

T.C.
PAMUKKALE ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

ARAZİ VE LABORATUVAR DENEYLERİ İLE GEOTEKNİK
TASARIM

TEZSİZ YÜKSEK LİSANS
DÖNEM PROJESİ

ABDULLAH AYDIN

DENİZLİ, TEMMUZ - 2020

**T.C.
PAMUKKALE ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**



**ARAZİ VE LABORATUVAR DENEYLERİ İLE GEOTEKNİK
TASARIM**

**TEZSİZ YÜKSEK LİSANS
DÖNEM PROJESİ**

ABDULLAH AYDIN

DENİZLİ, TEMMUZ - 2020

KABUL VE ONAY SAYFASI

ABDULLAH AYDIN tarafından hazırlanan “**ARAZİ VE LABORATUVAR DENEYLERİ İLE GEOTEKNİK TASARIM**” adlı tezsiz yüksek lisans dönem projesi danışmanlığında hazırlanmış olup 28.07.2020 tarihinde son kontrolü yapılarak Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı tezsiz yüksek lisans dönem projesi olarak kabul edilmiştir.

İmza

Danışman
Doç. Dr. Devrim ALKAYA

.....

Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun
..... tarih ve sayılı kararıyla onaylanmıştır.

.....

Prof. Dr. Uğur YÜCEL

Fen Bilimleri Enstitüsü Müdürü

Bu dönem projesi çalışması, KIRMİR ÇAYI ASMA KÖPRÜ PROJESİ ve ÇALIK ENERJİ SAN. TİC. A.Ş. tarafından inşa edilen NAINAWA 6x125 MW 9E POWER PLAN PROJESİ (MUSUL, IRAK) ile desteklenmiştir.

Bu dnlem projesinin tasarımı, hazırlanması, yürütülmesi, araştırmalarının yapılması ve bulgularının analizlerinde bilimsel etiğe ve akademik kurallara özenle riayet edildiğini; bu çalışmanın doğrudan birincil ürünü olmayan bulguların, verilerin ve materyallerin bilimsel etiğe uygun olarak kaynak gösterildiğini ve alıntı yapılan çalışmalara atfedildiğine beyan ederim.

ABDULLAH AYDIN

ÖZET

ARAZİ VE LABORATUVAR DENEYLERİ İLE GEOTEKNİK TASARIM

DÖNEM PROJESİ

ABDULLAH AYDIN

PAMUKKALE ÜNİVERSİTESİ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

(DANIŞMANI: DOÇ. DR. DEVRİM ALKAYA)

DENİZLİ, TEMMUZ - 2020

Farklı üst yapı yüklerini, güvenli bir şekilde zemine aktaran temellerin tasarımı çok önemlidir. Bu tasarımı yapabilmek için, temelin oturacağı zeminin mühendislik özelliklerine hakim olmak gerekir. Mühendislik özelliklerini bulmamıza yardımcı olan bu çalışmalar, arazi ve laboratuvar ortamında gerçekleştirilmektedir. Bu projede, arazi deneylerinden standart penetrasyon deneyi, koni penetrasyon deneyi, presiyometre deneyi, kanatlı kesici deneyi; laboratuvar deneylerinden ise elek analizi, hidrometre deneyi, kıvam limitleri, kompaksiyon deneyi, kesme kutusu deneyi, tek ve üç eksenli basınç deneyleri, permeabilite deneyleri incelenmiştir. TBDY-2018 Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Esaslar ile Zemin ve Temel Etüdü Uygulama Esasları Rapor Formatı incelenmiş, zemin parametreleri yardımıyla geoteknik tasarım yapılmıştır. Kırmil Çayı Köprü Projesi ve Irak-Nainawa Doğalgaz Çevrim Santral Projesi geoteknik açıdan incelenmiş, taşıma gücü hesapları TBDY-2018 Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Esaslar baz alınarak yapılmıştır. Gereken hesapların hızla yapılmasını sağlamak, geoteknik rapor hazırlama aşamalarını kolaylaştırmak, hata olasılığını en aza indirmek, ekonomik ve güvenli tasarım için gereken verileri elde edebilmek amacıyla kısım kısım Excel Tablolama Programları oluşturulmuştur.

ANAHTAR KELİMELEER: Zemin, Zemin Mekaniği, İnşaat Mühendisi, Geoteknik Rapor

ABSTRACT

THE GEOTECHNIC DESIGN WITH FIELD AND LABORATORY TESTS TERM PROJECT

ABDULLAH AYDIN

**PAMUKKALE UNIVERSITY INSTITUTE OF SCIENCE
CIVIL ENGINEERING**

(SUPERVISOR: ASSOC. PROF. DR. DEVRİM ALKAYA)

DENİZLİ, JULY 2020

The design of the structure that transfer the different superstructure loads to the ground safely is very important. In order to create this design, it is essential to master the parameters of the ground on which the structure will sit. These studies which helps us to find parameters are realized in field and laboratory conditions. In this project, standard penetration test, cone penetration test, pressuremeter test, shear vane test from field tests and sieve analysis, hydrometer test, compaction test, atterberg limits, shear box test, single and triaxial pressure test, permeability test, compaction test from laboratory tests are examined. TBDY-2018 Principles For The Design Of Buildings Under The Earthquake Effect and Ground and Sub-Surface Investigation Principles Study Report Format are examined, design is made with the help of ground parameters. Kirmil Stream Bridge Project and Iraq-Nainawa Natural Gas Cycle Power Plant Project were examined geotechnically, bearing capacity calculations were made based on TBDY-2018 Principles For The Design Of Buildings Under The Earthquake Effect. In order to ensure that the necessary accounts are made quickly, facilitate geotechnical report preparation stages, minimize the possibility of errors and obtain the required data for economical and safe design, piacemeal Excel Spreadsheets are created.

KEYWORDS: Soil, Soil Mechanics, Civil Engineer, Geotechnic Report

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖZET.....	i
ABSTRACT	ii
İÇİNDEKİLER.....	iii
ŞEKİL LİSTESİ.....	vi
TABLO LİSTESİ.....	viii
SEMBOL LİSTESİ.....	ix
ÖNSÖZ.....	xiii
1. GİRİŞ.....	1
1.1 İçerik	2
2. ZEMİN ve TEMEL ETÜDÜ UYGULAMA ESASLARI RAPOR FORMATI VE TBDY–2018 DEPREM ETKİSİ ALTINDA BİNALARIN TASARIMI İÇİN ESASLAR	4
2.1 Geoteknik Rapor Formatı.....	4
2.2 Zemin ve Temel Etüt Raporları	6
2.3 Zemin Parametrelerinin Belirlenmesi	7
2.4 Deprem Yer Hareketi Düzeyleri.....	8
2.4.1 Deprem Yer Hareketi Düzeyi-1 (DD-1).....	8
2.4.2 Deprem Yer Hareketi Düzeyi-2 (DD-2).....	9
2.4.3 Deprem Yer Hareketi Düzeyi-3 (DD-3).....	9
2.4.4 Deprem Yer Hareketi Düzeyi-4 (DD-4).....	9
2.5 Deprem Etkisi Altında Zeminin Sıvılaşma Potansiyelinin İrdelenmesi.....	9
2.6 Sıvılaşma Direncinin Hesaplanması	11
2.7 Bina Kullanım Sınıfları ve Önem Katsayıları	12
2.8 Deprem Tasarım Sınıfları ve Yerel Zemin Etki Katsayıları	13
2.9 Yüzeysel Temellerin Taşıma Gücü	14
3. ARAZİ DENEYLERİ	17
3.1 (SPT) Standart Penetrasyon Deneyi	17
3.1.1 SPT-N Deney Sonuçlarının Düzeltilmesi.....	19
3.1.1.1 (C _B) Sondaj Çapı Düzeltme Faktörü (Skempton, 1986).....	19
3.1.1.2 (C _{BF}) Vuruş Sayısı Sıklığı Düzeltme Faktörü (Decourt, 1990)	20
3.1.1.3 (C _R) Tij Uzunluğu Düzeltme Faktörü	20
3.1.1.4 (C _S) İç Gömlek Düzeltme Faktörü (Bowles, 1988).....	21
3.1.1.5 (Enerji Oranı, E _r) Şahmerdan Verimi ve (C _E) Düzeltme Faktörü	21
3.1.1.6 (C _N) Yük Düzeltme Faktörleri.....	22
3.1.2 SPT Değerleri ile İlgili Korelasyonlar.....	24
3.1.2.1 SPT-N ile Zemin Sınıflandırma Arasındaki İlişki	24
3.1.2.2 SPT-N ile (q _U) Kayma Mukavemeti Arasındaki İlişki	24
3.1.2.3 SPT-N ile (D _r) Rölatif Sıklık Arasındaki İlişkisi	25
3.1.2.4 SPT-N ile (φ) İçsel Sürtünme Açısı Arasındaki Bağntı	26
3.1.2.5 SPT-N ile (C _U) Drenajsız Kayma Mukavemeti Arasındaki İlişki	26
3.1.2.6 SPT-N ile (σ _{v0}) Efektif Örtü Yükü Arasındaki İlişki.....	26

3.2	(CPT) Koni Penetrasyon Deneyi	27
3.3	CPT Değerleri ile İlgili Korelasyonlar	29
3.3.1	CPT ile Zemin Sınıflandırılması Arasındaki İlişki	30
3.3.2	CPT ile (D_r) Arasındaki İlişki	30
3.3.3	CPT Koni Direnci ile (σ'_{v0}) Efektif Örtü Yükü Arasındaki İlişki	31
3.4	(PMT) Presiyometre Deneyi	32
3.4.1	Elastisite (Deformasyon) Modülünün Hesaplanması	34
3.4.2	Zemin Taşıma Gücü ve Emniyet Gerilmesi Hesabı	34
3.5	Arazi (Veyn) Kanatlı Kesici Deneyi	34
4.	LABORATUVAR DENEYLERİ	37
4.1	Elek Analizi	37
4.1.1	Granülometri Eğrisi	38
4.2	Hidrometre Analizi	39
4.3	Atterberg (Kıvam) Limitleri	40
4.3.1	Likit Limit Deneyi	41
4.3.2	Plastik Limit Deneyi	43
4.3.3	Rötre Limiti (SL)	43
4.4	Kompaksiyon Deneyi	44
4.4.1	Standart Proktor Deneyi	44
4.5	Kayma Mukavemeti Deneyleri	46
4.5.1	Kesme Kutusu Deneyi	46
4.5.2	Serbest Basınç Deneyi	48
4.5.3	Üç Eksenli Basınç Deneyi	50
4.6	Permeabilite Deneyleri	51
4.6.1	Sabit Seviyeli Permeabilite Deneyi	51
4.6.2	Düşen Seviyeli Permeabilite Deneyi	53
5.	KİRMİR ÇAYI KÖPRÜ PROJESİ GEOTEKNİK İNCELEMESİ	54
5.1	Köprü Yeri ve Özellikleri	55
5.2	Araştırma Çalışmaları	56
5.2.1	Sondaj Logları	56
5.3	İnceleme Alanı Jeolojisi	56
5.3.1	Uruş Formasyonu	57
5.3.2	Alüvyon	57
5.4	Depremsellik	57
5.5	Köprü Temel Sistemi	59
5.5.1	Yüzeysel Temel Değerlendirmeleri	59
5.5.2	SPT Deneyi ile Yüzeysel Temel Hesap Yöntemi	60
5.5.2.1	Meyerhof (1974) Taşıma Gücü Hesabı	60
5.5.3	A1 ve A2 Kenar Ayaklarına ait Yüzeysel Temel Taşıma Gücü Hesaplamaları	61
5.5.3.1	A1 Kenar Ayağı Verileri	65
5.5.3.2	Oturma Değerlendirilmesi	66
5.5.4	A2 Kenar Ayağı Verileri	67
5.5.4.1	Oturma Değerlendirilmesi	68
5.5.5	P1 ve P2 Orta Ayaklarına Ait Yüzeysel Temel Taşıma Gücü Hesaplamaları	68
5.5.5.1	P1 ve P2 Orta Ayakları	72
5.5.5.2	Oturma Değerlendirilmesi	73
5.6	Derin Temel Değerlendirmeleri	73

5.6.1	Kohezyzyonsuz Zeminlerde Sürtünme Kazıklarında Uç Direncinin Hesaplanması	74
5.6.2	Kohezyonsuz Zeminlerde Sürtünme Kazıklarının Sürtünme Direncinin Hesaplanması	74
5.6.3	A1 Kenar Ayağına Ait Derin Temel Hesaplamaları	76
5.6.3.1	Uç Direncinin Hesaplanması	76
5.6.3.2	Sürtünme Direncinin Hesaplanması	78
5.6.3.3	Ortalama Efektif Gerilme	78
5.6.4	P1 ve P2 Orta Ayaklarına Ait Derin Temel Hesaplamaları	79
5.6.5	A2 Kenar Ayağına Ait Derin Temel Hesaplamaları	80
5.7	Temel Kazısı Şev Stabilitesi	80
5.7.1	P2 Orta Ayağı Geçici Şev Stabilitesi	81
5.8	Köprü Yaklaşım Dolguları	82
5.8.1	Oturma Değerlendirmesi	82
5.9	Sıvılaşma Potansiyeli	83
5.10	Sonuç ve Öneriler	83
6.	IRAK-NAİNAWA DOĞALGAZ ÇEVİRİM SANTRALİ GEOTEKNİK İNCELEMESİ.....	87
6.1	Irak-Nainawa Doğalgaz Çevrim Santrali Hakkında Bilgilendirme	87
6.2	Irak-Nainawa Doğalgaz Çevrim Santrali Proje Alanının Jeolojik Durumu	88
6.3	Nainawa Doğalgaz Çevrim Santrali Arazi Çalışmaları	89
6.4	Nainawa Doğalgaz Çevrim Santrali Laboratuvar Çalışmaları	90
6.5	Irak-Nainawa Doğalgaz Çevrim Santrali Zemininin Mühendislik Özellikleri	91
6.6	Terzaghi (1967) Yöntemiyle Taşıma Gücü Hesabı	93
6.7	Meyerhof (1972) Yöntemiyle Taşıma Gücü Hesabı	95
6.8	TBDY-2018 Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Esaslar'a Göre Taşıma Gücü Hesabı	99
7.	EXCEL TABLOLAMA PROGRAMI YARDIMIYLA GEOTEKNİK VERİLERİN İŞLENMESİ	102
7.1	Kohezyonlu Zeminler İçin Taşıma Gücü Excel Programı	102
7.2	Kohezyonsuz Zeminler İçin Taşıma Gücü Excel Tablolama Programı	103
7.3	Elek Analizi Excel Tablolama Programı	106
7.4	Serbest Basınç Deneyi Excel Tablolama Programı	108
7.5	Kıvam Limitleri Excel Tablo	109
8.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER	112
9.	KAYNAKLAR	114
10.	ÖZGEÇMİŞ	117

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 3.1: SPT Deney Aşamaları (FHWA, 2002b)	18
Şekil 3.2: SPT Deney Numunesi ve Tij (Önalp vd, 2013)	19
Şekil 3.3: Şahmerdan Verimi Enerji Oranı (E_r) ve Düzeltme Faktörü (C_E) (Uzuner, 2005).....	22
Şekil 3.4: (C_N) Yük Düzeltme Faktörleri (Uzuner, 2005)	22
Şekil 3.5: Güvenli (safety) ve Donut Tip Şahmerdanlar İçin Derinliğe Bağlı Enerji Oranlarının Değişimlerinin İncelenmesi (Robertson vd, 1983).....	23
Şekil 3.6: SPT-N Değerine Bağlı Zemin Sınıflandırılması (Clayton, 1993)	24
Şekil 3.7: SPT-N Değeri ile Kayma Mukavemeti Açısı İlişkisi (Peck vd, 1974)	25
Şekil 3.8: SPT-N-(D_r) ilişkisi (Terzaghi vd, 1967)	25
Şekil 3.9: SPT-N ile (C_U) Arasındaki İlişkisi (Terzaghi vd, 1967).....	26
Şekil 3.10: SPT-N ile Efektif Örtü Yükü Arasındaki İlişki (Schmertmann, 1975).....	27
Şekil 3.11: CPT Sondası, Prob (YILDIRIM, 2002).....	28
Şekil 3.12: Antalya Konyaaltı Bölgesinden Tipik Bir CPT Logu. (Uzuner, 2005).....	29
Şekil 3.13: CPT ve Zemin Sınıflandırılması (Begemann, 1965)	30
Şekil 3.14: (q_c)-(σ_{v0})-(D_r) Arasındaki İlişki (Robertson vd, 1983)	31
Şekil 3.15: CPT Koni Direnci ile (σ_{v0}) Efektif Örtü Yükü Arasındaki İlişki (Robertson vd, 1983)	32
Şekil 3.16: Presiyometre Deney Aleti (Holtz vd, 2011).....	33
Şekil 3.17: Presiyometre Deneyinde Basınç –Hacim İlişkisi (Uzuner, 2005).....	33
Şekil 3.18: Kanatlı Kesici Deney Aşamaları (Holtz, 2011).....	35
Şekil 3.19: Kanatlı Kesici Düzeltme Faktörü ve Plastisite İndeksi Arasındaki İlişki (Bjerrum, 1972)	36
Şekil 4.1: Elek Analizi Deney Cihazı (Kovacs vd, 2011)	38
Şekil 4.2: Granülometri Eğrisi (Kumbasar, 1999.....	39
Şekil 4.3: Hidrometre Deney Aleti (Kovacs vd, 2011)	40
Şekil 4.4: Limit Durumlar (Kumbasar, 1999).....	41
Şekil 4.5: Casagrande Deney Cihazı (Kovacs vd, 2011).....	42
Şekil 4.6: 25 Vuruşa Karşılık Gelen Su Muhtevası (Kovacs vd, 2011)	42
Şekil 4.7: Plastik Limit Deneyi (Kovacs vd, 2011).....	43
Şekil 4.8: Proktor Sıkıştırma Silindiri (Kovacs vd, 2011).....	45
Şekil 4.9: Su İçeriği–Kuru Birim Hacim Ağırlık Grafiği (Kovacs vd, 2011) ..	46
Şekil 4.10: Kesme Kutusu Deney Aleti (Kovacs vd, 2011)	47
Şekil 4.11: Kesme Kutusu Deneyinde (c) ve (ϕ)’nin Belirlenmesi (Kovacs vd, 2011)	47
Şekil 4.12: Serbest Basınç Deney Aleti (Önalp vd, 2013)	48
Şekil 4.13: Kırılma Türleri (Önalp vd, 2013)	49
Şekil 4.14: Killerin Sınıflandırılması (Önalp vd, 2013)	49
Şekil 4.15: Üç Ekseni Basınç Deney Aleti (Uzuner, 2005).....	50
Şekil 4.16: Zemin İçindeki Suyun Hareketi (Uzuner, 2005)	51
Şekil 4.17: Sabit Seviyeli Permeabilite Deney Aleti (Sağlamer, 2005)	52

Şekil 4.18: Düşen Seviyeli Permeabilite Deney Seti (Sağlamer, 2005).....	53
Şekil 5.1: Köprü Bölgesinden Bir Görünüm.....	54
Şekil 5.2: Proje Alanının Yer Haritası.....	55
Şekil 5.3: Türkiye Deprem Tehlike Haritası (AFAD Resmi Sitesi)	58
Şekil 5.4: Proje Bölgesine ait Deprem Tehlike Haritası (AFAD Resmi Sitesi).....	58
Şekil 5.5: Kohezyonsuz zeminler için parametreler (TS 498-Çizelge 1)	61
Şekil 5.6: A1 Kenar Ayağı Yerleşim Durumu	62
Şekil 5.7: A2 Kenar Ayağı Yerleşim Durumu	63
Şekil 5.8: A1 Kenar Ayağı Temel Boyutları	64
Şekil 5.9: A2 Kenar Ayağı Temel Boyutları	65
Şekil 5.10: P1 Orta Ayak Temeli Yerleşim Durumu	69
Şekil 5.11: P2 Orta Ayak Temeli Yerleşim Durumu	70
Şekil 5.12: P1 ve P2 Orta Ayak Temelleri Boyutları.....	71
Şekil 5.13: Kazık Tipi ve İçsel Sürtünme Açısına Bağlı N_q Değerleri (Kumbasar, 1999)	74
Şekil 5.14: Kohezyonsuz Zeminlerdeki Fore Kazıklarda Sürtünme Direncinin Derinlikle Değişimi (Kumbasar, 1999)	75
Şekil 5.15: SPT-N Değeri ile Etkifitf Kayma Mukavemeti Açısı Arasındaki İlişkisi (Peck vd, 1974)	77
Şekil 5.16: SPT-N ile (C_u) Arasındaki İlişkisi (Terzaghi vd, 1967).....	77
Şekil 5.17: P2 Orta Ayağına Ait Geçici Kazı Şev Durumu.....	81
Şekil 5.18: P2 Orta Ayağı Geçici Şev Stabilitesi.....	82
Şekil 6.1: Proje Alanı Uydu Görüntüsü (Google Maps, 2011).....	87
Şekil 6.2: Nainawa Doğalgaz Çevrim Santrali Görünümü (Çalık Holding Arşivi, 2011)	88
Şekil 6.3: Fatha Formasyon, Silt taşı, Marn ve Alçı taşı (Çalık Holding Arşivi, 2011).....	89
Şekil 6.4: SPT Deney Numunesi (Çalık Holding Arşivi, 2011)	90
Şekil 7.1: Kohezyonlu Zeminler İçin Taşıma Gücü Excel Tablolama Programı Hesap Yöntemi.....	102
Şekil 7.2: Kohezyonlu Zeminler İçin Taşıma Gücü Excel Tablolama Programı Hesap Yöntemi.....	103
Şekil 7.3: Kohezyonsuz Zeminler İçin Taşıma Gücü Excel Tablolama Programı Hesap Yöntemi.....	104
Şekil 7.4: Kohezyonlu Zeminler İçin Taşıma Gücü Excel Tablolama Programı Hesap Yöntemi.....	104
Şekil 7.5: Kohezyonlu Zeminler İçin Taşıma Gücü Excel Tablolama Programı Hesap Yöntemi.....	105
Şekil 7.6: Kohezyonlu Zeminler İçin Hansen Taşıma Gücü Excel Tablolama Programı Hesap Yöntemi	105
Şekil 7.7: Kohezyonlu Zeminler İçin Hansen Taşıma Gücü Excel Tablolama Programı Hesap Yöntemi	106
Şekil 7.8: Elek Analizi Excel Hesap Tablosu	107
Şekil 7.9: Elek Analizi Granülometri Eğrisini Oluşturma.....	107
Şekil 7.10: Serbest Basınç Deneyi Veri Girişi.....	108
Şekil 7.11: Serbest Basınç Deneyi Okumalar ve Yük Halkası Girişi	109
Şekil 7.12: Kıvam Limitleri Veri Girişi.....	110
Şekil 7.13: Su Muhtevası-Vuruş Adedi Grafiği.....	110
Şekil 7.14: Kıvam Limitleri Plastisite Kartı	111

TABLO LİSTESİ

Sayfa

Tablo 2.1: Yerel Zemin Sınıfları (TBDY-2018).....	7
Tablo 2.2: Bina Kullanım Sınıfları ve Bina Önem Katsayıları (TBDY-2018)	12
Tablo 2.3: Kısa periyot bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayıları (TBDY-2018)	13
Tablo 2.4: 1.0 saniye periyot için Yerel Zemin Etki Katsayıları (TBDY-2018)	14
Tablo 2.5: Deprem Tasarım Sınıfları (DTS) (TBDY-2018)	14
Tablo 2.6: Hansen Taşıma gücü katsayıları (TBDY-2018)	15
Tablo 3.1: (C_B) Düzeltme katsayısı (Uzuner, 2005).....	20
Tablo 3.2: (C_{BF}) Vuruş Sayısı Sıklığı Düzeltme Faktörü (Uzuner, 2005)	20
Tablo 3.3: (C_R) Tij Uzunluğu Düzeltme Faktörü (Uzuner, 2005)	20
Tablo 3.4: (C_S) İç Gömlek Düzeltme Faktörü (Uzuner, 2005)	21
Tablo 5.1: Sondaj Lokasyonlarına Ait Özet Bilgiler	56
Tablo 5.2: Temel Özellikleri ve Kazık Yüklerine Ait Özet Tablo	60
Tablo 5.3: A1 Kenar Ayağı Taşıma Gücü ve Proje Yüklerinin Karşılaştırılması.....	66
Tablo 5.4: A2 Kenar Ayağı Taşıma Gücü ve Proje Yüklerinin Karşılaştırılması.....	67
Tablo 5.5: P1 ve P2 Orta Ayakları Taşıma Gücü ve Proje Yüklerinin Karşılaştırılması.....	72
Tablo 5.6: Temel Özellikleri ve Kazık Yüklerine Ait Özet Tablo	73
Tablo 5.7: Zemin-kazık arası sürtünme açısının kazık malzemesine göre değerleri (Kumbasar, 1999).....	76
Tablo 5.8: A1 Temel Ayağı Verileri	79
Tablo 5.9: A2 Temel Ayağı Verileri.....	80
Tablo 5.10: Proje Yükleri ve Temel Taşıma Kapasiteleri Karşılaştırılması	84
Tablo 5.11: Ayak Temellerinin Derin Temel Olarak İnşa Edilmesi Durumunda Kazık Kapasiteleri Bilgileri	85

SEMBOL LİSTESİ

A	: Zemin numunesinin düşey alanı
A₀	: Etkin yer ivmesi
a_i	: Elekten geçen malzeme miktarı
a	: Düşey borunun yüzey alanı
a_R	: Hidrometrede çöken miktar
A_f	: Zemin enkesit alanı
a_L	: İnce daneli zeminler için Darcy katsayısı
A_t	: Kazık ucunun alanı
A_t	: Ampirik doğal titreşim periyodu
B	: Temel genişliği (m)
B	: Kazık çapı veya kenar uzunluğu
C	: Kohezyon
CPT	: Konik penetrasyon deneyi
C_B	: Sondaj çapı düzeltme katsayısı
C_E	: Şahmerdan düzeltme faktörü
C_{BF}	:Vuruş sayısı düzeltme katsayısı
C_R	: Tij uzunluğu düzeltme katsayısı
C_N	: SPT derinlik düzeltme katsayısı
C_S	: İç gömlek düzeltme faktörü
C_u	: Drenajsız kayma mukavemeti
C_{uv-maks}	: Maksimum kayma değeri
C_{uv-rezidüel}	: Rezidüel kayma değeri
(C_u)₃₀	: 30 metreye kadar drenajsız kayma mukavemeti
CRRM7.5	: Çevrimsel dayanım oranı (Moment büyüklüğü 7.5 olan deprem)
C_{BF}	: Vuruş sayısı sıklığı düzeltme faktörü
CM	: Deprem büyüklüğü düzeltme katsayısı
D	: Kazık çapı
D	: Temel derinliği (m)
DD	: Deprem düzeyi
DTS	: Deprem tasarım sınıfı
D_r	: Rölatif sıklık
E_p	: Deformasyon modülü
e_{max}	: Maksimum boşluk oranı
e	: Boşluk oranı
E_r	: Enerji oranı
E_S	: Elastisite modülü
FVT	: Arazi kanatlı kesme (veyn) deneyi
F_S	: Yerel zemin etki katsayısı
f_s	: Kazık çevre direnci, sürtünme direnci
h	: Yükseklik
g	: Yerçekimi ivmesi
h₁ – h₂	: Su yükseklikleri arasındaki fark
h₁	: Deney başında su hidrolik basınç yüksekliği
h₂	: Deney sonunda su hidrolik basınç yüksekliği
F₁	: Yerel zemin etki katsayısı
F_R	: Kazıkta sürtünme oranı
G_{maks}	: Maksimum kayma modülü

L	: Manometrelerin bağılı bulunduğu seviyeler arasındaki fark
IDI	: İnce dane içeriği
K₀	: Deformasyon modülü
K	: Permeabilite katsayısı
L	: Temel boyu
L	: Numune yüksekliği
LL	: Likit limit
P	: Presiyometre deney eğrisinin lineer kısmındaki basınç farkıdır
PL	: Limit basıncı (Zeminin yenildiği, sabit basınç altında yüksek deformasyon yaptığı basınç)
PI	: Plastisite indisi
P	: Basınç
P_L	: L noktasındaki basınç
P_o	: Açık hava basıncı
rd	: Gerilme azaltma (indirgeme) katsayısı
MW	: Tasarım deprem büyüklüğü
N	: SPT darbe sayısı
N_q	: Çakma deplasman kazığı
PI	: Plastisite indisi
P_o	: Değme basıncı
P_m	: Akma basıncı (Doğrusal zemin davranışı için üst sınır)
SI	: Büzülme indisi
S_t	: Hassasiyet
SL	: Rötrelimiti
S_s	: Kısa periyod harita spektral ivme katsayısı
S₁	: 1.0 sn periyod için harita spektral ivme katsayısı
S_{DS}	: Kısa periyod tasarım spektral ivme katsayısı
S_{D1}	: 1.0 sn periyod için tasarım spektral ivme katsayısı
N_{1,60f}	: Düzeltilmiş darbe sayıları
σ_{VO}	: Efektif düşey gerilme
q_o	: Temel seviyesine etkileyen düşey yük
q	: Zeminin taşıma gücü (kg/cm ²)
q_o	: Zeminin temel seviyesindeki basıncı
q_{all}	: Taşıma gücü dayanımı
q_k	: Taşıma gücü karakteristik dayanımı
Q	: Debi
q_t	: Tasarım dayanımı
τ_R	: Sıvılaşma direnci
τ_{deprem}	: Zeminde depremden oluşan ortalama tekrarlı kayma gerilmesi
q_a	: 25mm. oturma için emniyetli taşıma gücü (kN/m ²)
φ	: Sürtünme açısı
σ	: Gerilme
t	: Zaman
k	: Probu sıkışma katsayısı
K_i	: (i) Zemin tabakasının efektif yanal toprak basıncı katsayısı,
K	: Kazık sürtünme açısı değeri
σ_{vi}'	: (i) Zemin tabakasında efektif düşey gerilme,
δ_i	: (i) Zemin tabakasında kazık – zemin arası sürtünme açısıdır
p	: Kazık enkesidinin çevre uzunluğu
ΔL_i	: Kazığın değişik zemin tabakaları içindeki uzunluğu

fi	: Kazığın her bir zemin tabakası içindeki birim çevre sürtünmesi
N_{1,60}	: Düzeltilmiş SPT değeri
Z	: Derinlik
pe	: Zemin yoğunluğu
Po	: Temel seviyesindeki gerilme (kg/cm ²)
Pmax	: Kırılma anındaki en büyük yük
R	: Temel yarıçapı (m)
D₁₀	: Ağırlıkça %10'dan geçen etkili dane çapı
D₃₀	: Ağırlıkça %30'dan geçen etkili dane çapı
D₆₀	: Ağırlıkça %60'dan geçen etkili dane çapı
C	: 100 ile 150 arasında farklılık gösteren sabit sayı
t	: Celcius olarak ısı derecesi
σ_o'	: Kazığın ucundaki düşey efektif geostatik gerilme
γ'	: Zeminin efektif birim hacim ağırlığı
sc, sq ve sy	: Temel şekil faktörleri (şerit şekilli temel için 1 alınır).
dc, dq ve dy	: Derinlik faktörleri.
ic, iq ve iy	: Yük eğim faktörleri (yük düşey ise 1 alınır).
bc, bq ve by	: Temel eğim faktörleri (taban düz ise 1 alınır).
gc, gq ve gy	: Zemin yüzü eğim faktörleri (zemin yüzü düz ise 1 alınır).
Nc, Nq ve Ny	: Taşıma gücü katsayılarıdır (Hansen değerleri kullanılır).
η	: Bir kat sayı; dairesel kesitlerde 0,3 , karesel kesitlerde 0,4
N	: Vuruş sayısı
Tf	: Yenilme için geçen süre, dakika
T_{max}	: Maksimum kesme kuvveti
tr	: Kanatlı kesici faktörü
V	: Poisson oranı
(Vs)₃₀	: Üst 30 metredeki kayma hızı
Vo	: Ölçme hücresinin boş hacmi
Qf	: Uç direnci
Qs	: Çevre direnci
σ_{vo}	: Sıvılaşma analizi yapılan derinlikteki toplam düşey gerilme
Vs	: Kayma dalgası hızı
qt	: Tasarım dayanımı
QL	: Permeabilite seviyesi
qk	: Karakteristik dayanım
qo	: Temel taban basıncı
qu	: Kayma mukavemeti
qc	: Kazık uç direnci, koni direnci
(τ_{cy, u})	: Kayma mukavemeti değeri
(τ_{mobilized})	: Kayma mukavemeti anizotropi değeri
W	: Su muhtevası
γ_{RV}	: Temel taşıma gücü dayanım katsayısı
N_{1,60f}	: İnce dane içeriğine göre düzeltilmiş SPT değeri
V	: Hacim
MR	: Kanatlı kesici düzeltme faktörü
α	: Dilim tabanının yatayla yaptığı açı
β	: Duvar arkası zemin yüzeyinin yataya göre eğim açısı
rd	: Gerilme indirgeme katsayısı
ρ_w	: Yoğunluk
ρ_d	: Kuru yoğunluk

σ_{vo} : Örtü yükü
 W_{gi} : İ nolu elekten geçen
 σ'_{vo} : Efektif örtü yükü
 δ_i : Deformasyon modülü

ÖNSÖZ

Uygulama ve tasarıma yönelik olan bu projenin oluşması iki sene sürmüştür. Bu zaman zarfında arazi ve laboratuvar ortamında, bilgisayar başında çok zaman harcanmıştır. Bu projede arazi ve laboratuvar deneylerine değinilmiş, teorik bilgiler verilmiştir. Bunun yanında kısım kısım Excel Tablolama Programları oluşturulmuş, geoteknik rapor ve tasarım aşamalarının hızlandırılması amaçlanmıştır. Projede TBDY-2018 Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Esaslar'a göre taşıma gücü hesapları yapılmış, Zemin ve Temel Etüdü Uygulama Esasları Rapor Formatı incelenmiştir. Kırmir Çayı Köprü Projesi ve Irak-Nainawa Doğalgaz Çevrim Santral Proje'lerinin Terzaghi (1967), Meyerhof (1972) ve Brinch Hansen (1961) prensiplerine göre taşıma gücü analizleri yapılmıştır. Projede her mühendisin yanında taşıyacağı, mühendisin el kitabı şeklinde, aşırı detaya inilmeden bir geoteknik tasarım amaçlanmıştır.

