

T.C.
MUNZUR ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ



**TASARIM PARAMETRELERİ DEĞİŞKENLİĞİ İLE FARKLI HESAP
YÖNTEMLERİNİN TAŞIMA GÜCÜNE ETKİSİ**

Kevser KESER

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

DANIŞMAN
Dr. Öğr. Üyesi Özlem ERDEM

TUNCELİ-2023

T.C.
MUNZUR ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ

TASARIM PARAMETRELERİ DEĞİŞKENLİĞİ İLE FARKLI HESAP
YÖNTEMLERİNİN TAŞIMA GÜCÜNE ETKİSİ

Kevser KESER
(200150008)

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

DANIŞMAN
Dr. Öğr. Üyesi Özlem ERDEM

TUNCELİ-2023

T.C.
MUNZUR ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ

TASARIM PARAMETRELERİ DEĞİŞKENLİĞİ İLE FARKLI HESAP
YÖNTEMLERİNİN TAŞIMA GÜCÜNE ETKİSİ

Kevser KESER
YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

Bu tez 21/06/2023 tarihinde aşağıdaki jüri üyeleri tarafından **oybirliği** ile kabul edilmiştir.

Dr. Öğr. Üyesi Özlem ERDEM
(Munzur Üniversitesi)
DANIŞMAN

Dr. Öğr. Üyesi Hilal ARSLANOĞLU IŞIK
(Munzur Üniversitesi)
ÜYE

Doç. Dr. Ayşe Didem KILIÇ
(Fırat Üniversitesi)
ÜYE

Bu tez, Enstitümüz İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda hazırlanmıştır.

Enstitü Müdürü
Doç. Dr. Murat KORUNUR

NOT: Bu tezde kullanılan özgün ve başka kaynaktan yapılan bildirişlerin, çizelge, şekil ve fotoğrafların kaynak gösterilmeden kullanımı, 5846 sayılı “Fikir ve Sanat Eserleri Kanunu”ndaki hükümlere tabidir.

11/07/2023

ETİK İLKE VE KURALLARA UYGUNLUK BEYANNAMESİ

Bu tezin bana ait, özgün bir çalışma olduğunu; çalışmamın hazırlık, veri toplama, analiz ve bilgilerin sunumu olmak üzere tüm aşamalarında bilimsel etik ilke ve kurallara uygun davrandığımı; bu çalışma kapsamında elde edilen tüm veri ve bilgiler için kaynak gösterdiğimi ve bu kaynaklara kaynakçada yer verdiğimi ve hiçbir şekilde “intihal içermediğini” beyan ederim. Herhangi bir zamanda, çalışmamla ilgili yaptığım bu beyana aykırı bir durumun saptanması durumunda, ortaya çıkacak tüm ahlaki ve hukuki sonuçları kabul ettiğimi bildiririm.

Kevser KESER

Danışman

Dr. Öğr.Üyesi Özlem ERDEM

TEŞEKKÜR

Yüksek lisans öğrenim süresinde yanımda olan Danışmanım Dr. Öğr. Üyesi Özlem ERDEM' e çok teşekkür ederim. Tez sürecinde sabır ve özveriyle bana öğretici olan Hocam Dr. Arş. Gör. Abdullah İÇEN'e sonsuz teşekkürlerimi sunarım. Tez döneminde yardımlarını esirgemeyen Dr. Öğr.Üyesi Hilal ARSLANOĞLU IŞIK'a teşekkür ederim. Öğrenim boyunca her daim destekçim ve başarılarımın en büyük kaynağı olan aileme çok teşekkür ederim Özellikle yüksek lisans yapmama öncülük eden arkamda varlığını hep hissettiğim hayattaki başarılarımın en büyük destekçisi annem Gülsün KESER'e çok teşekkür ederim

Kevser KESER
TUNCELİ–2023

İÇİNDEKİLER

ETİK İLKE VE KURALLARA UYGUNLUK BEYANNAMESİ	I
TEŞEKKÜR.....	II
İÇİNDEKİLER.....	III
ŞEKİLLER LİSTESİ	V
TABLolar LİSTESİ	VI
SEMBOLLER LİSTESİ	VII
KISALTMALAR LİSTESİ	VIII
ÖZET	IX
ABSTRACT	X
1. GİRİŞ.....	1
1.1. Taşıma Gücü.....	2
1.1.2. Terzaghi'nin (1943) taşıma gücü kuramı	4
1.1.3. Meyerhof'un (1951) taşıma gücü kuramı	5
1.1.4. Brinch Hansen taşıma kapasitesi kuramı.....	7
1.1.5. Vesic taşıma gücü kuramı.....	8
1.1.6. Genel taşıma gücü formülü [TBDY-2018]:.....	15
1.1.7. Prakash ve Saran taşıma gücü kuramı	15
1.1.8. Bowles taşıma gücü kuramı.....	16
2. DRENAJSIZ KAYMA DAYANIMI HESABI	17
2.1. Drenajsız Kayma Dayanımı Hesabı Laboratuvar Deneyleri	19
2.1.1. Basit kesme deneyi	19
2.1.2. Serbest basınç deneyi.....	20
2.1.3. Üç eksenli basınç deneyi	21
2.1.4. Laboratuvar vane deneyi (LV)	24
2.1.5. Cep penetrometresi deneyi (PP)	25
2.2. Drenajsız Kayma Dayanımı Hesabı Arazi Deneyleri.....	26
2.2.1. Halka kesme deneyi.....	26
2.2.2. Veyn deneyi.....	28
2.2.3. Kesme kutusu deneyi.....	28
2.2.4. Arazi kanatlı kesme (veyn) deneyi (fvt)	29
2.2.5. Spt deneyi -drenajsız kayma dayanımı (<i>cu</i>).....	30
2.2.6. PMT – drenajsız kayma dayanımı (<i>cu</i>).....	32
3. SPT DENEYİ İLE TAŞIMA GÜCÜ HESABI	34
3.1. Deneyin Önemi.....	34
3.2. Deneyin Yapılışı	34
3.3. Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi	35
4. PRESİYOMETRE DENEYİ İLE TAŞIMA GÜCÜ HESABI	37
4.1. Deneyin Yapılış Amacı	37
4.2. Deneyin Yapılış Şekli.....	37
4.3. Deneyin Önemi.....	38
4.4. Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi	38
5. İNCELEME ALANI	40
5.1. İnceleme Alanının Tanıtılması	40
5.2. İnceleme Alanı Hakkında Bilgiler	43
5.3. İklim Bilgileri	43
5.4. Doğal Afet Tehlikeleri.....	43

6. TARTIşMA VE SONUÇLAR.....	45
7. KAYNAKLAR.....	64
ÖZGEÇMİř	



ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil 1.1. Göreli yoğunluğa ve hidrolik yarıçapa göre temelde göçme oluşumları	9
Şekil 1.2. Bowles emniyetli taşıma gücü q_e 'nin B ve SPT-N ile değişimi	18
Şekil 2.1. Basit kesme deney aleti b. deney aletine ait çizim	21
Şekil 2.2. Tek eksenli deney aleti	22
Şekil 2.3. Üçeksenli deney aleti	23
Şekil 2.4. Laboratuvar Vane deneyi test ekipmanı	25
Şekil 2.5. Cep penetrometresi deneyi ekipmanları	26
Şekil 2.6. Cep penetrometresi ile drenajsız kayma dayanımı bulunması	26
Şekil 2.7. Halka kesme deneyinde kullanılan numune ve kesme yüzeyi	26
Şekil 2.8. Halka kesme deney düzeneği	28
Şekil 2.9. Kesme kutusu deney düzeneği	29
Şekil 2.10. SPT N60-cu-PI ilişkisi	32
Şekil 2.11. SPT-N - c_u ilişkisi	32
Şekil 5.1. İnceleme Alanı Yer Bulduru Haritası	41
Şekil 5.2. Elazığ merkez imar planına esas etüt işi yerleşime uygunluk haritası ve çalışma alanının bu haritadaki konumu	42
Şekil 5.3. Türkiye Deprem Tehlike Haritası	44
Şekil 5.4. İnceleme alanı ve çevresine ait heyelan envanter haritası	44
Şekil 6.1. Yerel zemin sınıfı belirlenmesi	46
Şekil 6.2. De/B grafiği	53
Şekil 6.3. 82 Kuyunun N60 değerleri-Derinlik grafiği	62

TABLÖLAR LİSTESİ

Tablo 1.1. Meyerhof taşıma gücü değerleri	6
Tablo 1.2. Hansen teorisi temel şekil katsayıları	7
Tablo 1.3. Hansen teorisi temel derinlik katsayısı	7
Tablo 1.4. Hansen teorisi yük eğim katsayısı	8
Tablo 1.5. Hansen teorisi taşıma gücü katsayıları	8
Tablo 1.6. Brinch Hansen ve Vesic. N_c , N_q , N_γ taşıma kapasitesi katsayılar	9
Tablo 1.7. Vesic taşıma gücü kapasitesi değerleri	11
Tablo 1.8. Vesic taşıma gücü değerleri	12
Tablo 1.9. Sığ temeller için Vesic şekil faktörleri	13
Tablo 1.10. Yük eğikliği faktörleri	14
Tablo 1.11. Bowles F_1 , F_2 , F_3 ve F_4 taşıma gücü değerleri	17
Tablo 2.1. SPT-N-cu ilişkisi	30
Tablo 2.2. Tek eksenli deney aleti	31
Tablo 6.1. İlk 2 kuyunun darbe vuruş sayıları	48
Tablo 6.2. 3 ve 4. kuyunun darbe vuruş sayıları	49
Tablo 6.3. 5 ve 6. kuyunun darbe vuruş sayıları	49
Tablo 6.4. SPT düzeltme katsayıları	50
Tablo 6.5. SK-1 Düzeltilmiş SPT vuruş sayıları	51
Tablo 6.6. Presiyometre net eşdeğer limit basınçları	53
Tablo 6.7. Laboratuvar deney sonuçlarına göre cu verileri	54
Tablo 6.8. Terzaghi ampirik Spt N_{60} ortalama hesaplamaları	56
Tablo 6.9. Terzaghi ampirik Spt N_{60} ortalama hesaplamaları	56
Tablo 6.10. Terzaghi ampirik Spt N_{60} $\mu - 1,28\sigma$ hesaplamaları	57
Tablo 6.11. Presiyometre deneyi ortalama Cu hesaplamaları	58
Tablo 6.12. Presiyometre deneyi $\mu + 1,28\sigma$ Cu hesaplamaları	59
Tablo 6.13. Presiyometre deneyi $\mu - 1,28\sigma$ cu hesaplamaları	59
Tablo 6.14. Ampirik Terzaghi Spt taşıma gücü hesabı kıyaslaması	60
Tablo 6.15. Ampirik Terzaghi yöntemleri taşıma gücü hesabı kıyaslaması	60
Tablo 6.16. Terzaghi yöntemi arazi ve laboratuvar deneyi taşıma gücü karşılaştırması	60
Tablo 6.17. Spt ve presiyometre hesap yöntemleri karşılaştırılması	61
Tablo 6.18. Ampirik yöntemlerle hesaplanan taşıma gücü sonuç karşılaştırılması	61
Tablo 6.19. Ampirik yöntemler ve laboratuvar sonucunun karşılaştırılması	63

SEMBOLLER LİSTESİ

q_k	:Temel taşıma kapasitesi karakteristik dayanımı [kN/m ²]
D	:Temel derinliği [m]
C	:Temel zemininin kohezyon direnci [kPa]
γ_1	:Temel taban seviyesindeki zeminin birim hacim ağırlığı
γ_2	:Temel taban seviyesi altındaki zeminin birim hacim ağırlığı
N_c, N_q, N_γ	:Temel tabanı altındaki zeminin makaslama dayanımı bakımından bağlı taşıma kapasitesi katsayıları [birimsiz]
K_1, K_2	:Temel şekil faktörleri/katsayıları [birimsiz]
s	:Temel şekil katsayısı
d	:Temel derinlik katsayısı
i	:Yük eğim katsayısı
B	:Temel genişliği [m]
s_c, s_q, s_γ	:Şekil faktörleri/ [birimsiz]
i_c, i_q, i_γ	:Yük eğiklik faktörleri [birimsiz]
d_c, d_q, d_γ	:Derinlik faktörleri [birimsiz]
b_c, b_q, b_γ	:Temel taban eğimi faktörleri [birimsiz]
g_c, g_q, g_γ	:Temel zemini yüzey eğimi faktörleri
A	:Temel taban eğimi
ϕ	:Temel altı zeminin efektif içsel sürtünme açısıdır [°]
H	:Temel tabanına gelen yatay yük [kPa]
V	:Temel tabanına gelen düşey yük [kPa]
A'	:Etkili temas alanı (Efektif temel alanı=B x L) [m ²]
m	:Temel yük eğim katsayısı [birimsiz]
q'_e	:25mm'den büyük oturma miktarları için düzeltilmiş katsayı
ΔH_j	:Gerçek oturma değeri
ΔH_0	:25 mm oturma değeri
D_w	:Yeraltı suyu seviyesinin zemin yüzeyinden derinliği,
$(N_1)_{55}$	:Temel seviyesinden 0.5B yukarısı ve 2B aşağısı aralığındaki zeminin $(N_1)_{55}$ değerlerinin ağırlıklı ortalaması,
c_w	:Yeraltı suyu düzeltmesi faktörü
kp	:Taşıma gücü faktörü
$PLNe$	:Temelin altındaki gerilme aralığındaki eşdeğer nihai basınç
n	:± 1.5B zonu içerisindeki P_{LN} gözlem sayısı
P_{LNi}	:Temel seviyesinden ± 1.5B derinliği aralığındaki net limit

KISALTMALAR LİSTESİ

<i>G</i>	:Kayma deformasyon modülü
<i>E_u</i>	:Kilin drenajsız deformasyon modülü
<i>v</i>	:Poisson oranı
SPT	:Standart Penetrasyon Deneyi
Cu	:Kohezyonsuz kayma dayanımı
UU	:Konsolidasyonsuz drenajsız üç eksenli basınç deneyi
CU	:Konsolidasyonlu drenajsız üç eksenli basınç deneyi
CD	:Konsolidasyonlu drenajlı üç eksenli basınç deneyi
PP	:Cep penetrometresi deneyi
LV	:Laboratuvar vane deneyi
cu	:Drenajsız kayma dayanımı
fvt	: Arazi kanatlı kesme (veyn) deneyi

ÖZET

Geoteknik mühendisliğinin temel amacı, yapıların inşasında katmanların fiziksel ve mekanik olarak incelenmesidir. Bu nedenle yapılara temel atılırken farklı yöntemlerle zemin analizleri yapılmaktadır. Zeminin taşıma gücünün belirlenmesi, zemine uygulanacak yükün doğru bir şekilde hesaplanması sonucunda ulaşılmaktadır. Zeminde oluşabilecek gerilmeler, güvenlik sınırı içerisinde olması büyük önem arz etmektedir. Zeminin güvenlik sınırları içerisinde taşıyabileceği yükün hesaplanması işi bu nedenle çok önemlidir. Zeminin taşıma kapasitesi sadece üzerine inşa edilen yapıların yükünü taşımak için tasarlanmamıştır. Toprağın rolü, toprağa sonradan eklenen ek yapıların yüküne dayanması toprağın taşıma gücünü etkilemektedir. Tahmin edilebileceği gibi, özellikle yüksek binaların zemin katlarında ve/veya bodrum katlarında kolon ve kiriş sayılarının azaltılması gibi uygulanamayan önlemlerin sonuçlarının oldukça zor olması beklenmektedir.

Bir bina temelinin taşıma gücü kavramını incelerken iki önemli parametre dikkate alınmalıdır. Bunlardan ilki yük kapasitesi limiti, ikincisi ise izin verilen yerleşim miktarıdır. Yapının inşası sırasında yüklenen toprak ortamında sıkışma (oturma) meydana gelir. Oturmaların tamamlanma süresi ve toplam sayısı, katman kategorilerine ve yük tipine bağlıdır. Temel, üst yapı yüklerini taşıyıcı zemin tabakalarına ilettikten sonra zeminde fazla gerilmeye sebep olmamalıdır. Bu nedenle güvenli temel tasarımında uygun güvenlik sayısı uygulanmalıdır.

Geoteknik Mühendisliğinde, farklı üst yapı yüklerini emniyetli şekilde zemine ileten temellerin tasarımı çok önem arz etmektedir. Bu durumun gerçekleştirilebilir olması için, zemin özelliklerinin derinlemesine araştırılması gerekmektedir. Bu çalışmada taşıma gücü, farklı taşıma gücü yöntemleri ile tasarım parametrelerindeki ve zemindeki arazi çalışması sırasında oluşan belirsizlikler hesaba katılarak incelenecektir. TBDY-2018'de tasarım taşıma gücünün belirlenmesi için önerilen Temel Taşıma Gücü Dayanım katsayısı değeri uygulanmaktadır. Eurocode 8 de, bu katsayıya ilave olarak tasarım parametrelerinde de belirlenen katsayılar ile azaltma yapılmaktadır. Bu çalışmada, TBDY-2018'de önerilen katsayının uygunluğu ve ilave bir azaltmanın gerekli olup olmadığı araştırılacaktır.

Anahtar Kelimeler: Taşıma gücü, zemin, emniyet, katsayı, taşıma gücü yöntemleri

ABSTRACT

The Effect Of Different Accounting Methods On The Carrying Power With The Variation Of Design Parameters

The main goal of geotechnical engineering is the physical and mechanical study of layers in the construction of structures. For this reason, soil analyzes are carried out with different methods while laying the foundation of the structures. The most important of these analyzes are those related to the concept of carrying capacity. The determination of the bearing power of the ground is reached as a result of the correct calculation of the load to be applied to the ground. The stresses that may occur on the ground are of great importance that it is within the safety limit. The task of calculating the load that the floor can carry within the safety limits is therefore very important. The bearing capacity of the floor is designed not only to bear the load of the structures built on it. The role of the soil, its reliance on the load of additional structures added to the soil afterwards affects the bearing power of the soil. As can be expected, the results of non-feasible measures, such as reducing the number of columns and beams, especially on the ground floors and basements of high-rise buildings, are expected to be quite difficult.

When studying the concept of bearing power of a building foundation, two important parameters should be taken into account. The first is the load capacity limit, and the second is the allowable amount of settlement. During the construction of the structure, compaction (sitting) occurs in the loaded soil environment. The time to complete and the total number of sittings depends on the tier categories and the type of load. The foundation must not cause excessive stress on the ground when transferring superstructure loads to the bearing ground layers. For this reason, an appropriate number of safety must be applied in the design of the safe foundation.

In Geotechnical Engineering, the design of foundations that safely transfer various superstructure loads to the ground is extremely important. In order to achieve this, it is necessary to conduct an in-depth examination of the soil characteristics. In this study, the bearing power will be examined by taking into account the uncertainties in the design parameters and during the field work on the ground with different conveying power methods. In TBDY-2018, the recommended Basic Bearing Power Strength coefficient value is applied to determine the design bearing power. In Eurocode 8, in addition to this coefficient, a reduction is made with the coefficients determined in the design parameters. In this study, the appropriateness of the coefficient proposed in TBDY-2018 and whether an additional reduction is required will be investigated.

Keywords: Bearing capacity, soil, safety, coefficient, bearing power methods

1.GİRİŞ

Zeminin taşıma gücünün belirlenmesi, zemine uygulanacak yükün doğru bir şekilde hesaplanması sonucunda ulaşılmaktadır. Zeminde oluşabilecek gerilmeler, güvenlik sınırı içerisinde olması büyük önem arz etmektedir. Zeminin güvenlik sınırları içerisinde taşıyabileceği yükün hesaplanması işi bu nedenle büyük önem arz etmektedir. Zeminin taşıma gücü, üzerine yapılmış olan yapıların yükünü kaldırabilmek için sadece amaçlanmış değildir. Zemine sonradan eklenebilecek ek yapıların da yükünü kaldırabilmek zeminin temel görevlerindendir. Zeminin taşıma gücü hesaplanırken mümkün olduğu kadar ek yapıların da sonradan eklenebileceği düşünülmelidir.

İdeal zemin denildiğinde, beklenen tüm mühendislik özelliklerine sahip olan, mühendislik açısından sağlam ve güçlü kolay kolay deforme olmayan, üzerine yapılabilecek tüm mühendislik yapılarını rahatlıkla taşıyabilecek olan bir zemin akla gelmektedir. Bunun yanında zemin deprem, sel, toprak kayması gibi doğal afetlerde de ayakta durmalıdır. Bu kadar teknik özelliği bünyesinde barındıran bir zemini bulabilmek zordur (Tonyalı, 2011).

Şimdi ki zamanda yapım teknikleri ve yapısal analiz yöntemlerindeki gelişmelere ait olarak büyük yapılar inşa edilmeye başlanılmıştır. Bu inşaların proje katmanındaki analizlerinin daha realist ve tam yapılabilmesi için, yapım katmanındaki şartları iyi belirlenmeli ve modellemeler buna bağlı yapılmalıdır. Yapısal modelleme yaparken yapının elde edeceği yükler, bulunduğu konumun deprem koşulları, yapının kullanım maksadı gibi özelliklerine önem verilmelidir. Bu şartların en önemlilerinden birisi yerel zemin şartları içerisinde zeminlerin aldığı yükler altındaki gösterdiği tutumudur. Yerel zemin şartlarının ve yapı zemin etkileşiminin iyi gösterilmesi ve analizlerin uygun şekilde yapılabilmesi için zeminin, fiziksel ve mekanik niteliklerinin iyi gösterilmesi gerekmektedir. Bu niteliklerin gösterilmesi için arazi ve laboratuvarlarda birçok deney yapılmaktadır (İspiroğlu, 2016).

