değeri

C_E= Enerji düzeltme faktörü

- SPT değerine bağlı olarak Yatak katsayısının belirlenmesi ile ilgili Scott (1981) aşağıdaki bağıntıyı vermiştir.

$$ks=1800.N \qquad (3.13.)$$

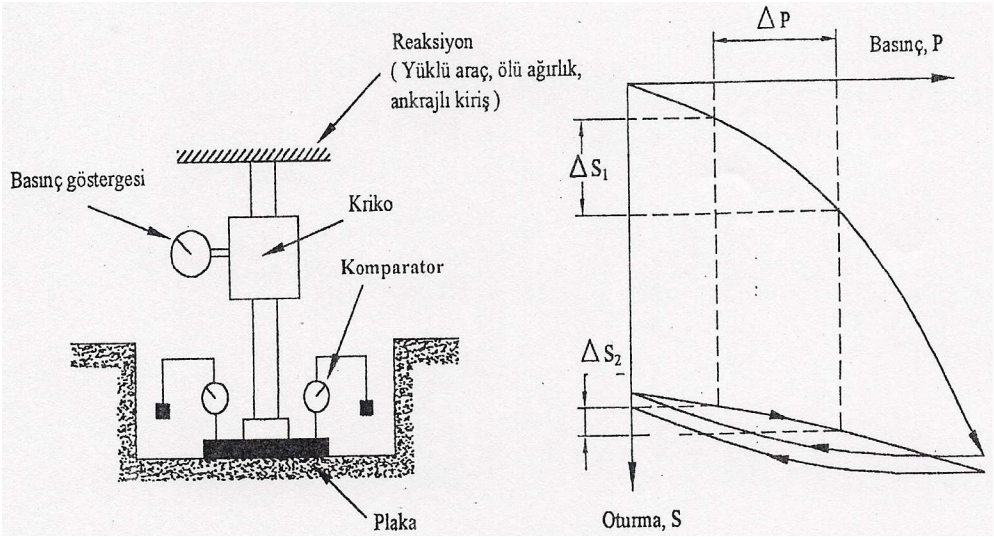
- SPT değerine bağlı olarak Kayma Dalgasının Hızının (V_s) belirlenmesi ile ilgili korelasyon Çizelge 3.13'de verilmiştir.

Çizelge 3.13. SPT değerine bağlı Kayma dalgası hızları

Referans	Zemin	Vs (m/sn)
Shibata (1970)	Kum	$31.7N^{0.5}$
Ohta ve Goto (1978)	Kum	$88.4N^{0.34}$
Sykora ve Stokoe (1983)	Kum	$100.5N^{0.29}$

3.4.4. Plaka yükleme deneyi

Plaka yükleme deneyi, bir plakaya uygulanan yük ile birlikte plakanın yapacağı oturmanın ölçülmesine dayanmaktadır. Deney sığ derinliklerde yapılabildiği gibi bir şaft içerisinde veya sondaj deliği tabanında da uygulanabilir. Bu deney ile ilgili standartlar, TS 5744 ve ASTM 1194-72'dir. Yükleme genelde adımlarla yükü artırıp oturmaların ölçülmesi şeklinde de yapılırsa da sabit bir hızla itilme sırasında yükün ölçülmesi şeklinde de gerçekleştirilebilir. Göçmeye ulaşılması halinde kayma mukavemeti, aksi halde deformasyon parametresi ölçülmesi amaçlanmaktadır. Kullanılan çelik levhalar genellikle 25 mm kalınlıkta çapları 300-1000 mm arasında değişen daire veya 305 mm kenarlı kare olabilirler. Plakanın davranışında plaka altında genişliğin 2 katı kadar derinlikte bir zemin özelliği baskın olduğundan ya temelin yer alacağı düzeyde olabildiğince temel boyutuna yakın boyutlu plaka kullanmak veya değişik derinliklerde deney yapmak gerekebilir. Deney için yapılacak kazının aşırı konsolide katı fisürlü killerde şişmeye neden olarak deformasyon modülünün ölçülen değerlerinin düşük görünme olasılığı vardır. Buna karşın bu değerlerin laboratuar deneylerine göre daha fazla ve güvenilir olduğu gösterilmiştir. Deney için yer altı su seviyesi indirilmişse sızma basınçlarının ölçülen zemin özelliği üzerinde etkili olabileceği unutulmamalıdır. Bu nedenle su seviyesinin yanlarda ve tabanda bir seri kuyu sistemi ile indirilmesi gerekebilir. Plaka gevşek malzemelerden temizlenmiş bir zemin yüzeyine oturtularak yapılmalı, gerilme azalması, ısı ve nemlilik gibi etkenlerin en aza indirilmesi için olabildiğince kısa sürede deney hazırlığı bitirilmelidir. Sert zemin ve kayaçlarda deformasyon özelliklerinin saptanmasına yönelik deneylerde plakanın bir veya birçok yastık tabakasına oturması gerekebilir. Şekil 3.15 deney düzenini ve tipik bir yükleme eğrisini Şekil 3.16 ise uygulamadan bir örneği göstermektedir. Plaka yükleme deneyi ile zeminin Taşıma gücü, emniyetli taşıma gücü, yatak katsayısı, Elastisite modülü belirlenebilmektedir (İyisan, 2003). Deneyde 30 cm'lik plakalar kullanılmıştır. Pomza zemin üzerinde yapılan plaka yükleme deneyinden elde edilen görüntüler Şekil 3.17 ve Şekil 3.18'de verilmiştir.



Şekil 3.15. Plaka Yükleme Deneyi



Şekil 3.16. Plaka yükleme deneyi (uygulamadan bir örnek)



Şekil 3.17. Pomza zemin üzerinde plaka yükleme deneyinin yapılması (Çalışma Sahası 1)



Şekil 3.18. Pomza zemin üzerinde plaka yükleme deneyinde okuma alınması (Çalışma Sahası 2)

Plaka yükleme deneyinden şunlar bulunabilmektedir.

- ✓ Taşıma gücü
- ✓ Yatak Katsayısı
- ✓ Elastisite modülü

- ➢ Plaka yükleme deneyi ile taşıma gücünün belirlenmesi şu şekilde olmaktadır.

Plaka genişliğinin en az 4 katı genişlikte açılacak bir deney çukurunda yapılması önerilen deneyin üniform zemin koşulları için uygun olduğu bilinmektedir. Deneyde plaka genişliği veya çapının yaklaşık 2 katı kadar derinlikte bir bölgenin özelliği plaka davranışında etkili olduğundan özellikleri çok farklı tabakalı bir yapıda plaka deney sonuçlarının ya ekonomik olmayan ya da tersi durumda güvenli olmayan çözüm anlamına geleceği unutulmamalıdır. Genel olarak (c,φ) zeminlerde plaka yükleme deneyi ile taşıma gücü için şu önerilmektedir. Arazide uygulanan plaka yükleme deney sonuçlarından elde edilen verilere göre gerilme-oturma eğrisi çizilir.

1. Eğri 10 mm oturmaya ulaşıncaya kadar bir kırıklık göstermeden düzgün devam ediyorsa, 10 mm oturmaya karşı gelen gerilmenin yarısı (G_s=2) zemin emniyet gerilmesi olarak tanımlanır.
2. Gerilme-oturma eğrisi 10 mm oturmaya ulaşmadan önce bir kırılma gösteriyorsa, bu kırılma noktasına karşı gelen gerilmenin yarısı (G_s=2) zemin emniyet gerilmesi olarak tanımlanır.

Plaka yükleme deneylerinde, tahmin edilen son taşıma gücü değerinin 1/5'ine eşit adımlarla yük artırımı yapmak ve her adımda en az 1 saat bekleyerek 25 mm oturmaya kadar ilerleyerek geri dönüş davranışını da izlemek yararlı olmaktadır. Elde edilen eğrinin biçiminden ya da tanımlanan bir oturmaya karşılık gelen son taşıma gücü belirlenebilir.

- ➢ Yatak Katsayısının belirlenmesi

Elastik bir zemine oturan temellerin herhangi bir noktasındaki çökme, aynı noktadaki taban basıncı ile orantılıdır. Bu orana Yatak katsayısı denir.

$s_{(x)}=P_{(x)}/k$

$s_{(x)}$= x noktasındaki çökme (oturma)

P(x)=x noktasındaki gerilme

k=yatak katsayısı

$k=P/s \quad (F/L^3)$ (3.14.)

k_t= Temel için yatak katsayısı

k=Plaka yükleme deneyinden elde edilen değer

Deneylerde, çapı 30 cm olan plakanın kullanılması durumunda

$k_t= (0.3/B).k \quad B(m)$ (İyisan, 2003) (3.15.)

Bu bağıntı Terzaghi'ye göre killi zeminlerde ve taban basıncının taşıma gücünün yarısından daha az olması durumunda (G_s>2) geçerlidir.

Kumlu zeminlerde ise Terzaghi'ye göre ,

$k_t= \left[((B+0.3)/2B)^2.k\right] \quad B(m)$ (İyisan, 2003) (3.16.)

Kumlu zeminlerde, deformasyon modülü derinlikle artmakta ve daha derinlerde oturma azalmaktadır.

Çizelge 3.14'de çeşitli zeminler için yatak katsayısı değerleri verilmiştir.

Çizelge 3.14. Yatak katsayıları (Bowles, 1988)

Zemin Türü	(k_s), kN/m^3
Gevşek Kum	4.800 - 16.000
Orta Sıkı Kum	9.600 – 80.000
Sıkı Kum	64.000 - 128.000
Siltli Orta Sıkı Kum	24.000 - 48.000
Killi Orta Sıkı Kum	32.000 - 80.000
Killi Zemin (q_u <= 200 kPa)	12.000 - 24.000
Killi Zemin (200 < q_u <= 800 kPa)	24.000 - 48.000
Killi Zemin (q_u > 800 kPa)	>48.000

- Elastisite Modülünün belirlenmesi

Plaka yükleme deneyinden elastisite modülü denklem (3.17.) ile hesaplanmaktadır (İyisan, 2003).

$$E = 0.75\, D\, (\Delta P / \Delta s) \quad (3.17.)$$

$E=$ Zeminin Elastisite Modülü
$\Delta P=$ basınç-oturma eğrisinde iki nokta arasındaki basınç farkı
$\Delta s=$ basınç-oturma eğrisinde iki nokta arasındaki oturma farkı
D= plaka çapı

Timosenko ve Goodier (1970), zeminin elastisite modülü ile ilgili olarak şu bağıntıyı vermiştir.

$$E = k_s.D.\frac{\Delta P}{\Delta s}.(1-\mu^2) \qquad (3.18.)$$

Burada;

$E =$ Zeminin Elastisite Modülü

$\Delta P =$ basınç-oturma eğrisinde iki nokta arasındaki basınç farkı

$\Delta s =$ basınç-oturma eğrisinde iki nokta arasındaki oturma farkı

$\mu =$ poisson oranı

$k_s =$ plaka şekline ve rijitliğine bağlı bir katsayı (Çizelge 3.20)

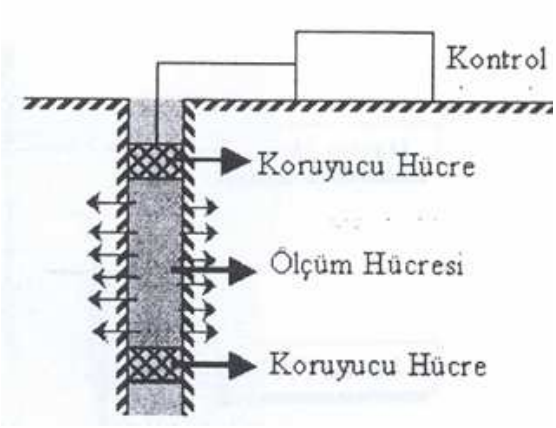
Çizelge 3.15'de Teorik k_s katsayıları verilmiştir.

Çizelge 3.15. Teorik k_s Katsayıları

Plaka Şekli	**Yük Durumu**	**Plaka Okuma Yeri**	**k_s**
Daire	Düzgün Yayılı Yük	Merkez	1.00
	Düzgün Yayılı Yük	Köşe	0.636
	Rijit Yüklü Temel	Tüm Plaka Boyunca	0.785
Kare	Düzgün Yayılı Yük	Merkez	1.12
	Düzgün Yayılı Yük	Plaka kenar merkez	0.78
	Düzgün Yayılı Yük	Köşe	0.56
	Rijit Yüklü Temel	Tüm Plaka boyunca	0.85

3.4.5. Presiyometre deneyi

Arazi incelemelerinin amaçlarından biri de mukavemet ve deformasyon özellikleri, arazi gerilme durumu ve permeabilite özellikleri gibi önemli geoteknik tasarım parametrelerinin belirlenmesidir. Presiyometre deneyi ile deformasyon ve mukavemet özellikleri aynı anda belirlenebilmektedir. Presiyometre deney yöntemi ilk olarak 1956 yılında Louis Menard tarafından Fransa'da tanıtılmış ve uygulanmıştır. Zeminlerin sıkışabilirlik ve kayma direncinin yerinde ölçümü için sondaj kuyusu içinde uygulanan bir arazi deneyidir (ASTM 4179). Presiyometre deneyinde silindirik bir sonda ile sondaj kuyusu içinde kaplanmamış alana elastik membran yardımı ile üniform bir radyal (yanal) basınç uygulanır. Membranın hacim değişiminden ve uygulanan gerilmeden zeminin özellikleri belirlenir. Deneyin prensibi Şekil 3.19'da gösterilmiştir.



Şekil 3.19. Presiyometre deneyi

Presiyometre deney sistemi; silindirik sonda, alt ve üstte koruyucu hücre, ölçüm hücresi ve basınç sisteminden oluşmaktadır. Presiyometre deneyinin yapılacağı kuyu çapı sonda çapının 1,03-1,20 katı kadar olmalıdır. ASTM'nin önerdiği kuyu çapları Çizelge 3.16'da verilmiştir.

Çizelge 3.16 ASTM'nin önerdiği kuyu çapları

Sonda Çapı (mm)	Kuyu Çapı (mm)
44	45-53
58	60-70
74	76-89

Yaygın olarak kullanılan Probun (sonda) çapı genelde 58 mm boyu ise 420 mm boyutundadır. Ölçüm hücresi hacmi.V_{cell}=535 cm^3'dür. Presiyometre deneyi diğer sondalama deneyleri ile karşılaştırıldığında kalibrasyon ve ölçüm açısından oldukça karmaşıktır. Uygun kalibrasyon, uygulama tekniği ve yorumlama ile geoteknik mühendisliği için çok yararlı veriler sunmaktadır. Sondajlar sırasında 1-2 m ara ile sondaj kesilerek uygulanır. Pomza zemin üzerinde yapılan Presiyometre deneyinden elde edilen göüntüler Şekil 3.20, 3.21 ve 3.22'de verilmiştir.



Şekil 3.20. Presiyometre deneyi yapılışı -1 (Çalışma Sahası 1)



Şekil 3.21. Presiyometre deneyi yapılışı – 2 (Çalışma Sahası 2)



Şekil 3.22. Probun sondaj deliğine indirilmesi (Çalışma Sahası 3)

- **Presiyometre deneyinden elde edilen parametreler**

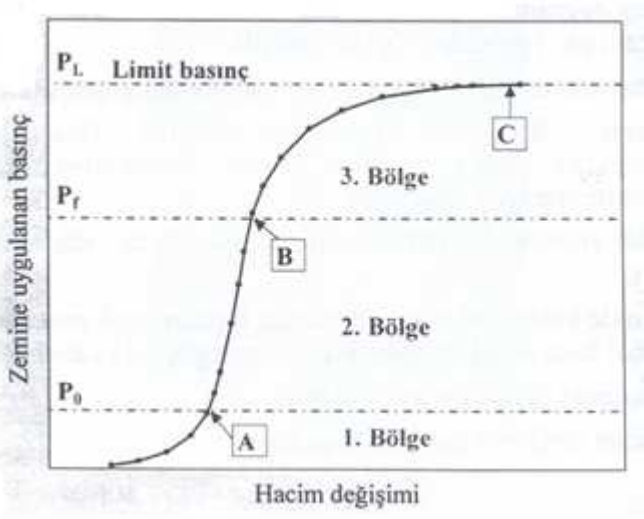
Geoteknik incelemeler amacıyla açılan sodaj kuyularında, presiyometre deneyi genel olarak aşağıdaki zemin parametrelerini belirlemek için uygulanmaktadır.

1. Deformasyon Modülü (Elastisite Modülü)
2. Kayma Mukavemeti parametreleri
3. Arazi yatay gerilme değeri, σ_{h0}

- **Deneyin uygulanması**

İlk önce ölçüm hücresinin hacmi (V_{cell}) belirlenir ve sonda kuyuya indirilir. Düşey doğrultuda deformasyonu önlemek için koruyucu hücreler basınçlı gaz (genelde CO_2) ile şişirilir. Daha sonra ölçüm hücresine basınçlı su veya gaz ilave verilerek genleşmesi sağlanır. Hücrenin hacimsel genleşmesi ölçülür. Hücrenin yanlara temasından sonra verilen suyun hacminden yanal şekil değiştirmeler (Δr) hesaplanır. Yanal yüzeylerde kırılma oluşuncaya kadar yüklemeye devam edilir. Zeminde kırılma olmadığı durumda toplam genleşme hacminin (V), orijinal hacmin 2 katı olduğunda zemin göçmüş olur.

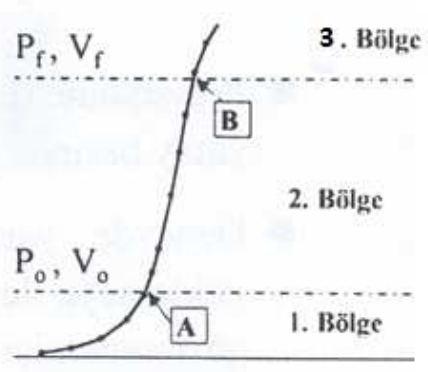
Sonuçları verirken ölçülen basınç, hacim veya yatay deformasyon için mutlaka kalibrasyon yapılmalıdır. Gerekli durumlarda ölçülen değerler üzerinde düzeltmeler yapılır. Deney sonuçları basınç-hacim grafikleri şeklinde verilir. Deney sonuçlarına ait bir örnek Şekil 3.23'de verilmiştir.



Şekil 3.23. Presiyometre Deney Sonucu

Bu tür grafiklerde birbirinden görsel olarak da ayırt edilebilen 3 ayrı bölge göze çarpmaktadır.

1. Bölge: Membranın genleşerek kuyu duvarına temas edip kuyu etrafındaki zeminin yeniden yüklendiği bölümdür. Zeminin başlangıçtaki yani sondajdan önceki durumunu yansıtır. Po basıncı arazideki toplam yatay gerilemeye karşılık gelmektedir. Şekilde 3.24 (A) ile gösterilmiştir.



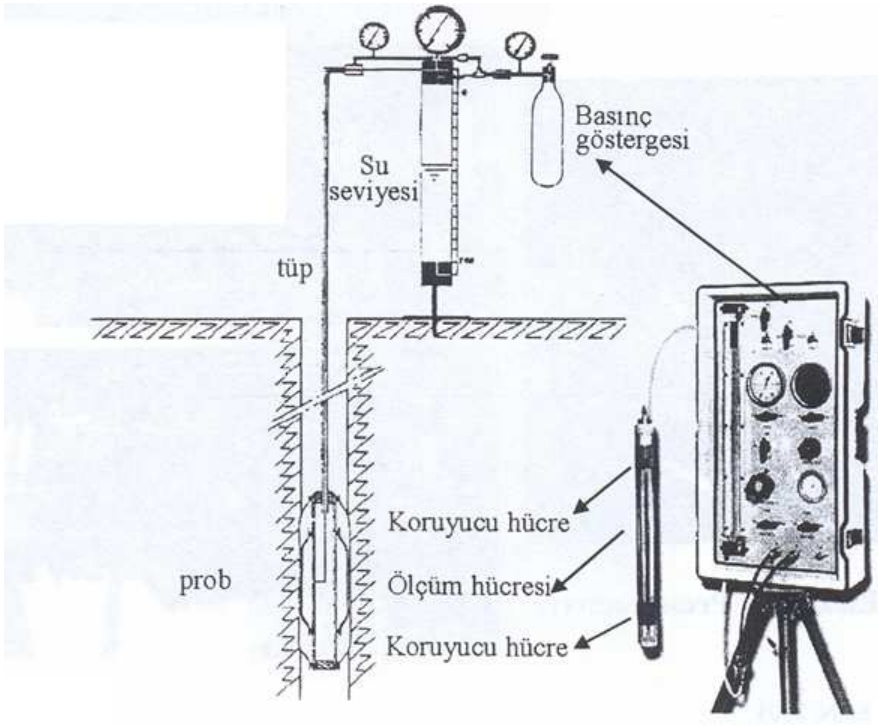
Şekil 3.24. Presiyometre Deney Sonucu

2. Bölge: Pratik olarak lineer olarak kabul edilebilen elastik bölgedir. Bu bölgeden sonra plastik deformasyonlar başlar (B noktası). P_f basıncı akma basıncını gösterir.

3. Bölge: Plastik bölge olarak isimlendirilen bu kısım limit basınca kadar devam eder. P_L limit basınıcı göstermektedir.

- **Menard Tipi Presiyometre**

Önceden açılmış sondaj kuyusu içinde uygulanan bu yöntem, presiyometre deneyi denilince ilk akla gelendir. Menard tipi Presiyometre bazı problemlerinin çözülmesinin yanında, gerçekçi bir ölçüm yöntemidir ve bir çok araştırma yapılmasını sağlamıştır. Menard tipi presiyometre deneyinde ölçüm hücresi iki koruyucu hücre arasındadır. Bu hücreler ölçüm hücresinin sadece radyal doğrultuda genleşmesini sağlamak, diğer yönleri engellemek içindir. Membranın genişlemesi sırasında kuyu çapındaki değişim, suyla dolu olan ölçüm hücresinin değişiminden belirlenir. Şekil 3.25'de deney düzeni Şekil 3.26'da uyulamadan bir örnek verilmiştir.



Şekil 3.25. Menard Presiyometre deney düzeninin şematik kesiti



Şekil 3.26. Presiyometre Deneyi (Uygulamadan bir örnek)

- ✓ Presiyometre deneyinden elastisite modülü aşağıdaki bağıntı ile hesaplanmaktadır.

$$E = 2(1+\mu)\, V\, (\Delta P / \Delta V) \qquad (3.19.)$$

$E =$ Presiyometre Elastisite Modülü

$\mu =$ Poisson oranı

$(\Delta P / \Delta V)$ =Doğrusal kısmın eğimi

$V =$ Ortalama basınçta ölçüm hücresinin (silindirik çukur) hacmi

- ✓ Presiyometre deneyinden yatay kayma modülü aşağıdaki bağıntı ile hesaplanmaktadır.

$$G = E / 2(1+\mu) \qquad (3.20.)$$

- ✓ Net limit basınıcın belirlenmesi

$$P_L^{\,*} = P_L - P_h \qquad (3.21.)$$

P_h= arazi yatay gerilmesi

P_L= zeminde göçmeye neden olan yatay basınç

Kulhawy ve Mayne (1990), kum için Presiyometre-SPT ilişkisini şu şekilde vermiştir.

$$E = 908N^{0,66}\ (kN/m^2) \qquad (3.22.)$$

Gambin ve Rousseau (1988), kum ve çakıl için E ve PL değerini aşağıdaki şekilde vermiştir.

$$E=80\text{-}400\ (kg/cm^2) \qquad (3.23.)$$

$$P_L=12\text{-}50\ (kg/cm^2) \qquad (3.24.)$$

Baguelin vd., (1978) Presiyometre modülü ve net limit basınç oranının zemin tipinin belirlenmesinde kullanılabileceği ile ilişkili olarak Çizelge 3.17'de verilmiştir.

Çizelge 3.17. E/P_L^* ve zemin tipi ilişkisi

E/P_L^*	Zemin Tipi
4-7	Doygun çok gevşek-gevşek kum
7-10	Sıkı-çok sıkı kum

- Presiyometre Deneyi ile Taşıma Gücünün Belirlenmesi

Presiyometre deneyinden elde edilen limit basınç PL zeminde göçmeye yol açan basınçtır. Bu nedenle taşıma gücü;

$$q_d = k\ (P_L - P_0) + q_0 = k.P_L^* + q_0 \qquad (3.25.)$$

k= taşıma gücü faktörü (yüzeysel temellerde k=0,8 alınabilir)

P_L-P_0=P_L^*=net limit basınç

q_0= temel seviyesinde düşey jeolojik yük

3.5. İnceleme Alanının Tanıtılması

Nevşehir ili yerleşim sınırları içerisinde kalan ve pomza zeminler üzerine kurulan Yeni 2. Mıntıka Mahallesi, Kızıltepe Mevkii 1826 Ada 2 parsel 1. Çalışma sahası, 1802 Ada 15-16 parsel 2. Çalışma Sahası, 1802 Ada 8-22 parsel ise 3. Çalışma sahası olarak seçilmiştir.

3.5.1 Jeomorfolojik ve çevresel bilgiler

Nevşehir, İç Anadolu Bölgesi' nde 38º 12' ve 39º 20' kuzey enlemleri ile 34º 11' ve 35º 06 ' doğu boylamları arasında kalır. Konya kapalı havzasında kalan Derinkuyu ilçesi dışında, bütünüyle Orta Kızılırmak Havzası' na giren Nevşehir, konum itibariyle Türkiye' nin tam ortasında olup, yüzölçümü 5. 467 km² dir. Ülke topraklarının binde 7' sini kaplar. Kızılırmak vadisinin güney yamacına kurulmuş olan il merkezinin rakımı 1150 metredir. İl alanı, yöresel açıdan, doğudan Kayseri İlinin Yeşilhisar, İncesu ve Merkez, kuzeydoğudan Yozgat İlinin Boğazlıyan ve Şefaatli, güney, güneybatı ve batıdan Niğde, Aksaray merkez ve Ortaköy ilçesi ile çevrilidir. Yüzey şekilleri açısından ise, İlin doğusunda Hodul dağı ve uzantıları, kuzeyinde Delice Irmak vadisi, güney ve güneybatısında Erdaş dağı ve uzantıları vardır.

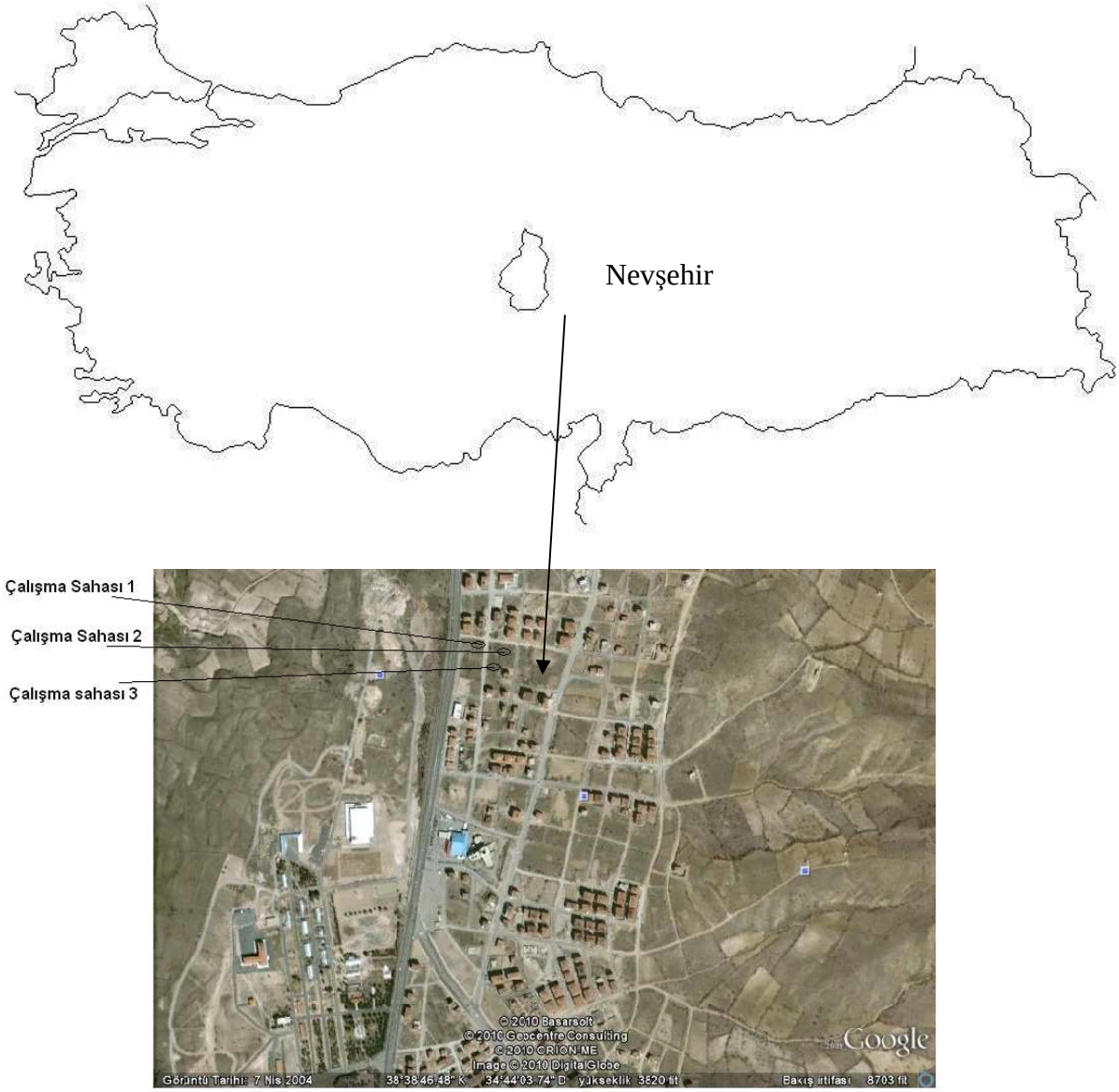
Kullanım bakımından % 97' si tarıma elverişlilik gösteren il topraklarının yeryüzü şekillerine göre dağılımında en büyük pay, platolarındır. İl alanının % 56, 6' sı platolarla, %24, 9'u ovalarla, % 18, 5' i ise dağlarla kaplıdır.

Nevşehir İl alanı, Orta Anadolu' da, Erciyes, Melendiz ve Hasandağı gibi eski yanardağların kül ve lavlarının birikmesiyle oluşmuş çok geniş bir plato üzerinde yer almaktadır. Bu platoyu, ülkenin en uzun akarsuyu olan Kızılırmak, doğu-batı doğrultusunda ve derinliğine vadilerle sık bir şekilde parçalamıştır. İl merkezi Kızılırmak platosu adıyla anılan bu geniş ve yüksek düzlüklerin batı yamaçlarında kurulmuştur.

Nevşehir il alanında rastlanan yeryüzü şekillerinden en az ağırlıklı olanı, dağlardır. İl alanının %18.5'ini kaplayan dağlar, genellikle Kızılırmak vadisinin kuzeyinde ve güneyinde toplanmıştır. İldeki dağların asıl oluşum dönemi III. Jeolojik zamandır. Alp kıvrımlaşması sırasında Kuzey Anadolu ve Güney Anadolu dağları

şekillenirken ortaya çıkan sıkışmalarla Orta Anadolu' da yer yer yükselme çökmeler olmuştur. Çöken kesimde uzanan Nevşehir toprakları, III. Jeolojik zamanda (Neojende) göl suları altında kalmıştır. Daha sonra yörede çok yoğun volkanik ve tektonik hareketler oluşmuş, il alanının büyük bir bölümü çıkan lav ve tüflerle örtülürken bir yandan da yeni kırılmalar ve püskürmelerle yükselmiş, böylece dağlar oluşmuştur.

İnceleme alanı Şekil 3.27'de, Çalışma sahasının yerleri Şekil 3.28 ve Şekil 3.29 ve Şekil 3.30'da, çalışma alanı vaziyet planı Şekil 3.31'de ve zemin kesiti Şekil 3.32'de gösterilmiştir. Çalışma sahası yerleşim alanı içinde olup, mevcut inşaat sahasında kazı alanı içinde pomza tabakalarının varlığı net bir şekilde görülmekte ve çoğu yerde bina temelleri bu tabaka üzerine oturtulmaktadır.



Şekil 3.27. İnceleme Alanı



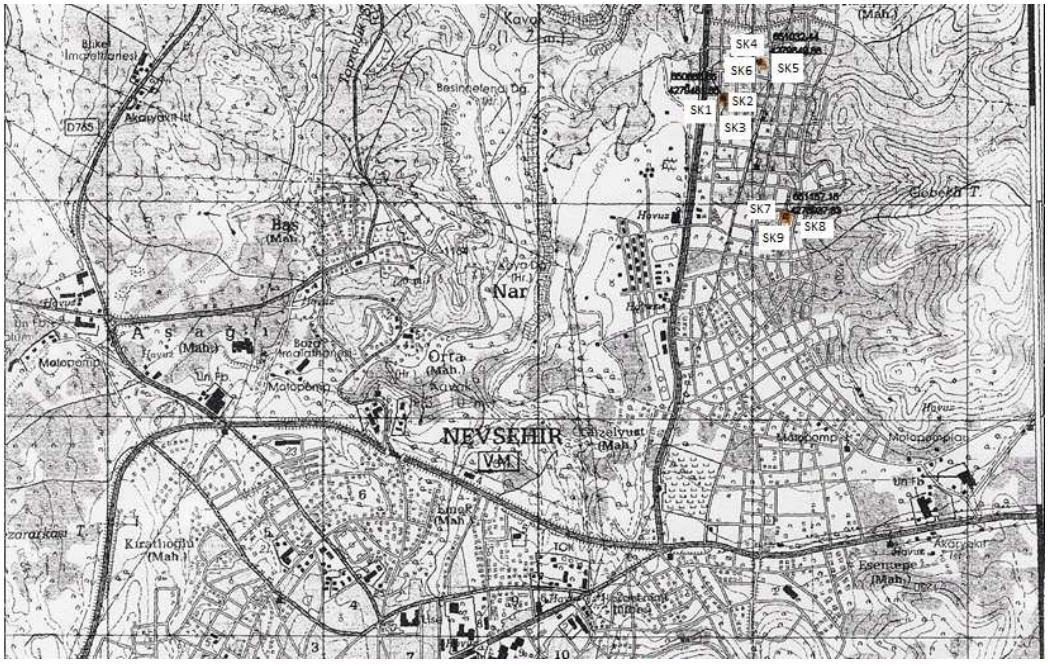
Şekil 3.28. Çalışma Sahası 1



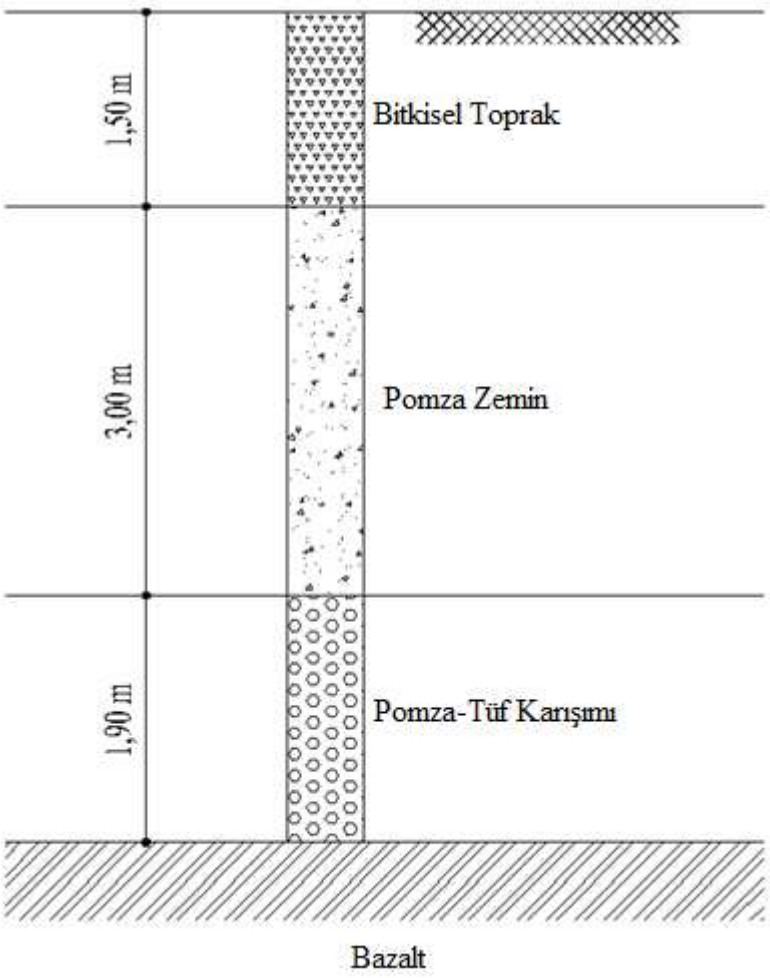
Şekil 3.29. Çalışma Sahası 2



Şekil 3.30. Çalışma Sahası 3



Şekil 3.31. Çalışma alanı Vaziyet Planı



Şekil 3.32. Çalışma alanı 1 için zemin kesiti

3.5.2 Nevşehir Bölgesi Jeolojisi

Türkiye' nin jeotektonik evrim süreci içerisinde etkili olan Orta Anadolu' da ve kuvaterner yaşlı volkanizmanın en etkin olduğu alanlardan biri de Acıgöl dolayları olup, temelde olasılıkla Üst Kretase yaşlı ve çoğunlukla gabro türünde ultrabazik kayaçlarda, Paleosen yaşlı granadiyorit sokulumları bulunmaktadır.

Karasal ortam koşullarında gelişen yersel küçük göllerde bu tüflerde arakatkılı olarak yer yer de " Aktepe Formasyonu " olarak adlandırılan kumtaşı, marn, kiltaşı ve kireçtaşı düzeyleri oluşmuşlardır. Daha sonrasında volkanizma yeniden şiddetlenmiş ve ignimbiritler oluşmuştur (Yalaman İgnimbiriti). Üst miyosen sonlarına doğru bu asidik volkanizma, ortaç volkanizmaya dönüşerek andezitik lav ve aglomeraları meydana getirmiştir (Kevence tepe Andeziti).

Alt pliyosenden itibaren volkanizma, obsidyen akıntıları ve ignimbiritlerle tekrar etkin olmuş (Boğaz köy obsidyeni ve Basansarnıç ignimbiriti) ve Üst Pliyosen sonlarında ise bazikleşerek bazaltik lav akıntıları ve cüruf konileri oluşmuştur (Kızıldağ Bazaltı ve Kızıl dağ Cüruf Konileri).

Daha sonra tekrar bazik volkanizma ürünleri olan bazaltik lavlar oluşarak geniş alanlarda yayılmışlardır (Karnıyarıktepe Bazaltı).

Kuvaterner sonlarına doğru volkanizma yeniden asidik bir nitelik kazanarak domsal yapılar gelişmiş ve volkanik küller, obsidyen akıntıları, perlitler ve riyolitik lavlar ile bazaltik cüruflar oluşturarak volkanik evrim tamamlanmıştır (İcik Volkanik Külleri, Taşkesiktepe Obsidyeni, Tepeköy Perlit ve Riyolitleri, Obruktepe bazaltik cürufları).

Volkanik kayaçlarda petrografik ve jeokimyasal çalışmalar yapılarak, çoğunlukla kalkalkalin, sadece bazaltik lavların bir kısmının hafif alkalin nitelikte oldukları ve genel olarak kıtasal kabuk köken özellikleri taşıdıkları sonucuna varılmıştır.

İnceleme alanı ve çevresinde bölgesel olarak Peçenek Formasyonu adı altında ayırtlanan Beyaz – gri renkli, orta – ince kum tane boyutlu v teknesel çapraz tabakalı, gevşek tutturulmuş kumtaşı, çakıllı tüfitler – miltaşı, kiltaşı ile kaba kumtaşı ve çakıltaşlarından oluşan ve teknesel çapraz tabakalanma, kil gecikme çökelleri ile dizilim ve yönlenme karakterine sahip çakıllar mevcuttur. Çakıl ve kum taneleri kuvarsit, amfibolit, bazalt, granit, gabro, sileksit, diyabaz, tüf ve kireçtaşı türündedir. Yaklaşık kalınlığı 200 m. olup Üst Miyosen – Pliyosen yaşlıdır.

Yapılan bu çalışmaları kısaca özetlediğimizde, araştırma sahasında ve yakın çevresinde volkanik faaliyet orta miyosen sonlarına doğru başlamış, üst miyosen boyunca devam eden ilk safhada andezitik birimler yeryüzüne çıkmıştır. **Alt pliyosende başlayan ikinci safhada volkanizma patlayıcı bir nitelik kazanmış, bölgede geniş alanlarda yayılmış olan pomza, kül, tüf ve ignimbiritler püskürtülmüştür.** Kızılkaya ignimbiritinin oluşumundan sonra, yaklaşık dört milyon yıl süren bir sükûnet dönemi geçmiş ve bunu volkanizmanın son kuvaterner safhası izlemiştir. Bu son safhada riyolitik tüfler, riyolitik dom ve lav akıntıları meydana gelmiş ve bunları da son ürünler olarak andezit ve bazaltlar izlemiştir. Bu kayaçların fiziksel ayrışma, taşınma ve diajenez sonucunda çakıltaşı ve konglomeralar meydana gelmiştir.

Tüm bu birimler üzerine uyumsuz olarak çökelen ve Kızılırmak nehrinin zaman, zaman yer değiştirmesi ve mevsimsel olarak debisindeki değişimlere bağlı olarak yer, yer derecelenen eski alüvyon (Qe) ve güncel alüvyon (QAl) çökelmiştir.

Bölgede Mesozoyik öncesi en yaşlı birim Kalkanlı Dağ formasyonudur (PMk). Sillimanit – kuvars - şist, kuvars - mikaşist, gnays, biyotitşist, amfibolit şistlerden oluşan ve birbirleriyle geçişli, bazen bantlı ve mercek yapılı olup gri, yeşilimsi, mavimsi renklerde ve sık kıvrımlıdır. Bunlarda geçişli ve yaklaşık 300 m kalınlığa varan mermer, şist, gnays ardalanması şeklinde Tama Dağı formasyonu (Pmt) ile yaklaşık 250 m kalınlığında orta - kalın tabakalı, iri kristalli mermerlerden oluşan Bozçaldağı formasyonu (Pmb) bulunmaktadır.

Üst Kretase öncesi bölgeye yerleşen granit, granit porfir, granadiyorit, gabro, riyodasit ve silisli kayaçlardan oluşan Ortaköy granatoidi ve bunları kesen gabro kayaları (W) ile Üst Kretase yaşlı riyolit, porfirit, trakit, andezitlerden oluşan Taşlıbel volkanitleri (nk) Tersiyer yaşlı birimler tarafından örtülmektedir.

Lütesiyen öncesi yaşındaki Ayan formasyonu 5 üyeye ayrılmaktadır. Alüvyon yelpazesi çökel özelliği gösteren çakıltaşları, çakıllı kumtaşları, kaba taneli çakıllardan oluşan 500 m kalınlığındaki Say Tepe üyesi (TAS), yer yer çapraz tabakalı kumtaşı ve silt taşından oluşan ortalama 30 m kalınlığında olan Esefin üyesi (Tae), orta - kalın tabakalı, silisli, çörtlü kireçtaşı, laminalı kumtaşı, silttaşı ve bitümlü şeyl şeklinde ve 150 m kalınlığındaki Kubaca Üyesi (Tak), çakıltaşı, kumtaşı silttaşından ibaret menderesli nehir çökelleri ve 400 m kalınlığındaki İlicek üyesi (Tai) ile orta - kalın tabakalı, çörtlü kireçtaşı, kumtaşı ve marnlardan oluşan yaklaşık 300 m kalınlığındaki Lalelik üyesi (Tal), Lütesiyen yaşlı Altıpınar Formasyonunun (Ta) ile uyumludur. Altıpınar formasyonu yaklaşık 350 m kalınlığındadır ve çakıltaşı, kalın – orta tabakalı kumtaşları ve 50 m. kalınlığındaki kumlu marn ve killi kireçtaşlarından oluşan Boztepe Üyesinden (Tab) meydana gelmiştir. Kırmızı şarabi renkli teknesel çapraz tabakalı kumtaşı, silttaşı ve çamurtaşından oluşan kanal dolgulu ortalama 800 m kalınlığındaki oligosen yaşlı Kızılöz Formasyonu (Tk), tabanda çakıllı kumtaşı ve linyitli marn şeklinde görülen yaklaşık 30 m kalınlığındaki Arafa Üyesi (Tka) ile geçişlidir.

Sarımsı, yeşilimsi, kahverengi görünümlü, yer yer limonitleşmiş ve silisleşmiş Melendiz Dağı Tüfü (Tm) ile bunların üzerlerinde yüzeylenen gri, kahverengi, yer yer camsı ve sık dokulu plajioklas, amfibol, biyotit ve piroksenden oluşan Melendiz Dağı

Andeziti (Tm_1) ve gri – pembe, kahverengi, ince taneli, içinde ojit, hornblend ve labrodit fenokristalleri bulunan Büyükkaletepe Andeziti (Tb) üst miyosen yaşlıdır.

Üst miyosen – pliyosen yaşlı birimlerden Tuzköy Formasyonu (Tt) sarı renkli, ince tabakalı silttaşı, silisli kiltaşı, kumtaşı ve tüfit ardalanmalıdır. Kireçtaşı ve kiltaşlarından jips kristallerininde gözlendiği ve süngertaşından oluşan Kesiktepe Üyesinin de (Ttk) ayrıldığı birim 100 m kalınlığındadır ve Kızılöz Formasyonu ile uyumsuzdur. Bu birim ile uyumlu olarak beyazımsı – gri renkli çapraz tabakalı kumtaşı, çakıllı kumlu tüfit, miltaşı, kiltaşı ile kaba kumtaşı ve çakıltaşından oluşan ortalama 200 m kalınlığındaki Yüksekli Formasyonu (Ty) bulunmaktadır.

Geniş bir alanda volkano – tortul şekilde yüzeylenen üst miyosen – pliyosen yaşlı Ürgüp Formasyonu (Tü), aşağıdaki üyeler ile temsil edilmektedir.

KAVAK ÜYESİ (Tük) : Açık kahve, beyazımsı renkli, homojen ignimbirit, ankelit ve pomza içermektedir. 100 m kalınlığındadır.

HALTARPINAR (Tüh) : Genelde Lateritik toprak, kumlu, Siltli, killi karışımlar halindedir, 30 m kalınlığındadır.

SARIMADENTEPE ÜYESİ (Tüs) **:** Masif ve kalın tabakalı ignimbiritlerden oluşmuştur. Yaklaşık 20 m kalınlığındaki birim sert, homojen, pomzalı ve koyu gri renkli akışkan özelliktedir.

DAMSA BAZALTI (Tüd) : Tabanda gözenekli olivin bazalt, üstte ise hipersten ve ojitce zengin, gözenekli olivinsiz bazalt karakterindedir.

CEMİLKÖY ÜYESİ (Tüc) : Pomzalı volkano – tortul bir birimdir. Kalınlığı 80 m kadardır.

TAHAR ÜYESİ (Tüt) : Orta – kalın tabakalı toplam 80 m kalınlığında, pembe renkli tüfit tabakalarından oluşmuştur.

KARADAĞ ÜYESİ ($Tük_1$) : Nevşehir yapı taşı olarak tanınan yaklaşık 150 m kalınlığındaki birim, tüfitik karakterli, kalın tabakalı, karışık lahar çökelidir.

İNCESU ÜYESİ (Tüi) : Gri – pembe renkli ignimbiritik dasitik tüftür. 60 m kalınlığındadır.

AĞILLI ÜYESİ (Tüa) : Aglomera, kumtaşı, kiltaşı ve tüfitten oluşmaktadır. Yaklaşık kalınlığı 40 m' dir.

SALUR ÜYESİ ($Tüs_1$) : Kum, kumtaşı ve tüflü çakıltaşından oluşmaktadır. Yaklaşık kalınlığı 100 m' dir.

TOPUZDAĞ BAZALTI ($Tüt_1$) : Alt düzeyleri olivinsiz, ojit ve hiperstence zengin, üst düzeyleri olivin bazalt özelliğinde lav akıntısıdır.

KIŞLADAĞ ÜYESİ ($Tük_2$) : Marnlarla başlayıp, bölgesel killi kireçtaşına geçen birimler 30 m kalınlığındadır ve Ürgüp Formasyonunun üst düzeylerini oluşturur.

KIZILKAYA İGNİMBİRİTİ (Tk_1) : Toplam kalınlığı 25 m' yi bulan andezitik karakterli, sütunsal yapılı olup, üst seviyeleri volkanik çakıllıdır.

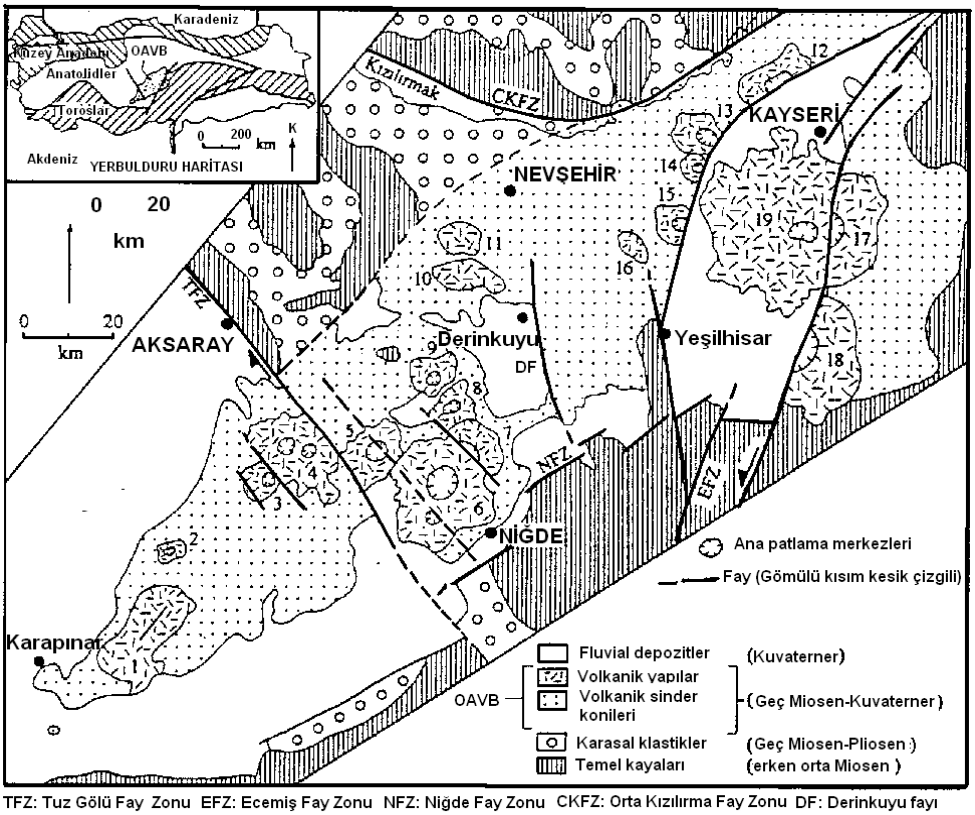
ÇATALTEPE BAZALTI (Tüç) : Genelde hipersten ojit gri renkli, gözenekli bazalttır.

