

# **GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİNDE SAHA DENEYLERİ**

**Prof.Dr. A. Orhan EROL**

Orta Doğu Teknik Üniversitesi

**Dr. Zeynep ÇEKİNMEZ**

Orta Doğu Teknik Üniversitesi

**Ankara 2014**

**Yüksel Proje Yayınları No: 14 -01**

[www.yukselproje.com.tr](http://www.yukselproje.com.tr)



# **iÇİNDEKİLER**

<b>1. STANDART PENETRASYON DENEYİ (SPT)</b>	1
1.1. Giriş	1
1.2. Deney Düzeneği ve Detayları	3
1.3. SPT Yapım Yöntemi	9
1.4. SPT-N Değerini Etkileyen Faktörler ve Olası Hatalar	10
1.5. SPT-N için Düzeltmeler	13
1.6. SPT – Zemin Parametreleri Korelasyonları	20
1.6.1. SPT – Zemin Sınıflandırması	21
1.6.2. Kohezyonsuz Zeminler	21
1.6.2.1. SPT – Bağlı Yoğunluk ( $D_r$ )	21
1.6.2.2. SPT – Kayma Direnci Açısı ( $\phi'$ )	26
1.6.2.3. SPT – Deformasyon Modülü ( $E_s$ )	30
1.6.3. Kohezyonlu Zeminler	34
1.6.3.1. SPT – Drenajsız Kayma Dayanımı ( $c_u$ )	34
1.6.3.2. SPT – Odometrik Deformasyon Modülü ( $M$ )	38
1.6.3.3. SPT – Drenajsız Deformasyon Modülü ( $E_u$ )	39
1.7. Sığ Temel Tasarımı	40
1.7.1. Taşıma Gücü Kapasitesi Tahmini	40
1.7.2. Oturma Tahmini	43
1.8. Kazıklı Temel Tasarımı	48
1.8.1. Taşıma Gücü Kapasitesi Tahmini	48
1.8.2. Kazık Grupları için Oturma Tahmini	50
1.9. SPT'den Sıvılaşma Değerlendirmesi ve Zemin İyileştirmesine Yönelik Bağıntılar	51
1.10. SPT- N Değerine Bağlı Diğer Korelasyonlar	59
1.11. Kaynaklar	62

<b>2. KONİK PENETRASYON DENEYİ (CPT)</b>	69
2.1. Giriş	69
2.2. Deney Düzeneği ve Detayları	74
2.2.1. Konik Penetrasyon Sondası	75
2.2.2. İtme Ekipmanı	79
2.3. CPT Yapım Yöntemi	81
2.4. CPT Ölçümlerini Etkileyen Faktörler ve Uygulanan Düzeltmeler	84
2.5. CPT Verilerinin Yorumlanması	88
2.6. CPT – Zemin Parametreleri	90
2.6.1. Zemin Sınıflandırması	90
2.6.2. CPT- Birim Hacim Ağırlığı ( $\gamma$ )	93
2.6.3. CPT – SPT Korelasyonları	95
2.6.4. Kohezyonlu Zeminler	97
2.6.4.1. CPT – Drenajsız Kayma Dayanımı ( $c_u$ )	97
2.6.4.2. CPT – Odometrik Deformasyon Modülü ( $M$ )	102
2.6.4.3. CPT – Drenajsız Deformasyon Modülü ( $E_u$ )	105
2.6.4.4. CPT – Aşırı Konsolidasyon Oranı ( $OCR$ ) ve Sukunetteki Yanal Toprak Basıncı Katsayısı ( $K_0$ )	108
2.6.4.5. CPTU Sönümlenme Deneyleri: Zeminlerin Konsolidasyon ve Geçirgenlik Özellikleri	110
2.6.5. Kohezyonsuz Zeminler	114
2.6.5.1. CPT – Bağlı Yoğunluk ( $D_r$ )	114
2.6.5.2. CPT – Kayma Direnci Açısı ( $\phi'$ )	116
2.6.5.3. CPT – Deformasyon Parametreleri	121
2.7. Sığ Temel Tasarımı	127
2.7.1. Taşıma Gücü Kapasitesi Tahmini	127
2.7.2. Oturma Tahmini	129
2.8. Kazıklı Temel Tasarımı: Taşıma Gücü Tahmini	135
2.8.1. Kazık Birim Uç Direnci ( $q_p$ )	135
2.8.2. Kazık Birim Çevre Sırtúnmesi Direnci ( $q_s$ )	140
2.9. CPT'den Sivilaşma Değerlendirmesi	149
2.10. Sismik Koni Uygulamaları	150
2.11. Kaynaklar	152

<b>3. PRESİYOMETRE DENEYİ (PMT)</b>	159
3.1. Giriş	159
3.2. Presiyometre Çeşitleri	160
3.3. Sistemin Kalibrasyonu	165
3.4. PMT Yapım Yöntemi	170
3.5. PMT Verilerinin Yorumlanması	173
3.6. PMT – Zemin Parametreleri	179
3.6.1. Zemin Sınıflandırması	179
3.6.2. PMT-CPT korelasyonları	181
3.6.3. PMT – Sükunetteki Yanal Toprak Basıncı Katsayısı, ( $K_0$ )	182
3.6.4. PMT – Drenajsız Kayma Dayanımı, ( $c_u$ )	182
3.6.5. PMT – Odometrik Deformasyon Modülü, ( $M$ )	186
3.6.6. PMT – Kayma Direnci Açısı ,( $\phi'$ )	186
3.7. Sığ Temel Tasarımı	191
3.7.1 Taşıma Gücü Kapasitesi Tahmini	191
3.7.2 Oturma Tahmini	194
3.8. Kazıklı Temel Tasarımı: Taşıma Gücü Tahmini	196
3.9. PMT-Diğer Uygulamalara Yönelik Korelasyonlar	200
3.10. Kaynaklar	202
<b>4. ARAZİ KANATLI KESME (VEYN) DENEYİ (FVT)</b>	205
4.1. Giriş	205
4.2. Deney Düzeneği ve Detayları	206
4.3. FVT Yapım Yöntemi	211
4.4. Drenajsız Kayma Dayanımı Hesaplamaları	214
4.5. Düzeltme Faktörü ( $\mu$ )	220
4.6. Aşırı Konsolidasyon Oranı ( $OCR$ ) ve Ön- Konsolidasyon Basıncı( $P'_c$ )	221
4.7. Kaynaklar	223
<b>5. DİLATOMETRE DENEYİ (DMT)</b>	225
5.1. Giriş	225
5.2. Deney Düzeneği ve Detayları	228
5.3. DMT Yapım Yöntemi	231
5.4. Dilatometre Deneyinden Elde Edilen Veriler ve DMT İndislerinin Hesaplanması	235

5.5. DMT- Zemin Parametreleri Korelasyonları	238
5.5.1. Zemin Sınıflandırması	238
5.5.2. Kohezyonlu Zeminler	240
5.5.2.1. DMT – Sükunetteki Yanal Toprak Basıncı Katsayısı ( $K_0$ )	240
5.5.2.2. DMT – Aşırı Konsolidasyon Oranı ( $OCR$ )	242
5.5.2.3. DMT – Odometrik Deformasyon Modülü ( $M$ )	243
5.5.2.4. DMT – Başlangıç Teğet Deformasyon Modülü ( $E'_0$ )	243
5.5.2.5. DMT – Drenajsız Kayma Dayanımı ( $c_u$ )	244
5.5.2.6. DMT – Ön Konsolidasyon Basıncı ( $P'_c$ )	245
5.5.2.7. DMT – Kaliforniya Taşıma Oranı ( $CBR$ )	246
5.5.3. Kohezyonsuz Zeminler	246
5.5.3.1. DMT – Efektif Kayma Direnci Açısı ( $\phi'$ )	246
5.5.3.2. DMT – Sükunetteki Yanal Toprak Basıncı Katsayısı ( $K_0$ )	248
5.5.3.3. DMT – Aşırı Konsolidasyon Oranı ( $OCR$ )	248
5.5.3.4. DMT – Deformasyon (Young) Modülü ( $E_s$ )	249
5.6. Kaynaklar	250
<b>6. ZEMİN PARAMETRESİ SEÇİMİNE YÖNELİK KORELASYONLAR</b>	254
6.1. Giriş	254
6.2. Zemin Geçirgenlik Katsayısı ( $k$ )	255
6.3. Kohezyonlu Zeminlerde Kayma Dayanımı Parametreleri	258
6.4. Konsolidasyon Parametreleri	264
6.5. Sıkıştırılmış Zeminlerin Kayma Direnci Açıları	266
6.6. Sükunetteki Yanal Toprak Basıncı Katsayısı, ( $K_0$ )	268
6.7. Kaliforniya Taşıma Oranı, ( $CBR$ )	271
6.8. Zemin Yatak Katsayıları	272
6.8.1. Düşey Yatak Katsayısı, ( $K_v$ )	272
6.8.2. Yatay Yatak Katsayısı, ( $K_h$ )	273
6.9. Kaynaklar	276

## ÖNSÖZ

Geoteknik mühendisliğinde zemin davranışını modelleyen teoriler 1900'lu yıllarda geliştirilmeye başlanmıştır, günümüzde teorik zemin mekanığı ve temel mühendisliği yeterli olgunluğa ulaşmıştır. Yine günümüzde zemin davranışını modelleyen nümerik metodlar en karmaşık yapı geometrisi ve zemin koşullarında yapı-zemin ilişkisini analiz edebilecek seviyedendir. Gerek teorik yaklaşımıları gerekse nümerik metodları uygulayabilmek için en önemli aşama zeminin doğru modellenmesi, diğer bir deyişle zemin davranışını yansıtacak geoteknik parametrelerin gerçekçi olarak belirlenebilmesidir.

Uygulamada bu tasarım parametrelerinin belirlenmesine yönelik iki ana yaklaşım vardır: (i) örnek alımı ve laboratuvar deneyleri, (ii) saha deneyleri ile zemin parametreleri arasındaki korelasyonların kullanılması. Aslında bu iki yaklaşım birbirini tamamlayan metodlardır. Laboratuvar deneyleri, sınıflama ve mühendislik deneyleri olarak iki gruba ayrılmaktadır. Sınıflama deneyleri, zaman almayan ve maliyetli olmayan deneyler olup, her etütde, her tür zemin için örselenmiş zemin örnekleri üzerinde yeterli sayıda yapılmaktadır. Mukavemet ve sıkışabilirlik parametrelerinin türetildiği mühendislik deneyleri yüksek kalitede örselenmemiş örnek alımını gerektirmektedir. Bu yöntem kohezyonlu zeminler için uygulanabilir olmakta, ancak örselenmemiş örnek alımının pratik olarak mümkün olmadığı kohezyonsuz zeminlerde bu deneyleri yapmak çoğu zaman mümkün olamamaktadır. Dolayısıyla kohezyonsuz zeminlerde, saha deneylerinin ilk uygulandığı yillardan itibaren, mühendislik parametreleri ile saha deneylerinde ölçülen zemin dirençleri arasında korelasyonlar oluşturulmaya çalışılmış ve bu doğrultuda günümüz literatüründe çok sayıda empirik bağlantı önerilmiştir. Bu bağıntılar günümüzde geoteknik tasarımda yaygın olarak kullanılmaktadır.

Kohezyonlu zeminlerde ise örselenmemiş örnekler üzerinde yapılan ve mukavemet/deformasyon parametrelerinin belirlenmesine yönelik laboratuvar deneyleri parametre seçimi için en geçerli yöntemdir. Ancak, bu deneyler

genellikle zaman alıcı deneyler olup ülkemizde az sayıda ve iyi donanımlı laboratuvarlarda yapılmaktadır. Kohezyonlu zeminler için türetilmiş parametre-saha deneyi zemin direnci korelasyonlarının, laboratuvar deneylerinin yapılamadığı koşullarda veya laboratuvar deneyleri sonuçlarını kontrol etmek amacıyla kullanılması doğru bir yaklaşımındır.

Zemin davranışını yansitan parametrelerin belirlenmesine yönelik korelasyonlar belli coğrafyalarda oluşmuş zemin koşulları için geçerli olup, farklı bölgelerde yer alan zeminler için ne derece sağlıklı oldukları araştırılmalıdır. Diğer taraftan korelasyonların türetildiği veri tabanları incelendiğinde genel eğilimden sapmaların yüksek olduğu, dolayısıyla korelasyonlardan elde edilen parametrelerde hata payının yüksek olabileceği sıkça gündeme getirilen bir husustur.

Literatürde aynı saha deneyi ve aynı zemin parametresi için değişik araştırmacılar tarafından önerilmiş farklı korelasyonlar yer almaktadır. Bu korelasyonlardan elde edilen parametreler arasında da önemli farklılıkların olduğu sıkça gözlemlenen bir husustur. Ayrıca uygulamada en çok kullanılan statik ve dinamik penetrasyon deneylerinde zemine uygulanan birim deformasyonlar, zemin-yapı etkileşiminde ortaya çıkan birim deformasyonların çok üzerindedir. Bazı araştırmacılar bu deneylerden türetilen parametrelerin, özellikle de deformasyon modülü değerlerinin, gerçek zemin davranışını yansıtmayabileceği görüşünü belirtmektedirler.

Bu kitap ağırlıklı olarak geoteknik dalında çalışan mühendislere saha deneyleri sonuçlarından zemin modellemesi/zemin parametreleri seçimi konusunda yol gösterici bir döküman sunma amacıyla hazırlanmıştır. Kitap içeriğinde ulusal ve uluslararası düzeyde yaygın olarak kullanılan, *Standart Penetrasyon Deneyi (SPT); Konik Penetrasyon Deneyi (CPT); Presiyometre Deneyi (PMT); Dilatometre Deneyi (DMT); Arazi Veyn Deneyi (FVT)* saha deneylerine yer verilmiştir.

Literatürde bu deneylerden elde edilen sonuçlardan zemin özelliklerini ve mekanik davranışlarını yansitan parametrelerin belirlenmesine yönelik birçok korelasyon önerilmiştir. Bu kitapta, literatürde yer alan mümkün olduğunca çok

sayıda korelasyon sunulmuştur. Farklı korelasyonların sunulmasındaki amaç, mühendisin mümkün olduğunca tüm metotları kullanarak aranılan parametre için bir değişim aralığı belirlemesi ve sonuçları istatistiksel olarak yorumlayarak nihai parametre seçimini yapmasına olanak sağlamaktır.

Korelasyonların türetildiği veri tabanı ve standart sapmalar mümkün olduğunca okuyucunun dikkatine sunulmuş ve seçilen parametre değerindeki olası hata paylarının yorumlanması imkan sağlanması amaçlanmıştır.

Zemin modellemesi ve parametre seçimi dışında, literatürde saha deneyleri verileri kullanılarak yüzeysel ve kazıklı temellerde taşıma gücü ve oturmaların tahminine yönelik çok sayıda metot önerilmiştir. Bu yaklaşımarda saha deneyleri sonuçları ile doğrudan geoteknik tasarım yapılmaktadır. Kitabın içeriğinde doğrudan geoteknik tasarıma yönelik literatürde ulaşılabilen farklı metotlar sunulmuş, mühendisin alternatif yöntemlerin tamamını kullanarak tasarım yapması ve farklı metotlardan elde edilen sonuçları istatistiksel olarak yorumlayarak tasarımları sonlandırması önerilmiştir.

Metotların kullanımında yukarıda konu edilen tüm sınırlamaların dikkate alınması, mühendisin tasarımda kitapta sunulan yöntemleri sorgulaması, olası hata paylarını yorumlamaya özen göstermesi ve mümkün olduğunca farklı metotları kullanarak sonuçları istatistiksel olarak değerlendirmesi gerçekçi bir tasarımın ortaya konması için mutlak surette gerekli aşamalardır.

A.Orhan EROL  
Zeynep ÇEKİNMEZ  
Mart 2014

## **SEMBOLLER**

$\mp a$	: eşdeğer uç direncinin hesaplandığı kazık ucundan mesafeler
$A_c$	: koni izdüşüm alanı
$A_D$	: DMT kesit alanı
$A_n$	: koni gerisindeki şaftın dolu kesit alanı
$A_p$	: kazık ucu kesit alanı
$A_s$	: sürtünme şaftı / kazık şaftı yüzey alanı
$A_{sb}$	: alt kesit alanı
$A_{st}$	: tepe kesit alanı
$a$	: koni alan oranı
$a_A$ ve $a_B$	: presiyometre eğrisinde “A” ve “B” noktalarındaki presiyometre hücre yarıçapı
$a_{max}$	: maksimum yer ivmesi
$a_s$	: taş kolon alan oranı
$a_v$	: kanatlı kesici çevre oranı
$a^*$	: gerilme dağılım faktörü
$B$	: temel genişliği
$B_0$	: referans temel boyutu
$B_g$	: kazık grubunun eni
$B_q$	: boşluk suyu basıncı oranı
$b$	: PMT net limit basıncı – efektif kayma direnci açısı korelasyon katsayısı
$b_v$	: kayma dayanımı izotropi katsayısı
$C_1$	: derinlik faktörü
$C_2$	: krip faktörü
$C_3$	: şekil faktörü
$C_\alpha$	: sekonder konsolidasyon katsayısı
$C_B$	: delgi çapı düzeltme faktörü
$C_{BF}$	: darbe vuruş hızı düzeltme faktörü
$C_C$	: sıkışma indisı
$C_E$	: iki farklı SPT sisteminin enerji oranı

$C_N$	: örtü yükü düzeltme faktörü
$C_R$	: tij uzunluğu düzeltme faktörü
$C_S$	: örnek alıcı tipi düzeltme faktörü
$C_U$	: üniformluk katsayısı
$C_w$	: yeraltı suyu seviyesi düzeltme faktörü
$c$	: konsolidasyon katsayısı
$c_h$	: yatay yönde konsolidasyon katsayısı
$c_u$	: drenajsız kayma dayanımı
$c_{uH}$	: yatay düzlemdeki drenajsız kayma dayanımı
$c_{up}$	: maksimum (pik) drenajsız kayma dayanımı
$c_{ur}$	: rezidüel kayma dayanımı / sıvılaşma sonrası eşdeğer rezidüel kayma dayanımı
$c_{uv}$	: düşey düzlemdeki drenajsız kayma dayanımı
$c_{uv}$	: veyn deneyinden elde edilen drenajsız kayma dayanımı
$(c_u)_C$	: üç eksenli basınç deneyinden elde edilen drenajsız kayma dayanımı
$(c_u)_D$	: direk kesme deneyinden elde edilen drenajsız kayma dayanımı
$(c_u)_E$	: üç eksenli çekme deneyinden elde edilen drenajsız kayma dayanımı
$(c_u)_{lab}$	: laboratuvar deneyleri ile belirlenen ortalama drenajsız kayma dayanımı değeri
$(c_u)_{saha}$	: sahadaki gerçek drenajsız kayma dayanımı değeri
$c_u^*$	: Bjerrum düzeltmesi yapılmış drenajsız kayma dayanımı
$c_v$	: düşey yönde konsolidasyon katsayısı
$c'$	: kil zeminlerde efektif kohezyon
$c^*$	: ampirik taşıma gücü katsayısı
$CBR$	: Kaliforniya taşıma oranı
$CF$	: kil yüzdesi
$CPT$	: konik penetrasyon deneyi
$CPTU$	: piyezokoni deneyi (boşluk suyu basınçlarının da ölçüldüğü konik penetrasyon deneyi)
$CRR$	: devirsel direnç oranı
$CSR$	: devirsel gerilme oranı
$D$	: temel derinliği
$D_5$	: danelerin %5'inin küçük olduğu dane boyutu

$D_{10}$	: danelerin %10'unun küçük olduğu dane boyutu
$D_{50}$	: danelerin %50'sinin küçük olduğu dane boyutu
$D_{60}$	: danelerin %60'ının küçük olduğu dane boyutu
$D_e$	: eşdeğer temel derinliği
$D_r$	: bağıl yoğunluk
$D_v$	: veyn çapı
$D_w$	: yeraltı suyu seviyesinin zemin yüzeyinden derinliği
DMT	: dilatometre deneyi
$d$	: kazık çapı
$d_c$	: koni çapı
$d_e$	: taşıyıcı tabakada eşdeğer soketlenme derinliği
$d_H$	: delgi çapı
$d_{PM}$	: presiyometre hücresi çapı
$d_s$	: koni gerisindeki şaftın çapı
$d_v$	: tij çapı
$d_z$	: sıkışabilir tabaka kalınlığı
$E_0$	: kohezyonsuz zeminlerde başlangıç teğet deformasyon modülü
$E'_0$	: kohezyonlu zeminlerde başlangıç teğet deformasyon modülü
$E_{25}$	: %25 nihai gerilme mertebesindeki sekant deformasyon modülü
$E_{50}$	: %50 nihai gerilme mertebesindeki sekant deformasyon modülü
$E_C$	: beton elastik modülü
$E_c$	: izotropik gerilme bölgesinde deformasyon modülü
$E_D$	: dilatometre elastisite modülü
$E_d$	: deviator gerilme bölgesinde deformasyon modülü
$E_M$	: Menard veya presiyometre modülü
$E_m$	$E_m = E_s / (1 - \nu^2)$
$E_R$	: enerji oranı
$E_r$	: yeniden yükleme fazında deformasyon modülü
$E_s$	: deformasyon modülü
$E'_s$	: killerde uzun dönem deformasyon modülü (efektif gerilme bazlı)
$E_u$	: kohezyonlu zeminlerde drenajsız deformasyon modülü
$E_{ur}$	: boşaltma fazında deformasyon modülü
$(E_u)_{25}$	: kohezyonlu zeminlerde %25 nihai gerilme mertebesindeki sekant drenajsız deformasyon modülü
$e$	: boşluk oranı

$e_L$	: likit limit su içeriğindeki boşluk oranı
$e_{max}$	: kumun en gevşek konumdaki boşluk oranı
$e_{min}$	: kumun en sıkı konumdaki boşluk oranı
$e_n$	: doğal boşluk oranı
$e_v$	: kanat kalınlığı
$FC$	: ince malzeme oranı ( $< 0.075$ mm)
FVT	: arazi kanatlı kesme (veyn) deneyi
$f_1$ ve $f_2$	: Stroud (1974) korelasyon katsayıları
$f_l$	: sıkışabilir tabaka düzeltme faktörü
$f_s$	: koni sürtünme direnci (ölçülen değer)
$f_{sa}$	: kazık şaftı boyunca ortalama koni sürtünme direnci
$f_{sh}$	: şekil düzeltme faktörü
$f_t$	: düzeltilmiş sürtünme direnci
$f_{tc}$	: krip faktörü
$F_r$	: normalize edilmiş sürtünme oranı
$F_s$	: sürtünme şaftı yüzeyinde ölçülen kuvvet
$G$	: kayma deformasyon modülü
$G_0$	: başlangıç kayma deformasyon modülü
$G_{dmax}$	: küçük birim deformasyonlarda dinamik kayma modülü
$G_k$	: rijit kolon kayma deformasyon modülü
$G_r$	: kolon/zemin kayma modülü oranı : $G_k/G_z$
$G_s$	: özgül ağırlık
$G_z$	: zemin kayma deformasyon modülü
$GS$	: güvenlik sayısı
$g$	: yer çekimi ivmesi
$H_v$	: veyn yüksekliği
$h$	: istinat yapısının soket boyu
$h_0$	: delikli filtreden önceki kalınlık
$h_c$	: koni yüksekliği
$I_c$	: zemin sıkışabilirlik indisi
$I_D$	: DMT materyal indisi
$I_f$	: etkileşim katsayısı
$I_m$	: zemin davranış modeli indisi
$I_r$	: rijitlik faktörü
$I_z$	: birim deformasyon etki katsayısı

$I_{z=0}$	: temel seviyesindeki birim deformasyon etki katsayısı
$I_{zp}$	: birim deformasyon etki katsayısının maksimum değeri
$i_v$	: konik uçlu kanatların taban açısı
$K$	: taşıma gücü katsayısı
$K_0$	: sükunetteki yanal toprak basıncı katsayısı
$K_A$	: aktif gerilme katsayısı
$K_D$	: yatay gerilme indisi
$K_d$	: derinlik faktörü
$K_h$	: yatay yatak katsayısı
$K_P$	: pasif gerilme katsayısı
$K_r$	: presiyometre modülü zemin türü katsayısı
$K_v$	: düşey yatak katsayısı
$K_{v1}$	: 30 cm x 30 cm plaka boyutu için düşey yatak katsayısı
$k$	: geçirgenlik (permeabilite) katsayısı
$k_c$	: taşıma gücü faktörü
$k_e$	: düzeltilmiş taşıma gücü faktörü
$k_h$	: yatay yönde geçirgenlik (permeabilite) katsayısı
$k_m$	: boyutsuz modül katsayısı
$k_p$	: PMT taşıma gücü faktörü
$k_v$	: düşey yönde geçirgenlik (permeabilite) katsayısı
$k^*$	: aşırı konsolidasyon oranı ve ön yükleme basıncı için önerilen korelasyon katsayısı
$L$	: temel uzunluğu
$LI$	: likidite indisi
$LL$	: likit limit
$l$	: kazık boyu
$l_v$	: veyn – kalın tij arası mesafe
$M$	: odometrik deformasyon modülü
$M_0$	: başlangıç odometrik deformasyon modülü
$M_d$	: deprem moment büyklüğü
$MPM$	: Menard tipi (kuyu) presiyometre
$MWF$	: deprem magnitüt ağırlık faktörü
$m$	: temel (boy/en) oranı
$m_D$	: $K_0 - K_D$ korelasyon katsayısı
$m_v$	: hacimsel sıkışma katsayısı

$N$	: 30 cm penetrasyon için darbe sayısı
$N_1$	: örtü yükü düzeltmesi yapılmış SPT değeri ( $N_1 = C_N N$ )
$(N_1)_E$	: enerji ve örtü yükü düzeltmesi yapılmış SPT değeri
$(N_1)_{60}$	: %60 enerji oranı ve örtü yükü düzeltmesi yapılmış SPT değeri
$(N_1)_{60-tk}$	: temiz kum eşdeğer SPT direnci
$(N_1)_{70}$	: %70 enerji oranı ve örtü yükü düzeltmesi yapılmış SPT değeri
$N_{55}$	: örtü yükü düzeltmesi yapılmamış %55 enerji oranına göre düzeltilmiş SPT değeri
$N_{60}$	: örtü yükü düzeltmesi yapılmamış %60 enerji oranına göre düzeltilmiş SPT değeri
$N_{ave}$	: temel altında "B" derinlik çerisindeki SPT- $N$ değerlerinin ortalaması
$N_c$	: taşıma gücü faktörü
$N_i$	: sivilaşma potansiyeline sahip zeminin doğal durumdaki SPT direnci
$N_f$	: zemin iyileştirme sonrası hedeflenen SPT direnci
$N_k$	: koni faktörü
$N_{kt}$	: düzeltilmiş koni direnci ile tanımlanan koni faktörü
$N_k^*$	: düzeltilmiş kanatlı kesme dayanımına bağlı koni faktörü
$N_q$	: taşıma gücü faktörü
$N'$	: siltli kum düzeltmesi yapılmış SPT değeri
$NC$	: normal konsolidide zemin
$n$	: gözlem / tabaka / kazık adedi
$n_h$	: kohezyonsuz zeminlerde yatay yatak katsayısı sabiti
$n_m$	: gerilme sabiti
$n_u$	: $n_u = E_u/c_u$
$OC$	: aşırı konsolidide zemin
$OCR$	: aşırı konsolidasyon oranı
$P$	: düzeltilmiş basınç
$P_{0h}$	: presiyometre deney derinliğinde yatay gerilme
$P_A$ ve $P_B$	: presiyometre eğrisinde "A" ve "B" noktalarındaki basınç değerleri
$P'_c$	: ön konsolidasyon basıncı
$P_D$	: DMT penetrasyon direnci
$P_f$	: krip basıncı
$P_i$	: deney esnasında uygulanan basınç kademesi

$P_L$	: limit basıncı
$P_{Le}$	: kazık uç bölgesindeki eşdeğer limit basıncı
$P_{LN}$	: net limit basıncı
$P_{LNe}$	: eşdeğer net limit basınç
$P_P$	: kazık ucu çevresi uzunluğu
$PI$	: plastisite indisi
$PIP$	: zemine itilen (sürmeli) presiyometre
$PL$	: plastik limit
$PMT$	: presiyometre deneyi
$p_0$	: diaframın 0.0 mm şışme durumundaki basınç okuması
$p_1$	: diaframın 1.1 mm şışme durumundaki basınç okuması
$p_2$	: diaframın 0.0 mm şışme durumuna döndüğü durumdaki basınç okuması
$p_a$	: atmosferik basınç ( $\sim 100 \text{ kN/m}^2$ )
$q$	: kazık grubuna gelen toplam yükün kazık grubu alanına oranı
$q_b$	: toplam temel gerilmesi
$q_c$	: CPT koni direnci (ölçülen değer)
$\bar{q}_c$	: temel altında ortalama koni direnci
$q_{c1}$	: normalize koni direnci
$\bar{q}_{c1}$	: kazık ucundan $y_d$ derinliğine kadar $q_c$ değerlerinin ortalaması (yukarı yönde min. iz prensibine göre)
$\bar{q}_{c2}$	: kazık ucundan yukarı istikamette $8d$ uzunluk içerisindeki $q_c$ değerlerinin ortalaması (min. iz prensibine göre)
$q_{ca}$	: kazık uç bölgesindeki eşdeğer koni direnci
$q'_{ca}$	: $\mp a$ derinlikler arasındaki $q_c$ değerlerinin ortalaması
$q_D$	: DMT penetrasyon birim gerilmesi
$q_n$	: net koni direnci
$q_{nem}$	: net emniyetli taşıma gücü kapasitesi
$q_{net}$	: net temel gerilmesi
$q_p$	: kazık nihai birim uç direnci
$q_s$	: kazık nihai birim çevre sürtünmesi direnci
$q_t$	: düzeltilmiş toplam uç direnci
$q_{ult}$	: nihai taşıma gücü
$Q_c$	: koni ucunda ölçülen kuvvet
$Q_p$	: kazık nihai toplam uç direnci

$Q_s$	: kazık nihai sürtünme direnci
$Q_t$	: normalize edilmiş koni direnci
$Q_u$	: kazık nihai taşıma kapasitesi
$R$	: yarıçap
$R_3$ ve $R_t$	: zamana bağlı oturma oranı faktörleri
$R_e$	: etki yarıçapı
$R_f$	: CPT sürtünme oranı
$R_k$	: temel derinlik ve şekil faktörü
$R_M$	: odometrik deformasyon modülü korelasyon katsayısı
$RR$	: tekrar yükleme fazındaki sıkışma indisi
$r$	: kanatlı kesicinin merkezinden olan mesafe
$r_d$	: derinlik azaltma faktörü
$r^2$	: korelasyon katsayısı
$S$	: oturma
$S_e$	: elastik oturma
$S_{gr}$	: kazık gruplarının oturması
$S_m$	: müsade edilir oturma
$S_{max}$	: oturma üst limiti
$S_p$	: $\ln$ (efektif basınç) – $\ln$ (radyal birim deformasyon) eğrisi eğimi
$S_t$	: hassasiyet derecesi
S.D.	: standart sapma
SBP	: kendinden delgili presiyometre
SCPTU	: sismik dalga hızı ve boşluk suyu basınçlarının da ölçüldüğü konik penetrasyon deneyi
SPT	: standart penetrasyon deneyi
$s$	: sıkışabilir tabaka kalınlığı düzeltme faktörü
$T$	: boyutsuz zaman faktörü
$T^*$	: rıjilik oranına göre revize edilmiş zaman faktörü
$T_{50}$	: %50 sönmelenmeye karşı gelen boyutsuz zaman faktörü
$T_H$	: uygulanan torkun yatay kayma düzlemindeki bileşeni
$T_V$	: uygulanan torkun düşey kayma düzlemindeki bileşeni
$T_v$	: veyn deneyinde uygulanan tork
$T_{vm}$	: veyn deneyinde maksimum tork
$T_{vr}$	: veyn deneyinde rezidüel tork
$t$	: zaman

$t_{50}$	: %50 sökümlenme için geçen süre
$t_R$	: radye kalınlığı
$U (%)$	: boşluk suyu basıncı sökümlenme oranı
$U_0$	: normalize boşluk suyu basıncı
$u$	: boşluk suyu basıncı
$u_0$	: hidrostatik basınç
$u_1$	: koni üzerinde ölçülen boşluk suyu basıncı
$u_2$	: koni gerisinde ölçülen boşluk suyu basıncı
$u_3$	: sürtünme şaftı gerisinde ölçülen boşluk suyu basıncı
$u_i$	: sökümleme deneyi başlangıç boşluk suyu basıncı
$u_t$	: sökümleme deneyinde $t$ süre sonundaki boşluk suyu basıncı
$V$	: düzeltilmiş hacim
$V_0$	: presiyometre hücresinin şişirilmemiş konumundaki hacmi
$V_{30}$	: ilgili basınç kademesindeki 30. saniyedeki hacim
$V_{60}$	: ilgili basınç kademesindeki 60. saniyedeki hacim
$V_{90}$	: ilgili basınç kademesindeki 90. saniyedeki hacim
$V_A$ ve $V_B$	: presiyometre eğrisinde "A" ve "B" noktalarındaki hacim değerleri
$V_a$	: kanatlı kesici alan oranı
$V_i$	: deney esnasında ölçülen hacim değeri
$V_m$	: psüdo-elastik fazda presiyometre hücresinin ortalama hacmi
$V_s$	: kayma dalgası hızı
$w$	: su içeriği
$w_n$	: doğal su içeriği
YASS	: yeraltı suyu seviyesi
$Z_e$	: kesit modülü
$z$	: zemin yüzeyinden derinlik
$z_f$	: temel altından derinlik
$z_{fp}$	: birim deformasyon etki katsayısının maksimum değerinin ulaşıldığı derinlik
$z_I$	: temel altında gerilme etki alanı derinliği
$z_{I=0}$	: temel altında gerilme etkisinin sökümlendiği derinlik
$z_m$	: atmosferik basınç altında manometre okuması

$\alpha$	: deformasyon modülü – koni direnci korelasyon katsayısı
$\alpha_c$	: kohezyonlu zeminlerde sürtünme faktörü
$\alpha_E$	: deformasyon modülü net koni direnci korelasyon katsayısı
$\alpha_{FV}$	: korelasyon katsayısı
$\alpha_f$	: sürtünme dönüşüm katsayısı
$\alpha_M$	: Menard reolojik faktörü
$\alpha_m$	: odometrik deformasyon modülü korelasyon katsayısı
$\alpha_s$	: kohezyonsuz zeminlerde sürtünme faktörü
$\alpha'$	: $C_c - LL$ korelasyon faktörü
$\alpha^*$	: efektif kohezyon korelasyon katsayısı
$\beta$	: plastikleşme açısı
$\beta_p$	: PMT drenajsız kayma dayanımı – net limit basıncı korelasyon katsayısı
$\beta'$	: kısa/uzun dönem deformasyon modülü dönüşüm katsayısı
$\beta^*$	: normal ve aşırı konsolide killerde drenajsız kayma dayanımı oranı
$\gamma$	: zeminin birim hacim ağırlığı
$\gamma_k$	: kayma birim deformasyonu
$\gamma_{kmax}$	: maksimum kayma birim deformasyonu
$\gamma_s$	: zeminin doygun birim ağırlığı
$\gamma_w$	: suyun birim hacim ağırlığı
$\gamma'$	: zeminin efektif birim hacim ağırlığı
$\delta$	: koni – zemin sürtünme açısı
$\Delta\sigma_v$	: gerilme artışı
$\Delta A$ ve $\Delta B$	: DMT basınç düzeltme değerleri
$\Delta N$	: SPT düzeltme değeri
$\Delta P$	: basınç değişimi
$\Delta P_k$	: basınç düzeltmesi
$\Delta p$	: diyaframın merkezden net olarak zeminin içerisinde 1.10 mm kadar şişmesi için gerekli olan basınç
$\Delta q_{c1}$	: normalize edilmiş koni direnci ince malzeme düzeltmesi
$\Delta R$	: yarıçaptaki artış miktarı
$\Delta u$	: artık boşluk suyu basıncı
$\Delta u_2$	: sökümlenme deneyinde koni gerisinde ölçülen artık boşluk suyu basıncı
$\Delta V$	: hacim değişimi

$\Delta V_k$	: hacim düzeltmesi
$\Delta z$	: zemin katmanları kalınlığı
$\varepsilon_a$	: eksenel birim deformasyon
$\varepsilon_v$	: sıvılaşma sonrası hacimsel birim deformasyon
$\lambda_c$ ve $\lambda_d$	: şekil faktörleri
$\mu$	: veyn deneyi Bjerrum düzeltme faktörü
$\nu$	: Poisson oranı
$\nu_C$	: betonun Poisson oranı
$\rho$	: kütle yoğunluğu
$\rho_d$	: kuru kütle yoğunluğu
$\sigma'_{m0}$	: ortalama efektif örtü yükü
$\sigma_{h0}$	: toplam gerilme cinsinden yatay gerilme
$\sigma'_{h0}$	: efektif gerilme cinsinden yatay gerilme
$\sigma_{v0}$	: toplam gerilme cinsinden zemin örtü yükü
$\sigma'_{v0}$	: efektif gerilme cinsinden zemin örtü yükü
$\sigma'_{v0p}$	: birim deformasyon etki faktörünün maksimum değerindeki efektif düşey gerilme
$\phi$	: toplam gerilmeler cinsinden kayma direnci açısı
$\phi_{cv}$	: sabit hacimde kayma direnci açısı
$\phi'$	: efektif kayma direnci açısı
$\phi'_r$	: rezidüel efektif kayma direnci açısı
$\phi'_{tc}$	: üç eksenli basınç deneyinden elde edilen efektif kayma direnci açısı
$\tau$	: kayma gerilmesi
$\tau_H$	: veyn merkezinden $r$ mesafede kayma gerilmesi
$\tau_{mH}$	: yatay kayma düzleminde silindirin dış sınırlarındaki maksimum kayma gerilmesi
$\tau_{mv}$	: düşey kayma düzleminde silindirin alt ve tepe sınırlarındaki maksimum kayma gerilmesi
$\tau_n$	: kayma gerilmesi
$\psi$	: hacimsel genleşme açısı

## **Bölüm 1**

### **STANDART PENETRASYON DENEYİ (SPT)**

#### **1.1. Giriş**

Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) tüm dünyada en yaygın olarak kullanılan saha deneyidir. ABD'de 19. yüzyılda sondajlar su ile açılmakta ve zemin türü kuyudan çıkan sondaj çamuru içerisindeki zemin danelerinden tanımlanmaktadır. Daha sonra, 1902'de Albay Charles R. Gow, zemin türünü tanımlamak için 110 libre (yaklaşık 50 kg) ağırlığındaki bir şahmerdan ile çakılan 1 inç (yaklaşık 2.5 cm) çapındaki açık örnek alıcı geliştirmiştir (Fletcher, 1965). Zamanla ABD'de bu örnek alıcının farklı tipleri geliştirilmiştir. SPT, ABD'deki Raymond Kazık Şti. tarafından 1920'li yıllarda zemin dayanımı ile ilgili bir fikir sahibi olmak ve zeminin gerçekçi olarak tanımlanmasını sağlayan bir örnek alımı amacı ile kullanılmıştır (Douglas, 1983).

Günümüzde zemin türünü, kohezonlu ve kohezonsuz zeminlerin sıkılık, mukavemet, kıvam ve sıvılaşma durumu ile temel zemini taşıma kapasitesi ve tahmini oturmayı belirlemekte kullanılan bu deney için 'Standart Penetrasyon Deneyi' terimi ilk olarak Terzaghi tarafından 1947'de düzenlenen Tektaş Zemin Mekanığı Konferansı'nda kullanılmış ve bir örnek alıcı tüpün zeminin içerisinde çakılması olarak tanımlanmıştır (Clayton vd., 1995). Terzaghi, SPT'den zemin türünün yanısıra zemine ait sıkılık ve kıvam ile ilgili bilgilerin de elde edilebileceğini belirtmiştir. Önerilen bu örnek alım yöntemi günümüzdeki SPT standardına oldukça benzemektedir. Terzaghi ve Peck (1948) SPT'den elde edilen veriler ışığında birçok tasarımabağı ve korelasyonu önermiştir. Bu tarihten sonra ABD ve İngiltere'den başlayarak bütün dünyada SPT'nin kullanımı hızla artmıştır.

Deney düzeneği basit olup tüm zemin etüt firmaları SPT ekipmanlarına sahiptir. SPT en genel anlamda sondaj kuyusunun içerisinde yapılan, en ucta 'boyuna yarık tüp' olarak bilinen standart örnek alıcısının bağlı olduğu tijlerin üzerine, 140 lb (63.5 kg) ağırlığındaki bir şahmerdanın 76.2 cm yükseklikten tekrarlı bir şekilde bırakılarak kuyu tabanından toplamda 45 cm'lik penetrasyon sağlanana kadar çakılması ve bunun için gerekli olan darbe sayısı (SPT-N) değerlerinin belirlenmesi olarak tanımlanabilir. Deney süresi kısa olup yapım yöntemi basittir ve deneyin bütün dünyada yaygın olarak kullanılması sonucu, deneyin yorumlanmasına yönelik zengin bir bilgi birikimi ve veri tabanı oluşmuştur. Deneyde elde edilen örnek, zeminin sağlıklı bir şekilde tanımlanmasını sağlamaktadır. Bu nedenlerle uygulamada tüm zemin etütlerinde SPT yapılmaktadır.

Literatürde SPT sonuçları ile kohezyonsuz zeminlerin göreceli sıkılığı, kohezyonlu zeminlerin kıvam durumu, zeminlerin kayma dayanımı ve sıkışabilirlik parametreleri, sivilaşma potansiyeli arasında çok sayıda korelasyon mevcuttur. SPT, birçok zeminde uygulanabilse de özellikle iri granüler danelerin olmadığı kumlu zeminlerde gerçekçi ve tutarlı sonuçlar vermektedir (Kulhawy ve Mayne, 1990). Ayrıca, özellikle kohezyonsuz zeminlerde, yüzeysel temellerde taşıma gücü ve potansiyel oturmaların tahminine, ve kazıklı temellerde taşıma gücü tayinine yönelik empirik yöntemler geliştirilmiştir. Tüm bu nedenlerle SPT'nin geoteknik tasarımda önemli bir yeri vardır. SPT'nin avantajları ve dezavantajları Tablo 1.1'de özetlenmiştir (Kulhawy ve Mayne, 1990).

1980'lerin başında De Mello, her ülkede yapım yöntemi farklılık gösteren deneylerin, uluslararası düzeyde standartlaştırılarak "Uluslararası Referans Deney Prodesürleri (International Reference Test Procedures, IRTP)" oluşturulması fikrini önermiştir (Clayton vd., 1995). Bunun üzerine, ISSMFE tarafından 1988'de uluslararası geçerlilikte tek tip SPT uygulama yöntemi geliştirilmiştir (Décourt, 1990). Bunun haricinde ulusal standartlar birçok ülkede mevcut olup bunlardan en geçerli olanları İngiliz (BS: 1377, Kısım 9: 1990), Amerikan (ASTM D1586) ve Japon (JIS:-A219 1976) standartlarıdır (Clayton vd., 1995).

**Tablo 1.1. SPT'nin avantajları ve dezavantajları**

<b>Avantajlar</b>	<b>Dezavantajlar</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Deney süresi kısalıdır.</li> <li>- Deneyin yapımı basittir.</li> <li>- En geniş uygulama tarihine ve verisine sahiptir. Uluslararası düzeyde en yaygın olarak kullanılan arazi deneyidir.</li> <li>- Hem penetrasyon direnci ölçülp hem de örnek alınarak, bunun sağlanabileceği diğer deneylerden daha az maliyetlidir.</li> <li>- Kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerin yanı sıra sıkı, ince çakıl ve dolgu tabakalarına da uygulanabilmektedir.</li> <li>- Literatürde, SPT verilerinden mühendislik yorumu ve parametreleri elde etmek için önerilen çok sayıda yöntem vardır.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Operatör hatasından etkilenen bir deneydir.</li> <li>- Deney sonuçları, sondaj ekipmanından uygulama yöntemine kadar birçok değişkene bağlı ve oldukça hassastır.</li> <li>- İri granüler, blok veya kaya gibi zeminlerde örnek alıcı hasar görebileceğinden elde edilen sonuçlar sağlamıklı olmayabilir.</li> <li>- Çok yumuşak ve hassas killerde yaniltıcı sonuçlar verebilmektedir.</li> <li>- Yeraltı suyu seviyesi altında kuyu tabanında kaynamaya neden olma ve yaniltıcı sonuçlar verme olasılığı vardır.</li> </ul>

## 1.2. Deney Düzeneği ve Detayları

Standart Penetrasyon Deney düzeneği genel olarak aşağıdaki ünitelerden oluşmaktadır:

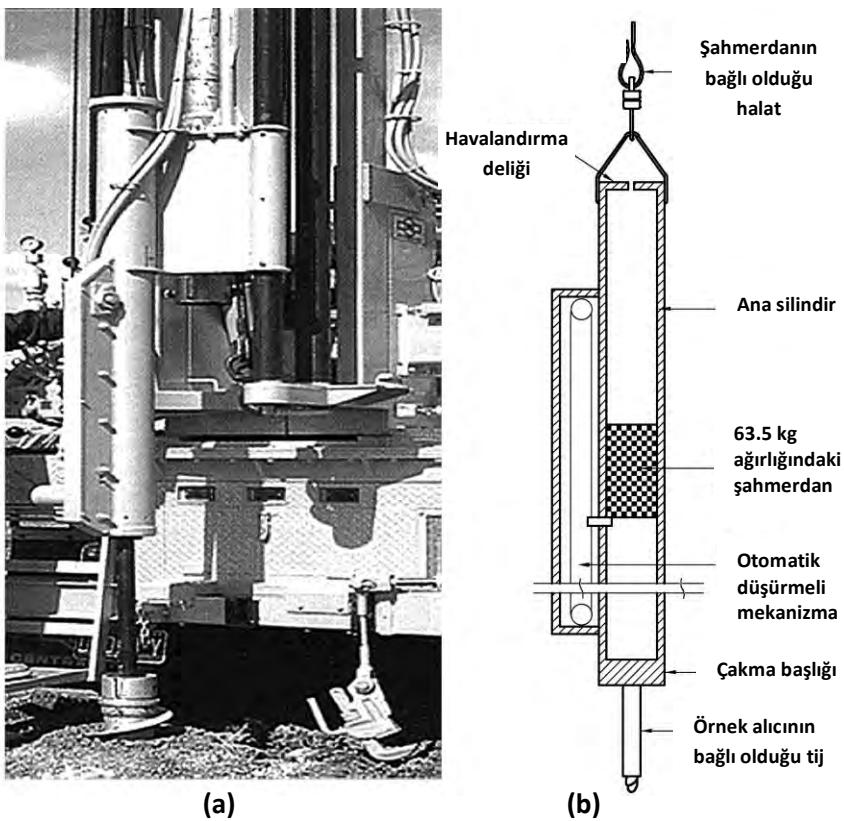
- Şahmerdan ve şahmerdan düşürme mekanizması
- Tijler
- Boyuna yarık tüp örnek alıcı
- Sürme pabucu

Bölüm 1.1'de de bahsedildiği üzere kullanılan ekipmanlar ülkeler arasında farklılık göstermektedir. Bunun nedeni yukarıda sıralanan ünitelerin farklı olmasından kaynaklanmaktadır. Sonuçta zemine aktarılan enerji değişmekte ve ölçülen SPT-N değerleri aynı koşullar altındaki aynı zemin için farklı olabilmektedir. Bu bölümde her bir ünitenin farklı tipleri özetlenmiştir. Farklı tip ünitelerin deney sonuçlarına olan etkisi ve bunlara bağlı olarak önerilen düzeltme katsayıları ise Bölüm 1.4'te verilmiştir.

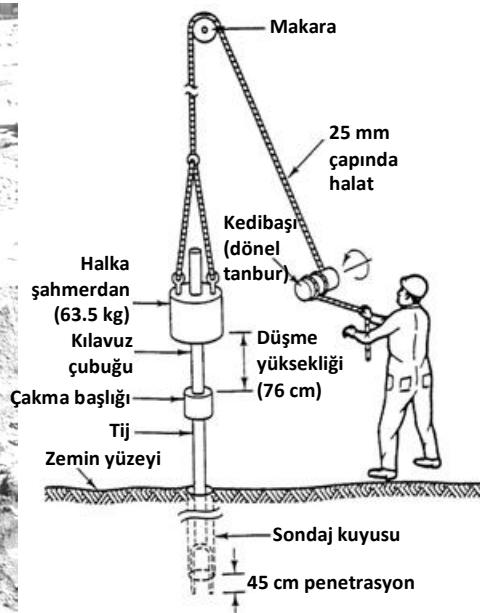
***Şahmerdanlar ve Şahmerdan Düşürme Mekanizması:*** Farklı ülkelerde kullanılan şahmerdan düşürme mekanizmaları incelendiğinde üç farklı yöntem sıralanabilir:

- (i) **Otomatik Düşürmeli Şahmerdanlar:** Şekil 1.1'de gösterilen otomatik düşürmeli şahmerdanlar, operatör hatasına izin vermeyen, her düşüşte tijlere iletilen enerjide sapmanın en az olduğu, dolayısıyla da en sağlıklı şahmerdan türüdür. Clayton (1990)'a göre otomatik düşürmeli şahmerdanlarla, başlangıçtaki enerjinin ortalama %73'ü zemine aktarılabilimekte ve standart sapma %2.8 civarında olmaktadır. Otomatik düşürmeli şahmerdanlar, İngiltere'de standart olarak kullanılan bir mekanizma olup, Japonya, Amerika ve İsrail'de de yaygın olarak kullanılmaktadır (Clayton vd., 1995).
- (ii) **Elle Düşürmeli Şahmerdanlar:** Elle düşürmeli uygulamada, şahmerdan standart yüksekliğe bir vinç yardımıyla kaldırılıp serbest düşüye bırakılır. Bu yöntemde kişisel hata payı yüksektir ve yaygın olarak kullanılan bir yöntem değildir.
- (iii) **Halatla Kaldırmalı Şahmerdanlar:** Halatla kaldırımlı uygulamada, Şek. 1.2'de gösterildiği gibi şahmerdanın bağlı olduğu halat sondaj kulesinin tepesindeki makaradan geçer ve kedibaşı ile çekilir. ASTM D1586'ya göre kedibaşı en az dakikada 100 döngü hız ile çekilmelidir. Operatörün halatı çekmesi ile şahmerdan yükselir ve halat bırakılarak serbest düşüye izin verilir. Bu işlem esnasında

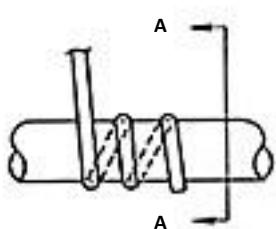
makarada ve halatın dolandığı kedibaşında sürtünme kayıpları olur. Dolayısıyla şahmerdanın her seferinde aynı yüksekliğe çekilmesi ve halatın aynı şekilde kedibaşına dolanması önemli olup, aksi durumda her defasında farklı enerji kayıpları gerçekleşecektir ve deney güvenilirliğini kaybedecektir. Sonuç olarak bu sistemde de operatör hataları deney sonuçlarını etkilemektedir. Halatla kaldırımlı şahmerdanlar; A.B.D., Japonya ve Güney Amerika da dahil olmak üzere dünyada en çok kullanılan sistemdir. Halatlı kaldırımlı uygulamada, Şek. 1.3'te gösterilen halka tipi ve emniyetli şahmerdanlar kullanılmaktadır.



**Şekil 1.1. Otomatik düşürmeli şahmerdan mekanizması (a) FHWA (1997) ve (b) Coduto (2000)**



(a)



(b)



(c)

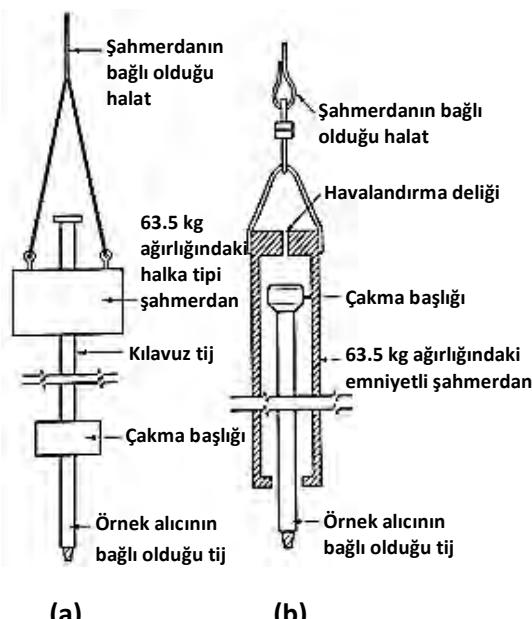
A-A kesiti

**Şekil 1.2. (a) ve (b) halatla kaldırımlı sistemin uygulaması (Coduto,2000), (c) kedibaşı detayı (saatin ters yönünde 1.81 tur attığındaki şekli ile gösterilmiştir, ASTM D1586-11)**

**Tijler:** Tijler sondaj aşamasında torkları aktaran, şahmerdan düşürme aşamasında ise düşey kuvvetleri ileten elemanlardır. Şahmerdan tipi ve şahmerdanın düşürülme mekanizması kadar, tijler de enerji kayıplarında

öneMLİ bir unsurdur. Bu kapsamda İngiliz standartlarında tijlerin belirli bir ağırlık ve rijitlige sahip olması şartı koşulmuş ve bu ölçütler aşağıdaki maddelerde özetlenmiştir (Clayton vd., 1995).

- BS 1377'de tijlerin iyi kalite çelikten yapılması gerektiği; 20 m derinliğe kadar olan kuyularda (sığ kuyular) tijlerin rijitliğinin en az BS 4019'da belirtilen AW, 20 m'den daha derin kuyular (derin kuyular) için ise BW tipi ile aynı olması gerektiği belirtilmiştir.
- BS 1377'de 10.0 kg/m'den daha ağır tijlerin kullanılmaması, tij bağlantılarında eğilmelerin önlenmesi ve de tij boyunca olan göreceli sapmanın tij uzunluğunun 1/1000'inden az olması gerektiği belirtilmiştir.
- IRTP ve BS 1377 tarafından önerilen tij türleri, boyutları, kesit modülü ve ağırlığı Tablo 1.2'de verilmiştir.

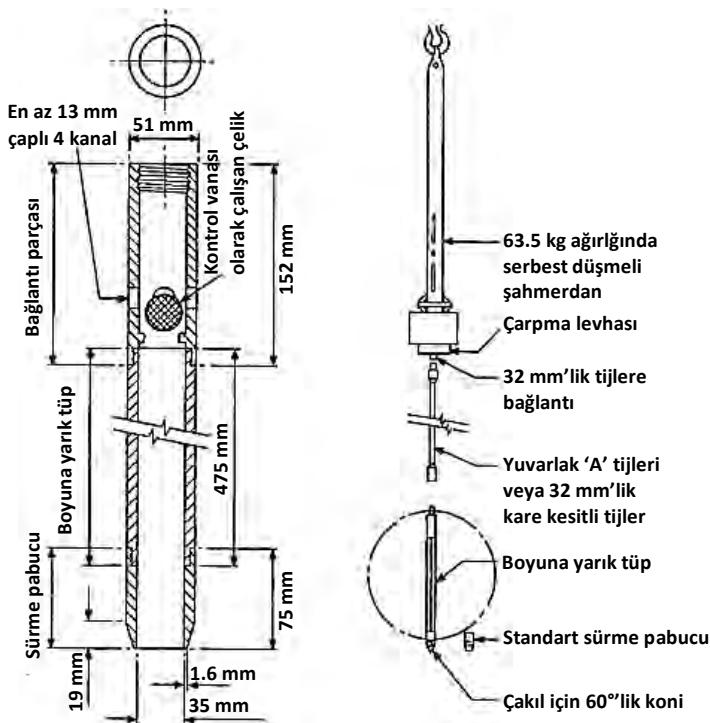


**Şekil 1.3. Halatlı uygulamada kullanılan şahmerdan tiplerinden bazıları (a) halka tipi şahmerdan ve (b) emniyetli şahmerdan (Coduto, 2000)**

Tablo 1.2. IRTP ve BS 1377 standartlarında yer alan tij özelliklerı

Standart	Tij Türü	Tij Çapı (mm)	Kesit Modülü, $Z_e$ ( $m^3 \times 10^6$ )	Tij Ağırlığı (kg/m)
IRTP	-	40.5	4.28	4.33
	-	50.0	8.59	7.23
	-	60.0	12.95	10.03
BS1377	AW	43.6	5.10	4.57
	BW	54.0	8.34	7.86

**Boyuna Yarık Tüp:** Tüpün boyutları Şek. 1.4'te gösterilmiştir. Bazı uygulamalarda boyuna yarık tüpün örneği bırakmasını engelleyen astarlı örnek alıcılar da kullanılmaktadır.



Şekil 1.4. Boyuna yarık tüpün boyutları (Clayton vd., 1995)

Deney esnasında alınan örnekler örselenmiş örneklerdir ve bu örneklerden, zemin tipi ve sınıfı belirlenir.

**Sürme Pabucu:** Genel olarak uygulamada örnek alıcının ucunda standart açık kesitli pabuç kullanılmaktadır. Bu pabuç yerine, çakılı-bloklu granüler zeminlerdeki uygulamalarda  $60^{\circ}$  açılı deliksiz konik pabuç kullanılmaktadır. Clayton (1993), konik pabucun penetrasyon direncini yaklaşık iki katına çıkardığını iddia ederek, kullanılmamasını önermiştir. Standart açık ve deliksiz konik pabuçlar Şek. 1.4'te gösterilmiştir.

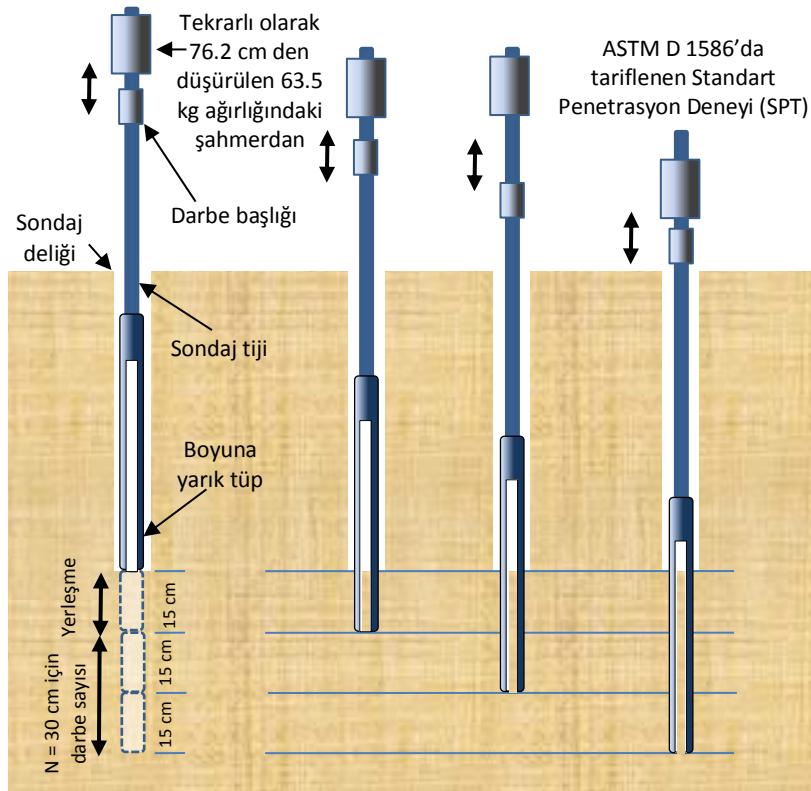
### **1.3. SPT Yapım Yöntemi**

Deney, standart boyutlara sahip boyuna yarık tüpün (*split spoon sampler*) 63.5 kg ağırlığında bir şahmerdanın 76.2 cm'den serbestçe düşürülmesi sonucu tatbik edilen dinamik enerji ile zemine çakılması esasına dayanmaktadır.

Bu deney için bir sondaj delgisi gereklidir. Sondaj delgisinin tabanı iyice temizlendikten sonra deney derinliği 0.030 m hassasiyet ile kaydedilir. Sondaj tijlerine SPT tüpü sabitlendikten sonra tüp tabana yumuşak bir şekilde düşürülmeden indirilir. Tij üzerinde üç adet 15 cm'lik ilerleme adımı işaretlenir. Her 15 cm'lik penetrasyon aşaması için şahmerdanın darbe (serbest düşü) sayısı belirlenir. Sert zeminlerde, ardarda üç 15 cm ilerleme aşamasından bir tanesinde, 50 darbede 15 cm penetrasyon gerçekleşmez ise deney durdurulur ve refü değerine ulaşıldığı şeklinde yorumlanır. Bu durum 50 darbe/penertrasyon miktarı olarak not edilir. Bazı uygulamalarda 100 darbeye ulaşıldığında 300 mm'den daha az ilerleme kaydedilmiş ise deney sonlandırılır. Eğer 10 darbe sonrasında hiç ilerleme kaydedilmemiş ise yine deneye son verilir.

İlk 15 cm'lik penetrasyon yerleşme aşaması olarak tanımlanmakta ve bu penetrasyon için gerekli darbe sayısı delgi tabanında oluşabilecek örselenmeler nedeniyle dikkate alınmamaktadır. İkinci ve üçüncü 15 cm'lik penetrasyon için gerekli darbe sayıları toplanarak; bu değer Standart Penetrasyon Sayısı,  $N$ , değeri olarak kaydedilir. Deney sondaj içerisinde genellikle 1.5 m'de bir adet

olmak üzere tekrarlanır. Deneyin, maksimum dane boyunun örnek alıcının yarıçapından daha büyük olan zeminler için uygulanması tavsiye edilmemektedir. Standart penetrasyon deney aşamaları Şek. 1.5'te verilmiştir.



Şekil 1.5. Standart penetrasyon deneyi aşamaları (FHWA, 2002b)

#### 1.4. SPT-N Değerini Etkileyen Faktörler ve Olası Hatalar

Deney yapımı esnasında genel olarak operatörden veya standartlara uyulmamasından kaynaklanan hatalar oluşmaktadır. Bu hatalar deney sonuçlarını önemli ölçüde etkileyebilmektedir. NAVFAC DM-7.1 (1982)'de, deney öncesinde ve esnasında yapılan olası hatalar ve bu hataların SPT-N değeri üzerindeki etkileri Tablo 1.3'te özetlenmiştir.

**Tablo 1.3. SPT-N değerlerini etkileyebilecek faktörler (NAVFAC DM-7.1, 1982)**

<b>Faktörler</b>	<b>SPT-N değerleri üzerindeki etkileri</b>
Sondaj deliğinin iyi temizlenmemesi	Orjinal zemine sondaj çamurunun karışmasından dolayı doğru sonuçlar alınamamaktadır. Çamur örnek alıcıyı tıkanabilir ve SPT-N değerleri artabilir.
Boyuna yarık tüpün örselenmemiş zemine tam olarak oturmaması	SPT-N değerleri yanlıltıcıdır.
Boyuna yarık tüpün muhafaza borusu tabanının üzerinden sürülmESİ	Kumlu zeminlerde SPT-N değerleri artarken, kohezyonlu zeminlerde azalır.
Sondaj kuyusu içerisinde yeterli hidrostatik seviyenin sağlanamaması	Kumda açılan sondaj kuyusunun içerisindeki piyezometrik seviye ile yeraltı suyu tablası seviyesi aynı olmalıdır. Aksi takdirde, sondaj kuyusu tabanındaki kum gevşer ve kaynama olabilir. Sonuç olarak ölçülen SPT-N değerleri daha düşüktür.
Operatörün dikkati	Operatörün deney prosedürünü her aşamada aynı ve doğru olarak uygulaması gereklidir. Operatörün eğitim seviyesi ve ciddiyeti, deney esnasında çalışma koşullarındaki çevresel/iklimsel koşullardaki zorluklar deney sonuçlarını etkilemektedir.
Örnek ağızının granüler bir zeminle (çakıl gibi) tıkanması	SPT-N değerleri olması gerekenden yüksektir.
Muhafaza borusunun tıkanması	Hidrostatik basınç kumun muhafaza borusu içinde yükselmesine sebep olur ve muhafaza borusu tıkanabilir. Su tablasının altındaki gevşek kumlarda kaydedilen SPT-N değerleri artar.

**Tablo 1.3. (devamı)**

<b>Faktörler</b>	<b>SPT-N değerleri üzerindeki etkileri</b>
Muhafaza borusunun önünün fazla yıklanması	Sıkı kumlarda SPT-N değerlerini düşürür.
Sondaj yöntemi	Değişik sondaj yöntemleri (örn.: muhafaza borusu veya bentonit bulamacı ile açılan delgiler) ile yapılan deneylerde farklı SPT-N değerleri kaydedilir.
Şahmerdanın serbest düşüşünün gerçekleşmemesi	Halatın dönen tambur etrafında 1.5 turdan fazla dolanması durumunda, serbest düşüş engellenmektedir. Ölçülen SPT-N değerleri olması gerekenin üzerindedir.
Şahmerdanın çakma başlığı üzerine eksantrik olarak çarpması	Darbe enerjisi düştüğünden, ölçülen SPT-N değerleri olması gerekenin üzerindedir.
Kılavuz tijinin kullanılmaması	Ölçülen SPT-N değerleri yaniltıcıdır.
Boyuna yarık tüpün ucunda düzgün bir pabucun kullanılmaması	Eğer pabuç hasarlı ise, açıklık azalabilir veya uç alanı genişleyebilir, SPT-N değerleri artabilir.
Standartlarda belirtilen değerlerden daha ağır tijlerin kullanılması	Daha ağır tijler daha çok enerji sönümlenmesine yol açar. Dolayısıyla kaydedilen SPT-N sayısı gerçek değerinin üzerindedir.
Darbe sayısının ve penetrasyon miktarının doğru kaydedilmemesi	Ölçülen SPT-N değerleri yaniltıcıdır.
Sondaj kuyusu açma yöntemlerindeki yanlışlıklar	Sondaj esnasında zeminin ciddi anlamda örselenmesi durumunda, kaydedilen SPT-N değerleri yaniltıcıdır.
Çok geniş çaplı sondaj kuyularında SPT yapılması	100 mm çapтан daha geniş sondaj kuyuları önerilmemektedir. Daha geniş çaplı sondaj kuyularında, ölçülen SPT-N değerleri olması gerekenin altındadır.

## 1.5. SPT-N için Düzeltmeler

Daha önce belirtildiği gibi deney düzeneğindeki farklılıklar ölçülen arazi  $N$  değerlerini etkilemektedir. Ayrıca siltli kum ve ince kum zeminlerde penetrasyon esnasında yükselen boşluk suyu basınçları darbe sayılarını değiştirmektedir. Bu nedenlerle deney sonuçlarının yorumlanması öncesinde SPT-N değerlerinde bir seri düzeltmeler yapılması gereklidir. Bu düzeltmeler aşağıda açıklanmaktadır.

**(a) Siltli Kum / İnce Kum Düzeltmesi:** Siltli kum düzeltmesi bazı kaynaklarda hacimsel genleşme (*dilatancy*) düzeltmesi olarak da anılmaktadır. Dinamik yüklemelere maruz kalan suya doygun siltli veya ince dane oranı yüksek kumlu zeminlerde düşük geçirgenlikten dolayı su aniden drene edilememekte ve boşluk suyu basınçları yükselmektedir. Drene olmayan suyun varlığı zeminin mukavemetini geçici olarak artırmakta ve SPT-N değerini yanıltıcı olarak yükseltmektedir. Bu nedenle  $N$  değerlerine, aşağıdaki koşulların tamamı geçerli olması durumunda siltli kum düzeltmesi yapılır:

- i. Deney yeraltı suyu seviyesi altında yapılmış ise
- ii. Deneyin yapıldığı zemin türü ince kum veya siltli kum ise
- iii.  $N > 15$  darbe / 30 cm ise

Siltli kum düzeltmesi Bağıntı (1.1) kullanılarak yapılır (Terzaghi ve Peck, 1948).

$$N' = 15 + \frac{1}{2}(N - 15) \quad (1.1)$$

Burada;  $N'$ : siltli kum düzeltmesi yapılmış SPT-N değeridir.

**(b) Enerji Düzeltmesi:** SPT tüpüne uygulanan dinamik enerji her darbe için 63.5 kg ağırlığındaki bir kütlenin 76.2 cm'den düşürülmesi olarak standartlaştırılmış olmakla birlikte, deney esnasında yapılan ölçümler tüpün ucuna transfer edilen enerjinin, tatbik edilen 473.4 Jül enerjinin %40'larına kadar inebildiğini

göstermiştir. Enerji kayıplarının başlıca nedenleri aşağıda sıralanmıştır (Skempton, 1986; Clayton vd., 1995):

- Tij ve şahmerdanların ağırlığı tarafından sökümlenen enerji
- Şahmerdanın örse çarpması sonucu açığa çıkan ısı ve ses enerjisi
- Tijlerin eğilmesi veya atalet momenti küçük tijlerin kullanımı
- Değişik şahmerdan parçaları arasında, halatların sürtündüğü yüzeylerdeki enerji kayıpları

Yapılan enerji ölçümleri, kullanılan şahmerdan ve düşürme mekanizmasına bağlı olarak deney düzeneğinden delgi tabanına aktarılan enerji seviyelerinin değişken olduğunu göstermiştir. Sonuçta SPT-N değerlerine bir enerji düzeltmesi yapılması öngörülmüştür. Enerji düzeltmelerinde, emniyetli şahmerdan sisteminde elde edilebilen %60 enerji transferi standart olarak alınmış, ve diğer sistemlerdeki enerji transfer değerlerine oranlanmıştır. Farklı ülkelerde kullanılan farklı sistemlerdeki enerji oranları Tablo 1.4'te verilmektedir.

Ülkemizde son zamanlarda emniyetli tip şahmerdanlar kullanılmaya başlanmış olsa da, halen yaygın olarak halka tipi şahmerdan, kedibaşı ve iki tur dolama sistemi kullanılmaktadır. Tablo 1.4'te görüldüğü gibi bu sistemde enerji oranı %45'tir. Tablo 1.4 incelendiğinde enerji oranlarının %43 ile %85 aralığında değiştiği, dolayısıyla enerji düzeltmesi yapılmadığı durumda SPT-N değerlerinde iki kat mertebesinde farklılıklar ortaya çıkabildiği anlaşılmaktadır.

Zeminde yeterli penetrasyonu sağlamak için gerekli darbe sayısı ile SPT tüpüne iletilen enerji ters orantılı olup, iki farklı enerji iletken sistem arasındaki oran Bağıntı (1.2)'de verilmiştir (Clayton vd., 1995).

$$N_x/N_y = E_y/E_x \quad (1.2)$$

Buna göre kullanılan şahmerdan ve şahmerdan düşürme mekanizmasına bağlı olarak ortalama enerji oranı  $E_y$  ve arazide kaydedilen SPT-N değerleri  $N_y$  ise,  $E_x$  enerji oranı için hesaplanacak  $N_x$  değeri Bağıntı (1.3)'ten elde edilmektedir.

$$N_x = N_y * \left( \frac{E_y}{E_x} \right) = N_y * C_E \quad (1.3)$$

Burada;  $C_E$ : iki farklı sistemin Tablo 1.4'ten alınan enerji trasferlerinin oranıdır.

**Tablo 1.4. Şahmerdan ve düşürme mekanizmasına bağlı enerji oranları  
(Clayton vd., 1995)**

Ülke	Şahmerdan Tipi	Şahmerdan Düşürme Mekanizması	Enerji Oranı, $E_R$ (%)
Arjantin	Halka	Kedibaşı	45
Brezilya	iğneli Ağırlık	Elle bırakmalı	72
Çin	Otomatik Halka	Elle dolamalı	60
	Halka	Serbest bırakma	55
	Halka	Kedibaşı	50
Kolombiya	Halka	Kedibaşı	50
Japonya	Halka	Tombi	78 – 85
	Halka	Kedibaşı, 2 tur+özel saliverme	65, 67
İngiltere	Otomatik	Gitgel	73
ABD	Emniyetli	Kedibaşı, 2 tur	55 – 60
	Halka	Kedibaşı, 2 tur	45
Venezuela	Halka	Kedibaşı	43

**(c) Delgi Çapı, Tüp Tipi, Tij Uzunluğu ve Darbe Hızı için Düzeltmeler:** SPT-N değerlerine delgi çapına, standart penetrasyon tüpünde astar olup olmamasına, darbe vuruş hızına ve deney yapılan derinlikteki tij uzunluğuna bağlı olarak düzeltme faktörleri uygulanmaktadır. Farklı araştırmacılar tarafından önerilen bu düzeltme faktörleri Tablo 1.5'te özetlenmiştir.

**(d) Örtü Yükü Düzeltmesi:** Zeminin homojen, derinlikle değişimeyen birim ağırlık ve su içeriğine sahip olması durumunda SPT-N değerleri derinlikle artmaktadır. Bunun nedeni derine inildikçe örtü yükü gerilmelerinin (*overburden stress*) artması, dolayısıyla da deneyin daha yüksek düşey ve yatay çevre basınçları altında gerçekleştirilmesidir. Sonuçta aynı penetrasyonu sağlayan darbe sayısı artmaktadır. Örtü yükü düzeltmesi yapılmış SPT-N değeri  $N_1$  olarak gösterilmektedir.

Aynı özellikteki zemini derinlikten bağımsız tek bir standart penetrasyon  $N$  değeri ile tanımlamak amacıyla örtü yükü etkisi için bir düzeltme faktörü ( $C_N$ ) uygulanmaktadır. Bu faktörün tanımında efektif örtü yükünün ( $\sigma'_{v0}$ ) yaklaşık  $100 \text{ kN/m}^2$  olduğu derinliklerde  $C_N = 1.0$  olarak tanımlanmakta, daha düşük örtü yüklerinde  $C_N > 1.0$ , ve daha yüksek örtü yüklerinde  $C_N < 1.0$  değerleri uygulanmaktadır.

Örtü yükü düzeltmesi, deney esnasında zemin davranışının drenajsız koşulda olduğu gerekçesiyle, kohezyonlu zeminlerde uygulanmamalıdır.

Örtü yükü düzeltme faktörleri için önerilmiş değişik yöntemler vardır. Tablo 1.6'da tanımlanan faktörler yaygın olarak kabul görmüş yaklaşımlardır.

Bazaraa (1967), Seed (1979) ve Liao ve Whitman (1986) tarafından önerilen bağıntıların karşılaştırılmış gösterimi Şek. 1.6'da verilmiştir. Örtü yükü düzeltme faktörü değerlerinin pratikteki uygulama derinlikleri içerisinde 0.5 ila 2.0 aralığında değiştiği anlaşılmaktadır. Canadian Design Manual (1994) somut gerekçesi olmadığı koşullarda maksimum  $C_N$  değerinin 1.5 olarak alınmasını önermektedir.

Şekil 1.6 incelendiğinde önerilen  $C_N$  değerleri arasında önemli farklar olmadığı anlaşılmaktadır. Yazarlar, Liao ve Whitman (1986) tarafından önerilen,  $C_N = 9.78 * (1/\sigma'_{v0}(\text{kN/m}^2))^{0.5}$  bağıntısının kullanılmasını önermektedirler.

**Tablo 1.5. Delgi çapı, tüp tipi, tij uzunluğu ve darbe vuruş hızı düzeltme faktörleri (Aggour ve Radding, 2001)**

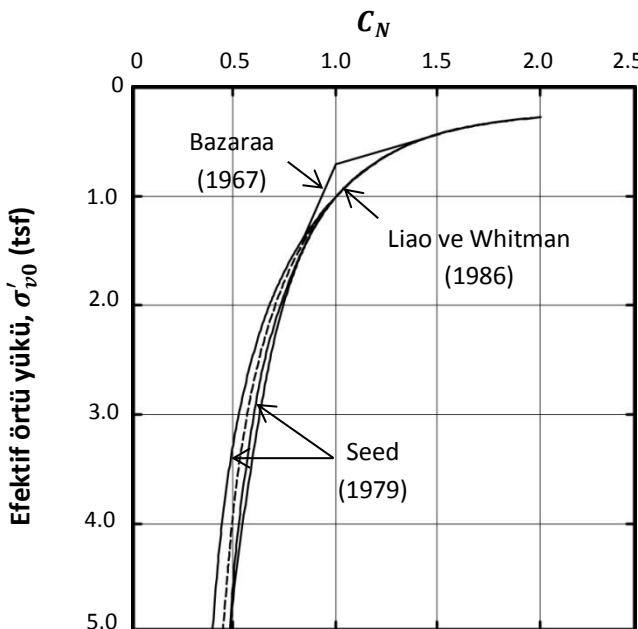
Değişkenler		Düzeltme Faktörü				
		Semboller	Skempton* (1986)	Robertson ve Wide (1997)	McGregor ve Duncan (1998)	Bowles (1996)
Tij Uzunluğu	> 30 m	$C_R$	1	< 1.0	1	1
	10 – 30 m		1	1	1	1
	6 – 10 m		0.95	0.95	1	0.95
	4 – 6 m		0.85	0.85	1	0.85
	3 – 4 m		0.75	0.75	1	0.75
	0 – 3 m		0.75	-	0.75	0.75
Tüp	Astar olmayan örnek alıcı kullanılmış ise	$C_S$	1.2	1.1 – 1.3	-	1.0
	Standart tüp (astar olan) örnek alıcı :					
	Gevşek kum		1	1	-	0.9
	Sıkı kum ve kil		1	1	-	0.8
	60 – 120 mm		1	1	-	1
Delgi Çapı	150 mm	$C_B$	1.05	1.05	-	1.05
	200 mm		1.15	1.15	-	1.15
Darbe Vuruş Hızı	20'den az ve 10-20 darbe/dk	$C_{BF}$	-	-	0.95	-
	20'den fazla ve 10-20 darbe/dk		-	-	1.05	-

\* Uygulamada genellikle Skempton (1986) faktörleri kullanılmaktadır.

**Tablo 1.6. Örtü yükü düzeltme faktörleri ( $C_N$ )**

<b>Araştırmacılar</b>	<b><math>C_N</math></b>
Teng (1962)	$\frac{50}{10 + \sigma'_{v0}(\text{psi})}$
Bazaraa (1967)	$\sigma'_{v0} \leq 1.5 \text{ ksf} \text{ ise, } \frac{4}{1 + 2\sigma'_{v0}(\text{ksf})}$
	$\sigma'_{v0} > 1.5 \text{ ksf} \text{ ise, } \frac{4}{3.25 + 0.5\sigma'_{v0}(\text{ksf})}$
Peck vd. (1974)	Normal konsolide kum ve $\sigma'_{v0} \geq 0.25 \text{ tsf} \text{ ise, } 0.77 \log\left(\frac{20}{\sigma'_{v0}(\text{tsf})}\right)$
Seed vd. (1976)	$1 - 1.25 \log(\sigma'_{v0}(\text{tsf}))$
Tokimatsu ve Yoshimi (1983)	$\frac{1.7}{0.7 + \sigma'_{v0}(\text{kg/cm}^2)}$
Skempton (1986)	Normal konsolide kum ve $D_r = \%40-60 \text{ ise, } \frac{2}{1 + \sigma'_{v0}(\text{tsf})}$
	Normal konsolide kum ve $D_r = \%60-80 \text{ ise, } \frac{3}{2 + \sigma'_{v0}(\text{tsf})}$
Liao ve Whitman (1986)	Normal konsolide kumlarda ise, $9.78 \times \left(\frac{1}{\sigma'_{v0}(kN/m^2)}\right)^{0.5}$

**Not:**  $\text{psi} = \text{lb/in}^2$ ,  $\text{ksf} = \text{kip/ft}^2$ ,  $\text{tsf} = \text{ton/ft}^2$  ve  $\text{kPa} = \text{kN/m}^2$  olup;  
 $1 \text{ kg/cm}^2 \cong 100 \text{ kN/m}^2 \cong 1 \text{ tsf} \cong 2 \text{ ksf} \cong 14 \text{ psi}'\text{dir.}$



Şekil 1.6.  $\sigma'_{v0}$  -  $C_N$  ilişkisi (Liao ve Whitman, 1986)

Sonuç olarak geoteknik tasarımda kullanılacak  $N$  değerlerine Bağıntı (1.4)'te tanımlanan düzeltme faktörleri uygulanmalıdır.

$$(N_1)_E = N * C_E * C_N * C_B * C_S * C_R * C_{BF} \quad (1.4)$$

Burada;  $(N_1)_E$ : düzeltilmiş darbe sayısı,  $N$ : gereği halinde Bağıntı (1.1)'deki yeraltı suyu düzeltmesi uygulanmış değer,  $C_E$ : enerji düzeltme faktörü,  $C_N$ : örtü yükü düzeltme faktörü,  $C_B$ : delgi çapı düzeltme faktörü,  $C_S$ : tüp tipi düzeltme faktörü,  $C_R$ : tij uzunluğu düzeltme faktörü ve  $C_{BF}$ : darbe hızı düzeltme faktörüdür.

Geoteknik parametrelerin elde edildiği birçok korelasyonda % 60 enerji oranına göre düzeltilmiş SPT- $N$  değeri kullanıldığından,  $(N_1)_{60}$  değeri Bağıntı (1.5) kullanılarak elde edilir.

$$(N_1)_{60} = N * \frac{E_R}{60} * C_N * C_B * C_S * C_R * C_{BF} \quad (1.5)$$

Burada,  $(N_1)_{60}$ : %60 enerji ve örtü yükü düzeltmesi yapılmış SPT değeri ve  $E_R$ : Tablo 1.4'te verilen enerji oranıdır. Örtü yükü düzeltmesi ( $C_N$ ) uygulanmamış SPT değeri,  $N_{60}$  sembolü ile gösterilmektedir.