Lisans ve yüksek lisans eğitimim süresinde katkılarını ve emeğini esirgemeyen; çalışmalarım sürecinde bana yardımcı olan ve tecrübelerini aktaran değerli hocam Doç. Dr. Devrim ALKAYA'ya teşekkür ederim.

Proje kapsamında deney ekipmanlarını kullandığım ve çalıştığım Caner Zemin ve Yapı Malzemeleri Test Laboratuvarı sahibi inşaat mühendisi Fatih CANER'e teşekkür ederim.

Engin tecrübe ve Windows program bilgisinden istifade ettiğim sayın Ümit GÜNDÜZ'e teşekkür ederim.

Eğitimim sürecinde maddi, manevi desteğini esirgemeyen, her zaman yanımda olan anneme ve babama, özellikle de proje sürecindeki anlayışından dolayı eşim Ummahan AYDIN'a sonsuz teşekkür ederim.

1. GİRİŞ

Zemin; minerallerin, organik malzemelerin ve ana kayanın üzerinde bulunan nispeten gevşek yığınlardır. Zeminler yapıya ait temellerle doğrudan temaslıdır, bu yüzden statik ve dinamik yükler altındadır. Temel, yapı sisteminde üst yapıdan iletilen ölü ve hareketli yükleri, zemine aktaran dolaylı yapı elemanıdır. Yükü temele aktarmak ve zeminin temele cevabı, zemin-temel etkileşimini oluşturur. Temel mühendisi, temel altında bulunan zeminin yapı yükleri altındaki performansını ve davranışını, eldeki veriler ışığında belirler. İnsan yaşamında önemli yer tutan geoteknik, her türlü yapının temelinde yaşanacak problemleri, çözüme ulaştıracak bir daldır. Temel tasarımlarını güvenli ve ekonomik olması, zemin deneyleri sonucu elde edilen verilerin doğruluğuyla ilgilidir. Herhangi bir yapının performansı, maliyeti ve güvenliği; o yapının temelinden etkilenir. Araziden alınan deney numuneleri, laboratuvar ortamında uygun şartlarda irdelenerek elde edilen veri setleri vasıtasıyla mühendis, yapısının temel türüne, temel-zemin etkileşimine cevap bulur, tasarımını bu bilgiler doğrultusunda yapar. Düşündüğümüzde, temel zeminini dikkate almayan bir inşaat mühendisi, yapısını doğru bir şekilde tasarlayamaz ve inşa edemez.

Nüfusun hızla artması, yeni yapı isteklerini beraberinde getirdi. Okul, sanayi yapıları, hastane, bina gibi yapıların sayısı hızla arttı. Benzer mühendislik özelliklerindeki zeminlerde, üzerine inşa edilen yapının kullanım amacı farkı, kat yüksekliği değişimi gibi farklılıklardan dolayı taşıyıcı sistem ve temel tiplerinin farklı tasarlandığı gözlemlendi. Ekonomik ve güvenilir temel tipinin seçiminde, temelin bulunduğu zemine ait tabaka kalınlıkları ve zeminin mühendislik özelliklerinin bilinmesi gerekir. Günümüzde zemin parametrelerin belirlenmesi; arazi deneyleri ve laboratuvar deneyleri ile mümkündür.

Zemin inceleme yöntemlerinden biri olan laboratuvar deneyleri, arazide yapılan sondajlar esnasında, zeminden alınan örselenmemiş veya örselenmiş zemin numunesine ait parametreleri bulmada etkilidir. Örselenmemiş numuneler, örselenmiş numunelere nazaran arazideki durumu daha net yansıtır. Her zemin türü

için örselenmemiş numune elde etmem mümkün değildir. Elde edilen zemin parametrelerinin arazi deneyleriyle de kontrol edilmesi gerekir.

Zemin inceleme yöntemlerinden biri olan arazi deneyleri (sondalar), zemin parametre değerlerini yerinde bulmaya yöneliktir. Özellikle kohezyonsuz zeminlerden örselenmemiş numune almak oldukça zordur ve arazi deneyleri ile doğal ortamında deneye tabi tutulur. Arazi deneyleri, sondalar zemine çakılarak veya itilerek yapılır, zeminin bu işlemlere gösterdiği tepkiler ölçülür ve kayıt edilir.

Her yapıya ait temelin göçmeye karşı yeterli güvenliğe sahip olması gerekir. Buna taşıma gücü şartı denir. TBDY-2018 Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Esaslar ile Zemin ve Temel Etüdü Uygulama Esasları Rapor Formatı baz alınarak iki farklı yapı incelendi ve taşıma gücü analizleri; Terzaghi (1967), Meyerhof (1972), ve TBDY-2018 Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Esaslar'ın da baz aldığı Brinch Hansen (1961)'e göre yapıldı. Bu projeler Kırmil Çayı Köprü Projesi ve Irak-Nainawa Doğalgaz Çevrim Santrali Projeleridir.

Arazi ve laboratuvar deneyleri incelendi ve deney sonuçlarında hangi geoteknik verilerin elde edileceği, deney yapım yöntemleri ve materyaller açıklandı. TBDY-2018 Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Esaslar ile Zemin ve Temel Etüdü Uygulama Esasları Rapor Formatı detaylı bir şekilde incelendi. Geoteknik rapor oluşturmak, veri eldesini kolaylaştırmak için kısım kısım Excel Tablolama Programları oluşturuldu ve geoteknik rapor oluşturma aşamaları hızlandırıldı.

1.1 İçerik

Geoteknik tasarım yaparken; zeminin mühendislik parametrelerine ve yeterli geoteknik bilgiye sahip olmak gerekir. Geoteknik anlamda bilgi birikimi, tecrübe ve veri seti elde edilmeden işe başlamak, ada bazında deney sonuçlarıyla o parsel hakkında genel fikir oluşturmak, tasarımcıyı hataya sürükler. Yeterli deney ekipmanlarının olmayışı, gereken itina ve özenin gösterilmemesi sonucu yanlış tasarım kaçınılmaz olacaktır. Tasarım hatalı işlere yatırılan finans kaynakları, ülkemize ve yapı stoğumuza zarar vermektedir. Deney verileri yeterli irdelenmediği

zaman, olası bir depremde geri dönüşü olmayan maddi ve manevi zararlar kaçınılmazdır. Geoteknik anlamda deney çalışmalarını görmezden gelmek, maddi anlamda ilave yük olarak görmek; ülkemize can ve mal kaybı olarak geri dönecektir. Bu yüzden projede deney yöntemleri, tasarım ilkeleri örneklerle irdelenmiştir.

Yapı zemininin kontrolü, arazi ve laboratuvar deneyleri veri analizleriyle mümkündür. Deneylerin nasıl yapıldığı ve hangi ekipmanların gerektiği, deney teknikleri anlatılmış olup; gereken hesapların hızla yapılmasını sağlamak, geoteknik rapor hazırlama aşamalarını kolaylaştırmak için kısım kısım Excel tablolar geliştirildi. Kırmir Çayı Köprü Projesi ve Irak-Nainawa Doğalgaz Çevrim Santrali Proje'leriyle destenlendi. TBDY-2018 Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Esaslar ile Zemin ve Temel Etüdü Uygulama Esasları Rapor Formatı incelenerek, tasarım ilkeleri ışığında tasarım yapıldı.

2. ZEMİN ve TEMEL ETÜDÜ UYGULAMA ESASLARI RAPOR FORMATI VE TBDY-2018 DEPREM ETKİSİ ALTINDA BİNALARIN TASARIMI İÇİN ESASLAR

Bu bölümde Zemin ve Temel Etüdü Uygulama Esaslarına ve TBDY-2018 Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Esaslar baz alınarak yapılara ilişkin laboratuvar ve arazi çalışmaları, geoteknik tasarım adımları, öneriler ve geoteknik hesaplar incelenecektir.

Resmi gazetede 18.03.2018 tarihinde yayınlanan, 01.01.2019 tarihinde yürürlüğe giren Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018), deprem etkisi altındaki binaların davranışlarının tespitine yönelik tasarım ilkelerini ortaya koyar.

Güçlendirilecek mevcut binalar, deprem performansı değerlendirilecek binalar ve tasarımı yeni yapılacak binalar için gerekli zemin araştırmalarının kapsamı, zemin koşulları, zemin sınıfı ve zemin parametre değerlerinin belirlenmesi, bodrum katı çevreleyen perdelerinin ve bina temellerinin deprem etkisi altında tasarımı, yapı-zemin etkileşimi analizleri ve zemin sıvılaşma potansiyelinin irdelenmesi, bu bölümdeki kurallara uyularak yapılacaktır.

2.1 Geoteknik Rapor Formatı

- **Giriş:** Raporun amacı, konusu, plankote, veri raporu, statik proje, temel sistemi, şev stabilitesi, zemin taşıma gücü bilgileri bu kısımda açıklanır.
- **İnşaat Sahası Hakkında Bilgiler:** Ulaşım durumu, etraftaki yapıların kaç katlı olduğu, dolgu sahası, yerleşim planı, kroki bilgileri bu kısımda açıklanır.
- **Yapı Hakkındaki Bilgiler:** Mimari proje boyutları, taşıyıcı sistemi, oturma alanı, yüksek ve düşük kotlar, bina önem katsayısı bu kısımda açıklanır.

- **Mevcut Zemin Araştırmaları:** Zemin etüt kategorisini belirleyip rapor kapsamında yapılan laboratuvar ve arazi deney verileri ve sonuçları gibi bilgiler hangi amaca yönelik yapıldığı bu kısımda açıklanır.
- **İlave Zemin Araştırmaları:** Veri raporunda eksik görölen, inşaat sahasını tam temsil etmeyen, yeterli veri elde edilmediğı düşünölen durumlarda ek zemin çalışmaları yapılır ve bu kısımda açıklanır.
- **Yeraltı Suyu ve Arazi Zemin Modeli:** Deney sonuçlarına bakarak elde edilen tabaka kalınlıkları, zemin parametre değerleri, zemin profili verilmelidir. Birden çok zemin profili elde edilebilir. Sondaj kuyuları açılırken Y.A.S.S. ölçümleri de sondaj numarasına ve tarihine göre belirtilmelidir ve bu kısımda açıklanır.
- **Geoteknik Tasarım Parametrelerinin Tespiti:** Sıvılaşma, şev stabilitesi, oturma gibi geoteknik analizde kullanılan zemin parametre değerlerinin farklı metotlarla belirlenir, tasarımda kullanılacak olan değerler seçilir. Parametre değerleri seçilirken örselenmemiş ve örselenmiş numunelerden elde edilen arazi ve laboratuvar test sonuçları birlikte yorumlanır. Zemin parametre değerleri tablo halinde de gösterilebilir ve bu kısımda açıklanır.
- **Depremsellik:** Türkiye Deprem Tehlike Haritası baz alınarak belirlenen S_S ve S_1 değerleri belirtilir. Bu katsayılara göre (DD-1-2-3-4) sınıfı belirlenmeli ve üstyapı için tasarım sınıfında kullanılma üzere tablo haline getirilmelidir. F_S ve F_1 yerel zemin etki katsayıları ve yerel zemin sınıfı belirlenir. S_{DS} ve S_{D1} spektral ivme katsayıları belirlenir. ZF sınıfı için özel kontrol ve gözetim gerekir. Sıvılaşmayı değerlendirmek için SPT ve CPT deneyleri yapılmalı, ek olarak kıvam limitleri testleri de yapılmalıdır.
- **Yapı-Zemin Etkileşiminin İncelenmesi:** Temel sistemine ait geoteknik değerlendirmelerin yapıldığı bölümdür. Yüzeysel ve derin temellere ait taşıma gücü analizi, oturma analizi, zemin iyileştirme yöntemleri, yeraltı su seviyesi, dolgu, drenaj, sıvılaşma ve göçmenin incelendiğı safhadır.

- **İksa Sistemine İlişkin Geoteknik Analiz ve Değerlendirmeler:** Yapıya ait bodrum katlarında iksa sistemi gerekmesi halinde farklı sistemler değerlendirilir. Zemin koşullarından dolayı diyafram veya fore kazık duvar gerekebilir.
- **Sonuç ve Öneriler:** Yapıyla ilgili tüm detaylar (zemin profili, deney sahası, zemin tabakaları, Y.A.S.S. durumu, geoteknik parametreler gibi) bu bölümde özetlenir.
- **Yararlanılan Kaynaklar:** Raporda değinilen atıflar, alıntılar, tablo, formül gibi tüm verilerin yazarları, yayın tarihi, yayının sayfa numarası, başlığı bilgilerinin verildiği bölümdür.
- **Ekler:** Raporda belirtilen föy, hesap tablosu, çizim, grafik gibi veriler bu bölümde belirtilir.

2.2 Zemin ve Temel Etüt Raporları

Zemin ve temel etüt raporları, zemin araştırmaları sonuçlarının gösterildiği veri raporu ve tasarım için hazırlanan geoteknik rapor kısımlarından oluşur. Laboratuvar ve arazide gerçekleştirilen zemin araştırmalarından elde edilen veri setlerinin sunulduğu rapora veri raporu denir. Bu raporun içeriğinde;

- Sahanın jeolojik yapısı ve özellikleri,
- Yeraltı su seviyesi ve zaman parametrelili seviye ölçüleri
- Arazi ve laboratuvar deney verileri
- Sondajlar ve muayene çukurları ve zemin kesitleri
- Jeofizik araştırma bulguları, zemin araştırma sonuçları veri raporunda sunulur.

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği-2018’de belirtilen farklı tasarım sınıfları oluşturuldu. Bunlar;

- **Bina Yükseklik Sınıfı (BYS):** 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 (DTS değerlerine göre belirlenmektedir).
- **Yerel Zemin Sınıfı (YZS):** ZA, ZB, ZC, ZD, ZE, ZF
- **Bina Kullanım Sınıfı (BKS) ve Bina Önem Katsayısı (I):** 1, 2, 3

- **Deprem Yer Hareketi Düzeyleri:** DD-1, DD-2, DD-3, DD-4
- **Deprem Tasarım Sınıfı (DTS):** 1, 2, 3, 4, 1a, 2a, 3a, 4a (BKS ve spektral ivme katsayısına bağlı olarak belirlenir.)

Yerel zemin sınıfları Tablo 2.1’de gösterilmiştir.

Tablo 2.1: Yerel Zemin Sınıfları (TBDY-2018)

Yerel Zemin Sınıfı	Zemin Cinsi	Üst 30 metrede ortalama		
		$(V_s)_{30}$ [m/s]	$(N_{60})_{30}$ [darbe /30 cm]	$(c_u)_{30}$ [kPa]
ZA	Sağlam, sert kayalar	> 1500	–	–
ZB	Az ayrışmış, orta sağlam kayalar	760 – 1500	–	–
ZC	Çok sıkı kum, çakıl ve sert kil tabakaları veya ayrışmış, çok çatlaklı zayıf kayalar	360 – 760	> 50	> 250
ZD	Orta sıkı – sıkı kum, çakıl veya çok katı kil tabakaları	180 – 360	15 – 50	70 – 250
ZE	Gevşek kum, çakıl veya yumuşak – katı kil tabakaları veya $PI > 20$ ve $w > \% 40$ koşullarını sağlayan toplamda 3 metreden daha kalın yumuşak kil tabakası ($c_u < 25$ kPa) içeren profiller	< 180	< 15	< 70
ZF	Sahaya özel araştırma ve değerlendirme gerektiren zeminler: 1) Deprem etkisi altında çökme ve potansiyel göçme riskine sahip zeminler (sıvılaştırılabilir zeminler, yüksek derecede hassas killer, göçebilir zayıf çimentolu zeminler vb.), 2) Toplam kalınlığı 3 metreden fazla turba ve/veya organik içeriği yüksek killer, 3) Toplam kalınlığı 8 metreden fazla olan yüksek plastisiteli ($PI > 50$) killer, 4) Çok kalın (> 35 m) yumuşak veya orta katı killer.			

ZF sınıfı zeminler için sahaya özel davranış analizleri yapılmalı ve özel deprem yer hareketi spektrumunun kullanılması zorunlu halde olmalıdır. Çalışma, gözetim ve tasarım kontrolüne bağlı olup; konuda uzman kişilerden gözetim, tasarım ve kontrol hizmeti almak gerekir.

2.3 Zemin Parametrelerinin Belirlenmesi

Deprem etkisi altında temel tasarımı ve yerel zemin sınıfı tanımında kullanılacak olan zemin parametreleri, aşağıda belirtilen esaslara göre yapılmalıdır.

- Zeminlerin geçirimsizlik koşuluna ve yükleme hızı testine göre belirlenen drenajsız veya drenajlı koşullara uyumlu mukavemet parametre değerleri kullanılmalıdır.
- Deprem sebebiyle oluşan mukavemet kayıpları baz alınarak, kohezyonlu zeminlerde, toplam gerilme analizlerinde C_u değeri kullanılacaktır.
- Kohezyonsuz zemin alanlarında, deprem etkisiyle oluşan içsel sürtünme açısı (ϕ) değer azalışı ve artan boşluk suyu basıncı etkileri dikkate alınıp; toplam gerilme analizlerinde ($T_{CY,U}$) değeri kullanılır.
- Kohezyonsuz ve kohezyonlu zeminlerde geçerli olan, deprem etkisindeki boşluk suyu basıncının belirlenmesi halinde, efektif gerilme parametre değerleri kullanılıp, analizler yapılabilir.
- Kayma dalgası hızı V_s , jeofizik yöntemlerle belirlenmelidir. Maksimum kayma modülü, Denklem (2.1) ile elde edilir.

$$G_{maks} = \rho \cdot V_s^2 \quad (2.1)$$

- Yerel zemin sınıfını belirlerken V_s , SPT-N darbe sayısı ve kohezyonlu zeminler için (C_u) değerleri kullanılabilir.
- Zeminin davranış analizini ve yapı-zemin etkileşimini irdelerken, kayma birim şekil değişikliği ile uygun eşdeğer sönüm katsayısı ve kayma modülü değerleri kullanılacaktır.

2.4 Deprem Yer Hareketi Düzeyleri

TBDY-2018 içeriğinde aşağıda gösterilen deprem yer hareketi düzeyleri tanımlanmıştır.

2.4.1 Deprem Yer Hareketi Düzeyi-1 (DD-1)

Periyodunun 2475 yıl ve 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan çok seyrek deprem yer hareketini gösterir. Göz önündeki en büyük deprem yer hareketini olarak da nitelendirilir.

2.4.2 Deprem Yer Hareketi Düzeyi-2 (DD-2)

Periyodunun 475 yıl ve 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan seyrek deprem hareketini gösterir. Yer hareketine standart tasarım yer hareketi de denir.

2.4.3 Deprem Yer Hareketi Düzeyi-3 (DD-3)

Periyodunun 72 yıl ve 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan sık deprem hareketidir.

2.4.4 Deprem Yer Hareketi Düzeyi-4 (DD-4)

Periyodunun 43 yıl ve 50 yılda aşılma olasılığının %68 olan çok sık deprem hareketidir.

2.5 Deprem Etkisi Altında Zeminin Sıvılaşma Potansiyelinin İrdelenmesi

Taşıma kapasitesini kaybeden zeminlerin sıvı gibi davranış göstermesine ve hal almasına zemin sıvılaşması denir. Bilimsel literatürde sıvılaşmadan ilk defa bahseden bilim adamı Terzaghi'dir. Zeminin kaybettiği mukavemetten de ilk defa bahseden Hazen'dir. Zemindeki kil tane boyunun $> \%20$ olması durumunda sıvılaşma olmayacağını Seed ve diğerleri "1996 NCEER ve 1998 NCEER / NSF WORKSHOP on EVALUATION of LIQUEFACTION RESISTANCE of SOIL" adlı raporda belirtmişlerdir. Tokimatsu ve Yoshimi'nin yaptığı çalışmalar da aynı sonucu destekler. Plastisite indisindeki artışın, tekrarlı gerilme direncini artırdığı gözlenmiştir. Yeraltı su seviyesinin 5 metreden büyük olduğu yerlerde sıvılaşma görülmemiştir.

Yerel zemin sınıfının ZD, ZE veya ZF olduğu, kalın katmanlar veya sürekli tabakalar halinde bulunan kumlu zeminlerde, sıvılaşma olup olmayacağı raporda ayrıntılı şekilde verilmelidir. Y.A.S.S. altında ve yüzeyden 20 metre derinliğe kadar

plastisite indisi %12'nin altında olan düşük ya da kohezyonsuz zeminler için rijitlik ve kayma mukavemeti azalışı, zemini sıvı gibi davranmaya iter.

Çalışma; SPT veya/ve CPT deneylerinin yanında zemin dane çap dağılımı, su içeriği, ince dane oranı ve kıvam parametre değerlerini de içermelidir.

Sıvılaşma potansiyeli taşıyan zeminler; siltli killi kum (SM, SC), çakıllı kum (SW), kum (SP), silt-kum karışımları (ML) ve plastik olmayan silt olarak tanımlanır.

Zemin katmanlarında düzeltilmiş SPT vuruş değerinin, $N_{1,60}$, 30 darbe/ 30 cm değerinden küçük ve sıvılaşma potansiyeli olan zeminler için zemin sıvılaşma analizi yapılmalıdır.

Aşağıdaki durumlardan en az birinin sağlandığı ve $DTS = 4$ olduğu hallerde sıvılaşma tetikleme analizi yapılmasa olur:

- $PI > \%10$ ve $\%20$ 'den fazla kil içeriğine sahip zemin numunelerinde
- $N_{1,60}$ değerininin, 20 darbe / 30 cm'den fazla olduğu ve $\%35$ 'den fazla ince tane oranı olan kumlu zeminlerde.

Sıvılaşma riskine karşı güvenlik şartı, Denklem (2.2)'de gösterilmiştir.

$$\frac{\tau_R}{\tau_{deprem}} \geq 1.10 \quad (2.2)$$

TBDY-2018'de sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı sınır değeri, 1.10 olarak belirlenmiştir.

Seed ve Idriss (1971) tarafından oluşturulan yöntem, günümüzde kullanılmaktadır. İşlem basamakları şu şekildedir.

- Ham olan SPT verileri düzeltilmelidir.
- Bowles (1998) tarafından önerilen derinlik düzeltme katsayısı (C_N), Denklem (2.3) 'deki bağıntı ile hesaplanır.

$$C_N = 9.78 \times \sqrt{\frac{1}{6v_0}} \leq 1.70 \quad (2.3)$$

- SPT vuruş sayısı değerinde ince dane düzeltmesi aşağıda belirtilen Denklem (2.4)'e göre yapılmalıdır.

$$N_{1,60f} = \alpha + \beta \times N_{1,60} \quad (2.4)$$

- α ve β katsayıları Denklem (2.5)'e göre belirlenir.

$$\begin{aligned} \alpha = 0 & & ; & \beta = 1.0 & (IDI \leq \%5) \\ \alpha = \exp[1.76 - (190 / IDI^2)] & & ; & \beta = 0.99 + IDI^{1.5} / 1000 & (\%5 < IDI \leq \%35) \\ \alpha = 5.0 & & ; & \beta = 1.2 & (IDI \geq \%35) \end{aligned} \quad (2.5)$$

Sıvılaşma direnci belirlendikten sonra; tasarım deprem büyüklüğüne göre belirlenen, (C_M) deprem büyüklüğü düzeltme katsayısı kullanılır.

2.6 Sıvılaşma Direncinin Hesaplanması

(τ_R) sıvılaşma direnci hesabı; ($CRR_{M7.5}$) çevrimsel dayanım oranı, (C_M) moment büyüklüğü düzeltme katsayısı ve (σ'_{VO}) efektif düşey gerilmenin çarpılması ile hesaplanır. Denklem (2.6)'da gösterilmiştir.

$$\tau_R = CRR_{M7.5} \cdot C_M \cdot \sigma'_{VO} \quad (2.6)$$

Çevrimsel dayanım oranı Denklem (2.7)'deki bağıntı ile hesaplanır.

$$CRR_{M7.5} = \frac{1}{34 - N_{1,60f}} + \frac{N_{1,60f}}{135} + \frac{50}{[10N_{1,60f} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (2.7)$$

(C_M) Deprem büyüklüğü düzeltme katsayısının, (M_w) tasarım depremi büyüklüğüne bağlı bağıntısı Denklem (2.8)'de gösterilmiştir.

$$C_M = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \quad (2.8)$$

(r_d) gerilme indirgeme katsayısı ile z derinliğine bağlı bağıntı, Denklem (2.9)'da gösterilmiştir.

$$\begin{aligned}
r_d &= 1.0 - 0.00765z & z \leq 9.15\text{m} \\
r_d &= 1.174 - 0.0267z & 9.15\text{m} < z \leq 23\text{m} \\
r_d &= 0.744 - 0.008z & 23\text{m} < z \leq 30\text{m} \\
r_d &= 0.50 & z > 30\text{m}
\end{aligned} \tag{2.9}$$

Depremde anında oluşacak kayma gerilmesi Denklem (2.10)'daki bağıntı ile hesaplanır.

$$\tau_{\text{deprem}} = 0.65 \bar{\sigma}_{\text{VO}} (0.4S_{\text{DS}}) r_d \tag{2.10}$$

(S_{DS}) kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısını ve ($\bar{\sigma}_{\text{VO}}$) sınılaşma analizi yapılan derinlikteki toplam düşey gerilmeyi gösterir.

2.7 Bina Kullanım Sınıfları ve Önem Katsayıları

Bina önem katsayıları, bina kullanım sınıflarına bağlı olarak Tablo 2.2'de gösterilmiştir.

Tablo 2.2: Bina Kullanım Sınıfları ve Bina Önem Katsayıları (TBDY-2018)

Bina Kullanım Sınıfı	Binanın Kullanım Amacı	Bina Önem Katsayısı (I)
BKS = 1	<p>Deprem sonrası kullanımı gereken binalar, insanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar, değerli eşyanın saklandığı binalar ve tehlikeli madde içeren binalar</p> <p>a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminaleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları)</p> <p>b) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb.</p> <p>c) Müzeler</p> <p>d) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb. özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar</p>	1.5
BKS = 2	<p>İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar</p> <p>Alışveriş merkezleri, spor tesisleri, sinema, tiyatro, konser salonları, ibadethaneler, vb.</p>	1.2
BKS = 3	<p>Diğer binalar</p> <p>BKS=1 ve BKS=2 için verilen tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb.)</p>	1.0

TBDY-2007’de ikinci önemli düzeyde yer alan müze, yurt, okul, cezaevi gibi yapılar; birinci önem düzeyine yükseltilerek önem katsayıları 1.4’ten 1.5’e yükseltilmiştir.

2.8 Deprem Tasarım Sınıfları ve Yerel Zemin Etki Katsayıları

S_S ve S_1 sembolleriyle tanımlı spektral ivme katsayılarına projeyi tasarlayan tasarımcı, deprem tehlike haritası üzerinde girilen arazi bilgileri ışığında ulaşır. Bu değerler, yerel zemin sınıfı belirlenmiş lokasyon koşulu için tasarım spektral ivme katsayılarına Denklem (2.11)’deki gibi dönüştürülür.

$$S_{DS} = S_S \times F_S$$

$$S_{D1} = S_1 \times F_1 \quad (2.11)$$

Tasarım için kullanılacak spektral ivmeyi belirlemek için, yerel zemin sınıfını doğru tanımlamak gerekir. Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayıları Tablo 2.3’de ve 1.0 saniye periyodu için yerel zemin etki katsayıları Tablo 2.4’de gösterilmiştir.

Tablo 2.3: Kısa periyot bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayıları (TBDY-2018)

Yerel Zemin Sınıfı	Kısa periyot bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayısı F_S					
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.50$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.00$	$S_S = 1.25$	$S_S \geq 1.50$
ZA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZB	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
ZC	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
ZD	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
ZE	2.4	1.7	1.3	1.1	0.9	0.8
ZF	<i>Sahaya özel zemin davranış analizi yapılacaktır.</i>					

Tablo 2.4: 1.0 saniye periyot için Yerel Zemin Etki Katsayıları (TBDY-2018)

Yerel Zemin Sınıfı	1.0 saniye periyot için <i>Yerel Zemin Etki Katsayısı</i> F_1					
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 = 0.50$	$S_1 \geq 0.60$
ZA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZB	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZC	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
ZD	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
ZE	4.2	3.3	2.8	2.4	2.2	2.0
ZF	<i>Sahaya özel zemin davranış analizi yapılacaktır.</i>					

Deprem etkisi altındaki tasarım için baz alınacak deprem tasarım sınıfları, Tablo 2.5'e göre belirlenir.

Tablo 2.5: Deprem Tasarım Sınıfları (DTS) (TBDY-2018)

DD-2 Deprem Yer Hareketi Düzeyinde Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı (S_{DS})	Bina Kullanım Sınıfı	
	BKS = 1	BKS = 2, 3
$S_{DS} < 0.33$	DTS = 4a	DTS = 4
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	DTS = 3a	DTS = 3
$0.50 \leq S_{DS} < 0.75$	DTS = 2a	DTS = 2
$0.75 \leq S_{DS}$	DTS = 1a	DTS = 1

2.9 Yüzeysel Temellerin Taşıma Gücü

Farklı yükleme durumları için (dinamik ve statik durumlar) her birinde Denklem (2.12)'daki eşitsizlik sağlanmalıdır.

$$q_o \leq q_T \quad (2.12)$$

Tasarım dayanımı (q_t), temel seviyesine etki eden moment, düşey yük, kesme etkilerinden oluşan temel taban basıncı (q_0)'dır. Tasarım dayanımı Denklem (2.13)'te gösterilmiştir.

$$q_t = \frac{qk}{\gamma Rv} \quad (2.13)$$

Taşıma gücü için (q_k) karakteristik dayanım, Denklem (2.14)'deki gibi hesaplanır.

$$q_k = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (2.14)$$

Denklem (2.14)'deki taşıma gücü katsayıları, Denklem (2.15)'deki formülle hesaplanır.

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2); N_c = (N_q - 1) \cot \phi; N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi \quad (2.15)$$

Bu denklem, yaygın olarak kullanılan Brinch Hansen Metodu (1961) olarak da bilinir. Terzaghi'nin 1943 yılında ortaya koyduğu eşitliği baz alarak ve Meyerhof (1951)'da kurduğu bağıntıyı geliştirerek Brinch Hansen, 1961 yılında yükün eğimli olması, temel yüzü şekli, temel derinliği faktörlerini de kapsayacak şekilde yukarıdaki bağıntıyı geliştirdi.

Bu bağıntıda:

Hansen Taşıma gücü katsayıları, Tablo 2.6'da gösterilmiştir.

Tablo 2.6: Hansen Taşıma gücü katsayıları (TBDY-2018)

ϕ	0	5	10	15	20	25	30	35	40
N_c	5.14	6.5	8.3	11	14.8	20.7	30	46	75
N_q	1	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	18	33	64
N_γ	0	0.1	0.4	1.2	2.9	6.8	15	34	80

Derinlik faktörleri için aşağıda gösterilen Denklem (2.16) bağıntısı kullanılmalıdır.

$$\Phi < 10 \text{ derece için, } d_c = 1 + 0.2 (D_f / B) \quad d_q = d_\gamma = 1$$

$$\Phi \geq 10 \text{ derece için, } d_c = 1 + 0.2 (D_f / B) \times \tan (45 + \phi/2)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \times (D_f / B) \times \tan (45 + \phi/2) \quad (2.16)$$

3. ARAZİ DENEYLERİ

Kohezyonsuz zeminlerden örselenmemiş numune almak oldukça zordur. Laboratuvar ortamına getirilinceye kadar örselenmeye maruz kalır. Bu nedenle bazı deneyleri arazi şartlarında, doğal ortamında yapmak; geoteknik verilerin doğruluğu açısından geoteknik uzmanlarına fayda sağlayacaktır. Zeminin mühendislik özelliklerini belirlemek için arazide yapılan saha çalışmalarına arazi deneyleri denir. Arazi deneyleri, arazide hızlı sonuç elde etmeye yarar ve en zayıf kritik durumları yansıtır. Deformasyon modülü K_0 , arazi deneyleriyle daha güvenilir bir şekilde elde edilir. Elde edilen numuneler vasıtasıyla zemin katmanları belirlenir. Temel tasarımı için gerekli veriler elde edilir, projelendirme safhası için çok önemlidir. Veri setlerinin doğru şekilde eldesi, tasarım hatalarını ortadan kaldıracaktır.

Çoğu zaman taneli, kısmen de kohezyonlu zeminler için standart penetrasyon deneyi daha yaygındır, yumuşak killer için pek sağlıklı sonuç alınmaz. Koni penetrasyon deneyi ve kanatlı kesme deneyi, yumuşak killer için en uygun arazi deneyleri olup; koni penetrasyon deneyi taneli zeminlerde daha iyi sonuç vermektedir. Zeminlerin deformasyon ve dayanım özellikleri tayini için presiyometre deneyi avantajlıdır.

3.1 (SPT) Standart Penetrasyon Deneyi

Örselenmiş numune almak için sondaj kuyusunda gerçekleşen dinamik kesme deneyine standart penetrasyon deneyi denir. Bu deney vasıtasıyla kohezyonsuz zeminlerin yoğunluğu ve mukavemet değeri hesaplanır. (E_s) elastisite modülü, (C_U) drenajsız kayma mukavemeti, (M_w) hacimsel sıkışma indisi, (ϕ) içsel sürtünme açısı değerleri kumlar için SPT deneyi sonucunda elde edilir.

63,5 kilogram kütleli bir çekiç ile 76 santimetreden düşürülen bir yarı kaşık, zeminin içine itilir. Çekiç serbest düşürülerek zemine toplamda 45 santimetre itilir. Her 15 santimetrede penetrasyon için gerekli vuruş sayıları belirlenir. Son 30 santimetredeki penetrasyon için gereken vuruş sayıları toplanır ve SPT-N vuruş

SPT deney numunesi ve tij, Şekil 3.2’de gösterilmiştir.