Bu çalışmada taşıma gücü, farklı taşıma gücü yöntemleri ile tasarım parametrelerindeki ve zemindeki arazi çalışması sırasında oluşan belirsizlikler hesaba katılarak incelenecektir. TBDY-2018'de tasarım taşıma gücünün belirlenmesi için önerilen Temel Taşıma Gücü Dayanım katsayısı değeri uygulanmaktadır. Eurocode 8 de, bu katsayıya ilave olarak tasarım parametrelerinde de belirlenen katsayılar ile azaltma

yapılmaktadır. Bu çalışmada, TBDY-2018’de önerilen katsayının uygunluğu ve ilave bir azaltmanın gerekli olup olmadığı araştırılmıştır.

1.1.Taşıma Gücü

Geoteknik mühendisliğinin temel amacı, yapıların inşasında katmanların fiziksel ve mekanik olarak incelenmesidir. Bu nedenle yapılara temel atılırken farklı yöntemlerle zemin analizleri yapılmaktadır (Hothot, 2021). Bu analizlerin en önemlileri taşıma kapasitesi kavramı ile ilgili olanlardır (Ardıç, 2006). Sığ ve derin temellerin taşıma gücü, çökmeye yatkınlığı ve güvenli ve maksimum sınır değerlerinin belirlenmesi zemin dayanımı yani taşıma kapasitesine bağlıdır (Dinç, 2017).

Geoteknik mühendisliğinde zemin davranışını temsil eden teoriler 20. yüzyılda çeşitlendirilmeye başlanmış ve şimdiki zamanda teorik zemin mekaniği ve temel mühendislik yeterli seviyeye erişmiştir. Zemin tepkisini modellemeye yönelik sayısal yöntemler, en karmaşık bina geometrileri ve zemin koşulları için yapı ve zemin arasındaki ilişkiyi analiz edebilecek düzeydedir. Hem teorik yaklaşımların hem de sayısal yöntemlerin uygulanmasındaki en önem arz eden adım, zeminin doğru modellenip algılanılması yani zemin davranışını belirtecek geoteknik göstergelerin gerçekçi olarak belirlenebilmesidir (Erol ve Çekinmez, 2014).

1.1.1. Taşıma gücü önemi

Bir bina sistemi genellikle iki bölümde tanımlanır. Üst bölüm üst yapı olarak ifade edilir. Zemin ile üst yapı arasındaki ilişkili bulunduğu konumda temel olarak adlandırılır. İnşaat sistemi üst yapı, temel sistemi ve zemin bileşenlerinden mevcut olmaktadır. Temel, zemin ile direkt ilişki içinde olan ve üst yapının yüklerini zemin sistemine taşıyan yapının orta kısmıdır. Diğer bir deyişle temel sistemi, yapısal kuvvetleri ve yük dağılımını aktararak, o yükü taşıyan zemine dayanmasını sağlayan bir sistemi gösterir. Bu işlevi ile hem yapı sisteminden hemde zeminden etkilenmektedir (Çinicioğlu, 2005).

Zeminin taşıma kapasitesi sadece üzerine inşa edilen yapıların yükünü taşımak için tasarlanmamıştır. Toprağın rolü, toprağa sonradan eklenen ek yapıların yüküne dayanması toprağın taşıma gücünü etkilemektedir. Tahmin edilebileceği gibi, özellikle yüksek binaların zemin katlarında ve/veya bodrum katlarında kolon ve kiriş sayılarının azaltılması gibi uygulanamayan önlemlerin sonuçlarının oldukça zor olması beklenmektedir. Zeminin

taşıma gücü hesaplanırken, gerekirse sonradan ilave yapıların eklenebileceği dikkate alınmalıdır. Aksi takdirde beklenmedik maddi ve manevi kayıplar yaşanabilmektedir (Şengöz, 2021).

Bir bina temelinin taşıma gücü kavramını incelerken iki önemli parametre dikkate alınmalıdır. Bunlardan ilki yük kapasitesi limiti, ikincisi ise izin verilen yerleşim miktarıdır. Yapının inşası sırasında yüklenen toprak ortamında sıkışma (oturma) meydana gelir. Oturmaların tamamlanma süresi ve toplam sayısı, katman kategorilerine ve yük tipine bağlıdır (Al-Taie ve ark., 2016). Müsaade edilebilir oturma kavramı, yapım amacına göre yapının işlevine zarar vermeyecek (hasarsız ve çatlaksız) şekilde oluşmasına izin verilen sınır oturma değerleridir (Gülşen, 2013).

Temel, üst yapı yüklerini taşıyıcı zemin tabakalarına devrederken zeminde fazla gerilmeye neden olmamalıdır. Bu nedenle emniyetli temel tasarımında elverişli bir güvenlik adeti uygulanmalıdır (Çinicioğlu, 2005).

Zeminin taşıma kapasitesinin belirlenmesi için en çok kullanılan yöntemlerden biri, laboratuvar verilerinden alınan zemin dayanım göstergelerini kullanan klasik yöntemlerden biridir. Birden çok araştırmacı tarafından ileriye taşınan taşıma kapasitesi hesaplama metodları, Prandtl'in (1920) ağırlıksız metalin yapışma ve iç sürtünme özellikleri üzerine yaptığı araştırmaya dayanmaktadır (McCarthy, 2007). Ancak her durumda laboratuvar mukavemet testleri için örselenmemiş numuneler elde etmek mümkün değildir. Bu nedenle, zemin mukavemet göstergelerini yerinde belirlemek için kullanılabilecek arazi testleri geliştirilmiştir. Bu yöntemlerin temel prensibi, toprağın içine sürülen veya itilen sondalara karşı toprağın direncini belirlemektir (Uzuner, 2000). Kazanılan bu öz direnç nitelikleri kullanılarak zeminin taşıma gücünü belirlemek için farklı korelasyonlar geliştirilmiştir. Üst tarafta değinildiği gibi, son dönemlerde taşıma gücünü belirlemek için jeofizik araştırmalar yapılmıştır. Bilhassa, sismik testlerden kazanılan kayma ve basınç dalgası hızları kullanılarak taşıma gücü analizleri yapılmaktadır (Tonyalı, 2011).

Temellerin statik ve dinamik yükleri üst yapıdan zemine emniyetli bir biçimde iletmesi önemlidir. Bu sebeple temellerin birbirinden ayrılması, yeterli göçme direncine (oturma şartı) sahip olması ve olası toplam oturmaların ve çeşitli oturmaların kabul edilebilir sınırlar (yaşam koşulları) içinde kalması gerekir (Helvacıoğlu, 2015). Özellikle taşıma kapasitesinin karşılanamaması temelin çökmesine ve bunun neticesinde üst yapının kısmen veya bütünü çökmesine neden olacaktır (Ouagni ve ark., 2021). Temellerin taşıma gücü, zeminin birim ağırlığına, su seviyesinin yüksekliğine ve hidrolik koşullara

bağlı olduğu gibi, kayma mukavemeti parametrelerine ve zeminin cinsi, derinliği, eğimi gibi geometrik özelliklerine de bağlıdır. Şekil ve boyutlar yapı temeli güvenilir ve ekonomik bir temel tipi seçerken, toprak altı tabakasının kalınlığını ve bu tabakaların toprak yeteneklerinin derinliğini bilmek mühimdir. Şimdiki zamanda toprağın fiziksel ve mekanik yetenekleri arazi test şekilleri, laboratuvar test şekilleri ve jeofizik şekilleri belirlenmektedir (Tonyalı, 2011).

1.1.2. Terzaghi'nin (1943) taşıma gücü kuramı

Terzaghi (1943), genel zemin durumunu ($c-\phi$ zemini) için nihai taşıma kapasitesi q_u 'yu belirlemek için bazı varsayımlarda bulunmuştur.

Bu kabuller;

1. Problem iki boyutludur.
2. Zemin homojen, yarı-sonsuz ve izotropiktir.
3. Temel tabanı pürüzlüdür.
4. Genel makaslama yenilmesi durumu söz konusudur.
5. Zemin yüzeyi yataydır.
6. Uygulanan yük basınç kuvvetidir ve temelin ağırlık merkezine düşey doğrultuda etmektedir. Eksantrisite olmadığından dolayı moment kuvveti söz konusu değildir.
7. Temel zemine kıyasla daha rijittir. Bu durum deformasyonların temelde değil, zeminde oluşacağını gösterir.
8. Yer altı su seviyesi temel tabanından oldukça derinde bulunmaktadır.
9. Temel taban seviyesi üzerinde yer alan zemin ağırlığı, temel tabanı seviyesinde etkiyen eşdeğer bir sürşarj yükü olarak önem arz eder.

Terzaghi denklemleri yatay temeller ve düz topografyalar da kabul edilmektedir. Bu sebeple, Terzaghi denklemleri anlık ve eğilme gerilmelerine zorunda olan temeller için kullanılamaz. Terzaghi'nin taşıma denklemleri, yük yana yattığında taşıma kapasitesindeki düşüşü hesaba katmaz (Çelebi, 2019).

Terzaghi taşıma gücü formülüne göre;

$$q_k = c \cdot N_c \cdot K_1 + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot K_2 \quad (1.1)$$

Terzaghi'n taşıma gücü denklemi 3 bölümden oluşmaktadır. İlk bölüm, kohezyonun temelin taşıma gücü üzerindeki etkisini açıklamaktadır; ikinci bölüm ek temel yükünün taşıma kapasitesine etkisini ($q=\gamma.D_f$ zemin düzeyindeki sürsarj yük) ve son olan bölüm ise zemin kütlesinin taşıma kapasitesine etkisini göstermektedir.

q_k : Temel taşıma kapasitesi karakteristik dayanımı [kN/m^2]

B: Temel genişliği veya daire temel çapı [m]

D : Temel derinliği [m]

c : Temel zemininin kohezyon direnci [kPa]

γ_1 : Temel taban seviyesindeki zeminin birim hacim ağırlığı [kN/m^3]

γ_2 : Temel taban seviyesi altındaki zeminin birim hacim ağırlığı [kN/m^3]

N_c, N_q, N_γ : Temel tabanı altındaki zeminin makaslama dayanımı bakımından bağlı taşıma kapasitesi katsayıları [birimsiz]

K_1, K_2 : Temel şekil faktörleri/katsayıları [birimsiz]

1.1.3. Meyerhof'un (1951) taşıma gücü kuramı

Meyerhof 1951'de belirlediği kuramında; Terzaghi'nin teorisinin oldukça farklılıklar göstermektedir. Meyerhof zemini abc; elastik zon, bcd; radyal kayma zonu, bde; karışım kayma zonu, olarak alanlara ayrılmıştır. Taşıma kapasitesi faktörlerini de böylece yeniden hesap edilmiştir (Arda, 2011).

$$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi \quad (1.2)$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right) e^{\pi \tan \Phi} \quad (1.3)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\Phi) \quad (1.4)$$

En önemli olarak Mayerhof nihai taşıma kapasitesi hesabında şekil, derinlik ve eğim parametrelerini ilave etmiştir.

Şekil faktörleri

$$S_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \tan^2 \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right) \quad (1.5)$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 \frac{B}{L} \tan^2 \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right) \quad \Phi > 10 \text{ için} \quad (1.6)$$

$$S_q = S_\gamma = 1 \quad \Phi = 0 \text{ için} \quad (1.7)$$

Derinlik faktörleri

$$d_c = 1 + 0.2 \frac{D_f}{L} \tan(45 + \frac{\Phi}{2}) \quad (1.8)$$

$$\Phi \geq 10 \text{ için } d_q = d_\gamma = 1 + \frac{D_f}{L} \tan(45 + \frac{\Phi}{2}) \quad (1.9)$$

$$\Phi = 0 \text{ için } d_q = d_\gamma = 1 \quad (1.10)$$

Eğim faktörleri

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90}\right)^2 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\beta}{\phi'}\right)^2 \quad (1.11)$$

Meyerhof nihai taşıma gücü formülünü aşağıdaki gibi oluşturmuştur.

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \quad (1.12)$$

Meyerhof hesapladığı taşıma gücü faktörlerini ϕ açısına uygun olarak yeniden hesaplanır (Tablo 1.1.).

Tablo 1.1. Meyerhof taşıma gücü değerleri (Arda, 2011)

Φ	N_c	N_q	N_γ	Φ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1	0	26	22.25	11.85	8
1	5.38	1.09	0.002	27	23.94	13.2	9.46
2	5.63	1.2	0.01	28	25.8	14.72	11.19
3	5.9	1.31	0.02	29	27.86	16.44	13.24
4	6.19	1.43	0.04	30	30.14	18.4	15.67
5	6.49	1.57	0.07	31	32.67	20.63	18.56
6	6.81	1.72	0.11	32	35.49	23.18	22.02
7	7.16	1.88	0.15	33	38.64	26.09	26.17
8	7.53	2.06	0.21	34	42.16	29.44	31.15
9	7.92	2.25	0.28	35	46.16	33.3	37.15
10	8.35	2.47	0.37	36	50.59	37.75	44.43
11	8.8	2.71	0.47	37	55.63	42.92	53.27
12	9.28	2.97	0.6	38	61.35	48.93	64.07
13	9.81	3.26	0.74	39	67.87	55.96	77.33
14	10.37	3.59	0.92	40	75.31	64.2	93.69
15	10.98	3.94	1.13	41	83.86	73.9	113.99
16	11.63	4.34	1.38	42	93.71	85.38	139.32

1.1.4. Brinch Hansen taşıma kapasitesi kuramı

Brinch Hansen (1961) tarafından geliştirilen kuramda, kapsamlı taşıma kapasitesi olduğuyla aşına olduğumuz alttaki denklemi oluşturmuştur. Bu ilişki, Meyerhof'un taşıma kapasitesi ilişkisine paralel büyük benzerlikler bulundurmaktadır. N_c ve N_q katsayıları Meyerhof kuramının yeraltı yüzeyleriyle aynıdır, ancak N_γ katsayısı 35° kadar karşılıklı olarak yakın değerler göstermektedir. Bu bakımdan daha büyük verilerde bu parametre değerleri ortasında büyük farklılıkları doğurmaktadır (Tütüncü, 2019).

$$q_{sınır} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma D_f N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \quad (1.13)$$

S: temel şekil katsayısı

d: temel derinlik katsayısı

i: yük eğim katsayısı

N_c, N_q, N_γ : Hansen'in taşıma gücü katsayıları

Hansen teorisi ile aşağıda temel şekil, temel derinlik, yük eğim, taşıma gücü katsayıları aşağıda tablolarda verilmiştir (Tablo 1.2. Tablo 1.3. Tablo 1.4. Tablo 1.5.).

Tablo 1.2. Hansen teorisi temel şekil katsayıları (Tütüncü, 2019)

Temel Şekli	S_c	S_q	S
Şerit	1.0	1.0	1.0
Dikdörtgen	$1+0.2B/L$	$1+0.2B/L$	$1-0.4B/L$
Kare	1.3	1.2	0.8
Daire	1.3	1.2	0.6

Tablo 1.3. Hansen teorisi temel derinlik katsayıları (Tütüncü, 2019)

d_c	d_q	d
$1+0.35D_f/B$	$1+0.35D_f/B$	1.0
$\Phi=0 \Rightarrow d_q=d_c$		
$\Phi>0 \Rightarrow d_q=10$		

Tablo 1.4. Hansen teorisi yük eğim katsayıları (Tütüncü, 2019)

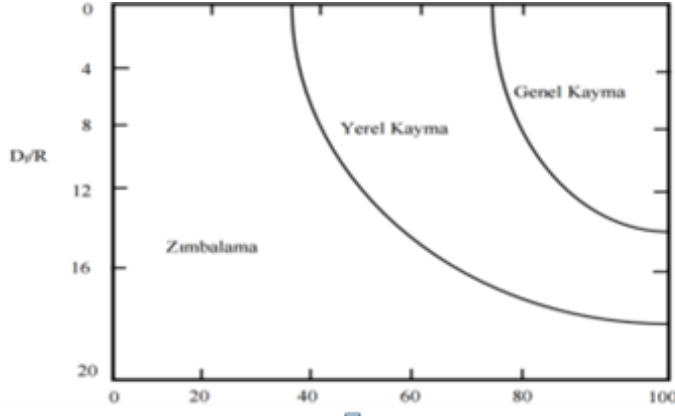
i_c	i_q	i
$1-H/(2cBL)$	$1-0.5H/V$	i_q^2
Limit: $H \leq \tan cBL$		
H: Toplam yükün yatay bileşeni		
V: Toplam yükün düşey bileşeni		

Tablo 1.5. Hansen teorisi taşıma gücü katsayıları (Tütüncü, 2019)

Φ	N_c	N_q	N_γ	Φ	N_c	N_q	N_γ	Φ	N_c	N_q	N_γ
0	5.142	1	0	14	10.37	3.586	1.289	28	25.803	14.72	14.59
1	5.379	1.094	0.003	15	10.977	3.941	1.576	29	27.86	16.443	17.121
2	5.632	1.197	0.014	16	11.631	4.335	1.913	30	30.14	18.401	20.093
3	5.9	1.309	0.032	17	12.338	4.772	2.307	31	32.671	20.631	23.591
4	6.185	1.433	0.06	18	13.104	5.258	2.767	32	35.49	23.177	27.715
5	6.489	1.568	0.099	19	13.934	5.798	3.304	33	38.638	26.092	32.59
6	6.813	1.716	0.151	20	14.835	6.399	3.93	34	42.164	29.44	38.366
7	7.158	1.879	0.216	21	15.815	7.071	4.661	35	46.124	33.296	45.228
8	7.527	2.058	0.297	22	16.833	7.821	5.512	36	50.586	37.753	53.404
9	7.922	2.255	0.397	23	18.049	8.661	6.504	37	55.63	42.92	63.178
10	8.345	2.471	0.519	24	19.324	9.603	7.661	38	61.352	48.933	74.899
11	8.798	2.71	0.665	25	20.721	10.662	9.011	39	67.867	55.957	89.007
12	9.285	2.974	0.839	26	22.254	11.854	10.558	40	75.313	64.195	106.05

1.1.5.Vesic taşıma gücü kuramı

Vesic (1973), sığ temeller için bir taşıma gücü yöntemi önerisinde bulunmuştur. Bu yöntem Meyerhof'a benzer, sadece taşıyıcı faktörde N_γ farklı bir yaklaşım sunmuştur. Meyerhof taşıma kapasitesi yönteminde şekil (s_c, s_q, s_γ), derinlik ve yük eğim katsayılarına ek olarak, yük taşıma denkleminde eğim yüzeyi, eğim temeli ve sıkıştırma faktörleri eklenmiştir. Şekiller, Vesic'in (1973) kumlu toprakta farklı heyelan türleri üzerine yaptığı araştırmanın sonuçlarını göstermektedir. Burada D_f kumun bağlı yoğunluğudur. R, $R=A/P$ olarak tanımlanan temelin hidrolik yarıçapıdır; burada A, temelin alanı ve P temelin çevresidir (Kahraman, 2017). Şekil1.1.'de görelî yoğunluğa ve hidrolik yarıçapa göre temelde göçme oluşumları grafiği verilmiştir.



Şekil 1.1. Göreli yoğunluğa ve hidrolik yarıçapa göre temelde göçme oluşumları (Kahraman,2017)

Bu kabullere uygun olarak Vesic (1973) 'in hazırlamış olduğu taşıma kapasitesi teorisi aşağıdaki gibi sunulmuştur:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} F_{cc} F_{cg} F_{cb} + 0,5 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} F_{\gamma c} F_{\gamma g} F_{\gamma b} \quad (1.14)$$

Vesic tarafından geliştirilmiş olan taşıma kapasitesi etkeni N_γ hesabı aşağıda gösterilmiştir.

$$N_\gamma = 2N_q + \tan \Phi \quad (1.15)$$

Vesic ve Hansen'in kabul gören taşıma kapasitesi katsayılarının değerleri tabloda verilmiştir. Brinch Hansen yaklaşımı, Vesic yönteminden farklı olarak, mesnet hesaplarında eksantrik boyutunu önem almadan temel boyutları değişmeden kabul eder (Kahraman, 2017). Brinch Hansen ve Vesic ϕ açısına bağlı olarak N_c , N_q , N_γ taşıma kapasitesi katsayılarını hesaplamışlardır (Tablo1.6.).

Tablo1.6. Brinch Hansen ve Vesic N_c , N_q , N_γ taşıma kapasitesi katsayıları (Kahraman, 2017)

Φ	N_c	N_q	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(V)}$
0	5.14	1.0	0.0	0.0
5	6.49	1.6	0.1	0.4
10	8.34	2.5	0.4	1.2
15	10.97	3.9	1.2	2.6
20	14.83	6.4	2.9	5.4
25	20.71	10.7	6.8	10.9
26	22.25	11.8	7.9	12.5
28	25.79	14.7	10.9	16.7
30	30.13	18.4	15.1	22.4
32	35.47	23.2	20.8	30.2
34	42.14	29.4	28.7	41.0
36	50.55	37.7	40.0	56.2
38	61.31	48.9	56.1	77.9
40	75.25	64.1	79.4	109.3
45	133.73	134.7	200.5	271.3
50	266.50	318.5	567.4	761.3

Aleksandar Sedmak Vesic'in (1973, 1975) hesaplama kullanımı, Hansen'in (1961) geliştirdiği yöntemle benzer. İki yöntem açısından bir fark, taşıma kapasitesi faktörü olan N_γ 'dir. Vesic ayrıca taban eğim katsayısını, zemin eğim katsayılarını ve yük eğim katsayılarını hesaplamak için farklı yöntemler oluşturmuştur. Hansen'in tersi olarak Vesic, yük kapasitesi çalışmalarında eksantrikliğin etki etmesini dikkate almadan temel boyutları olduğu gibi baz almaktadır.