## 1.6. SPT – Zemin Parametreleri Korelasyonları

Standart penetrasyon deneyinin ilk uygulandığı yıllarda itibaren zemin parametreleri ile SPT dirençleri arasında korelasyonlar oluşturulmaya çalışılmış ve bu doğrultuda günümüz literatüründe çok sayıda empirik bağıntı önerilmiştir. Ancak önerilen korelasyonlardaki verilerin genel davranıştan sapmaları, bir anlamda standart sapmaların mertebesi, korelasyonların ne derece geçerli olduğunu sorgulanmasını gerektirmektedir. Literatürde verilen korelasyonlarda çoğunlukla standart sapma veya regresyon katsayısı değerleri yer almamaktadır, ve kullanılan bağıntının gerçek zemin özelliklerini hangi hata payı ile temsil ettiği değerlendirilememektedir. Bu nedenle yazarlar mümkün olduğunda veri tabanını yansitan korelasyonları sunmaya özen göstermişlerdir.

Diğer taraftan önerilen korelasyonlar genellikle belli bir coğrafyada yer alan zeminler için türetilmiştir. Farklı bölgelerde bu korelasyonların kullanılması durumunda bölgesel farklılıkların etkisi olabileceği dikkate alınmalıdır.

Güncel olarak türetilen empirik bağıntılarda (1970 sonrası) çoğunlukla SPT enerji seviyeleri belirtilmektedir. Daha önce geliştirilen korelasyonlarda (1970 öncesi) SPT enerji seviyeleri tanımlanmamış olup bu korelasyonlar kullanılırken, enerji seviyesinin %50 veya %55 mertebesinde olduğu varsayılabılır.

Yazarların önerisi, herhangi bir parametrenin belirlenmesi aşamasında, mevcut tüm korelasyonlar kullanılarak, parametrenin hangi aralıkta değişimine göre ortaya konması ve tüm değerler dikkate alınarak bir mühendislik yorumuyla parametre seçiminin yapılmasıdır.

### 1.6.1. SPT – Zemin Sınıflandırması

Tablo 1.7'de, Clayton (1993) tarafından önerilen zemin ve kayalar için SPT-N değerine bağlı basit bir sınıflandırma örneği olarak verilmiştir.

**Tablo 1.7. SPT-N değerine bağlı zemin ve kaya sınıflandırması (Clayton, 1993)**

Zemin Türü	SPT-N	Zemin Sınıflandırması
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
Zayıf kaya	$N_{60}$	0 – 80 Çok zayıf
		80 – 200 Zayıf
		> 200 Orta derecede zayıftan çok serte kadar

### 1.6.2 Kohezonsuz Zeminler

#### 1.6.2.1. SPT – Bağıl Yoğunluk ( $D_r$ )

Bağıl yoğunluk (*relative density*),  $D_r$ , Bağıntı (1.6) ile tanımlanmakta olup kum zeminin doğal halde, en sıkı/en gevşek yerleşmesi durumuna oranla, konumunu yansıtmaktadır.

$$D_r = \frac{(e_{max} - e_n)}{(e_{max} - e_{min})} \quad (1.6)$$

Burada,  $e_{max}$  : kumun en gevşek konumdaki boşluk oranı,  $e_{min}$  : en sıkı konumdaki boşluk oranı ve  $e_n$ : doğal boşluk oranıdır.

Meyerhof (1957), penetrasyon direncinin bağıl yoğunluğunun karesi ve efektif örtü yükü ile doğru orantılı olduğunu belirterek Bağıntı (1.7)'yi önermiştir.

$$N = \left( 17 + 24 \frac{\sigma'_{v0}}{98} \right) D_r^2 \quad (1.7)$$

Burada,  $\sigma'_{v0}$ : efektif örtü yükü ( $\text{kN/m}^2$ ) ve  $D_r$ : bağıl yoğunluktur (ondalık birimde).

Gibbs ve Holtz (1957) SPT- $N$  değeri,  $D_r$  ve zemin örtü yükü ( $\sigma'_{v0}$ ) ilişkisini Şek. 1.7'de gösterildiği gibi tanımlamışlardır.

Şekil 1.7'de gösterilen ilişkinin analitik olarak Bağıntı (1.8) ile temsil edildiği ifade edilmiştir.

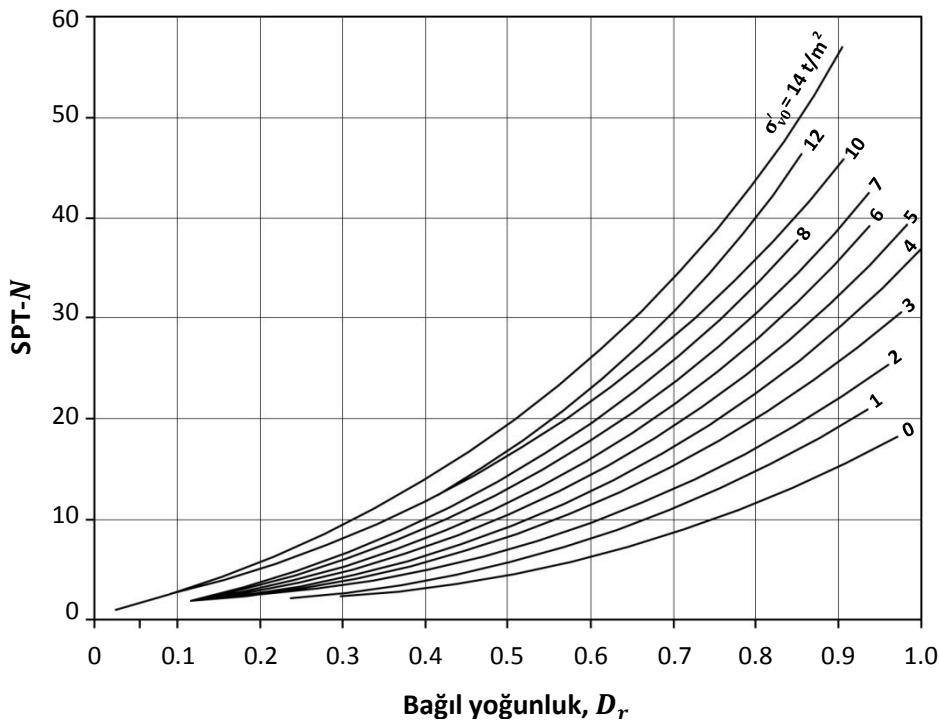
$$D_r \approx \left( \frac{N}{12\sigma'_{v0} + 17} \right)^{0.5} \quad (1.8)$$

Burada,  $\sigma'_{v0}$ : efektif örtü yükü ( $\text{ton/m}^2$ ).

Terzaghi ve Peck (1967), SPT- $N$  değeri ile  $D_r$  ilişkisini, genel bir yaklaşımla, Tablo 1.8'deki gibi tanımlamışlardır.

**Tablo 1.8. SPT- $N$  -  $D_r$  ilişkisi (Terzaghi ve Peck, 1967)**

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 1.7. SPT- $N$  –  $D_r$  –  $\sigma'_{v0}$  ilişkisi (Gibbs ve Holtz, 1957)**

Skempton (1986) tarafından önerilen  $SPT-(N_1)_{60}$  değeri ile  $D_r$  arasındaki ilişki Bağıntı (1.9) verilmiştir.

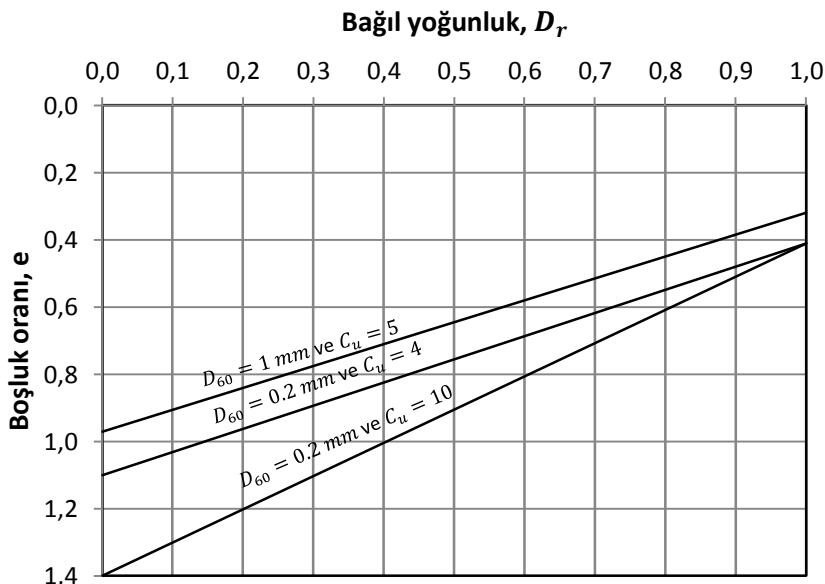
$$D_r(\%) = 100 \left( \frac{(N_1)_{60}}{0.28\sigma'_{v0} + 27} \right)^{0.5} \quad (1.9)$$

Burada,  $\sigma'_{v0}$  : efektif örtü yükü ( $\text{kN/m}^2$ ).

Jamilowski vd. (1988) tarafından önerilen SPT- $N$  değeri ile  $D_r$  arasındaki ilişki Bağıntı (1.10)'da verilmiştir. Bu bağıntı  $D_r > \%35$  için verilmiş olup,  $N_{60}$  değeri iri kumlarda 0.92, ince kumlarda 1.08 faktörleri ile çarpılmalıdır.

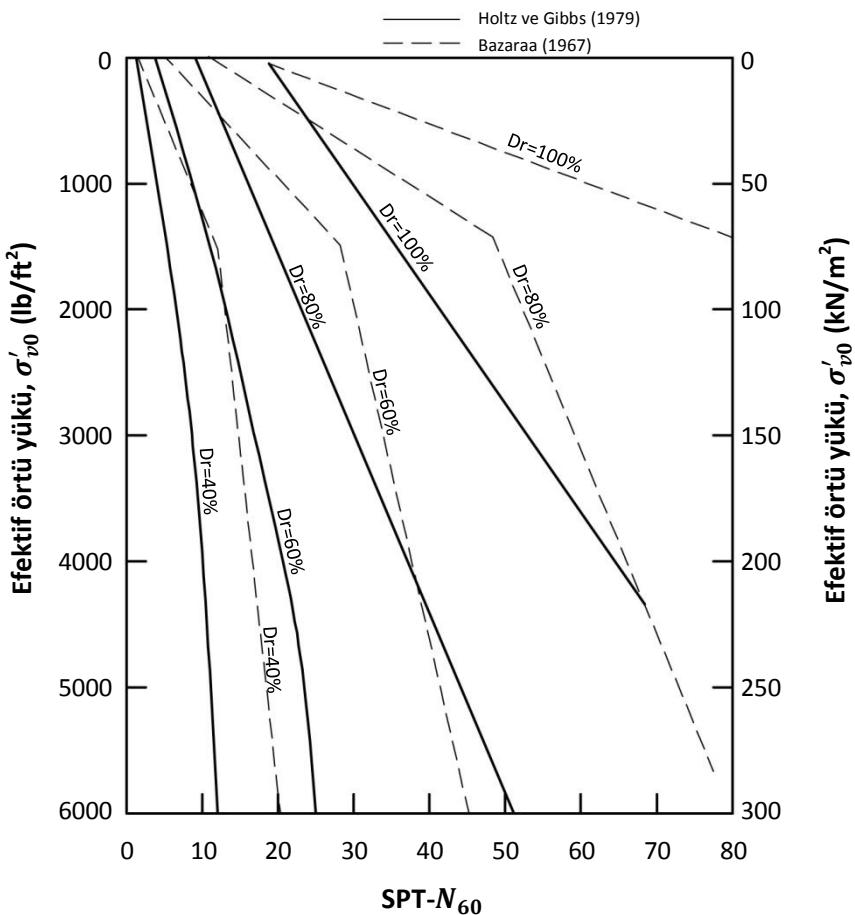
$$D_r(\%) \approx 100 \left( \frac{N_{60}}{60} \right)^{0.5} \quad (1.10)$$

Özellikle kumlarda derin sıkıştırma tasarımda kullanılmak üzere Aboshi vd. (1991) tarafından önerilen bağıl yoğunluk ( $D_r$ ) – boşluk oranı ( $e$ ) ilişkisi Şek. 1.8'de verilmektedir. Şekil 1.8'de,  $C_u$ : uniformluk katsayısıdır ve  $D_{60}$  : danelerin %60'ının küçük olduğu dane boyutudur.



**Şekil 1.8.  $D_r$  –  $e$  ilişkisi (Aboshi vd., 1991)**

Coduto (2000), önerilen korelasyonlar arasında önemli farklılıklar olduğuna dikkat çekerek Holtz ve Gibbs (1979) ve Bazaraa (1967) tarafından önerilen korelasyonlardaki farklılıkları Şek. 1.9'da göstermiştir.



**Şekil 1.9. Bazaraa (1967) ve Holtz ve Gibbs (1979) korelasyonlarının karşılaştırması (Coduto, 2000)**

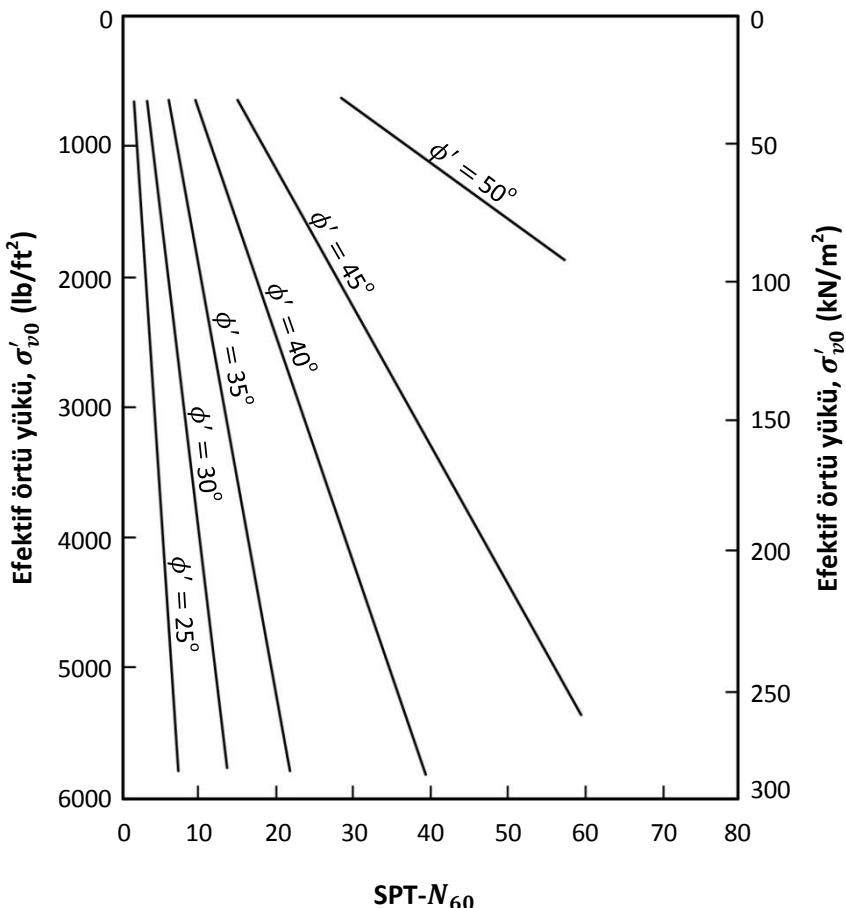
Cubrinovski ve Ishihara (1999),  $SPT-N_1 - D_r - D_{50}$  arasındaki ilişkiyi Bağıntı (1.11) ile tanımlamışlardır.

$$N_1/D_r^2 = 9 * \left( 0.23 + \frac{0.06}{D_{50}} \right)^{-1.7} \quad (1.11)$$

Burada;  $D_{50}$ : danelerin %50'sinin küçük olduğu dane boyutu ve  $D_r$ : bağıl yoğunluktur (ondalık birimde).

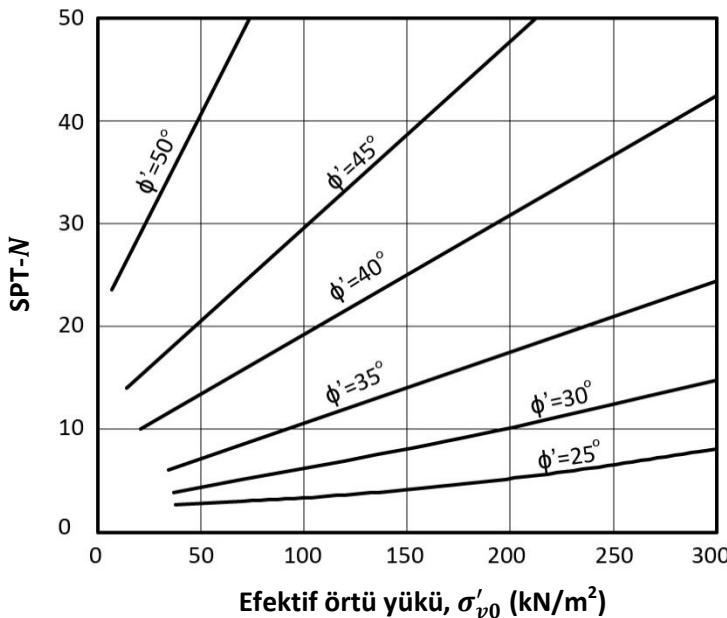
#### 1.6.2.2. SPT – Kayma Direnci Açısı ( $\phi'$ )

DeMello (1971), SPT- $N$  ile  $\phi'$  arasındaki ilişkinin efektif örtü yüküne bağlı olduğunu dikkate alarak,  $\sigma'_{v0}$ , SPT- $N_{60}$  ve  $\phi'$  arasında Şek. 1.10'da gösterilen korelasyonu önermiştir.



Şekil 1.10.  $\sigma'_{v0}$  - SPT- $N_{60}$  -  $\phi'$  ilişkisi (De Mello, 1971)

Schmertmann (1975) tarafından önerilen  $\sigma'_{v0}$  - SPT-N -  $\phi'$  arasındaki ilişki Şek. 1.11'de verilmiştir.



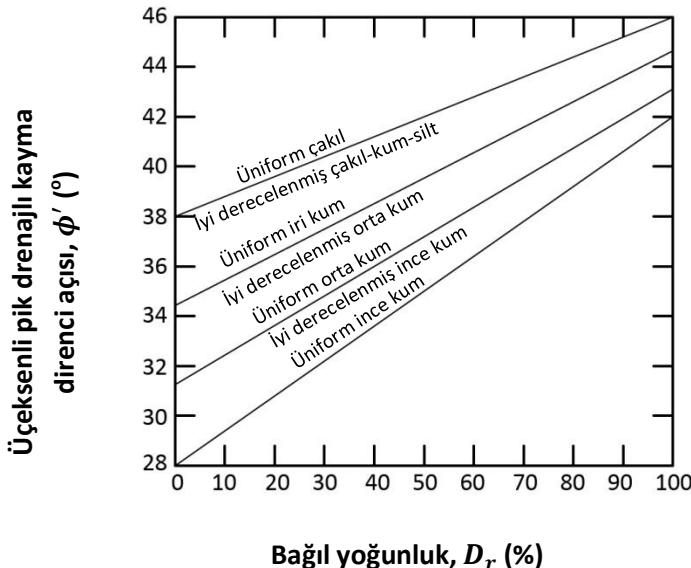
**Şekil 1.11.  $\sigma'_{v0}$  - SPT-N -  $\phi'$  ilişkisi (Schmertmann, 1975)**

Kulhawy ve Mayne (1990), Şek. 1.11'de verilen korelasyonun yaklaşık olarak Bağıntı (1.12) ile de temsil edilebileceğini ifade etmiştir.

$$\phi' = \tan^{-1} \left[ \frac{N}{12.2 + 20.3 \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)} \right]^{0.34} \quad (1.12)$$

Burada;  $p_a$ : atmosferik basınç olup  $\cong 100 \text{ kN/m}^2$  dir.

Benzer bir yaklaşımıyla Schmertmann (1975) bağıl yoğunluk ( $D_r$ ) ile kayma direnci açısı ( $\phi'$ ) arasında Şek. 1.12'de gösterilen korelasyonu önermiştir.

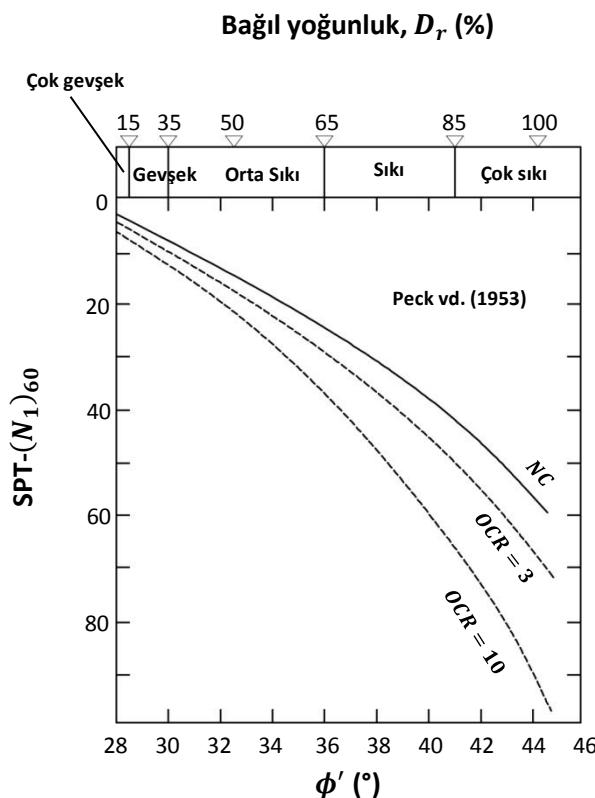


**Şekil 1.12.  $D_r$  -  $\phi'$  ilişkisi (Schmertmann, 1975)**

Peck vd. (1974) tarafından önerilen  $N$  -  $\phi'$  korelasyonu, Stroud (1988) tarafından  $(N_1)_{60}$  düzeltmesi yapılarak yeniden düzenlenmiştir. Şekil 1.13'te gösterilen bu düzenlemede ayrıca SPT- $(N_1)_{60}$  -  $\phi'$  ilişkisinin aşırı konsolidasyon oranı ( $OCR$ ) ile bağıntısı da yansıtılmıştır. Burada;  $NC$ : normal konsolideli zeminleri temsil etmektedir.

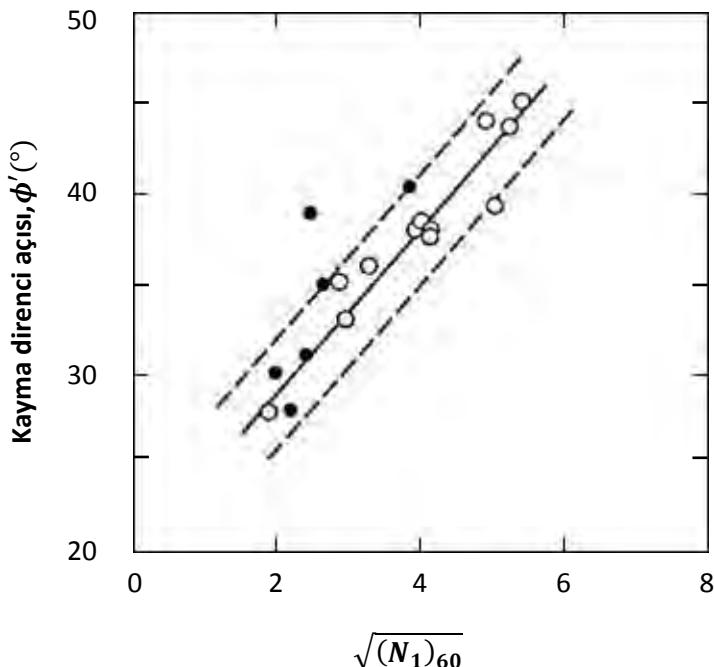
Bowles (1996), SPT- $(N_1)_{70}$  - bağıl yoğunluk ( $D_r$ ) – kayma direnci açısı ( $\phi'$ ) – doygun birim ağırlık ( $\gamma_s$ ) arasındaki ilişkileri Tablo 1.9'da vermektedir. Bowles (1996) tarafından verilen bu tabloda önerilen  $\phi'$  değerleri analitik olarak Bağıntı (1.13) ile de temsil edilebilmektedir. Bu bağıntıda  $D_r$  ondalık cinsindendir.

$$\phi' = 28^\circ + 15^\circ D_r (\pm 2^\circ) \quad (1.13)$$

Şekil 1.13. SPT- $(N_1)_{60}$  -  $\phi'$  -  $OCR$  ilişkisi (Stroud, 1988)Tablo 1.9. SPT- $(N_1)_{70}$  -  $D_r$  -  $\phi'$  -  $\gamma_s$  ilişkisi (Bowles, 1996)

<i>Tanım</i>	<i>Çok gevşek</i>	<i>Gevşek</i>	<i>Orta sıkı</i>	<i>Sıkı</i>	<i>Çok sıkı</i>
$D_r$	0	0.15	0.35	0.65	0.85
$(N_1)_{70}$	ince	1 – 2	3 – 6	7 – 15	16 – 30
	orta	2 – 3	4 – 7	8 – 20	21 – 40
	iri	3 – 6	5 – 9	10 – 25	> 45
$\phi'$	ince	26 – 28	28 – 30	30 – 34	33 – 38
	orta	27 – 28	30 – 32	32 – 36	36 – 42
	iri	28 – 30	30 – 34	33 – 40	40 – 50
$\gamma_s (kN/m^3)$	11 – 16	14 – 18	17 – 20	17 – 22	20 – 23

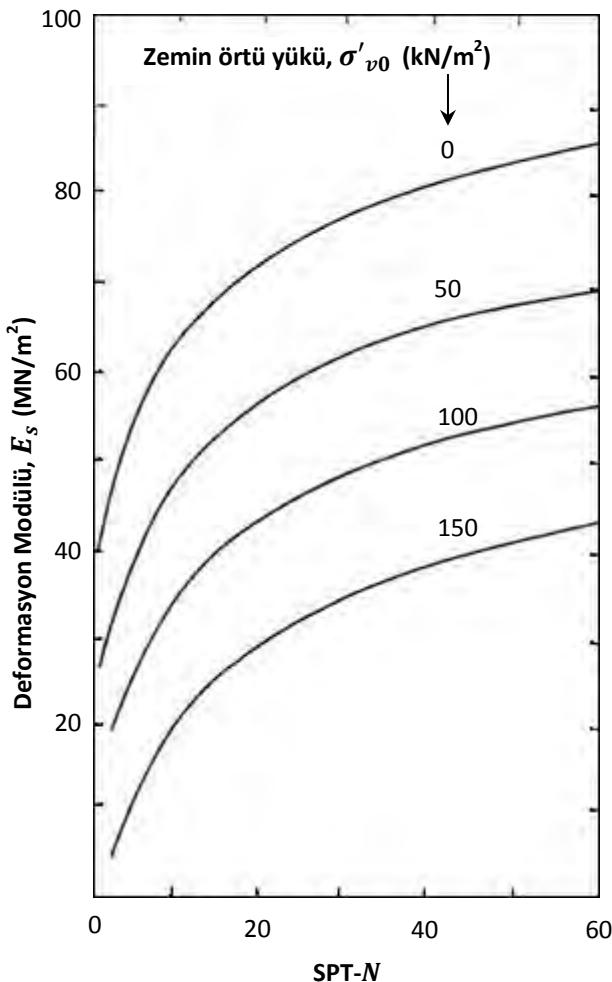
Hatanaka ve Uchida (1996) aldığıları yüksek kalitede dondurulmuş kum örnekleri üzerinde üçekseni basınc deneyleri yaparak  $\phi'$  değerlerini belirlemiştir ve aynı sahadan elde edilen SPT- $(N_1)_{60}$  değerleri ile bağıntısını araştırmışlardır. Bu çalışmalar sonucu Şek. 1.14'te verilen korelasyonu önermişlerdir.



Şekil 1.14. SPT- $(N_1)_{60}$  -  $\phi'$  ilişkisi (Hatanaka ve Uchida, 1996)

#### 1.6.2.3. SPT – Deformasyon Modülü ( $E_s$ )

Menzenbach (1967), Şek. 1.15'te SPT- $N$  –  $E_s$  ilişkisini efektif düşey gerilmenin fonksiyonu olarak vermiştir. Bu korelasyonda efektif düşey gerilmelerdeki artışın deformasyon modülü değerlerinde önemli azalmalara neden olduğu görülmektedir.



**Şekil 1.15. SPT-N –  $E_s$  –  $\sigma'_{v0}$  ilişkisi (Menzenbach, 1967)**

D'Appolonia vd. (1970) önceden yüklenmiş kumlarda SPT-N –  $E_m$  ilişkisinin Bağıntı (1.14a) ile, normal konsolidide kumlar için ise Bağıntı (1.14b) ile temsil edilebileceğini belirtmiştir. Bu bağıntılarda  $E_m = E_s / (1 - \nu^2)$  olarak tanımlanmıştır ve tsf cinsindendir.

$$E_m(tsf) = \begin{cases} \text{önceden yüklenmiş kumlar: } & 420 + 10N_{ave} \\ \text{normal konsolidide kumlar: } & 194 + 8N_{ave} \end{cases} \quad (1.14a)$$

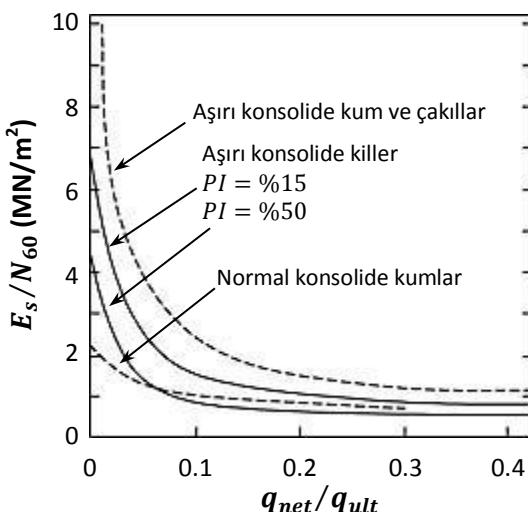
Burada;  $N_{ave}$ : temel altında, temel genişliği kadar kalınlıktaki tabakanın ağırlıklı ortalama SPT- $N$  değeri ve  $\nu$ : Poisson oranıdır.

Schultze ve Sherif (1973) ise kohezyonsuz zeminlere oturan temellerde ölçülen deplasmanların geri analizlerinden elde ettiği Bağıntı (1.15)'te verilen SPT- $N$  –  $E_s$  ( $kN/m^2$ ) korelasyonunu önermiştir.

$$E_s = 9.4 N^{0.87} \sqrt{B} \left( 1 + 0.4 \frac{D}{B} \right) \quad (1.15)$$

Burada;  $B$ : temel genişliği (m) ve  $D$ : temel derinliğidir (m).

Stroud (1988) zengin bir veri tabanını değerlendирerek SPT- $N$  –  $E_s$  ilişkisinin zeminin nihai taşıma gücünün hangi oranda yüklenmesine bağlı olduğunu vurgulayarak, kohezyonsuz ve kohezyonlu zeminlerde (efektif gerilmeler cinsinden)  $E_s$  değerleri için Şek. 1.16'da verilen korelasyonları önermiştir. Burada;  $q_{net}$ : net temel gerilmesi ve  $q_{ult}$ : zeminin nihai taşıma gücüdür. Taşıma gücü için kullanılan güvenlik sayısının genellikle 3 olduğu düşünülürse bu çalışmaya göre  $E_s/N_{60} = 1(MN/m^2)$  mertebesinde olduğu söylenebilir.



Şekil 1.16.  $E_s$  - SPT- $N$  –  $(q_{net}/q_{ult})$  ilişkisi (Stroud, 1988)

Kulhawy ve Mayne (1990), kumlar için SPT- $N$  değerlerinden yaklaşık  $E_s$  değerinin Bağıntı (1.16) ile tahmin edilebileceğini belirtmiştir.

$$E_s \text{ (kN/m}^2\text{)} = \begin{cases} \text{Siltli, killi kumlar:} & 500N_{60} \\ \text{Temiz kumlar:} & 1000N_{60} \\ \text{Aşırı konsolide temiz kumlar:} & 1500N_{60} \end{cases} \quad \begin{array}{l} (1.16a) \\ (1.16b) \\ (1.16c) \end{array}$$

Bowles (1996) literatürde araştırmacılar tarafından değişik zemin türleri için önerilen SPT- $N_{55}$  –  $E_s$  korelasyonlarını Tablo 1.10'da özetlemiştir. Bu değerler normal konsolide kumlar için verilmiş olup önceden yüklenmiş kumlarda bu tablodaki değerlerin  $(OCR)^{0.5}$  faktörü ile çarpılması önerilmiştir.

**Tablo 1.10. SPT- $N_{55}$  –  $E_s$  bağıntıları (Bowles, 1996)**

Zemin Türü	$E_s \text{ (kN/m}^2\text{)}$
Normal konsolide kumlar	$500(N_{55} + 15)$ $7000\sqrt{N_{55}}$ $6000N_{55}$ $(15000 - 22000) \ln N_{55}$ $(2600 - 2900)N_{55}$
Suya doygun kumlar	$250(N_{55} + 15)$
Çakılı kumlar	$1200(N_{55} + 6)$ $N_{55} \leq 15 \text{ için } 600(N_{55} + 6)$ $N_{55} > 15 \text{ için } 2000 + 600(N_{55} + 6)$
Killi kumlar	$320(N_{55} + 15)$
Silt, kumlu silt, killi silt	$300(N_{55} + 6)$

FHWA (2002a) yayınında Tablo 1.11'deki bağıntılar önerilmektedir.

**Tablo 1.11. SPT-N –  $E_s$  bağıntıları (FHWA, 2002a)**

<b>Zemin Türü</b>	<b><math>E_s</math> (<math>kN/m^2</math>)</b>
Silt, kumlu silt, düşük kohezyonlu karışık zeminler	$400(N_1)_{60}$
Temiz ince-orta kum ve az siltli kum	$700(N_1)_{60}$
İri kum ve çakılı kum	$1000(N_1)_{60}$
Kumlu çakıl	$1200(N_1)_{60}$

### 1.6.3. Kohezyonlu Zeminler

Standart penetrasyon deneyi esas olarak kohezyonsuz zeminlerdeki bir uygulamadır. Ancak deney yaygın olarak kohezyonlu zeminlerde de yapılmaktadır. Örselenmemiş örnek almanın mümkün olduğu durumlarda kohezyonlu zeminlerde kayma dayanımı ve sıkışabilirlik parametreleri mutlak surette zemin mekaniği laboratuvar deneyleri ile belirlenmelidir.

Kohezyonlu zeminlerde önerilen korelasyonlar herhangi bir nedenle laboratuvar deney sonuçlarının olmaması durumunda veya laboratuvar sonuçlarını kontrol etmek amaçlı kullanılmalıdır.

#### 1.6.3.1. SPT – Drenajsız Kayma Dayanımı ( $c_u$ )

Terzaghi ve Peck (1967), kohezyonlu zeminlerde drenajsız kayma dayanımı ile SPT-N değeri arasındaki korelasyonu genel bir çerçevede Tablo 1.12'deki gibi vermişlerdir.

Kulhawy ve Mayne (1990), Tablo 1.12'deki ilişkinin kabaca  $(c_u/p_a) = 0.06 N$  bağıntısına karşı geldiğini ifade etmektedirler.

**Tablo 1.12. SPT-N –  $c_u$  ilişkisi (Terzaghi ve Peck, 1967)**

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

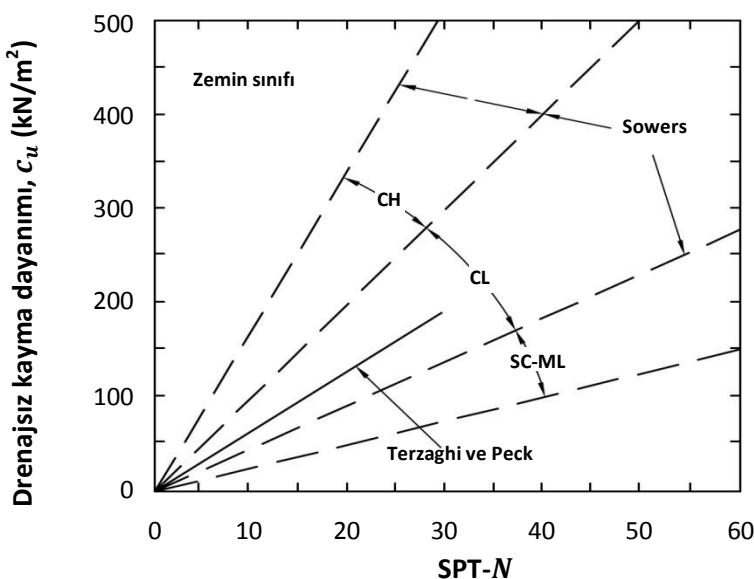
$p_a$ : atmosferik basınç  $\cong 100 \text{ kN/m}^2$

Terzaghi ve Peck (1967) tarafından önerilen SPT-N –  $c_u$  korelasyonu Şek. 1.17'de gösterilmektedir. Aynı şekil üzerine Sowers (1979) tarafından önerilen, kılın plastiklik özelliklerini de dikkate alan, farklı bir korelasyon da eklenmiştir. Bu ilişki analitik olarak da Bağıntı (1.17) ile de temsil edilebilmektedir.

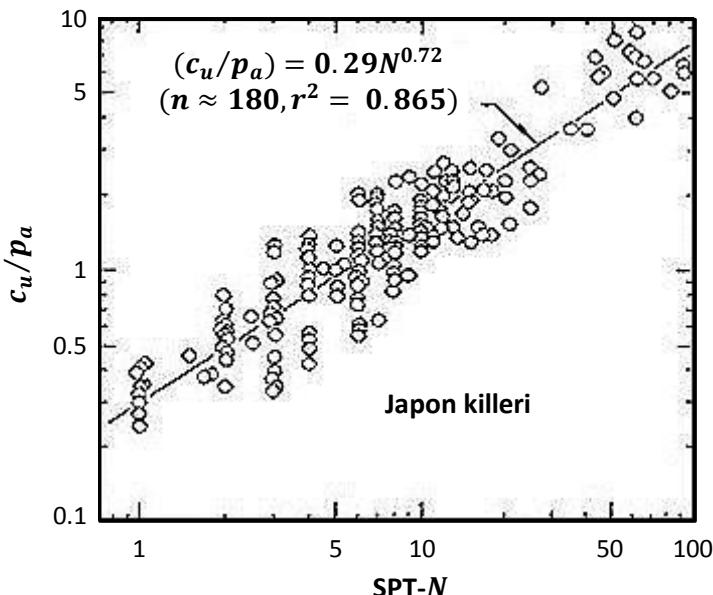
$$c_u(\text{kN/m}^2) = \begin{cases} \text{Yüksek plastisiteli kil: } & 12.5 \text{ N} \\ \text{Orta plastisiteli kil: } & 7.5 \text{ N} \\ \text{Düşük plastisiteli kil: } & 3.75 \text{ N} \end{cases} \quad (1.17a)$$

$$(1.17b)$$

$$(1.17c)$$

**Şekil 1.17. SPT-N –  $c_u$  ilişkisi (Terzaghi ve Peck, 1967 ve Sowers, 1979)**

Hara vd. (1974) aynı SPT deney düzeneğini kullanarak ve laboratuvara konsolidasyonsuz-drenajsız üçeksenli basınç deneyleri (UU) yaparak elde ettikleri 180 gözlemden oluşan veri tabanında, SPT- $N$  ile  $c_u$  arasında uygun sayılabilcek bir korelasyon olduğunu göstermişlerdir (Şek. 1.18). Bu ilişki ( $c_u/p_a$ ) =  $0.29 N^{0.72}$  bağıntısı ile de temsil edilmektedir.



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

**Şekil 1.18. SPT- $N$  –  $c_u$  ilişkisi (Hara vd., 1974)**

Stroud (1974) İngiltere'de 42 değişik sahada 1200 adet SPT- $N$  değerinden oluşan bir veri tabanı oluşturmuştur. Bu çalışmada iyi kalitede 102 mm çaplı örselenmemiş örnekler alınarak konsolidasyonsuz-drenajsız üçeksenli basınç deneyleri (UU) yapılmış ve killerin drenajsız kayma dayanımları belirlenmiştir. Bu araştırmada killerin ve yumuşak kayaların plastisite indislerinin  $PI = 25 - 60$ , SPT- $N$  değerlerinin  $N_{60} = 10 - 80 \text{ darbe}/30\text{cm}$  ve de laboratuvar deneylerinden elde edilen drenajsız kayma dayanımı değerlerinin  $c_u = 25 - 500 \text{ kN/m}^2$  aralıklarında değiştiği rapor edilmiştir.

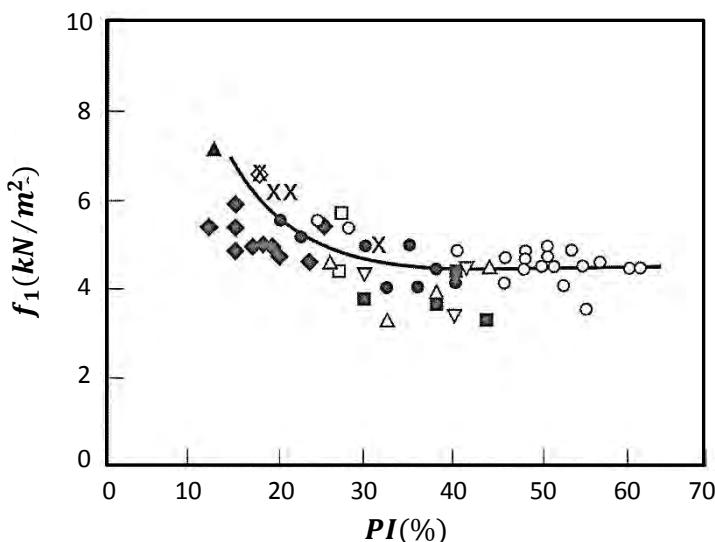
Bu araştırmalar sonucunda Stroud (1974),  $SPT-N_{60}$  değeri ile  $c_u$  arasında geçerli bir korelasyonun var olduğunu, genel eğilimlerden oluşan aşırı sapmaların killerin fisürlü yapısından kaynaklandığını vurgulamıştır.  $SPT-N_{60}$  değeri ile  $c_u$ 'sının ilişkisi Şek. 1.19'da gösterilmektedir. Korelasyon,

$$c_u(kN/m^2) = f_1 * N_{60} \quad (1.18)$$

bağıntısı ile verilmektedir. Burada;  $f_1$  faktörü kılın plastisite indisine bağlı olarak (artan  $PI$  değeri ile azalan)  $4 - 6\text{ kN}/m^2$  aralığında değişmektedir. Stroud (1974) korelasyonu uygulamada yaygın olarak kullanılmaktadır. Aynı zamanda, bu ilişki yaklaşık olarak Bağıntı (1.19) ile de temsil edilebilmektedir.

$$c_u(kN/m^2) = \begin{cases} PI < 20 \text{ için:} & (6 - 7) N_{60} \\ 20 < PI < 30 \text{ için:} & (4 - 5) N_{60} \\ PI > 30 \text{ için:} & 4.2 N_{60} \end{cases} \quad (1.19a)$$

$$(1.19b) \quad (1.19c)$$



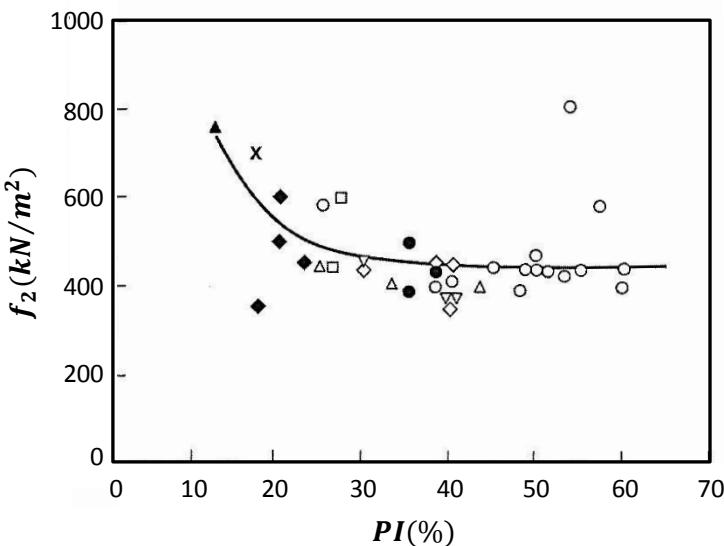
**Şekil 1.19.  $SPT-N_{60}$  -  $c_u$  -  $PI$  ilişkisi (Stroud, 1974)**

### 1.6.3.2. SPT – Odometrik Deformasyon Modülü ( $M$ )

Odometrik deformasyon modülü, tek eksende yüklenen zeminin, yüklendiği yöne dik olan yönde sıfır birim deformasyon kabulünü esas alan, gerilme-deformasyon koşulundaki yüklemeden kaynaklanan eksenel gerilmenin eksenel birim deformasyona oranı olarak tanımlanmaktadır. Odometrik modül, laboratuvara odometre deneyinden elde edilmekte olup, geniş temeller altındaki kohezyonlu zeminlerin uzun dönemli deformasyon modülünü temsil etmektedir.

Stroud (1974), Bölüm 1.6.2.1'de detayları verilen araştırmalar kapsamında kohezyonlu zeminlerde hacimsel sıkışma katsayısi ( $m_v$ ) ile SPT değerleri arasındaki ilişki için Şek. 1.20'de verilen korelasyonu önermektedir. Burada;  $m_v = 1/f_2 N_{60}$  olarak  $\text{m}^2/\text{kN}$  cinsinden tanımlanmıştır. Buna göre, killi zeminler için odometrik modül ( $M$ ) Bağıntı (1.20)'deki gibidir.

$$M(\text{kN}/\text{m}^2) = \frac{1}{m_v} = f_2 * N_{60} \quad (1.20)$$



Şekil 1.20. SPT- $N_{60}$  -  $m_v$  - PI ilişkisi (Stroud, 1974)

Öte yandan, Bölüm 1.6.2.3'te de belirtildiği üzere Stroud, 1988 yılında yayınladığı bir başka çalışmasında da yine *PI* değerlerine bağlı olarak, SPT-*N* değerleri ile killerin uzun dönemdeki deformasyon modülü arasında Şek. 1.16'da gösterilen ilişkiyi önermiştir.

### 1.6.3.3. SPT – Drenajsız Deformasyon Modülü ( $E_u$ )

Butler (1975) birçok vaka analizinden elde ettiği sonuçlar doğrultusunda, drenajsız deformasyon modülü,  $E_u$ , ile SPT-*N* arasındaki ilişkinin Bağıntı (1.21)'deki oran ile ifade edilebileceğini belirtmiştir.

$$E_u/N_{60} = (1 - 1.2) \text{ (MN/m}^2\text{)} \quad (1.21)$$

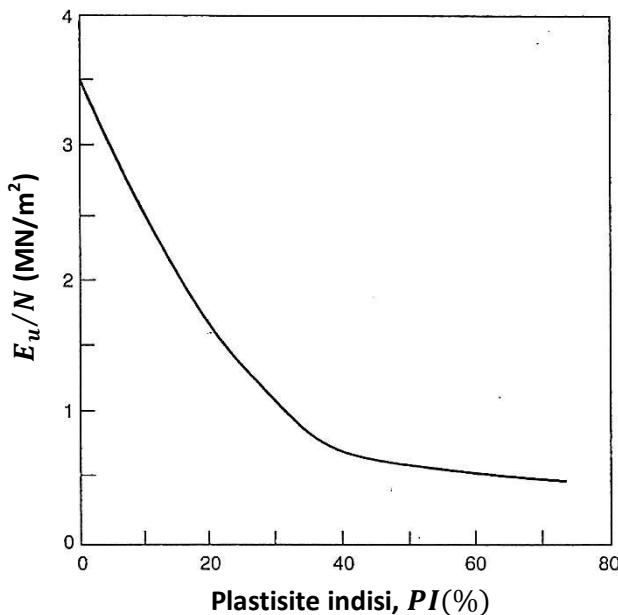
Kohezyonlu zeminlerde uzun dönem/drenajlı deformasyon modülü,  $E'_s$ , ile kısa dönem/drenajsız modülü,  $E_u$  arasında Bağıntı (1.22) önerilmiştir.

$$E'_s = \beta' E_u \quad (1.22)$$

Bu yaklaşımada zeminin Poisson oranı değerine bağlı olan  $\beta'$  faktörü Tablo 1.13'ten,  $E_u$  değerleri ise SPT-*N* ve plastisite indis (*PI*) değerlerinin fonksiyonu olarak Şek.1.21'den alınmaktadır.

**Tablo 1.13. Değişik zemin türleri için önerilen  $\beta'$  faktörleri (Poulos ve Small, 2000)**

Zemin Türü	$\beta'$ faktörü
Çakıl	0.9
Kum	0.8
Silt, siltli kil	0.7
Sert kil	0.6
Yumuşak kil	0.4



**Şekil 1.21. Plastisite indisi ile  $E_u/N$  arasındaki ilişki (Poulos ve Small, 2000)**

## 1.7. Sığ Temel Tasarımı

### 1.7.1 Taşıma Gücü Kapasitesi Tahmini

Kohezyonsuz zeminlere oturan sığ temellerin projelendirilmesinde iki koşul aranmaktadır:

- (i) toplam göçmeye karşı emniyetin en az  $GS = 2.0$  olması;
- (ii) oturmaların 25 mm değerini aşmaması.

Genel olarak çeşitli boyuttaki temeller üzerinde yapılan ölçümlerden temel genişliği  $B < 1.0$  m olması halinde taşıma gücünün kritik olduğu;  $B > 1.0$  m durumunda emniyetli taşıma gücünü oturmaların kontrol ettiği anlaşılmıştır (Berry ve Reid, 1987). Uygulamada temel genişliğinin genellikle 1.0 m'nin üzerinde olduğu dikkate alındığında, kum zeminde sığ temellerin oturma kriterine göre projelendirilmesi esas alınmalıdır. Genişliği  $B < 1.0$  m olan

temellerde emniyetli net taşıma gücü değeri Şekil 1.22'de verilen tasarım abaklarında eğimli doğru üzerinden okunmaktadır. Bu değer temelin toplam göçmeye karşı  $GS = 2$  olduğu duruma karşı gelmektedir.

Temel genişliği  $B > 1.0$  m olduğu durumda, Peck vd. (1974) tarafından önerilmiş olan ve standart penetrasyon direnci  $N$  değerinden taşıma gücünü veren abaklarda (Şek. 1.22) temel genişliği ( $B$ ) faktörü ortadan kalkmakta ve taşıma gücü aşağıda açıklanan kriterler yardımıyla hesaplanabilmektedir. Şekil 1.22'deki  $N$  değerleri  $(\bar{N}_1)_{55}$  değerleridir.

Yeraltı suyu seviyesinin temel altından  $B$  veya daha derin olması halinde net emniyetli taşıma gücü ( $q_{nem}$ ) Bağıntı (1.23a)'da verilmiştir.

$$q_{nem}(kN/m^2) = 11 (\bar{N}_1)_{55} \quad (1.23a)$$

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

$$q_{nem}(kN/m^2) = 0.5 * 11 (\bar{N}_1)_{55} \quad (1.23b)$$

yeraltı suyu seviyesinin  $D < D_w < D + B$  olması halinde ise,

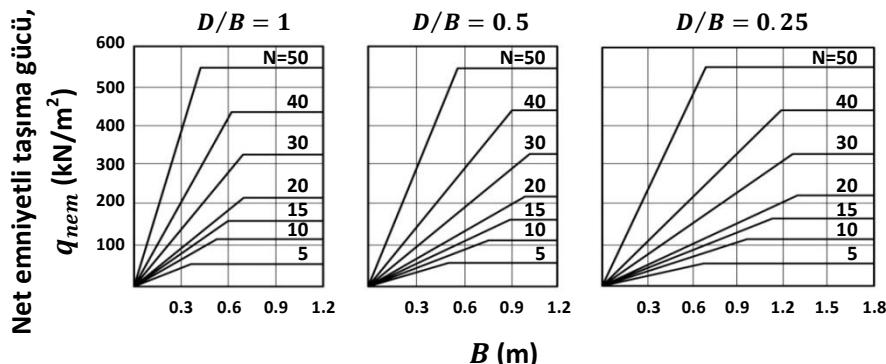
$$q_{nem}(kN/m^2) = 11 (\bar{N}_1)_{55} C_w \quad (1.23c)$$

ve

$$C_w = 0.5 + 0.5 \frac{D_w}{D + B} \quad (1.23d)$$

olmaktadır. Yeraltı suyu seviyesinin temel altından  $B$  veya daha derin olması durumunda yeraltı suyu düzeltmesi yapılmamaktadır. Burada;  $D$ : temel derinliği,  $D_w$ : yeraltı suyu seviyesinin zemin yüzeyinden derinliği,  $(\bar{N}_1)_{55}$ : temel seviyesinden  $0.5B$  yukarısı ve  $2B$  aşağısı aralığındaki zeminin  $(N_1)_{55}$  değerlerinin ağırlıklı ortalaması ve  $C_w$ : yeraltı suyu düzeltmesi faktörüdür. Bu bağıntıda net emniyetli taşıma gücü temelde toplam oturmanın 25 mm'yi aşmaması kriterine göre verilmiştir. Müsade edilir oturmaların ( $S_m$ ) bu

değerden daha az veya daha fazla olması durumunda hesaplanan  $q_{nem}$  değeri ( $S_m/25 \text{ mm}$ ) faktörü ile çarpılmalıdır. Örneğin, radye temellerde genellikle toplam 50 mm oturmaya müsaade edileceğinden net emniyetli taşıma gücü Bağıntı (1.23)'te hesaplanan değerinin iki katı [22 ( $\bar{N}_1$ )<sub>55</sub>  $C_w$ ] olacaktır.



Şekil 1.22. Taşıma gücü abakları (Peck vd., 1974)

Deneysel bulgulara dayanarak Bowles (1996) yukarıda verilen Peck vd. (1974) metodunu aşırı güvenli bulmuş özellikle de yeraltı suyu etkisini yansitan faktörün gereksiz olduğunu vurgulayarak, taşıma gücü hesabı için Bağıntı (1.24)'ü önermiştir.

$$q_{nem}(kN/m^2) = \begin{cases} B \leq 1.2 \text{ m için:} & \frac{\bar{N}_{55}}{0.05} K_d \\ B > 1.2 \text{ m için:} & \frac{\bar{N}_{55}}{0.08} \left[ \frac{B + 0.3}{B} \right]^2 K_d \end{cases} \quad (1.24a)$$

$$(1.24b)$$

Burada;  $K_d$  derinlik faktörü olup,

$$K_d = 1 + 0.33 \frac{D}{B} \leq 1.33 \quad (1.25)$$

olarak verilmektedir.  $\bar{N}_{55}$  ise temel seviyesinden  $2B$  aşağıya kadar uzanan zemin tabakasının  $N_{55}$  dirençlerinin ağırlıklı ortalamasıdır. Bu bağıntıda net emniyetli taşıma gücü temelde toplam oturmanın 25 mm'yi aşmaması kriterine göre verilmiştir. Müsade edilir oturmaların ( $S_m$ ) bu değerden daha az veya

daha fazla olması durumunda hesaplanan  $q_{nem}$  değeri ( $S_m/25 \text{ mm}$ ) faktörü ile çarpılmalıdır. Örneğin, radye temellerde genellikle toplam 50 mm oturmaya müsaade edileceğinden net emniyetli taşıma gücü Bağıntı (1.24)'te hesaplanan değerinin iki katı olacaktır.

### 1.7.2 Oturma Tahmini

Schultze ve Sherif (1973), kumlardaki oturmanın hızlı bir şekilde aşağıdaki SPT- $N$  değerine bağlı olarak Bağıntı (1.26)'dan tahmin edilebileceğini belirtmişlerdir.

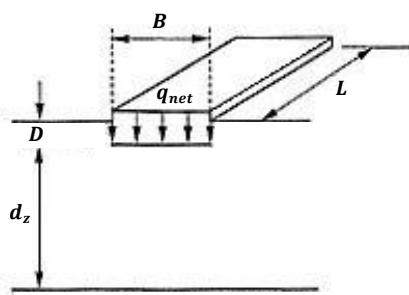
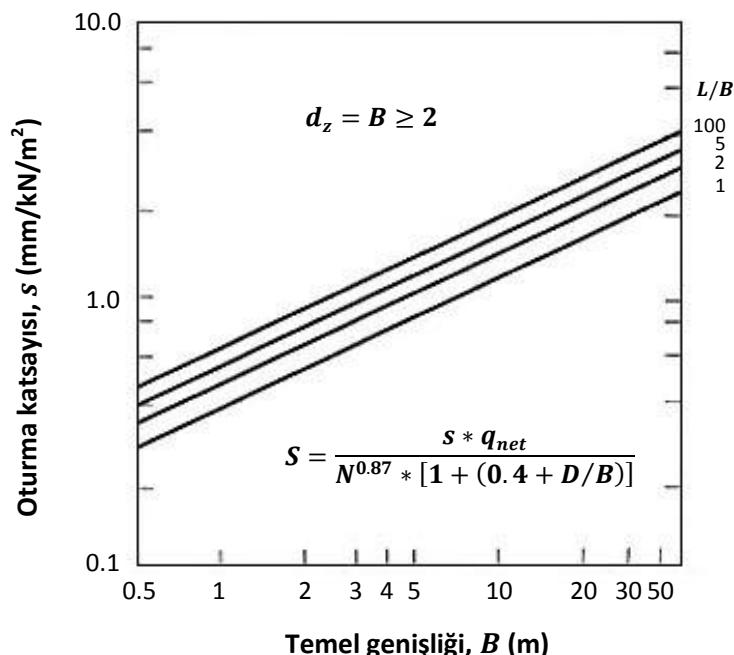
$$S = \frac{s * q_{net}}{N^{0.87} * [1 + (0.4 + D/B)]} \quad (1.26)$$

Bu bağıntı, sıkışabilir tabaka kalınlığının ( $d_z$ ),  $2B$  veya daha fazla olduğu durum için verilmiştir.

Burada;  $S$ : oturma (mm),  $q_{net}$ : ortalama temel net gerilmesi ( $\text{kN}/\text{m}^2$ ),  $N$ : temel seviyesinden  $2B$  aşağıya kadar uzanan zemin tabakasının ağırlıklı ortalama SPT- $N$  değeri,  $D$ : temel derinliği (m),  $B$ : temelin eni (m) ve  $s$ : oturma katsayısı olup Şek. 1.23'ten ( $\text{mm}/\text{kN}/\text{m}^2$ ) alınmaktadır. Şekil 1.23'teki  $d_z$ : sıkışabilir tabaka kalınlığı (m),  $L$ : temelin boyudur (m). Sıkışabilir tabaka kalınlığı  $d_z/B < 2$  olması durumunda Bağıntı 1.26'dan hesaplanan oturmalar Şek. 1.23'te verilen tablodan elde edilen ve  $L/B$  oranına bağlı "s" azaltma faktörü ile çarpılmalıdır. Benzer bir çalışma Burland vd. (1977) tarafından yapılmış olup, gevşek, orta sıkı ve sıkı kumlar için oturma üst limitlerinin ( $S_{max}$ ) Bağıntı (1.27) ile bulunabileceği önerilmiştir.

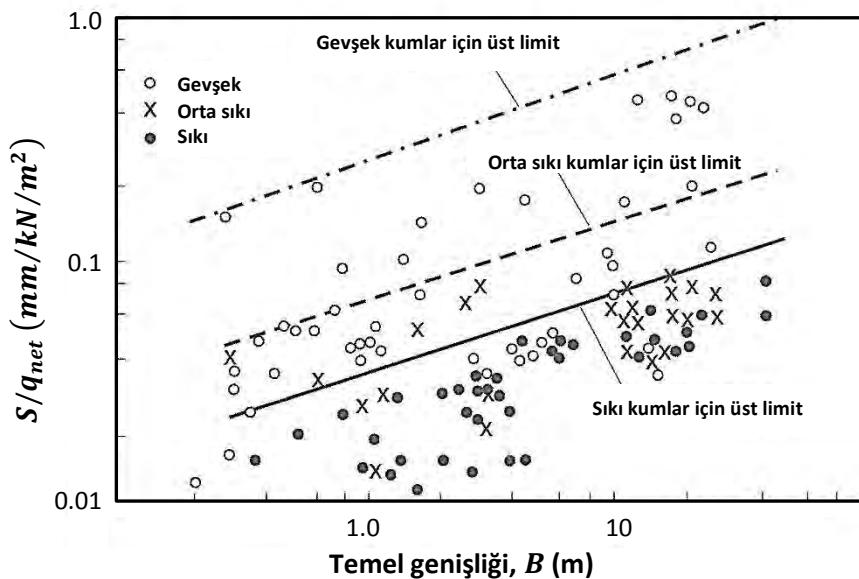
$$S_{max} = \begin{cases} \text{gevşek kumlar } (\bar{N} < 10) : & q_{net} (0.32B^{0.3}) \\ \text{orta sıkı kumlar } (10 < \bar{N} < 30) : & q_{net} (0.07B^{0.3}) \\ \text{sıkı kumlar } (\bar{N} > 30) : & q_{net} (0.03B^{0.3}) \end{cases} \quad (1.27a) \quad (1.27b) \quad (1.27c)$$

Burada;  $q_{net}$ : net temel gerilmesi ( $\text{kN}/\text{m}^2$ ),  $B$ : temelin eni (m) ve  $\bar{N}$ : temel seviyesi altında  $1.5B$  kalınlıktaki zemin tabakasının ortalama SPT- $N$  değeridir. Oturma limitlerinin türetildiği veri tabanı Şek. 1.24'te gösterilmektedir. Gerçekleşecek oturmanın bu bağıntıdan bulunan oturmanın yaklaşık olarak yarısı mertebesinde olacağı belirtilmiştir.



	1	2	5	100
1.5	0.91	0.89	0.87	0.85
1.0	0.76	0.72	0.69	0.65
0.5	0.52	0.48	0.43	0.39

**Şekil 1.23. Oturma tahmin yöntemi (Schultze ve Sherif, 1973)**



**Şekil 1.24. Oturma üst limitleri (Burland vd., 1977)**

Burland ve Burbidge (1985) yapılan 200'ün üzerinde oturma ölçümünü değerlendирerek kohezyonsuz zeminlerde oturmaların doğrudan standart penetrasyon direnci değeri kullanılarak tahminine yönelik bir yöntem önermişlerdir. Bu çalışmada zeminin sıkışabilirlik indisi ( $I_c$ ), temel genişliği ( $B$ ) ve temel altındaki gerilme etki alanı içerisindeki ortalama penetrasyon direnci ( $N_{60}$ ) arasında aşağıdaki bağıntıların geçerli olduğu vurgulanmıştır.

Normal konsolidide kumlarda net temel gerilmesinin,  $q_{net}$  ( $\text{kN}/\text{m}^2$ ), yaratacağı oturma  $S$  (mm):

$$S = f_{sh} f_l f_{tc} q_{net} B^{0.7} I_c \quad (1.28a)$$

Aşırı konsolidide kumlarda eğer  $q_{net} \leq P'_c$  ( $P'_c$ : önkonsolidasyon basıncı) ise, oturma,  $S$  (mm):

$$S = f_{sh} f_l f_{tc} q_{net} B^{0.7} \frac{I_c}{3} \quad (1.28b)$$

Aşırı konsolidde kumlarda eğer  $q_{net} \geq P'_c$  ise, oturma,  $S$  (mm):

$$S = f_{sh} f_l f_{tc} \left( q_{net} - \frac{2}{3} P'_c \right) B^{0.7} I_c \quad (1.28c)$$

ve

$$I_c = \frac{1.71}{\bar{N}_{60}^{1.4}} \quad (1.29)$$

bağıntıları ile hesaplanmaktadır. Bu yöntemde standart penetrasyon direncinde zemin örtüyü veya yeraltı suyu etkisi için herhangi düzeltme yapılması gerekmemektedir. İnce kum ve siltli kumlarda Bağıntı (1.1)'de verilen siltli kum düzeltmesinin yapılması; çakılı kumlarda ise  $N_{60}$  değerinin %25 arttırılması önerilmiştir.

Bağıntı (1.28)'deki faktörler, oturmaların temel geometrisine bağlı şekil faktörü  $f_{sh}$ , temel altında sıkışabilir tabaka kalınlığı,  $d_z$ , değerinin  $d_z < z_I$  olması durumunda uygulanan azaltma faktörü  $f_l$  ve zaman faktörü  $f_{tc}$ , olup Bağıntı (1.30), (1.31) ve (1.32)'den hesaplanır.

$$f_{sh} = \left[ \frac{1.25(L/B)}{(L/B) + 0.25} \right]^2 \quad (1.30)$$

ve

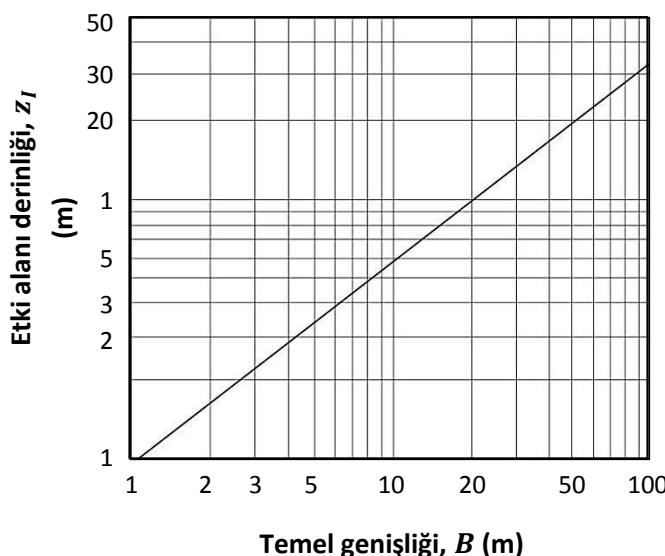
$$d_z < z_I \text{ ise } f_l = \frac{d_z}{z_I} \left( 2 - \frac{d_z}{z_I} \right) \quad (1.31)$$

ve

$$f_{tc} = 1 + R_3 + R_t \log \frac{t}{3} \quad (1.32)$$

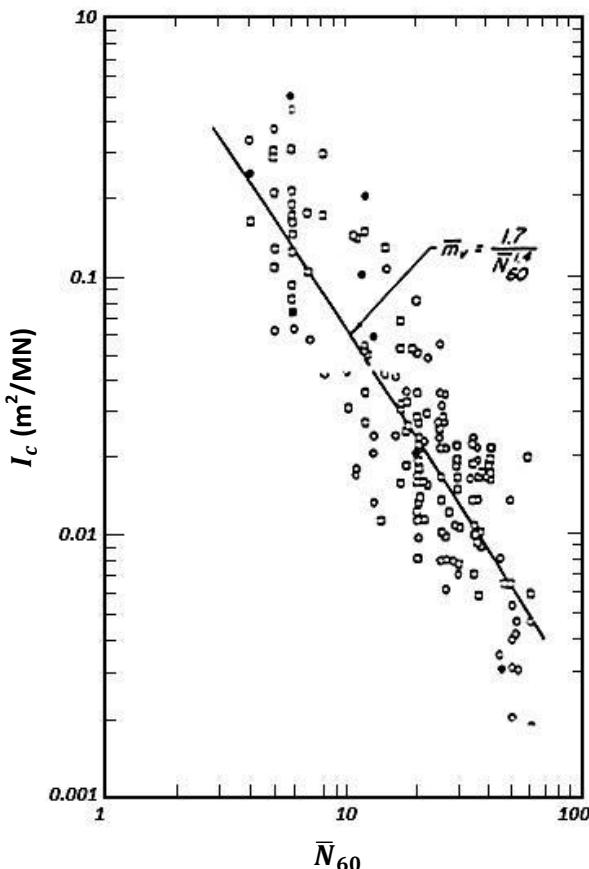
Bu bağıntılarda;  $L$ : temelin boyu,  $B$ : temel genişliği ve  $z_I$ : gerilme etki derinliğidir. Statik yüklerde zamana bağlı oturma oranı faktörleri olan  $R_3 = 0.3$ ,  $R_t = 0.2$ ; dinamik yüklerde  $R_3 = 0.7$ ,  $R_t = 0.8$  alınmalıdır. Üç yıldan fazla olması kaydıyla  $t$ : oturmaların hesaplandığı yıl sayısıdır.

Bu yöntemde tanımlanan etki derinliğinin,  $z_I$ , standart penetrasyon direncinin ( $N$ ) derinlikle azaldığı hallerde  $z_I = 2B$  alınması;  $N$  değerlerinin derinlikle artması veya sabit kalması halinde  $z_I$  değerinin Şekil 1.25'ten veya  $z_I \approx B^{0.75}$  bağıntısından bulunması önerilmektedir. Hesaplanacak ortalama  $\bar{N}_{60}$  değeri temel altındaki etki alanı derinliği,  $z_I$ , boyunca ölçülen penetrasyon dirençlerinin ağırlıklı ortalaması olarak hesaplanmalıdır.



**Şekil 1.25. Temel altı etki alanı derinliği ve temel genişliği ilişkisi (Burland ve Burbridge, 1985)**

Burland ve Burbidge (1985) tarafından önerilen kohezyonsuz zeminin sıkışabilirlik indisi ( $I_c$ ) ile  $N_{60}$  arasında türettikleri korelasyonu oluşturan veri tabanı Şek. 1.26'da gösterilmektedir. Şekil 1.26'dan genel eğilimden sapmaların önemli boyutlarda olduğu anlaşılmaktadır.



**Şekil 1.26. Burland ve Burbidge (1985) korelasyonunda esas alınan veri tabanı**

## 1.8. Kazıklı Temel Tasarımı

### 1.8.1 Taşıma Gücü Kapasitesi Tahmini

Literatürde Avrupa pratiğinde SPT verileri ile kazık taşıma gücü tahminine yönelik yaygın olarak kullanılan bir yöntem yer almamaktadır. SPT ile birim kazık çevre sürtünmesi ( $q_s$ ) ve uç direnci ( $q_p$ ) tahmin yöntemleri ABD ve kısmen de Japon literatüründe yer almaktadır. Genel olarak çevre sürtünmesi için kullanılan SPT- $N$  değerleri kazık boyunca ölçülmüş değerlerin ortalamasıdır. Uç direnci için alınan değerler ise kazık ucu civarındaki ölçülmüş

SPT- $N$  değerlerinin ortalaması olup bu derinlik aralığı yöntemden yönteme farklılık göstermektedir.

Schmertmann (1975), çakma kazıklar için  $q_s$  ve  $q_p$  değerlerinin SPT- $N$  direncine ve zemin sınıflarına bağlı olarak belirlenmesine yönelik Tablo 1.14'te verilen değerleri önermiştir.

**Tablo 1.14.  $q_s$  ve  $q_p$  değerleri (Schmertmann, 1975)**

Zemin Türü	Grup Sembolü	$q_c/N$	$R_f(\%)^*$	$q_s (\text{tsf})$	$q_p (\text{tsf})$
Temiz kum (su tablasının üstündeki ve altındakiler için)	GW, GP, GM, SW, SP, SM	3.5	0.6	$0.019\bar{N}$	$3.2\bar{N}$
Kil-silt-kum karışımı, siltli kum, silt, marl	GC, SC, ML, CL	2.0	2.0	$0.04\bar{N}$	$1.6\bar{N}$
Plastik kil	CH, OH	1.0	5.0	$0.05\bar{N}$	$0.7\bar{N}$
Yumuşak kireçtaşı, kireç kayası	-	4.0	0.25	$0.01\bar{N}$	$3.6\bar{N}$

\*  $R_f$ : konik penetrasyon deneyi sürtünme oranı

Bu tabloda Schmertmann (1975),  $N < 5$  olması durumunda  $N = 0$ ,  $N > 60$  durumunda ise  $N = 60$  alınmasını önermiştir.

Meyerhof (1976), kohezonsuz zeminlerde çakma kazıkların  $q_p$  ve  $q_s$  değerlerinin SPT- $N$  direncinden tahmini için sırasıyla Bağıntı (1.33) ve (1.34)'ü önermiştir.

Kumlu zeminler için;

$$q_p(kN/m^2) = 40 \bar{N}_{55} \frac{l}{d} \leq 400 \bar{N}_{55} \quad (1.33a)$$

Plastik olmayan siltli zeminler için;

$$q_p(kN/m^2) = 40 \bar{N}_{55} \frac{l}{d} \leq 300 \bar{N}_{55} \quad (1.33b)$$

Burada;  $\bar{N}_{55}$ : kazık ucunun 5 çap altı ve 10 çap üstü derinlik aralığındaki SPT- $N_{55}$  değerlerinin ortalaması,  $l$ : kazık boyu ve  $d$ : kazık çapıdır.

$$q_s(kN/m^2) = 2 \bar{N}_{55} \quad (1.34)$$

Burada;  $\bar{N}_{55}$ : kazık şaftı boyuncaki  $N_{55}$  değerlerinin ortalamasıdır.

Meyerhof (1976)'un çakma kazıklar için önerdiği yukarıdaki bağıntılardan hesaplanan değerlerin; fore kazıklar için  $q_s$  değerinin yarısının,  $q_p$  değerinin ise üçte birinin alınması tavsiye edilmektedir (Birand, 2001).

Briaud vd. (1985), kumlu zeminlerde çakma kazıkların uç direnci ve çevre sürtünmesi belirlenmesine yönelik Bağıntı (1.35) ve (1.36)'yı önermiştir.

$$q_p = 19.7 p_a (\bar{N}_{60})^{0.36} \quad (1.35)$$

ve,

$$q_s = 0.224 p_a (\bar{N}_{60})^{0.29} \quad (1.36)$$

Fore kazıklar için; Reese vd. (2006)  $q_p(kN/m^2) = 57.5N_{60}$ , Ng vd. (2003) ise  $q_p(kN/m^2) = 100N$  yaklaşımlarını önermişlerdir.

### 1.8.2. Kazık Grupları için Oturma Tahmini

Meyerhof (1976), daha derinlerde yumuşak bir tabakanın bulunmadığı homojen kumlu zemin içerisindeki kazık gruplarının oturmasının konservatif bir yaklaşımıla SPT- $N$  değerlerinden Bağıntı (1.37) kullanılarak tahmin edilebileceğini belirtmiştir.

$$S_{gr} = \begin{cases} \text{Kumlu zeminler : } & \frac{0.96 q I_f \sqrt{B_g}}{(\bar{N}_1)_{60}} \\ \text{Siltli kumlu zeminler : } & \frac{1.92 q I_f \sqrt{B_g}}{(\bar{N}_1)_{60}} \end{cases} \quad (1.37)$$

Burada;  $S_{gr}$ : kazık grubunun oturması (inç),  $q$ : kazık grubuna gelen toplam yükün kazık grubu alanına oranı (tsf),  $I_f$ : etkileşim katsayısı  $= 1 - l/(8d) \geq 0.5$ ,  $l$ : kazık boyu (ft),  $B_g$ : kazık grubunun eni (ft),  $(\bar{N}_1)_{60}$ : kazık ucu ile kazık ucundan  $B_g$  aşağıya kadar uzanan zemin tabakasının ağırlıklı ortalama ( $N_1$ )<sub>60</sub> değeridir.

### 1.9. SPT'den Sıvılaşma Değerlendirmesi ve Zemin İyileştirmesine Yönelik Bağıntılar

Özellikle suya doygun gevşek kohezyonsuz zeminlerin, deprem sırasında aşırı mertebede yükselen boşluk suyu basıncı nedeniyle efektif gerimelerin çok küçük değerlere inmesi sonucu, zemin kayma direncini tamamen yitirmekte ve bir sıvı gibi hareket etmektedir. Zeminlerin bu davranış biçimini “sıvılaşma” olarak tanımlanmaktadır.

Sıvılaşma sonucu oluşan düşey deplasman ve yatay ötelenmeler sonucu yapılarda önemli hasarlar oluşmaktadır. Bu hasarlar zemin sıvılaşması sonucu yanal desteğin kaybolması nedeniyle deprem koşullarının yarattığı ilave yanal tesirleri taşıyamaz duruma gelmektedir.

Zeminin sıvılaşmaya karşı güvenlik durumu Seed ve Idriss (1971) tarafından Bağıntı (1.38)'de verilen güvenlik sayısı (GS) kavramı ile tanımlanmıştır.

$$GS = \frac{CRR}{CSR} \quad (1.38)$$

Burada;  $CRR$ : devirsel direnç oranı,  $CSR$ : devirsel gerilme oranı olup Bağıntı (1.39)'dan hesaplanmaktadır.

$$CSR = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \quad (1.39)$$

Burada;  $a_{max}$ : zeminde oluşan yatay ivmenin maksimum değeri,  $g$ : yer çekimi ivmesi,  $\sigma_{v0}$  ve  $\sigma'_{v0}$ : incelenen derinlikte toplam ve efektif düşey gerilme ve  $r_d$ : derinlik azaltma katsayısı olup Bağıntı (1.40)'tan hesap edilebilir.

$$r_d = \begin{cases} z < 9.15 \text{ m için} & 1.0 - 0.00765z \\ 9.15 \text{ m} < z < 23 \text{ m için} & 1.174 - 0.0267z \end{cases} \quad (1.40)$$

Burada;  $z$ : incelenen derinliktir (m).

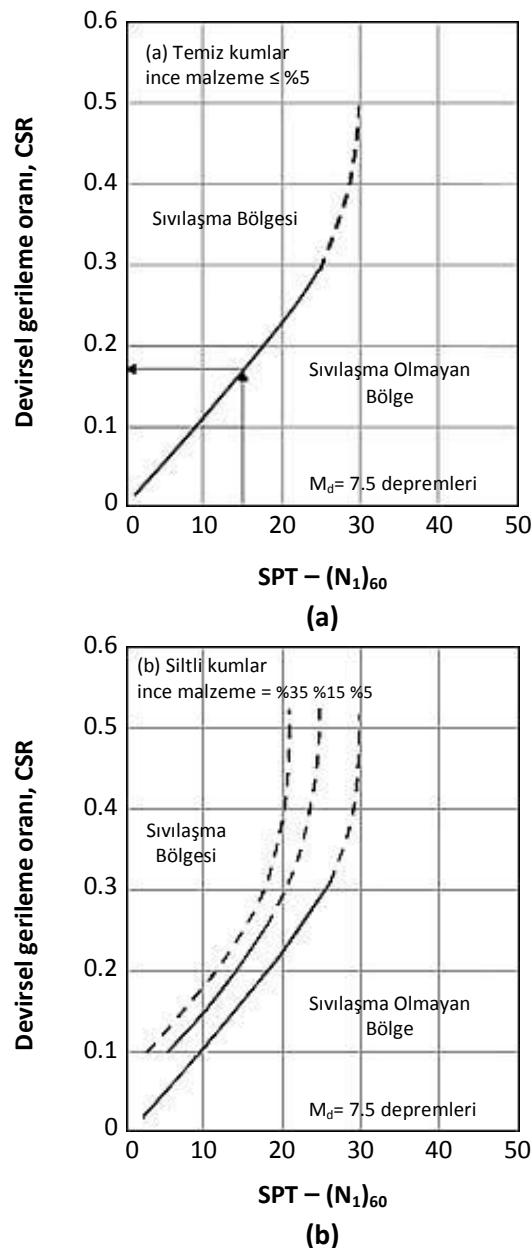
Devisel direnç oranı ( $CRR$ ) ise SPT- $N$  değerleri veya CPT uç direnci  $q_c$  parametreleri yardımı ile tayin edilmektedir. Seed ve De Alba (1986) tarafından önerilen devisel gerilme oranı ( $CSR$ ) ile zeminin devisel direnç oranını temsil eden SPT- $N$  değeri arasındaki ilişki Şek. 1.27'deki abakta verilmektedir. Buradaki  $(N_1)_{60}$  değeri zemin örtü yükü için düzeltilmiş değerdir. Bu abakta;  $FC$  : zemindeki ince malzeme yüzdesi (< 0.075 mm dane boyutu, % silt+kil) ve  $M_d$  : depremin moment büyülüğidür (*moment magnitude*).

Eğer incelenen derinlikteki bir kum biriminde  $CSR$  ve  $(N_1)_{60}$  değerleri ile temsil edilen nokta Şek. 1.35'te tanımlanan sınır çizgilerinin sağında kalıyor ise zeminde sıvılaşma riski yoktur ( $GS > 1.0$ ). Nokta sınır çizgisinin solunda kalıyor ise zeminde sıvılaşma riski vardır ( $GS < 1.0$ ) ve önlem alınmalıdır.