Şekil 3.2: SPT Deney Numunesi ve Tij (Önalp vd, 2013)

3.1.1 SPT-N Deney Sonuçlarının Düzeltilmesi

ASTM D 1586 standardı, SPT deneyinin nasıl yapılması gerektiğini anlatan standarttır. Araziden elde edilen ham SPT verileri, bir takım düzeltmelere maruz kalmalıdır. Deney düzeneğindeki farklılıklar, ölçülen SPT vuruş sayılarını etkilemektedir. İlave olarak; ince kum ve siltli kum zeminlerde boşluk suyu basıncı, darbe sayılarını değiştirmektedir. Bu nedenle bazı parametre değerleri için düzeltmelerin yapılması gerekir.

3.1.1.1 (C_B) Sondaj Çapı Düzeltme Faktörü (Skempton, 1986)

Sondaj çapı, 115 milimetreden büyük ise çap düzeltmesi yapılmalıdır. Düzeltme katsayıları Tablo 3.1’de gösterilmiştir.

Tablo 3.1: (C_B) Düzeltme katsayısı (Uzuner, 2005)

Sondaj Kuyu Çapı(mm)	C_B
65–115	1.00
150	1.05
200	1.15

3.1.1.2 (C_{BF}) Vuruş Sayısı Sıklığı Düzeltme Faktörü (Decourt, 1990)

Bu düzeltme, yalnız yeraltı su seviyesi altındaki kumlar için geçerlidir. N'_{60} değerine bağlı olup; kumlarda oluşan boşluk suyu basıncı etkisini gidermek için bu düzeltmeye başvurulur. Tablo 3.2’de düzeltme katsayıları gösterilmiştir.

Tablo 3.2: (C_{BF}) Vuruş Sayısı Sıklığı Düzeltme Faktörü (Uzuner, 2005)

N'_{60}	Tokmak Vuruş Sayısı (vuruş/dak)	C_{BF}
<20	10-20	0.95
>20	10-20	1.05

3.1.1.3 (C_R) Tij Uzunluğu Düzeltme Faktörü

Numune alıcıya etkileyen enerjinin başlık altındaki tij uzunluğuna bağlı düzeltmedir. Düzeltme katsayıları, Tablo 3.3’de gösterilmiştir.

Tablo 3.3: (C_R) Tij Uzunluğu Düzeltme Faktörü (Uzuner, 2005)

Tij Uzunluğu (m)	Seed ve diğ.	Skempton	Youd ve İdriss
<3	0.75	---	---
3-4	1.00	0.75	0.75
4-6	1.00	0.85	0.85
6-9	1.00	0.95	0.95
>9	1.0	1.0	1.0
9-30	---	---	1.0
>30	---	---	<1.0

3.1.1.4 (C_s) İç Gömlek Düzeltme Faktörü (Bowles, 1988)

Örnek alıcının içinde kılıflı veya kılıfsız şekilde SPT deneyi gerçekleştirilebilir. Kılıf yokken penetrasyon direnci azalır, çünkü iç çap artar ve düzeltme gerekir. Düzeltme katsayıları Tablo 3.4’de gösterilmiştir.

Tablo 3.4: (C_s) İç Gömlek Düzeltme Faktörü (Uzuner, 2005)

İç Gömlek Kullanılma Durumu	C _s
İç gömlek kullanılmadığında	1.00
İç gömlek kullanıldığında (sıkı kum, kil)	0.80
İç gömlek kullanıldığında (gevşek kum)	0.90

3.1.1.5 (Enerji Oranı, E_r) Şahmerdan Verimi ve (C_E) Düzeltme Faktörü

76 santimetreden aşağı düşürülen 63.5 kilogramlık yük, ortalama 475 Joule’lük bir enerji oluşturur ve bu enerji de tije aktarılırken enerji kaybı olur. Düzeltme faktörü Denklem (3.1)’de gösterilmiştir.

$$C_E = \frac{ER}{60} \quad (3.1)$$

Düzeltme faktörleri arasındaki ilişki, Şekil 3.3’de gösterilmiştir.

Kaynak	Tokmak Tipi	E_r (%)	C_E
Seed vd. (1984)	Otomatik	78	1.30
	Güvenli	60	1.00
	Halka (Donut)	45	0.75
Seed vd (1985)	Halka (Donut)	45	0.75
	Güvenli	60	1.00
	Trip	100	1.67
Youd ve Idriss (1997)	Halka (Donut)	30 – 60	1.50 – 1.00
	Güvenli	42 – 72	0.70 – 1.20
	Otomatik-trip halka	48 - 78	0.80 – 1.00

Şekil 3.3: Şahmerdan Verimi Enerji Oranı (E_r) ve Düzeltme Faktörü (C_E) (Uzuner, 2005)

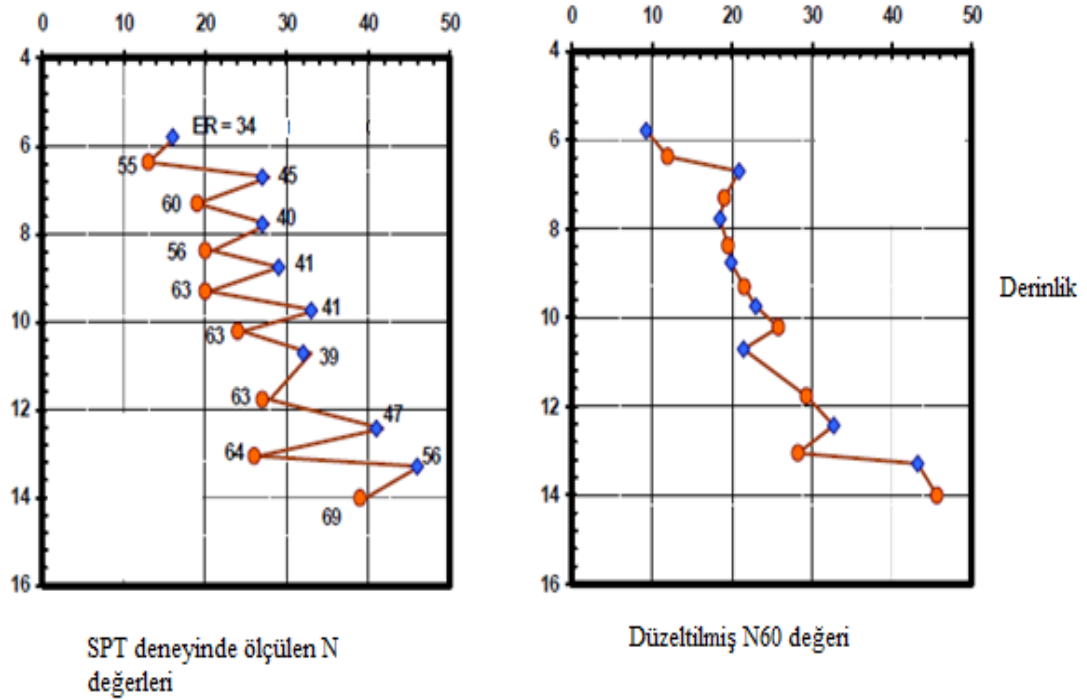
3.1.1.6 (C_N) Yük Düzeltme Faktörleri

“Farklı derinliklerdeki SPT darbe sayılarını karşılaştırmak için ölçülen SPT-N değerleri, 100 kPa’lık standart bir basınca göre düzeltilmektedir. Araştırmalar, killi zeminler için (C_N) düzeltmesinin önem taşımadığını ortaya koymuştur. Uygulamalarda 100 kPa altı gerilmeler için düzeltme yapılmaz.” (Sivrikaya vd, 2002). Farklı araştırmacılara göre yük düzeltme faktörleri, Şekil 3.4’de gösterilmiştir.

Referans	Düzeltilme faktörü (C_N)	σ_v'
Teng (1962)	$C_N = 50/(10+0.15\sigma_v')$	kPa
Bazaraa (1967)	$C_N = 4/(1.0+0.04\sigma_v')$ $\sigma_v' \leq 72$	kPa
	$C_N = 4/(3.25+0.01\sigma_v')$ $\sigma_v' > 72$	
Peck ve diğ. (1974)	$C_N = 0.77 \cdot \log_{10} \cdot 2000 / \sigma_v'$	kPa
Seed (1976)	$C_N = 1.0 - 1.25 \cdot \log_{10} \cdot 0.01\sigma_v'$	kPa
Tokimatsu ve Yoshimi (1983)	$C_N = 1.7/(0.7+0.01 \cdot \sigma_v')$	kPa
Liao ve Whitman (1986)	$C_N = (100/\sigma_v')^{0.5}$	kPa
Skempton (1986)	$C_N = 2.0/(1+0.01 \cdot \sigma_v')$	orta sıklıkta ince kumlar
	$C_N = 3.0/(2+0.01 \cdot \sigma_v')$	normal konsolide sıkı kaba kumlar
	$C_N = 1.7/(0.7+0.01 \cdot \sigma_v')$	aşırı konsolide ince kumlar

Şekil 3.4: (C_N) Yük Düzeltme Faktörleri (Uzuner, 2005)

İki farklı şahmerdan için derinliğe bağlı enerji değişimi Şekil 3.3’de gösterilmiştir.



Şekil 3.5: Güvenli (safety) ve Donut Tip Şahmerdanlar İçin Derinliğe Bağlı Enerji Oranlarının Değişimlerinin İncelenmesi (Robertson vd, 1983)

(C_N) Yük Düzeltmesi; suya doymuş, çok ince kum ve siltli kumlar için yapılmaktadır.

“Zeminin düşük geçirirliliği, pozitif boşluk suyu basıncının oluşmasına neden olur ve zeminin kayma dayanımını azaltır. Bu sebeple bu tür zeminlerde SPT-N değeri azalır. Bu duruma sebebiyet vermemek için SPT-N > 15 koşuluyla düzeltmeyi önermişlerdir” Terzaghi ve Peck (1948). Yeraltı suyu, mevcut durumda vuruş sayılarını doğrudan etkiler. Bu görüş böylelikle açığa çıkmıştır. Siltli kum düzeltmesi Denklem (3.2)’de gösterilmiştir.

$$N = 15 + (N_{arazi} - 15) / 2 \quad (3.2)$$

“SPT deneyinde ölçülen N değeri, Denklem (3.3)’deki formülle N_{1,60}’a dönüştürülerek deney aşamasındaki hatalar az da olsa giderilir” (Skempton, 1986). TBDY-2018’e göre düzeltilmiş SPT değeri genel denklemi Denklem (3.3)’deki gibidir.

$$N_{1,60} = C_E \times C_R \times C_S \times C_B \times C_N \times C_{BF} \times SPT-N \quad (3.3)$$

3.1.2 SPT Değerleri ile İlgili Korelasyonlar

SPT deneyinin kullanıldığı ilk zamanlardan bu yana spt dirençleri ile zemin parametreleri arasında farklı korelasyonlar oluşturulmuştur. “Laboratuvar parametre değerleri ile arazi parametreleri arasında ve/veya çeşitli arazi parametrelerinin kendi aralarındaki korelasyonlar, geoteknik mühendislerine proje ön çalışmalarında yol gösterir ve farklı yöntemlerle elde edilen sonuçları teyid etmeye yarar” (Özkan vd, 1990). Geliştirilen ampirik korelasyonlar, o bölge hakkında iyi sonuçlar vermesine rağmen; bölgesel farklılıklar olduğunda olumlu sonuçlar alınmayabilir. Zeminle ilgili bir parametre araştırılırken tüm korelasyonlar kullanılmalı ve parametrenin hangi aralıkta değişeceği, geoteknik mühendisinin yorumuna bırakılmalıdır. SPT deneyi, kil zeminler için iyi korelasyon sağlamaz.

3.1.2.1 SPT-N ile Zemin Sınıflandırma Arasındaki İlişki

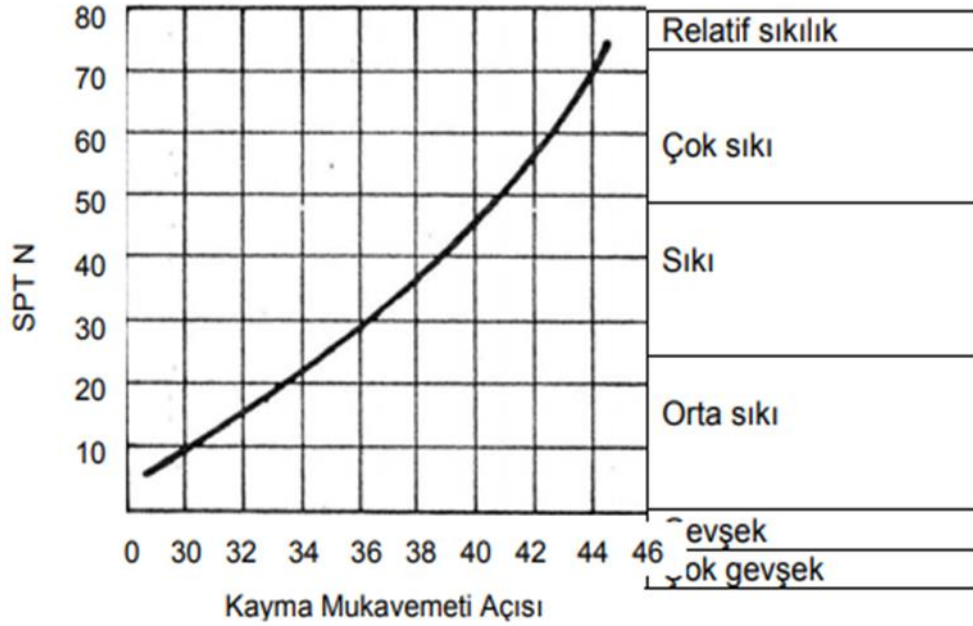
Zeminler için belirlenen SPT-N değerine bağlı basit bir sınıflandırma örneği Şekil 3.6’da gösterilmiştir.

<i>Zemin Türü</i>	<i>SPT-N</i>	<i>Zemin Sınıflandırması</i>	
Kum	$(N_1)_{60}$	0 – 3	Çok gevşek
		3 – 8	Gevşek
		8 – 25	Orta sıkı
		25 – 42	Sıkı
		42 – 58	Çok sıkı
Kil	N_{60}	0 – 4	Çok yumuşak
		4 – 8	Yumuşak
		8 – 15	Sıkı
		15 – 30	Katı
		30 – 60	Çok katı
		> 60	Sert

Şekil 3.6: SPT-N Değerine Bağlı Zemin Sınıflandırılması (Clayton, 1993)

3.1.2.2 SPT-N ile (q_u) Kayma Mukavemeti Arasındaki İlişki

SPT–N deneyi vuruş sayısı ile kayma mukavemeti arasındaki korelasyon, Şekil 3.7’de gösterilmiştir.



Şekil 3.7: SPT-N Değeri ile Kayma Mukavemeti Açısı İlişkisi (Peck vd, 1974)

3.1.2.3 SPT-N ile (D_r) Rölatif Sıklık Arasındaki İlişkisi

SPT–N vuruş sayısı ile rölatif sıklık arasındaki korelasyon, Şekil 3.8’de gösterilmiştir. Kumun doğal hâli, sıkı ve en gevşek olduğu hâli yansıtmaktadır.

SPT-N aralığı	Bağıl Yoğunluk	D_r (%)
0 – 4	Çok gevşek	0 – 15
4 – 10	Gevşek	15 – 35
10 – 30	Orta sıkı	35 – 65
30 – 50	Sıkı	65 – 85
> 50	Çok sıkı	85 – 100

Şekil 3.8: SPT-N–(D_r) ilişkisi (Terzaghi vd, 1967)

3.1.2.4 SPT-N ile (ϕ) İçsel Sürtünme Açısı Arasındaki Bağntı

SPT-N ile (ϕ) İçsel sürtünme açısı arasındaki bağıntı, Denklem (3.4)'deki gibidir (Schmertmann, 1975).

$$\phi = \sqrt{18 \cdot N_{1,60}} + 15$$

$$\phi = 0.36 \times N_{1,60} + 27 \quad (3.4)$$

3.1.2.5 SPT-N ile (C_u) Drenajsız Kayma Mukavemeti Arasındaki İlişki

SPT-N değeri ile kohezyonlu zeminlerde drenajsız kayma mukavemeti arasındaki korelasyon, Şekil 3.9'da gösterilmiştir.

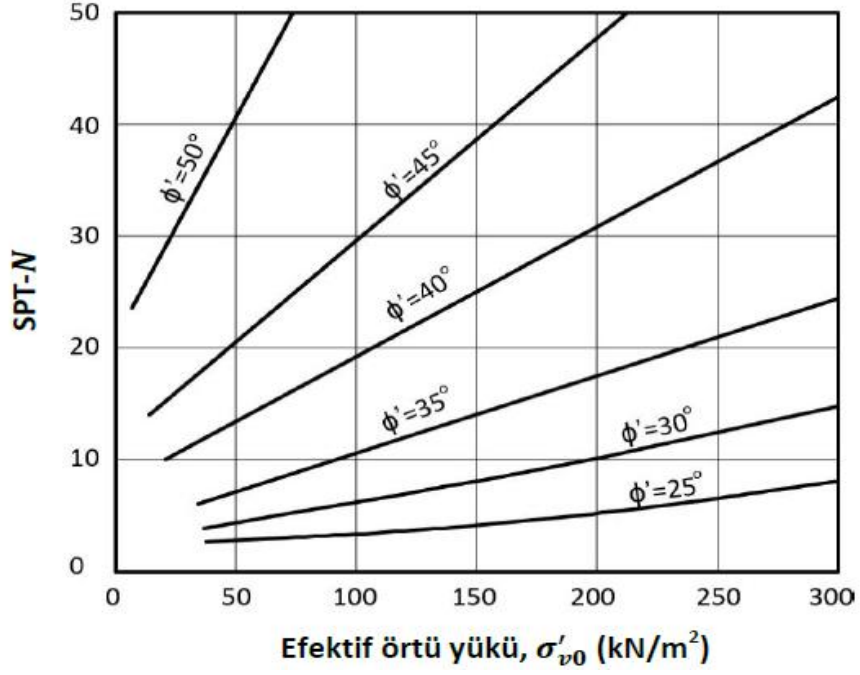
<i>SPT-N</i>	<i>Kıvam</i>	<i>Yaklaşık c_u/p_a oranı</i>
0 – 2	Çok yumuşak	< 1/8
2 – 4	Yumuşak	1/8 – 1/4
4 – 8	Orta katı	1/4 – 1/2
8 – 15	Katı	1/2 – 1
15 – 30	Çok katı	1 – 2
> 30	Sert	> 2

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

Şekil 3.9: SPT-N ile (C_u) Arasındaki İlişkisi (Terzaghi vd, 1967)

3.1.2.6 SPT-N ile (σ'_{v0}) Efektif Örtü Yüğü Arasındaki İlişki

SPT-N ile efektif örtü yüğü arasındaki ilişki Şekil 3.10'daki gibidir.



Şekil 3.10: SPT-N ile Efektif Örtü Yüğü Arasındaki İlişki (Schmertmann, 1975)

3.2 (CPT) Koni Penetrasyon Deneyi

CPT deneyi sert killerde ve gevşek kumlu zeminlerde etkilidir. Penetrometre, sürtünme çevre yüksekliği 134 mm, konik uçlu, çapı 35.5 mm, uç açısı 60° olan bir direnç ölçerdir. 1-2 m/dakikalık hızla dönen, izdüşüm alanı 10 cm² olan 60 derecelik koni zemine itilir. 5-20 cm aralıklarla, kenarlarındaki sürtünme direnci (f_c) ve uç direnci (q_c) ölçülür. CPT deneyi ile yer altından numune alınmadığı için zemin profili, yakındaki bir sondajdan ya da korelasyonlardan elde edilir. ASTM D 3441 Standardı baz alınarak yapılır.

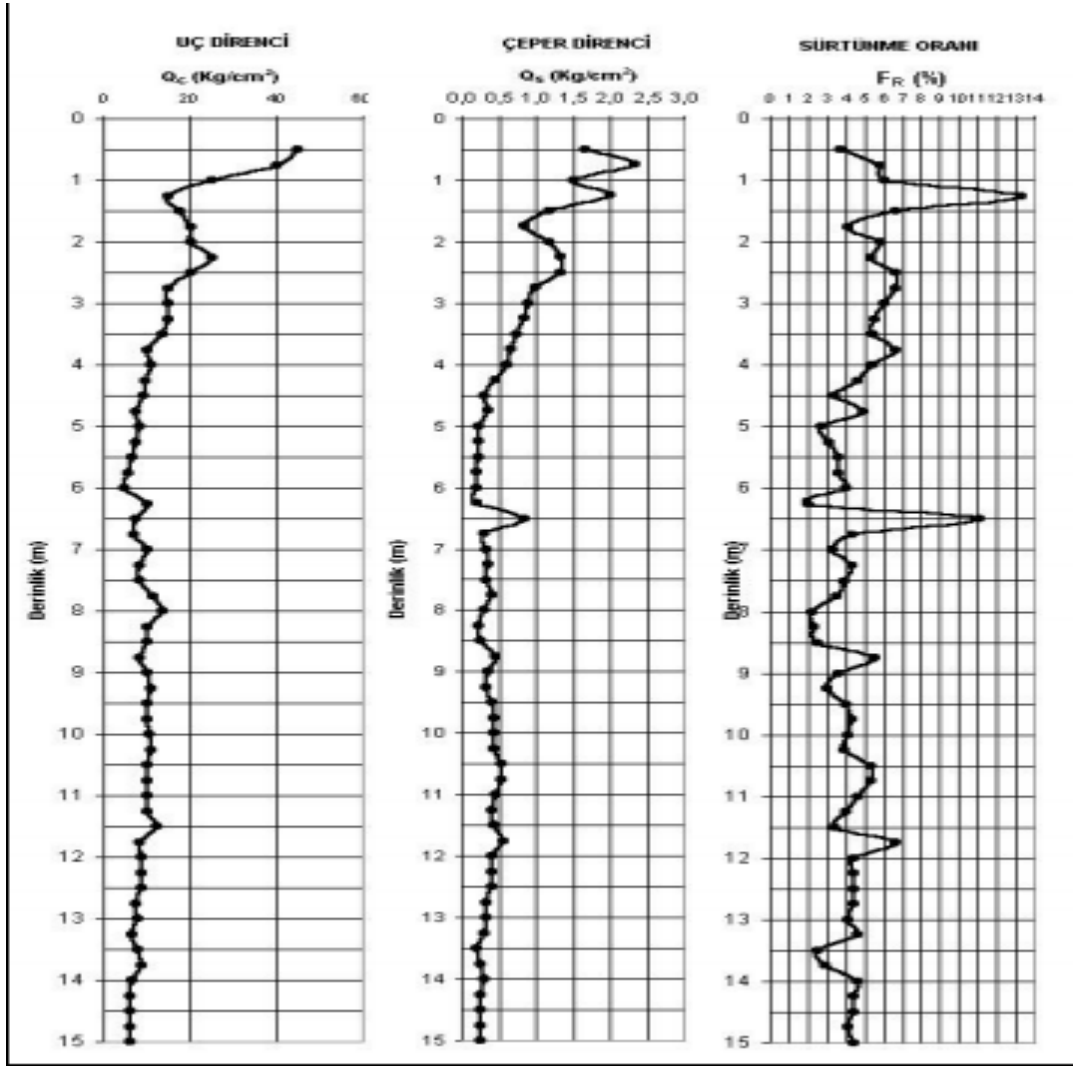
SPT deneyine oranla, CPT deney sonuçları operatör hatasından etkilenmez, zemin profilinin belirlenmesinde ve yeraltı su seviyesini belirlemede oldukça başarılı bir deneydir. Zemin stratigrafisini çekmeye yarayan bir deney metodudur, sondaj gerektirmez ve her derinlikte ölçüm yapılabilir. CPT deneyi hızlı ve ekonomiktir. Zemin iyileştirme uygulamalarında kalite kontrol için önemlidir. Deney verileri dijital ortamda sürekli kayıt edilir. CPT sondası, Şekil 3.11'deki gibidir.



Şekil 3.11: CPT Sondası, Prob (YILDIRIM, 2002)

CPT Deneyi sonucu (q_c), (f_s) ve (F_R) zemin parametre değerleri elde edilir. Bu değerler kullanılarak zeminlerin tanımı ve sınıflandırılması mümkündür.

Şekil 3.12’te Antalya Konyaaltı sahilindeki tipik bir zemin numunesinin uç direnci, çeper direnci ve sürtünme oranı ile ilişkisi gösterilmiştir.



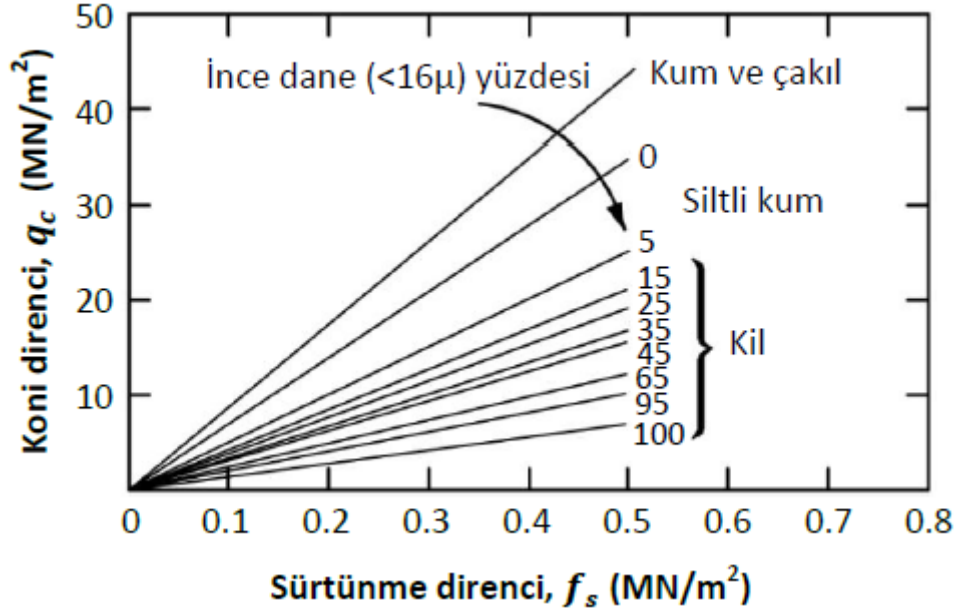
Şekil 3.12: Antalya Konyaaltı Bölgesinden Tipik Bir CPT Logu. (Uzuner, 2005)

3.3 CPT Değerleri ile İlgili Korelasyonlar

Geoteknik uzmanları, CPT deney verileri ile çok sayıda ampirik abak ve formüller geliştirmişlerdir. Uzmanlar, bu abakların zemin türleri hakkında genel fikir vermesi amacıyla kullanılması gerektiğini öne sürmüşlerdir. Değişik abaklar kullanıldığı zaman, zemin türü bölgelerinde hataların olabileceğini, farklı zemin davranış modellerinin elde edilebileceğini ifade etmektedirler.

3.3.1 CPT ile Zemin Sınıflandırılması Arasındaki İlişki

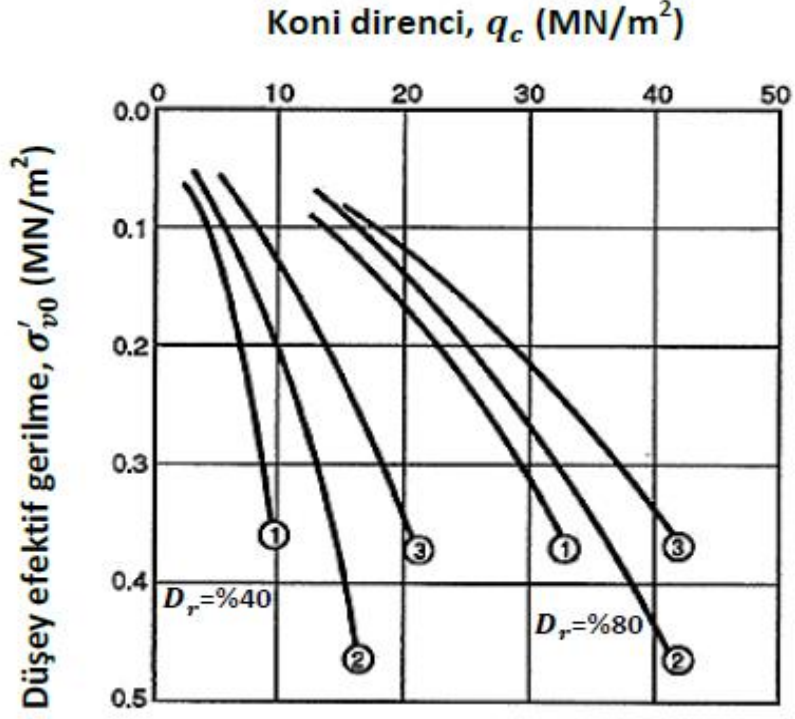
CPT konisine sürtünme yüzeyini ekledikten sonra sürtünme direnci (f_s) ile koni direnci (q_c) yardımıyla zemin sınıflandırma abağı geliştirilmiştir (Begemann, 1965). CPT deney sonuçlarının kullanımı, zemin sınıflandırması ile korelasyonlar Şekil 3.13'deki gibidir.



Şekil 3.13: CPT ve Zemin Sınıflandırılması (Begemann, 1965)

3.3.2 CPT ile (D_r) Arasındaki İlişki

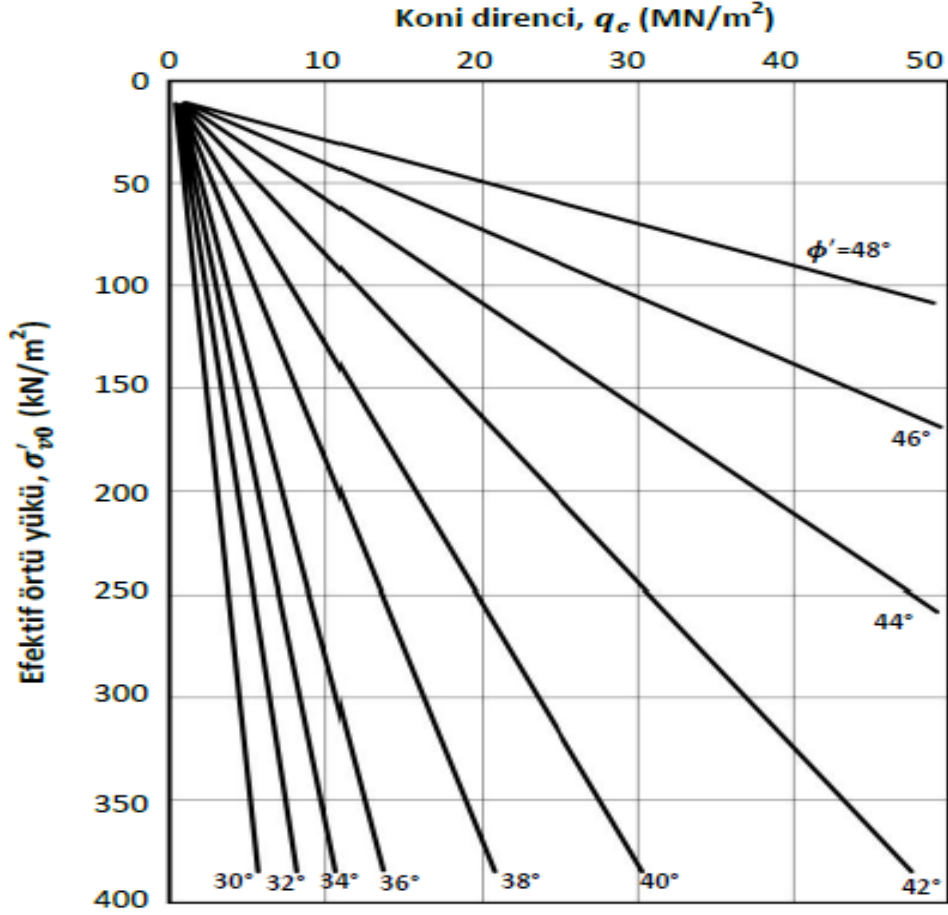
Kalibrasyon hücre deneyleri değerlendirilerek, CPT ile D_r (Rölatif Sıkılık) arasındaki korelasyon, Şekil 3.14'deki gibidir. Bu abak, çimentolaşmamış ve normal yüklemeli zeminler içindir.



Şekil 3.14: (q_c)-(σ'_{v0})-(D_r) Arasındaki İlişki (Robertson vd, 1983)

3.3.3 CPT Koni Direnci ile (σ'_{v0}) Efektif Örtü Yüğü Arasındaki İlişki

Orta derecede sıkışabilir silika kumları üzerinde yapılan CPT deneyi sonucu ile aynı gerilme noktalarındaki üç eksenli basınç deney sonuçları değerlendirilmiştir. CPT uç direnci ile (σ'_{v0}) içsel sürtünme açısı arasındaki ilişki, Şekil 3.15'deki gibidir.



Şekil 3.15: CPT Koni Direnci ile (σ'_{v0}) Efektif Örtü Yükü Arasındaki İlişki (Robertson vd, 1983)

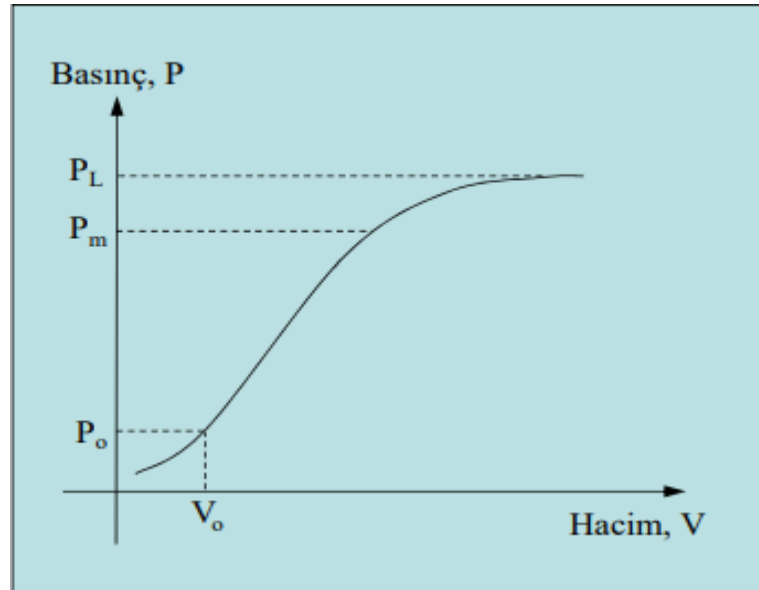
3.4 (PMT) Presiyometre Deneyi

Menard isimli araştırmacı 1950'li yıllarda bu deney yöntemini geliştirmiştir. Gerilme-deformasyon ilişkilerini arazide belirlemeye yarayan bir arazi deney yöntemidir. Zayıf ve ayrışmış kayalarda, örselenmemiş örnek almanın çok zor olduğu sert ve fisürlü killi zeminlerde iyi sonuç verir. Sondaj kazıldıktan sonra, sonda (prob) istenilen derinliğe indirilir ve eşit hacim ya da basınç artışlarıyla şişirilir. 60 saniye boyunca sabit tutulur, işlem sondaj kuyusu yıkılana kadar ya da aletin maksimum basınç ya da hacmine ulaşana kadar devam eder. Presiyometre deneyinde sert zeminler için hacim düzeltmesi, yumuşak zeminler için de basınç düzeltmesi yapmak gerekir. Presiyometre deney aleti Şekil 3.16'da gösterilmiştir.