Vesic taşıma kapasitesi hesaplarına göre temel taşıma gücünün karakteristik dayanımı drenajlı ve drenajsız durum için sırası ile q_k aşağıda verilen denklem ile hesaplanacaktır.

$$q_k: cN_c S_c d_c i_c g_c b_c + qN_q S_q i_q d_q g_q b_q + 0.5\gamma B' N_\gamma S_\gamma i_\gamma d_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (1.16)$$

$$q_k = (2 + \Pi) c_u S_c d_c i_c b_c g_c + q \quad (1.17)$$

Burada;

q_k : Temel taşıma gücü karakteristik dayanımı (kN/m²)

B: Temel genişliği

D: Temel derinliği

C: Zemin kohezyon dayanımı (kPa)

N_c, N_q, N_γ : Taşıma gücü katsayıları

S_c, S_q, S_γ : Şekil faktörleri

i_c, i_q, i_γ : Yük eğiklik faktörleri

d_c, d_q, d_γ : Derinlik faktörleri

g_c, g_q, g_γ : Temel zemini yüzey eğimi faktörleri

b_c, b_q, b_γ : Temel taban eğimi faktörleri

Vesic taşıma kapasitesi hesaplamasında bulunan taşıma kapasitesi katsayıları;

$$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi \quad (\text{Meyerhof ile aynı}) \quad (1.18)$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right) e^{\pi \tan \Phi} \quad (\text{Meyerhof ile aynı}) \quad (1.19)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \Phi \quad (1.20)$$

denklemleri ile bulunmaktadır. Vesic ϕ açısına bağlı olarak N_c, N_q, N_γ taşıma kapasitesi katsayılarını, taşıma gücü değerlerini hesaplamıştır (Tablo 1.7. Tablo 1.8.).

Burada;

Φ : Temel altı zeminin içsel sürtünme açısıdır [°]

Tablo1.7. Vesic taşıma kapasitesi değerleri (TMMOB, 2021)

Φ'	N_c	N_q	N_γ	Φ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	11	8.80	2.71	1.44
1	5.38	1.09	0.07	12	9.28	2.97	1.69
2	5.63	1.20	0.15	13	9.81	3.26	1.97
3	5.90	1.31	0.24	14	10.37	3.59	2.29
4	6.19	1.43	0.34	15	10.98	3.94	2.65
5	6.49	1.57	0.45	16	11.63	4.34	3.06
6	6.81	1.72	0.57	17	12.34	4.77	3.53
7	7.16	1.88	0.71	18	13.10	5.26	4.07
8	7.53	2.06	0.86	19	13.93	5.80	4.68
9	7.92	2.25	1.03	20	14.83	6.40	5.39
10	8.35	2.47	1.22	21	15.82	7.07	6.20

Tablo 1.8. Vesic taşıma gücü değerleri (TMMOB, 2021)

Φ'	N_c	N_q	N_γ	Φ'	N_c	N_q	N_γ
22	16,88	7,82	7,13	37	55,63	42,92	66,19
23	18,05	8,66	8,20	38	61,35	48,93	78,03
24	19,32	9,60	9,44	39	67,87	55,96	92,25
25	20,72	10,66	10,88	40	75,31	64,20	109,41
26	22,25	11,85	12,54	41	83,86	73,90	130,22
27	23,94	13,20	14,47	42	93,71	85,38	155,55
28	25,80	14,72	16,72	43	105,11	99,02	186,54
29	27,86	16,44	19,34	44	118,37	115,31	224,64
30	30,14	18,40	22,40	45	133,88	134,88	271,76
31	32,67	20,63	25,99	46	152,10	158,51	330,35
32	35,49	23,18	30,22	47	173,64	187,21	403,67
33	38,64	26,09	35,19	48	199,26	222,31	496,01
34	42,16	29,44	41,06	49	229,93	265,51	613,16
35	46,12	33,30	48,03	50	266,89	319,07	762,89
36	50,59	37,75	56,31				

Vesic eğim değerlerinde, m üslerini çözümlerken yük yönünü ($H_B H_L$) hesaba katarak. Vesic'e göre, şekil değerleri “i” faktörlerinden tarafsız olarak hesaplanır.

Vesic taşıma gücü hesabında bahsedilen şekil değerleri;

$\phi = 0^\circ$ için;

$$S_{c,B}=1+0.2\frac{B}{L} \quad (1.21)$$

$$S_{c,L}=1+0.2\frac{L}{B} \quad (1.22)$$

Herhangi ϕ değeri için;

$$S_c=1+\left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{Nq}{Nc}\right) \quad (1.23)$$

$$S_q=1+\left(\frac{B}{L}\right)\tan\phi \quad (1.24)$$

$$S_\gamma = 1-0.4\left(\frac{B}{L}\right) \quad (1.25)$$

Şerit temellerde s faktörleri 1 alınır.

B / L'nin 0 olacağı konumlarda s faktörleri 1'e eşittir. Vesic temellerin şekil boyutlarına göre şekil faktörleri katsayıları hesaplamıştır (Tablo1.9.)

Tablo 1.9. Sığ temeller için Vesic şekil faktörleri (TMMOB, 2021)

Temel Şekli	S_c	S_q	S_γ
Şerit (B/L=0)	1.0	1.0	1.0
Dikdörtgen	$1+\frac{B}{L}\cdot\frac{Nq}{Nc}$	$1+\frac{B}{L}\tan\phi$	$1-0.4\frac{B}{L}$
Daire ve Kare	$1+\frac{Nq}{Nc}$	$1+\tan\phi$	0.6

Vesic (1975), temel derinlik değerleri aşağıdaki denklemlerle oluşturmuştur.

$$d_c=1+0.4xk \quad (1.26)$$

$$d_q=1+2\tan\phi(1-\sin\phi)^2 \quad (1.27)$$

$$d_f=1$$

$$k = \frac{D_f}{B} \quad (1.28)$$

Vesic taşıma kapasitesi denklemlerinde bulunan yük eğiklik etkenleri;

$$\phi = 0^\circ \text{ alınarak } i'_c = 1 - \frac{m \cdot i \cdot H_i}{B \cdot L \cdot C_a \cdot N_c} \quad i=B \text{ veya } L \quad (1.29)$$

$$\phi > 0^\circ \text{ alınarak; } i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q \cdot \tan \phi} \quad (1.30)$$

i_q ve m aşağıda gösterilmiştir.

$$i_{q,i} = \left(1 - \frac{H_i}{V + A' \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right)^m \geq 0 \text{ Negatif veri hesaplanırsa "0" alınız} \quad (1.31)$$

$$i_{\gamma,i} = \left(1 - \frac{H_i}{V + A' \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right)^{m+1} \geq 0 \quad i = B \text{ veya } L \quad (1.32)$$

m , yükün temel genişliği veya temel uzunluğunda tepki gösterilmesine bağlı ebatsız bir ifadedir.

$$B \text{ yönünde eğimli yüklerde kullanılan; } m = \left(2 + \frac{B}{L} \right) / \left(1 + \frac{B}{L} \right) \quad (1.33)$$

$$L \text{ yönünde eğimli yüklerde kullanılan; } m = \left(2 + \frac{L}{B} \right) / \left(1 + \frac{L}{B} \right) \quad (1.34)$$

Burada;

ϕ : Temel altı zeminin efektif içsel sürtünme açısıdır.

H : Temel tabanına gelen yatay kuvvet

V : Temel tabanına gelen düşey kuvvet

A' : Etkili temas yüzey

m : Temel yük eğim katsayısı

Vesic temellerin drenajlı ve drenajsız durum özelliklerine göre ϕ açısına bağlı olarak formülle geliştirmiştir (Tablo 1.10).

Tablo1.10. Yük eğikliği faktörleri (TMMOB, 2021)

Φ değeri	i_c	i_q	i_y
$\Phi=0$ Drenajsız kil	$1 - \frac{mH}{B'L'cuN_c}$	1.0	1.0
$\Phi>0$ Drenajlı kil Kum	$i_q - \frac{1 - i_q}{Nctan\Phi}$	$\left[1 - \frac{H}{VT+B'L'c'\cot\Phi}\right]^m$	$\left[1 - \frac{H}{VT+B'L'c'\cot\Phi}\right]^{m+1}$
Üs m (yük eğimi faktörleri) Kısa eksen boyunca etkili yatay yük (B' yan) kullanımı $m = \frac{2\pm}{2}$			

Yük eğim değer bağıntıları aşağıda oluşturulmuştur;

$$i_c = 1 - (V/A)cN_c > 0 \quad (1.35)$$

$$i_q = [1 - V/P] + Ac/\tan\phi]^m > 0 \quad (1.36)$$

$$i_y = [1 - V/P] + Ac/\tan\phi]^{m+1} > 0 \quad (1.37)$$

A: Temelin taban alanı, V: Uygulanan kesme yükü, P: Uygulanan normal yük Yükün temel tabanına dik etkimesi olduğu şartlarda i faktörleri 1 alınır ve dikkate alınmayabilir. $\phi=0$ olduğu durumda ise i faktörleri 1'e eşittir.

Temel zemini eğim değerleri aşağıda verilmiştir;

$$g_c = 1 - \beta/147^\circ \quad (1.38)$$

$$g_q = g_y = (1 - \tan\beta) \quad (1.39)$$

Zemin alanı düz olduğu durumda $\beta=0$), etmenleri 1'e eşittir ve dikkate alınmayabilir. Taban eğimi katsayıları aşağıdaki bağıntılarda tanımlanmıştır

$$b_c = 1 - (\alpha/147^\circ) \quad (1.40)$$

$$b_q = b_y = (1 - \alpha\tan\phi/57^\circ) \quad (1.41)$$

α : Temel taban eğimi

Temelin tabanı düz iken (ki bu normal durumlardan biridir), b değerlerinin tamamı 1 alınıp ve dikkate alınmaya bilinir.

1.1.6. Genel taşıma gücü formülü [TBDY-2018]:

TBDY-2018’de bulunan temel taşıma kapasites Vesic taşıma kapasitesi denklemleri ile yakın olup tek fark N_γ değeridir. Temel taşıma gücü denklemleri için denklem aşağıda verilmiştir.

$$q_k = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + \gamma_1 D N_q S_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (1.42)$$

q_k : Temel taşıma gücü karakteristik dayanımı (kN/m^2)

B: Temel genişliği

D: Temel derinliği

C: Zemin kohezyon dayanımı (kPa)

γ_1 : Temel taban seviyesi üzerindeki zeminin birim hacim ağırlığı

γ_2 : Temel taban seviyesi altındaki zeminin birim hacim ağırlığı

N_c, N_q, N_γ : Taşıma gücü katsayıları

S_c, S_q, S_γ : Şekil faktörleri

i_c, i_q, i_γ : Yük eğiklik faktörleri

d_c, d_q, d_γ : Derinlik faktörleri

g_c, g_q, g_γ : Temel zemini yüzey eğimi faktörleri

b_c, b_q, b_γ : Temel taban eğimi faktörleri

1.1.7. Prakash ve Saran taşıma gücü kuramı

Prakash ve Saran (1971), iç sürtünme açısının (ϕ) ve eksantriklik/genişlik oranının (e/B) bir etmeni olan taşıma gücüne göre eksantrik ve merkezi yüklü temeller için katsayılar vermektedir (Kaya, 2017).

$$q_{sınır} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma D_f N_q + c N_c \quad (1.43)$$

N_γ, N_q, N_c : Taşıma gücü katsayıları

1.1.8. Bowles taşıma gücü kuramı

Bowles (1996), Meyerhof (1974) ile Terzaghi ve Peck (1967) beraberinde ileriye SPT-N göstergelerinden bulunan temel taşıma verilerinin oldukça emniyetli kısımda olduğunu kabullenir. Böylece, benzer test verileriyle daha üst taşıma kapasitesi hesaplamak için kullanılabilecek aşağıdaki denklemleri geliştirmişlerdir.

$$q_e = N/F_1 * K_d \quad B < F_4 \quad (1.44)$$

$$q_e = \frac{N}{F_2} * \left(\frac{B + F_3}{B} \right)^2 \quad B > F_4 \quad (1.45)$$

K_d katsayısının bulunması Meyerhof denklemine benzer hesap ile gerçekleştirilmektedir. F₁, F₂, F₃ ve F₄ değerleri bulunmaktadır (Tablo 1.11).

Bowles, F₁, F₂, F₃ ve F₄ değerlerini Meyerhof gibi SPT enerji düzeyi %55 değerini verir. Ayrıca, şu anda daha yüksek enerji seviyelerinde deney yapmanın mümkün olduğu düşünüldüğünde, katsayılar da %70 enerji seviyesindeki şartlar için sabitlenmiştir.

Tablo 1.11. Bowles F₁, F₂, F₃ ve F₄ taşıma gücü değerleri (Bowles, 1996)
(Tonyalı, 2011)

	N ₅₅	N ₇₀
F ₁	0.05	0.04
F ₂	0.08	0.6
F ₃	0.3	0.3
F ₄	1.2	1.2

Bowles, F₁, F₂, F₃ ve F₄ değerlerini Meyerhof gibi SPT enerji düzeyi %55 değerine göre kullanılır. Bunun yanında, günümüzde daha üst enerji düzeyleri deneyler göz önüne alınarak, enerji düzeyi %70 olan safhalar içerisinde katsayıları hesaplanmıştır.

Denklemlerde alınan SPT-N verileri taban seviyesinin 0,5B üstü ve 2B aşağısında ki SPT-N verilerinin ortalaması olduğu onay görülmektedir. Bununla birlikte, 2B seviyesinin aşağısında daha yumuşak olan zemin tabakası varsa, bu koşul N'ye yansıtılmazsa oturma sorunlarının oluşması olasıdır (Bowles, 1996).

Bowles, taşıma gücünü hesaplamak için önceki yöntemlerde belirtildiği gibi, çalışmalarında oturmanın 25 milimetreyi geçmediğini varsaymaktadır. Ayrıca, daha üst seviyede oturma şartları için güvenli taşıma kapasitesinin aşağıdaki şekillendirme kullanılarak çözümlenebileceği görülmektedir (Tonyalı, 2011). Bowles güvenli aktarma gücü q_e 'nin B ve SPT-N ile değişimini grafiksel olarak yorumlamıştır (Şekil 1.13).

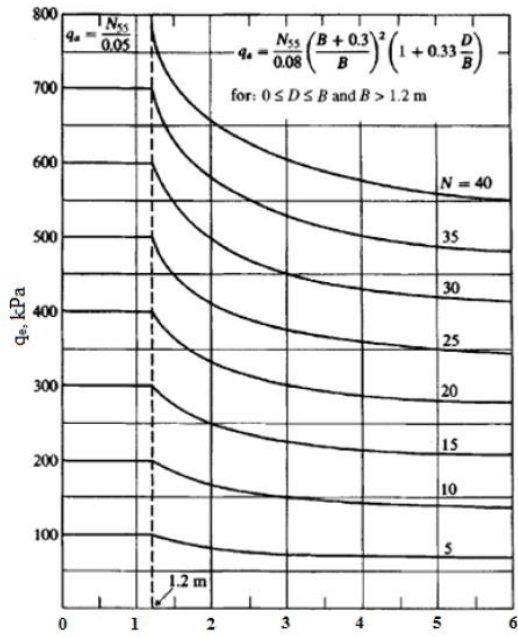
$$q'_e = \frac{\Delta H_J}{\Delta H_0} * q_e \quad (1.46)$$

Burada,

q'_e : 25mm'den büyük oturma miktarları için düzeltilmiş emniyetli taşıma gücünü

ΔH_J : Gerçek oturma değerini

ΔH_0 : 25mm oturma değerini temsil etmektedir.



Şekil 1.2. Bowles güvenli aktarma gücü q_e 'nin B ve SPT-N ile değişimi (Tonyalı, 2011).

2.DRENAJSIZ KAYMA DAYANIMI HESABI

Drenajlı ve drenajsız durum terimleri, zemin mekaniği ve geoteknikte büyük önem arz etmektedir. Bu terimler, toprağın zemin yüklemede değişmesi için geçen süreye kıyasla suyun zemine girip çıktığı kolaylık ve hız ile ilgilidir. En önemlisi, yükteki değişimler boşluk suyu basıncında değişimlere neden olmaktadır.

Drenajsız durum, zemin değiştiğinde zemine uygulanan yük altında suyun zemine girmemesi veya onu bırakmamasıdır. Su zemine nüfuz edemez veya zemini terk edemezse, zemin altındaki yükteki bir değişiklik zeminin aralarında ki su basıncında bir değişikliğe neden olur. Drenajsız dayanım, drenajsız koşullar aşağısında yük altında kırıldığında zeminin dayanımıdır. Zemin kütleline uygulanan yükler toprak kuruma hızından daha hızlı uygulandığında arazideki drenajsız koşullar drenajsız hale gelir. Laboratuvarda drenajsız mukavemet, numune koruyucu bir kılıfa (membran) yerleştirildiğinde ve boşaltma valfleri kapalıyken boşaltmak için çok hızlı yüklendiğinde elde edilir. Drenajlı ve drenajsız durumların arasındaki fark süredir. Drenajsız durumdan drenajlı duruma aşmak, sürenin ayarlanmasına ve zemin kütleline durumlarına bağlıdır (İspiroğlu, 2016).

Aşırı sıkıştırılmış kile genellikle sığ derinliklerde geoteknik tasarımda rastlanmaktadır. Bu tip toprak tabakası özellikle sev stabilite problemleri için önemlidir. Aşırı konsolide killerin ve yoğun şekilde sıkıştırılmış kumların gerilme-gerinim davranışları incelendiğinde, gözlemlenen maksimum gerilme değerinden sonra mukavemetin azaldığı ve ilerleyen deformasyonla sabit bir sayıya yaklaştığı gözlemlenmiştir. Bu sabit sayı, zeminin kalıcı kayma dayanımı (rezidüel) ile adlandırılır. Normal sıkıştırılmış killerde ve gevşek kumlarda gerilme-gerinim ilişkisinde önemli bir tepe değerinin olmadığı, fakat artan gerinim ile kayma gerilmesinin uyduğu değerin yine sabit kayma kuvveti olduğu bilinmektedir (Skempton, 1985; Mitchell, 1993). Kalıcı kayma mukavemeti, kayma mukavemetinden daha düşük olduğu için özellikle hareket etmeye başlayan veya oluşan şevlerde düşük düzlem açılarında dahi stabilitenin sağlanmasında sorunlar yaşanmaktadır. Böyle bir durumun geoteknik tasarımda dikkate alınması olası ciddi sorunların önüne geçilmesi açısından faydalı olacaktır (Hatipoğlu, 2012).

Drenajsız kayma mukavemeti (cu), yüklerin yeterince hızlı olduğu kritik tasarım durumlarında suya doygun killerin tasarımında kullanılır ve burada boşluk suyu basıncının yükleme sırasında sönümleme veya konsolidasyon için zamanının olmayacağı varsayılır. Sıradan sıkıştırılmış killi topraklar üzerindeki bentlerin ve bina temellerinin stabilitesi buna

bir örnek olabilir. Bu nedenle, bu tür bir model için Cu'yu bilmek önemlidir. İnce taneli zeminlerin drenajsız mukavemetinin, uzun süre sadece su içeriği ile değiştiği düşünüldüğünde, diğer değişkenlerden etkilendiği anlaşılmıştır. Bu değişkenler; test türü, stres geçmişi, örneklem büyüklüğü, girişim, anizotropi ve kırılma hipotezlerinin kabulü olarak sayılabilir (Sivrikaya ve Toğrol, 2007).

Geoteknik çalışmalar, yapıların tasarımında önemli bir rol almaktadır. Çelik, beton, betonarme, ahşap ve diğer malzemelerden oluşturulan çoğu yapı, doğal zemin malzemesine dayanmaktadır. Bu yönde mühendis, zemin mekaniği ışığının izin verdiği sınırlar içinde, zeminin doğal maddesi üzerinde çalışmalar yaparak uygulama bazlı çözümler üretir. Killi zeminlerin kayma mukavemetini ve kırılma zarfı parametreleri üzerine birçok çalışma ve diğer zemin indeksleri ile korelasyonlar yapılmıştır. Bu yönde kayma direncinin hesap edilmesi kaçınılmazdır.

Kayma direnci laboratuvar ortamlarında basit kesme gözlemi ile serbest basınç gözlemi ile üç eksenli basınç gözlemi ile belirlenebilir. Saha olarak kayma direnci bulunan deneylere öncelik olarak Penetrasyon gözlemleri, Cep Veyn ve Cep Penetrometre gözlemleri, Arazi Veyn gözlemi, Presiyometre gözlemi, Plaka Yükleme gözlemi, Sondaj Kutusu Kesme gözlemleri örnek verilebilir (Acar, 2019).