Doğal haldeki zeminin sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısının hesaplanması için değişik yöntemler önerilmiştir. Burada, Youd (1991) tarafından önerilen basit bir yöntem sunulmuştur. Bu yöntemde depremin yaratacağı devisel gerilme oranı  $CSR$ , Bağıntı (1.39)'da verilen eşitlikten hesaplanır. Zeminin  $(N_1)_{60}$  değerinden Şek. 1.27'ye girilerek sıvılaşmayı tetikleyecek  $CSR$  değeri okunur ve zeminin devisel direnç oranı  $CRR$  olarak tanımlanır. Sonuç olarak zeminin sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı Bağıntı (1.41)'den hesaplanır.

$$GS = \frac{\text{Şekil 1.27'den bulunan } CRR}{\text{Denklem 1.39'dan hesaplanan } CSR} \quad (1.41)$$

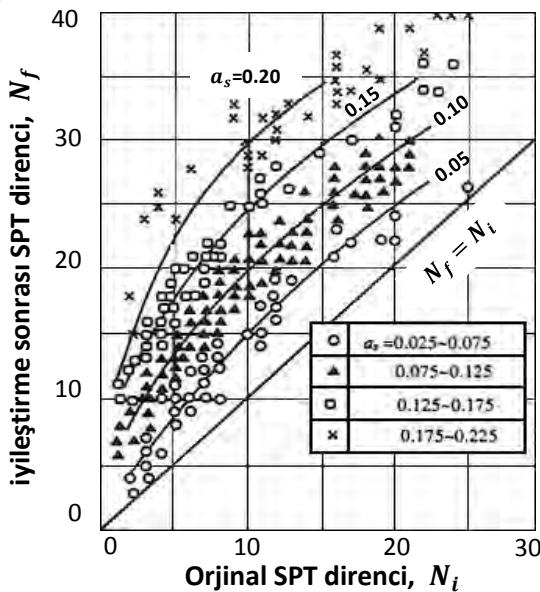
Örneğin;  $(N_1)_{60} = 15$  değerine sahip bir kum tabakasının bulunduğu bölge için Bağıntı (1.39)'dan hesaplanan  $CSR$  değeri 0.30 ise Şek. 1.27(a)'da  $CRR$  değeri 0.17 olarak belirlenir ve  $GS = 0.17 / 0.30 = 0.57$  olarak hesaplanır.



**Şekil 1.27. SPT-N değerine bağlı sivilashma direnci (a) temiz kumlar ve, (b) siltli kumlar (Ferrito, 1997)**

Eğer sıvılaşmaya karşı önlem olarak vibro-sıkıştırma yöntemi uygulanacak ise Şek. 1.27'deki abakta sıvılaşma sınır çizgisinin solunda olan noktanın,  $CSR$  değeri sabit kalmak koşulu ile, sınır çizgisinin sağına geçebilmesi için gerekli ( $N_1$ )<sub>60</sub> değeri belirlenir. Bu değer, iyileştirme sonucu ulaşılması gereken minimum hedef değerdir ( $N_1$ ).

Sıvılaşmaya karşı önlem olarak vibro-sıkıştırma yöntemi kullanılacak ise, geçmişte yapılan gözlem ve deneyimlerden istatistiksel değerlendirmeler sonucu geliştirilmiş olan tasarım abağı (Şek. 1.28) kullanılabilir (Japanese Geotechnical Society, 1998). Bu abakta, yatay eksende orjinal zeminin SPT direnci  $N_i$  olarak tanımlanmıştır. İyileştirme sonrası ulaşılacak değer,  $N_f$ , düşey eksende tanımlanmıştır. Abakta gösterilen eğriler değişik alan oranlarına ( $a_s = 0.05 - 0.20$ ) karşıt gelmektedir. Burada,  $N_f$  değeri kolonlar arası mesafenin ortasındaki SPT direnci olarak verilmekte olup, kolon etrafında uygulama noktasından uzaklaştıkça azalan bir iyileşme oranı olduğu düşünüldüğünde, bir anlamda iyileştirilmiş zemin kütlesinin minimum sıkılığını yansımaktadır.

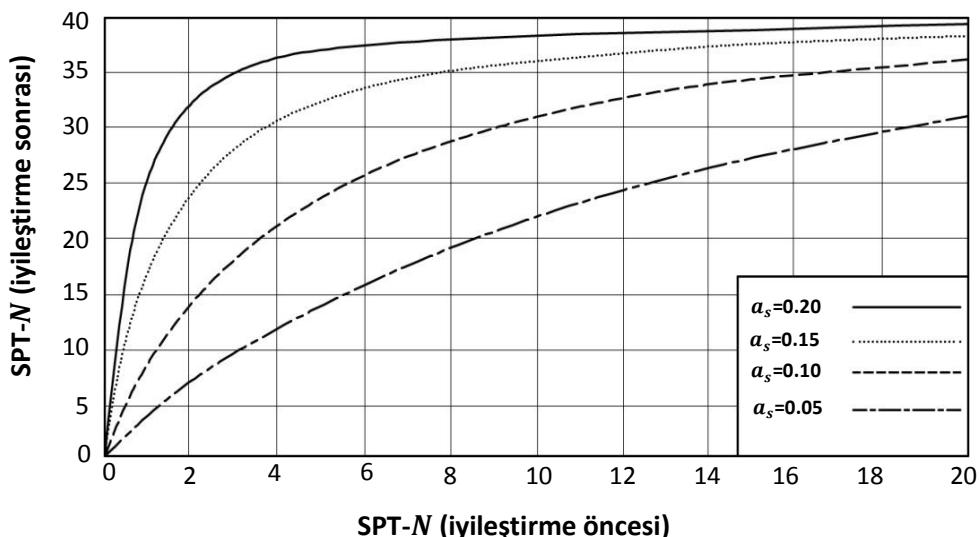


Şekil 1.28. Orjinal SPT direnci,  $N_i$ , ile iyileştirme sonrası kolonlar arası SPT direnci,  $N_f$ , ilişkisi (Japanese Geotechnical Society, 1998)

Metodun uygulanmasında orijinal SPT direnci,  $N_i$ , ve hedef SPT direnci,  $N_f$ , değerlerinden alan oranı  $a_s$  doğrudan Şek. 1.28'den okunur.

Baez (1995) uygulama öncesi ve sonrasında SPT ve CPT deneyleri yapılan 18 adet vakayı incelemiştir ve alan oranları 0.05 ile 0.20 arasında değişen uygulamalar ile ince malzeme oranının %15'i aşmadığı siltli kumlar için Şek. 1.29'daki tasarım abağını önermiştir. Tasarım abağındaki SPT değerleri zeminin örtü yüküne göre düzeltilmiş değerlerdir.

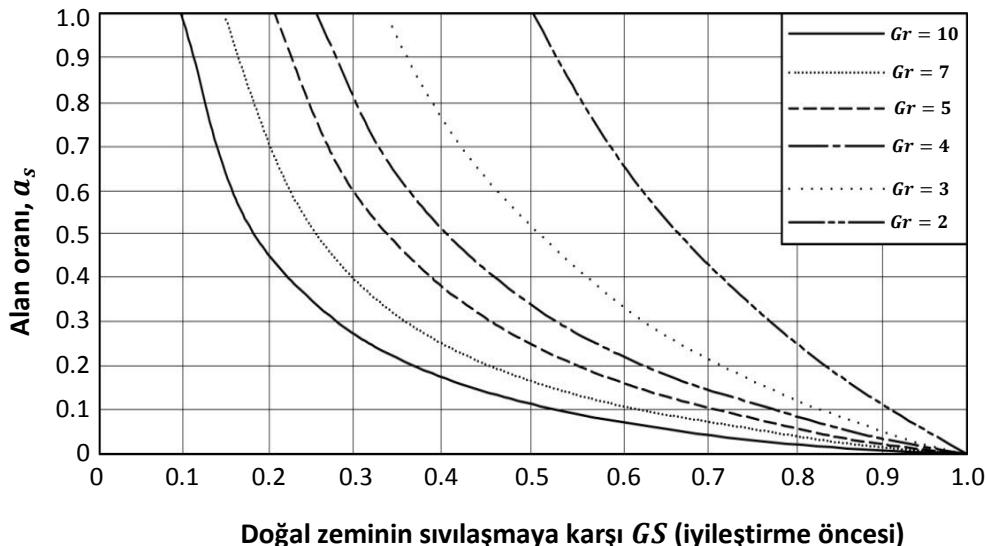
Şekil 1.28 ve 1.29'da alan oranı,  $a_s$ , vibro-kolon alanının tek kolon etki alanına oranı olarak tanımlanmıştır.



**Şekil 1.29. İyileştirme öncesi ve sonrası SPT dirençleri (Baez, 1995)**

Baez (1995) kum zeminlerin sıvılaşmayı önlemek amacıyla vibro-kompaksiyon ile iyileştirilmeleri durumunda, deprem esnasında ortaya çıkan kayma gerilmelerinin zeminde teşkil eden rijit kolonlarla paylaşılacağı prensibine dayalı, Şek. 1.30'da gösterilen, bir tasarım abağı geliştirmiştir. Bu yöntemde önce doğal zeminin sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı ( $GS$ ) hesaplanmaktadır. Abakta gösterilen eğriler değişik rijit kolon kayma modülü ( $G_k$ ) / doğal zemin kayma modülü ( $G_z$ ) oranlarına ( $G_r$ ) karşı gelmektedir. Abakta yatay eksende

İyileşme öncesi  $GS$  değerinden girilerek belirlenen  $G_r$  oranını yansıtan eğri üzerinden düşey eksende  $GS = 1.0$  değerini sağlayacak alan oranı okunur. Bu yöntemde doğal zeminin  $G_z$  değeri bilinmekte olup abakta seçilmiş  $G_r$  oranından, teşkil edilecek rıjıt kolonların  $G_k$  değerleri belirlenir ve tasarım kriteri olarak uygulamada bu değere ulaşılması şartı aranır.

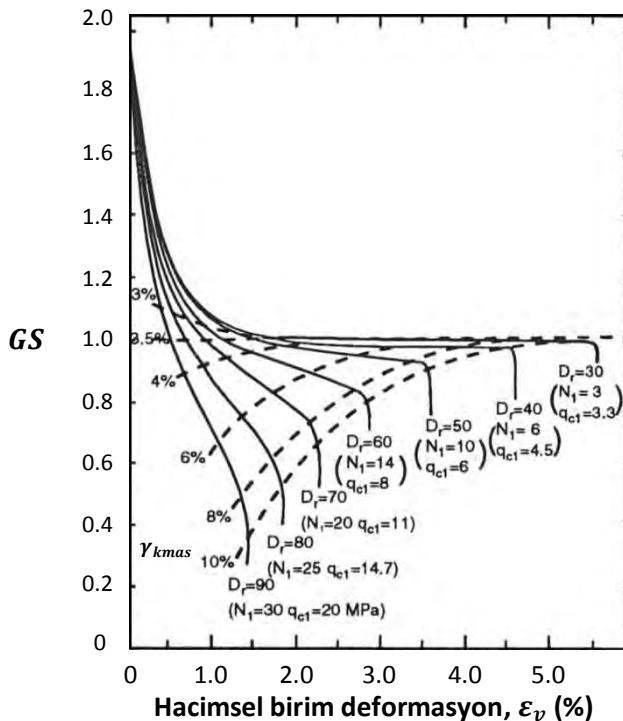


**Doğal zeminin sıvılaşmaya karşı  $GS$  (iyileştirme öncesi)**

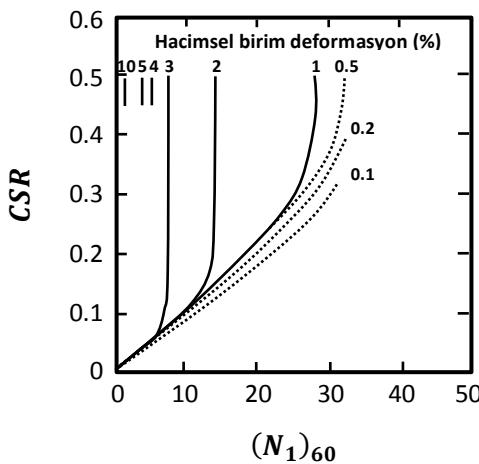
**Şekil 1.30. İyileştirme sonrası sıvılaşmaya karşı  $GS = 1$  elde etmek için gerekli alan oranları (Baez, 1995)**

Ishihara ve Yoshimine (1992) temiz kumlarda sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı kullanılarak, sıvılaşma sonrası zeminde ortaya çıkacak oturmaların tahminine yönelik Şek. 1.31'deki abağı önermektedirler. Bu abakta sıvılaşma sonrası oluşacak hacimsel birim deformasyonlar;  $(N_1)_{60}$  değeri, bağıl yoğunluk ( $\% D_r$ ) veya normalize koni direncinin ( $q_{c1}$ ,  $\text{kg/cm}^2$ ) fonksiyonu olarak belirlenebilmektedir. Abak oluşturabilecek maksimum kayma birim deformasyonlarının ( $\gamma_{kmax}$ ) mertebesini de vermektedir.

Tokimatsu ve Seed (1984) tarafından geliştirilen sıvılaşma sonrası kumlarda oluşan hacimsel birim deformasyonlarının,  $(N_1)_{60}$  ile ilişkisi Şek. 1.32'de verilmektedir.



**Şekil 1.31. Sıvılaşma sonrası hacimsel birim deformasyonlar  
(Ishihara ve Yoshimine, 1992)**



**Şekil 1.32. Sıvılaşma sonrası hacimsel birim deformasyonlar  
(Tokimatsu ve Seed, 1984)**

Şekil 1.31 ve 1.32'de verilen abaklar magnitüd değeri  $M_d = 7.5$  olan depremler için geliştirilmiştir.

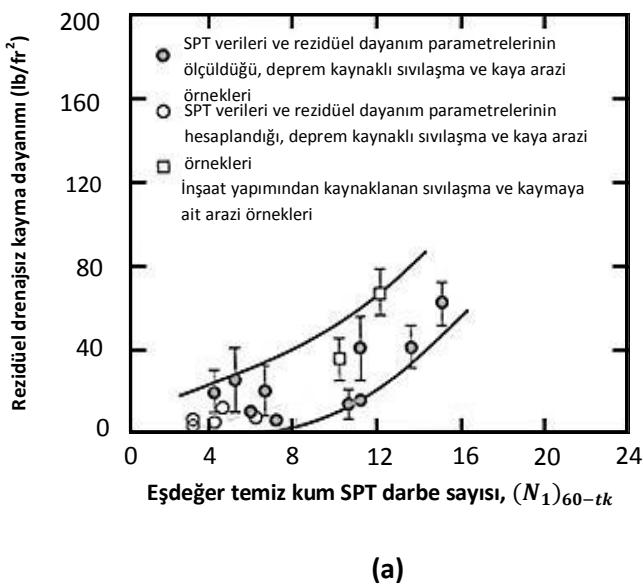
Seed ve Harder (1990) ve Stark ve Mesri (1992) tarafından geliştirilmiş zeminin sivilaşma sonrası rezidüel kayma dayanımı ( $c_{ur}$ ) ile SPT- $(N_1)_{60-tk}$  arasında korelasyonlar Şek. 1.33'te verilmektedir. Sivilaşma sonrası rezidüel kayma dayanımları, deprem sonrası yaşanan göçmelerin geri analizlerinden türetilmiştir. Stark ve Mesri (1992) rezidüel kayma dayanımı ( $c_{ur}$ ) değerini düşey efektif gerilmeye ( $\sigma'_{v0}$ ) göre normalize ederek Bağıntı (1.42)'yi önermiştir.

$$c_{ur}/\sigma'_{v0} = 0.0055 (N_1)_{60-tk} \quad (1.42)$$

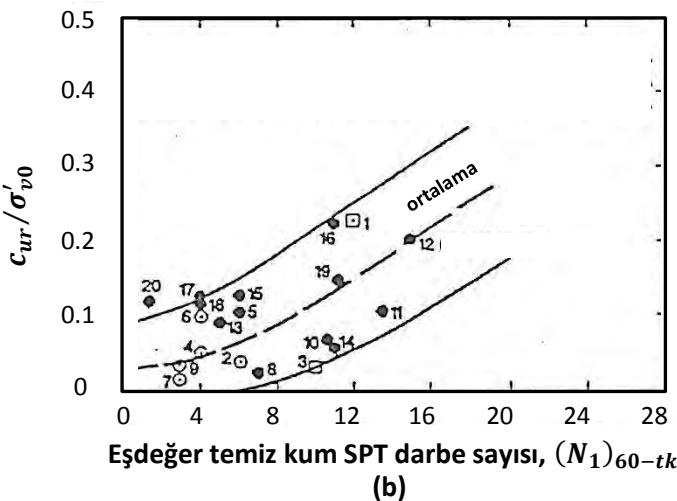
Bu yaklaşımın tümünde  $(N_1)_{60-tk}$  değeri temiz kum eşdeğer SPT direnci olup,  $(N_1)_{60}$  değerinin kumun ince malzeme oranına göre Bağıntı (1.43)'e göre düzeltmesi sonucu bulunur.

$$(N_1)_{60-tk} = (N_1)_{60} + \Delta N \quad (1.43)$$

Burada;  $\Delta N$ : düzeltme değerleri olup Tablo 1.15'te verilmektedir.



Şekil 1.33. (a)  $c_{ur}$  ilişkileri Seed ve Harder (1990)

Şekil 1.33. (b)  $c_{ur}$  Stark ve Mesri (1992)Tablo 1.15.  $\Delta N$  değerleri (Seed ve Harder, 1990 ve Stark ve Mesri, 1992)

$FC(\%)$	$\Delta N$	
	Seed ve Harder (1990)	Stark ve Mesri (1992)
0	0	0
10	1	2.5
15	-	4
20	-	5
25	2	6
30	-	6.5
35	-	7
50	4	7
75	5	7

### 1.10. SPT- $N$ Değerine Bağlı Diğer Korelasyonlar

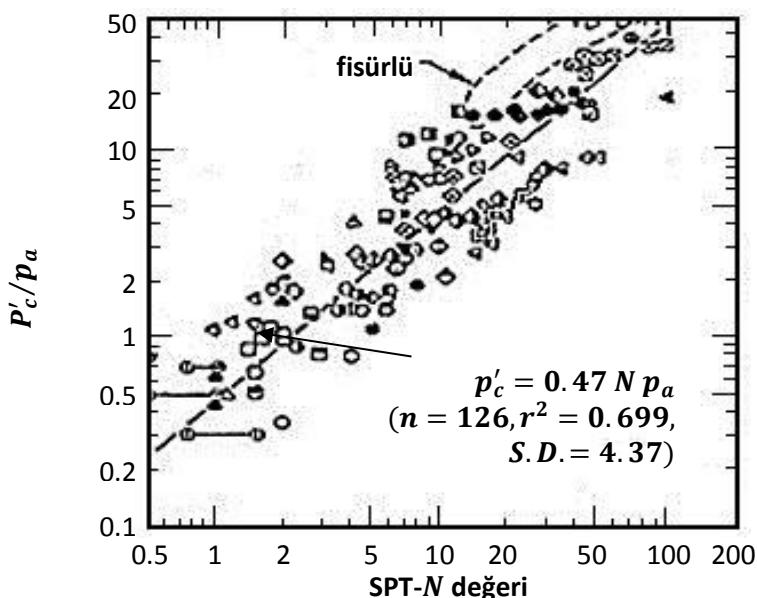
Kulhawy ve Mayne (1990), ön konsolidasyon basıncı ( $P'_c$ ) ile SPT- $N$  değeri; aşırı konsolidasyon oranı ( $OCR$ ) ile SPT-  $N$  değeri; sükunetteki yanal toprak basıncı

katsayısı ( $K_0$ ) ile SPT- $N$  değeri arasındaki olası korelasyonları derlemiş ve sırasıyla Şek. 1.34, 1.35 ve 1.36'da vermiştir. Ancak şekillerde verilen regresyon katsayılarından ve veri tabanındaki dağınlıktan bu korelasyonların ne derece gerçekçi olduğu tartışmaya açıktır.

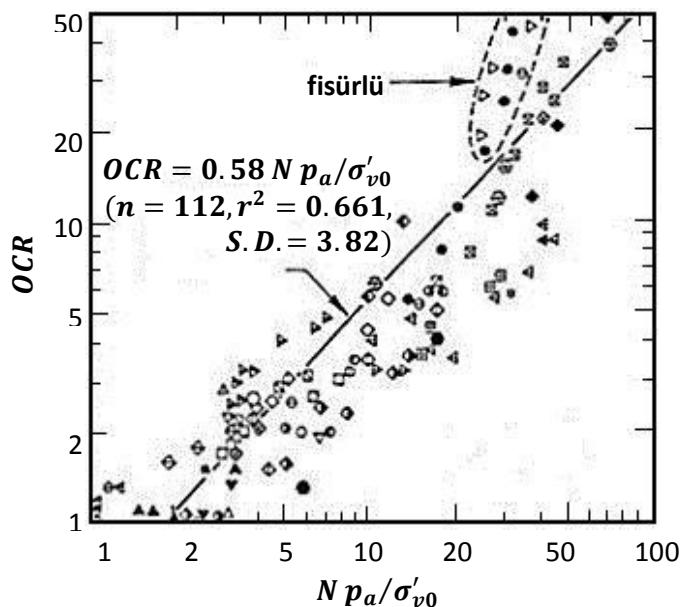
Imai vd. (1976), SPT direnci ile kayma dalgası hızı ( $V_s$ ) yaklaşık değerleri arasında Tablo 1.16'daki korelasyonları önermektedir.

**Tablo 1.16. SPT direnci ile kayma dalgası hızı ilişkisi (Imai vd., 1976)**

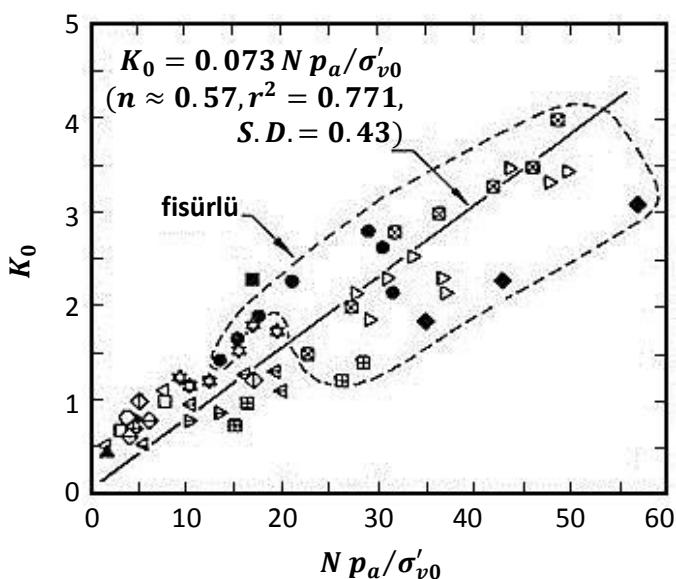
Zemin Türü	$V_s$ (m/sn)
Kumlu alüvyon	$102.0 N^{0.29}$
Killi alüvyon	$80.6 N^{0.33}$
Ortalama değer	$89.8 N^{0.34}$
Ortalama değer	$89.8 N^{0.34}$



**Şekil 1.34. Ön konsolidasyon basıncı ( $P'_c$ ) – SPT- $N$  ilişkisi (Garett ve Barnes, 1984; Mayne ve Kemper, 1988)**



**Şekil 1.35.** Aşırı konsolidasyon oranı ( $OCR$ ) – SPT-N ilişkisi (Garett ve Barnes, 1984; Mayne ve Kemper, 1988)



**Şekil 1.36.** Sükunetteki yanal toprak basıncı katsayısı ( $K_0$ ) – SPT-N ilişkisi (Kulhawy vd., 1989)

## 11. Kaynaklar

Aboshi H., Mizunu Y., ve Kuwabara M. (1991) "Present State of Sand Compaction Pile in Japan" Deep Foundation Improvements: Design, Construction and Testing, ASTM, STP 1089.

Aggour, M. S. ve Radding, W. R. (2001). "Research Report: Standard Penetration Test (SPT) Correction, Final Report" Maryland Department of Transportation-State Highway Administration, Maryland.

Alpan I. (1964). "Estimating the Settlements of Foundations on Sands" Civil Engineering and Public Works Review 59: 1415 - 1418.

ASTM-D1586-11 (2011). "Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils" American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.

Baez J. I. (1995). "A Design Model for the Reduction of Soil Liquefaction by Vibro-Stone Columns" Ph.D. Dissertation, Univ.of South Caroline, LA, CA, 207p.

Bazaraa, A. R. S. S. (1967). "Use of the Standard Penetration Test for Estimating Settlements of Shallow Foundations on Sand" Ph.D. Thesis, University of Illinois, Champaign-Urbana, Illinois.

Berry, P. L. ve Reid, D. (1987). "An Introduction to Soil Mechanics" The McGraw-Hill Companies, Inc., New York.

Birand, A. (2001). "Kazıklı Temeller" Teknik Yayınevi, Ankara.

Briaud, J.-L., Smith, T.D. ve Tucker, L.M. (1985). "A Pressuremeter Method for Laterally Loaded Piles" Int. Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 3: 1353.

Bowles, J. E. (1996). "Foundation Analysis and Design" 5th edition, The McGraw-Hill Companies, Inc., London.

BS 1377-2 (1990). "Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes. In-situ Tests" British Standards, UK.

*BS 4019-3 (1993). "Rotary Core Drilling Equipment. Specification for System A. Metric Units" British Standards, UK.*

*Burland, J. B., Broms, B. B. ve De Mello, V. F. B. (1977). "Behaviour of Foundations and Structures" State-of-the-Art Review, 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng., Tokyo, 3: 495 – 546.*

*Burland, J. B. ve Burbridge, M. C. (1985). "Settlement of Foundations on Sand and Gravel" Proc. Inst. of Civil Engrs., Part 1, Vol.78.*

*Canadian Design Manual (1994). Ministry of Transportation and Highways, Province of British Columbia, Canada.*

*Clayton, C. R. I. (1990). "SPT Energy Transmission Theory, Measurement and Significance" Ground Engineering, 23(10): 35 – 43.*

*Clayton, C. R. I. (1993). "The Standard Penetration Test (SPT) – Methods and Use" Construction Industry Research and Information Association, Funder Report/CP/7, CIRIA, London, 129 pp.*

*Clayton, C. R. I., Matthews, M. C. ve Simons, N. E. (1995). "Jeoteknik Saha İncelemesi (Çetin, H., Kayabali, K. ve Arman, H., Çev)" Gazi Kitabevi, Ankara (2005).*

*Coduto, D. P. (2000). "Foundation Design: Principles and Practices" 2nd edition, Prentice Hall, Inc., New Jersey.*

*Cubrinovski, M., ve Ishihara, K. (1999). "Empirical Correlation between SPT N-value and Relative Density for Sandy Soils" Soils and Foundations, 39(5): 61 - 71.*

*D'Appolonia, D. J., D'Appolonia, E. D., Brisette R. F. (1970). "Closure: Settlement of Spread Footings on Sand" JSMFD, ASCE, 96: 754 – 762.*

*Décourt, L. (1990). "The Standard Penetration Test, State of the Art Report" Norwegian Geotechnical Institute Publication, Oslo, Norway, Part II (179): 1 - 12..*

*DeMello V. (1971). "The Standart Penetration Test - A State of the Art Report " 4th. PanAmerican Conf. on SMFE, 1: 1 – 86.*

Douglas D. J. (1983). "The Standart Penetration Test" In-Situ Testing For Geotechnical Investigations, A. A. Balkema, Sydney, Australia, say: 21 - 32.

Ferrito, J. M. (1997). "Seismic Design Criteria for Soil Liquefaction" Naval Facilities Engineering Service CenterTechnical Report TR-2077-SHR, California, USA.

Fletcher, G.F.A. (1965). "Standard Penetration Test: Its Uses and Abuses" Proc. ASCE, J. Soil Mech. and Found. Engng. Div., 91 (SM4): 67 – 75.

FHWA-HI-97-021 (1997). "Geotechnical and Foundation Engineering Module 1 - Subsurface Investigatons " Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.

FHWA-IF-02-034 (2002a). "Geotechnical Engineering Circular No.5: Evaluation of Soil and Rock Properties" Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.

FHWA-NHI-01-031 (2002b). "Subsurface Investigations (Geotechnical Site Characterization)" Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.

Garett, C. ve Barnes, S. J. (1984). "The Design and Performance of the Dunton Green Retaining Wall" Geotechnique, 34(4): 533 – 548.

Gibbs, H. J. ve Holtz W. G. (1957). "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing" Proc. 4th.ICSMFE, London, 1: 35 - 39.

Hara, A., Ohta, T., Niwa, M., Tanaka, S., ve Banno, T. (1974). "Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soils" Soils and Foundation, 14(3): 1 - 12.

Hatanaka M. ve Uchida A. (1996). "Empirical Correlation between Penetration Resistance and Internal Friction Angle of Sandy Soils" Soils and Foundations, 36(4): 1 – 10.

Holtz, W. G. ve Gibbs, H. J. (1979). "Discussion of SPT and Relative Density in Coarse Sand" ASCE, JGED, 105(GT3): 439 - 441.

- Imai, T., Fumoto, H. ve Yokata, K. (1976). "P-and S-Wave Velocities in Subsurface Layers of Ground in Japan" Technical Report, TN-14, Oyo Corp., Tokyo.*
- Ishihara, K., ve Yoshimine, M. (1992). "Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes" Soils Found., 321: 173 – 188.*
- ISSMFE (1988). "International Reference Test Procedures, IRTP" 1st International Symposium on Penetration Testing.*
- Jamilowsky, M., Ghionna V. N., Lancelotto R., ve Pasqualini E. (1988). "New Correlations of Penetrating Testing" Penetration Testing ISOPT-1, AA Balkema, 1: 263 - 296.*
- JIS:-A219 (1976). Japanese Standard, Japan.*
- Japanese Geotechnical Society (1998). "Remedial Measures Against Soil Liquefaction from Investigation and Design to Implementation" A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield.*
- Kulhawy, F. H., Jackson, C. S. ve Mayne, P. W. (1989). "First-Order Estimation of  $K_0$  in Sands and Clays" Foundation Engineering: Current Principles and Practices, ed. F.H. Kulhawy, ASCE, New York.*
- Kulhawy, F. H. ve Mayne, P. W. (1990). "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design", EL-6800 Project 1493-6 Final Report, Electric Power Research Institute (EPRI), New York.*
- Liao, S. S. C. ve Whitman, R. V. (1986). "Overburden Correction Factors for SPT in Sand" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 112(3): 373 – 377.*
- Mayne, P. W. ve Kemper, J. B. (1988). "Profiling OCR in Stiff Clays by CPT and SPT" Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 11(2): 139 – 147.*
- McGregor, J. A. and Duncan, J. M. (1998). "Performance and Use of the Standard Penetration Test in Geotechnical Engineering Practice", Center for Geotechnical Practice and Research, Virginia Polytechnic Institute, Blacksburg, VA.*

*Menzenbach, E. (1967). "Le Capacidad Soportante de Pilotes y Grupos Pilotes, Technologia" Ingeneria Civil, Aavana University, Cuba, Series 2(1): 20 - 21.*

*Meyerhof, G. G. (1957). "Discussion on Research on Determining the Density of Sands by Penetration Testing" Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., Vol. 1: 110.*

*Meyerhof G. G. (1976). "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations" JGED, ASCE, 102(GT3): 195 – 228.*

*NAVFAC Design Manual-7.1 (1982). "Soil Mechanics" Department of the Navy, Virginia.*

*Ng, W.W. C., Simons, N. ve Menzies, M. (2003). "Soil Structure Engineering of Deep Foundations, Excavations and Tunnels" Thomas Telford.*

*Ordemir, İ. (1984). "Foundation Engineering I" Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara.*

*Peck R. B., Hanson W. E. ve Thornburn T. H. (1974). "Foundation Engineering" John Wiley & Sons, New York.*

*Poulos, H.G. ve Small, J.C. (2000). "Development of design charts for concrete pavements and industrial ground slabs" Chapter 2, Design Applications of Raft Foundations, Ed. J.A. Hemsley, Thomas Telford, 39-70.*

*Reese, L.C., Isenhower, W.M. ve Wang, S.T. (2006). "Analysis and design of Shallow and Deep Foundations" John Wiley.*

*Robertson, P. K. and Wride, C. E. (1997), "Cyclic Liquefaction and Its Evaluation Based on the SPT and CPT" Proceedings of the National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER), Report No 970022.*

*Schmertmann J.H. (1975). "Measurement of In-Situ Shear Strength" 7th PSC, ASCE, 2: 57 -138.*

*Schmertmann J.H., Hartman J.P. ve Brown P.R. (1978). "Improved Strain Influence Factor Diagrams" Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 104(8): 1131-1135.*

- Schnaid, F. (2009). "In Situ Testing in Geomechanics-The Main Tests" Taylor and Francis, New York, U.S.A.
- Schultze E. ve Sherif G. (1973). "Prediction of Settlements from Evaluated Settlement observations for Sand" 8th.ICSMFE, Moskow, say: 225 - 230.
- Seed, H. B. ve Idriss, I. M. (1971). "A Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential" Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, No. SM6.
- Seed, H. B., Martin, G. R., ve Lysmer, J. (1976). "Pore-water Pressure Changes During Soil Liquefaction." J. Geotech. Engrg. Div., 102(GT4): 323 – 346.
- Seed, H. B. (1979). "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes." J. Geotech. Engrg. Div., 1052: 201 – 255.
- Seed, H. B. ve De Alba, P. (1986). "Use of SPT and CPT Tests for Evaluating the Liquefaction Resistance of Sands" Clemence, S.P. ed., Use of In-situ Tests in Geotechnical Engineering, New York, ASCE, say: 281 – 302.
- Seed, R. B., ve Harder, L. F. Jr. (1990). "SPT-Based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength." Proc., H.B. Seed Memorial Sym., BiTech Publishers, Richmond, BC, Canada, say: 351 – 376.
- Skempton A. W. (1986). "Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation" Geotechnique, 36(3): 425 - 447.
- Sowers, G. F. (1979). "Introductory Soil Mechanics and Foundations," 4th edition, Macmillan, New York.
- Stark, T. D. ve Mesri, G. (1992). "Undrained Shear Strength of Liquefied Sands for Stability Analysis" J. Geotech. Engg. ASCE, 118: 1727 – 1747.
- Stroud, M. A. (1974) "The Standard Penetration Test in Insensitive Clays and Softrock" Proceedings of the 1st European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, Sweden, 2(2): 367 - 375.
- Stroud M. A. (1988). "The Standart Penetration Test - Its Implication and Interpretation" Penetration Testing in the UK, Thomas Telford, London.

Teng, W. C. (1962). "Foundation Design" 3rd edition, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.

Terzaghi, K. ve Peck, R. B. (1948). "Soil Mechanics in Engineering Practice," John Wiley & Sons, New York.

Terzaghi, K. ve Peck, R. B. (1967). "Soil Mechanics in Engineering Practice" John Wiley & Sons, New York.

Tokimatsu, K. ve Yoshimi, Y. (1983). "Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-value and Fines Content." *Soils Found.*, 23(4): 56 – 74.

Tokimatsu, K., ve Seed, H. B. (1984). "Simplified Procedures of the Evaluation of Settlements in Clean Sands." Rep. No. UCB/GT-84/16, Univ. of California, Berkeley, California.

Youd, T. L. (1991). "Mapping of Earthquake-induced Liquefaction for Seismic Zonation." Proceedings Fourth International Conference on Seismic Zonation, Stanford, CA.

## **Bölüm 2**

### ***KONİK PENETRASYON DENEYİ (CPT)***

#### **2.1. Giriş**

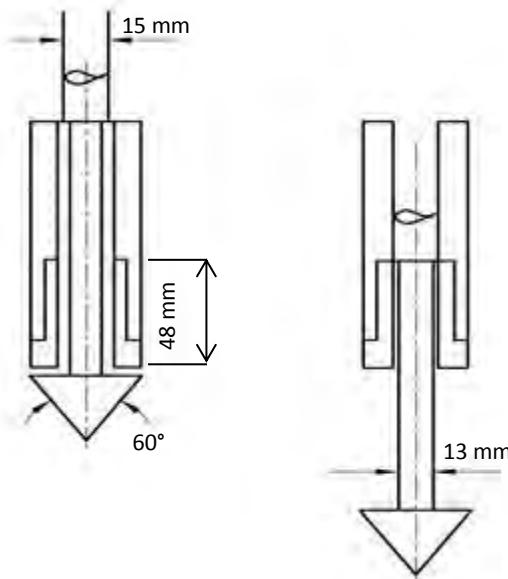
Konik penetrasyon deneyi (CPT), aynı zamanda “statik penetrasyon deneyi” olarak da tanımlanmakta olup konik geometriye sahip bir ucun metal çubuklara monte edilerek kuyu açmaya gerek kalmaksızın hidrolik baskı ile zemine sabit bir hızla itilmesi için gerekli kuvvetin sürekli olarak ölçümünü kapsamaktadır.

Konik penetrasyon deneyi ilk olarak 1934’te Hollanda’dı çakma kazık tasarıımına yönelik yumuşak alüvyon kıl depozitler içindeki kum tabakalarının yerleşimini ve bu tabakaların sıkılığını belirlemek amacıyla kullanılmıştır. Bu ilk CPT, Şek. 2.1’de gösterildiği gibi dış çapı 35 mm olan bir boru içinden geçen 15 mm çaplı metal çubuk ucuna monte edilmiş mekanik koninin zemine itilmesi şeklinde uygulanmıştır (Sanglerat, 1972). Daha sonra 1948 yılında Vermeiden ve Plantema (1948) zeminin dış boru ve iç çubuk arasından içeri girmesini ve yapışmasını önlemek amacıyla mekanik konik ucun gerisine konik (Delft mantosu olarak da bilinen) bir ünite eklemiştir (Şek. 2.2).

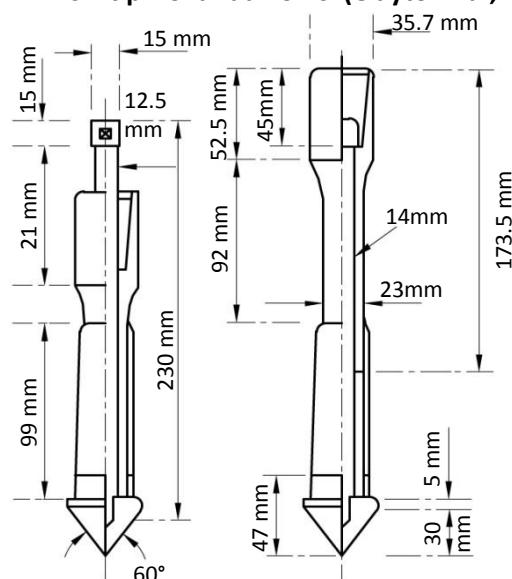
Begemann (1965), mekanik koniye sürtünme şaftı monte ederek CPT teknolojisinde önemli bir gelişme kaydetmiştir (Şek. 2.3).

Ölçümlerin koninin hemen üst kısmına yerleştirilmiş birim deformasyon ölçerler veya sensörler ile alındığı elektrik konisi ile ilgili çalışmalar 1949 yılında başlamış ve sürtünme ölçer ataşmanı da olan ilk elektrikli koni 1957 yılında üretilmiştir (Clayton, 1995). Fugro ve Hollanda Devlet Araştırma Enstitüsü 1965

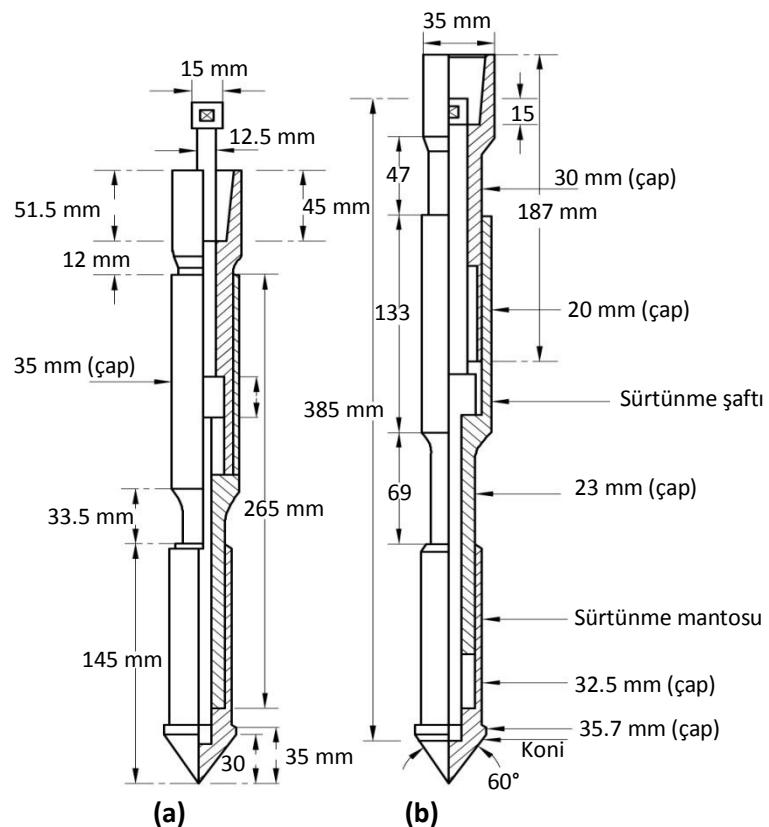
yılında Şek. 2.4'te gösterilen, hem uç hem de sürtünme dirençlerini ölçebilen elektrikli sürtünme konisini geliştirmiştir (Lunne vd., 1997).



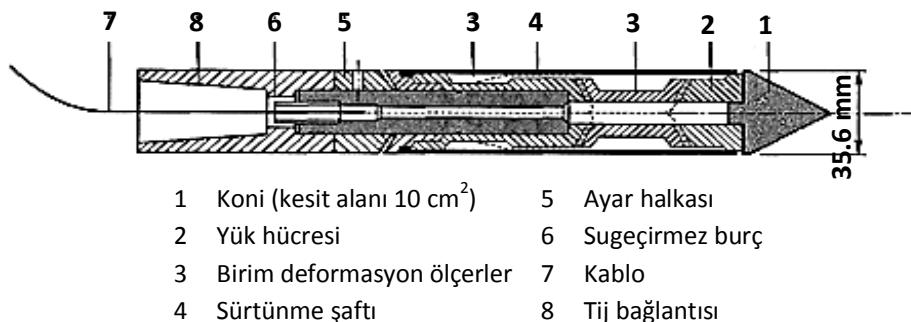
Şekil 2.1. Eski tip Hollanda konisi (Clayton vd., 1995)



ekil 2.2. Konik mantolu Hollanda (Delft) konisi (Vermeiden, 1948)

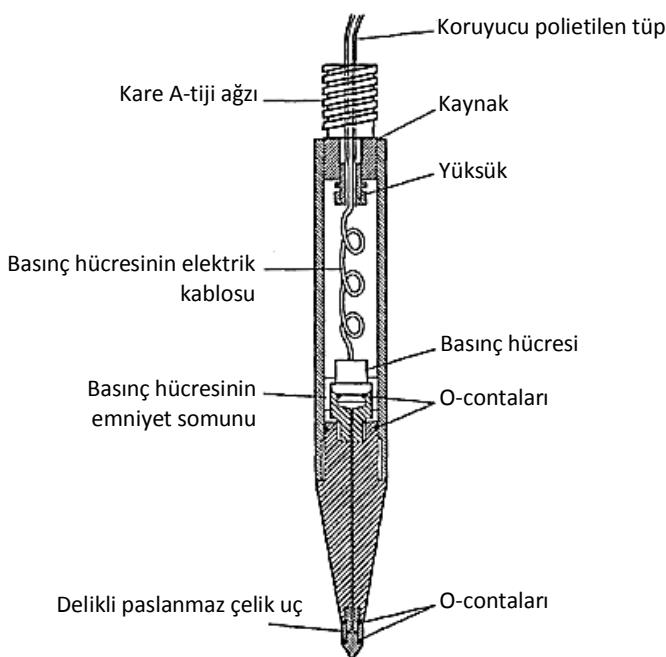


**Şekil 2.3. Mekanik sürtünme konisi (a) kapalı ve, (b) tamamen açık konumda (Begemann, 1965)**



**Şekil 2.4. Fugro tipi elektrikli sürtünme konisi (Lunne vd., 1997)**

Penetrasyon esnasında sadece boşluk suyu basıncını ölçen ilk elektrikli piyezometre uçları 1974 yılında Norveç Geoteknik Enstitüsü'nde geliştirilmiştir. 1975 yılında ise İsveç'te Torstensson ve ABD'de Wissa vd. hem konik dirençleri hem de boşluk suyu basıncını beraberce ölçebilen piyezokoni aletleri geliştirmiştirlerdir (Lunne vd., 1997). Wissa vd. (1975)'nin geliştirdiği elektrikli piyezometrik koni Şek. 2.5'te gösterilmiştir.



**Şekil 2.5. Elektrikli piyezometrik koni (Wissa vd., 1975)**

Günümüzde uygulamada kullanılan farklı tip konik sonda uçları aşağıda sıralanmıştır:

- Mekanik konik sondalar (Begemann tipi)
- Elektrikli konik sondalar
- Piyezo-elektrik konik sondalar (CPTU)
- Sismik-piyezo konik sondalar (SCPTU)
- Özel ataşmanlı konik sondalar

Özetle, mekanik ve elektrikli konik sondalar ile koninin zemine itilmesi esnasında oluşan uç ve sürtünme dirençleri, piyazo-elektrik konik sondalar ile de bunlara ilaveten boşluk suyu basıncı ölçülmektedir. Öte yandan sismik konik sondada, konik uca jeofonlar eklerek sismik dalgaların gelişî algılanmaktadır, dalga hareket hızı ile sismik kayma dalgası hızları tahmin edilerek zemin rıjitliği yorumlanabilmektedir (Clayton, 1995). Yakın geçmişteki araştırmalar çok küçük birim deformasyonlardaki başlangıç kayma deformasyon modülü ( $G_0$ ) tahmininde SCPT'nun başarılı bir yöntem olduğunu göstermektedir.

Özel ataşmanlı sondalar ile i. yanal gerilme ölçümleri, ii. presiyometrik ölçümler, iii. sismik ölçümler, iv. elektrik direnci ölçümleri, v. ısı akışı ölçümleri, vi. ses hızı ölçümleri, vii. gama işini geri saçımımı, viii. radyoizotop ölçümleri vb. zeminlerin değişik özellikleri belirlenebilmektedir.

CPT'nin zemin araştırmalarındaki rolü aşağıdaki maddeler ile özetlenebilir:

- Zemin profilinin belirlenmesi
- Yeraltı suyu seviyesinin belirlenmesi
- Boşluk suyu basıncının tahmini
- Zemin katmanlarının fiziksel ve mekanik özelliklerinin tahmini
- Sığ ve derin temellerde oturma ve taşıma gücü yaklaşımları
- Sıvılaşma potansiyeli değerlendirmeleri
- Çevre geotekniğinde kontaminantların tespiti (zemin özdirenci ölçümlü ile)
- Zemin iyileştirme uygulamalarında kalite kontrolu
- Üç bileşenli jeofonlar ile sismik dalga hızı ölçümleri

CPT'nin avantajları ve dezavantajları Tablo 2.1'de özetlenmiştir (Kulhawy ve Mayne, 1990).

**Tablo 2.1. CPT'nin avantajları ve dezavantajları**

<b>Avantajlar</b>	<b>Dezavantajlar</b>
<ul style="list-style-type: none"><li>- Deney süresi kısalıdır.</li><li>- Yumuşak ve zayıf zeminlere yönelik diğer arazi deneylerine göre daha ekonomiktir.</li><li>- Turba, organik ve yumuşak killer gibi problemli zemin tabakalarının tespiti hızlıca yapılmaktadır.</li><li>- Deney verisi deney esnasında eşzamanlı ve sürekli olarak kaydedilmektedir.</li><li>- Deney sonuçları dijital ortamda hızlıca değerlendirilebilmektedir.</li><li>- SPT'ye oranla operatör hatasının deney sonuçlarına etkisi çok daha azdır.</li><li>- İnce tabakalar, bantlar ve mercekler tespit edilebilmektedir.</li><li>- Koni üzerine yerleştirilen ölçüm cihazlarıyla zeminlerin değişik özellikleri belirlenebilmektedir.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>- Deney çok sıkı zeminler ile iri çakıl ve kaya bloklarının yer aldığı koşullarda uygulanamamaktadır.</li><li>- Deney esnasında örnek alınamamaktadır.</li><li>- İnklinometre ataşmanı ile kontrol edilmediği durumlarda, penetrometre 15 m'den daha derinlerde düşey eksenden sapabilmektedir.</li></ul>

## **2.2. Deney Düzeneği ve Detayları**

Başlıca konik penetrasyon deney ekipmanları konik penetrasyon sondası, itme ekipmanı ve veri toplama sistemidir. Bu bölümde, konik penetrasyon sondası ve itme ekipmanı detayları özetlenecektir.

### **2.2.1. Konik Penetrasyon Sondası**

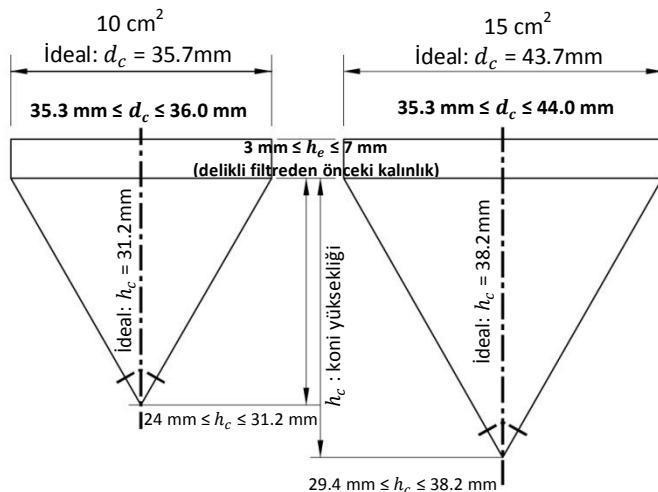
Konik penetrasyon sondası; konik uç, ölçüm aletleri ve sürtünme azaltıcı elemanlardan oluşmaktadır.

#### ***Konik Uç***

Standart olarak koni çapı 35.7 mm, izdüşüm alanı  $10 \text{ cm}^2$ , koni tepe açısı  $60^\circ$  kullanılmaktadır. Silindirik sürtünme yüzeyinin boyu 133.7 mm ve toplam sürtünme alanı  $15\,000 \text{ mm}^2$  ’dir. Değişik zemin koşullarında Şek. 2.6’da gösterilen 2, 10, 15 ve  $40 \text{ cm}^2$  izdüşüm alanına sahip koniler kullanılabilmekte olup (Robertson ve Cabal, 2010),  $10$  ve  $15 \text{ cm}^2$ lik konik uçların imalatında ve kullanımında tolere edilebilen sınırlar ve ortalama değerler ise Şek. 2.7’de gösterilmiştir.



**Şekil 2.6. 2, 10, 15 ve  $40 \text{ cm}^2$  izdüşüm alanına sahip konik sondalar  
(Robertson ve Cabal, 2010)**

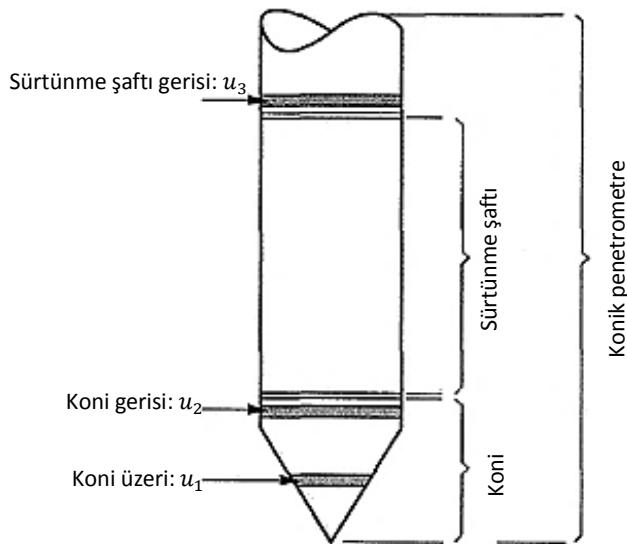


**Şekil 2.7. Konik uçların imalat ve kullanımındaki kabul edilebilir toleranslar (ASTM D 5778-07)**

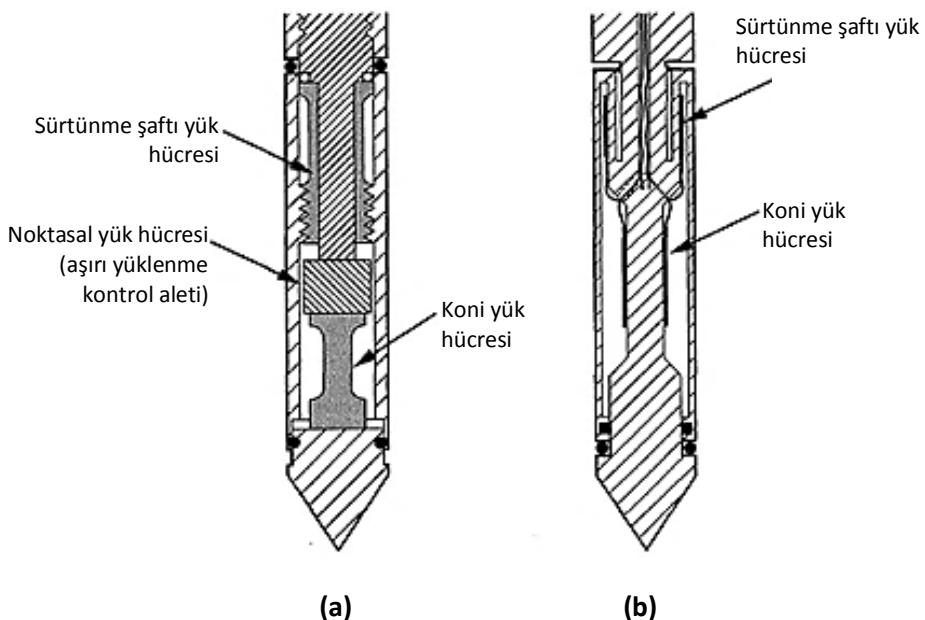
#### **Konik sondanın üzerindeki ölçüm aletleri**

Koni üzerinde elektronik ölçüm üniteleri olarak olaraç uç ve sürtünme direncini ölçen yük sensörleri; boşluk suyu basıncını ölçen poroz filtre ve basınç sensörü, ve düşeylik kontrolu için inklinometre ataşmanı bulunmaktadır. Boşluk suyu basınçları Şek. 2.8'de gösterildiği gibi üç değişik lokasyonda yapılmaktadır. Piyezokonik sondalar gösterilen bu lokasyonlardan ikisinde (iki elemanlı piyezokonik sonda) veya üçünde (üç elemanlı piyezokonik sonda) boşluk suyu basıncı ölçümü yapabilmektedir. En az iki farklı lokasyonda ölçüm almanın amacı farklı alanlarda etkili olan su basınçları dikkate alınarak uç ve sürtünme dirençlerinde düzeltme yapmaktadır. Ayrıca Şek. 2.9'da gösterildiği gibi değişik tip koniler kullanılarak basınç ve çekme altında sürtünme dirençleri ölçülebilmektedir.

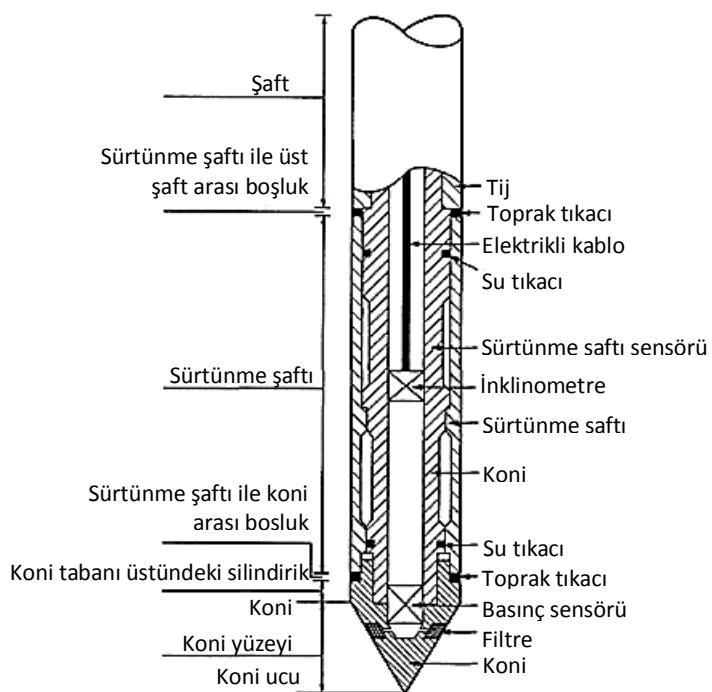
Günümüzde yaygın olarak kullanılan bir piyezokoninin detayları Şek. 2.10'da gösterilmektedir.



**Şekil 2.8. Boşluk suyu basıncı ölçümünün alındığı lokasyonlar (Lunne vd., 1997)**



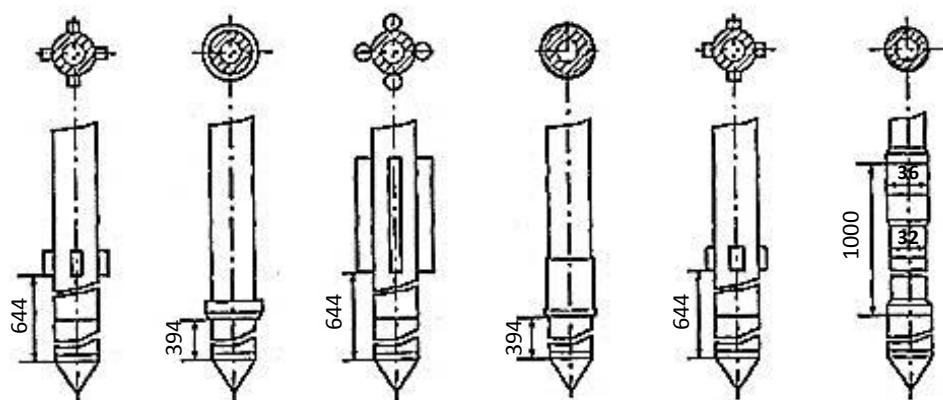
**Şekil 2.9. Farklı konik penetrometre tasarımları (a) basınç ve (b) çekme altında yanal sürtünme direnci ölçen koniler (ASTM D 5778-07)**



**Şekil 2.10. Piyezokonik penetrometre detayları (Lunne vd., 1997)**

#### ***Sürtünme azaltıcı elemanlar***

Konik penetrasyon deneyleri genelde tijlerdeki sürtünmenin sistemin itki kapasitesini aşması sonucu hedeflenen derinliğe inemeden tamamlanmak zorunda kalmaktadır. Ayrıca düşey eksenden aşırı sapmalar deneyi sonlandıran sebeplerdendir. Denizdeki uygulamalarda 16 – 17 tonluk itki kapasitesi genelde kapasite aşımı sorununu gidermektedir. Penetrasyon esnasında koninin gerisindeki tijlerde mobilize olan sürtünme kuvvetlerinin azaltılması amacıyla, koninin 0.3 m ila 1.0 m gerisine koniden daha geniş boyutlara sahip elemanlar yerleştirilmektedir. Yaygın olarak kullanılan sürtünme azaltıcı elemanlar Şek. 2.11'de gösterilmektedir.



**Şekil 2.11. Farklı sürtünme azaltıcı elemanlar (Lunne vd., 1997)**

## 2.2.2. İtme Ekipmanı

İtme ekipmanı detayları deney süresini ve penetrasyon derinliğini etkilemeyecektir, deneyin yapılacak yere uygun olarak seçilmelidir. İtme ekipmanı itme tijleri, itki mekanizması ve reaksiyon sisteminden oluşmaktadır. İtme ekipmanı deneyin karada veya denizde yapılmasına göre başlıca iki farklı tiptedir.

### Karada

Karada yapılan deneylerde itme ekipmanı hidrolik kriko ve reaksiyon sisteminden oluşmaktadır. Deney için gerekli itki kapasitesi genelde 10 ton ile 20 ton arasında değişmekte olup, yumuşak zeminler için 2 ton ile 5 ton arasında olanlar da kullanılmaktadır. İtkinin 20 tonu aşması durumunda tijler burkulabilmekte veya zarar görebilmektedir. Orta sıkı-sıkı kum ve sert killerde 20 tonluk itki ile 30 m derinliklere kadar inmek mümkünken, daha zayıf zeminlerde düşeyden sapmamak koşuluyla 100 m derinliklere kadar inilebilmektedir.

Karada yapılan deneylerde itme için gerekli reaksiyon 15 ton veya daha fazla balastlı ağır yük kamyonları ile sağlanmaktadır. Gereğinde burgulu

ankrajlarla reaksiyonu artırmak mümkün olabilmektedir. Hidrolik kriko sistemi için gerekli güç bu kamyonlarca sağlanmaktadır. Bazı durumlarda hafif treyler de itme ekipmanı olarak da kullanılmaktadır. Ölü ağırlığın yeterli olmadığı durumlarda kullanılan ankrajlar zaman kayıplarına neden olmaktadır. Arazi koşullarının uygun olması halinde, bir günde ağır yük kamyonları ile yaklaşık 250 m, hafif treyler ile de yaklaşık 120 m toplam penetrasyon değerine ulaşılabilirmektedir.

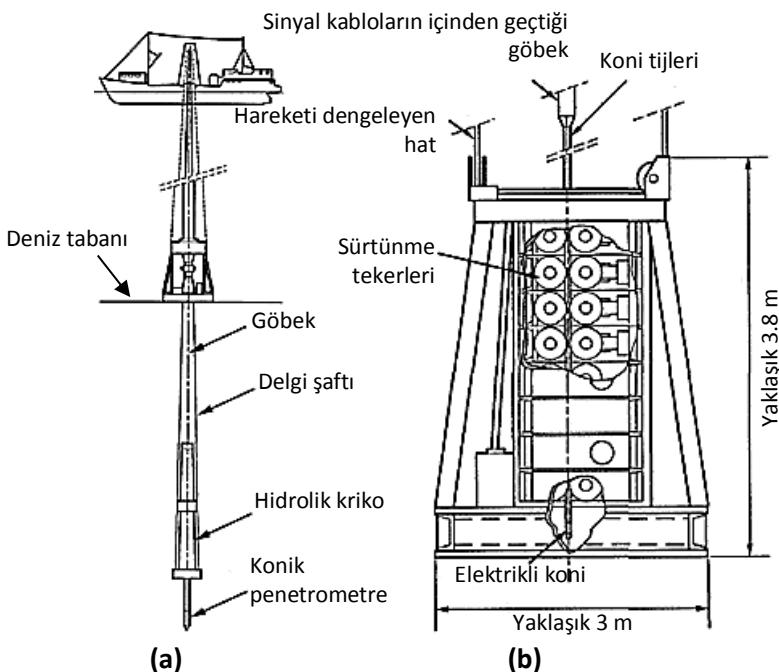
### ***Denizde***

İtme ekipmanları, deneylerin sıg sular (su derinliğinin 30 – 40 m'den az) veya derin sularda (su derinliğinin 30 – 40 m'den fazla) yapılmasına göre değişmektedir.

Sıg sularda, CPT ekipman ve deney yöntemleri karadakine benzerdir. Bunlara ilaveten, genelde bir platform veya duba kullanılmakta ve yanal desteğin sağlanması amacıyla tijler çift koruma altına alınmaktadır. Duba ankrajlarla zemine sabitlenmekte ve ankrajların olası bir kabarmayı dengelemesi ve sistemi dalga hareketinden salınımlardan korunması sağlanmaktadır.

Derin sularda ise, zemini delmeye yarayan özel bir deniz aracı gerekmektedir. Derin sularda yapılan CPT'ler “*kuyu aşağı modu*” ve “*deniz yatağı modu*” olarak iki tiptir (Şek. 2.12). *Kuyu aşağı modunda* konik sonda kuyu dibinden zeminin içine doğru itilir. Birçok durumda, penetrometre 10 - 12 ton kadar bir kuvvetle itilmekte ve ilerleme aşamaları 3 m ile sınırlıdır. Sonda çekildikten sonra, kuyu daha derinlere indirilerek sürekli yakın CPT profili oluşturulur.

*Deniz yatağı modunda* ise, konik sonda deniz yatağından zeminin içine doğru itilir. Fugro tarafından 1970-71 yıllarında kullanılan denizaltı CPT itme ekipmanları, tekerlekli sistem ile geliştirilmiştir. Günümüzde bu itme ekipmanları ile deniz altında yumuşak-orta sıkı zeminlerde 45 – 50 m derinliklere kadar CPT yapılmaktadır.



**Şekil 2.12. Derin sulardaki konik penetrasyon deneylerinde kullanılan itme ekipmanları (a) kuyu aşağı modu ve, (b) deniz yatağı modu (Lunne vd., 1997)**

### 2.3. CPT Yapım Yöntemi

Bu bölümde elektrikli sürtünme konisi ve elektrikli piyezo koni ile yapılan konik penetrasyon deneyleri için ASTM D5778-07 ve IRTP standartlarında tariflenen yapım yöntemi özeti verilmiştir. Mekanik koninin ve mekanik sürtünme şaftının zemine sürülmüşinin elektrikli koniye göre daha karmaşık olması, CPT'nin diğer penetrasyon deneylerine göre olan avantajlarının (sürekli zemin profilinin algılanması, operatör hatalarından kaynaklı sorunların minimum olması vb.) tam olarak sağlanamaması nedenleri ile günümüzde yerini elektrikli koniye bırakmaktadır.

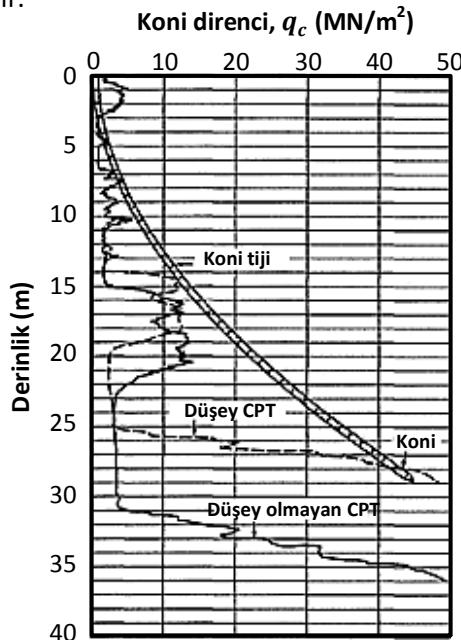
Elektrikli konilerin mekanik konilere göre avantajları Meigh (1987) tarafından aşağıdaki gibi sıralanmıştır:

- (i) Zayıf zeminlerde dahi sonuçların doğruluk derecesi ve tekrar edilebilirliğinin yüksek olması
- (ii) Daha sık aralıklarla ölçüm alınabilmesi ve dolayısıyla ince tabakaların algılanabilmesi
- (iii) Operasyon hızının daha yüksek olması
- (iv) Bir dizi sensörün konik ucun gerisine iliştirilebilmesi (özel ataşmanlı elektrikli koniler)
- (v) Elektronik verilerle analizin daha kolay olması, mühendisin deney esnasında dahi saha inceleme ve temel tasarımları hakkında fikir sahibi olması

Elektrikli koni ve elektrikli piyezokoni ile yapılan konik penetrasyon deneyinin sırasıyla, CPT ve CPTU) yapım yöntemi aşağıda özetlenmiştir (ASTM D 5778).

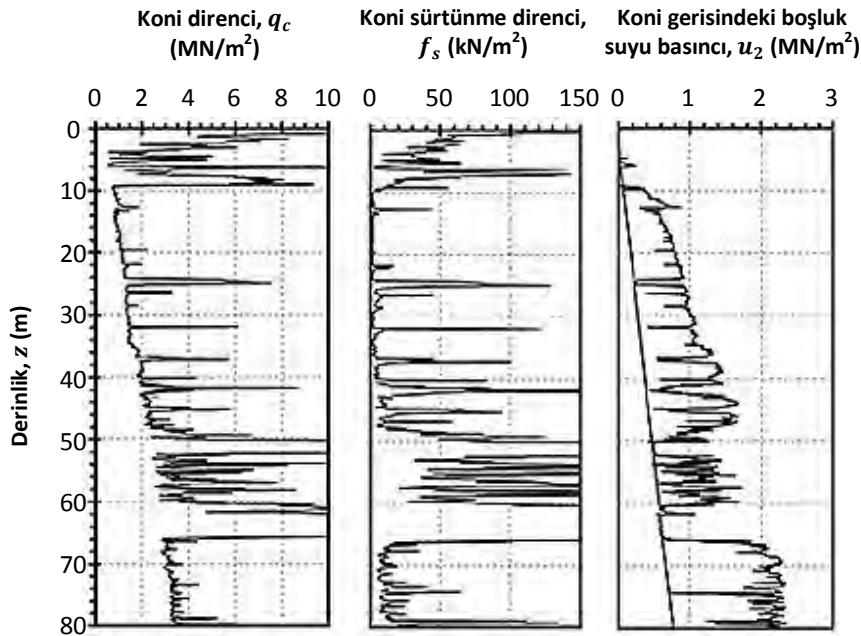
- 1- Deney noktaları arasında minimum 2 m veya 25 delgi çapı mesafe olması gereklidir.
- 2- İtme ekipmanı sondalamanın yapılacağı yere getirilip, krikolar yardımıyla ekipman sondalama aksi tam düşey olacak şekilde yükseltilerek askıya alınmalıdır.
- 3- Penetrasyon hızı  $20 \pm 5 \text{ mm/sn}$ 'ye ayarlanmalı, tijler aşağı inerken ve kayıt alınırken hız sabit tutulmalıdır.
- 4- Tijlerin doğrusallığı, kalıcı eğikliği ve temizliği kontrol edilmelidir.
- 5- Sürtünme azaltıcı elemanlar en öndeki tije eklenmelidir.
- 6- Konik ucta herhangi bir hasarın ve pürüzlüğünün olmaması kontrol edilmelidir. Meigh (1987) konik ucun pürüzlüğünün koni direncini değiştirebileceğini vurgulamıştır.
- 7- Özellikle çok yumuşak zeminlerde sürtünme direncinin hassasiyetinden dolayı, sürtünme şaftının yağlanmış ve temiz olmasına dikkat edilmelidir.
- 8- CPTU deneylerinde boşluk suyu basıncı ölçüm sistemi deney öncesinde suya doygun hale getirilmelidir.
- 9- Ölçüm sistemleri sık sık kalibre edilmelidir.
- 10- Yüklenmemiş durumda, zemininkine yakın bir sıcaklıkta, penetrometre ucu havada veya suda asılıken ilk referans değerleri alınmalı ve kaydedilmelidir.

- 11- Deneye başlandıktan sonra kayıtların alındığı derinlikler zemin yüzeyinden itibaren en fazla  $\pm 100$  mm doğrulukla ölçülmelidir.
- 12- Uç ve sürtünme dirençleri (CPTU'da boşluk suyu basıncı dahil) derinlik boyunca sürekli olarak kaydedilmelidir. Makanik sondalarda iki kayıt derinliği arasındaki mesafe en fazla 50 mm olmalıdır. Denizde yapılan deneylerde bu mesafe daha da kısa tutulmalıdır. IRTP'ye göre deney esnasında düşeyden sapmanın  $2^\circ$ 'yi aşmaması istenir. Düşeyliğin kontrol edilmediği ve sapmaların olduğu durumla rda düşeyden sapmanın profil boyunca kaydedilen uç direnç değerleri üzerinde ne kadar etkili olduğu Şek. 2.13'teki örnekte gösterilmiştir.
- 13- Tij eklemek vb. sebepler için deneyin durdurulduğu sürelerin, artık boşluk suyu basınçları sökülmelenmeye başlayacağından, mümkün olduğunda kısa tutulması gereklidir.
- 14- Deney sonunda, penetrasyon ucu çıkarılmalı, uç havada veya suda serbestçe asılı iken tekrar referans değerleri alınmalıdır. Ayrıca deney sonunda penetrasyon ucunda oluşmuş bir hasar varsa rapor edilmelidir.



Şekil 2.13. Düşeyliğin ölçümler üzerindeki etkisi (Bruzzi ve Battaglio, 1987)

Tipik bir piyezokoni sondalama verisi Şek. 2.14'te gösterilmektedir.



**Şekil 2.14. Tipik bir CPTU deney sonucu (ASTM D 5778-07)**

## 2.4. CPT Ölçümlerini Etkileyen Faktörler ve Uygulanan Düzeltmeler

Bu bölümde ölçümllerin hangi faktörlerden etkilendikleri, bu etkilere göre ölçümllerin hesap aşamasında nasıl düzeltilebileceği, deney esnasında mühendisin ve operatörün nelere dikkat etmesi gereği özetlenmiştir.

### **Boşluk Suyu Basıncının Etkisi**

Konik ucun civarındaki boşluk suyu basıncının ölçülen uç ve sürtünme dirençlerine olan etkisi birçok araştırmacı tarafından incelenmiştir (Lunne vd., 1997). Öte yandan ölçülen boşluk suyu basıncı, filtrenin lokasyonuna ve bazen de koninin üzerindeki eksenel yükle bağlı olarak değişkenlik göstermektedir.

Penetrometrenin iç geometrisinden dolayı boşluk suyu basıncı koninin arkasındaki omuz alanına ( $u_2$ ) ve sürtünme şaftının uçlarına ( $u_2$  ve  $u_3$ )

etkimektedir (Şek. 2.15). Bu etki “farklı alan etkisi” olarak da adlandırılmasında olup, uç ve sürtünme bölgelerindeki toplam gerilmeyi değiştirmektedir. Bu etki yumuşak ince daneli zeminlerde daha fazladır. Bu etkiye bağlı olarak koni direncinde Bağıntı (2.1)'de verilen düzeltme uygulanmalıdır.

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \quad (2.1a)$$

ve

$$a = \frac{A_n}{A_c} \quad (2.1b)$$

ve

$$A_n = \frac{\pi d_s^2}{4} \quad (2.1c)$$

ve

$$A_c = \frac{\pi d_c^2}{4} \quad (2.1d)$$

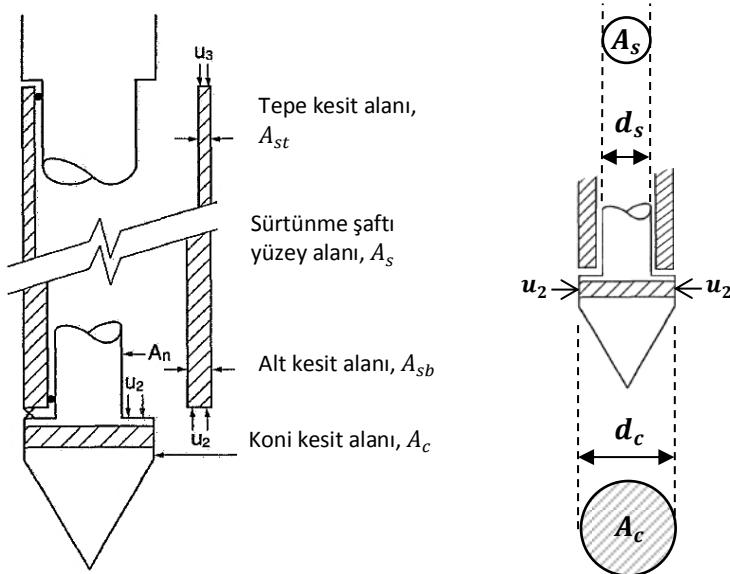
Burada;  $q_t$ : düzeltilmiş toplam uç direnç,  $q_c$ : ölçülen uç direnç,  $a$ : koni alan oranı,  $A_n$ : koni gerisindeki şaftın dolu kesit alanı,  $A_c$ : koninin izdüşüm alanı,  $d_s$ : koni gerisindeki şaftın çapı ve  $d_c$ : koni çapıdır.

Koni alan oranı ( $a$ ) birçok konik penetrometre için 0.55 ila 0.9 aralığında değişmektedir. Bu oranın 0.4 kadar düşük olması durumunda düzeltmelerde önemli katkısı olacağından, özellikle yumuşak ince daneli zeminlerde ölçülen koni direncinin yaniltıcı olmasına neden olmaktadır. İdeal olarak bu değerin 1'e yakın bir değer olması gereklidir.

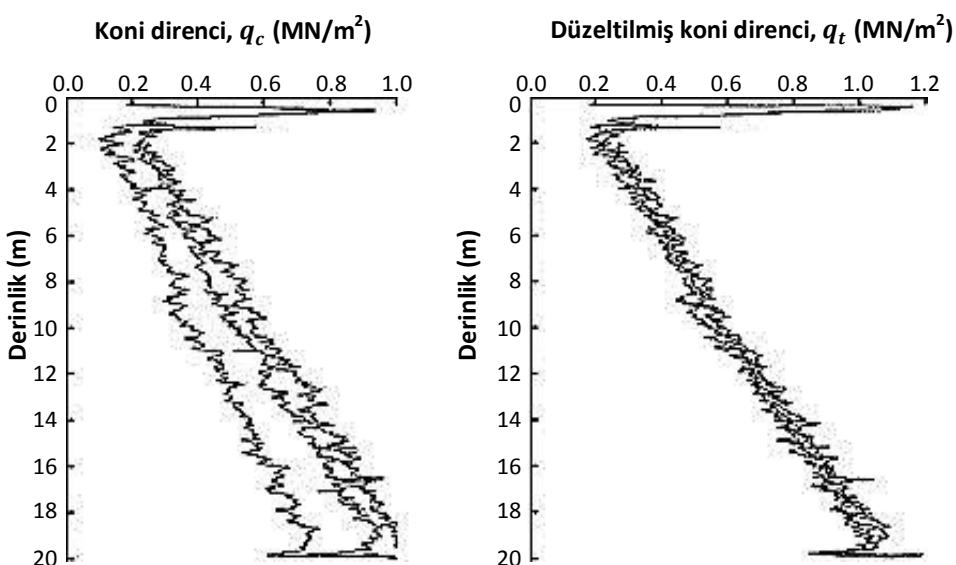
Şekil 2.16'da birbirine yakın kuyularda yapılmış deneylerde ölçülen koni direnci ( $q_c$ ) ile düzeltmiş toplam koni direncinin ( $q_t$ ) derinlik boyunca değişimleri verilmiştir. Şekil 2.16 incelendiğinde düzeltmelerin yapılması durumunda ölçümülerin birbiri ile tutarlı hale geldiği görülmektedir.

Bağıntı (2.1)'de verilen düzeltmenin uygulanabilmesi için Şek. 2.15'te gösterilen koni gerisindeki noktada  $u_2$  boşluk suyu basıncının ölçümünün yapılması gereklidir. Ancak,  $u_2$  değerinin ölçülmemiş durumlarda koni üzerinde ölçülen

$u_1$  değerine göre (bk. Şek. 2.8),  $u_2$  değeri yaklaşık olarak tahmin edilebilir (Lunne vd., 1997).



Şekil 2.15. Konik penetrometre boyutları ve boşluk suyu basıncı ölçümleri  
(Lunne vd., 1997)



Şekil 2.16. Yumuşak zeminlerde düzeltilmiş koni direncinin etkisi  
(Lunne vd., 1997)

Bu bölümün başında degenildiği gibi, sürtünme şaftının iki ucundaki farklı kesit alanlarından dolayı boşluk suyu basıncı, sürtünme direncini de etkilemektedir. Artık boşluk suyu basınçlarının oluşturduğu durumlarda üst ve alt uçlardaki  $u_2$  ve  $u_3$  (bk. Şek. 2.15) değerleri birbirinden farklı olmaktadır. Şekil 2.15'te gösterilen tanımlamalara göre bu etkiye göre düzeltilmiş sürtünme direnci ( $f_t$ ) Bağıntı (2.2)'den hesaplanmaktadır.

$$f_t = f_s - \frac{(u_2 A_{sb} - u_3 A_{st})}{A_s} \quad (2.2)$$

Burada;  $u_3$  değeri nadiren ölçüldüğünden, sürtünme şaftının iki ucundaki alanlar mümkün olduğunda küçük (ince şaft) ve eşit olursa ( $A_{sb} = A_{st}$ ) bu düzeltmeye gerek kalmayacaktır. " $u_3$ " değerinin ölçülmemiş durumlarda Bağıntı (2.2)'de verilen düzeltmenin uygulanmaması gereği vurgulanmaktadır. Sürtünme direncine koni direncinden daha az güvenilmesinin sebeplerinden birisi de yukarıda tariflenen boşluk suyu basıncı etkisidir (Lunne vd., 1997).

### **Filtre Lokasyonunun Etkisi**

Genel olarak en yüksek boşluk suyu basıncı koninin ucunda ölçülürken, koninin arkasındaki silindirik kısımda ölçülen basınçlar normal gerilmelerin azaldığı bölgelerdir. Dolayısıyla, yüksek normal gerilmeler koninin ucuna yakın ölçülen boşluk suyu basınçlarını domine ederken, yüksek kesme gerilmeleri de silindirik kısımdaki ölçümler üzerinde baskındır. Buna bağlı olarak filtre lokasyonuna bağlı olarak, boşluk suyu basıncı davranışının farklı zeminler için aşağıdaki gibi olabileceği belirtilmiştir (Lunne vd., 1997):

- Suya doygun zeminlerde normal gerilmelerdeki artış pozitif, kesme gerilmesindeki artış ise hacimsel genleşme özelliklerine bağlı olarak pozitif veya negatif boşluk suyu basınçlarına neden olmaktadır.
- Yumuşak ve normal konsolide ile az aşırı konsolide zeminlerde hem koni ucuna yakın hem de silindirik kısımda pozitif boşluk suyu basınçları oluşmaktadır.

- Sıkı silt, kum veya yüksek aşırı konsolide gibi hacimsel genleşme özelliği taşıyan zeminlerde ise farklı olarak silindirik kısımda çok düşük veya negatif boşluk suyu basınçları gözlemlenmektedir.

Günümüzde Şek. 2.8'de gösterilen lokasyonların ikisinde ya da üçünde de boşluk suyu basıncı ölçebilen penetrometreler mevcuttur. Ancak eğer tek bir lokasyonda ölçüm alınıbiliyorsa, filtrenin koninin hemen arkasında yer alan bölgeye yerleştirilerek  $u_2$  değerlerinin ölçülmesi tavsiye edilmektedir.