Şekil 3.16: Presiyometre Deney Aleti (Holtz vd, 2011)

Hücredeki balon, zemine doğru itilip şişirildiğinde yaklaşık Şekil 3.17'deki gibi basınç-hacim değişim eğrisi elde edilir.



Şekil 3.17: Presiyometre Deneyinde Basınç –Hacim İlişkisi (Uzuner, 2005)

Presiyometre deneyi sonucunda zemin deformasyon modülleri (E) ve (G) direk olarak bulunur. Limit durum mukavemet parametreleri (ϕ), ($\Delta\sigma_d$), (c), yanal yatak katsayısı (k), geostatik yanal zemin basıncı katsayısı (K_0) presiyometre deneyi yardımıyla bulunabilir.

3.4.1 Elastisite (Deformasyon) Modülünün Hesaplanması

Presiyometre Deneyi yardımıyla deformasyon modülü Denklem (3.5)'deki gibi hesaplanır.

$$E_P = k \times (P - P_i) / V$$

$$k = 2 \times (1 + V) \times (V_0 + V_M + V_a)$$

$$V_M = (V_i + V_F) / 2 \quad (3.5)$$

3.4.2 Zemin Taşıma Gücü ve Emniyet Gerilmesi Hesabı

Presiyometre deneyi yardımıyla zemin taşıma gücü ve emniyet gerilmesi Denklem (3.6)'deki gibi hesaplanır.

$$q = q_0 + k \times (P_L - P_0)$$

$$q = h \times \rho_e \quad (3.6)$$

3.5 Arazi (Veyn) Kanatlı Kesici Deneyi

Arazi kanatlı kesici deneyinde amaç, killerde drenajsız kayma mukavemeti değerini tayin etmektir. Deney, tijin ucuna sabit 4 adet bıçaklı kanatlı kesicinin kil içerisinde döndürülmesi sonucu oluşan tork direncinin ölçülmesi prensibine dayanır. Suyu doymuş killerde, drenajsız kayma mukavemetini (200 kN/m²'ye kadar) belirlemek için bu deney yapılır. Çok katı olmayan kil zeminler için bu deney yöntemi uygundur. Deney düzeneği 3.18'de gösterilmiştir.

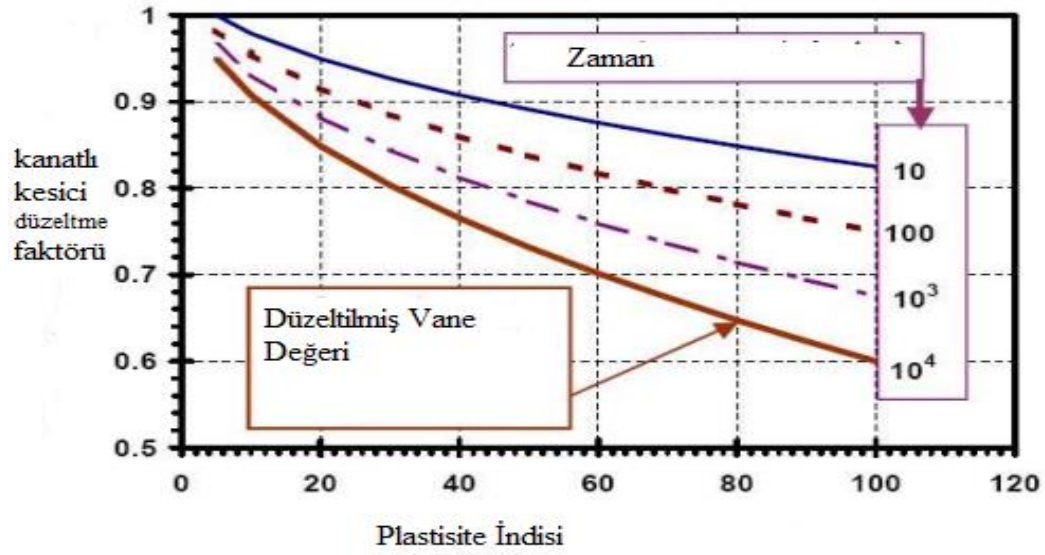
Kesme hızı ve anizotropinin etkisi, deney sonuçlarını etkiler ve Şekil 3.19'da belirtilen abak yardımıyla düzeltme yapılmalıdır, Denklem (3.9)'deki gibi hesaplanır.

$$\tau_{\text{mobilized}} = M_R \cdot (S_U)_{fv}$$

$$M_R = 1.05 - b \cdot (PI)^{0.5}$$

$$b = 0.015 + 0.0075 \cdot \log t_f \quad (3.9)$$

Kanatlı kesici düzeltme faktörü ve plastisite indeksi arasındaki ilişki Şekil 3.19'da gösterilmiştir.



Şekil 3.19: Kanatlı Kesici Düzeltme Faktörü ve Plastisite İndeksi Arasındaki İlişki (Bjerrum, 1972)

Veyn deney aleti çökelti, kum ve taştan oluşmuş bir tabaka içerisindeyse ya da çok hızlı dönüyorsa, sonuçlar güvensizdir.

4. LABORATUVAR DENEYLERİ

Kayalar mekanik çözünme, yıpranma, ayrışma sonucu zemine dönüşürler. Zeminler genellikle su, hava, dane olmak üzere üç fazdadır. Zeminin mühendislik özellikleri, bünye özellikleri ve dane özellikleri diye ikiye ayrılır. Dane özellikleri; dane boyutu, şekli, birim hacim ağırlığı gibi özelliklerdir. Bünye özellikleri ise porozite, rölatif sıklık, kıvam limitleri, serbest basınç mukavemeti gibi özelliklerdir. Zeminin mühendislik özelliklerinin laboratuvarda tespitine yönelik hazırlanan bu bölüm, tanımlama ve elde edilecek parametrelere ilişkin hesaplar içerir. Zemin sınıfı bilindiğinde, özellikleri de genel itibariyle bilinir.

İri ve normal dane büyüklüğündeki zemin numuneleri için elek analizi deneyi, küçük çaplı zemin daneleri için de çöktürme analizi yani hidrometre deneyi uygundur. Zeminin katı, plastik ve likit durumdaki optimum su muhtevası tayini için kıvam limitleri deneyleri yapılır. Zeminin kayma mukavemeti değerini artırmak, içerisindeki su ve hava taneciklerini sürüklemek için kompaksiyon deneyi yapılır. Zemine uygun drenaj ve yükleme koşullarında kayma mukavemeti açısını ve zeminin kohezyonunu bulmak amacıyla kayma mukavemeti deneyleri yapılır. Zemin daneleri arası boşluklu yapıda olup; permeabilite katsayısını hesaplamak için permeabilite deneyleri yapılır.

4.1 Elek Analizi

Şekli, miktarı ve boyutları önem teşkil eden, ayrık daneli zeminleri sınıflandırmak için elek analizi yöntemi kullanılır. Dane büyüklüğü dağılımının silt, kil, kum, çakıl yüzdelerinin belirlemek amacıyla bu deney yapılır.

Alınan zemin numunesinin önce kütlesi ölçülür, ardından 200 nolu elekte yıkanarak elenir ve elekten aşağı düşen malzeme bir tepside biriktirilir. Eleğin üstünde kalan ıslak malzemenin de kütlesi ölçülüp; etüvde kurutulduktan sonra kare gözlü, tel örgülü, çeşitli açıklıktaki ASTM standardına uygun eleklerden (19 mm, 9.53 mm, 4.75 mm, 2.00 mm, 0.85 mm, 0.425 mm, 0.25 mm, 0.15 mm, 0.075 mm)

mekanik veya otomatik sarsma yoluyla elek analizi deneyi yapılır. Elek üstlerinde kalan malzemelerin 0.01 gr duyarlıklı hassas terazide ölçülmesiyle sınıflandırma işlemi yapılır. Elek analizi deney cihazı Şekil 4.1’deki gibidir.



Şekil 4.1: Elek Analizi Deney Cihazı (Kovacs vd, 2011)

Elek takımında en büyük çaplı elekten en küçük çaplı eleğe doğru elekten geçen malzeme miktarı Denklem (4.1)’deki gibi hesaplanır.

$$W_{gi} = W - a_i \quad \text{İ nolu elek} \quad (4.1)$$

İ nolu elekten geçen malzeme yüzdesi Denklem (4.2)’deki gibi hesaplanır.

$$\text{Geçen malzeme yüzdesi} = \frac{W_{gi}}{W} \times 100 \quad (4.2)$$

4.1.1 Granülometri Eğrisi

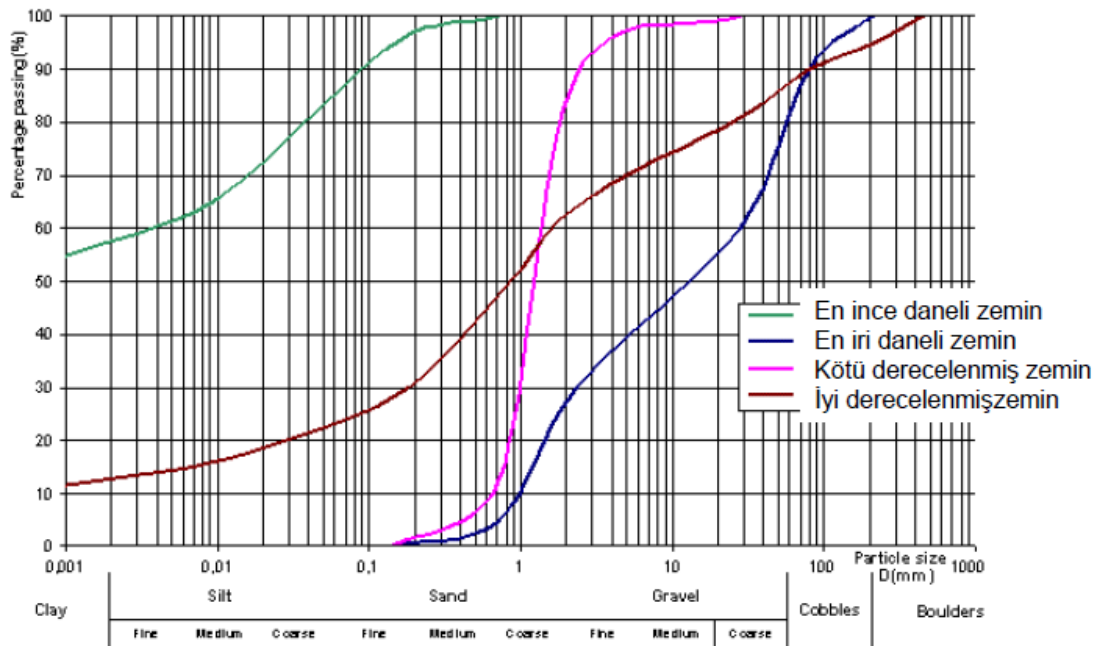
Zemin danelerinin büyüklüklerine göre dağılımına granülometri, danelerin boyutlarına göre dağılımını gösteren eğriye de granülometri eğrisi denir. Yatay ekseninde elek açıklığı, dikey ekseninde ise bu çapa karşılık gelen elekten geçen malzeme yüzdesinin olduğu eğridir. Granülometri eğrisi, logaritmandır ve eleklerde kalan zemin yüzdelere göre çizilir. Eğri üzerinden D_{10} , D_{30} ve D_{60} değerleri belirlenip; zeminin derecelenme katsayıları ve üniformalılığı bulunur. Üniformaluk katsayısının (C_U) 4’ten yüksek olduğu değerler için iyi derecelenmiş denir; 1’e yakın değerler için dane dağılımları, uniform olarak nitelendirilir. (C_C), derecelenme

katsayısıdır ve boyutların fazlalığını veya eksikliğini gösterir. Denklem (4.3) ve Denklem (4.4)'deki gibi ifade edilir.

$$C_U = D_{60} / D_{10} \quad (4.3)$$

$$C_C = D_{30}^2 / D_{60} \times D_{10} \quad (4.4)$$

Şekil 4.2'de bir granülometri eğrisi örneği gösterilmiştir.



Şekil 4.2: Granülometri Eğrisi (Kumbasar, 1999

Temiz iri daneleri zeminler, ince daneli zeminlere kıyasla daha geçirgen yapıya sahiptirler. Kapiler su ve dondan etkilenme, ince danelerde daha çok yaşanır. İyi derecelenmiş zeminler, taşıma gücü ve mukavemet açısından oldukça iyidir.

4.2 Hidrometre Analizi

200 No'lu elekten geçen (0.0074 mm) dane çapı dağılımının belirlenmesi için yapılan deney türüdür. Amaç silt ve kil yüzdesinin belirlemektir. Gözle görülemeyecek derecedeki ince daneleri birbirinden ayırmak için yapılır. Bu deneye

çöktürme analizi de denir. Buna bağlı olarak yüzde geçen-dane çapı grafiği çizilir. Kil ve silt yüzdesi tayin edilerek sınıflama analizi yapılabilir.

1000 mililitre suya karıştırılan 25-50 gram zemin numunesi karışımının zaman içinde çökmesi prensibine dayanır. Hidrometre okumaları kayıt edilir ve deney füyüne işlenir. Hidrometre deney aleti Şekil 4.3’de gösterilmiştir.



Şekil 4.3: Hidrometre Deney Aleti (Kovacs vd, 2011)

Dane çapı ve yüzde geçen oranı Denklem (4.5)’de ve Denklem (4.6)’da gösterilmiştir.

$$D = \sqrt{\frac{30N \cdot L}{980 \cdot (G_w - G_s) \cdot t}} \quad (4.5)$$

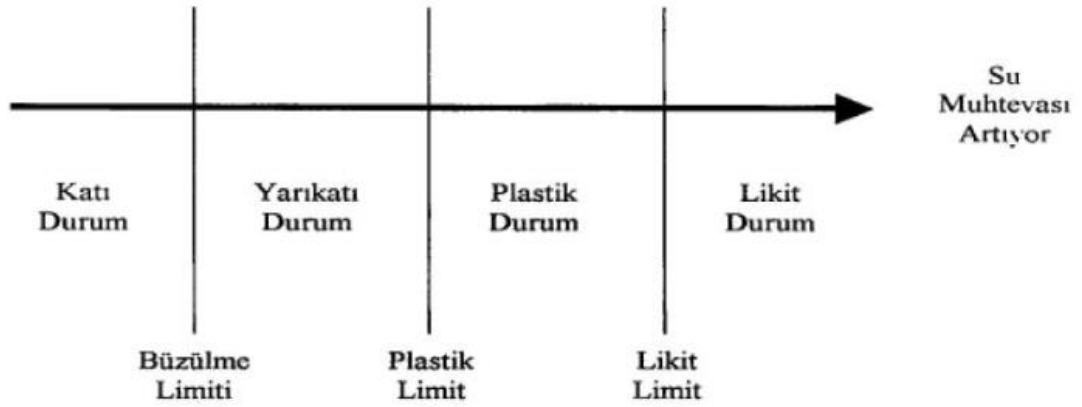
$$\text{Yüzde geçen} = \frac{aR}{W_s} \times 100 \quad (4.6)$$

Bu deney çok özen gösterilmesi gereken bir deneydir, aksi takdirde yanlış sonuçlar elde edilir. Hidrometre diğer mezürler arasında da ölçüm yapıyorsa iyice temizlenip; diğer mezürlerde temiz bir şekilde kullanılmalıdır. Sıcaklık, ayrıştırıcı madde (Sodyum hegzametafosfat) düzeltmeleri yapılmalıdır.

4.3 Atterberg (Kıvam) Limitleri

Zeminlerin davranışlarının değiştiği ve su muhtevalarının önem kazandığı limit değerlerdir. İnce daneli zeminler için ayırt edici bir özelliktir ve şekil değiştirme kabiliyetleri ölçülür. Likit limit, plastik limit ve rötre limiti olmak üzere 3 aşamada

izlenir. Likit (akışkan) ve plastik (katı) durumların farkı, içerdikleri su içeriğidir. Şekil 4.4’de zeminin hâlleri gösterilmiştir.



Şekil 4.4: Limit Durumlar (Kumbasar, 1999)

4.3.1 Likit Limit Deneyi

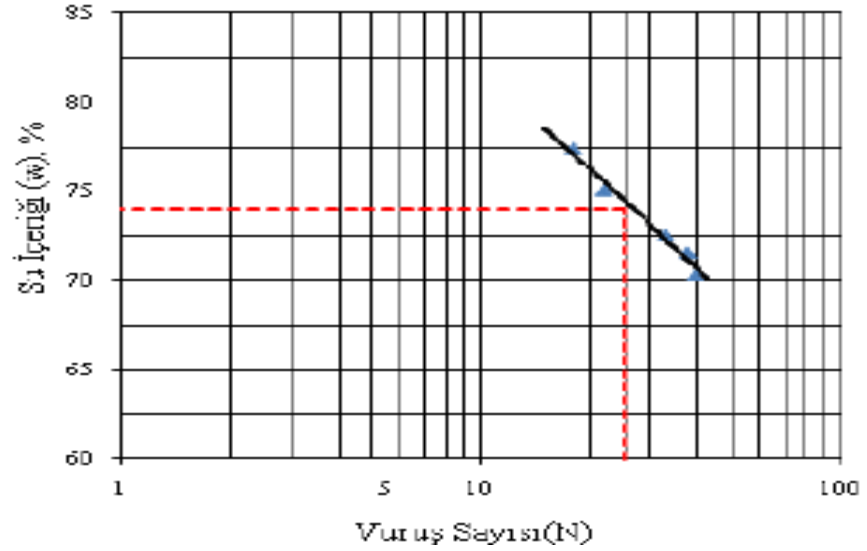
Kohezyonlu zeminlerin su muhtevası, çok katı bir durumdan akıcı bir sıvı kıvamına kadar çok geniş bir aralıkta değişim gösterebilir. Zemin, likit durumda bir sıvı gibi akabilir. Zeminin plastik formdan likit forma geçtiği sınır değere likit limit denir ve deneyi Casagrande deney cihazıyla yapılır.

40 nolu elekten geçen ve etüvde kurutulmuş kil örneği su ile yoğurulur ve deney cihazının kasesine koyulur. Koyulan kil numunesinin ortasından bıçak ile bir yarık açılır ve numaratör eşliğinde deney cihazına vuruş yaptırılır ve vuruş sayıları kayıt edilir. Amaç; kaç adet vuruş sonrasında açılan yarığın kapanacağıdır. Deney bittikten sonra, zemin numunesi 0.01 gr hassasiyetli terazide ölçülür ve kuruması için etüve yerleştirilir. Etüvden çıkarıldıktan sonra kütlesi tekrar ölçülür ve su içeriği ortaya çıkar. Şekil 4.5’de Casagrande deney cihazı gösterilmiştir.



Şekil 4.5: Casagrande Deney Cihazı (Kovaç vd, 2011)

Deney sonunda vuruş sayısı–su muhtevası grafiği çizilir ve bu grafik logaritmiktir. 25 vuruşa denk gelen değer, su muhtevası değeridir. Şekil 4.6’da logaritmik grafik gösterilmiştir.



Şekil 4.6: 25 Vuruşa Karşılık Gelen Su Muhtevası (Kovaç vd, 2011)

4.3.2 Plastik Limit Deneyi

Islak zemin numunesinin yoğrulma aşamasında eğer yüzeyinde çatlaklar meydana geliyorsa, çatlağın meydana geldiği andaki su muhtevası değerine plastik limit denir. Zemin numunesinin yarı katı formdan plastik forma geçtiği su içeriğidir.

Likit limit deneyi için kullanılan deney numunesi, el ayası ile yuvarlanarak inceltilir ve çatlaklar 3 mm çap büyüklüğüne ulaştığında numune, etüvde kurutulur. Kütlesi hassas terazide ölçülür. Kırılmaların başladığı andaki su muhtevası değeri açığa çıkar. Plastik limit deneyinde elle, silindir halde yuvarlama işlemi, Şekil 4.7'deki gibidir.



Şekil 4.7: Plastik Limit Deneyi (Kovacs vd, 2011)

Likit limit ve plastik limit değerleri arasındaki farka plastisite indisi denir ve Denklem (4.7)'deki formülle hesaplanır.

$$PI = LL - PL \quad (4.7)$$

4.3.3 Rötire Limiti (SL)

Bekleyen plastik formdaki zemin numunesinde buharlaşma gözlenir. Zemin numunesinin hacmi minimum iken boşluklardaki su yüzdesi, büzülme limitidir. Bu noktadan sonra daha büzülme olmaz, yani numunenin hacmi küçülmez. 40 nolu elekten geçen zemin numunesi ıslatılır ve doymuş çamur hazırlanır. Büzülme kabına

koyulur ve 0.01 gr hassasiyetli terazide kütlesi tartılır. Sonra zemin numunesi etüvde kurutulur ve tekrar kütlesi tartılır. Kuruyan zemin numunesi, civa dolu kapta yüzebilir; bu da zemin numunesinin kendi taşıdığı hacmine eşittir. Plastik limit ile büzülme limiti arasındaki değere büzülme indisi (SI) denir. Denklem (4.8) ve Denklem (4.9)'deki formüllerle hesaplanır.

$$SI = PL - SL \quad (4.8)$$

$$SL = W - \left(\frac{V - V_0}{M_0} \right) \times \rho_w \times 100 \quad (4.9)$$

4.4 Kompaksiyon Deneyi

Arazilerde karşılaşılan zemin tabakaları; mukavemeti düşük, yüksek hidrolik geçirgenliğe sahip veya sıkışabilir özellikte olabilirler. Mekanik bir işlem uygulanarak zeminlerin sıkıştırılmasına kompaksiyon denir. Arazide vibrasyonlu silindirlerle bu işlem yapılabilir. Bu deneyin amacı, zeminin mühendislik özelliklerinin iyileştirilmesidir. Zeminin sıkıştırılması ile maksimum kuru yoğunluğu veren su muhtevasını elde edilir. Böylelikle yapıya hasar verecek derecedeki oturma miktarları azaltılabilir, hidrolik geçirgenlik yok edilebilir. Zeminin mukavemet değeri artırılabilir ve ince daneli zeminler için büzülme şişme gibi negatif etkiler yok edilebilir. Proktor adlı araştırmacı deneye adını vermiştir ve sıkıştırmayı 4 faktöre bağlamıştır. Bunlar; su muhtevası, kuru yoğunluk, zemin cinsi (dane dağılımı) ve sıkıştırma enerjisidir.

4.4.1 Standart Proktor Deneyi

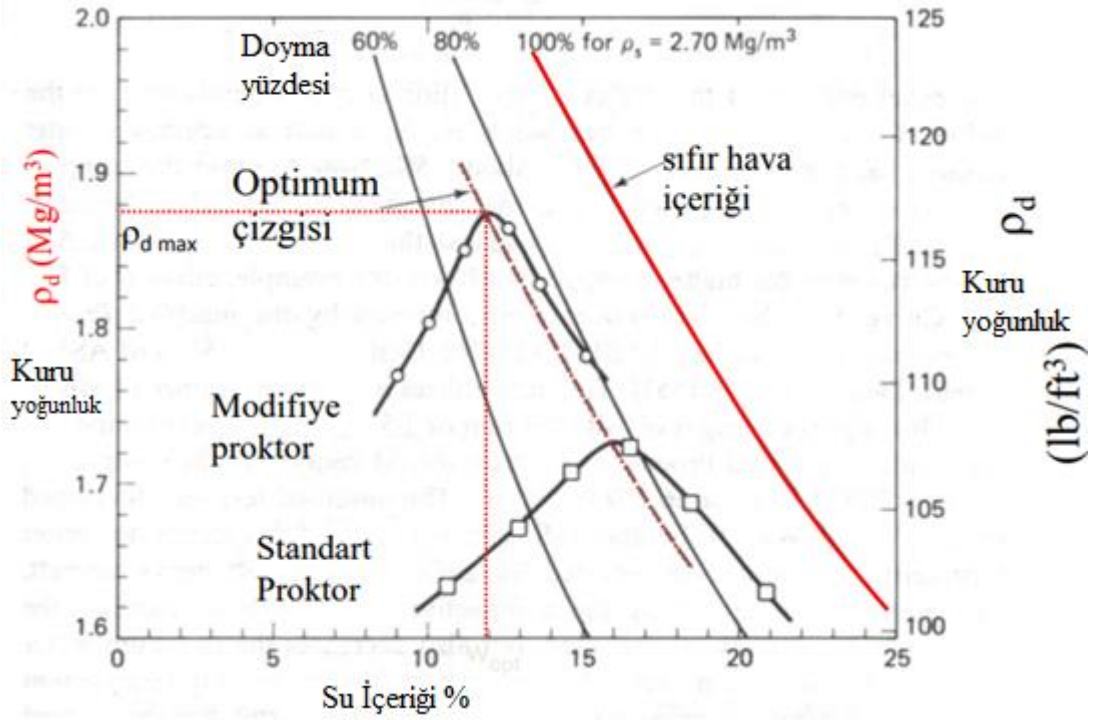
Standart Proktor deneyinde, birim hacime sığacak en çok zemin kütlesi amaçlanır. Deneyde su muhtevası, optimum değerde olmalıdır. Su muhtevasının optimum değeri; direnme ve sürtünmeyi minimum, kuru yoğunluk ve sıkışmayı maksimum kılar. Çapı ve yüksekliği belli olan bir silindire doldurulan zemin numunesine tokmağın belirli sayıda düşürülerek zemine enerji aktarımı şeklinde deney gerçekleştirir.

4 nolu elek üstü zemin örneğinden 5 kilogram alınır ve bir miktar suyla yoğurulur. Silindir yarıya kadar zemin numunesiyle doldurulur ve 25 darbe etki ettirilir. Tekrar silindirin 2/3'ü doldurulur ve 25 darbe daha etki ettirilir. En son kısma da ilave edilen zemin numunesiyle birlikte tekrar sıkıştırma işlemi uygulanır. Bu işlem yaklaşık 5 kez tekrarlanır ve kuru yoğunluk-su içeriği eğrisi çizilir. En iyi sıkıştırıldığı su içeriğine optimum su muhtevası denir. ASTM D 698 standardı baz alınarak bu deney yapılır. Proktor sıkıştırma silindiri Şekil 4.8'deki gibidir.



Şekil 4.8: Proktor Sıkıştırma Silindiri (Kovacs vd, 2011)

Standart proktor zemin parametleri; 24.4 N kütle ağırlığı, 305 mm düşü yüksekliği, 102 mm kalıp çapı, 944 cm³ kalıp hacmi, tabaka sayısı 3, her tabaka için vuruş 25 adettir. Su içeriği–kuru birim hacim ağırlık grafiği, Şekil 4.9'daki gibidir.



Şekil 4.9: Su İçeriği–Kuru Birim Hacim Ağırlık Grafiği (Kovacs vd, 2011)

4.5 Kayma Mukavemeti Deneyleri

Kayma mukavemeti deneyleri, zeminlerin kayma direnci parametrelerini bulmaya yönelik yapılan deneylerdir. Bu deneylerde amaç; zemine uygun drenaj ve yükleme koşullarında kayma mukavemeti açısını ve zeminin kohezyonunu bulmak olacaktır. Stabilitate ve deformasyon koşullarında elde edilen geoteknik verilerdir.

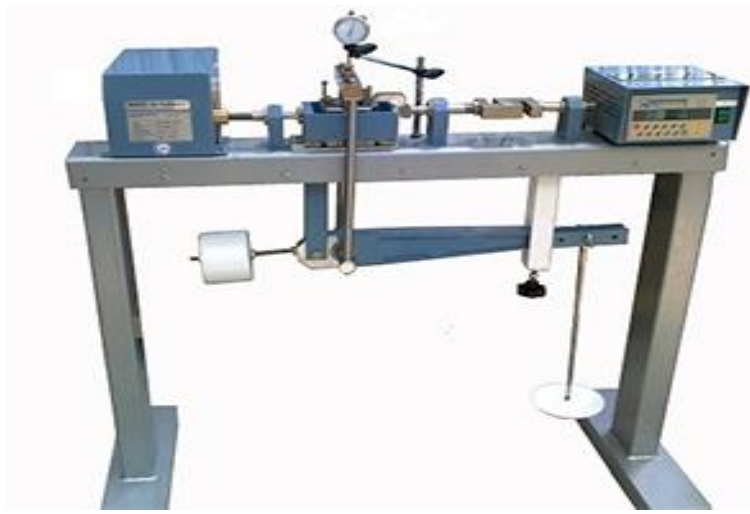
4.5.1 Kesme Kutusu Deneyi

Bu deneyde amaç; zemin numunesine ait kayma direnci parametrelerini (c) ve (ϕ) doğrudan laboratuvar ortamında bulmaktır. Deney setinde, altta ve üstte olmak üzere 2 tane plaka vardır ve zemin numunesi bu araya yerleştirilir. Düşey yük sabitken yatay kesme kuvveti değeri artırılır. Önce zemin numunesi direnir; lakin sonrasında düzlem boyunca kesilir, oluşan en büyük yatay gerilmeye (T_{max}) denir. Bu deney, zemin numunelerinin ortadan kesimiyle alakalıdır. Yatay yükler, artırılarak uygulanır ve kuvvet halkasındaki değerler kayıt edilir, düşey yük sabitken düşey ve yatay deformasyonlar sürekli ölçülür, deney föyüne kayıt edilir. Farklı düşey yükler

uygulanarak deney bir kaç kez tekrar edilir. Düşey yükler; 90, 180, 360, 720 Newton düşey yükler sırayla uygulanır.

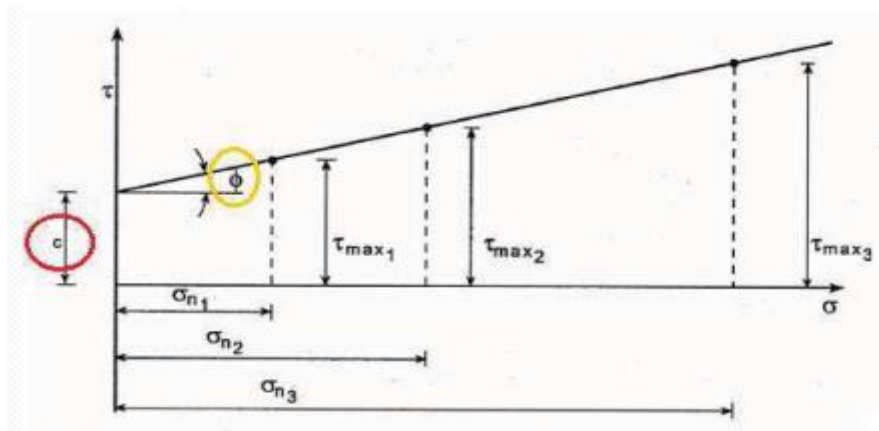
Kesme kuvvetinin numune yüzey alanına oranı, maksimum kayma gerilmesini verir ve Denklem (4.10)'daki formülle hesaplanır. Kesme kutusu deney aleti Şekil 4.10'daki gibidir. Kesme kutusu deneyi, kohezyonsuz ve kohezyonlu zeminler için geçerli bir deneydir.

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{A} \quad (4.10)$$



Şekil 4.10: Kesme Kutusu Deney Aleti (Kovacs vd, 2011)

Kesme kutusu deneyinde kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısının (ϕ) belirlenmesi, Şekil 4.11'deki gibidir.



Şekil 4.11: Kesme Kutusu Deneyinde (c) ve (ϕ)'nin Belirlenmesi (Kovacs vd, 2011)

4.5.2 Serbest Basınç Deneyi

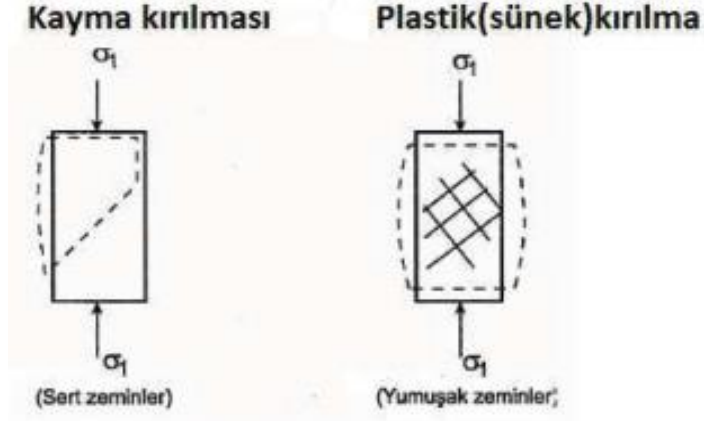
Serbest basınç deneyi, kohezyonlu zeminlerin (killerin) drenajsız kayma mukavemetini belirlemek için yapılır. Silindirik zemin numunesi üzerinde tek yönde (eksenel) yükleme yapılır. Eksenel yük ile birlikte numunede meydana gelen boy kısalması değerleri adım adım deney füyüne kayıt edilir. Yük ve deformasyonun okunduğu göstergeler vardır. Zemin numunesi alttan ve üstten basınç testine tabi tutulur. Gerilmenin en büyük değeri, serbest basınç mukavemeti değeridir.

Bu deneyde yanal destek olmaz, kendi kendini tutabilecek zeminler için yapılır. Kısalma miktarının ne kadarlık yüke karşılık geldiği de bulunur. Bu deney ile deformasyon–yük değişimi grafiği elde edilir. Serbest basınç deney aleti, Şekil 4.12'deki gibidir.