Çalışma alanında kuvaterner yaşlı birimler aşağıdaki şekilde ayırtlanmıştır:

Lav parçası ve obsidyence zengin, camsı ve pomzalı Alacaşar Tüfü (Qa), pomzaca zengin Kumtepe Külü (Qk), volkanik cam özelliğindeki Boğazköy Obsidyeni (Qb), Acıgöl çevresinde görülen Andezitik pomza, kül, temel kazıntı parçalarından oluşan piroklastik bileşenli Korudağ Andezitik Camı (Qt_1), üst seviyelerde obsidyen içeren perlit yumrulu Göllüdağ Tüfü (Qg), teknesel çapraz tabakalanmanın sık görüldüğü 12 m kalınlığındaki çakıl, kum ve kil çökellerinden oluşan Kızılırmak Çakıltaşı (Qç), olivin bazalt özellikli 10 m kalınlığa varan Kızıldağ Bazaltı (Qk_2), bazaltik andezit ve traki-andezit nitelikli Karnıyarıktepe Bazaltı (Qk_3), volkan bombası, kül, lapilli ve bazaltik cüruf konileri (Qc), sıcak yeraltısuyu çökeli olan kıvrımlı ve ince tabakalı Hacıbektaş taşı olarak tanınan Traverten (Qt), çoğunlukla Kızılırmak nehri boyunda yüzeylenen yaklaşık 10 m kalınlığındaki, çakıltaşı, kumtaşı ve milden oluşan Eski Alüvyon (Qe) ile Yamaç Molozları (Qy) ve çakıl, kum, mil ve topraktan oluşan Alüvyon (Qal) en genç birimler olarak sınırlanmaktadır. Nevşehir Bölgesindeki valokanik kayaç grupları ve yaşları Çizelge 3.18'de, Nevşehir Bölgesinin Jeolojisi ise Şekil 3.33'de verilmiştir.

Çizelge 3.18. Nevşehir bölgesinde yüzeylenen volkanitlerin kayaç grupları ve yaşları (Batum,1978)

JEOLOJİK YAŞ KAYAÇ GRUPLARI	**RADYOMETRİK YAŞLARI (Milyon Yıl)**	
Holosen	11-Bazaltlar	
	10-Andezitler	
Kuvaterner	9-Riyolitik domlar ve lav akıntıları	0.9 – 0.34
Pleistosen	8-Beyaz tüfler	0.86 – 0.42
	7-Kızılkayaignimbiriti	
	6-Gelveri ignimbiriti	4.9 – 5.5
Alt Pliyosen	5-Göre lavı	
	4-Gelveri lavı	
	3-Pembe tüfler	
Neojen	2-Andezit domlar	
Üst Miyosen	Andezit lav akıntıları	13.7 – 6.5



Şekil 3.33. Nevşehir Bölgesinin Jeolojik Haritası (Toprak ve Göncüoğlu, 1994)

Alp – Himalaya orojenik kuşağı üzerinde yer alan Anadolu Orta Miyosen' de başlayan yeni bir tektonik rejim altında şekil değiştirmektedir. Bu süreçte, Anadolu' da değişik özelliklere sahip çok sayıda fay ve kıvrım gelişmiştir. Meydana gelen faylardan Kuvaternerden beri hareket ettiği bilinen veya hareket ettiği düşünülen faylar diri olarak kabul edilmektedir. Diri fayların en önemli özellikleri geçmişte olduğu gibi gelecekte de depreme neden olabilmeleridir. Nevşehirin merkezi 3. derece deprem bölgesinde bulunmaktadır.

Bölgede tektonik açıdan dikkati çeken fay; Avanos ile Kesikköprü (Kırşehir) arasındaki kesimi kapsayan Gümüşkent (Orta Kızılırmak) fayıdır. Orta Kızılırmak fayının Üst miyosen – Pliyosen yaşlı Orta Anadolu Volkanitleri ile bu fayla ilişkilidir.

Orta Kızılırmak Fayı 5 – 8 km. genişliğinde, doğrultusu doğuda D – B, batıda KB – GD olan bir kuşak içinde yayılmış değişik boyutlu, egemen olarak normal karakterli paralel yarı paralel birçok sintetik ve antitetik faydan oluşur. Kestiği Kuvaterner bazaltları bu fayın günümüzde etkin olduğunu gösterir. Fay, güney bloğun düşmesi ile oluşan Üst miyosen – Pliyosen yaşlı bir havzayı kuzeyden denetler. Bölgede geniş bir yayılımı olan bu havzadaki volkanik ve volkanoklastiklerin bu havza ile yaşıt kuzeydeki diğer havzalarda gözlenmemesi ve bu havzayı kuzeyden besleyen alüvyon yelpazelerin varlığı bu fayın Orta Anadolu Volkanitlerinin kuzey sınırını denetlediğini gösterir.

Yöreye ait volkanitler, plakaların birbirlerine yaklaşımları sonucu oluşan kompresyonal tektonik rejimlerde gelişen orojenik volkanikler sınıfına girmektedir. Volkaniklerin Arap – Afrika ile Anadolu plakalarının çarpışmalarından itibaren kabuk kalınlaşması sonucu oluştukları belirlenmiştir. Esasen inceleme alanı güneyinde Hasandağı çevresindeki volkaniklerde jeokimyasal çalışmalar yapan Tokel ve diğerleri (1988)' de aynı sonuçlara ulaşmış ve volkaniklerin plakaların çarpışma sonunda kabuk kalınlaşması ve buna paralel olarak litosfer incelmesi sonucu oluşan genleşme kuvvetleri vasıtasıyla kıta altındaki mantonun bölümsel ergimesi ve kıta kabuğu içinde yeryüzüne doğru yükselirken kabuktan özümleme ve bu süreç sırasında kristallenme yolu ile ayrımlaşma neticesi meydana gelen kıtasal kabuk ağırlıklı ve manto karışımının da bulunduğu melez bir mağmadan meydana geldiğini belirtmişlerdir.

Bölge, Hersiniyen ve Alp Orojenezleri etkisinde kalmıştır. Tektonik hareketler neticesinde yörede faylar ve kıvrımlar oluşmuştur. Faylar genellikle kuzeybatı – güneydoğu ve kuzey – güney yönünde gelişmiştir.

En önemli fay Karaburç fayıdır. Faylanma bazaltların teşekkülünden sonra oluşmuştur. Gidiş yönü K 65 B' dir ve Yüksekli Formasyonu (Ty), Tamadağ Formasyonuna (Pmt) göre alçalmıştır. Yaklaşık 20 km uzunluğundadır.

Kızılırmağın güneyinde Tuzköy' den batıya doğru K 70 B gidişli iki önemli fay daha bulunmaktadır. Bunlarda düşey atımlı olup Tuzköy (Ty) ve Altıpınar (Ta) Formasyonlarından geçmektedir.

Diğer belirgin faylardan biri de Genezin Köyü batısında Arafa Üyesi (Tka) ile Altıpınar Formasyonu (Ta) arasında gözlenmektedir. D – B yönlü 50 m düşey atımlı ve 12 km uzunluğunda olan bu fay, Kızılöz Derede makas şeklini alarak KB – GD yönlü diğer bir fayla kesişmektedir.

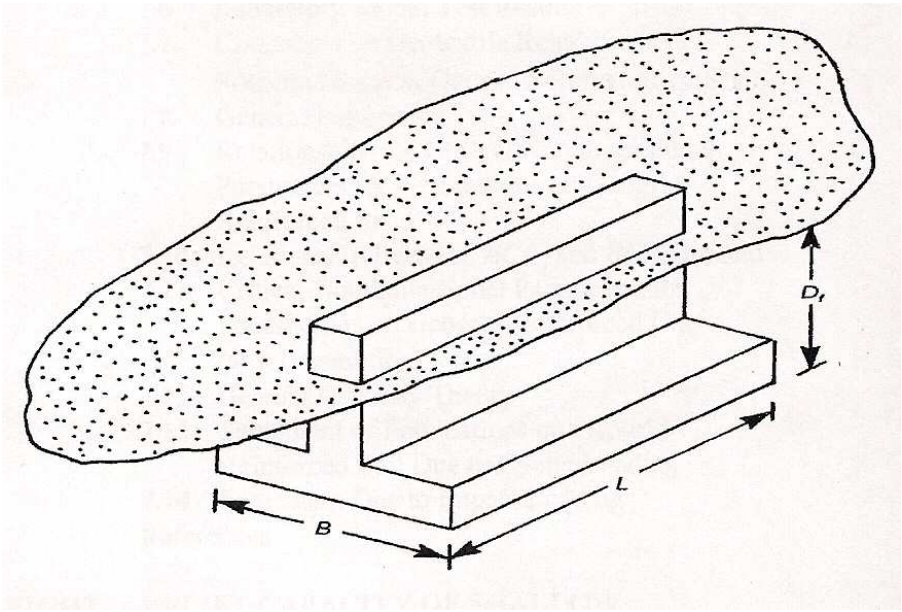
Üst Miyosen' de şiddetli patlamalarla başlayan volkanizma ile oluşan tüfler geniş alanlara yayılmıştır. Daha sonra ignimbiritler oluşmuştur. Üst miyosen sonlarına doğru bu asidik volkanizma, ortaç volkanizmaya dönüşerek andezitik lav ve aglomeralar meydana gelmiştir. Alt pliyosenden itibaren asidik volkanizma tekrar etkin olmuş, üst pliyosen sonlarında ise bazik karakter kazanmıştır. Alt kuvaternerde yeniden şiddetli asidik volkanizma egemen olmuştur. Daha sonra volkanizma tekrar bazikleşerek bazaltik lavlar geniş alanları kaplamıştır. Kuvaterner sonlarına doğru volkanizma yeniden asidik bir nitelik kazanarak domsal yapılar gelişmiş ve volkanik küller, obsidyen akıntıları, perlitler ve riyolitik lavlar ile bazaltik cüruf konileri oluşarak volkanik evrim tamamlanmıştır (Ercan ve diğerleri, 1991). Volkanik kayalar Arap – Afrika, Anadolu plakalarının çarpışmasından itibaren kabuk kalınlaşması sonucu oluşmuşlardır (Ercan ve diğerleri, 1991).

3.6. Pomza Zeminlerin Taşıma Gücünün Laboratuar Model Deneyler ile Belirlenmesi

Nevşehir ili yerleşim sınırları içinde kalan pomza zeminlerin taşıma gücü laboratuar model deneyler ile araştırılmıştır. Laboratuar model deneylerinden önce yüzeysel temellerin taşıma gücü ile ilgili bilgi verilmiştir

3.6.1. Yüzeysel temeller

Yapının kendi ağırlığıyla, üzerine gelen tüm yükleri alıp, zemine aktaran yapı elemanlarına temel denir. Temeller başlıca iki sınıfa ayrılabilir: Bunlar, yüzeysel temeller ve derin temellerdir. Planda kare veya dikdörtgen olup kolonları taşıyan tekil temeller (Şekil 3.34.) ve duvar veya benzer diğer yapıları taşıyan şerit temeller genelde yüzeysel temel olarak bilinmektedir. Radye temeller ise bir çok kolon ve duvar yükünün taşındığı rijit betonarme plaklardır. Radye temeller de yüzeysel temel olarak düşünülür. Yapı altındaki zemin zayıf ise, yapı yükleri derinlere derin temeller diye adlandırılan kazıklar veya keson kuyular ile aktarılır.

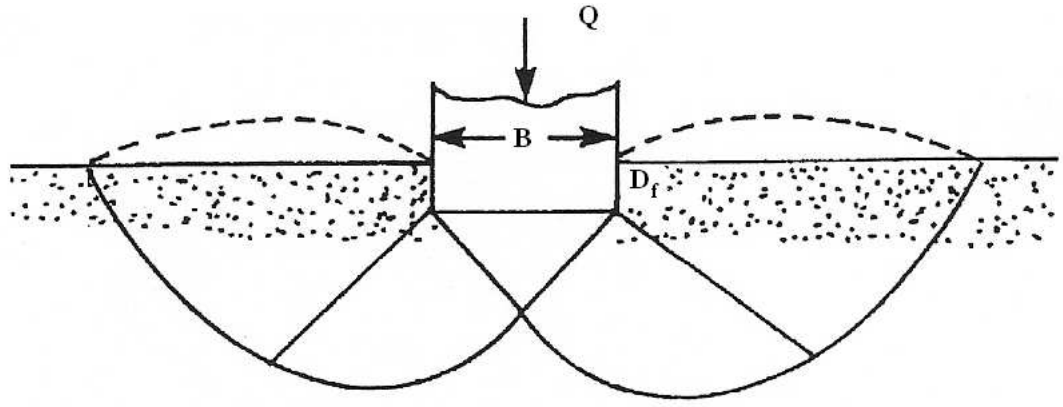


Şekil 3.34. Tekil Temel (Das, 2006)

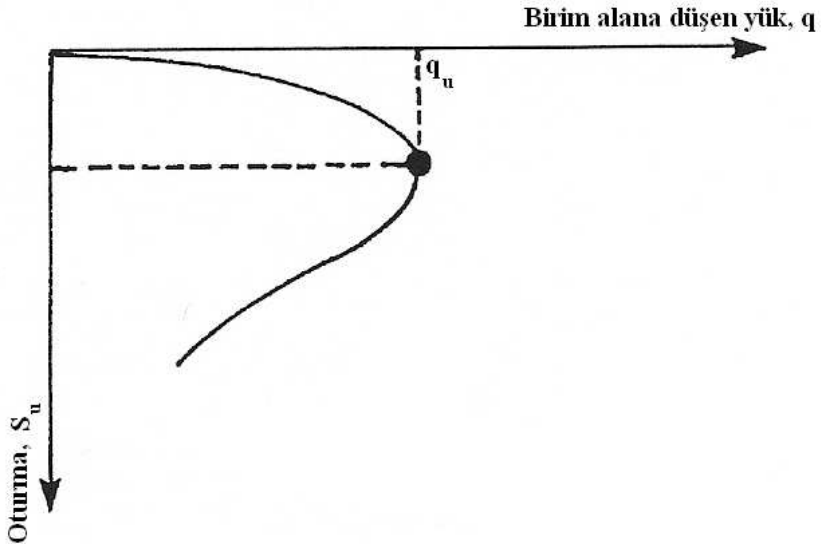
Şekil 3.34.'de gösterilen yüzeysel temelin genişliği B ve uzunluğu L'dir. Zemin yüzeyinden itibaren temel derinliği D_f'dir. Teorik olarak, B/L sıfıra eşit olduğu zaman ($L=\infty$) temeli taşıyan zemin kütlesinde düzlem deformasyon durumu olur. $B/L \leq 1/5-1/6$ olduğu bir çok pratik durum için, düzlem deformasyon teorileri oldukça iyi sonuçlar verecektir. Terzaghi (1943), ($Df/B \leq 1$) olduğu yüzeysel bir temel tanımlamıştır. Bununla birlikte o zamana kadar yürütülen çalışmalar Df/B oranının en fazla 3 veya 4 olabileceğini göstermiştir.

3.6.1.1. Göçme yükü altında zeminde meydana gelen kırılma tipleri

Şekil 3.35, temel genişliği B ve temel derinliği D_f olan ve sıkı kum (veya katı kil) tarafından taşınan yüzeysel bir temeli göstermektedir.



(a)



(b)

Şekil 3.35. Sıkı kum veya katı kil zeminde genel kayma kırılması

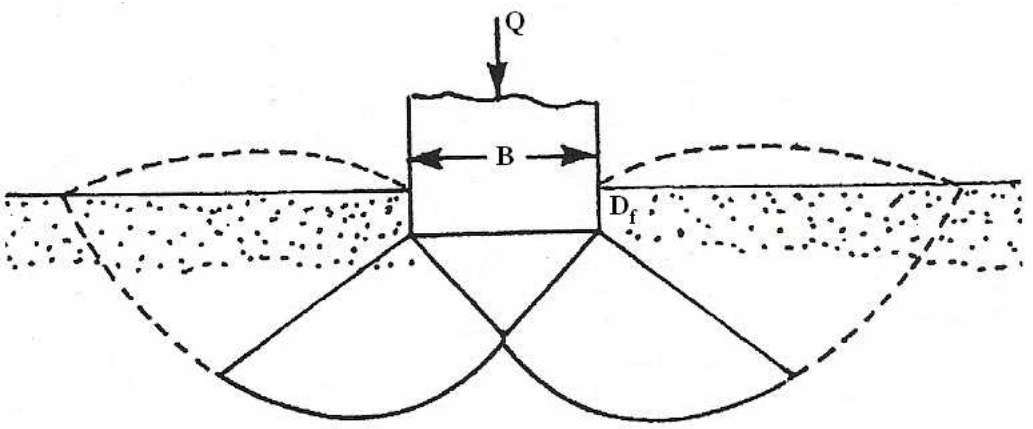
Şayet bu temel gittikçe artan bir Q yüküne maruz bırakılırsa, $q = Q/A$ değeri artacak ve temelde artan bir oturma görülecektir. Temeldeki oturma $S = S_u$ olduğunda $q = q_u$ ise temeli taşıyan zeminde ani bir kayma kırılması olur. Zemindeki kırılma yüzeyi Şekil 3.35a'da gösterilmiştir ve q'ya karşılık gelen S eğrisi de Şekil 3.35b'de

verilmiştir. Bu tip kırılma genel kayma kırılması olarak adlandırılmaktadır ve q_u ise sınır taşıma gücüdür. Bu tip kırılmada $q = q_u$'nun en büyük değeri yük-oturma eğrisinde kolay bir şekilde tanımlanmıştır.

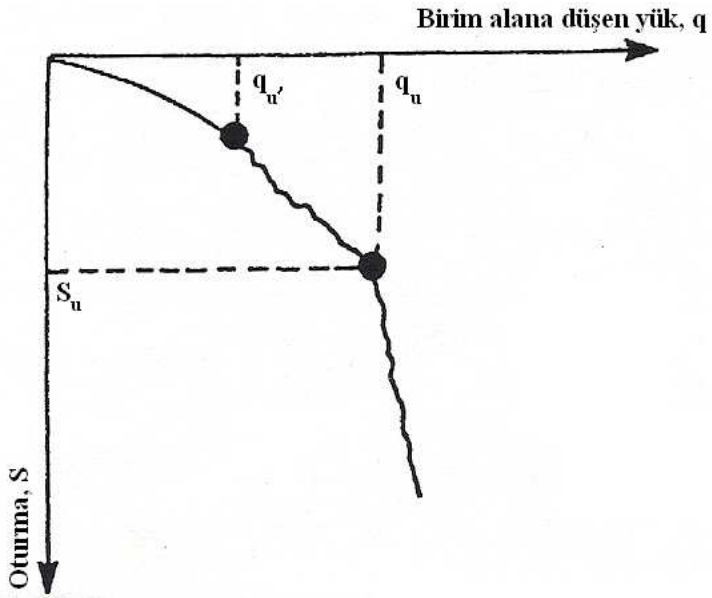
Eğer Şekil 3.36a'daki gösterilen temel orta sıkı kum veya orta kıvamda bir kil tarafından taşınıyorsa, $q - S$ eğrisi Şekil 3.36b'de gösterilmiştir. $q = q_u'$ oluncaya kadar q değeri oturma ile birlikte artar. Bu genelde *ilk göçme yükü* olarak adlandırılır.

Zeminde meydana gelen göçme yüzeyi de Şekil 3.36a'da gösterildiği gibi içi dolu çizgi halini alır. Eğer temeldeki yük biraz daha arttırılırsa, yük-oturma eğrisi daha dik ve yukarı eğimli bir hal alır ve zeminin kırılma eğrisi değişir (Şekil 3.36b'de gösterilen kırık çizgiler). q değeri q_u'ya eşit olduğu zaman, kırılma yüzeyi zemin yüzüne ulaşır. Bunun yanında $q - S$ eğrisi hemen hemen lineer bir şekil alır ve maksimum yük gözlenmez. Bu taşıma gücü kırılması, *lokal kayma kırılması* olarak adlandırılır.

Şekil 3.37a gevşek kum veya yumuşak kil zemin üzerindeki aynı temeli göstermektedir. Bu durum için, yük-oturma eğrisi Şekil 3.37b'deki gibi olacaktır. q değeri hiçbir zaman gözlenmez. Sınır taşıma gücü, q_u, $\Delta S / \Delta q$'nun olduğu nokta en büyük olduğu ve daha sonra hemen hemen sabitleştiği bir nokta olarak tanımlanır.

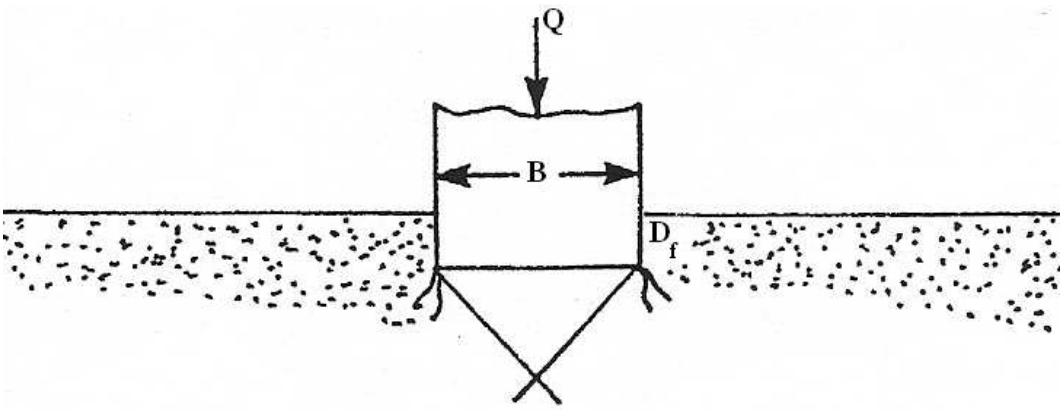


(a)

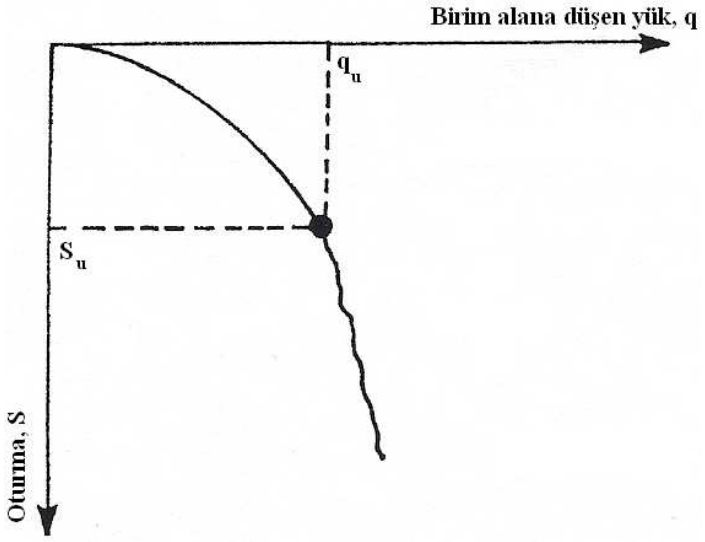


(b)

Şekil 3.36. Orta sıkı kum veya orta katı kil zeminde yerel kayma kırılması



(a)

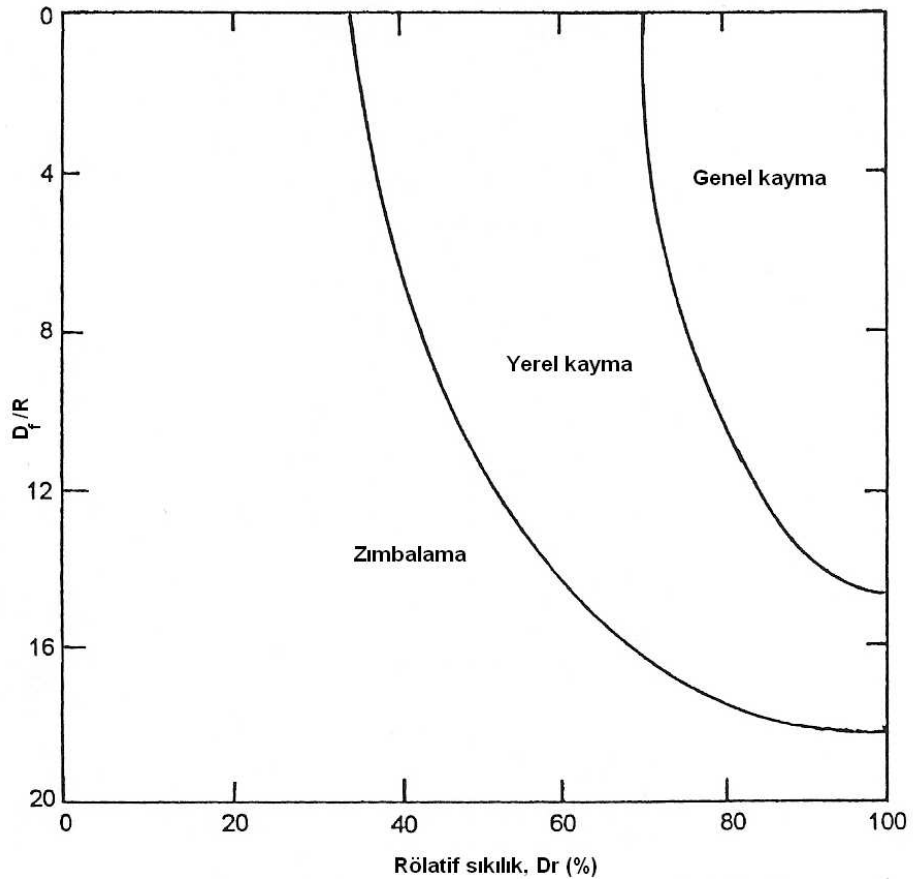


(b)

Şekil 3.37. Gevşek kum veya yumuşak kil zeminde zımbalama kayma kırılması

Zemindeki bu tip bir kırılma zımbalama kayma kırılması olarak adlandırılır. Bu durumda kırılma yüzeyi zemin yüzeyine hiçbir zaman ulaşmaz.

Sınır yük altında zemindeki kırılma durumu; zeminin mukavemeti ve rölatif sıkışabilirliği, temel genişliği (B) ile ilişkili olan temel derinliği (D_f), temelin genişliğinin boyuna oranı (B/L) gibi birçok faktörün fonksiyonudur. Bu durum, kum zemin üzerinde çeşitli model laboratuar deneyler yapan Vesic (1973) tarafından açıklanmıştır. Vesic'in bulguları Şekil 3.38'da gösterilmiştir. Bu şekilde, D_r, kumun rölatif sıkılığı, R, temelin hidrolik yarıçapı aşağıdaki gibi tanımlanmıştır.



Şekil 3.38. Kumun rölatif sıkılığı (D_r) ile ilişkili zemindeki kırılma türleri (Vesic,1973)

$$R = \frac{A}{P} \tag{3.26}$$

Burada A = temelin alanı= BL

P = temelin çevresi= $2(B + L)$

Böylece

$$R = \frac{BL}{2(B + L)} \tag{3.27}$$

Kare bir temel için, $B = L$. Böylece,

$$R = \frac{B}{4} \tag{3.28}$$

Şekil 3.38'de görüldüğü gibi, $D_f / R \geq 18$ olduğu zaman kumun rölatif sıkılığına bakılmaksızın bütün durumlarda zımbalama kayma kırılması meydana gelmektedir.

3.6.1.2. Göçme yükü altında zeminde meydana gelen oturma

Göçme yükü altında meydana gelen oturma, S_u, oldukça farklıdır ve birçok faktöre bağlıdır. Kuma oturan yüzeysel temeller $(D_f / B = 0)$ için Vesic (1973) tarafından yapılmış olan laboratuar model deney sonuçlarından genel bir fikir elde edilebilir. Bu sonuçlar Çizelge 3.19'da verilmiştir. Bu şekilden görüldüğü gibi, verilen herhangi bir temel için kumun rölatif sıkılığındaki bir azalma göçme yükü altındaki oturmada bir artışa neden olmaktadır.

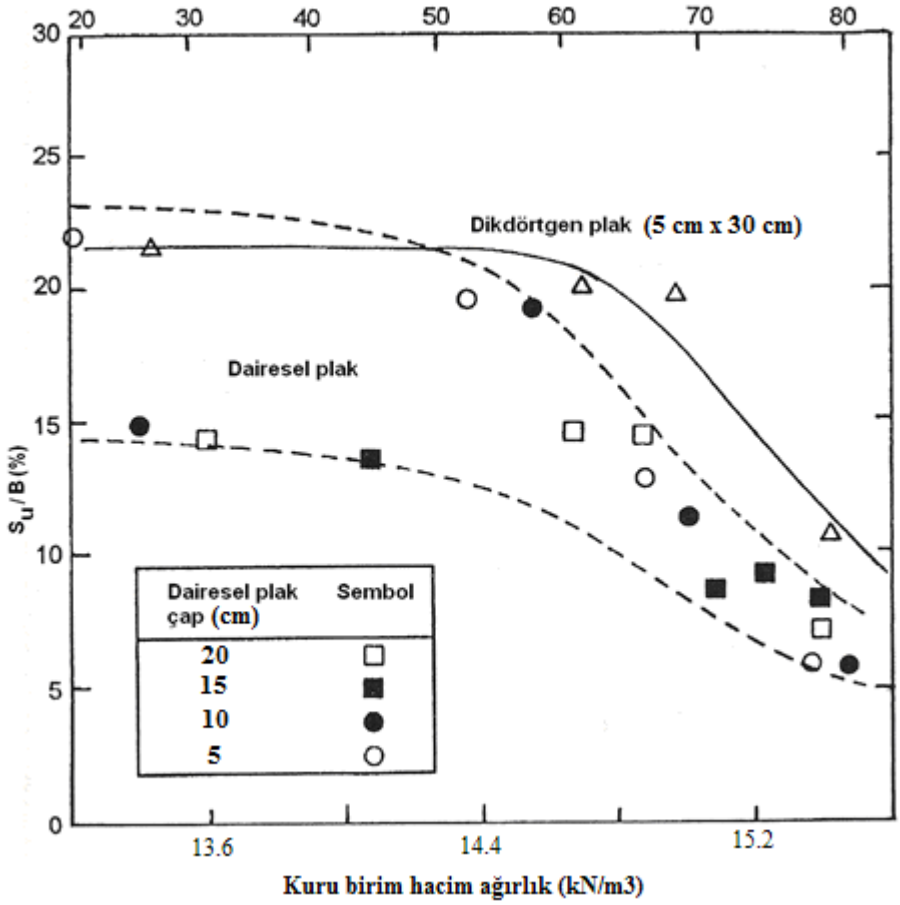
Çeşitli arazi ve laboratuar deneylerinden, çeşitli zeminler için S_u'nun yaklaşık değeri aşağıda verilmiştir.

Çizelge 3.19. Çeşitli zeminler için göçme yükü altında meydana gelen oturmalar (Vesic, 1973)

Zemin	$\frac{D_f}{B}$	$\frac{S_u}{B}(\%)$
Kum	0	5 - 12
Kum	Büyük	25 - 28
Kil	0	4 - 8
Kil	Büyük	15 - 20

3.6.1.3. Sınır ve izin verilebilir taşıma güçleri

Herhangi bir temelin optimum kapasitede çalışması için, temelin birim alanına gelen yükün limit değerleri aşmaması gerekir ve böylelikle zeminde kayma kırılması meydana gelmez. Bu limit değer, sınır taşıma kapasitesi q_u'dur. Kum üzerindeki bir yüzeysel temel (D_f / B) için S_u / B'nin değişimi Şekil 3.39'da verilmiştir.



Şekil 3.39. Kum üzerindeki bir yüzeysel temel (D_f / B) için S_u / B'nin değişimi (Das, 2006)

Zeminin kayma mukavemetini belirlemedeki belirsizliklerden dolayı, izin verilebilir taşıma kapasitesi, q_{all}, şu şekilde hesaplanır.

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} \tag{3.29}$$

Güvenlik sayısı genelde 3 ila 4 arasında alınır. Bununla birlikte izin verilebilir taşıma kapasitesini kullanırken limit oturma koşullarına bağlı olan bazı faktörlerin dikkate alınması gerekir. Bir temelin toplam oturması, S_t, aşağıdakilerin toplamından oluşur:

1. Elastik veya ani oturma, S
2. Bir kil tabakasının birincil ve ikincil konsolidasyon oturması, S_c

Birçok şartname, izin verilebilir oturma limitini, denklem 3.29'da verilen q_{all}'a bağlı olarak türetilen oturmanın epey altında olmasını şart koşmaktadır. Böylece, izin verilebilir oturmaya karşılık gelen taşıma gücü, dikkate alınabilir.

Yüzeysel bir temel ihtiva eden bir yapı üniform oturmaya maruz kalabilir (Şekil 3.40a). Bu durum, yapı çok rijit bir radye temel üzerine inşa edildiğinde oluşur. Bununla birlikte çeşitli temel elemanlarına gelen yüklere bağlı olarak, yapı farklı oturmaya da maruz kalabilir. Temelde üniform eğilme (Şekil 3.40b) veya üniform olmayan oturma (Şekil 3.40c) oluşabilir. Bu durumda açısal distorsiyon, Δ, şu şekilde tanımlanabilir.

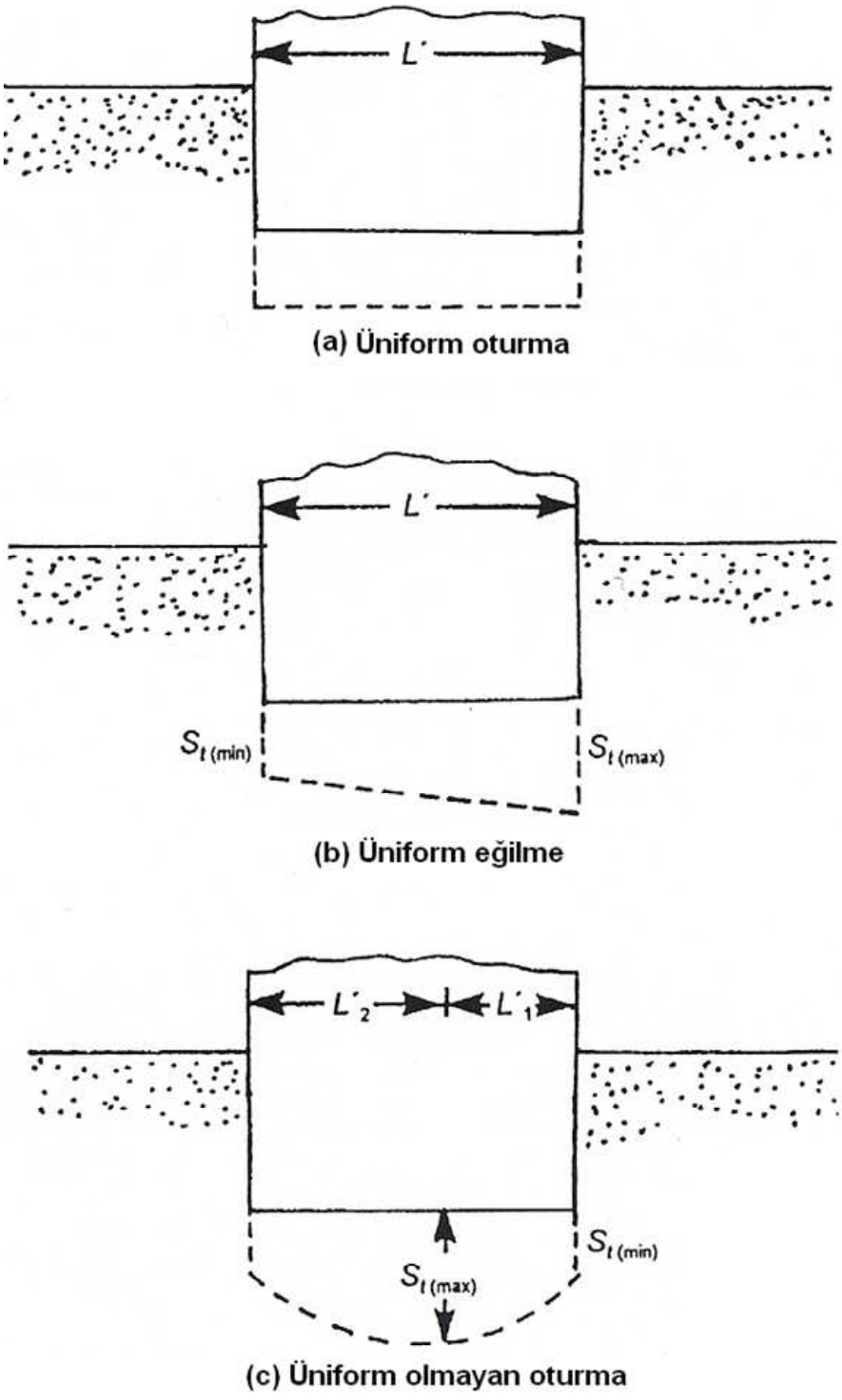
$$\Delta = \frac{S_{t(\max)} - S_{t(\min)}}{L'} \quad \text{(üniform eğilme için)} \tag{3.30}$$

ve

$$\Delta = \frac{S_{t(\max)} - S_{t(\min)}}{L_1'} \quad \text{(üniform olmayan oturma için)} \tag{3.31}$$

Birçok yapının izin verilebilir farklı oturma sınırları, şartnamelerde mevcuttur. Sonuç olarak bir temelin izin verilebilir taşıma gücü şunlara dayanır.

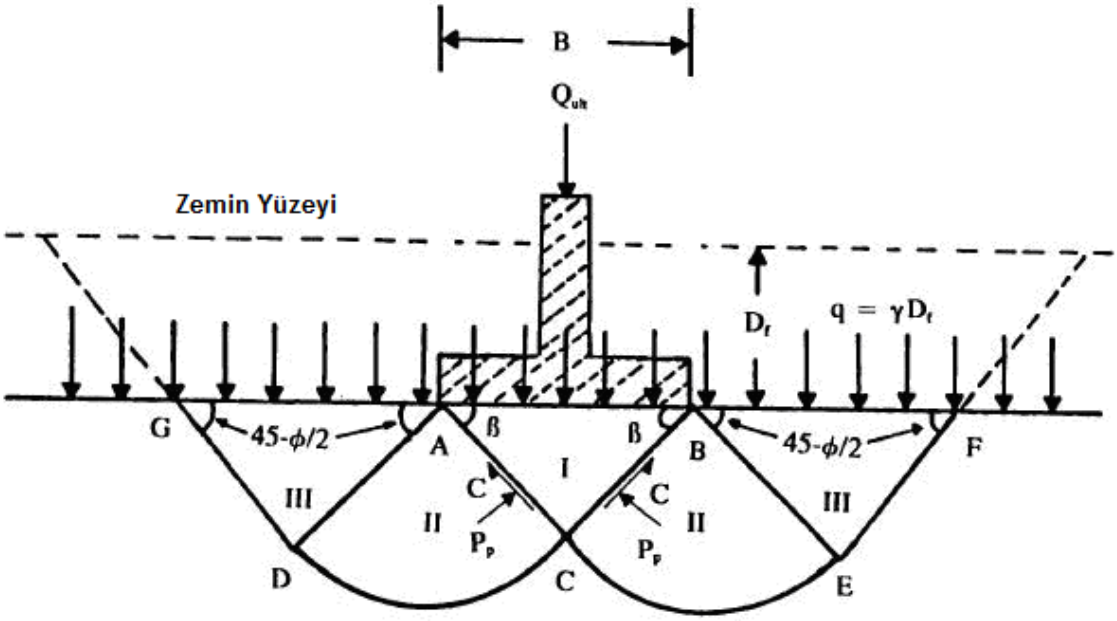
- Sınır taşıma gücü
- İzin verilebilir oturma
- Yapı için izin verilebilir farklı oturma



Şekil 3.40. Bir yapının oturması (Das, 2006)

3.6.1.4. Terzaghi taşıma gücü teorisi

Karl Tezaghi (1943), yüzeysel temeller için taşıma gücü teorisini geliştiren ilk kişidir. Bu zamana kadar bu teoride bir çok değişiklikler yapılmıştır (örnek: Meyerhof, 1963; Vesic, 1973). Terzaghi'nin temel teorisi Şekil 3.41 yardımı ile açıklanabilir. Burada B genişliğindeki yüzeysel temel yüzeyden D_f derinliğine yerleştirilmiştir. Temel altındaki zeminin kohezyonu ve içsel sürtünme açısı sırasıyla c ve ϕ 'dir.



Şekil 3.41. Bir şerit temel altında meydana gelen kırılma yüzeyi

Zeminin kayma mukavemeti şu şekilde ifade edilebilir.

$$\tau = c + \sigma' \tan\phi \qquad (3.32.)$$

Burada τ = zeminin kayma mukavemeti

σ' = Düzlem üzerindeki efektif normal gerilme

Temel altında sınır yük altında zemindeki göçme yüzeyi Terzaghi (1943) tarafından Şekil 3.13'de gösterilmiştir. Burası üç zondan oluşmaktadır.

a. Üçgen zemin zonu I: AC ve BC doğrularının yatayla yaptığı β açısı, zeminin içsel sürtünme açısı ϕ'ye eşittir.

b. II olarak işaretlenen radyal kırılma zonları

c. İki tane Rankine pasif zonu III ile işaretlenmiştir.

Şekil 3.13'den görüldüğü gibi temel ve zemin kaması (zon I), AC ve BC yüzeylerine etkiyen P_p pasif kuvveti ve c kohezyon kuvveti ile desteklenmektedir.

Yukarıdaki koşullarda sürekli bir temel için Terzaghi sınır taşıma gücünü şu şekilde ifade etmiştir.

$$q_u = c\,Nc + q\,N_q + \frac{1}{2}\gamma B\,N_\gamma \tag{3.33}$$

Burada q_u= sınır taşıma gücü

c= kohezyon

$q = \gamma D_f$

B= temel genişliği

$N_c, N_q \; ve \; N_\gamma$= zeminin ϕ açısına bağlı olan ve boyutsuz olan taşıma gücü faktörleri

Kare ve dairesel temeller için, Terzaghi Denklem 3.33'ü değiştirmiş ve aşağıdaki şekilde vermiştir,

<u>Kare Temel</u>

$$q_u = 1.3c\,N_c + q\,N_q + 0.4\gamma B\,N_\gamma \tag{3.34}$$

<u>Dairesel Temel</u>

$$q_u = 1.3c\,N_c + q\,N_q + 0.3\gamma B\,N_\gamma \tag{3.35}$$

Çizelge 3.20. Terzaghi'nin N_c ve N_q ve $N\gamma$ taşıma gücü faktörleri (Denklem 3.17 ve Denklem 3.19)

ϕ	N_c	N_q	ϕ	N_c	N_q	ϕ	$N\gamma$	ϕ	$N\gamma$
0	5.700	1.000	27	29.236	15.896	0	0.000	28	13.693
1	5.997	1.105	28	31.611	17.808	1	0.014	29	16.175
2	6.300	1.220	29	34.242	19.981	2	0.035	30	19.129
3	6.624	1.347	30	37.162	22.456	3	0.063	31	22.653
4	6.968	1.487	31	40.411	25.281	4	0.099	32	26.871
5	7.337	1.642	32	44.035	28.516	5	0.144	33	31.935
6	7.730	1.812	33	48.089	32.230	6	0.200	34	38.035
7	8.151	2.001	34	52.637	36.504	7	0.267	35	45.410
8	8.602	2.209	35	57.753	41.439	8	0.348	36	54.360
9	9.086	2.439	36	63.528	47.156	9	0.444	37	65.266
10	9.605	2.694	37	70.066	53.798	10	0.559	38	78.614
11	10.163	2.975	38	77.495	61.545	11	0.694	39	95.028
12	10.763	3.288	39	85.966	70.614	12	0.854	40	115.311
13	11.410	3.634	40	95.662	81.270	13	1.041	41	140.509
14	12.108	4.019	41	106.806	93.845	14	1.262	42	171.990
15	12.861	4.446	42	119.668	108.749	15	1.520	43	211.556
16	13.676	4.922	43	134.579	126.497	16	1.822	44	261.603
17	14.559	5.451	44	151.948	147.735	17	2.175	45	325.342
18	15.517	6.042	45	171.283	173.283	18	2.589	46	407.113
19	16.558	6.701	46	196.217	204.188	19	3.074	47	512.836
20	17.690	7.439	47	224.546	241.796	20	3.641	48	650.673
21	18.924	8.264	48	258.282	287.851	21	4.305	49	831.990
22	20.272	9.190	49	298.714	344.630	22	5.085	50	1,072.797
23	21.746	10.231	50	347.504	415.139	23	6.000	51	1,395.915
24	23.361	11.401	51	406.815	503.374	24	7.076	52	1,834.301
25	25.134	12.720	52	479.482	614.708	25	8.342	53	2,436.199
26	27.085	14.210	53	569.265	756.439	26	9.836		
						27	11.602		

Şekil 3.41'de gösterilen kırılma yüzey tipleri, genel olarak genel kayma kırılması olarak gösterilir. Bununla birlikte, gevşek kumlar ve zayıf killerde sınır taşıma gücündeki kırılma yüzeyi tamamen belirgin olmayabilir. Böyle zeminlerdeki kırılma türü genelde lokal kayma kırılması olarak tanımlanır. Bu durumlar için, aşağıdaki sınır taşıma gücü eşitlikleri kullanılabilir.

Şerit Temel

$$q_u = \frac{2}{3} c N_c' + q N_q' + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma' \tag{3.36}$$

Kare Temel

$$q_u = 1.3\left(\frac{2}{3} c\right) N_c' + q N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma' \tag{3.37}$$

Dairesel Temel

$$q_u = 1.3\left(\frac{2}{3} c\right) N_c' + q N_q' + 0.3 \gamma B N_\gamma' \tag{3.38}$$

burada N_c', N_q' ve N_γ' = taşıma gücü faktörleridir. Çeşitli zemin sürtünme açıları için N_c' ve N_q''deki değişimler Çizelge 3.21.'de verilmiştir.

Çizelge 3.21. Terzaghi'nin değiştirilmiş taşıma gücü faktörleri, N'_c ve N'_q

ϕ	ϕ'	N'_c	N'_q	ϕ	ϕ'	N'_c	N'_q
0	0.00	5.700	1.000	27	18.76	16.302	6.537
1	0.67	5.900	1.069	28	19.52	17.132	7.073
2	1.33	6.096	1.142	29	20.28	18.027	7.662
3	2.00	6.301	1.220	30	21.05	18.991	8.310
4	2.67	6.514	1.304	31	21.83	20.034	9.025
5	3.34	6.738	1.393	32	22.62	21.164	9.816
6	4.00	6.971	1.488	33	23.41	22.390	10.693
7	4.68	7.216	1.591	34	24.21	23.723	11.668
8	5.35	7.472	1.700	35	25.02	25.178	12.753
9	6.03	7.741	1.817	36	25.84	26.768	13.965
10	6.70	8.024	1.943	37	26.67	28.510	15.323
11	7.38	8.321	2.078	38	27.51	30.425	16.847
12	8.07	8.633	2.223	39	28.36	32.534	18.564
13	8.75	8.962	2.379	40	29.22	34.866	20.504
14	9.44	9.308	2.547	41	30.09	37.451	22.704
15	10.13	9.674	2.728	42	30.98	40.326	25.206
16	10.82	10.061	2.923	43	31.87	43.535	28.064
17	11.52	10.470	3.134	44	32.77	47.129	31.341
18	12.22	10.903	3.362	45	33.69	51.170	35.114
19	12.93	11.362	3.608	46	34.62	55.734	39.476
20	13.64	11.850	3.875	47	35.56	60.908	44.544
21	14.35	12.368	4.165	48	36.52	66.802	50.461
22	15.07	12.920	4.480	49	37.49	73.549	57.406
23	15.80	13.509	4.823	50	38.47	81.312	65.603
24	16.53	14.137	5.196	51	39.46	90.294	75.336
25	17.27	14.809	5.604	52	40.47	100.748	86.967
26	18.01	15.529	6.049	53	41.50	112.991	100.963

3.6.1.5. Terzagh'nin sınır taşıma gücü eşitlikleri ile ilgili değişiklikler

1943'den beri, Terzaghi tarafından önerilen sınır taşıma gücü eşitliklerinin iyileştirilmesine yönelik birçok laboratuar ve arazi çalışmaları yapılmıştır. Terzaghi Şekil 3.13'deki β açısının ϕ'ye eşit olduğunu varsaysa da gerçek değerinin $(45+\phi/2)$'ye yakın olduğu gözlemlenmiştir. Bu varsayımla,.taşıma gücü tekrar analiz edilirse, denklem 3.33 'deki gibi aynı olduğu görülür. Veya

$$q_u = c\,N_c + q\,N_q + \frac{1}{2}\gamma\,B\,N_\gamma$$

N_c ve N_q taşıma gücü faktörleri arasındaki bağıntılar aşağıdaki şekilde verilmiştir.

$$N_q = e^{\pi \tan\phi \left(\frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}\right)} \qquad (3.39)$$

ve

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi \qquad (3.40)$$

Zeminin ϕ açısına bağlı olarak Denklem 3.39 ve 3.40'dan elde edilen N_c ve N_q katsayıları Çizelge 3.22'de verilmiştir.

Zeminin ϕ açısına bağlı olarak değişen N_γ katsayısı birçok araştırmacının tartışma konusu olmuştur (örneğin, Balla, 1962; Chen, 1975; Vesic, 1973; Meyerhof, 1963; Lundgren ve Mortensen, 1953; Hansen, 1970). Aşağıda çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen bazı örnek bağıntılar verilmiştir.

Çeşitli araştırmacılar tarafından aşağıda bazı örnek bağıntılar verilmiştir.

Meyerhof (1963)

$N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.4\,\phi)$ (3.41)

Hansen (1970)

$N_\gamma = 1.5\;N_c\tan^2\phi$ (3.42)

Vesic (1973)

$N_\gamma = 2\,(N_q + 1)\tan\phi$ (3.43)

Çizelge 3.22. Taşıma Gücü Faktörleri, (Denklem 3.27 ve 3.28) (Vesic, 1973)

ϕ	N_c	N_q	ϕ	N_c	N_q
0	5.142	1.000	28	25.803	14.720
1	5.379	1.094	29	27.860	16.443
2	5.632	1.197	30	30.140	18.401
3	5.900	1.309	31	32.671	20.631
4	6.185	1.433	32	35.490	23.177
5	6.489	1.568	33	38.638	26.092
6	6.813	1.716	34	42.164	29.440
7	7.158	1.879	35	46.123	33.296
8	7.527	2.058	36	50.585	37.752
9	7.922	2.255	37	55.629	42.920
10	8.345	2.471	38	61.351	48.933
11	8.798	2.710	39	67.866	55.957
12	9.285	2.974	40	75.313	64.195
13	9.807	3.264	41	83.858	73.896
14	10.370	3.586	42	93.706	85.373
15	10.976	3.941	43	105.107	99.013
16	11.631	4.335	44	118.369	115.307
17	12.338	4.772	45	133.873	134.873
18	13.104	5.258	46	152.096	158.500
19	13.934	5.798	47	173.638	187.204
20	14.835	6.399	48	199.257	222.297
21	15.815	7.071	49	229.922	265.495
22	16.883	7.821	50	266.880	319.054
23	18.049	8.661	51	311.749	385.978
24	19.323	9.603	52	366.656	470.298
25	20.720	10.662	53	434.416	577.488
26	22.254	11.854			
27	23.942	13.199			

3.6.2. Laboratuar Çalışması

Nevşehir ili yerleşim sınırları içindeki pomza zeminlerin taşıma gücü laboratuar model deneyleri ile araştırılmıştır.

3.6.2.1. Deney kasası

Model deneyler 85 cm genişliğinde, 85 cm uzunluğunda ve 85 cm yüksekliğinde bir küp kasa içerisinde yapılmıştır. Deney kasası et kalınlığı 30 mm kalınlığında 30*30 mm kutu profilden teşkil edilmiş çelik levha ile tank düşey ve yatay yönde kutu profiller ile desteklenmiştir. Böylelikle deneyler esnasında düşey yükler altında oluşacak yan duvarlardaki deformasyonları önlemek amacıyla tankın rijitliği ve stabilitesi arttırılmıştır.