### **Sıcaklık Etkisi**

Yük hücrelerinin ve sensörlerinin bağlı olduğu herhangi bir sistemin sıcaklık değişimlerinden etkilendiği bilinmektedir. Lunne (1986) sıcaklık değişiminin piyezo koni ölçümlerini önemli ölçüde etkileyebileceğini göstermiştir. Sıcaklık değişiminin ölçümlere etkisi kumlu zeminlerde sınırlı iken, koni direnci değerlerinin düşük olduğu yumuşak killerde sıcaklığa bağlı düzeltmenin yapılması önem kazanmaktadır. Bu düzeltme için ilk ve son alınan referans okumalarının zemin sıcaklığında olmasına dikkat edilmelidir. Örneğin, deney esnasındaki sıcaklık değişimleri üç direncinde  $2 \text{ (kN/m}^2\text{)}/^\circ\text{C}$ ; sürtünme direncinde  $0.1 \text{ (kN/m}^2\text{)}/^\circ\text{C}$  farklar yaratabilmektedir (Lunne vd., 1997).

### **2.5. CPT Verilerinin Yorumlanması**

Bu bölümün devamında bazı kavram ve değerlendirmelerin anlaşılabilmesi için Bölüm 2.4'te verilenlere ek olarak aşağıdaki tanımların yapılmasında yarar görülmüştür:

- CPT : Konik penetrasyon deneyi
- CPTU: Boşluk suyu basınçlarının da ölçüldüğü piyezokoni deneyi
- Koni (Uç) direnci,  $q_c$ :

$$q_c = Q_c / A_c \quad (2.3)$$

Burada;  $Q_c$ : koninin ucunda ölçülen kuvvet ve  $A_c$ : koni izdüşüm alanıdır.

- Sürtünme direnci,  $f_s$ :

$$f_s = F_s/A_s \quad (2.4)$$

Burada;  $F_s$ : sürtünme şaftı yüzeyinde ölçülen kuvvet ve  $A_s$ : sürtünme şaftı yüzey alanıdır.

- Normalize edilmiş koni direnci,  $Q_t$ :

$$Q_t = (q_t - \sigma_{v0})/\sigma'_{v0} \quad (2.5a)$$

ve

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \quad (2.5b)$$

Burada;  $q_t$ : düzeltilmiş toplam koni direnci,  $\sigma_{v0}$  ve  $\sigma'_{v0}$ : değerlendirilen derinlikteki zeminin toplam ve efektif örtü yükü gerilmeleri ve  $a$ : alan oranıdır ( $A_n/A_c$ ).

- Sürtünme oranı,  $R_f$ :

Boşluk suyu basıncının ölçülmemiş durumda (CPT);

$$R_f(\%) = (f_s/q_c) * 100 \quad (2.6)$$

Boşluk suyu basıncının ölçüldüğü durumda (CPTU);

$$R_f(\%) = (f_s/q_t) * 100 \quad (2.7)$$

- Normalize edilmiş sürtünme oranı,  $F_r$ :

$$F_r(\%) = [f_s/(q_t - \sigma_{v0})] * 100 \quad (2.8)$$

- Net koni direnci,  $q_n$ :

$$q_n = q_t - \sigma_{v0} \quad (2.9)$$

- Net (artık) boşluk suyu basıncı,  $\Delta u$ :

$$\Delta u = u_2 - u_0 \quad (2.10)$$

Burada;  $u_0$ : hidrostatik basınç,  $u_1$ ,  $u_2$  ve  $u_3$ : değişik lokasyonlarda ölçülen dinamik boşluk suyu basınçlarıdır (bk. Şek. 2.8).

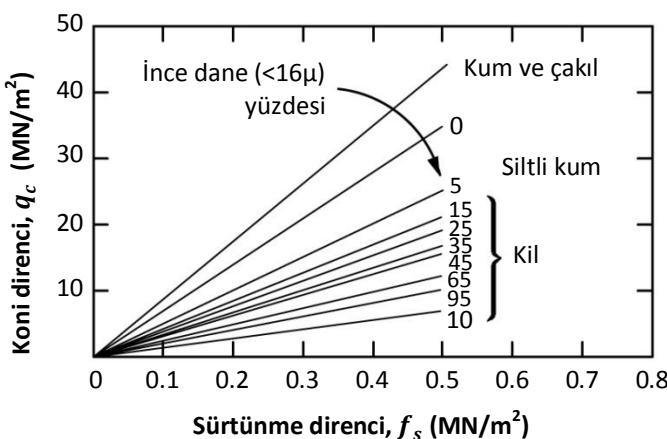
- Boşluk suyu basıncı oranı,  $B_q$ :

$$B_q = \Delta u / q_n = (u_2 - u_0) / (q_t - \sigma_{v0}) \quad (2.11)$$

## 2.6. CPT – Zemin Parametreleri

### 2.6.1. Zemin Sınıflandırması

Begemann (1965) koniye sürtünme yüzeyini ekledikten sonra sürtünme direnci  $f_s$  ile koni direnci ( $q_c$ ) yardımıyla Şek. 2.17'de gösterilen ilk zemin sınıflama abağıını önermiştir. Günümüzde bu sınıflama abağı halen en geçerli yöntemlerden biri olarak bilinmektedir.



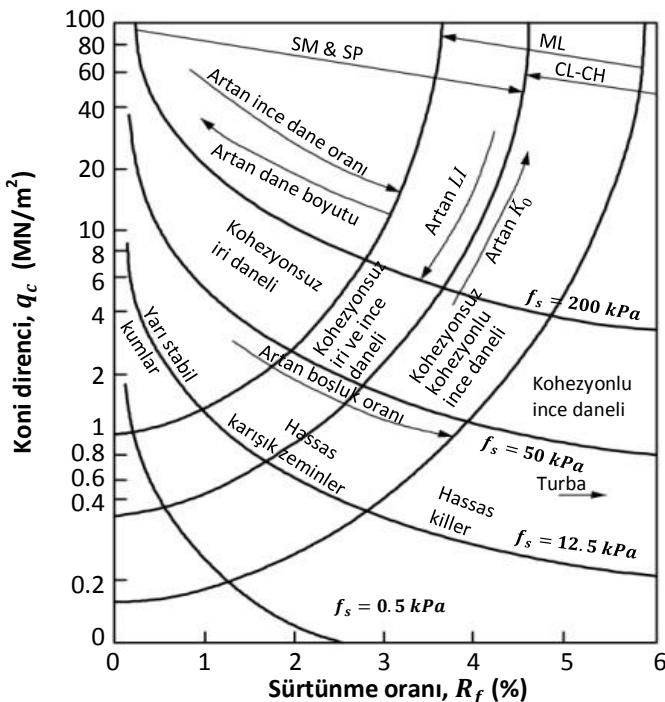
Şekil 2.17. Zemin sınıflandırması (Begemann, 1965)

Zemin sınıflamasına yönelik en detaylı çalışmalardan biri de Douglas ve Olsen (1981) tarafından önerilen Şek. 2.18'deki sınıflama abağıdır. Bu abak bilinen anlamda dane dağılımına bağlı yapılmış sınıflamalardan farklı olarak zemin davranış modelini tanımlayan bir yaklaşımındır. Abak incelendiğinde kumlu zeminlerin yüksek koni direnci ve düşük sürtünme oranları, killi zeminlerin yüksek sürtünme oranları, organik zeminlerin düşük koni direnci ve yüksek sürtünme oranları, hassas zeminlerin düşük koni direnci ve düşük sürtünme oranları ile temsil edildiği görülebilmektedir.

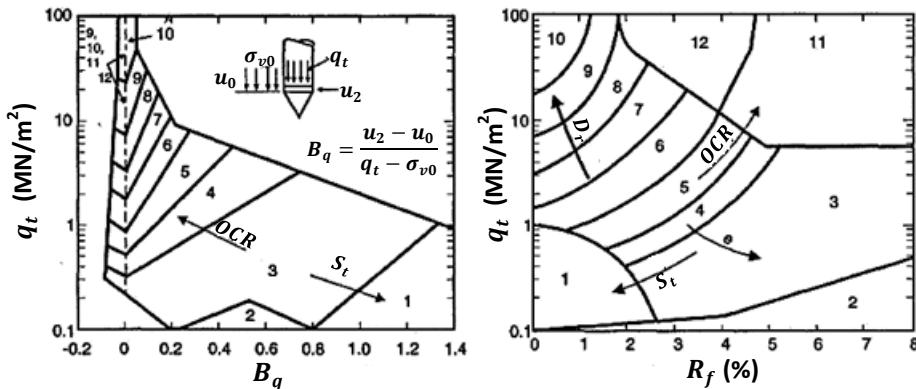
Literatürde yapılan yorumlardan CPT'de  $q_c$  ve  $u$  ölçümlerinin sağlıklı olduğu,  $f_s$  ölçümlerinin ise sıklıkla hatalı değerler verdiği anlaşılmaktadır (Lunne vd, 1997). Robertson vd. (1986) bu gözlemi dikkate alarak zemin sınıflamasının ( $q_c$ ,  $u$  ve  $f_s$ ) parametre seti ile daha gerçekçi bir şekilde yapılabileceğini vurgulayarak Şek. 2.19'da gösterilen sınıflama abağını önermişlerdir. Bu abakta zemin sınıflaması ( $q_t$ ,  $B_q$  ve  $R_f$ ) parametreleri kullanılarak yapılmıştır. Eğer CPT yapılmış ise sağdaki, CPTU yapılmış ise soldaki abak kullanılmalıdır. Bu abaklarda;  $OCR$ : aşırı konsolidasyon oranı,  $D_r$ : bağıl yoğunluk ve  $S_t$ : hassasiyet derecesidir.

Robertson (1990) konik penetrasyon direncinin aynı özelliklere sahip zeminlerde SPT dirençlerinde olduğu gibi derinlikle arttığı gerçeğinden hareketle, örtü yüküne göre bir düzeltme yapılması gerektiğini vurgulamıştır. Önerdiği zemin davranışsı sınıflama abağı deney türünün CPT veya CPTU olmasına bağlı olarak Şek. 2.20'de gösterilmektedir. Eğer CPT yapılmış ise soldaki, CPTU yapılmış ise sağdaki abak kullanılmalıdır.

Yazarlar bu abakların zemin türleri hakkında genel bir fikir vermek amacıyla kullanılması gerektiğini, değişik abaklar kullanıldığından zemin türü bölgelerinde bindirmeler olabileceğini, farklı zemin davranış modellerinin elde edilebileceğini ifade etmektedirler. Uygulamada sağlıklı boşluk suyu basınçlarının elde edilmesindeki zorluklar nedeni ile genellikle CPTU yerine CPT verilerine yönelik abaklar yaygın olarak kullanılmaktadır.



Şekil 2.18. Zemin davranışları tipi sınıflandırma abağı (Douglas ve Olsen, 1981)

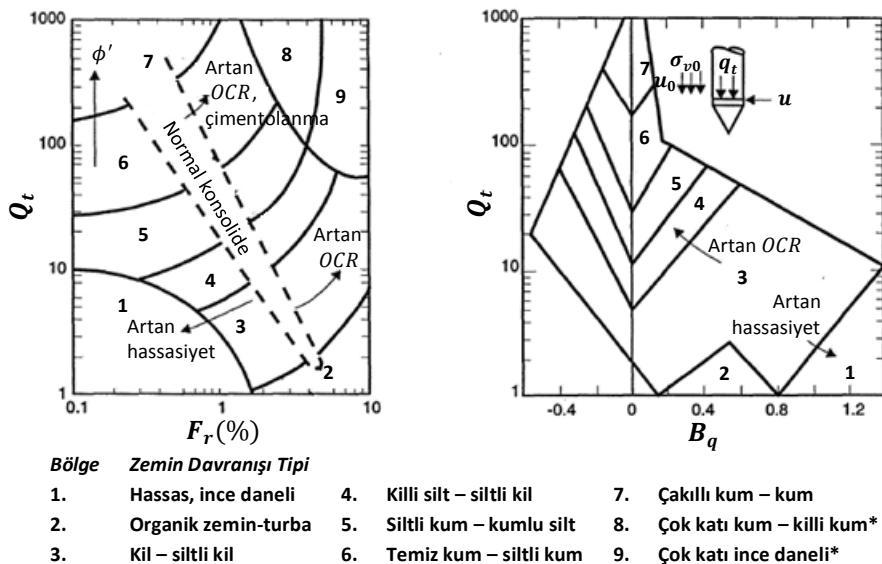


**Bölge Zemin Davranışı Tipi**

- |                       |                            |                            |
|-----------------------|----------------------------|----------------------------|
| 1. Hassas ince daneli | 5. Killi silt – siltli kil | 9. Kum                     |
| 2. Organik zemin      | 6. Kumlu silt – killi silt | 10. Çakılı kum – kum       |
| 3. Kil                | 7. Siltli kum – kumlu silt | 11. Çok katlı ince daneli* |
| 4. Siltli kil – kil   | 8. Kum – siltli kum        | 12. Kum – killi kum        |

\*Aşırı konsolidé veya çimentollanmış

Şekil 2.19. Zemin davranışları tipi sınıflandırma abağı (Robertson vd., 1986)



\*Aşırı konsolide veya çimentolanmış

**Şekil 2.20. Zemin davranışsı sınıflandırma abağı (Robertson, 1990)**

Robertson (1990), Şek. 2.20'de zemin türlerini gösteren bölgeleri zemin davranış modeli indisi  $I_m$  olarak tanımladığı bir parametre ile ilişkilendirmiştir. Bu Bağıntı (2.12)'de verilmiştir.

$$I_m = [(3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2]^{0.5} \quad (2.12)$$

Tablo 2.2'de değişik zemin türleri için olası  $I_m$  değerleri verilmektedir.

## 2.6.2. CPT- Birim Hacim Ağırlığı ( $\gamma$ )

Zeminin birim hacim ağırlığı Robertson vd. (1986) tarafından önerilen zemin sınıflandırma abağından ve Tablo 2.3'te verilen değerlerden tahmin edilebilmektedir.

**Tablo 2.2. Farklı zemin türleri için  $I_m$  aralıkları (Robertson, 1990)**

<b>Bölge</b>	<b>Zemin Davranışı Tipi</b>	<b><math>I_m</math></b>
1	Hassas, ince daneli	-
2	Organik zemin-kil	> 3.6
3	Siltli kil-kil	2.95 – 3.6
4	Killi silt – siltli kil	2.60 – 2.95
5	Siltli kum – kumlu silt	2.05 – 2.6
6	Temiz kum – siltli kum	1.31 – 2.05
7	Çakılı kum – sıkı kum	< 1.31
8	Çok katı kum – killi kum*	-
9	Çok katı ince daneli*	-

\*Aşırı konsolide veya çimentolanmış

**Tablo 2.3. Şekil 2.19'da verilen sınıflandırma abağındaki zemin türleri için yaklaşık birim hacim ağırlığı değerleri (Robertson vd., 1986)**

<b>Bölge</b>	<b><math>\gamma</math> (<math>kN/m^3</math>)</b>
1	17.5
2	12.5
3	17.5
4	18.0
5	18.0
6	18.0
7	18.5
8	19.0
9	19.5
10	20.0
11	20.5
12	19.0

### 2.6.3. CPT – SPT Korelasyonları

SPT bütün dünyada ve özellikle de Kuzey Amerika ülkelerinde yaygın olarak kullanılan bir saha deneyidir. Yıllar boyunca SPT verileri kullanılarak zemin modellemesi ve doğrudan tasarım yöntemleri geliştirilmiştir. Bu nedenle günümüzde birçok mühendis CPT verilerinin eşdeğer SPT- $N$  değerlerini yorumlayarak zeminin algılamayı ve davranış biçimini ile ilgili bir değerlendirme yapmayı tercih etmektedirler.

Diğer taraftan hem CPT hem de SPT verilerine dayalı geliştirilmiş yöntemler ampirik olup, sonuçlar bir hata payı içermektedir. CPT koni direnci,  $q_c$ , ile eşdeğer SPT direnci,  $N_{60}$ , değerinin bilinmesi bir projede her iki saha deneyi için geliştirilmiş yöntemlerin aynı anda kullanılmasına imkan vererek kullanılan yöntemlerin sayısında bir artış sağlamaktır ve zemin davranışının istatistiksel olarak değerlendirilmesine, dolayısıyla da olası hata paylarının daha hassas olarak algılanmasına yardımcı olmaktadır.

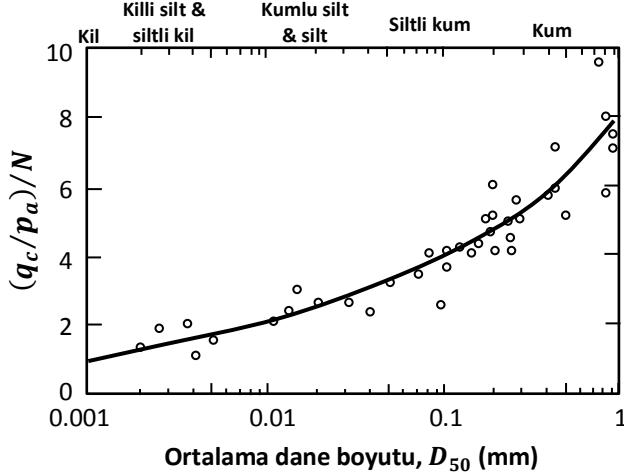
Yukarıdaki nedenlerle literatürde CPT- $q_c$  değeri ile eşdeğer SPT- $N_{60}$  değerinin belirlenmesi için korelasyonlar geliştirilmiştir.

Robertson vd. (1983)  $q_c - N_{60}$  arasındaki korelasyonların zeminin dane dağılımına bağlı olduğunu vurgulamış ve  $(q_c/p_a)/N_{60}$  oranı ile zeminin ortalama dane boyutu,  $D_{50}$  arasında Şek. 2.21'de verilen ilişkiyi önermiştir ( $p_a$  : atmosferik basınç  $\approx 1$  bar  $\approx 100$  kN/m<sup>2</sup>). Bu korelasyon  $D_{50}$  değerinin 0.001 mm ile 1.0 mm arasında değiştiği durum için verilmiştir. Genel olarak dane boyutu büyüğükçe  $(q_c/p_a)/N_{60}$  oranı artmaktadır.

Robertson vd. (1986) Şek. 2.19'da tanımlanan zemin türü bölgeleri için Tablo 2.4'te verilen  $(q_c/p_a)/N_{60}$  oranlarını önermiştir. İnce daneli zeminlerde  $q_c$  yerine  $q_t$  kullanılması tavsiye edilmiştir.

Kulhawy ve Mayne'nin (1990) daha zengin bir veri tabanı kullanarak ortalama dane boyutunun 0.001 mm ile 10 mm arasında değiştiği zeminler için önerdiği korelasyon Şek. 2.22'de gösterilmektedir. Bu şekilde ortalama dane boyutunun

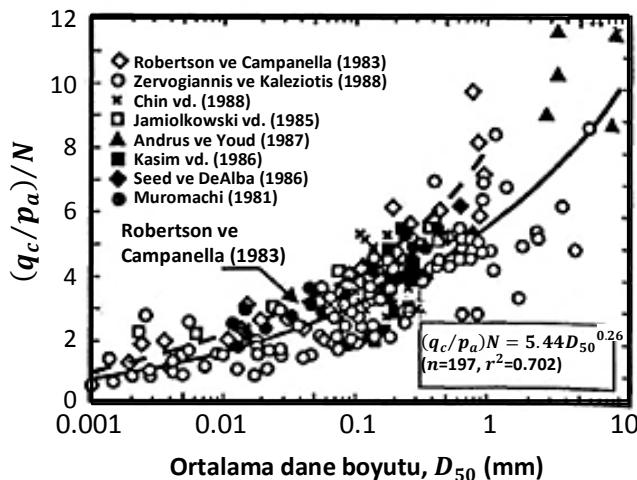
$D_{50} > 1$  mm olduğu koşullarda genel davranıştan sapmaların arttığı gözlenmektedir. Bu korelasyonda SPT- $N$  değerlerine enerji düzeltmelerinin yapılmamış olması da korelasyondaki standart sapmayı artırmaktadır (Lunne vd., 1997).



Şekil 2.21. Dane boyutuna bağlı CPT-SPT korelasyonu (Robertson vd., 1983)

Tablo 2.4. Zemin türüne bağlı  $(q_c/p_a)/N_{60}$  oranları (Robertson vd., 1986)

Bölge	Zemin türü	$(q_c/p_a)/N_{60}$
1	Hassas ince daneli	2.0
2	Organik zemin	1.0
3	Kil	1.0
4	Siltli kil – kil	1.5
5	Killi silt – siltli kil	2.0
6	Kumlu silt – killi silt	2.5
7	Siltli kum – kumlu silt	3.0
8	Kum – siltli kum	4.0
9	Kum	5.0
10	Çakılı kum – kum	6.0
11	Çok katı ince daneli	1.0
12	Kum – killi kum	2.0



**Şekil 2.22. Dane boyutuna bağlı CPT-SPT korelasyonu (Kulhawy ve Mayne, 1990)**

Jefferies ve Davies (1991), CPT-SPT korelasyonunun zemin davranış modeli indisı,  $I_m$ , ile ilintili olduğunu vurgulamış, düzeltilmiş koni direnci,  $q_t$ , değerini kullanarak  $(q_t/p_a)/N_{60}$  oranı için Bağıntı (2.13)'ü önermiştir.

$$(q_t/p_a)/N_{60} = 8.5 \left[ 1 - \frac{I_m}{4.6} \right] \quad (2.13)$$

#### 2.6.4. Kohezyonlu Zeminler

##### 2.6.4.1. CPT – Drenajsız Kayma Dayanımı ( $c_u$ )

Zemin taşıma gücü teorisine göre, kohezyonlu zeminlerde penetrasyon esnasında, zemin taşıma gücü aşılmakta ve zeminin taşıma gücü ile drenajsız kayma dayanımı arasındaki ilişki toplam gerilme yaklaşımına göre Bağıntı (2.14) ile ifade edilmektedir.

$$q_c = c_u N_k + \sigma_{v0} \quad (2.14a)$$

veya

$$N_k = (q_c - \sigma_{v0})/c_u \quad (2.14b)$$

Bu bağıntıda;  $\sigma_{v0}$ : ölçüm derinliğindeki toplam örtü yükü ve  $N_k$  : koni faktörüdür (koni geometrisindeki bir yükleme için taşıma gücü faktörü). Koni faktörü  $N_k$  ampirik yöntemlerle belirlenmektedir.

Bowles (1996)  $N_k$  değerlerinin ekstremde, çeşitli faktörlere bağlı olarak (normal/aşırı konsolide, hassasiyet, plastiklik özellikleri, koni geometrisi, drenajsız kayma dayanımının belirlendiği referans deney vb.),  $N_k = 5 - 75$  gibi geniş bir aralıkta değiştiğini ifade etmektedir. Ancak Bowles (1996)  $N_k$  değerlerinin ağırlıklı olarak 10 – 30, çoğunlukla da 15 – 20 aralığında değiştiğini belirtmektedir.

CPT teknolojisinde deneyimli olan Fugro (2004) koni faktörü için aşağıdaki değerlerin kullanılmasını önermektedir:

$$\begin{aligned} \text{Normal konsolide killer için } N_k &= 15 - 16 \\ \text{Aşırı konsolide killer için } N_k &= 18 - 19 \end{aligned}$$

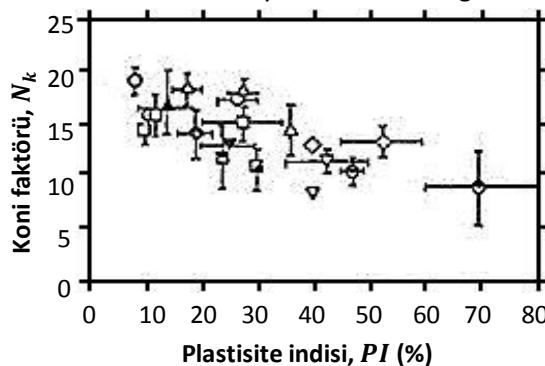
Normal konsolide killerde drenajsız kayma dayanımının arazi kanatlı kesme deneyi ile belirlendiği bir veri tabanını değerlendiren Lunne ve Kleven (1981) koni faktörünün plastisite indeksine bağlı olarak Şek. 2.23'te gösterilen değerlerle ifade edilebileceğini göstermiştir. Koni faktörü ( $N_k$ ) Şek. 2.23'te görüldüğü gibi artan plastisite indis ile azalma eğiliminde olup, değerleri 11 ila 19 arasında değişmekte ve ortalama olarak 15 değerini almaktadır. Araştırmacılar arazi kanatlı kesme  $c_u$  değerlerine Şek. 2.24'te gösterilen Bjerrum düzeltmesi yapılması durumunda ( $c_u^* = c_u \times \mu$ ), koni faktörünü  $N_k^*$  olarak tanımlayıp koni faktörü için Şek. 2.25'te gösterilen değerleri elde etmişler ve  $N_k^*$  faktörünün plastisite indisine bağlı olmadığını göstermişlerdir.

Koni geometrisine bağlı olarak değişik alan oranlarına sahip konilerde  $q_c$  değerlerinin boşluk suyu basınçlarından etkilendiği bilinmektedir. Düzeltilmiş koni direnci  $q_t = q_c + u_2(1 - a)$  kullanıldığından bu farklılık giderilmektedir.

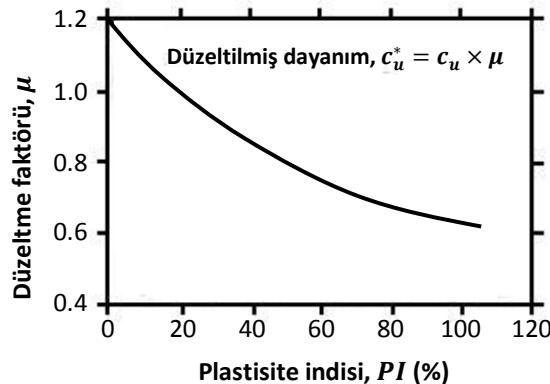
Düzeltilmiş koni direnci kullanılması durumunda koni faktörü Bağıntı (2.15)'teki gibi tanımlanmaktadır.

$$N_{kt} = (q_t - \sigma_{v0}) / (c_u)_{lab} \quad (2.15)$$

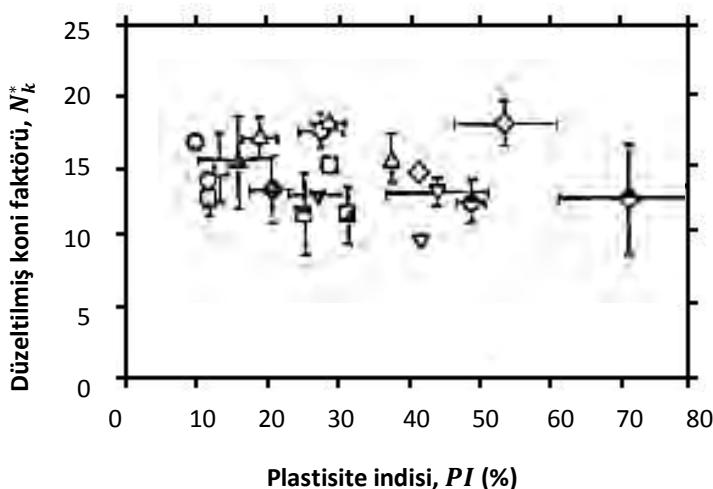
Burada  $(c_u)_{lab}$ : laboratuvar deneyleri ile belirlenen ortalama  $c_u$  değeridir (yükesenli basınç/çekme ve basit kesme deneylerinden elde edilen  $c_u$  değerlerinin ortalaması). Bu yaklaşımı kullanarak Aas vd. (1986) Şek. 2.26a'da gösterilen  $N_{kt}$  değerlerini önermişlerdir. Genel olarak yüksek plastisiteli zeminlerde daha yüksek  $N_{kt}$  değerleri gözlemlenmiştir. Ayrıca Lunne vd. (1997), normal konsolide killerde  $N_{kt}$  değerinin 10 kadar düşük olabileceğini, aşırı konsolide killerde ise 30 kadar yüksek olabileceğini belirtmişlerdir.



Şekil 2.23. Normal konsolide killer için kanatlı kesme dayanımına bağlı kona faktörü (Lunne ve Kleven, 1981)



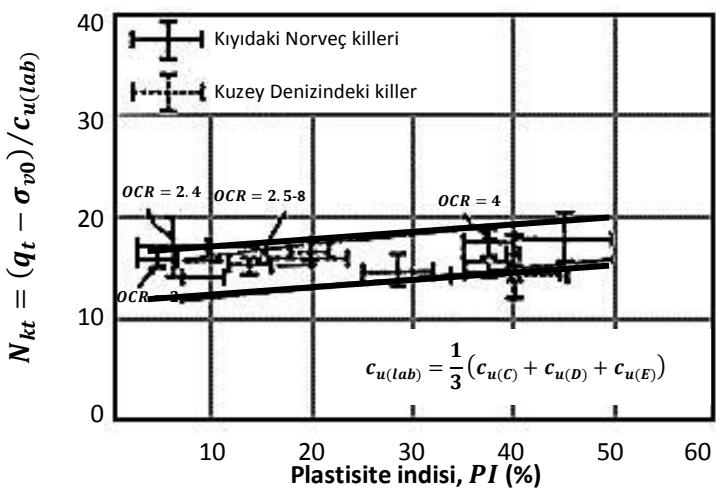
Şekil 2.24. Kanatlı kesme dayanımı için düzeltme (Bjerrum, 1972)



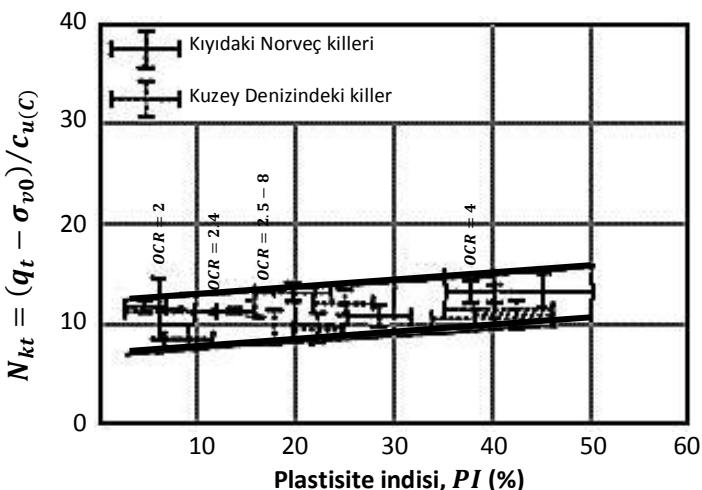
**Şekil 2.25. Normal konsolidide killer için düzeltilmiş kanatlı kesme dayanımına bağlı koni faktörü (Lunne ve Kleven, 1981)**

Drenajsız kayma mukavemetinin arazi kanatlı kesme deneyi ile tayini ve Bjerrum düzeltmesi uygulanması durumunda ise  $N_{kt}$  Şek. 2.26b'de gösterilen değerlerle temsil edilmektedir. Bu araştırma sonucunda  $N_{kt}$  değerlerinin referans  $c_u$  değerinin laboratuvar deney sonuçlarından alınması durumunda arazi kanatlı kesme deneyine kıyasla daha yüksek olduğu görülmektedir.

Yukarıdaki açıklamalardan koni faktörünün ( $N_k$  veya  $N_{kt}$ ) referans deney metodu ve zemin özelliklerine bağlı olarak geniş bir aralıkta değişim gösterdiği anlaşılmaktadır. Ayrıca boşluk suyu ölçümelerindeki sorunlar nedeniyle  $q_t$  dolayısıyla  $N_{kt}$  değerleri hatalı olabilmektedir. Yazaların görüşü, uygulamada  $N_k$  yaklaşımının kullanılması,  $N_k = 17.5$  gibi ortalama bir değer seçilmesi veya yukarıda bahsedilen Fugro tarafından önerilen değerlerin kullanılması uygun bir yaklaşımındır. Tüm bu tartışmalardan drenajsız kayma dayanımının laboratuvar deneyleri veya arazi kanatlı kesme deneyi ile belirlenmesinin en sağlıklı yöntem olduğu anlaşılmaktadır.



(a)



(b)

Drenajsız kayma dayanımı:

$c_{u(C)}$ : üçeksenli basınç deneyinden

$c_{u(D)}$ : basit kesme deneyinden

$c_{u(E)}$ : üçeksenli çekme deneyinden

**Şekil 2.26. Plastisite indisine bağlı  $N_{kt}$  değerleri (Aas vd., 1986)**

### 2.6.4.2. CPT – Odometrik Deformasyon Modülü ( $M$ )

Kohezyonlu zeminlerin hacimsel sıkışma katsayısı ( $m_v$ ), odometrik deformasyon modülü  $M$ , ile  $q_c$  arasında Sanglerat (1972) tarafından önerilen bağıntılar Tablo 2.5'te verilmektedir. Burada,  $M = 1/m_v = \alpha_m \times q_c$  bağıntısı geçerli olup;  $\alpha_m$ : korelasyon katsayısidır.

**Tablo 2.5.  $\alpha_m$  katsayıları (Sanglerat, 1972)**

$q_c$ aralıkları	$\alpha_m$ değerleri	Zemin türü
$q_c < 0.7 \text{ MN}/\text{m}^2$	$3 < \alpha_m < 8$	Düşük plastisiteli kil (CL)
$0.7 \text{ MN}/\text{m}^2 < q_c < 2.0 \text{ MN}/\text{m}^2$	$2 < \alpha_m < 5$	
$q_c > 2.0 \text{ MN}/\text{m}^2$	$1 < \alpha_m < 2.5$	
$q_c > 2 \text{ MN}/\text{m}^2$	$3 < \alpha_m < 6$	Düşük plastisiteli silt (ML)
$q_c < 2 \text{ MN}/\text{m}^2$	$1 < \alpha_m < 3$	
$q_c < 2 \text{ MN}/\text{m}^2$	$2 < \alpha_m < 6$	Yüksek plastisiteli silt ve killer (MH ve CH)
$q_c < 1.2 \text{ MN}/\text{m}^2$	$2 < \alpha_m < 8$	Organik silt (OL)
$q_c < 0.7 \text{ MN}/\text{m}^2$		Turba ve organik kil (Pt, OH)
$50 < w < 100$	$1.5 < \alpha_m < 4$	
$100 < w < 200$	$1 < \alpha_m < 1.5$	
$w > 200$	$0.4 < \alpha_m < 1$	

Burada;  $w$ : su içeriğidir (%).

Mahesh ve Vikash (1995), Hindistan kil zeminleri üzerinde yaptıkları çalışmalar sonucunda aşağıdaki korelasyonları önermişlerdir:

Düşük plastisiteli killer (CL) için;

$$4.5 \text{ MN}/\text{m}^2 < q_c < 6.0 \text{ MN}/\text{m}^2 \text{ ise } \alpha_m = 1.37$$

$$4.0 \text{ MN}/\text{m}^2 < q_c < 4.5 \text{ MN}/\text{m}^2 \text{ ise } \alpha_m = 1.67$$

$$2.5 \text{ MN}/\text{m}^2 < q_c < 4.0 \text{ MN}/\text{m}^2 \text{ ise } \alpha_m = 1.7 - 2.8$$

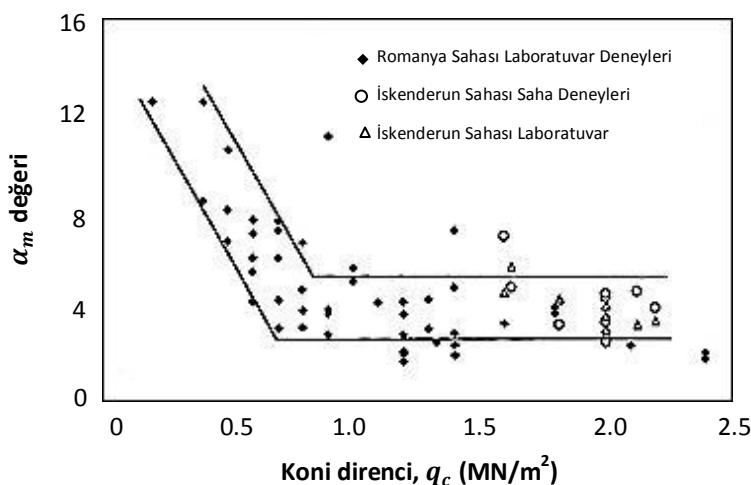
Yüksek plastisiteli killer (CH) için;

$$0.5 \text{ MN/m}^2 < q_c < 2.5 \text{ MN/m}^2 \text{ ise } \alpha_m = 2.8 - 6.1$$

Öte yandan, Rusyadaki uygulamalarda genel bir yaklaşımla tüm killerde  $\alpha_m = 7$  değerinin alınması önerilmektedir .

Erol vd. (2004) plastik killerde yapılan laboratuvar deneylerinden belirlenen  $m_v$  değerleri ve arazi önyükleme dolguları altında ölçülen oturmalarda geri analiz yöntemi ile belirlenen  $m_v$  değerleri ile  $q_c$  arasındaki ilişkinin Şek. 2.27'de gösterildiği gibi olduğunu vurgulamışlardır. Şekil 2.27'de görüldüğü gibi yaklaşık 75 gözleme dayalı bir veri tabanında  $\alpha_m$  katsayısunun :

- i.  $0.2 \text{ MN/m}^2 < q_c < 0.75 \text{ MN/m}^2$  aralığında artan koni direnci ile belirgin bir azalma göstererek  $4 < \alpha_m < 12$  aralığında değiştiği
- ii.  $0.75 \text{ MN/m}^2 < q_c < 2.40 \text{ MN/m}^2$  aralığında ise koni direncine bağlı olmaksızın  $2.7 < \alpha_m < 4.7$  aralığında değişim gösterdiği belirlenmiştir.

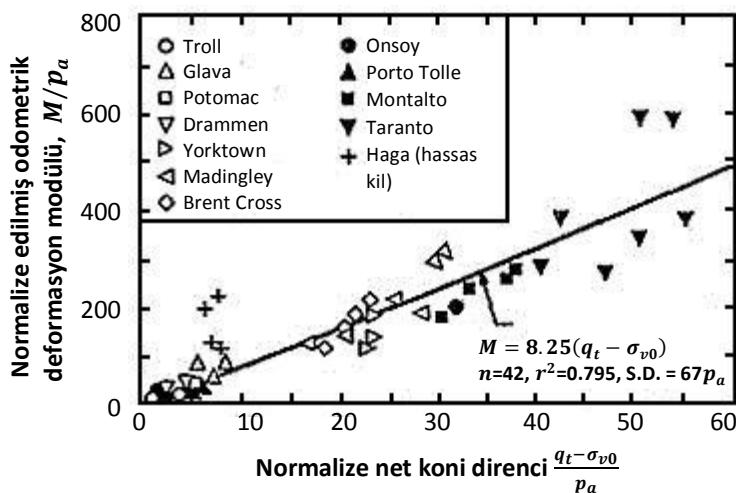


**Şekil 2.27.  $\alpha_m$  değerlerinin koni direncine bağlı olarak değişimi  
(Erol vd., 2004)**

Kulhawy ve Mayne (1990) daha genel bir yaklaşımla düzeltilmiş koni direnci,  $q_t$ , ile  $M$  arasında Bağıntı (2.16)'yı önermiştir.

$$M = 8.25(q_t - \sigma_{v0}) \quad (2.16)$$

Bu bağıntı Şek. 2.28'de verilen veri tabanından elde edilmiştir.



**Şekil 2.28.  $M$  -  $q_t$  ilişkisi (Kulhawy ve Mayne, 1990)**

Robertson (2009),  $M = \alpha_m(q_t - \sigma_{v0})$  bağıntısında  $\alpha_m$  değerleri için aşağıdaki kriterleri önermiştir:

$I_m > 2.2$  koşulunda :

$$Q_t < 14 \text{ ise } \alpha_m = Q_t \quad (2.17a)$$

$$Q_t > 14 \text{ ise } \alpha_m = 14$$

$I_m > 2.2$  koşulunda :

$$\alpha_m = 0.0188 [10^{(0.55I_m + 1.68)}] \quad (2.17b)$$

Bu tartışmalardan görülebileceği gibi önerilen korelasyonlar arasında önemli farklılıklar göze çarpmaktadır. Bazı araştırmacılar drenajsız koşullarda ölçülen  $q_c$  ile drenajlı davranışını yansitan bir parametre olan  $M$  değerinin türetilmesinin

%100'ü aşan hatalı sonuçlar verebileceği ve önerilen korelasyonların sadece lokal zeminler için sınırlı bir geçerliliği olabileceğini ifade etmektedirler (Lunne vd. 1997).

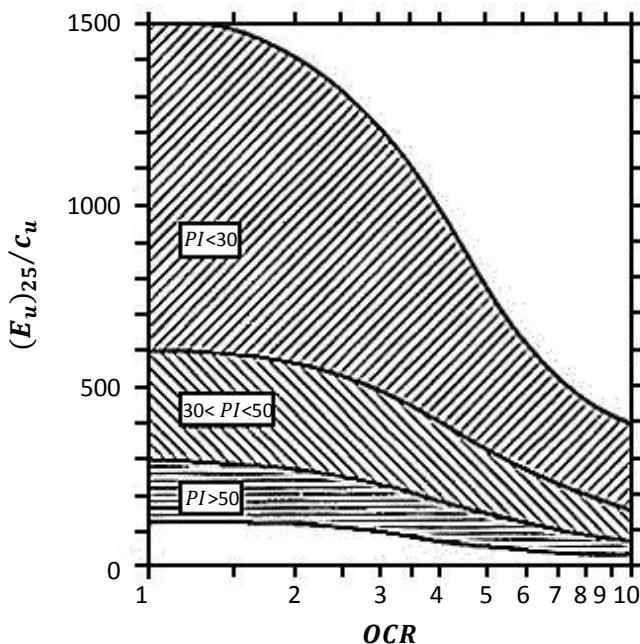
Diğer bir grup araştırmacı ise CPT sondalaması esnasında koni direncinin oluşması aşamasında ortaya çıkan büyük birim deformasyonların odometre deneylerinde ölçülen birim deformasyonların mertebesi ile kıyaslanamayacak kadar farklı olduğu, bu nedenle de iki parametre arasında bir korelasyonda hata payının yüksek olacağı görüşüne yer vermektedirler (De Ruiter, 1982).

#### **2.6.4.3. CPT – Drenajsız Deformasyon Modülü ( $E_u$ )**

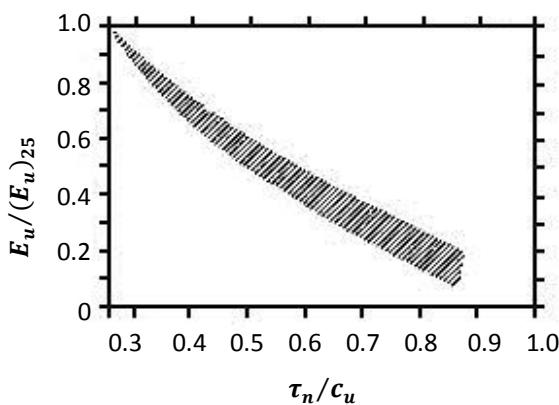
Kohezyonlu zeminlerde koni direncinden ( $q_c$ ) doğrudan  $E_u$  değerine geçiş için korelasyonlar yeterli veri tabanı olmaması nedeniyle geliştirilememiştir. Sonuçta kil zeminlerin sıkışabilirlik parametrelerinin mümkün olduğunda laboratuvar deneyleri ile belirlenmesi gereği ortaya çıkmaktadır. Önerilen saha deneyleri korelasyonları sadece bir mertebe tahmini amacıyla kullanılmalıdır. Uygulamada bunun yerine  $q_c$  değerine bağlı olarak Bölüm 2.6.4.1'de detayları verilen yöntemlerle önce drenajsız kayma dayanımı bulunmakta, daha sonra literatürde  $n_u = E_u/c_u$  formatında bağıntılar kullanılarak  $E_u$  değeri elde edilmektedir. Bu bağıntıda  $n_u$  katsayı, kayma gerilmesinin ( $\tau_n$ ) drenajsız kayma dayanımına oranına ( $\tau_n/c_u$ ), kesme gerilmesi mertebesine, ön yükleme durumuna, kılın hassasiyet derecesine ve plastiklik özelliklerine bağlı olarak değişen bir parametredir.

Duncan ve Buchignani (1976) kılın ( $\tau_n/c_u$ ) = 0.25 gerilme oranı değeri için ( $E_u/c_u$ ) oranlarını, kılın aşırı konsolidasyon oranı ve plastisite indisine bağlı olarak Şek. 2.29'da vermektedir. Ladd vd. (1977) gerilme oranındaki artışa paralel olarak  $E_u$  değerindeki azalmaların mertebelерini Şek. 2.30'da gösterildiği gibi olacağını ifade etmişlerdir. Şekil 2.29 ve 2.30'da bahsi geçen ( $E_u$ )<sub>25</sub> değerleri %25 nihai gerilme merebesindeki sekant drenajsız deformasyon modülü değerleridir.

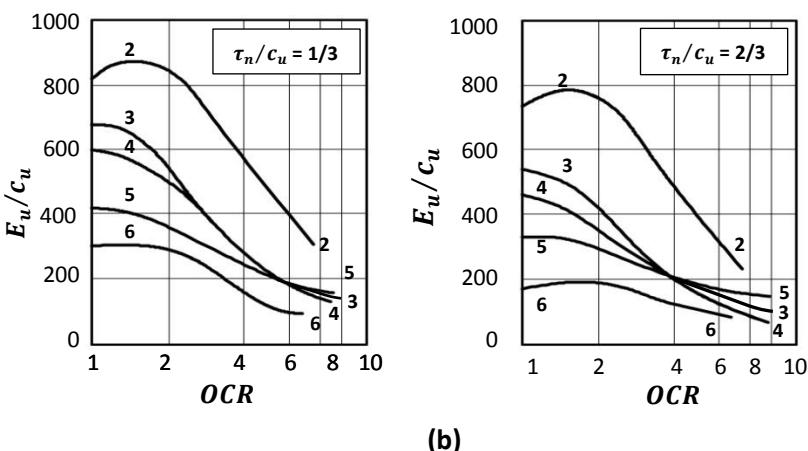
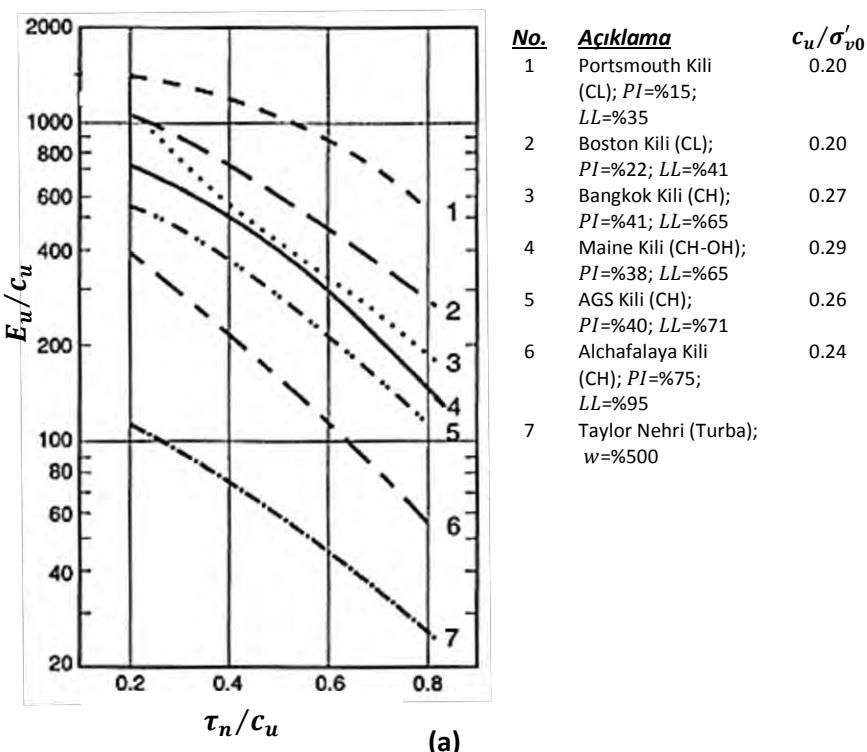
Lunne vd. (1997), Ladd vd. (1977)'nin veri tabanından elde edilen  $(E_u/c_u)$  oranlarını Şek. 2.31'de gösterdiği gibi düzenlemiştir. Burada;  $LL$ : likit limit,  $PI$ : plastisite indisi ve  $\sigma'_{v0}$ : efektif örtü yüküdür.



Şekil 2.29. Drenajsız deformasyon modülünün  $PI$  ve  $OCR$  ile değişimi  
(Duncan ve Buchignani, 1976)



Şekil 2.30. Drenajsız deformasyon modülünün gerilme oranı ile ilişkisi (Ladd vd., 1977)



Şekil 2.31.  $E_u/c_u$  ilişkileri (Ladd vd., 1977)

#### 2.6.4.4. CPT – Aşırı Konsolidasyon Oranı ( $OCR$ ) ve Sükunetteki Yanal Toprak Basıncı Katsayısı ( $K_0$ )

Robertson (2009) CPT düzeltilmiş koni direnci,  $q_t$ , ile  $OCR$  arasında Bağıntı (2.18)'deki korelasyonu önermiştir.

$$OCR = 0.25[(q_t - \sigma_{v0})/\sigma'_{v0}]^{1.25} = 0.25(Q_t)^{1.25} \quad (2.18a)$$

ve

$$(c_u/\sigma'_{v0})_{OC} = (c_u/\sigma'_{v0})_{NC} \times (OCR)^{0.8} \quad (2.18b)$$

Burada;  $OC$ : aşırı konsolide ve  $NC$ : normal konsolide zeminleri temsil etmektedir.

Kulhawy ve Mayne (1990) ise Bağıntı (2.19)'daki daha sade bağıntıları önermektedir:

$$OCR = k^*[(q_t - \sigma_{v0})/\sigma'_{v0}] = k^* \times Q_t \quad (2.19a)$$

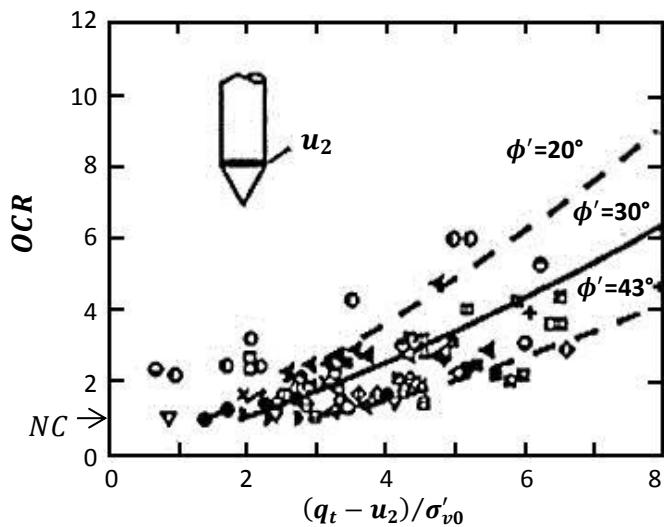
veya

$$p'_c = k^*(q_t - \sigma_{v0}) \quad (2.19b)$$

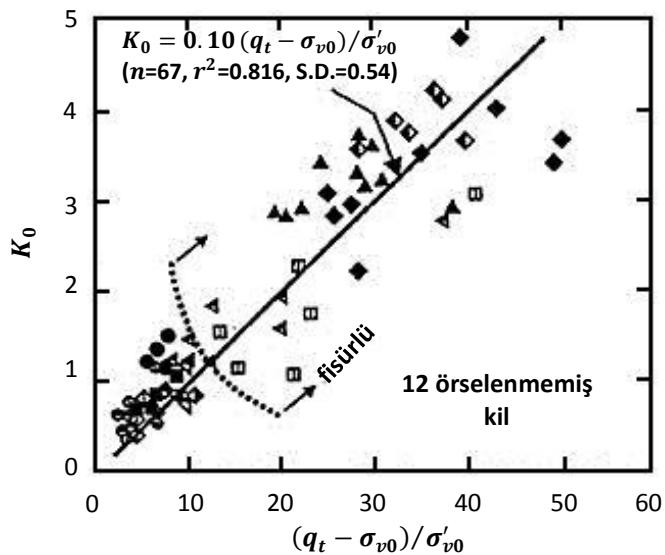
Bu bağıntıda  $k^*$  katsayısı zeminin  $OCR$  değerine bağlı olarak 0.2 ila 0.5 arasında değişen değerler almakta, ortalama olarak 0.33 değeri ile temsil edilmektedir.

Dinamik boşluk suyu basınçlarının ( $\nu_2$ : koni gerisinde) ölçüldüğü CPTU deney sonuçları elde edilmiş ise, Şek. 2.32'de verilen Mayne (1991) tarafından önerilen  $OCR$  değerinin zeminin efektif kayma direnci açısına bağlı olarak değişimini dikkate alan korelasyon kullanılabilecektir. Bu korelasyon  $1 < OCR < 6$  için geçerlidir.

Kulhawy ve Mayne (1990),  $K_0$  katsayısının belirlenmesine yönelik Şek. 2.33'te gösterilen korelasyonu önermektedir.



Şekil 2.32.  $OCR$  ve  $(q_t - u_2)/\sigma'_{v0}$  arasındaki ilişki (Mayne, 1991)



Şekil 2.33. CPTU ölçümlerinden  $K_0$  tahmini (Kulhawy ve Mayne, 1990)

Bu bölümde  $OCR$  ve  $K_0$  değerlerinin belirlenebilmesi için CPT/CPTU deney verilerini esas alan korelasyonlar düşük regresyon katsayılarının da işaret ettiği gibi hata paylarının yüksek olabileceği yöntemlerdir ve ancak bir mertebe tahmini olarak yorumlanmalıdır. Yazarlar, önemli projelerde bu parametrelerin laboratuvar ve/veya arazi deneyleri ile doğrudan ölçülmesi gerektiğini vurgulamakta yarar görmektedir.

#### **2.6.4.5. CPTU Sönümlenme Deneyleri: Zeminlerin Konsolidasyon ve Geçirgenlik Özellikleri**

Dinamik boşluk suyu basınçlarının ölçüldüğü CPTU deneylerinde istenen bir derinlikte, penetrasyon durdurulduğunda, koni etrafındaki boşluk suyu basınçları zamanla sökümlenmektedir. Zamanla azalan boşluk suyu basınçları kaydedildiği durumda, bu bölümde açıklanan yöntemlerle zeminlerin konsolidasyon ve geçirgenlik katsayıları belirlenebilmektedir.

CPTU deneylerinde boşluk suyu basıncını ölçen basınç ölçer hücreler değişik konilerde farklı yerlere monte edilmektedir. Basınç ölçerin konumuna göre boşluk suyu basınçları Şek. 2.8'de gösterilen sembollerle tanımlanmaktadır.

Boşluk suyu basıncı sökümlenme oranı,  $U(%)$ , Bağıntı (2.20) ile tanımlanmaktadır.

$$U(%) = [(u_t - u_0)/(u_i - u_0)] * 100 \quad (2.20)$$

Burada;  $u_t$ : penetrasyonun durdurulmasından  $t$  zaman sonraki boşluk suyu basıncı,  $u_0$ : arazideki denge durumundaki boşluk suyu basıncı (deney öncesi hidrostatik basınç) ve  $u_i$ : sökümlenme deneyi başlangıcında ölçülen boşluk suyu basıncı değerleridir.

Genellikle sökümlenme deneylerinin en az  $U = \%50$  değerini aşacak şekilde sürdürülmesi gereği tavsiye edilmektedir (ASTM D 5778-07 ve IRTP).

Kohezyonlu zeminlerde akım ve konsolidasyon davranışları, zeminin konsolidasyon katsayısı,  $c$ , ve geçirgenlik (permeabilite) katsayısı,  $k$ , cinsinden Bağıntı (2.21) ile temsil edilmektedir:

$$c = k(M/\gamma_w) \quad (2.21)$$

Burada;  $M$ : odometrik deformasyon modülü ( $1/m_v$ ) ve  $\gamma_w$  : suyun birim hacim ağırlığıdır. Zemin davranışının izotropik olmaması durumunda  $k$  ve  $c$  katsayıları yatay ve düşeyde farklı değerlere sahip olup  $c_h$ ,  $k_h$  : yatay ve  $c_v$ ,  $k_v$  : düşey yönlerdeki değerleri temsil etmektedirler.

Torstensson (1975) sökümlenme deney ölçümelerinden konsolidasyon katsayısının,  $U = \%50$  sökümlenme oranı kullanılarak, Bağıntı (2.22)'den elde edilebileceğini ifade etmektedir.

$$c = (T_{50}/t_{50}) r^2 \quad (2.22)$$

Burada;  $T_{50}$ : %50 sökümlenmeye karşı gelen boyutsuz zaman faktörü;  $t_{50}$ : %50 sökümlenme için geçen süre ve  $r$  : koninin yarıçapıdır.

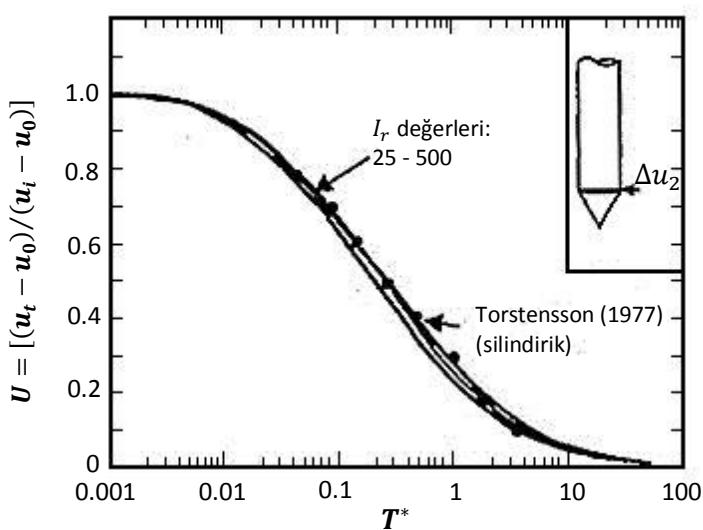
Yaptıkları numerik/teorik çalışmalarında Housby ve Teh (1988) boyutsuz zaman faktörünü, zeminin rijitlik oranını dikkate alacak şekilde, revize ederek Bağıntı (2.23)'te verilen zaman faktörü ( $T^*$ ) kavramını tanımlamışlardır.

$$T^* = \frac{c_h t}{r^2 (I_r)^{0.5}} \quad (2.23)$$

Burada;  $I_r$ : rijitlik faktörü olup  $G/c_u$  oranına eşittir ve  $G$ : zeminin kayma deformasyon modülüdür. Bu yaklaşımda boşluk suyu basıncındaki sökümlenmelerin ağırlıklı olarak yatay yönde olduğu vurgusu yapılmıştır. Housby ve Teh (1991) tarafından türetilen teorik zaman faktörü ( $T^*$ ) değerleri  $U(\%)$  değerinin fonksiyonu olarak Tablo 2.6'da verilmektedir. Zaman faktörü ( $T^*$ ) – sökümlenme oranı ( $U$ ) ilişkisi Şek. 2.34'te de gösterilmektedir.

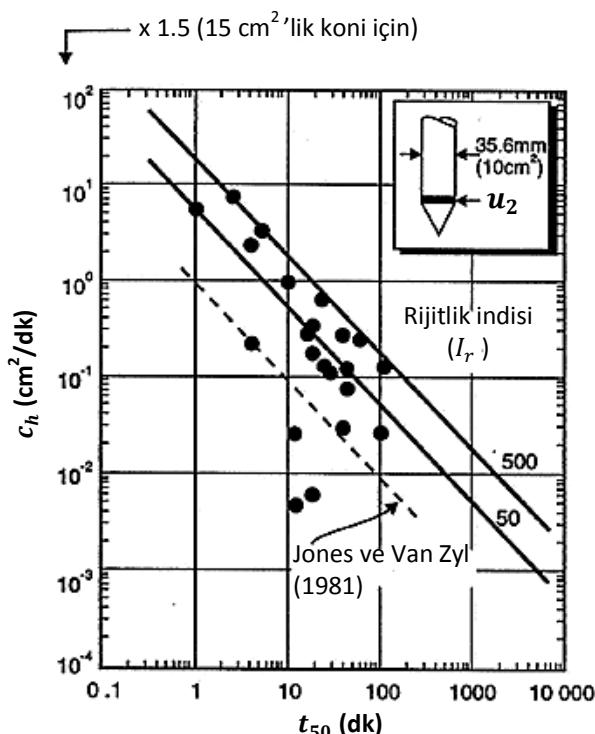
**Tablo 2.6. Konsolidasyon analizlerinden bulunan  $T^*$  değerleri (Houlsby ve Teh, 1988)**

<i>Farklı ölçüm lokasyonlarındaki teorik <math>T^*</math> değerleri</i>				
<i>U</i>	<i>Koni ucu</i> ( $u_1$ )	<i>Koni gerisinde</i> ( $u_2$ )	<i>Koni</i> <i>tabanından 5</i> <i>çap yukarıda</i>	<i>Koni tabanından</i> <i>10 çap yukarıda</i>
%20	0.014	0.038	0.294	0.378
%30	0.032	0.078	0.503	0.662
%40	0.063	0.142	0.756	0.995
%50	0.118	0.245	1.110	1.458
%60	0.226	0.439	1.650	2.139
%70	0.463	0.804	2.430	3.238
%80	1.040	1.600	4.100	5.240



**Şekil 2.34.  $U$  -  $T^*$  ilişkisi (Teh ve Houlsby, 1991)**

Robertson vd. (1992), Housby ve Teh (1988) tarafından türetilen teorik çözümleri kullanarak  $c_h$  değerinin doğrudan  $t_{50}$  değerinden elde edilebilmesi için Şek. 2.35'te gösterilen abağı önermiştir. Yazarlar bu yöntemle elde edilen  $c_h$  değerleri ile laboratuvar deneylerinden elde edilen  $c_h$  değerlerini Şek. 2.35'te karşılaştırmış ve önerdiği yöntemin laboratuvar sonuçları ile uyumlu olduğu görüşünü ifade etmiştir.



Şekil 2.35. Ortalama  $c_h$  değerleri ve CPTU sonuçları (Robertson vd., 1992)

Robertson vd. (1992) yatay geçirgenlik katsayısi,  $k_h$ , değerinin Bağıntı (2.24)'ten elde edilebileceğini belirtmiştir.

$$k_h = \frac{\gamma_w(RR)}{2.3\sigma'_{v0}} c_h \quad (2.24)$$

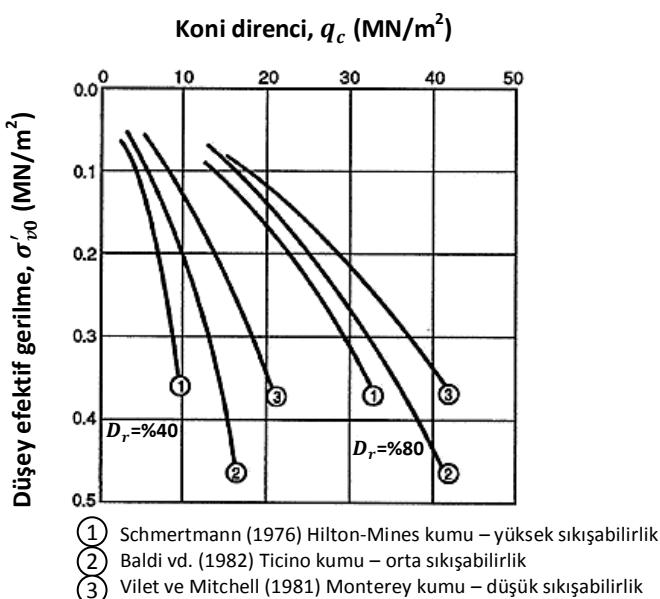
Burada;  $RR$ : zeminin tekrar yükleme fazındaki sıkışma indisidir (odometre deneyinde  $e - \log P$  eğrisinde yük boşaltma fazındaki eğimi olup kabarma indisine eşit olduğu kabul edilmektedir).

## 2.6.5. Kohezyonsuz Zeminler

### 2.6.5.1. CPT – Bağlı Yoğunluk ( $D_r$ )

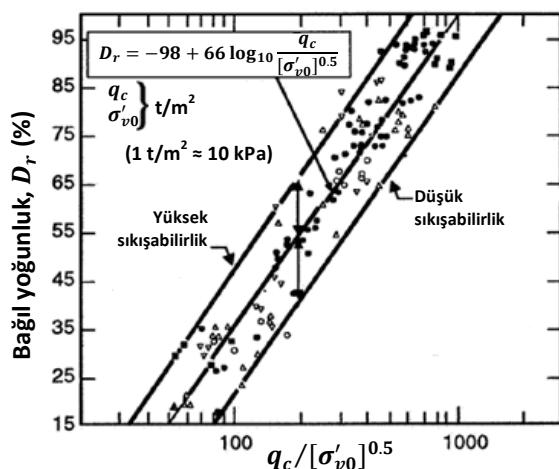
Kohezyonsuz zeminlerde bağlı yoğunluk ( $D_r$ ) – CPT korelasyonları genellikle büyük ölçekli kalibrasyon hücrelerinde yapılan konik penetrasyon deneyleri sonuçlarından türetilmektedir. Literatürde bu deney tekniğini kullanarak yapılmış çok sayıda araştırma yer almaktadır.

Robertson ve Campanella (1983) yapılmış kalibrasyon hücre deneylerini değerlendirderek, bağlı yoğunluk ( $D_r$ ) - CPT koni direnci ( $q_c$ ) ilişkisinin Şek. 2.36'da gösterildiği gibi, efektif örtü yükü ve kumun sıkışabilirliğine bağlı olduğunu ifade etmiştir.



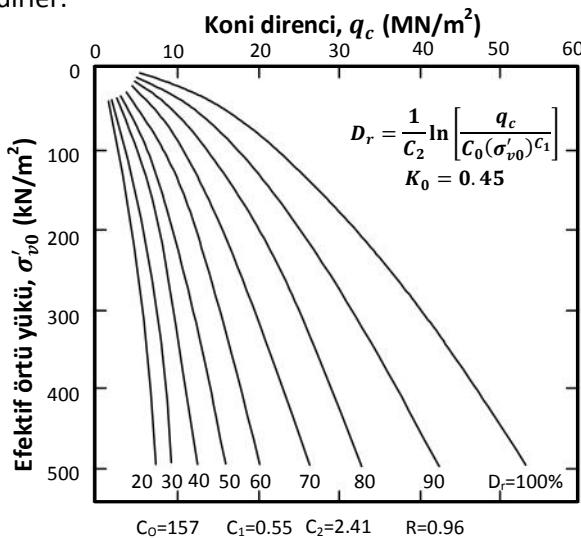
**Şekil 2.36.  $q_c$  -  $\sigma'_{v0}$  -  $D_r$  ilişkisi (Robertson ve Campanella, 1983)**

Değişik kumlar üzerinde yapılan kalibrasyon hücresi deney sonuçlarını değerlendiren Jamiolkowski vd. (1985)  $D_r$  -  $q_c$  ilişkisi için Şek. 2.37'de verilen korelasyonu önermişlerdir.

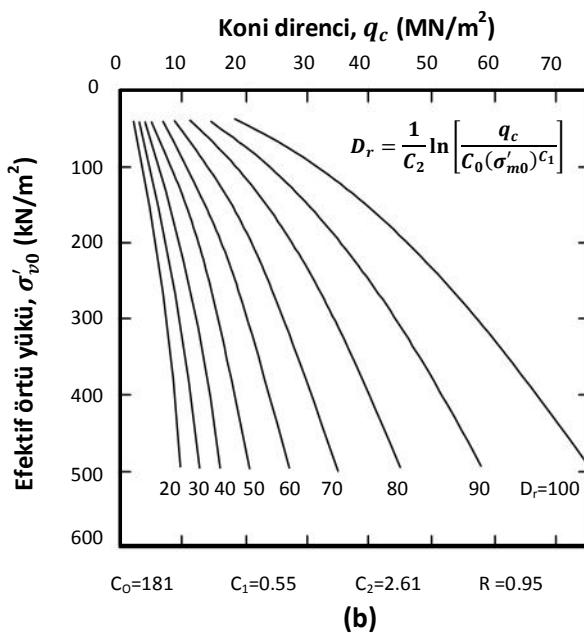


**Şekil 2.37.  $q_c - \sigma'_{v0}$  -  $D_r$  ilişkisi (Jamiolkowski vd., 1985)**

Baldi vd. (1986) Ticino kumu (normal konsolide, çimentolanmamış silika kumu) üzerinde yaptıkları çok sayıda kalibrasyon hücresi deney sonuçlarını değerlendirerek  $D_r$  -  $q_c$  ilişkisine dair, normal konsolide kumlar için Şek. 2.38(a) ve aşırı konsolide kumlar için Şek. 2.38 (b)'de verilen korelasyonları önermektedirler.



(a)



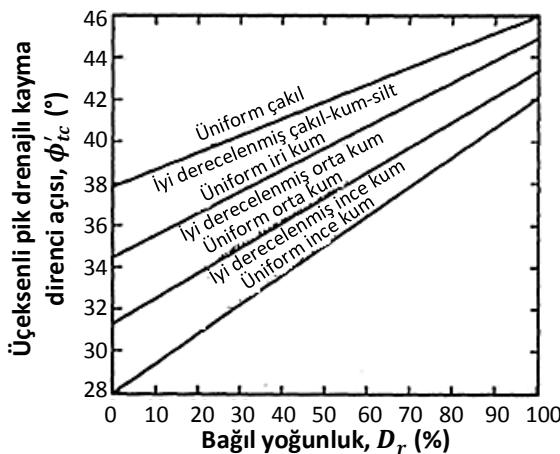
**Şekil 2.38.  $q_c$  -  $\sigma'_{v0}$  -  $D_r$  ilişkisi (a) normal ve (b) aşırı konsolidé kumlar (Baldi vd., 1986)**

### 2.6.5.2. CPT – Kayma Direnci Açısı ( $\phi'$ )

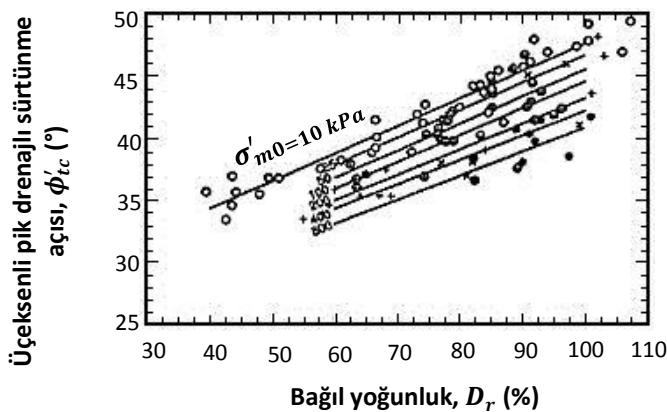
Konik penetrasyon koni direnci,  $q_c$ , ile kumun kayma direnci arasındaki ilişki düşey/yatay efektif gerilme ve kumun sıkışılabilirliğine bağlıdır. Literatürde verilen korelasyonlarda dört yaklaşım esas alınmaktadır: i. bağıl yoğunluk- $\phi'$  ilişkisi ; ii. empirik kalibrasyon hücresi deneyleri; iii. taşıma gücü yaklaşımı ve iv. kavite genleşmesi yaklaşımı. Kavite genleşmesi yaklaşımında kumun rıjitliğinin ve plastik bölgede oluşan hacimsel birim deformasyon mertebelerinin tahmini gerekmektedir. Bu iki parametrenin tahmini değerlerinin belirlenmesi zor olduğundan kavite genleşmesi yaklaşımı pratikte kullanılan bir yöntem değildir. Diğer yaklaşımalarla geliştirilmiş korelasyonlar bu bölümde verilmiştir.

### Bağıl Yoğunluk ( $D_r$ ) – Kayma Direnci Açısı ( $\phi'$ ) Yaklaşımı

Bu yaklaşımada öncelikle Bölüm 2.6.5.1'de verilen yöntemler kullanılarak ölçülen  $q_c$  değerine göre kumun bağıl yoğunluk ( $D_r$ ) değeri belirlenmelidir. Bilinen  $D_r$  değeri ve kumun dane dağılımı özellikleri kullanılarak Schmertmann (1978) tarafından önerilen ve Şek. 2.39'da verilen abaktan kumun  $\phi'$  değeri elde edilebilmektedir. Bu ilişki, düşey efektif gerilme mertebesinin  $\sigma'_{v0} \approx 150$  kN/m<sup>2</sup> olduğu durum için verilmiştir. Düşey efektif gerilmenin farklı olduğu durumlarda Kleven vd. (1986) tarafından önerilen Şek. 2.40'taki korelasyon kullanılmalıdır.



Şekil 2.39.  $\phi'_{tc}$  -  $D_r$  ilişkisi (Schmertmann, 1978)

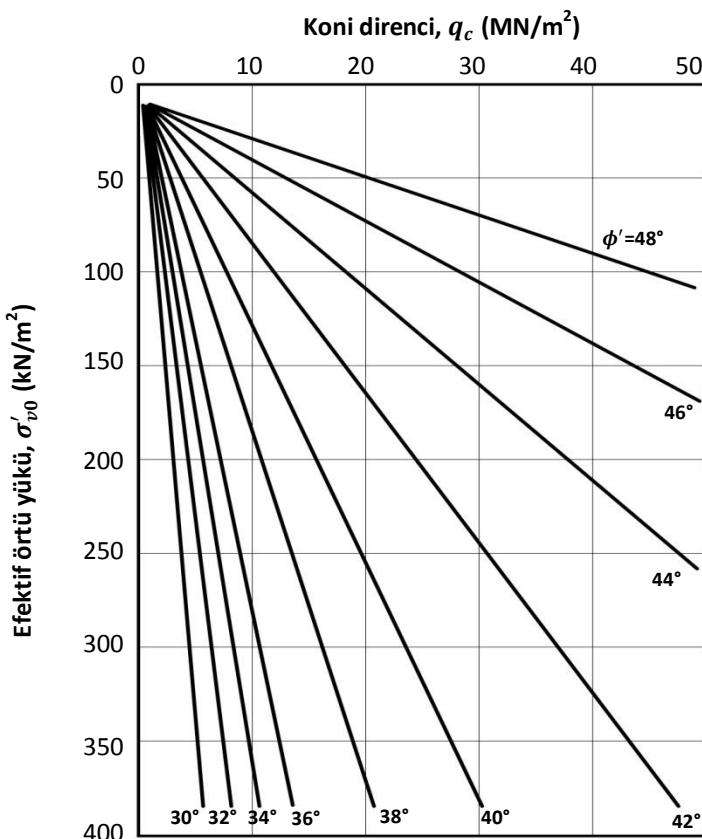


Şekil 2.40.  $D_r$  -  $\phi'_{tc}$  -  $\sigma'_m0$  ilişkisi (Kleven vd., 1986)

Şekil 2.40'ta;  $\sigma'_{v0}$ : ortalama efektif örtü yüküdür ( $\text{kN}/\text{m}^2$ ).

### Ampirik Kalibrasyon Hücresi Deneyleri Yaklaşımı

Robertson ve Campanella (1983) çimentolanmamış, orta derecede sıkışabilir temiz silika kumları üzerinde yapılan kalibrasyon hücresi deneyleri ile aynı gerilme mertebelerinde yapılmış drenajlı üçeksənli basınç deneyleri sonuçlarını değerlendirmiş, düşey efektif gerilme ( $\sigma'_{v0}$ ) ve koni direnci ( $q_c$ ) ile  $\phi'$  arasında Şek. 2.41'de gösterilen korelasyonu önermişlerdir. Araştırmacılar daha sıkışabilir kumlarda  $\phi'$  değerlerinin Şek. 2.41'den elde edilecek açılardan daha yüksek olacağını ifade etmişlerdir.



Şekil 2.41.  $q_c$  -  $\phi'$  -  $\sigma'_{v0}$  ilişkisi (Robertson ve Campanella, 1983)

Kulhawy ve Mayne (1990) CPT direnci ile  $\phi'$  arasındaki ilişkinin Bağıntı (2.25) ile modellenebileceğini ifade etmiştir.

$$\phi' = 17.6 + 11 \log Q_t \quad (2.25)$$

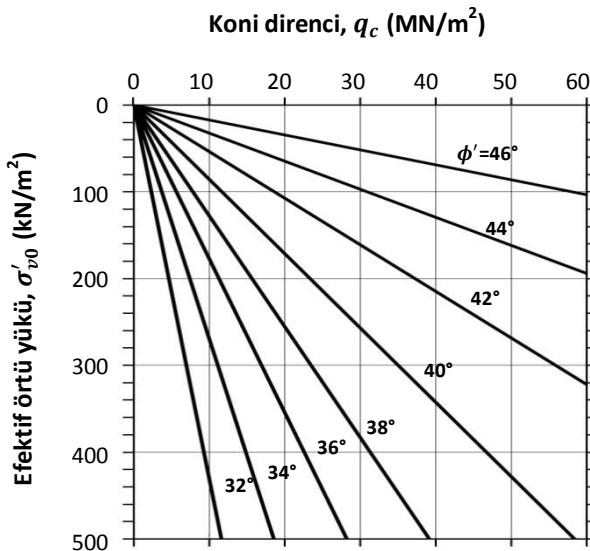
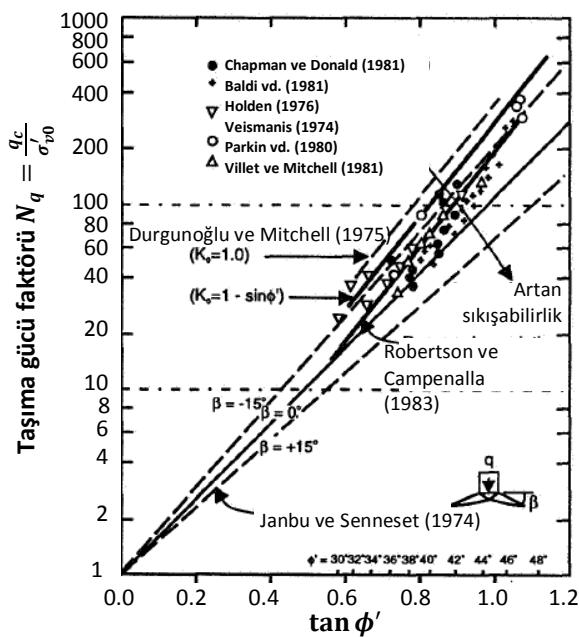
### **Taşıma Gücü Yaklaşımı**

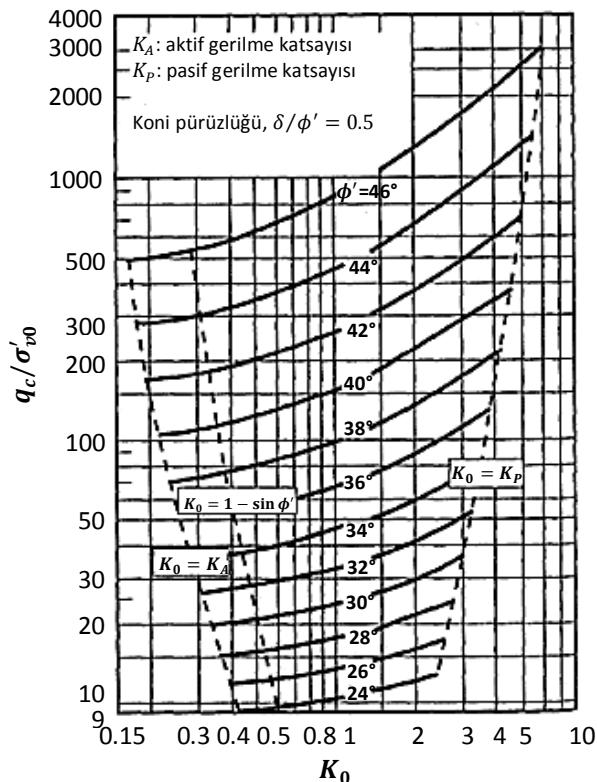
Mitchell ve Keaveny (1986) taşıma gücü yaklaşımı ile ilintili korelasyonların birçok kumda gerçekçi  $\phi'$  değerleri verdienen, aşırı sıkışabilir kumlarda ise  $\phi'$  değerinin bu yaklaşımla yapılan tahminlerden daha yüksek olabileceğini vurgulamıştır.

Durgunoğlu ve Mitchell (1975) konik geometrisinde bir temelin düşey yük altında göçmesi esasına dayanan ve koni direncinin bir nihai taşıma gücüne eşdeğer olması yaklaşımıyla geliştirdikleri teori ile taşıma gücü faktörlerini elde etmiş; taşıma gücü faktörlerinden de geri analiz yöntemi ile  $\phi'$  değerlerini türetmişlerdir. Araştırmacılar tarafından önerilen korelasyon Şek. 2.42'de gösterilmektedir. Bu yaklaşımda, koni pürüzlülüğünü ifade eden değeri  $(\delta/\phi') = 0.5$  olarak alınmıştır.

Yine taşıma gücü teorisini geliştirerek Janbu ve Senneset (1974),  $\phi'$  değeri ile koni direnci arasında önerdikleri korelasyonda  $\phi'$  açısının, plastikleşme açısı  $\beta$  ile temsil edilen göçme anında yenilme yüzeyinin şekline bağlı olduğunu göstermişlerdir. Değişik araştırmacılar tarafından önerilen korelasyonlar Şek. 2.43'te karşılaştırılmaktadır.

Şekil 2.44'te ise Durgunoğlu ve Mitchell (1975) teorik yaklaşımının yanal toprak basıncı katsayıyla ilişkisinin Marchetti (1988) tarafından yeniden düzenlenmiş şekli verilmektedir.