Şekil 4.12: Serbest Basınç Deney Aleti (Önalp vd, 2013)

Serbest basınç deneyi ile kırılma türleri Şekil 4.13'de görülmektedir.



Şekil 4.13: Kırılma Türleri (Önalp vd, 2013)

(P_{max}) kırılma anındaki en büyük yük, (A_f) zemin enkesit alanına bölünerek serbest basınç mukavemeti (q_U) değeri bulunur. Denklem (4.11)'daki formülle hesaplanır.

$$q_U = \bar{\sigma}_1 = (P_{max} / A_f) \quad (4.11)$$

Kohezyon (c) , serbest basınç deneyinde serbest basınç mukavemetinin yarısıdır. Denklem (4.12)'de gösterilmiştir.

$$C = (q_u / 2) \quad (4.12)$$

Serbest basınç deneyine göre killeri sınıflandırılabilir. Sınıflandırma Şekil 4.14'de gösterilmiştir.

Kıvam (ayrıntılı)	Serbest basınç mukavemeti $q_u, \text{kN/m}^2$	Kıvam (basit)
Çok yumuşak	<25	Yumuşak <50
Yumuşak	25-50	
Yumuşak-orta sert	50-100	Orta sert 50-200
Orta sert	100-200	
Sert	200-400	Sert >200
Çok sert	>400	

Şekil 4.14: Killerin Sınıflandırılması (Önalp vd, 2013)

4.5.3 Üç Eksenli Basınç Deneyi

Üç eksenli basınç deneyi kohezyonsuz ve kohezyonlu zeminler için uygun olan deney türünde, 2/1 oranında silindirik numuneler alınır. Drenaj koşullarını kontrol etmek için, zemin numunesinin üstüne ve altına geçirimli taş koyulur ve numune ince kılıfa sarılır. Zemin numunesi yuvaya koyulduktan sonra hidrostatik basınç için vanalar açılır, hücreye su verilir. Hücre basıncı sabitken düşey yük artırılır ve zemin numunesi kırılır. Numune eksenel boy kısalması ve düşey yük miktarı, deformasyon göstergesiyle ölçülür. Değişik hücre basınçları, farklı numunelere etkilidir, deney bir kaç kez tekrar edilir.

Deneyin amacı; suya doymuş zemin numunesinin kırılmadan karşı koyabileceği en büyük kayma mukavemetinin tesbitidir. Dayanım zarfı ve Mohr Dairesi yöntemleriyle istenilen değerlere ulaşılır. Üç eksenli basınç deney aleti Şekil 4.15'deki gibidir.



Şekil 4.15: Üç Eksenli Basınç Deney Aleti (Uzuner, 2005)

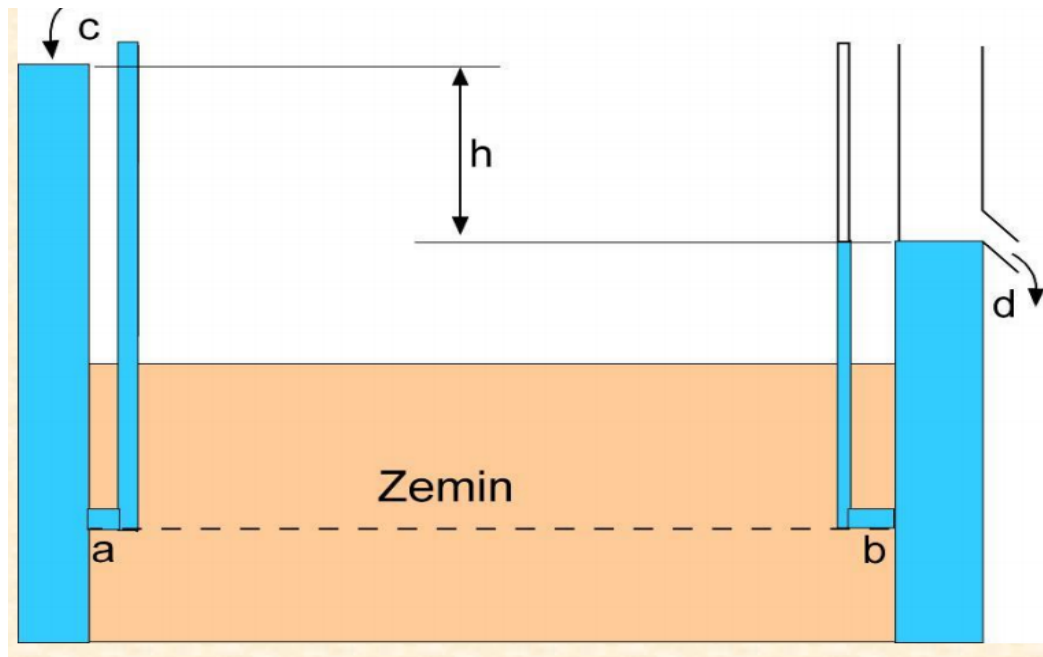
4.6 Permeabilite Deneyleri

Zemin daneleri arası boşluklu yapıda olup; permeabilite katsayısını hesaplamak için yapılan deney yöntemidir. Permeabilite deneylerinde su miktarı ve debi hesaplanır.

4.6.1 Sabit Seviyeli Permeabilite Deneyi

Sabit seviyeli permeabilite deneyi; geçirimsizliğinin yüksek olan ince çakıllı, kumlu, iri daneli zeminler için uygundur. Suyun ıssı, viskozitesi, kimyasal birleşik yapısı, zemin boşluklarının şekli ve hava yapısı; zeminin geçirimsizliğini etkiler.

(C) noktasından sisteme verilen su, bir zaman sonra (d) noktasından akar. (H) yüksekliği eğimdir ve suyun akması, bu eğim vasıtasıyla olur. (D) noktasından birim zamanda akan su miktarına permeabilite katsayısı denir. Deneyin uygulaması, Şekil 4.16'da gösterilmiştir.



Şekil 4.16: Zemin içindeki suyun hareketi (Uzuner, 2005)

Kum zeminler için geçirimsizlik hesaplanırken; Allen Hazen Bağıntısı kullanılır. Granülometriden yararlanır ve Denklem (4.13)'deki gibidir.

$$k = \frac{0.70 + 0.3t}{86400} \times C \times D_{10}^2 \quad (4.13)$$

Zemin örneğinin doymun ağırlığı, 0.01gr hassasiyetli terazide ölçülür. Numunenin boyu ve koyulduğu silindir kabın çapı ayrı ayrı ölçülür. Zemin numunesi yerleştirilir ve sabit seviyeli bir su kabından su verilir. Deney aleti hafifçe sarsılır, çünkü deney esnasında hava kabarcığı istenmez. Su akımı sabit değere ulaşır ve ardından numune tabanı başlangıç olmak üzere sabit su seviyesi ölçülür. Aynı seviyede suyun drene yüksekliğini ölçmek gerekir. Drene olduğu andan itibaren kronometre açılır ve yaklaşık 700 ml su dolunca kronometre kapatılır. Yani belirli zamanda geçen su miktarı kayıt edilir. Zemin numunesinin ortasına, üstüne ve altına bağlanan piyozemetre boruları su düzeyleri belirlenir. Darcy Kanunu'na göre Denklem (4.14)'deki gibi hesaplanır.

$$k = \frac{QL}{At \cdot (h_1 - h_2)} \quad (4.14)$$

Sabit seviyeli permeabilite deney aleti Şekil 4.17'de gösterilmiştir.



Şekil 4.17: Sabit Seviyeli Permeabilite Deney Aleti (Sağlamer, 2005)

4.6.2 Düşen Seviyeli Permeabilite Deneyi

Düşen seviyeli permeabilite deneyi, hem ince hem de iri daneli zeminler için uygundur. Daha çok silt, kil zeminler için bu deney uygulanır. Şeffaf 20 mm çaplı bir boru, deney numunesi üzerine takılır ve boruya üstten su verilir. Zemin numunesi içerisinde suyun geçmesi beklenir, numune doygun hale getirilir. Su akımı, sabit değere ulaştıktan sonra; geçen süre, enkesit alanı, baştaki ve sondaki su yükseklikleri farkından permeabilite katsayısı hesaplanır. İnce daneli zeminler için Darcy Kanunu Denklem (4.15)'deki gibi hesaplanır.

$$k = \frac{aL}{At} \times \ln \frac{h_1}{h_2} \text{ (cm/sn)} \quad (4.15)$$

Şekil 4.18'de düşen seviyeli permeabilite deney seti gösterilmiştir.



Şekil 4.18: Düşen Seviyeli Permeabilite Deney Seti (Sağlam, 2005)

5. KIRMIR ÇAYI KÖPRÜ PROJESİ GEOTEKNİK İNCELEMESİ

“BEYPAZARI-GÜDÜL İL YOLU (Güdül çevre yolu dahil Km: 0+000 – 4+882,23) Km: 0+000 – 26+571,66 Etüt ve Proje Danışmanlık Hizmeti Alımı İşi” kapsamında jeolojik-jeoteknik etüt raporu kapsamında incelenen güzergahın Km: 24+511.650 – 24+616.00 kesiminde; yaklaşık 104 m uzunluğunda, üç açıklıklı Kirmir Çayı Köprüsü’nün yapımı öngörülmektedir.

Rapor kapsamında Km: 24+511.650 - 24+616.00 arasında yer alan köprünün; saha çalışmaları, arazi deneyleri ve zemin mekaniği laboratuvar deneyleri esas alınarak geoteknik açıdan değerlendirilmesi yapılmıştır. Köprü bölgesinden bir görünüm Şekil 5.1’de gösterilmiştir.



Şekil 5.1: Köprü Bölgesinden Bir Görünüm

5.2 Araştırma Çalışmaları

“BEYPAZARI-GÜDÜL İL YOLU (Güdül çevre yolu dahil Km: 0+000 – 4+882,23) Km: 0+000 – 26+571,66 Etüt ve Proje Danışmanlık Hizmeti Alımı İşi” kapsamında jeolojik-jeoteknik etüt raporu kapsamında incelenen güzergahın Km: 24+511.650 - 24+616.00 kesiminde yapılması planlanan Kirmir Çayı Köprüsü ile ilgili olarak gerçekleştirilen jeolojik-jeoteknik araştırma çalışmaları; temel sondajları, arazi deneyleri ve laboratuvar deneylerini içermekte olup; yapılan çalışmalar ile ilgili bilgiler aşağıda özetlenmektedir.

5.2.1 Sondaj Logları

Kirmir Çayı Köprüsü boyunca temel zeminini oluşturan birimlerin jeolojik-jeoteknik açıdan detaylandırılması ve bu kesimde yer alan birimlerin mühendislik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla; öngörülen temel ayaklarının inşa edileceği 2 lokasyonda toplam 72.00 metre sondaj çalışmaları gerçekleştirilmiştir. Sondajlara ait liste Tablo 5.1’de sunulmaktadır.

Tablo 5.1: Sondaj Lokasyonlarına Ait Özet Bilgiler

Sondaj:	Koordinat			Yeraltı Suyu	Derinlik
	X	Y	KOT	Derinliği (m)	(m)
KSK-24+510	432263	4453709	651.50	1.50	30.00
KSK-24+610	432328	4453638	651	1.80	42.00

5.3 İnceleme Alanı Jeolojisi

Proje alanı ve yakın çevresi için yapılan genel jeoloji çalışmalarında; literatür araştırmaları yapılmış ve toplanan bilgiler ışığında çalışma alanında saha gözlemleri ve revize harita çalışmaları yapılmıştır. Literatür çalışmalarında, MTA tarafından bölgede yapılmış olan eski çalışmalardan faydalanılmıştır.

5.3.1 Uruş Formasyonu

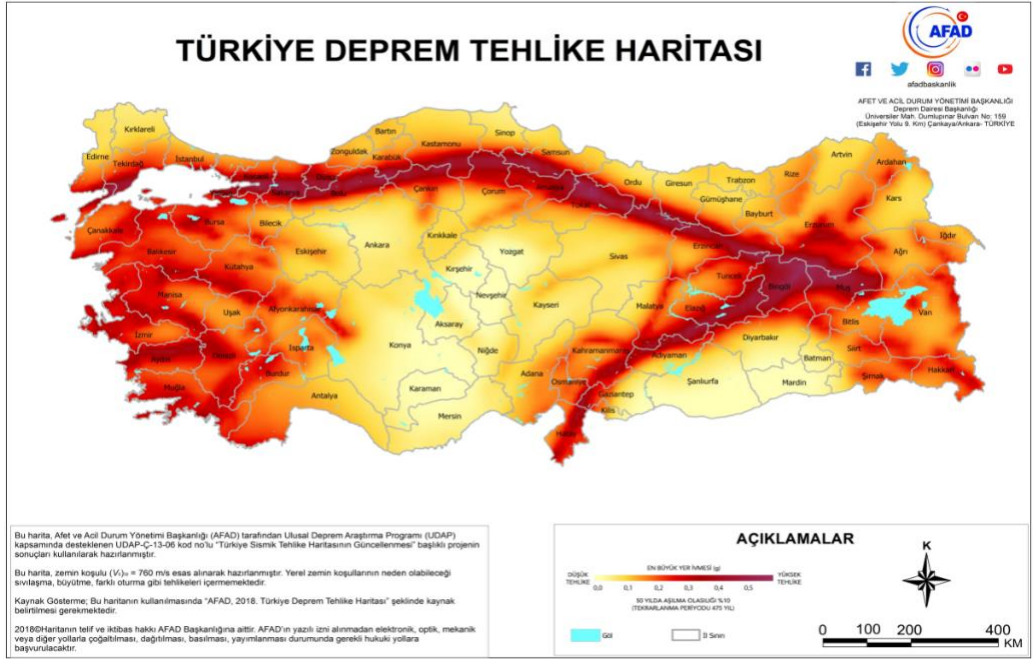
Konglomera, kumtaşı, kil taşı, kireç taşı ve jipsten oluşan birim, (Türkecan, 1991) tarafından adlandırılmıştır. Gri, yeşil, boz, sarı, sarımsı beyaz ve beyaz renkli, altta konglomera, kumtaşı, kil taşı, üstte ise kireç taşı, jips karışımından oluşan birimin tabanındaki düzeylerde kanal dolgusu ve çapraz katmanlanma görülür. Geniş yayılım gösteren birim, kendisinden yaşlı birimleri uyumsuz olarak örterken; yamaç molozu ve alüvyonlar tarafından uyumsuz olarak örtülür. Zemin içinde bulunan hipparion ve bovidae kalıntılarına göre, birim üst miyosen yaşlıdır.

5.3.2 Alüvyon

Az eğimli vadi tabanlarında ve akarsu yataklarında tutunamamış; değişken boyutta silt, kum, çakıl ve bloklardan oluşur. Kuvaterner zamanından önce oluşmuş kaya birimlerinin parçalarını kapsar.

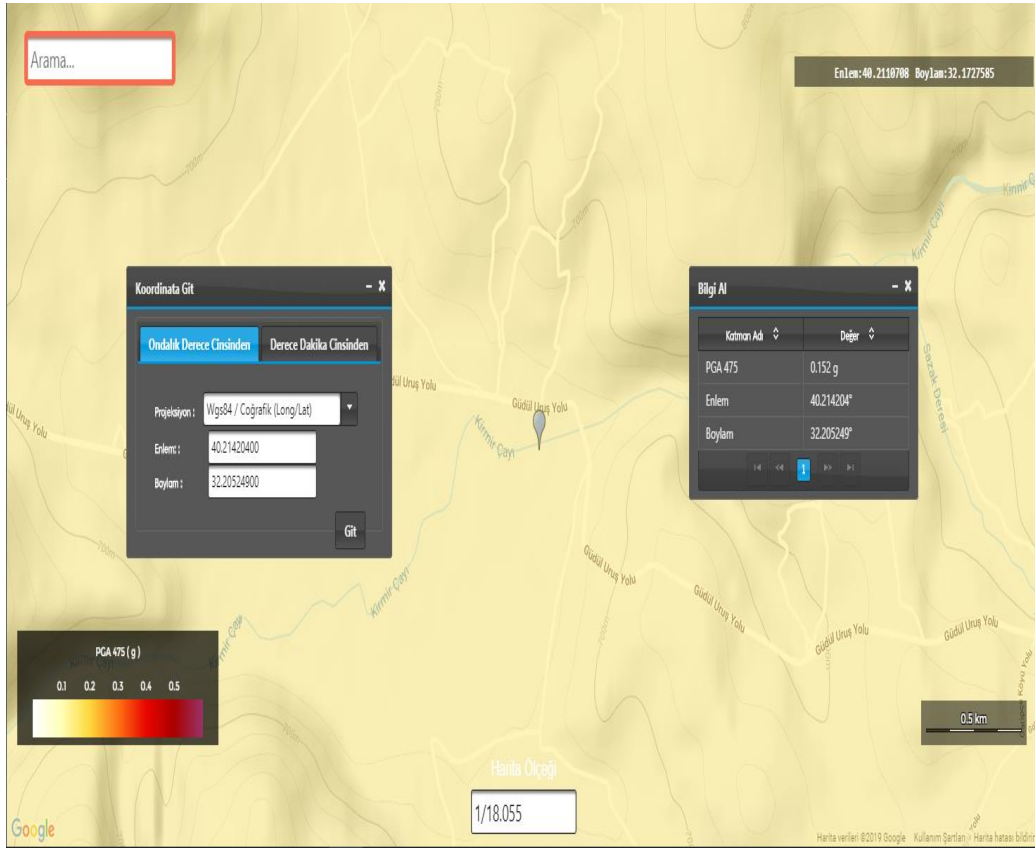
5.4 Depremsellik

T.C. İçişleri Bakanlığı Afet ve Acil Durum Yönetim Başkanlığı tarafından <https://tdth.afad.gov.tr/TDTH/main.xhtml> adresinde yayımlanan harita kullanılmıştır. Türkiye Deprem Tehlike Haritası 18.03.2018 tarih ve 30364 sayılı resmi gazetede yayımlanmış olup; 1 Ocak 2019 tarihi itibariyle yürürlüğe girmiştir. Türkiye Deprem Tehlike Haritası, Şekil 5.3'de gösterilmiştir.



Şekil 5.3: Türkiye Deprem Tehlike Haritası (AFAD Resmi Sitesi)

Proje bölgesine ait deprem tehlike haritası Şekil 5.4'de gösterilmiştir.



Şekil 5.4: Proje Bölgesine ait Deprem Tehlike Haritası (AFAD Resmi Sitesi)

Proje bölgesinde genel olarak; $PGA-475=0.152g$ olarak okunmuştur. Bu nedenle; sanat yapıları değerlendirmelerinde (köprü, tünel vb.) etkin yer ivmesi $A_0 = 0.152g$ olarak, toprak işlerinde ise $0.076g$ olarak kabul edilmelidir.

5.5 Köprü Temel Sistemi

Proje alanında gerçekleştirilen sondaj çalışmaları, arazi ve laboratuvar deney sonuçları değerlendirildiğinde; köprü temel sistemi için yüzeysel temel ve derin temel uygulamaları çalışılmıştır. Bölgede gerçekleştirilen araştırma çalışmaları ve arazi deneylerinden elde edilen veriler değerlendirilerek; temel taşıma gücü hesapları gerçekleştirilmiştir. Taşıma gücü hesaplamaları, zemin profili dikkate alınarak yapılmıştır.

5.5.1 Yüzeysel Temel Değerlendirmeleri

Kirmir Çayı Köprüsü, üç açıklıklı olup, köprüye ait ayakların kil ve kum birim üzerine inşa edilecektir. Onaylı jeolojik plan görülmüş olup yüzeysel temel taşıma gücü hesaplamaları yapılmıştır.

Hesaplamalar Kirmir Çayı Köprüsü ayak temelleri; inşa edileceği bölgede açılan KSK-24+510 ve KSK-24+610 sondaj logları, karot numunesi fotoğrafları ve laboratuvar deney sonuçları yardımıyla gerçekleştirilmiştir. İdealize zemin profili incelendiğinde yüzeysel temellerin $SPT-N_{ORT} = R$ olan, (GM) birimler üzerine inşa edileceği görülmüştür. Tablo 5.2'de temel özellikleri ve kazık yükleri verilmiştir.

Tablo 5.2: Temel Özellikleri ve Kazık Yüklerine Ait Özet Tablo

Köprü Ayağı	Yük Durumu	Temel Tipi	Temel Boyutu (BxL)	Temel Altında Oluşan Gerilme (kN/m ²)	Temel Gömülme Derinliği (m)
A1 ve A2 K.A.	Statik Durum	Yüzeysel	10.16x23.15	280.047	≈ 4.00-4.50
	Deprem Durumu		9.14x21.54	352.901	
P1 ve P2 O.A.	Statik Durum	Yüzeysel	6.00x20.00	162.93	≈ 3.00-4.00
	Deprem Durumu			231.19	

5.5.2 SPT Deneyi ile Yüzeysel Temel Hesap Yöntemi

SPT deneyi ile yüzeysel temel hesap yöntemlerinden Meyerhof (1974) ve Terzaghi (1967) metotları kullanıldı.

5.5.2.1 Meyerhof (1974) Taşıma Gücü Hesabı

$$q_a = 12 \times N \times K_d \quad B \leq 1.22 \text{ m}$$

$$q_a = 8 \times N \times \left(\frac{B+0.305}{B}\right)^2 \times K_d \quad B > 1.22 \text{ m}$$

$$K_d = 1 + 0.33 \times \frac{D}{B}$$

Kohezyonsuz zeminler için zemin parametreleri TS 498–Çizelge 1 baz alınarak; Şekil 5.5’de gösterilmiştir.

Sıra No	Zemin türü	Sembol	Sıklık	Birim Hacim Ağırlık			Kayma Direnci Açısı ϕ
				Tabii γ_n	Doygun γ_d	Batik γ	
				kN/m ³	t/m ³ (kN/m ³)	t/m ³ (kN/m ³)	Derece
1	iyi derecelenmiş kum, az siltli kum, kum-çakıl	Cu ≤ 6 olan SW, SM	Gevşek	17,0	19,0	9,0	30
Orta Sıkı			18,0	20,0	10,0	32,5	
Sıkı			19,0	21,0	11,0	35	
4	iyi derecelenmiş az kumlu çakıl, yassı çakıl ve taş	GW	Gevşek	17,0	19,0	9,0	32,5
Orta Sıkı			18,0	20,0	10,0	35	
Sıkı			19,0	21,0	11,0	37,5	
7	Kötü derecelenmiş kum, kum-çakıl ve çakıl	6 < Cu ≤ 15 olan SP, SM, GP	Gevşek	18,0	20,0	10,0	30
Orta Sıkı			19,0	21,0	11,0	32,5	
Sıkı			20,0	22,0	12,0	35	
10	Kötü derecelenmiş kum, kum-çakıl, az siltli çakıl	Cu ≥ 15 olan SP, SM, GP veya GM	Gevşek	18,0	20,0	10,0	30
Orta Sıkı			20,0	22,0	12,0	32,5	
Sıkı			22,0	24,0	14,0	35	

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \text{ Uniformluk katsayısı}$$

Gevşek 0,15 < Dr ≤ 0,3
Ortasıkı 0,30 < Dr ≤ 0,50
Sıkı 0,50 < Dr ≤ 0,75

D₁₀: Elek analizinde elekten geçen malzemenin % 10'unun tekabül ettiği dane büyüklüğü
D₆₀: Elek analizinde elekten geçen malzemenin % 60'ının tekabül ettiği dane büyüklüğü

$$\text{Sıklık Oranı } D_r = \frac{e_{\max} - e_0}{e_{\max} - e_{\min}}$$

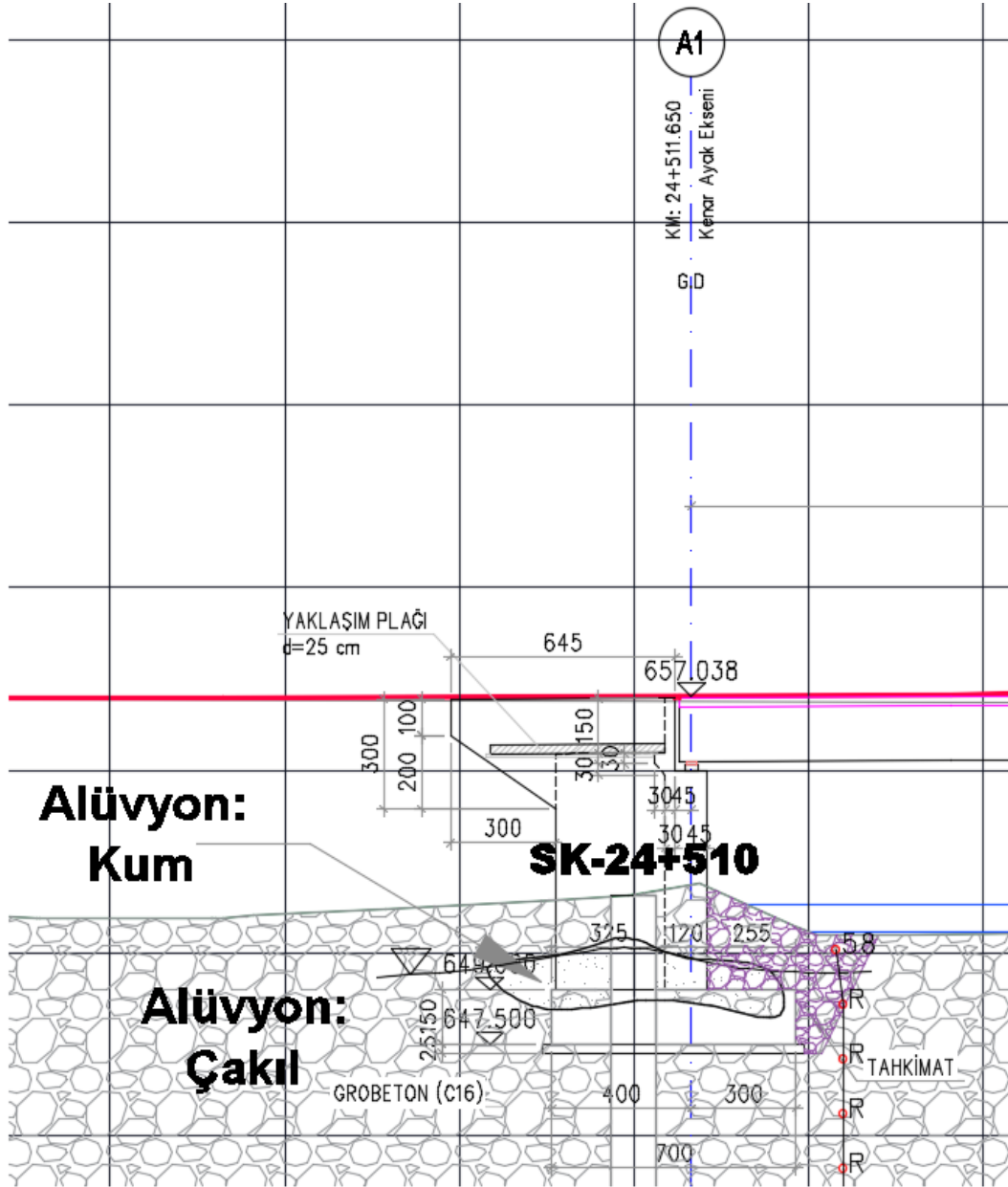
e_{max} = En büyük boşluk oranı
e₀ = Tabii boşluk oranı
e_{min} = En küçük boşluk oranı

Şekil 5.5: Kohezyonsuz zeminler için parametreler (TS 498-Çizelge 1)

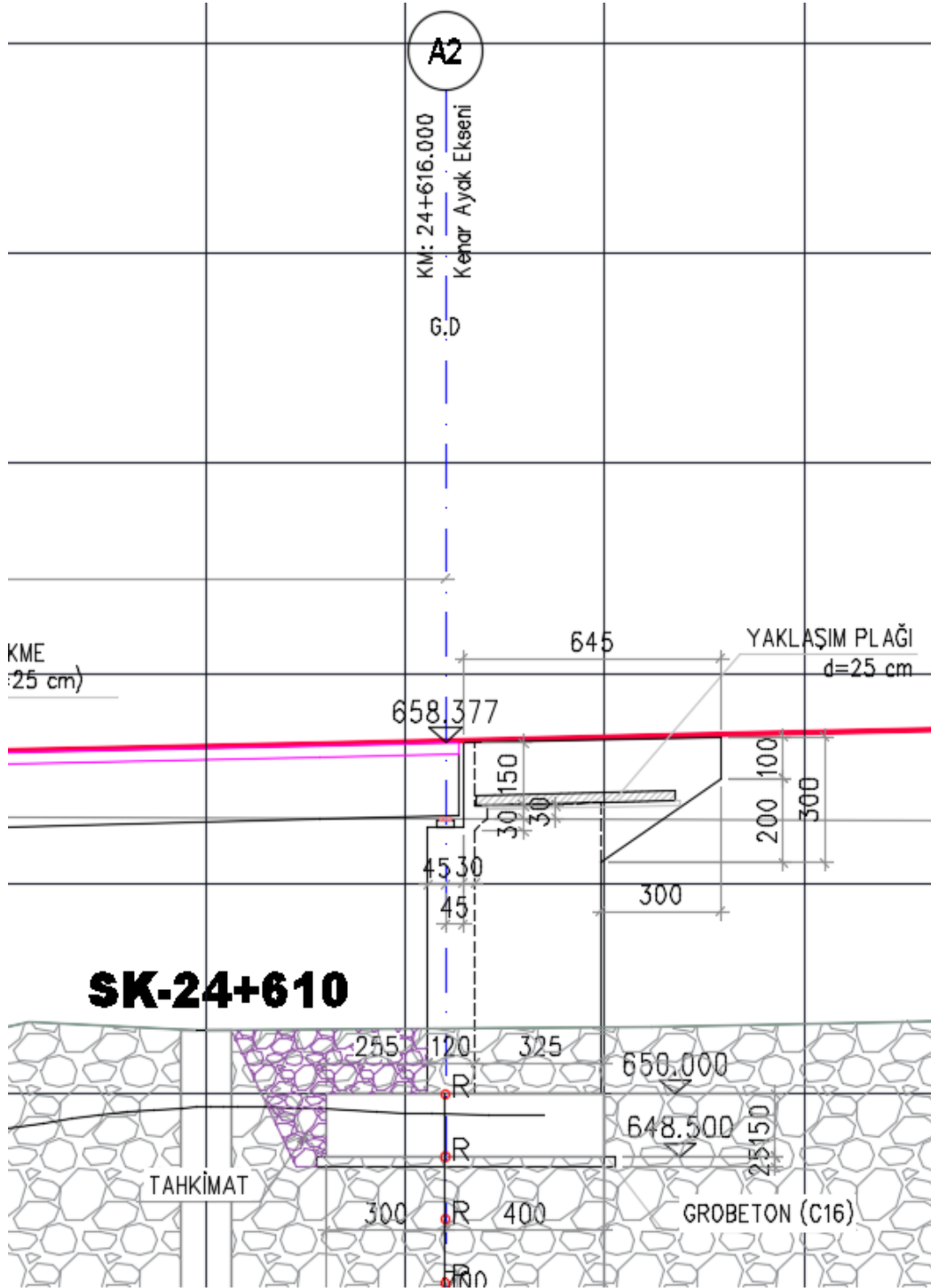
5.5.3 A1 ve A2 Kenar Ayaklarına ait Yüzeysel Temel Taşıma Gücü Hesaplamaları

Onaylı jeolojik plana göre; A1 ve A2 kenar ayak temellerinin SPT-N = R >50 olan (GM) birimler üzerine inşa edileceği görülmektedir.

A1 kenar ayağı yerleşim durumu, Şekil 5.6'da ve A2 kenar ayağı yerleşim durumu Şekil 5.7'de gösterilmiştir.

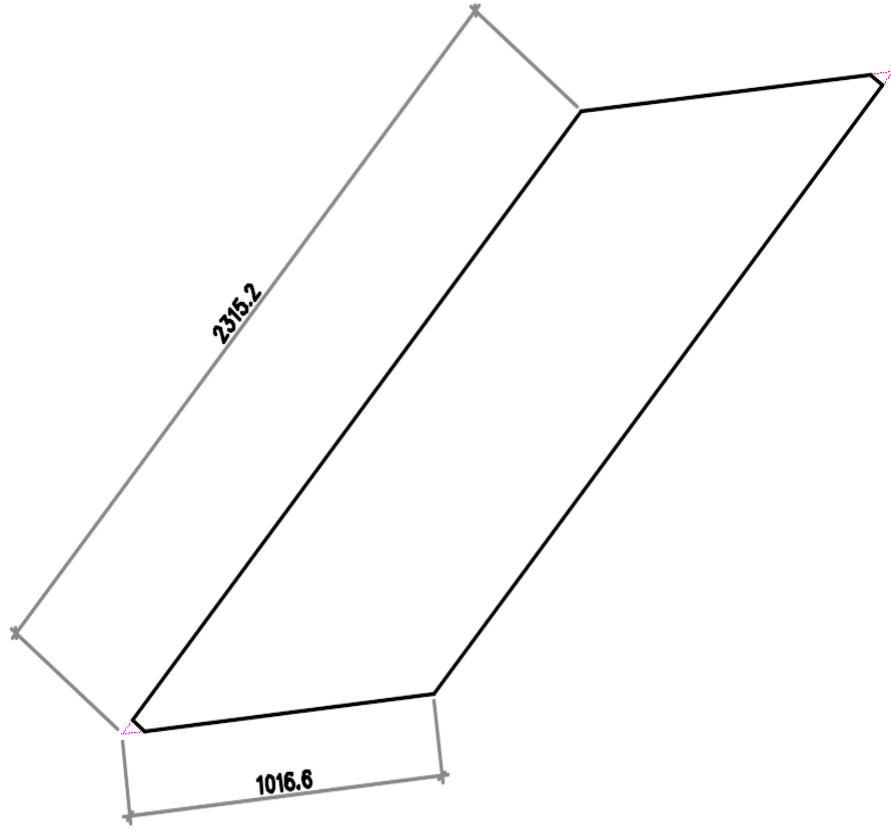


Şekil 5.6: A1 Kenar Ayağı Yerleşim Durumu

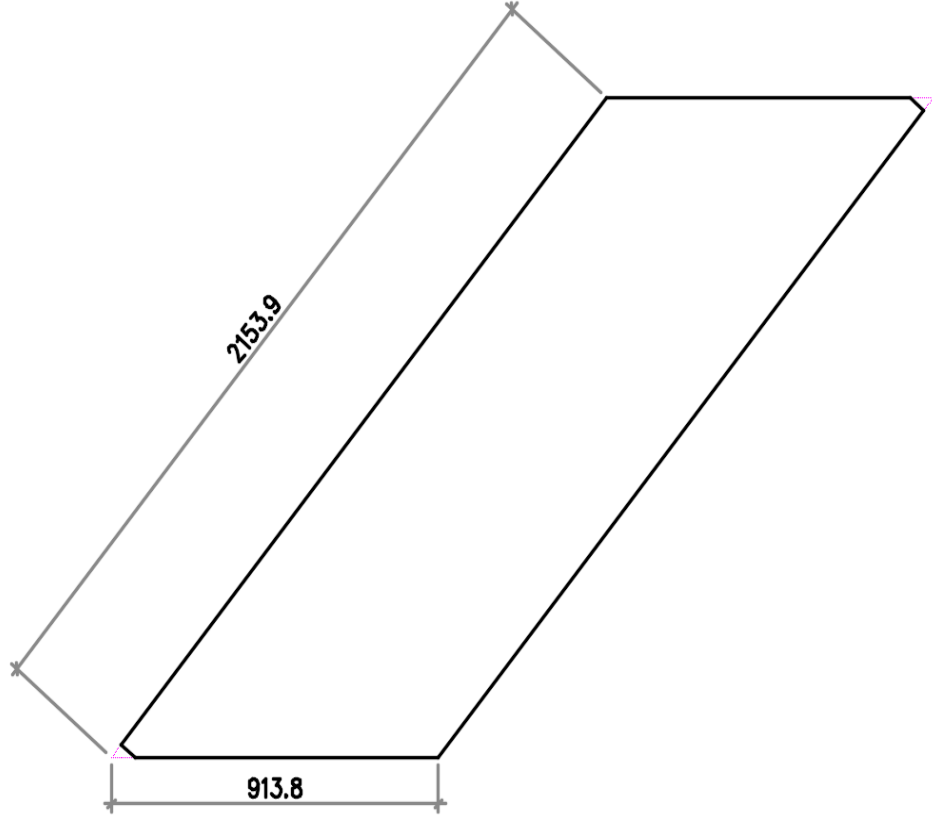


Şekil 5.7: A2 Kenar Ayağı Yerleşim Durumu

A1 kenar ayağı temel boyutları Şekil 5.8’de ve A2 kenar ayağı temel boyutları Şekil 5.9’da gösterilmiştir.