Deneyler model temelin altındaki kayma yüzeylerini ve kabarmaları gözlemlemek amacıyla deney tankının ön ve arka yüzeyine 20 mm kalınlığında temperli cam yapılmıştır. Deneylerde sert cam kullanılması durumunda ise hata oranı %10'un altına düşmekte ve deney sonuçlarını çok fazla etkilememektedir (Tan, 1996). Ayrıca deney kasasının ön yüzüne yerleştirilen camda $2.5 \times 2.5\,\text{cm}$ 'lik bir karelaj yapılmıştır. Bu sayede temel altındaki oluşan kayma yüzeyleri daha belirgin gözlemlenmiştir (Şekil 3.42).

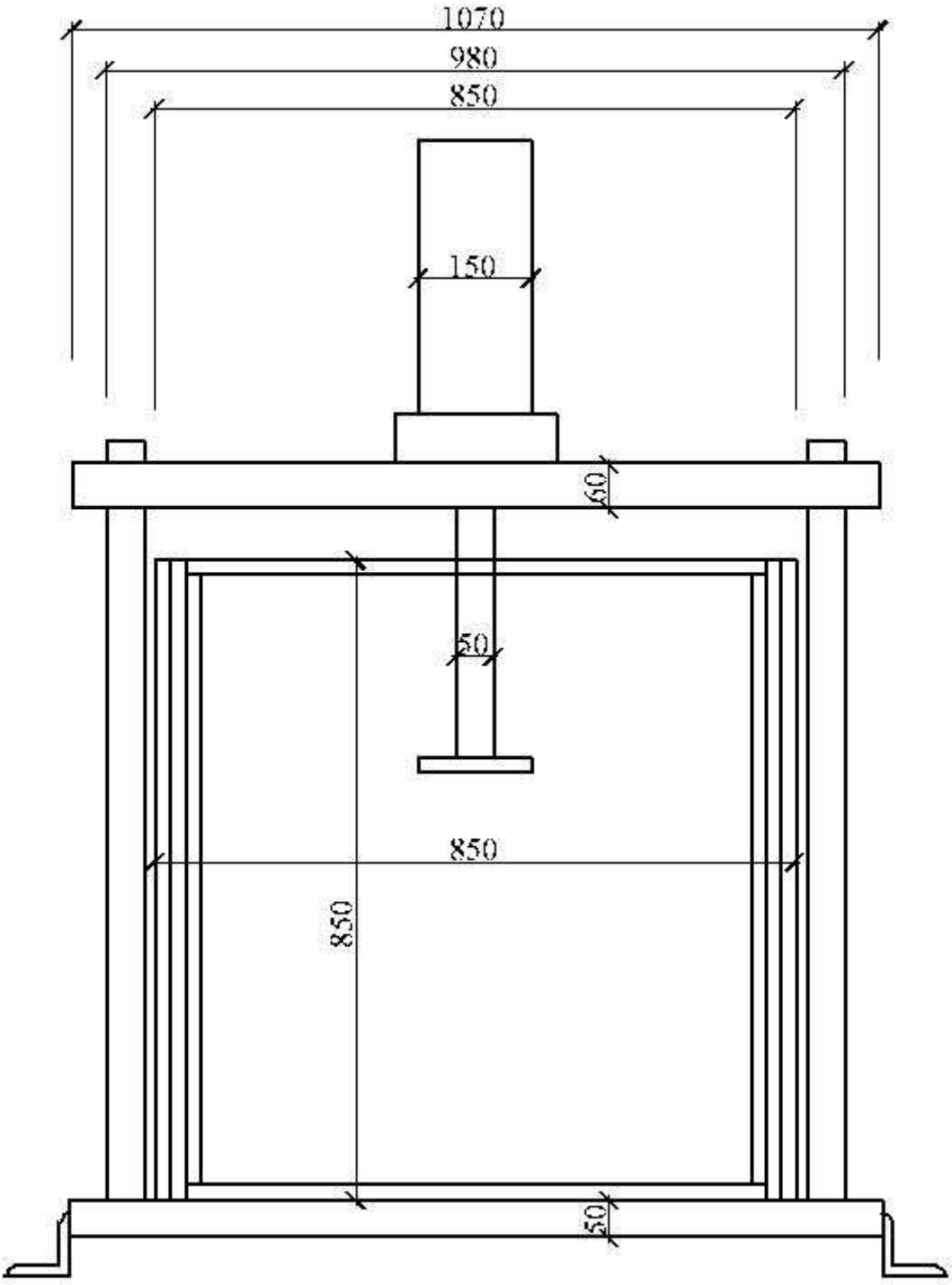


Şekil 3.42. Deneylerde kullanılan temperli (zırhlı) camlar

Deney kasası yükleme çerçevesi içine monte edilmiştir. Yükleme çerçevesi farklı çelik profillerden imal edilmiş ve üst kat seviyesinde düşey yük uygulanabilecek şekilde tasarlanmıştır.

D=40 mm çapında dolu dairesel kesitli dört adet çelik çubuk ile üst ve alt çelik plaka ile rijit bir yükleme çerçevesi desteklenmiştir. Yükleme platformu içerisine yerleştirilen deney tankı alt rijit taban plakasına kaynakla sabitlenmiştir.

Böylelikle deney esnasında tankın herhangi bir dönme ve ötelenme yapması engellenmiştir (Şekil 3.43 ve 3.44)



Şekil 3.43. Laboratuar Model Deney Düzeneği (ölçüler mm'dir.)



Şekil 3.44. Deney kasası ve yükleme çerçevesi

3.6.2.2. Hidrolik pres

Deneylerde model temellerin sabit bir hızla yüklenmesi için Tekno Dinamik tarafından üretilen 200 kN kapasiteli Hidrolik Pres kullanılmış olup yükleme hızı ayarlanabilmektedir. Deneyler esnasında tümüyle dijital ve mikro kontrolör tabanlı mimari ve standart RS232 ile bilgisayara bağlanabilme özelliğine sahip servo kontrol ünitesi ile hidrolik prese doğrudan basınç ve çekme kuvvetleri uygulanmıştır (Şekil 3.45).

Yükleme çerçevesinin üst kısmına sabitlenmiş olan hidrolik pres ile eksenel yük uygulanmıştır. Sistemde yükleme hızı tamamen deney için kullanılan bilgisayar programı tarafından yönetilmiştir. Dijital servo kontrol ünitesi mikro işlemci tabanlı tasarımdır. İndikatörden alınan yükleme bilgilerini işleyerek deneyi başlatır ve bitirir. Bilgisayar programında bulunan parametrik ayarlar sayesinde deneyde yükleme hızı istenilen şekilde başlatılmıştır. Sistem manüel olarak da kontrol edilebilir. Hidrolik kriko sistemi iki yönlü çalışabilmekte olup, deneylerde sadece basınç kuvveti uygulanmıştır (Şekil 3.46).



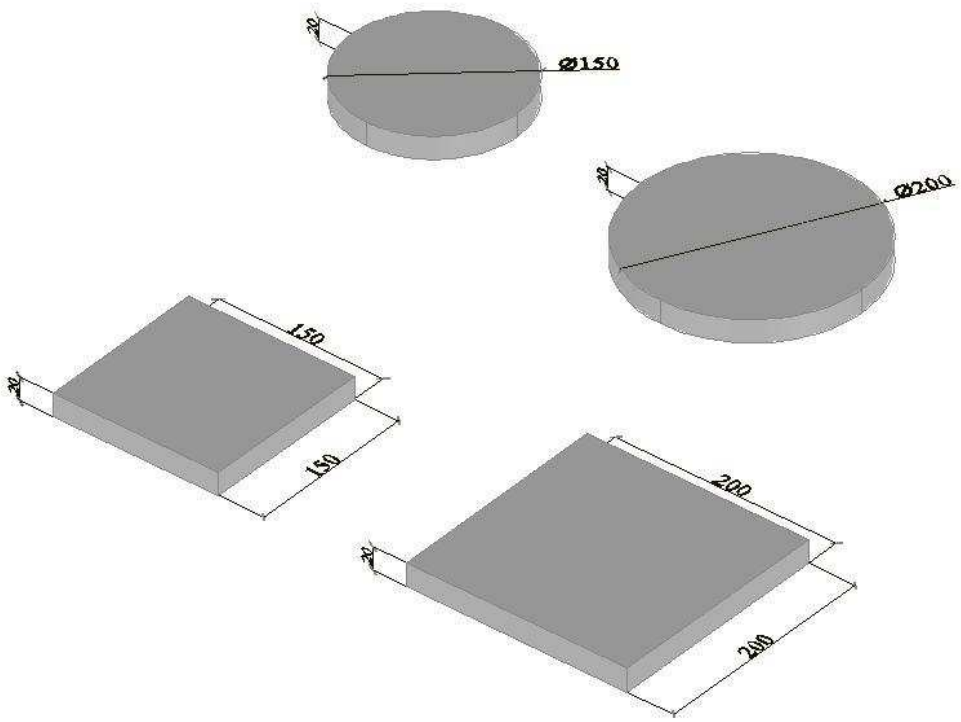
Şekil 3.45. Servo Kontrol Ünitesi



Şekil 3.46. Hidrolik Pres

3.6.2.3. Model temeller

Deneysel çalışmada $15\times15\,\text{cm}$ kare, $20\times20\,\text{cm}$ kare, $\phi=15\,\text{cm}$ ve $\phi=20\,\text{cm}$ dairesel olmak üzere dört farklı temel tipi kullanılmıştır. Temeller, 20mm kalınlığında rijit metal plakalardan yapılmıştır. Model temellerin tabanındaki sürtünmeleri (pürüzlü bir yüzey) sağlamak amacıyla zımpara kağıdı yapıştırılmıştır. Şekil 3.47'de model temellerin ölçeksiz şekilleri verilmiştir.



Şekil 3.47. Deneyde kullanılan olan model temeller (ölçüler mm)

3.6.2.4. Ölçme tekniği

Deney sırasında düşey yük ölçümleri yük hücreleri ile yer değiştirmeler ise LVDT deplasman ölçerler, potansiyometrik cetveller kullanılarak yapılmıştır. Bu aletlerden okunan değerler anında bilgisayara CoDA isimli veri toplama (data logger) sistemi vasıtasıyla aktarılmış ve kayıt altına alınmıştır.

3.6.2.5. Yük Ölçümleri

Deney numunelerine hidrolik kriko yardımıyla basınç olarak uygulanan düşey yük değerleri yük hücreleri yardımıyla okunmuştur. Yük hücresinin çıkış ucu data logger kutusuna bağlı olup, yük hücresinden alınan data logger kutusuna, oradan da bilgisayara aktarılmaktadır. Yük hücresinden okunan yük değeri bilgisayar ekranından da takip edilebilmektedir. Düşey yük için 200 kN kapasiteli ESİT marka tek yönlü yük ölçer ve Teknodinamik marka hidrolik pres kullanılmıştır.

Deneylerde kullanılan yük hücreleri ve bağlantı sistemleri Şekil 3.48'de görülmektedir.



Şekil 3.48. Deneylerde kullanılan ölçüm düzeneği

3.6.2.6. Yer değiştirmelerin ölçümleri

Deneyler sırasında, model temel altındaki meydana gelen yer değiştirmeler, model temelin sağ ve solundaki kabarmaları ve ön ve arka camda deplasman ölçümleri; dijital LVDT'ler kullanılarak yapılmıştır. Ön ve arka camdaki deplasmanları Novateknik markalı LVDT'ler, temelin solundaki ve sağındaki kabarmaları ölçmek için Monitron marka LVDT'ler model temelin ön ve arka yüzlerine yerleştirilen Opkon marka LVDT'ler merkez milinin ileri geri hareketi sonucu belirli bir gerilim üretmektedir. LVDT'lerin çıkış uçları veri aktarım sistemine bağlanmaktadır. Kullanılan bu LVDT'ler sayesinde 0.01 mm hassasiyetinde okuma yapmak mümkün olabilmektedir. Deneylerde 100, 200 mm'lik LVDT'ler kullanılmıştır.

3.6.2.7. Yük ve yer değiştirme ölçümlerinin bilgisayar ortamına aktarılması

Yük hücreleri, LVDT'lerden alınan gerilmeler, ara bağlantı kutuları yardımıyla data logger'a iletilmektedir. Veri toplama sistemi üzerindeki yük hücreleri, LVDT, komparametre ve potansiyometrik cetvellerin çıkış uçlarının bağlandığı 32 kanaldan ve 2 adet Mitutoyo marka dijital komparametre yerleştirilebilen kanaldan oluşan 2 adet veri toplama kutusu ile bu sistemle bilgisayar arasında veri iletimini sağlayan bir communicator'a bağlanmakta ve veriler bu kutudan bilgisayara aktarılmaktadır. CoDA deney düzenleyici programı ile bir deney süresince 125 milisaniye aralıklarla kayıt alınabilmektedir.

Bu kanallar vasıtasıyla alınan gerilmeler, bilgisayar üzerine bağlanmış olan doğru akım kartına aktarılmaktadır. Bilgisayara yüklenmiş olan özel yazılım CoDA programı, doğru akım kartından alınan değerleri LVDT'ler için 0.01 mm, komparametreler için 0.001 mm hassasiyetle ve yük hücreleri için de 0.11 kN hassasiyetle değerlendirmekte ve bu değerler ekrandan da takip edilebilmektedir. Kullanılan kanallardan okunan bütün değerler, anında bilgisayara kayıt edilmekte ve ayrıca deney esnasında istenen kanallardan alınan okumalar grafik olarak da izlenebilmektedir. Alınan okuma değerlerinin çıktısı "EXCEL" programı tarafından okunabilecek şekildedir.

3.6.2.8. Deneylerde kullanılan ölçüm düzeneği

Deneylerde oluşacak yer değiştirme ölçümleri için LVDT (Linear Variable Displacement Transducer) ölçüm aletleri kullanılmıştır. Deneysel verilerin alındığı ölçüm yerleri Şekil 3.49'da görülmektedir.



Şekil 3.49. LVDT'lerin yerleşim düzeni

Model deneyler II aşamalı yapılmıştır. I. aşamada kalibrasyon deneyleri, II. aşamada ise pomza ve aynı granülometriye sahip kum ve çakıl ile ilgili olan deneyler yapılmıştır. Kalibrasyon deneylerinde amaç standart bir granülometri ve sıkılığa sahip bir kum üzerinde aynı yük değerinde aynı oturma değerinin bulunmasıdır ve deney kontrol amaçlı olarak üç defa yapılmıştır.

- **I. Aşama: Kalibrasyon deneylerinin yapılması**

Model taşıma gücü deneylerinden önce kalibrasyon deneyleri yapılmıştır. Deneyde standart çapta bir kum kullanılmış ve bu kum % 85 sıkılıkta tanka yerleştirilmiştir. En az üç defa tekrar edilen deneylerde aynı yüklerde aynı oturma değerlerinin sağlanması amaçlanmıştır.

- **Kalibrasyon kumunun özelikleri**

Deneysel çalışmadaki kum numune, Konya-Tatlıcak mevkiinden getirilmiştir. Kum üniform özelliktedir. Kum numunenin dane dağılımı 1.19 mm ve 0.074 mm arasındadır.

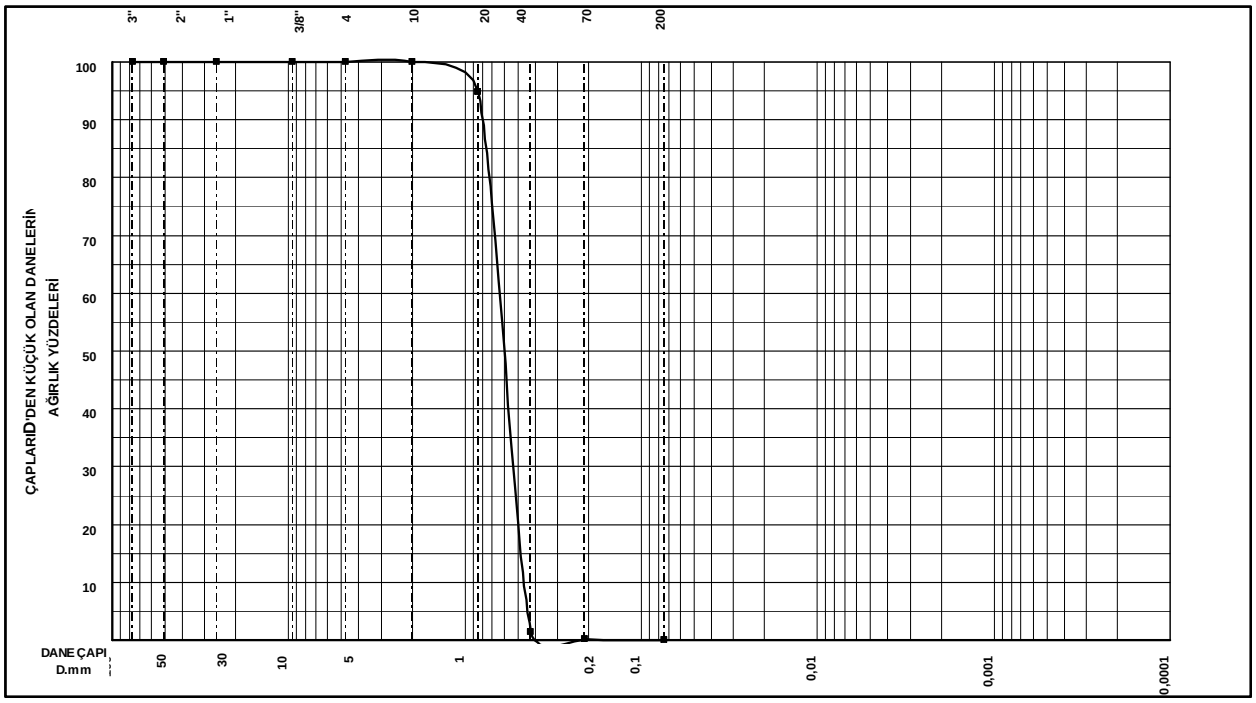
Bu çalışmada ASTM standartlarına göre yıkanarak 105^{o}C'de etüvde kurutulduktan sonra kuru kumun laboratuarda 1 gün süre ile oda sıcaklığında havalandırılmıştır (Yetimoğlu 1994)..

- **Kalibrasyon kumunun dane boyut dağılımı (Granülometri) eğrisi**

Deney kumu için laboratuarda ASTM standartlarına uygun olarak yapılan elek analizi sonucunda dane çapı dağılımı bulunmuştur. Zemin sınıfı kötü derecelenmiş ve temiz kumdur (SP). Elek analizi deney sonuçları Çizelge 3.23'de verilmiştir. Şekil 3.50'de Konya-Tatlıcak'dan getirilen kuma ait granülometri eğrisi verilmiştir.

Çizelge 3.23. Kumun fiziksel özellikleri

Tanımlama (USCS)	SP
Efektif Dane Çapı D_{10} (mm)	0,48
D_{30} (mm)	0,53
D_{60} (mm)	0,64
Üniformluk Katsayısı $C_U=D_{60}/D_{10}$	1,333
Derecelenme Katsayısı $C_c=(D_{30})^2/D_{60}*D_{10}$	0,92
Özgül Yoğunluk G_s	2,64



Şekil 3.50. Deneyde kullanılan kumun granülometri eğrisi

- **Kumun dane birim hacim ağırlığı**

Deney kumunun dane birim hacim ağırlığını belirlemek için laboratuarda piknometre deneyi yapılmıştır. Yapılan piknometre deneyi sonucuna göre ortalama dane birim hacim ağırlığı ($\gamma_{s,ort}$) 26,40 kN/m^3 bulunmuştur.

- **Kumun maksimum ve minimum kuru birim hacim ağırlığı**

Deneyde kullanılan kum için yapılan deneyler sonucunda belirlenen birim hacim ağırlıkları ve boşluk oranları Çizelge 3.24'de verilmiştir. Model deneylerde, kum deney kasası içerisine tabakalar halinde serilerek dinamik yöntemle sıkılık oranı % 85 ve kuru birim hacim ağırlığı 17,10 kN/m^3 olacak şekilde yerleştirilmiştir. Relatif sıkılığı % 85 olarak hazırlanan kumun kohezyonsuz zeminlerin sıkılık derecesine göre sıkı değerde olduğu belirlenmiştir.

Çizelge 3.24.Deney kumunun Rölatif sıkılık deney sonuçları

Tanımlama (USCS)	SP
Özgül yoğunluğu G_s	2,64
Minimum boşluk oranı (e_{min})	0,54
Maksimum boşluk oranı (e_{max})	0,71
Minimum kuru birim hacim ağırlığı $\gamma_{min}\,(kN/m^3)$	15,39
Maksimum kuru birim hacim ağırlığı $\gamma_{max}\,(kN/m^3)$	17,44

- **Kesme Kutusu Deneyi**

Deney kumunun kayma mukavemeti parametrelerini tayin etmek için laboratuarda dijital kesme kutusunda sıkılık derecesi % 85 olacak şekilde hazırlanmış olan numuneler üzerinde kesme kutusu deneyi yapılmıştır. Kumun kohezyonu c=0 kPa, içsel sürtünme açısı ise ϕ=38^o olarak bulunmuştur.

- **Deney Tankına Kumun Sıkıştırma Tokmağı ile Yerleştirilmesi**

Deney tankının içerisine tabakalar halinde serilen kumun her seferinde rölatif sıkılığının değişmemesi için kullanılan aletlerden birisi sıkıştırma tokmağıdır. Deney sırasında sıkıştırılan kumun ezilmemesi için ahşabın tabanına sert bir plastik malzeme ile yapıştırılmıştır. Deney tankının içerisine yerleştirilen kum, sıkıştırma tokmağı ile sıkılığı sağlayacak şekilde sıkıştırma yapıldıktan sonra düzeltme aleti ile (tahta mala) ile kumun üst yüzeyi düzeltilmiştir. Düzeltme işlemi bittikten sonra su terazisi ile tekrar kontrol edilerek kumun üst yüzeyinin düz bir şekil almasına kadar devam edilmiştir.

- **II. Aşama: Deney programı**

Çalışmada aynı çap ve granülometriye sahip kum ve çakıl zemin ile buna eşdeğer çapa sahip pomza zeminlerin davranışları dikdörtgen ve dairesel temel tipleri için incelenmiş ve birbirleriyle ile karşılaştırma yapılmıştır. Deneyler 3 seri olarak yapılmıştır.

1. Seri deneyler: Pomza granülometrisine uygun olarak hazırlanan kum numunelerden 0,2-1,0 mm çaplı numunelerden % 8 oranında, 1,0 – 4,76 mm çaplı numunelerden % 92 oranında alınarak karıştırılmış ve tanka %65 sıkılıkta yerleştirilmiştir. Deneyler 15*15 cm kare, 20*20 cm kare, ϕ=15 cm daire ve ϕ=20 cm daire model temeller için yapılmıştır.
2. Seri deneyler: Pomza granülometrisine uygun olarak hazırlanan çakıl numunelerden 4,76-10 mm çaplı numunelerden % 69 oranında, 10 – 20 mm çaplı numunelerden % 30 oranında, 20 – 40 mm çaplı numunelerden % 1 oranında alınarak karıştırılmış ve tanka %65 sıkılıkta yerleştirilmiştir. Deneyler 15*15 cm kare, 20*20 cm kare, ϕ=15 cm daire ve ϕ=20 cm daire model temeller için yapılmıştır.
3. Seri deneyler: Pomza üzerinde yapılmıştır.

a) Kum boyutundaki pomza: Pomza granülometrisine uygun olarak hazırlanan pomzalardan 0,2-1,0 mm çaplı pomzalardan % 8 oranında, 1,0 – 4,76 mm çaplı pomzalardan % 92 oranında alınarak karıştırılmış ve tanka %65 sıkılıkta

yerleştirilmiştir. Deneyler 15*15 cm kare, 20*20 cm kare, ϕ=15 cm daire ve ϕ=20 cm daire model temeller için yapılmıştır.

b) Çakıl boyutundaki pomza: Pomza granülometrisine uygun olarak hazırlanan pomzalardan 4,76-10 mm çaplı pomzalardan % 69 oranında, 10 – 20 mm çaplı pomzalardan % 30 oranında, 20 – 40 mm çaplı pomzalardan % 1 oranında alınarak karıştırılmış ve tanka %65 sıkılıkta yerleştirilmiştir. Deneyler 15*15 cm kare, 20*20 cm kare, ϕ=15 cm daire ve ϕ=20 cm daire model temeller için yapılmıştır.

c) Pomza doğal hali: Pomzanın arazideki granülometrisine uygun olarak (kum ve çakıl boyutu karışık- 0.2mm-20 mm arası) tanka %65 sıkılıkta yerleştirilmiştir. Deneyler 15*15 cm kare, 20*20 cm kare, ϕ=15 cm daire ve ϕ=20 cm daire temeller için yapılmıştır.

3.7. Pomza Zeminin Mühendislik Özelliklerinin İyileştirilmesi

Tezin bu aşamasında pomzanın mühendislik özelliklerinin iyileştirilmesine yönelik bir çalışma yapılmıştır. İyileştirme yöntemi olarak çimento enjeksiyon tekniği uygulanmıştır. Buradaki amaç düşük basınçlı çimento enjeksiyonu ile pomzanın mühendislik özelliklerinin iyileştirilmesidir.

Zemin enjeksiyonu, zamanla sertleşen akışkan bir harcın basınç ile zemin ya da çatlaklı kaya içerisine enjekte edilmesi şeklinde uygulanan bir yöntemdir. Zemin özelliklerinin iyileştirilmesi, temel takviyesi, oturma ve deformasyonların azaltılması için enjeksiyon uygulaması, özellikle çatlaklı kaya ve granüler zeminlerde, yaygın olarak kullanılmaktadır. Ayrıca barajlarda sızdırmazlığın sağlanması, tünellerde yapı ile doğal zeminin birleştirilmesi için zemin enjeksiyonu uygulanmaktadır. Genellikle enjeksiyon ile ilgili daha önce yapılmış olan laboratuvar çalışmalarında, enjeksiyon harcının özellikleri ve harcın zemine enjeksiyon edilebilirliği incelenmiştir. Özellikle çimento karışımlı harçların, fiziksel ve mekanik özellikleri üzerine yapılan çalışmalarda, kil, uçucu kül, silis dumanı, cüruf gibi katkılar çimento harcına katılarak, harçların viskozitesi, mukavemeti ve çökelme miktarı ile ilgili özellikleri araştırılmıştır. Ayrıca laboratuvarda aynı numuneye enjeksiyon edilen değişik harçların numunelerin mukavemetine olan etkileri değişik araştırmacılar tarafından incelenmiştir.

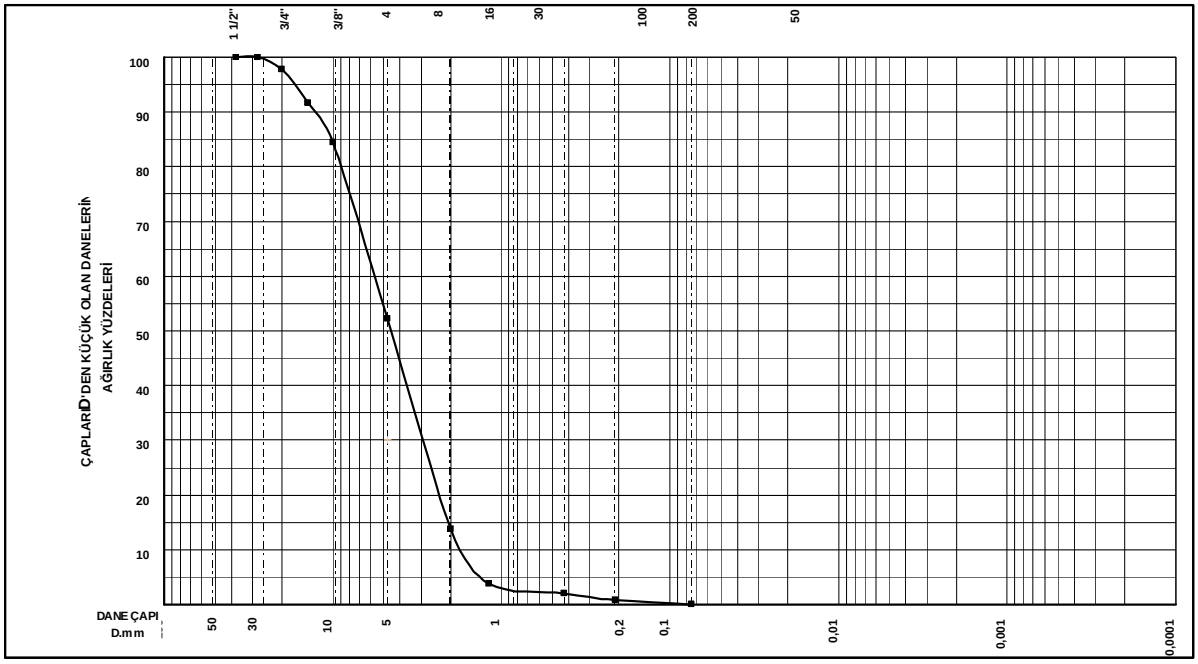
3.7.1. Laboratuar çalışması

Bu çalışmada, düşük basınçlı çimento enjeksiyonu ile pomza zeminin mühendislik özelliklerinin iyileştirilmesi incelenmiştir. Deneysel çalışma DSİ Teknik Araştırma ve Kalite Kontrol (TAKK) Dairesi Başkanlığı Zemin Laboratuarında yürütülmüştür. Laboratuarda yapılan çalışmalarda enjekte edilmiş pomza zemin numunelerinin serbest basınç mukavemetlerinin değişimi incelenmiştir. Enjeksiyon yapılan pomzanın granülometri eğrisi de Şekil 3.51'de, deney düzeneği Şekil 3.52-a ve 3.52-b ve 3.52-c'de verilmiştir. Granülometri eğrisinden pomza zeminin kum boyutu %56, çakıl boyutu %44 olduğu görülmektedir.

%35, %65 ve %85 olarak üç farklı relatif sıkılıkta kalıpların içine yerleştirilen pomza miktarı bilinen relatif sıkılık formülü ile bulunmuştur. Bunun için numunenin maksimum ve minimum yoğunlukları bulunmuş, kalıpların hacmi ve istenilen relatif sıkılık da bilindiğinden formülde bu değerler konulduğunda %35, %65 ve %85 relatif sıkılık için gerekli numune ağırlığı hesaplanmıştır. Hesaplanan ağırlık kalıp içine huni yardımıyla dökülmüş ve kalıbın üst kısmında silme olacak şekilde şişlenerek yerleştirilmiştir. Her tabaka pomza numunesinin ezilmemesi için lastik tokmakla sıkıştırılmıştır. Laboratuvar enjeksiyonunda enjeksiyon uygulamasında kullanılan Nuh Çimento Fabrikasının ürettiği CEM2–42.5-R (PÇ42.5R) portland çimentosu kullanılmıştır. Bu çimento tipi kolay temin edilebilen, dayanımı yüksek ve kısa sürede prizini alabilecek özellikte olduğu için seçilmiştir. Çimentonun kimyasal ve fiziksel özellikleri Çizelge 3.25'de verilmiştir.

Enjeksiyon harcı su/çimento (s/ç= 1) oranında ve 800 gr olarak hazırlanmış ve 10.16 cm. çapında, 11.25 cm yüksekliğindeki hacmi işgal edecek kadar içinde pomza bulunan kalıplara enjekte edilmiştir. Hazırlanan bu harçlar zemin numunesine vakum pompası yardımıyla 760 mm/Hg (100 kPa) ters basınç ile enjekte edilmiştir. Kompresörün üzerine basıncı görebilmek için manometre konulmuştur. Numunenin altına ve üstüne numune akışını engelleyici parça takılarak geçirimlilik sağlanmıştır. Enjeksiyon yapılmış bir örnek molt Şekil 3.53'de verilmiştir. Enjeksiyon sonrasında 1 gün boyunca prizlerini aldıktan sonra numuneler kalıplardan çıkarılmış, 7 gün ve 28 günlük kür süreleri için suda bekletilmiştir (Şekil 3.54). Kür süreleri dolan numuneler üzerinde serbest basınç deneyi yapılmıştır (Şekil 3.55 ve 3.56). Relatif sıkılıklarına bağlı olarak numunelerin serbest basınç mukavemetlerinin değişimi incelenmiştir.

Çizelge 3.26'da deneyde kullanılan relatif sıkılık, enjeksiyon basıncı ve karışım oranı verilmiştir.



Şekil 3.51. Enjeksiyon yapılan pomzanın granülometri eğrisi

Çizelge 3.25. (PÇ 42,5 R) Portland Çimentosunun fiziksel ve kimyasal özellikleri

Kimyasal Özellikler	**%**	**Fiziksel Özellikler**	
SiO_2	21,35	Özgül ağırlık, gr/cm^3	3,15
Al_2O_3	4,14	Donma süresi, başlangıç,(vicat, dakika)	182
Fe_2O_3	3,79	Donma süresi, son, (vicat, dakika)	264
CaO	62,74	Hacim sabitliği, (Le Chatelier, mm)	2
MgO	1,11	Özgül yüzey, (Blaine cm2 / g)	3504
SO_3	2,57	50 μ % geçen	92
Çözünmeyen kalıntı	0,73	45 μ % geçen	89
Kızdırma kaybı	1,98	37 μ % geçen	85
Serbest kireç	0,95	30 μ % geçen	77
Klorür	0,0087	2 günlük basınç dayanımı (MPa)	27,5
Kireç standardı (LSF)	99,20	7 günlük basınç dayanımı (MPa)	46,8
Hidrolik modül (H.M.)	2,25	28 günlük basınç dayanımı (MPa)	60,1
Silikat modülü (S.M.)	2,46		
Ton modülü (Al2O3/Fe2O3)	1,11		
C3S	61,00		
C2S	12,57		
C3A	4,55		
C4AF	11,81		

Çizelge 3.26. Deneyde kullanılan relatif sıkılık, enjeksiyon basıncı ve karışım oranları

Relatif Sıkılık (%)	Enjeksiyon Basıncı (kPa)	Su/Çimento Oranı
35	100	1.0/1.0
65	100	1.0/1.0
85	100	1.0/1.0



Şekil 3.52-a) Pomza zemin için çimento enjeksiyonu deney düzeneği



Şekil 3.52-b) Pomza zemin için çimento enjeksiyonu deney düzeneği



Şekil 3.52-c). Çimento enjeksiyonunda kullanılan düşen seviyeli permeabilite moldu



Şekil 3.53. Enjeksiyon uygulanmış molt içindeki pomza zemin



Şekil 3.54. Su içinde ve oda sıcaklığında 7 ve 28 günlük küre bırakılan numuneler



Şekil 3.55. Numune serbest basınç deneyine hazırlanırken bir görünüş



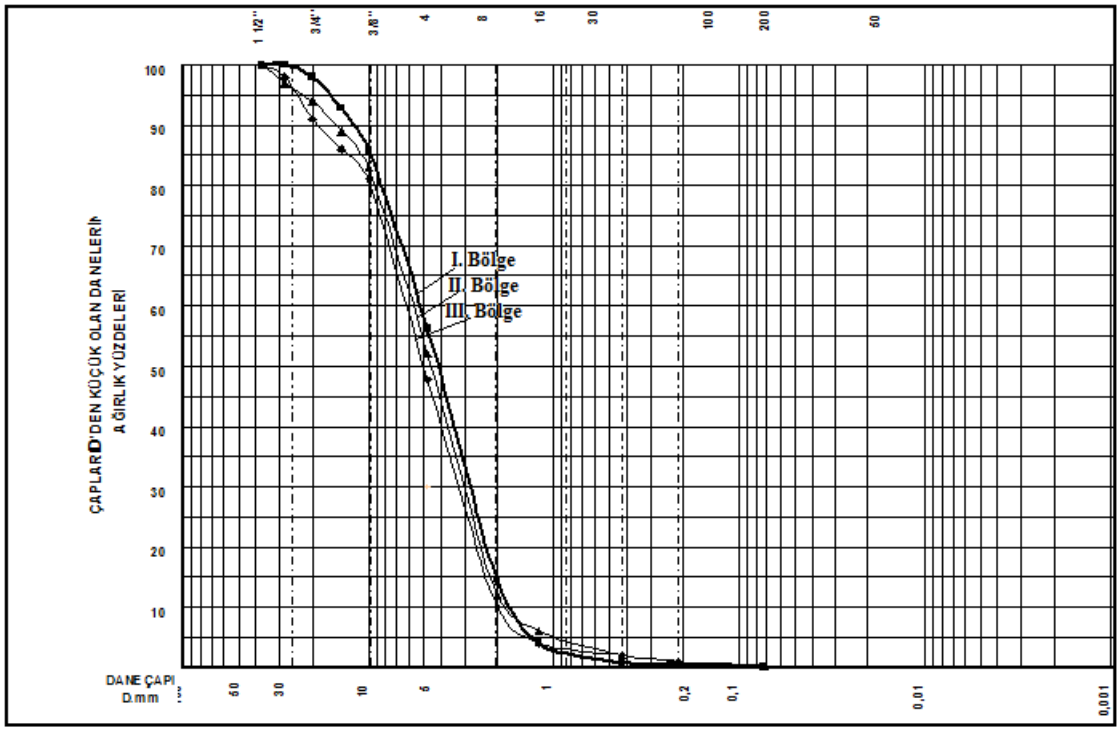
Şekil 3.56. Serbest basınç deney düzeneği

4. ARAŞTIRMA SONUÇLARI VE TARTIŞMA

4.1. Pomzanın Geoteknik Özelliklerini Belirlemeye Yönelik Çalışmalar

4.1.1. Elek analizi

Üç bölgeden alınan pomza numuneleri üzerinde Elek analizi TS 1900-2 (ASTM D2166)'ya göre yapılmıştır. Elek analiz sonucu Şekil 4.1'de verilmiştir.



Şekil 4.1. Pomzanın elek analiz sonucu

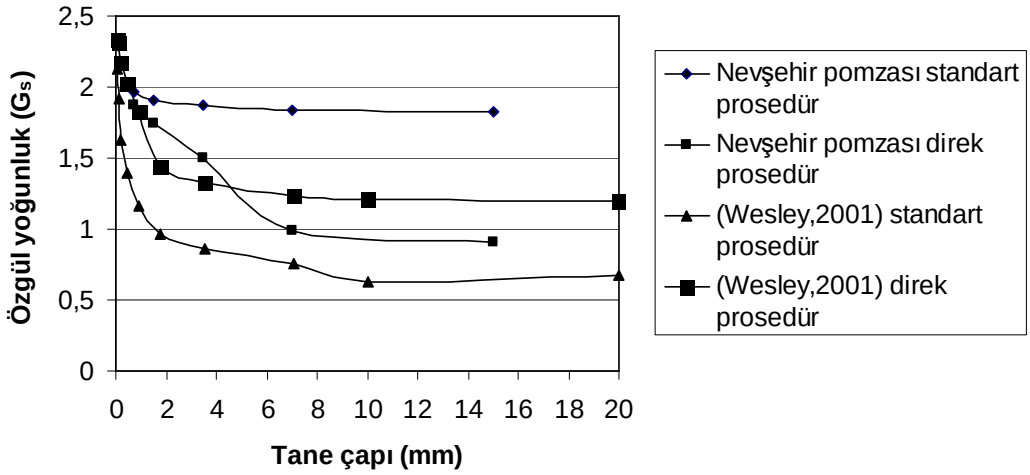
Şekil 4.1'deki Granülometri eğrisinden görüldüğü gibi üç ayrı çalışma sahasından alınan pomza örnekleri üzeinde yapılan elek analiz sonuçları birbirine yakın değerler vermiştir. Granülometri eğrilerinin ortalama değerlerine bakıldığında Çakıl boyutundaki pomza oranı %44, kum boyutundaki pomza oranı %56 elde edilmiştir. D_{60} =5.2, D_{30}=2,8, D_{10}=1.7, C_u=3.06 ve C_c=0.89 elde edilmiştir. Bu değerlere göre pomza zemin USCS sitemine göre SW sınıfında yer almaktadır.

4.1.2. Özgül yoğunluk tayini

Pomza numunelerinin granülometri eğrileri birbirine çok yakındır. I. nolu bölgeye ait pomza numunesinin özgül yoğunluk değerleri piknometre ile vakum uygulanarak ve vakum uygulanmadan farklı tane çapları için elde edilmiş sonuçlar Çizelge 4.1 ve Şekil 4.2'de verilmiştir.

Çizelge 4.1. Piknometre ile vakum uygulanarak ve uygulanmadan farklı pomza çapları için elde edilen Özgül Yoğunluk Değerleri

Dane Çapı (mm)	Direk Değer Vakum Uygulanmadan (GD)	Standart Değer Vakum Uygulanarak (GS)
9,51 – 19	0.91	1.82
4,76 - 9,51	0.99	1.84
2 – 4,76	1.50	1.87
1 – 2,00	1.75	1.91
0,5 – 1,00	1.87	1.96



Şekil 4.2 Piknometre ile vakum uygulanarak ve vakum uygulanmadan farklı pomza çapları için elde edilen özgül yoğunluk değerlerinin literatür ile kıyaslanması

Özgül yoğunluk hava ile, piknometre ile vakum yöntemi kullanılmadan direk olarak (GD) ve vakum yöntemi kullanarak standart değer (GS) olarak belirlenmiştir. Tahmin edildiği gibi bütün tane boyutları için iki değer arasında oldukça belirgin bir fark görülmektedir. Ayrıca iki değerde de tane boyutu küçüldükçe özgül ağırlık değeri artmaktadır. Sonuçlar Wesley (2001)'in Yeni Zelanda pomzası için yaptığı çalışma ile

benzer özellikler göstermektedir. Tane çapı küçüldükçe özgül yoğunluk artmıştır. Fakat Esposito ve Guadagno (1998) ‘in bulduğu sonuçlar Wesley (2001) (Çizelge 4.2.) ve Nevşehir Pomzası ile farklılıklar arz etmektedir. Araştırmacılar 1mm ve 16 mm arası pomza boyutları için (ASTM 854-98) Standart prosedürü kullanılarak elde edilen özgül yoğunluk değerleri arasında önemli bir değişim olmamıştır (Çizelge 4.3). Değerler 2.48 ila 2.62 arasında sınırlanmıştır. Bu Yeni Zelanda pomzasında elde edilen değerlerden oldukça farklıdır. Burada elde edilen farklı sonuçlar içsel kabarcıkların birbiri ile bağlantılı olup olmadığı ile ilişkilidir. Whitam ve Sparks (1986) ise pomzadaki boşlukların tamamının birbiri ile bağlantılı olduğunu bulmuşlardır.

Çizelge 4.2. Pomzada Farklı çaplar için özgül yoğunluk değerleri (Wesley, 2001)

Dane Çapı	Direk Değer Vakum uygulanmadan (G_D)	Standart Değer Vakum uygulanarak (G_S)
15-25 mm	0.68	1.20
5-15 mm	0.63	1.21
4.72-9.5 mm	0.76	1.23
2.36-4.72 mm	0.86	1.32
1.18-2.36 mm	0.96	1.44
0.6-1.18 mm	1.16	1.82
300-600 μm	1.39	2.02
150-300 μm	1.63	2.17
75-150 μm	1.92	2.31
<75 μm	2.13	2.34

Çizelge 4.3. Pomzada Farklı çaplar için özgül yoğunluk değerleri (Esposito ve Guadagno, 1998)

Dane Çapı	Özgül yoğunluk
16 mm	2.48
8 mm	2.52
4 mm	2.55
2 mm	2.58
0.85 mm	2.62

4.1.3. Birim hacim ağırlık tayini

Farklı çaplarda hazırlanan pomza numunesinin kuru birim hacim ağırlık, özgül yoğunluk, porozite ve boşluk oranı sonuçları Çizelge 4.4'de verilmiştir. Birim hacim ağırlık ile ilgili sonuçlar literatür ile uyum içerisindedir. Tane çapı küçüldükçe birim hacim ağırlık değeri artmıştır. Esposito ve Guadagno (1988), 16 mm, 8 mm, 4 mm, 2 mm ve 0.85 mm çaplı pomzalar üzerinde yapmış oldukları çalışmada bu numunelerin kuru birim hacim ağırlıklarını hesaplamışlardır. Deney sonuçlarında 16 mm'lik pomzanın birim hacim ağırlığı 6,1kN/m^3 iken 0.85mm 'lik pomzanın birim hacim ağırlığı 7,5 kN/m^3 bulunmuştur (Çizelge 4.5).

Çizelge 4.4. Pomzada farklı çaplar için kuru birim hacim ağırlık, özgül yoğunluk, porozite ve boşluk oranı sonuçları

Elek aralığı (No)	Elek çapı (mm)	Kuru birim hacim ağırlğı kN/m^3	Özgül yoğunluk (Standart Yöntem)	n	e
3/8″ – 3/4″	9,51 - 19	8,35	1,82	0,53	1.14
4 – 3/8″	4,76 - 9,51	8,75	1,84	0,51	1.06
10 - 4	2 – 4,76	9,30	1,87	0,49	0,97
18 – 10	1 – 2,00	9,58	1,91	0,48	0,95
35 - 18	0,5 – 1,00	9,88	1,96	0,48	0,94

Çizelge 4.5. Pomzanın farklı çapları için kuru birim hacim ağırlık değerleri (Esposito ve Guadagno, 1998)

Dane Çapı	Kuru birim hacim ağırlık kN/m^3
16 mm	6.1
8 mm	6.3
4 mm	6.6
2 mm	7.1
0.85 mm	7.5

4.1.4. Su emme oranı tayini

Pomzanın su emme oranı tayini TS 3526 (ASTM C 127-88)'de belirtildiği şekilde yapılmıştır. Farklı pomza çapları için su emme oranı sonuçları Çizelge 4.6'da verilmiştir.

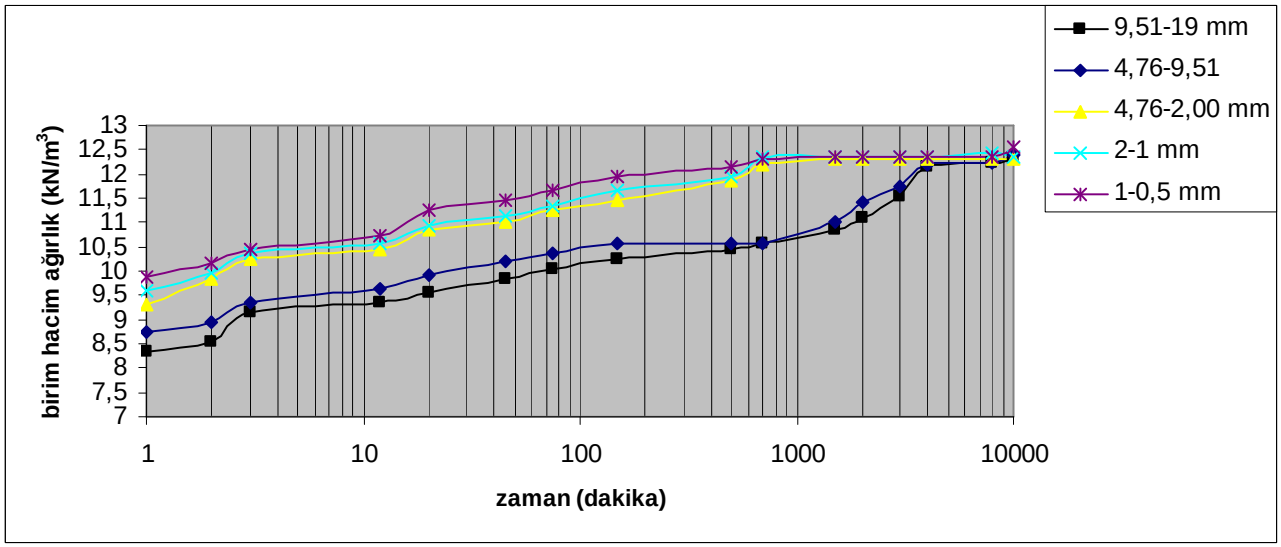
Çizelge 4.6. Farklı pomza tane çapları ile yapılan su emme oranı sonuçları

Elek aralığı (No)	Elek çapı (mm)	Su Emme %
$3/8'' - 3/4''$	9,51 - 19	22,70
$4 - 3/8''$	4,76 - 9,51	28,90
10 - 4	2 – 4,76	35,60
18 – 10	1 – 2,00	43,20
35 - 18	0,5 – 1,00	52,10

Su emme oranı ile ilgili değerlere bakıldığı zaman tane çapının küçülmesi ile su emme değeri artmıştır. Esposito ve Guadagno (1988), 16 mm - 0.85 mm çaplı pomzalar üzerinde yapmış oldukları çalışmada 16 mm'lik pomza için su emme oranını %67, 0.85mm'lik pomza için ise %70 bulmuşlardır. Bu aradaki fark pomzanın yapısı ile alakalıdır.

4.1.5. Su içinde Batma deneyi

Düşük birim hacim ağırlıkları nedeniyle granüler pomza su üzerinde yüzebilir. Pomzanın batma nedeni boşluklarına suyun girmesi nedeniyledir. Çeşitli çaplardaki pomza numunesi üzerinde yapılan batma deneyinde zamana karşılık birim hacim ağırlığı ilişkisi belirlenmiştir.



Şekil 4.3. Batma deneyi boyunca pomzaların birim ağırlığındaki değişim

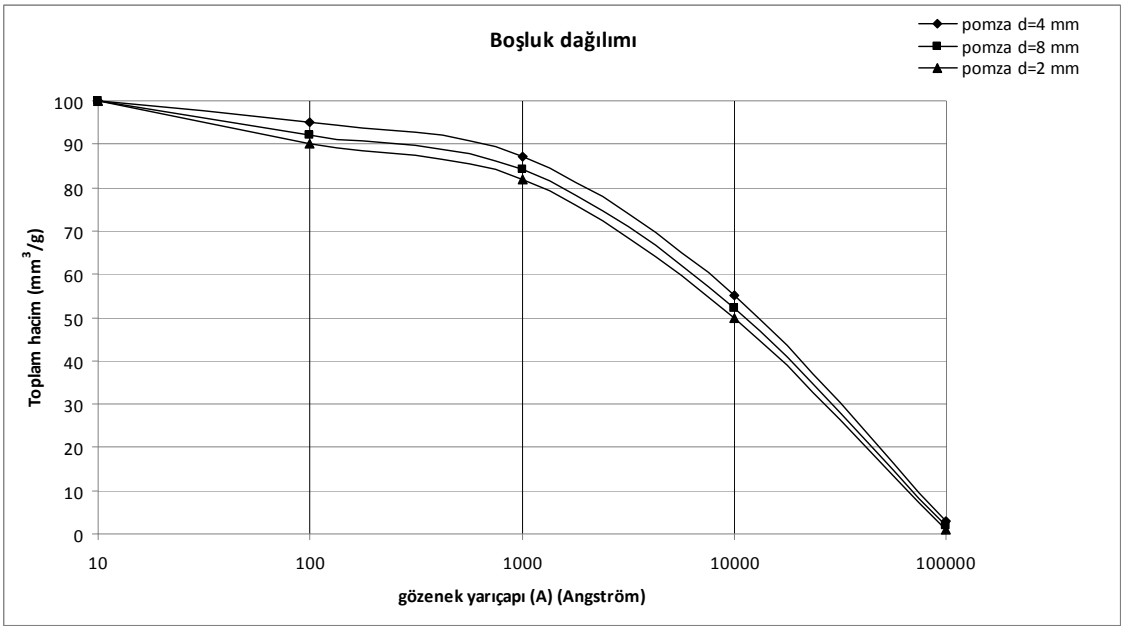
Şekil 4.3'de su içinde batma deneyi esnasında pomzanın birim hacim ağırlığındaki değişimler farklı çaptaki pomza için verilmiştir. Şekil 4,3'den görüldüğü gibi farklı tane çapları için pomzanın içerisindeki boşluklar 10000 dakika sonunda (yaklaşık 1 hafalık bir süre) dolarak birim hacim ağırlık değerleri 1,2 ila 1,4 kat arasında artış göstermiştir. Pomza zeminlerin bünyelerine su alarak ağırlıklarının artması bilhassa bu tür zeminlerin şev stabilitesinde önemli bir problem oluşturmaktadır.