Şekil 2.42.  $q_c$  -  $\phi'$  -  $\sigma'_{v0}$  ilişkisi (Durgunoğlu ve Mitchell, 1975)Şekil 2.43.  $N_q$  -  $\phi'$  ilişkisi (Robertson ve Campanella, 1983)



**Şekil 2.44.**  $q_c/\sigma'_{v0}$  oranının yanal toprak basıncı katsayısıyla ilişkisi  
(Marchetti, 1988)

### 2.6.5.3. CPT – Deformasyon Parametreleri

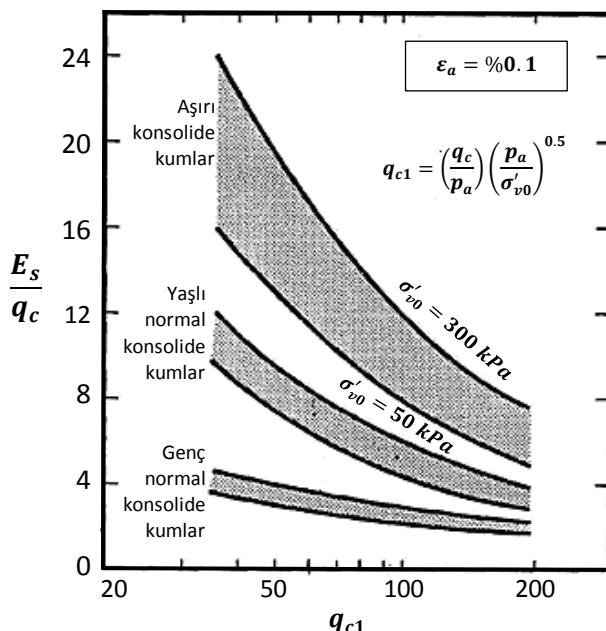
Genel olarak kohezyonsuz zeminlerin deformasyon modüllerinin kumun bağlı yoğunluğu, aşırı konsolidasyon oranı, mevcut örtü yükü altındaki ortalama gerilme mertebesine bağlı olduğu bilinmektedir.

Bellotti vd. (1989) bu faktörlere ve boyutsuz normalize koni direncine ( $q_{c1}$ ) bağlı olarak kumlarda % 0.1 birim deformasyona karşı gelen sekant

deformasyon modülünün ( $E_s$ ) tahminine yönelik Şek. 2.45'te gösterilen abağı önermektedir. Burada  $q_{c1}$  ;

$$q_{c1} = \left( \frac{q_c}{p_a} \right) \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \quad (2.26)$$

bağıntısı ile tanımlanmıştır.



**Şekil 2.45.  $E_s$  -  $q_{c1}$  ilişkisi (Bellotti vd., 1989)**

Alternatif olarak Robertson (1991), aşırı konsolidé kumlarda yüzeysel temeller için yüklenme oranına ( $q_{net}/q_{ult}$  olup  $q_{net}$ : temele uygulanan net yük ve  $q_{ult}$ : nihai taşıma gücüdür) bağlı olarak Young modülünün Şek. 2.46'daki ilişkiden tahmin edilebileceğini belirtmiştir. Robertson (1991) normal konsolidé kumlarda abak değerinin üçte birinin kullanılmasını önermiştir.

Robertson vd. (2010) yine % 0.1'lik birim deformasyon mertebelerindeki kumun elastik deformasyon modülü için Bağıntı (2.27)'yi önermişlerdir.

$$E_s = \alpha_E (q_t - \sigma_{v0}) \quad (2.27a)$$

ve

$$\alpha_E = 0.015 [10^{(0.55I_m + 1.68)}] \quad (2.27b)$$

Robertson ve Campanella (1983) iki değişik birim deformasyon mertebesine karşı gelen sekant deformasyon modülü değerlerinin ( $E_{25}$  ve  $E_{50}$ ) efektif düşey gerilmenin etkisini de dikkate alarak Şek. 2.47'yi kullanarak bulunabileceğini ifade etmişlerdir. Araştırmacılar bu korelasyonları Baldi vd. (1981)'nin veri tabanından oluşturmuşlardır.

Konik penetrasyon deneyi ile deformasyon modülü arasındaki korelasyonlar genellikle CPT – odometrik deformasyon modülü ( $M$ ) arasındaki ilişki olarak verilmektedir. Referans bir  $M$  değeri olarak ise gerilme değerinin CPT deneyi başlamadan önceki örtü yüküne ( $\sigma'_{v0}$ ) karşı gelen durumdaki  $M_0$  olarak tanımlanmaktadır.

Vesic (1970),  $M$  ile  $q_c$  arasında Bağıntı (2.28)'in geçerli olduğunu ifade etmiştir.

$$M = \alpha_m q_c \quad (2.28a)$$

ve

$$\alpha_m = 2 [1 + (D_r/100)^2] \quad (2.28b)$$

Webb vd. (1982) benzer şekilde Bağıntı (2.29)'u önermiştir.

Temiz kumlarda,

$$M(MPa) = 2.5 (q_c + 3.2) \quad (2.29a)$$

Killi kumlarda,

$$M(MPa) = 1.7 (q_c + 1.6) \quad (2.29b)$$

Kalibrasyon hücre deneyleri sonuçlarından Lunne ve Christoffersen (1983), Şek. 2.48'de gösterilen korelasyonları önermektedir. Şekil 2.48'de görüldüğü gibi  $M_0$  ile  $q_c$  arasında Bağıntı (2.30) geçerlidir.

Normal konsolide kumlarda,

$$q_c < 10 \text{ MN/m}^2 \quad \text{ise} \quad M_0 = 4q_c \quad (2.30a)$$

$$10 \text{ MN/m}^2 < q_c < 50 \text{ MN/m}^2 \quad \text{ise} \quad M_0 = 2q_c + 20 \text{ (MN/m}^2) \quad (2.30b)$$

$$q_c > 50 \text{ MN/m}^2 \quad \text{ise} \quad M_0 = 120 \text{ MN/m}^2 \quad (2.30c)$$

Aşırı konsolide kumlarda,

$$q_c < 50 \text{ MN/m}^2 \quad \text{ise} \quad M_0 = 5q_c \quad (2.30d)$$

$$q_c > 50 \text{ MN/m}^2 \quad \text{ise} \quad M_0 = 250q_c \quad (2.30e)$$

Lunne ve Christoffersen (1983) eğer zeminde bir gerilme artışı  $\Delta\sigma_v$  sözkonusu ise,  $(\sigma'_{v0}) - (\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v)$  gerilme aralığı için Janbu (1963)'nun önerdiği gibi  $M$  değerinin Bağıntı (2.31)'den elde edilebileceğini belirtmişlerdir.

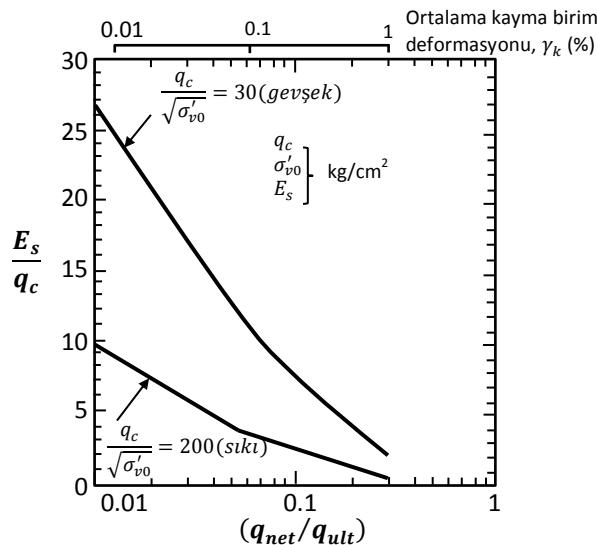
$$M = M_0 [(\sigma'_{v0} + 0.5\Delta\sigma_v)/\sigma'_{v0}]^{0.5} \quad (2.31)$$

Alternatif olarak, Eslaamizaad ve Robertson (1996) farklı önyükleme durumlarındaki kuvartz kumlari üzerinde yapılan geliştirilmiş kalibrasyon hücresi deneylerinden elde ettiği sonuçları değerlendirmiş ve Bağıntı (2.32)'i önermişlerdir.

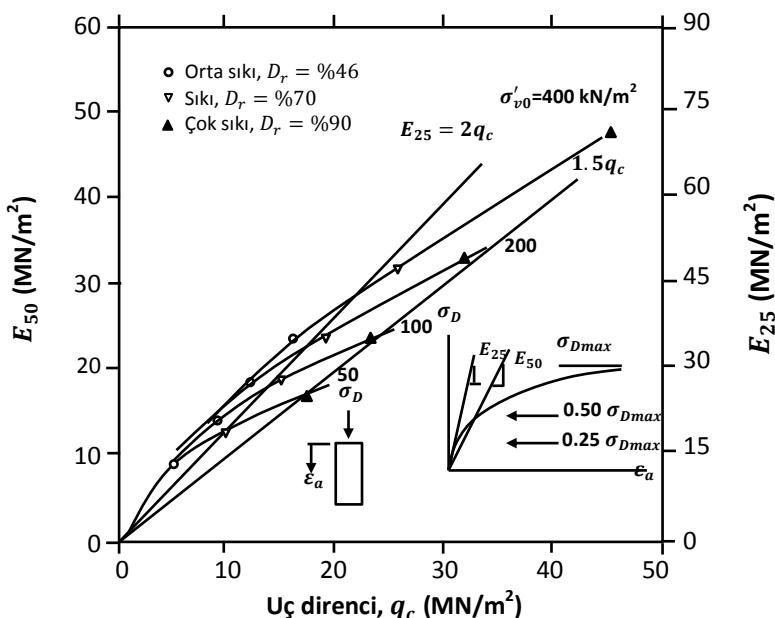
$$M_0 = k_m p_a \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{n_m} \quad (2.32)$$

Burada;  $k_m$ : boyutsuz modül katsayısi olup Şek. 2.49'dan alınabilir ve  $n_m$ : gerilme sabiti olup normal konsolide kumlarda 0.200, aşırı konsolide kumlarda ise 0.128'e eşittir.

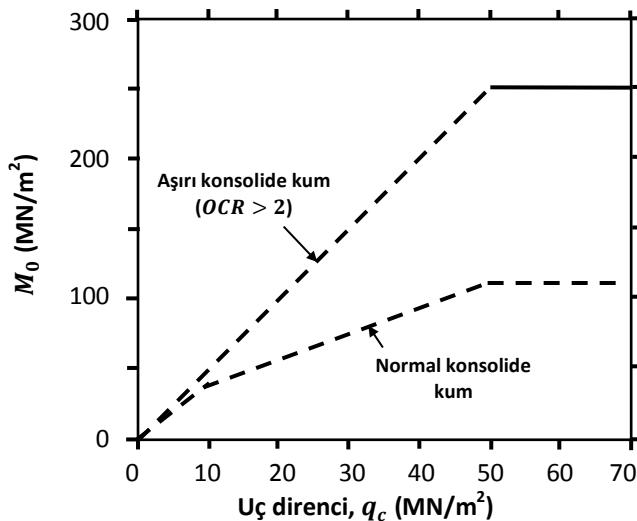
Robertson ve Campanella (1983), normal konsolide kuvartz kumlarda küçük birim deformasyonlarda dinamik kayma modülü ( $G_{dmax}$ ) değerinin tahminine yönelik Şek. 2.50'de gösterilen korelasyon abajını önermektedir.



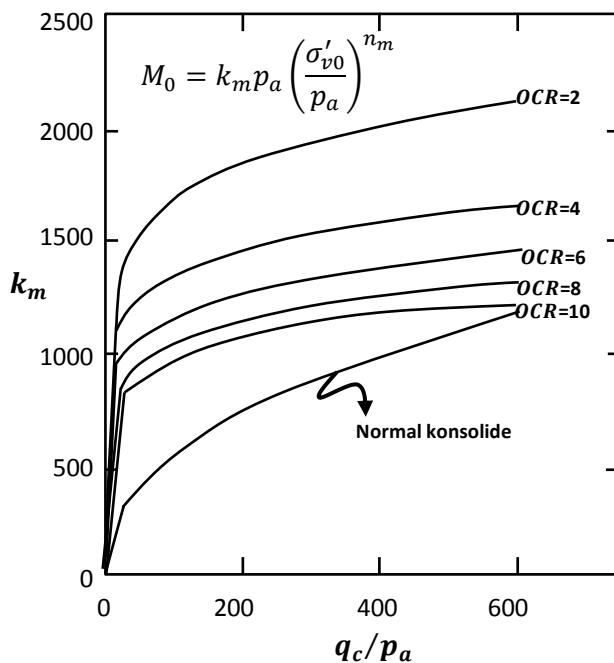
Şekil 2.46. Yüzeysel temeller için  $(q_{net}/q_{ult}) - E_s$  ilişkisi (Robertson, 1991)



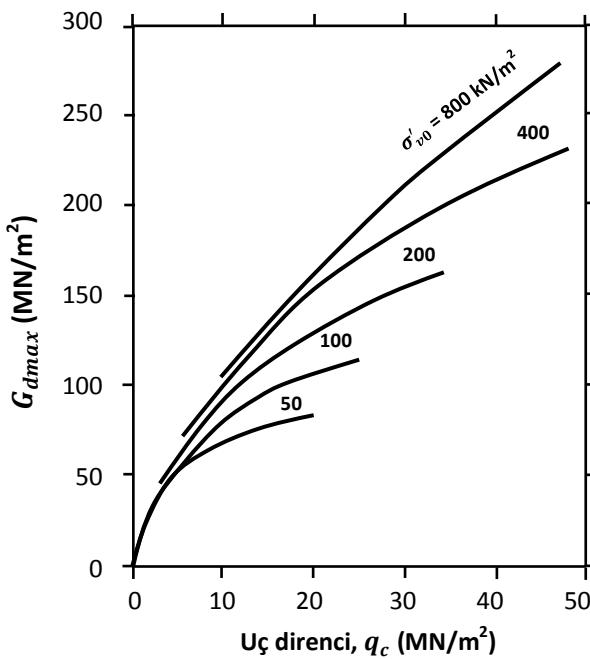
Şekil 2.47.  $E_{25} - q_c$  ve  $E_{50} - q_c$  ilişkisi (Robertson ve Campanella, 1983)



Şekil 2.48.  $M_0$  -  $q_c$  ilişkisi (Lunne ve Christoffersen, 1983)



Şekil 2.49.  $k_m$  -  $q_c/p_a$  -  $OCR$  ilişkisi (Eslamizsaad ve Robertson, 1996)



**Şekil 2.50.**  $G_{dmax}$  -  $q_c$  ilişkisi (Robertson ve Campanella, 1983)

## 2.7. Sığ Temel Tasarımı

### 2.7.1. Taşıma Gücü Kapasitesi Tahmini

Meyerhof (1956) kuma oturan yüzeysel temellerde net emnivetli taşıma gücü ( $q_{nem}$ ) değerinin tahmini için Bağıntı (2.33)'ü önermiştir:

$$B < 1.22 \text{ m için } q_{nem} = \bar{q}_c / 15 \quad (2.33a)$$

$$B > 1.22 \text{ m için } q_{nem} = (\bar{q}_c / 15)[(3.28B + 1) / 3.28B]^2 \quad (2.33b)$$

Burada;  $B$ : temel genişliği,  $\bar{q}_c$  : koni direncinin temel seviyesinden  $B$  kadar derinlik içerisindeki ortalama değeridir. Meyerhof (1956), net temel gerilmelerinin bu yöntemle hesaplanan net emnivetli taşıma gücü değerini aşmaması durumunda, muhtemel oturmaların 25 mm'den daha az olacağını ifade etmiştir.

Meyerhof (1974) yukarıdaki yöntem yerine kumlarda nihai taşıma gücü değerinin ( $q_{ult}$ ) doğrudan Bağıntı (2.34)'ten bulunabileceğini ve uygulamada bu değere güvenlik sayısı  $GS = 3$  uygulanması gerektiğini ifade etmiştir.

$$q_{ult} = \bar{q}_c (B/c^*) [1 + (D/B)] \quad (2.34)$$

Burada;  $D$ : temel derinliği,  $c^*$ : ampirik sabit, metrik birimler kullanıldığında  $c^* = 12.2$  olmaktadır. Bu yöntemde de oturma  $< 25$  mm kriteri geçerlidir.

Tand vd. (1995) az çimentolanmış orta sıkı kuma oturan temellerin taşıma gücü için Bağıntı (2.35)'i önermektedirler.

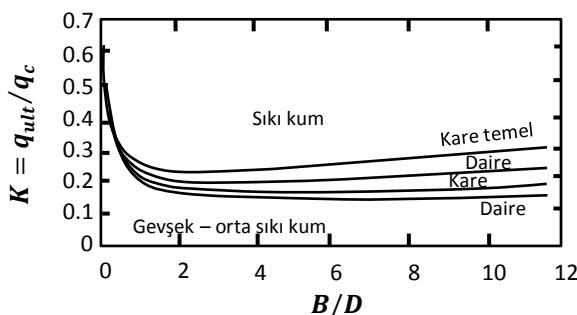
$$q_{ult} = R_k q_c + \sigma_{v0} \quad (2.35)$$

Burada;  $R_k$ : temel derinliği ve şekline bağlı bir katsayı olup 0.12 ila 0.20 arasında değişmektedir ve  $\sigma_{v0}$  : temel seviyesindeki toplam zemin örtü yüküdür.

Eslamizaad ve Robertson (1996) nihai temel taşıma gücü için Bağıntı (2.36)'yı önermiştir.

$$q_{ult} = K q_c \quad (2.36)$$

Burada;  $K$  katsayısı Şek. 2.51'den alınmaktadır.



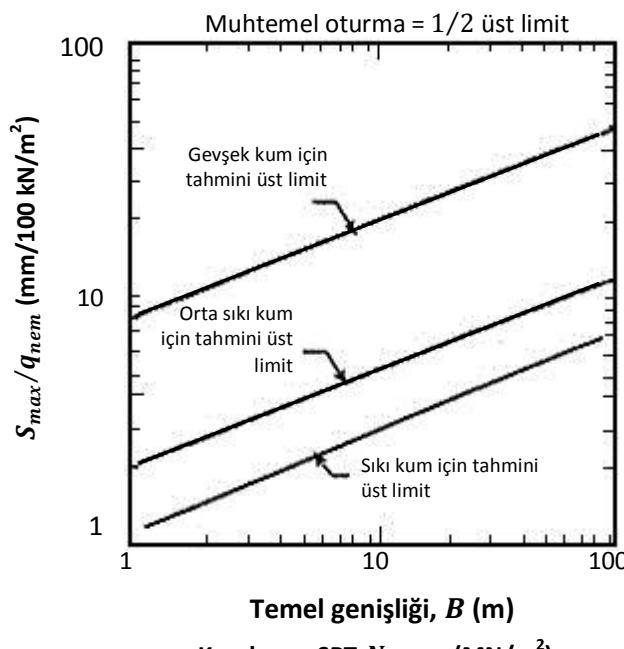
**Şekil 2.51.  $K$  -  $(B/D)$  ilişkisi (Eslamizaad ve Robertson, 1996)**

Tüm bu yöntemlerin yaklaşık ve konservatif değerler verdiği bilinmektedir. Kumlarda taşıma gücünden ziyade oturmaların kritik olması nedeniyle uygulamada yaygın olarak kullanılan yöntemler değildir.

Killerde ise Bölüm 2.6.4.1.'de belirtilen, nihai taşıma gücü tahmini için koni direncinin taşıma gücünü temsil ettiği yaklaşım ve bu yaklaşılardan elde edilen tahmini drenajsız kayma dayanımları kullanılır.

## 2.7.2 Oturma Tahmini

Kumlar üzerindeki yüzeysel temellerde genelde tasarımcı oturma kriteri belirlemektedir. Kuma oturan temellerde oturmaların hızlı ve kolayca tahmini için Burland vd. (1977) Şek. 2.52'de gösterilen abağı önermişlerdir. Bu şekilden elde edilen oturmalar bir üst limit olarak verilmektedir. Gerçek oturmaların abaktan elde edilen değerin yarısı mertebesinde olması beklenmelidir.



Kumlar	SPT-N	$q_c$ (MN/m <sup>2</sup> )
Gevşek	< 10	< 5
Orta sıkı	10 – 30	5 – 15
Sıkı	> 30	> 15

**Şekil 2.52. Kumlardaki yüzeysel temeller için önerilen tahmini oturma aralıkları (Burland vd., 1977)**

Meyerhof (1974), kumlardaki oturmaların hızlıca tahmini için aşağıdaki basit ancak konservatif değerler veren Bağıntı (2.37)'yi önermiştir:

$$S = \frac{q_{net} B}{2\bar{q}_c} \quad (2.37)$$

Burada;  $S$ : oturma ve  $q_{net}$ : net temel basıncıdır. Meyerhof'un önerdiği bu bağıntı elastik teori ile kıyaslandığında deformasyon modülünün yaklaşık olarak  $2\bar{q}_c$  değerine eşit alındığını göstermektedir.

Schmertmann vd. (1978), daha önce 1970'te önerdiği birim deformasyon entegrasyonu yöntemini (*Strain Integration Method*) geliştirmiştir. Bu yöntem temel yüklemesinden kaynaklı maksimum birim deformasyonun temelin hemen altında değil de, temelin şekline göre  $0.5B - B$  kadar altında olacağını belirtmektedir (Şek. 2.53). Ayrıca, birim deformasyonun temel altında dağılımını ifade eden birim deformasyon etki katsayısı ( $I_z$ ) tanımlanmaktadır. Bu katsayı oturmaların büyük kısmının sökümleneceğinin varsayıldığı derinlik aralığında elastik teoriden yola çıkılarak birim tabakadaki gerilme artışının temel net gerilmesine oranı olarak tanımlanmaktadır. Bu aralığın kare veya dairesel temeller için temel altından  $2B$  aşağıya kadar, şerit temeller için ise temel altından  $4B$  aşağıya kadar olduğu kabul edilmektedir.

Schmertmann vd. (1978)'ın önerdiği bu yöntem kumlu zeminlerde oturma hesapları için kullanılan en yaygın yöntemlerden biridir. Schmertmann vd. (1978)'e göre kumlu zeminlerdeki elastik oturmalar ( $S_e$ ), Bağıntı (2.38)'den tahmin edilebilmektedir:

$$S_e = C_1 C_2 C_3 q_{net} \sum_{i=1}^n \frac{\Delta z_i}{E_{si}} I_{zi} \quad (2.38a)$$

ve

$$C_1 = 1 - 0.5 \left( \frac{\sigma'_{v0}}{q_{net}} \right) \quad (2.38b)$$

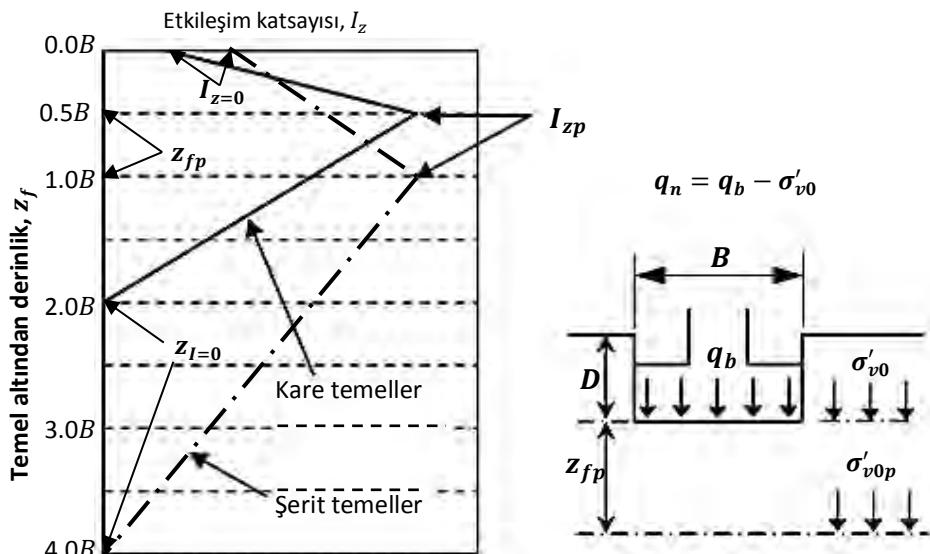
ve

$$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right) \quad (2.38c)$$

ve

$$C_3 = 1.03 - 0.03 \frac{L}{B} \geq 0.73 \quad (2.38d)$$

Burada;  $q_{net}$ : net temel basıncı,  $C_1$ : temel derinliğine bağlı düzeltme katsayısı,  $C_2$ : zamana bağlı ikincil sünme/krip (creep) katsayısı,  $C_3$ : temelin şekline bağlı düzeltme katsayısı,  $\Delta z_i$ : temel seviyesi altında birbirine eşit kalınlıktaki birim tabakaların ( $i$ ) kalınlığı,  $I_{zi}$ : birim tabakanın ( $i$ ) ortalama birim deformasyon etkileme katsayısı,  $E_{si}$ : birim tabakanın ( $i$ ) ortalama deformasyon modülü,  $n$ : toplam birim tabaka sayısı,  $\sigma'_{v0}$ : yüklenmeden önceki temel derinliğindeki düşey efektif örtü yükü,  $t$ : temel yükünün tatbik edilmesi sonrasında geçen zaman (yıl) ve  $L$ : temelin boyudur.



Şekil 2.53. Etkileşim katsayıları dağılımı (Schmertmann vd., 1978)

Deformasyon modülü ( $E_s$ ), konik penetrasyon deneyinden elde edilen koni direnci değerlerine ( $q_c$ ) bağlı olarak Bağıntı (2.39)'dan hesap edilebilir.

$$E_s = \alpha q_c \quad (2.39)$$

Bu yöntemde en önemli husus  $E_s = \alpha q_c$  eşitliğindeki  $\alpha$  değerinin ne alınacağıdır. Literatürde  $\alpha$  faktörü için değişik öneriler yer almaktadır. Schmertmann (1970) çimentolanmamış normal konsolide kuvartz kumlarda  $100 - 300 \text{ kN/m}^2$  gerilme mertebelerinde  $\alpha = 2$  alınabileceğini ifade etmiştir. Aşırı konsolide kumlarda bu değerin iki ila üç katı değerler kullanılabileceğini belirtmiştir. Benzer bir yaklaşımla, Robertson ve Campanella (1989) aşağıdaki  $\alpha$  değerlerini önermektedir:

Normal konsolide silika kumlari (jeolojik yaşı < 100 yıl) için;  $\alpha = 2.5$

Normal konsolide silika kumlari (jeolojik yaşı > 3000 yıl) için;  $\alpha = 3.5$

Aşırı konsolide silika kumlari için;  $\alpha = 6.0$

Meigh (1987)  $\alpha$  faktörünün temel geometrisine de bağlı olduğunu ifade etmiş ve aşağıdaki değerleri önermiştir:

Normal konsolide kumlarda: kare temel için  $\alpha = 2.5$ , şerit temel için  $\alpha = 3.5$

Aşırı konsolide kumlarda: kare temel için  $\alpha = 5.0$ , şerit temel için  $\alpha = 7.0$

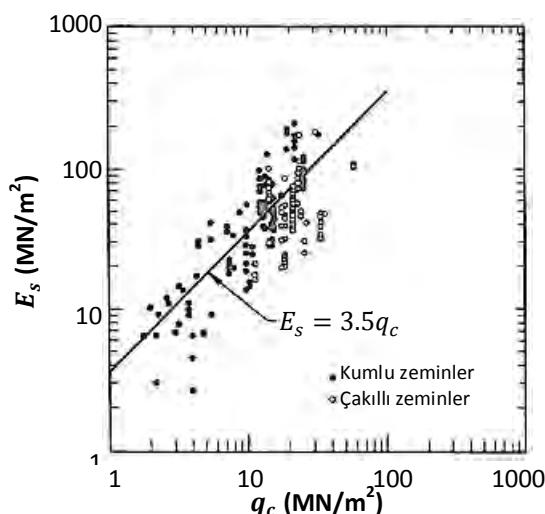
Robertson (1991) farklı bir yaklaşımla  $\alpha = E_s/q_c$  değerinin temel basıncının temel zemininin nihai taşıma gücüne oranına bağlı olduğunu ve artan yükleme oranı ile  $\alpha$  değerlerinin bir azalma göstereceğini ifade etmiş; sıkı ve gevşek kumlarda  $\alpha$  değerlerinin Şek. 2.46'dan alınabileceğini vurgulamıştır.

Terzaghi, Peck ve Mesri (1996) ise kare ve dairesel temellerde ölçülen oturmaları analiz ederek  $E_s = 3.5q_c$  bağıntısını önermişlerdir. Bu bağıntının elde edildiği veri tabanı Şek. 2.54'te gösterilmektedir. Bu şekilde, veri tabanının önerilen korelasyondan sapma eğilimi bu tür bağıntıların geçerliliğinin sınırlı olduğunu göstermektedir.

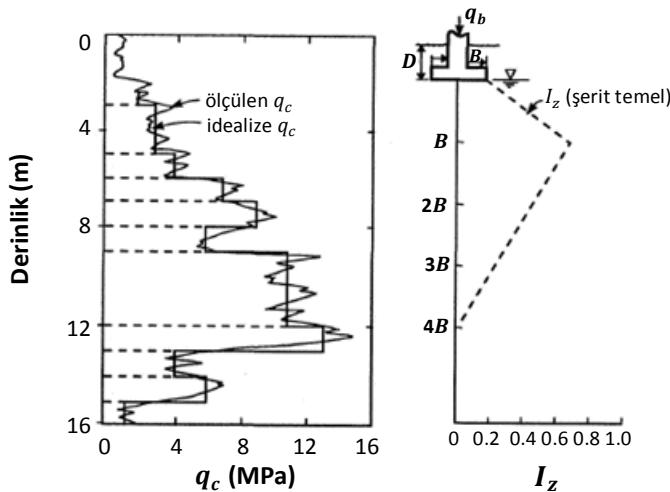
Yukarıdaki açıklamalardan  $\alpha$  katsayısının kum zeminlerin jeolojik yaşlarına, aşırı konsolidasyon oranına ( $OCR$ ) bağlı olduğu anlaşılmaktadır. Ancak pratikte kumun bu özelliklerini belirlemek pek mümkün olamamaktadır ve yüksek  $\alpha$

değerlerinin kullanılması risklidir. Ayrıca  $\alpha$  değerlerinin temel geometrisine bağlı olduğu ifade edilmektedir. Ancak temel geometrisi  $\alpha$  ilişkisi için önerilen bağıntılar çelişkilidir. Yazarlar farklı bir değer bulanmak için çok sağlam gerekçeler olmadığı sürece, Schmertmann (1978) tarafından önerilen (i) kare temeller için  $\alpha = 2.5$ , (ii) şerit temeller için  $\alpha = 3.5$  değerlerinin kullanılmasının uygun olacağını düşünmektedirler.

Schmertmann vd. (1978)'e göre temel yüklemesinden kaynaklı birim deformasyon temelin altından  $0.5B - B$  derinliğine kadar doğrusal olarak artar, bu derinlikte etkileşim katsayısı maksimum değerine ( $I_{zp}$ ) ulaşır ve  $2B - 4B$  derinliğinde sökümlenir ( $I_z = 0$ ). Birim deformasyon etkileme katsayısının ( $I_z$ ) dağılımı Şek. 2.53'te verilmiştir. Farklı temel şekilleri için temel derinliğindeki etkileşim katsayısı ( $I_{z=0}$ ), maksimum etkileşim katsayısı ( $I_{zp}$ ), maksimum birim deformasyon derinliği ( $z_{fp}$ ) ve oturmaların sökünlendiğinin kabul edildiği derinlik ( $z_{I=0}$ ) Tablo 2.7'de verilmiştir. Yöntemin uygulamasında Şek. 2.55'te gösterilen idealizasyon yapılarak her tabaka için temsili bir  $q_c$  değeri alınır; tabakanın ortasından bir yatay doğru çizilerek etki faktörü abağına girilir ve tabakanın  $I_z$  değeri okunur.



**Şekil 2.54.**  $E_s - q_c$  ilişkisi (Terzaghi, Peck ve Mesri, 1996)



Şekil 2.55. Schmertmann vd. (1978) tarafından önerilen yöntemin uygulanışı

Tablo 2.7. Schmertmann vd. (1978) yöntemi için  $I_{z=0}$ ,  $I_{zp}$ ,  $z_{I=0}$  ve  $z_{fp}$  değerleri

	Kare Temeller* <sup>1</sup> ( $L/B = 1$ )	Şerit Temeller* <sup>1</sup> ( $L/B \geq 10$ )	Dikdörtgen Temeller* <sup>2</sup> ( $1 < L/B < 10$ )
$I_{z=0}$	0.1	0.2	$0.1 + 0.01 \left( \frac{L}{B} \right)$
$I_{zp}$		$0.5 + 0.1 \left( q_{net}/\sigma'_{v0p} \right)^{0.5}$	
$z_{I=0}$	$2B$	$4B$	$B \left[ 2 + 0.22 \left( \frac{L}{B} - 1 \right) \right]$
$z_{fp}$	$0.5B$	$B$	$B \left[ 0.5 + 0.05 \left( \frac{L}{B} - 1 \right) \right]$

<sup>1</sup>: Schmertmann vd. (1978)<sup>2</sup>: Salgado (2008)

Tablo 2.7'de;  $\sigma'_{v0p}$ : yüklemeden önce, yüzeyden  $D + z_{fp}$  derinliğindeki efektif örtü yüküdür.

## 2.8. Kazıklı Temel Tasarımı: Taşıma Gücü Tahmini

Literatürde CPT verilerinden kazık taşıma gücü belirlenmesine yönelik farklı yöntemler önerilmiştir. Bu bölümde bu yöntemler arasında en çok kabul görmüş olanlar özetlenmektedir. Kazık taşıma gücü hesap yöntemlerine açıklık getirmek amacıyla aşağıdaki tanımlar verilmektedir:

$q_c$ : koni direnci ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

$q_{ca}$ : kazık uç bölgesindeki eşdeğer koni direnci ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

$q_p$ : kazık nihai birim uç direnci ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

$A_p$ : kazık ucundaki kesit alanı ( $\text{m}^2$ )

$Q_p$ : kazıgin nihai toplam uç direnci ( $\text{kN}$ ) ( $Q_p = q_p A_p$ )

$f_s$ : koni sürtünme direnci ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

$f_{sa}$ : kazık şaftı boyunca ortalama koni sürtünme direnci ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

$q_s$ : kazık şaftı boyunca ortalama birim çevre sürtünme direnci ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

$A_s$ : kazık şaftı yüzey alanı ( $\text{m}^2$ )

$Q_s$ : kazıgin toplam nihai sürtünme direnci ( $\text{kN}$ )

$Q_u$ : kazıgin nihai taşıma kapasitesi ( $\text{kN}$ ) ( $Q_u = Q_p + Q_s = q_p A_p + q_s A_s$ )

$l$ : kazık boyu ( $\text{m}$ )

$d$ : kazık çapı ( $\text{m}$ )

### 2.8.1. Kazık Birim Uç Direnci ( $q_p$ )

#### *Bustamante ve Ganeselli (1982) Yöntemi*

Bu yöntem LCPC (Fransa) Yöntemi olarak da bilinmektedir. Bustamante ve Ganeselli (1982) farklı zemin koşullarında ve değişik yöntemlerle imal edilen 197 adet kazık üzerinde yapılan yükleme (basınç ve çekme) deney sonuçlarını değerlendirerek kazık uç direncinin belirlenmesine yönelik Bağıntı (2.40)'ı önermişlerdir.

$$q_p = k_c q_{ca} \quad (2.40)$$

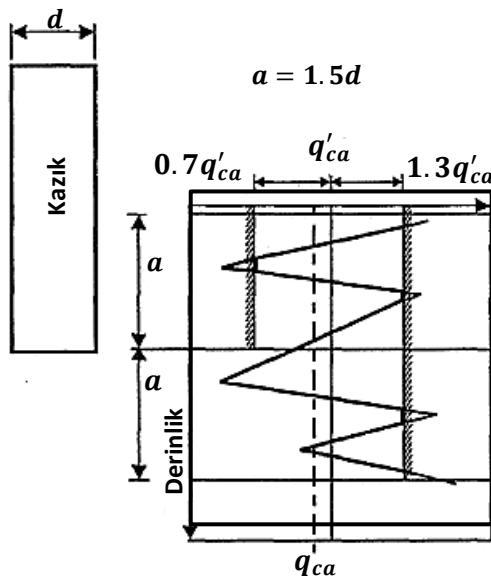
Bu bağıntıda;  $k_c$ : taşıma gücü faktörü olarak tanımlanmış olup Tablo 2.8'den elde edilmektedir. Bu tabloda I. Grup; burgu, muhafaza borusu veya bentonit bulamacı ile inşa edilen fore kazıkları; düşük enjeksiyon basıncı ile imal edilmiş mini kazıkları; keson ve baret kazıkları kapsamaktadır. II. Gruba ise; precast, öngermeli betonarme kazıkları; yüksek enjeksiyon basıncı ile imal edilmiş mini kazıkları; çakma çelik kazıklar; yüksek enjeksiyon basıncı uygulanmış büyük çaplı fore kazıklar; hidrolik baskı ile sürülen çelik profil kazıklar dahil edilmiştir.

**Tablo 2.8.  $k_c$  faktörleri (Bustamante ve Gianselli, 1982)**

<b>Zemin türü</b>	<b><math>q_c</math> (MPa)</b>	<b><math>k_c</math> faktörleri</b>	
		<b>I. Grup</b>	<b>II. Grup</b>
Yumuşak kil ve çamur	< 1	0.4	0.5
Orta sıkı kil	1 – 5	0.35	0.45
Silt ve gevşek kum	$\leq 5$	0.4	0.5
Sıkışmış – katı kil ve sıkı silt	$> 5$	0.45	0.55
Yumuşak tebeşir taşı	$\leq 5$	0.2	0.3
Orta sıkı kum ve çakıl	5 – 12	0.4	0.5
Ayrışmış tebeşir taşı	$> 5$	0.2	0.4
Sıkı – çok sıkı kum ve çakıl	$> 12$	0.3	0.4

Yazarlar kazık ucundaki eşdeğer koni direncinin ( $q_{ca}$ ) belirlenmesi için Şek. 2.56'da açıklanan yöntemi önermişlerdir. Bu yöntemde  $d$  çaplı bir kazıkta, kazık birim uç direncinin ( $q_p$ ) hesaplanması için gerekli  $q_{ca}$  değeri, kazık ucundan ( $+a = 1.5d$ ) yukarı ve ( $-a = 1.5d$ ) aşağıdaki  $q_c$  değerlerinin bir ortalaması olarak hesaplanmaktadır. Bu eşdeğer koni direncinin belirlenmesi üç aşamada yapılmaktadır. Birinci aşamada kazık ucundan  $\pm a$  derinlikler arasında  $q_c$  değerlerinin ortalaması ( $q'_{ca}$ ) belirlenir. İkinci aşamada kazık ucundan ( $+a$ ) – ( $-a$ ) aralığında  $1.3q'_{ca}$  değerinden daha büyük koni direnci değerleri, kazık ucundan yukarı ( $+a$ ) aralığında ise  $0.7q'_{ca}$  değerinden daha küçük koni direnci

değerleri ihmali edilir ve Şek. 2.56'daki kalın çizgi ile gösterilen koni direnci profili çıkarılır. Üçüncü aşamada ise kalın çizginin oluşturduğu kazık ucundan  $(+a) - (-a)$  aralığındaki koni direnci profilinin ortalaması alınır ve  $q_{ca}$  olarak tanımlanır.



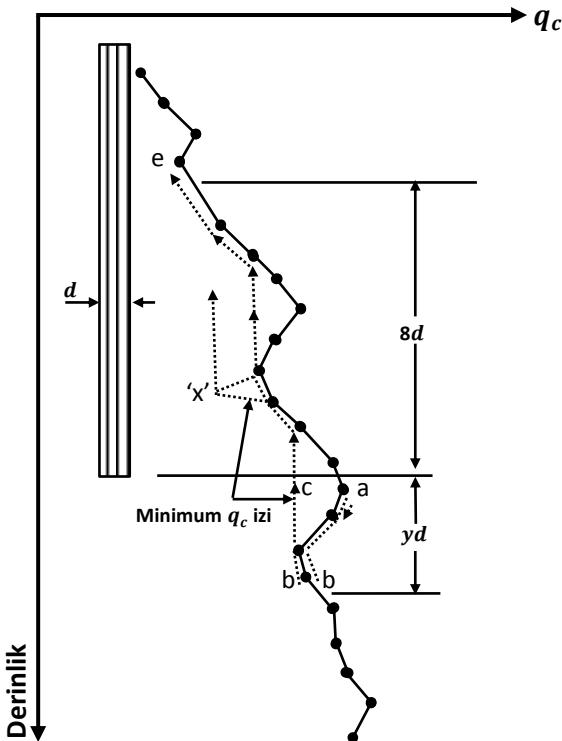
**Şekil 2.56.  $q_{ca}$  hesabı (Bustamante ve Ganeselli, 1982)**

Lunne vd. (1997), Bustamante ve Ganeselli (1982) Yöntemi'nden hesaplanan nihai uç direnci için  $GS = 3.0$  kullanılmasını önermişlerdir.

#### ***De Ruiter ve Beringen (1979) Yöntemi***

De Ruiter ve Beringen (1979) kumlu ve killi zeminlerde kapasite tahmin yöntemini ayrı ayrı vermiştir. Killi zeminlerde Bölüm 2.6.4.1.'de verilen korelasyonlar kullanılarak  $q_c$  değerlerinden  $c_u$  tahmin edilir ve statik kazık formüllerine göre kazık uç direnci  $9c_u$  değerine eşit alınır.

Kumlu zeminlerde ise, kazık uç direncini ( $q_p$ ), kazık ucunun  $(0.7d - 4d)$  altında ve  $8d$  üzerindeki koni direnci profili belirlemektedir. Yöntemin uygulaması Şek. 2.57'de gösterilmektedir.



**Şekil 2.57. CPT'den kazık uç direnci bulma yöntemi (Schmertmann, 1978)**

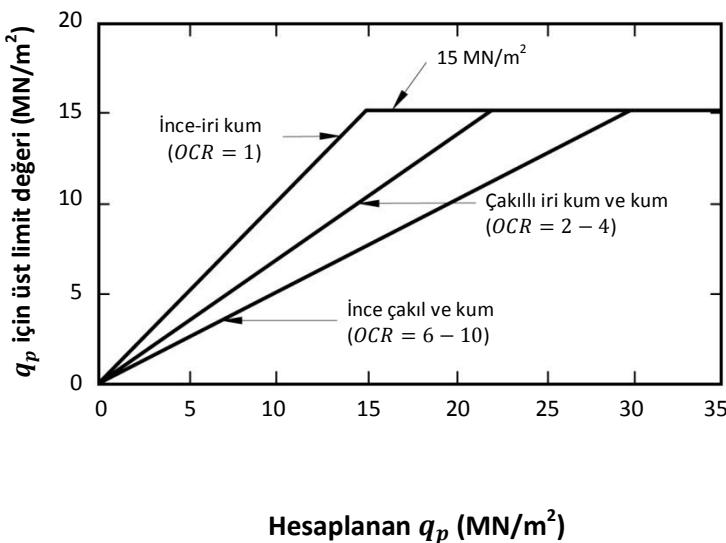
Kazık uç direnci,  $q_p$ , Bağıntı (2.41)'de de gösterildiği gibi CPT profilinden elde edilen iki temsili değerin ortalaması olarak bulunur.

$$q_p = (\bar{q}_{c1} + \bar{q}_{c2})/2 \quad (2.41)$$

Burada;  $\bar{q}_{c1}$ : kazık ucundan  $yd$  derinliğe kadar  $q_c$  değerlerinin ortalama değeri olup a-b izi boyunca gerçek  $q_c$  değerleri, b-c izi boyunca ise minimum  $q_c$  değerlerinin aritmetik ortalaması alınarak bulunmaktadır. Bu işlem kazık ucundan aşağı istikamette  $y = 0.7 - 4.0$  arasında farklı derinlikler için tekrar edilir ve minimum değer  $\bar{q}_{c1}$  olarak alınır.

Bağıntı (2.41)'deki  $\bar{q}_{c2}$  değeri ise kazık ucundan yukarı istikamette  $8d$  uzunluk içerisinde, (c-e) noktaları arasında, minimum iz prensibine göre seçilen  $q_c$  değerlerinin aritmetik ortalamasına eşittir. Şek. 2.57'de örnek olarak verilen x noktası gibi lokal düşüşler kumlu zeminlerde ihmäl edilirken, killi zeminlerde mimimum iz prensibine dahil edilir.

De Ruiter ve Beringen (1979) hesaplanan  $q_p$  değerleri için Şek. 2.58'de gösterilen üst limit değerlerini önermişlerdir. Bu yöntemde hesaplanan değer ne olursa olsun  $q_p < 15 \text{ MN/m}^2$  kriteri geçerlidir.



**Şekil 2.58.  $q_p$  değerleri için üst limit değerleri (De Ruiter ve Beringen, 1979)**

Lunne vd. (1997); De Ruiter ve Beringen (1979) Yöntemi'nden hesaplanan nihai üç direnci için kazık statik yükler altında ise  $GS = 2.0$ , statik+ekstrem yükler altında ise  $GS = 1.5$  kullanılmasını önermişlerdir.

## 2.8.2. Kazık Birim Çevre Sürtünmesi Direnci ( $q_s$ )

Kazık çevre sürtünme değerinin CPT verilerinden bulunması ile ilgili literatürde farklı yaklaşım önerilmiştir. Bu yöntemlerden tasarımda yaygın olarak kullanılanlarının detayları aşağıda özetlenmektedir.

### **Bustamante ve Ganeselli (1982) Yöntemi**

Bu yöntemde kazık nihai birim çevre sürtünmesi,  $q_s$ , değeri Bağıntı (2.42)'den hesaplanmaktadır.

$$q_s = q_c / \alpha_f \quad (2.42)$$

Burada;  $q_c$ : kazık şaftı boyunca zemin tabakalarının değerlerinin ortalama  $q_c$  değeri ve  $\alpha_f$ : sürtünme dönüşüm katsayısıdır. Sürtünme dönüşüm katsayısı,  $\alpha_f$ , değerleri zemin türü ve kazık tipine göre Tablo 2.9'dan alınır. Aynı tabloda  $q_s$  değeri için üst limitler ve kazık inşaat yönteminde zeminin asgari düzeyde örselenmesi durumuna karşı gelen değerler (parantez içerisindeki) de yer almaktadır.

Tablo 2.9'daki kazık grupları aşağıdaki şekilde tanımlanmaktadır:

IA :burgu veya bentonit bulamacı ile inşa edilen fore kazıklar; düşük enjeksiyon basıncı ile imal edilmiş mini kazıklar; keson ve baret kazıklar

IB : muhafaza borusu ile inşa edilen fore kazıklar; betonarme çakma kazıklar

IIA : prekast beton çakma kazıklar, öngirmeli tüp kazıklar, hidrolik baskı ile sürülen betonarme kazıklar

IIB : çakma çelik kazıklar, hidrolik baskı ile sürülen çelik kazıklar

Lunne vd. (1997), Bustamante ve Ganeselli (1982) Yöntemi'nden hesaplanan nihai sürtünme direnci için  $GS = 2.0$  kullanılmasını önermişlerdir.

**Tablo 2.9.  $\alpha_f$  katsayıları ve  $q_s$  için maksimum limit değerler (Bustamante ve GIANESELLI, 1982)**

Zemin Türü	$q_c$ (MN/m <sup>2</sup> )	Kategori							
		$\alpha_f$ katsayıları				$q_s$ için maksimum değerler (MN/m <sup>2</sup> )			
		I		II		I		II	
		A	B	A	B	A	B	A	B
Yumuşak kil – çamur	< 1	30	90	90	30	0.015	0.015	0.015	0.015
Orta sıkı kil	1 – 5	40	80	40	80	0.035 (0.08)	0.035 (0.08)	0.035 (0.08)	0.035
Silt ve gevşek kum	$\leq 5$	60	150	60	120	0.035	0.035	0.035	0.035
Sıkı – katı kil ve sıkı silt	> 5	60	120	60	120	0.035 (0.08)	0.035 (0.08)	0.035 (0.08)	0.035
Yumuşak tebeşirtaşı	$\leq 5$	100	120	100	120	0.035	0.035	0.035	0.035
Orta sıkı kum ve çakıl	5 – 12	100	200	100	200	0.08 (0.12)	0.035 (0.08)	0.08 (0.12)	0.08
Ayrışmış tebeşirtaşı	> 5	60	80	60	80	0.12 (0.15)	0.08 (0.12)	0.12 (0.15)	0.12
Sıkı – çok sıkı kum ve çakıl	> 12	150	300	150	200	0.12 (0.15)	0.08 (0.12)	0.12 (0.15)	0.12

**De Ruiter ve Beringen (1979) Yöntemi**

Killi zeminlerde, kazık birim çevre sürtünmesi,  $q_s$ , statik formüllerde öngörüldüğü gibi  $q_s = \alpha_c c_u$  bağıntısı ile hesaplanır. De Ruiter ve Beringen (1979)  $\alpha_c$  değerinin normal konsolide killerde 1.0, aşırı konsolide killerde ise 0.5 olarak alınmasını önermişlerdir.

Kumlu zeminlerde kazık birim çevre sürtünmesi  $q_s$ , aşağıdaki dört kriterden en düşük değeri verendir:

- i.  $q_s = 0.12 \text{ MN}/\text{m}^2$
- ii.  $q_s = f_s$
- iii.  $q_s = q_c/300$  (basınca çalışan kazıklar)
- iv.  $q_s = q_c/400$  (çekmeye çalışan kazıklar)

De Ruiter ve Beringen (1979) Yöntemi'nden hesaplanan nihai sürtünme direnci için statik yükler altında ise  $GS = 2.0$ , statik + ekstrem yükler altında ise  $GS = 1.5$  kullanılmasını önerilmektedir (Lunne vd., 1997).

**Schmertmann (1978) Yöntemi**

Schmertmann (1978) Yöntemi için, kumlu zeminlerde üç direnci hesabı De Ruiter ve Beringen (1979) Yöntemi ile aynıdır. De Ruiter ve Beringen (1979) Yöntemi'nden farklı olarak birim çevre sürtünmesi değeri Bağıntı (2.43)'ten bulunur.

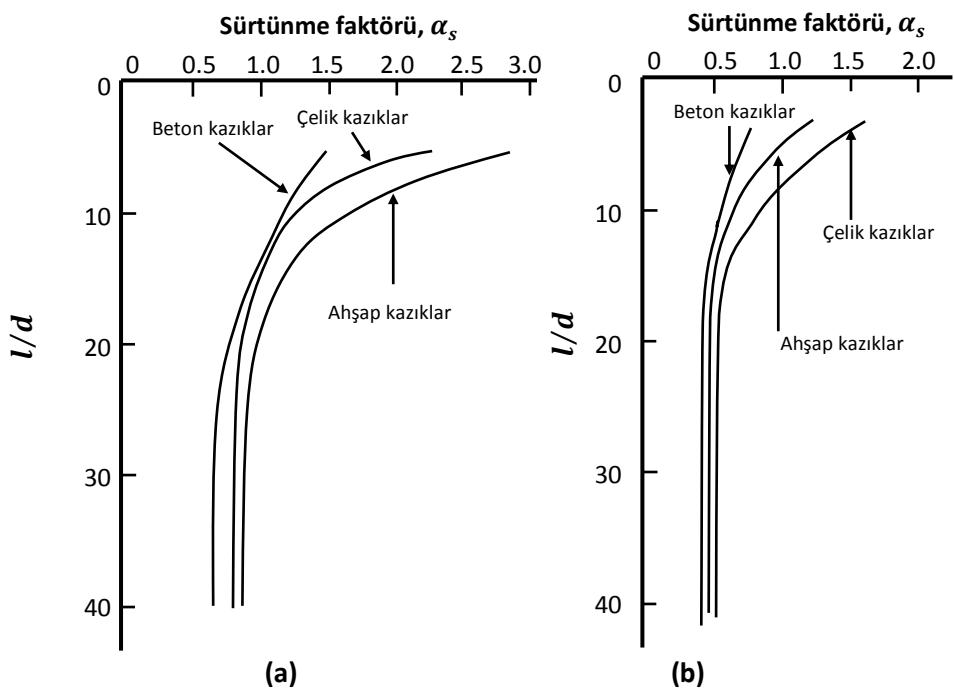
$$z < 8d \text{ için } q_{si} = \alpha_{si}(z/8d)f_{si} \quad (2.43a)$$

$$z > 8d \text{ için } q_{si} = \alpha_{si} f_{si} \quad (2.43b)$$

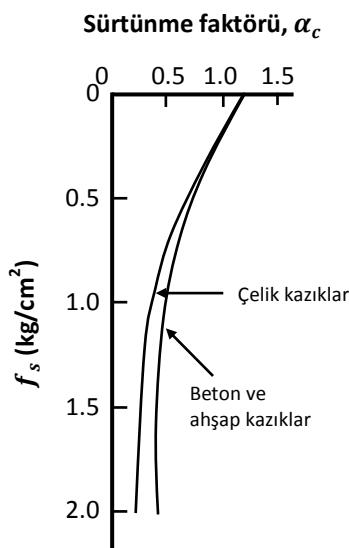
Burada;  $z$ : yüzeyden derinlik ve  $\alpha_s$ : kumlu zeminde sürtünme faktörü olup  $\alpha_{si}$ ,  $q_{si}$  ve  $f_{si}$  sembollerini kazık boyunca zemin profilinde yer alan değişik tabakalara ait değerlerdir. Sürtünme faktörü  $\alpha_s$  kazık boy/çap ( $l/d$ ) oranına, kazık tipine ve CPT'de kullanılan konik ucun elektrikli veya mekanik olmasına bağlı olarak Şek. 2.59'dan alınır. Kil zeminlerde ise,

$$q_{si} = \alpha_{ci} f_{si} \quad (2.44)$$

bağıntısı geçerli olup  $\alpha_c$  değerleri Şek. 2.60'tan alınır.



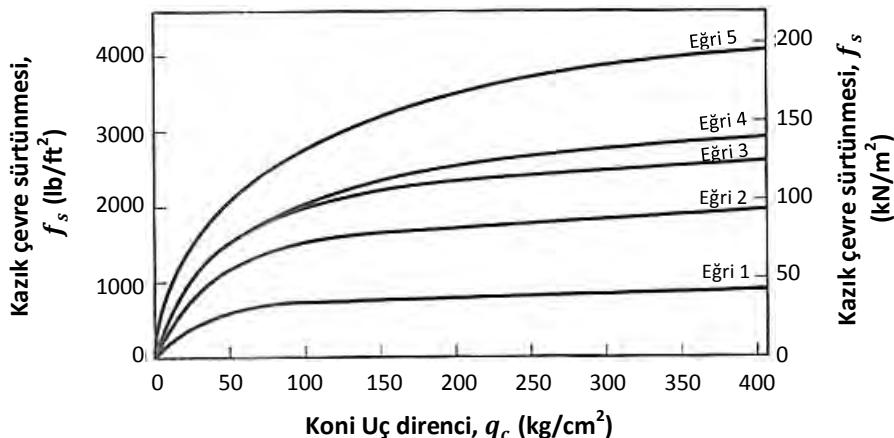
Şekil 2.59.  $\alpha_s$  değerleri (a) elektrikli ve (b) mekanik koni (Schmertmann, 1978)



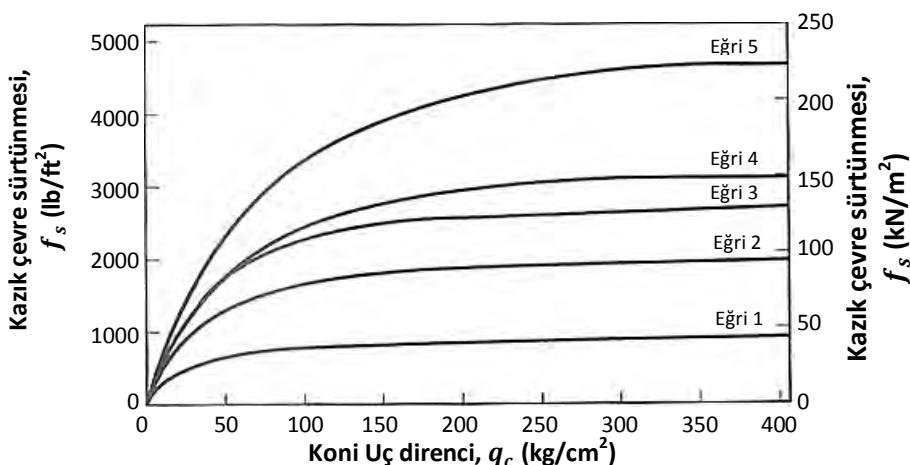
Şekil 2.60.  $\alpha_c$  değerleri (Schmertmann, 1978)

**Briaud ve Miran (1991) Yöntemi**

Briaud ve Miran (1991) farklı zemin koşullarında, değişik yöntemlerle imal edilen kazıklar için Şek. 2.61 ve 2.62'de gösterilen çevre sürtünmesi abaklarını önermişlerdir.



Şekil 2.61. Kil ve siltler için sürtünme direnci ababı (Briaud ve Miran, 1991)



Şekil 2.62. Kum ve çakıllar için sürtünme direnci ababı (Briaud ve Miran, 1991)

Bu abaklarda hangi eğrinin kullanılacağı ise Tablo 2.10'da belirtilmiştir.

**Tablo 2.10. Şekil 2.61 ve 2.62'deki eğrileri seçimine yönelik tablo (Briaud ve Miran, 1991)**

Kazık Tipleri	Şekil 2.63					Şekil 2.64				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
<b>1</b>	a, b	b, i	i							
<b>2</b>	a, b	b, i	i			m, q	q	u	v	
<b>3</b>	j	j				m, q	q	u	v	
<b>4</b>	a	c				m	r			
<b>5</b>	a	c								
<b>6</b>	a	h	h			m	n	s		
<b>7</b>	g	g	g			m	n	s		
<b>8</b>	a	c				m			w	
<b>9</b>	a	c	f			m	p	t		
<b>10</b>	a, d	e				m, o	o	s		
<b>11</b>	a	c	k			m	n			
<b>12</b>	a					m	n		w	
<b>13</b>	a	c				m	n	s		
<b>14</b>	a	c				m	p	t		
<b>15</b>	a, d	e				m, o	o	s		
<b>16</b>	a									x
<b>17</b>	a							s		x

Yöntemin uygulaması ile ilgili detaylar aşağıda açıklanmaktadır:

#### Kazık tipleri:

- (1) Kil zeminlerde desteksiz foraj ile yapılan kazıklar
- (2) Bentonit bulamacı kullanılarak yapılan kazıklar
- (3) Muhafaza borusu kullanılarak yapılan kazıklar
- (4) Burgu forajı ile yapılan yerinde dökme kazıklar
- (5) El kazısı forajı ile yapılan kazıklar

- (6) Micro kazıklar, muhafaza borulu,  $d < 250 \text{ mm}$ , basınçlı betonlama
- (7) Rotasyonla sürülmüş oluklu çelik boru içerisinde foraj ve betonlama ile yapılmış kazıklar
- (8) Enjeksiyon betonu kaplamalı çelik boru kazıklar
- (9) Darbeli veya vibrasyonlu şahmerdan ile çakılan precast betonarme kazıklar
- (10) Darbeli şahmerdan ile çakılmış çelik kazıklar
- (11) Art-germeli beton tüp şeklindeki kazıklar
- (12) Sıkıştırılmış şaftı olan basınçlı enjeksiyon uygulanmış sömel
- (13) Muhafaza borulu şaftlı basınçlı enjeksiyon uygulanmış sömel
- (14) Hidrolik baskı ile sürülmüş betonarme kazıklar
- (15) Hidrolik baskı ile sürülmüş çelik kazıklar
- (16) Micro kazıklar,  $d < 250 \text{ mm}$
- (17) Yüksek basınçla enjeksiyon uygulanmış kazıklar

Bu kazık türlerinin bazıları ülkemizde uygulanmamaktadır. Yukarıda kısaca tanımlanan yapım yöntemlerinin detayları Coduto (1994)'te verilmektedir.

*Kil ve silt zeminler (Şek. 2.61):*

- (a)  $q_c < 0.7 \text{ MN/m}^2$
- (b)  $q_c > 0.7 \text{ MN/m}^2$
- (c)  $q_c > 1.2 \text{ MN/m}^2$
- (d) yükleme deneyi yapılmamış yüksek plastisiteli killer
- (e) yükleme deneyi yapılmış yüksek plastisiteli killer ve  $q_c > 1.2 \text{ MN/m}^2$  olan düşük platisiteli killer
- (f)  $q_c > 2.5 \text{ MN/m}^2$  olan düşük platisiteli killer, çakılı bloklu seviyeler içeren killer
- (g) Eğri 1: Yüksek penetrasyon hızı; Eğri 2: Düşük penetrasyon hızı ve  $q_c < 2.5 \text{ MN/m}^2$ ; Eğri 3: Düşük penetrasyon hızı ve  $q_c > 4.5 \text{ MN/m}^2$ ;
- (h)  $q_c > 1.2 \text{ MN/m}^2$ ; Eğri 2: Yükleme deneyi yapılmış, Eğri 3: Yükleme deneyi yapılmamış
- (i) Eğri 2:  $q_c > 1.2 \text{ MN/m}^2$ , foraj burgu ile yapılmış ve süratle betonlanmış, Eğri 3:  $q_c > 1.2 \text{ MN/m}^2$ , şaftın çeperleri pürüzlendirilmiş

- (j) Eğri 2 :  $q_c > 1.2 \text{ MN/m}^2$  yeraltı suyu yok; Eğri 1:  $q_c > 1.2 \text{ MN/m}^2$  yeraltı suyu pompajla alınmış, yükleme deneyi yok.
- (k)  $1.2 \text{ MN/m}^2 < q_c < 2.0 \text{ MN/m}^2$
- (l)  $q_c > 2.0 \text{ MN/m}^2$ , tekrarlı enjeksiyon uygulanmış, yükleme deneyi yapılmış

*Kumlu ve Çakılı Zeminler (Şek. 2.62):*

- (m)  $q_c < 3.5 \text{ MN/m}^2$
- (n)  $q_c > 3.5 \text{ MN/m}^2$  olan ince kumlar
- (o)  $q_c > 3.5 \text{ MN/m}^2$  olan ince kumlar, Eğri 2: yükleme deneyi var, Eğri 1: yükleme deneyi yok
- (p) Eğri 1 :  $q_c < 7.5 \text{ MN/m}^2$  ; Eğri 2:  $q_c > 7.5 \text{ MN/m}^2$
- (q) Eğri 2 :  $l < 30 \text{ m}$ , ince kum,  $q_c > 5.0 \text{ MN/m}^2$  , yükleme deneyi var ; deney yok ise Eğri 1.
- (r)  $q_c > 5.0 \text{ MN/m}^2$  olan kohezyonlu kumlar
- (s) iri çakılı kum veya çakıl,  $q_c > 7.5 \text{ MN/m}^2$
- (t) iri çakılı kum veya çakıl,  $q_c > 7.5 \text{ MN/m}^2$ ; yükleme deneyi var ise Eğri 2 ; deney yok ise Eğri 1.
- (u)  $l < 30 \text{ m}$  olan iri çakılı kum veya çakıl,  $q_c > 7.5 \text{ MN/m}^2$ ;
- (v)  $q_c > 4.0 \text{ MN/m}^2$  olan çakıllar
- (w) iri çakılı kum veya çakıl,  $q_c > 7.5 \text{ MN/m}^2$
- (x)  $q_c > 5.0 \text{ MN/m}^2$ , tekrarlı enjeksiyon uygulanmış, yükleme deneyi yapılmış

#### **DIN 4014 Yöntemi**

Bu yöntemin detayları Alman DIN 4014'te ayrıntılı olarak verilmektedir. Kohezyonsuz zeminlerde kazık birim uç direnci ve birim çevre sürtünmesi doğrudan zeminde ölçülen ortalama  $q_c$  değerlerinden Tablo 2.11 ve 2.12 kullanılarak bulunmaktadır. Bu tablolarda kazık uç direnci hesaplarında ortalama  $q_c$  değeri kazık ucundan üç çap derinlikteki ölçülen  $q_c$  değerlerinin

ortalamasıdır. Tablo 2.12'de ise ortalama  $q_c$ , kazık şaftı boyunca ölçülen  $q_c$  değerlerinin ortalamasıdır.

Kohezyonlu zeminlerde ise kazık birim uç direnci ve birim çevre sürtünmesi doğrudan kılın drenajsız kayma dayanımından Tablo 2.13 ve 2.14'te tanımlanan kriterler göre belirlenmektedir.

**Tablo 2.11 Kohezyonsuz zeminlerde birim uç direnci değerleri (DIN 4014)**

<i>Ortalama <math>q_c</math> (MN/m<sup>2</sup>)</i>	<i>Birim uç direnci (MN/m<sup>2</sup>)</i>
10	2.0
15	3.0
20	3.5
25	4.0

**Tablo 2.12 Kohezyonsuz zeminlerde birim çevre direnci değerleri (DIN 4014)**

<i>Ortalama <math>q_c</math> (MN/m<sup>2</sup>)</i>	<i>Birim çevre direnci (MN/m<sup>2</sup>)</i>
5	0.04
10	0.08
15	0.12

**Tablo 2.13 Kohezyonlu zeminlerde birim uç direnci değerleri (DIN 4014)**

<i>Ortalama <math>c_u</math> (MN/m<sup>2</sup>)</i>	<i>Birim uç direnci (MN/m<sup>2</sup>)</i>
0.1	0.80
0.2	1.50

**Tablo 2.14 Kohezyonlu zeminlerde birim çevre direnci değerleri (DIN 4014)**

<i>Ortalama <math>c_u</math> (MN/m<sup>2</sup>)</i>	<i>Birim çevre direnci (MN/m<sup>2</sup>)</i>
0.025	0.025
0.1	0.04
0.2	0.06

## 2.9. CPT'den Sıvılaşma Değerlendirmesi

Kumlu zeminlerde SPT bazlı sıvılaşma potansiyeli değerlendirme yöntemi SPT Ünitesi Bölüm 1.9'da ayrıntılı olarak verilmiştir. Benzer bir şekilde sıvılaşma potansiyeli CPT verileri kullanılarak da belirlenebilmektedir. CPT yönteminde devirsel gerilme oranı,  $CSR$ , Bağıntı (2.45)'ten hesaplanır:

$$CSR = 0.65(MWF) \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \quad (2.45)$$

Burada;  $MWF$ : deprem magnitüt ağırlık faktörü,  $a_{max}$ : zeminde oluşan yatay ivmenin maksimum değeri,  $g$ : yer çekimi ivmesi,  $\sigma_{v0}$  ve  $\sigma'_{v0}$ : incelenen derinlikte toplam ve efektif düşey gerilme ve  $r_d$ : derinlik azaltma faktörü olup Bağıntı (2.46)'daki gibi hesap edilebilir.

$$r_d = \begin{cases} z < 9.15 \text{ m} & 1.0 - 0.00765z \\ 9.15 \text{ m} < z < 23 \text{ m} & 1.174 - 0.0267z \end{cases} \quad (2.46)$$

Burada;  $z$  : incelenen derinliktir (m).

Magnitüt ağırlık faktörü  $MWF = (M_d)^{2.56}/1.73$  eşitliğinden bulunur. Burada  $M_d$  depremin magnitüt değeri olup genellikle 7.5 alınmaktadır.

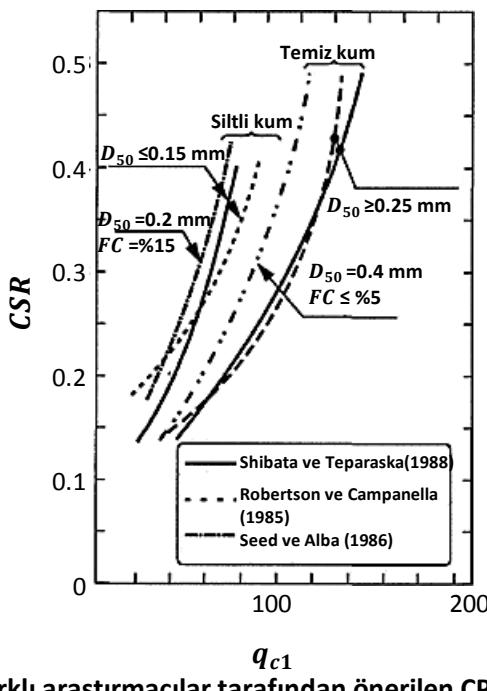
Robertson ve Campanella (1985) gözlemlere dayalı olarak geliştirdikleri sıvılaşma bölgelerini gösteren ve devirsel direnç oranı,  $CRR$ , değerlerinin tahmini olarak belirlenebileceği Şek. 2.63'teki abağı derlemişlerdir. Bu abakta normalize edilmiş koni direnci,  $q_{c1}$ , Bağıntı (2.47)'deki gibi tanımlanmıştır.

$$q_{c1} = (q_c/p_a) (p_a/\sigma'_{v0})^{0.5} \quad (2.47)$$

Kumun ince malzeme (dane boyutu  $< 0.076$  mm) oranına,  $FC(\%)$ , bağlı olarak  $q_{c1}$  değerlerine eklenecek  $\Delta q_{c1}$  değerlerinin:

$$\begin{aligned} FC \leq \%5 \text{ için} \quad \Delta q_{c1} &= 0 \\ \%5 < FC < \%5 \text{ için} \quad \Delta q_{c1} &= 2(FC - 5) \\ FC \geq \%35 \text{ için} \quad \Delta q_{c1} &= 60 \end{aligned}$$

olarak alınabileceği ifade edilmiştir.



**Şekil 2.63.** Farklı araştırmacılar tarafından önerilen CPT'den CSR tahmini  
(Lunne vd., 1997)

## 2.10. Sismik Koni Uygulamaları

Ölçümlerle belirlenen sismik kayma dalgası hızı,  $V_s$ , zemin karakterini yansitan önemli bir parametre olup, zeminin küçük birim deformasyonlarında geçerli olan ( $<10^{-4}$  %) elastik kayma modülü,  $G_0$ , ile Bağıntı (2.48)'e göre ilişkilendirilmiştir.

$$G_0 = \rho V_s^2 = \left(\frac{\gamma}{g}\right) V_s^2 \quad (2.48)$$

Burada;  $\rho$ : kütle yoğunluğu,  $\gamma$ : zemin birim ağırlığı ve  $g$ : yerçekimi ivmesidir.

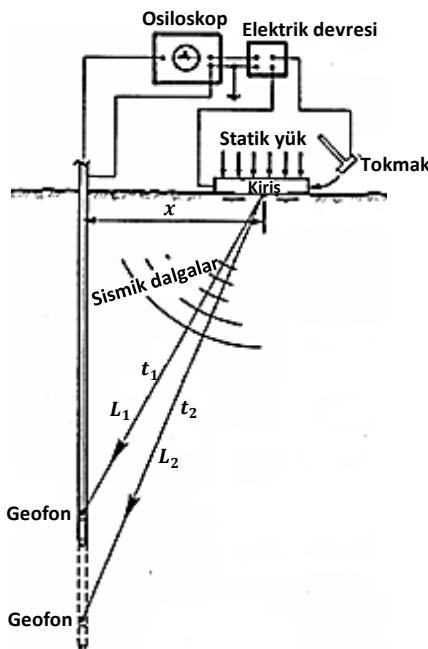
Sismik kayma dalgası hızlarının ölçülmesi için, konik uç üzerine yerleştirilmiş geofonlar kullanılmaktadır. Standart konik sondalama esnasında penetrasyon belli bir derinlikte durdurulmakta ve yüzeyde yer alan çelik kirişे vurulan bir

tokmak darbesi ile zeminde kayma dalgaları yaratılmaktadır. Çelik kiriş genellikle, 150 mm genişliğinde 2.4 m boyunda ve 25 mm kalınlıkta boyutlandırılmıştır. Tokmak ağırlıkları ise 5 ila 15 kg aralığındadır.

İki ayrı derinlikte kayma dalgalarının yüzeyden konik uçtaki geofonlara ulaşma süreleri ölçülüp kayma dalga hızı,

$$V_s = \frac{L_2 - L_1}{t_2 - t_1} \quad (2.49)$$

bağıntısı ile hesaplanabilmektedir. Deneyin detayları ve tanımlamalar Şek. 2.64'te gösterilmiştir. Burada;  $L_1$  ve  $L_2$ : iki ayrı derinlikte yüzeydeki kiriş ile konik uçtaki geofon arasındaki mesafeler ve  $t_1$  ve  $t_2$ : kayma dalgalarının iki ayrı derinlikteki geofonlara ulaşma süreleridir.



Şekil 2.64. Sismik koni detayları (Campanella ve Howie, 2008)

## 2.11. Kaynaklar

Aas, G., Lacasse, S., Lunne, T. ve Hoeg, K. (1986). "Use of in situ tests for foundation design on clay" *Proceedings of the ASCE Speciality Conference In Situ '86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, Blacksburg, 1 – 30, American Society of Engineers (ASCE)*.

ASTM-D5778-07 (2007). "Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocene Penetration Testing of Soils" *American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.*

Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M. ve Pasqualini, E. (1981). "Cone resistance of a dry medium sand" *10th. ICSMFE, Stockholm, 2, 427-32.*

Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M. ve Pasqualini E. (1986) "Interpretation of CPTs and CPTUs: 2nd Part: drained penetration of sands" *Proc. of 4th. Int. Geotechnical Seminar, Singapore, 143-56.*

Begemann, H.K.S. (1965). "The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile" *Proc. 6th. ICSMFE, Montreal, 1: 17-20.*

Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M. ve Robertson, P.K. (1989). "Shear strength of sand from CPT" *Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 1:179-84, Balkema Pub., Rotterdam.*

Bjerrum, L. (1972). "Embankments on soft ground: state-of-the-art report" *Proc. Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Lafayette (Georgia).*

Bowles, J.E. (1996). "Foundation analysis and design" *McGraw-Hill, Singapore.*

Briaud, J.L. ve Miran, J. (1991). "The Cone Penetrometer Test. Report No. FHWA – SA-91-043" *U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration Office of Technology Applications, Washington, D.C., 161.*

- Bruzzi, D. ve Battaglio, M. (1987). "Pore pressure measurements during cone penetration test" ISMES Research Report No. 229.
- Burland, J.B., Broms, B.B. ve de Mello, V.F.B. (1977) "Behavior of foundations and structures" State-of-the-art report, Proc.of 9th ICSMFE, Tokyo, 2, 495-547.
- Bustamante, M. ve Ganeselli, L. (1982). "Pile bearing capacity prediction by means of CPT" Proc. of ESOPT-II, Amsterdam, 493-500, Balkema Pub.
- Campanella, R.G. ve Howie, J.A. (2008). "Guidelines for the use, interpretation and application of seismic piezocone test data" Geotechnical Research Group, Department of Civil Engineering, The University of British Columbia.
- Clayton, C. R. I., Matthews, M. C. ve Simons, N. E. (1995). "Jeoteknik Saha İncelemesi (Çetin, H., Kayabali, K. ve Arman, H., Çev)" Gazi Kitabevi, Ankara (2005).
- Coduto, D. P. (1994). "Foundation Design Principles and Practices" Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J.
- De Ruiter, J. ve Beringen F.L. (1979). "Pile foundations for large North Sea structures" Marine Geotechnology, 3(3), 267-314.
- De Ruiter J. (1982) "The Static Cone Penetration Test: State of Art Report" Proc. of 2nd ESOPT, (2) 389-406, Amsterdam.
- DIN 4014 (1990). "Bored Piles: Construction procedure, design and bearing behavior" German Code, Berlin.
- Douglas, B.J. ve Olsen, R.S. (1981). "Soil classification using electric cone penetrometer: Cone penetration Testing and Experience" Proc. ASCE National Convention, 209-27, St. Louis.
- Duncan, J.M. ve Buchignani, A.L. (1977). "An engineering manual for settlement studies" Dept.of Civil Engrn., Univ.of California, Berkley.

Durgunoğlu, H.T. ve Mitchell, J.K. (1975). "Static penetration resistance of soils" I-II. Proc.of ASCE Specialty Conf.on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, North Carolina, 1, 151-89.

Erol, O., Kaplan, N. ve Çakan, G. (2004). "Plastik killerde odometre modülünün CPT uç direncinden tahmini" ZMTM 10. Ulusal Kongresi, (1), 31-38, İTÜ, İstanbul.

Eslamizaad, S. ve Robertson, R.K. (1996). "Cone Penetration test to evaluate bearing capacity of foundation in sands" Proc.of 49th Canadian Geotechnical Conference, St.Jones, Newfoundland.

Houlsby G.T. ve Teh C.I. (1988). "Analysis of pizocone in clay" Proc.of Int.Symp. on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, 2, 777-83, A.A.Balkema.

Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T. ve Lancellotta, R. (1985). "New developments in field and laboratory testing of soils" State of Art Report, 11th ICSMFE, San Francisco, 1, 57-153, Balkema Pub.

Janbu, N. (1963). "Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests" Proceedings of the European Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering, Wiesbaden, 1, 19 – 25.

Janbu, N. ve Senneset, K. (1974). "Effective stress interpretation of in situ static penetration tests". Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing, ESOPT, Stockholm, 2.2, 181 – 93.

Jefferies, M.G. ve Davies, M.P. (1991). "Soil classification by CPT" Discussion. Canadian Geotech.J., 28 (1), 173 – 176

Kleven, A., Lacasse, S. ve Andersen, K.H. (1986). "Soil parameters for offshore foundation design" N6I Report No: 40013-34.

Kulhawy, F.H. ve Mayne, P.H. (1990). "Manual on estimating soil properties for foundation design" Publication of Electric Power Research Institute (EPRI), USA.

- Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. ve Poulos, H.G. (1977). "Stress-deformation and strength characteristics" State-of-Art Report, Proc. 9 th. ICSMFE, Tokyo, 2: 421 – 94.
- Lunne, T. (1986). "In situ investigation techniques and interpretation for offshore practice" Evaluation of Special Density Tests at Gullfaks 'C' and in Drammen. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway, Report 40019 – 25.
- Lunne, T. ve Christophersen, H.P. (1983). "Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands" Proceedings of the Offshore Technology Conference, Richardson, Texas, Paper No. 4464.
- Lunne, T. ve Kleven, A. (1981). "Role of CPT in North Sea foundation engineering" Cone Penetration Testing and Experience ASCE National Convention, St.Louis Missouri, 76-107.
- Lunne, T., Robertson, P.K. ve Powell, J.J.M. (1997). "Cone penetration testing in geotechnical practice" Blackie Academic & Professional, Champan & Hall, UK.
- Mahesh, D. ve Vikash, J. (1995). "State of art of CPT in India" Int.Symp.on CPT, (1) 87 – 95 , Linköping, Sweden.
- Marchetti, S. (1988). "On the field determination of  $K_o$  in sand" 11th ICSMFE, San Francisco, 5, 2667-72.
- Mayne, P.W. (1991). "Determination of OCR in clays by piezocone tests using cavity expansion and critical state concepts" Soils and Foundations, 31 (2), 65-76.
- Meigh, A.C. (1987). "Cone Penetration Testing: Methods and Interpretations" CIRIA Publications, Butterworths London.
- Meyerhof, G.G. (1956) "Penetration tests and bearing capacity og cohesionless soils" ASCE, Journal of SMFD, (82), SM1, 1-19.

Meyerhof, G.G. (1974). "State of Art of penetration testing in countries outside Europe" 1st ESOPT, Stockholm 2, 40-48.

Mitchell, J.K. ve Keaveny, J.M. (1986). "Determining sand strength by cone penetrometer" Proceedings of the ASCE Specialty Conference In Situ '86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, Blacksburg, 823 – 39, ASCE.

Plantema, G. (1948). "Construction and method of operating a new deep sounding apparatus" Proc. 2nd ICSMFE, Rotterdam, 1, 280-7.

Robertson, P.K. (1990). "Soil classification using CPT" Canadian Geotechnical Journal, 27(1), 151-8.

Robertson, P.K. (1991). "Estimation of foundation settlements in sand" ASCE Geotechnical Engineering Congress, Boulder, Colorado.

Robertson, P.K. (2009). "Performance based earthquake design using the CPT" Keynote Lecture, IS-Tokyo.

Robertson, P.K., Campanella, R.G. ve Wightman, A. (1983). "SPT-CPT Correlations" ASCE J. Geotech. Engr., 109 (11): 1449-59.

Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D. ve Greig, J. (1986). "Use of piezometer cone data" ASCE Proc. Specialty Conf. In Situ 86, Blacksburg, 1263-80.

Robertson, P.K., Sully, J.P., Woeller, D.J., Lunne, T., Powell, J.J.M. ve Gillespie, D.G. (1992) "Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under seismic loading" Canadian Geotechnical Journal, 29(4), 551-7.

Robertson, P.K. ve Cabal, K.L. (2010). "Guide to CPT for Geotechnical Engineering" GREGG Drilling & Testing Inc. Publication.

Robertson, P.K. ve Campanella, R.G. (1983). "Interpretation of cone penetration test: Part I: Sand" Canadian Geotechnical Journal, 20 (4): 718-33.