Şekil 5.8: A1 Kenar Ayağı Temel Boyutları



Şekil 5.9: A2 Kenar Ayağı Temel Boyutları

5.5.3.1 A1 Kenar Ayağı Verileri

A1 kenar ayağına ait taşıma gücü ve proje yüklerinin detaylı karşılaştırılması, Tablo 5.3'de gösterilmiştir.

Tablo 5.3: A1 Kenar Ayağı Taşıma Gücü ve Proje Yüklerinin Karşılaştırılması

Zemin Bilgileri				
c	0.00 kPa			
ϕ	36°			
γ	20.0 kN/m ³			
SPT-N	40			
Y.A.S.S.	0 m			
Temel Bilgileri				
B	10.16 m			
L	23.15 m			
D _f	4.00 m			
Meyerhof (1974)			Temel Genişliği	
$k_d=1+[0.33 \times (D_f / B)] \leq 1.33$		1.13	Koşulu	
$q_{all} = 12 \times N \times k$		542.36 kPa	B ≤ 1.22m	HAYIR
$q_{all} = 8 \times N \times [(B + 0.305) / B]^2 \times k_d$		383.61 kPa	B ≥ 1.22m	EVET

Ayak No	Statik Durum (kPa)		Dinamik Durum (kPa)		Yöntem	Sonuç	
	Kapasite	Proje Yüğü	Kapasite	Proje Yüğü		Statik	Dinamik
A2	391.06	280.05	586.59	352.90	Meyerhof (1974)	YETERLİ	YETERLİ

5.5.3.2 Oturma Değerlendirilmesi

Onaylı jeolojik plana göre; SPT-N= R>50 olan birimler üzerine inşa edilecek olan A1 kenar ayak temelinde, herhangi bir oturma problemi beklenmemektedir.

5.5.4 A2 Kenar Ayağı Verileri

A2 kenar ayağı taşıma gücü ve proje yüklerinin detaylı karşılaştırılması, Tablo 5.4'de gösterilmiştir.

Tablo 5.4: A2 Kenar Ayağı Taşıma Gücü ve Proje Yüklerinin Karşılaştırılması

Zemin Bilgileri					
c	0.00 kPa				
ϕ	36°				
γ	20.0 kN/m ³				
SPT-N	40				
Y.A.S.S.	0.0 m				
Temel Bilgileri					
B	9.14 m				
L	21.54 m				
D _f	4.00 m				
Meyerhof (1974)			Temel Genişliği Koşulu		
$k_d = 1 + [0.33 \times (D_f / B)] \leq 1.33$		1.14			
$q_{all} = 12 \times N \times k$		549.40	kPa	B ≤ 1.22m	HAYIR
$q_{all} = 8 \times N \times [(B + 0.305) / B]^2 \times k_d$		391.14	kPa	B ≥ 1.22m	EVET

Ayak No	Statik Durum (kPa)		Dinamik Durum (kPa)		Yöntem	Sonuç	
	Kapasite	Proje Yüğü	Kapasite	Proje Yüğü		Statik	Dinamik
A2	391,06	280,05	586,59	352,90	Meyerhof (1974)	YETERLİ	YETERLİ

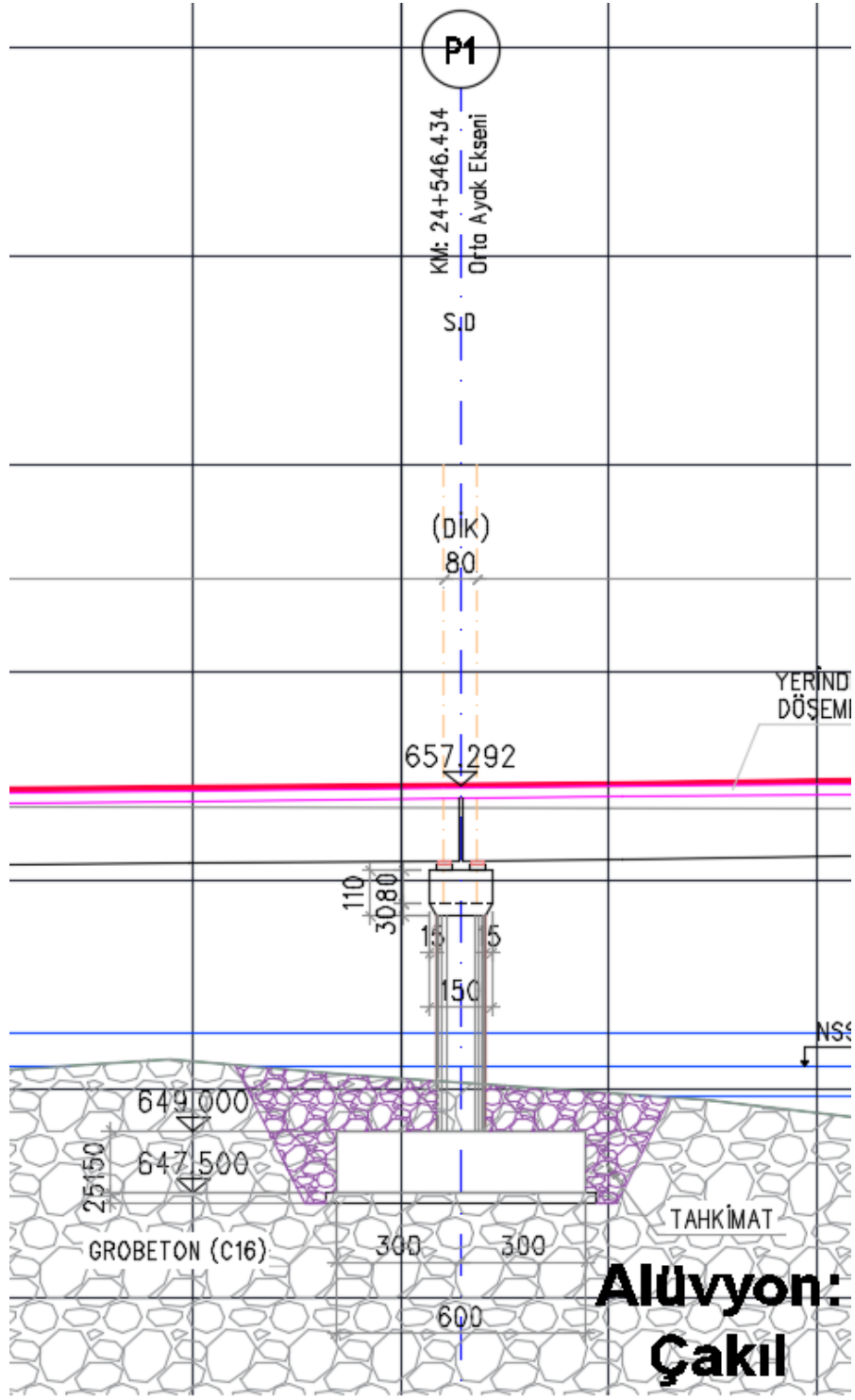
5.5.4.1 Oturma Değerlendirilmesi

Onaylı jeolojik plana göre SPT-N = R>50 olan birimler üzerine inşa edilecek olan A2 kenar ayak temelinde, herhangi bir oturma problemi beklenmemektedir.

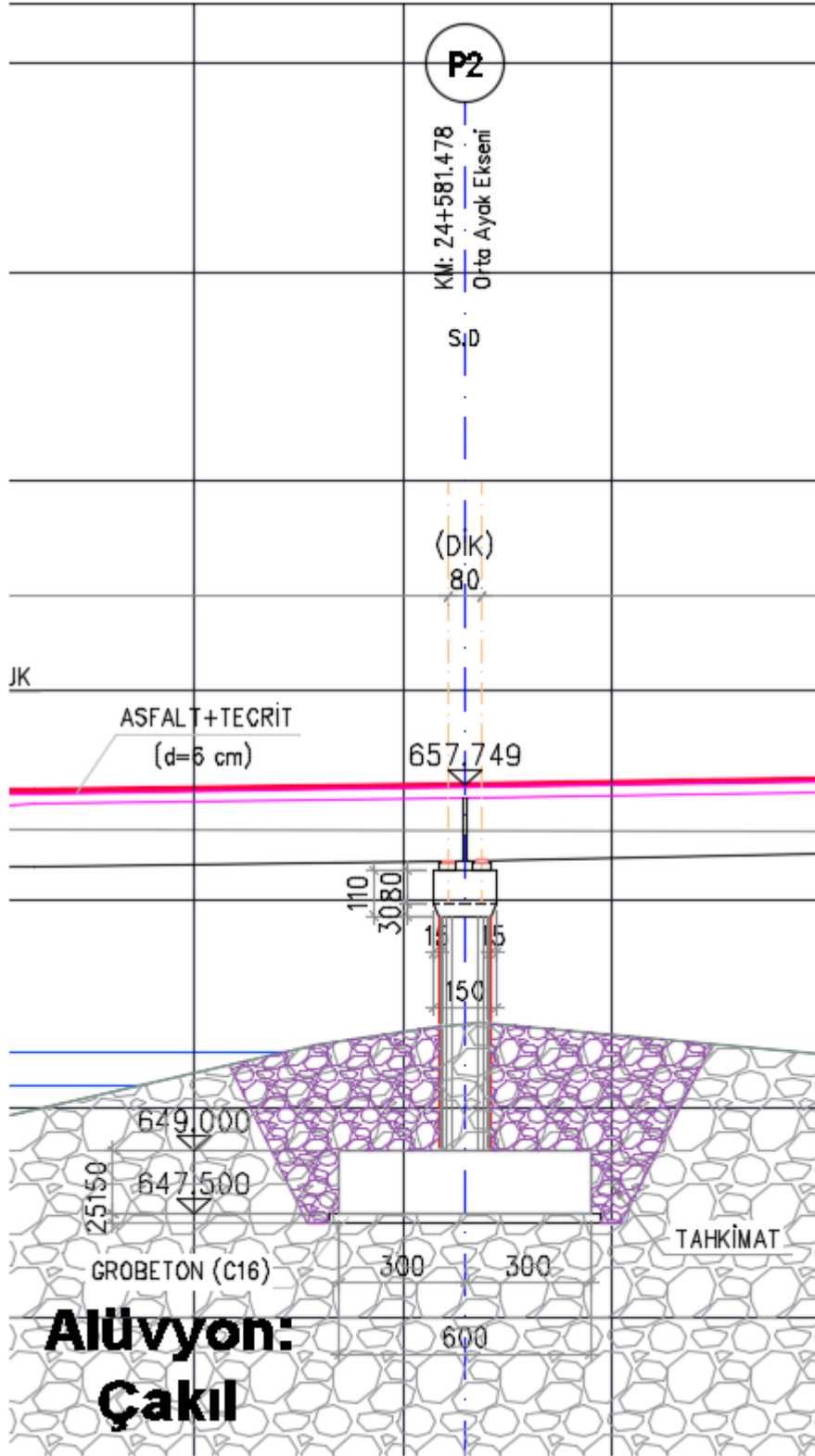
5.5.5 P1 ve P2 Orta Ayaklarına Ait Yüzeysel Temel Taşıma Gücü Hesaplamaları

Onaylı jeolojik plana göre P1 ve P2 kenar ayak temellerinin SPT-N = R >50 olan (GM) birimler üzerine inşa edileceği görülmektedir.

şekil 5.10'da P1 orta ayağına ait temelin yerleşim durumu ve şekil 5.11'de P2 orta ayağına ait temelin yerleşim durumu gösterilmiştir.

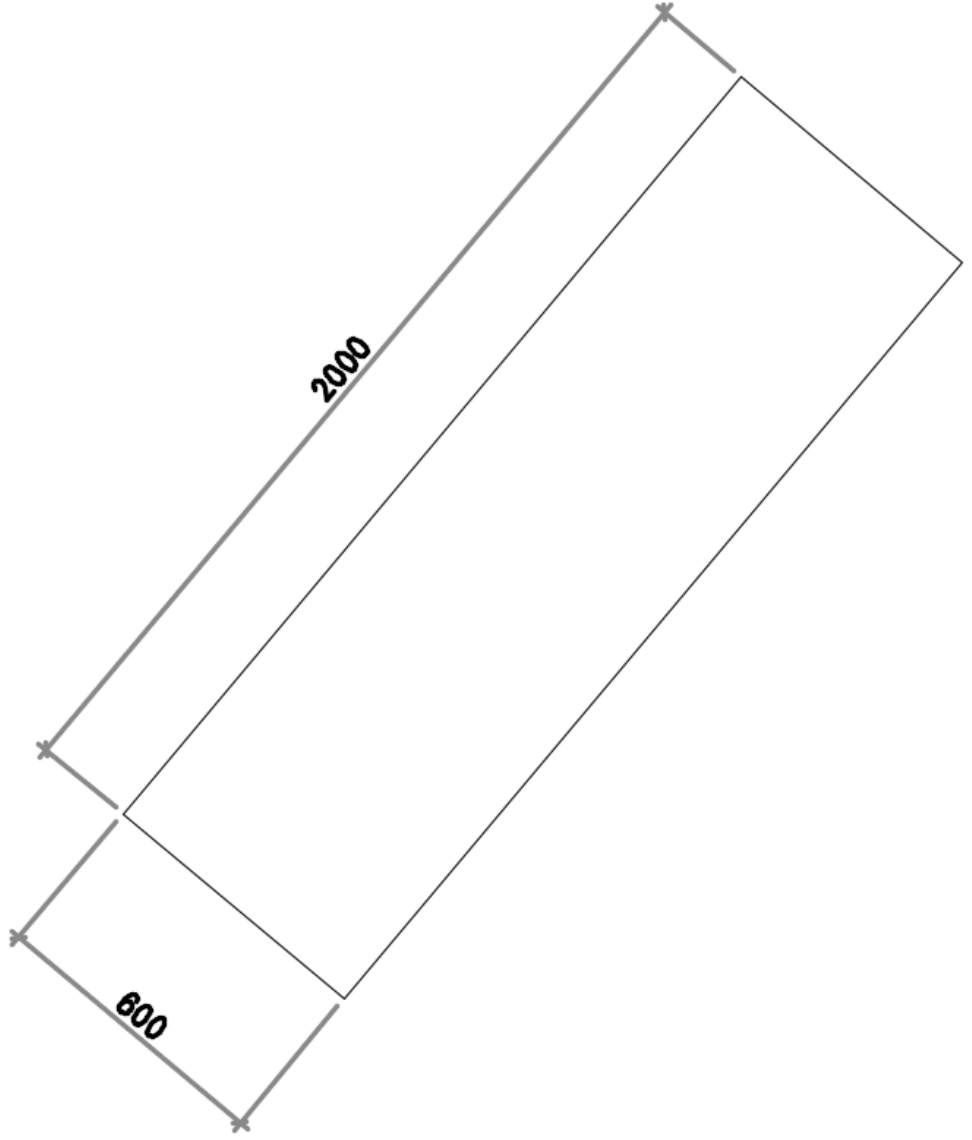


Şekil 5.10: P1 Orta Ayak Temeli Yerleşim Durumu



Şekil 5.11: P2 Orta Ayak Temeli Yerleşim Durumu

P1 ve P2 orta ayak temel boyutları, Şekil 5.12’de gösterilmiştir.



Şekil 5.12: P1 ve P2 Orta Ayak Temelleri Boyutları

5.5.5.1 P1 ve P2 Orta Ayakları

P1 ve P2 orta ayaklarına ait taşıma gücü ve proje yüklerinin karşılaştırılması detaylı şekilde Tablo 5.5’de gösterilmiştir.

Tablo 5.5: P1 ve P2 Orta Ayakları Taşıma Gücü ve Proje Yüklerinin Karşılaştırılması

Zemin Bilgileri			
c	0.00 kPa		
ϕ	36°		
γ	20.0 kN/m ³		
SPT-N	40		
Y.A.S.S.	0.0 m		
Temel Bilgileri			
B	6.00 m		
L	20.00 m		
Df	3.00 m		
Meyerhof (1974)			Temel Genişliği Koşulu
$k_d = 1 + [0.33 \times (Df / B)] \leq 1.33$	1.17		
$q_{all} = 12 \times N \times k$	559.20	kPa	B ≤ 1.22m HAYIR
$q_{all} = 8 \times N \times [(B + 0.305) / B]^2 \times k_d$	411.66	kPa	B ≥ 1.22m EVET

Ayak No	Statik Durum (kPa)		Dinamik Durum (kPa)		Yöntem	Sonuç	
	Kapasite	Proje Yüğü	Kapasite	Proje Yüğü		Statik	Dinamik
P1- P2	411.66	162.93	617.50	231.19	Meyerhof (1974)	YETERLİ	YETERLİ

5.5.5.2 Oturma Değerlendirilmesi

Onaylı jeolojik plana göre SPT-N = R >50 olan birimler üzerine inşa edilecek olan P1 ve P2 orta ayak temellerinde herhangi bir oturma problemi beklenmemektedir.

5.6 Derin Temel Değerlendirmeleri

Bölüm 5.5.5'de köprü ayakları için yapılan yüzeysel temel taşıma gücü hesaplamalarında herhangi bir taşıma gücü ve oturma problemi beklenmediği görülmüştür. Ancak dere üzerine inşa edilecek olan köprü ayaklarında meydana gelebilecek oyulma riski göz önünde bulundurularak; rapor kapsamında derin temel durumu için hesaplamalar yapılmıştır.

Hesaplamalarda köprü bölgesinde açılan KSK-24+510 ve KSK-24+610 kodlu sondaj çalışmaları dikkate alınarak; parametre seçimi yapılmıştır. Temel özellikleri ve kazık yüklerine ait detaylar Tablo 5.6'da gösterilmiştir.

Tablo 5.6: Temel Özellikleri ve Kazık Yüklerine Ait Özet Tablo

Köprü Ayağı	Yük Durumu	Temel Tipi	Kazık Sayısı	Kazık Başına Gelen Kuvvet (kN)	Temel Gömülme Derinliği (m)
A1	Statik	Derin	2 x 7	1695	≈ 2.50-3.00
	Deprem			2543	
P1, P2	Statik	Derin	2 x 7	1418	≈ 2.50-4.00
	Deprem			2128	
A2	Statik	Derin	2 x 7	1737	≈ 2.50
	Dinamik			2605	

5.6.1 Kohezyonsuz Zeminlerde Sürtünme Kazıklarında Uç Direncinin Hesaplanması

Kohezyonsuz zeminlerde sürtünme kazıklarında uç direnç hesabı, Denklem (5.1)'deki gibidir.

$$q_f = \sigma_o' \times N_q + \eta \times \gamma' \times B \times N_\gamma \quad (5.1)$$

Genellikle ikinci terim ilkinin yanında ihmal edilebilecek mertebededir. Bu durumda; Denklem (5.2)'deki gibi değerlendirebiliriz.

$$q_f = \sigma_o' \times N_q \quad (5.2)$$

$$Q_u = q_f \times A_t$$

Kazık tipi ve içsel sürtünme açısına bağlı N_q değerleri, Şekil 5.13'de gösterilmiştir.

ϕ^* (DERECE)	26	28	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
N_q ÇAKMA (DEPLASMAN) KAZIĞI	10	15	21	24	29	35	42	50	62	77	86	120	145
N_q^{**} FORE KAZIK	5	8	10	12	14	17	21	25	30	38	43	60	72

Şekil 5.13: Kazık Tipi ve İçsel Sürtünme Açısına Bağlı N_q Değerleri (Kumbasar, 1999)

Deney ve saha gözlemleri, daneli zeminlerin rölatif sıkılığına (D_r) göre; taşıma ve çeper sürtünmesinin belli bir sınır derinliğe kadar düşey efektif gerilmelerle arttığını göstermiştir. Bu sınır derinlikten sonra, kazık uç direncinde çok düşük değerlerde artmalar olmaktadır. Çeper sürtünmesi, kazığın yüzey alanı ile doğru orantılı olarak artmaktadır.

5.6.2 Kohezyonsuz Zeminlerde Sürtünme Kazıklarının Sürtünme Direncinin Hesaplanması

Kohezyonsuz zeminlerde kazığın sürtünme direnci hesaplanırken, sürtünmenin etki ettiği kritik derinlik göz önüne alınmalıdır. Bunun nedeni, aşağıdaki

Tablo 5.7: Zemin-kazık arası sürtünme açısının kazık malzemesine göre değerleri (Kumbasar, 1999)

KAZIK TİPİ	K
Fore kazıklar	$\approx K_o = 1 - \sin\theta$
Az deplasman yapan çakma kazıklar	$\approx K_o$ ile $1.4 K_o$
Yüksek deplasman yapan çakma kazıklar	$\approx K_o$ ile $1.8 K_o$

KAZIK TİPİ	δ
ÇELİK	20°
BETON	$\frac{3}{4} \phi$
AHŞAP	$\frac{3}{4} \phi$

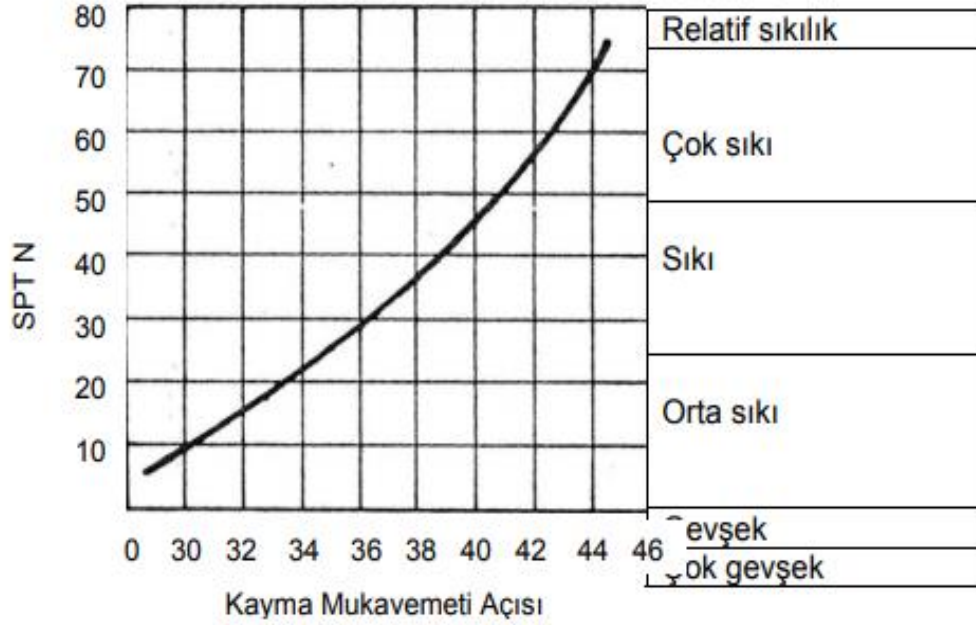
5.6.3 A1 Kenar Ayağına Ait Derin Temel Hesaplamaları

A1 kenar ayağına ait uç ve sürtünme direncinin hesabı aşağıdaki gibidir.

5.6.3.1 Uç Direncinin Hesaplanması

$L = 10.00$ m için;

Onaylı jeolojik plana göre kazıkların $SPT-N = R > 50$ olan çakıl birimden uç direnci alacakları görülmektedir. $SPT-N = R > 50$ çakıl-kum birimleri için güvenli tarafta kalınarak $(\phi) = 36$ derece olarak alınmıştır. $SPT-N$ değeri ile efektif kayma mukavemeti açısı arasındaki ilişki, Şekil 5.15'deki gibidir.



Şekil 5.15: SPT-N Değeri ile Efektif Kayma Mukavemeti Açısı Arasındaki İlişkisi (Peck vd, 1974)

$\phi = 36$ derece için Şekil 5.16'dan $N_q = 30$ alınmıştır.

Yapılan sondaj çalışmalarında, yeraltı su seviyesine yüzeye yakın derinliklerde karşılaşılmıştır. Ayrıca inşa edilecek olan yapının bir dere köprüsü olması nedeniyle hesaplamalarda güvenli tarafta kalmak amacıyla yeraltı suyu seviyesi yüzeyden itibaren dikkate alınmıştır. SPT- D_r ilişkisi (rölatif sıkılık) Şekil 5.16'da gösterilmiştir.

SPT-N aralığı	Bağıl Yoğunluk	D_r (%)
0 - 4	Çok gevşek	0 - 15
4 - 10	Gevşek	15 - 35
10 - 30	Orta sıkı	35 - 65
30 - 50	Sıkı	65 - 85
> 50	Çok sıkı	85 - 100

Şekil 5.16: SPT-N ile (C_u) Arasındaki İlişkisi (Terzaghi vd, 1967)

SPT-N >50 çakıl birimi için Şekil 5.16'ya göre bağıl yoğunluk değerinin %85 - 100 aralığında olduğu görülmektedir.

TS-500 Çizelge-2'ye göre ilgili bağıl yoğunluk oranları için sıkı zemin tanımı yapılmıştır. Bu tanıma uygun olarak verilen zemin sınıflarında; en düşük doygun

birim hacim ağırlık değerinin 21 kN/m³, en düşük batık birim hacim ağırlık değerinin ise 11 kN/m³ olduğu görülmektedir. Hesaplamalarda güvenli tarafta kalmak amacıyla bahsedilen değerler dikkate alınarak, değerlendirmeler yapılmıştır.

$$\sigma_o'_{2.50} = \gamma_{soil} \times D_f - u = 2.50 \times 11 = 27.50 \text{ kPa (Temel alt kotu seviyesi)}$$

$$\sigma_o'_{12.50} = \sigma_o'_{2.50} + \gamma_{soil} \times L_{kazık} - u = 27.50 + 10 \times 11 = 137.50 \text{ kPa}$$

$$q_f = \sigma_o' \cdot N_q = 137.50 \times 30 = 4125 \text{ kPa}$$

$$Q_u = q_f \times A_t = 4125 \times (\pi \times 1.2^2/4) = 4665.26 \text{ kN}$$

5.6.3.2 Sürtünme Direncinin Hesaplanması

-2.50 m - -12.50 m arası çakıl-kum birimde, kritik derinlik üzerinde sürtünme direnci hesaplanması şu şekildedir.

SPT-Nort = R>50 olan çakıl-kum birim için güvenli tarafta kalınarak $\phi = 36^\circ$ olarak alınmıştır. Tablo 5.9 kullanılarak, beton kazık için (δ_i) değeri $36 \times 3/4 = 27^\circ$ olarak bulunur.

$$\sigma_o'_{2.50} = \gamma_{soil} \times D_f - u = 2.50 \times 11 = 27.50 \text{ kPa (temel alt kotu seviyesi)}$$

$$\sigma_o'_{12.50} = \sigma_o'_{2.50} + \gamma_{soil} \times L_{kazık} - u = 27.50 + 10 \times 11 = 137.50 \text{ kPa}$$

(kazık uç kotu seviyesi)

5.6.3.3 Ortalama Efektif Gerilme

$$(27.50 + 137.50) / 2 = 82.50 \text{ kPa}$$

$$L' > z \text{ (-24.00 m'ye kadar) için } f_i = K_i \times \sigma_{vi}' \times \tan \delta_i =$$

$$= 0.412 \times 82.50 \times \tan (27) = 17.31 \text{ kPa}$$

$$Q_s = \sum p \times \Delta L_i \times f_i$$

$$Q_{s1} = (\pi \times 1.2) \times 10 \times 17.31 = 652.57 \text{ kN}$$

$$Q_{net} = Q_f / 3 + Q_s / 2 = 4665.26 / 3 + 652.57 / 2 = 1881.37 \text{ kN}$$

SPT-N = R>50 olan çakıl-kum birimde inşa edilecek olan kazıklarda herhangi bir grup etkisi faktörü dikkate alınmamıştır.

Statik durum için hesaplanan kazık taşıma kapasiteleri, Karayolları Genel Müdürlüğü Araştırma Mühendislik Hizmetleri Teknik Şartnamesi (2014)'e göre; dinamik durumda %50 oranında arttırılmıştır. A1 temel ayağı verileri Tablo 5.8'de gösterilmiştir.

Tablo 5.8: A1 Temel Ayağı Verileri

Temel Ayağı	Statik Durum (kN)	Deprem Durumu (kN)	Kazık Boyu (L) (m)	Kazık Çapı (D) (cm)
A1	1695 < 1881.37	2543 < 2822	10.00m	D = 120

Kazıkların inşası yapılırken kuyu tabanındaki döküntü ve serbest malzemenin azami oranda temizlenmesine dikkat edilmelidir.

5.6.4 P1 ve P2 Orta Ayaklarına Ait Derin Temel Hesaplamaları

Onaylı jeolojik plana göre; P1 ve P2 orta ayak temellerinin inşa edileceği bölgedeki zemin profili, yüzeyden itibaren SPT-N >50 olan çakıl ve kum birimlerden oluşmaktadır. Aynı zamanda orta ayak temelleri için minimum gömülme derinliğinin de 2.50 m olduğu görülmektedir.

Bölüm 5.6.3'de benzer zemin profili ve minimum temel gömülme derinliğinin aynı olduğu A1 kenar ayak temeli için gerekli hesaplamalar yapılmıştır. Bu nedenle orta ayak temelleri için de aynı kazık boyu L=10.00 m ve taşıma gücü değerleri dikkate alınmıştır.

5.6.5 A2 Kenar Ayağına Ait Derin Temel Hesaplamaları

Onaylı jeolojik plana göre; A2 ayak temelinin inşa edileceği bölgedeki zemin profili, SPT-N >50 olan çakıl ve kum birimlerden oluşmaktadır. Aynı zamanda orta ayak temelleri için minimum gömülme derinliğinin de 2.50 m olduğu görülmektedir.

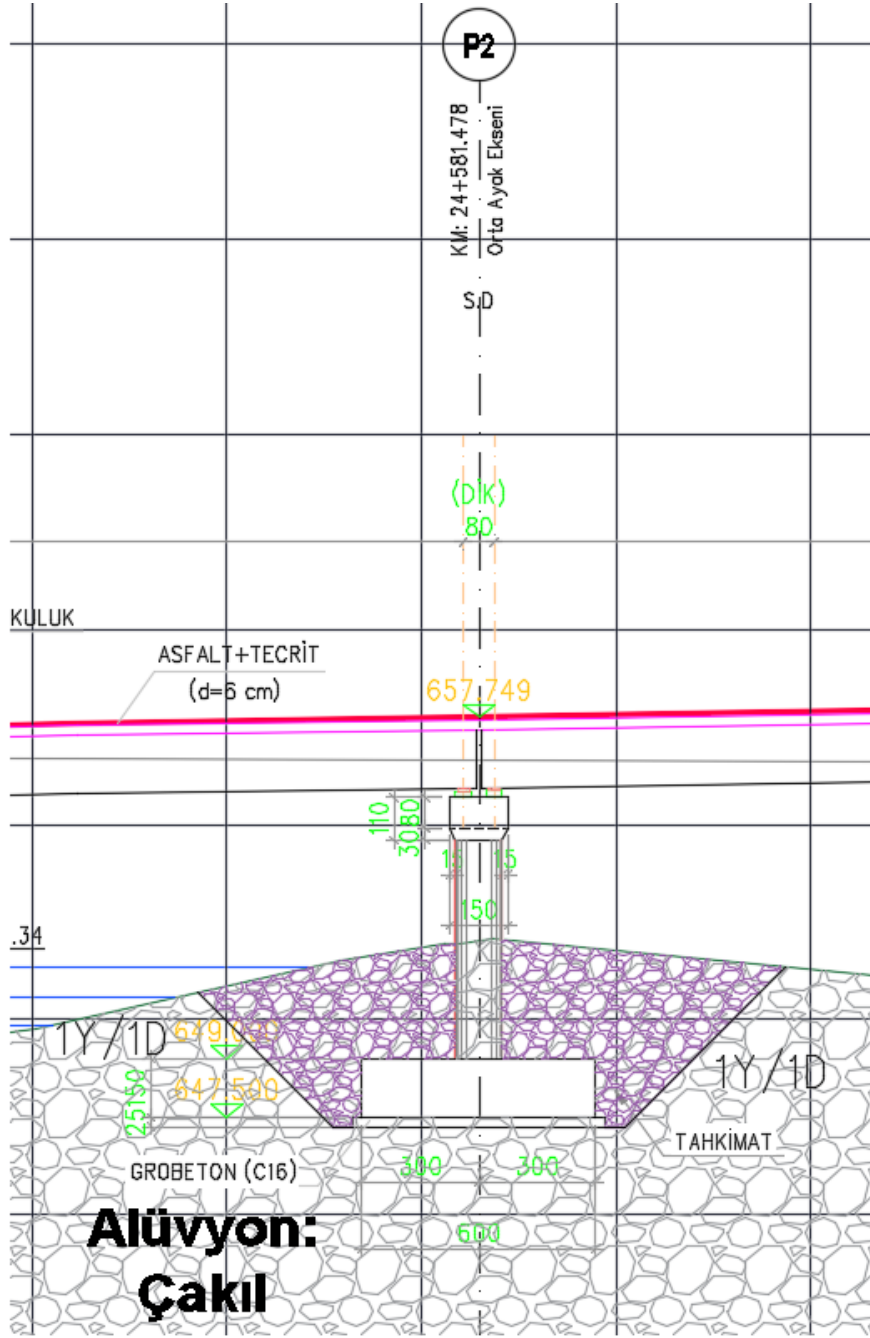
Bölüm 5.6.3'den benzer zemin profili ve minimum temel gömülme derinliğinin aynı olduğu A1 kenar ayak temeli için gerekli hesaplamalar yapılmıştır. Bu nedenle orta ayak temelleri içinde aynı kazık boyu L=10.00 m ve taşıma gücü değerleri dikkate alınmıştır. A2 temel ayağına ait veriler, Tablo 5.9'da gösterilmiştir.