4.1.6. Civa porozimetre deneyi

Civa porozimetresi deneyinde belirli bir basınçta (P) gözeneklere giren civa hacmi (V) ölçülür. Bu deneyde amaç boşlukların boyut analizini tespit etmektir. Civa porozimetresi deneyi, bir numuneyi tamamen havadan arındırma ve sonra civa ile kaplama, ve daha sonra da yüksek basınç uygulama adımlarına sahiptir. Bu deneyde sonuçlar grafiksel olarak hacime (V) karşılık basınç grafiği ve boyutsuz hacime (V/Vtoplam) karşılık basınç grafiği olmak üzere iki yolla gösterilebilir.

Pomza üzerinde Civa Porozimetre deneyleri Seramik Araştırma Merkezi A.Ş. Anadolu Üniversitesi Yunus Emre Kampusünde gerçekleştirilmiştir. Üç farklı çapa sahip (8 mm, 4 mm ve 2 mm) pomza üzerinde çalışma yapılmıştır. Gözenek dağılımı Şekil 4.4'de gösterilmiştir. Bulunan sonuçlar literatür ile uyumludur. Şekil'de verilen Civa Penetrasyon eğrisinden de görüldüğü gibi ortalama yarıçap değerleri aşağı yukarı 10.000 Angström'dür. Gözeneklerin %80'i 2000 Angström' den büyük bir yarıçapa

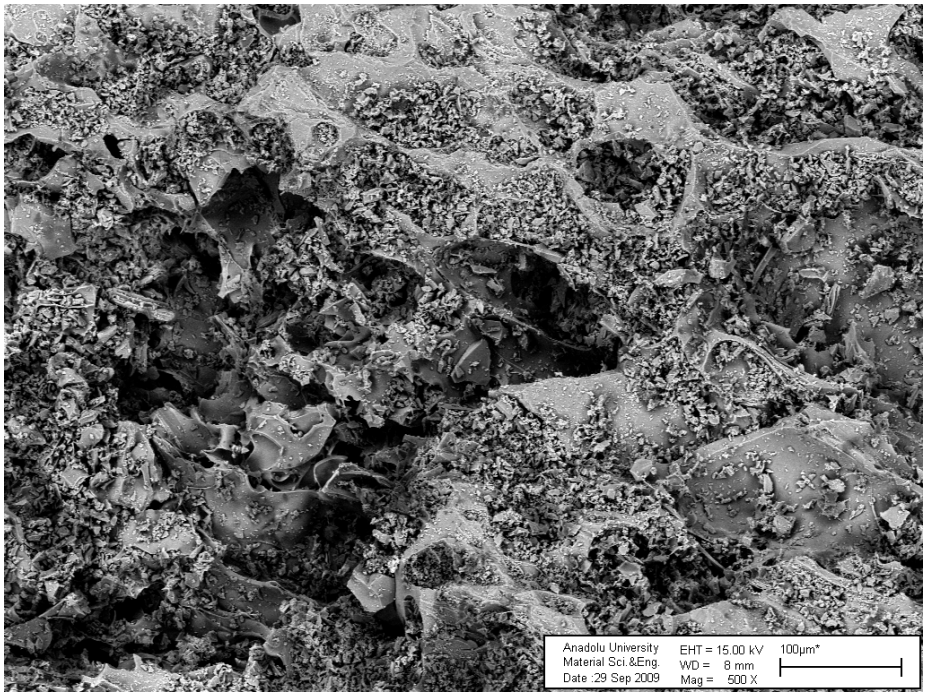
sahiptir. Esposito ve Guadagno (1988), 9,5 mm ve 4,3 mm lik Vezüv pomzaların porozimetrik ölçümlerini yapmışlar ve boşluk oranı dağılımlarını incelemişlerdir. Ortalama yarı çap değerlerini 11.000 Angström olarak belirlemişlerdir. İnceledikleri pomzaların gözeneklerinin %80'i 2000 Angström' den büyük bir yarıçapa sahiptir.



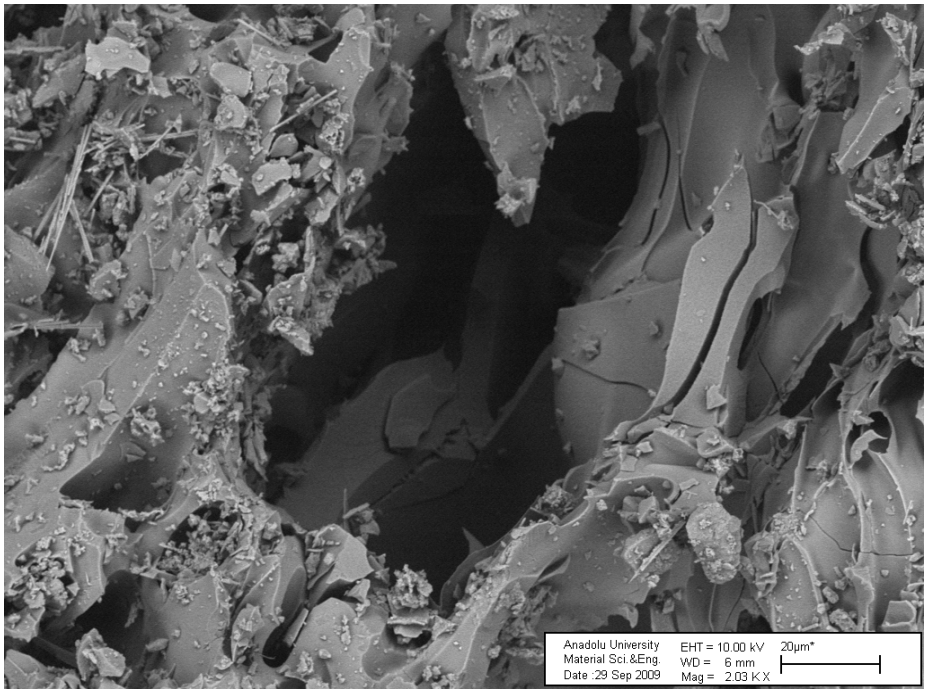
Şekil 4.4. Civa Penetrasyon Eğrisi

4.1.7. Pomza üzerinde yapılan SEM (Scanning Electron Microscopy) analizi

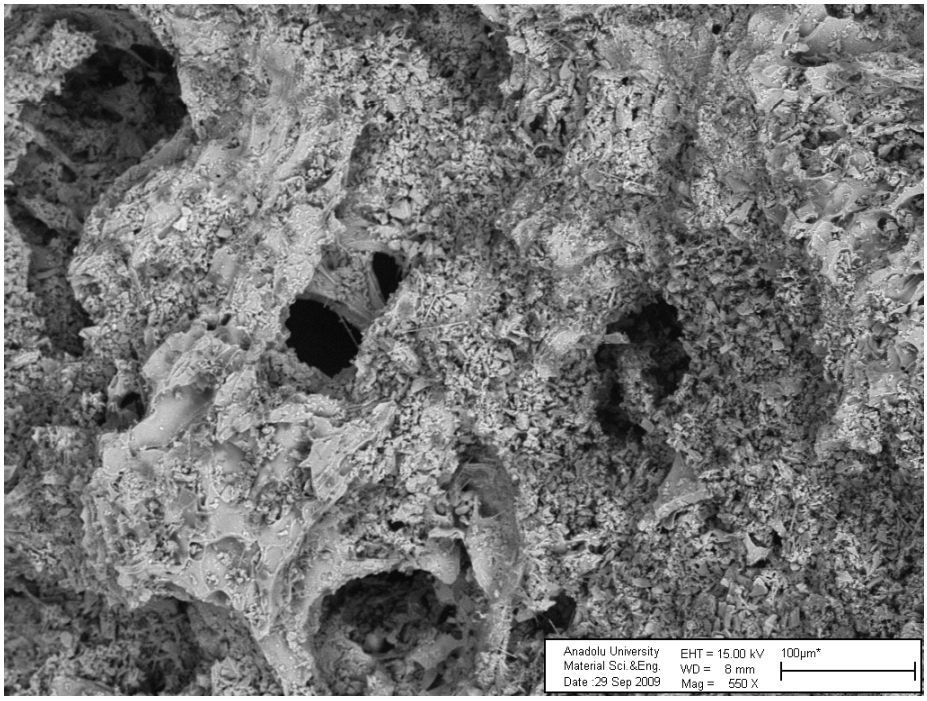
Arazide farklı çalışma alanlarından alınan numuneler Anadolu Üniveritesinde analiz edilmiştir. Analiz sonuçları Şekil 4.5, Şekil 4.6 ve Şekil 4.7'de verilmiştir.



Şekil 4.5. Çalışma Sahası 1'den alınan 8mm çaplı pomza örneğinin taramalı elektron mikroskopu Zeiss 50 VP ile boşluklarının görünümü



Şekil 4.6. Çalışma Sahası 2'den alınan 6 mm çaplı pomza örneğinin taramalı elektron mikroskopu Zeiss 50 VP ile boşluklarının görünümü



Şekil 4.7. Çalışma Sahası 3'den alınan 8 mm çaplı pomza örneğinin taramali elektron mikroskopu Zeiss 50 VP ile boşluklarının görünümü

SEM analizleri d=6 ve d=8 mm 'lik pomza boyutları üzerinde yapılmıştır. Şekillerden görüldüğü gibi pomza parçalarının yüzeyinde kısmen gözenekler vardır. Bu yapı Esposito ve Guadagno (1988) ve Sparks (1978)'in incelediği pomzaların içyapısına benzemektedir.

4.1.8. Pomza üzerinde yapılan kimyasal analiz

Pomza numunelerinin kimyasal analizi, D.S.İ. 4. Bölge Müdürlüğü Kimya laboratuarında yaptırılmıştır. Kimyasal özellikleri Çizelge 4.7'de verilmiştir.

Çizelge 4.7. Nevşehir pomzasının kimyasal analizleri

Bileşim	Birim	Değer
Fe_2O_3	%	3,10
Al_2O_3	%	14,90
CaO	%	2,90
MgO	%	0,08
Na_2O	%	4,10
K_2O	%	2,75
MgO	%	0,08
SiO_2	%	68,5

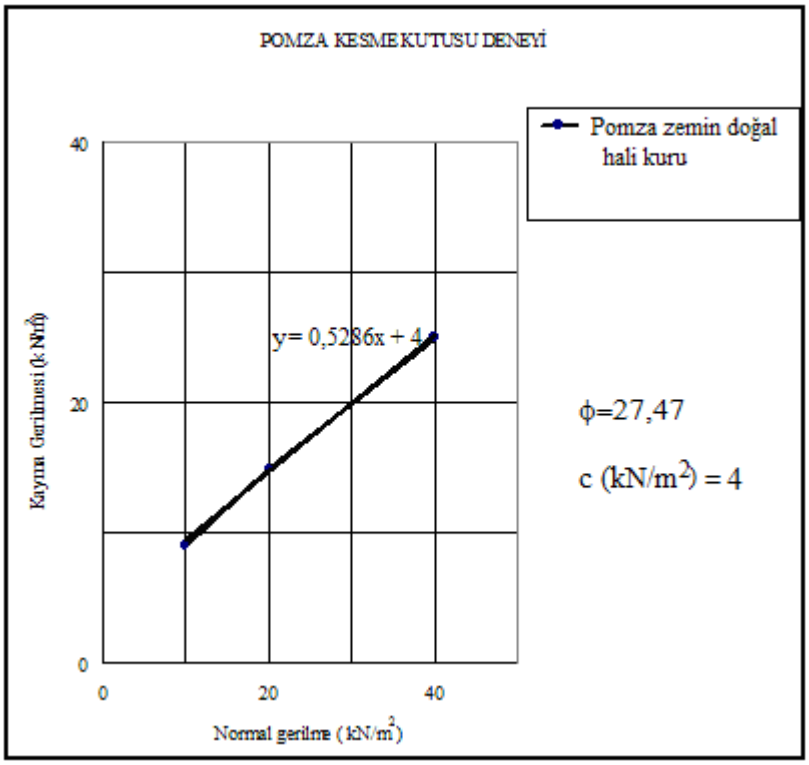
Kimyasal analiz ile ilgili bulunan sonuçlar da literatür ile uyum içerisindedir. Başpınar ve Gündüz (2006), Nevşehir pomzasının jeokimyasal analizlerini incelemişlerdir (Çizelge 4.8).

Çizelge 4.8. Nevşehir pomzasının kimyasal analizleri Başpınar ve Gündüz (2006)

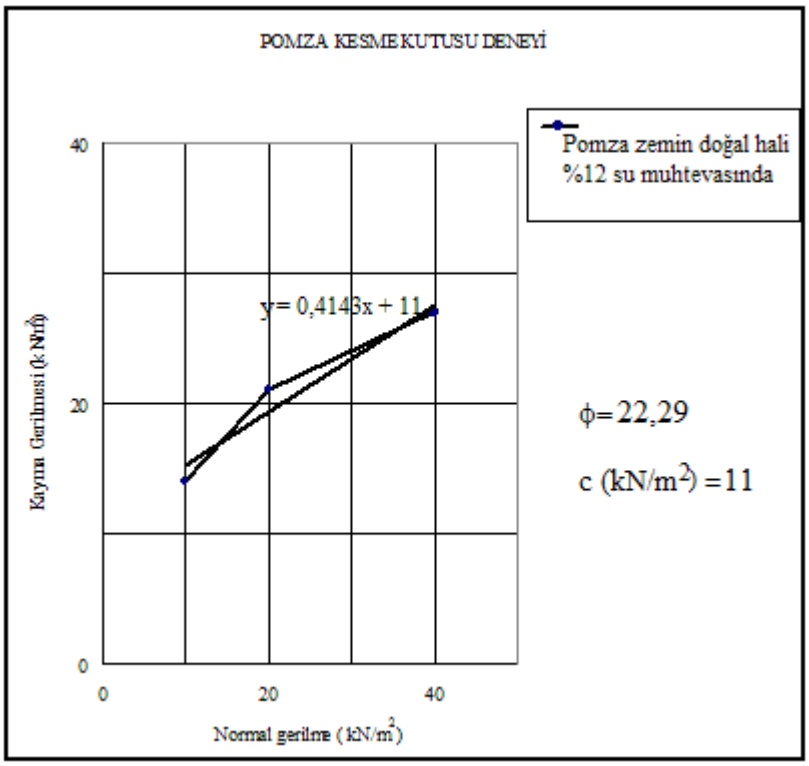
Bileşim	Birim	Değer(%)
Fe_2O_3	%	3,05
Al_2O_3	%	14,01
CaO	%	1,50
MgO	%	1,41
Na_2O	%	3,29
K_2O	%	3,49
MgO	%	0,34
SiO_2	%	70,06

4.1.9. Kesme kutusu deneyi

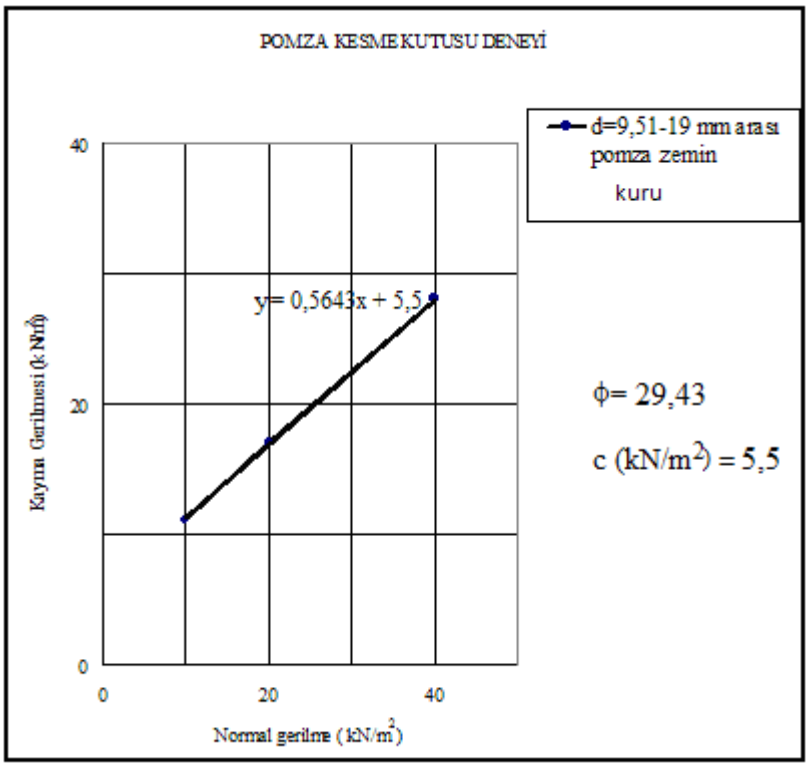
Granüler pomza zeminin kayma mukavemeti parametrelerini tayin etmek için laboratuarda dijital kesme kutusu deneyleri yapılmıştır. Kesme kutusu deneyleri ASTM D-3080 standartlarına göre yapılmıştır. İlk önce arazideki doğal durumunda kuru iken kesme kutusu deneyi yapılmıştır (Şekil 4.8). Pomzanın arazideki su muhtevası % 12 olarak tespit edilmiştir. Daha sonra arazideki doğal durumuna uygun % 12 su muhtevasında kesme kutusu deneyi yapılmıştır (Şekil 4.9). Son olarak farklı çaplarda pomzanın kuru hali için yapılan deney sonuçları Şekil 4.10, 4.11, 4.12, 4.13 ve 4.14'de, % 12 su muhtevası ile hazırlanan farklı tane çapları için ise sonuçlar Şekil 4.15, 4.16, 4.17, 4.18 ve 4.19'da gösterilmiştir. Çizelge 4.9 ve 4.10'da ise Pomzanın kuru iken ve %12 su muhtevasında hazırlanan farklı çaplarda yapılan kesme kutusu deney sonuçları verilmiştir.



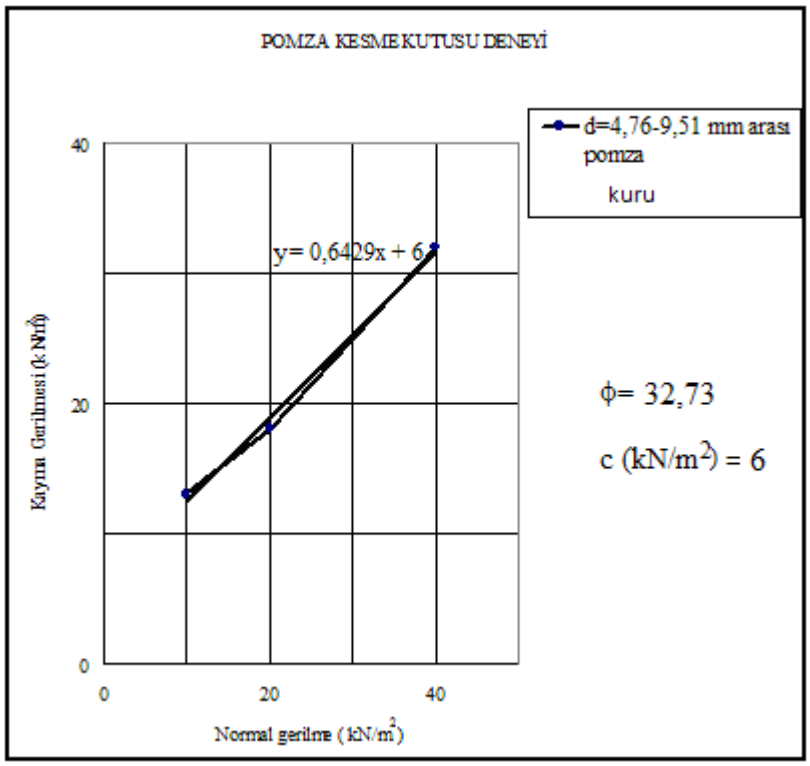
Şekil 4.8. Pomza zemin kuru iken kesme kutusu deney sonucu



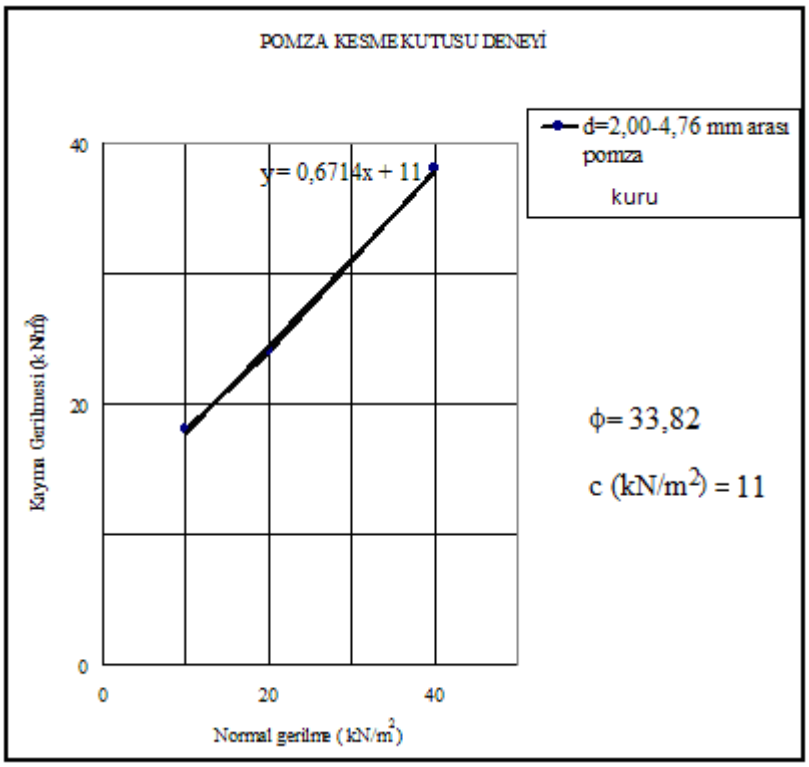
Şekil 4.9. Pomza zemin %12 su muhtevasında kesme kutusu deney sonucu



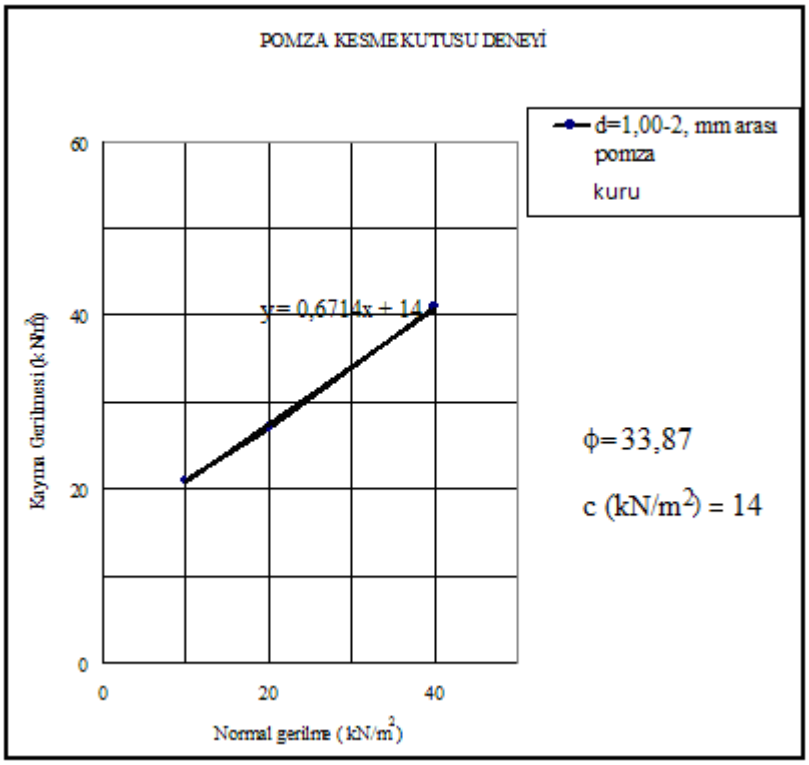
Şekil 4.10. d=9.51-19 mm pomza zemin için kesme kutusu deney sonucu



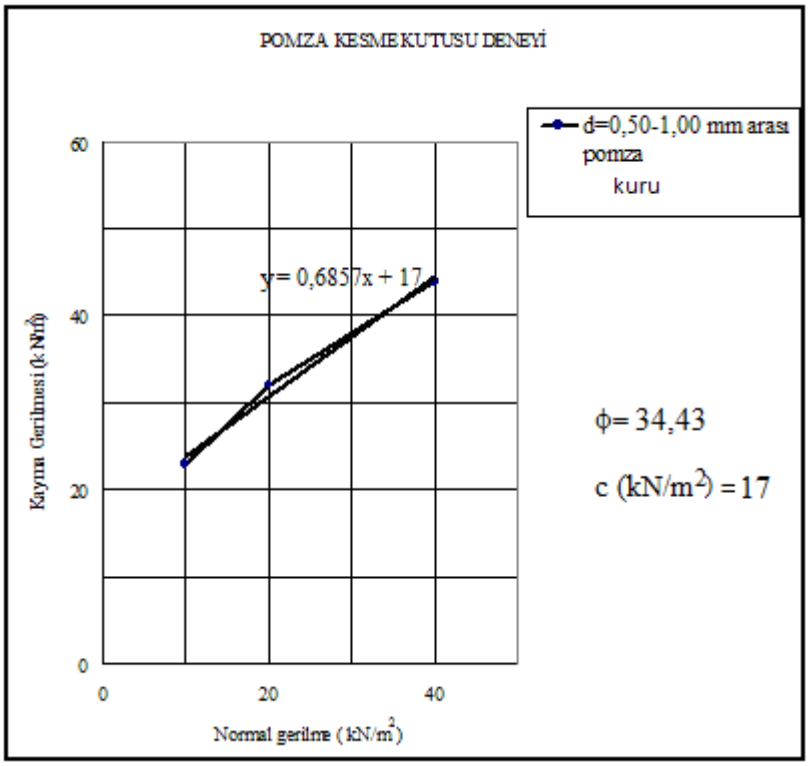
Şekil 4.11. d=4.76-9.51 mm arası pomza zemin kesme kutusu deney sonucu



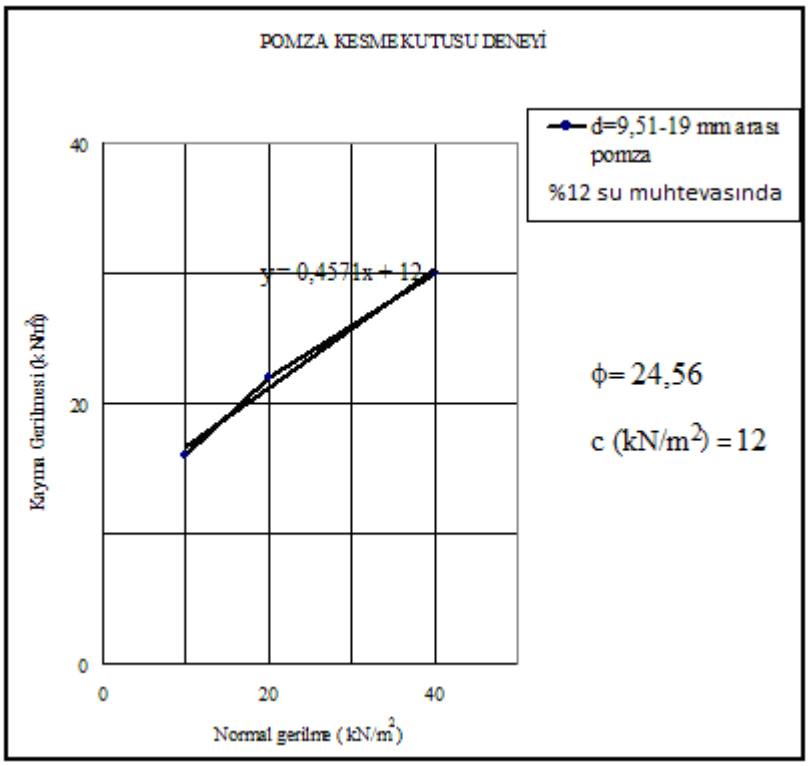
Şekil 4.12. d=2.00-4.76 mm pomza zemin kesme kutusu deney sonucu



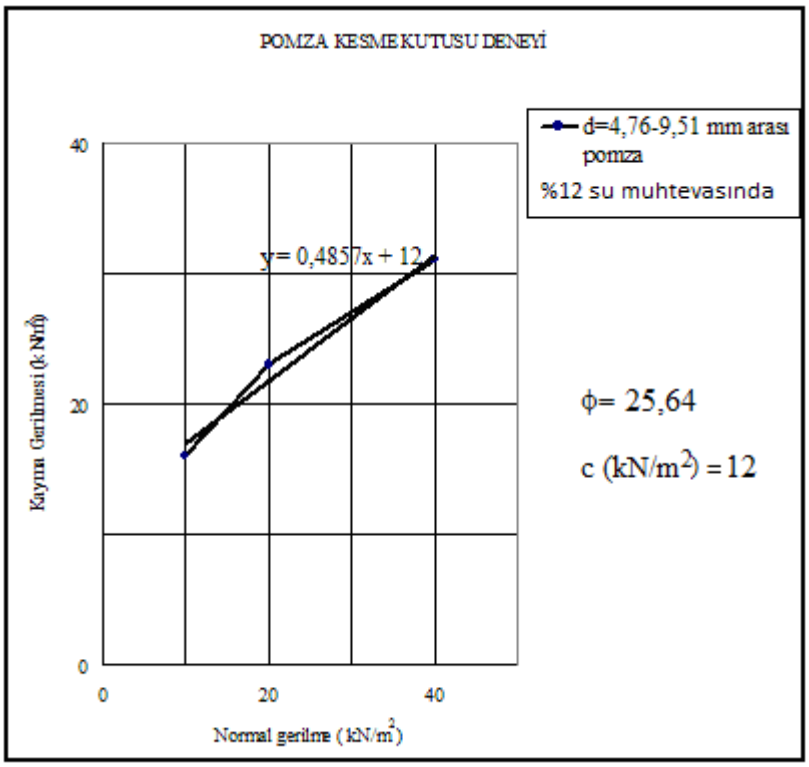
Şekil 4.13. d=1.00-2.00 mm pomza zemin kesme kutusu deney sonucu



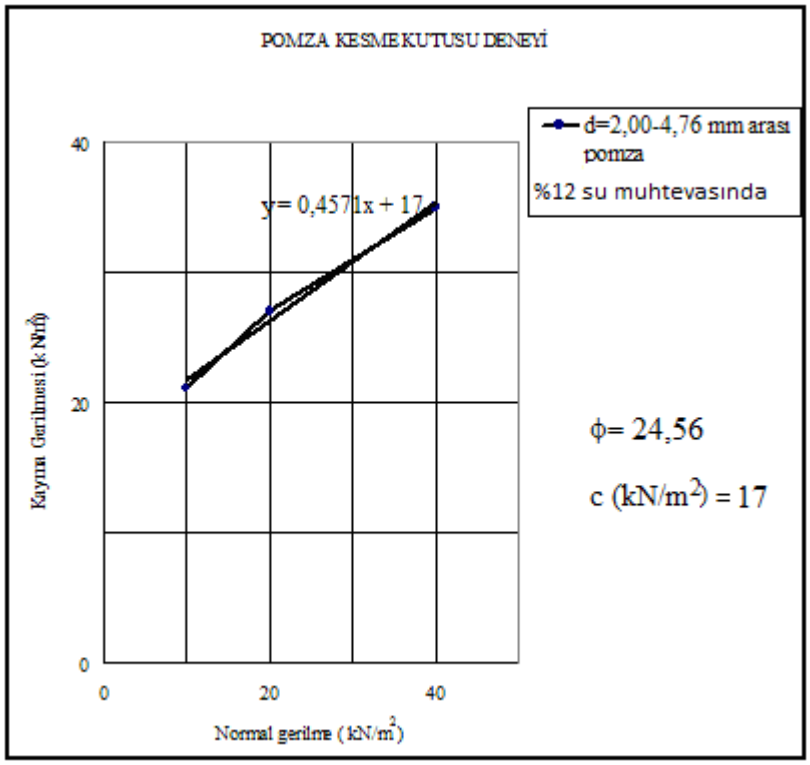
Şekil 4.14. d=0.50-1.00 mm arası pomza zemin kesme kutusu deney sonucu



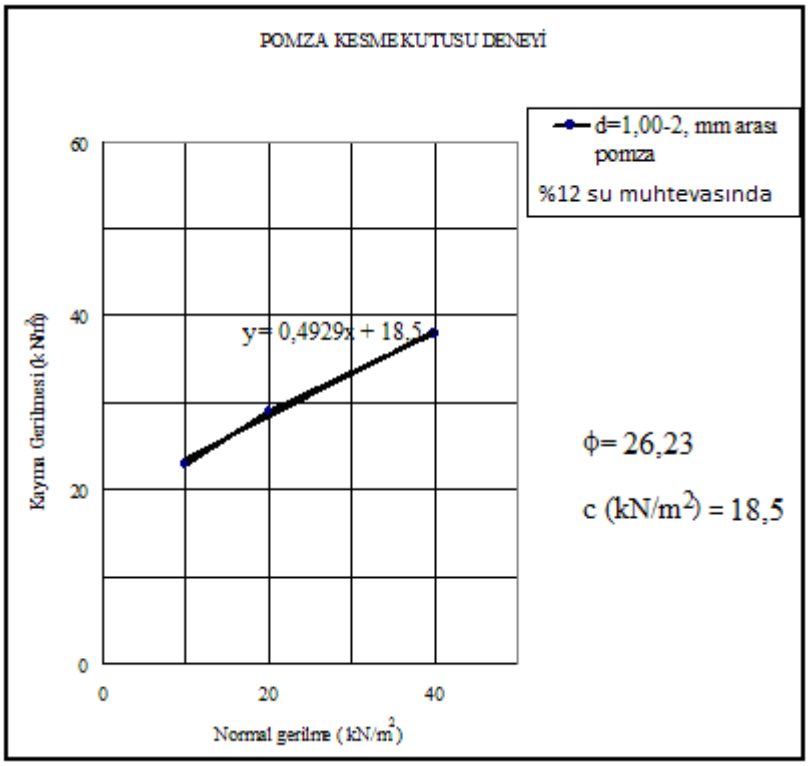
Şekil 4.15. d=9.51-19 mm arası pomza zemin kesme kutusu deney sonucu



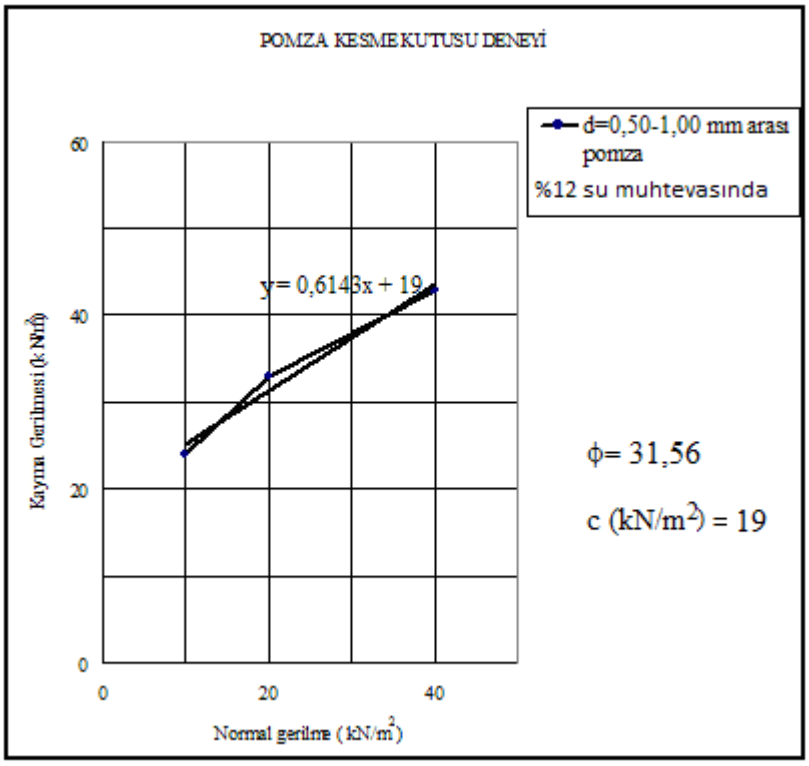
Şekil 4.16. d=4.76-9.51 mm arası pomza zemin kesme kutusu deney sonucu



Şekil 4.17. d=2.00-4.76 mm arası pomza zemin kesme kutusu deney sonucu



Şekil 4.18. d=1.00-2.00 mm arası pomza zemin kesme kutusu deney sonucu



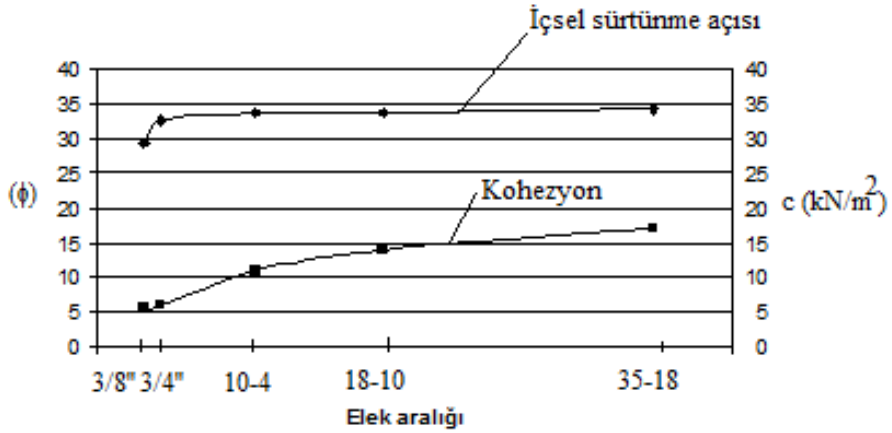
Şekil 4.19. d=0.50-1.00 mm arası pomza zemin kesme kutusu deney sonucu

Çizelge 4.9. Pomza zeminin kuru iken farklı çaplarda yapılan kesme kutusu deney sonuçları

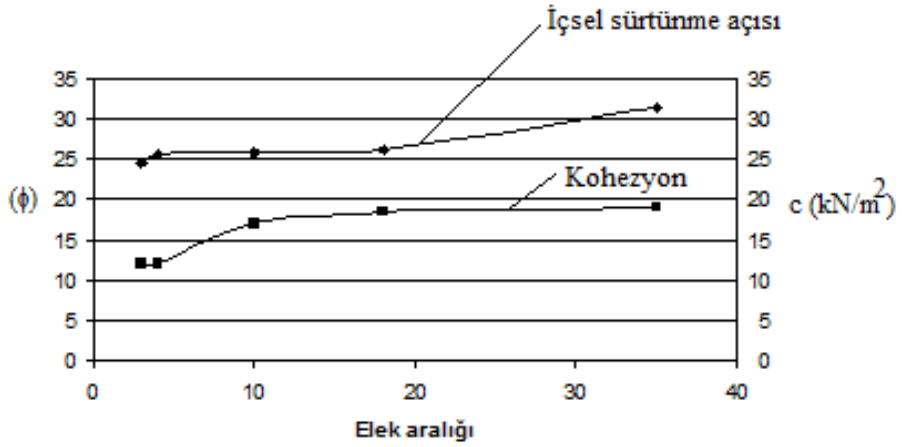
Elek No	Elek çapı (mm)	İçsel Sürtünme Açısı (φ)	Kohezyon c (kN/m^2)
	Arazideki doğal hali	27,47	4
3/8″ – 3/4″	9,51 - 19	29,43	5,5
4 – 3/8″	4,76 - 9,51	32,73	6
10 - 4	2 – 4,76	33,82	11
18 – 10	1 – 2,00	33,87	14
35 - 18	0,5 – 1,00	34,43	17

Çizelge 4.10. Pomza zeminin %12 su muhtevasında farklı çaplarda yapılan kesme kutusu deney sonuçları

Elek No	Elek çapı (mm)	İçsel Sürtünme Açısı (φ)	Kohezyon c (kN/m^2)
	Arazideki doğal hali	22,29	11
3/8″ – 3/4″	9,51 - 19	24,56	12
4 – 3/8″	4,76 - 9,51	25,64	12
10 - 4	2 – 4,76	25,83	17
18 – 10	1 – 2,00	26,23	18,5
35 - 18	0,5 – 1,00	31,56	19



Şekil 4.20. Pomza zeminin kuru iken farklı çaplarına karşılık İçsel sürtünme açısı ve kohezyondaki değişim



Şekil 4.21. Farklı çaplardaki pomza zeminin %12 su muhtevasına karşılık içsel sürtünme açısı ve kohezyondaki değişim

Çizelge 4.9-4.10 ve Şekil 4.20 ve 4.21'den görüldüğü gibi kuru halde ve %12 su muhtevasında pomzanın tane çapı küçüldükçe içsel sürtünme açısı ve kohezyonu artmaktadır. Kesme kutusu deneylerinde %12 su muhtevasında deney yapılmasının sebebi kışın arazide su muhtevası ölçülmüş ve %12 olarak tespit edilmiştir.

4.1.10. Permeabilite deneyi

Pomza üzerinde sabit seviyeli permeabilite deneyi, ASTM D2434-68'e göre yapılmıştır. Deneylerde granüler pomza örneği kullanılmıştır. Deney DSİ TAKK

Dairesi Başkanlığı Zemin Mekaniği Laboratuarında yapılmıştır. Permeabilite sonuçları Çizelge 4.11'de verilmiştir.

Çizelge 4.11. Sabit Seviyeli Geçirgenlik Deneyi

	İlk okuma Tarih, saat	Son okuma Tarih saat	Su sıcaklığı (^oC)	Süre t (s)	Hacim V (cm^3)	$k = \frac{VL}{AHt}$ (cm/s)
1	05.01.2011 16:10	06.01.2011 16:10	20	15	420	1.56
2	05.01.2011 16.11	06.01.2011 16.11	20	30	746	1.39
3	05.01.2011 16.12	06.01.2011 16.12	20	30	730	1.36
					Ortalama	1.44

H=1.5 cm cam borudaki su seviyesi farkı L=15.20 cm (numune boyu)

A=181.46 cm^2 (kalıp alanı) D=15.20 cm (kalıp çapı)

Permeablite deney sonucu ortalama 1.44 cm/s bulunmuştur. (Marks ve diğ, 1998) pomzanın dinamik özellikleri ile ilgili bir çalışma yapmışlardır. Çalışmaları sonucunda k (permeabilite değerini) 0.08-0.4 cm/s aralığında bulmuşlardır.

4.2. Arazi Deney Sonuçları

Pomza zeminin taşıma gücünün belirlenmesine yönelik her bir çalışma alanında 3'er adet olmak üzere

- 9 adet Standart Penetrasyon Deneyi
- Pomza tabakası üzerinde 9 adet Plaka Yükleme Deneyi
- Pomza tabakası içerisinde 9 adet Presiyometre Deneyi

yapılmıştır.

4.2.1. Standart penetrasyon deney sonuçları

Çalışma Sahası 1'de elde edilen SPT sonuçları ve sondaj zemin profili Çizelge 4.12 ve Şekil 4.22-4.24'de, Çalışma Sahası 2'de elde edilen SPT sonuçları ve sondaj zemin profili Çizelge 4.13 ve Şekil 4.25-4.27'de ve Çalışma Sahası 3'de elde edilen SPT sonuçları ve sondaj zemin profili Çizelge 4.14 ve Şekil 4.28-4.30'da verilmiştir.