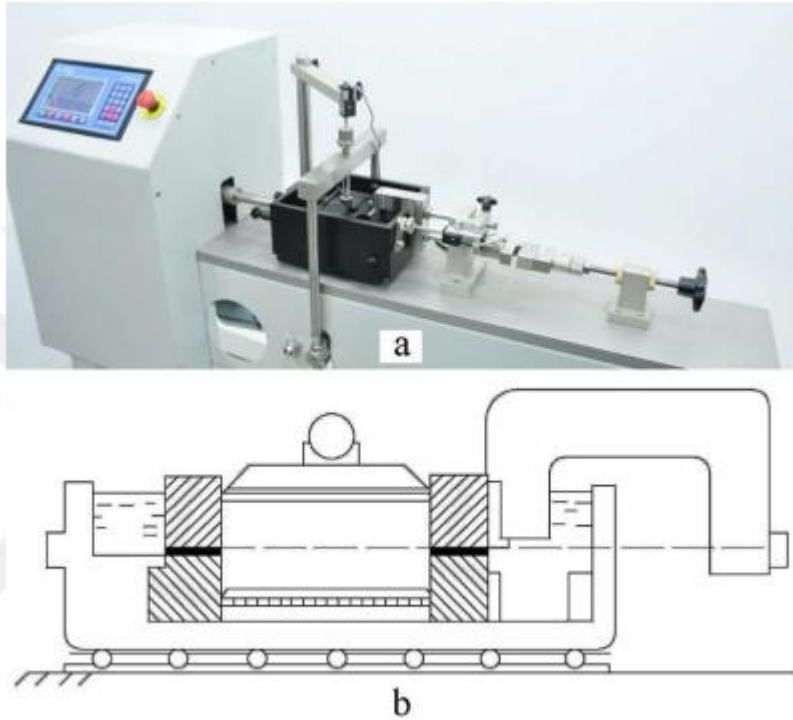
2.1. Drenajsız Kayma Dayanımı Hesabı Laboratuvar Deneyleri

2.1.1. Basit kesme deneyi

Fransız mühendis Alexandra Collin tarafından 1846'da yapılan deneyler, günümüzdeki doğrudan kesme deneyine benzemektedir. Günümüzde laboratuvarlarda kullanılan Doğrudan Kesme (Basit Kesme, Kesme Kutusu) gözlemi ASTM D3080 normali sayesinde bilinir hale gelmiştir. Dikdörtgen veya dairesel kesitli rijit bir kutuyla oluşturulan bir numune, önce zemini konsolide yapmak ve kesme kuvvetinin bulunması sırasında standart gerilmelere dikkat etmek ile etkili gerilmelere tabi tutulur, sonraki aşama olarak kesme gerilmesi yavaş yavaş azaltılır. kesme kuvveti uygulanarak artırılır. Bu eklemeye yüzeyde göçme oluşuncaya dek sürdürülür . Deney, üç set efektif gerilme ve kayma dayanımı ölçümü oluşuncaya dek sürdürülür. Veriler çizelgeye aktarılarak kırılma eğrisinin değişken bulunur. Gözlemin popülaritesinin nedenlerinden biri basitliği ve düşük maliyetidir. Drenaj, yalnızca geçirgenlik için tanımlanan ilişkiler kullanılarak yükleme

hızının düşürülmesiyle elde edilir, drenaj testi isteniyorsa boşluk suyu basıncı ilkel bir test teçhizatında ölçülemez, çökme öncesi gerilim seviyelerinde ana gerilim yönleri belirsizliği, gerilim dağılımı belirsizliği, çatlak seviyelerinde üniform (gerinim yumuşamasını gösteren zeminlerde hatalı sonuçlara neden olabilir) bu deneyin sınırlayıcı yönleridir.

Uygulamada, kesme kutusu testi çoğunlukla kumlu zeminin kayma dayanımını belirlemek için uygundur. Kumlu zemin de oluşturulan iç sürtünme açısı, drenajlı yük şartları için kabul gören ve arazi koşullarına karşılık geldiği varsayılabilir. Test numuneleri hazırlanırken numunelerin sahada az kullanılma oranına dikkat edilmelidir. Şekil 2.1 'de basit kesme aleti gösterilmiştir.



Şekil 2. 1 a. Basit kesme deney aleti b. deney aletine ait çizim (Acar, 2019).

2.1.2.Serbest basınç deneyi

Serbest basınç testi, ASTM 2166, AASHTO T208 test standartlarına tabidir. Silindirik zemin örneğine eksenel bir kuvvet uygulanarak onu arttırılır. Zemin bu kuvvete karşı deforme olur ve zemin numunesinin test sonuçları her iki eksenin eksenel deformasyonları ve normal gerilmeleri dikkate alınarak hesaplanır.. Eksenel gerilmenin en

yüksek ifadesi (doruk değer), zeminin sınırsız basınç dayanımını (q_u) hesaplar. Numunenin boyu tercihen çapından en az 2 kat daha büyüktür, böylece yükten kaynaklanan kayma düzlemleri kesişmez. Test, basit bir kesme ve üç eksenli sıkıştırma testi gibi bir hücrede yapılmadığından, numunelerin kendi kendini taşıma özelliklerine sahip olması gerekir. Bu nedenle kumlu bir zemine yayılamaz.

Eksenel yükleme öncesi zemin sıkıştırılmadığından, kuruma koşulları kontrol edilemediğinden ve boşluk suyu basıncı hiçbir şekilde ölçülemediğinden, drenajsız kayma dayanımlarının sadece hızlı yükleme altındaki killi zeminler için belirlendiği kabul edilmektedir. Şekil 2.2’de tek eksenli deney aleti gösterilmiştir.

Drenajsız kayma mukavemeti aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır.

$$\tau_f = c_u = \frac{1}{2} q_u \quad (2.1)$$

c_u = kohezyonsuz kayma dayanımı

q_u = taşıma gücü

τ_f : Drenajsız kayma mukavemeti



Şekil 2. 2. Tek eksenli deney aleti (Acar, 2019)

2.1.3.Üç eksenli basınç deneyi

Üç eksenli basınç testleri, yükleme ve kuruma koşullarına en yakın saha koşullarını sağladığı için zemin laboratuvarlarında yaygın kullanılır. Bina inşası, dolgu, hafriyat, tünel

açma gibi çalışmalar yeryüzünde çeşitli etkilere neden olur. Bu etkileri realist bir şekilde simüle etmek amacıyla farklı gerilme seviyelerinde ve farklı drenaj koşullarında numunelerde gerilme-gerinim ilişkisini belirlemek için üç eksenli sıkıştırma testleri yapılmaktadır.

Test numunesi odaya yerleştirilir ve numuneye hidrostatik basınç (su veya hava basıncı) uygulanır. Eksenel kuvvet, test sırasında numune çıkış odası olan bir piston vasıtasıyla numuneye iletilir ve numunenin yerleştirildiği üst ve alt başlık ünitesine bağlanan ince kanallarla boşluk suyu basıncı kontrol altına alınır. Şekil 2.3’de üç eksenli gözlem aleti gösterilmiştir.



Şekil 2. 3. Üç eksenli deney aleti (Acar, 2019)

2.1.3.1. Konsolidasyonsuz drenajsız üç eksenli basınç deneyi (UU)

Elde edilen doymuş örnek veya laboratuvarında oluşturulan numuneler üç eksenli test odasına konularak beklenen çevre basıncına zorunlu olması istenir. Eksenel uzunluk küçültme oranı, alınan örneğin ortalama 5-10 dakikada göçeceği şekilde seçilmelidir. Maksimum eksenel gerilme değeri aşılan veya %20 birim boy kısalıncaya kadar (TS 1900) deneye devam edilir. Yükleme hızını iki şekilde ayarlanabilir. Sabit bir test hızı

seçilir (örn. 0,0125 mm/sn) veya dakika başına gerinim hızı belirlenir. Bu tezde kullanılan üç eksenli test teçhizatı, yükleme hızını dakika başına istenen oranda gerilim üretecek şekilde ayarlar ve bu hız, dakika başına %1 gerilim üretecek şekilde ayarlanır. Kırma aşamasında bu bölümdeki kırma yenilme kriterleri kabul edilir. Testin hiçbir ilerlemesinde drenaja müsaade edilmez, sonuçlar toplam gerilmelere göre yorumlanabilir. Normal gerilme-şekil eğrisine ve toplam gerilmeye Mohr halkaları uygulanarak kırılma tabakasının iç sürtünme açısı ve kohezyon parametreleri belirlenir.

2.1.3.2. Konsolidasyonlu drenajsız üç eksenli basınç deneyi (CU)

Zemin numunesi belirtilen normal ve yanal gerilme hesabı aşağısında konsolide edilir. Yapılan işlemde drenaja müsaade edilir, işlem bittiğinde karşı basınçlı tüpün valfi kapatılır ve örneğe yapılan karşı basınç ortadan yok olmuş olur. Konsolidasyon sonucuna istinaden baskı plakasına uygulanan düşey yük oranı eklenir. Kesme aşamasında, çerçevenin piston hareketine dikey gerilim hesaplanır. Deformasyon ve düşey yük değerleri düzenli olarak okuması yapılır. Bu değerler kullanılarak, boşluk suyu basıncı grafiklerine karşı şekil değiştirmeye dayalı deviatorik gerilimi ($\sigma_1 - \sigma_3$) oluşturulur. Arıza noktası genellikle temel gerilimlerdeki en büyük fark olarak tanımlanır. Üç eşdeğer numune, farklı konsolidasyon basınçlarında test edilir. Arıza noktaları için etkili Mohr efektif daireleri çizilir. Dolayısıyla, etkili dayanım değerleri kohezyon ve kayma direnci açısıdır.

2.1.3.3. Konsolidasyonlu drenajlı üç eksenli basınç gözlemi (CD)

Konsolidasyonlu Drenajlı Üç Eksenli Basınç Gözlemi (CD) Hacimdeki değişikliğin ölçümü, kesme seviyesinde gerçekleşir. Bu sınav CU deneyine benzer. Fakat kesme adımı arka basınç hattı aktif kalır. Numunenin dikey yükleme hızı sakince yapılmadığıdır. Oluşan, boşluk suyu basıncında bir artışı önler. Kesme adımı drenajlı bir üç eksenli test, drenajsız bir testten 7-15 kat daha geç oluşabilir. Kesme oluşturulduktan sonraki aşama sonuç ve gerilime bağlı olarak maksimum gerinim bazında değişimi çizilir. Mohr halkalarını çizdikten sonra, kırma/küçültme çizgisini çizilerek c_{cd}' ve Φ_{cd}' 'i bulunmuş olur (Acar, 2019).

2.1.4.Laboratuvar vane deneyi (LV)

Laboratuvar Vane testi, ince taneli zeminlerin kayma dayanım derecesini belirlemek amacıyla geliştirilmiş bir laboratuvar testidir (Skempton, 1949). Sap döndürülerek, Vane bıçağı, test cihazının dikey hareketine izin verecek şekilde, bıçağın çapına kadar numuneye daldırılır. Vane testleri, yükseklik-çap oranı 1 veya 2 olan bıçaklar kullanılabilir. 12,7 mm çapında ve yükseklik-çap oranı 1 olan bir Vane bıçağı ve motorlu bir Vane cihazı aleti kullanılmıştır. Bıçağı numuneye daldırırken bir elektrik motoru kullanılır ve bıçak numune içinde döndürülmesi sağlanmaktadır. Bıçak dakikada 60-900 devirde hareket ettirilmelidir. Dört kanatlı kesme bıçağının zemin üzerinde dönmesi ile oluşturulan silindirik kayma yüzeyi ile zeminin kayma direnci aşıl原因 kesme işlemi aşaması gerçekleşir. Bozulmuş kohezyonlu zemin numunelerinin drenajsız kayma mukavemeti, alet ölçeğinde tane kayma direnci okunarak hesaplanabilmektedir. Şekil 2.4’de laboratuvar Vane deneyi test ekipmanları gösterilmiştir.



Şekil 2. 4. Laboratuvar Vane deneyi test ekipmanı (Acar, 2019)

2.1.5.Cep penetrometresi deneyi (PP)

Cep penetrometresi; laboratuvar ve arazide kullanılabilen bir deney cinsidir. Piston üzerine yerleştirilen bir yay ve bu yayın ucundaki bir silindir kafasından oluşur. Silindirik zemin örneğini yaklaşık olarak 6 mm derinliğe batırarak, serbest basınç dayanım direnci (qc) pistondan okunabilmektedir (Çolak, 2023). Pistondan okunan değerin yarısı zemin örneğinin (Su) drenajsız kayma dayanımı olarak hesaplanıp kullanılır (Budak,2020). Şekil 2.5.'de cep penetrometresi deneyi ekipmanları ve Şekil 2.6'da cep penetrometresi ile drenajsız kayma dayanımı bulunması gösterilmiştir.



Şekil 2. 5. Cep penetrometresi deneyi ekipmanları (Budak,2020)

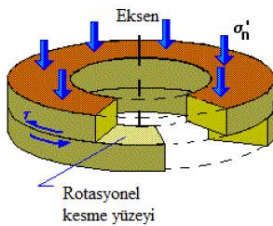


Şekil 2. 6. Cep penetrometresi ile drenajsız kayma dayanımı bulunması (Budak, 2020)

2.2.Drenajsız Kayma Dayanımı Hesabı Arazi Deneyleri

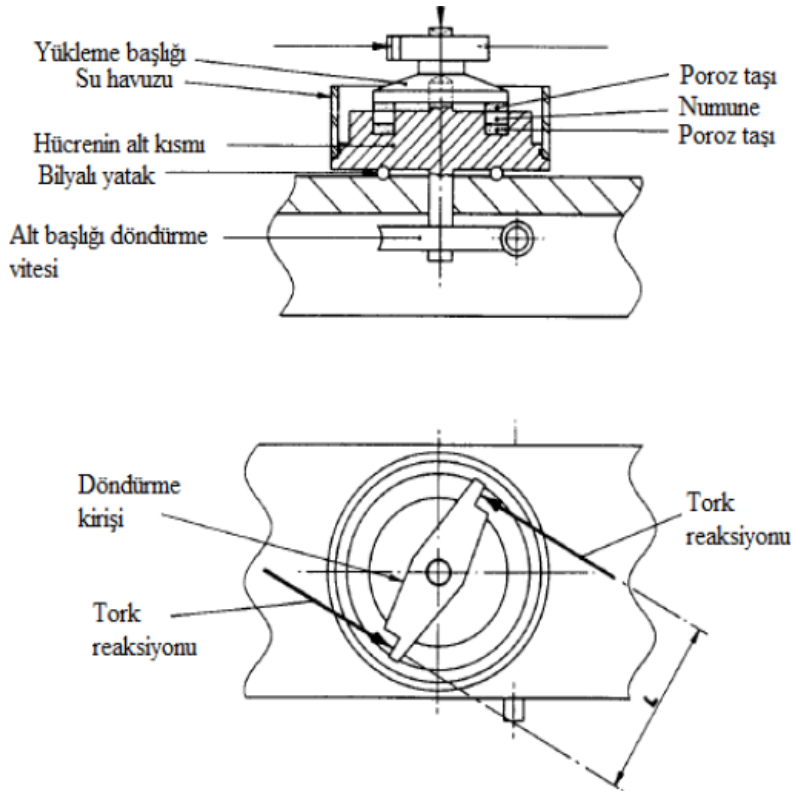
2.2.1.Halka kesme gözlemi

Halka kesme, kohezyonlu zeminde ince ölçekli örselenmiş test numuneleri oluşturularak hesaplanan sabit kayma mukavemeti parametrelerine ulaşmak için geliştirilmiştir. Halka kesme testi yöntemi, kullanılan numunelerde neredeyse sınırsız deformasyon seviyelerine ulaşılmasını sağlar ve yeniden kesme kutusu test tarzında kullanılan gibi bir geri sarma adımı içermediği için kalıcı kesme dayanımının belirlenmesinde önemli bir avantaj sağlamaktadır. Şekil 2.7.'de halka kesme gözleminde oluşturulan örnek ve kesme yüzeyi gösterilmiştir.



Şekil 2. 7. Halka kesme gözleminde kullanılan örnek ve kesme yüzeyi (Satı, 2016).

Bu test hesabında, örselenmemiş ve örselenmiş numuneler bir kesme cihazına koyulur. Üst plaka yerleştirildikten sonraki aşama olan yükleme aşaması başlar. Test, tamamen drenajlı koşulları sağlar. Deneyde kullanılan numune, dış çapı 100 mm, içi boşluk çapı 70 mm ve kalınlığı 5 mm olan içi boş halka şeklindedir. Kalıcı kayma mukavemeti koşullarına ulaşıldığında, kayma düzlemindeki normal ve kayma gerilmelerinin bağlı dönme düzlemi üzerinde düzgün bir şekilde dağıldığı varsayılır (Head, 1994;Satı, 2016). Şekil 2.8.'de halka kesme deney düzeneği gösterilmiştir.



Şekil 2. 8. Halka kesme deney düzeneği (Head, 1994;Satı, 2016).

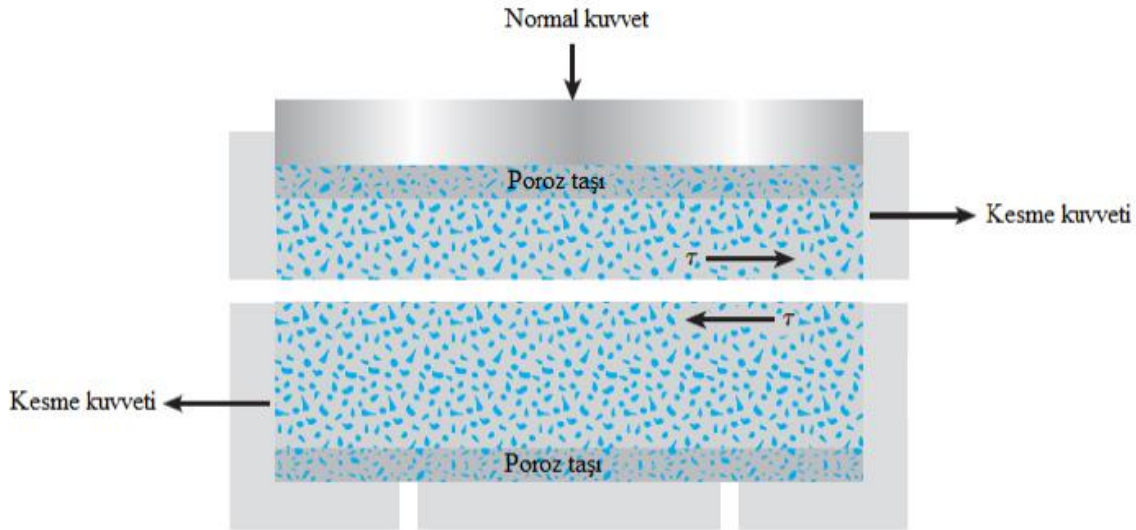
Ayarlanan dairesel numune döndürülerek kesilir. Bu şekilde, daha yüksek gerilme seviyelerinde değişmeyen sabit bir değer kabul eden sabit bir kesme kuvvetinin elde edilmesini sağlayan sınırsız gerilme seviyeleri olasılığı sağlanır (Satı, 2016).

2.2.2. Veyn deneyi

Bu test saha yöntemi ve laboratuvar yöntemi olarak iki çeşitli yöntemle gerçekleştirilebilir. Suyu doygun olan killi zeminlerin drenajsız kayma dayanımı değerlerini elde etmek amacıyla kullanılan hesaplamadır. Özellikle yumuşak killerde kesin sonuç veren bu test yöntemi, kum veya silt içerisinde olan killerde emniyetli veriler vermemektedir (Craig, 2004; Satı, 2016).

2.2.3. Kesme kutusu deneyi

Kesme kutusu test hesabı, kayma dayanımı parametrelerini hesaplamak amacıyla kullanılan en eski ve en basit test yöntemi olarak karakterize edilmiştir. Test makinesine yerleştirilen kare veya yuvarlak bir numune yüklenip ortasından kesilerek bir kesme kutusu yapılır. Test, gerilme veya deformasyon kontrolü altında gerçekleştirilebilir (Das, 2010). Şekil 2.9.'da kesme kutusu deney düzeneği gösterilmiştir.



Şekil 2. 9. Kesme kutusu deney düzeneği (Das, 2010).

Rijit kutu içine konulan numune belirli bir yük altında katılaştıktan sonra belirlenen hızda kesme işlemi yapılabilir. Kesme esnasında aşırı boşluk basıncının zayıflaması kesme hızı ile doğru orantılıdır. Bununla birlikte, bu test, numune ne kadar hızlı kesilirse kesilsin, drenaj tamamen önlenemeyeceği için gerçek bir drenajsız test olmadığını kabul edilmiştir.

Bu testin en büyük dezavantajı, zorlanmış veya en zayıf yüzeylerle karşılaşma ihtimalinin çok az olmasıdır.

Kesme kutusu deney düzeneğinde normal gerilme;

$$\sigma = \frac{\text{Normal Kuvvet}}{\text{Düzeltilmiş Alan}} \quad (2.2)$$

Kayma gerilmesi;

$$\tau = \frac{\text{Kayma Kuvveti}}{\text{Düzeltilmiş Alan}} \quad (2.3)$$

bağıntısı ile elde edilir.

Kesme kutusu testi, genellikle kumun drenajsız kayma dayanımı parametrelerini elde etmek için kullanılır. Başlıca avantajlarından biri, ucuz ve basit bir test yöntemi olmasıdır (Satı, 2016).

2.2.4. Arazi kanatlı kesme (veyn) deneyi (fvt)

Arazi kanatlı kesme testi, 0 ila 200 kN/m² arasında drenajsız kayma dayanımları olan sulu killerin drenajsız kayma mukavemetini hesaplamak için bir uygulamadır. Ayrıca test çamuru, organik toprak ve atık çamur için hammadde olarak kullanılır. Test sırasında kısmen tahliye olabilecek kum, çakıl veya benzer iyi drene edilmiş topraklarda kullanmayın. Bu test, özellikle yumuşak tabanlı ve hassas deniz sedimanlarında iyi sonuçlar verir.

Test platformu, bir tijin ucuna bağlı dört adet eşit boyutlu ve dik dikdörtgen bıçaklı kanattan ve sisteme yüzeyin düzgün dönüş hızını veren bir cihazdan oluşur. Kanatlı kesici toprağa hedeflenen derinliğe kadar sokulur ve alandan uygulanan tork (tork) silindirik kesme düzlemi boyunca kanatlı kabartması kırılana kadar arttırılır. Zeminin drenajsız kayma dayanımı, limit denge teorisi kullanılarak yenilme anındaki torktan elde edilmektedir (Erol ve Çekinmez, 2014).

2.2.5. Spt deneyi -drenajsız kayma dayanımı (c_u)

Terzaghi ve Peck (1967), Tablo 1.12'de gösterildiği gibi, kohezyonlu zeminlerde drenajsız kayma mukavemeti ile SPT- N değeri arasında bir korelasyon sağlamıştır.