Tablo 5.9: A2 Temel Ayağı Verileri

Temel Ayağı	Statik Durum (kN)	Deprem Durumu (kN)	Kazık Boyu (L) (m)	Kazık Çapı (D) (cm)
A2	1737 < 1881.37	2605 < 2822	10.00m	D = 120

5.7 Temel Kazısı Şev Stabilitesi

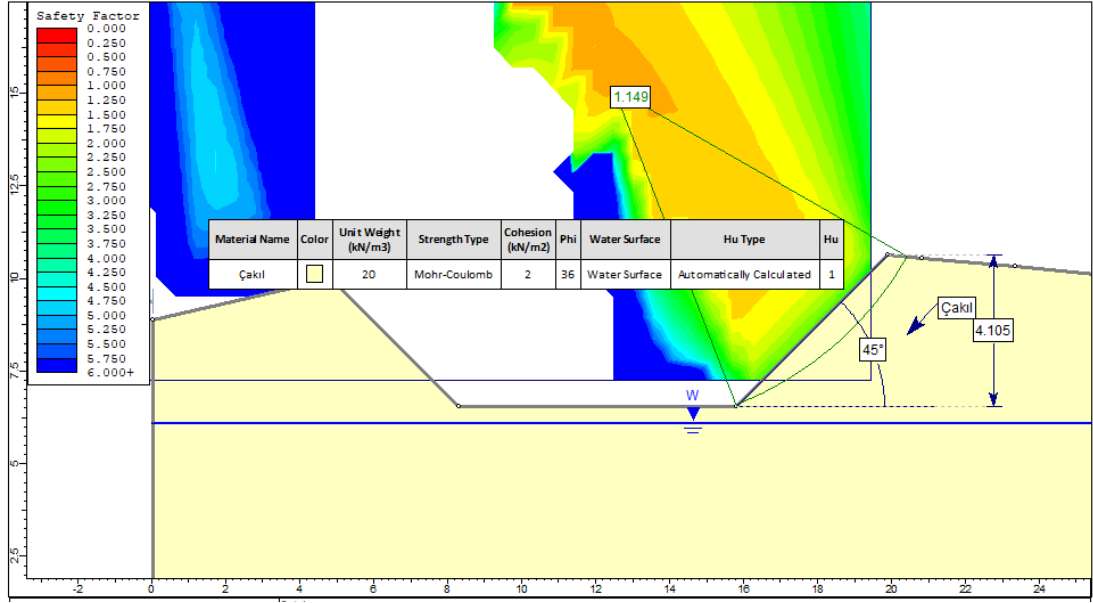
Köprü ayak temellerinin inşası için açılacak olan geçici kazıların 1Y / 1D oranında inşa edilmesi öngörülmüştür. Şev yüksekliğine bağlı olarak; P2 kenar ayağı kritik olarak belirlenmiştir. P2 orta ayağına ait geçici kazı şev durumu, Şekil 5.17'deki gibidir.



Şekil 5.17: P2 Orta Ayağına Ait Geçici Kazı Şev Durumu

5.7.1 P2 Orta Ayağı Geçici Şev Stabilitesi

SPT-N = R>50 olan kum birimi için ise Şekil 5.18 yardımıyla güvenli tarafta kalınarak; $\phi = 33$ derece olarak alınmıştır.



Şekil 5.18: P2 Orta Ayağı Geçici Şev Stabilitesi

P2 orta ayağı için yapılan geçici kazı şev stabilitesi analizi sonucunda elde edilen G.S. = 1.149 değeri elde edilmiştir. Karayolları Genel Müdürlüğü Araştırma Mühendislik Hizmetleri Teknik Şartnamesi (2014)'de belirtilen güvenlik katsayısı değerlerinin üzerinde olduğundan dolayı; Kirmir Çayı Köprüsü ayaklarına ait geçici kazıların 1Y / 1D oranında inşa edilmesi durumunda herhangi bir stabilite problemi beklenmemektedir.

5.8 Köprü Yaklaşım Dolguları

Proje kapsamında hazırlanan güzergah geoteknik projelendirme raporunda, Kirmir Çayı Köprüsü'ne ait yaklaşım dolguları incelenmiştir. Yapılan değerlendirmeler sonucunda, köprü yaklaşım dolgularınının 3Y / 2D oranında inşa edilmesi durumunda herhangi bir stabilite problemi beklenmemektedir.

5.8.1 Oturma Değerlendirmesi

SPT-N = R>50 olan (GM)-(SM) birimler üzerine inşa edilecek olan Kirmir Çayı Köprüsü yaklaşım dolgularında, herhangi bir oturma problemi beklenmemektedir.

5.9 Sıvılaşma Potansiyeli

Zemin, kuvvetli yer sarsıntısında gevşek, doygun, kohezyonsuz zemin birikintilerinde, ani dayanım ve rijitlik kaybına uğrar. Taşıma gücünün düşmesi, kalıcı ve büyük yer değiştirmelerin sonucu zeminde oturma sorunu oluşabilir. Bu duruma zemin sıvılaşması denir. Genellikle kumlar ve plastik olmayan kaba siltlerde sıvılaşma durumu yaşanır.

- Duyarlı killerde gerinimle birlikte rijitlik kaybı, sıvılaşmaya benzer bir oluşumdur. Genellikle 0.005 mm'den küçük, likit limiti %35'den küçük ve arazi kapsamları likit limitlerinin 0.9 katından büyük zeminlerde sıvılaşma görülmektedir (Çin kriteri).
- Seed ve Idriss (1982)'in verdiği verilere göre; düzeltilmiş SPT darbe sayısı $N_{1,60} > 22$ olduğu zeminlerde sıvılaşma görülmediği anlaşılır.
- Marcusson ve diğerlerine göre; düzeltilmiş SPT darbe sayısı sınır değeri 30'dur ve üzerindeki değerlerde sıvılaşma olamaz.
- Terepasta (1988) zemin dane boyutuna göre; SPT vuruş sayısı, 30 ile 60 olan zeminlerde sıvılaşma olmayacağını bildirmektedir.

Yukarıda sınırlanan kriterler doğrultusunda Kirmir Çayı Köprüsü'nün inşa edileceği bölgede yapılan arazi ve laboratuvar deneyleri göz önüne alındığında; idealize zemin profili genel olarak $SPT-N = R > 50$ olan kum ve çakıl birimlerinden oluşmaktadır. Bu nedenle köprü bölgesinde herhangi bir sıvılaşma riski beklenmemektedir.

5.10 Sonuç ve Öneriler

“BEYPAZARI-GÜDÜL İL YOLU (Güdül çevre yolu dahil Km: 0+000 – 4+882,23) Km: 0+000 – 26+571,66 Etüt ve Proje Danışmanlık Hizmeti Alımı İşİ” kapsamında jeolojik-jeoteknik etüt raporu kapsamında incelenmiştir. Bu rapor kapsamında, araştırma çalışmaları ile elde edilen geoteknik veriler kullanılarak; Kirmir Çayı Köprüsü ile ilgili geoteknik değerlendirmeler sunulmuştur. Elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmektedir.

- Proje alanında Kirmir Çayı Köprüsü ile ilgili olarak jeolojik–jeoteknik araştırma çalışmaları kapsamında; temel sondajları, arazi ve laboratuvar deneyleri gerçekleştirilmiştir.
- Araştırma çalışmaları kapsamında öngörülen temel ayaklarının bulunduğu 2 lokasyonda toplam 72.00 metre sondaj gerçekleştirilmiştir. Sondaj çalışmaları sırasında zemin birimlerinin dayanım özelliklerinin belirlenmesine yönelik olarak SPT deneyleri yapılmıştır. Alınan zemin örnekleri üzerinde laboratuvar deneyleri yapılmıştır.
- Proje bölgesinde genel olarak; $PGA-475 = 0.152g$ olarak okunmuştur. Bu nedenle; sanat yapıları değerlendirmelerinde (köprü, tünel vb.) etkin yer ivmesi $A_0 = 0.152g$ olarak, toprak işlerinde ise $0.076g$ olarak kabul edilmelidir.
- Onaylı jeolojik plana göre; köprü ayak temellerinin inşa edileceği bölgede idealize zemin profili genel olarak; $SPT-N = R > 50$ olan kum ve çakıl birimlerden oluşmaktadır.
- Köprü ayak temelleri için rapor kapsamında hem yüzeysel hem de derin temel modeli çalışılmıştır. Çünkü inşa edilecek yapının bir çay köprüsü olmasından dolayı olası oyulma risklerinin önüne geçilmek istenmiştir.
- Yüzeysel temel durumunda köprü ayaklarına gelecek olan proje yükleri ve temel taşıma güçlerine ait karşılaştırmalar Tablo 5.10'da sunulmuştur.

Tablo 5.10: Proje Yükleri ve Temel Taşıma Kapasiteleri Karşılaştırılması

Ayak No	Statik Durum (kPa)		Dinamik Durum (kPa)		Yöntem	Sonuç	
	Kapasite	Proje Yüğü	Kapasite	Proje Yüğü		Statik	Dinamik
A1	383,61	280,05	575,41	352,90	Meyerhof (1974)	YETERLİ	YETERLİ
A2	391,06	280,05	586,59	352,90	Meyerhof (1974)	YETERLİ	YETERLİ

P1- P2	411.66	162.93	617.50	231.19	Meyerhof (1974)	YETERLİ	YETERLİ
-----------	--------	--------	--------	--------	--------------------	---------	---------

- Köprü ayak temellerinin derin temel olarak inşa edilmesi durumunda ise gerekli kazık boyları ve kapasiteleri aşağıda, Tablo 5.11’de sunulmuştur.

Tablo 5.11: Ayak Temellerinin Derin Temel Olarak İnşa Edilmesi Durumunda Kazık Kapasiteleri Bilgileri

Temel Ayağı	Statik Durum (kN)	Deprem Durumu (kN)	Kazık Boyu (L) (m)	Kazık Çapı (D) (cm)
A1	1695 < 1881.37	2543 < 2822	10	D = 120
P1 ve P2	1418 < 1881.37	2128 < 2822	10	D = 120
A2	1737 < 1881.37	2605 < 2822	10	D = 120

- Ayak temellerinin derin temel olarak inşa edilmesi durumunda, kazık çapı D = 120 cm olmak üzere; her bir ayakta kazık boyu L=10 m olmalıdır.
- Her ayak için kazık yükleme deneyi yapılmalı, üst yapı yüklerinin rapor kapsamında hesaplanan kapasite değerlerinin altında olup olmadığı teyit edilmelidir.
- Köprü ayaklarında yüzeysel temel sistemi çalışılmış ve hesap detayları açısından uygun bulunmuştur. Ancak çay köprüsü olması nedeniyle olası oyulma riskine karşı köprü ayaklarının alternatif olarak derin temel sistemiyle de çalışılması gerekmektedir. Yapım çalışmaları esnasında derin temeller için foraj yapılamaması durumunda; yüzeysel temel alternatifinin kullanılması ve tahkimat yapılarıyla korunması gerekir.
- Kazıkların inşası yapılırken kuyu tabanındaki döküntü ve serbest malzemenin azami oranda temizlenmesine dikkat edilmelidir.
- Köprü ayak temellerinin inşası sırasında yer altı ve yüzey sularının köprü ayaklarına zarar vermemesi için inşa aşaması ve sonrasında uygun drenaj önlemleri alınmalıdır.
- Köprü ayak temellerinin inşası için açılacak olan geçici kazılara ait şev oranlarının 1Y / 1D oranında inşa edilmesi öngörülmüş olup; yapılan stabilite analizi sonucunda elde edilen güvenlik katsayısı değerini yeterli olduğu

görülmüştür. Bu nedenle geçici kazı şevlerinin 1Y / 1D oranında inşa edilmesi durumunda herhangi bir stabilite problemi beklenmemektedir.

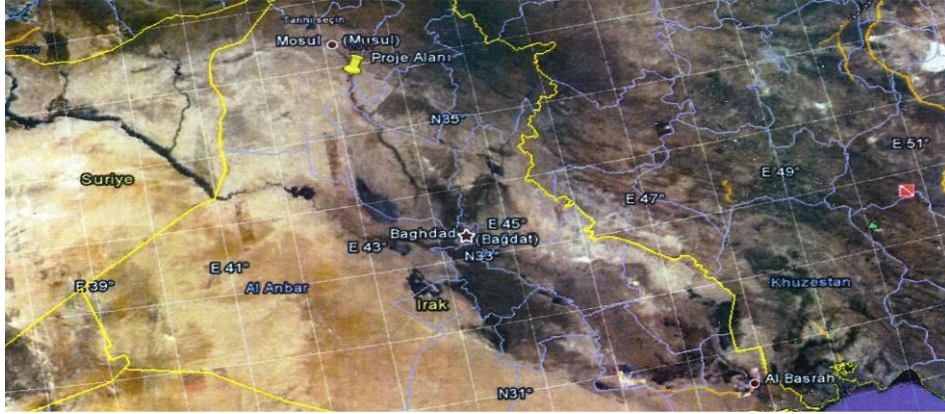
- Proje kapsamında hazırlanan güzergah geoteknik projelendirme raporunda Kirmir Çayı Köprüsü'ne ait yaklaşım dolguları incelenmiştir. Yapılan değerlendirmeler sonucunda; köprü yaklaşım dolgularının 3Y / 2D oranında inşa edilmesi durumunda herhangi bir stabilite problemi beklenmemektedir.
- Ayrıca SPT-N =R>50 olan (GM)-(SM) türü zeminler üzerine inşa edilecek olan Kirmir Çayı Köprüsü yaklaşım dolgularında herhangi bir oturma problemi beklenmemektedir.
- Kirmir Çayı Köprüsü'nün inşa edileceği bölgede yapılan arazi ve laboratuvar deneyleri göz önüne alındığında, idealize zemin profili genel olarak; SPT-N = R olan kum ve çakıl birimlerinden oluşmaktadır. Bu nedenle herhangi bir ayakta sıvılaşma riski beklenmemektedir.
- Bu raporda yer alan değerlendirme ve öneriler; proje sahasında yapılan jeolojik gözlemler, temel sondaj verileri ve laboratuvar deney sonuçlarına dayalı olarak yapılmıştır. Önerilen yöntem ve hesaplar, araştırma çalışmalarında belirlenen zemin koşulları için geçerlidir. Yapım çalışmaları sırasında jeolojik koşulların izlenmesi, belirlenen jeolojik modelden daha farklı bir durumla karşılaşılması halinde; tasarımı yapan uzmandan görüş alınması, gerektiğinde yönetim ve idare yetkililerinin onayı ile tasarımın revize edilmesi gerekir.

6. IRAK-NAİNAWA DOĞALGAZ ÇEVİRİM SANTRALİ GEOTEKNİK İNCELEMESİ

6.1 Irak-Nainawa Doğalgaz Çevrim Santrali Hakkında Bilgilendirme

2011 yılında yapımına başlanan ve proje alanı, Musul şehrinin 60 km güneyinde, Al-Oayyarah kasabasının 3,5 km batısında yer alan Nainawa Doğalgaz Çevrim Santrali, 6 adet 125 MW. büyüklükteki gaz türbinine sahiptir. Toplam kapasitesi 750 MW. olan santrali; merkezi Türkiye olan, enerji devi ÇALIK HOLDİNG bünyesinde inşa edilmiştir. 300 bin konutu ve yaklaşık 2 milyon kişinin ihtiyacını karşılayabilecek kapasitededir. Irak Devleti'nin 4. büyük enerji santralidir.

Nainawa Doğalgaz Çevrim Santrali'nde tankların iç ve dış yüzeyleri korozyon faktörüne karşı, astar uygulamalarıyla korunmuştur. Ayrıca tank iç ve dış yüzeylerine epoksi boya uygulaması yapılmıştır. Uydu görüntüsü Şekil 6.1'de ve doğalgaz çevrim santrali görüntüsü de Şekil 6.2'de gösterilmiştir.



Şekil 6.1: Proje Alanı Uydu Görüntüsü (Google Maps, 2011)



Şekil 6.2: Nainawa Doğalgaz Çevrim Santrali Görünümü (Çalık Holding Arşivi, 2011)

6.2 Irak-Nainawa Doğalgaz Çevrim Santrali Proje Alanının Jeolojik Durumu

Neojen yaşlı alan Fatha formasyonu, proje alanını kapsamaktadır. Formasyon alttan üste aşağıdaki birimleri içerir:

- Geçiş yatakları; anhidrit çamur taşı ve ince katmanlı kireç taşı
- Tuz ve anhidrit, çamur taşı ve daha az sıkıntılı silt taşı, kireç taşı yatakları
- Sızıntı; anhidrit, kum taşı ve kalker ile silt taşı

Üst kırmızı birimler; kırmızı çamur taşları, silt taşları ve nispeten soğuk kireç taşı ve anhidrit yatakları proje alanını oluşturur. Deney numunesine ait görüntüler, Şekil 6.3’de silt taşı, marn ve alçı taşı gösterilmiştir.



Şekil 6.3: Fatha Formasyon, Silt taşı, Marn ve Alçı taşı (Çalık Holding Arşivi, 2011)

6.3 Nainawa Doğalgaz Çevrim Santrali Arazi Çalışmaları

Arazi çalışmalarında; sondaj ile numune alımı, SPT deneyi, CPT deneyi, presiyometre analizleri yapılmıştır. Sondaj kuyusu açmak için döner teknikler kullanılmıştır. Toplamda 94 adet sondaj kuyusu açılmış ve toplamda 2700 metre derinliğe inilmiştir. 20 ile 50 metre aralığında, her 1.5 metrede SPT deneyleri, uygun seviyelerde de presiyometre deneyleri yapılmıştır. Zemin, yumuşak kaya ve konsolide kil olduğu için örselenmemiş numune almakta oldukça zorlanılmıştır. Yer altı su seviyeleri ölçülmüştür. Şekil 6.4’de SPT deney numunesi örneklerinden biri gösterilmiştir.



Şekil 6.4: SPT Deney Numunesi (Çalık Holding Arşivi, 2011)

6.4 Nainawa Doğalgaz Çevrim Santrali Laboratuvar Çalışmaları

Laboratuvar çalışmalarında zeminin mühendislik özelliklerini belirlemek için elek analizi, su muhtevası, kıvam (Atterberg) limitleri, kabarma miktarı ve yüzdesi, konsolidasyon, basınç dayanımı, zeminin öz ağırlığı, zemin mekaniği çalışmaları TURKAK – TSI (Türk Akreditasyon Kurumu) tarafından belirlenmiştir.

ASTM D 1586 Standartlarına göre SPT analizleri yapılmıştır. Bu örneğe bağlı zemin sınıfı belirlendi. Düzeltilmiş SPT-N₆₀ değerleri; enerji, örnek numune, tij düzeltmesi, sondaj numunesi çap düzeltilmesi yapılarak elde edilmiştir.

Zemin profili; fazla miktarda kil, marn, silt taşı, alçı taşı içerdiği için ASTM D 1587 Standardına göre örselenmemiş numune almak oldukça zordur. Dolgu malzemesinin hangi türde zemin olduğuna karar vermek için fazla miktarda

araştırma çukurları açılmıştır. Alınan zemin örnekleri laboratuvar ortamında incelenirken; zemin mühendislik özelliklerine, sıkışabilirliliğine ve gerilme faktörlerine bakılmıştır..

6.5 Irak-Nainawa Doğalgaz evrim Santrali Zemininin Mühendislik zellikleri

Casagrande deney metodu kullanılarak zemin sınıf belirlenmiştir. Düşük plastisiteli inorganik killer ve inorganik siltli veya killi kumlar olarak nitelendirildi.

Zeminin mühendislik özellikleri aşağıda belirtilmiştir. Testin sonunda su muhtevası, zeminin doğal özgül ağırlığı, ıslak ve kuru birim hacim ağırlığı, basınç dayanımı, yüzde kabarması, kabarma basıncı bulunmuştur.

Su muhtevası	%5.85 – 9.31
Zeminin zgl ağırlığı	2.604 – 2.648
Islak birim hacim ağırlığı	2.132 – 2.168
Kuru birim hacim ağırlığı	1.969 – 2.021
Basınç dayanımı (q_u) (kg/cm ²)	1.80 – 4.11
Kabarma yüzdesi	%17.8 – 21.9
Kabarma basıncı (kg/cm ²)	1.910 – 2.165

SPT deneyi yapan deney aleti tipi Rıg Type olup; her bir SPT logu için 30 metre derinliğe kadar inilmiştir. Her 30 metre derinlik boyunca 20 adet SPT numunesi alınmıştır. 45 cm'lik deney tiji vasıtasıyla yapılan bu deneylerde; tabaka derinliği, numune numarası, numune derinliği, numune tüpü, 15-30-45 cm'deki SPT vuruş sayıları zemin sondaj loğunda ayrıntılarıyla gösterilmiştir. Yer altı su seviyesi deney loglarında 16.00 m – 17.50 m arasındadır.

İlk 20 adet SPT veri setinde 30 cm bitkisel toprak olup; 30 cm – 4 m arası az çakıllı kumlu kil kahverengi, pekişmiş, fissürlü, sert dayanımlı özellik göstermektedir.

4 m – 13 m aralığındaki sondaj logunda kahverengi, altere kil taşı, jips ara seviyeli marn seviyeleri gözlemlenmiştir. Sert kıvamlı ayrılmış kaya, tabaka ve katmanlı yapıdadır.

13 m – 24 m aralığındaki sondaj logunda altere marn, kahve ve kırmızı renkli birim, sert kıvamlı yumuşak tabakalı yapı gözlemlenmiştir.

24 m- 30 m aralığındaki sondaj logunda ise altere kil taşı, jips, bantlı ve evaporatik seviyeler bulunmaktadır. Kireç taşı kongresyonları bulunmaktadır. Tabakalı bir yapı halindedir, tabaka kalınlıkları ise 2 cm-15 cm aralığındadır.

Sondaj no-1 verileriyle analiz yapılmıştır.

Ocak numunesi-1 nolu deneyin deney sonuçları aşağıda belirtilmiştir.

200 nolu elekte kalan malzeme miktarı 93.2 gram olup; likit limit değeri 51, plastik limit değeri 31.9, plastisite indisi ise 19.1'dir. Zemin sınıfı (MH) yüksek plastisiteli inorganik siltler sınıfındadır.

Maksimum kuru birim hacim ağırlığı 1.567 gr/cm³

Optimum su içeriği %25.24

Kuru ağırlığı CBR %6

Yaş ağırlığı CBR %3.1

Şişme yüzdesi %1.77

6.6 Terzaghi (1967) Yöntemiyle Taşıma Gücü Hesabı

Zeminin mühendislik özellikleri (c), (ϕ) ve (γ) temel tabanından ölçülmek üzere; (B) derinliğine kadar ağırlıklı ortalama değerlerinin kullanılması uygundur.

$$\text{Kohezyon (c)} = 0.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{İçsel sürtünme açısı } (\phi) = 28.56$$

$$\text{Doğal birim hacim ağırlığı } (\gamma) = 2.152 \text{ gr/ cm}^3$$

$$\text{Temel derinliği } (D_f) = 1.85 \text{ metre}$$

$$\text{Temel genişliği } (B) = 10 \text{ metre}$$

$$\text{Temel uzunluğu } (L) = 15 \text{ metre}$$

$$K_1 = 1 + 0.2 \times \left(\frac{B}{L}\right) = 1.13$$

$$K_2 = 0.5 - 0.1 \times \left(\frac{B}{L}\right) = 0.94$$

$$\text{Güvenlik katsayısı } G_s = 3$$

Temel tabanı altındaki zeminin kayma mukavemeti açısına bağlı taşıma gücü katsayıları; N_c , N_q ve N_γ değerleri tabloda gösterilmiştir.

$$N_q = \text{Tan}^2 (45 + (\phi / 2)) \times e^{\pi \times \tan \phi}$$

$$N_\gamma = 1,8 \cdot (N_q - 1) \times \tan \phi$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \cot \phi$$

Terzaghi taşıma gücü genel formülü;

$$Q_d = (K_1 \times c \times N_c) + (\gamma \times D_f \times N_q) + (K_2 \times B \times \gamma \times N_\gamma)$$

$$Q_d = (1.13 \times 0.1 \times 27 \times 86) + (0.002152 \times 185 \times 16.44) +$$

$$(0.94 \times 1000 \times 0.002152 \times 15.41)$$

$$Q_d = 3.15 + 6.55 + 31.17 = 40.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{\text{net}} = Q_d - (\gamma \times D_f)$$

$$40.86 - (0.002152 \times 185) = 40.46 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{emniyet} = Q_{net} / G_s = 13.49 \text{ kg/cm}^2 \text{ bulunur.}$$

Açı düzeltmesi yapılırsa;

$$Q_d = (1.13 \times 0.1 \times 14.83) + (0.002151 \times 185 \times 6.4) + \\ (0.94 \times 1000 \times 0.002151 \times 3.54)$$

$$Q_d = 1.68 + 2.55 + 7.16 = 11.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{net} = Q_d - (\gamma \times D_f) = 11.38 - (0.002152 \times 185) = 10.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{emniyet} = Q_{net} / G_s = 3.66 \text{ kg/cm}^2$$

Açı ve kohezyon düzeltmesi bir arada olursa; temellerin genel taşıma gücü hesabı için Terzaghi (1967) formülüyle yapılan hesaplama aşağıdaki gibidir.

$$Q_d = (1.13 \times 0.07 \times 14.83) + (0.002152 \times 185 \times 6.4) + \\ (0.94 \times 1000 \times 0.002152 \times 3.54)$$

$$Q_d = 1.17 + 2.55 + 7.16 = 10.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{net} = Q_d - (\gamma \times D_f) = 10.88 - (0.002152 \times 185) = 10.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{emniyet} = Q_{net} / G_s = 3.49 \text{ kg/cm}^2 \text{ olarak bulunur.}$$

Etüt alanındaki (sondaj kuyusu-1) sondajı, 1.50–1.95 metreleri arasından alınan SPT numunesi üzerinde yapılan direkt kesme deneyi sonucuna göre;

$$K_1 = 1.13$$

$$K_2 = 0.94$$

$$C = 0.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_{düzeltme} = \tan^{-1} \left(\tan (c) \times \frac{2}{3} \right)$$

$$C_{düzeltme} = 0,07$$

$$\phi = 28.56^\circ \text{ ye göre;}$$

$$\phi_{düzeltme} = \tan^{-1} \left(\tan (\phi) \times \frac{2}{3} \right)$$

$$\phi_{düzeltme} = 20 \text{ kabulü ile}$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \times e^{\pi \times \tan \phi} = 3.54$$

$$N_\gamma = 1.8 \times (N_q - 1) \times \tan \phi = 3.54$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \cot \phi = 14.83$$

Sonuçlarına varılır.

6.7 Meyerhof (1972) Yöntemiyle Taşıma Gücü Hesabı

$$\text{Kohezyon (c)} = 0.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{İçsel sürtünme açısı } (\phi) = 26.59^\circ$$

$$\text{Doğal birim hacim ağırlığı } (\gamma) = 2.356 \text{ gr/cm}^3$$

$$\text{Temel derinliği } (D_f) = 1.80 \text{ m}$$

$$\text{Temel genişliği } (B) = 10 \text{ m}$$

$$\text{Temel uzunluğu } (L) = 15 \text{ m}$$

$$\text{Güvenlik katsayısı } G_s = 3$$

Her ϕ değeri için ;

$$S_c = 1 + 0.2 \times K_p \times \left(\frac{B}{L} \right)$$

$$1 + 0.2 \times 2.66 \times \left(\frac{10}{15} \right) = 1.35$$

$$d_c = 1 + 0.2 \times \sqrt{K_p} \times \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$1 + 0.2 \times 1.63 \times \left(\frac{1.8}{10} \right) = 1.06$$

$\phi > 10^\circ$ için ;

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 \times K_p \times \left(\frac{B}{L} \right)$$

$$1 + 0.1 \times 2.66 \times \left(\frac{10}{15} \right) = 1.18$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \times \sqrt{K_p} \times \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$1 + 0.1 \times 1.63 \times \left(\frac{1.8}{10} \right) = 1.03$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 2.66$$

$$Q_u = (c \times N_c \times S_c \times d_c) + (\gamma \times D_f \times N_q \times S_q \times d_q) + (0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times S_\gamma \times d_\gamma)$$

$$Q_u = (9.81 \times 23.94 \times 1.35 \times 1.06) + (23.09 \times 1.8 \times 13.2 \times 1.18 \times 1.03) + (0.5 \times 23.09 \times 10 \times 9.46 \times 1.18 \times 1.03)$$

$$Q_u = 336.07 + 666.79 + 1327.41 = 2330.27 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{net}} = Q_u - (\gamma \times D_f) = 2330.27 - 41.56 = 2288.71 \text{ KPa}$$

$$Q_{\text{emniyet}} = Q_{\text{net}} / G_s + (\gamma \times D_f) = 2288.71 / 3 + 41.56 = 804.46 \text{ KPa}$$

$$Q_{\text{emniyet}} = 8.04 \text{ kg/cm}^2$$

Açı düzeltmesi yapılırsa;

Her ϕ değeri için ;

$$S_c = 1 + 0.2 \times K_p \times \left(\frac{B}{L} \right)$$

$$1 + 0.2 \times 1.89 \times \left(\frac{10}{15} \right) = 1.25$$

$$d_c = 1 + 0.2 \times \sqrt{K_p} \times \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$1 + 0.2 \times 1.37 \times \left(\frac{1.8}{10} \right) = 1.05$$

$\phi > 10^\circ$ için;

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 \times K_p \times \left(\frac{B}{L} \right)$$

$$1 + 0.1 \times 1.89 \times \left(\frac{10}{15} \right) = 1.13$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \times \sqrt{K_p} \times \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$1 + 0.1 \times 1.37 \times \left(\frac{1.8}{10} \right) = 1.02$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 1.89$$

$$Q_u = (9.81 \times 13.1 \times 1.25 \times 1.05) + (23.09 \times 1.8 \times 5.26 \times 1.13 \times 1.02) + (0.5 \times 23.09 \times 10 \times 2 \times 1.13 \times 1.02)$$

$$Q_u = 168.67 + 251.98 + 266.14 = 686.79 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{net}} = Q_u - (\gamma \times D_f) = 686.79 - 41.56 = 645.23 \text{ KPa}$$

$$Q_{\text{emniyet}} = Q_{\text{net}} / G_s + (\gamma \times D_f) = 645.23 / 3 + 41.56 = 256.64 \text{ KPa}$$

$$Q_{\text{emniyet}} = 2.57 \text{ kg / cm}^2$$

Kohezyon düzeltilmesi yapılırsa;

Her ϕ değeri için;

$$S_c = 1 + 0.2 \times K_p \times \left(\frac{B}{L}\right)$$

$$1 + 0.2 \times 1.89 \times \left(\frac{10}{15}\right) = 1.25$$

$$d_c = 1 + 0.2 \times \sqrt{K_p} \times \left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$1 + 0.2 \times 1.37 \times \left(\frac{1.8}{10}\right) = 1.05$$

$\phi > 10^\circ$ için;

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 \times K_p \times \left(\frac{B}{L}\right)$$

$$1 + 0.1 \times 1.89 \times \left(\frac{10}{15}\right) = 1.13$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \times \sqrt{K_p} \times \left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$1 + 0.1 \times 1.37 \times \left(\frac{1.8}{10}\right) = 1.02$$

$$K_p = \text{Tan}^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = 1.89$$

$$Q_u = (6.86 \times 13.1 \times 1.25 \times 1.05) + (23.09 \times 1.8 \times 5.26 \times 1.13 \times 1.02) +$$

$$(0.5 \times 23.09 \times 10 \times 2 \times 1.13 \times 1.02)$$

$$Q_u = 117.95 + 251.98 + 266.14 = 636.07 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{net}} = Q_u - (\gamma \times D_f) = 636.07 - 41.56 = 594.51 \text{ KPa}$$

$$Q_{\text{emniyet}} = Q_{\text{net}} / G_s + (\gamma \times D_f) = 594.51 / 3 + 41.56 = 239.73 \text{ KPa}$$

$$Q_{\text{emniyet}} = 2.4 \text{ kg/cm}^2$$

Etüt alanındaki sondaj no-1, numune aralığı 1.5 m–3.0 metre arasından alınan karot numunesi üzerinde yapılan 3 eksenli basınç deneyi sonucuna göre;

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{18}{2} \right) = 3$$

$$C = 0.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_{\text{düzeltme}} = \tan^{-1} \left(\tan (c) \times \frac{2}{3} \right)$$

$$C_{\text{düzeltme}} = 0.07 \text{ kabulü ile}$$

$$C = 6.86 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 26.59^\circ \text{ ye göre;}$$

$$\phi_{\text{düzeltme}} = \tan^{-1} \left(\tan (\phi) \times \frac{2}{3} \right)$$

$$\phi_{\text{düzeltme}} = 18 \text{ kabulü ile}$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \times e^{\pi \times \tan \phi} = 5.26$$

$$N_\gamma = 1.8 \times (N_q - 1) \times \tan \phi = 2$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \cot \phi = 13.1$$

$$\gamma_1 = \gamma_2 = 2.356 \text{ g/cm}^3 \text{ dönüştürülürse,}$$

$$\gamma_1 = \gamma_2 = 23.09 \text{ KN/m}^3$$

Bu değerlere göre; temellerin genel taşıma gücü hesabı için, Meyerhof (1972)'un geliştirdiği formülle işlem sırası aşağıdaki gibidir.

$$Q_u = (c \times N_c \times S_c \times d_c) + (\gamma \times D_f \times N_q \times S_q \times d_q) + (0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times S_\gamma \times d_\gamma)$$

$$Q_u = (6.86 \times 13.1 \times 1.25 \times 1.05) + (23.09 \times 1.8 \times 5.26 \times 1.13 \times 1.02) +$$

$$(0.5 \times 23.09 \times 10 \times 2 \times 1.13 \times 1.02)$$

$$Q_u = 117.95 + 251.98 + 266.14 = 636.07 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{net}} = Q_u - (\gamma \times D_f) = 636.07 - 41.56 = 594.51 \text{ KPa}$$

$$Q_{\text{emniyet}} = Q_{\text{net}} / G_s + (\gamma \times D_f) = 594.51 / 3 + 41.56 = 239.73 \text{ KPa}$$

$$Q_{\text{emniyet}} = 2.4 \text{ kg/cm}^2$$

6.8 TBDY-2018 Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Esaslar'a Göre Taşıma Gücü Hesabı

$$\text{Kohezyon (c)} = 0.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{İçsel sürtünme açısı } (\phi) = 28.52$$

$$\text{Doğal birim hacim ağırlığı } (\gamma) = 2.106 \text{ gr/cm}^3$$

$$\text{Temel derinliği } (D_f) = 1.80 \text{ metre}$$

$$\text{Temel genişliği } (B) = 10 \text{ metre}$$

$$\text{Temel uzunluğu } (L) = 20 \text{ metre}$$

$$\text{Güvenlik katsayısı } G_s = 1.4$$

Etüt alanındaki sondaj kuyusu-1 sondajında, 1.50 m–1.95 metreleri arasında yapılan SPT deneyi ve üç eksenli basınç deneyi sonucunda;

$$K_p = \text{Tan}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_p = 2.04$$

$$S_c = 1 + 0.2 \times K_p \times \left(\frac{B}{L} \right)$$

$$1 + 0.2 \times 2.04 \times \left(\frac{10}{20} \right) = 1.2$$

$$d_c = 1 + 0.2 \times \sqrt{K_p} \times \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$1 + 0.2 \times 1.43 \times \left(\frac{1.8}{10} \right) = 1.05$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 \times K_p \times \left(\frac{B}{L} \right)$$

$$1 + 0.1 \times 2.04 \times \left(\frac{10}{20} \right) = 1.1$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \times \sqrt{K_p} \times \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$1 + 0.1 \times 1.43 \times \left(\frac{1.8}{10} \right) = 1.03$$

Topoğrafya eğimi $\beta = 1^\circ$ kabul edilirse;

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \times \tan \beta)^5$$

$$g_q = (1 - 0.5 \times \tan(1))^{1.5} = 0.96$$

$$g_c = 1 - (\beta / 147)$$

$$g_c = 1 - (1 / 147) = 0.99$$

$$q_k = (c \times N_c \times S_c \times d_c \times i_c \times g_c \times b_c) + (q \times N_q \times S_q \times d_q \times i_q \times g_q \times b_q) + \\ (0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times S_\gamma \times d_\gamma \times i_\gamma \times g_\gamma \times b_\gamma)$$

$$q_k = (4.9 \times 14.84 \times 1.2 \times 1.05 \times 1 \times 0.99 \times 1) +$$

$$(37.17 \times 6.4 \times 1.1 \times 1.03 \times 1 \times 0.96 \times 1) +$$

$$(0.5 \times 20.65 \times 10 \times 3.93 \times 1.1 \times 1.03 \times 1 \times 0.96 \times 1)$$

$$q_k = 90.71 + 258.75 + 441.35 = 790.8 \text{ KN/m}^2$$

$$q_t = 790.8 / 1.4 = 564.86 \text{ KN/m}^2$$

$$q_t = 57.6 \text{ t/m}^2$$

i_c, i_q, i_γ : kolon ile temel arasındaki açı 90° olduğundan dolayı 1 alınacaktır.

b_c, b_q, b_γ : temel yatay olduğu için 1 alınacaktır.