Çizelge 4.12. SPT sonuçları - Çalışma Sahası 1

SONDAJ NO	ÖRNEK NO	DERİNLİK		DARBE SAYISI			N_{30}	ZEMİN TANIMLAMASI	YASS	YOĞUNLUK	Efektif Jeolojik Yük	Jeolojik Yük Düzeltmesi	Enerji Düzeltmesi	Düzeltilmiş SPT-N değeri
		h_1	h_2	İlerleme Derinliği						γ	p_o'	C_N	C_E	$N_{1,60}$
		m'den	m'ye	15	30	45			m	kN/m³	kN/m²	-	-	-
SK-1	SPT-1	1,50	1,95	8	7	15	22	Pomza Zemin	YOK	9	176	0,75	0,75	**12**
SK-1	SPT-2	3,00	3,45	11	10	9	19	Pomza Zemin		9	311	0,57	0,75	**8**
SK-1	SPT-3	4,00	4,45	10	16	14	30	Pomza - Tüf Zemin		9	401	0,50	0,75	**11**
SK-2	SPT-1	1,50	1,95	9	8	10	18	Pomza Zemin	YOK	9	176	0,75	0,75	**10**
SK-2	SPT-2	3,00	3,45	8	8	9	17	Pomza Zemin		9	311	0,57	0,75	**7**
SK-2	SPT-3	4,00	4,45	9	11	12	23	Pomza - Tüf Zemin		9	401	0,50	0,75	**9**
SK-3	SPT-1	1,50	1,95	7	8	10	18	Pomza Zemin	YOK	9	176	0,75	0,75	**10**
SK-3	SPT-2	3,00	3,45	10	11	12	23	Pomza Zemin		9	311	0,57	0,75	**10**
SK-3	SPT-3	4,10	4,55	7	7	10	17	Pomza - Tüf Zemin		9	410	0,49	0,75	**6**

SONDAJ ARAZİ CETVELİ

Proje Adı: - Yer altı suyu: - SONDAJ NO

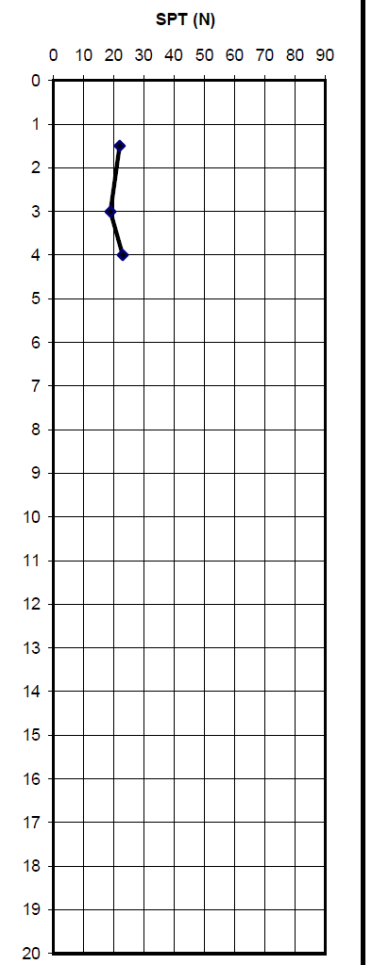
Sondaj Yeri: **Nevşehir** **SK1**

Sondaj Derinliği : 4,80 m

STANDART PENETRASYON DENEYI

DERİNLİK (m)	NUM. DER. (m)	NUMUNE CİNSİ	GEOTEKNİK TANIMLAMA	Darbe Sayısı (cm) 0-15	15-30	30-45	N_{30}
0			Bitkisel toprak				
1	1,5	SPT		8	7	15	22
2			Pomza				
3	3	SPT	Pomza	11	10	9	19
4	4	SPT	Pomza-tüf karışımı	10	16	14	23
5	4,7	Karot	Bazalt	-	-	-	REFÜ
6							
7							
8							
9							
10							
11							
12							
13							
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20							

SPT Grafiği



İNCE DANELİ

SPT-N	Kıvam	Serbest basınç dir.,q_u(t/m^2)
0 - 2	Çok yumuşak	<2,5
2 - 4	Yumuşak	2,5 - 5
4 - 8	Orta Sert	5 - 10
8 - 15	Sert	10 - 20
15 - 30	Çok Sert	20 - 40
> 30	Katı	> 40

İRİ DANELİ

SPT - N	Rölatif Sıkılık, Dr	Sıkılık Durumu
0 - 4	0 - 0,15	Çok Gevşek
4 - 10	0,15 - 0,35	Gevşek
10 - 30	0,35 - 0,65	Orta Sıkı
30 - 50	0,65 - 0,85	Sıkılık Durumu
> 50	0,85 - 1	Çok Sıkı

Şekil 4.22. Çalışma sahası 1- SK1 sondaj logu

SONDAJ ARAZİ CETVELİ

Proje Adı: - Yer altı suyu: - SONDAJ NO

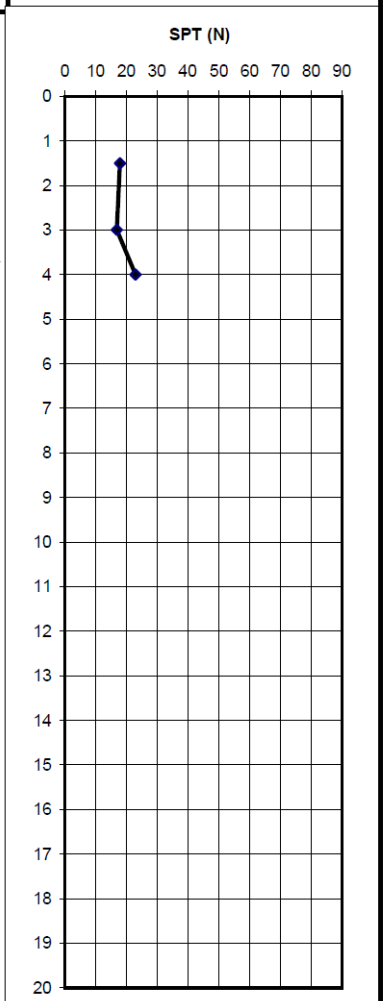
Sondaj Yeri: **Nevşehir** **SK2**

Sondaj Derinliği : 4,80 m

STANDART PENETRASYON DENEYİ

DERİNLİK (m)	NUM. DER. (m)	NUMUNE CİNSİ	GEOTEKNİK TANIMLAMA	Darbe Sayısı (cm) 0-15	15-30	30-45	N_{30}
0			Bitkisel toprak				
1	1,5	SPT		9	8	10	18
2			Pomza				
3	3	SPT	Pomza	8	8	9	17
4	4	SPT	Pomza-tüf karışımı	9	11	12	23
5	4,9	Karot	Bazalt	-	-	-	REFÜ
6							
7							
8							
9							
10							
11							
12							
13							
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20							

SPT Grafiği



İNCE DANELİ

SPT-N	Kıvam	Serbest basınç dir.,q_u(t/m^2)
0 - 2	Çok yumuşak	<2,5
2 - 4	Yumuşak	2,5 - 5
4 - 8	Orta Sert	5 - 10
8 - 15	Sert	10 - 20
15 - 30	Çok Sert	20 - 40
> 30	Katı	> 40

İRİ DANELİ

SPT - N	Rölatif Sıkılık, Dr	Sıkılık Durumu
0 - 4	0 - 0,15	Çok Gevşek
4 - 10	0,15 - 0,35	Gevşek
10 - 30	0,35 - 0,65	Orta Sıkı
30 - 50	0,65 - 0,85	Sıkılık Durumu
> 50	0,85 - 1	Çok Sıkı

Şekil 4.23. Çalışma sahası 1- SK2 sondaj logu

SONDAJ ARAZİ CETVELİ

Proje Adı: - Yer altı suyu: - SONDAJ NO

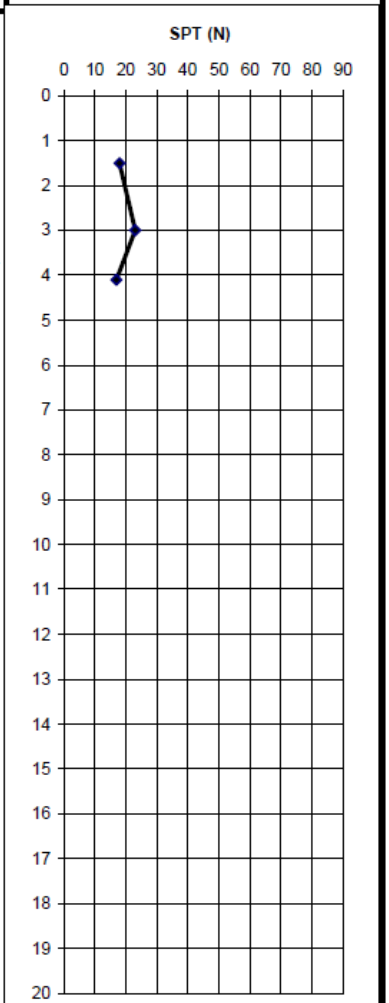
Sondaj Yeri: **Nevşehir** **SK3**

Sondaj Derinliği : 4,80 m

STANDART PENETRASYON DENEYİ

DERİNLİK (m)	NUM. DER. (m)	NUMUNE CİNSİ	GEOTEKNİK TANIMLAMA	Darbe Sayısı (cm) 0-15	15-30	30-45	N_{30}
0			Bitkisel toprak				
1	1,5	SPT		7	8	10	18
2			Pomza				
3	3	SPT	Pomza	10	11	12	23
4	4,1	SPT	Pomza-tüf karışımı	7	7	10	17
5	4,8	Karot	Bazalt	-	-	-	REFÜ
6							
7							
8							
9							
10							
11							
12							
13							
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20							

SPT Grafiği



İNCE DANELİ

SPT-N	Kıvam	Serbest basınç dir.,q_u(t/m^2)
0 - 2	Çok yumuşak	<2,5
2 - 4	Yumuşak	2,5 - 5
4 - 8	Orta Sert	5 - 10
8 - 15	Sert	10 - 20
15 - 30	Çok Sert	20 - 40
> 30	Katı	> 40

İRİ DANELİ

SPT - N	Rölatif Sıkılık, Dr	Sıkılık Durumu
0 - 4	0 - 0,15	Çok Gevşek
4 - 10	0,15 - 0,35	Gevşek
10 - 30	0,35 - 0,65	Orta Sıkı
30 - 50	0,65 - 0,85	Sıkılık Durumu
> 50	0,85 - 1	Çok Sıkı

Şekil 4.24. Çalışma sahası 1- SK3 sondaj logu

Çizelge 4.13. SPT sonuçları - Çalışma Sahası 2

SONDAJ NO	ÖRNEK NO	DERİNLİK		DARBE SAYISI			N_{30}	ZEMİN TANIMLAMASI	YASS	YOĞUNLUK	Efektif JeolojikYük	Jeolojik Yük Düzeltmesi	Enerji Düzeltmesi	Düzeltilmiş SPT-N değeri
		h_1	h_2	İlerleme Derinliği						γ	p_o'	C_N	C_E	$N_{1,60}$
		m'den	m'ye	15	30	45			m	kN/m³	kN/m²	-	-	-
SK-4	SPT-1	1,50	1,95	8	9	11	20	Pomza Zemin	YOK	9	176	0,75	0,75	**11**
SK-4	SPT-2	3,00	3,45	8	8	15	23	Pomza Zemin		9	311	0,57	0,75	**10**
SK-4	SPT3	3,60	4,05	7	8	17	25	Pomza - Tüf Zemin		9	365	0,52	0,75	**10**
SK-5	SPT-1	1,50	1,95	5	6	9	15	Pomza Zemin	YOK	9	176	0,75	0,75	**8**
SK-5	SPT-2	3,00	3,45	8	7	13	20	Pomza Zemin		9	311	0,57	0,75	**9**
SK-5	SPT-3	4,00	4,45	7	8	15	23	Pomza - Tüf Zemin		9	401	0,50	0,75	**9**
SK-6	SPT-1	1,50	1,95	5	7	9	16	Pomza Zemin	YOK	9	176	0,75	0,75	**9**
SK-6	SPT-2	3,00	3,45	8	9	14	23	Pomza Zemin		9	311	0,57	0,75	**10**
SK-6	SPT-3	4,00	4,45	10	12	12	24	Pomza - Tüf Zemin		9	401	0,50	0,75	**9**

SONDAJ ARAZİ CETVELİ

Proje Adı: - Yer altı suyu: - SONDAJ NO

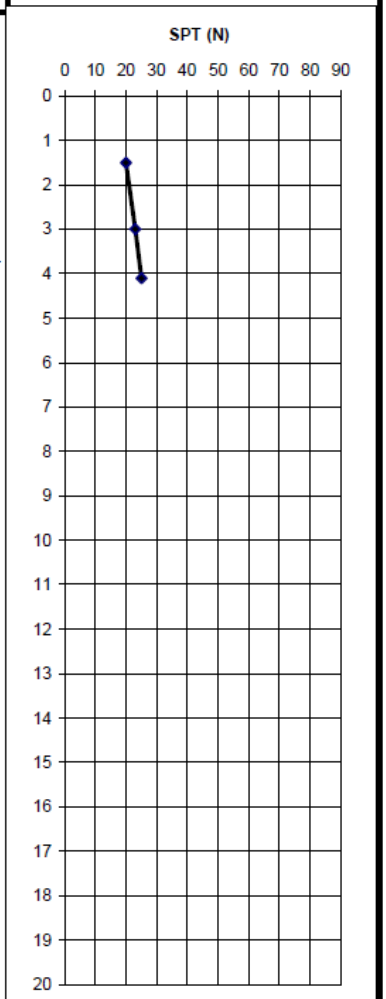
Sondaj Yeri: **Nevşehir** **SK4**

Sondaj Derinliği : 4,50 m

STANDART PENETRASYON DENEYİ

DERİNLİK (m)	NUM. DER. (m)	NUMUNE CİNSİ	GEOTEKNİK TANIMLAMA	Darbe Sayısı (cm) 0-15	15-30	30-45	N_{30}
0			Bitkisel toprak				
1	1,5	SPT		8	9	11	20
2			Pomza				
3	3	SPT	Pomza	8	8	15	23
4	3,6	SPT	Pomza-tüf karışımı	7	8	17	25
5	4,5	Karot	Bazalt	-	-	-	REFÜ
6							
7							
8							
9							
10							
11							
12							
13							
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20							

SPT Grafiği



İNCE DANELİ

SPT-N	Kıvam	Serbest basınç dir.,q_u(t/m^2)
0 - 2	Çok yumuşak	<2,5
2 - 4	Yumuşak	2,5 - 5
4 - 8	Orta Sert	5 - 10
8 - 15	Sert	10 - 20
15 - 30	Çok Sert	20 - 40
> 30	Katı	> 40

İRİ DANELİ

SPT - N	Rölatif Sıkılık, Dr	Sıkılık Durumu
0 - 4	0 - 0,15	Çok Gevşek
4 - 10	0,15 - 0,35	Gevşek
10 - 30	0,35 - 0,65	Orta Sıkı
30 - 50	0,65 - 0,85	Sıkılık Durumu
> 50	0,85 - 1	Çok Sıkı

Şekil 4.25. Çalışma sahası 2- SK4 sondaj logu

SONDAJ ARAZİ CETVELİ

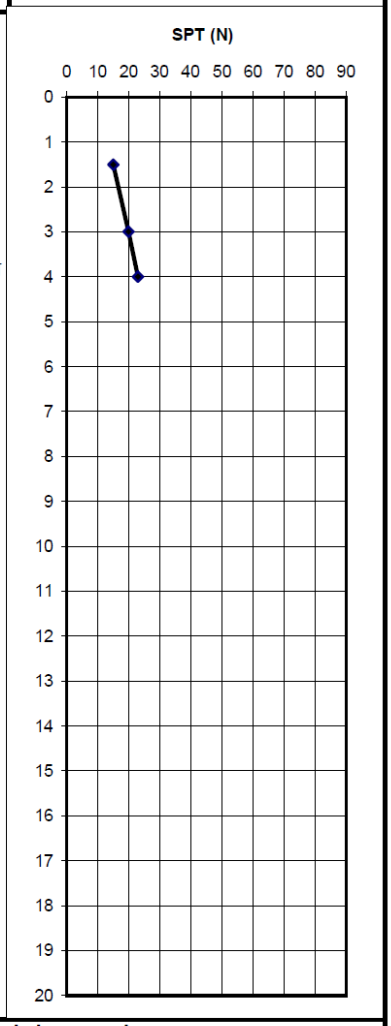
Proje Adı: - Yer altı suyu: - SONDAJ NO

Sondaj Yeri: **Nevşehir** **SK5**

Sondaj Derinliği : 4,90 m

STANDART PENETRASYON DENEYİ

DERİNLİK (m)	NUM. DER. (m)	NUMUNE CİNSİ	GEOTEKNİK TANIMLAMA	Darbe Sayısı (cm) 0-15	15-30	30-45	N_{30}
0			Bitkisel toprak				
1	1,5	SPT		5	6	9	15
2			Pomza				
3	3	SPT	Pomza	8	7	13	20
4	4	SPT	Pomza-tüf karışımı	7	8	15	23
5	4,9	Karot	Bazalt	-	-	-	REFÜ
6							
7							
8							
9							
10							
11							
12							
13							
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20							



İNCE DANELİ

SPT-N	Kıvam	Serbest basınç dir.,q_u(t/m^2)
0 - 2	Çok yumuşak	<2,5
2 - 4	Yumuşak	2,5 - 5
4 - 8	Orta Sert	5 - 10
8 - 15	Sert	10 - 20
15 - 30	Çok Sert	20 - 40
> 30	Katı	> 40

İRİ DANELİ

SPT - N	Rölatif Sıkılık, Dr	Sıkılık Durumu
0 - 4	0 - 0,15	Çok Gevşek
4 - 10	0,15 - 0,35	Gevşek
10 - 30	0,35 - 0,65	Orta Sıkı
30 - 50	0,65 - 0,85	Sıkılık Durumu
> 50	0,85 - 1	Çok Sıkı

Şekil 4.26. Çalışma sahası 2- SK5 sondaj logu

SONDAJ ARAZİ CETVELİ

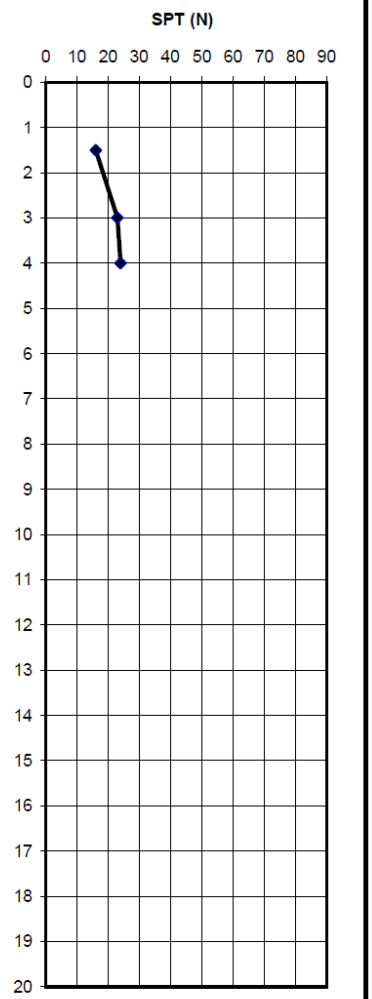
Proje Adı: - Yer altı suyu: - SONDAJ NO

Sondaj Yeri: **Nevşehir** **SK6**

Sondaj Derinliği : 4,30 m

STANDART PENETRASYON DENEYİ

DERİNLİK (m)	NUM. DER. (m)	NUMUNE CİNSİ	GEOTEKNİK TANIMLAMA	Darbe Sayısı (cm) 0-15	15-30	30-45	N_{30}
0			Bitkisel toprak				
1	1,5	SPT		5	7	9	16
2			Pomza				
3	3	SPT	Pomza	8	9	14	23
4	4	SPT	Pomza-tüf karışımı	10	12	12	24
5	4,3	Karot	Bazalt	-	-	-	REFÜ
6							
7							
8							
9							
10							
11							
12							
13							
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20							



İNCE DANELİ

SPT-N	Kıvam	Serbest basınç dir.,q_u(t/m^2)
0 - 2	Çok yumuşak	<2,5
2 - 4	Yumuşak	2,5 - 5
4 - 8	Orta Sert	5 - 10
8 - 15	Sert	10 - 20
15 - 30	Çok Sert	20 - 40
> 30	Katı	> 40

İRİ DANELİ

SPT - N	Rölatif Sıkılık, Dr	Sıkılık Durumu
0 - 4	0 - 0,15	Çok Gevşek
4 - 10	0,15 - 0,35	Gevşek
10 - 30	0,35 - 0,65	Orta Sıkı
30 - 50	0,65 - 0,85	Sıkılık Durumu
> 50	0,85 - 1	Çok Sıkı

Şekil 4.27. Çalışma sahası 2- SK6 sondaj logu

Çizelge 4.14. SPT sonuçları - Çalışma Sahası 3

SONDAJ NO	ÖRNEK NO	DERİNLİK		DARBE SAYISI			N_{30}	ZEMİN TANIMLAMASI	YASS	YOĞUNLUK	Efektif JeolojikYük	Jeolojik Yük Düzeltmesi	Enerji Düzeltmesi	Düzeltilmiş SPT-N değeri
		h_1	h_2	İlerleme Derinliği						γ	p_o'	C_N	C_E	$N_{1,60}$
		m'den	m'ye	15	30	45			m	kN/m³	kN/m²	-	-	-
SK-7	SPT-1	1,50	1,95	8	8	6	14	Pomza Zemin	YOK	9	176	0,75	0,75	**8**
SK-7	SPT-2	3,00	3,45	6	9	11	20	Pomza Zemin		9	311	0,57	0,75	**9**
SK-7	SPT-3	4,00	4,45	14	12	14	26	Pomza - Tüf Zemin		9	401	0,50	0,75	**10**
SK-8	SPT-1	1,50	1,95	7	7	8	15	Pomza Zemin	YOK	9	176	0,75	0,75	**8**
SK-8	SPT-2	3,00	3,45	6	9	8	17	Pomza Zemin		9	311	0,57	0,75	**7**
SK-8	SPT-3	4,00	4,55	10	11	16	27	Pomza - Tüf Zemin		9	410	0,49	0,75	**10**
SK-9	SPT-1	1,50	1,95	6	7	8	15	Pomza Zemin	YOK	9	176	0,75	0,75	**8**
SK-9	SPT-2	3,00	3,45	7	8	16	24	Pomza Zemin		9	311	0,57	0,75	**10**
SK-9	SPT-3	4,00	4,95	9	12	16	28	Pomza - Tüf Zemin		9	446	0,47	0,75	**10**

SONDAJ ARAZİ CETVELİ

Proje Adı: - Yer altı suyu: - SONDAJ NO

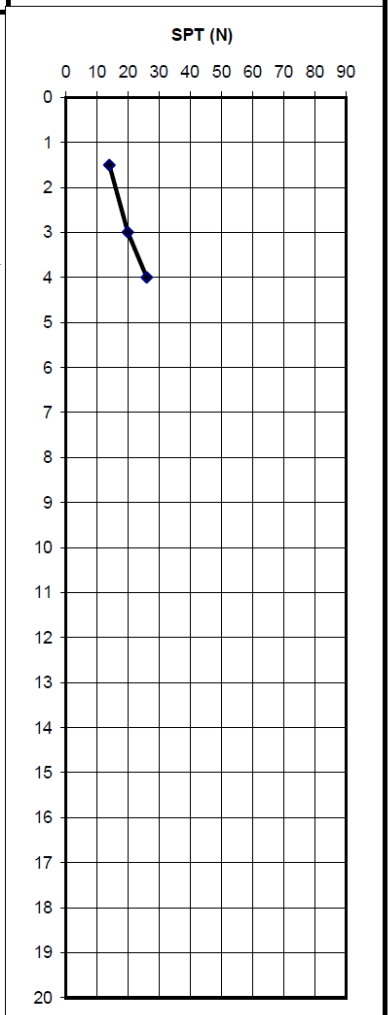
Sondaj Yeri: **Nevşehir** **SK7**

Sondaj Derinliği : 4,90 m

STANDART PENETRASYON DENEYİ

DERİNLİK (m)	NUM. DER. (m)	NUMUNE CİNSİ	GEOTEKNİK TANIMLAMA	Darbe Sayısı (cm) 0-15	15-30	30-45	N_{30}
0			Bitkisel toprak				
1	1,5	SPT		8	8	6	14
2			Pomza				
3	3	SPT	Pomza	6	9	11	20
4	4	SPT	Pomza-tüf karışımı	14	12	14	26
5	4,9	Karot	Bazalt	-	-	-	REFÜ
6							
7							
8							
9							
10							
11							
12							
13							
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20							

SPT Grafiği



İNCE DANELİ

SPT-N	Kıvam	Serbest basınç dir.,q_u(t/m^2)
0 - 2	Çok yumuşak	<2,5
2 - 4	Yumuşak	2,5 - 5
4 - 8	Orta Sert	5 - 10
8 - 15	Sert	10 - 20
15 - 30	Çok Sert	20 - 40
> 30	Katı	> 40

İRİ DANELİ

SPT - N	Rölatif Sıkılık, Dr	Sıkılık Durumu
0 - 4	0 - 0,15	Çok Gevşek
4 - 10	0,15 - 0,35	Gevşek
10 - 30	0,35 - 0,65	Orta Sıkı
30 - 50	0,65 - 0,85	Sıkılık Durumu
> 50	0,85 - 1	Çok Sıkı

Şekil 4.28. Çalışma sahası 3- SK7 sondaj logu

SONDAJ ARAZİ CETVELİ

Proje Adı: - Yer altı suyu: - SONDAJ NO

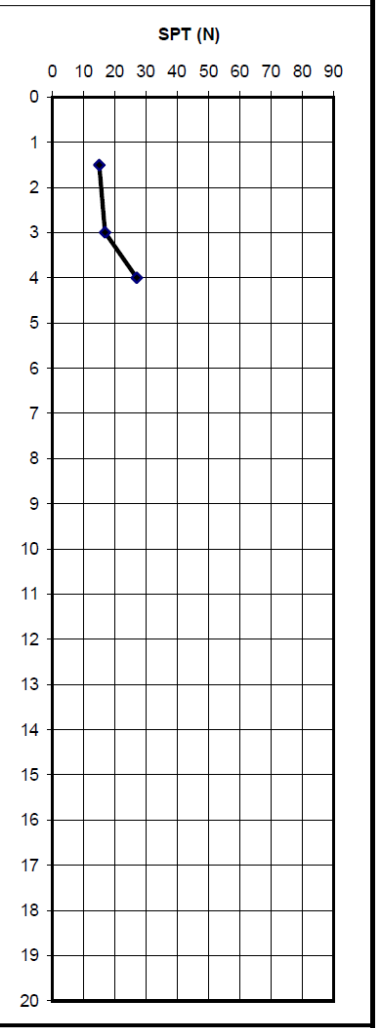
Sondaj Yeri: **Nevşehir** **SK8**

Sondaj Derinliği : 4,50 m

STANDART PENETRASYON DENEYİ

DERİNLİK (m)	NUM. DER. (m)	NUMUNE CİNSİ	GEOTEKNİK TANIMLAMA	Darbe Sayısı (cm) 0-15	15-30	30-45	N_{30}
0			Bitkisel toprak				
1	1,5	SPT		7	7	8	15
2			Pomza				
3	3	SPT	Pomza	6	9	8	17
4	4,1	SPT	Pomza-tüf karışımı	10	11	16	27
5	4,5	Karot	Bazalt	-	-	-	REFÜ
6							
7							
8							
9							
10							
11							
12							
13							
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20							

SPT Grafiği



İNCE DANELİ

SPT-N	Kıvam	Serbest basınç dir.,q_u(t/m^2)
0 - 2	Çok yumuşak	<2,5
2 - 4	Yumuşak	2,5 - 5
4 - 8	Orta Sert	5 - 10
8 - 15	Sert	10 - 20
15 - 30	Çok Sert	20 - 40
> 30	Katı	> 40

İRİ DANELİ

SPT - N	Rölatif Sıkılık, Dr	Sıkılık Durumu
0 - 4	0 - 0,15	Çok Gevşek
4 - 10	0,15 - 0,35	Gevşek
10 - 30	0,35 - 0,65	Orta Sıkı
30 - 50	0,65 - 0,85	Sıkılık Durumu
> 50	0,85 - 1	Çok Sıkı

Şekil 4.29. Çalışma sahası 3- SK8 sondaj logu

SONDAJ ARAZİ CETVELİ

Proje Adı: - Yer altı suyu: - SONDAJ NO

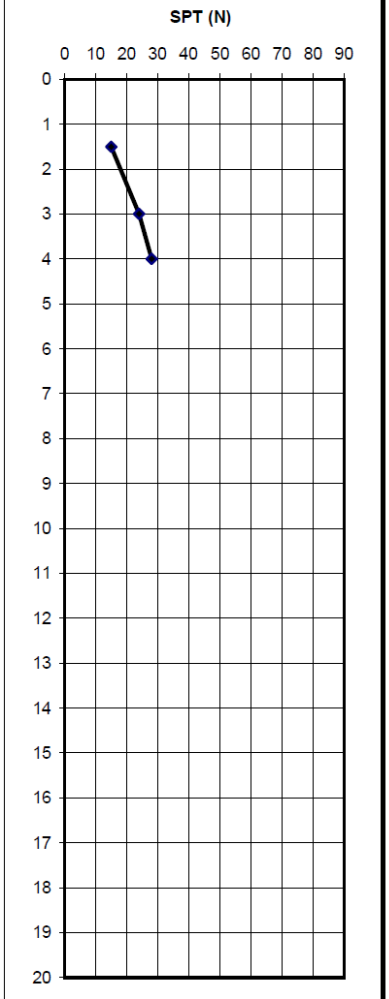
Sondaj Yeri: **Nevşehir** **SK9**

Sondaj Derinliği : 4,50 m

STANDART PENETRASYON DENEYİ

DERİNLİK (m)	NUM. DER. (m)	NUMUNE CİNSİ	GEOTEKNİK TANIMLAMA	Darbe Sayısı (cm) 0-15	15-30	30-45	N_{30}
0			Bitkisel toprak				
1	1,5	SPT		6	7	8	15
2			Pomza				
3	3	SPT	Pomza	7	8	16	24
4	4,1	SPT	Pomza-tüf karışımı	9	12	16	28
5	4,5	Karot	Bazalt	-	-	-	REFÜ
6							
7							
8							
9							
10							
11							
12							
13							
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20							

SPT Grafiği



İNCE DANELİ

SPT-N	Kıvam	Serbest basınç dir.,q_u(t/m^2)
0 - 2	Çok yumuşak	<2,5
2 - 4	Yumuşak	2,5 - 5
4 - 8	Orta Sert	5 - 10
8 - 15	Sert	10 - 20
15 - 30	Çok Sert	20 - 40
> 30	Katı	> 40

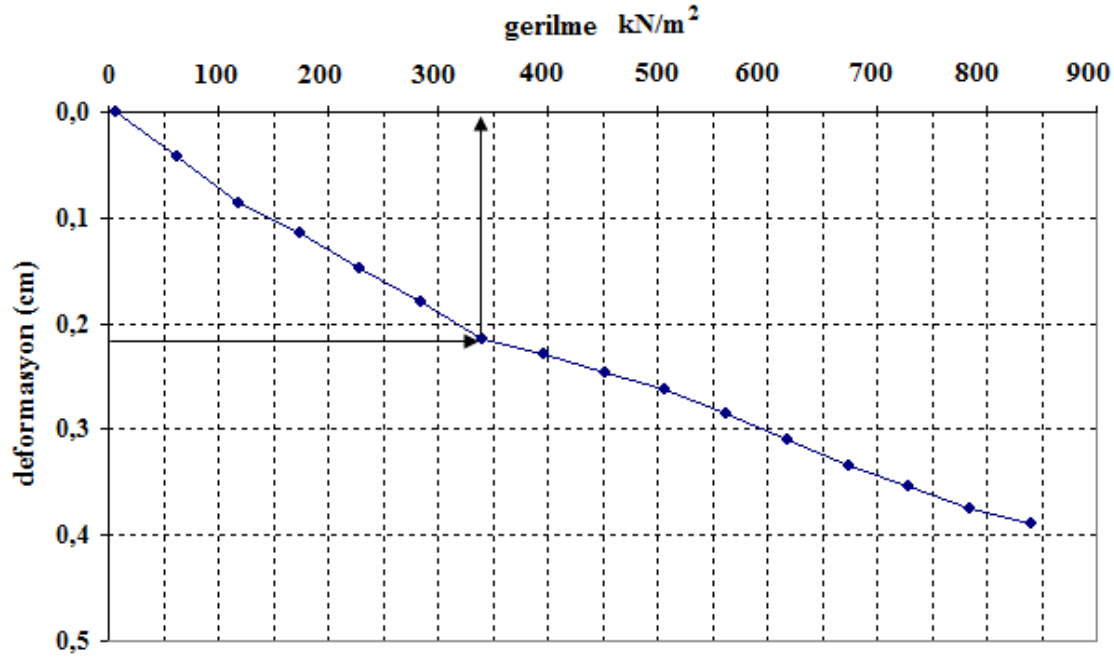
İRİ DANELİ

SPT - N	Rölatif Sıkılık, Dr	Sıkılık Durumu
0 - 4	0 - 0,15	Çok Gevşek
4 - 10	0,15 - 0,35	Gevşek
10 - 30	0,35 - 0,65	Orta Sıkı
30 - 50	0,65 - 0,85	Sıkılık Durumu
> 50	0,85 - 1	Çok Sıkı

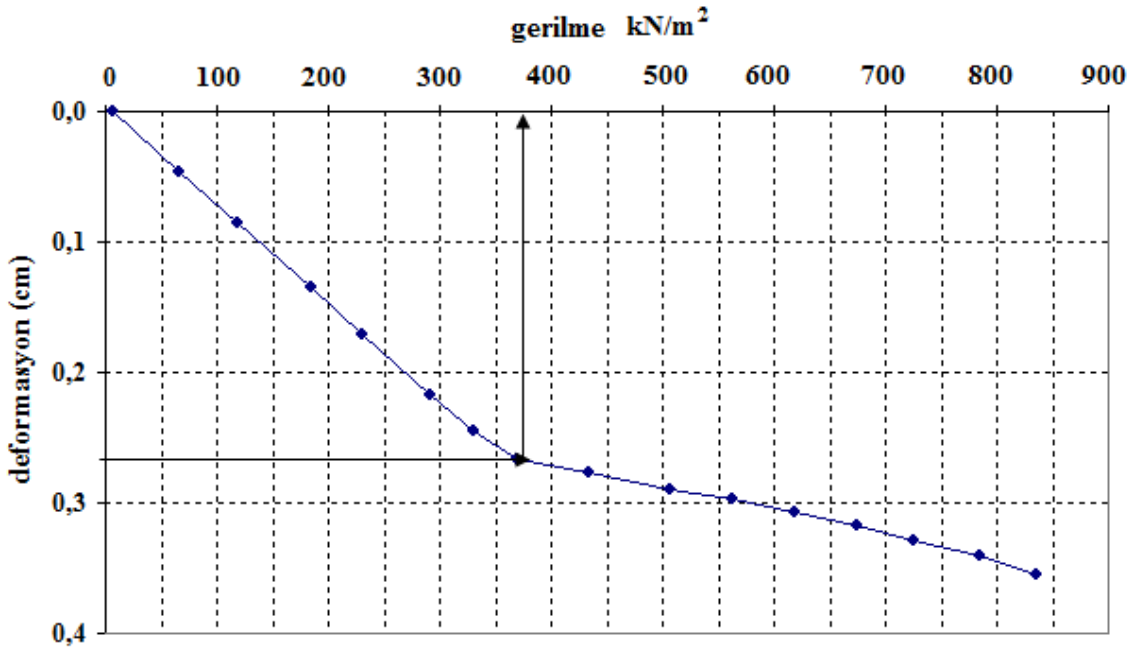
Şekil 4.30. Çalışma sahası 3- SK9 sondaj logu

4.2.2. Plaka yükleme deney sonuçları

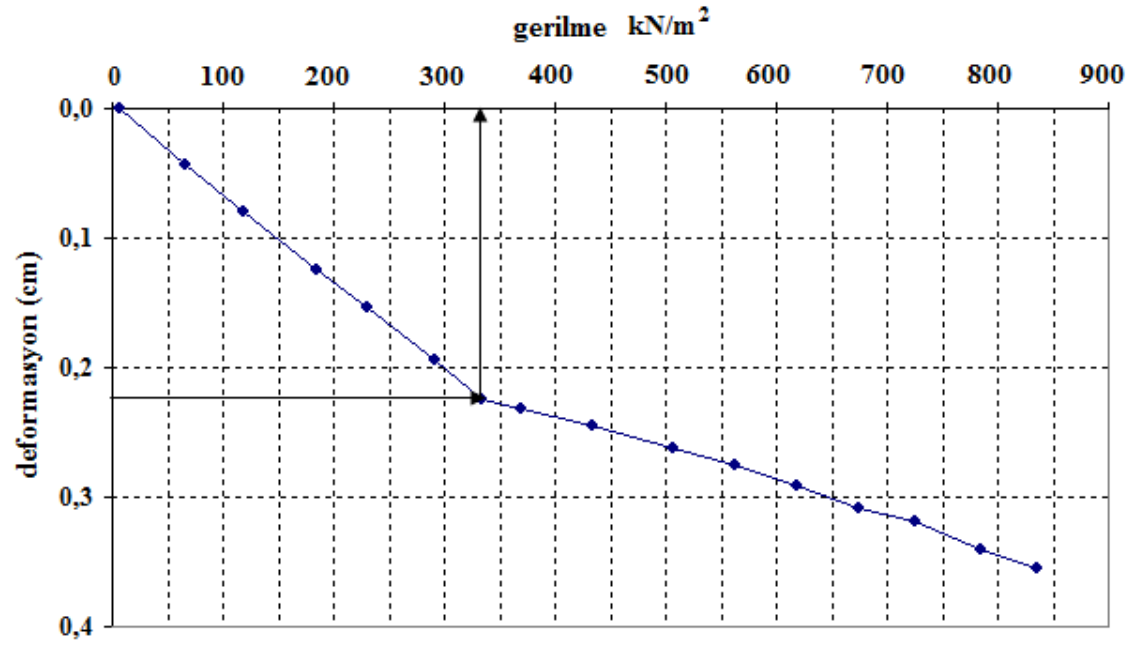
Çalışma Sahası 1'de elde edilen Plaka Yükleme Deney sonuçları gerilme-deformasyon ilişkisi olarak Şekil 4.31, 4.32 ve 4.33'de, Çalışma Sahası 2'de elde edilen sonuçlar Şekil 4.34, 4.35 ve 4.36'da ve Çalışma Sahası 3'de elde edilen sonuçlar ise Şekil 4.37, 4.38 ve 4.39'da verilmiştir.



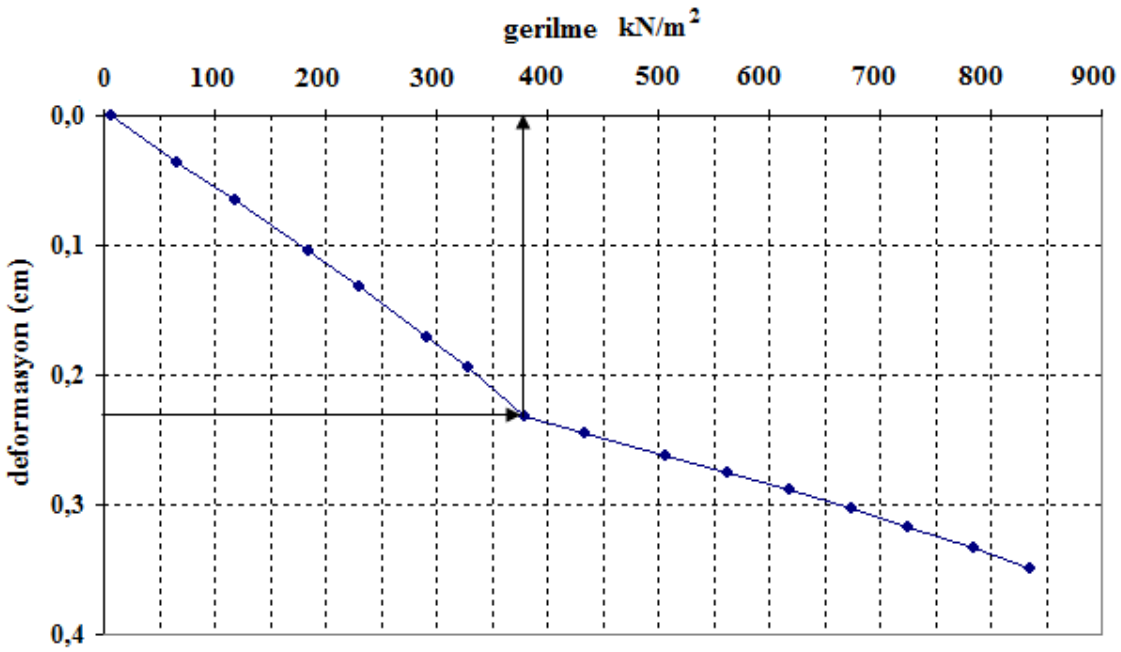
Şekil 4.31. (Çalışma sahası 1) – 1 Nolu Plaka Yükleme Deneyi Gerilme-Deformasyon İlişkisi



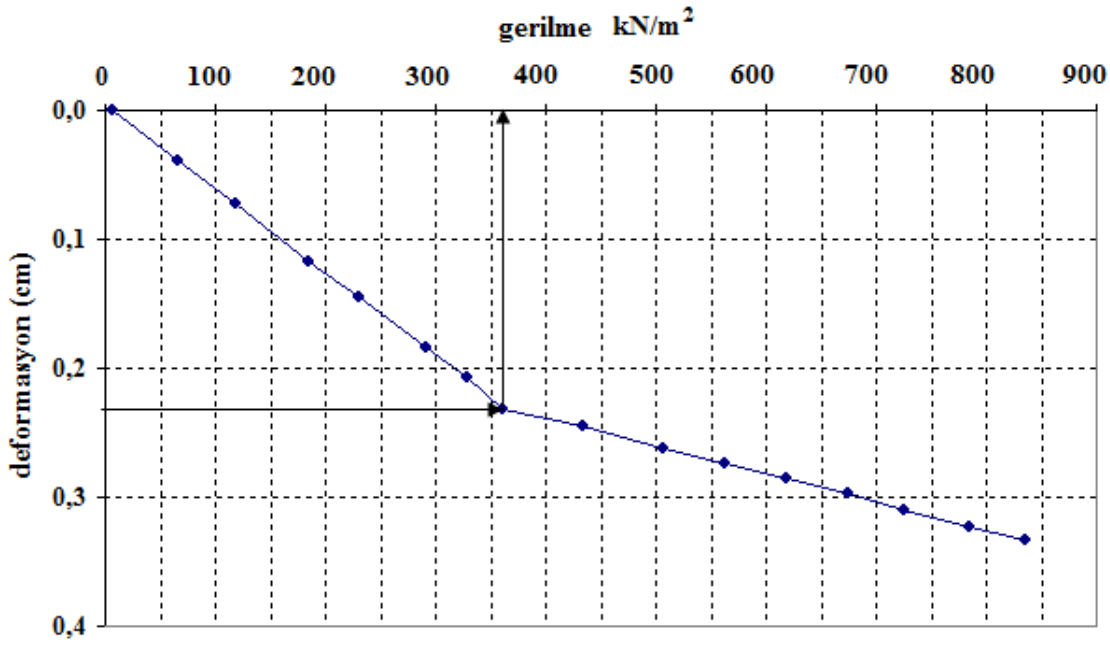
Şekil 4.32. (Çalışma sahası 1) – 2 Nolu Plaka Yükleme Deneyi Gerilme-Deformasyon İlişkisi



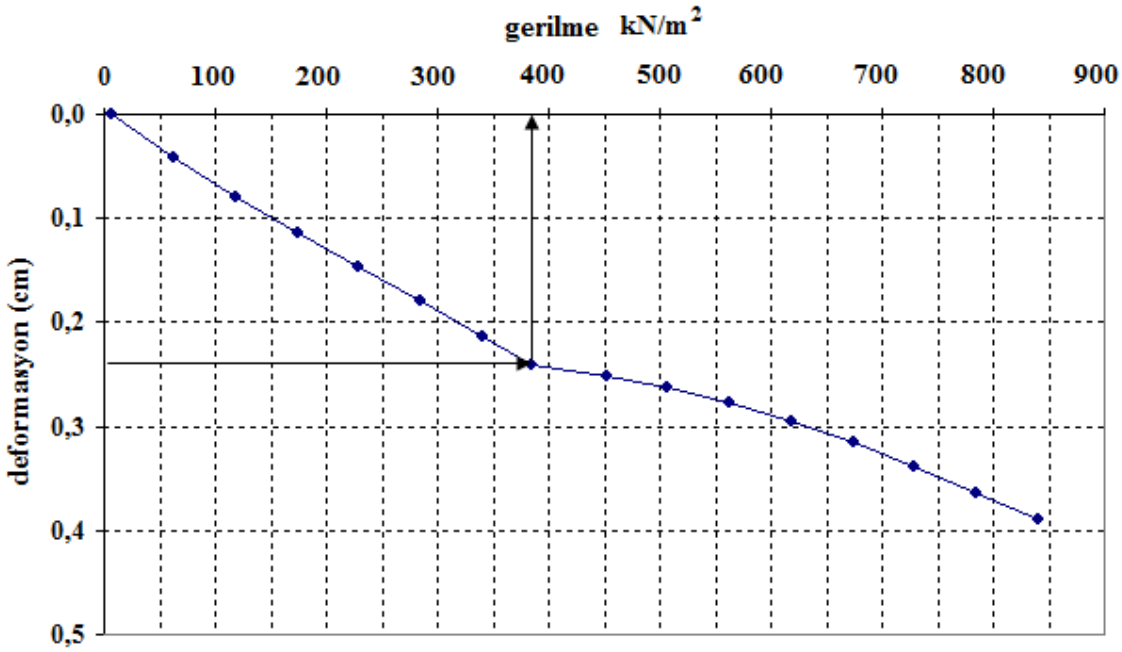
Şekil 4.33. (Çalışma sahası 1) – 3 Nolu Plaka Yükleme Deneyi Gerilme-Deformasyon İlişkisi



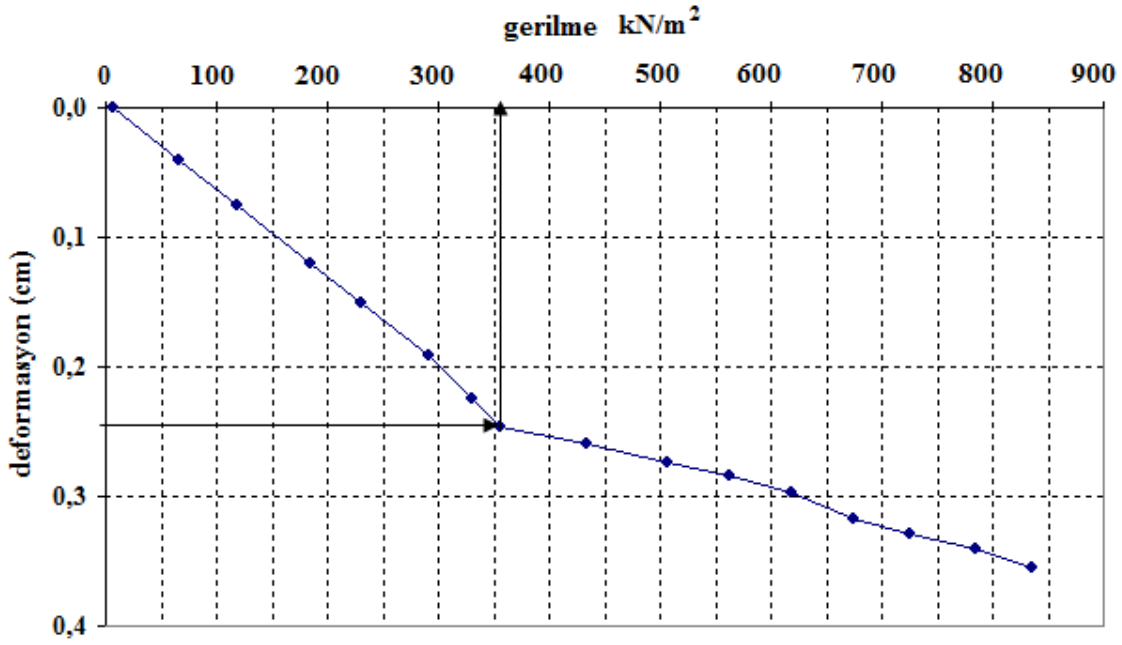
Şekil 4.34. (Çalışma sahası 2) – 4 Nolu Plaka Yükleme Deneyi Gerilme-Deformasyon İlişkisi



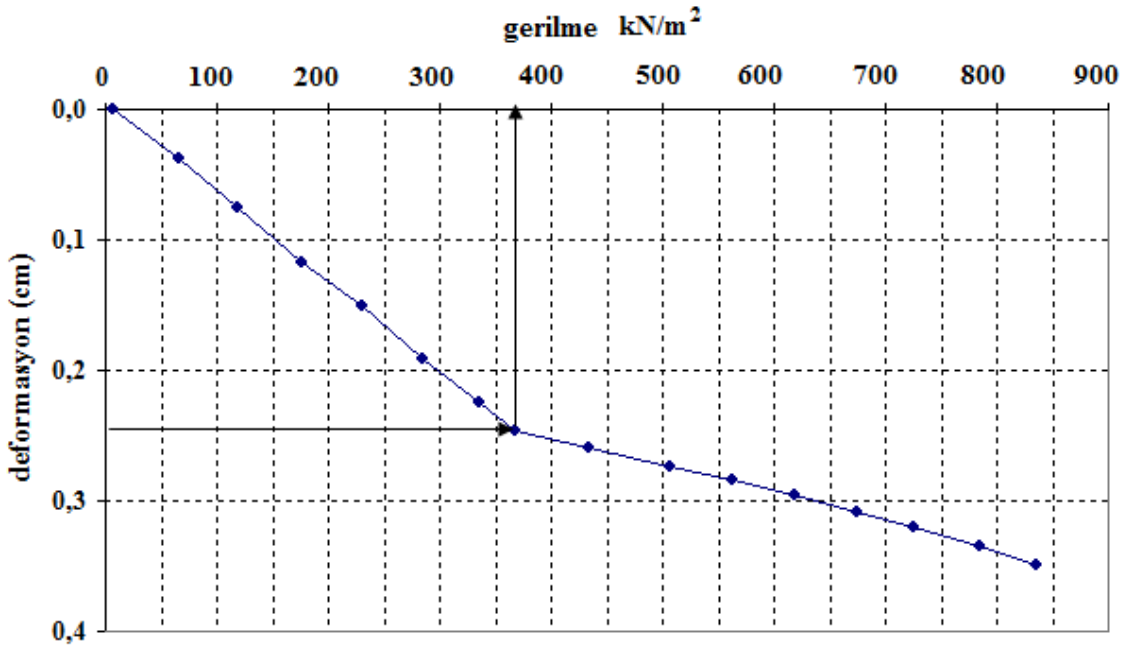
Şekil 4.35. (Çalışma sahası 2) – 5 Nolu Plaka Yükleme Deneyi Gerilme-Deformasyon İlişkisi



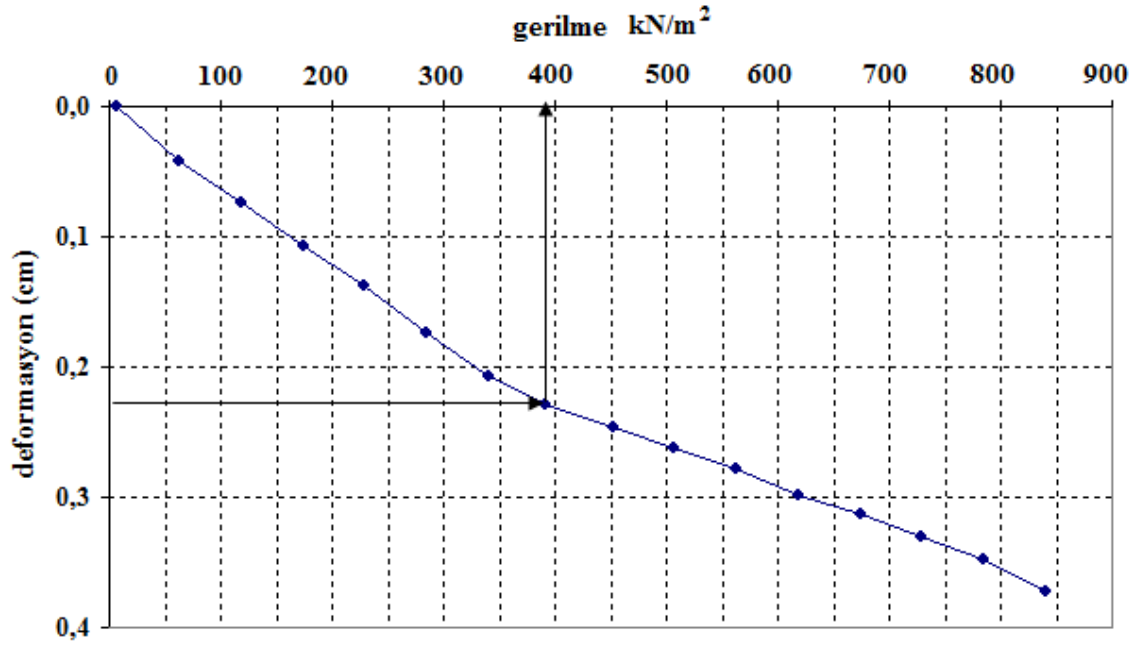
Şekil 4.36. (Çalışma sahası 2) – 6 Nolu Plaka Yükleme Deneyi Gerilme-Deformasyon İlişkisi



Şekil 4.37. (Çalışma sahası 3) – 7 Nolu Plaka Yükleme Deneyi Gerilme-Deformasyon İlişkisi



Şekil 4.38. (Çalışma sahası 3) – 8 Nolu Plaka Yükleme Deneyi Gerilme-Deformasyon İlişkisi

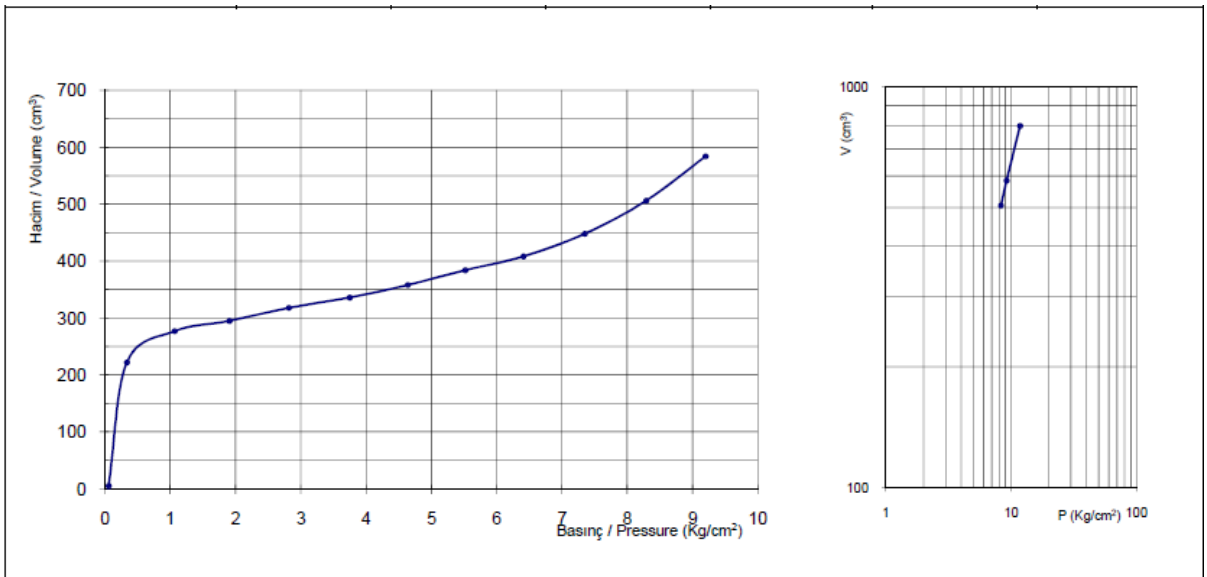


Şekil 4.39. (Çalışma sahası 3) – 9 Nolu Plaka Yükleme Deneyi Gerilme-Deformasyon İlişkisi

Pomza zemin üzerinde yapılan 9 adet Plaka yükleme deneyinden elde edilen ortalama $q_{sınır}$ =365 kN/m^2, q_{emin} ise 182,5 kN/m^2 elde edilmiştir. Pomzanın arazideki doğal haline göre Laboratuar model deneylerinden elde edilen en düşük taşıma gücü ϕ=15 cm model temel için $q_{sınır}$=489 kN/m^2, en yüksek taşıma gücü 20*20 cm model temel için $q_{sınır}$=0,758 kN/m^2'dir.

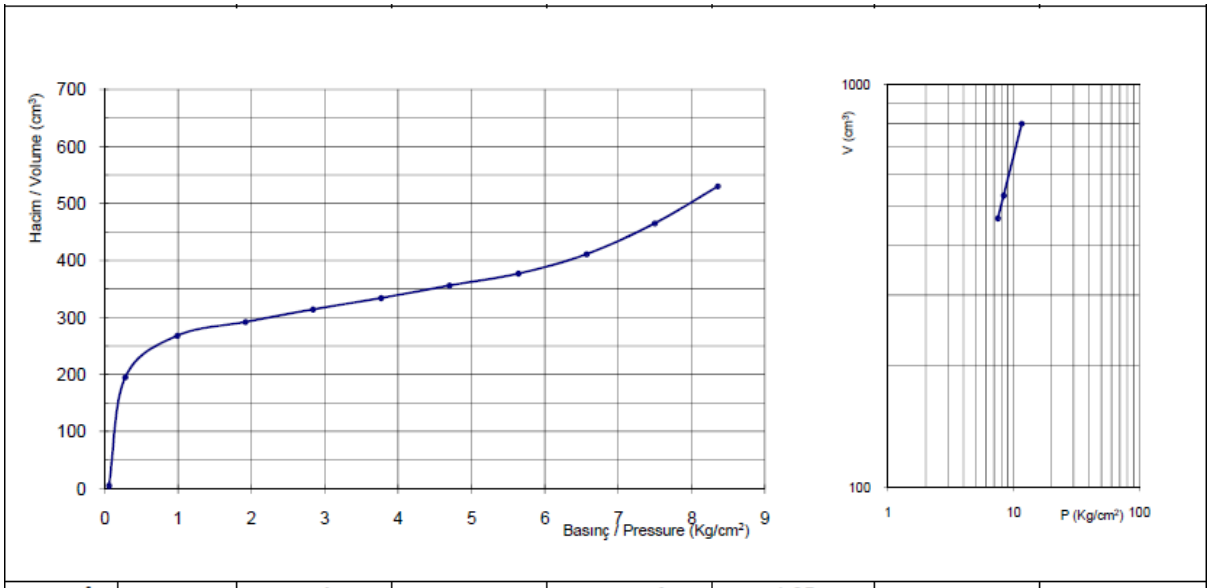
4.2.3. Presiyometre deney sonuçları

Çalışma Sahası 1'de elde edilen Presiyometre deney sonuçları Şekil 4.40, 4.41 ve 4.42'da, Çalışma Sahası 2'de elde edilen sonuçlar Şekil 4.43, 4.44 ve 4.45'de ve Çalışma Sahası 3'de elde edilen sonuçlar ise Şekil 4.46, 4.47 ve 4.48'de verilmiştir.