Kulhawy ve Mayne (1990), Tablo 2.1.'deki oranın yaklaşık olarak $(c_u/p_a) = 0.06$ N 'ye karşılık geldiğini belirtmektedir.

Tablo 2.1. SPT- N - c_u ilişkisi (Terzaghi ve Peck, 1967;Erol ve Çekinmez, 2014)

SPT- N	Kıvam	Yaklaşık C_u/ P_a oranı
0-2	Çok yumuşak	$<1/8$
2-4	Yumuşak	$1/8-1/4$
4-8	Orta katı	$1/4-1/2$
8-15	Katı	$1/2-1$
15-30	Çok katı	$1-2$
>30	Sert	>2

P_a :atmosferik basınç $\cong 100 \text{ kN/m}^2$

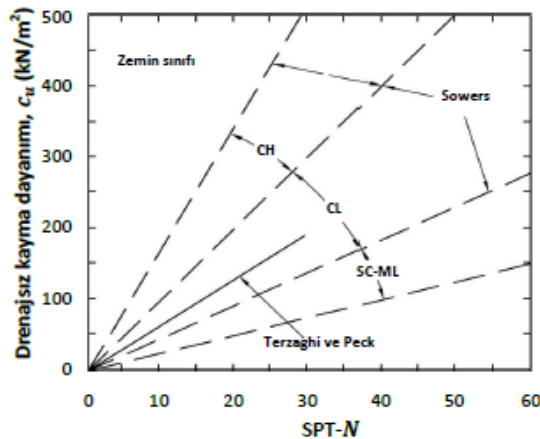
Terzaghi ve Peck (1967) tarafından hedeflenen SPT- $N - c_u$ korelasyonu şekilde gösterilmektedir(Tablo2.2.). Aynı görüntüde ayrıca Sowers (1979) tarafından hedeflenen kilin plastisite yeteneklerini hesaba katan başka bir korelasyonu da içermektedir.

$c_u(\text{kN/m}^2) = \text{Yüksek plastisiteli kil} : 12.5 N$

Orta plastisiteli kil : $7.5 N$

Düşük plastisiteli kil : $3.75 N$

Tablo 2.2. SPT- N c_u ilişkisi (Terzaghi ve Peck, 1967 ve Sowers, 1979;Erol ve Çekinmez, 2014)



Stroud (1974), SPT-N60 değeri ile c_u ilişkisi için geçerli bir korelasyon olduğunu ve genel eğilimlerden fazla sapmaların kil dokusundan kaynaklandığını belirtilmiştir.

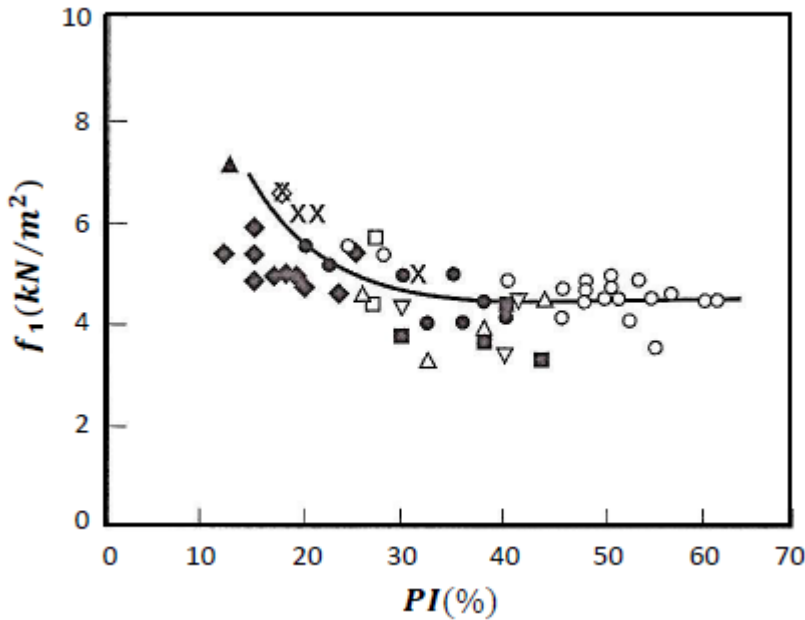
Korelasyon

$$c_u(kN/m^2) = f_1 * N_{60} \quad (2.4)$$

bağıntısı ile verilmektedir.

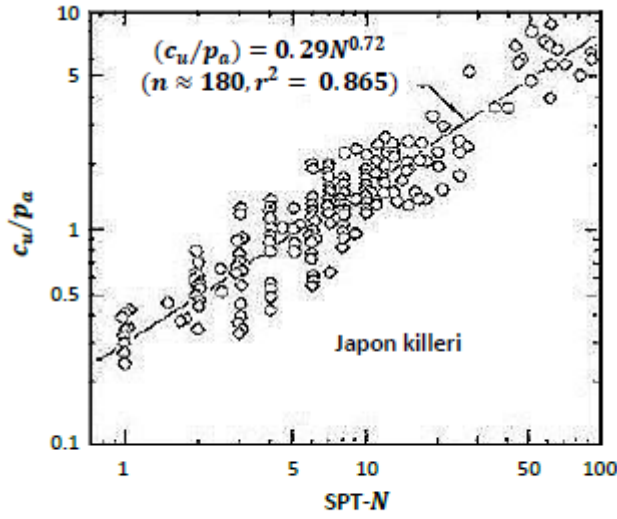
Burada; f_1 katsayısı kilin plastisite indeksine göre 4-6 kN/m^2 arasında değişir (PI değeri arttıkça azalır). Stroud'un korelasyonu (1974) pratikte yaygın olarak kullanılmaktadır. Ancak bu ilişki yaklaşık olarak SPT-N60 - c_u - PI ilişkisi ile temsil edilebilir (Şekil 2.10.).

$$c_u(kN/m^2) = PI < 20 \text{ için: } (6 - 7) N_{60}$$



Şekil 2.10. SPT-N60 - c_u - PI ilişkisi (Stroud, 1974; Erol ve Çekinmez, 2014)

Aynı SPT deney düzeneği kullanılarak ve laboratuvarında konsolide edilmemiş üç eksenli basınç testleri (UU) yapılarak elde edilen 180 gözlemlilik bir veri tabanında SPT- N ve c_u ilişkisi uygun bir korelasyon belirtmiştir. (Şekil 2.11.). Bu ilişki $(c_u/pa) = 0.29 N^{0.72}$ bağıntısı ile ifade edilir.



p_a : atmosferik basınç $\cong 100 \text{ kN/m}^2$, n : gözlem sayısı, r : korelasyon katsayısı

Şekil 2.11. SPT-N - c_u ilişkisi (Erol ve Çekinmez, 2014)

2.2.6. PMT – drenajsız kayma dayanımı (c_u)

Kohezyonlu zeminlerin drenajsız kayma dayanımını belirlemek için çeşitli yöntemler önerilmiştir. Bunlardan Gibson ve Anderson (1961) tarafından kullanılması istenilen metot pratikte en yaygın kullanılan yöntemdir. Teorik olarak, sonsuz uzunlukta genişleyen silindirik kavitenin radyal basınç altında kırılma direnci veya başka bir ifade presiyometre eğrinin PL sınırlayıcı basıncı, denklem kullanılarak hesaplanabilmektedir (Erol ve Çekinmez, 2014).

$$P_L = P_{Oh} + c_u [1 + \ln(G/c_u)] = P_{Oh} + c_u [1 + \ln(\frac{E_u}{2c_u(1+\nu)})] \quad (2.5)$$

Bu bağıntıda;

G : Kayma deformasyon modülü

E_u : Kilin drenajsız deformasyon modülü

ν : Poisson oranı

Yapılan bu çalışmada kohezyonsuz kayma dayanımı hesabı için:

- 1) Terzaghi ve Peck (1967) tarafından önerilen SPT-N – c_u korelasyonu ve üzerine Sowers (1979) tarafından önerilen, kilin plastiklik özelliklerini de öneme alan, farklı bir çeşit korelasyon olan; $3,75N$

- 2) Kulhawy ve Mayne (1990) tarafından önerilen; $(cu/pa) = 0.06 N$
- 3) Stroud (1974) korelasyonu uygulamada yaygın olarak kullanılan; $PI < 20$ için $(6-7)N_{60}$

Üç farklı yöntem kullanılmıştır.



3. SPT DENEYİ İLE TAŞIMA GÜCÜ HESABI

Bazı saha testleri 40-50 yıldır yaygın olarak kullanılmaktadır. Bazıları teknoloji ile gelişir ve elde edilir. Bu testlerin önemli bir kısmı mühendislik örneklerinde daha kullanışlı ve elverişli olarak kullanılmaktadır. SPT, geoteknikte elverişli olarak kullanılan saha testlerinden biridir. Diğer saha testleri ile kıyas edildiğinde, SPT'nin avantajları vardır. Bu deneyde kullanılan mekanik cihazlar (tij, numune alıcı, çekiç vb.) genellikle daha basit ve daha dayanıklıdır. SPT daha ucuzdur çünkü sondaj esnasında kuyu boyunca kolayca yayılabilir. Deneyin önemli avantajlarından biri örneklemeye izin vermesidir. Ayrıca bu test tekniği tüm toprak gruplarına ve yeraltı suyu seviyesinin altına uygulanabilir. Bahsedilen avantajların tümü başka bir saha testinde bulunamaz (Nixon, 1982; Güneş, 2013).

3.1. Deneyin Önemi

Standart Penetrasyon Testi (SPT), toprak araştırmalarında en eski ve en yaygın kullanılan saha testlerinden biridir. Son yıllarda, çeşitli araştırmacılar düzeltilmiş SPT-N değeri ile çeşitli toprak özellikleri arasındaki ilişkileri araştırmışlardır. Bu bağlamda saha ölçüm değerlerinin iyileştirilmesi oldukça önemli faktörler olarak görünmektedir (Sivrikaya, 2003).

3.2. Deneyin Yapılışı

SPT, 63,5 kg'lık bir çekici 76 cm yükseklikten düşürerek ve standart bir numune alıcıyı zemine 30 cm hareket ettirmek için gereken darbe sayısını bularak dinamik olarak uygulanır. Bu test, yumuşak kil ve gevşek kumdan sert kil ve çok kompakt kuma kadar çeşitli zemin tiplerine uygulanabilir. Darbe sayısı SPT-N ile zemin penetrasyon direncini ölçmek ve sınıflandırma ve indeks testlerinde kullanılabilecek tipik örselenmiş numuneler elde etmek için kullanılabilir (Güneş, 2013).

Teste başlamadan önce sondaj çubuğu üzerine birbirinden 15 cm uzaklıkta dört adet referans çizgisi çizilir. Referans çizgileri ile kaşığın yere gelişini takip edebiliriz. Test, 76 cm yükseklikten bırakılan 63,5 kg'lık bir tokmak ile başlar. Tokmak sayımı sonucunda, kaşığın her 15 cm delinmesinde çekiç darbelerinin sayısı kaydedilir. İlk 15 cm mesafe

tokmaklı numune alıcı ile örselenmiş zemin yerine yerleştirilir. Bu bahis kaşığının oturması içindir. Sonraki iki 15 cm'lik penetrasyonun toplamına "Standart Penetrasyon Direnci" denir. Bu durumda, ikinci ve üçüncü 15 cm'lik penetrasyon toplamı bize uygun "N" ifadesini verir (Öner, 2003).

Standart bir Penetrasyon testi kurulumu tipik olarak aşağıdaki birimlerden oluşur:

- Şahmerdan ve şahmerdan düşürmemekanizması
- Tijler,
- Boyuna yarık tüp örnek alıcı
- Sürme pabucu

Toplam göçmeye karşı emniyetin (GS) en az 2.0 olması

Oturmaların 25 mm değerini aşmaması

Kullanılan cihazlar ülkeden ülkeye farklılık gösterir. Bunun nedeni, yukarıdaki birimlerin farklı olmasıdır. Sonuç olarak zemine aktarılan enerji değişir ve aynı zeminde aynı koşullarda ölçülen SPT- N değerleri farklı olabilir. Bu bölüm, her ögenin farklı türlerini özetlemektedir. Farklı türdeki birimlerin test sonuçları üzerindeki etkileri ve bunlara bağlı olarak önerilen düzeltme faktörleri bulunmaktadır (Erol ve Çekinmez, 2014).

Kohezyonsuz zemin üzerine oturan sığ temeller tasarlanırken iki koşul gereklidir:

- Toplam göçmeye karşı emniyetin (GS) en az 2.0 olması
- Oturmaların 25 mm değerini aşmaması gerektiği

3.3. Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Genel olarak, farklı boyutlardaki temeller üzerinde yapılan ölçümler, yerleşim yerlerinde güvenli taşıma gücünün $B < 1.0$ m temel genişliği ile kontrol edildiğini göstermektedir. Uygulamada temel genişliğinin yaygın olarak 1,0 m'den fazla olduğu göz önünde bulundurularak, kum üzerine kurulum kriterleri sığ temellerin tasarımında esas alınmalıdır. Temel genişliği $B > 1,0$ m için, Peck ve ark. (1974) ve standart penetrasyon direnci N olarak taşıma kapasitesini verirken, temel genişliği (B) kaybolur ve taşıma kapasitesi aşağıda açıklanan kriterler kullanılarak hesaplanabilir (Erol ve Çekinmez, 2014).

Yeraltı suyu tablası temelin altında B veya daha derin olduğunda güvenli net taşıma gücü (q_{nem});

$$q_{nem}(\text{kN/m}^2)=0,5*(N_1)_{55} \quad (3.1)$$

Yeraltı suyu derinliği temel seviyesinin üzerinde olması ($0 < D_w < D$) Durumunda;

$$q_{nem}(\text{kN/m}^2)=0,5*11(N_1)_{55} \quad (3.2)$$

Yeraltı suyu derinliğinin $D < D_w < D + B$ olması durumunda ise;

$$q_{nem}(\text{kN/m}^2)= 11(N_1)_{55}c_w \quad (3.3)$$

$$c_w=0,5+0,5\frac{D_w}{D+B} \text{ olmaktadır.} \quad (3.4)$$

Yeraltı suyu seviyesi temelden B veya daha derin ise, herhangi bir yeraltı suyu düzeltmesi yapılmaz.

Burada;

D : temel derinliği

D_w : yeraltı suyu seviyesinin zemin yüzeyinden derinliği

$(N_1)_{55}$: temel seviyesinden $0.5B$ yukarısı ve $2B$ aşağısı aralığındaki zeminin $(N_1)_{55}$ değerlerinin ağırlıklı ortalaması

Bu bağlamda, net güvenli taşıma kapasitesi esas olarak oturmanın 25 mm 'yi geçmemesi kriteri ile verilmektedir. İzin verilen oturmaların (Sm) bu değerden küçük veya büyük ise hesaplanan q_{nem} değeri katsayı ($Sm/25 \text{ mm}$) ile çarpılmalıdır. Örnek olarak, radye temeller yaygın olarak 50 mm oturmaya izin verdiği için, kesin güvenli taşıma kapasitesi formüllenen değerin iki katı $22(N_1)_{55}c_w$ olacaktır.

4. PRESİYOMETRE DENEYİ İLE TAŞIMA GÜCÜ HESABI

4.1 Deneyin Yapılış Amacı

Presiyometre teknolojisi, 1955 yılında Fransız mühendis Louis Menard tarafından ilerletilmiştir. Deneysel teknik, Menard'a göre ileri sürülen ampirik tasarımın temel kriter eşitli presiyometre modelleri geliştirilmiştir. PMT hemen hemen her zemin ve kayaya uygulanabilir. Test sonuçları esas olarak zeminin dayanım ve deformasyon modülü parametrelerini belirlemek ve temel tasarımında taşıma kapasitesi ve oturmayı hesaplamak için kullanılır (Erol ve Çekinmez, 2014).

Presiyometre test, sondaj deliğine dikey olarak yerleştirilmiş silindirik bir hücrenin (sonda) esnek bir membran aracılığıyla kuyu duvarına eşit olarak dağıtılmış radyal basınç uygulanmasına dayalı bir uygulamadır. Bu hücre bir tüp veya kablo ile yerdeki bir ölçüm düğümüne bağlanır ve test sırasında hesaplanan basınç ve kuyu duvarındaki deformasyonlar ölçülür. Bu nedenle zemine iletilen gerilmeler ve birim gerilmeler eş zamanlı olarak ölçülebilir. Zemin davranışı, ölçülen gerilme-deformasyon ilişkisine dayalı olarak zeminin lineer, izotropik ve elastik olarak mükemmel plastik olarak davrandığını varsayarak boşluk (kavite) difüzyon teorisi kullanılarak çeşitli şekillerde belirlenebilir. PMT teknolojisinin bu konuda elverişli bir konumda olduğu bilinmektedir. Çünkü zemine uygulanan gerilmeler ve zeminde hesaplanan birim deformasyonlar çoğu arazi testinde tanımlanamamaktadır (Erol ve Çekinmez, 2014).

4.2. Deneyin Yapılış Şekli

Her türlü binayı güvenli ve ekonomik olarak inşa etmek; Yapı ile zemin arasındaki etkileşim ve temel zemin birimlerinin tabliye yapısının yükü altındaki davranışı incelenmelidir. Bu davranış modelleri incelenerek zemin davranışı önceden belirlenmekte, araziden numunelerin laboratuvar testleri ve yerinde saha deneyleri, toprağın doğal ortamını etkilemeden gerçek bilgiler sağlamaktadır. Presiyometre testi de yerinde uygulanan testlerden biridir. Bir sondaj kuyusunda zemine yanal kuvvet uygulanması ve zemine uygulanan basıncın neden olduğu deformasyonların ölçümü indirilir ve boşluğu artırmak amacıyla şişirilir. Uygulanan her basınç seviyesinde hacimdeki artış kayıt alınır. Arazide presiyometre deneyi ile;

- Zeminin mukavemet değerleri (P_i , P_f , P_l , E , C , ϕ , G) hesap edilir.
- Zeminin taşıma kapasitesi ve zeminin güvenlik gerilimi ölçülebilir.
- Zemine uygulanan yük ömgörölüyorsa, zeminin bu yük altındaki çökmeler hesaplanabilir.
- Presiyometre testi yamaç, alüvyon, dolgu ve her çeşit dekapaj işlemlerinde hafriyat sınır ölçümü belirlemek için kullanılır.
- Presiyometre ile şev stabilitesi çalışmaları yapılabilmektedir. Bunun için kayma bölgeleri belirlenir ve presiyometrik verileri kullanılarak eğim analizleri yapılır.
- Galeri ve tünellerde; Galeri veya tünel çevresinde gevşeme sınırı belirlenerek, kesitte delikler açılarak ve metrede bir test yapılarak gelen yükler hesaplanabilir.
- Enjeksiyon etkinlik faktörü, enjeksiyondan önce ve sonra bir test yapılarak hesaplanabilir.
- Dolgulara sıkıştırıldıktan sonra, ne kadar yüke dayanabileceklerini test edebilir (Kayabasi, A., 2010).

4.3. Deneyin Önemi

Bir Presiyometre testi, bir kuyu içinde yapılan yerinde bir testtir. Bu, kuyuda çap genişletme fonksiyonlu silindirik bir sonda kullanılarak gerçekleştirilir. Kuyu duvarlarına basınç uygulanarak çap genişlemesine neden olur. Temel olarak test, kuyu duvarlarındaki zeminin karakteristik gerilmesini gösterir. Test sonunda limit basınç ve presiyometrenin deformasyon modülü (E_M) hesap edilir. P_I , orijinal alan hacminin iki katına ulaşılan basınç olan sonda hacmidir (ASTM, 1994). E_M , düzeltilmiş basınç-hacim eğrisinin pseudo-elastik kısmının eğiminden sonuca varılır ve deformasyon modülü olarak adlandırılır. Bu test yöntemi, zeminin yerinde gerilme-deformasyon tepkisinin ölçülmesini sağlar.

4.4. Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Test yönteminin verileri, sondanın indirilmesi ve kuyuların açılması esnasındaki bozulma derecesine bağlıdır. Örselenme tamamen önlenemez, ama en aza indirmek için çaba gösterilmeli ve ASTM (1994) tam uyum sağlanmalıdır. "Çok yumuşak killerde" ve

"çok gevşek kumlarda" örselenme özellikle önemlidir. Test sonuçları yorumlanırken sondaj sırasında geçerli olan koşullar da dikkate alınmalıdır.

Presiyometre testi sadece 10-15 dakikada yapılabilmektedir. Bunun sebebi, drenajsız kil, kum ve çakıl zeminlerin ancak drenaj ile test edilebilmesidir(Kayabaşı, 2014). Menard (1963), sığ temellerin taşıma gücünü hesaplamak için bir yöntem geliştirilmiştir. Temelin nihai taşıma kapasitesi (q_{ult}), temel seviyesindeki eşdeğer net sınır basıncı (P_{LNe}) ile toplam dikey gerilimin (σ_{v0}) oranına göre hesaplanmaktadır (Erol ve Çekinmez, 2014).

$$q_{ult}=(k_p * P_{LNe})+ \sigma_{v0} \quad (4.1)$$

Burada; k_p : taşıma gücü faktörü

P_{LNe} : temelin altındaki gerilme aralığındaki eşdeğer nihai basınç olarak tanımlanır.

Eşdeğer net limit basınç ise bağıntıdan bulunur.

$$P_{LNe}=\sqrt[n]{P_{LN1} * P_{LN2} * ... * P_{LNn}} \quad (4.2)$$

Burada; P_{LNi} :temel seviyesinden $\pm 1.5B$ derinliği aralığındaki net limit basınç değerleri, $n = \pm 1.5B$ zonu içerisindeki P_{LN} gözlem sayısı ve B : temel genişliğidir.