- Robertson, P.K. ve Campanella, R.G. (1985). "Liquefaction potential of sands using the cone penetration test" ASCE journal of Geotechnical Engineering, 111 (3), 384-403.*
- Robertson, P.K. ve Campanella, R.G. (1989). "Design Manual for Use of CPT and CPTU" University of British Columbia, Vancouver, BC.*
- Salgado, R. (2008). "Analysis of Single Piles: Challenges and Solutions." 12th International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics, Goa, India, October 1-6, 2008.*
- Sanglerat, G. (1972). "The penetrometer and soil exploration" Elsevier, Amsterdam, 464pp.*
- Schmertmann, J. H. (1970). "Static Cone to Compute Static Settlement over Sand." J. Soil Mech. & Found. Div., ASCE, 96(SM3): 7302 - 1043.*
- Schmertmann J.H., Hartman J.P. ve Brown P.R. (1978). "Improved Strain Influence Factor Diagrams" Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 104(8): 1131-1135.*
- Schmertmann, J.H. (1978) "Guidelines for cone penetration test, performance and design" US Federal Highway Administration, Washington, DC, Report, FHWA-TS-78-209, 145.*
- Tand, K.E., Funegard, E.G. ve Warden, P.E. (1995). "Predicted/measured bearing capacity of shallow footings on sand" Proc.of Int.Symp. on Cone Penetration Test, CPT'95, Linköping Sweden 2, 589-94.*
- Teh, C.I. ve Housby, G.T. (1991). "An analytical study of the cone penetration test in clay" Geotechnique, 41(1): 17 – 34.*
- Terzaghi, K., Peck, R.B. ve Mesri, G. (1996). "Soil Mechanics in Engineering Practice" 3rd edition, John Wiley ve Sons, New York.*

Torstensson, B.A. (1975). "Pore pressure sounding instruments" ASCE Specialty Conf. on In-situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, North Caroline, 2,48-54.

Vermeiden, J. (1948). "Improved sounding apparatus as developed in Holland since 1936" Proc.2nd.ICSMFE, Rotterdam, 1, 277-9.

Vesic, A.S. (1970). "Tests on uninstrumented piles" J.ASCE, SMFD, (96), SM2 561-84.

Webb, D.L., Mival, K.N. ve Allinson, A.J. (1982). "A comparison of the methods of determining settlements in estuarine sands from Dutch cone penetration test" Proc. Of 2nd ESOPT, Amsterdam, 945-50.

Wissa, A.E.Z., Martin, R.T. ve Garlanger, J.E. (1975). "The piezometer probe" Proceedings of the ASCE Specialty Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, North Carolina, 1, 536 – 45, ASCE.

## **Bölüm 3**

### **PRESİYOMETRE DENEYİ (PMT)**

#### **3.1.Giriş**

Presiyometre deneyi bir sondaj kuyusu içerisinde düşey pozisyonda yerleştirilen silindirik bir hücrenin (sondanın) esnek bir membran yardımıyla kuyu çeperine uniform yayılı işınsal (radyal) bir basınç uygulanması esasına dayalı bir yöntemdir. Bu hücre bir tüp veya kablo ile zemin yüzeyindeki ölçüm ünitesine bağlanarak deney esnasında, uygulanan basınç ve kuyu çeperindeki deformasyonlar kaydedilmektedir. Dolayısıyla zemine uygulanan gerilmeler ve birim deformasyonlar aynı anda ölçülebilmektedir. Ölçülen gerilme – deformasyon ilişkisinden zeminin doğrusal, izotropik ve elastik – tam plastik davranışının varsayımla boşluk (kavite) genleşme teorisi uygulanarak zemin davranışının birçok yönüyle belirlenebilmektedir. Bilindiği gibi saha deneylerinin birçoğunda zemine uygulanan gerilmeler ve zeminde oluşan birim deformasyonlar tanımlanamadığından, PMT teknolojisi bu yönyle avantajlı bir konumdadır.

Presiyometre teknolojisi 1955 yılında Fransız Mühendis Louis Menard tarafından geliştirilmiştir. Deney tekniği, Menard tarafından önerilen empirik temel tasarım kriterlerinin benimsenmesi sonrasında, tüm dünyada yaygın olarak kullanılmaya başlanmıştır. Zaman içerisinde farklı presiyometre modelleri geliştirilmiştir. PMT, hemen her türlü zeminde ve kayalarda uygulanabilmektedir. Deney sonuçları başlıca zeminlerin dayanım ve deformasyon modülü parametrelerinin belirlenmesinde ve temel tasarımda taşıma gücü ve oturma hesaplamalarında kullanılmaktadır.

### **3.2. Presiyometre Çeşitleri**

Uygulamada üç tip presiyometre kullanılmaktadır:

- i. Menard Tipi (Kuyu) Presiyometre (MPM)
- ii. Kendinden Delgili Presiyometre (SBP)
- iii. Zemine İtilen (Sürmeli) Presiyometre (PIP)

#### *Menard Tipi (Kuyu) Presiyometre (MPM):*

Menard tarafından geliştirilen bu presiyometre sondaj delgisi içerisinde yapılmaktadır. Presiyometre hücresi çapının sondaj delgi çapından bir miktar küçük olması nedeniyle hücre sondaj içerisinde istenen derinliğe indirilebilmektedir.

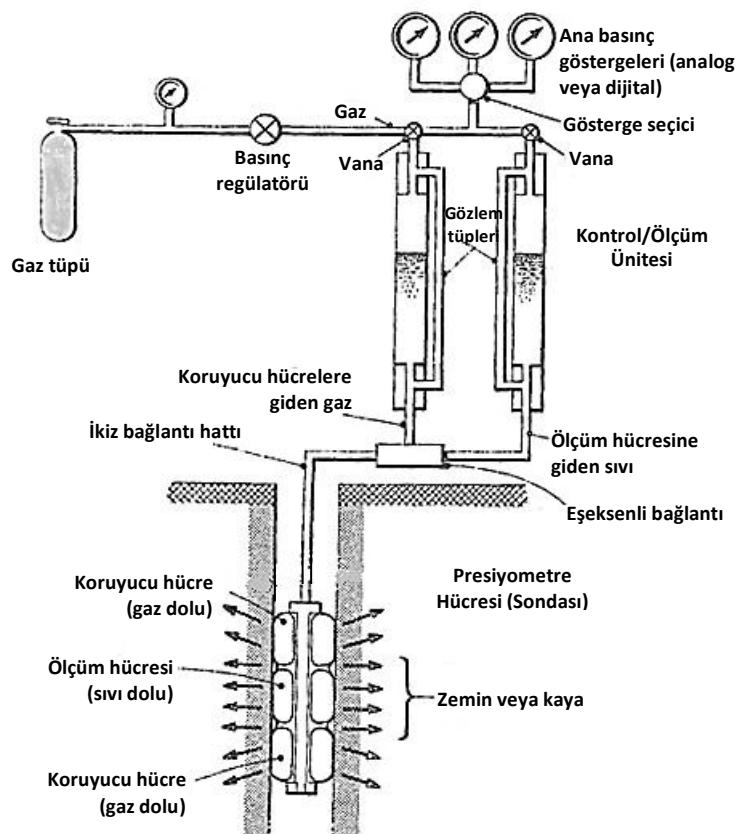
MPM aletinin şematik görünümü Şek. 3.1'de gösterilmektedir. Sistem presiyometre hüresi ve kontrol/ölçüm ünitesi olmak üzere iki üniteden oluşmaktadır.

Presiyometre hücrelerinin çapları değişik modellerde 70 mm ila 82 mm, boy/çap oranları ise 4.2 ila 7.4 aralığında değişmektedir. Deney derinliğine yerleştirilen presiyometre hüresi yüzeydeki kontrol ünitesine plastik tüplerle bağlıdır.

Presiyometre sondası şişirilebilen bir esnek lastik membran olup kendi içerisinde ortada yer alan bir ölçüm hüresi ve ünitenin alt ve üst uçlarına ölçüm hüresinin mümkün olduğunda işinsal genleşmesini sağlamak amacıyla yerleştirilmiş iki adet koruyucu hücreden oluşmaktadır. Zorlu zemin koşullarında lastik membranın hasar görmemesi amacıyla tüm hücre esnek çelik şeritlerden oluşan bir kılıf ('Çin feneri') içerisinde alınmaktadır.

Kontrol ünitesine bağlı basınçlı bir gaz ( $\text{CO}_2$  vb.) tankından koruyucu hücrelere basınç uygulanır. Aynı basınç ortada yer alan ölçüm hüresine bağlı olan kontrol ünitesindeki sıvı tankına da uygulanmaktadır. Koruyucu hücreler gaz ile,

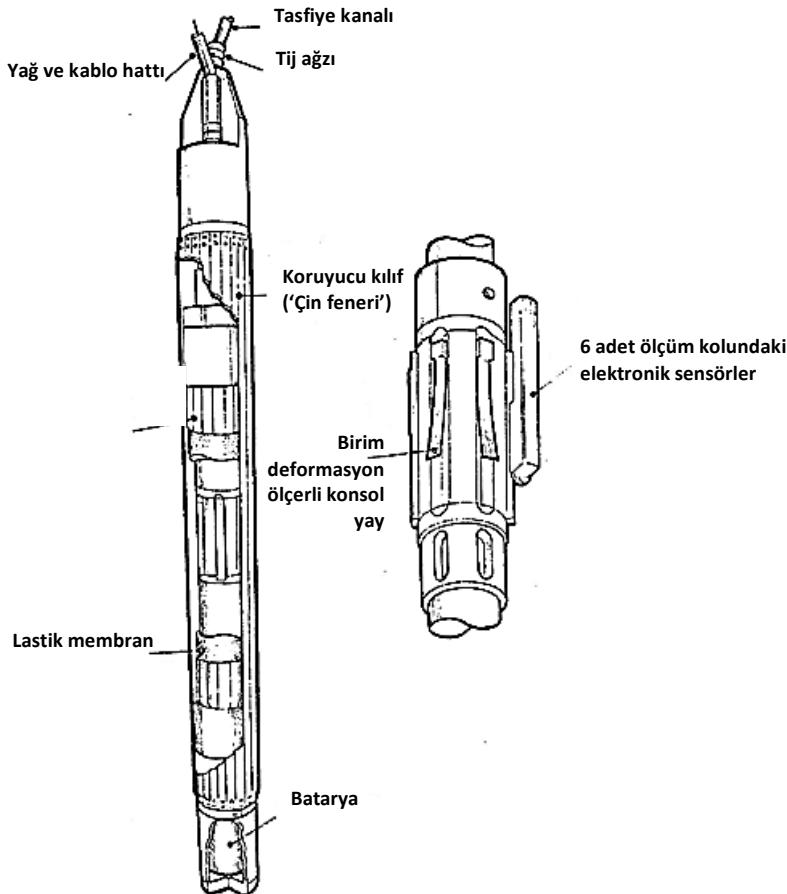
ölçüm hücresi ise sıvı ile şişirilmektedir. Ölçüm hücresi koruyucu hücrelerin varlığı nedeniyle zemine sadece yatay yönde ıshıksal basınç uygular ve hücre yanal yönde genişler. Hücrenin yanal yönde hacimsel genleşmesinin boyutu da kontrol ünitesindeki sıvı tankında yer alan hacim ölçer sistem tarafından kaydedilir. Hücrenin yanal deformasyonlarının hücreye giren sıvı miktarı ile ölçüldüğü bu sistemler literatürde *Tip 1 presiyometreler* olarak tanımlanmaktadır.



**Şekil 3.1. Menard tipi presiyomtere-Tip 1 (Mair ve Wood, 1987)**

*Tip 2 presiyometrelerde* ise ölçüm hücreindeki yanal deformasyonlar Şek. 3.2'de gösterildiği gibi ölçüm hücresinin çevresine yerleştirilen 6 adet ölçüm

kolundaki elektronik sensörler tarafından yapılmakta olup, bu ölçüm yönteminin daha hassas ve sağlıklı olduğu ifade edilmektedir.



**Şekil 3.2. Menard tipi presiyometre-Tip 2 (Mair ve Wood, 1987)**

Kendinden Delgili Presiyometre (SBP):

MPM sistemi önceden açılmış bir sondaj kuyusu içerisinde yapılmaktadır. Sondaj kuyusu çeperinde gerek delgi operasyonunun mekanik örselemesi gerekse zemindeki yanal gerilmelerin ortadan kalkması ve sonucundaki ferahlamalar, presiyometre deney hücresinin etrafındaki zeminde kaçınılmaz

olarak bazı örselenmelere neden olmaktadır. Bu sorunu ortadan kaldırmak amacıyla eş zamanlı olarak İngiltere'de (Wroth ve Hughes, 1973) ve Fransa'da (Baguelin vd., 1972) Kendinden Delgili Presiyometre (*Self Boring Pressuremeter*) hücreleri geliştirilmiştir.

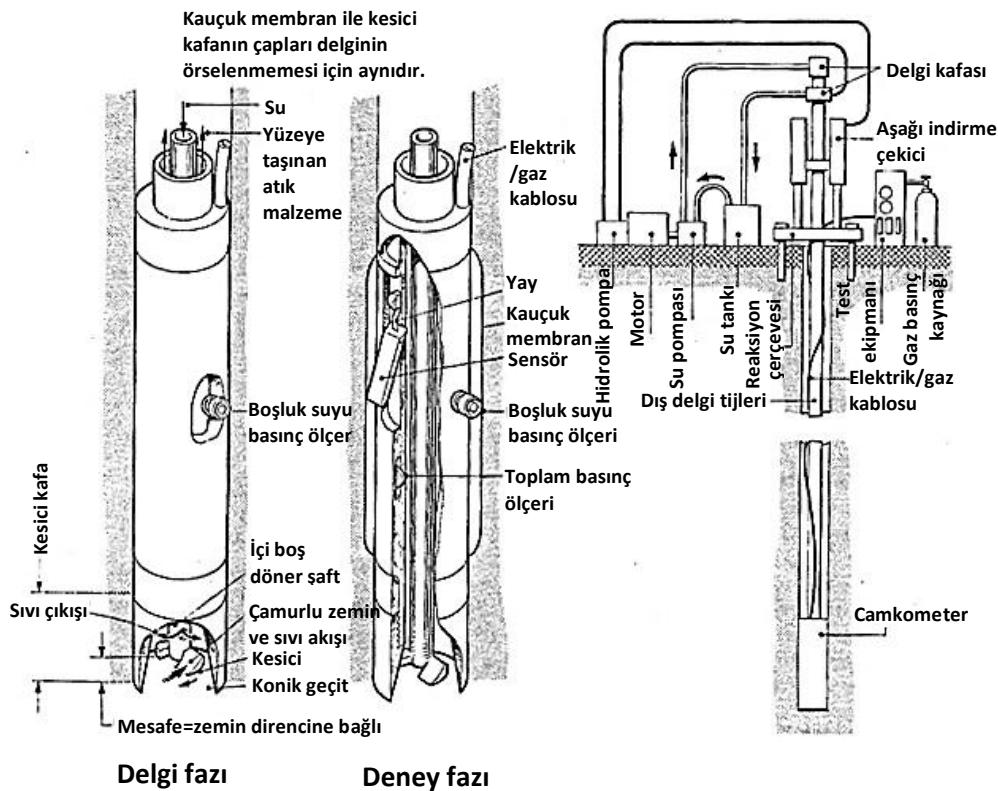
SBP sistemi (Şek. 3.3) zemine hidrolik baskı ile itilen bir mini tünel makinesine benzemektedir. Bu sistemde presiyometre ünitesinin ucuna kesici ve öğütücü mekanik üniteler eklenmiştir. Ayrıca hücrenin aksı boyunca merkezde çift tüplü bir sistem yardımıyla kesici uca sıvı sirkülasyonu sağlanmaktadır. Kesici ucun parçalandığı ve öğütüğü zemin sıvı sirkülasyonu ile hücrenin ortasındaki delikten yüzeye taşınmaktadır. SBP sisteminde yanal deformasyonlar Tip 2 MPM ünitesindekine benzer ölçüm hücresinin çevresine yerleştirilen 3 adet ölçüm kolundaki elektronik sensörler ile ölçülmektedir. Ayrıca sisteme yerleştirilmiş basınç ölçer yardımıyla deney esnasındaki boşluk suyu basınçları da kaydedilebilmektedir.

Kendinden delgili presiyometrenin özellikle İngiliz ve Fransız araştırmacılar tarafından farklı çeşitleri geliştirilmiştir. Bunlardan Cambridge tipi (Wroth ve Hughes, 1973) aşırı konsolide killeri; tam kesit delme matkaplı olan (Clarke ve Allan, 1989) zayıf kayaları; ve Fransız tipi (PAFSOR) sert kayaları delmek için tasarlanmıştır. İngiliz ve Fransız modeller arasında birçok farklılık olup Fransız tipleri daha çok araştırma maksatlı, İngiliz tipleri ise daha çok uygulamada kullanılmaktadır (Clayton vd., 1995).

Kuyu tipi presiyometreye göre daha az örselenmeye sebep olan kendinden delgili presiyometrelerin uygulanışında operatör bilgi ve becerisi oldukça önemli olup, dikkatsizce yerleştirilen SBP tipi presiyometrelerin Menard tipi presiyometreler kadar örselenmeye sebep olabileceği unutulmamalıdır. Presiyometrenin sürülmESİ esnasındaki örselenme derecesini etkileyen başlıca faktörler aşağıda sıralanmıştır (Clayton vd., 1995):

- (i) Zemin türü
- (ii) Kesici ucun alt ucundan kesicinin arkasına olan mesafe

- (iii) Presiyometre membranının şişirilmemiş durumındaki dış çapına kıyasla kesici ucun çapı
- (iv) Sondaj sırasında aşağı doğru uygulanan baskı
- (v) Sondaj sırasında titreşim miktarı



**Şekil 3.3. Kendinden delgili presiyometre (SBP) detayları (Mair ve Wood, 1987)**

#### Zemine İtilen (Sürmeli) Presiyometre (PIP):

Bu tip presiyometreler, Henderson vd. (1979) tarafından İngiltere'de Yapı Araştırma Enstitüsü'nde geliştirilmiş olup, denizde yapılan zemin etütlerinde

kablolu sondaj tekniğine (*wire-line*) entegre edilerek kullanılmaktadır. Sistemin detayları Şek. 3.4'te gösterilmiştir. PIP sisteminde presiyometre hücresi yapılan delgi sonrasında delgi tabanına itilerek yerleştirilmektedir. Alternatif olarak presiyometre çapından daha küçük bir öndelgi yapılması sonrasında da itme işlemi yapılmaktadır. PIP sisteminde zemine itilme aşamasında geçen zeminin büyük bir bölümü presiyometre tüpü içerisinde alınmakta ve etrafındaki zeminde örselenmeler minimum düzeye indirilmektedir. Presiyometrenin detayları Şek. 3.5'te gösterilmiştir.

Uygulamada presiyometre ve basınç kaynağı sondaj kuyusu tabanına beraberce indirilmekte, akabinde başlık zemin içine itilmektedir. Membran basınç kaynağı içerisindeki elektrik pompası vasıtasyyla tatbik edilen basınç altındaki yağ ile şişirilmektedir. Basınçlar elektrikli basınç ölçerler, yağın hacmi ise basınç kaynağı ünitesi içerisinde yerleştirilmiş seviye ölçer tarafından ölçülmektedir.

### **3.3. Sistemin Kalibrasyonu**

Presiyometre deney tekniğinde sistemin kalibrasyonu deney sonuçlarının doğru yorumlanması açısından son derece önemlidir. Yumuşak zeminlerde basınç düzeltmesi, sert zemin ve zayıf kayalarda ise hacim düzeltmesi deney sonuçlarını önemli ölçüde etkilemektedir. Mair ve Wood (1987), teknigue uygun ve hassas bir kalibrasyon yapılmadığı durumlarda presiyometre deneyinin hiçbir şekilde işe yaramayacağını ifade etmişlerdir.

#### Presiyometre hücresinin şişmeye karşı direnci:

Presiyometre hücresi, lastik membran ve 'Çin feneri' olarak adlandırılan ince yarıklı koruyucu bir metal ile kaplanmıştır. Presiyometre hücresi, açık havada basınç uygulanarak şişirilir ve her basınç kademesinde hücrenin hacmi kaydedilerek Şek. 3.6'da gösterilen basınç-hacim grafiği çizilir.

Şekil 3.6'daki kalibrasyon eğrisinde saha deneyi esnasında kaydedilen hacim değişimi değerine, karşıt gelen basınç değeri okunur ve bu değer deneyde uygulanan basınç değerinden düşülverek düzeltilmiş basınç değeri elde edilir.

Örneğin, saha deneyinde herhangi bir aşamada uygulanan basınç,  $P_i$  ve ölçülen hacim değişimi,  $V_i$  ise, kalibrasyon eğrisinde  $V_i$  değerinden girilir ve  $\Delta P_k$  değeri okunur. Düzeltilmiş basınç değeri,  $P$ ;

$$P = P_i - \Delta P_k \quad (3.1)$$

olarak kaydedilir.

*Kontrol Ünitesi ve Bağlantı Tüplerinin Esnekliği:*

Bu kalibrasyon, MPM Tip 1 hücreleri için gerekli olup, deneyde ölçülen hacim değişimlerine uygulanacak düzeltme için yapılmaktadır. Deneyde belli bir basınç altında kaydedilen hacim değişimi okuması kontrol ünitesi ve bağlantı tüplerinin genleşmesini de içermektedir. Dolayısıyla sadece zeminin deformasyonuna karşı gelen hacim değişiminin tayini için sistem genleşmelerinin deney esnasında kaydedilen toplam hacim değişimlerinden çıkarılması gerekmektedir.

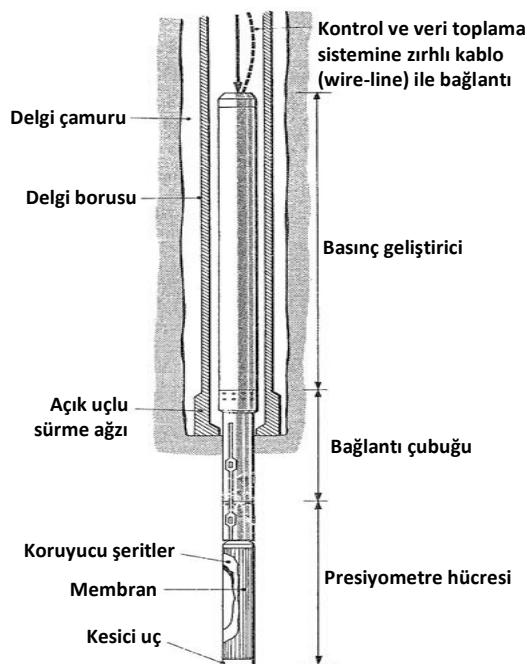
Bu amaçla presiyometre hücresi kalın cidarlı bir çelik tüp içerisinde yerleştirilir ve basınç kademeleri uygulanır. Her basınç kademesinde hacim değişimleri kaydedilir ve Şek. 3.7'de gösterilen basınç-hacim değişimi grafiği çizilir. Eğrinin doğrusal kısmı uzatılarak yatay eksen kestirilir. Bu nokta presiyometrenin genleşmemiş hacmine ( $V_0$ ) karşı gelmektedir. Bu noktadan çizilen düşey eksen kalibrasyon eğrisini tanımlar.

Deneyde herhangi bir basınç kademesinde, kalibrasyon eğrisindeki düşey eksende basınç değerinden girilip yatay eksende hacim değişimi değeri okunur. Bu değer aynı basınç kademesinde deneyde kaydedilen hacim değişimi değerinden çıkartılarak düzeltilmiş hacim değişimi bulunur.

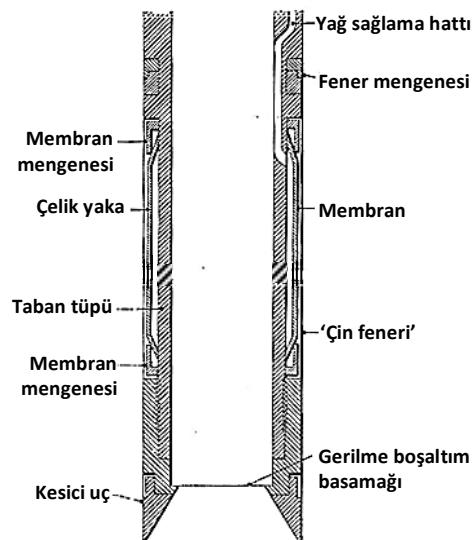
Örneğin saha deneyi esnasında herhangi bir aşamada basınç ve hacim okumaları  $P_i$  ve  $V_i$  ise, Şek. 3.7'deki kalibrasyon eğrisine  $P_i$  değerinden girilir ve  $\Delta V_k$  hacim düzeltmesi değeri okunur. Düzeltilmiş hacim değeri,  $V$ ;

$$V = V_i - \Delta V_k \quad (3.2)$$

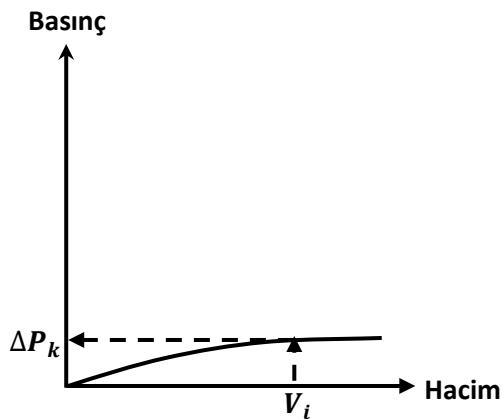
olarak kaydedilir.



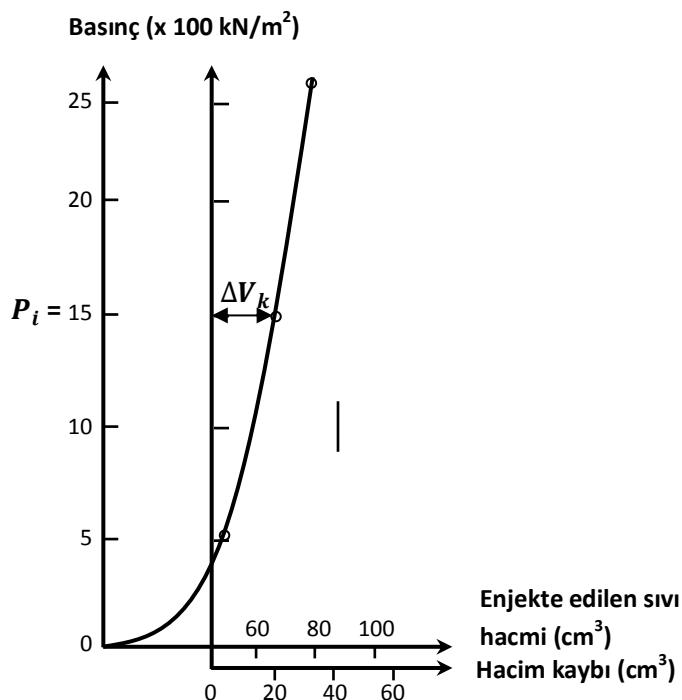
**Şekil 3.4. Zemine itilen presiyometre (PIP) detayları (Mair ve Wood, 1987)**



**Şekil 3.5. Zemine itilen presiyometre (PIP) detayları (Mair ve Wood, 1987)**



Şekil 3.6. Membran direnci (açık havada) kalibrasyon eğrisi (Briaud, 1992)



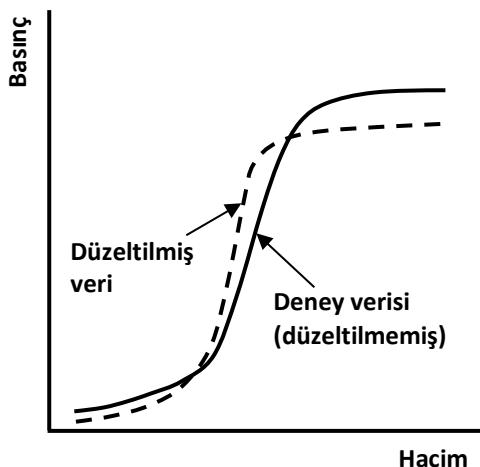
Şekil 3.7. Sistem sıkışabilirliği düzeltmesi için kalibrasyon eğrisi (Briaud, 1992)

Hidrostatik Basınç Düzeltmesi:

Deney esnasında kontrol ünitesinde yer alan manometre zemin yüzeyindeki basıncı göstermektedir. Ancak kontrol ünitesini presiyometre ünitesine bağlayan plastik tüpler sıvı ile doludur ve deney noktasına hidrostatik basınç uygulamaktadır. Dolayısıyla deney noktasındaki reel basınç, kontrol ünitesi manometre basıncı + hidrostatik basınç olarak düzeltilmelidir. Diğer bir deyişle, kontrol ünitesi ile ölçüm hücresi orta noktası arasındaki kot farkı ile sıvının birim ağırlığı çarpılarak elde edilen basınç değeri kontrol ünitesinde okunan basıncı eklenmelidir.

Bunların dışında elektronik basınç ve deformasyon ölçerlerin periyodik olarak kalibrasyonları yapılmalıdır.

Sonuç olarak, presiyometre eğrisinin teşkilinde düzeltilmiş basınç ve hacim değişimi değerleri kullanılmalıdır. İlgili düzeltmeler yapılmaksızın elde edilen presiyometre eğrisinde Şek. 3.8'de görüldüğü gibi farklılıklar ortaya çıkabilecektir.

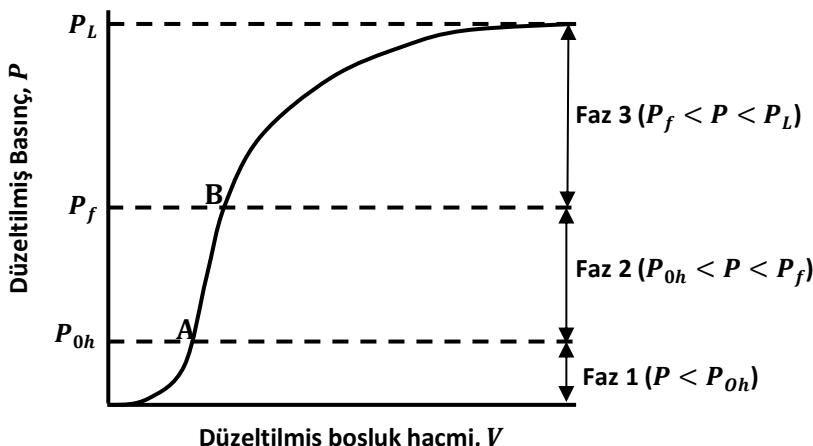


**Şekil 3.8. PMT ölçümleri ve düzeltilmiş değerleri (Mair ve Wood, 1987)**

### 3.4. PMT Yapım Yöntemi

Bu bölümde ülkemizde yaygın olarak kullanılan MPM Tip 1 presiyometrelerinin deney yöntemi ile ilgili ayrıntılar verilecektir. Diğer presiyometre modellerinin yapım yöntemi ile ilgili ayrıntılar Briaud (1992) ve Mair ve Wood (1987) yayınlarında bulunabilir.

İlgili kalibrasyonların yapılmasıından sonra elde edilen ideal bir presiyometre eğrisi Şek. 3.9'da gösterilmektedir. Bu eğrilde üç faz tanımlanmıştır:



**Şekil 3.9. Menard Presiyometre deneyinden elde edilen tipik bir basınç-hacim eğrisi (Mair ve Wood, 1987)**

Faz 1: Eğrinin ilk bölümü membranın şişirilerek sondaj kuyusu çeperi ile tam bir temas sağlaması aşaması olup ölçülen hacim değişimi kuyu yüzeyindeki örselenmiş zeminin deformasyonlarını da kapsamaktadır. Bu aşamadaki basınç değeri zeminin kuyu açılmadan zemin örtü yükü altındaki denge yatay basıncına,  $P_{0h}$ , karşı gelmektedir. SPB ve PIP presiyometre deneylerinde eğrinin Faz 1 bölümünü oluşturmamaktadır.

Faz 2: Bu faz Şek. 3.9'daki "B" noktasına kadar doğrusal basınç-hacim değişimi davranışını kapsamakta olup, doğrusal davranışın sonlandığı "B" noktası plastik deformasyonların başlangıcına karşı gelmektedir. Eğride "A" ve "B" noktaları arasındaki doğrusal bölge psüdo-elastik (elastik davranış gibi görünüp tam elastik olmayan) faz olarak tanımlanmaktadır. Eğride "B" noktasındaki basınç değeri krip basıncı " $P_f$ " olarak tanımlanmaktadır.

Faz 3: Bu fazda plastik deformasyonlar artarak limit basıncı,  $P_L$ , olarak tanımlanan değere ulaşılmaktadır.

Önceki bölümde de bahsedildiği üzere MPM tipi presiyometrelerde önceden sondaj kuyusu açılmaktadır. Deneyin yapılacakı kuyuda, delgi çapının ( $d_H$ ) presiyometre çapına ( $d_{PM}$ ) oranının ( $d_H/d_{PM}$ ), 1.10'dan küçük olması koşulu sağlanmalıdır. Kuyu çeperlerindeki zemin aşağıdaki nedenlerle aşırı derecede örselenebilmekte ve deney sonuçlarını olumsuz etkilemektedir (Finn vd., 1984):

- i. Kuyu çeperinin kısmen veya tamamen göçmesi
- ii. Kuyu çeperinde erozyon oluşması
- iii. Kuyu çeperindeki zeminin yumuşaması

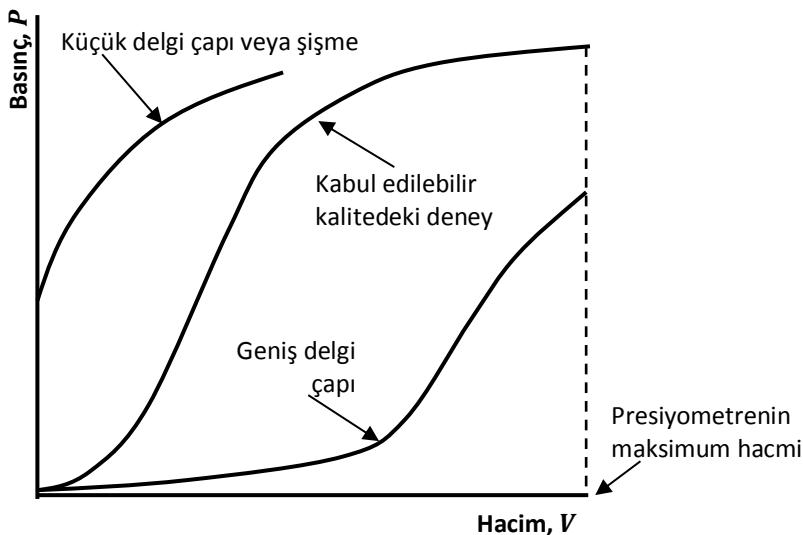
Bunlara ilaveten şisen zeminlerde yapılan deneylerde kuyu çapı daralması da sözkonusu olabilmektedir.

Yukarıda konu edilen faktörler nedeniyle ideal davranıştan Şek. 3.10'da gösterilen sapmalar oluşabilmektedir.

Genel olarak presiyometre sistemleri  $2.5 \text{ MN/m}^2$  ila  $10 \text{ MN/m}^2$  basınç kapasiteli olarak tasarlanmaktadır. Bu kapasiteler sert zeminler ve zayıf kayalarda  $10 \text{ MN/m}^2$  ila  $20 \text{ MN/m}^2$  aralığına çıkmaktadır.

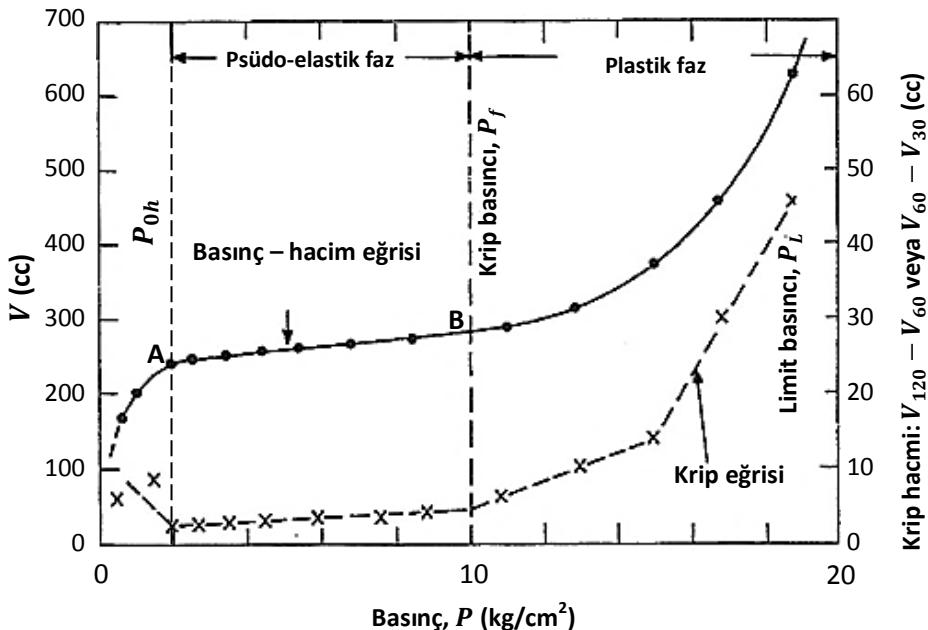
Deneyler basınç kontrollü veya birim deformasyon kontrollü yapılmaktadır. MPM Tip 1 presiyometrelerinde basınç kontrollü deney yöntemi uygulanmaktadır. İdeal olarak limit basınç değerine 15 ila 20 basınç

kademesinde ulaşılması önerilmektedir. Basınç kademeleri yumuşak killerde  $15 \text{ kN/m}^2$  'ye; sert killerde  $50 \text{ kN/m}^2$  'ye ve zayıf kayalarda  $100 \text{ kN/m}^2$  'ye kadar uygulanmaktadır. Her basınç kademesi 1 veya 2 dakika sabit tutulur ve 15'inci, 30'uncu, 60'inci ve 120'nci saniyelerde hacim değişimi okumaları alınır.



**Şekil 3.10. Menard presiyometre deneyinden elde edilen farklı davranışlar  
(Mair ve Wood, 1987)**

Presiyometre eğrisi düzeltilmiş basınçla karşı düzeltilmiş hacim değişimi grafiği olarak çizilmektedir. Şekil 3.11'de eğrinin altında gösterildiği gibi krip eğrisi ise her basınç kademesindeki 120'nci ve 60'ncı saniyeler arasındaki hacim farkının ( $V_{120} - V_{60}$ ) düzeltilmiş basınçla karşı çizilmesi ile oluşturulur. Bazı uygulamalarda 60'ncı ve 30'uncu saniyeler arasındaki hacim farkı ( $V_{60} - V_{30}$ ) da kullanılmaktadır. Krip eğrisi gerçek bir krip davranışını olarak algılanmamalıdır. Bu eğri Şek. 3.9'da gösterilen  $P_{0h}$  ve  $P_f$  basınçlarının (krip eğrisindeki kırılma noktaları) daha kolay tanımlanmasını amaçlamaktadır.



**Şekil 3.11. Tipik bir presiyometre deney eğrisi (Clayton vd., 1995)**

### 3.5. PMT Verilerinin Yorumlanması

PMT tamamlandıktan sonra düzeltilmiş basınç – hacim değişimi eğrisi ve krip eğrisi çizilir (Şek. 3.11 ve 3.12).

Deney sonuçlarının yorumlanması için bu eğrilerden elde edilen aşağıdaki tanımlara ihtiyaç vardır:

A : Psüdo-elastik (lineer) fazın başlangıç noktası

B : Krip (plastik) deformasyonların başlangıç noktası (lineer fazın sonu)

$V_0$  : Deney başlangıcında presiyometrenin hacmi (şişirilme öncesi)

$\Delta V$  : şişirilme aşamasındaki hacim değişimi (ölçüm hücresına enjekte edilen sıvı hacmi)

$V$  : deneyin herhangi bir aşamasında hücrenin toplam hacmi

$$V = V_0 + \Delta V \quad (3.3)$$

$V_m$  : Psüdo-elastik fazda presiyometre hücresinin ortalama toplam hacmi

$$V_m = V_0 + 0.5(V_B - V_A) \quad (3.4)$$

$V_A, V_B$ : Presiyometre hücresinin A ve B noktalarındaki toplam hacmi

$P_A, P_B$ : A ve B noktalarında uygulanan işinsal basınç değerleri

$$\Delta P = P_B - P_A \quad (3.5)$$

$\Delta P / \Delta V$ : Psüdo-elastik fazdaki doğrunun eğimi

$P_{oh}$  : hücrenin şişirilmesi öncesi deney noktasında zemin örtü yükü altındaki toplam yatay gerilme

$$P_{oh} = P_A$$

$P_f$  : Krip basınçısı

$$P_f = P_B$$

$P_L$  : Limit basınçısı

$P_{LN}$ : Net limit basınçısı

$$P_{LN} = P_L - P_{oh} \quad (3.6)$$

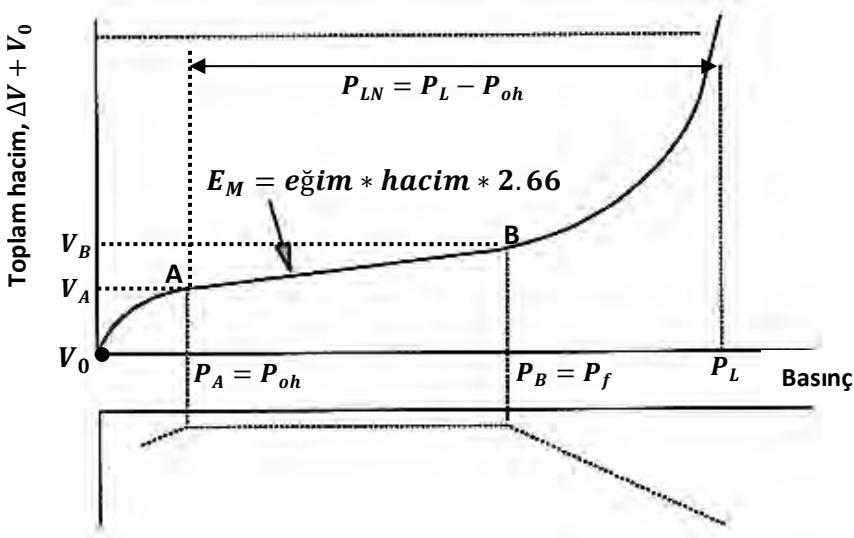
Deneyin yeteri hassasiyette yapılmaması durumunda,  $P_{oh}$  Bağıntı (3.7)'den hesaplanır.

$$P_{oh} = K_0[\gamma'z] + u_0 \quad (3.7)$$

Burada;  $K_0$  : sükUNETTEKİ yanal toprak basınç katsayısı,  $\gamma'$  : zeminin efektif birim hacim ağırlığı,  $z$  : deney derinliği ve  $u_0$  : deney derinliğindeki hidrostatik basınçtır.

Menard modülü veya presiyometre modülü,  $E_M$ , bir başlangıç (*initial*) elastik deformasyon modülü olarak tanımlanmış olup Bağıntı (3.8) yardımıyla hesaplanmaktadır.

$$E_M = 2.66[V_0 + 0.5(V_B - V_A)][\Delta P / \Delta V] = 2.66 V_m \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad (3.8)$$



**Şekil 3.12. Menard deneyinden gerilme-birim deformasyon ve krip eğrisi  
(Clarke, 1995)**

Bağıntı (3.8)'deki 2.66 değeri  $2(1 + \nu)$  değerine karşı gelmekte ve zeminlerde Poisson oranının,  $\nu$ , ortalama 0.33 olacağı varsayımlına dayanmaktadır. Bağıntıdaki  $[\Delta P / \Delta V]$  oranı ise Şek. 3.12'de psüdo-elastik fazdaki doğrunun eğimi olup presiyometre eğrisinden tanımlanmaktadır.

Rus literatüründe  $E_M$  değeri Bağıntı (3.9) ile hesaplanmaktadır (Clarke, 1995):

$$E_M = K_r a_A [(P_B - P_A) / (a_B - a_A)] \quad (3.9)$$

Bu bağıntıda  $a_A$  ve  $a_B$  presiyometre hüresinin Şek. 3.12'deki A ve B noktalarındaki yarıçapıdır. Zemin cinslerine bağlı olarak  $K_r$  katsayısı Tablo 3.1'den alınır.

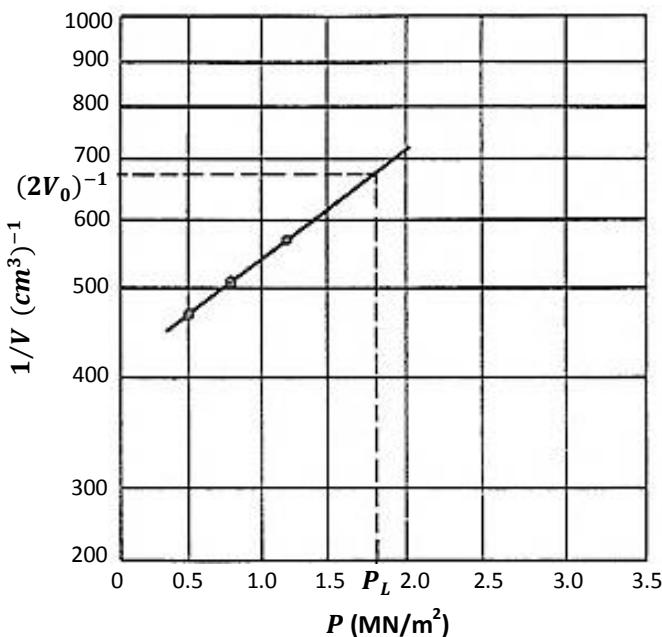
**Tablo 3.1. PBP deneylerinden elde edilen  $K_r$  değerleri (Clarke, 1995)**

<b>Zemin Tipi</b>	<b>Özellikleri</b>	<b>Deney derinliği (m)</b>	<b>Basınç uygulama hızı</b>	<b><math>K_r</math></b>
Kumlar ve çakıllar			Yavaş	1.3
Killer ve siltli kumlar				1.35
Killer				1.42
Kumlar	$e < 0.5$			2.5
	$0.5 < e < 0.8$	0 – 10	Hızlı	2.25
	$e > 0.8$			2.0
Killer	$LL < 0.25$			2.0
	$0.25 < LL < 0.5$	0 – 10	Hızlı	3.0
	$LL > 0.5$			4.0
Killer	$LL < 0.25$			1.75
	$0.25 < LL < 0.5$	10 - 20	Hızlı	2.5
	$LL > 0.5$			3.5

Burada;  $e$ : boşluk oranı ve  $LL$ : likit limitidir.

Limit basıncın presiyometre eğrisinden net olarak izlenemediği veya uygulanan maksimum basıncın limit basınç değerinden küçük olduğu durumlarda,  $P_L$  değerinin Şek. 3.13'te gösterilen ekstrapolasyon yöntemi kullanılarak belirlenmesi önerilmektedir (Amar vd., 1991). Bu amaçla plastik zonda  $P - \log(1/V)$  grafiği çizilir; eğrinin doğrusal kısmı uzatılır ve  $(2V_0)^{-1}$  değerindeki basınç değeri  $P_L$  olarak tanımlanır. Bu yaklaşım teorik olarak, genleşen bir silindirik kavitede göçmenin, deformasyonların orijinal kavite hacminin iki katında olacağığine gerçeğine dayanmaktadır.

Menard presiyometre bazlı geoteknik tasarım kriterlerinde sıkça kullanılan bir reolojik faktör, " $\alpha_M$ " tanımlamıştır. Bu faktör zemin cinsine ve önyüklenme koşullarına bağlı olarak Tablo 3.2'den belirlenir.

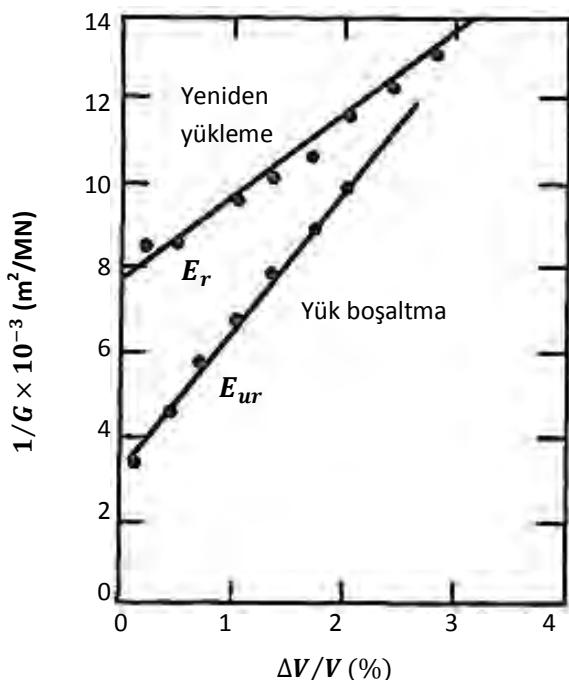


**Şekil 3.13.  $P_L$  değerinin ekstrapolasyon yöntemi ile belirlenmesi (Amar vd., 1991)**

Daha sonraki bölümlerde detayları verilen, Menard tarafından önerilmiş presiyometre deneyine dayalı oturma hesap yöntemleri ile bulunan oturmaların, ölçülen reel oturmalarдан daha fazla olduğu gözlemlenmiş ve Menard  $\alpha_M$  faktörü bir düzeltme faktörü olarak önerilmiştir (Menard ve Rousseau., 1962). Benzer bir yaklaşım Kahle (1983) oturmaların daha gerçekçi olarak hesaplanabilmesi için yükleme – boşaltma – tekrar yükleme devirli presiyometre deneylerinden elde edilen tekrar yükleme fazındaki modüllerin elastik formüllerde kullanılmasının daha doğru sonuç verdiği ifade etmektedir. Leblanc (1982) ise oturma hesaplarında zemin odometrik deformasyon modülünün  $M = (E_M/\alpha_M)$  olarak alınması gereğini vurgulamıştır. Boşaltma ve tekrar yükleme deformasyon modülleri arasındaki fark Şek. 3.14'te açıkça görülebilmektedir (Briaud vd, 1983).

**Tablo 3.2. Menard  $\alpha_M$  faktörü (Briaud, 1992)**

Zemin Tipi	Turba		Kıl		Silt		Kum		Kum ve çakıl	
	$E_M/P_{LN}$	$\alpha_M$	$E_M/P_{LN}$	$\alpha_M$	$E_M/P_{LN}$	$\alpha_M$	$E_M/P_{LN}$	$\alpha_M$	$E_M/P_{LN}$	$\alpha_M$
Aşırı konsolide	Tüm değerler	1	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normal Konsolide		1	9 – 16	2/3	8 – 14	1/2	7 - 12	1/3	6 – 10	1/4
Ayarılmış ve/veya yoğurulmuş		1	7 – 9	1/2		1/2		1/3		1/4
Kaya	Çok çataklı			Diğer koşullar			Az çataklı veya aşırı ayarılmış			
	$\alpha_M = 1/3$			$\alpha_M = 1/2$			$\alpha_M = 2/3$			

**Şekil 3.14. Yük boşaltma/yeniden yükleme döngülerinde sekant modülünün hacimsel birim deformasyona göre değişimi (Briaud vd., 1983)**

### 3.6. PMT – Zemin Parametreleri

#### 3.6.1. Zemin Sınıflandırması

Briaud (1992) genel anlamda  $(E_M/P_{LN})$  oranının kohezyonlu/kohezyonsuz zeminlerin ayrimında kullanılmak üzere aşağıdaki kriteri önermektedir:

$$\begin{aligned} \text{Killi Zeminler: } & (E_M/P_{LN}) > 12 \\ \text{Kumlu Zeminler: } & 7 < (E_M/P_{LN}) < 12 \end{aligned}$$

Clarke (1995) zemin türlerinin  $(E_M/P_L)$  oranları kullanılarak tanımlanmasına yönelik Tablo 3.3'teki kriterleri önermektedir.

**Tablo 3.3. MPM deneyine göre zemin türleri (Clarke, 1995)**

Zemin türü	$E_M/P_L$
Çok gevşek – gevşek kum	4 – 7
Orta sıkı – sıkı kum	7 – 10
Turba	8 – 10
Yumuşak – katı kil	8 – 10
Çok katı – sert kil	10 – 20
Lös	12 – 15
Ayışmış kaya (ayışma derecesine bağlı olarak)	8 – 40

Briaud (1992) zeminlerin türlerinin ve sıkılık/sertlik durumunun limit basıncı  $P_L$  değeri ile ilişkisi için Tablo 3.4'te verilen kriterleri önermiştir. Briaud (1992) ayrıca zeminlerde net limit basıncı,  $P_{LN}$ , ile Menard Modülü,  $E_M$ , değerlerinin genellikle Tablo 3.5'te verilen aralık içerisinde değiştiğini vurgulamıştır.

**Tablo 3.4. Zemin türü ve sıkılık/sertlik durumuna bağlı  $P_L$  değerleri (Briaud, 1992)**

Zemin		$P_L$ ( $kN/m^2$ )	SPT-N	* $c_u$ ( $kN/m^2$ )
Kum	Gevşek	0 – 500	0 – 10	
	Orta sıkı	500 – 1500	10 – 30	
	Sıkı	1500 – 2500	30 – 50	
	Çok sıkı	> 2500	> 50	
Kil	Yumuşak	0 – 200		0 – 25
	Orta katı	200 – 400		25 – 50
	Katı	400 – 800		50 – 100
	Çok katı	800 – 1600		100 – 200
	Sert	> 1600		> 200

\* $c_u$  : drenajsız kayma dayanımı

**Tablo 3.5. Killerde ve kumlarda  $P_{LN}$  ile  $E_M$  için yaklaşık değerler (Briaud, 1992)**

<b>KİL</b>					
Zemin tipi	Yumuşak	Orta katı	Katı	Çok katı	Sert
$P_{LN}$ ( $kN/m^2$ )	0 – 200	200 – 400	400 – 800	800 – 1600	> 1600
$E_M$ ( $MN/m^2$ )	0 – 2.5	2.5 – 5.0	5.0 – 12.0	12.0 – 25.0	> 25.0

<b>KUM</b>				
Zemin Tipi	Gevşek	Orta sıkı	Sıkı	Çok sıkı
$P_{LN}$ ( $kN/m^2$ )	0 – 500	500 – 1500	1500 – 2500	> 2500
$E_M$ ( $MN/m^2$ )	0 – 3.5	3.5 – 12.0	12.0 – 22.5	> 22.5

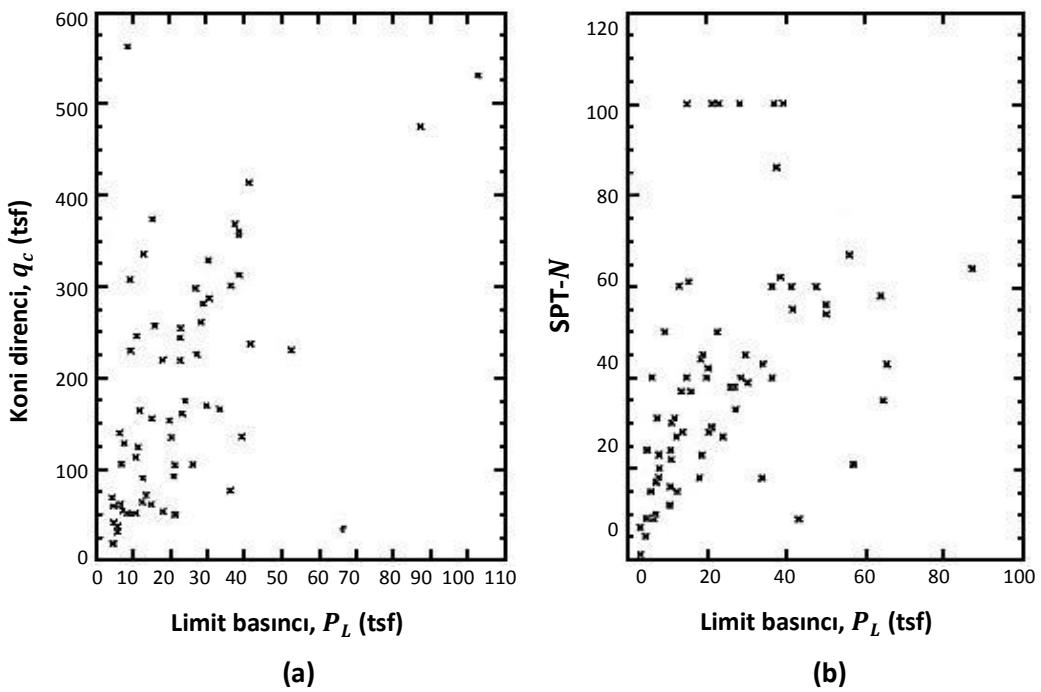
### 3.6.2. PMT-CPT korelasyonları

Van Wambeke (1982) tarafından farklı zemin türleri için PMT'den elde edilen  $P_L$  ile CPT'den elde edilen  $q_c$  (koni direnci) arasında Tablo 3.6'daki oranları gözlemlemiştir.

**Tablo 3.6.  $q_c/P_L$  oranları (Van Wambeke, 1982)**

Zemin Türü	Kil	Silt	Kum	Sıkı kum ve çakıl
$q_c/P_L$	3	6	9	12

Briaud (1992) ise  $q_c$  ile  $P_L$  arasındaki korelasyonun pek geçerli olmadığını işaret etmiştir (Şek. 3.15a). Benzer şekilde  $P_{LN}$  ile SPT-N arasında da gerçekçi bir korelasyon olmadığı görülmektedir (Şek. 3.15b).



**Şekil 3.15. (a)  $P_L$  -  $q_c$  ilişkisi (b)  $P_L$  - SPT-N ilişkisi (Briaud, 1992)**

### 3.6.3. PMT – Sükunetteki Yanal Toprak Basıncı Katsayısi, $K_0$

Sükunetteki yanal toprak basıncı katsayısi herhangi bir derinlikte yatay efektif gerilmenin,  $\sigma'_{h0}$ , düşey efektif örtü yüküne,  $\sigma'_{v0}$ , oranı olarak; Bağıntı (3.10)'daki gibi tanımlanmaktadır.

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} \quad (3.10)$$

Presiyometre deneyinde, Şek. 3.12'deki "A" noktasında boşluk suyu basıncı değerinin,  $u_0$ , hidrostatik basınç olarak alınması durumunda, yatay efektif gerilme,

$$\sigma'_{h0} = P_{0h} - u_0 \quad (3.11)$$

dolayısıyla;

$$K_0 = (P_{0h} - u_0) / (\sigma'_{v0} - u_0) \quad (3.12)$$

olacaktır. Burada toplam örtü yükü,  $\sigma'_{v0}$ , zemin birim ağırlığı ve deney derinliğinden hesaplanabilmektedir. Gan ve Briaud (1987) bu yöntemle elde edilen  $K_0$  değerlerinin doğrudan ölçülen değerlerle uyumlu olduğunu ifade etmektedirler. Ancak deneysel olarak presiyometre eğrisi üzerinde  $P_{0h}$  değerinin hassas olarak belirlenmesinde güçlükler olduğu gözardı edilmemelidir.

### 3.6.4. PMT – Drenajsız Kayma Dayanımı, $c_u$

Kohezyonlu zeminlerde drenajsız kayma dayanımının belirlenmesine yönelik değişik yöntemler önerilmiştir. Bunlar arasında Gibson ve Anderson (1961) tarafından önerilen yöntem uygulamada en yaygın olarak kullanıldır. Teorik olarak sonsuz uzunluktaki genleşen bir silindirik kavitenin işinsal basınç altında yenilme direnci, diğer bir deyişle presiyometre eğrisindeki limit basıncı,  $P_L$ , Bağıntı (3.13) kullanılarak hesaplanabilmektedir.

$$P_L = P_{0h} + c_u [1 + \ln(G/c_u)] = P_{0h} + c_u \left[ 1 + \ln \left( \frac{E_u}{2c_u(1+\nu)} \right) \right] \quad (3.13)$$

Bu bağıntıda;  $G$ : kayma deformasyon modülü,  $E_u$  : kılın drenajsız deformasyon modülü,  $\nu$ : Poisson oranıdır. Kil zeminlerde  $(E_u/c_u)$  oranının genellikle 200 ila 2000 aralığında değiştiği ve drenajsız durumda  $\nu = 0.5$  olduğu dikkate alındığında, doğal logaritma içerisindeki terim bir sabit olmakta ve  $(E_u/c_u)$  oranının alt ve üst limitleri için 5.2 ve 7.5 değerini almaktadır. Bu sabit değer  $\beta_p$  olarak tanımlandığında, ortalama 6.5 değeri elde edilmekte ve Gibson ve Anderson bağıntısı:

$$(P_L - P_{0h}) = c_u \beta_p \quad (3.14a)$$

veya

$$c_u = P_{LN} / \beta_p \quad (3.14b)$$

ifadesine indirgenmektedir. Baguelin vd. (1978) Menard'ın  $\beta_p = 5.5$  alınmasını önerdiğini ifade etmekle beraber bu değerin 10'a kadar yükselibileceğini belirtmişlerdir. Briaud (1992) presiyometre geometrisinin sonsuz uzunlukta silindirik bir kavite modeline tam uymadığı, dolayısıyla  $\beta_p$  değerlerinin 6.5'ten daha büyük olması gerektiğini ifade etmiştir.

Livneh ve Uzan (1970) katı/çok katı killerde  $\beta_p$  değerinin 6.5 – 12 aralığında değiştiğini ve ortalama  $\beta_p = 9.0$  alınabileceğini önermektedir.

Amar vd. (1991)  $\beta_p$  değerinin  $P_{LN}$  değerine bağlı olarak aşağıda verilen kriter'e göre alınması gerektiğini ifade etmişlerdir:

$$P_{LN} < 300kPa \text{ için: } \beta_p = 5.5$$

$$P_{LN} > 300kPa \text{ için: } \beta_p = 10.0$$

Baguelin vd. (1978) zengin bir veri tabanı üzerinde yaptığı korelasyon çalışmaları sonucunda  $c_u$  ile  $P_{LN}$  arasında Bağıntı (3.15)'teki eşitliğin geçerli olduğunu vurgulamıştır.

$$\frac{c_u}{p_a} = 0.21 \left[ \frac{P_{LN}}{p_a} \right]^{0.75} \quad (3.15)$$

Bu bağıntıda;  $p_a$  : atmosferik basıncı ( $\approx 100 \text{ kN/m}^2$ ). Veri tabanının dağılımı ve önerilen bu korelasyonun zayıflığı Şek. 3.16'da görülebilmektedir. Yine Baguelin vd. (1978) tarafından önerilen farklı bir korelasyon Şek. 3.17'de verilmektedir.

Amar ve Jezequel (1972) ise Bağıntı (3.16)'daki korelasyonu önermektedirler.

$$c_u (\text{kN/m}^2) = 25 + (P_{LN}/10) \quad (3.16)$$

Burada;  $P_{LN}$ : net limit basıncı ( $\text{kN/m}^2$ ).

Amar vd. (1991) Gibson ve Anderson'ın teorik derivasyonuna referans vererek Bağıntı (3.17)'nin geçerli olduğunu ifade etmişlerdir.

$$P = P_{0h} + c_u * \ln \left[ \frac{\Delta V}{V} \right] \quad (3.17)$$

Dolayısıyla presiyometre basıncı  $P$ , doğal logaritma hacimsel birim deformasyona,  $\ln \left[ \frac{\Delta V}{V} \right]$ , karşı çizildiğinde elde edilecek doğrunun eğiminin drenajsız kayma dayanımı  $c_u$  değerini vereceğini vurgulamışlardır (Şek. 3.18). Bu şekilde limit basıncının ekstrapolasyon yöntemi ile de bulunabileceği gösterilmektedir.

Briaud (1992) zengin bir veri tabanı üzerinde yaptığı değerlendirmeler sonucu Bağıntı (3.18) ve (3.19)'daki korelasyonları önermiştir.

$$P_L = 7.5c_u \quad (3.18a)$$

$$P_L = 0.2q_c \quad (3.18b)$$

$$P_L = 0.071E_M \quad (3.18c)$$

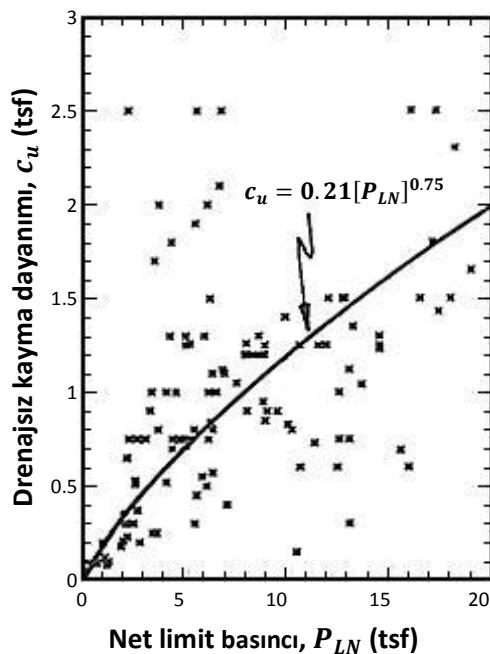
ve

$$E_M = 100c_u \quad (3.19a)$$

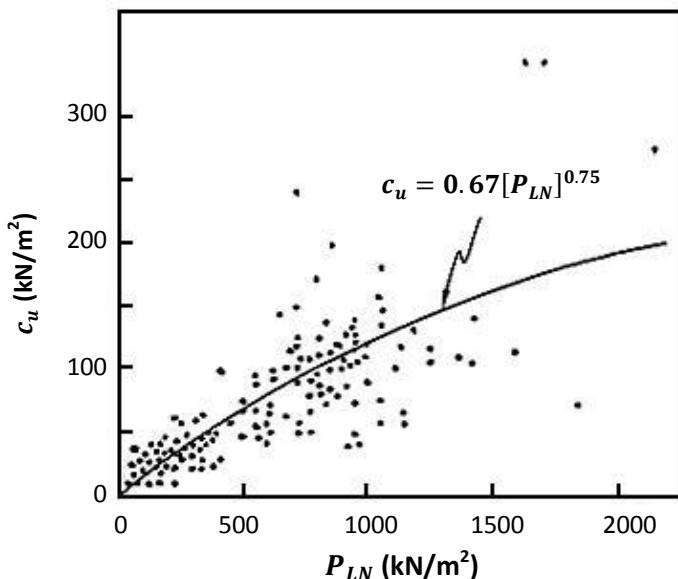
$$E_M = 2.5q_c \quad (3.19b)$$

$$E_M = 0.27E_{ur} \quad (3.19c)$$

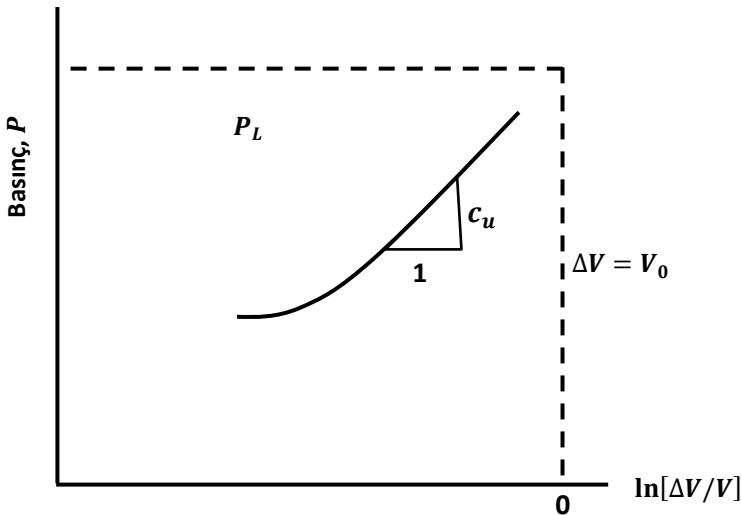
Burada;  $q_c$ : CPT koni direnci, ve  $E_{ur}$ : devirsel yüklemede tekrar yükleme fazındaki Menard modülüdür.



Şekil 3.16.  $c_u - P_{LN}$  ilişkisi;  $p_a = 1$  tsf  $\approx 100$  ( $\text{kN/m}^2$ ) (Briaud, 1992)



Şekil 3.17.  $c_u - P_{LN}$  ilişkisi (Baguelin vd., 1978)



**Şekil 3.18. İdeal elastik-tam plastik malzemede presiyometrenin genleşmesi  
(Amar vd., 1991)**

### 3.6.5. PMT – Odometrik Deformasyon Modülü, $M$

Oturma hesaplarında kullanılacak odometrik deformasyon modülü  $M = 1/m_v$  olarak tanımlanmış olup ( $m_v$ : odometre deneyinden elde edilen hacimsel sıkışma modülü), Amar vd. (1991) bu değerin Menard presiyometre modülünden Bağıntı (3.20) ile bulunabileceğini vurgulamışlardır.

$$M = E_M / \alpha_M \quad (3.20)$$

### 3.6.6. PMT – Kayma Direnci Açısı , $\phi'$

Baguelin vd. (1978) kohezyonsuz zeminlerde presiyometre deneyinden, kayma direnci açısının,  $\phi'$ , türetilmesi için teorik bir yaklaşımın olmadığını vurgulamışlardır. Muller (1970) ise presiyometre net limit basıncı ile  $\phi'$  arasında Bağıntı (3.21)'deki eşitliğin geçerli olduğunu ifade etmiştir.

$$P_{LN} \left( \frac{kN}{m^2} \right) = b * 2^{\frac{\phi' - 24}{4}} \quad (3.21)$$

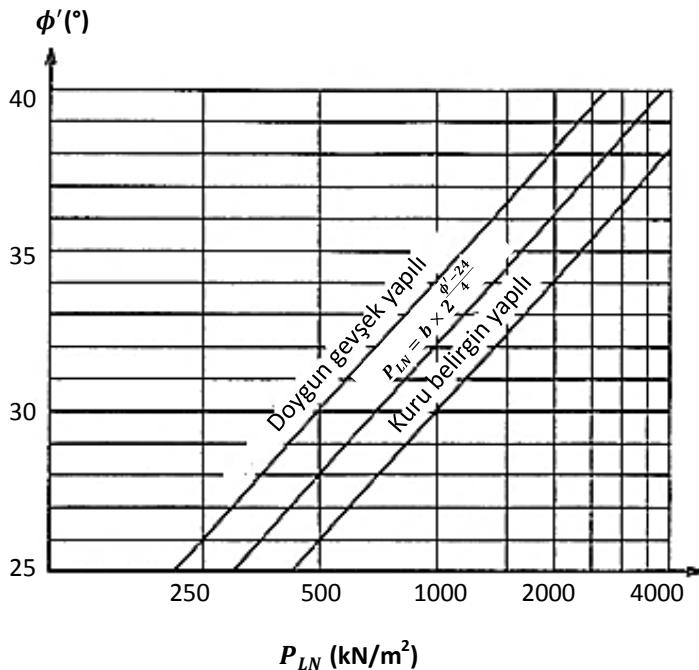
Burada;  $b$ : zemin özelliklerine bağlı bir katsayı olup,

Homojen doygun zeminlerde:  $b = 1.8$

Heterojen doygun olmayan zeminlerde:  $b = 3.5$

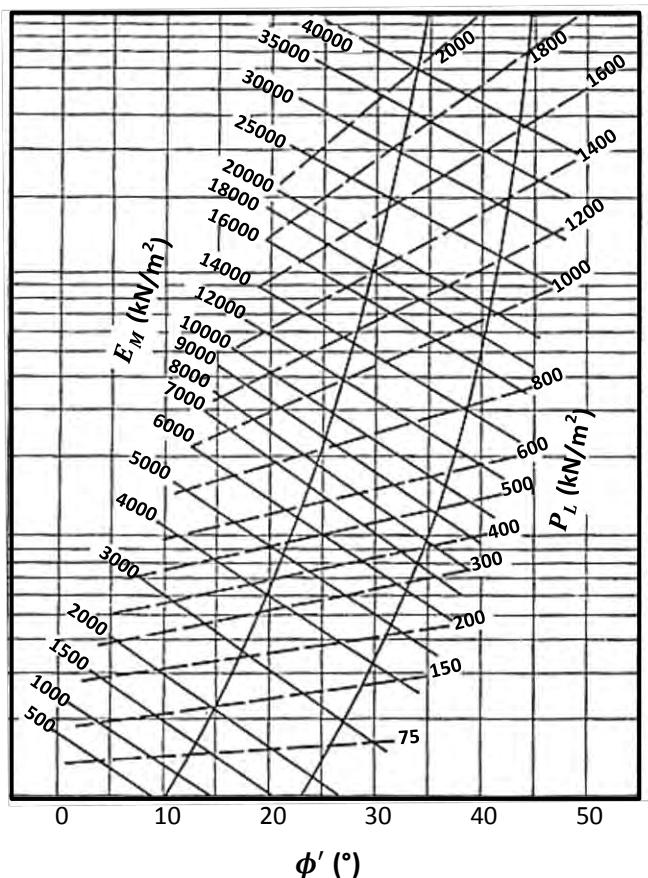
Ortalama değer olarak:  $b = 2.5$

değerleri önerilmiştir. Bu korelasyon Şek. 3.19'da da gösterilmiştir.



**Şekil 3.19. MPM net limit basıncı -  $\phi'$  ilişkisi (Amar vd., 1991)**

Calhoon (1970) ABD'de Kansas Üniversitesi'nde yaptığı sunumda  $E_M$  ve  $P_L$  değerleri kullanılarak  $\phi'$  açısının Şek. 3.20'de verilen abaktan elde edilebileceğini ifade etmiştir. Ancak bu abağın hangi yöntemle türetildiği konusunda bir kaynağı ulaşılıamamıştır.



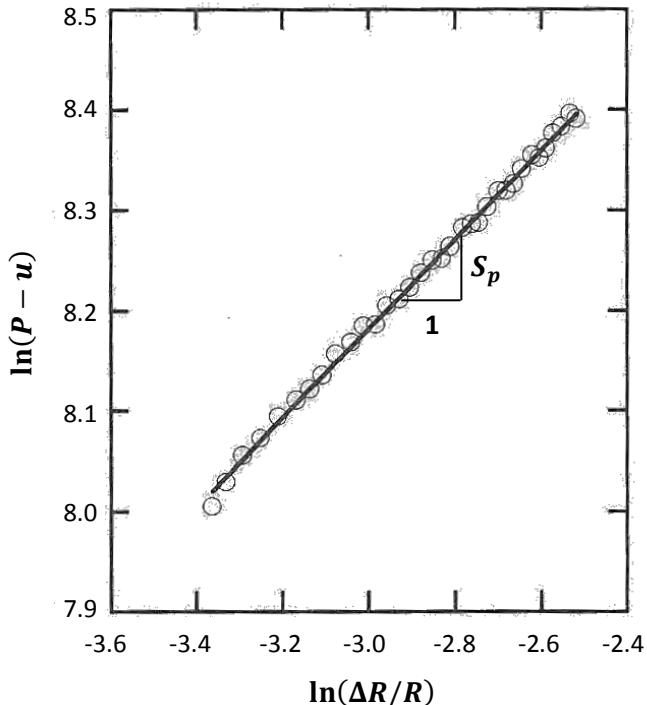
**Şekil 3.20.  $P_L$  -  $E_M$  -  $\phi'$  ilişkisi (Calhoon, 1970)**

Clarke (1995) doğal logaritma ( $e$  tabanına göre) efektif presiyometre basınçlarının,  $\ln(P - u)$ , doğal logaritma kavite birim deformasyonlarına ( $\ln \frac{\Delta R}{R}$ ) karşı çizildiğinde yaklaşık doğrusal bir davranış izlendiğini vurgulamış ve bu doğrunun eğimini  $S_p$  simbolü ile tanımlamıştır (Şek. 3.21). Burada  $R$  presiyometre hücresinin yarıçapı,  $\Delta R$  ise yarı çaptaki artış miktarıdır. Kayma direnci açısı,  $\phi'$ , ve hacimsel genleşme açısı (*angle of dilation*),  $\Psi$ , ile " $S_p$ " eğimi arasında Bağıntı (3.22) ve (3.23)'teki eşitliklerin geçerli olduğunu vurgulamıştır.

$$\sin \phi' = \frac{S_p}{1 + (S_p - 1) \sin \phi_{CV}} \quad (3.22)$$

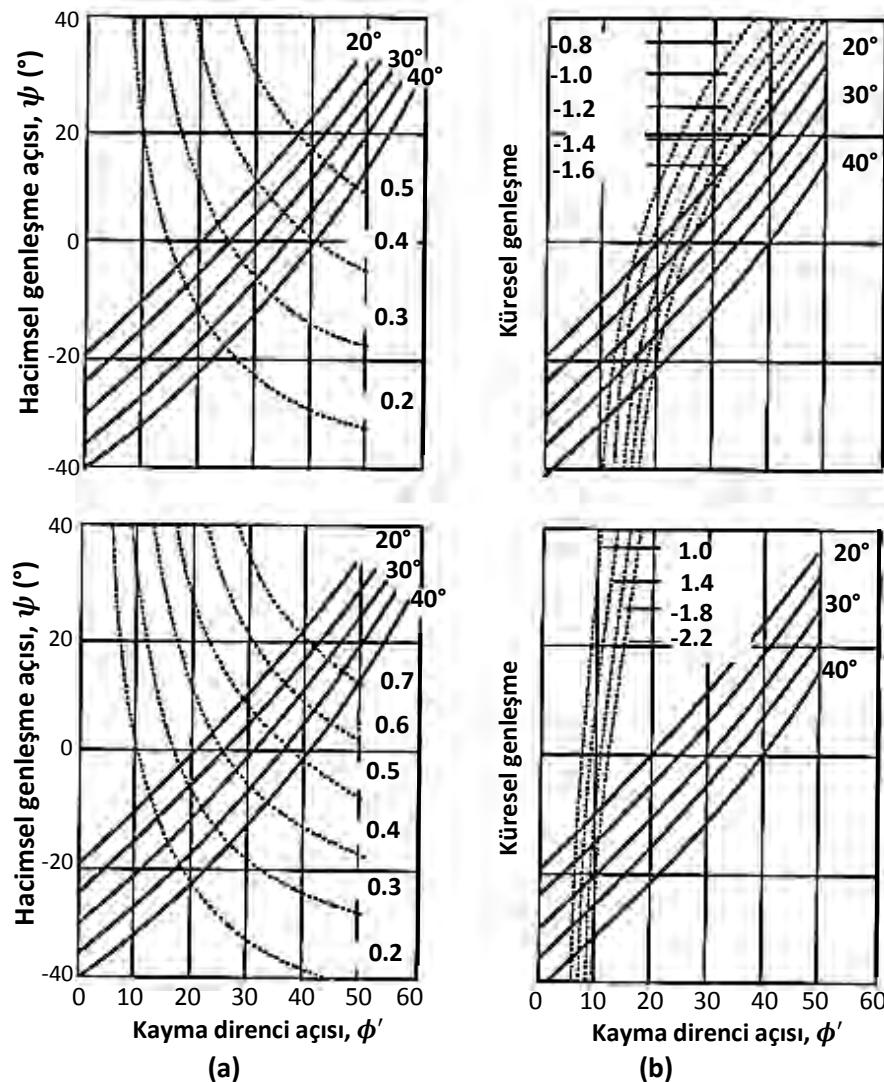
$$\sin \Psi = S_p + (S_p - 1) \sin \phi_{CV} \quad (3.23)$$

Burada;  $\phi_{CV}$ : sabit hacimde (*constant volume*) kayma direnci sürtünme açısı olup farklı zeminler için olası değerleri Tablo 6.5'te verilmektedir.



**Şekil 3.21.  $\ln(P - u)$  -  $\ln(\Delta R/R)$  ilişkisi (Clarke, 1995)**

Withers vd. (1989) yine " $S_p$ " parametresini kullanarak presiyometre deneyinde yükleme ve boşaltma fazlarından  $\phi'$  ve  $\Psi$  açılarının belirlenmesine yönelik Şek. 3.22'de gösterilen abakları önermiştir.



**Şekil 3.22.** Kayma dayanımı ve hacimsel genleşme açısı abakları (a) yükleme fazı (b) yük boşaltma fazı (Withers vd., 1989)

### 3.7. Sığ Temel Tasarımı

#### 3.7.1 Taşıma Gücü Kapasitesi Tahmini

Yüzeysel temellerde taşıma gücü hesap yöntemi Menard (1963) tarafından geliştirilmiştir. Temel nihai taşıma gücü ( $q_{ult}$ ), eşdeğer net limit basınç ( $P_{LNe}$ ) ve temel seviyesindeki toplam düşey gerilme ( $\sigma_{v0}$ ) değerlerinden Bağıntı (3.24) kullanılarak hesaplanmaktadır.

$$q_{ult} = (k_p * P_{LNe}) + \sigma_{v0} \quad (3.24)$$

Burada;  $k_p$ : taşıma gücü faktörü ve  $P_{LNe}$ : temel altındaki gerilme etki alanı içerisindeki eşdeğer net limit basınç olarak tanımlanmıştır. Eşdeğer net limit basınç ise Bağıntı (3.25)'ten bulunur.

$$P_{LNe} = \sqrt[n]{P_{LN1} * P_{LN2} * \dots * P_{LNn}} \quad (3.25)$$

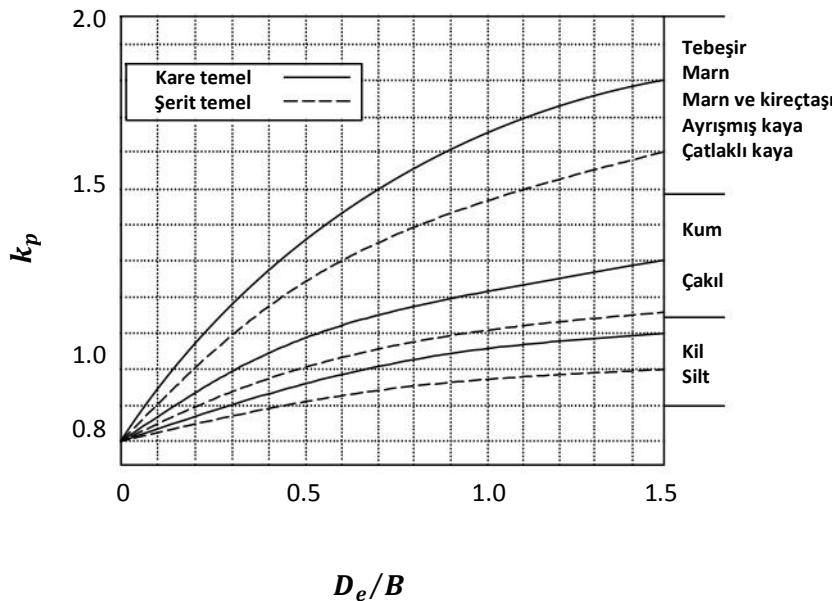
Burada;  $P_{LNi}$ : temel seviyesinden  $\pm 1.5B$  derinliği aralığındaki net limit basınç değerleri,  $n = \pm 1.5B$  zonu içerisindeki  $P_{LN}$  gözlem sayısı ve  $B$ : temel genişliğidir.