$C = 0.05 \text{ kg/cm}^2$ dönüştürülerek;

$$C = 4.9 \text{ KN/m}^2$$

$\phi = 28,52^\circ$ ye göre;

$$\phi_{\text{düzeltme}} = \tan^{-1} \left(\tan(\phi) \times \frac{2}{3} \right)$$

$\phi_{\text{düzeltme}} = 20$ kabulü ile;

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \times e^{\pi \times \tan \phi} = 6.4$$

$$N_\gamma = 2 \times (N_q - 1) \times \tan \phi = 3.93$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \cot \phi = 14.84$$

$$\gamma = 2.106 \text{ gr/cm}^3 = 20.65 \text{ KN/m}^3$$

Bu değerlere göre; temellerin taşıma gücü hesabı için TBDY-2018 Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Esaslar'da geçen taşıma gücü formülüne göre yapılan hesaplama, aşağıdaki gibidir.

$$q_k = (c \times N_c \times S_c \times d_c \times i_c \times g_c \times b_c) + (q \times N_q \times S_q \times d_q \times i_q \times g_q \times b_q) +$$

$$(0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times S_\gamma \times d_\gamma \times i_\gamma \times g_\gamma \times b_\gamma)$$

$$q_k = (4.9 \times 14.84 \times 1.2 \times 1.05 \times 1 \times 0.99 \times 1) +$$

$$(37.17 \times 6.4 \times 1.1 \times 1.03 \times 1 \times 0.96 \times 1) +$$

$$(0.5 \times 20.65 \times 10 \times 3.93 \times 1.1 \times 1.03 \times 1 \times 0.96 \times 1)$$

$$q_k = 90.71 + 258.75 + 441.35 = 790.8 \text{ KN/m}^2$$

$$q_t = 790.8 / 1.4 = 564.86 \text{ KN/m}^2$$

$$q_t = 57.6 \text{ t/m}^2 \text{ dir.}$$

7. EXCEL TABLOLAMA PROGRAMI YARDIMIYLA GEOTEKNİK VERİLERİN İŞLENMESİ

Farklı araştırmacılar tarafından geliştirilen elek analizi, kıvam limitleri, serbest basınç deneyi, üç eksenli basınç deneyi ve taşıma gücü ampirik formüllerinde, zemin parametrelerini denklemde yerine koymak zaman alır ve hata riskini artırır. Bu işlem aşamaları yerine; hazırlanan Excel Tablolama Programları sayesinde geoteknik rapor aşamaları hızlanır. Böylelikle doğru bilgi, hızlı şekilde elde edilir.

7.1 Kohezyonlu Zeminler İçin Taşıma Gücü Excel Programı

Kohezyonlu zeminler için farklı araştırmacılar tarafından hazırlanan ampirik formüller mevcuttur. Şekil 7.1 ve Şekil 7.2’de ekran görüntüleri verilen, Excel Tablolama Programı yardımıyla taşıma gücü analizi yapılır.

q cm/m ²	1,85	kg/cm ²
q _a	$8 \cdot (N1) \cdot 60 \times ((B+0,305)B)^2 \times (1+Df3B) \quad B > 1.22m \text{ ise}$	
q _a		kN/m ²
q _a	#DEĞER!	kg/cm ²
q cm/m ²	#DEĞER!	kg/cm ²
3.SKEMPTON		
q _a	$5 \cdot C_u \cdot (1+0.1 \cdot DfB) \cdot (1+(0.2) \cdot BL)$	
q _a	3,13	kg/cm ²
q cm/m ²	1,04	kg/cm ²
4.PARYY		
q _a	$30 \cdot N_{60}$	
q _a	900,00	kN/m ²
q _a	9,17	kg/cm ²
q cm/m ²	3,06	kg/cm ²

Şekil 7.1: Kohezyonlu Zeminler İçin Taşıma Gücü Excel Tablolama Programı Hesap Yöntemi

5*Ca*(1+0.2*Df/B)*(1+(0.2)*B/L)		
qa	3,13	kg/cm ²
q emniyetli	1,04	kg/cm ²
4.PARYY		
30*N ₆₀		
qa	900,00	kN/m ²
qa	9,17	kg/cm ²
q emniyetli	3,06	kg/cm ²
5.PRESYOMETRE DENEYİ		
(Lp*E Katsayısı)+(D*DBHA)		
qa	4,24	kg/cm ²
q emniyetli	1,41	kg/cm ²
ZEMİN EMNİYET GERİLMESİ		
1.TERZAGHI	1,68	kg/cm ²
2.MEYERHOF	2,85	kg/cm ²
3.SKEMPTON	1,04	kg/cm ²
4.PARYY	3,06	kg/cm ²
4.PRESYOMETRE DENEYİ	1,41	kg/cm ²

Şekil 7.2: Kohezyonlu Zeminler İçin Taşıma Gücü Excel Tablolama Programı Hesap Yöntemi

Doğal birim hacim ağırlığı, emniyet katsayısı, limit basınç, SPT-N değerleri, temele ait en, boy ve derinlik, kohezyon değeri, düzeltme katsayıları girilerek zemin emniyet gerilmesi hesaplanır. Bu program sayesinde Terzaghi, Meyerhof, Skempton ve Parry ampirik formülleriyle, ilave olarak da presiyometre deney verileriyle taşıma gücü hesaplanır. Böylelikle işlem yoğunluğu kolayca indirgenmiş olur.

7.2 Kohezyonsuz Zeminler İçin Taşıma Gücü Excel Tablolama Programı

Kohezyonsuz zeminler için farklı araştırmacılar tarafından hazırlanan ampirik formüller, Excel Tablolama Programı yardımıyla Şekil 7.3, Şekil 7.4 ve Şekil 7.5'deki ekran görüntüleri gösterilen program yardımıyla taşıma gücü analizi yapılır. Açık mavi ile belirtilen kutucuklara veri girişi yapılarak; zemin emniyet gerilmesi değeri hesaplanır.

KOHEZYONSUZ ZEMİNLER (GW,GP,GM,SW,SP,SM)																							
VERİLER																							
Doğal BHA	Emniyet Katayısı	Limit Basınç	SPT N	SPT N	Gs	H	L	Df	Açı	C	g _a	g _p	K1	K2	Terzaghi	Meyerhof	Hansen						
kg/cm ³	kg/cm ²	Lp kg/cm ²	N _{min}	N _{act}	Güvenlik Katayısı	Temel Geniğiği m	Temel Uzunluğu m	Temel Derinliği m		Kohezyon t _m	gr/cm ³	gr/cm ³	Katayısı	Katayısı	Açığa Göre Katayılar								
0,0019	0,8	5,3	0	22	3	1	10,15	1,5	27	2,9	1,89	1,89	1	0,5	Nc	Nq	Ng	Nc	Nq	Ng	Nc	Nq	Ng
presyometre verileri										kg/cm ²	t _m	t _m			0	0	0	24	13	14	0	0	0
										0,06	1,89	1,89											
ZEMİN EMNİYET GERİLMESİ																							
1.TERZAGHİ																							
q _a	$((N_{act}/60-3)/(5*Gs), kg/cm^2$																						
q _a	3,75																	kg/cm ²					
q _{emniyetli}	1,25																	kg/cm ²					

Şekil 7.3: Kohezyonsuz Zeminler İçin Taşıma Gücü Excel Tablolama Programı Hesap Yöntemi

2.MEYERHOF	
q _a	$12*(N_1)_{60} \times (1+Df/3B) \quad B < 1.22m \text{ ise}$
q _a	391,9 kN/m ²
q _a	3,99 kg/cm ²
q _{emniyetli}	1,33 kg/cm ²
q _a	$8*(N_1)_{60} \times ((B+0,305)/B)^2 \times (1+Df/3B) \quad B > 1.22m \text{ ise}$
q _a	kN/m ²
q _a	#DEĞER! kg/cm ²
q _{emniyetli}	#DEĞER! kg/cm ²

Şekil 7.4: Kohezyonlu Zeminler İçin Taşıma Gücü Excel Tablolama Programı Hesap Yöntemi

3.BOWLES		
qa	$20 \cdot (N_{100}) \cdot (1 + Df/3B) \quad B < 1.22m \text{ ise}$	
qa	391,9	kN/m ²
qa	3,99	kg/cm ²
q _{emniyet}	1,33	kg/cm ²
qa	$12.7 \cdot (N_{100}) \cdot ((B + 0.305) \cdot B)^2 \cdot (1 + Df/3B) \quad B > 1.22m \text{ ise}$	
qa		kN/m ²
qa	=DEĞER!	kg/cm ²
q _{emniyet}	=DEĞER!	kg/cm ²

Şekil 7.5: Kohezyonlu Zeminler İçin Taşıma Gücü Excel Tablolama Programı Hesap Yöntemi

TBDY-2018 Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Esaslar kapsamında olan taşıma gücü Excel Hesap Tablosu'nun ekran görünümü; Şekil 7.6'da ve Şekil 7.7'de gösterilmiştir.

Zemin Bilgileri		Temel Bilgileri											
c	0.00 kPa	B	4.00 m										
φ	28°	L	8.00 m										
γ _n	19.0 kN/m ³	Df	1.50 m										
γ _{doğgun}	20.00 kN/m ³	!!!!Sarı alanlara veri girişi yapınız!!!!											
γ _{batık}	10.19												
Y.A.S.S.	0.0 m												
		<table border="1"> <thead> <tr> <th>DURUM</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>γ-2</td> <td>10.19</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		DURUM	1	2	3	4	γ-2	10.19			
DURUM	1	2	3	4									
γ-2	10.19												
		<p>Hesaplamaalarda temelde ve zeminde herhangi bir eğim dikkate alınmamıştır. Bu nedenle i, g ve b katsayıları 1 (bir) olarak dikkate alınmıştır.</p>											

Şekil 7.6: Kohezyonlu Zeminler İçin Hansen Taşıma Gücü Excel Tablolama Programı Hesap Yöntemi

Hansen Taşıma Gücü Hesaplaması	
$q_k = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + 0.5 \cdot g \cdot B \cdot N_g \cdot s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot g_g \cdot b_g$	
q	15.29 kPa
Nq	14.720
Nc	25.803
Ny	14.590
Kp	2.770
Sc	1.277
Sq	1.138
Sy	1.138
dc	1.125
dq	1.062
dy	1.062
ic	1.000
iq	1.000
iy	1.000
gc	1.000
gq	1.000
gy	1.000
bc	1.000
bq	1.000
by	1.000
qk	631.79 kPa
γ rv	1.4
qt	451.28 kPa

Şekil 7.7: Kohezyonlu Zeminler İçin Hansen Taşıma Gücü Excel Tablolama Programı Hesap Yöntemi

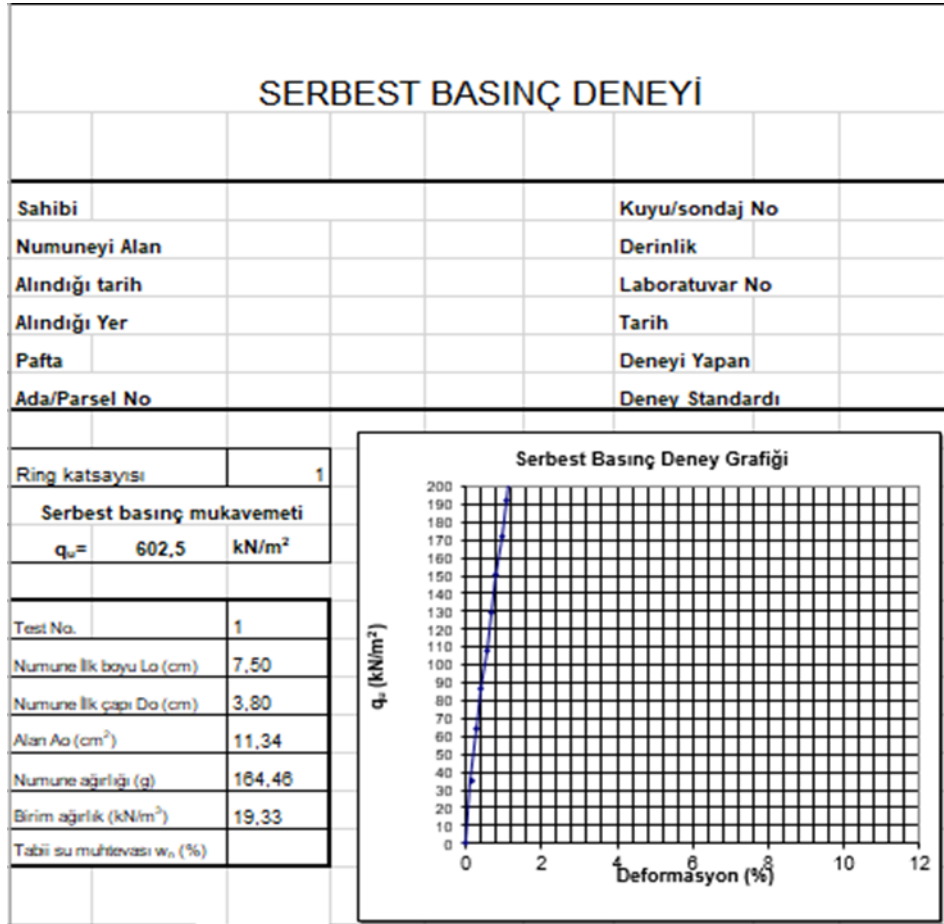
Excel Tablolama Programı'nda sarı ile belirtilen kutucuklara veri girişi yapılarak; Hansen taşıma gücü değeri hesaplanır.

7.3 Elek Analizi Excel Tablolama Programı

Elek analizinde elek üstlerinde kalan miktarlar, tabloya yazılır. Kap ağırlığı, su ağırlığı, numunelerin yaş ve kuru ağırlığı veri girişi yapılır. Program, granülometri eğrisini kendi oluşturur. Şekil 7.8 ve Şekil 7.9'da hazırlanmış olan Excel Tablolama Programının ekran görüntüleri verilmiştir.

7.4 Serbest Basınç Deneyi Excel Tablolama Programı

Numunenin ilk boyu, çapı, numune ağırlığı, su muhtevası değerleri, kutucuklara girilir. Deformasyon okuması ve yük halkası okumaları girilerek; serbest basınç mukavemeti belirlenir. Program, deney grafiğini oluşturur. Deformasyon okumaları, yük halkası ve zeminin mühendislik özellikleri girildiğinde Şekil 7.10 ve Şekil 7.11’de ekran görüntüleri verilen Excel Tablolama Programı yardımıyla serbest basınç mukavemeti değeri bulunur.



Şekil 7.10: Serbest Basınç Deneyi Veri Girişi

Deformasyon okumaları		düsey boy	düsey boy	Düzeltilmiş	Yük halkası	Serbest basınç
10 ⁻² mm	(cm)	değişimi	değişimi (%)	alan (cm ²)	okuması	mukavemeti (kPa)
0	0	0	0	0	0	0
10	0,01	0,0013	0,1	11,36	4	34,5
20	0,02	0,0027	0,3	11,37	7,5	64,7
30	0,03	0,0040	0,4	11,39	10,0	86,1
40	0,04	0,0053	0,5	11,40	12,5	107,5
50	0,05	0,0067	0,7	11,42	15,0	128,9
60	0,06	0,0080	0,8	11,43	17,5	150,1
70	0,07	0,0093	0,9	11,45	20,0	171,4
80	0,08	0,0107	1,1	11,46	22,5	192,5
90	0,09	0,0120	1,2	11,48	25,0	213,6
100	0,10	0,0133	1,3	11,49	27,5	234,7
110	0,11	0,0147	1,5	11,51	30,0	255,7
120	0,12	0,0160	1,6	11,53	32,5	276,6
130	0,13	0,0173	1,7	11,54	35,0	297,5
140	0,14	0,0187	1,9	11,56	37,5	318,3
150	0,15	0,0200	2,0	11,57	40,0	339,0
160	0,16	0,0213	2,1	11,59	42,0	355,5
170	0,17	0,0227	2,3	11,60	44,0	371,9
180	0,18	0,0240	2,4	11,62	46,0	388,3
190	0,19	0,0253	2,5	11,64	48,0	404,6
200	0,20	0,0267	2,7	11,65	50,0	420,9
210	0,21	0,0280	2,8	11,67	52,0	437,2
220	0,22	0,0293	2,9	11,68	54,0	453,3
230	0,23	0,0307	3,1	11,70	56,0	469,5
240	0,24	0,0320	3,2	11,72	58,0	485,6
250	0,25	0,0333	3,3	11,73	60,0	501,6
260	0,26	0,0347	3,5	11,75	61,5	513,5
270	0,27	0,0360	3,6	11,76	63,0	525,3
280	0,28	0,0373	3,7	11,78	64,5	537,0
290	0,29	0,0387	3,9	11,80	66,0	548,8
300	0,30	0,0400	4,0	11,81	67,0	556,3
310	0,31	0,0413	4,1	11,83	68,0	563,8

Şekil 7.11: Serbest Basınç Deneyi Okumalar ve Yük Halkası Girişi

7.5 Kıvam Limitleri Excel Tablo

Vuruş adedi, kap ve numune ağırlığı, su içeriği, kuru ve yaş ağırlık değerleri sarı kutucuklara girilerek; likit limit, plastik limit ve plastisite indisi değerleri bulunur ve sınıflandırma tablosuna bakılır. Programın ekran görüntüleri Şekil 7.12, Şekil 7.13 ve Şekil 7.14’de gösterilmiştir.

ATTERBERG LİMİTLERİ TAYİNİ

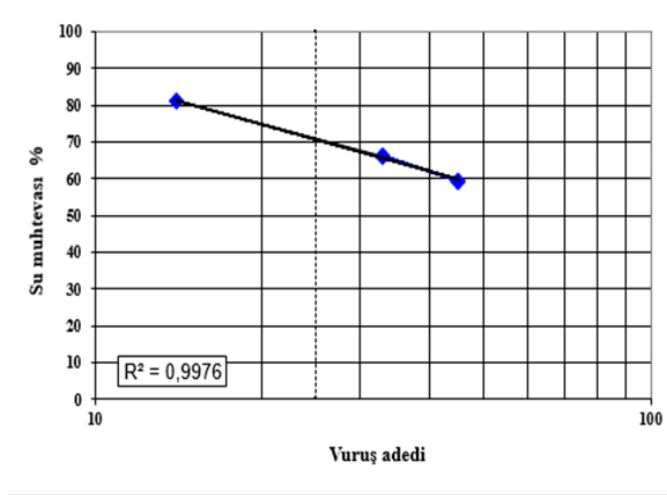
Yüklenici	
Proje adı	
Sondaj kuyusu	
Etiket bilgisi	
Derinlik m	

SADECE SARI BÖLGELERE
BİLGİ GİRİŞİ YAPINIZ.

Deneyi yapan	
Lab. Sorumlusu	
Tarih	Lab. kayıt no

	LL					PL	
	1	2	3	4	5	1	2
Vuruş adedi	45	33	14			---	---
Kap no							
Kap ağırlığı	25,42	26,03	26,54			26,8	26,9
Kap+yaş numune	45,5	43,1	49,09			34,2	34,5
Kap+kuru numune	38,01	36,3	38,99			32,53	32,86
Kuru numune ağı.	12,59	10,27	12,45			5,73	5,96
Su ağı.	7,49	6,8	10,1			1,67	1,64
Su muhtevası %	59,49	66,21	81,12			29,14	27,52

Şekil 7.12: Kıvam Limitleri Veri Girişi

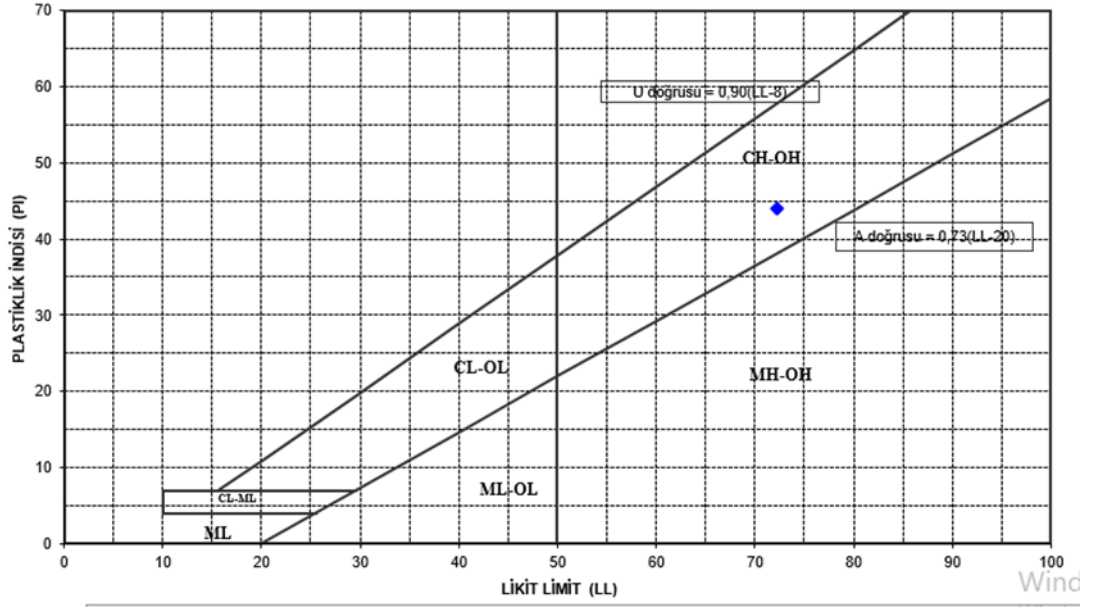


Likit limit	72
Plastik limit	28
Plastisite Indisi	44

SINIFLANDIRMA
TABLOSUNA
BAKINIZ

Şekil 7.13: Su Muhtevası-Vuruş Adedi Grafiği

ATTERBERG LİMİTLERİ SINIFLANDIRMA TABLOSU



Şekil 7.14: Kıvam Limitleri Plastisite Kartı

8. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

İnşaat mühendisliği için zemin etütleri ve geoteknik raporların hazırlanması, tasarım için ön şarttır. Geoteknik veri setlerinin detaylı incelenmesi, hesapların gerçekliği ve sonuçların doğruluğu, inşa edilen mühendislik yapısının güvenilirliği ve işlevini yerine getirebilmesi açısından en önemli maddedir. Zemin mekaniği çalışmaları sonucunda proje hesaplarının hızlı, güvenilir ve standartlara uygun bir şekilde olması için bu proje hazırlanmıştır.

Projede arazi ve laboratuvar deneyleri detaylı şekilde incelenmiş, deney teknikleri ve deney yapım yöntemleri belirtilmiştir. Geoteknik rapor aşamalarını hızlandırmak için kısa kısa Excel Tablolama Programları (Spreadsheets) oluşturulmuştur. Ayrıca IRAK-NAİNAWA 6x125 MW 9E POWER PLAN PROJESİ ve KİRMİR ÇAYI KÖPRÜ PROJESİ geoteknik açıdan incelenmiş, taşıma gücü analizleri Terzaghi (1967), Meyerhof (1971) ve Hansen (1961) yöntemlerine göre yapılmıştır. TBDY-2018 Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Esaslar ile Zemin ve Temel Etüdü Uygulama Esasları Rapor Formatı incelenmiş, zemin parametreleri yardımıyla geoteknik tasarım yapılmıştır.

Deney yapım yöntemleri ve materyaller, anlatılmış olup; hangi deney sonucunda hangi parametrenin elde edileceği vurgulanmıştır. Aşırı detaya inilmeden, tasarımcının el kitabı olması amaçlanmıştır.

Kirmir Çayı Köprüsünde geoteknik veriler doğrultusunda köprü ayakları temel çeşidi belirlenmiştir. Çay yatağı olduğu için ayakların temelinde derin temel uygulama çalışmaları yapılmıştır. Yüzeysel temel çalışmaları da yapılmasına rağmen, olası bir oyulma durumunda köprünün zarar görmemesi için derin temelden yana insiyatif kullanılmıştır.

Nainawa Doğalgaz Çevrim Santrali Projesi'nde sondaj logları, arazi ve laboratuvar deneyleri fazlaca yapılmıştır. Sondaj logu-1 deney numuneleri üzerinden taşıma gücü çalışmaları yapılmıştır.

Farklı araştırmacılar tarafından geliştirilen elek analizi, kıvam limitleri, serbest basınç deneyi, üç eksenli basınç deneyi ve taşıma gücü ampirik formüllerinde, zemin parametrelerini denklemde yerine koymak zaman alır ve hata riskini artırır. Bu işlem aşamaları yerine; hazırlanan Excel Tablolama Programları sayesinde geoteknik rapor aşamaları hızlanır. Böylelikle doğru bilgi, hızlı şekilde elde edilir.

9. KAYNAKLAR

AFAD Resmi Sitesi

Alaner, U. ve Mermer Y.E., 2009. İnceleme alanı zemin etüt raporu, 81 sayfa, İstanbul.

Araştırma Mühendislik Hizmetleri Teknik Şartnamesi (2014)

ASTM D 1586 Standard

Aytekin, M., 2000. Deneysel Zemin Mekaniği: 1. Baskı, Akademi Yayınevi.

Alkaya, D. and Yeşil, B., 2010. Reinforced earth construction and desing with spreadsheet, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onüçüncü Ulusal Kongresi, 30 Eylül - 1 Ekim 2010, İstanbul Kültür Üniversitesi, İstanbul

(Bjerrum, 1972, 1973). Fundamentals of Soil Mechanics

Bowles, J. E., 1996. Foundation Analysis and Design: McGraw-Hill Companies, Inc., New York, USA

Clayton, A., Geotechnical Engineering (1993)

Çalık Holding Arşivi, (2011)

FHWA-IF-99-015., Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular, 4, Washington, (1999).

FHWA Manual Evaluation of Soil and Rock Properties (Geotechnical Engineering Circular No. 5, (2001).

Gündüz, Z. ve Sağlam, A., 2006. Derin kazılarda görülen stabilite problemleri ve ilgili çözüm kriterlerinin belirlenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Tek. Üni., Trabzon

Google Maps, (2011)

Hazen, A., ve Bowles D. (1998) Liquefaction of Soil

K.G.M. Araştırma Mühendislik Hizmetleri Teknik Şartnamesi (2014)

Kumbasar, V., Zemin Mekaniği Problemleri, İstanbul-Beyoğlu, Çağlayan Kitabevi, (1999).

Meyerhof G.G., 1956. Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils, ASCE, Journal of the Soil mechanic and Foundations Div., Vol. 82, (Reprinted in Meyerhof 1982).

Marcusson (1990) Cohesionless Soils

Önalp, A. (2007) Geoteknik Bilgisi 1, Birsen Yayınevi, İstanbul

Özkan vd., 1990 Temel Mühendisliği Notları.

Peck, R.B., 1969. Deep excavations and tunnling in soft ground, In Proc. 7th int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, State-of-the Art volume, pp. 225-250.

Robertson et.al, 1983 , Classification of Soils

Robert H. ve Kovacs W. 2011, Geoteknik Mühendisliğine Giriş, PEARSON, (2013)

Robertson, P.K., Campanelle, R.G., "Interpretation of cone penetration test : Part:1 Sand", Canadian Geotechnical Journal, (1983).

Sağlamer, A., 2005. Zemin iyileştirme yöntemleri, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon

Seed ve Idriss (1971) Basitleştirilmiş Sıvılaşma Analizi, 1996 NCEER ve 1998 NCEER / NSF WORKSHOP on EVALUATION of LIQUEFACTION RESISTANCE of SOİL

Skempton, A. W., ve Bishop, A. W. Soil Mechanics, (1967)

TBDY., Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Resmi Gazete, Ankara, (2018).

Terzahgi, K., Peck, R., Soil Mechanics in Engineering Practice, New York, Wiley, (1967).

Türkecan vd, 1991 Zemin Mekaniği Notları

Tokimatsu, K. ve Yoshimi A., Liquefaction, (1983). (Ref: DAS-Foundation Engineering-Syf 569).

Terepasta (1988) Soil Mechanics

Terzaghi, K., Therotical soil mechanics, Wiley, Newyork, (1945).

Terzaghi, K. and Peck, R.B., 1967. Soil mechanics in engineering practice, 2nd edition, Wiley, New York.

Toprak, S. and Thomas, L., 2003. Liquefaction potential index: field assessment, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 129, no. 4.

Uzuner, B.A., 1995. Temel mühendisliğine giriş, Derya kitabevi, Trabzon.

Uzuner, B.A., 1998. Çözümlü problemlerle temel zemin mekaniği, Teknik yayınevi, Ankara

Uzuner, B.A., 2007. Temel zemin mekaniği, Derya kitabevi, pp. 369-400, Trabzon.

Uzuner, B.A., 2005. Çözümlü problemlerle temel zemin mekaniği, 6. Basım, Derya kitabevi, Trabzon.

Yıldırım, S., 2002. Temel tasarımı, Birsen yayınevi, İstanbul

Yıldırım, S., Zemin İncelenmesi ve Temel Tasarımı, İstanbul: Birsen Yayınevi, (2004).

Zemin ve Temel Etüdü Uygulama Esasları Rapor Formatı

10. ÖZGEÇMİŞ

Adı Soyadı : Abdullah AYDIN

Doğum Yeri ve Tarihi : ALAŞEHİR / MANİSA 09.12.1990

Lisans Üniversite : Pamukkale Üniversitesi

Elektronik posta :a.aydin45@hotmail.com

İletişim Adresi :Yenice mah. Osman Akça cad. no: 31

Kat: 2 Alaşehir / MANİSA