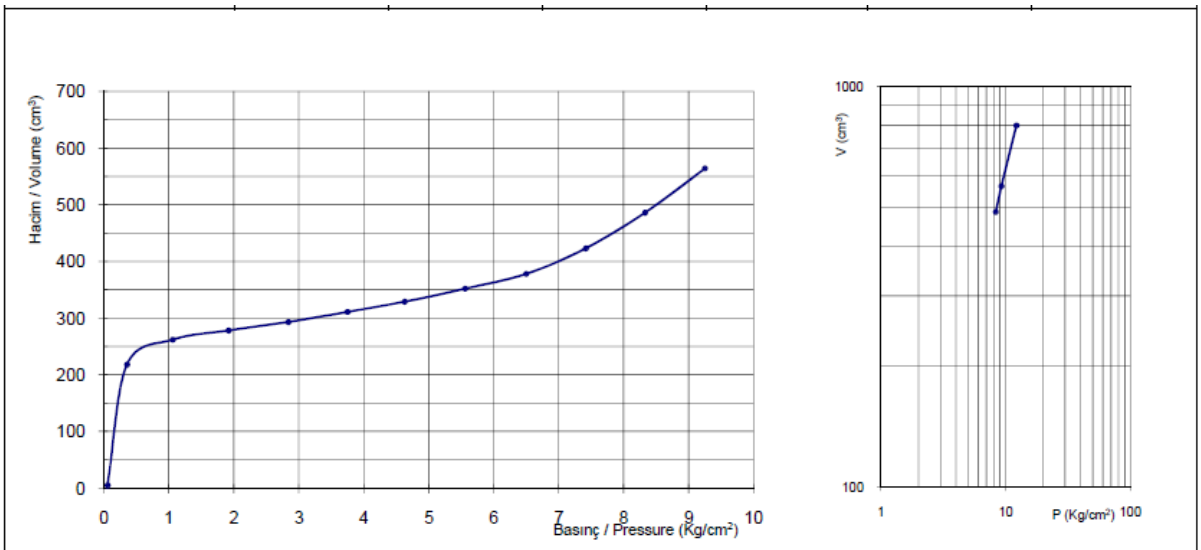
P_i (Kg/cm²)	1.07	V_0 (cm³)	277	Δ P (Kg/cm²)	5.34	E_M / P_L	10.41
P_f (Kg/cm²)	6.41	V_f (cm³)	408	Δ V (cm³)	131		
Deneyi Yapan		*Akademi Kaya-Zemin Mekaniği*					

Şekil 4.40. SK1. Presiyometre deney sonucu



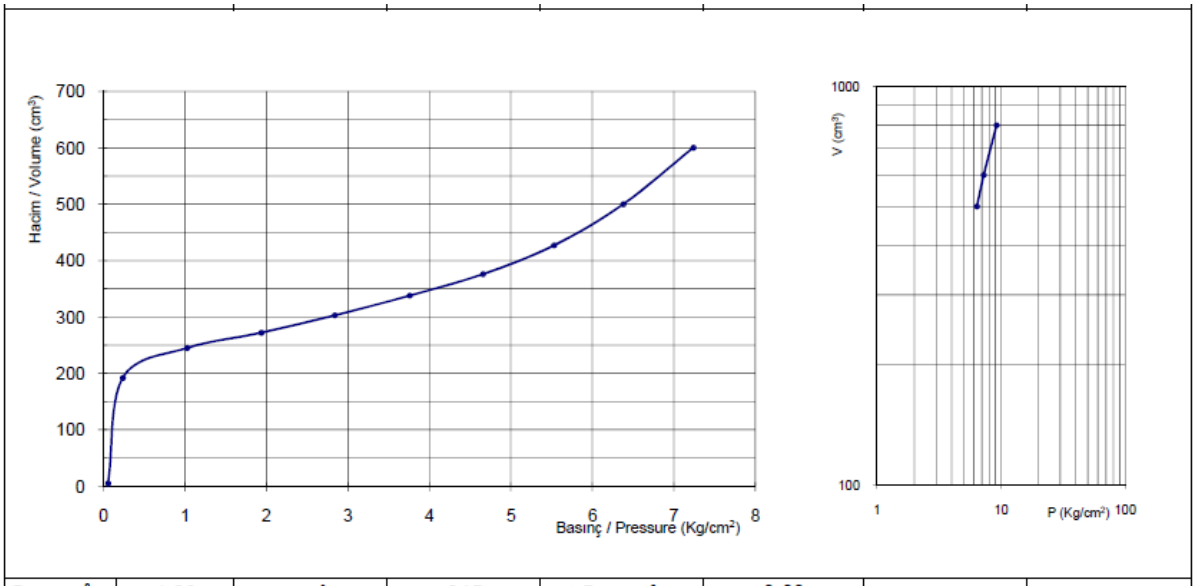
P_i (Kg/cm²)	1.92	V_0 (cm³)	292	Δ P (Kg/cm²)	4.65	E_M / P_L	10.23
P_f (Kg/cm²)	6.57	V_f (cm³)	411	Δ V (cm³)	119		
Deneyi Yapan		*Akademi Kaya-Zemin Mekaniği*				Sayfa No	3

Şekil 4.41. SK2. Presiyometre deney sonucu



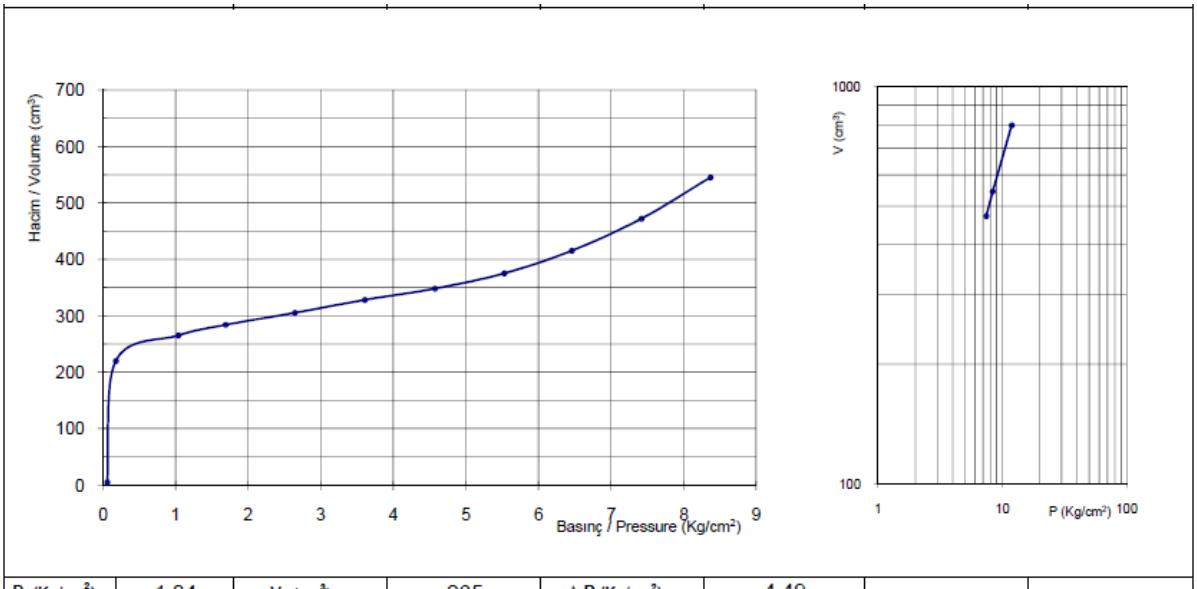
P_i (Kg/cm²)	1.06	V_0 (cm³)	262	Δ P (Kg/cm²)	5.44	E_M / P_L	11.35
P_f (Kg/cm²)	6.50	V_f (cm³)	378	Δ V (cm³)	116		
Deneyi Yapan		*Akademi Kaya-Zemin Mekaniği*				Sayfa No	6

Şekil 4.42. SK3. Presiyometre deney sonucu



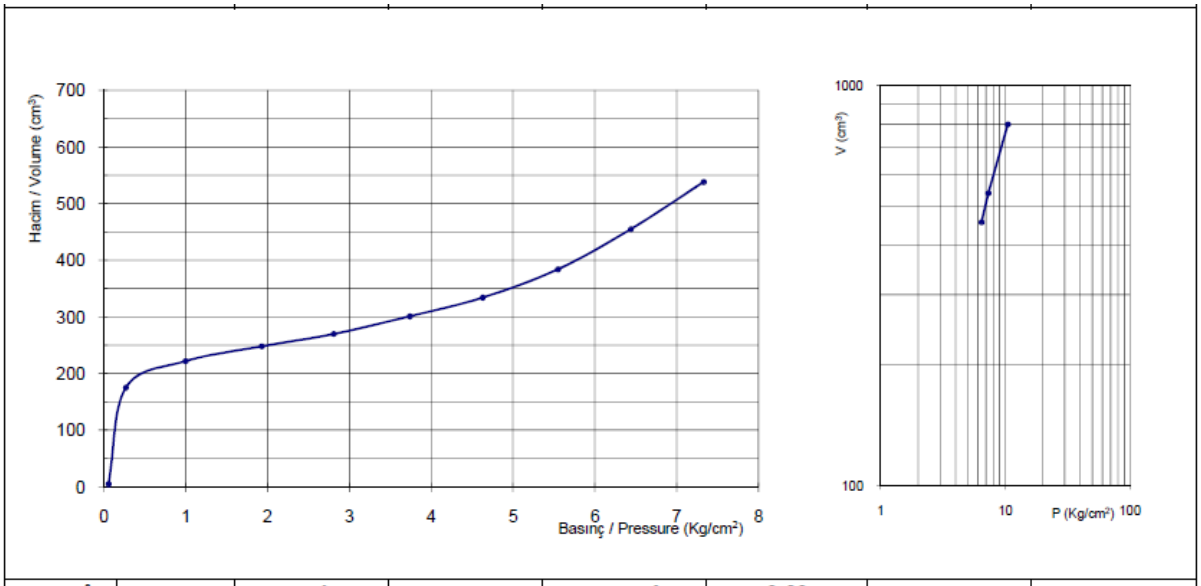
P_i (Kg/cm²)	1.03	V_0 (cm³)	245	Δ P (Kg/cm²)	3.63	E_M / P_L	8.82
P_f (Kg/cm²)	4.66	V_f (cm³)	376	Δ V (cm³)	131		
Deneyi Yapan		*Akademi Kaya-Zemin Mekaniği*				Sayfa No	2

Şekil 4.43. SK4. Presiyometre deney sonucu



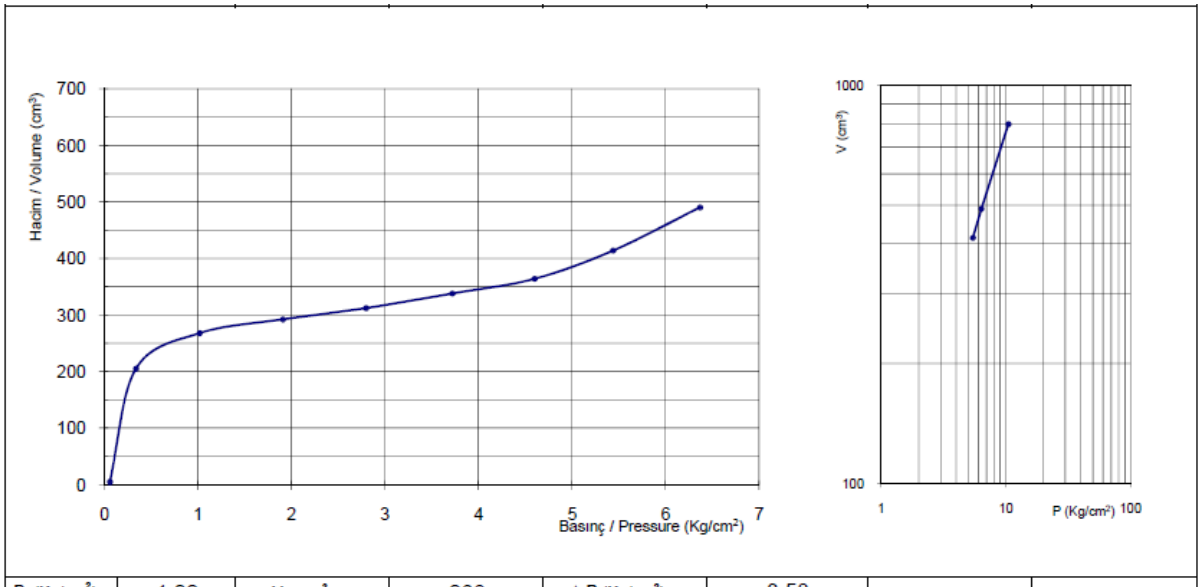
P_i (Kg/cm²)	1.04	V_0 (cm³)	265	Δ P (Kg/cm²)	4.49	E_M / P_L	10.13
P_f (Kg/cm²)	5.53	V_f (cm³)	375	Δ V (cm³)	110		
Deneyi Yapan		*Akademi Kaya-Zemin Mekaniği*				Sayfa No	3

Şekil 4.44. SK5. Presiyometre deney sonucu



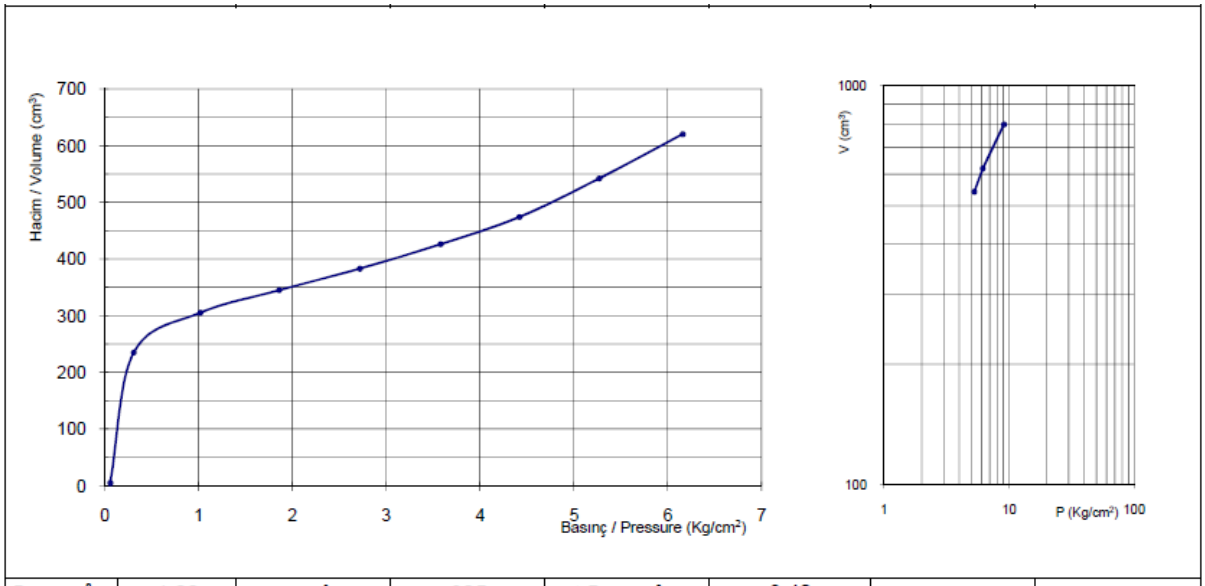
P_i (Kg/cm²)	1.00	V_0 (cm³)	222	Δ P (Kg/cm²)	3.63	E_M / P_L	8.77
P_f (Kg/cm²)	4.63	V_f (cm³)	334	Δ V (cm³)	112		
Deneyi Yapan		*Akademi Kaya-Zemin Mekaniği*				Sayfa No	1

Şekil 4.45. SK6. Presiyometre deney sonucu



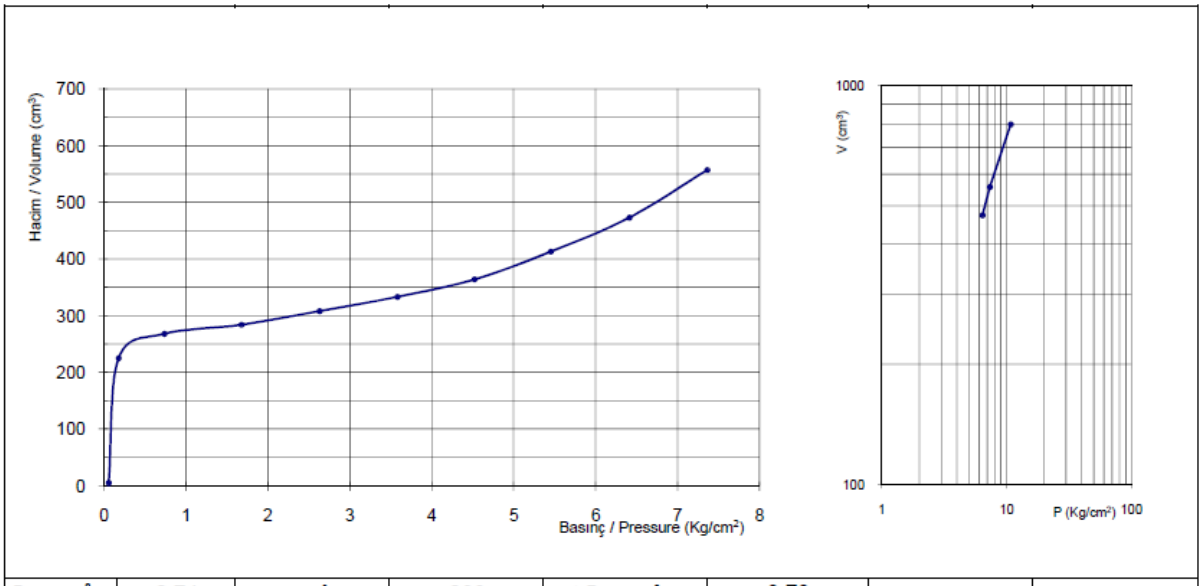
P_i (Kg/cm²)	1.02	V_0 (cm³)	268	Δ P (Kg/cm²)	3.58	E_M / P_L	10.45
P_f (Kg/cm²)	4.60	V_f (cm³)	364	Δ V (cm³)	96		
Deneyi Yapan		*Akademi Kaya-Zemin Mekaniği*				Sayfa No	2

Şekil 4.46. SK7. Presiyometre deney sonucu



P_i (Kg/cm²)	1.02	V_0 (cm³)	305	Δ P (Kg/cm²)	3.40	E_M / P_L	6.94
P_f (Kg/cm²)	4.42	V_f (cm³)	474	Δ V (cm³)	169		
Deneyi Yapan		*Akademi Kaya-Zemin Mekaniği*				Sayfa No	4

Şekil 4.47. SK8. Presiyometre deney sonucu



P_i (Kg/cm²)	0.74	V_0 (cm³)	268	Δ P (Kg/cm²)	3.78	E_M / P_L	10.73
P_f (Kg/cm²)	4.52	V_f (cm³)	364	Δ V (cm³)	96		
Deneyi Yapan		*Akademi Kaya-Zemin Mekaniği*				Sayfa No	2

Şekil 4.48. SK9. Presiyometre deney sonucu

4.2.4. Arazi deney sonuçlarına bağlı olarak pomza zeminin kayma mukavemeti parametreleri ve taşıma gücünün belirlenmesi

Arazi deneylerinden elde edilen veriler kullanılarak pomza zeminin kayma mukavemet açısı, taşıma gücü, yatak katsayısı ve elastisite modülü gibi değerleri hesaplanmış ve sonuçlar Çizelge 4.15-4.23'de verilmiştir.

Çizelge 4.15. ϕ (kayma mukavemeti açısının) SPT değerine bağlı olarak belirlenmesi

Ampirik bağıntı	Çalışma alanı 1			Çalışma alanı 2			Çalışma alanı 3			Ort.
	SK1	SK2	SK3	SK4	SK5	SK6	SK7	SK8	SK9	
Wolff (1989), $\phi = 27{,}1 + 0{,}3N_1 - 0{,}00054N_1^{\,2}$	30,6	30,19	30,6	30,9	30,04	30,48	29,90	30,04	30,33	30,34
Hatanaka ve Uchida (1996), $\phi = (20N_1)^{0,5} + 20$	35,81	34,49	35,49	36,12	34,14	35,81	33,78	34,14	34,83	34,96
Kulhawy ve Mayne (1990), $\phi = \tan^{-1}\left[\frac{N_1}{12{,}2 + 20{,}3\left(\frac{\sigma_v}{p_a}\right)}\right]^{0,34}$	32,19	31,98	33,24	32,67	31,98	30,76	31,65	32,78	31,65	32,10

Çizelge 4.16. SPT değerine bağlı olarak izin verilebilir taşıma gücünün (q_a) belirlenmesi (kN/m^2) (B=2m, L=2m, D_f=1,5m kare temel için)

Ampirik bağıntı	Çalışma alanı 1			Çalışma alanı 2			Çalışma alanı 3			Ort.
	SK1	SK2	SK3	SK4	SK5	SK6	SK7	SK8	SK9	
Meyerhof (1959), $q_a = 8N_1\left[\frac{B+0{,}305}{B}\right]k_d$	144	121	138	149	115	132	110	115	126	127
Terzaghi ve Peck (1967) abağı	138	123	127	133	112	118	98	123	119	121
Peck, Hanson, Thornburn (1973) abağı	139	132	136	130	137	142	133	140	129	135
Parry (1977), $q_u = 30\ N'$	125	105	120	130	100	115	95	100	110	111

Çizelge 4.17. Presiyometre deneyinden izin verilebilir taşıma gücünün (q_a) belirlenmesi (kN/m^2) (B=2m, L=2m, D_f=1,5m kare temel için)

Deney Adı/Sondaj Kuyusu	Çalışma alanı 1			Çalışma alanı 2			Çalışma alanı 3			Ort.
	SK1	SK2	SK3	SK4	SK5	SK6	SK7	SK8	SK9	
Pressiyometre Deneyi	278	251	289	212	282	247	240	210	262	252

Çizelge 4.18. Plaka yükleme deneyinden izin verilebilir taşıma gücünün (q_a) belirlenmesi (kN/m^2) (B=2m, L=2m, D_f=1,5m kare temel için)

Deney Adı/Sondaj Kuyusu	Çalışma alanı 1			Çalışma alanı 2			Çalışma alanı 3			Ort.
	SK1	SK2	SK3	SK4	SK5	SK6	SK7	SK8	SK9	
Plaka yükleme Deneyi	170	185	168	190	180	192	178	184	196	182,5

Çizelge 4.19. Presiyometre Deneyinden Elde Edilen Presiyometre Deformasyon (Elastisite) Modülü sonuçları (kN/m^2)

Deney Adı/Sondaj Kuyusu	Çalışma alanı 1			Çalışma alanı 2			Çalışma alanı 3			Ort.
	SK1	SK2	SK3	SK4	SK5	SK6	SK7	SK8	SK9	
Pressiyometre Deneyi	12280	11865	13847	8112	12052	9207	10971	6312	11584	10692

Çizelge 4.20. Presiyometre Deneyinden Elde Edilen E_{PMT} / P_L^* değerinin sonuçları

Deney Adı/Sondaj Kuyusu	Çalışma alanı 1			Çalışma alanı 2			Çalışma alanı 3			Ort.
	SK1	SK2	SK3	SK4	SK5	SK6	SK7	SK8	SK9	
Pressiyometre Deneyi	10,41	10,23	11,35	8,82	10,13	8,77	10,45	6,94	10,73	9,76

Çizelge 4.21. Zemin Emniyet Gerilmesinin kıyaslanması , qemin, (kN/m^2)

Deney Adı/Sondaj Kuyusu	Çalışma alanı 1			Çalışma alanı 2			Çalışma alanı 3			Ort.
	SK1	SK2	SK3	SK4	SK5	SK6	SK7	SK8	SK9	
Plaka Y. Deneyi	170	185	168	190	180	192	178	184	196	182,5
Pressiyometre Deneyi	278	251	289	212	282	247	240	210	262	252
SPT	144	121	138	149	115	132	110	115	126	127

Çizelge 4.22. Deformasyon (Elastisite Modülü), Es, değerlerinin kıyaslanması (kN/m^2)

Deney Adı/Sondaj Kuyusu	Çalışma alanı 1			Çalışma alanı 2			Çalışma alanı 3			Ort.
	SK1	SK2	SK3	SK4	SK5	SK6	SK7	SK8	SK9	
Plaka Y. Deneyi	39000	31090	33525	36288	34570	36500	31773	32765	39621	35014
Presiyometre Deneyi	6312	12280	11865	13847	8112	12052	9207	10971	11584	10692
SPT	8750	7350	8400	9100	7000	8050	6650	7000	7700	7777

Çizelge 4.23. Yatak Katsayısı, k_s değerlerinin kıyaslanması (kN/m^3)

Deney Adı/Sondaj Kuyusu	Çalışma alanı 1			Çalışma alanı 2			Çalışma alanı 3			Ort.
	SK1	SK2	SK3	SK4	SK5	SK6	SK7	SK8	SK9	
Plaka Y. Deneyi	24226	20761	22350	24192	23047	24333	21183	21843	26414	23150
Pressiyometre Deneyi	65493	63280	73850	43264	64277	49104	58512	33664	61781	57025
SPT	22500	18900	21600	23400	18000	20700	17100	18000	19800	20000

- SPT sonuçlarına bakıldığında pomza için ortalama SPT-N değeri 20 çıkmıştır. Sıkılık durumuna göre granüler pomza orta sıkı bir davranış göstermiştir. Pomza zeminin araziden elde edilen ortalama SPT değerlerine bağlı olarak kayma mukavemeti açısı değerlerine bakıldığında Meyerhof (1959)'a göre ϕ=29.24, Wolff (1989)'a göre ϕ=30.34, Hatanaka ve Uchida (1996)'a göre ϕ=34.96 ve Kulhawy ve Mayne (1990)'a göre ise ϕ=32.10 elde edilmiştir. Bu da literatürdeki değerlerin laboratuarda pomza için kesme kutusundan elde edilen ϕ=27,47 değerine yakın olduğu görülmüştür.
- Pomza zemin kum zemin gibi düşünülerek ortalama SPT değerlerine bağlı olarak izin verilebilir taşıma gücü (q_a) değerlerine bakıldığında Meyerhof (1959)'a göre q_a=127 kN/m2, Terzaghi ve Peck (1967) abağına göre q_a=121 kN/m2, Peck, Hanson, Thornburn (1973) abağına göre q_a=135 kN/m2 ve Parry (1977)'e göre ise q_a=111 kN/m2 elde edilmiştir. Pomza zeminin presiyometre deneyinden izin verilebilir taşıma gücü (q_a) değeri ortalama 252 kN/m^2 bulunmuştur. Plaka yükleme deneyinden ise izin verilebilir taşıma gücü (q_a) değeri ortalama 182,5 kN/m^2 bulunmuştur. Üç arazi deney sonucuna bakıldığında presiyometre deneyinden elde edilen taşıma gücü diğer iki deneye göre (SPT ve plaka yükleme deneyi) 1.3-1.9 kat fazla değer vermiştir.
- Pomzanın Presiyometre deneyinden elde edilen presiyometre deformasyon (Elastisite) modülü ortalama 10692 kN/m^2 'dir. Gambin ve Rousseau (1990)'a göre kum ve çakıl'da elastisite modülü 8000-40000 kN/m^2 arasındadır. Pomza bu korelasyona göre kum-çakıl davranışı göstermiştir.
- Pomzanın Presiyometre Deneyinden Elde Edilen E_{PMT} / P_L^* değeri ortalama 9.76'dır. Baguelin vd., 1978'e göre E_{PMT} / P_L^* değeri sıkı-çok sıkı kumlar için 7-10 arasındadır. Bu sonuca göre pomza sıkı-çok sıkı kum gibi davranmıştır.
- Üç arazi deneyinden elde edilen Deformasyon (elastisite modülü) değerleri kıyaslandığında Plaka yükleme deneyinden ortalama 35014 kN/m^2, Presiyometre deneyinden ortalama 10692 kN/m^2 ve SPT deneyinden 7777 kN/m^2 elde edilmiştir. Plaka yükleme deneyi diğer arazi deneylerine göre 3.3-4.5 kat arasında fazla değer vermiştir.
- Üç arazi deneyinden elde edilen yatak katsayısı k_s değerleri kıyaslandığında paka yükleme deneyinden ortalama 23150 kN/m^3, presiyometre deneyinden ortalama 57025 kN/m^3 ve SPT deneyinden 20000 kN/m^3 elde edilmiştir.

Presiyometre deneyi diğer arazi deneylerine göre 2.5-2.9 kat arasında fazla değer vermiştir. Bowles, 1988'e göre orta sıkı kumlar için yatak katsayısı değeri 9.600 – 80.000 kN/m^3 arasında değişmektedir. Pomza zemin için bulunan değerler bu aralıkta kaldığı için pomza orta sıkı bir kum gibi davranmıştır.

4.3. Laboratuar Model Taşıma Gücü Deney Sonuçları

4.3.1. Kum için deney sonuçları

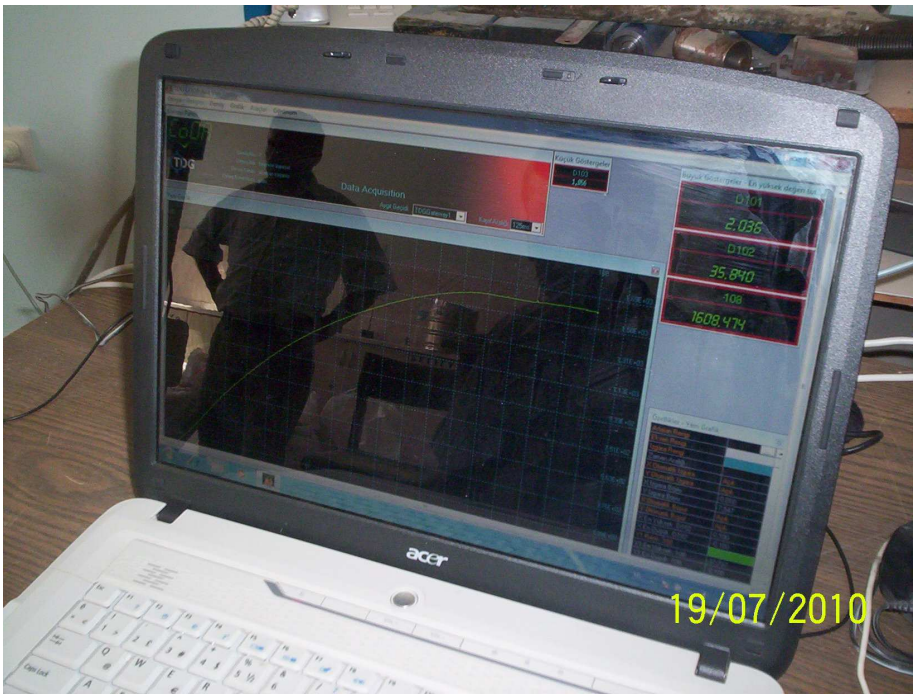
Bölüm 4'de anlatıldığı şekilde, pomza granülometrisine uygun olarak hazırlanan kum numunelerden 0,2-1,0 mm çaplı numunelerden % 8 oranında, 1,0 – 4,76 mm çaplı numunelerden % 92 oranında alınarak karıştırılmış ve tanka %65 sıkılıkta yerleştirilmiştir. Deneyler, ϕ=15 cm daire, ϕ =20 cm daire ve 15*15 cm kare, 20*20 cm model kare temel için yapılmıştır. Deney sonuçları toplu olarak Çizelge 4.24 ve 4.25'de verilmiştir. Deneylere ait fotoğraflar Şekil 4.49-4.51'de verilmiştir. Farklı temel tiplerine ait taban basıncı-oturma grafikleri ise Şekil 4.52-4.55'de verilmiştir.



Şekil 4.49. Kum numune üzerinde yapılan model taşıma gücü deney sistemi



Şekil 4.50. Kum numune üzerinde model temelin yerleştirilmesi



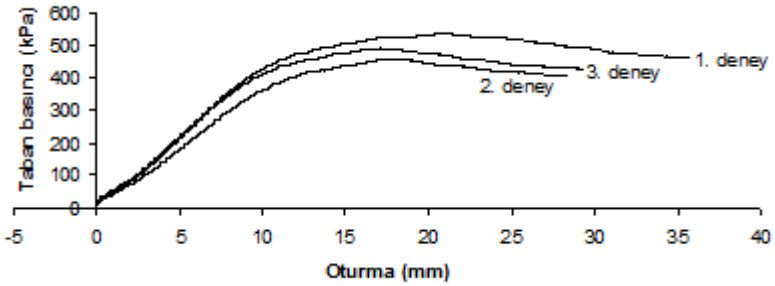
Şekil 4.51. Okumaların bilgisayar ortamına aktarılması

Çizelge 4.24. Kum numune üzerinde model daire temelde deney sonuçları

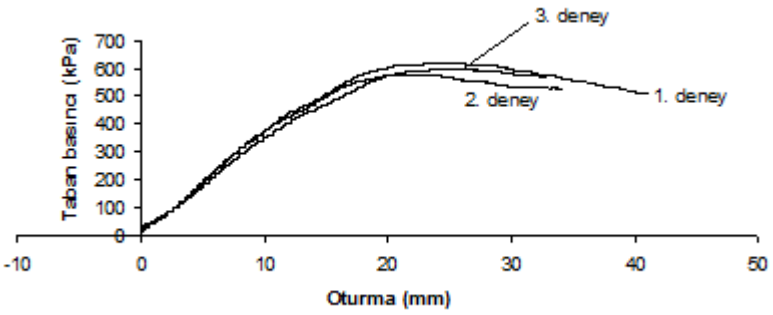
ϕ (cm)	$Q_{sınır}$ (kN) 1. deney	2. deney	3. deney	$Q_{sınır}$ (ortalama) (kN)	$q_{sınır}$ (ortalama) (kN/m^2)	Oturma ΔH (mm)
15	8.58	8.04	9.43	8.68	492	18.73
20	18.59	19.98	21.92	20.16	641	37.72

Çizelge 4.25. Kum numune üzerinde model kare temelde deney sonuçları

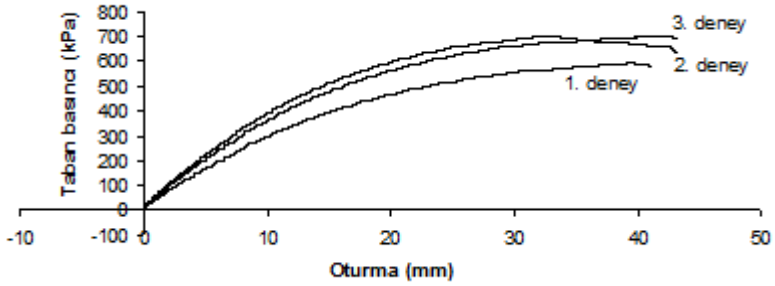
B (cm)	$Q_{sınır}$ (kN) 1. deney	2. deney	3. deney	$Q_{sınır}$ (ortalama) (kN)	$q_{sınır}$ (ortalama) (kN/m^2)	Oturma ΔH (mm)
15	12.96	13.50	13.97	13.48	599	23.89
20	29.44	27.52	30.80	29.25	731	42.15



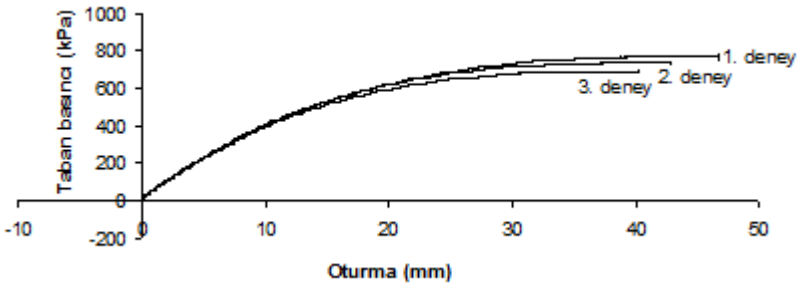
Şekil 4.52. ϕ=15 cm çaplı model temele ait taban basıncı-oturma grafikleri



Şekil 4.53. 15*15 cm model temele ait taban basıncı-oturma grafikleri



Şekil 4.54. ϕ=20 cm model temele ait taban basıncı-oturma grafikleri



Şekil 4.55. 20*20 cm model temele temele ait taban basıncı-oturma grafikleri

4.3.2. Çakıl için Deney Sonuçları

Pomza granülometrisine uygun olarak hazırlanan çakıl numunelerden 4,76-10 mm çaplı numunelerden % 69 oranında, 10 – 20 mm çaplı numunelerden % 30 oranında, 20 – 40 mm çaplı numunelerden % 1 oranında alınarak karıştırılmış ve tanka %65 sıkılıkta yerleştirilmiştir. Deneyler, ϕ=15 cm daire, ϕ =20 cm daire ve 15*15 cm kare, 20*20 cm kare model temeller için yapılmıştır. Deney sonuçları toplu olarak Çizelge 4.26 ve 4.27’ de verilmiştir. Deneylere ait fotoğraflar Şekil 4.56-4.57’de verilmiştir. Ayrıca farklı temel boyutlarına ait taban basıncı-oturma grafikleri Şekil 4.58-4.61’de verilmiştir.



Şekil 4.56. Çakıl üzerinde yapılan deneyden bir görünüm (ϕ= 20 cm model daire temel)



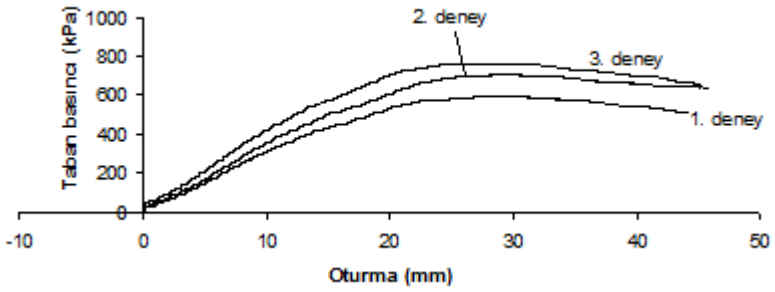
Şekil 4.57. Çakıl üzerinde yapılan deneyden bir görünüm (B=20 cm model kare temel)

Çizelge 4.26. Çakıl numune üzerinde model daire temelde deney sonuçları

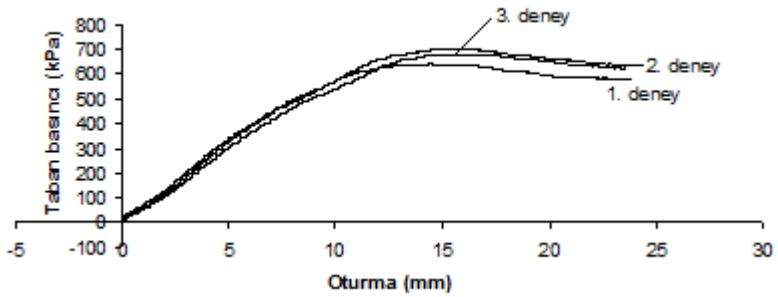
ϕ (cm)	$Q_{sınır}$ (kN) 1. deney	2. deney	3. deney	$Q_{sınır}$ (ortalama) (kN)	$q_{sınır}$ (ortalama) (kN/m^2)	Oturma ΔH (mm)
15	12.47	10.47	13.50	12.14	686	28.89
20	24.72	25.51	23.91	24.71	786	19.70

Çizelge 4.27. Çakıl numune üzerinde model kare temelde deney sonuçları

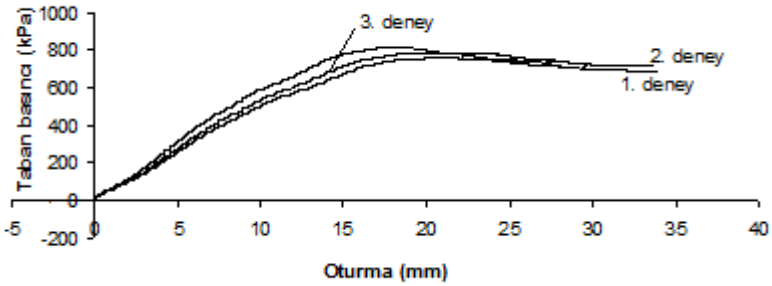
B (cm)	$Q_{sınır}$ (kN) 1. deney	2. deney	3. deney	$Q_{sınır}$ (ortalama) (kN)	$q_{sınır}$ (ortalama) (kN/m^2)	Oturma ΔH (mm)
15	15.75	14.38	15.30	15.14	672	15.29
20	35.23	37.96	35.48	36.22	906	27.13



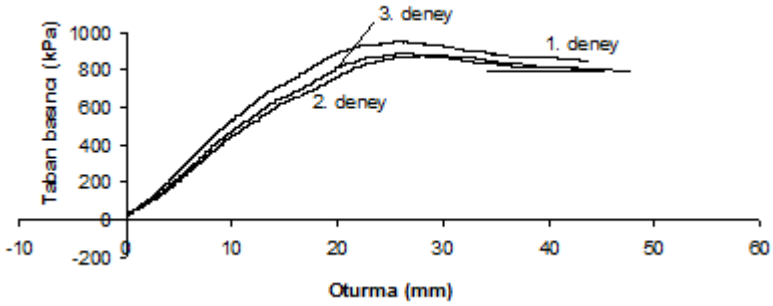
Şekil 4.58. ϕ=15 cm model temele ait taban basıncı-oturma grafikleri



Şekil 4.59. 15*15 cm model temele ait taban basıncı-oturma grafikleri



Şekil 4.60. ϕ=20 cm model temele ait taban basıncı-oturma grafikleri



Şekil 4.61. 20*20 cm model temele ait taban basıncı-oturma grafiği

4.3.3. Pomza için Deney Sonuçları

Son olarak pomzanın kum boyutu, çakıl boyutu ve doğal hali ile taşıma gücü deneyleri yapılmıştır.

***Kum boyutundaki pomzanın deney sonuçları**

Kum boyutunda pomza oluşturmak amacıyla 0,2-1,0 mm çaplı pomzalardan % 8 oranında, 1,0 – 4,76 mm çaplı pomzalardan % 92 oranında alınarak karıştırılmış ve tanka %65 sıkılıkta yerleştirilmiştir. Deneyler 15*15 cm kare, 20*20 cm kare, ϕ=15 cm daire ve ϕ=20 cm daire model temeller için yapılmıştır. Deney sonuçları toplu olarak Çizelge 4.28 ve Çizelge 4.29'da verilmiştir. Deneylere ait fotoğraflar Şekil 4.62-4.65'de

verilmiştir. Ayrıca farklı temel boyutlarına ait taban basıncı-oturma grafikleri Şekil 4.66-4.69'da verilmiştir.



Şekil 4.62. Kum boyutunda pomza üzerinde yapılan deneyden bir görünüm



Şekil 4.63. Kum boyutunda pomza üzerinde yapılan deneyden bir görünüm



Şekil 4.64. Kum boyutunda pomza üzerinde yapılan deneyden bir görünüm



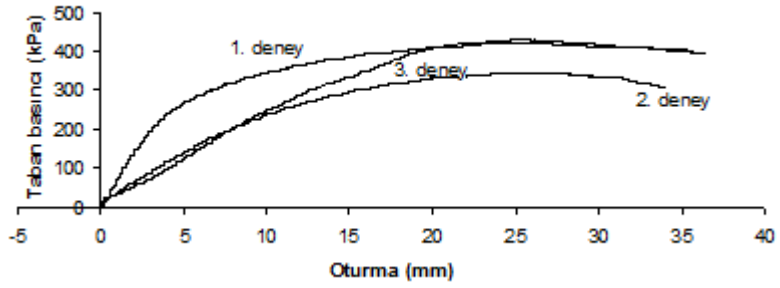
Şekil 4.65. Kum boyutunda pomza üzerinde yapılan deneyden bir görünüm

Çizelge 4.28. Kum boyutunda pomza üzerinde model daire temelde deney sonuçları

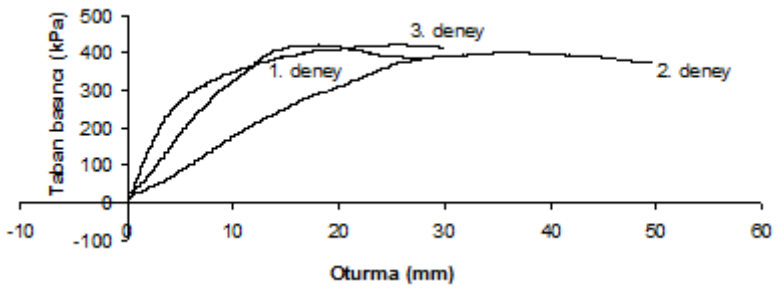
ϕ (cm)	$Q_{sınır}$ (kN) 1. deney	2. deney	3. deney	$Q_{sınır}$ (ortalama) (kN)	$q_{sınır}$ (ortalama) (kN/m^2)	Oturma ΔH (mm)
15	7.58	6.05	7.40	7.01	398	25.68
20	16.74	20.73	21.29	19.58	623	32,83

Çizelge 4.29. Kum boyutunda pomza üzerinde model kare temelde deney sonuçları

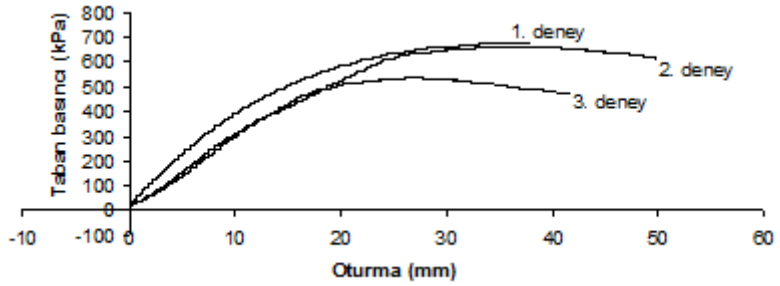
B (cm)	$Q_{sınır}$ (kN) 1. deney	2. deney	3. deney	$Q_{sınır}$ (ortalama) (kN)	$q_{sınır}$ (ortalama) (kN/m^2)	Oturma ΔH (mm)
15	8.99	9.51	9.49	9.33	414	26.833
20	23.35	21.85	19.43	21.54	539	33.32



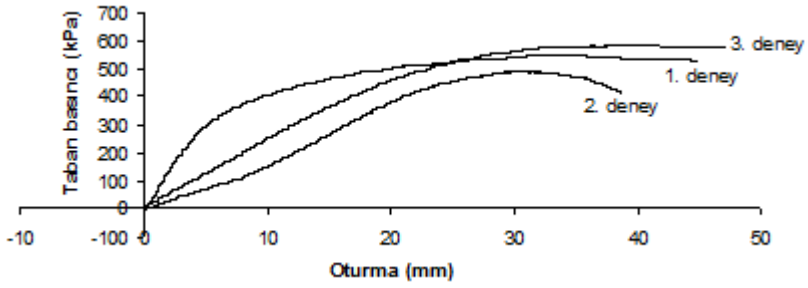
Şekil 4.66. ϕ=15 cm model temele ait taban basıncı-oturma grafikleri (Kum boyutunda pomza)



Şekil 4.67. 15*15 cm model temele ait taban basıncı-oturma grafikleri (Kum boyutunda pomza)



Şekil 4.68. ϕ=20 cm model temele ait taban basıncı-oturma grafikleri (Kum boyutunda pomza)



Şekil 4.69. 20*20 cm model temele ait taban basıncı-oturma grafikleri (Kum boyutunda pomza)

***Çakıl boyutundaki pomzanın deney sonuçları**

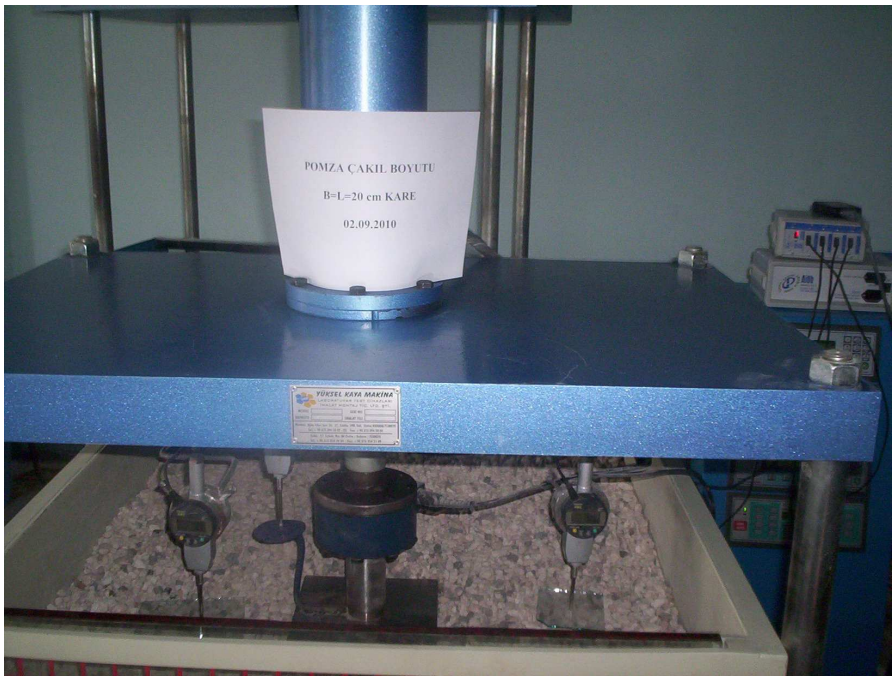
Çakıl boyutunda pomza oluşturmak amacıyla, 4,76-10 mm çaplılardan % 69 oranında, 10 – 20 mm çaplılardan % 30 oranında, 20 – 40 mm çaplılardan %1 oranında alınarak karıştırılmış ve tanka %65 relatif sıkılıkta yerleştirilmiştir. Deneyler, ϕ=15 cm daire, ϕ =20 cm daire ve 15*15 cm kare, 20*20 cm kare model temeller için yapılmıştır. Deney sonuçları toplu olarak Çizelge 4.30 ve Çizelge 4.31’ de verilmiştir. Deneylere ait fotoğraflar da Şekil 4.70-4.71’de verilmiştir. Farklı temel boyutlarına ait taban basıncı-oturma grafikleri Şekil 4.72-4.75’de verilmiştir.