Eşdeğer temel derinliği,  $D_e$ , ise Bağıntı (3.26)'dan hesaplanır.

$$D_e = \frac{1}{P_{LNe}} \sum_0^D P_{LNi} * \Delta z_i \quad (3.26)$$

Bu bağıntıda;  $D$  : temel derinliği ve  $\Delta z_i$  = temel derinliği  $D$  içerisinde değişik  $P_{LNi}$  değerlerine sahip katman kalınlıkları ( $D = \sum \Delta z_i$ ) olarak tanımlanmıştır. Taşıma gücü faktörü,  $k_p$ , ise Şek. 3.23 ve Tablo 3.7 kullanılarak belirlenir. Fransa'daki uygulamalarda presiyometre deneyleri 1 m aralıklarla yapıldığından genellikle  $\Delta z_i = 1.0$  m'dir.

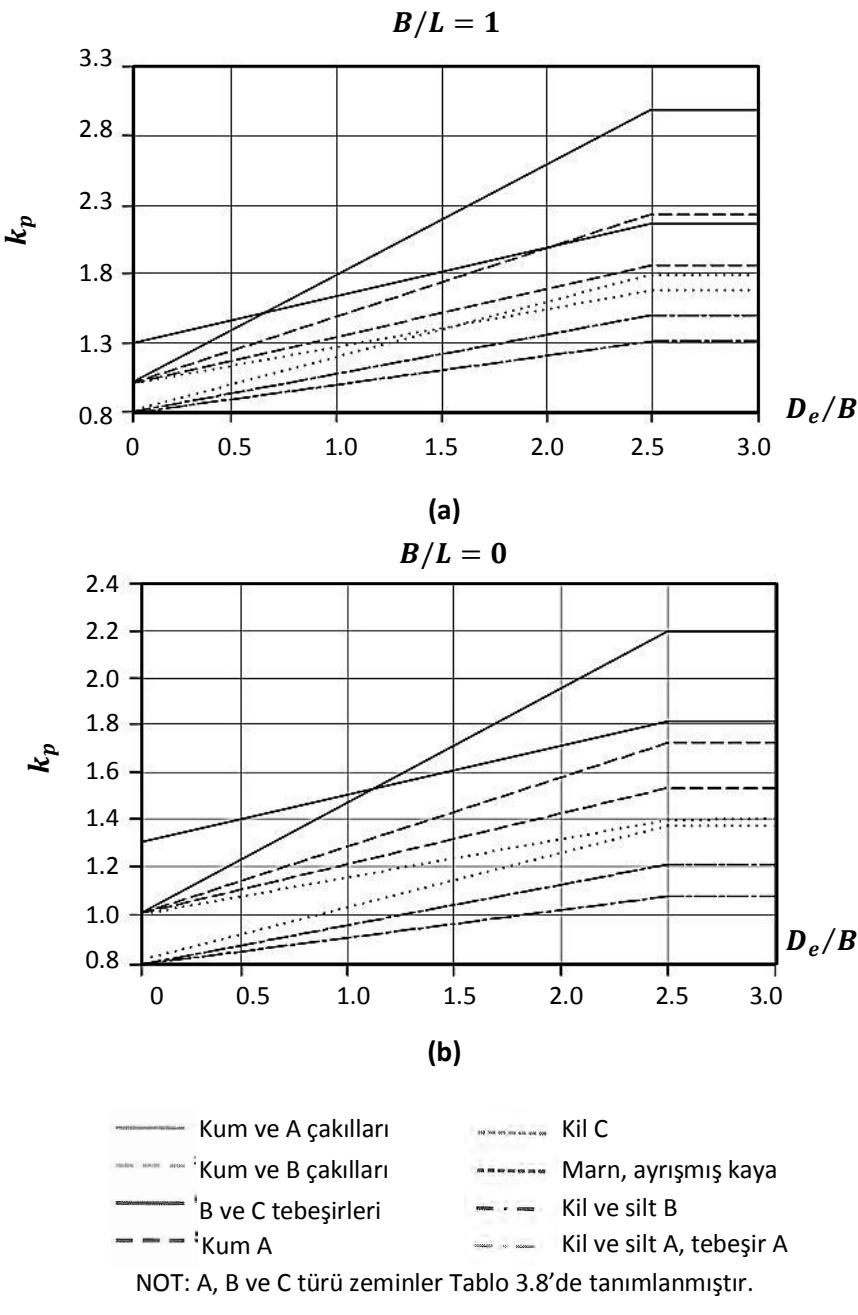
Frank (1999) taşıma gücü faktörü için Şek. 3.24'te verilen değerleri önermektedir. Şek. 3.24'te belirtilen A, B ve C sınıfları Tablo 3.8'de açıklanmıştır.



**Şekil 3.23. Yüzeysel temeller için taşıma gücü faktörü (Clarke, 1995)**

**Tablo 3.7. Temel şekline bağlı olarak yüzeysel temel taşıma gücü faktörü (Clarke, 1995)**

<b>Temel</b>	<b><math>k_p</math></b>
Kare veya daire	$k_p$
Şerit	$k_p/1.2$
Dikdörtgen	$(k_p/1.2) + (k_p/0.6) B/L$



**Şekil 3.24. (a) Kare ve dairesel temeller (b) şerit temeller için taşıma gücü faktörü ( $k_p$ ) (Frank, 1999)**

### 3.7.2 Oturma Tahmini

Yüzeysel temellerde oturmaların hesaplanması yönelik yarı empirik yöntem Menard ve Rousseau (1962) tarafından büyük ölçekli yükleme deneylerinde yaptıkları ölçümler değerlendirilerek geliştirilmiştir. Menard ve Rousseau (1962) oturma miktarının hesaplanması için Bağıntı (3.27)'deki eşitliği önermişlerdir.

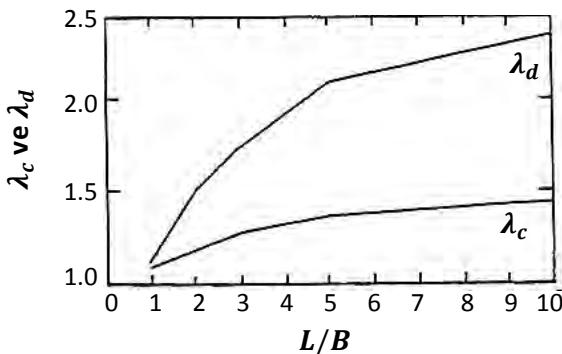
$$S = \frac{2}{9E_d} q_{net} B_0 \left[ \lambda_d \frac{B}{B_0} \right]^{\alpha_M} + \frac{\alpha_M}{9E_c} q_{net} \lambda_c B \quad (3.27)$$

Burada;  $S$ : oturma,  $q_{net}$ : net temel gerilmesi,  $B$ : temel genişliği,  $L$ : temel uzunluğu,  $B_0 = 0.6\text{ m}$  olup referans temel genişliği,  $\alpha_M$ : Menard reolojik faktörü (Tablo 3.2),  $\lambda_d$  ve  $\lambda_c$ : şekil faktörleri (Şek. 3.25),  $E_d$ : deviatör/kayma gerilmelerinin hakim olduğu zondaki presiyometre modülü ve  $E_c$ : izotropik gerilmelerin hakim olduğu bölgedeki presiyometre modülüdür. Bu bağıntıda birinci terim deviatörk gerilmelerin yarattığı oturma, ikinci terim ise izotropik gerilmelerin yarattığı konsolidasyon oturmalarına karşı gelmektedir.  $E_c$  ve  $E_d$  modülleri Menard Presiyometre modülünden ( $E_M$ ) aşağıda tariflenen yöntemle hesaplanmaktadır:

- i. Temel altında herbiri  $0.5B$  kalınlığında 16 katman teşkil edilir ( $8B$  derinliğe kadar) ve Şek. 3.26'da gösterildiği gibi 5 tabaka teşkil edilir (Kalınlıkları:  $0 - 0.5B$ ;  $0.5B - B$ ;  $B - 2.5B$ ;  $2.5B - 4B$ ;  $4B - 8B$  olan tabakalar).
- ii.  $E_c$  değeri birinci tabaka ( $0 - 0.5B$ ) içindeki Menard modülü  $E_M$  değerlerinin ortalamasıdır.
- iii. Her bir tabaka için harmonik ortalama modülleri hesaplanır. Örneğin  $B - 2.5B$  derinlikler arasındaki üçüncü tabaka için Bağıntı (3.28) kullanılır.

$$\frac{3}{E_{(3/4/5)}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5} \quad (3.28)$$

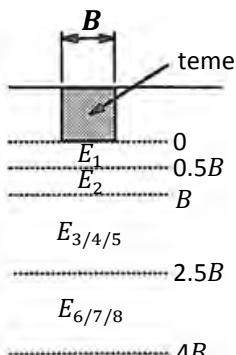
Burada örneğin;  $E_4$  : dördüncü katman ( $1.5B - 2.B$ ) içerisindeki  $E_M$  değerlerinin ortalamasıdır.



Şekil 3.25. Menard'ın temel şecline bağlı faktörleri (Briaud, 1992)

Sonuçta  $E_d$  değeri Bağıntı (3.29)'daki bağıntı yardımıyla hesaplanır.

$$1/E_d = 0.25 * \left[ \left( \frac{1}{E_1} \right) + \left( \frac{1}{0.85E_2} \right) + \left( \frac{1}{E_{(3/4/5)}} \right) + \left( \frac{1}{(2.5 * E_{(6/7/8)})} \right) + \left( \frac{1}{(2.5 * E_{(9/16)})} \right) \right] \quad (3.29)$$



Şekil 3.26.  $E_d$  değerinin hesaplaması (Clarke, 1995)

Presiyometre modüllerinin derinlikle önemli olarak bir değişiklik göstermemesi durumunda  $E_d = E_c = E_m$  (ortalama Menard modülü) olarak alınabilir.

### **3.8. Kazıklı Temel Tasarımı: Taşıma Gücü Tahmini**

Kazıklı temellerin üç direncinin hesaplanması yöntemi yüzeysel temeller için Menard tarafından önerilen taşıma gücü hesaplarındaki yaklaşımına benzer niteliktir. Kazık nihai birim üç direnci,  $q_p$ , Bağıntı (3.30)'da verilen eşitlikten hesaplanmaktadır (Clarke, 1995).

$$q_p = k_p(P_{Le} - \sigma_{h0}) + \sigma_{v0} \quad (3.30)$$

Burada;  $P_{Le}$ : kazık ucu bölgesindeki eşdeğer limit basıncı,  $\sigma_{h0}$ : kazık ucundaki toplam yatay gerilme,  $\sigma_{v0}$ : kazık ucundaki toplam düşey gerilme ve  $k_p$ : taşıma gücü faktörüdür. Kazık ucundaki toplam gerilme derinlik ve zeminin birim ağırlığı kullanılarak hesaplanır. Taşıma gücü faktörü ( $k_p$ ) ise değişik zemin türleri ve kazık tipine göre Tablo 3.8'den alınır.

Bu değer ucu kapalı kazıklar için verilmiş olup ucu açık kazıklarda hesaplanan  $q_p$  değerinin yarısı alınır.

Eşdeğer limit basıncı ( $P_{Le}$ ) değeri ise kazık ucundan "a" aşağıda ve "b" yukarıdaki  $P_{Li}$  limit basıncı ve  $\Delta z_i$  kalınlığındaki katmanlar dikkate alınarak Bağıntı (3.31)'den hesaplanır.

$$P_{Le} = \frac{1}{a + b} \sum P_{Li} \Delta z_i \quad (3.31)$$

Bu bağıntıdaki;  $a$  ve  $b$  terimleri aşağıda tanımlanmıştır:

$$\begin{aligned} d > 1 \text{ m ise: } a &= d/2 \\ d < 1 \text{ m ise: } a &= 0.5 \text{ m} \end{aligned}$$

$d$ : eşdeğer kazık çapı =  $4A_p/P_p$

$A_p$ : kazık ucu kesit alanı

$P_p$ : kazık ucu çevresi uzunluğu

$b : a$  ve  $h$  değerlerinden küçük olan

$h$ : kazık ucunun taşıyıcı tabakadaki soket boyu (kazık ucu ile taşıyıcı tabakanın üst seviyesi arasındaki mesafe).

Not :  $\sum \Delta z_i = a + b$

Bu yaklaşımda homojen zeminler kazık ucunda  $(+b) - (-a)$  mesafeleri arasında  $(P_L)_{max} < 1.5(P_L)_{min}$  koşulunun geçerli olduğu zeminlerdir. Homojen olmayan zeminlerde  $(P_L)_{max} = 1.5(P_L)_{min}$  olacak şekilde bir düzeltme yapılır. Frank (1999),  $(-a)$  mesafesinin  $(-3a)$  olarak alınmasının daha doğru olacağını vurgulamaktadır.

Eğer kazığın taşıyıcı tabakaya eşdeğer penetrasyonu  $d_e \geq 5d$  koşulunu sağlıyor ise Tablo 3.8'deki  $k_p$  değerleri aynen kullanılır. Aksi takdirde  $k_p$  yerine azaltılmış taşıma gücü faktörü,  $k_e$ , kullanılmalıdır. Hesaplama yöntemi aşağıda açıklanmaktadır:

$$d_e = \frac{1}{P_{Le}} \sum P_{Li} \Delta z_i \quad (3.32)$$

$$k_e = 0.8 + \left[ \frac{k_p - 0.8}{25} \right] * \left[ \frac{d_e}{d} \right] * \left[ \frac{10 - d_e}{d} \right] \quad (3.33)$$

Kazıklarda nihai birim sürtünme direnci,  $q_s$ , Tablo 3.9'dan yaralanılarak Şek. 3.27'den elde edilir.

Yatay yük altındaki kazıkların davranışları zeminin yatay yatak katsayıısı,  $K_h$ , değerleri kullanılarak analiz edilmektedir.  $K_h$  katsayıısı presiyometre modülü değeri,  $E_M$ , kullanılarak Bağıntı (3.34)'teki eşitlikler yardımıyla bulunabilmektedir (Clarke 1995).

$$d > 0.6 \text{ m için: } \frac{1}{K_h} = \frac{2B_0}{9E_M} \left( 2.65 \frac{d}{B_0} \right)^{\alpha_M} + \frac{\alpha_M d}{6E_M} \quad (3.34a)$$

$$d < 0.6 \text{ m için: } \frac{1}{K_h} = d \left[ \frac{3\alpha_M + 4 * (2.65)^{\alpha_M}}{18E_M} \right] \quad (3.34b)$$

Burada;  $B_0 = 0.6 \text{ m}$  (referans boyut) ve  $d$ : kazık çapıdır.

Tablo 3.8. Eksenel yüklü kazıklar için  $k_p$  değerleri (Bustamante ve Frank, 1999)

Zemin Türü	Sınıf	Ölçümlerin aralıkları $P_L$ (MN/m <sup>2</sup> )	$q_c$ (MN/m <sup>2</sup> )	Deplasman yaratmayan kazıklar için $k_p$	Deplasman yaratan kazıklar için $k_p$
Kil	A Yumuşak	< 0.7	< 3	1.1	1.4
Silt	B Katı	1.2 – 2	3 – 6	1.2	1.5
	C Sert (kil)	> 2.5	> 6	1.3	1.6
Kum	A Gevşek	< 0.5	< 5	1	4.2
Çakıl	B Orta sıkı	1 – 2	8 – 15	1.1	3.7
	C Sıkı	> 2.5	> 20	1.2	3.2
Tebeşir	A Yumuşak	< 0.7	< 5	1.1	1.6
	B Ayrışmış	1 – 2.5	> 5	1.4	2.2
	C Sıkı	> 3	-	1.8	2.6
Marn	A Yumuşak	1.5 – 4	-	1.8	2.6
Kalkerli marn	B Sıkı	> 4.5	-	1.8	2.6
Kaya	A Ayrışmış*	2.5 - 4	-	1.1 – 1.8	1.8 – 3.2
	B Çatlaklı	4.5	-	-	-

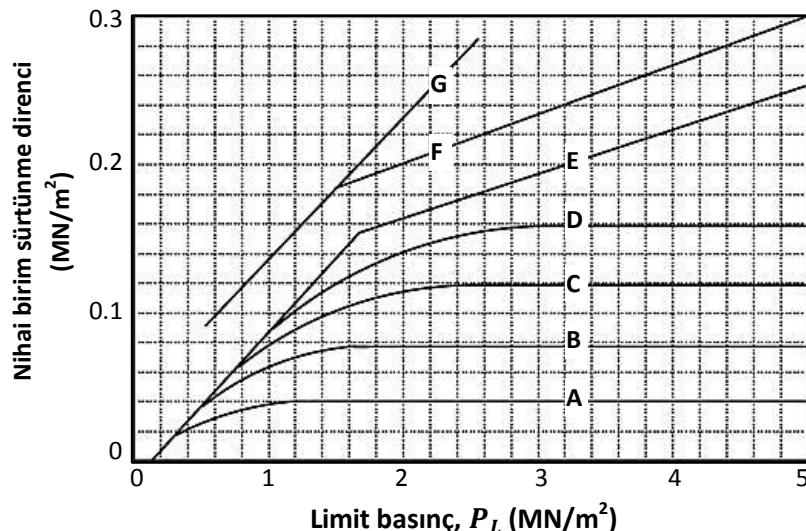
\*benzer zemine yakın değerler alınmalıdır.

Tablo 3.9. Nihai birim sürtünme direnci ( $q_s$ ) değerleri (Bustamante ve Doix, 1985)

Zemin Tipi	$P_L$ (MN/m <sup>2</sup> )	Fore kazık	Dökme ve muhafazalı		Çakma		Enjeksiyonlu	
			Beton	Çelik	Beton	Çelik	Düşük basınç	Yüksek basınç
Yumuşak kil	0 – 0.7	A	A	A	A	A	B	
Sert kil	1.2 – 2	A, (B)	A, (B)	A	A, (B)	A	B	E*
Çoksert kil	> 2	A, (B)	A, (B)	A	A, (B)	A, B	E*	
Gevşek kum	0 – 0.7	A	A	A	A	A	B	
Orta sıkı kum	1 – 2	B, (C)	A, (B)	A	B, (C)	B	C	E
Çok sıkı kum	> 2.5	C, (D)	B, (C)	B	C, (D)	C	D	E
Tamamen ayrılmış tebeşir	0 – 0.7	A	A	A	A	A	B	
Kısmen ayrılmış tebeşir	> 1	C, (D)	B, (C)	B	C, (D)	C	E	E
Marn	1.5 – 4	D, (F)	C, (D)	C	F	F	F	G
Sert marn	> 4.5	F					G	G
Ayrılmış kaya	2.5 – 4	G	G		G	G	G	G
Çatlaklı kaya	> 4.5	G					G	G

Not: Parantez içindeki değerler yüksek kalitedeki imalatlar için geçerlidir.

\* $P_L < 1.5 \text{ MN/m}^2$  ise



**Şekil 3.27. Eksenel yüklü kazıklar için nihai birim sürtünme direnci  
(Bustamante ve Doix, 1985)**

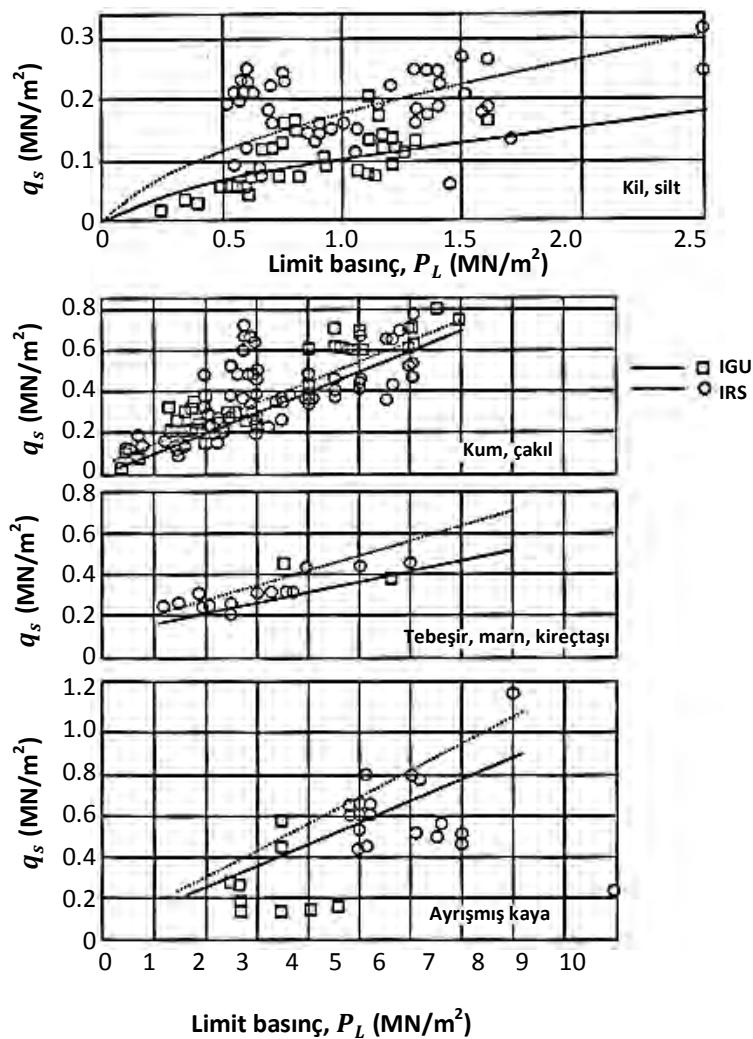
### 3.9. PMT-Diğer Uygulamalara Yönelik Korelasyonlar

Palplanş ve diyafram duvarlarının analizinde  $K_h$  değerinin ise Bağıntı (3.35)'teki eşitlikten hesaplanması önerilmektedir (Amar vd. 1991).

$$\frac{1}{K_h} = \frac{[0.5\alpha_M * a + 13(9a * 10^{-4})^{\alpha_M}]}{E_M} \quad (3.35)$$

Burada;  $a = 2/3 h$  olup  $h$ : istinat yapısının soket boyudur.

Öngirmeli zemin ankrajlarında ankraj kökündeki zemin-enjeksiyon kütlesi arasındaki sürtünme direnci,  $q_s$ , ile zeminin presiyometre limit basıncı arasındaki ilişki değişik zemin türleri için Şek. 3.28'de verilmektedir (Bustamante ve Doix, 1985). Şekil 3.28'de IUG: basınçlı enjeksiyonun bir defa uygulandığı ankrajlar, IRS: basınçlı enjeksiyonun tekrarlı olarak uygulandığı ankrajlar, olarak tanımlanmıştır.



Şekil 3.28. Ankrajlar için tasarım abakları (Bustamante ve Doix, 1985)

### 3.10. Kaynaklar

Amar S. ve Jezequel J.F. (1972). "Essais en place et en laboratoire sur sols" *Bulletin de Laison laboratories de Pontset Chaussees*, (28): 97-108.

Amar S., Clarke B.G.F., Gamin M.P. ve Orr T.L.L. (1991). "The application of pressuremeter test results to foundation design in Europe" *A state of the art report by ISSMFE European Technical Committee on Pressuremeters*, A.A. Balkema, Rotterdam.

Baguelin F., Jezequel J.F. ve Le Mehaute A. (1972). "Expansion of cylindrical probes in cohesive soils" *ASCE Journal of SMFD*. Vol.98, SM11, 1129-42.

Baguelin F., Jezequel J.F. ve Shields D.H. (1978). "The Pressuremeter Foundation Engineering" *Trans Tech Publications*.

Briaud J.L., LyttonR.L. ve Hung J.T. (1983). "Obtaining moduli from cyclic pressuremeter tests" *ASCE, J. Of GED*.,114 (9), 657-65.

Briaud J.L. (1992). "The Pressuremeter" A.A. Balkema, Rotterdam.

Bustamante M. ve Doix B. (1985). "Une methode le pou calcul des triant et des micropieus injectes" *Bull.de Liaison de LCPC*, 140, 75-92.

Bustamante, M. ve Frank R. (1999). "Current French design practice for axially loaded pipes" *Ground Engineering*, No.:3, p. 38 – 44.

Calhoon M. (1970). "Field testing with pressuremeter" *Lecture given at the University of Kansas*, yayınlanmamış.

Clarke, B.G. ve Allan, P.G. (1989). "A self-boring pressuremeter for testing weak rock" *Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.*, Vol. 1, 211 – 214.

Clarke B.G. (1995). "Pressuremeters in Geotechnical Design" *Chamann & Hall*, London.

- Clayton, C. R. I., Matthews, M. C. ve Simons, N. E. (1995). "Jeoteknik Saha İncelemesi (Çetin, H., Kayabaklı, K. ve Arman, H., Çev)" *Gazi Kitabevi*, Ankara (2005).
- Finn P.S., Nisbet R.M. ve Hawkins P.G. (1984). "Guidance on pressuremeter, flat dilatometer and cone penetration testing" *20th Regional Meeting of Engineering Group of the Geological Society*, Univ.of Surrey, Guidford, 223-33.
- Frank, R. (1999). "Calculated response of shallow and deep foundations" *Techniques de l'Ingénieur (TI) et Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées*, 2éme trimestre, 139 sayfa, Fransızca.
- Gan K.C. ve Briaud J.L. (1987). "Use of stepped blade in foundation design and comparison with the pressuremeter" *Research Report 7032*, ISU & FHWA & Texas A&M Univ.
- Gibson R.E. ve Anderson W.F. (1961). "In Situ measurement of soil properties with the pressuremeter" *Civil Engineering and Public Works Review*, London, 56: 658.
- Henderson, G., Smith P.D.K. ve St John H.D. (1979). "The development of pushed-in pressuremeter for offshore site investigation" *Proc.of Conf.on Offshore Site Investigation*, Society for Underwater Technology, London, 159-67.
- Kahle J.G. (1983). "Predicting settlements in Piedmont Residual Soils with the pressuremeter test" *Transportation Research Board Meeting*, Washington, Jan. 1983.
- Leblanc J. (1982). "Menard Pressuremeter Testing" *Symp. On the Pressuremeter and Its Marine Applications*, Editions Technip, Paris.
- Livneh M. ve Uzan S. (1970). Discussion on "A study of in situ testing with pressuremeter" *Proc.of Conf. On In Situ Investigations on Soil and Rock*, BGS, London, 212-13.

Mair R.J. ve Wood D.M. (1987). "Pressuremeter Testing: methods and interpretation" *CIRIA Ground Engineering Report: In-Situ Testing*, Butterworths, London.

Menard L. ve Rousseau J.L. (1962). "Evaluation des Tassaments Tendances Nouvelles" *Soils-Soils*, Vol.1, No1.

Menard I. (1963) "Calcul de la force portante des fondations sur la base des resultats des essais presiométriques" *Sols-Soils*, Vol.2 No.5 and 6.

Muller H. (1970). "Baugrunduntersuchung mit dem pressiometerverfahren nach Menard" *Die Bautechnik*, Heft 9, Berlin, 289-95.

Van Wambeke A., D'Hemricourt (1982). "Correlation between the results of static or dynamic probings and pressuremeter tests" in *Proceedings of the second European Symposium on Penetration Testing*, Amsterdam, editörler: par Beringen F.L., Verruijt A., De Leeuw E.H., Balkema, Rotterdam, ISBN 90-6191-250-4, 941-944.

Withers, N.J., Howie, J., Hughes, J.M.O. ve Robertson, P.K. (1989). "Performance and analysis of cone pressuremeter tests in sand" *Géotechnique*, 39: 433 – 454.

Wroth C.P. ve Hughes J.M.O. (1973). "An instrument for the in-situ measurement of the properties of soft clays" *Proc. of 8th. ICSMFE*, Moscow, Vol.1.2, 487-94.

## **Bölüm 4**

### **ARAZİ KANATLI KESME (VEYN) DENEYİ (FVT)**

#### **4.1.Giriş**

Arazi kanatlı kesme deneyi  $0 - 200\text{kN/m}^2$  drenajsız kayma dayanımına sahip suya doygun killerin drenajsız kayma dayanımını belirlemek amacıyla geliştirilmiş bir yöntemdir. Deney siltler, organik zeminler, atık çamurları gibi malzemelerde de kullanılmaktadır. Deney esnasında kısmi drenaja izin veren kum, çakıl veya benzeri yüksek derecede geçirgen zeminlerde uygulanmamaktadır. Bu deney özellikle yumuşak/hassas zemin koşullarının olduğu deniz çökellerinde başarılı sonuçlar vermektedir.

Deney düzeneği bir tijin ucuna sabitlenmiş birbirine dik ve eşit boyutta dört adet dikdörtgen bıçaklı kanat ve sisteme yüzeyden sabit hızda dönme hareketi veren bir üiteden oluşmaktadır. Kanatlı kesici zemine istenilen derinliğe kadar itilerek gömülmekte ve yüzeyden uygulanan burulma momenti (tork) kanatlı kesicinin zemini silindirik bir kayma düzlemi boyunca yenilmesine kadar arttırmaktadır. Yenilme anındaki torkdeğerinden ise limit denge teorisi kullanılarak zeminin drenajsız kayma dayanımı elde edilmektedir.

Deney düzeneği 1919 yılında İsveç'te John Olson tarafından geliştirilmiş, daha sonra 1940'lı yıllarda deney düzeneğinde yapılan iyileştirmelerle günümüzde kullanılan aletler ortaya çıkmıştır (Schnaid, 2009). Bu gelişmelerden bazıları; örselenmeleri en aza indirmek için kanatların mümkün olduğunda inceltilmesi, kanatların kilin içerisindeki çakıl ve bloklardan kılıf ile korunması; ve elektrikli otomatik bir sistem ile sabit dönme hızı veren ve dijital tork ölçen düzeneklerdir (Clayton vd., 1995).

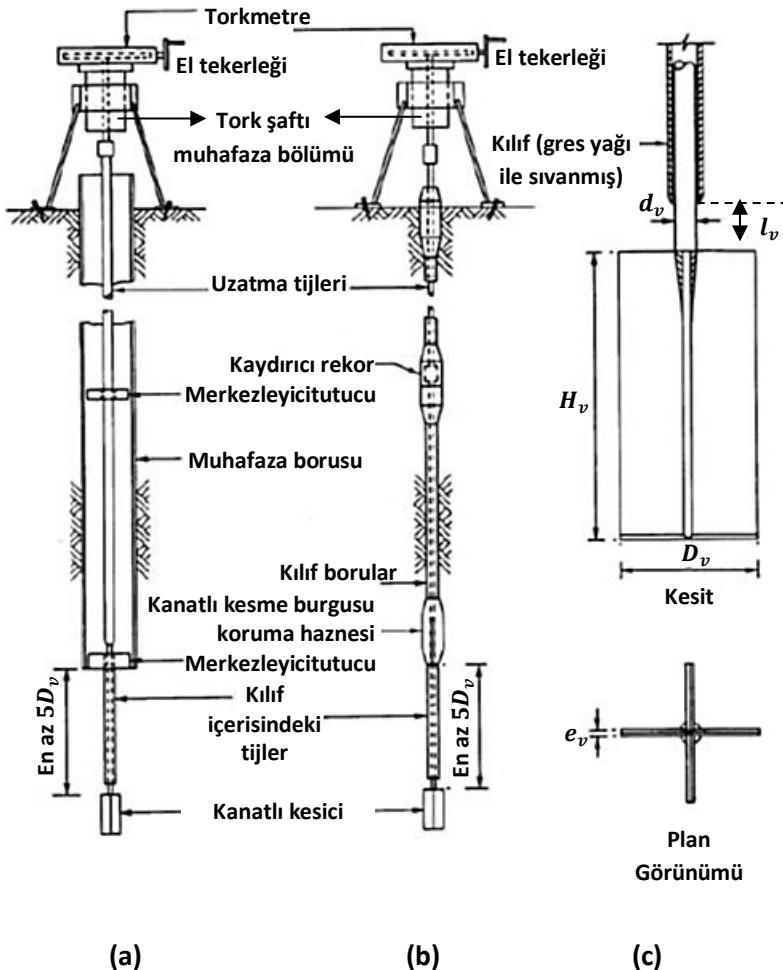
Kanatlı kesme burgusu zeminin içine iki farklı şekilde sürülebilmektedir:

- (i) **Sondaj Kuyusu Dibinden(Şek. 4.1(a)):** Muhaftaza borusu içerisinde sondaj kuyusu açıldıktan sonra, kanatlı kesici sondaj kuyusunun dibinden en az  $5D_v$ , ( $D_v$ : kanatlı kesicinin çapı) kadar aşağıya sürülmektedir. Tijlerin zeminin içerisinde kalan kısmı, tijlerin yüzeyinde sürtünme oluşmasını engellemek amacıyla kılıf ile korunmaktadır. Ayrıca, tijlerin düşeyden sapmasını sağlamak amacıyla sondaj kuyusu içinde ve kuyu dibinde merkezleyici tutucular yerleştirilmektedir.
- (ii) **Zemin Yüzeyinden(Şek. 4.1(b)):** Sondaj kuyusu açılmadan da kanatlı kesme burgusu zeminin içerisine baskı ile itilerek sürülmektedir. Bazı durumlarda kanatlı kesici rotari sondaj ekipmanına monte edilmekte, sondaj ilerlerken kanatlı kesici koruma haznesinin içine alınmaktadır. Deney derinliğine ulaşıldığındakuyu tabanından zeminin içerisine en az  $5D_v$ kadar sürülmektedir. Tijlerin tamamı, tijlerin yüzeyinde sürtünme oluşmasını engellemek amacıyla kılıf ile korunmaktadır.

Kanatlı kesme deneyi yapılırken ara derinliklerde bazen ince cidarlı tüplerle zemin örnekleri alınabilmektedir.

## **4.2. Deney Düzeneği ve Detayları**

Kanatlıkesici zeminin içerisine sürülerek, deney derinliğine gelindiğinde kanatların zeminin içerisinde dönmesi ve zemin tarafından uygulanan direncin yenilmesi amacıyla yüzeyden uygulanan torkölçülmektedir. Bu yöntem için geliştirilmiş arazi kanatlı kesme deney düzeneği Şek. 4.1'de gösterilmektedir.



**Şekil 4.1. Kanatlı kesme burgusunun (a) sondaj kuyusu dibinden sürülmek (b) sondaj kuyusu açmadan (zemini yüzeyinden) sürülmek (c) kanatlı kesicinin kesit ve plan görünümü**

Bu bölümde tariflenen deney düzeneği ve detayları aksi belirtilmemiş sürece ASTM D2573'ten alınmıştır.

Kanatlı kesici, düşey bir eksen etrafında birbirine dik dört adet çelik kanattan oluşmaktadır. Kanatlar nikel-krom veya daha ince kanatların yapılabildiği sertleştirilmiş çelik alaşımlarından imal edilebilir. Ayrıca Şek.4.2(a)'da da gösterildiği gibi kanatların uçları düz (diktörgen) veya örselenmeyi azaltmak amaçlı konik şekilde olabilir. Şekil 4.1(c)'de gösterilen kanatlı kesicinin yüksekliğinin ( $H_v$ ) çapına oranı ( $D_v$ ), ( $H_v/D_v$ ), kanatların kalınlığı ( $e_v$ ), kanatlı kesicinin üstünden tij çapının genişlediği kılıf arası düşey mesafe ( $l_v$ ), tij çapı ( $d_v$ ) ve konik ucu kanatların taban açısı ( $i_v$ ) için önerilen boyutlar Tablo 4.1'de verilmiştir.

**Tablo 4.1. Kanatlı kesici için önerilen boyutlar (ASTM D2573)**

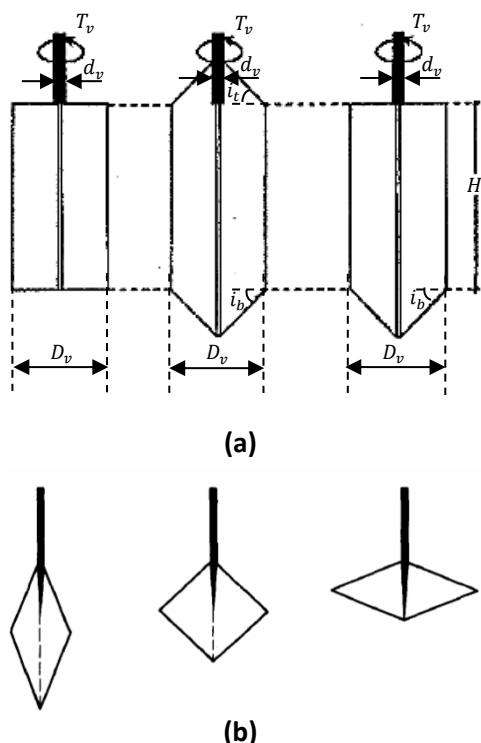
<b>Boyutlar</b>	<b>Aralıklar</b>
$D_v$	35 – 100 mm
$H_v/D_v$	1.0 – 2.5
$d_v$	12.5 – 16.5 mm (kanatlı kesici hizasında en fazla 14 mm)
$i_v$	$0^\circ$ – $45^\circ$
$e_v$	En fazla 3 mm olup ortalama 2 mm olmalıdır.
$l_v$	$5d_v$ (Kılıf var ise 150 mm)

Genelde kanatlı kesici yüksekliğinin çapına oranı ( $H_v/D_v$ ) 2.0 olan kesiciler kullanılmaktadır. Anizotropik zeminlerde hem düşeyde hem de yatayda drenajsız kayma dayanımı değerlerini elde edebilmek için farklı  $H_v/D_v$  oranlarına sahip kanatlı kesiciler de kullanılmaktadır.

Öte yandan, kanatlı kesici çapı ( $D_v$ ) en iyi tork çözünürlüğünü sağlayacak şekilde seçilmelidir. Kanatlı kesici çapı doğrudan zeminin kıvam indisi değerine göre seçilmelidir. Yumuşak zeminlerde daha büyük boyutlu kanatlı kesiciler kullanılırken, sert zeminlerde tork kapasitesini zorlamamak amacıyla küçük boyutlu kanatlar tercih edilmelidir. Drenajsız kayma dayanımının  $50 \text{ kN/m}^2$ 'yi

aşmadığı yumuşak killerde  $D_v = 65\text{mm}$ , daha sert killerde ise  $D_v = 35 - 50\text{mm}$  kanat boyutları önerilmektedir. Eğer deney sondaj kuyusu dibinden yapılıyor ise kanatlı kesicinin çapı, sondaj çapı veya varsa muhafaza borusu çapı ile sınırlıdır.

Farklı kanatlı kesici tipleri Şek.4.2'de gösterilmiştir. Şekil 4.2(b)'deki kanatlı kesiciler düşey ve yataydan farklı olarak eğimli bir yüzeydeki drenajsız kayma dayanamını bulmada kullanılan paralel kenarlı kanatlı kesicilerdir (Aas, 1967; Menzies ve Mailey, 1976).



**Şekil 4.2. (a) Düz (dikdörtgen) ve konik uçlu kanatlı kesiciler (ASTM D2573) (b) paralel kenarlı kanatlı kesiciler (Clayton vd., 1995)**

Kanatlı kesiciler için önemli bir başka ölçü de alan oranı ( $V_a$ ), yerdeğistiren zemin hacminin varsayılan silindirik yenilme yüzeyi içinde kalan zeminin hacmine oranı olarak tanımlanmaktadır (Clayton vd., 1995). Kanat

kalınlığı, tij çapı ve eklem kaynakları mümkün olduğunca ince tutularak alan oranının %12'den küçük olması sağlanmalıdır. Bu oran konik uçlu kanatlı kesicilerde %10'a kadar düşürülebilmektedir. Alan oranı ( $V_a$ ), Şek. 4.1'de gösterilen boyutlar kullanılarak Bağıntı (4.1)'den hesaplanmaktadır.

$$V_a(\%) = \frac{[8e_v(D_v - d_v) + \pi d_v^2]}{\pi D_v^2} * 100 \quad (4.1)$$

Kanatlı kesicinin çevre oranı,  $a_v$  ise;

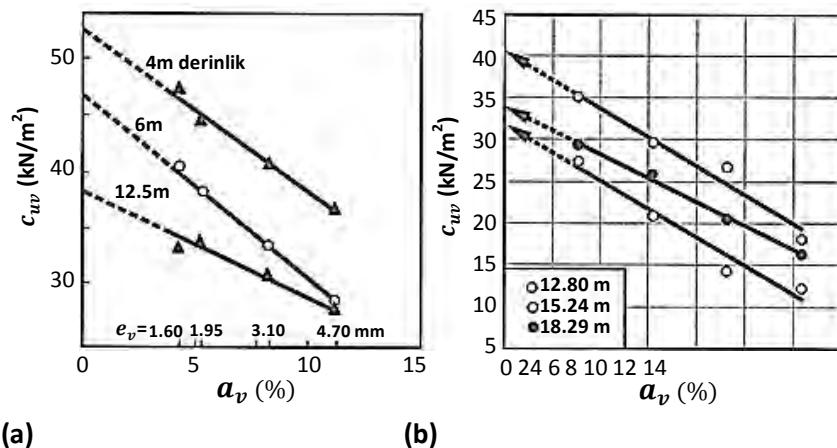
$$a_v(\%) = \frac{4e_v}{\pi D_v} * 100 \quad (4.2)$$

olarak tanımlanmıştır. Çevre oranının kayma dayanımı üzerindeki etkisi Şek.4.3(a) ve (b)'de gösterilmektedir. Zeminin örselenmemiş koşulunda gerçek kayma dayanımı,  $a_v = 0$  değerine karşıt gelip, Şek.4.3(a) ve (b)'de düşey eksen üzerinde ekstrapolasyon yöntemi ile bulunmaktadır. Bu verilerden standart 2mm kanat kalınlığının ( $a_v = 3.1\%$ ) drenajsız kayma dayanımını %10-20 daha düşük verdiği anlaşılmaktadır.

Torkmetre, kanatların dönmesi için gerekli olan torkun ölçüldüğü tijlere bağlıdır ve en üstte yer almaktadır. Torkmetrenin hassasiyeti, okunan torktan hesaplanan drenajsız kayma dayanımı değerlerinde en fazla  $\pm 1.0\text{kN/m}^2$  lik hata olacak şekilde olmalıdır. Torkmetre belirli zaman aralıklarıyla ölü ağırlıkların asılılığındaki bir makaralı tij ile kalibre edilmelidir.

Tijler, genelde 18 – 25 mm çapında ve elastik limitleri kanatlı kesicinin kapasitesinden fazla olması gereken çelik borulardır.

Kanatlı kesici koruma haznesi ve kılıf boruları, tijlerin sürülmeleri ve deney esnasında tijlerin üzerinde oluşacak sürtünmeyi azaltma amacıyla kullanılmaktadır. Boru, hazne ve tij arasında sürtünmeyi azaltıcı gres yağı bulunmaktadır. Tij üzerindeki sürtünmeler yüksüz durumda yapılan kalibrasyon esnasında ölçülmeliidir.



**Şekil 4.3.** Kanat kalınlığının pik drenajsız kayma dayanımı üzerindeki etkisi (a) La Rochelle vd. (1973) ve (b) Cerato ve Lutenegger (2004)

#### 4.3. FVT Yapım Yöntemi

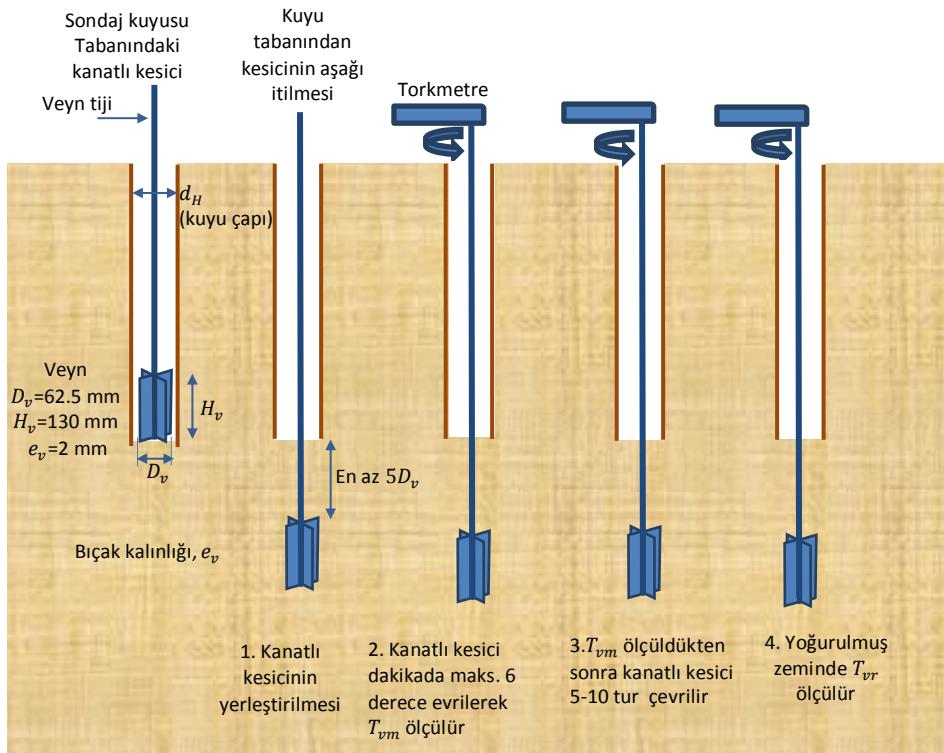
Arazi kanatlı kesme deneyi aşamaları Şek. 4.4'te gösterilmiştir. ASTM D2573'te detaylıca açıklanan deney yöntemi burada özetlenmiştir.

##### Kanatlı kesme burgusunun zeminin içerişine sürülmeleri

Bölüm 4.1'de tariflendiği gibi kanatlı kesme burgusu sondaj kuyusu dibinden veya zemin yüzeyinden itilerek zeminin içerişine sürürlür. Kanatlı kesici her iki yöntemde de örselenmemiş zeminin içerişine en az beş çap( $5D_v$ ) kadar girmelidir. Kanatlı kesme burgusunun zemin içerişine tam düşey doğrultuda ve herhangi bir tork, vibrasyon veya darbe uygulanmadan sürülmemesine dikkat edilmelidir.

Tij üzerinde oluşan sürtünmelerin ölçümü

Şekil 4.5'te farklı sürtünmelerin oluşacağı arazi kanatlı kesici burgusunun zemine sürünlüş yöntemleri gösterilmektedir.

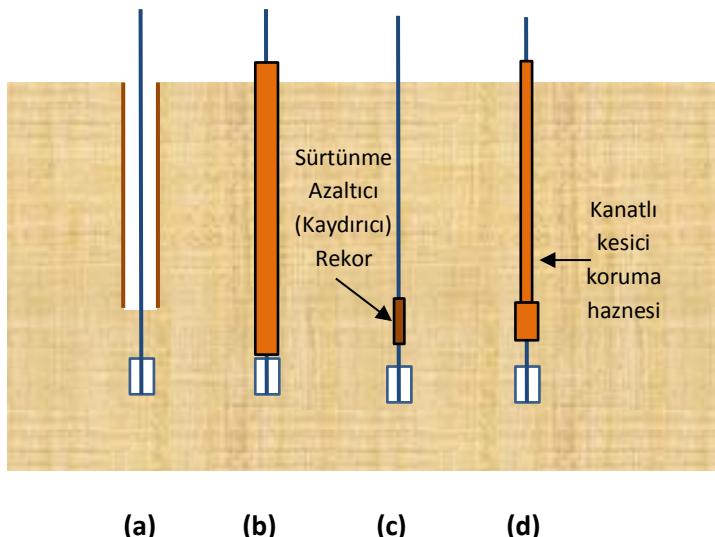


**Şekil 4.4. Arazi kanatlı kesme deney aşamaları**

Eğer tij Şek. 4.5(a)'daki gibi bir kılıf ile korunmuyorsa ve rekor yoksa, zemin-tij sürtünmesi, uçlarına kanatlı kesicinin bağlanmadığı tijler kullanılarak yapılan tork deneyleri ile, farklı deney derinlikleri için ölçülmelidir. Bu tork deneyleri her sahada en az bir set (farklı deney derinlikleri için) yapılmalıdır.

Şekil 4.5(c)'de gösterilen kaydırıcı rekorda oluşabilecek sürtünmelerden dolayı bu üniteenin altındaki tijlerinveyn döndürme hızındaki ( $6^{\circ}/\text{dk}$ ) dönüşleri ile bu üniteenin üstündeki tijlerin dönüşü aynı olmayabilir. Rekordaki sürtünmeden oluşan kayıp, deneye başlamadan önce ölçülecek kaydedilmelidir.

Eğer tork, tijleri Şek. 4.5(d)'deki gibi kanatlı kesici burgusu haznesi ve kılıf kullanılarak tamamen zeminden izole edilmişse, tij sürülmemesi ihmal edilebilir mertebelerdedir. Kanatlı kesici zeminin içerisinde koruyucu hazne ile birlikte sürülürken, deney derinliğine gelindiğinde hazneden 35 – 50 cm kadar aşağıya itilmesi gereklidir.



**Şekil 4.5. Arazi kanatlı kesicinin zemine sürülüşü: (a) sondaj kuyusu dibinden korunmamış kanatlı kesicinin sürülmesi, (b) kılıf ile korunmuş tijler ve korunmamış kanatlı kesici, (c) korunmamış tij ve kanatlı kesici ile sürütme azaltıcı (kaydırıcı) rekorun kullanımı ve (d) kılıf ile korunmuş tijler ve hazne içinde korunan kanatlı kesici (Ortigao ve Collet, 1988)**

#### Deney derinliğine geldikten sonra

Deney derinliğine geldikten sonra en fazla 5 dakika içerisinde tork uygulanarak deney başlatılmalıdır. Kanatlı kesicilere  $0.1^\circ/\text{sn}$  dönüş hızında tork uygulanır. Bu hız küçük deformasyonlarda yenilen sert killerde daha düşük, yumuşak killerde ise daha yüksek olabilir. ASTM D2573'te önerilen deney hızı aralığı  $0.05^\circ - 0.2^\circ/\text{sn}$ 'dir. Deney  $0.1^\circ/\text{sn}$  hız ile yapıldığında ortalama 2 – 5 dakika, yumuşak killerde ise 10 – 20 dakika kadar sürmektedir. Her 15 saniyede bir zemin

yüzeyindeki tij rotasyonu ile o esnадaki tork okuması ve deney süresince ölçülen en yüksek tork değeri kaydedilir. En yüksek tork( $T_{vm}$ ) değerinden pik drenajsız kayma dayanımı ( $c_{up}$ ) hesaplanmaktadır.

En yüksek tork değeri okunduktan sonra, kanatlı kesici hızlı bir şekilde en az 5–10 tur çevrilir ve bekleme yapmadan 1 dakika içerisinde zemininin yoğurulmuş (rezidüel) drenajsız kayma dayanımını ölçmek için kanatlı kesici standart deney hızında tekrar döndürülür. Bunun sonunda ölçülen tork değerinden ( $T_{vr}$ ) elde edilen yoğurulmuş drenajsız kayma dayanımı ( $c_{ur}$ ) ile gösterilir.

#### Bir sonraki deney derinliği

ASTM D2573'te bir sonraki deney derinliği ilgili mühendisin kararına bırakılmakla beraber bir öncekinden en az 0.50–0.75 m aşağıda olması gerektiği belirtilmiştir.

#### Deney sonuçlarını etkileyen faktörler

FVT sırasında yapılan hatalar veya oluşan sorunlar deney sonuçlarını etkilemektedir. Hata kaynakları ve deneyden hesaplanan drenajsız kayma dayanımı üzerindeki etkileri Tablo 4.2'de özetlenmiştir.

#### **4.4. Drenajsız Kayma Dayanımı Hesaplamaları**

Arazi kanatlı kesici deneyinde tatbik edilen torkun etkisi silindirik yenilme yüzeyinde hem yatay hem de düşey kayma düzlemleri oluşturmaktadır. Yatay kayma düzlemleri silindirin alt ve üst dairesel yüzeyleri, düşey kayma düzlemi ise silindirin çevresindeki dikdörtgen alandır.

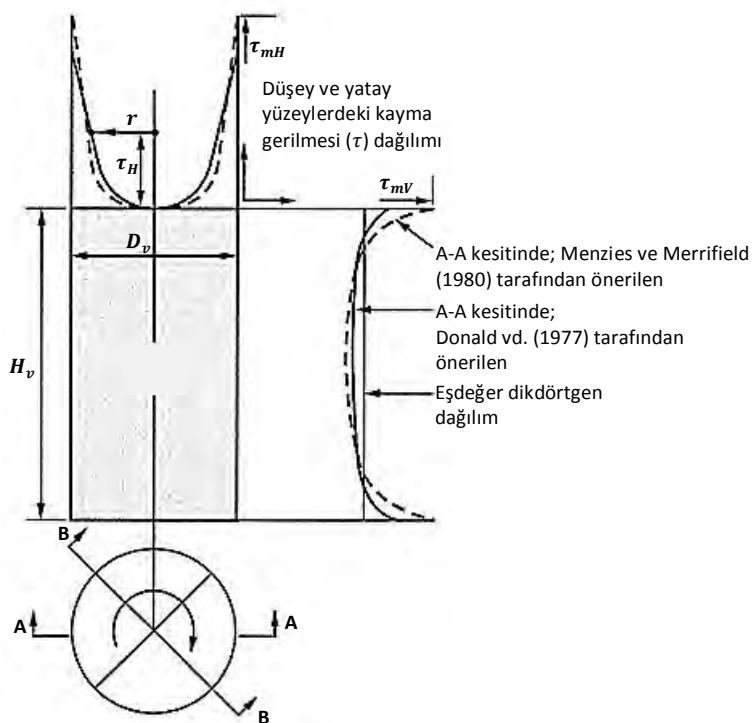
Limit denge teoremleri kullanılarak yapılan drenajsız kayma dayanımı hesaplarında, deney esnasında drenaj olmadığı, kayma düzleminde mobilize olan kayma gerilmelerinin uniform olduğu, silindirik kayma düzlemini çevreleyen zeminin izotropik ve homojen olduğu kabulleri yapılmaktadır.

**Tablo 4.2. FVT sonuçlarını etkileyen faktörler ve deney üzerindeki etkileri (Kulhawy ve Mayne, 1990)**

<b>Hata kaynakları</b>	<b>Etkileri</b>	<b>FVT'den hesaplanan drenajsız kayma dayanımı üzerindeki etkileri</b>
Torktijleri ile zemin veya muhafaza borusu/kılıf arasındaki sürtünme	Ölçülen torkun içerisinde fazladan bir direnç unsuru vardır	Artar
Doğru kalibre edilmemiş torkmetrenin kullanılması	Torkmetre yanlış tork okumaları alır	Ölçümler yaniltıcıdır
Kanatlı kesicinin çok hızlı döndürülmesi	Zemin çok hızlı yenilir	Artar
Örselenmiş zeminde deney yapmak	Zemin yapısı bozulur	Azalır
Hasar görmüş kanatlı kesici	Zemin ciddi şekilde örselenir	Pik drenajsız kayma dayanımı azalır
Deneyin yapıldığı kılın içerisindeki kum/silt mercekleri	Deney süresince drenaj oluşur	Artar
İzole çakıl/çimentolanılmış nodüller	Ölçülen torkun içerisinde fazladan bir direnç unsuru vardır	Artar

Ancak bu kabullerin ne derece geçerli olduğu araştırmacılar tarafından uzun yıllar sorgulanmış ve kayma düzlemlerindeki gerilme dağılımlarını belirlemeye yönelik nümerik ve deneyel çalışmalar yapılmıştır.

Donald vd. (1977) kayma düzlemlerindeki gerilme dağılımlarını üç boyutlu sonlu elemanlar yöntemini kullanarak araştırmıştır. Daha sonra Menzies ve Merrifield (1980) aynı konuda deneyel bir çalışma yapmışlardır. Her iki çalışma uyumlu sonuçlar vermiş ve Şek. 4.6'da gösterilen kayma gerilmeleri dağılımları elde edilmiştir.



**Şekil 4.6. Kanatlı kesmenin altında/üstünde ve çevresinde kayma gerilmesinin dağılımı (Schnaid, 2009)**

Bu çalışmaların sonuçlarını değerlendiren Wroth (1984), alt ve üst dairesel kayma düzlemlerindeki gerilme dağılımları için Bağıntı (4.3)'ü önermiştir.

$$\frac{\tau_H}{\tau_{mH}} = \left[ \frac{r}{0.5D_v} \right]^{n_v} \quad (4.3)$$

Burada;  $r$  : kanatlı kesici merkezinden olan mesafe,  $\tau_H$  : merkezden  $r$  mesafesindeki kayma gerilmesi ve  $\tau_{mH}$ : yatay kayma düzleminde  $r = R = D_v/2$  mesafedeki (silindirin dış sınırında) maksimum kayma gerilmesidir.

Yatay düzlemdeki kayma gerilmesi dağılımının üniform olması koşulunda  $n_v = 0$  olmaktadır.

Bu sınır gerilme dağılımı dikkate alındığında, yüksekliği  $H_v$ , ve yarıçapı  $R = D_v/2$  olan kanatlı kesici boyutlarında, moment denge koşulunun sağlanması için;

$$T_H = \int_0^R 2\pi r^2 \tau_H dr \quad (4.4)$$

bağıntısı geçerli olmaktadır. Burada;  $T_H$  : uygulanan torkun yatay kayma düzlemlerindeki bileşenidir. Bağıntı (4.3)'tent  $\tau_H$  değeri Bağıntı (4.4)'teyerine konulup integral işlemi yapıldığında Bağıntı (4.5) elde edilebilmektedir.

$$T_H = \frac{\pi D_v^3 \tau_{mH}}{2(n_v + 3)} \quad (4.5)$$

Wroth (1984) tarafından önerilen Bağıntı (4.5), uygulanan torkun Şek.4.6'daki gerilme dağılımı esas alınarak alt ve üst dairesel kayma düzlemlerindeki bileşenini vermektedir.

Genel olarak kayma gerilmelerinin düşey silindirik yüzey boyunca üniform olduğu kabul görmüş bir yaklaşımdır. Bu koşulda uygulanan torkun düşey bileşeni,  $T_V$ :

$$T_V = \tau D_v H_v \tau_{mV} \frac{D_v}{2} = (\pi D_v^2 H_v \tau_{mV})/2 \quad (4.6)$$

olmaktadır. Uygulanan tork değeri  $T_v$  ise yatay ve düşey bileşenlerin toplamı olacağından:

$$T_v = T_H + T_V \quad (4.7)$$

Bu analizde zeminin kayma dayanımının maksimum kayma gerilmelerinin mobilize olduğu durumdaoluştuğu dikkate alınmaktadır ( $\tau_{mH} = c_{uH}; \tau_{mV} = c_{uv}$ ; burada;  $c_{uH}$  : yatay düzlemdeki  $\text{vec}_{uv}$ : düşey düzlemdeki drenajsız kayma dayanımlarıdır). Zeminin dayanımını izotropik olmaması durumunda, bu özelliği yansıtan katsayı,  $b_v$ :

$$b_v = c_{uv}/c_{uH} \quad (4.8)$$

olarak tanımlanmaktadır. Bağıntı(4.5), (4.6) ve (4.8); Bağıntı(4.7)'de yerine yazıldığından, zemindeki izotropik olmayan dayanım özelliğini ve de yatay düzlemdeki değişik gerilme dağılımı koşullarını içeren aşağıdaki genel bağıntı elde edilmektedir:

$$c_{uH} = \frac{(n_v + 3)}{D_v + H_v b_v (n_v + 3)} \frac{2T_v}{\pi D_v^2} \quad (4.9)$$

Kanatlı kesici deneyi standart değerlendirme yöntemlerinde, yatay kayma düzleminde üniform gerilme dağılımı ( $n_v = 0$ ) ve izotropik dayanım özelliği ( $b_v = 1.0$ ) kabulleri yapılmakta olup, standart kanat boyutları  $D_v = H_v/2$ 'dir. Bu koşullarda Bağıntı (4.9);

$$c_{uv} = \frac{6T_{vm}}{7\pi D_v^3} \quad (4.10)$$

olarak yazılmaktadır. Burada;  $c_{uv}$  : drenajsız kayma dayanımı ve  $T_{vm}$ : deneyde uygulanan maksimum tork değeridir.

Kayma dayanımının izotropik olması durumunda ve Bağıntı (4.9)'da  $(n_v + 3) = \alpha^*$  olarak tanımlandığında:

$$c_{uv} = \frac{2T_{vm}}{\pi D_v^2} \frac{1}{[H_v + (D_v/a^*)]} \quad (4.11)$$

elde edilmektedir. Burada;

uniform gerilme dağılımı için:  $a^* = 3.0$

parabolik gerilme dağılımı için:  $a^* = 3.5$

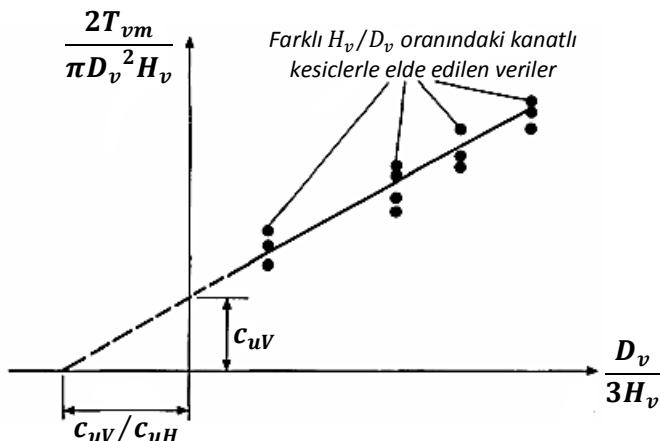
üçgen gerilme dağılımı için:  $a^* = 4.0$

olarak tanımlanmıştır (Jackson, 1969).

Aas (1967) uniform gerilme dağılımı koşulunda ( $n_v = 0$ ), zeminin izotropik olmayan kayma dayanımına sahip olması durumunda Bağıntı (4.12)'nin geçerli olacağını vurgulamıştır.

$$\frac{2}{\pi D_v^2 H_v} T_{vm} = c_{uv} + \frac{D_v}{3H_v} c_{uH} \quad (4.12)$$

Bağıntı(4.12) kullanılarak, birbirine yakın noktalarda değişik kanat  $H_v/D_v$  boyutlarına sahip kanatlı kesici deneyleri yapıldığında ve deney verileri Şek. 4.7'de gösterilenabaktanımlanankordinatlara göre çizildiğinde  $c_{uv}$  ve  $b_v = c_{uv}/c_{uH}$  değerleri elde edilebilmektedir.



**Şekil 4.7. Anizotropik kayma dayanımına sahip zeminlerde yatay/düşey drenajsız kayma dayanımı parametrelerini belirleme yöntemi (Aas, 1967)**

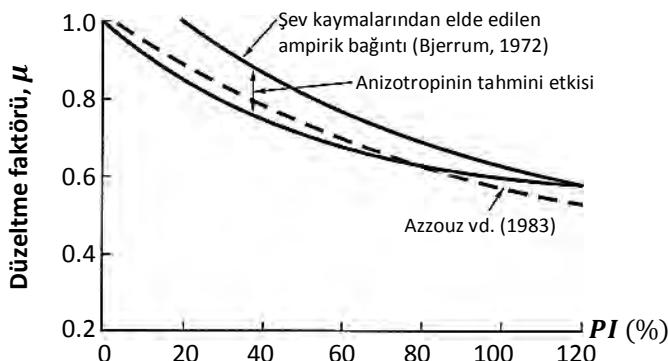
#### 4.5. Düzeltme Faktörü ( $\mu$ )

Arazi veyn deneyi ile belirlenen drenajsız kayma dayanımı değeri, zemindeki örselenmeler, anizotropik zemin davranışları, deneyde uygulanan birim deformasyon hızı ve oluşabilecek kısmi drenaj nedeniyle gerçek değerinden farklı olabilmektedir. Bu faktörlerden bazılarının etkileri diğerlerini dengelemekle birlikte, Bjerrum (1972) şev kaymalarından geri analiz yöntemi ile belirlenen gerçek drenajsız kayma dayanımlarının kanatlı kesici deneyinden elde edilen değerlerden daha küçük olduğunu ve Bağıntı (4.13)'teki düzeltme faktörünün uygulanması gerektiğini vurgulamıştır.

$$(c_u)_{saha} = \mu c_{uv} \quad (4.13)$$

Burada;  $(c_u)_{saha}$ : tasarımda kullanılması gereken gerçekdrenajsız kayma dayanımı,  $c_{uv}$  : arazi kanatlı kesici deneyinden hesaplanan drenajsız kayma dayanımı ve  $\mu$  : kilin plastisiteindisine bağlı düzeltme faktördür.

Bjerrum (1972) tarafından şev kaymalarının geri analizinden türetilen düzeltme faktörünün plastisite indis ile ilişkisi Şek. 4.8'de gösterilmektedir. Azzouz vd. (1983) sınır şartlarının etkilerini dikkate alarak ve Bjerrum tarafından rapor edilen vaka analizlerini yorumlayarak yine Şek. 4.8'de kesik çizgilerle gösterilen düzeltme faktörlerini önermiştir. Ancak Norveç killeri üzerinde sınırlı bir veri tabanından türetilen empirik bazlı bu korelasyonların diğer ülkelerdeki farklı zemin koşullarında ne derece geçerli olabileceği sorgulanmalıdır.



**Şekil 4.8. Plastisite indis - düzeltme faktörü ilişkisi (Chandler, 1988)**

#### 4.6.Aşırı Konsolidasyon Oranı ( $OCR$ ) ve Ön – Konsolidasyon Basıncı ( $P'_c$ )

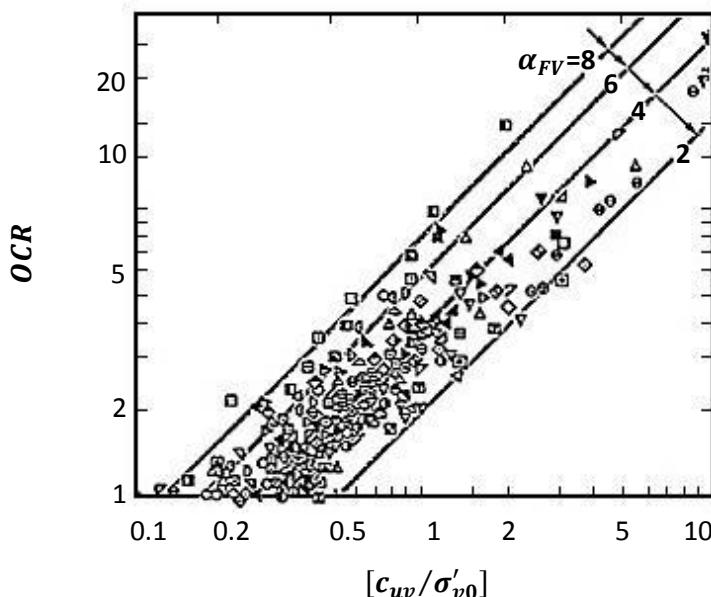
Mayne ve Mitchell (1988) zemin indeks özellikleri, konsolidasyon ve kanatlı kesici deneylerini içeren 96 ayrı sahadan aşırı konsolidasyon oranının 1 – 40 arasında değiştiği zengin bir veri tabanını değerlendirerek  $OCR$  ile kanatlı kesici deneyinden elde edilen  $c_{uv}$ arasında Bağıntı (4.14)'ü önermişlerdir.

$$OCR = 3.55(c_{uv}/\sigma'_{v0})^{0.66} \quad (4.14)$$

Bu bağıntı Şek.4.9'da gösterilmektedir. Alternatif olarak Mayne ve Mitchell (1988)  $OCR$  için Bağıntı 4.15'i önermişlerdir:

$$OCR = \alpha_{FV} [c_{uv}/\sigma'_{v0}] \quad (4.15)$$

Burada;  $\alpha_{FV}$  : yerel zemin koşulları için elde edilmesi gereken korelasyon katsayısıdır.

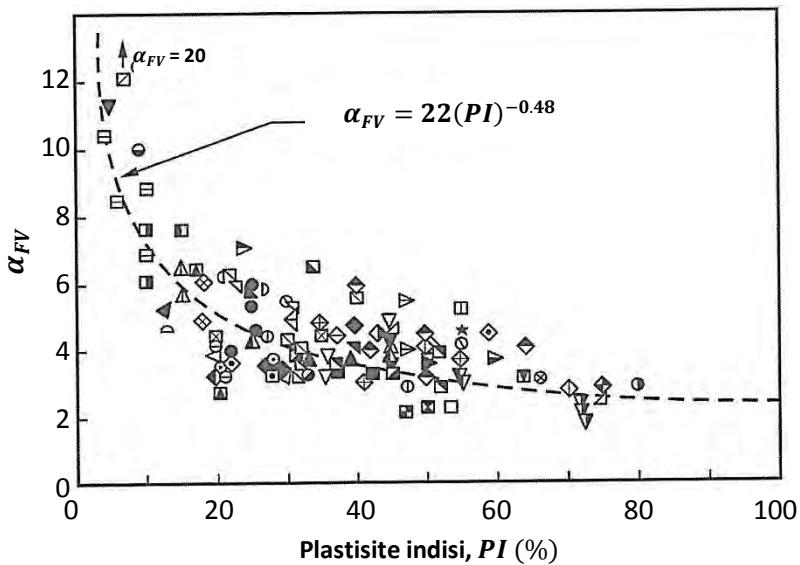


Şekil 4.9.  $[c_{uv}/\sigma'_{v0}]$  -  $OCR$  ilişkisi (Mayne ve Mitchell, 1988)

Mayne ve Mitchell (1988) bir ön yaklaşım olarak,

$$\alpha_{FV} = 22(PI)^{-0.48} \quad (4.16)$$

bağıntısını önermişlerdir (Şek.4.10).



Şekil 4.10.  $PI - \alpha_{FV}$  ilişkisi (Mayne ve Mitchell, 1988)

#### 4.7. Kaynaklar

- ASTM-D2573-08 (2008). "Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Cohesive Soil", American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- Aas, G. (1967). "Vane Tests for Investigation of Anisotropy of Undrained Shear Strength of Clays", Proc. Geot. Conf., Oslo, 1: 3 – 8.
- Azzouz A., Baleigh M.M. ve Ladd C.C. (1983). "Corrected field vane strength for embankment design" ASCE Journal of SMFD, 109 (5): 730-34.
- Bjerrum, L. (1972). "Embankments on Soft Ground", Proc. ASCE Speciality Conf. On Performance of Earth and Earth-supported Structures, Purdue University, USA, 2: 1 – 54.
- Cerato A.B. ve Lutenegger A.J. (2004). "Disturbance effect of field vane test in a varved clay" Proc. 2nd. Int. Symp. On Geotech. Site Characterization, Porto, Portugal, 1: 861-67
- Chandler, R.J. (1988). "The In-Situ Measurement of the Undrained Shear Strength of Clays Using the Field Vane", in A.F. Richards (ed.) Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies. ASTM STP 1014, ASTM, Philadelphia, 13 – 44.
- Clayton, C.R.I., Matthews, M.C. ve Simons, N.E. (1995). "Jeoteknik Saha İncelemesi (Çetin, H., Kayabali, K. ve Arman, H., Çev)" Gazi Kitabevi, Ankara (2005).
- Donald I., Jordan D.U., Parker R.J. ve Teh C.T. (1977). "The vane test – a critical appraisal" Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, 1: 81-88.
- Jackson, A.B. (1969). "Undrained shear strength of a marine sediment" Monash University.

Kulhawy, F. H. ve Mayne, P. W. (1990). "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design", EL-6800 Project 1493-6 Final Report, Electric Power Research Institute (EPRI), New York.

La Rochelle, P., Roy, M. ve Tavenas, F. (1973). "Field Measurements of Cohesion in Champlain Clays", Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Moscow, 1.1: 229 – 236

Mayne, P.W. ve Mitchell, J.K. (1988). "Profiling of Overconsolidation Ratio in Clays by Field Vane", Canadian Geotechnical Journal, 25(1): 150 – 157.

Menzies, B.K. ve Mailey, L.K. (1976). "Some Measurements of Strength Anisotropy in Soft Clays Using Diamond Shaped Shear Vanes", Geotechnique, 26(3): 535 – 538.

Menzies B.K. ve Merrifield C.M. (1980). "Measurement of Shear Distribution at the Edges of Shear Vane Blade" Geotechnique, 30 (3): 314-18.

Ortigao, J.A.R. ve Collet, H.B. (1988). "Errors Caused by Friction in Field Vane Tests", in A.F. Richards (ed.) Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies. ASTM STP 1014, ASTM, Philadelphia, 104 – 116.

Schnaid F. (2009). "In Situ Testing in Geomechanics" Taylor & Francis, London and New York.

Wroth, C.P. (1984). "The Interpretation of In-Situ Tests", Geotechnique, 34(4): 449 – 489.

## **Bölüm 5**

### **DİLATOMETRE DENEYİ (DMT)**

#### **5.1. Giriş**

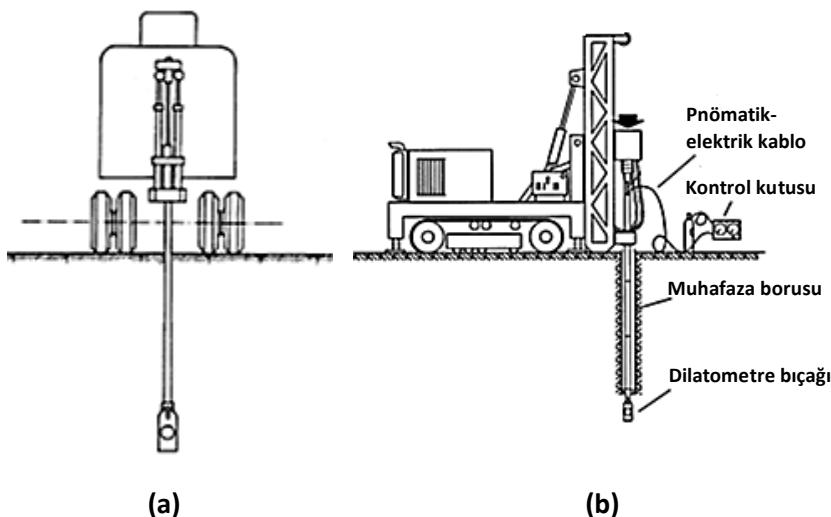
Dilatometre deneyi (DMT) Marchetti (1975) tarafından geliştirilmiş ve özellikle ABD'de kullanımı 1979'dan itibaren yaygınlaşmış olan; zemin profili, zeminin kayma dayanımı, sıkışabilirlik, önyükleme durumu ve boşluk suyu basıncı hakkında bilgi veren bir arazi deneyidir. Deneyde, Marchetti (1975) tarafından tariflenen özel yassı bıçağın zemin içerisine sürülmesi veya çakılması sırasında gelişen penetrasyon direnci ile farklı derinliklerde bıçağın bir yüzeyine ilişirilmiş paslanmaz çelik membranın (diyafram) yaklaşık 1 mm kadar şişirme-indirme döngüsü için gerekli olan basınç ölçülür. Sondaj ceperine  $20 \text{ MN/m}^2$ 'ye kadar basınç uygulanabilmektedir (Clayton vd., 1995).

Marchetti (2001), SPT ve CPT'nin zemin yenilme özelliklerini belirlemede, yumuşak/sert tabakaları ayırmada hızlı ve etkili deneyler olduğunu; ancak birçok araştırmacının (Schmertmann, 1986a; Leonards ve Frost, 1988; Woodward ve McIntosh, 1993; Massarch, 1994; Failmezger vd., 1999; Pelnik vd., 1999) da vurguladığı üzere oturma tahminlerinde yeterli olmadığını belirtmiştir. Terzaghi ve Peck (1967) ve Jamiolkowski vd. (1988) bunun en önemli sebeplerinden birinin zeminin önyükleme durumu hakkında bu deneylerden yeterli bilginin edinilememesi olduğunu belirtmiştir.

Deneyin hızlı ve ekonomik bir arazi deneyi olmasından, önyükleme durumu hakkında fikir vermesinden ve bir çeşit "mini-yükleme deneyi" olmasından dolayı, DMT'nin birçok çalışmada da gözlemlendiği gibi, oturma tahminlerinde diğer arazi deneylerine göre daha iyi sonuç vermektedir (Marchetti vd., 2001).

Dilatometre bıçağı zemine üç farklı şekilde sürülebilmektedir:

- (i) **CPT'ye benzer şekilde penetrasyon ile (Şek. 5.1a):** Genel olarak uygulamada dilatometre bıçağı kuyu açmaya gerek duyulmadan CPT'de kullanılan hidrolik düzenek ile zeminin içerisine rahatlıkla sürürlür (yarı-statik itme). Böylelikle, sondaj kuyusu açma esnasında oluşan örselenmelerden etkilenilmeyerek daha doğru veriler alınabilmektedir.
- (ii) **Sondaj kuyusu açılarak (Şek. 5.1b):** SPT-N değeri 35-40'tan büyük olan zeminlerde bıçağa zarar vermemek için kuyu açmak zorunda kalınabilir, dilatometre kuyu dibinden zemin içerisine sürürlür.
- (iii) **SPT'ye benzer şekilde şahmerdan ile:** Kuyu açılır ve kuyu dibinden SPT şahmerdanı kullanılarak dilatometre bıçağı zemin içerisine sürürlür veya çakılır. Gevşek kum ve hassas killer haricinde oluşan örselenmeler kabul edilebilir nitelikte olsa da bu yöntem önerilmemektedir (Marchetti ve Monaco, 2001).



**Şekil 5.1. (a) Penetrasyon ile (b) sondaj kuyusu açılarak dilatometre bıçağının zemin içine sürülməsi (Marchetti ve Monaco, 2001)**

Dilatometre deneyi genel olarak dilatometre bıçağının kırılmaması / bükülmemesi ve çelik diyaframın aşırı deform olmaması koşuluyla her tip zemin içerisinde uygulanabilmektedir. Önceki çalışmalar, DMT'nin kum, silt, kil ve organik kil tipi zeminlerde diğer zemin türlerine göre çok daha iyi sonuç verdiği göstermektedir. Çakıl ve daha iri daneli zeminlerde uygulanması durumunda ek olarak başka deneylerin yapılması tavsiye edilmektedir. Dane çapı, diyafram çapı olan 60 mm'yi geçen iri çakılı-bloklu zeminlerde uygulanamamaktadır. Öte yandan dilatometre deneyi, ilerlemenin göreceli olarak daha zor olduğu aşırı konsolide killerde de kullanımı yaygınlaşmaktadır.

Dilatometre deneyinin avantajları ve dezavantajları Tablo 5.1'de özetlenmiştir (Kulhawy ve Mayne, 1990).

**Tablo 5.1. DMT'nin avantajları ve dezavantajları**

<b>Avantajlar</b>	<b>Dezavantajlar</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Basit, hızlı ve ekonomik bir arazi deneyidir.</li> <li>- Birçok zemin tipinde uygulanabilir</li> <li>- Yassı bıçak sayesinde deney esnasında, diğer penetrasyon deneylerine nazaran kayma ve hacimsel birim deformasyon, dolayısıyla örselenme daha azdır.</li> <li>- Deney sonuçlarından birçok zemin parametresi tahmin edilebilmektedir.</li> <li>- Yatay gerilme ve aşırı konsolidasyon oranı (<i>OCR</i>) hakkında bilgi verebilen nadir arazi deneylerinden biridir.</li> <li>- Derinlik boyunca sürekli veri elde edilebilmektedir.</li> <li>- Aynı deney tekrarlandığında sonuçlardaki sapma %10 civarındadır.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Diğer arazi deneylerine göre daha yeni bir deney olduğundan saha deneyimi azdır. Dolayısıyla zemin parametreleri için önerilen bağıntıların gerçekçiliği belirsizdir.</li> <li>- Birçok sondaj şirketinde dilatometre cihazı ve deney düzeneği bulunmamaktadır.</li> <li>- Çok sıkı veya çimentolanmış zeminler ile çakıl veya daha iri daneli zeminlerde kullanımı sınırlıdır.</li> <li>- Deney sırasında zeminden örnek alınamamaktadır.</li> <li>- Sağlam zeminlerde penetrasyon derinliği bıçak ve diyaframın dayanımına bağlıdır.*</li> <li>- Dilatometre bıçağının zemini bir miktar örselemesi mümkündür.*</li> </ul>

\*:US DOT-Briaud ve Miran, 1992

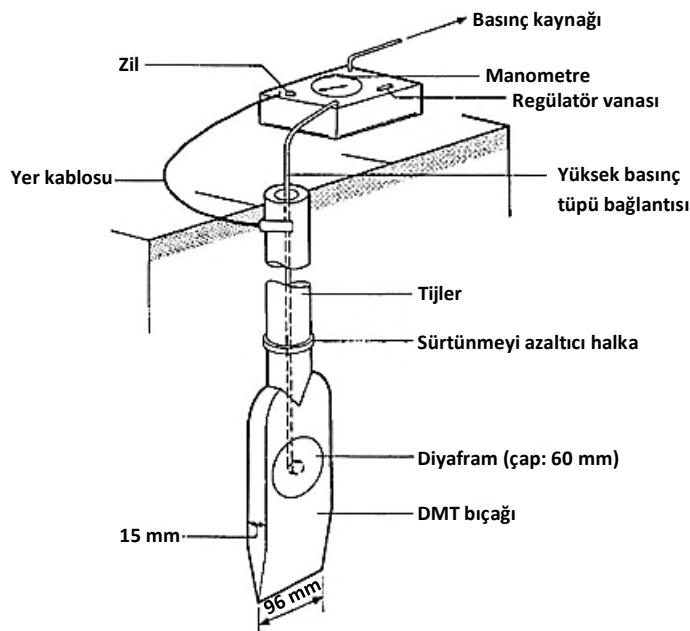
## 5.2. Dilatometre Deney Düzeneği

Dilatometre deney düzeneği (i) dilatometre bıçağı, (ii) tij ve (iii) kontrol ünitesi (iv) basınç kaynağı: gaz (genelde kuru azot gazı) ünitesinden oluşmaktadır. Dilatometre deney sistemi şematik olarak Şek.5.2'de gösterilmiş olup sistemi oluşturan üniteler Şek. 5.3'te gösterilmektedir. Dilatometre bıçağı (Şek.5.3a, No:1) Marchetti (1980)'nin tanımladığına uygun olarak 96 mm (95 – 97 mm) eninde, 15 mm (13.8 – 15 mm) kalınlığında ve 220 mm uzunlığında; 12-16° açılı üçgen uçlu özel bir parcadır. Dilatometre bıçağının ince ve sivri olması deney öncesinde zeminin örselenmesini en aza indirmektedir.