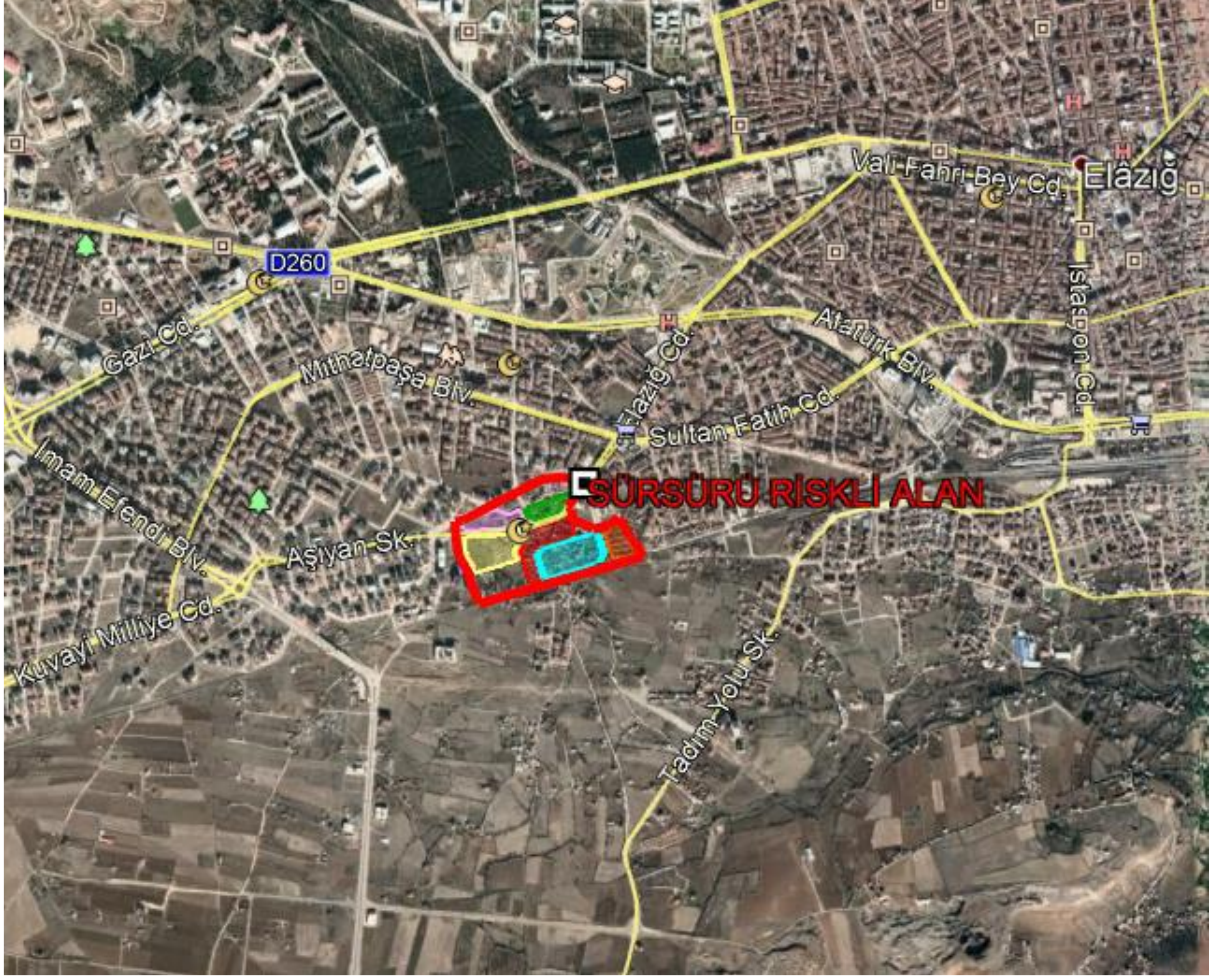
5. İNCELEME ALANI

5.1. İnceleme Alanının Tanıtılması

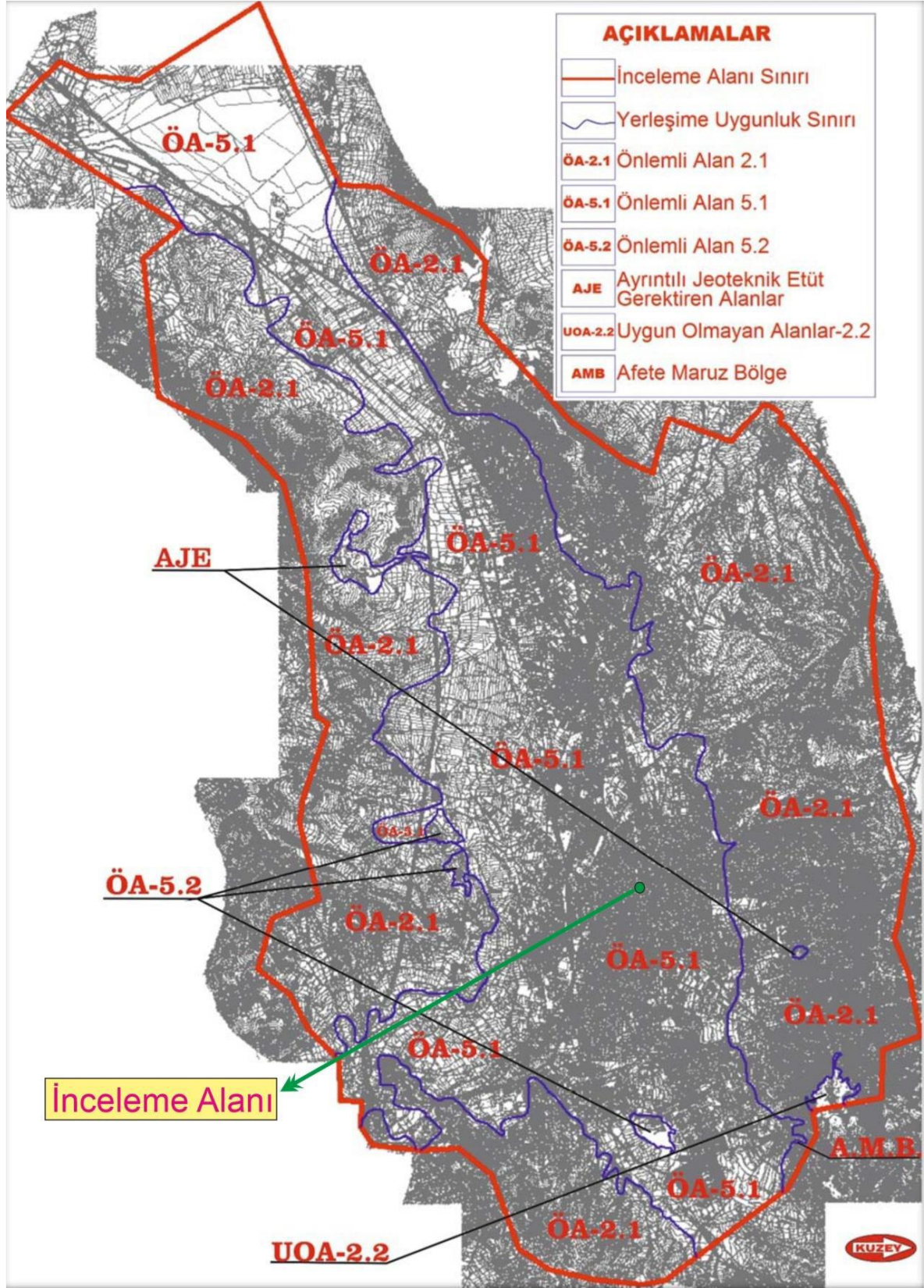
Üzerinde çalışılan arazi Elazığ Doğu Anadolu Bölgesi'nin güneybatısında, Yukarı Fırat Bölümü'nde bulunmaktadır. Toplam yüzey alanı 9151 km² yi bulur. Bu yüzey ile Türkiye arazilerinin % 0,12 sini oluşturan il sahası,nda bulunur. Elazığ arazilerinin doğu-batı uzantısındaki uzunluğu tahmini 150 km, kuzey-güney yönündeki genişliği ise tahmini 65 km hesaplanmıştır. Bu dağların en zirve noktasını ilin batı sınırındaki Hasan Dağları (2118 m) oluşturmaktadır.

Çalışma alanı, Doğu Anadolu'da Elazığ bölgesinin güneybatısında, yukarı Fırat havzasında yer almaktadır. Toplam alanı 9151 km² olan ilçe, 40° 21'D ile 38° 30'D ve 38° 17'K ve 39° 11'K enlemleri arasında yer almakta ve Türkiye topraklarının %0,12'sini kaplamaktadır. Elazığ arsalarının uzunluğu doğu-batı yönünde tahmini 150 km, kuzey-güney yönünde genişliği ise yaklaşık 65 km'dir. İl, doğuda Bingöl, kuzeyde Keban Baraj Gölü boyunca Tunceli, batıda Malatya ve Karakaya Baraj Gölü boyunca güneybatıda, güneyde Diyarbakır ile sınırlıdır. Elazığ, güneydoğu Toros Dağları'nın batı etekleriyle doğu, batı ve güneyden sınırlanmıştır. Bu dağların en yükseği eyaletin batısındaki Hasan Dağları'dır (2118 m).

İnceleme alanı Sürsürü Mahallesi'nde yer almaktadır. Elazığ İlının merkezinde eski mahallerindendir. İnceleme konusu parsel Elazığ Belediyesi imar sınırları içerisinde yer almaktadır (Şekil 5.1. Şekil 5.2.).



Şekil 5. 1. İnceleme alanı yer bulduru haritası



Şekil 5.2. Elazığ merkez imar planına esas etüt işi yerleşime uygunluk haritası ve çalışma alanının bu haritadaki konumu

5.2.İnceleme Alanı Hakkında Bilgiler

İnceleme alanında % 0-10 arasında eğim mevcut olup, sellenme, taşkına neden olacak akar yada kuru dere mevcut değildir. İnceleme alanında yapılan sondajlarda yaklaşık 4,00-13,00 m seviyelerinde yer altı suyuna rastlanılmıştır. Ancak uzun vadede mevsimsel yağışlara bağlı oluşabilecek yüzey sularının ve temeli etkileyecek olan sızıntı sularının yalıtımı ve drenaj sistemleriyle temelden çok hızlı şekilde uzaklaştırılması gerekmektedir. Yüzey sularına karşı çevre drenaj tedbirlerinin alınması gerekmektedir. Yine alanda heyelan ve krip (yavaş akma) vb. kütle hareketleri gözlenmemiştir.

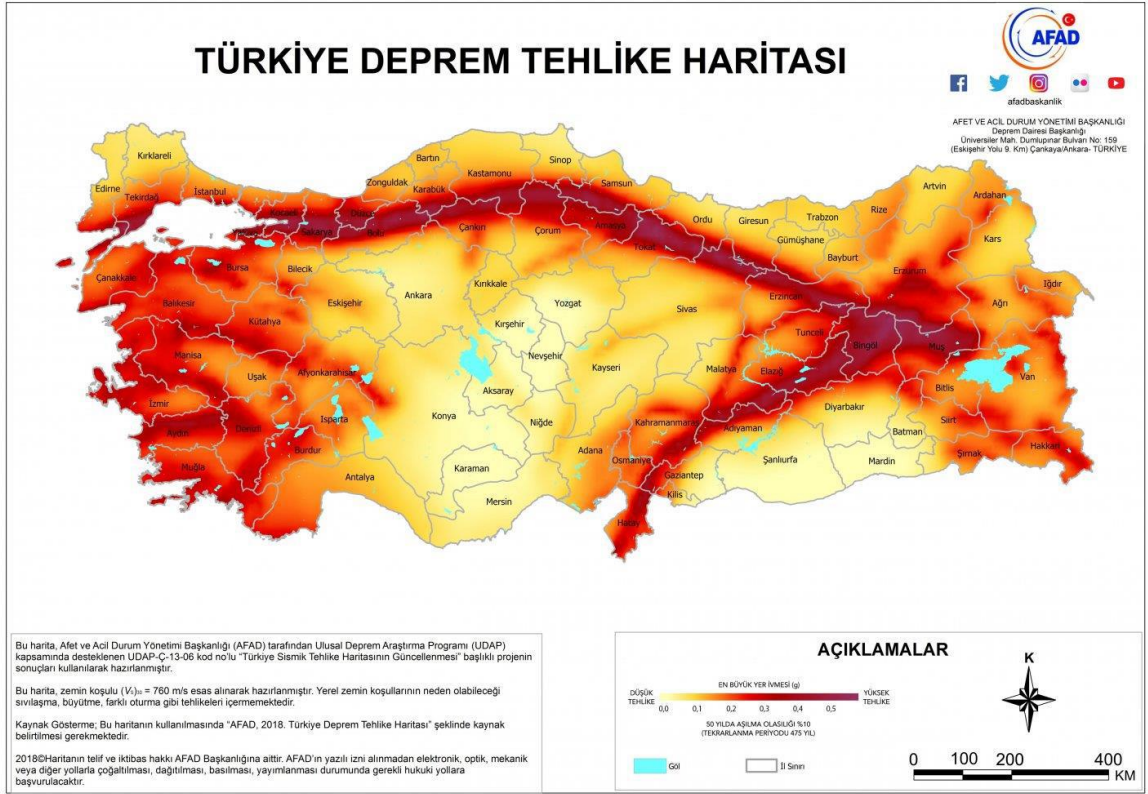
5.3. İklim Bilgileri

Elazığ karasal bir iklime sahiptir. Karasal iklimin yanında bazı Akdeniz iklimi belirtileri de vardır. Bu iklim farklılığı Keban Barajı'nın yapımından sonra oluştuğu bilinmektedir. Elazığ'ın iklimi de Akdeniz iklimi ile karasal iklimi içerisinde geçiş özelliği göstermektedir.

Yazları sıcak ve kurak, kışları ise soğuk ve sert geçer. Sıcaklık -15°C ile +42°C arasındadır. Yıllık ortalama yağış miktarı 408 mm'dir. Bahar en yağışlı zamandır. Ekime müsait olmayan alanların oranı %8'dir. Ormanlar ihmal edilmektedir ve bakımsızdır. Vadiler ve akarsular bitki örtüsü bakımından zengin olduğu söylenebilir.

5.4. Doğal Afet Tehlikeleri

Jeolojik birimin litolojik ve jeoteknik özellikleri göz önünde bulundurularak, inşaatlarda depremsellik dikkate alınmalı ve deprem yönetmeliğine uygun olmalıdır. Etüt alanında doğal afet yönünden yapılaşmaya engel herhangi bir sakınca bulunmamaktadır. 7269 sayılı yasaya göre alınmış herhangi bir afet bölgesi kararı yoktur. İncelenen parselde herhangi bir stabilite sorunu bulunmamaktadır. Aktif heyelan olayı gözlenmemiş olup, topografik ve jeolojik yapısı gereği potansiyel heyelan riski de taşıyamayacağı görülmektedir (Şekil 5.4.). İncelenen parselde yer aldığı yamaçlarda herhangi bir stabilite sorunu bulunmamaktadır. Aşağıdaki resimde Türkiye deprem tehlike haritası verilmiştir (Şekil 5.3.).



6. TARTIŞMA VE SONUÇLAR

Bir bina sistemi, üst yapı, temel ve toprak bileşenlerinden oluşmaktadır. Temel, yapının zeminle direkt temas içinde olan ve üst yapının kuvvetlerini zemine aktarmaya yarayan orta bölümdür. Bu nedenle zeminin yapısal özelliklerinin nasıl değiştiğinin belirlenmesi jeoteknik mühendisliği bakımından oldukça önemlidir. Yapılan zemin etüt çalışmaları sayesinde, inşaat alanının yapısal uygunluğu tespit edilip emniyetli ve ekonomik olarak projelendirmesi sağlanır. Geoteknik Mühendisliği ile aynı zamanda inşaat safhalarının sıkıntısız şekilde tatbik edilmesi ve zeminin emniyetli taşıma gücü hesabı mümkün olabilmektedir. Zemin doğru taşıma gücü hesabı ile üzerinde bulunan yapı yükünü taşıyabilme görevini yerine getirir.

Geoteknik mühendisliğinin temel amacı, yapıların inşa edildiği oluşumları fiziksel ve mekanik olarak incelemektir. Bu nedenle üzerine yapı yapılan her bir arazi parçası için farklı yöntemlerle zemin analizi yapılır. Bu analizlerin en önemlileri sürdürülebilirlik kavramı ile ilgili olanlardır.

Yapıların üst kısmına inşa edildiği ortamların statik ve dinamik kuvvetleri iletebilmeleri bakımından çeşitli mühendislik değerleri, zemin şartlarının, yapı zemin birleşiminin, fiziksel-mekanik yeteneklerinin ve zemin değerlerinin iyi hesap ve tespit yapılması gerekmektedir. Geoteknik mühendisliğinin önem arz eden başlıklarından biri şev stabilitesi ve stabilite analizleridir. Türkiye’de bulunan şevlerin belirli zamandan sonra önemli stabilite sorunlarıyla yüzleşilmesi kayma dayanımı değerlerinin önemini vermektedir (İspiroğlu, 2016).

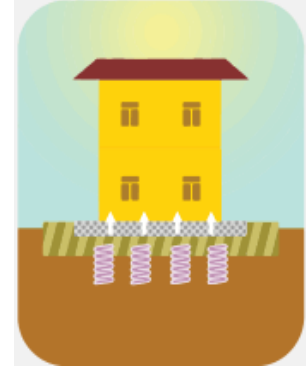
Geoteknik mühendisliğinde farklı yükleri üst yapıdan zemine emniyetli bir durumda ileten temellerin tasarımı çok önem arz etmektedir. Temelin tasarımı, toprak özelliklerinin ayrıntılı olarak değerlendirilmesini gerektirir. Bu çalışmada taşıma gücü, farklı taşıma gücü yöntemleri ile tasarım parametrelerindeki ve zemindeki arazi çalışması sırasında oluşan belirsizlikler hesaba katılarak incelenmiştir. Belirsizlikleri daha net bir şekilde anlamamız ve görmemiz için belirli taşıma gücü yöntemleri kullanılmıştır (Şekil 6.1.).



a



b



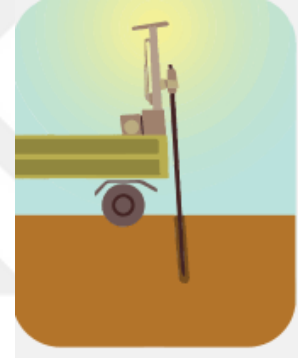
c



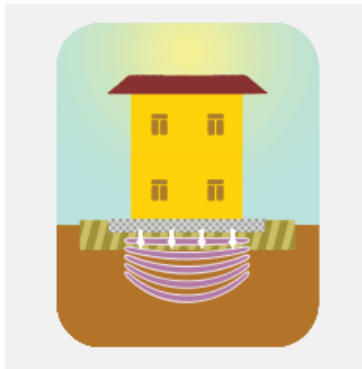
d



e



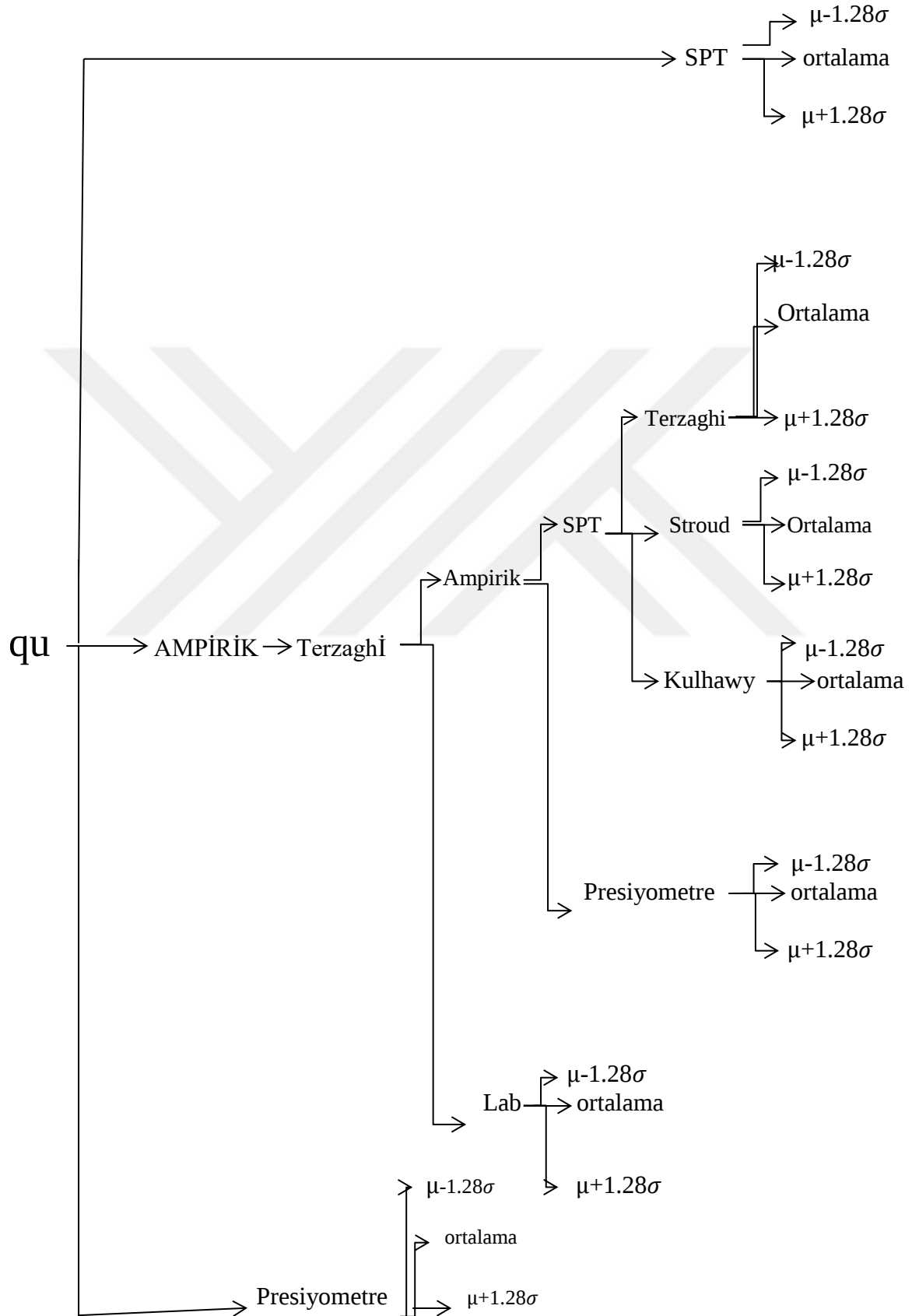
f



g

Şekil 6.1. a. Yerel zemin sınıfı belirlenmesi b. . Oturma ve şişme potansiyelini belirleme
c. Temelin yatayda kayması d. SPT düzeltmeleri ve gerilme hesapları
e. Yatak katsayısı belirleme f. Taşıma gücü analizi g. Sondaj derinliği belirleme
(URL-1, 2023)

ÇALIŞMA AKIŞ ŞEMASI



Bu çalışmada ilk olarak SPT deneyi incelenmiştir. Arazide Sondaj çalışmaları esnasında zeminin uygun olması durumunda her 1,5 m.de Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) yapılmış ve numuneler elde edilmiştir (Tablo 6.1. Tablo 6.2. Tablo 6.3.).