Çizelge 4.30. Çakıl boyutunda pomza üzerinde model daire temelde deney sonuçları

ϕ (cm)	$Q_{sınır}$ (kN) 1. deney	2. deney	3. deney	$Q_{sınır}$ (ortalama) (kN)	$q_{sınır}$ (ortalama) (kN/m^2)	Oturma ΔH (mm)
15	10.05	11.38	10.27	10.57	598	25.17
20	24.55	23.87	19.98	22.80	726	32.22

Çizelge 4.31. Çakıl boyutunda pomza üzerinde model kare temelde deney sonuçları

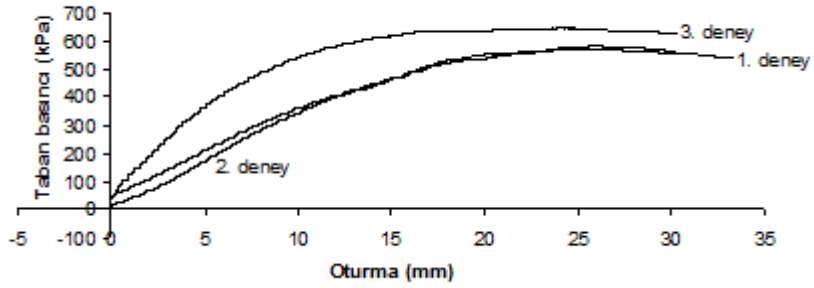
B (cm)	$Q_{sınır}$ (kN) 1. deney	2. deney	3. deney	$Q_{sınır}$ (ortalama) (kN)	$q_{sınır}$ (ortalama) (kN/m^2)	Oturma ΔH (mm)
15	13.62	14.60	14.44	14.22	632	34.09
20	32.99	33.56	33.66	33.40	835	39.98



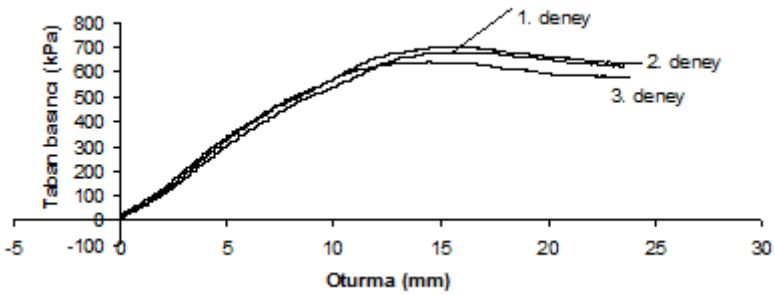
Şekil 4.70. Çakıl bouytlu pomza üzerinde yapılan deneyden bir görüntü



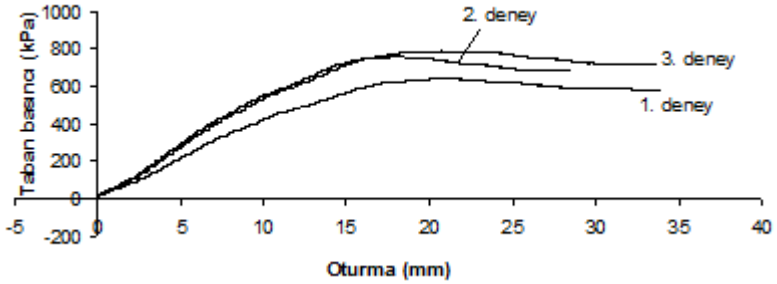
Şekil 4.71. Çakıl boyutlu pomza üzerinde yapılan deneyden bir görünüm



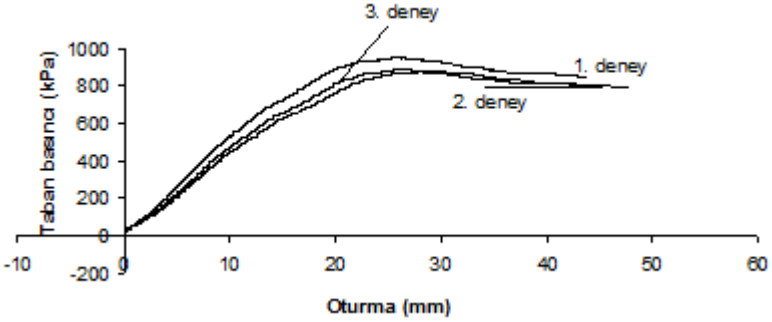
Şekil 4.72. ϕ=15 cm model temele ait taban basıncı-oturma grafikleri (Çakıl boyutunda pomza)



Şekil 4.73. 15*15 cm model temele ait taban basıncı-oturma grafikleri (Çakıl boyutunda pomza)



Şekil 4.74. ϕ=20 cm model temele ait taban basıncı-oturma grafikleri (Çakıl boyutunda pomza)



Şekil 4.75. 20*20 cm model temele ait taban basıncı-oturma grafikleri Çakıl boyutunda pomza

*** Pomzanın doğal haline ait deney sonuçları**

Pomzanın arazideki granülometrisine uygun olarak (kum ve çakıl boyutu karışık) tanka %65 relatif sıkılıkta yerleştirilmiştir. Deneyler, ϕ=15 cm daire, ϕ =20 cm daire ve 15*15 cm kare, 20*20 cm kare model temeller için yapılmıştır. Deney sonuçları toplu olarak Çizelge 4.32 ve Çizelge 4.33’ de verilmiştir. Deneylere ait fotoğraflar Şekil 4.76-4.77’de verilmiştir. Farklı temel boyutlarına ait taban basıncı-oturma grafikleri Şekil 4.78-4.81’de verilmiştir.



Şekil 4.76. 20*20 cm model temel kullanılarak pomza zemin üzerinde yapılan deneyden bir görünüm



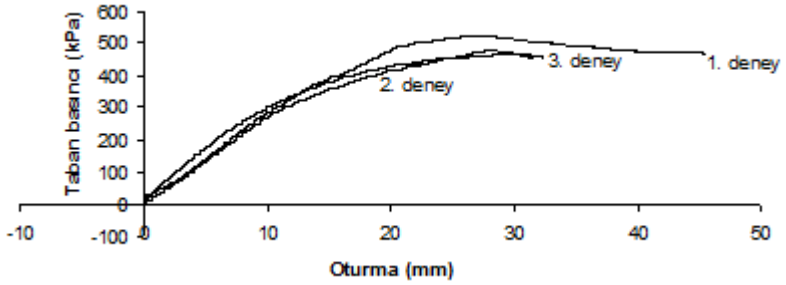
Şekil 4.77. ϕ=20 cm daire temel kullanılarak pomza zemin üzerinde yapılan deneyden bir görünüm

Çizelge 4.32. Pomza zemin üzerinde model daire temelde deney sonuçları

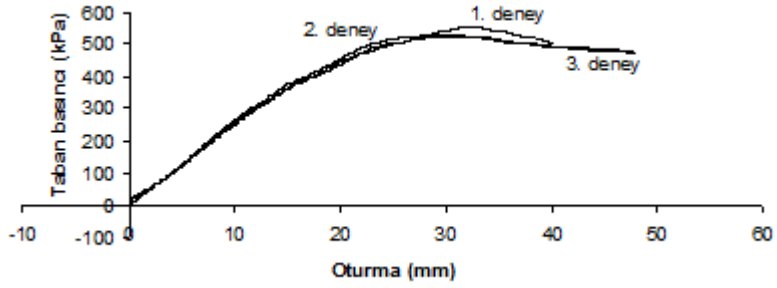
ϕ (cm)	$Q_{sınır}$ (kN) 1. deney	2. deney	3. deney	$Q_{sınır}$ (ortalama) (kN)	$q_{sınır}$ (ortalama) (kN/m^2)	Oturma ΔH (mm)
15	9.20	8.47	8.24	8.64	489	28.44
20	20.14	20.70	21.30	20.71	659	37.65

Çizelge 4.33. Pomza zemin üzerinde model kare temelde deney sonuçları

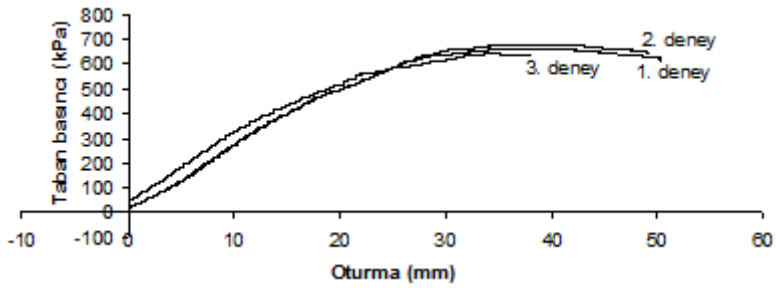
B (cm)	$Q_{sınır}$ (kN) 1. deney	2. deney	3. deney	$Q_{sınır}$ (ortalama) (kN)	$q_{sınır}$ (ortalama) (kN/m^2)	Oturma ΔH (mm)
15	11.96	12.47	11.79	12.07	536	34.74
20	29.60	30.48	30.88	30.32	758	36.56



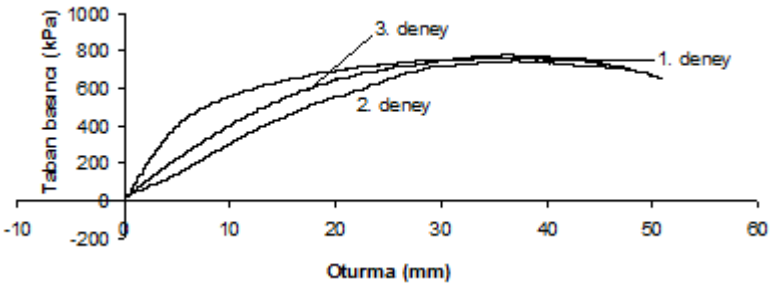
Şekil 4.78. ϕ=15 cm model temele ait taban basıncı-oturma grafiği (Pomza zemin)



Şekil 4.79. 15*15 model temele ait taban basıncı-oturma grafiği (Pomza zemin)

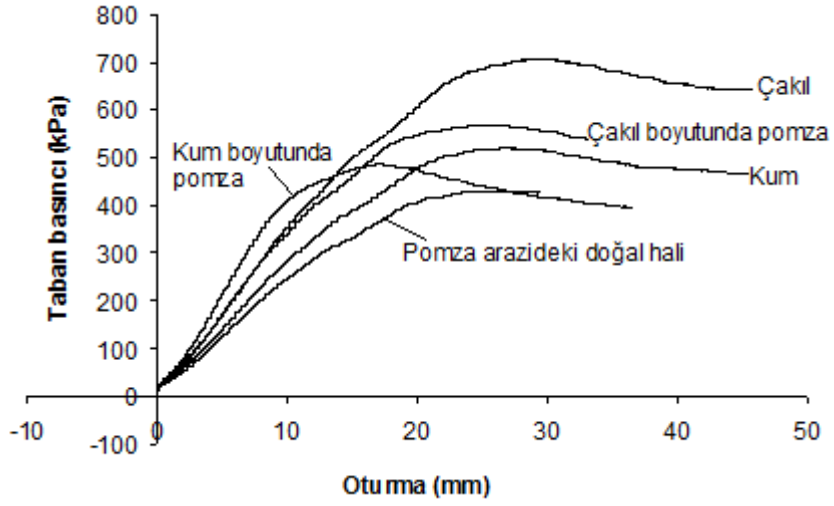


Şekil 4.80. ϕ=20 cm model temele ait taban basıncı-oturma grafiği (Pomza zemin)



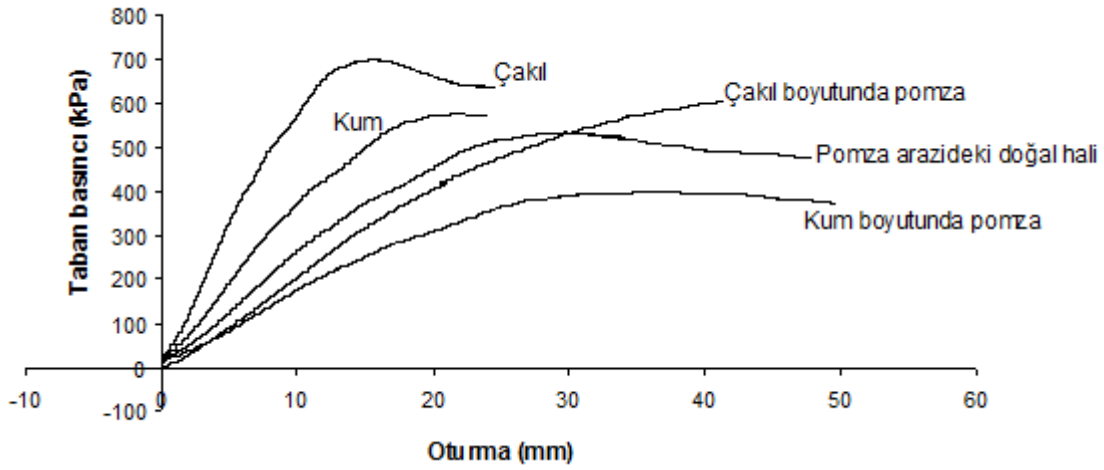
Şekil 4.81. 20*20 cm model temele ait taban basıncı-oturma grafiği (Pomza zemin)

Şekil 4.82, 4.83, 4.84 ve 4.85'de ise ϕ=15 cm daire, 15*15 cm kare, ϕ=20 cm daire ve 20*20 cm model kare temelde taşıma güçleri pomza ve kum için kıyaslamalı olarak verilmiştir.



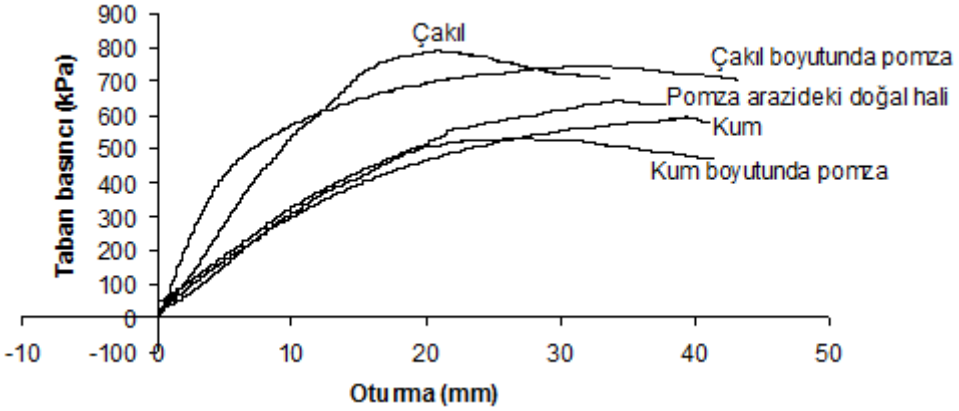
Şekil 4.82. ϕ=15 cm model temel için kıyaslamalı taban basıncı-oturma grafikleri

Şekil 4.82'deki ϕ=15 cm model temel için elde edilen oturma-yük eğrisinden görüleceği üzere aynı granülometriye sahip çakıl ile çakıl boyutundaki pomza karşılaştırıldığında çakılda sınır taşıma gücüne 720 kN/m^{2}'de ulaşılırken aynı boyuttaki pomzada 580 kN/m^{2}'de ulaşılmıştır. Aynı granülometriye sahip kum ile kum boyutundaki pomza karşılaştırıldığında kumda sınır taşıma gücüne 530 kN/m^{2}'de ulaşılırken aynı boyuttaki pomzada sınır taşıma gücüne 480 kN/m^{2}'de ulaşılmıştır. Pomzanın arazideki granülometrisi ile yapılan deneyde ise sınır taşıma gücüne 430 kN/m$^{2'}$de ulaşılmıştır.



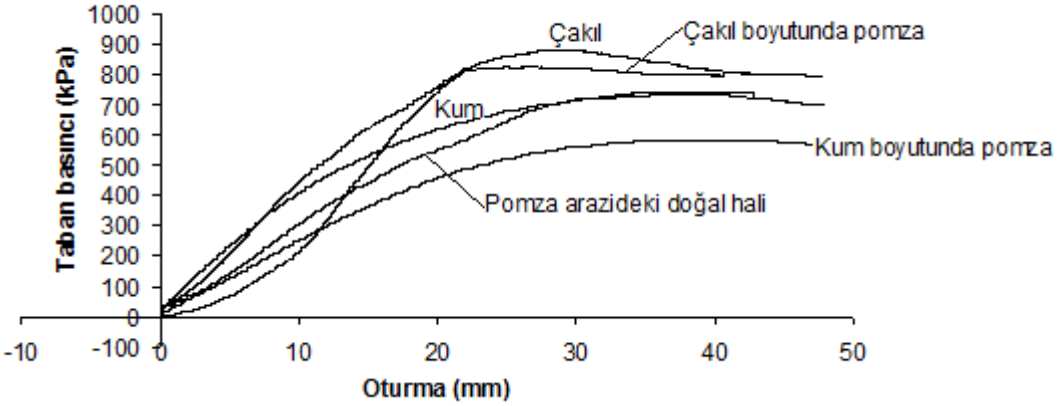
Şekil 4.83. 15*15 cm model temel için kıyaslamalı taban basıncı-oturma grafikleri

Şekil 4.83'deki 15*15 cm model temel için elde edilen oturma-yük eğrisinden görüleceği üzere aynı granülometriye sahip çakıl ile çakıl boyutundaki pomza karşılaştırıldığında çakılda sınır taşıma gücüne 700 kN/m$^{2'}$de ulaşılırken aynı boyuttaki pomzada 620 kN/m$^{2'}$de ulaşılmıştır. Aynı granülometriye sahip kum ile kum boyutundaki pomza karşılaştırıldığında kumda sınır taşıma gücüne 580 kN/m$^{2'}$de ulaşılırken aynı boyuttaki pomzada sınır taşıma gücüne 400 kN/m$^{2'}$de ulaşılmıştır. Pomzanın arazideki granülometrisi ile yapılan deneyde ise sınır taşıma gücüne 530 kN/m$^{2'}$de ulaşılmıştır.



Şekil 4.84. ϕ=20 cm model temel için kıyaslamalı taban basıncı-oturma grafikleri

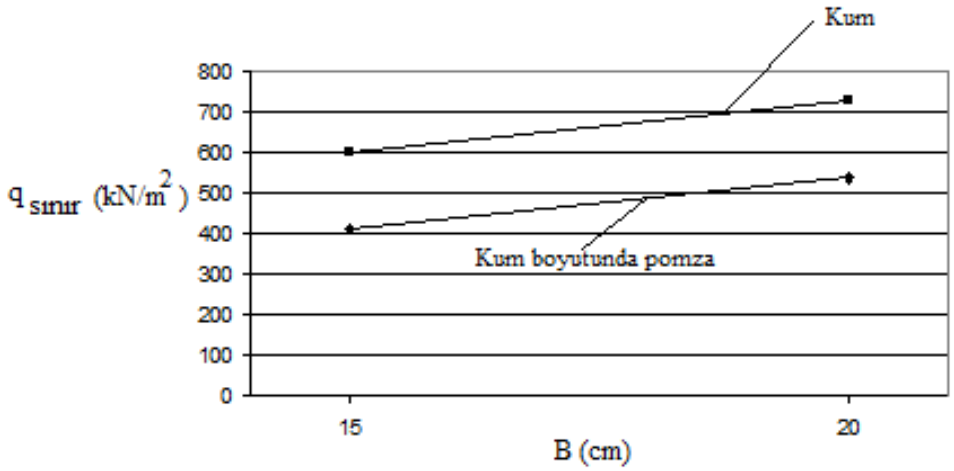
Şekil 4.84'deki ϕ=20 cm model temel için elde edilen oturma-yük eğrisinden görüleceği üzere aynı granülometriye sahip çakıl ile çakıl boyutundaki pomza karşılaştırıldığında çakılda sınır taşıma gücüne 800 kN/m$^{2'}$de ulaşılırken aynı boyuttaki pomzada 750 kN/m$^{2'}$de ulaşılmıştır. Aynı granülometriye sahip kum ile kum boyutundaki pomza karşılaştırıldığında kumda sınır taşıma gücüne 610 kN/m$^{2'}$de ulaşılırken aynı boyuttaki pomzada sınır taşıma gücüne 520 kN/m$^{2'}$de ulaşılmıştır. Pomzanın arazideki granülometrisi ile yapılan deneyde ise sınır taşıma gücüne 660 kN/m$^{2'}$de ulaşılmıştır.



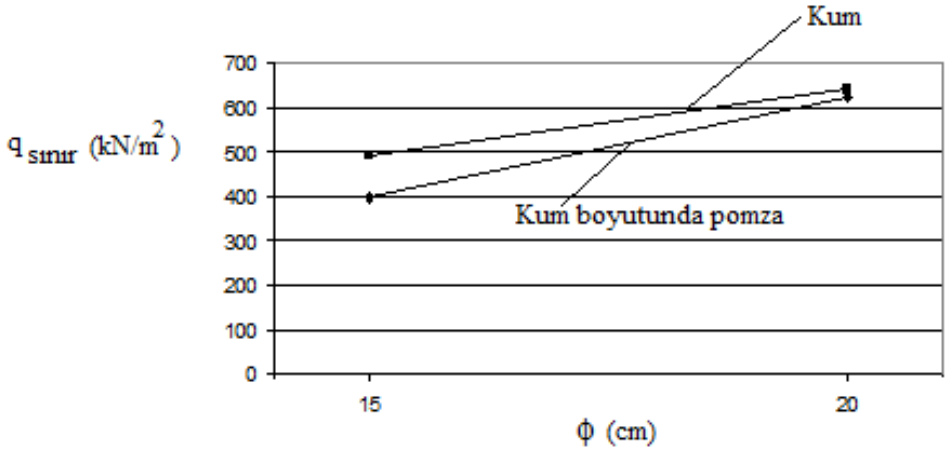
Şekil 4.85. 20*20 cm model temel için kıyaslamalı taban basıncı-oturma grafikleri

Şekil 4.85'deki 20*20 cm model temel için elde edilen oturma-yük eğrisinden görüleceği üzere aynı granülometriye sahip çakıl ile çakıl boyutundaki pomza karşılaştırıldığında çakılda sınır taşıma gücüne 910 kN/m$^{2'}$de ulaşılırken aynı boyuttaki

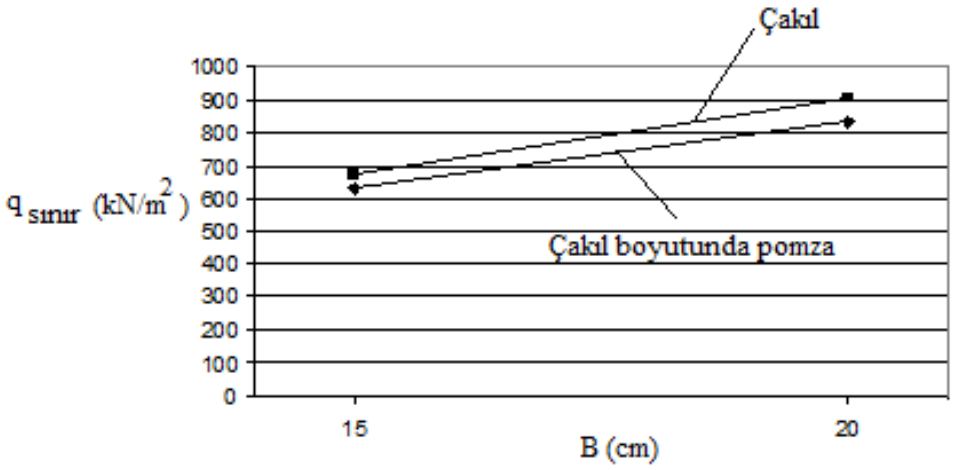
pomzada 810 kN/m$^{2'}$de ulaşılmıştır. Aynı granülometriye sahip kum ile kum boyutundaki pomza karşılaştırıldığında kumda sınır taşıma gücüne 720 kN/m$^{2'}$de ulaşılırken aynı boyuttaki pomzada sınır taşıma gücüne 580 kN/m$^{2'}$de ulaşılmıştır. Pomzanın arazideki granülometrisi ile yapılan deneyde ise sınır taşıma gücüne 710 kN/m$^{2'}$de ulaşılmıştır. Şekillerdeki eğriden görüldüğü gibi pomzanın doğal haldeki sınır taşıma gücü kum ve çakıl boyutundaki pomza arasında kalmaktadır. Bu da yapılan deneyin uygunluğunu göstermektedir. Kum ve çakıl aynı boyuttaki pomzaya göre sınır taşıma gücüne daha düşük oturma değerinde ulaşmıştır.



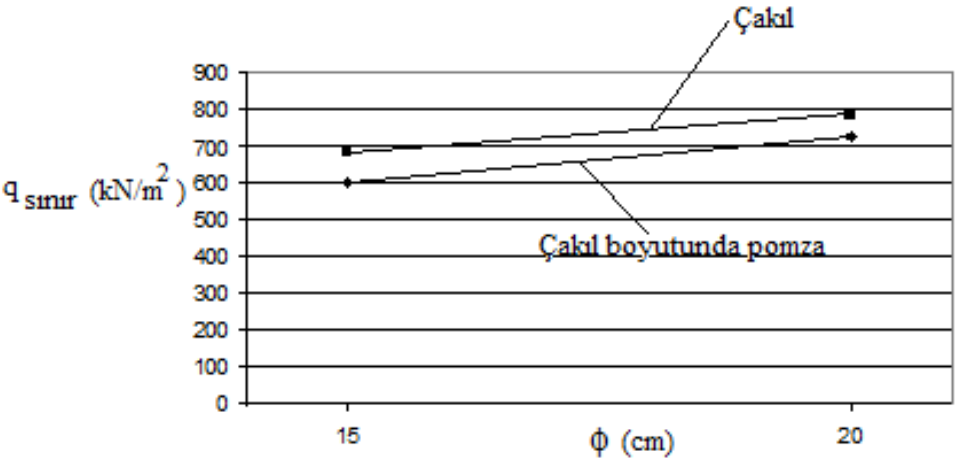
Şekil 4.86. 15x15 ve 20x20 cm model temel için kum ve kum boyutundaki pomzanın sınır taşıma güçleri



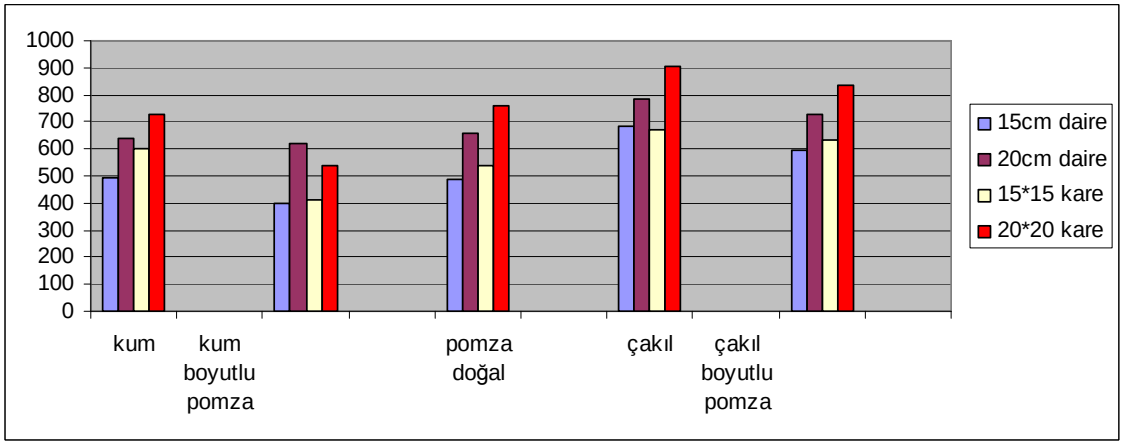
Şekil 4.87. ϕ=15 ve ϕ=20 cm temel için kum ve kum boyutundaki pomzanın sınır taşıma güçleri



Şekil 4.88. 15x15 ve 20x20 cm model temel için çakıl ve çakıl boyutundaki pomzanın sınır taşıma güçleri



Şekil 4.89. ϕ=15 ve ϕ=20 cm temel için çakıl ve çakıl boyutundaki pomzanın sınır taşıma güçleri



Şekil 4.90. Farklı temel tipleri için taban basınçlarının sütun grafikle gösterimi

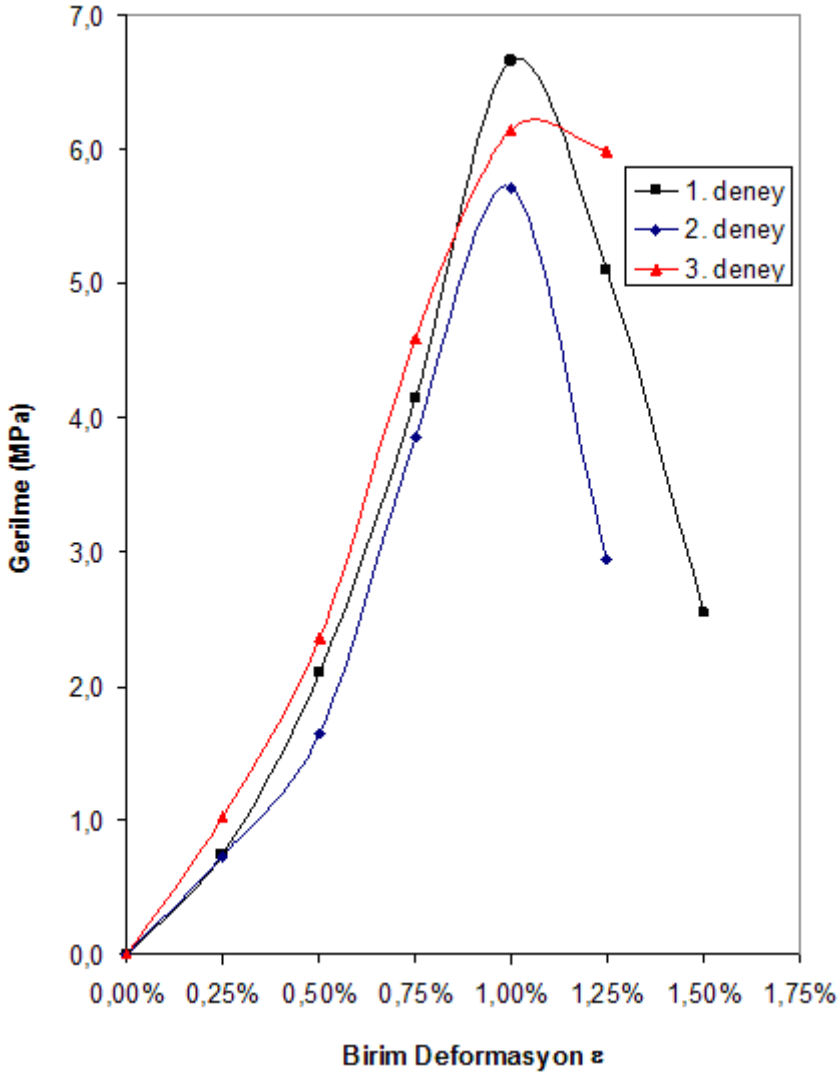
Şekil 4.86, 4.87, 4.88 ve 4.89'da ϕ=15 cm, ϕ=20 cm, B=15*15 cm ve B=20*20 cm model temeller için kum ve kum boyutunda pomza ile çakıl ve çakıl boyutunda pomzanın $q_{sınır}$ (kN/m^2) değerleri kıyaslanmıştır. Sınır taşıma güçleri kıyaslanacak olursa ϕ=15 cm model temel için çakıl aynı boyuttaki pomzaya göre 1.24 kat, kum aynı boyuttaki pomzaya göre 1.10 kat, B=15*15 cm model temel için çakıl aynı boyuttaki pomzaya göre 1.12 kat, kum aynı boyuttaki pomzaya göre 1.45 kat, ϕ=20 cm model temel için çakıl aynı boyuttaki pomzaya göre 1.06 kat, kum aynı boyuttaki pomzaya göre 1.17 kat, B=20*20 cm model temel için çakıl aynı boyuttaki pomzaya göre 1.12 kat, kum aynı boyuttaki pomzaya göre 1.24 kat fazladır. Şekil 4.90'da ise farklı temel tipleri için kum, kum boyutlu pomza, pomzanın doğal hali, çakıl ve çakıl boyutlu pomzanın taşıma basınçları sütun grafik olarak verilmiştir. Grafiklerden de görüldüğü gibi tüm temel tipleri için pomzanın taşıma basıncı aynı boyuttaki kum ve çakıla göre daha düşük çıkmıştır.

4.4. Çimento Enjeksiyonu Deney Sonuçları

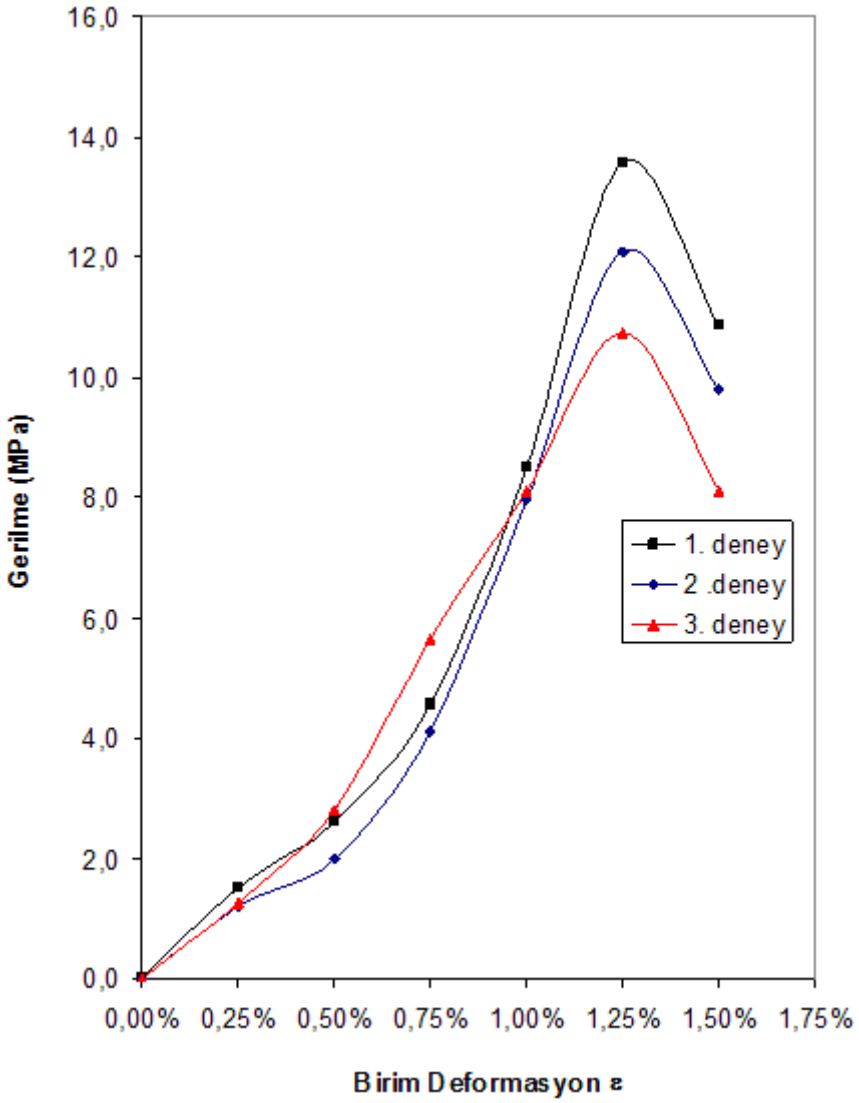
Pomza zemin, %35, %65 ve %85 olarak üç farklı relatif sıkılıkta hazırlanmış hazırlanan bu numuneler, s/ç oranı 1/1 olacak şekilde ve 100 kPa enjeksiyon basıncı uygulanmış ve enjeksiyonu tamamlanan numuneler 7 ve 28 gün küre bırakılmıştır. Numunelerin gerilme-deformasyon eğrileri Şekil 4.91 - 4.96'da verilmiştir. 7 gün ve 28 günlük numunelerin ortalama basınç değerleri Çizelge 4.34'da ve Şekil 4.97'de verilmiştir.

4.4.1. Dr=%35 için Enjeksiyon Deney Sonuçları

Şekil 4.91-4.92'de %35 relatif sıkılıkta hazırlanmış 7 günlük ve 28 günlük numunelerin gerilme-deformasyon eğrileri verilmiştir.



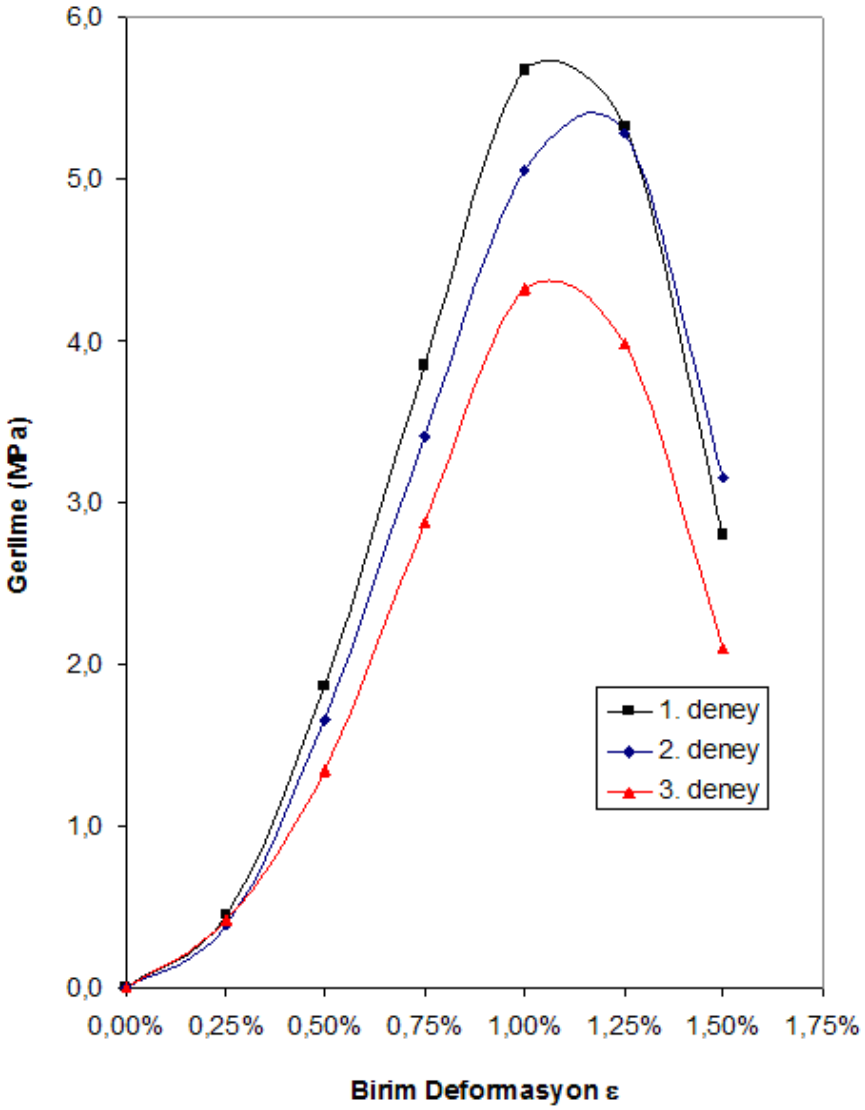
Şekil 4.91. s/ç oranı 1,0 olan karışım ile enjeksiyon uygulanmış %35 relatif sıkılıktaki numunelerin 7 günlük gerilme-deformasyon eğrisi



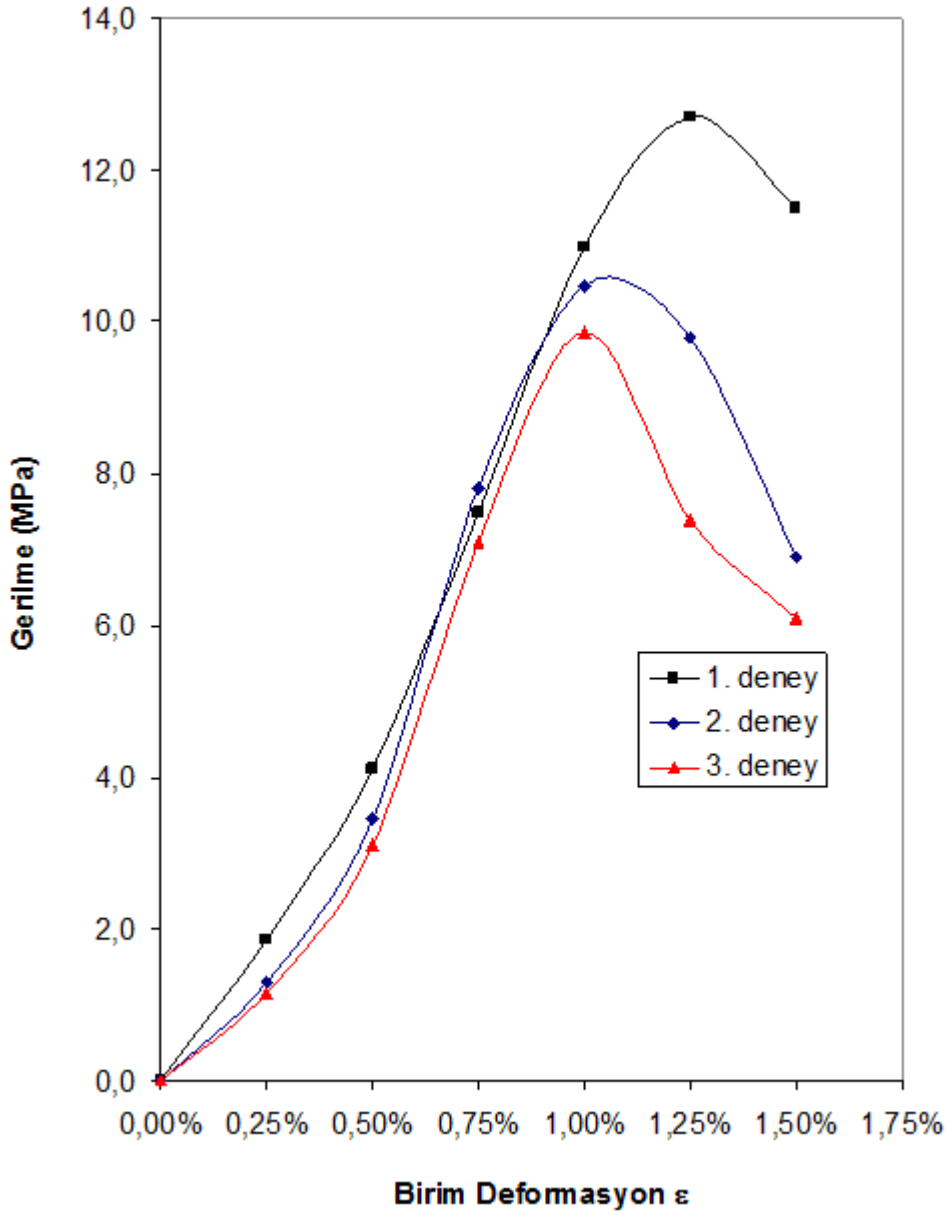
Şekil 4.92. s/ç oranı 1,0 olan karışım ile enjeksiyon uygulanmış %35 relatif sıkılıktaki numunelerin 28 günlük gerilme-deformasyon eğrisi

4.4.2. Dr=%65 için Enjeksiyon Deney Sonuçları

%65 relatif sıkılıkta hazırlanmış 7 günlük ve 28 günlük numunelerin gerilme-deformasyon eğrileri Şekil 4.93-4.94'de verilmiştir.



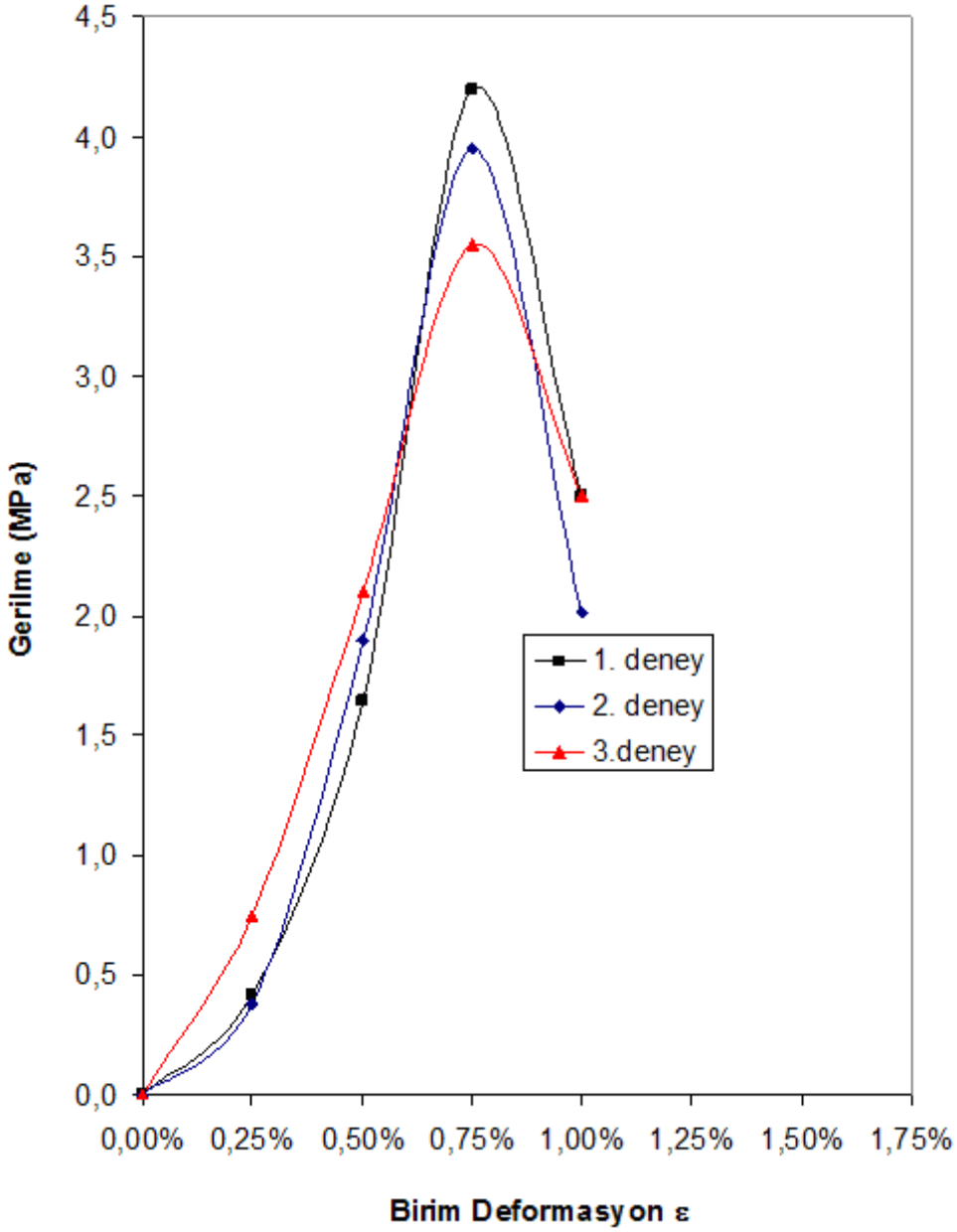
Şekil 4.93. s/ç oranı 1,0 olan karışım ile enjeksiyon uygulanmış %65 relatif sıkılıktaki numunelerin 7 günlük gerilme-deformasyon eğrisi



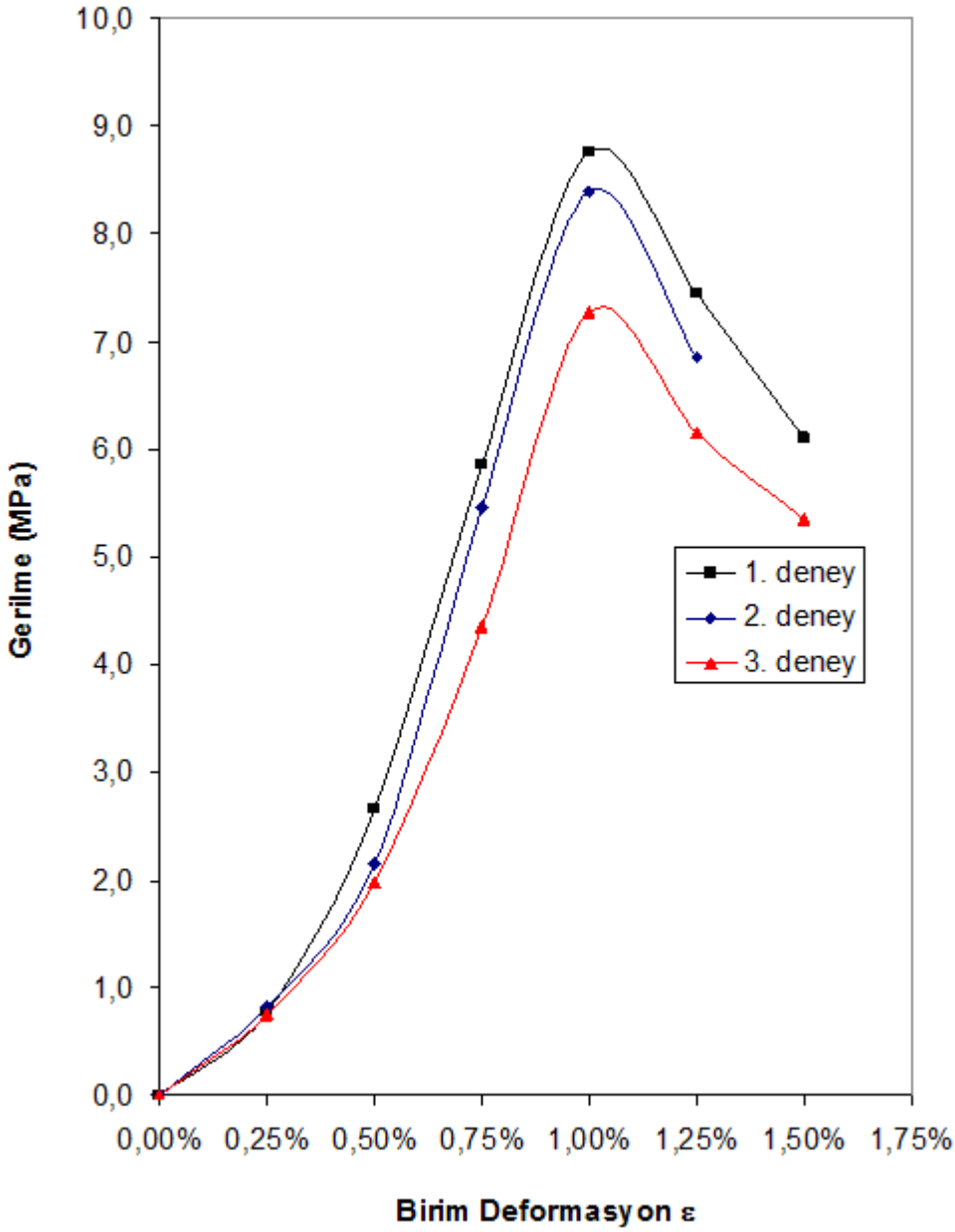
Şekil 4.94. s/ç oranı 1,0 olan karışım ile enjeksiyon uygulanmış %65 relatif sıkılıktaki numunelerin 28 günlük gerilme-deformasyon eğrisi

4.4.3. Dr=%85 için Enjeksiyon Deney Sonuçları

Şekil'de %85 relatif sıkılıkta hazırlanmış 7 günlük ve 28 günlük numunelerin gerilme-deformasyon eğrileri Şekil 4.95-4.96'de verilmiştir.