Standart Penetrasyon Testi (SPT) esas olarak yerinde bir dinamik kesme testidir. Kayma direnci, taneli zeminler için zeminin nispi mukavemetine ve kohezyonlu zeminler için zemin mukavemet parametrelerine bağlıdır. Bu şekilde, diğer jeoteknik hesaplamalar için de kullanılan, penetrasyon testi sonuçları ile yük taşıma kapasitesi arasında gerçekçi bir ilişki kurmaktadır.

Yapılan Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) esas alınarak 83 sondaj kuyusundan alınan verilerle Spt derinlikleri ve N_{30} değerlerine göre N_{60} değeri hesaplandı. N_{60} değerleri hesaplanırken SPT düzeltme katsayıları kullanılmıştır (Tablo 6.4.). Bu katsayılar kullanılarak N_{60} değerleri elde edilmiştir (Tablo 6.5.).

$$N_{60}=N_{30}*C_R*C_S*C_B*C_E \quad (6.1)$$

Tablo 6.1. İlk 2 kuyunun darbe vuruş sayıları

SK-1	DARBE SAYILARI				SK-2	DARBE SAYILARI			
DERİNLİK	15	30	45	N	DERİNLİK	15	30	45	N
1.50m	5	7	5	12	1.50m	4	7	6	13
3.00m	4	5	7	12	3.00m	4	5	6	11
4.50m	5	5	6	11	4.50m	4	6	6	12
6.00m	4	5	6	11	6.00m	5	5	8	13
7.50m	6	7	8	15	7.50m	5	7	7	14
9.00m	7	7	8	15	9.00m	6	7	9	16
10.50m	7	8	9	17	10.50m	6	8	8	16
12.00m	8	9	11	20	12.00m	8	10	11	21
15.00m	6	8	10	18	15.00m	7	9	9	18
18.00m	7	7	9	16	18.00m	8	8	9	17
20.00m	7	8	10	18	20.00m	7	7	10	17

Tablo 6.2. 3 ve 4. kuyunun darbe vuruş sayıları

SK-3	DARBE SAYILARI				SK-4	DARBE SAYILARI			
DERİNLİ K	15	30	45	N	DERİNLİ K	15	30	45	N
1.50m	5	5	5	10	1.50m	4	7	9	16
3.00m	4	6	5	11	3.00m	8	11	13	24
4.50m	4	5	6	11	4.50m	8	11	13	24
6.00m	4	5	6	11	6.00m	7	9	12	21
7.50m	5	6	7	13	7.50m	6	9	14	23
9.00m	7	6	9	15	9.00m	7	8	12	20
10.50m	8	8	9	17	10.50m	8	9	11	20
12.00m	7	7	7	14	12.00m	6	8	13	21
15.00m	8	6	7	13	15.00m	8	7	9	16
18.00m	9	10	10	20	18.00m	9	11	10	21
20.00m	7	7	8	15	20.00m	7	9	11	20

Tablo 6.3. 5 ve 6. kuyunun darbe vuruş sayıları

SK-5	DARBE SAYILARI				SK-6	DARBE SAYILARI			
DERİNLİ K	15	30	45	N	DERİNLİ K	15	30	45	N
1.50m	7	8	8	16	1.50m	5	6	9	15
3.00m	4	5	5	10	3.00m	4	5	7	12
4.50m	4	6	5	11	4.50m	5	7	7	14
6.00m	4	6	5	11	6.00m	5	7	7	14
7.50m	5	7	8	15	7.50m	8	7	8	15
9.00m	6	7	7	14	9.00m	6	7	8	15
10.50m	8	8	9	17	10.50m	7	8	9	17
12.00m	8	9	9	18	12.00m	5	7	8	15
15.00m	9	9	9	18	15.00m	4	5	8	13
18.00m	7	8	7	15	18.00m	5	6	8	14
20.00m	6	8	8	16	20.00m	5	7	6	13

Tablo 6.4. SPT düzeltme katsayıları

Düzeltilmek Katsayısı	Değişken	Değer
C_R	3m-4m aralığında	0.75
	4m-6m aralığında	0.85
	6m-10m aralığında	0.95
	10m'den derin	1.00
C_S	Standart numuna alıcı (iç tüpü olan)	1.00
	İç tüpü olmayan numune alıcı	1.10-1.30
	Çap 65mm-115mm arasında	1.00
C_B	Çap150 mm	1.05
	Çap200 mm	1.15
C_E	Güvenli tokmak	0.60-1.17
	Halkalı tokmak	0.45-1.00
	Otomatik darbeli tokmak	0.90-1.60

Tablo 6. 5. SK-1 Düzeltilmiş SPT vuruş sayıları

	SK-1		SK-1			
Derinlik	Cs	Cb	Ce	Cr	N	N60
1,5	1	1	0,9	0,75	12	8,1
3	1	1	0,9	0,85	12	9,18
4,5	1	1	0,9	0,85	11	8,415
6	1	1	0,9	0,95	11	9,405
7,5	1	1	0,9	0,95	15	12,825
9	1	1	0,9	1	15	13,5
10,5	1	1	0,9	1	17	15,3
12	1	1	0,9	1	20	18
15	1	1	0,9	1	18	16,2
18	1	1	0,9	1	16	14,4
20	1	1	0,9	1	18	16,2

Taşıma gücünün daha iyi sonuçlar alıp analiz yapmak için 83 kuyunun N_{30} değerlerinin ortalaması alınarak ortalama değeri bulunmuştur. Taşıma gücünün değişimini daha iyi görebilmek için istatistik ve olasılık formülleri kullanılarak $\mu+1.28\sigma$ ve $\mu-1.28\sigma$ değerleri hesaplanmıştır.

Bulunan ortalama, $\mu+1.28\sigma$ ve $\mu-1.28\sigma$ N_{30} değerleri SPT düzeltme katsayılarıyla N_{60} 'a çevrilmiştir.

Bulunan üç N_{60} değeri SPT taşıma gücü formüllerinde yerine koyulmuştur.

Yeraltı suyu derinliği temel altından B veya daha derin olması durumunda kesin güvenli taşıma gücü (q_{nem}) aşağıdaki bağıntı ile bulunmuştur.

$$q_{nem}(\text{kN/m}^2) = 11 * (N_1)_{55} \quad (6.2)$$

Yeraltı suyu seviyesi temel derinliğinin üzerinde olması ($0 < D_w < D$) durumunda,

$$q_{nem}(\text{kN/m}^2) = 0.5 * 11 * (N_1)_{55} \quad (6.3)$$

Yeraltı suyu derinliği $D < D_w < D + B$ olması halinde ise,

$$q_{nem}(\text{kN/m}^2) = 0.5 * 11 * (N_1)_{55} * C_w \quad (6.4)$$

$$c_w = 0.5 + 0.5 \frac{D_w}{D+B} \quad (6.5)$$

Hesaplamalar sonucu Ortalama N_{60} için;

$$B=14,60$$

$$D=3\text{m}$$

$$D_w=3\text{m}$$

$c_w=0,59$ bulunmuş olup $q_{nem}(\text{kN/m}^2)= 75,53$ hesaplanmıştır.

$\mu+1.28\sigma$ N_{60} için;

$$q_{nem}(\text{kN/m}^2)=112,76$$

$\mu-1.28\sigma$ N_{60} için;

$$q_{nem}(\text{kN/m}^2)= 48,64 \text{ hesaplanmıştır.}$$

Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) esas alınarak arazi için üç taşıma gücü değeri bulunmuştur. Bulduğumuz $\mu+1.28\sigma$ değeri kullanılarak yapılan hesaptaki taşıma gücü en doğru sonucu vermiştir. $\mu-1.28\sigma$ ile taşıma gücü hesabında sonuçlar çok düşük çıkmıştır. Yol üst yapısını ve yol yapılarını işletme süresince emniyetli ve ekonomik bir şekilde taşıyamayacağı görülmüştür.

SPT deneyinin ardından Presiyometre ile taşıma gücü hesabı yapılmıştır. Presiyometre testi, özellikle çakıllı, kumlu, killi, siltli, alüvyonlu toprak, ayrıışmış ana kaya ve yumuşak kaya temellerde, toprak taşıma kapasitesini, oturmayı ve temel altında oluşan çeşitli koşulları ölçmek için kullanılan bir yöntemdir.. Elimizde bulunan verilerden Net Limit Basınç (PLN) değerlerinin ortalamaları alınıp bu değerler mean olarak kullanılmıştır (Tablo 6.6.). İstatistiksel yöntemlerle $\mu+1.28\sigma$ ve $\mu-1.28\sigma$ değerleri de bulunduktan sonra Presiyometre ile taşıma gücü hesabı yapılmıştır.

$$q_{ult}=(k_p * P_{LNe})+ \sigma_{v0} \quad (6.6)$$

Burada; k_p : taşıma gücü faktörü

$PLNe$: temelin altındaki gerilme aralığındaki eşdeğer nihai basınç olarak tanımlanır.

$$P_{LNe}=\sqrt[n]{P_{LN1} * P_{LN2} * \dots * P_{LNn}} \quad (6.7)$$

Burada; P_{LNi} :temel seviyesinden $\pm 1.5B$ derinliği aralığındaki net limit basınç değerleri, $n = \pm 1.5B$ zonu içerisindeki P_{LN} :gözlem sayısı ve B : temel genişliğidir.

$$De=\Sigma PLN1*\Delta Z/PLNE \quad (6.8)$$

Tablo 6.6. Presiyometre net eşdeğer limit basınçları

	PRSK-5	PRSK-14	PRSK-45	PRSK-62	PRSK-72	PRSK-80	Ort
Derinlik	PLN	PLN	PLN	PLN	PLN	PLN	PLN
3	4,4	5	4,5	4,4	3	4,8	4,35
6	5,5	6,1	5,1	2,9	6,1	6,8	5,42
9	4,9	4,5	4	6,8	6,9	5,5	5,43
12	5,9	4,4	5,7	7,9	8	6,3	6,37
15	6,6	6,3	7,2	7,3	7,9	7,5	7,13
18	7,9	6,9	8,1	8,1	9,7	8	8,12

$$P_{LNe} = \sqrt[6]{4,35 * 5,42 * 5,43 * 6,37 * 7,13 * 8,12} \quad (6.9)$$

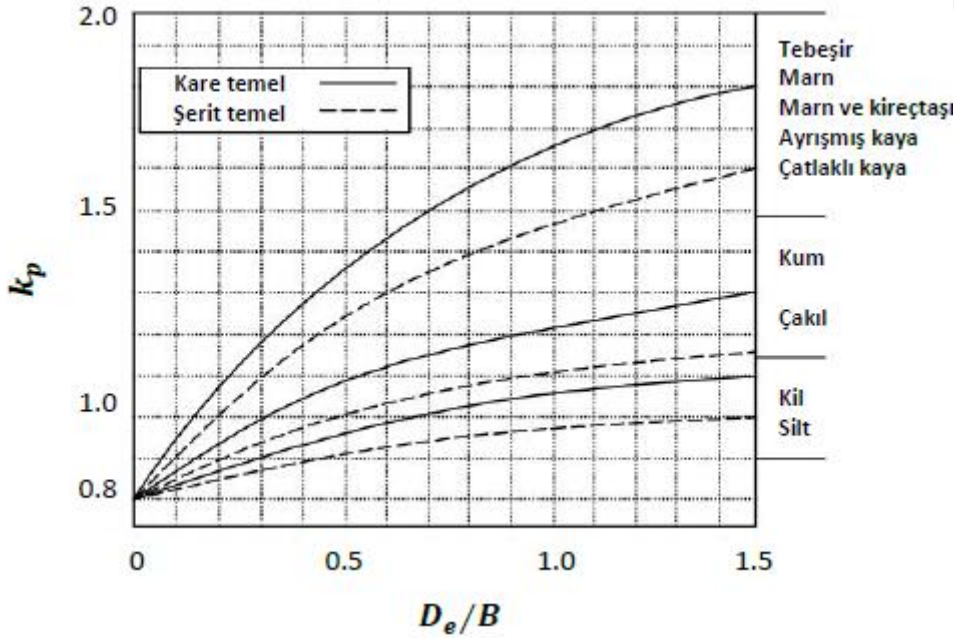
$$=6,01$$

$$De = (3*4,35 + 3*5,42 + 3*5,43 + 3*6,37 + 3*7,13 + 3*8,12) / 6,01 = 18,37$$

$$K_p = De / B \quad (6.10)$$

K_p değeri okuması Şekil 6.9. dan elde edilmiştir.

$$= 18,37 / 20 = 0,92$$



Şekil 6.2. De/B grafiği (Erol ve Çekinmez, 2014)

Grafik okuması ile K_p 0,9 alınmıştır.

$$q_{ult}=(k_p \cdot Pl_{ne})+\sigma_v \quad (6.11)$$

$$\sigma=3 \cdot 20=60 \text{ kN/m}^2 \text{ } 0,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$=(0,9 \cdot 6,01)+0,6=6,01 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu+1.28\sigma \text{ } N_{60} \text{ için;}$$

$$q_{nem}(\text{kN/m}^2)=7.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu-1.28\sigma \text{ } N_{60} \text{ için;}$$

$$q_{nem}(\text{kN/m}^2)=4.79 \text{ kg/cm}^2 \text{ hesaplanmıştır.}$$

Spt ve presiyometre arazi deneylerinin ardından ampirik yöntem olarak laboratuvar sonuçları kullanılarak taşıma gücü hesabı yapılmıştır. Ampirik yöntemlerde hesaba kohezyonsuz kayma dayanımı alınmıştır. Geoteknik çalışmalar, yapıların tasarımında önem arz eder. Çelik, beton, betonarme, ahşap ve diğer malzemelerden inşa edilen çoğu yapı, doğal zemin yapılarına dayanmaktadır. Killi zeminlerin kayma mukavemetini ve kırılma zarfı parametreleri üzerine birçok çalışma ve diğer zemin indeksleri ile korelasyonlar yapılmıştır. Bu bağlamda kayma direncinin belirlenmesi kaçınılmazdır.

Arazi adalara bölündükten sonra üzerinde yapılan laboratuvar deney sonuçlarına göre c_u verileri alınmıştır. Bu c_u değerlerinin ortalaması hesaplanmıştır (Tablo 6.7.).

Tablo 6. 7. Laboratuvar deney sonuçlarına göre c_u verileri

A adası(kN/m ²)	B adası	C adası	D adası	E adası	F adası	Ortalama
					57	
58,5	60,5	59,5	59	56	kN/m ²	58,7

Temel taşıma gücünün karakteristik dayanımı drenajsız durum için q_k aşağıdaki denklem ile hesaplanacaktır.

$$q_k=(2+\Pi)c_u s_c d_c i_c b_c g_c +q \quad (6.12)$$

$$\phi=0 \text{ derece için;}$$

$$N_q=1$$

$$N_c=5,1$$

$$N_y=0$$

$$S_c=1+(\frac{B}{L})(\frac{Nq}{Nc}) \quad (6.13)$$

$$= 1+ (\frac{20}{20})(\frac{1}{5,14})$$

$$=1,19$$

$$d_c = 1 + 0.4 \times k \quad (6.14)$$

$$k= \frac{D_f}{B} \quad (6.15)$$

$$3/20=0,15$$

$$1+0,4*0,15=1,06$$

$$q_k=(5,14*58,7*1,19*1,06)+60$$

$$=440,59 \text{ kN/m}^2 \text{ bulunmuştur.}$$

Hesaplanan taşıma gücü zemin için yeterli olup yol üst yapısını ve yol yapılarını işletme süresince emniyetli ve ekonomik bir şekilde taşıyabileceği görülmüştür.

Terzaghi Ampirik Spt hesaplamalarında Spt deneyi ile cu hesaplamaları yapıldı.3 yöntem kullanılarak öncelikle cu hesaplanmıştır (Tablo 6.8.).

Kullanılan yöntemler;

$$1) \text{ Terzaghi ve Peck (1967); } cu(kN/m^2)=3.75N \quad (6.16)$$

$$2) \text{ Stroud (1974); } (6-7)N60 \quad (6.17)$$

$$3) \text{ Mayne ve Kulhawy (1990) çalışmalarında önerilen; } (cu/ps) = 0.06 N \quad (6.18)$$

formülleri ile kohezyonsuz kayma dayanımını bulunacaktır.

Tablo 6.8. Terzaghi ampirik Spt N₆₀ ortalama hesaplamaları

N60 ORTALAMA	cu=3,75*N	cu=6,5*N60	cu/pa=0,06N
8	31,5	54,7	50,5
10	38,3	66,4	61,3
11	40,5	70,3	64,9
13	47,9	83,1	76,7
13	47,5	82,4	76,0
13	50,2	87,0	80,3
14	51,3	88,9	82,1
14	53,6	92,9	85,7
15	55,1	95,6	88,2
15	57,8	100,1	92,4
16	58,8	101,9	94,1
Cu ort =	48,4	83,9	77,5

Terzaghi ve Peck yöntemi Stroud yöntemi Kulhawy ve Mayne yöntemi 3 yöntemle cu hesabı yapıldı. Cu elde edildikten sonra taşıma güçleri hesaplanmıştır.

$$q_k = (2 + \Pi) c_u s_c d_c i_c b_c g_c + q \quad (6.19)$$

Formülü ile

$$\text{Terzaghi ve Peck (1967); } q_k = 375,13 \text{ kN/m}^2 \quad (6.20)$$

$$\text{Stroud (1974); } q_k = 606,22 \text{ kN/m}^2 \quad (6.21)$$

$$\text{Mayne ve Kulhawy (1990); } q_k = 564,21 \text{ kN/m}^2 \quad (6.22)$$

değerleri bulunmuştur.

İstatistiksel yöntemlerle $\mu + 1.28\sigma$ değerleri bulunup üç yönteme göre cu değerleri elde edilmiştir (Tablo 6.9.).

Tablo 6. 9 Terzaghi ampirik Spt N₆₀ $\mu + 1.28\sigma$ hesaplamaları

N60 $\mu + 1.28\sigma$	cu=3,75*N	cu=6,5*N60	cu/pa=0,06N
12	45	78	72
14	52,5	91	84
15	56,25	97,5	90
17	63,75	110,5	102
17	63,75	110,5	102
19	71,25	123,5	114
20	75	130	120
21	78,75	136,5	126
22	82,5	143	132
23	86,25	149,5	138
25	93,75	162,5	150
Ort cu=	69,89	121,1364	111,8182

3 yöntemle cu hesabı yapıldıktan sonra ;

$$q_k=(2+\Pi)c_u s_c d_c i_c b_c g_c +q \quad (6.23)$$

Formülü ile

Terzaghi ve Peck(1967); $q_k= 514,84 \text{ kN/m}^2$

Stroud (1974); $q_k= 848,41 \text{ kN/m}^2$

Mayne ve Kulhawy (1990); $q_k=787,76 \text{ kN/m}^2$ değerleri bulunmuştur.

İstatistiksel yöntemlerle $\mu-1.28\sigma$ değerleri bulunup üç yönteme göre cu değerleri elde edilmiştir (Tablo 6.10.).

Tablo 6. 10. Terzaghi ampirik Spt N_{60} $\mu-1.28\sigma$ hesaplamaları

N_{60} $\mu-1.28\sigma$	$c_u=3,75*N$	$c_u=6,5*N_{60}$	$c_u/p_a=0,06N$
5	18,7500	32,5	30
7	26,25	45,5	42
7	26,25	45,5	42
9	33,75	58,5	54
8	30	52	48
8	30	52	48
7	26,25	45,5	42
7	26,25	45,5	42
7	26,25	45,5	42
7	26,25	45,5	42
7	26,25	45,5	42
Ort	26,9318	46,68182	43,09091
cu=			

3 yöntemle cu hesabı yapıldıktan sonra ;

$$q_k=(2+\Pi)c_u s_c d_c i_c b_c g_c +q \quad (6.24)$$

Formülü ile

Terzaghi ve Peck(1967); $q_k= 235,3 \text{ kN/m}^2$

Stroud (1974); $q_k= 363,8 \text{ kN/m}^2$

Mayne ve Kulhawy (1990); $q_k=340,5 \text{ kN/m}^2$ değerleri hesaplanmıştır.

Terzaghi Ampirik Presiyometre hesaplamalarında presiyometre deneyi ile c_u hesaplamaları için 3 yöntem belirlenmiştir. Bu yöntemler kullanılarak c_u değerleri elde edilmiştir (Tablo 6.11.). Bu yöntemler kullanılarak taşıma gücü hesabı yapılmıştır.

Kullanılan yöntemler;

$$1) \quad c_u = 25 + (PLN/10) \text{ kN/m}^2 \quad (6.25)$$

$$2) \quad c_u = PLN/B_p \text{ kN/m}^2 \quad (6.26)$$

$$3) \quad c_u = 0,21 * \left(\frac{PLN}{Pa}\right)^{0,75} * Pa \quad (6.27)$$

Katı/çok katı killerde βp değerinin 6.5 – 12 aralığında değişebileceğini ve ortalama $\beta p = 9.0$ alınabileceğini belirtmektedir.

Tablo 6.11. Presiyometre deneyi ortalama c_u hesaplamaları

Derinlik	PLN kN/m ²	Cu1	Cu2	Cu3
3	435	68,5	48,33	63,25
6	542	79,2	60,22	74,60
9	543	79,3	60,33	74,70
12	637	88,7	70,78	84,20
15	713	96,3	79,22	91,63
18	812	106,2	90,22	101,02
		86,37	68,19	81,57

3 yöntemle c_u hesabı yapıldıktan sonra ;

$$q_k = (2 + \Pi) c_u s_c d_c i_c b_c g_c + q \quad (6.28)$$

Formülü ile ;

$$1) \quad q_k = 622,11 \text{ kN/m}^2$$

$$2) \quad q_k = 503,77 \text{ kN/m}^2$$

$$3) \quad q_k = 590,87 \text{ kN/m}^2 \text{ taşıma gücü değerleri elde edilmiştir.}$$

İstatistiksel yöntemlerle $\mu + 1.28\sigma$ değerleri bulunup üç yöntemle göre c_u değerleri elde edilmiştir (Tablo 6.12.).

Tablo 6. 3. Presiyometre deneyi $\mu + 1,28\sigma$ Cu hesaplamaları

Derinlik	PLN	Cu1	Cu2	Cu3
3	546	79,6	60,67	75,009069
6	666	91,6	74,00	87,061264
9	677	92,7	75,22	88,137514
12	793	104,3	88,11	99,237128
15	904	115,4	100,44	109,48273
18	1027	127,7	114,11	120,47505
		101,8833	85,43	96,567126

3 yöntemle cu hesabı yapıldıktan sonra ;

$$q_k = (2 + \Pi) c_u s_c d_c i_c b_c g_c + q \quad (6.29)$$

Formülü ile ;

1. $q_k = 723,09 \text{ kN/m}^2$
2. $q_k = 615,99 \text{ kN/m}^2$
3. $q_k = 688,49 \text{ kN/m}^2$ değerleri elde edilmiştir.

İstatistiksel yöntemlerle $\mu - 1,28\sigma$ değerleri bulunup üç yöntemle göre cu değerleri elde edilmiştir (Tablo 6.13.).

Tablo 6.13. Presiyometre deneyi $\mu - 1,28\sigma$ Cu hesaplamaları

Derinlik	PLN	Cu1	Cu2	Cu
3	338	58,8	37,56	52,349
6	412	66,2	45,78	60,728
9	419	66,9	46,56	61,501
12	491	74,1	54,56	69,268
15	559	80,9	62,11	76,345
18	635	88,5	70,56	84,004
		72,56667	52,85	67,366

3 yöntemle cu hesabı yapıldıktan sonra ;

$$q_k = (2 + \Pi) c_u s_c d_c i_c b_c g_c + q \quad (6.30)$$

Formülü ile ;

1. $q_k = 532,29 \text{ kN/m}^2$

2. $q_k=403,98 \text{ kN/m}^2$
3. $q_k=498,44 \text{ kN/m}^2$ değerleri elde edilmiştir.

Tablo 6. 14. Ampirik Terzaghi Spt taşıma gücü hesabı kıyaslaması

Ampirik	Terzaghi	SPT-terzaghi	375,13
Ampirik	Terzaghi	Spt-stroud	606,22
Ampirik	Terzaghi	SPT-Kulhawy	564,21

Taşıma gücü hesabı yapılırken kullanılan Ampirik yöntemden Terzaghi ile üç farklı yöntem kıyası yapılmıştır (Tablo 6.14.). Stroud ile taşıma gücü diğerlerine kıyasla daha yüksek çıkmıştır. Stroud kohezyonsuz kayma dayanımını hesabı için $6.5 \cdot N$ formülü kullanmıştır. Terzaghi, Kulhawy ve Stroud kohezyonsuz kayma dayanımı hesap yöntemleri birbirinden farklılık göstermektedir. Bu sebeple taşıma gücünde de farklılıklar görülmektedir.

Tablo 6.15. Ampirik Terzaghi yöntemleri taşıma gücü hesabı kıyaslaması

Ampirik	Terzaghi	presiyometre	622,11
Ampirik	Terzaghi	SPT-Kulhawy	564,21
Ampirik	Terzaghi	SPT-terzaghi	375,13
Ampirik	Terzaghi	Spt-stroud	606,22

Taşıma gücü hesaplanırken Ampirik yöntem olarak Terzaghi seçildi. Terzaghi ampirik yöntemler kıyaslanmıştır (Tablo 6.15.). Terzaghi ile kullanılan yöntemlerde en yüksek taşıma gücünün Presiyometrede çıktığı görülmüştür. Presiyometre hesabı kullanılan diğer yöntemlere göre daha emniyetlidir. Spt ile kohezyonsuz kayma dayanımı hesabında değerlerde sapmalar görülmüştür. Zemin için presiyometre ile taşıma gücünden daha emniyetli sonuçlar alınmıştır.

Tablo 6.16. Terzaghi yöntemi arazi ve laboratuvar deneyi taşıma gücü karşılaştırması

Ampirik	Terzaghi	Lab	440,59
Ampirik	Terzaghi	SPT-Kulhawy	564,21

Kullanılan hesap yöntemlerinden Spt ve Laboratuvar deneyleri arasında kıyaslama yapılırsa Laboratuvar ile yapılan taşıma gücünün daha düşük olduğu görülür (Tablo 6.16.). Laboratuvar kısmında insan faktörleri ve çevre faktörleri göz önüne alınarak değişkenlerde

yanılmalar olduğu kabul edilir. Ortam sıcaklığı, okuma ve hesaplama hataları laboratuvar deneylerinde yaygın olarak görülür. Hata oranı yüksek çıkabilmektedir. Bu nedenlerden dolayı kullanılacak zemin için Ampirik olan Spt deneyi kullanılması daha uygun görülmektedir.

Tablo 6.17. Spt ve Presiyometre hesap yöntemleri karşılaştırılması

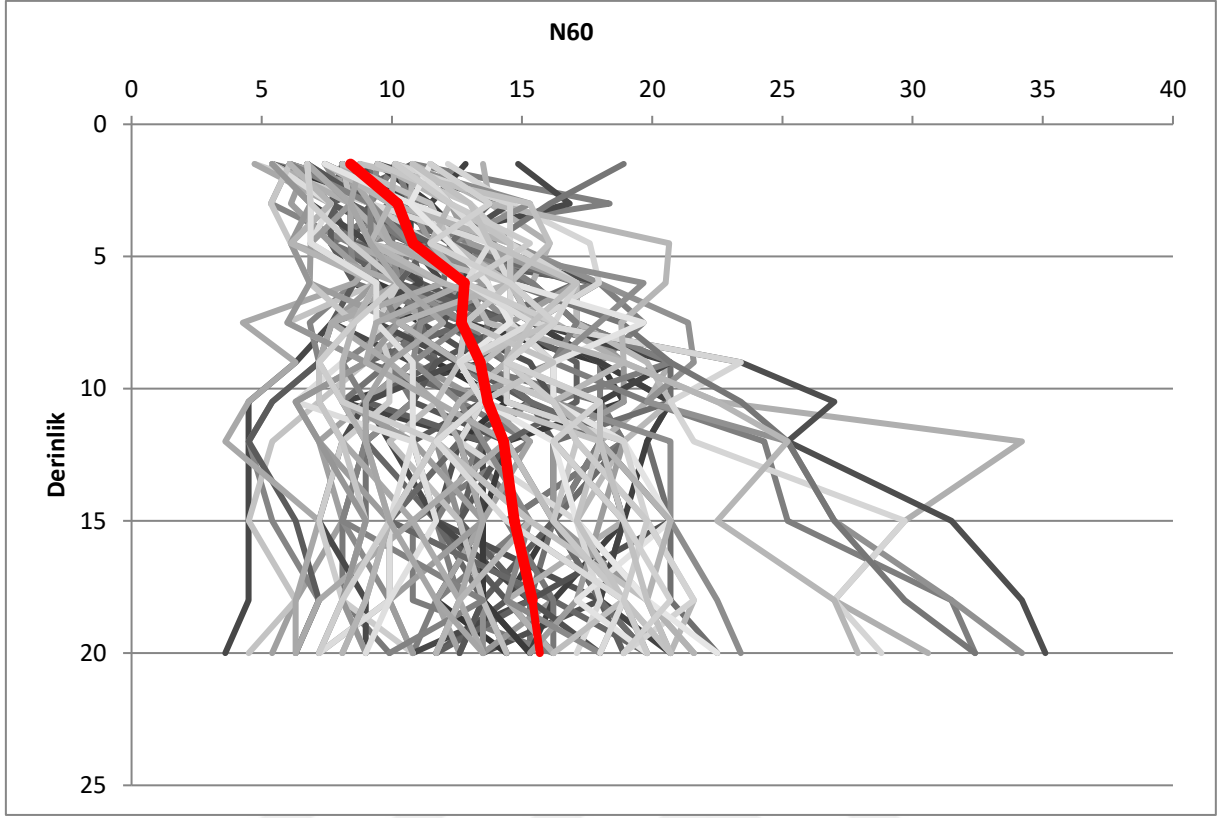
Taşıma gücü yöntemi	Taşıma gücü
Spt	75,53 kN/m ²
Presiyometre	60,1 kN/m ²

Kohezyonsuz kayma dayanımı olmadan Spt ve Presiyometre hesabı ile taşıma gücü karşılaştırıldığında Spt taşıma gücü daha yüksek çıkmıştır (Tablo 6.17.) Spt hesabında kullanılan cihazlar çok dayanıklıdır. Spt ilerleyen teknolojiye ayak uyduran bir saha deneyidir. Taşıma gücü hesabında daha emniyetli sonuçlar vermektedir. Bu nedenle Spt ile taşıma gücü hesabı kullanılması daha uygun görülmüştür.

Tablo 6.18. Ampirik yöntemlerle hesaplanan taşıma gücü sonuç karşılaştırılması

	Terzaghi	Stroud	Kulhawy	Presiyometre
$\mu-1,28\sigma$	235,28	363,82	340,45	532,29
$\mu+1,28\sigma$	514,84	848,41	787,75	723,09
μ	375,13	606,22	564,21	622,11

Ampirik yöntemleri kendi içinde kıyasladığımızda presiyometrenin daha yüksek taşıma gücü değeri verdiğini görülmüştür (Tablo 6.18.). İncelenen zeminde presiyometre deneyi hesap yöntemlerinin daha uygun olduğu anlaşılmaktadır. Hesap yöntemleri uygulanırken zemin özellikleri göz önüne alınmalıdır. Presiyometre ile taşıma gücü daha yüksek çıkmış olup incelenen zemin için daha emniyetli sonuç vermiştir.



Şekil 6.3. 82 kuyunun N60 değerleri-Derinlik grafiği

Tablo 6.19. Ampirik yöntemler ve laboratuvar sonucunun karşılaştırılması

	Ampirik Yöntemler	Lab
	235,28	
	514,84	
	375,13	
	363,82	
	848,41	
	606,22	
	340,45	
	787,75	
	564,21	
	532,29	
	723,09	
	622,11	
stdt	189,071	
spma		
ort	542,8	440,59
$\mu+1*\sigma$	731,871	
$\mu-1*\sigma$	353,729	

Tüm ampirik yöntemler ile laboratuvar yöntemini kıyasladığımızda ampirik yöntemler daha yüksek taşıma gücü sonucunu verdi (Tablo 6.19.) Laboratuvar yöntemlerinde insan ve çevreden dolayı oluşabilecek hataları sıfıra indirmek gerekmektedir. Zemin deneylerinde sadece laboratuvar deneyleri yeterli olmayabilir bunun yanında Standart penetrasyon deneyi veya presiyometre deneyi yapmak çoğu zaman daha güvenli sonuçlar vermektedir.

83 sondaj kuyusundan alınan N60 değerleri ile derinlik grafiği çizilmiştir (Şekil 6.3.) grafikte hesaplamalar sonucu N60 ortalama değeri gösterilmiştir.

7. KAYNAKLAR

- Acar, F.**, 2019. Kutlubey-Yazıcılar bölgesi killerin fiziksel ve mekanik özelliklerinin Çatalağzı uçucu külü ile stabilizasyonu, *Yüksek Lisans Tezi*, Bartın Üniversitesi, Bartın, 87s.
- AFAD**, 2018. Türkiye Deprem Tehlike Haritası, Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Ankara.
- Al-Taie, E., Al-Ansari, N., Knutsson, S.**, 2016. Irak'ın farklı lokasyonlarında çeşitli ilave yükler altında temel oturmasının sonlu elemanlar kullanılarak değerlendirilmesi. *Mühendislik*, 8(5):257-268.
- Arda, H.T.**, 2011. Yüzeysel temellerde taşıma gücünün iki ve üç boyutlu sonlu elemanlar yöntemiyle incelenmesi. *Yüksek Lisans Tezi*, Namık Kemal Üniversitesi, Tekirdağ, 46s.
- Ardıç, Ö.**, 2006. Ayrık Eleman Yöntemi ile taşıma kapasitesi analizi. *Yüksek Lisans Tezi*, Orta Doğu Teknik Üniversitesi.
- Bowles, J. E.**, 1996. Foundation Analysis and Design, 5th ed., The McGraw-Hill Companies, Inc.
- Brinch-Hansen, J.**, 1961. The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces. Geoteknisk Institute (The Danish Geotechnical Institute), 12, 5-9.
- Budak, Ö.**, 2020. Kohezyonlu zeminlerin drenajsız kayma dayanımlarının çeşitli laboratuvar deneyleri ile kıyaslanması. *Yüksek Lisans Tezi*, Gazi Üniversitesi, Ankara, 187s.
- Craig, G.**, 2004. *The media, politics and public life*. Victoria-Australia: Ullen & Unwin.
- Çelebi, M.**, 2019. Shape effect of shallow footings on seismic bearing capacity for foundations located near slopes. *Yüksek Lisans Tezi*, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, 144s.
- Çinicioğlu, S.F.**, 2005. Zeminlerde statik ve dinamik yükler altında taşıma gücü anlayışı ve hesabı. Seminer, IMO İstanbul Şubesi.
- Çolak, A.**, 2023. Helisel kazıkların taşıma gücü kapasitelerinin analitik yöntemler ve sayısal analiz yöntemleri kullanılarak araştırılması. *Yüksek Lisans Tezi*, Erciyes Üniversitesi, Kayseri, 47s.
- Das, M. B.**, 2010. Principles of Geotechnical Engineering, İngiltere.
- Dinç, B.K., Metin, G.E.R.** 2017. Zemin Taşıma Gücünün Belirlenmesi İçin Bir Yaklaşım. *İstanbul Aydın Üniversitesi Dergisi*, 9(1), 1-8.
- Erol, A.O., Çekinmez, Z.**, 2014. Geoteknik mühendisliğinde saha deneyleri. Yüksel Proje Yayınları.

- Gülşen, F.**, 2013. Doygun ve Doygun Olmayan Zemin Mekanîği Kavramları ile Sığ Temellerin Taşıma Gücü. *Yüksek Lisans Tezi*, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 135s.
- Güneş, E.**, 2013. Zemin incelemelerinde standart penetrasyon deneyi ile koni penetrasyon deneyi değerlerinin karşılaştırılması, *Yüksek Lisans Tezi*, Namık Kemal Üniversitesi, Tekirdağ, 106s.
- Hatipoğlu, M.**, 2012. Kalıcı kayma mukavemetinin laboratuvar deneyleri ile belirlenmesi, *Doktora Tezi*, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 350s.
- Head, J. W.**, 1994. Lunar graben formation due to near-surface deformation accompanying dike emplacement, *Planet. Space Sci*, 10, 719-727.
- Helvacıoğlu, A.**, 2015. Zemin Ankrajlarının Taşıma Gücü Ve İmal Yöntemlerinin Taşıma Gücüne Etkisi. *Doktora Tezi*, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 325s.
- Hothot, M.**, 2021. Zeminde ve kayada kazık taşıma gücünün sonlu elemanlar yöntemi ile tahmini. *Frontiers in Neuroscience*, 14(1):1–13.
- İspiroğlu, M.**, 2016. İnce daneli zeminlerde drenajlı kayma direnci parametrelerinin tayini, *Doktora Tezi*, Sakarya Üniversitesi, Sakarya, 112s.
- Kahraman, O.**, 2017. T-kesitli temellerin sonlu elemanlar yöntemiyle sayısal analizi, *Yüksek Lisans Tezi*, İskenderun Teknik Üniversitesi, İskenderun, 135s.
- Kaya, N.**, 2017. T-kesitli temellerin taşıma gücünün deneysel analizi, *Yüksek Lisans Tezi*, İskenderun Teknik Üniversitesi, İskenderun, 114s.
- Kayabaşı, A.**, 2014. Application of the menard pressuremeter test for the bearing capacity and settlement analysis: A case study at Kuloğlu Hydro-Electric Central (HEC) Regulator Site (Kars, Turkey). *Jeoloji Muhendisligi Dergisi*, 38(2):73–102.
- Kulhawy, F.H. and Mayne, P.W.**, 1990. “Manual on estimating soil properties for foundation design” , Electric Power Institute, Palo Alto, CA.
- McCarthy, D. F.**, 2007. Zemin mekanîğinin esasları ve temeller; temel geoteknik, 7. Baskı, OYTEV, İstanbul.
- Menard, L.**, 1975. Interpretation and Application of Pressuremeter Test Results, *Soil-Soils Techniques*, Fransa.
- Meyerhof G. G. and Ranjan G.**, 1974. The Bearing Capacity of Rigid Piles Under Inclined Loads in Sand, II Batter Piles. *Canadian Geotech. Journal*, 10, 71-85.
- Mitchel, J.K.**, 1993. Fundamentals of Soil Behavior. 2nd Ed, John Wiley&Sons.
- Nixon, I.K.**, 1982. “Standard penetration test: State-of-the-art report”, Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, Netherlands, 3-21.
- Ouagni, M.S.T., Ngapgue, F., Kenmogne, F., Kammogne, A.S.T., Koumi, S.N.**, 2021. Mathematical Modeling of Shear Stress and Direct Shear Test for Compressible

Soil: Case of Soil Bordering the Wouri River. *World Journal of Engineering and Technology*, 9(3):385–406.

Öner, E., 2003. Alüviyal Ortamlarda Standart Penetrasyon. *Mart*, 22–25.

Prandtl, L., 1920. “Über die Harte plastischer Körper”, *Nachr. Ges. Wiss. Goettingen, Math.-Phys. Kl.*, 74-85.

Satı, Y., 2016. Sıkıştırılmış ince daneli zeminlerin kayma mukavemetinin drenajlı koşullarda incelenmesi. *Nature Methods*, 7(6), 2016.

Sivrikaya, O., 2003. Standart penetrasyon deneyi ile zemin özelliklerinin belirlenmesi ve Türkiye’deki uygulaması, *Doktora Tezi*, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 169s.

Sivrikaya, O., Toğrol, E., 2007. Türkiye’de SPT-N değeri ile ince daneli zeminlerin drenajsiz kayma mukavemeti arasındaki ilişkiler. *Teknik Dergi/Technical Journal of Turkish Chamber of Civil Engineers*, 18(4):4229–4246.

Skempton, A.W., 1985. A history of soil properties, 1717–1927. In: Golden Jubilee Volume, Proceedings of the 11th International Conference on Soil

Sowers, G. F., (1979). Introductory soil mechanics and foundations: geotechnical engineering. 4th ed. New York: Macmillan.

Stroud, M. A., (1974). The Standard Penetration Test in Insensitive Clays and Soft Rocks. 1st European Conference on Penetration Testing, Vol.1, pp. 372 – 373.

Şengöz, T. E., 2021. Killerin kullanım alanları, killerin mühendislik özellikleri ve imara esas jeolojik-jeoteknik etüt çalışmalarında killerin önemi. *ResearchGate*, 17(2), 2016.

TBDY, 2018. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Ankara.

Terzaghi, K., 1947: Theoretical Soil Mechanics, 4th ed., John Wiley & Sons, Inc., New York.

Terzaghi, K., Peck, R. B., 1967. Soil Mechanics in Engineering Practise, Second ed., John Wiley & Sons, Inc., New York.

TMMOB, 2021. Jeoloji Müh. Odası-Toprak zeminlerde sıg temellerin taşıma gücü hesap cetveli kullanım kılavuzu.

Tonyah, İ., 2011. Zemin inceleme yöntemlerini kullanan taşıma gücü analiz metotlarının incelenmesi. *ResearchGate*, 15-123, 1230.

Tütüncü, M., 2019. Kuma oturan yüzey model şerit temelin taşıma gücünün rölatif sıklıkla değişimi. *Carbohydrate Polymers*, 6(1), 5–10.

URL-1, 2023. <https://www.geoteknikpro.com/sivilasma-analizi/>. 15 Haziran 2023

Uzuner, B. A., 2000. Temel Mühendisliğine Giriş, Derya Kitabevi, Trabzon.

Vesic, A. S., (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations, Journal of SM and FE Division, ASCE, vol. 99, No. SMI,