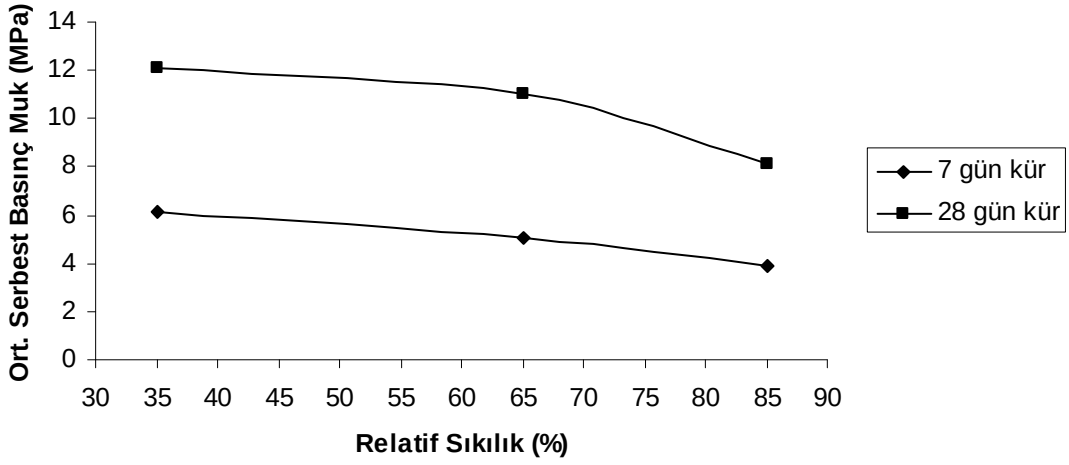
Şekil 4.95.s/ç oranı 1,0 olan karışım ile enjeksiyon uygulanmış %85 relatif sıkılıktaki numunelerin 7 günlük gerilme-deformasyon eğrisi (3. deney)



Şekil 4.96. s/ç oranı 1,0 olan karışım ile enjeksiyon uygulanmış %85 relatif sıkılıktaki numunelerin 28 günlük gerilme-deformasyon eğrisi

Çizelge 4.34. 7 gün ve 28 günlük numunelerin ortalama basınç değerleri

	Serbest Basınç Mukavemeti (MPa)					
Dr (%)	7 gün kür			28 gün kür		
	min.	max	ort.	min	max	ort.
35	5711	6661	6,171	10731	13568	12,129
65	4317	5674	5,093	9868	12705	11,019
85	3552	4193	3,897	7277	8757	8,140



Şekil 4.97. 7 gün ve 28 günlük numunelerin ortalama basınç değerlerinin değişimi

Rölatif sıkılığı 0.35 olan ve 100 kPa enjeksiyon basıncına maruz kalan pomza zemin numunelerinde elde edilen en büyük 7 günlük basınç dayanımının 6,661 MPa, en düşük basınç dayanımının ise 5,741 MPa olduğu belilenmişitr. Rölatif sıkılığı 0.35 olan ve 100 kPa enjeksiyon basıncına maruz kalan pomza zemin numunelerinde elde edilen en büyük 28 günlük basınç dayanımının ise 13,568 MPa, en düşük basınç dayanımının ise 10,731 MPa olduğu belilenmişitr.

Rölatif sıkılığı 0.65 olan ve 100 kPa enjeksiyon basıncına maruz kalan pomza zemin numunelerinde elde edilen en büyük 7 günlük basınç dayanımının 5,674 MPa, en düşük basınç dayanımının ise 4,317 MPa olduğu belilenmişitr. Rölatif sıkılığı 0.35 olan ve 100 kPa enjeksiyon basıncına maruz kalan pomza zemin numunelerinde elde edilen en büyük 28 günlük basınç dayanımının ise 12,705 MPa, en düşük basınç dayanımının ise 9,868 MPa olduğu belilenmişitr.

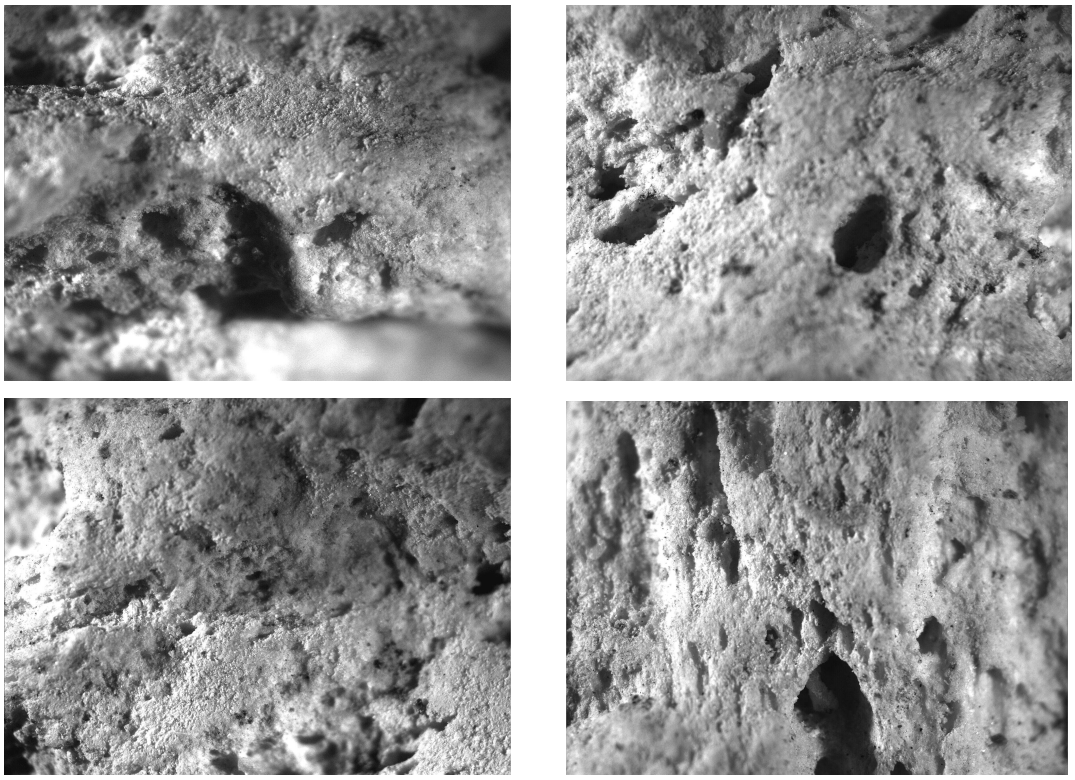
Rölatif sıkılığı 0.85 olan ve 100 kPa enjeksiyon basıncına maruz kalan pomza zemin numunelerinde elde edilen en büyük 7 günlük basınç dayanımının 4,193 MPa, en düşük basınç dayanımının ise 3,552 MPa olduğu belilenmişitr. Rölatif sıkılığı 0.35 olan ve 100 kPa enjeksiyon basıncına maruz kalan pomza zemin numunelerinde elde edilen en büyük 28 günlük basınç dayanımının ise 8,757 MPa, en düşük basınç dayanımının ise 7,277 MPa olduğu belilenmişitr.

7 günlük ve 28 günlük serbest basınç mukavemeti arasında değişik relatif sıkılıktaki tüm numunelerde doğru orantılı bir artış olduğu görülmüştür. Kavak ve Mutman (2005) düşük basınçlı çimento enjeksiyonu ile ilgili zemin iyileştirmesi

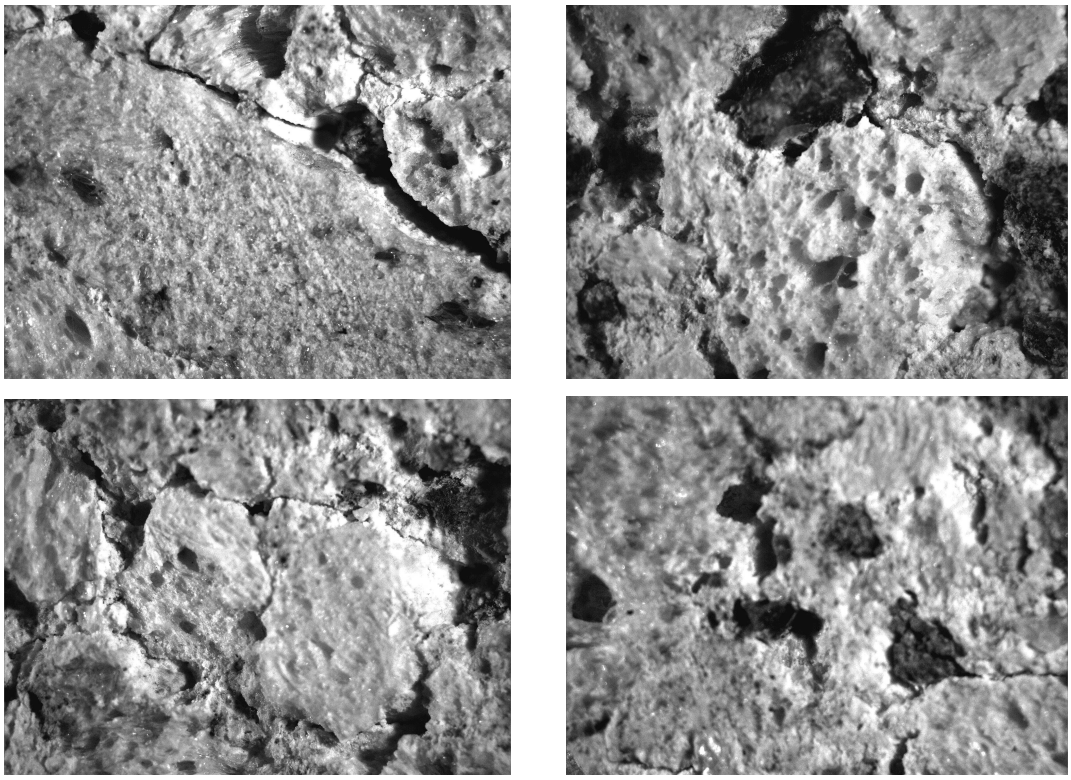
çalışmasında benzer sonuçlara ulaşmıştır. Araştırmacılar Kum/çakıl karışımı numuneleri 4,76 mm, 8 mm, 2 mm, 1mm ve 0,425 mm eleklerden elenmiş ve bu eleklerin üzerinde kalan daneler karıştırılarak gradasyon sağlanmıştır. 100 kPa basınç altında yaptıkları enjeksiyonda 7 günlük mukavemetin 2 MPa'dan 28 gün kür sonucu 5 Mpa'a kadar ulaştığını gözlemlemişlerdir.

Yaptığımız çalışmada rölatif sıkılığın azaldıkça enjeksiyon uygulanmış pomza zeminin mukavemetinde artış olmuştur. En yüksek serbest basınç mukavemetine Dr=0,35 olan numununelerde, en düşük serbest basınç mukavemetine ise Dr=0,85 olan numunelerde rastlanmıştır. Özgan ve diğ. (2007) kum/çakıl oranı 30/70, 40/60 ve 20/80 düşük poroziteli zeminlere Mıcrocem 900 H Çimento enjeksiyonu çalışmasında da benzer sonuçlar bulmuştur. Çalışmaları neticesinde 28 günlük basınç dayanımları dikkate alındığında en büyük basınç dayanımının 11,8 Mpa olduğu ve bu değerin 20/80 Kum/Çakıl oranına sahip Rölatif sıkılığı 0.35 olan zemin numunelerinde olduğunu, en düşük basınç dayanımının ise 10,5 Mpa ve bu değerin 20/80 Kum/Çakıl oranına sahip Rölatif sıkılığı 0.70 olan zemin numunelerinde olduğunu görmüşlerdir.

Çimento enjeksiyonu pomzanın yapısını oldukça değiştirmiştir. DSİ TAKK dairesinde pomzanın boşluklu yapısını ve çimento enjeksiyonu sonrası boşluk yapısındaki değişimi görebilmek için (TS10088 EN 932-3, ASTM C 295) standartlarına uygun olarak mikroskopla 1000 kat büyütülmüş fotoğrafları çekilmiştir. Şekil 4.98 ve 4.99'da bununla ilgili resimler verilmiştir. Mikroskopik çalışma sonuçlardan da açıkça görüldüğü gibi enjeksiyon sonucu pomzanın boşlukları kapanmış ve çimento enjeksiyonu pomzada başarılı olmuştur.



Şekil 4.98. Pomzanın doğal boşluklu yapısını gösteren 1000 kat büyütülmüş mikroskopik deney sonuçları



Şekil 4.99. Pomzanın çimemnto enjeksiyonu sonrası yapısını gösteren 1000 kat büyütülmüş mikroskopik deney sonuçları

Pomza zeminde çimento enjeksiyonuna bağlı olarak Taşıma Gücü artışı arazi, laboratuar ve model deneyle ile Çizelge 4.35'de karşılaştırılmıştır.

Çizelge 4.35. %65 relatif sıkılıktaki pomza zeminin taşıma gücünün karşılaştırılması

Zemin	Arazide bulunan taşıma gücü (kN/m^2)			Laboratuarda model deneyden bulunan (kN/m^2)	Çimento enjeksiyonu sonrası (kN/m^2) 28 Gün kür sonu
	SPT	Plaka Yükleme den.	Presiyometre		
Pomza	127	182	252	ϕ=15 cm model temel için $q_{sınır}$=489 kN/m^2 20*20 cm model temel için $q_{sınır}$=758 kN/m^2	11019

5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada Nevşehir ili sınırları içinde bulunan ve yerleşim alanları içerisinde kalan pomza zeminlerin (kumların) taşıma gücü araştırılmıştır. Çalışmanın ilk aşamasında bu sahalardan alınan pomzanın indeks ve fiziksel özellikleri belirlenmiş, ikinci kısmında pomza zeminin arazi deneyleri ile taşıma gücü belirlenmiş, üçüncü kısmında ise laboratuarda model taşıma gücü deneyleri yapılmıştır. Son kısmında da çimento enjeksiyonu ile iyileştirme yapılmıştır.

Yapılan çalışmaların değerlendirilmesi sonucunda;

- Pomza zeminler, geoteknik malzemeler içinde özel bir yere sahiptir. Davranışları, taneler içinde bulunan boşluklar ve boşluklar arası bağlantılardan dolayı farklılık göstermektedir. Pomza içinde bulunan boşlukların bazısı bir ağ şeklinde içsel boşlukları oluşturmakta, bazıları ise dış yüzeyinde bulunmaktadır. Bu da normal bir zemine göre hacimsel ve fiziksel özelliklerinin farklı olmasına yol açmaktadır.
- Suyun pomza içinde bulunan boşluklara girmesi ağırlık-hacim ilişkilerini önemli derecede değiştirmekte ve malzemenin ağırlığında artışa neden olmaktadır. Pomza zeminlerin bünyelerine su alarak ağırlıklarının artması bilhassa bu tür zeminlerin şev stabilitesinde önemli bir problem oluşturmaktadır.
- Özgül yoğunluk hava ile piknometre ile vakum yöntemi kullanılmadan direk olarak (GD) ve vakum yöntemi kullanarak standart değer (GS) olarak belirlenmiştir. Bütün tane boyutları için iki yöntem arasında oldukça belirgin bir fark görülmüştür. Ayrıca iki yöntemde de tane boyutu küçüldükçe özgül yoğunluk değeri artmıştır.
- Pomzanın kuru birim hacim ağırlığı tane çapı küçüldükçe artmıştır. 9,51 – 19 mm arası pomzanın kuru birim hacim ağırlığı 8.35kN/m^3 iken 0.50-1.00 mm arası pomzanın kuru birim hacim ağırlığı 9.88 kN/m^3 değerine çıkmıştır.
- Su emme değerleri de pomzanın tane çapı küçüldükçe artmıştır. 9,51 – 19 mm arası pomzanın su emme değeri % 22.70 iken 0.50-1.00 mm arası pomzanın su emme yüzdesi %52.10’ a çıkmıştır. Kuru birim hacim ağırlığı 9.88 değerine çıkmıştır.
- Pomza zeminler düşük yoğunlukları sebebiyle su üzerinde yüzmekte, pomza boşluklarına suyun girmesi sonucu pomza taneleri su içine batmaktadır. Deney

sonuçları zamana bağlı logaritmik bir artış göstermiştir. Yaklaşık 1 hafta süre ile farklı çaplarda yapılan batma deney sonuçlarına göre pomzanın birim hacim ağırlığı 8-8.5 kN/m^3'den 12-12.5 kN/m^3 değerlerine kadar artış göstermiştir.

- Civa Porozimetre deneyi üç farklı çapa sahip pomza üzerinde yapılmıştır. Civa Penetrasyon eğrisinden de görüleceği üzere ortalama yarıçap değerleri yaklaşık 10.000 Angström civarındadır. Gözeneklerin %80'i 2000 Angström' den büyük bir yarıçapa sahip olduğu görülmüştür.
- Pomza üzerinde yapılan kimyasal analiz sonuçlarında da SiO_2 oranı % 68.5 çıkmıştır. Bu değer literatür ile uyumludur.
- Kesme kutusu deney sonuçlarına göre pomzanın tane çapı küçüldükçe içsel sürtünme açısı ve kohezyonu artmaktadır. 9,51-19 mm aralığındaki pomzanın içsel sürtünme açısı ϕ=29,43 ve c=5,5 kN/m^2 iken, 0,5-1,00 mm aralığındaki pomzanın içsel sürtünme açısı ϕ=34,43 ve c=17 kN/m^2 değerine çıkmıştır.
- SPT sonuçlarına bakıldığında pomza için ortalama SPT-N değeri 20 çıkmıştır. Sıkılık durumuna göre orta sıkı kum gibi bir davranış göstermiştir.
- Pomza zeminin araziden elde edilen ortalama SPT değerlerine bağlı olarak kayma mukavemeti açısı değerlerine bakıldığında Meyerhof (1959)'a göre ϕ=29.24, Wolff (1989)'a göre ϕ=30.34, Hatanaka ve Uchida (1996)'a göre ϕ=34.96 ve Kulhawy ve Mayne (1990)'a göre ise ϕ=32.10 elde edilmiştir. Bu literatürdeki değerlerin laboratuarda pomza için kesme kutusundan elde edilen ϕ=27,47 değeri ile uyum içerisinde olduğunu göstermiştir.
- Pomza zemin kum zemin gibi düşünülerek ortalama SPT değerlerine bağlı olarak izin verilebilir taşıma gücü (q_a) değerlerine bakıldığında Meyerhof (1959)'a göre q_a=127 kN/m^2, Terzaghi ve Peck (1967) abağına göre q_a=121 kN/m2, Peck, Hanson, Thornburn (1973) abağına göre q_a=135 kN/m^2 ve Parry (1977)'e göre ise q_a=111 kN/m^2 elde edilmiştir. Pomza zeminin presiyometre deneyinden izin verilebilir taşıma gücü (q_a) değeri ortalama 252 kN/m^2 bulunmuştur. Plaka yükleme deneyinden ise izin verilebilir taşıma gücü (q_a) değeri ortalama 182,5 kN/m^2 bulunmuştur. Üç arazi deney sonucuna bakıldığında presiyometre deneyinden elde edilen taşıma gücü diğer iki deneye göre (SPT ve plaka yükleme deneyi) 1.3-1.9 kat fazla değer vermiştir.
- Pomzanın Presiyometre deneyinden elde edilen Presiyometre deformasyon (Elastisite) modülü ortalama 10692 kN/m^2 'dir. Gambin ve Rousseau (1990)'a

göre kum ve çakıl'da elastisite modülü 8000-40000 kN/m^2 arasındadır. Pomza bu korelasyona göre kum-çakıl davranışı göstermiştir.

- Pomzanın Presiyometre Deneyinden Elde Edilen E_{PMT} / P_L^* değeri ortalama 9.76'dır. Baguelin vd., 1978'e göre E_{PMT} / P_L^* değeri sıkı-çok sıkı kumlar için 7-10 arasındadır. Bu sonuca göre pomza sıkı-çok sıkı kum gibi davranmıştır.
- Üç arazi deneyinden elde edilen Deformasyon (Elastisite Modülü) değerleri kıyaslandığında Plaka yükleme deneyinden ortalama 35014 kN/m^2, Presiyometre deneyinden ortalama 10692 kN/m^2 ve SPT deneyinden 7777 kN/m^2 elde edilmiştir. Plaka yükleme deneyi diğer arazi deneylerine göre 3.3-4.5 kat arasında fazla değer vermiştir.
- Üç arazi deneyinden elde edilen Yatak katsayısı k_s değerleri kıyaslandığında Plaka yükleme deneyinden ortalama 23150 kN/m^3, Presiyometre deneyinden ortalama 57025 kN/m^3 ve SPT deneyinden 20000 kN/m^3 elde edilmiştir. Presiyometre deneyi diğer arazi deneylerine göre 2.5-2.9 kat arasında fazla değer vermiştir. Bowles, 1988'e göre orta sıkı kumlar için yatak katsayısı değeri 9.600 – 80.000 kN/m^3 arasında değişmektedir. Pomza zemin için bulunan değerler bu aralıkta kaldığı için pomza orta sıkı bir kum gibi davranmıştır.
- Model taşıma gücü deney sonuçları incelendiğinde kumda yapılan taşıma gücü deney sonuçları, aynı boyuttaki pomzada yapılan taşıma gücü deney sonuçlarından 1.0-1.5 kat arasında fazla değer vermiştir. Bu da kumun aynı boyuttaki pomzaya göre daha yüksek taşıma gücüne sahip olduğunu göstermiştir. Model taşıma gücü eğrilerinden görüldüğü gibi pomzanın doğal haldeki sınır taşıma gücü kum ve çakıl boyutundaki pomza arasında kalmaktadır. Bu da yapılan deneyin uygunluğunu göstermektedir. Kum ve çakıl aynı boyuttaki pomzaya göre sınır taşıma gücüne daha düşük oturma değerinde ulaşmıştır.
- Gerek kesme kutusu deneylerinden elde edilen sonuçlar gerek arazi deneylerine bağlı olarak elde edilen değerler ve gerekse de model taşıma gücü deneylerinden elde edilen sonuçlar pomzanın aynı boyuttaki kum ve çakıla göre benzer davranış gösterdiği fakat daha düşük taşıma gücüne sahip olduğu böylelikle pomza tabakasına oturan bina temellerinde taşıma gücünde bir miktar azaltma yapabileceği söylenebilir.

- Çimento enjeksiyonu pomzanın yapısını oldukça değiştirmiştir. Mikroskopik sonuçlar çimento enjeksiyonunun pomzada başarılı olduğunu göstermiştir. Çimento enjeksiyonundan elde edilen serbest basınç mukavemeti, model taşıma gücü deney sonuçlarından 14-22 kat fazla çıkmıştır. Bu enjeksiyonun başarısını göstermektedir.
- Rölatif sıkılık azaldıkça enjeksiyon uygulanmış pomza zeminin mukavemetinde artış olmuştur. En yüksek serbest basınç mukavemetine Dr=0,35 olan numununelerde, en düşük serbest basınç mukavemetine ise Dr=0,85 olan numunelerde rastlanmıştır.
- Değişik relatif sıkılıkta hazırlanan ve çimento enjekte edilen numunelerin 28 günlük gerilme deformasyon ilişkisi incelendiğinde kırılmanın genelde %1-%1,25 deformasyon aralığında olduğu buradan kırılmanın çimento miktarından ziyade pomzanın yapısının belirlediği görülmektedir.
- Enjeksiyon yapılmış bir pomza zeminin 28 günlük kür süresi göz önüne alındığında Dr %85 için C8 betona, Dr %35 için ise C12 betona eşdeğer bir mukavemet sağladığı görülmüştür. Pomza zemin içinde ince malzeme (silt, kil) olmaması ve granülometrik olarak betonda kullanılan kuma yakın olması bu basıncın sağlanmasında etkili olmuştur. Buradan pomza zeminlerin çimento enjeksiyonu ile çok yüksek bir mukavemete erişebileceği görülmektedir.
- Normal betonda maksimum gerilmeye karşılık olan birim kısalma beton dayanımından bağımsız olarak 0.002 mertebesindedir. Dr %35 için ise C12 betona eşdeğer gelen enjeksiyon yapılmış bir pomza zeminin 28 günlük kür süresi sonundaki deformasyon ise 0.0125 mertebesindedir.

KAYNAKLAR

Abdel-Baki, S., Raymond, G. P., Johnson, P., 1993. Improvement of Bearing Capacity of Footings by a single Layer of Reinforcement, Proc of Geosynthetics 93 Conf., Canada, pp. 407-416.

Açıkgöz, F., Öz, M., 1980. Nevşehir, Ürgüp, Kaymaklı Çevrelerinin Pomza Prospeksiyon Raporu, MTA, Ankara.

Aitcin, P., Ballivy, G., Parizeau, R., 1984. "The Use of Condensed Silica Fume in Grouts," Innovative Cement Grouting, American Concrete Institute, 1–18.

Akbulut, S. 1999. "Enjeksiyon ile Granüler Zeminlerin Geoteknik Özelliklerinin İyileştirilmesi", Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul

Akbulut, S., Sağlamer A., 2002. "Estimating The Groutability of Granular Soils: A New Approach", Tunnelling and Underground Space Technology. 17, 371-380,

Alawaji, H. A., 2001. "Settlement And Bearing Capacity of Geogrid – Reinforced Sand over Collapsible Soil" Geotextiles and Geomembranes, 19, 75–88.

ASTM D2434 - 68(2006) Standard Test Method for Permeability of Granular Soils (Constant Head)

Aydoğmuş, T., Yıldız, A., Arslan, T., Örnek, M. 2006. Yüzeysel Temeller Altında Geosentetik Donatı Etkisinin Nümerik Analizi, İkinci Ulusal Geosentetikler Konferansı, 16-17 Kasım 2006, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul. pp. 103-115.

Baguelin, F., et.al. 1974. "Self Boring Placement of Soil Characteristics Measurements" Proc. Conf. On Subsurface Exp. For Underground Exc. ASCE pp. 312-322.

Baguelin, F., Jezequel, J. F. & Shields, D. H. (1978). The Pressuremeter and Foundation Engineering, Aedermannsdorf, Trans Tech Publications,617.

Baguelin, F. & FRANK, R. & Jezequel, J.F., (1989),"Interpretations d'essais de chargement lateral d'un pieu isole", Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. & Found. Eng., Rio de Janeiro, Vol.2, pp.1117-1118

Balla, A., 1962. "Bearing Capacity of Foundations" Journal of Soil Mechanics and Foundations Division" ASCE, Vol. 89, No. SM5, pp. 13-34.

Başpınar, E., Gündüz, L. 2006. İnşaat Endüstrisinde Kullanılan Pomza Agregalarının Mineralojik ve Petrografik Özellikleri, 4. Ulusal Kırmataş Sempozyumu, 2-4 Aralık İstanbul.

Batum, İ. 1978. "Nevşehir güneybatısındaki Göllüdağ ve Acıgöl yöresi volkanitlerinin jeoloji ve petrografisi", 50-69. Yerbilimleri Dergisi Hacettepe Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü.

Bazaraa, A.R.S.S. 1967. Use of the standard penetration test for estimating settlements of shallow foundations on sand. Ph.D. thesis, University of Illinois, Urbana, Ill.

Boushehrian, J. H., Hataf, N. 2003. Experimental and numerical investigation of the bearing capacity of model circular and ring footings on reinforced sand. Geotextiles and Geomembranes, pp. 241-256.

Bowles, J. E., 1988. "Foundation Analysis and Design", Mc Graw-Hill Book Co. 4th edition.

BS 5930, 1999. British Standard, 1999. Code of Practice for Site Investigations, BSI & British Standard Committee, 3th Edition.

Bucher, F. 1980. Landslides caused by liquefaction of pumice gravel in Tukuyu District, Tanzania, 7th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Accra; Balkema; Rotterdam.

Cernica, J.N., 1995. Geotechnical Engineering: Soil Mechanics, John Wiley and Sons Inc., Kanada.

Chan, S. Y. 1990. Measurement of Dynamic Properties of Some Volcanic Ash Soils, M.E. Thesis, University of Aucland, New Zealand.

Chen, W.F. 1975. Limit Analysis and Soil Plasticity, Elsevier, New York.

Chen, Y., Nishiyama, T., Terada, M., Iwamoto, Y. 2000. "A Fluorescent Approach to The Identification of Grout Injected into Fissures and Pore Spaces", Engineering Geology, 56, 3111-3123.

Clarke, B.G. 1995. Pressuremeters In Geotechnical Design, Blackie Academic & Proffesional Chapman & Hall, UK, 1st Edition.

Consoli, N.C., Michele, D. T. Casagrande, Pedro, D. M. ve Antonio Thome 2003. Plate Load Test on Fiber-Reinforced Soil. J. Geotech. Geoenvr. Eng, 129, 951.

Coric, M.S., Khayat, K.H., Hamou A.T. 2003. "Performance Characteristics of Cement Grouts Made with Various Combinations of High-Range Water Reducer and Cellulose-Based Viscosity Modifier", Cement and Concrete Research, 33, 1999–2008.

Çiçek, E, Yetimoğlu, T ve Güler, E. 2008. Farklı Zemin Koşullarında Şerit Temellerin Taşıma Kapasitesi, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onikinci Ulusal Kongresi, Selçuk Üniversitesi, Konya, 16-17 Ekim, 2:551-560.

Çimen, Ö. 2005. Pomzanın Mühendislik Karakteristikleri ve Yüksek Plastisiteli Bir Kilin Stabilizasyonunda Kullanılması, Türkiye Pomza Sempozyumu ve Sergisi, 251-257, 15-17 Eylül, Isparta, Türkiye.

Çinicioğlu, F.Ö. 1993. İnce teneli zeminlerde kireç ve çimento katkının etkileri, Altıncı Ulusal Kil Sempozyumu, 385-409.

Das, B.M., Omar, M.T., 1994. "The Effects of Foundation Width on Model Tests for Bearing Capacity of Sand with Geogrid Reinforcement", Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 12, No. 2, pp. 133-141.

Das, B. M. 2006. Principles of Foundation Engineering 6th Edition.

Davraz, M. 2001. Pomzanın Endüstriyel Kullanım Alanları Doktora Semineri Isparta.

Decourt, L. 1990. The Standard Penetration Test: State-of-the-Art-Report, Norwegian Geotechnical Institute Publ., No. 179, Oslo.

Demiröz, A., Tan, Ö., Erkan, İ. H. 2008. Geogrid Donatılı Kumların Taşıma Gücünü Etkileyen Tasarım Faktörlerinin Optimizasyonu, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onikinci Ulusal Kongresi, Selçuk Üniversitesi, Konya, 16-17 Ekim, 2:789-798.

DeMerchant, M. R. Ve Valsangkar, A. J. 2002. Plate load tests on geogrid-reinforced expanded shale lightweight aggregate. Geotextiles and Geomembranes, Vol.20: 173-190.

Durgunoglu H. T., Kulaç, H. F., Oruç, K., Emrem Öge C., Eker, F. S. 2000. "A Case History of Jetgrouting Column Application in Turkey," 4th International Conference on Ground Improvement Geosystems, Helsinki, June 7-9, 2000

Ercan, T., Akbaşlı, A. ve diğ. 1991. Acıgöl (Nevşehir) Yöresindeki Senozoyik Yaşlı Volkanik Kayaçların Petrolojisi, MTA dergisi, pp. 31-44.

Ersoy, A., Atıcı, U. ve Yünsel, T. Y. 2005. Pomzanın Çimento Sanayinde Katkı Maddesi Olarak Kullanımı. Türkiye Pomza Sempozyumu ve Sergisi, 105-112, 15-17 Eylül, Isparta, Türkiye.

Esposito, L., Guadagno, F. M. 1998. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 57: 41-50.

Fisher R.V., Schmincke, H. U. 1984. Pyroclastic rocks. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg New York.

Fonseca, V., October 2001. “Load Tests on Residual Soil and Settlement Prediction on Shallow Foundation” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127, No10, 869-883.

Gallagher, P., M., Mitchell, J., K. 2002. “Influence of Colloidal Silica Grout on Liquefaction Potential and Cyclic Undrained Behavior of Loose Sand”, Soil Dynamics and Earthquake Enginnering, 22, 1017-1026.

Gambin, M., Rousseau, J. 1990. "The use of Pressurometers to Determine Soil Data for use in Design", ISSMFE 3rd Int Symp, on Pressurometers.

Giroud, J. P., Nioray, L. 1981. Geotextile-Reinforced Unpaved Road Design, ASCE Journal of the Geotechnical Engrg. Division, Vol. 107, No. GT9, pp. 1233-1254.

Guido, V. A., Biesiadecki, G. L., Sullivan, M. J. 1985. “Bearing Capacity of a Geotextile Reinforced Foundation”, Proceedings. 11 th. Int. Conference Soil Mech. and Foundation Eng., San Francisco, pp. 1777-1780.

Gündüz, L., Sarıışık, A., Tozaçan, B., Davraz, M., Uğur, İ. ve Çankıran, O., 1998. "Pomza Teknolofisi,Cilt I, s.288, Isparta.

Hansen, J. B. 1970. “A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity” Danish Geotechnical Institute, Bulletin 28, Copenhagen.

Hatanaka, M. and Uchida, A., 1996. “Emprical Correlation Between Penetration Resisitance and Internal Friction Angle of Sandy Soils”, Soils and Foundation, Vol. 36, No.4, pp 1-10.

Hind, K. 2008. Predicting axial performance of piles in pumiceous materials. Proc. 18th NZGS Geotechnical Symposium on Soil-Structure Interaction.

Hirao, K., Yasuhara, k., Takaoka, K., Nishimura, J., Tanabashi, Y. 1992. Laboratory Model Tests on the Application of Composite Fabrics to Soft Clay Ground, Proc of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Fukuoka – Japan, pp. 601-606.

Horvath, J. S. 2000. Coupled Site Characterization and Foundation Analysis Research Project: Rational Selection of φ for Drained Strength Bearing Capacity Analysis, Research Report No. CE/GE-00-1.

Hussin, J. D., Ali, S. 1987. "Soil Improvement at the Trident Submarine Facility," Proceedings, Soil Immovement-A Ten Year: Geotechnical Special Publication, 12, 215-231.

İncecik, M., Özocak, A. 1994. İnce Daneli Çimento Enjeksiyon Model Deneyleri, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Beşinci Ulusal Kongresi, O.D.T.Ü., Ankara, 20-21 Ekim, 2:486-497.

İncecik, M., Ceren, I. 1995. "Cement Grouting Model Tests", İstanbul Teknik Üniversitesi Bülteni, 2.

İnternet:Pomza nedir? Pomza ve Çevre. http://www.ponzablok.com.tr/indexa.htm(2005)

İyisan, R. 2003. İstanbul Teknik Üniversitesi Arazi deneyleri ile geoteknik tasarım ders notları.

Jamiolkowski, M. & Ladd, C.C. & Germanie, J.T. & Lancellotta, R., (1985), "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils", Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. & Found. Eng., San Francisco, Vol.1, pp.57-154

Kavak, A., Mutman, U. 2005. Düşük Basınçlı Çimento Enjeksiyonu ile Zemin İyileştirilmesi, Deprem Sempozyumu, 102-108, 23-25 Mart, Kocaeli, Türkiye.

Keskin, N., Çimen, Ö. 1997. Killi zeminlerin Mühendislik Özelliklerinin İyileştirilmesinde Pomza Kullanımının Araştırılması. I. Isparta Pomza Sempozyumu, 97-101, 26-28 Haziran, Isparta, Türkiye.

Khing, K. H., Das, B. M., Puri, V. K., Cook, E. E. and Yen, S. C. 1993. The bearing capacity of a strip foundation on geogrid – reinforced sand. Geotextiles and Geomembranes, 12, 351-361.

Koçu, N., Dereli, M. 2005. Yapılarda Pomzanın Isı Yalıtım Malzemesi Olarak Değerlendirilmesi. Türkiye Pomza Sempozyumu ve Sergisi, 95-103, 15-17 Eylül, Isparta, Türkiye.

Kovacs, W. D., and Salomone, L.A. 1982. SPT Hammer Energy Measurement JGED, ASCE, GT4, 599-620.

Krizek, R.J., Helal, M. 1992. "Anisotropic Behavior of Cement-Grouted Sand", Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, Geotechnical Engineering Division of ASCE, 30, 541-550.

Kulhawy, F. H., and Mayne, P. W., 1990. "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design", Electric Design", Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA.

Kumbasar, V., Kip, F. 1999. Zemin Mekaniği Problemleri , Çağlayan Kitabevi, 1999.

Laman, M., Yıldız, A. 2004. Donatılı Kum Zeminler Üzerine Oturan Dairesel Temellerin Analizi, Birinci Ulusal Geosentetikler Konferansı, 21-22 Ekim 2004, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul.

Laman, M., Keskin, M. S. 2004. Kumlu Zeminlere Oturan Kare Temeller Altında Düşey Gerilme Analizi, Türkiye Mühendislik Haberleri Sayı 431, 53-57.

Laman, M., Babacan, Ş. D. 2004. Donatılı Kum Zemin Üzerine Oturan Ring (Halka) Temellerin Analizi. Ç.Ü. Müh. Mim. Fak. Dergisi Cilt. 19, Sayı 2., pp. 281-289.

Laman, M., Yıldız, L., Keskin, M. S. ve Uncuoğlu, E. 2007. Donatılı Kum Şeve Oturan Şerit Temelin Deneysel Olarak İncelenmesi. İMO Teknik Dergi, 4197-4217, Yazı 277.

Larkin,T.J., Pranjoto, S., Wesley, L. D. Ve Pender, M. J. 1997. Engineering properties of a New Zealand Pumice Sand, in review, Geotechnique.

Liao, S. S. C., and Whitman, R. V. 1986. "Overburden Correction Factor for SPT in Sand", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol 112, No 3, pp.373-377.

Lowther, J., Gabr, M. A. 1997. "Permeability and Strength Characteristics of Urethane Grouted Sand", Grouting, Geotechnical Special Publication of ASCE, 66, 258-270.

Lundgren, H. and Mortensen, K. 1953. "Determination by the Theory of Plasticity on the Bearing Capacity of Continuous Footings on Sand" Proceedings, Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I, pp. 409-412.

Mandal, J. N., Sah, H. S. 1992. Bearing capacity tests on geogrid-reinforced clay, Geotextiles and Geomembranes, Volume 11, Issue 3, Pages 327-333.

Marks S., Larkin T.J. & Pender M.J. 1998. The dynamic properties of a pumiceous sand. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. 31 (2). 86-102.

Meyerhof, G. G. 1963. "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations" Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1, No. 1, pp. 16-26.

Mısır, G. 2008. Granüler Stabilize Dolgu ile İyileştirilen Yumuşak Kil Zeminlere Oturan Temellerin Analizi. Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yüksek Lisan Tezi.

Mitchell, J., K., Wentz, F.,J. 1991. “Performance of Improved Ground During the Loma Prieta Earthquake”, Earthquake Engineering Research Center, UCB/EERC-9 1/12, 93.

Moayed, R ve Naeini, S. A. 2006. Evaluation of modulus of subgrade reaction (Ks) in gravely soils based on SPT results. The Geological Society of London Paper Number 505.

Moroğlu, B., Şadoğlu, E. ve Uzuner B. A. 2006. Bir Model Şerit Temelinin Donatısız ve Donatılı Kumda Davranışları, İkinci Ulusal Geosentetikler Konferansı, 16-17 Kasım 2006, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul. pp. 39-46.

Nalçakan, M. S. 1996. Plaka Yükleme Deney Sonuçlarının Laboratuar ve Arazi Deneyleri ile Karşılaştırılması, Altıncı Ulusal Zemin Mek. Konferansı, İzmir.

Nawghare, S.M., Pathak, S., Gawande, S. H. 2010. Experımental Investıgatıons Of Bearıng Capacıty For Eccentrıcally Loaded Footıng International Journal of Engineering Science and Technology Vol. 2(10), 2010, 5257-5264.

Okada, W, Terzaghi, S., Cooper, J.Q., Patel, M.A. ve Adhikary, T.P. 2003. Sismic design of a highway in pumiceous land. 2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering, Aucland, New Zealand.

Ohta, Y., Goto, N. 1978. Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristics soil indexes. Earthq Eng Struct Dyn 6(2):167–187.

Ordemir, İ. 1984. Foundation Engineering, METU Publications.

Özbayoğlu, F., Gürel, A. 1997. Nevşehir Pomzalarının puzolanik Maddeler katkısı ile Yol Stabilizasyonunda Kullanılması, I. Isparta Pomza Sempozyumu, 26-28 Haziran, 113-118.

Özkan, Ş. G., Tuncer, G. 2001. Pomza Madenciliğine Genel Bir Bakış. 4. Endüstriyel Hammaddeler Sempozyumu, 200-207, 18-19 Ekim, İzmir, Türkiye.

Özgan, E., Gökdemir, A., Subaşı, S., Yıldız, K. 2007. Düşük Poroziteli Zeminlerde Microcem 900 H Çimento Enjeksiyonu Uygulaması, International Earthquake Symposium, 313-318, 22-26 October, Kocaeli, Turkey.

Padillar, E. 1995. The Effect of the Produced Vibrations by the Urban Train on the Fillings of Pumiceous Soils, Proceedings: Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dtnamics, St. Louis, Missouri, 733-736.

Parry, R. H. G. 1977. "A Direct Method of Estimating Settlement in Sand from SPT Values", Proc. Symp. Interaction of Structure and Foundation, Midlands SMFE Society,Brmingham, pp. 29-37.

Pasquare, G. 1968. Geology of the Cenozoic Volcanic Area of Central Anatolia. Atti Accad. Naz Lincei Mem., 9: 55-204.

Patra, C. R., Das, B. M., Shin, E. C. 2005. Ultimate Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Strip Foundations on Sand Reinforced with Geogrids, International Symposium on Tsunami Reconstruction with Geosynthetics. 8-9 December, Bangkok, pp. 335-344.

Patel, M. M., 1982. Influenceof Shapeof Footings on the Performance of the Reinforced Sand Bed, Proc of the Conference on Construction Practices and Instrumentation in Geotechnical Engrg, Surat, Vol. 1, pp. 265-269.

Peck, R. B., Hanson, W.E., Thornburn, T.H. 1973. Foundation Engineering. Second Edition. Chapter 5. Techniques of Subsurface Investigations. Page 114.

Pellegrino, A. 1966. Propetà fisico-meccaniche dei terreni vulcanici del Napoletano. AGI 7th Convention for Geotechnics, Cagliari, Italy 3 : 113–145.

Pender, M.J., Duske, G.C. ve Peploe, R. J. 1992. Cyclic Undrained Stiffnessof a Stiff Clay and a Volcanic Ash, Proceedings of the 6th Australia New Zealand Conference on Geomechanics, Christchurch, New Zealand.

Pender, M.J., Wesley, L.D., Larkin, T.J., Pranjoto, S. 2006. Geotechnical properties of a pumice sand. Soils And Foundations, Volume:46, Issue:1, Pages: 69-81.

Perret, S., Ballivy, G., Khayat, K., Mnif, T., 1997. "Injectability of Fine Sand with Cement-Based Grout", Grouting, Geotechnical Special Publication of ASCE, 66, 289-305,

Radoslaw, L., Michalowski, F. 2004. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 130, No. 4, pp. 381-390.

Reyhanoğlu, M. 1988. Pomza ve Kullanım Alanları, Ç.Ü. F.B.E., Yüksek Lisans Tezi, Adana.

Rigss, C. O. 1983. Reproducible SPT Hammer Impact Force with an Automatic Free Fall SPT Hammer System, ASTM, Vol 6 No 4, 201-209.

Rittmann, A. L. 1976. Volcanoes, Orbis Publishing, London.

Salley, J., R., Foreman, B., Baker, W., H., and Henry, J., F., 1987. "Compaction Grouting Test Program--Pinopolis West Dam", Proceedings. Soil Improvement--A Ten Year, Geotechnical Special Publication, 12, 245–269.

Saltan, M., Fındık, F. S. 2008. Stabilization of subbase layer materials with waste pumice in flexible pavement. Building and Environment 43, pp.415-421.

Sanglerat, G. 1982. The Penetrometer and Soil Exploration. Elsevier, 488p Amsterdam.

Shibata, T. 1970. Analysis of liquefaction of saturated sand during cyclic loading, disaster prevention. Res Insti Bull 13:563–570.

Schwarz, L.G., Krizek, R.J. 1992. "Effects of Mixing on Rheological Properties of Microfine Cement Grout", Grouting, Soil Improvements and Geosynthetics, Geotechnical Enginnering Division of ASCE, 30, 512-525.

Scott, A. J. 1981. Chi-squared tests for contingency tables with proportions estimated from survey data. In Current Topics in Survey sampling 247-266.

Seed, H. B. 1976. Bulletin of the Seismological Society of America; February v. 66; no. 1; p. 221-243

Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. P. ve Chung, R. M. 1984. The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations, Report No: UCB/EERC-84/15, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F. ve Chung, R. M. 1985. Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations, ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 111, 12, 1425-1445.

Shimizu, M. 2004. Shear strength of undisturbed samples of weathered pumice soils. Advances in Geotechnical Engineering: The Skempton Conference, pp. 618-629, London, United Kingdom.

Sivrikaya, O., Toğrol, E. 2003. İnce daneli zeminlerde SPT sonuçlarının düzeltilmesi üzerine bir çalışma. İTÜ dergisi Cilt 2 Sayı: 6, 59-67.

Skempton, A. W. 1986. Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Overconsolidation, Geotechnique, 36, 3, 425-447.

Snuparek, R., Soucek, K. 2000. “Laboratory Testing of Chemical Grouts”, Tunnelling and Underground Space Technology, 15, 175-185.

Soga, K., Au, S. K. A., Jafari, M. R., Bolton, M. D. 2004. “Laboratory Investigation of Multiple Grout Injections into Clay”, Geotechnique, 54, No. 2, 81–90.

Stroud, M. A. 1974. “The Standart Penetration Test in Insensitive Clays and Soft-Rocks”, Proc. Eur. Symposium Penetration Testing, Stockholm, Vol.2, 367-375.

Sykora DW, Stokoe KH-II 1983. Correlations of in situ measurements in sands of shear wave velocity, soil characteristics and site conditions. Geotechnical engineering report GR83-33, The University of Texas, Austin

Tan, Ö. 1996. Kumda Aktif ve Pasif Durumlar için Hareket Miktarlarının Model Deneylerle Araştırılması, Doktora Tezi, KTÜ, Fen Bilimleri Ens., Trabzon.

Tekin, E., Mollamahmutoğlu, M. 2010. Çok İnce Taneli Çimento (Rheocem 900) Enjeksiyonu İle Farklı Gradasyona Sahip Kumların Enjekte Edilebilirliği. Gazi Üniv. Müh. Mim. Fak. Der. Cilt 25, No 3, 533-539, 2010 Vol 25, No 3, 533-539.

Teng, W. 1962. Prentice-Hall, Civil engineering and engineering mechanics series, 466p.

Terzaghi, K. ve Peck, R. B. 1948. Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley, Newyork.

Terzaghi, K. ve Peck, R. B. 1967. Soil Mechanics in Engineering Practice, Wiley, New York, NY, p. 729.

Tokel, S.,» Ercan, T., Akbaşlı, A., Yıldırım, T., Fişekçi, A., Selvi, Y., Ölmez, M, ve Can. B,, 1988, Neogene tholeiitic province of Central Anatolia; implication for magma genesis and post-collision, liüıospheric dynamics: Metu Jour. Püre Appl. Seien., 21/1-3» 461-477.

Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. 1983. Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-Value and fines contents. Soils Found., JSSMFE 23, pp. 56–74.

Tokimatsu, K. 1988. Penetration Tests for Dynamic Problems, Proceedings of 1st International Symposium on Penetration Testing, 117-136, Rotterdam.

Toprak, V., Goncuoglu, C., 1993. Tectonic control on the development of Neogene - Quaternary Central Anatolian Volcanic Province, Turkey. Geol. J. 28, 357-369.

Tosca S. Z., and Evans, J. C. 1992. "The Effects of Fillers and Admixtures on Grout Performance," Grouting, Soil Improvement, and Geosynthetics, ASCE, 66, 337-349.

TS 3529, 1980. Beton agregalarının birim ağırlıklarının tayini

TS 3526, 1980. Beton Agregalarında Özgül Ağırlık Ve Su Emme Oranı Tayini

TS1900-2. İnşaat mühendisliğinde zemin laboratuvar deneyleri

TS10088 EN 932-3, 1997. Agregaların Genel Özellikleriiçin Deneyler Kısım-3: Basitleştirilmiş Petrografik Tanımlama İçin İşlem Ve Terminolojİ.

Toumbakaria, E.E., Gemert, D.V., Tassios, T.P., Tenoutasse, N. 1992. "Effect of Mixing Procedure on Injectability of Cementitious Grouts", Cement and Concrete Research, 29, 867-872.

Tunçdemir, F. 2004. Temel Zeminlerinin Enjeksiyon Tekniğiyle İyileştirilmesi, Türkiye Mühendislik Haberleri Sayı 430, 59-64.

Türkmen, S. 2003. " Treatment of The Seepage roblems at The Kalecik Dam (Turkey)", Engineering Geology, 68, 159–169.

Vesic, A. S. 1973. "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations" Journal of Soil Mechanics and Foundations" Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 99, No.SM1, pp. 45-73.

Vipulanandan, C., Shenoy, S. 1992. "Properties of Cement Grouts and Grouted Sands with Additives", Grouting, Soil Improvements and Geosynthetics, Geotechnical Enginnering Division of ASCE, 30, 500-511.

Wesley, L. 2001. Determination of Specific Gravity and Void Ratio of Pumice Materials. Geotechnical Testing Journal, Vol. 24, No. 4, pp. 418-422.

Whitam, A.G., Sparks R.S.J. 1986. Pumice Boll Vulcan 48: 209–223.

Wolf, T. F. 1989. “Pile Capacity Prediction Using Parameter Functions”, ASCE Geotechnical Special Pub., No 23, pp. 96-106.

Wroth, C. P. 1975. “In-sute Measurement of Initial Stresses and Deformation Characteristics”, 6th PSC, ASCE, Vol 2, pp.181-230.

Yetimoğlu, T. 1994. Geogrid Donatılı Kum Zemin Üzerine Oturan Temellerin Taşıma Kapasitesi, Doktora Tezi, İTÜ, Fen Bilimleri Enst. S.270, İstanbul.

Youd, T. L. and Idriss, I. M. 1997. Proceedings of the NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils, Salt Lake City, UT, National Center for Earthquake Engineering and Research Technical Report 97-0022, 276p.

Zhu F., Clark, J. I. and Philips, R., 2001. “Scale effect of Strip and Circular Footings Resting on Dense Sand” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, July.

ÖZGEÇMİŞ

KİŞİSEL BİLGİLER

Adı Soyadı : Ali Sinan SOĞANCI
Uyruğu : Türkiye Cumhuriyeti
Doğum Yeri ve Tarihi : Konya - 22.01.1979
Telefon : 0332-223 1986
Faks : 0332-241 0635
e-mail : alisoganci@selcuk.edu.tr

EĞİTİM

Derece		Adı, İlçe, İl	Bitirme Yılı
Lise	:	Gazi Lisesi	1997
Üniversite	:	S.Ü. Müh. Mim. Fak. İnşaat Müh. Bölümü	2001
Yüksek Lisans	:	S.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü	2004
Doktora	:	S.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü	2011

İŞ DENEYİMLERİ

Yıl	Kurum	Görevi
31.12.2001-Devam	S.Ü. Müh. Mim. Fakültesi	Arş. Gör.

YABANCI DİLLER: İngilizce

YAYINLAR

Uluslararası Makaleler

Yıldız, M., Soğancı A.S. Evaluation of geotechnical properties of the salt layers on The Lake Tuz "Scientific Research and Essays Vol. 5(18), pp. 2656-2663 18 September, 2010".

Uluslararası Tebliğler

Yıldız, M., Yıldız Özşahin, E., Soğancı A.S. "Deteriorations on Historical Buildings due To Capillarity; Aksaray Sultanhanı Caravansary Model (Turkey)" Water observation and Information Systems for Decision Support Ohrid Balwois International Conference . pp 726-730. 25-29 May 2010.