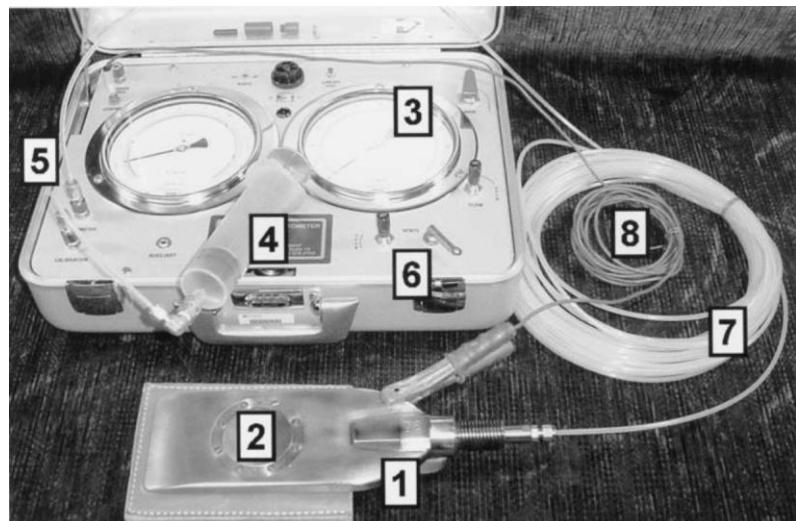
Bıçak, pnömatik-elektrikli bir kablo (Şek.5.3a, No:7) ile kontrol ünitesine bağlanır. Kontrol ünitesinde ise basınç okumalarının alındığı düşük ve yüksek hassas okuma alınabilen iki adet Bourdon manometresi (Şek.5.3a, No:3); gaz vanaları ile basınç boşaltma bacası (Şek.5.3a, No:6) ve kablo bağlantıları (Şek.5.3a, No:5) bulunmaktadır.

Dilatometre bıçağının bir yüzeyinde şişirme-indirme döngüsü ile hareketine bağlı olarak ölçüm alınan esnek 60 mm çapındaki paslanmaz çelik diyafram(Şek.5.3a, No:2) bulunmaktadır. Şekil 5.4'te gösterildiği gibi diyaframın arkasında yay bulunmakta ve bu yaya bağlı elektrikli sensörler ile diyaframın iki farklı pozisyonu kontrol ünitesine sesli olarak iletilmektedir. Bu pozisyonlar aşağıda belirtilmiştir:

- (a) Diyaframın merkezinin desteğini kaybetmesi ve yatay yönde zemin içine doğru 0.05 ( $\pm 0.02$ ) mm kadar hareket etmesi
- (b) Diyaframın merkezinin destekten itibaren yatay yönde 1.10 ( $\pm 0.03$ ) mm hareket etmesi



Şekil 5.2. Marchetti dilatometresi deney düzeneği (Clayton vd.,1995)



(a)

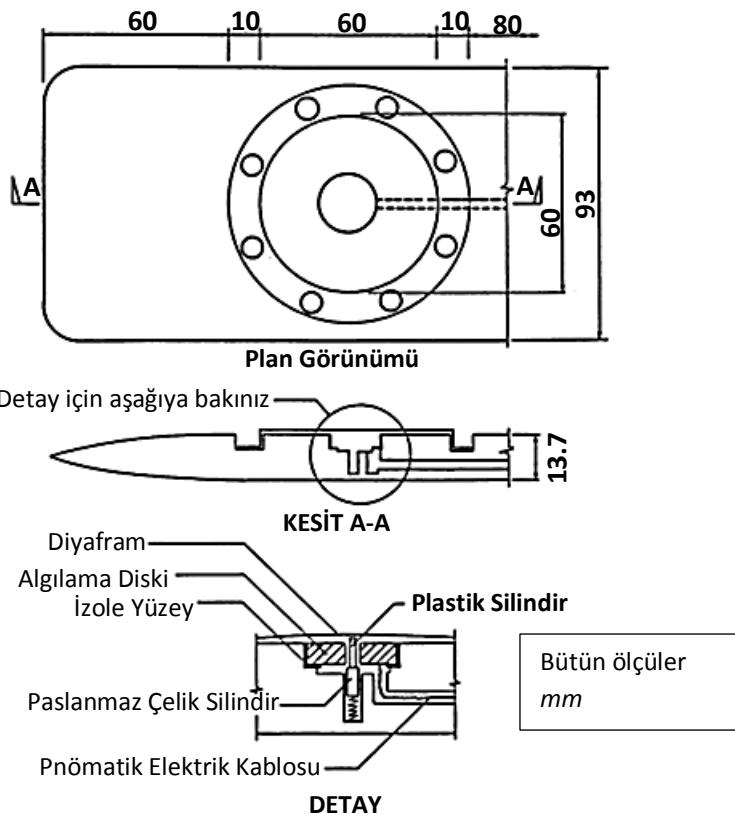


(b)



(c)

**Şekil 5.3. (a) Dilatometre deneyi üniteleri (ASTM D6635) (b) ve (c)  
dilatometre bıçağı (Marchetti ve Monaco, 2001)**



**Şekil 5.4. DMT diyaframı detayları (Tsang, 1987)**

### 5.3. DMT Yapım Yöntemi

Dilatometre deneyi aşamaları Şek.5.5'te gösterilmiştir. Deney yöntemi ilk olarak Marchetti (1980) tarafından geliştirilmiş, Schmertmann (1986b) tarafından bazı detayları değiştirilmiş ve bu hali ile ASTM D6635'te deney yöntemi olarak standartlaşmıştır. Standart deney yöntemi aşağıda özetlenmektedir:

### Pnömatik-elektrik kablonun kontrolü

Basınç kaynağı ve pnömatik-elektrik kablo kontrol ünitesine bağlanır. Kablonun diğer ucu bir prize bağlanır. Kontrol ünitesinden  $4000 - 6000 \text{ kN/m}^2$  kadar basınç uygulanır ve basınç kontrol vanası kapatılarak, basınç değerinde düşme olup olmadığı kontrol edilir.  $100 (\text{kN/m}^2)/\text{dk}$  veya daha az basınç kayıplarının deney sonuçlarını fazla etkilemeyeceği kabul edilmektedir. Ayrıca kablonun elektrik akımını iletip iletmediği kontrol edilmelidir.

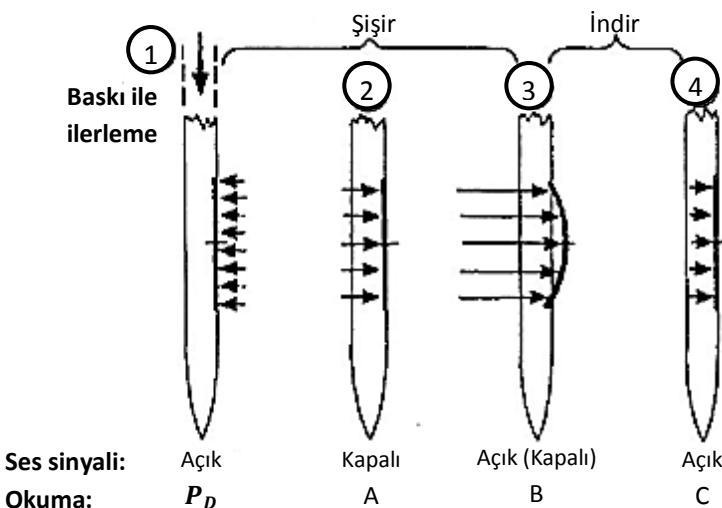
### Diyaframın kalibrasyonu

Öncelikle diyaframın, eğer yeniyse, deneyden önce en az 20-25 defa tekrarlı döngüler halinde kalibre edilmesi gereklidir (Campanella ve Robertson, 1991). Değilse de mutlaka her deneyden önce ve sonra açık havada kalibre edilmesi gereklidir. Kalibrasyon işlemleri için sadece 5 dakika yeterli olup kalibre edilmemiş bir diyafram ile yapılan deneyden elde edilen sonuçların yaniltıcı olduğu dikkate alınmalıdır.

Kalibrasyon işlemi kalibrasyon şırıngası (Şek.5.3a, No:4) kullanılarak yapılır. Kalibrasyon sırasında elektrikli sensörün Bölüm 5.2'de bahsedilen diyaframın iki farklı pozisyon'a geldiğinde sesi iletip iletmediği kontrol edilmelidir.

Kalibrasyon, diyaframın zemin yönünde  $0.05 \text{ mm}$  deplasman yaptığı konumdaki "A" basıncı ile diyaframın zemin yönünde  $1.1 \text{ mm}$  deplasman yaptığı konumdaki "B" basınç değerlerinin düzeltmesini; diğer bir deyişle ( $\Delta A$ ) ve ( $\Delta B$ ) düzeltme basınçlarının belirlenmesi işlemini kapsamaktadır. Bu düzeltmeler diyafram rıjitliğinin dikkate alınması için gereklidir. Burada;  $\Delta A$ : Açık havada diyafram merkezinin  $0.05 \text{ mm}$  şişirilmesi için gerekli basınçtır. Bu basıncın  $\Delta A = 5 - 30 \text{ kN/m}^2$  aralığında olması gereklidir.  $\Delta B$ : Yine açık havada diyafram merkezinin  $1.1 \text{ mm}$  şişirilmesi için gerekli basınç değeridir. Bu değerin  $5 - 80 \text{ kN/m}^2$  aralığında olması gereklidir.

Ayrıca bu basınçların  $\Delta A + \Delta B \leq 25 \text{ kN/m}^2$  şartını sağlaması gereklidir.



**Şekil 5.5. Dilatometre deneyi aşamaları (Clayton vd., 1995)**

#### Dilatometre bıçağının zemine sürülmesi

**Şekil 5.5 Aşama 1:** Dilatometre bıçağı hidrolik baskıyla itme yöntemi ile 10-30 mm/sn hızda, çakma yöntemi ile 100 – 150 mm'de bir vuruş sayısı kaydedilerek sürülmelidir. Dilatometre bıçağı düşey eksenden en fazla yatayda 2 mm sapma hatası ile zemine sürürlür. Bıçağın zemin içerisinde sürülmemesi sırasında diyaframın geri çekili halde bulunması, elektrik sensöründen gönderilen sinyal yardımıyla kontrol edilmelidir. Bıçağın deney derinliğine ulaşmasından hemen önce son 10 mm'lik penetrasyon esnasındaki kuvvet cinsinden penetrasyon direnci ( $P_D$ ) tij üzerinde ya da kontrol ünitesine yerleştirilmiş yük hücresi ile ölçülür. Ayrıca bazı dilatometre bıçaklarına bağlı piyezometre ile bıçak zemin içerisinde sürüldürken oluşan dinamik boşluk suyu basınçları da ölçülebilmektedir.

#### Deney derinliğine ulaşılmasından sonra

**Şekil 5.5 Aşama 2:** Deney derinliğine ulaşılmasından sonra 15 sn içinde penetrasyon için uygulanan tijler üzerindeki yük kaldırılır. Kontrol ünitesi

üzerinden tahliye vanası kapatılır, regülatör vanası açılarak diyaframa basınç verilmeye başlanır. Diyafram merkezinin yatay yönde zemin içine doğru  $0.05 (\pm 0.02)$  mm kadar şişmesi için gerekli olan basınç "A" olarak kaydedilir. Diyaframın bu pozisyonuna gelmesi, sensörden gelen sinyalin kesilmesi ile anlaşılır.

*Şekil 5.5 Aşama 3:* Gaz basıncı arttırılmaya devam edilerek, diyafram merkezinin diyafram desteğiinden yatay yönde zemin içine doğru  $1.10 (\pm 0.03)$  mm kadar şişmesi için gerekli olan basınç "B" olarak kaydedilir. Diyaframın bu pozisyonuna gelmesi, sensörden gelen sinyal ile anlaşılır. "A" basıncı ile "B" basıncı arasındaki fark her zaman " $\Delta A + \Delta B$ " 'den fazla olmalıdır.

*Şekil 5.5 Aşama 4:* Son olarak, diyafram Aşama 2'de tariflenen pozisyonuna döndürmeye kadar basınç kontrollü olarak azaltılır. Bu aşamadaki basınç da "C" olarak kaydedilir. Bu basınç yaklaşık olarak, ince daneli zeminler ve killer içinde yer alan kum bantlarındaki boşluk suyu basıncına ( $u_0$ ) eşittir. Ancak az geçirgen zemin türlerinde ölçülen "C" basıncı boşluk suyu basıncından ( $u_0$ ) fazladır.

Deney aşamaları yaklaşık olarak 15-30 sn sürmektedir. Bu süre sert zeminlerde daha kısa, yumuşak zeminlerde daha uzun olup her deney yaklaşık olarak 2 dk süre almaktadır.

Bıçak bir sonraki deney derinliğine kadar sürülerek yukarıda tariflenen aşamalar tekrarlanır. Ardaşık iki deney derinliği arasındaki mesafe  $150 - 300$  mm arasındadır.

#### *Deney sonuçlarını etkileyen faktörler*

DMT sırasında yapılan hatalar veya oluşan sorunlar deney sonuçlarını etkilemektedir. Hataya neden olan faktörler ve deney sonuçları üzerindeki etkileri Tablo 5.2'de özetlenmiştir.

**Tablo 5.2. DMT sonuçlarını etkileyen faktörler ve etkileri (Kulhawy ve Mayne, 1990)**

Faktörler	DMT sonuçları üzerindeki etkileri
Bağlantılarda sızma	Az – çok önemli
Diyaframın aşırı deform olması	Orta – çok önemli
Deforme olmuş tijler	Az – orta önemli
Bıçağın hasar görmesi	Az – çok önemli
Zayıf elektrik akımı	Çok önemli
Dilatometrenin düşey eksenden saparak açılı olarak sürülmesi	Az – orta önemli
Deney hızı	Az – orta önemli
Penetrasyon yöntemi	Az – çok önemli
Tij sürtünmesi	Az önemli (uç direnci ölçümü hariç)
Kalibrasyon hatası	Az – orta önemli
Deney derinliğine sürülmesinin ardından deneye başlamadan önce 15 sn'den fazla beklemek	Siltli zeminlerde çok önemli
Dilatometre bıçağı kalınlığı değişimine (12 – 20 mm) ve şişme deformasyonu değişimine (0.80 – 1.20 mm) hassasiyeti*	Az önemli

\*Marchetti (1980) bu değişkenlerin dilatometre indislerini %10-20 kadar değiştirdiğini ve bunun önemli bir değişim olmadığı belirtilmiştir.

#### 5.4. Dilatometre Deneyinden Elde Edilen Veriler ve DMT İndislerinin Hesaplanması

Aşama 1'de, ölçülen penetrasyon kuvveti ( $P_D$ ) Bağıntı (5.1)'de verildiği gibi dilatometre plan alanına bölünerek yarı statik dilatometre penetrasyon direnci ( $q_D$ ) elde edilir.

$$q_D = \frac{P_D}{A_D} \quad (5.1)$$

Burada;  $A_D$ : dilatometre kesit alanı olup  $9.5\text{cm} \times 1.4\text{ cm} = 13.3\text{ cm}^2$ ye eşittir. Konik penetrasyon deneyindeki (CPT) plan alanının  $10\text{ cm}^2$ ye eşit olduğu düşünülürse,  $q_D$  değerinin yaklaşık olarak  $q_c$  değerine eşit olduğu kabul edilebilir ( $q_D \approx (1.1 \mp 0.1)q_c$ ; ASTM D6635).

Deney esnasında ölçülen basınçlar Bağıntı (5.2) – (5.5) kullanılarak düzelttilir:

$$p_0 = 1.05(A - z_m + \Delta A) - 0.05(B - z_m - \Delta B) \quad (5.2)$$

$$p_1 = B - z_m - \Delta B \quad (5.3)$$

$$p_2 = 1.05(C - z_m + \Delta A) - 0.05(B - z_m - \Delta B) \quad (5.4)$$

$$\Delta p = p_1 - p_0 \quad (5.5)$$

Burada;

$z_m$ : manometrede atmosferik basınçlarındaki okuma (sıfır hatası)

$p_0$ : 0.00 mm şişme durumundaki diyafram üzerindeki düzeltilmiş toplam basınç

$p_1$ : 1.10 mm şişme durumundaki diyafram üzerindeki düzeltilmiş toplam basınç

$\Delta p$ : diyaframın merkezden net olarak mevcut zeminin içerisinde 1.10 mm kadar şışmesi için gerekli olan basınç

$u_0$ : diyaframın merkezinin olduğu seviyedeki dilatometre bacağıının zemine sürülmüşinden önceki hidrostatik basınç

$\Delta u$ : deney esnasında oluşan artık boşluk suyu basıncı

$p_2$ : diyaframın şışmeden sonra 2. Aşamadaki konumuna döndüğü durumdaki düzeltilmiş basınçtır. “ $p_2$ ” basıncı granüler zeminler ve killer içindeki kum bantları için denge durumundaki boşluk suyu basıncına ( $u_0$ ); yumuşak killerde ise penetrasyon esnasındaki toplam boşluk suyu basıncına ( $u_0 + \Delta u$ ) eşit olup sert killerde boşluk suyu basıncı ile ilintili değildir (Campanella ve Robertson, 1991).

Yukarıdaki bağıntılardan elde edilen düzeltilmiş basınçlar kullanılarak aşağıda tanımlanan DMT parametreleri hesaplanır:

**(i) Dilatometre Materyal İndisi,  $I_D$ :** Bu indis, Bağıntı (5.6)'da verildiği üzere yatay yönde zemin rijitliğinin zemin gerilmesine oranı olarak tanımlanmış olup (Marchetti, 1980) zeminin rijitliğine, geçirgenliğine ve boşluk suyu oluşumuna bağlı olarak değişen, dolayısıyla zemin türününtanımlaması için kullanılan bir parametredir.

$$I_D = \frac{\Delta p}{(p_0 - u_0)} = \frac{(p_1 - p_0)}{(p_0 - u_0)} \quad (5.6)$$

Herhangi bir ölçüm yoksa  $u_0$  mevcut su tablası altındaki hidrostatik basınç olarak da alınabilir.

**(ii) Yatay Gerilme İndisi,  $K_D$ :** Efektif yatay gerilmenin, efektif düşey gerilmeye oranıdır. Yatay gerilme indisinin ( $K_D$ ), sükunetteki yanaltoprak basıncı katsayısından ( $K_0$ ) farkı dilatometre bıçağının penetrasyonunun etkisidir. Diğer bir deyişle  $K_D$ ,  $K_0$  değerinin DMT bıçağının penetrasyonu ile büyütülmüş hali olarak algılanmalıdır. Yatay gerilme indisini Bağıntı (5.7)'den hesaplanmaktadır. Bu indis kullanılarak zeminin  $K_0$ , örtü yükü altındaki yatay gerilmesi ( $\sigma_h$ ), ön konsolidasyon basıncı ( $P'_c$ ), aşırı konsolidasyon oranı ( $OCR$ ) ve drenajsız kayma dayanımı ( $c_u$ ) yaklaşık değerleri elde edilmektedir.

$$K_D = \frac{(p_0 - u_0)}{\sigma'_{v0}} \quad (5.7)$$

Burada;  $\sigma'_{v0}$  : diyaframın merkezinin olduğu seviyedeki dilatometre bıçağının zemine sürülmüşinden önce düşey efektif örtü yükü gerilmesidir.

Marchetti (1980),  $K_D$  indisinin normal konsolidekilerde derinlik boyunca sabit olduğunu ve genelde 1.8 ila 2.3 değer aralığında bir değer aldığı, aşırı konsolide killerde ise derinlik boyunca azaldığını belirtmiştir. Dolayısıyla,  $K_D$

indisinin derinlik boyuncaki değişimi zeminin önyükleme durumu hakkında fikir verebilmektedir.

**(iii) Dilatometre ElastisiteModülü,  $E_D$ :** Lineer elastik teoriye dayanan dilatometre modülüdür. Bu modül kullanılarak odometrik deformasyon ve Young modülleri tahmin edilebilmektedir. Dilatometre elastisite modülü Bağıntı (5.8) kullanılarak hesaplanmaktadır.

$$E_D = \frac{E_s}{1 - \nu^2} = 34.7\Delta p \quad (5.8)$$

Burada;  $E_s$ : zemin elastik deformasyon (Young) modülü ve  $\nu$ : zemin Poisson oranıdır.

ASTM D6635'te  $E_D$  değerinin yaklaşık olarak üç eksenli basınç deneyinde ulaşılan yenilme basıncının %25'ine karşı gelen sekant deformasyon modülüne ( $E_{25}$ ) eş değer olduğu belirtilmiştir.

**(iv) Boşluk Suyu Basıncı İndisi,  $U_0$ :** Diyaframın şişmesi sonucunda oluşan normalize edilmiş boşluk suyu basıncıdır ve Bağıntı (5.9) kullanılarak hesaplanmaktadır.

$$U_0 = \frac{(p_2 - p_0)}{(p_0 - u_0)} \quad (5.9)$$

## 5.5. DMT – Zemin Parametreleri Korelasyonları

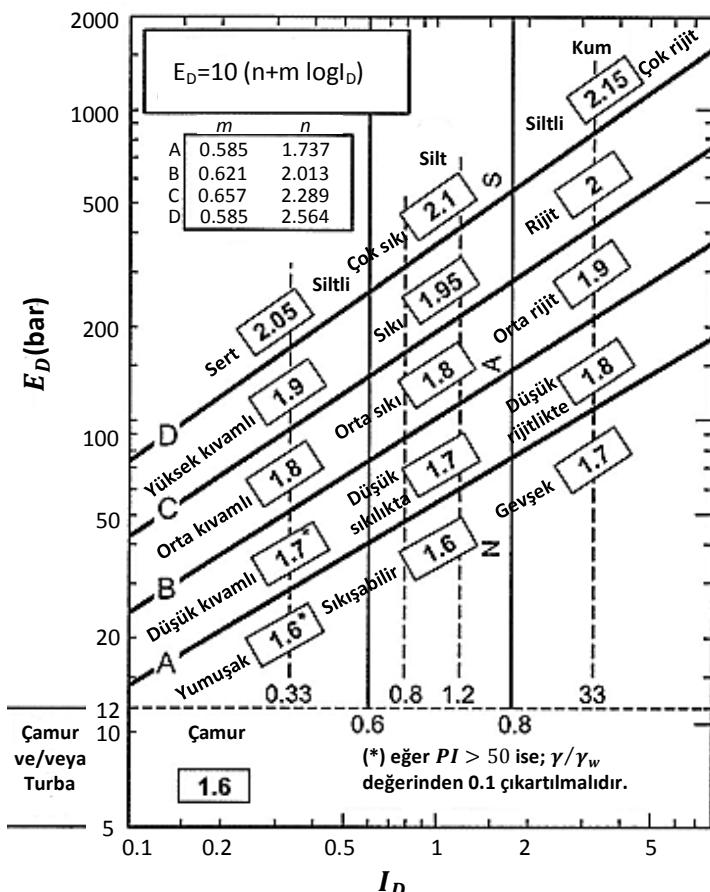
### 5.5.1. Zemin Sınıflandırması

Bölüm 5.4'te belirtildiği gibi zemin sınıflandırmasında  $I_D$  indisi kullanılmaktadır. Marchetti (1980) genel olarak,  $I_D < 0.6$  olan zeminlerin killi,  $0.6 < I_D < 1.8$  olan zeminlerin siltli ve  $I_D > 1.8$  olan zeminlerin ise kumlu zeminler olduğunu belirtmiştir. Genelde, önyükleme durumundan bağımsız olarak zemin içerisindeki ince dane oranı azaldıkça,  $I_D$  artmaktadır. Tablo 5.3'te Marchetti (1980) tarafından önerilen  $I_D$  değerlerine göre zemin sınıflandırması verilmiştir.

**Tablo 5.3.  $I_D$  değerleri ile zemin sınıflandırması (Marchetti, 1980)**

Zemin Türü	KİL		SİLT			KUM	
	Kil	Siltli Kil	Killi Silt	Silt	Kumlu Silt	Siltli Kum	Kum
$I_D$ değerleri	0.10	0.35	0.6	0.9	1.2	1.8	3.3

Marchetti ve Crapps (1981),  $I_D$  ve  $E_D$  değerlerine bağlı olarak Şek. 5.6'da gösterilen daha detaylı bir zemin sınıflandırma abağı önermiştir. Bu abakta kutu içerisinde yazan değerler zeminin yaklaşık toplam birim hacim ağırlığının suyun birim hacim ağırlığına oranıdır.

**Şekil 5.6.  $I_D$  ve  $E_D$  değerlerine bağlı olarak zemin türü ve birim hacim ağırlığı belirlenmesi (Marchetti ve Crapps, 1981)**

### 5.5.2. Kohezyonlu Zeminler

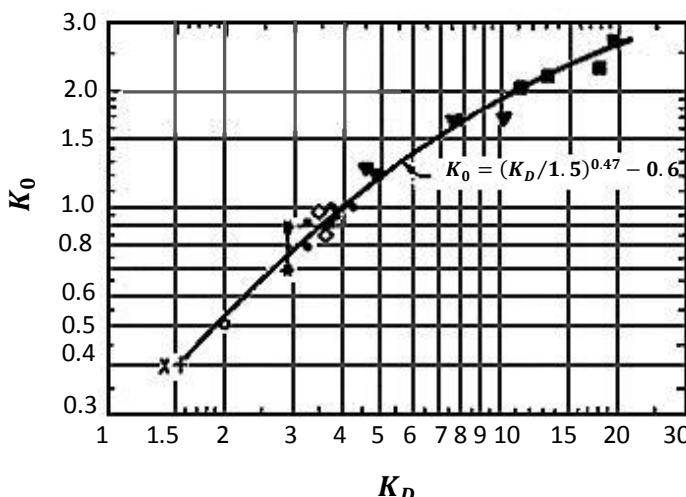
Bu bölümde aksi ifade edilmediği sürece, önerilen bağıntılar çimentolanmış killer, tiksotropik sertleşmiş killer, aşırı konsolide killer ve hassas killer için geçerli değildir.

#### 5.5.2.1. DMT – Sükunetteki Yanal Toprak Basıncı Katsayısı ( $K_0$ )

Marchetti (1980), İtalyan killerinde yaptığı laboratuvar ve dilatometre deneylerinden elde ettiği sonuçlardan  $K_D - K_0$  ilişkisinin, Şek.5.7'de gösterilen veri tabanından Bağıntı (5.10) ile temsil edilebileceğini belirtmiştir. Yu (2004) yaptığı numerik çalışmalar sonucunda Marchetti (1980) tarafından önerilen bu bağıntının killerin  $K_0$  değerini tanımlamada oldukça gerçekçi olduğunu ifade etmiştir.

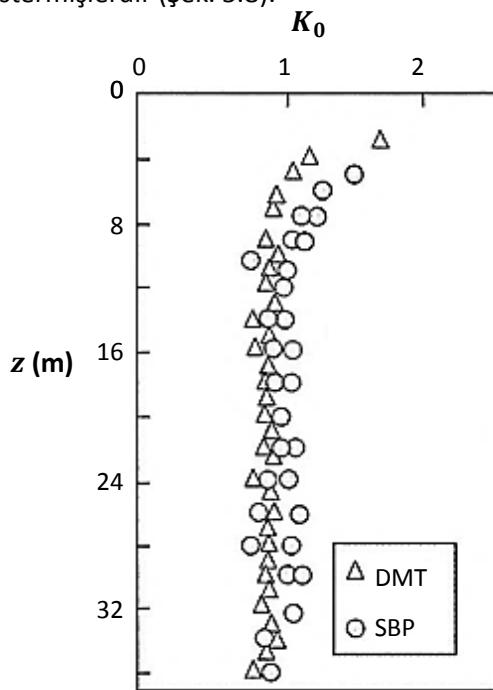
$$K_0 = (K_D / 1.5)^{0.47} - 0.6 \quad (5.10)$$

Jamiolkowski vd. (1988) bu bağıntının çok sert killerde geçerli olmayacağı ve  $I_D \leq 1.2$  olan zeminler için kullanılması gerektiğini belirtmiştir.



Şekil 5.7.  $K_D - K_0$  ilişkisi (Marchetti, 1980)

Burghignoli vd. (1991) farklı sahalarda yaptığı DMT ve SBP deneylerinden elde ettikleri  $K_0$  değerlerini karşılaştırmış ve değerlerin birbiriyle tutarlı olduğunu göstermişlerdir (Şek. 5.8).



**Şekil 5.8. DMT ve SBP deneylerinden elde edilen  $K_0$  değerlerinin karşılaştırması (Burghignoli vd., 1991)**

Powell ve Uglow (1988) ve Lunne vd. (1990),  $K_0$  ile  $K_D$  arasındaki bağıntının normal ve aşırı konsolidé killerde farklı olduğunu göstermişlerdir. Lunne vd. (1990), normal ve aşırı konsolidé killer için Bağıntı (5.11)'i önermiştir.

Normal konsolidé killer  $[(c_u/\sigma'_{v0}) \leq 0.5]$  için;

$$K_0 = 0.34K_D^{m_D} \quad (5.11a)$$

Aşırı konsolidé killer  $[(c_u/\sigma'_{v0}) > 0.8]$  için;

$$K_0 = 0.68K_D^{0.54} \quad (5.11b)$$

Burada;  $I_D \leq 1.2$  ve  $K_D < 4$  olan normal konsolidide killer için  $m_D$ : 0.44 (yüksek plastisiteli kil) ila 0.64 (düşük plastisiteli kil) arasında bir değerdir (Lunne vd., 1990; US DOT-Briaud ve Miran, 1992).

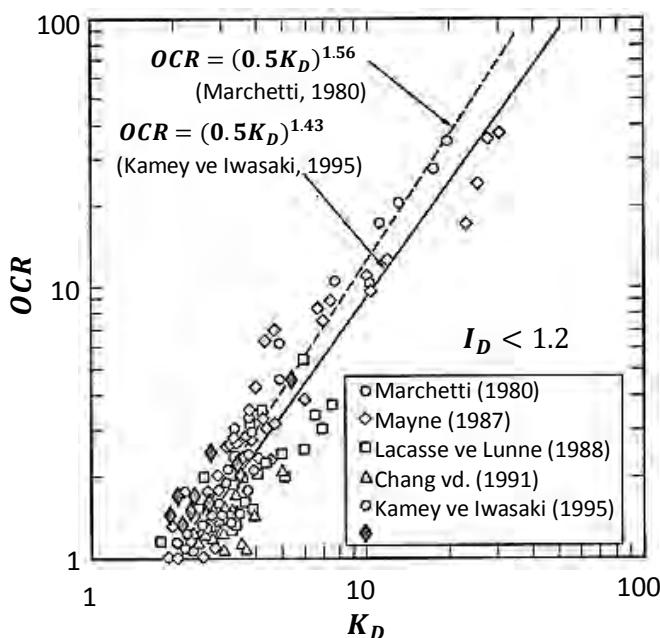
### 5.5.2.2. DMT – Aşırı Konsolidasyon Oranı ( $OCR$ )

Marchetti (1980),  $0.2 < I_D < 1.2$  aralığındaki killer için aşırı konsolidasyon oranının ( $OCR$ ),  $K_D$  değerine bağlı olarak Bağıntı (5.12)'den hesaplanabileceğini belirtmiştir.

$$OCR = (0.5K_D)^{1.56} \quad (5.12)$$

Kamey ve Iwasaki (1995) de Marchetti (1980)'e benzer olarak  $K_D$  indisini ile zeminin önyükleme durumunun belirlenebileceğini belirtmiş ve Bağıntı (5.13)'ü önermiştir (Şek. 5.9).

$$OCR = (0.5K_D)^{1.43} \quad (5.13)$$



Şekil 5.9.  $K_D$  -  $OCR$  ilişkisi (Marchetti, 1980; Kamey ve Iwasaki, 1995)

### 5.5.2.3. DMT – Odometrik Deformasyon Modülü ( $M$ )

Marchetti (1980), özellikle oturma hesaplarında kullanılan odometrik deformasyon modülünün ( $M$ ),  $K_D$  ve  $I_D$  değerlerine bağlı olarak hesaplanabileceğini belirtmiş ve Bağıntı (5.14)'ü önermiştir.

$$M = \frac{1}{m_v} = R_M E_D \quad (5.14)$$

Burada;  $m_v$ : zeminin hacimsel sıkışma katsayısı ve  $R_M$ : Bağıntı (5.15)'ten elde edilen katsayıdır.

$$I_D \leq 0.6 \text{ için; } R_M = 0.14 + 2.36 \log K_D \quad (5.15a)$$

$$I_D \geq 3.0 \text{ için; } R_M = 0.50 + 2.00 \log K_D \quad (5.15b)$$

$$0.6 < I_D < 3.0 \text{ için; } R_M = R_{M0} + (2.5 - R_{M0}) \log K_D \quad (5.15c)$$

ve,

$$R_{M0} = 0.14 + 0.15(I_D - 0.6) \quad (5.15d)$$

ve,

$$K_D > 10 \text{ için; } R_M = 0.32 + 2.18 \log K_D \quad (5.15e)$$

ve eğer,

$$R_M < 0.85 \text{ ise; } R_M = 0.85 \quad (5.15f)$$

alınır.

Iwasaki vd. (1991) bu yöntemin üçeşenli basınç ve odometre deneylerinden elde edilen deformasyon modülleri ile tutarlı olduğunu belirtmiştir.

### 5.5.2.4. DMT – Başlangıç Teğet Deformasyon Modülü ( $E'_0$ )

Robertson vd. (1989), killi zeminin başlangıç teğet (*initial tangent*) modülünün ( $E'_0$ ), DMT'den elde edilen  $E_D$  değerine bağlı olarak Bağıntı (5.16)'dan elde edilebileceğini belirtmiştir.

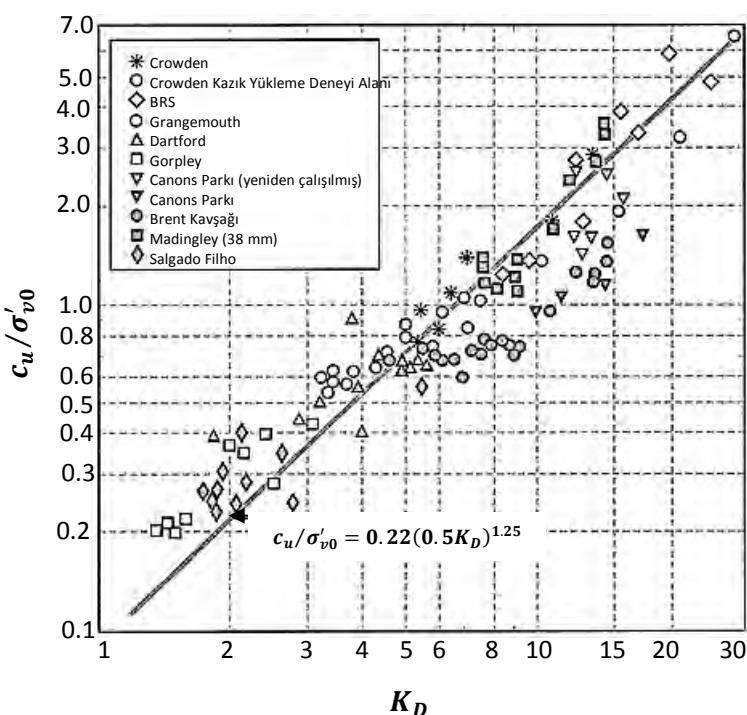
$$E'_0 = 10E_D \quad (5.16)$$

### 5.5.2.5. DMT – Drenajsız Kayma Dayanımı ( $c_u$ )

Marchetti (1980),  $I_D \leq 1.2$  olan killi zeminlerin drenajsız kayma dayanımının ( $c_u$ ) tahmini için ( $c_u/\sigma'_{v0}$ ) oranı ile  $K_D$  arasındaki korelasyonu Bağıntı (5.17) ile tanımlanmıştır. Bu korelasyon Şek. 5.10'da gösterilen veri tabanından türetilmiştir.

$$c_u/\sigma'_{v0} = 0.22(0.5K_D)^{1.25} \quad (5.17)$$

Lacasse ve Lunne (1988) Bağıntı (5.17)'deki 0.22 katsayısı yerine; direk kesme deneyi için 0.14, üç eksenli basınç deneyi için 0.20, arazi kanatlı kesme deneyi için ise 0.17 - 0.21 değerlerinin kullanılmasını önermiştir.



Şekil 5.10.  $K_D$  - ( $c_u/\sigma'_{v0}$ ) ilişkisi (Marchetti, 1980)

Roque vd. (1988), dilatometre bıçağının zeminin içeresine sürülmesinin yatay olarak yüklenmiş bir temelin yenilmesi olarak yorumlanabileceğini belirtmiştir. Buna göre  $c_u$ , taşıma gücü teorisinden Bağıntı (5.18) kullanılarak hesaplanabilmektedir.

$$c_u = \frac{p_1 - \sigma_{h0}}{N_c} \quad (5.18)$$

Burada;  $\sigma_{h0}$ : örtü yükü altındaki toplam yatay gerilme olup  $\sigma_{h0} = (K_0 \times \sigma'_{v0}) + u_0$ ,  $u_0$ : deney noktasındaki hidrostatik basınç ve  $N_c$ : taşıma gücü faktörü olup Tablo 5.4'ten alınabilir.

**Tablo 5.4.  $N_c$  değerleri (Roque vd., 1988)**

Zemin Türü	$N_c$
Gevrek( <i>brittle</i> ) kil ve silt	5
Orta sert kil	7
Hassas olmayan plastik kil	9

Iwasaki ve Kamey (1994), kohezyonlu zeminler için  $c_u$  ile  $E_D$  arasında Bağıntı (5.19)'da verilen ilişkiyi önermiştir.

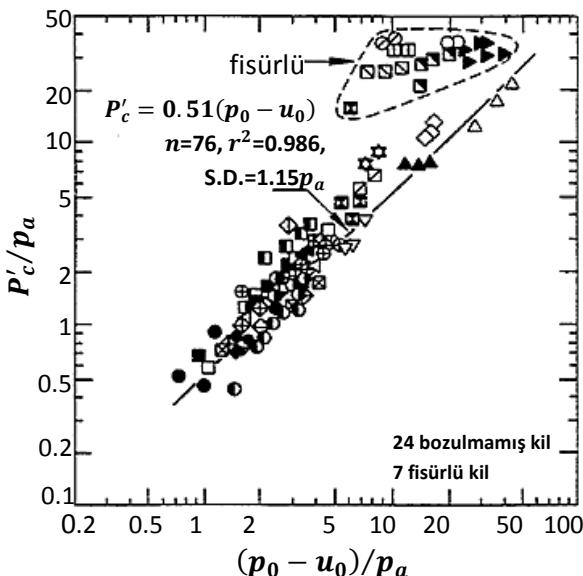
$$c_u = 0.018E_D \quad (5.19)$$

Kamey ve Iwasaki (1995), Japonya'daki killer üzerinde yaptığı deneylerden elde edilen verilere göre  $c_u/\sigma'_{v0}$  ile  $K_D$  arasında Bağıntı (5.20)'de verilen ilişkiyi önermiştir.

$$c_u/\sigma'_{v0} = 0.35(0.47K_D)^{1.14} \quad (5.20)$$

#### 5.5.2.6. DMT – Ön Konsolidasyon Basıncı ( $P'_c$ )

Mayne (1987) ve Powell ve Uglow (1988) tarafından önerilen, normalize edilmiş ön konsolidasyon basıncı ( $P'_c/p_a$ ) ile normalize edilmiş zemin efektif örtü yükü ( $\sigma'_{v0} - u_0$ )/ $p_a$  arasındaki ilişki Şek.5.11'de gösterilmiştir. Burada,  $p_a$ : atmosferik basınç olup = 1 atm  $\approx 100$  kN/m<sup>2</sup> dir.



**Şekil 5.11.**  $(p_0 - u_0)/p_a - (P'_c/p_a)$  ilişkisi (Mayne, 1987; Powell ve Uglow, 1988)

### 5.5.2.7. DMT – Kaliforniya Taşıma Oranı (*CBR*)

Borden vd. (1985) yol tabanı malzemesini tanımlamak için çeşitli sahalarda arazi ve laboratuvar deneyleri yaparak AASHTO sınıflandırmasına göre tanımlanmış A-5 (silt), A-6 (kil) ve A-2-4 (siltli çakıl) zeminlerde *CBR* değeri ile  $E_D$  arasında Bağıntı (5.21)'ı önermişlerdir.

$$\text{A-2-4 tip zemin için; } CBR = 0.031 E_D (t/ft^2) \quad (5.21a)$$

$$\text{A-5 tip zemin için; } CBR = 0.041 E_D (t/ft^2) \quad (5.21b)$$

$$\text{A-6 tip zemin için; } CBR = 0.052 E_D (t/ft^2) \quad (5.21c)$$

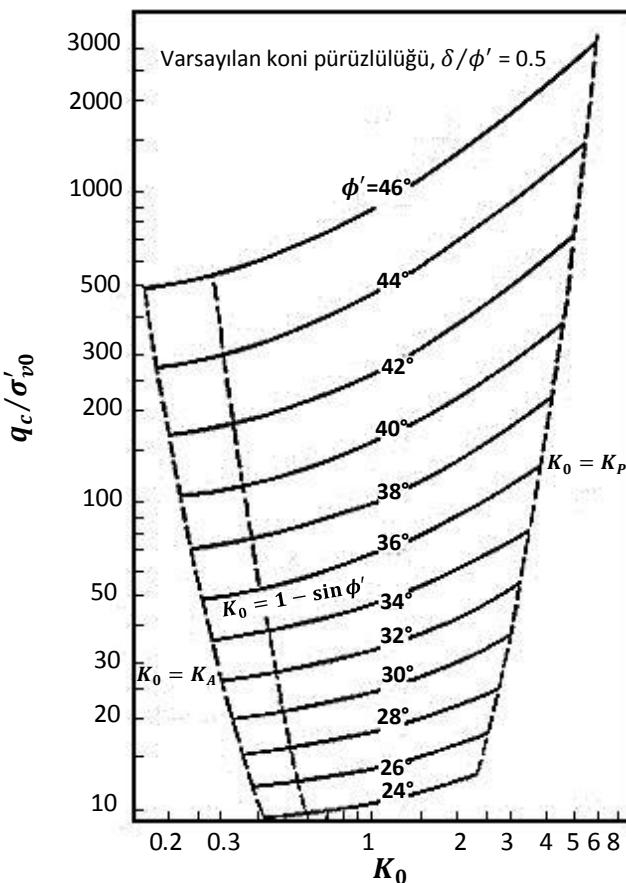
### 5.5.3. Kohezyonsuz Zeminler

#### 5.5.3.1. DMT – Efektif Kayma Direnci Açısı ( $\phi'$ )

Kum zeminlerde kayma direnci açısı değeri,  $\phi'$ , tahmin yöntemleri DMT bıçağının itilmesi esnasında ortaya çıkan zemin direnci,  $q_D$ , ile doğrudan  $p_0$  değerinden veya  $p_0$  değerinin normalize edilmiş hali olan  $K_D$  indisinden elde

edilebileceği esasına dayanırilmiştir. Schmertmann (1982), konik penetrasyon deneyi için Durgunoğlu ve Mitchell (1975) tarafından geliştirilen taşıma gücü teorisini kullanarak  $\phi'$  değerinin tahminine yönelik bir yöntem önermiştir. Bu yaklaşım daha sonra Marchetti (1985) tarafından bir abak şekline dönüştürülmüştür (Şek. 5.12).

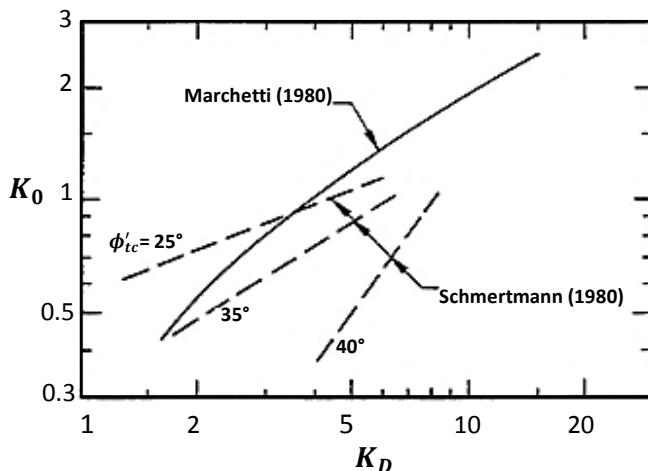
Şekil 5.12'de gösterilen abakta DMT verileri kullanılarak  $K_D$  değerinden  $K_0$  ve  $q_D \cong q_c$  hesaplanıp,  $(K_0, q_c)$  parametre seti koordinat olarak abak üzerine işlendiğinde  $\phi'$  değeri elde edilmektedir.



**Şekil 5.12.**  $K_0$  -  $\phi'$  -  $(q_c/\sigma'_{v0})$  ilişkisi (Marchetti, 1985)

### 5.5.3.2. DMT – Sükunetteki Yanal Toprak Basıncı Katsayısi ( $K_0$ )

Marchetti (1980) ve Schmertmann (1983) tarafından kumlar için önerilen  $K_0$  ile  $K_D$  arasındaki bağıntı Şek.5.13'te gösterilmiştir. Marchetti (1980) yayınında önerilen ilişki ise, Bağıntı (5.23) ile ifade edilebilmektedir.



**Şekil 5.13.  $K_D$ - $K_0$  ilişkisi (Marchetti, 1980; Schmertmann, 1983)**

Şekil 5.13'te;  $\phi'_{tc}$ : üç eksenli basınç deneyinden elde edilen efektif kayma direnci açısıdır.

$$K_0 = \left( \frac{K_D}{1.5} \right)^{0.47} - 0.6 \quad (5.23)$$

### 5.5.3.3. DMT – Aşırı Konsolidasyon Oranı ( $OCR$ )

$I_D \geq 1.2$  olan kumların  $OCR$  tahmini için ASTM D6335'te Bağıntı (5.24)'teki ilişki verilmiştir.

$$OCR = [K_0 / (1 - \sin \phi'_{tc})]^{(1/0.8 \sin \phi'_{tc})} \quad (5.24)$$

#### 5.5.3.4. DMT –Deformasyon (Young) Modülü ( $E_s$ )

Campanella vd. (1985), Baldi vd. (1986) ve Robertson vd. (1989) kumlu zemin için başlangıçtaki teğet (*initial tangent*) deformasyon modülü,  $E_0$  ve %25 sekant deformasyon modülü,  $E_{25}$ , parametrelerinin, DMT'den elde edilen  $E_D$  parametresine bağlı olarak Tablo 5.5'te verilen bağıntılardan elde edilebileceğini belirtmiştir.

**Tablo 5.5. Kumlar için  $E_0$  ve  $E_{25}$  ile  $E_D$  arasında önerilen bağıntılar**

<b>Önerilen Bağıntı</b>	<b>Kaynak</b>
$E_{25} = E_D$	Campanella (1985)
Normal konsolidé kumlar için; $E_{25} = 0.85E_D$ Aşırı konsolidé kumlar için; $E_{25} = 3.5E_D$	Baldi vd. (1986)
$E_0 = 2E_D$	Robertson vd. (1989)

Jamiolkowski vd. (1988), silika kumlarda yaptıkları deneylerden %0.1 eksenel birim deformasyona karşı gelen deformasyon modülünün  $E_D$  değerine oranı için Bağıntı (5.25)'teki aralıkları önermişlerdir.

$$\text{Normal konsolidé kumlar için;} E_s/E_D = 1.05 \pm 0.25 \quad (5.25a)$$

$$\text{Aşırı konsolidé kumlar için;} E_s/E_D = 3.6 \pm 0.80 \quad (5.25b)$$

## 5.6. Kaynaklar

ASTM-D6635-01 (2007). "Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer", American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.

Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Marchetti, S. ve Pasqualini, E. (1986). "Flat Dilatometer Tests in Calibration Chambers", Proceedings of In Situ'86 ASCE Specialty Conference on "Use of InSitu Tests in Geotechnical Engineering", Virginia Tech., Blacksburg, VA, ASCE Geotechnical Special Publication, 6: 431 – 446.

Borden, R. H., Aziz, C. N. ve Kroshla, N. P. (1985). "Evaluation of Pavement Subgrade Support Characteristics by Dilatometer Test", Transportation Research Record 1022, TRB, National Research Council.

Burghignoli, A., Cavalera, L., Chieppa, V., Jamiolkowski, M., Mancusco, C., Marchetti, S., Pane, V., Paoliani, P., Silvestri, F., Vinale, F. ve Vittori, E. (1991). "Geotechnical characterization of Fucinoclay" Proc. Xth European Conf. Soil Mech. Found. Engng, Florence, 1: 27 – 40.

Campanella, R. G., Robertson, P. K., Gillespie, D. G. ve Grieg, J. (1985). "Recent Developments in In-Situ Testing of Soils", Proceedings of XI. ICSMFE, S. Francisco, 2: 849 – 854.

Campanella, R. G. ve Robertson, P. K. (1991). "Use and Interpretation of a Research Dilatometer", Canadian Geotechnical Journal, 28: 113 – 126.

Clayton, C.R.I., Matthews, M.C. ve Simons, N.E. (1995). "Jeoteknik Saha İncelemesi (Çetin, H., Kayabali, K. ve Arman, H., Çev)" Gazi Kitabevi, Ankara (2005).

Durgunoğlu, H. T. ve Mitchell, J. K. (1975). "Static Penetration Resistance of Soils: 1. Analysis", Proceedings of ASCE Specialty Conference on InSitu Measurements of Soil Properties, Raleigh, NC, 1: 151 – 172.

Failmezger, R. A., Rom, D. Ve Ziegler, S. B. (1999). "Behavioral Characteristics of Residual Soils. SPT – A Better Approach to Site

*Characterization of Residual Soils using other In-Situ Tests". ASCE Geotechnical Specialty Pub. No.: 92, ASCE, Reston, VA, 158 – 175.*

*Iwasaki, K., Tsuchiya, H., Sakai, Y. ve Yamamoto, Y. (1991). "Applicability of the Marchetti Dilatometer Test to Soft Ground in Japan", Geo-Coast'91, Yokohama.*

*Iwasaki, K. ve Kamey, T. (1994). "Evaluation of In-Situ Strength and Deformation Characteristics of Soils using Flat Dilatometer", JSCE, Journal of Geotechnical Engineering, 499 (III-28): 167 – 176.*

*Jamiolkowski, M., Ghionna, V., Lancellotta, R. ve Pasqualini, E. (1988). "New Correlations of Penetration Tests for Design Practice", ISOPT-1, FL, V., 1: 263 – 296.*

*Kamey, T. ve Iwasaki, K. (1995). "Evaluation of Undrained Shear Strength of Cohesive Solid using a Flat Dilatometer", Soils and Foundations, 35(2): 111 – 116.*

*Kulhawy, F. H. ve Mayne, P. W. (1990). "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design", EL-6800 Project 1493-6 Final Report, Electric Power Research Institute (EPRI), New York.*

*Lacasse, S. ve Lunne, T. (1988). "Calibration of Dilatometer Correlations", Proceedings ISOPT-1, Florida, 1: 539 – 548.*

*Leonards, G. A. ve Frost, J. D. (1988). "Settlement of Shallow Foundations on Granular Soils", ASCE Journal Geotechnical Engineering.*

*Lunne, T., Powell, J. J. M., Hauge, E. A., Mokkelbost, K. H. ve Uglow, I. M. (1990). "Correlation for Dilatometer Readings with Lateral Stress in Clays", Transportation Research Record 1278, Washington, D.C., 183 – 193.*

*Marchetti, S. (1975). "A New In Situ Test for the Measurement of Horizontal Soil Deformability", Proceedings of Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, ASCE Specialty Conference, Raleigh, N.C., 2: 255 – 259.*

*Marchetti, S. (1980). "In Situ Tests by Flat Dilatometer", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 106(GT3): 299 – 321.*

Marchetti, S. (1985). "Field Determination of  $K_0$  in Sands", Panel Presentation Session: In-situ Testing Techniques, Proceedings of XI. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, CA.

Marchetti, S. (2001). "Essentials on DMT", A personal view.

Marchetti, S. ve Crapps, D. K. (1981). "Flat Dilatometer Manual", Internal Report of G.P.E.

Marchetti, S. ve P. Monaco (2001). "Short Course on Flat Dilatometer", ISSMGE Committee TC16 DMT in Soil Investigations, Proc. Bali., 95 – 132.

Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G. ve Calabrese, M. (2001). "The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations. A Report by the ISSMGE TC 16", Proceedings of Interntaional Conference on In Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories, Bali, Indonesia, Parahyangan Catholic Univ., Bandung, Indonesia, 41pp.

Massarch, K. R. (1994). "Settlement Analysis of Compacted Granular Fill", Proceedings of 13 ICSMFE, New Delhi, 1: 325-328.

Mayne, P. W. (1987). "Determining Preconsolidation Stress and Penetration Pore Pressures from DMT Contact Pressures", Geotechnical Testing Journal, GTJDOJ, 10(3): 146 – 150.

Pelnik, T. W., Fromme, C. L., Gibbons, Y. R., ve Failmezger, R. A. (1999). "Foundation Design Applications of CPTU and DMT Tests in Atlantic Coastal Plain Virginia", Trans. Res. Board, 78th Annual Meeting, Washington, D.C.

Powell, J. J. M. ve Uglow, I. M. (1988). "The Interpretation of the Marchetti Dilatometer Test in UK Clays", ICE Proceedings of Penetration Testing in UK, Univ. Of Birmingham, Paper 34: 121 – 125.

Robertson, P. K., Davies, M. P. ve Campanella, R. G. (1989). "Design of Laterally Loaded Driven Piles Using the Flat Dilatometer", Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, 12(1): 30 – 38.

- Roque, R., Janbu, N. ve Sennest, K. (1988). "Basic Interpretation Procedures of Flat Dilatometer Test", Proceedings of 1st International Symposium on Penetration Testing (ISOPT-1), Orlando, 1: 577 – 587.*
- Schmertmann, J. H. (1982). "A Method for Determining the Friction Angle in Sands from the Marchetti Dilatometer Test (DMT)", Proceedings of 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, 2: 853.*
- Schmertmann, J. H. (1983). "Revised Procedure for Calculating  $K_0$  and OCR from DMT's with  $I_D \geq 1.2$  and which Incorporates the Penetration Measurement to Permit Calculating the Plane Strain Friction Angle", DMT Digest No. 1, GPE Inc., Gainesville, Fl., USA.*
- Schmertmann, J. H. (1986a). "Dilatometer to Compute Foundation Settlement", Proceedings of In Situ'86, ASCE Specialty Conference, Virginia Tech, Blacksburg, 303-321.*
- Schmertmann, J. H. (1986b). "Suggested Method for Performing the Flat Dilatometer Test", ASTM Geotechnical Testing Journal, 9(2): 93 – 101.*
- Terzaghi, K. ve Peck, R. B. (1967). "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley & Sons, New York.*
- Tsang, C. (1987). "Research Dilatometer Testing in Sands and in Clayey Deposits", Master of Science Thesis, University of British Columbia, Vancouver, B.C.*
- US DOT - Briaud, J. L. ve Miran, J. (1992). "The Flat Dilatometer Test", Report No:FHWA-SA-91-044, Department of Transportation - Federal Highway Administration, Washington, D.C.,*
- Woodward, M. B. ve McIntosh, K. A. (1993). "Case History: Shallow Foundation Settlement Prediction Using the Marchetti Dilatometer", ASCE Annual Florida Sec. Meeting.*
- Yu, H.S. (2004). "The James K. Mitchell Lecture - In-situ Testing: from mechanics to prediction" Proc. 2nd Int. Conf. On Site Charact., Millpress, Porto, 1:3 – 38.*

## Bölüm 6

### **ZEMİN PARAMETRESİ SEÇİMİNE YÖNELİK KORELASYONLAR**

#### **6.1.Giriş**

Zemin mekaniği deneyleri örselenmiş ve örselenmemiş örnekler üzerinde yapılan laboratuvar deneylerinden oluşmaktadır. Örselenmemiş örnekler üzerinde yapılan ve mukavemet/deformasyon parametrelerinin belirlenmesine yönelik deneyler genellikle zaman alıcı deneyler olup ülkemizde genellikle az sayıda ve ancak iyi donanımlı laboratuvarlarda yapılmaktadır. Örneğin, plastik bir kılın drenajlı davranışını modelleyen efektif kayma direnci açısının laboratuvara üçeksənli basınç deneyleri ile belirlenmesi yaygın bir uygulama değildir.

Örselenmiş örnekler üzerinde, ağırlıklı olarak zemin türlerinin belirlenmesine yönelik, yapılan tanımlama deneyleri ise kısa süre alan, düşük maliyetli ve çok sayıda laboratuvara yapılabilen rutin deneylerdir. Tanımlama deneyleri hemen her zemin etüdü kapsamında çok sayıda yapılmakta ve yeteri veri tabanı oluşturulmaktadır. Diğer ülkelerde de durum farklı değildir.

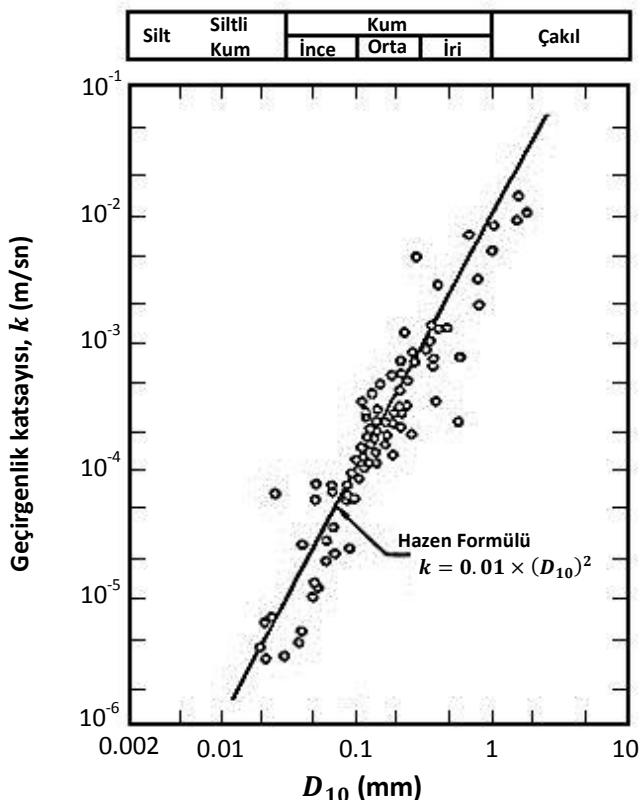
Geoteknik literatüründe, kolayca belirlenebilen zemin özelliklerini ile daha maliyetli ve zaman alan deneylerden elde edilen parametreler arasında korelasyonlar önerilmiştir. Bu üitede kolayca belirlenebilen zemin özelliklerinden, daha zor koşullarda belirlenebilen zemin parametrelerinin tayinine yönelik bazı korelasyonlar verilmektedir.

## 6.2. Zemin Geçirgenlik Katsayısı ( $k$ )

Zemin geçirgenlik katsayısı,  $k$ , dane dağılımı özelliğine bağlıdır. Zeminin elek analizinden elde dane dağılımı parametresi,  $D_{10}$  (danelerin %10'unun küçük olduğu dane boyutu) kullanılarak geçirgenlik katsayısı Bağıntı (6.1)'de Hazen Formülü ile tahmin olunabilmektedir (Louden 1952).

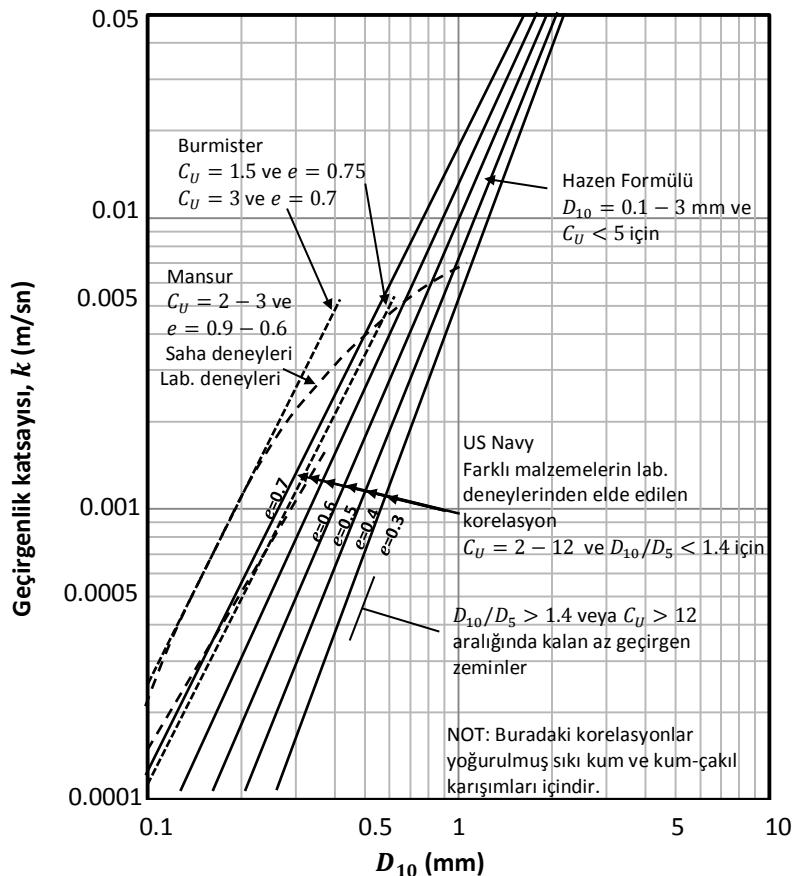
$$k \text{ (m/sn)} = 0.01 \times (D_{10})^2 \quad (6.1)$$

Bu korelasyonun geçerliliği Terzaghi, Peck ve Mesri (1996) tarafından verilen ve Şek. 6.1'de gösterilen veri tabanı ile yorumlanabilmektedir.



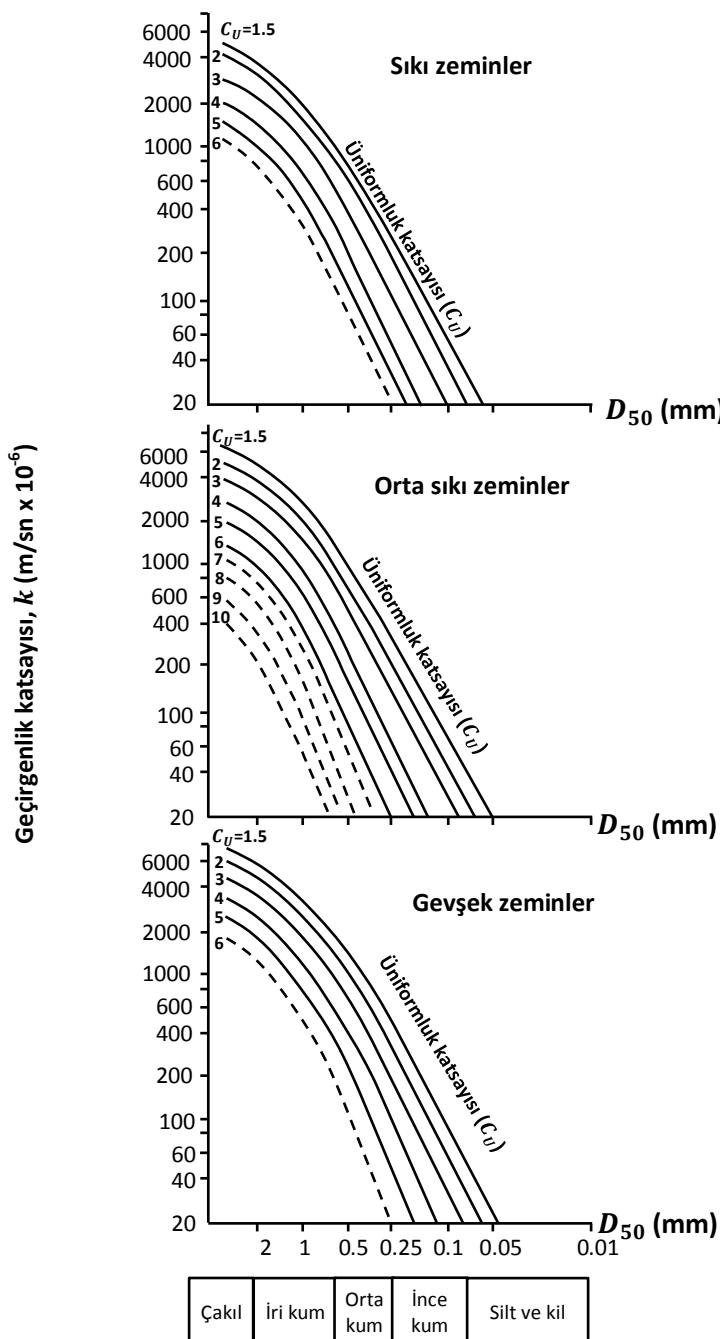
Şekil 6.1. Geçirgenlik katsayı -  $D_{10}$  ilişkisi (Terzaghi, Peck ve Mesri, 1996)

Zeminin boşluk oranı ( $e$ ) ve üniformluk katsayısı ( $C_U$ ) değerleri de dikkate alınarak geliştirilmiş benzer bir korelasyon Şek. 6.2'de gösterilmektedir (Carter ve Bentley, 1991).



**Şekil 6.2. Kum ve çakıllarda dane dağılımı özellikleri - boşluk oranı - geçirgenlik katsayısı ilişkisi (Carter ve Bentley, 1991)**

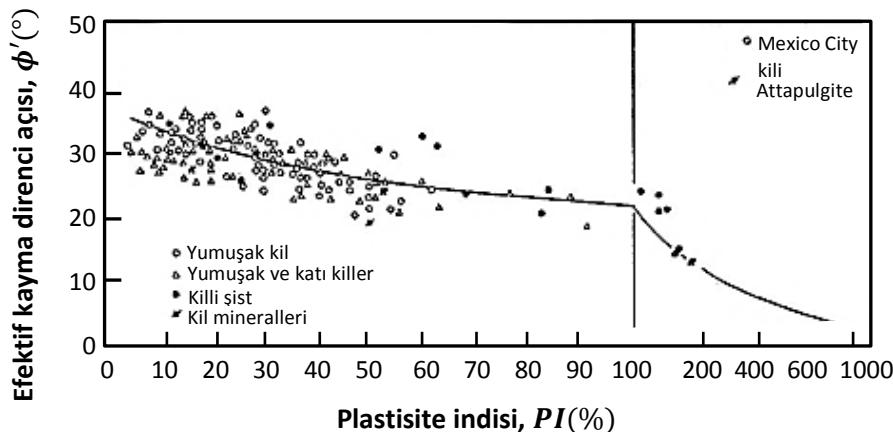
CIRIA (1986), zeminin ortalama dane çapı,  $D_{50}$ , dane dağılımı üniformluk katsayısı ( $C_U$ ) ve bağıl yoğunluk ( $D_r$ ) ile geçirgenlik katsayısı arasında Şek. 6.3'te gösterilen korelasyonları önermektedir.



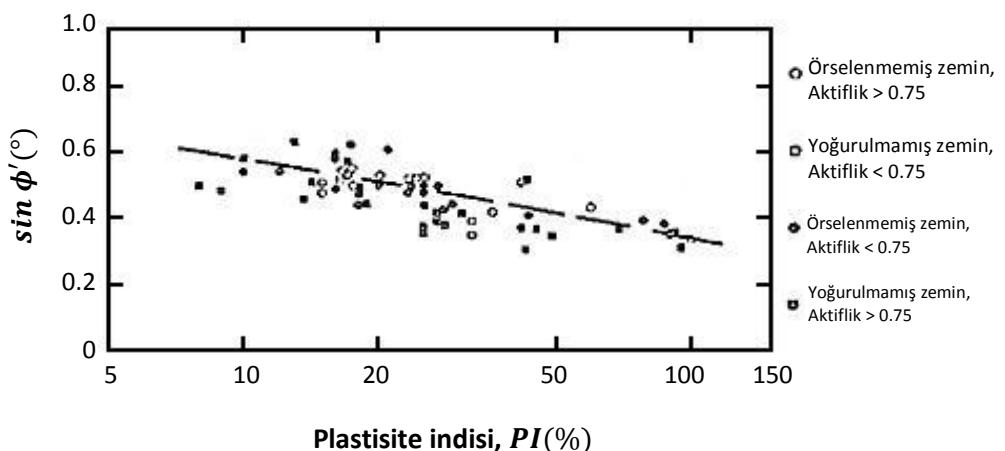
Şekil 6.3. Farklı zemin türleri için geçirgenlik katsayıları (CIRIA, 1986)

### 6.3. Kohezyonlu Zeminlerde Kayma Dayanımı Parametreleri

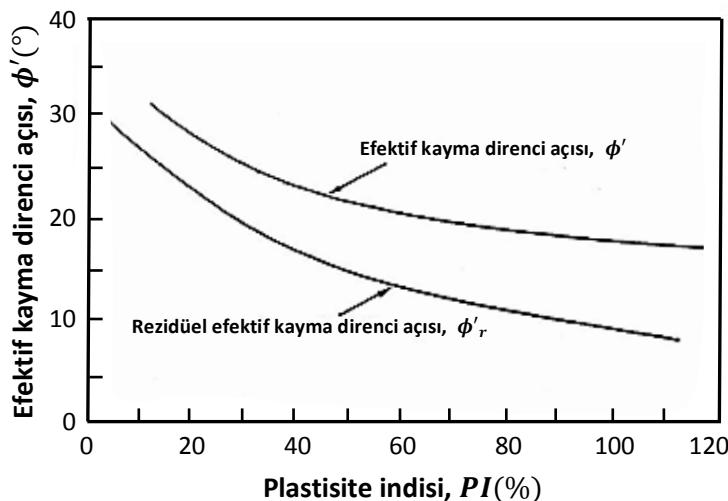
Zeminin plastisite indisi ile efektif kayma direnci açısı arasında önerilen korelasyonlar Şekil 6.4, 6.5 ve 6.6'da gösterilmektedir.



**Şekil 6.4. Plastisite indisi - efektif kayma direnci açısı ilişkisi (Terzaghi, Peck ve Mesri, 1996)**

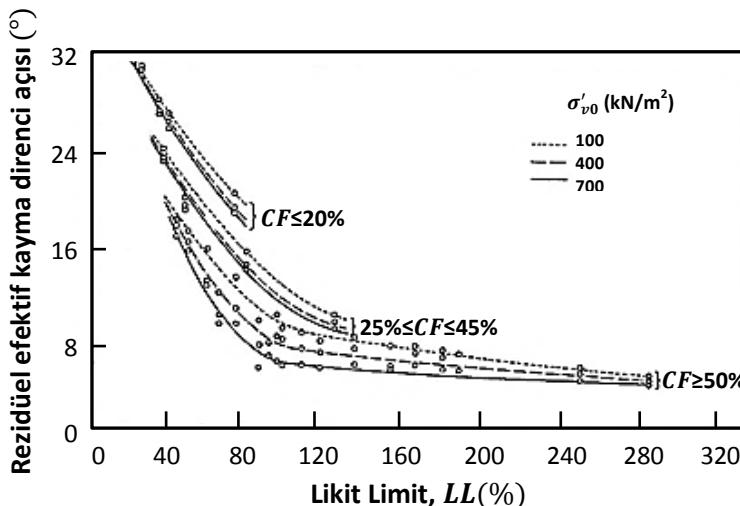


**Şekil 6.5. Plastisite indisi - efektif kayma direnci açısı ilişkisi (Das, 1985)**



Şekil 6.6. Plastisite indisi - efektif kayma direnci açısı ilişkisi (Gibson, 1953)

Kohezyonlu zeminlerde sekant rezidüel (kalıntı) efektif kayma direnci açısının ( $\phi'_r$ ), % kil oranına ( $CF$ ), likit limite ( $LL$ ) ve efektif düşey gerilme değerine ( $\sigma'_{v0}$ ) bağlı olarak değişimi Şek. 6.7'de gösterilmektedir (Stark ve Eid, 1994).



Şekil 6.7. Likit limit, kil yüzdesi ve efektif düşey gerilme ile sekant rezidüel efektif kayma direnci açısı ilişkisi (Stark ve Eid, 1994)

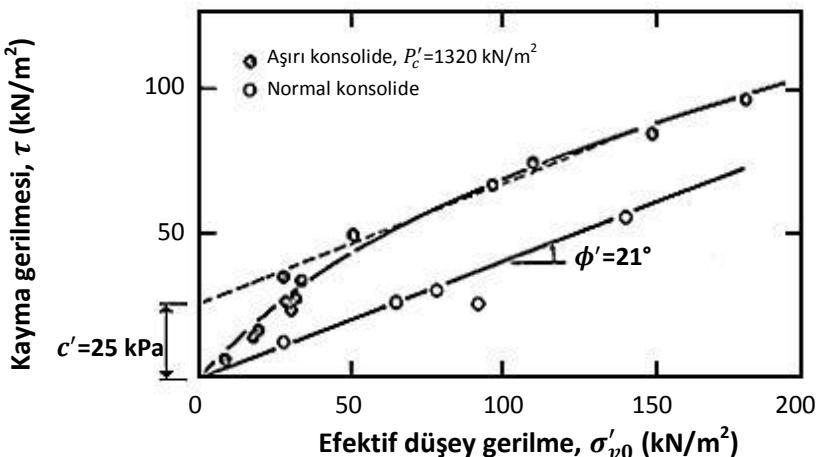
Bilindiği gibi normal konsolide killerde kayma dayanımı sadece sürtünme açısı cinsinden ifade edilmekte olup, kayma dayanımının kohezyon bileşeni yoktur. Bu durumda kayma dayanımı,  $\tau$  için,

$$\tau = \sigma'_{v0} \tan \phi' \quad (6.2)$$

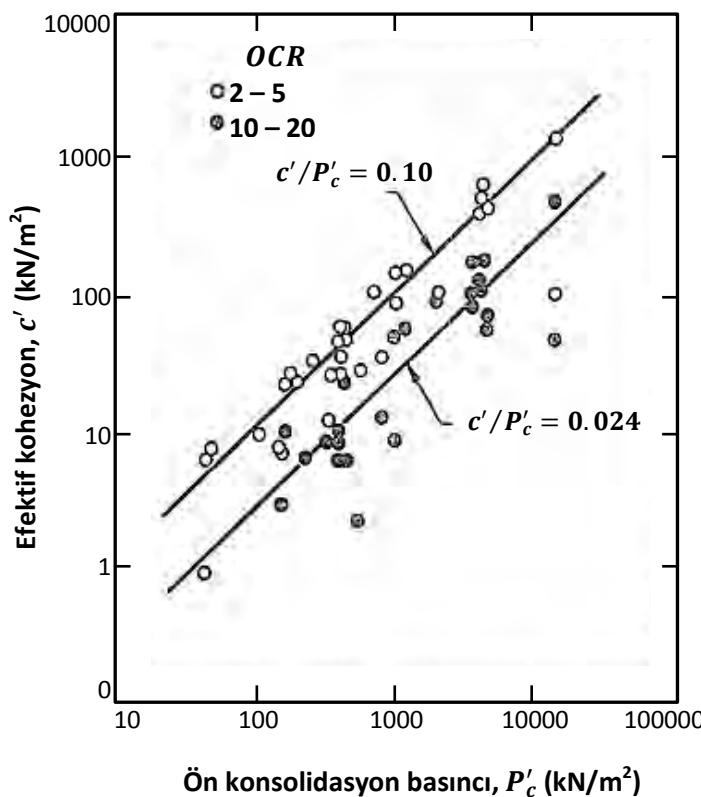
bağıntısı geçerli olmaktadır. Aşırı konsolide killerde ise yenilme zarfının doğrusal olmayışından kaynaklanan kayma dayanımının bir efektif kohezyon bileşeni,  $c'$ , ortaya çıkmaktadır. Dolayısıyla, aşırı konsolide killerde kayma direnci:

$$\tau = c' + \sigma'_{v0} \tan \phi' \quad (6.3)$$

bağıntısıyla ifade edilmektedir (Şek.6.8, Mesri ve Abdel-Gaffar 1993). Uygulamada efektif kohezyon değerinin deneysel olarak belirlenmesi özel deneyleri gerektirmektedir. Mesri ve Abdel-Gaffar (1993) ön konsolidasyon basıncı mertebesine bağlı olarak efektif kohezyon değerinin tahminine yönelik Şek. 6.9'da verilen bağıntıları önermişlerdir.



**Şekil 6.8. Aşırı konsolide killerin doğrusal olmayan yenilme zarfı (Mesri ve Abdel-Gaffar, 1993)**



**Şekil 6.9.** Ön konsolidasyon basıncı - efektif kohezyon ilişkisi (Mesri ve Abdel-Gaffar, 1993)

Lunne vd. (1997) efektif kohezyon değerinin,

$$c' = \alpha^* \tan \phi' \quad (6.4)$$

bağıntısı ile bulunabileceğini ve  $\alpha^*$  değerinin Tablo 6.1'den alınabileceğini önermektedirler.

Skempton ve Northe (1952) drenajsız kayma dayanımını ( $c_u$ ) ile zeminin likidite indisi ( $LI$ ) arasında Şek. 6.10'da gösterilen korelasyonun geçerli olduğunu vurgulamışlardır. Burada;  $LI$ ,

$$LI = \frac{w_n - PL}{LL - PL} \quad (6.5)$$

bağıntısından hesaplanıp,  $LL$  ve  $PL$  : likit ve plastik limit,  $w_n$ : doğal su içeriğidir.

**Tablo 6.1. Değişik zemin türlerinde  $\alpha^*$  faktörünün olası değerleri (Lunne vd., 1997)**

Zemin Cinsi	$\alpha^*$	$\tan \phi'$
Yumuşak kil	5 – 10	0.35 – 0.45
Orta katı kil	10 – 20	0.40 – 0.55
Katı kil	20 – 50	0.50 – 0.60
Yumuşak silt	0 – 5	0.50 – 0.60
Orta katı silt	5 – 15	0.55 – 0.65
Katı silt	15 – 30	0.60 – 0.70

Normal konsolidé killerde drenajsız kayma dayanımının efektif örtü yüküne oranı ( $c_u/\sigma'_{v0}$ ) ile plastisite indisi,  $PI$ , arasında Bağıntı (6.6) geçerlidir (Skempton, 1957).

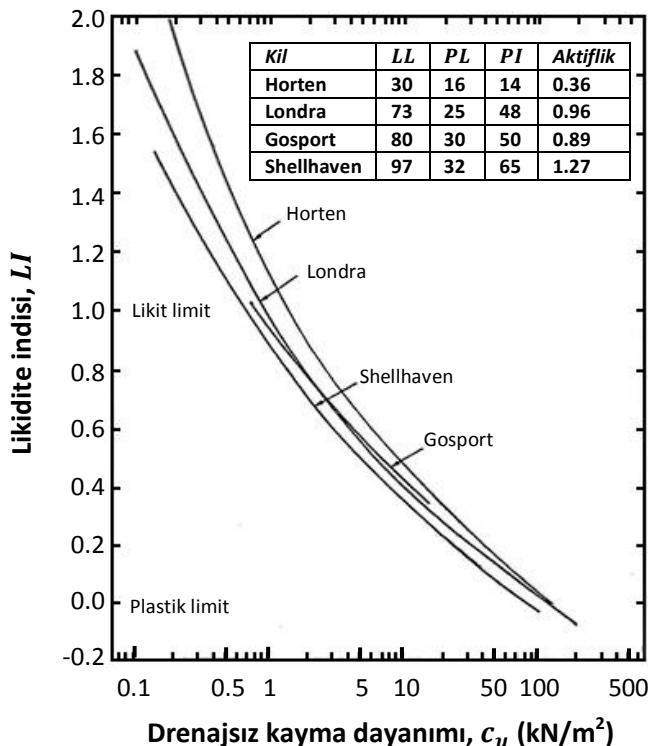
$$(c_u/\sigma'_{v0})_{NC} = 0.11 + 0.37 PI \quad (6.6)$$

Bağıntı (6.6)'da  $PI$  ondalık cinsinden tanımlanmıştır. Leroueil ve Hight (2003) ise drenajsız kayma dayanımının önkonsolidasyon basıncına oranı ( $c_u/P'_c$ ) arasında Şek. 6.11'de gösterildiği gibi bir korelasyon olduğunu ifade etmişlerdir.

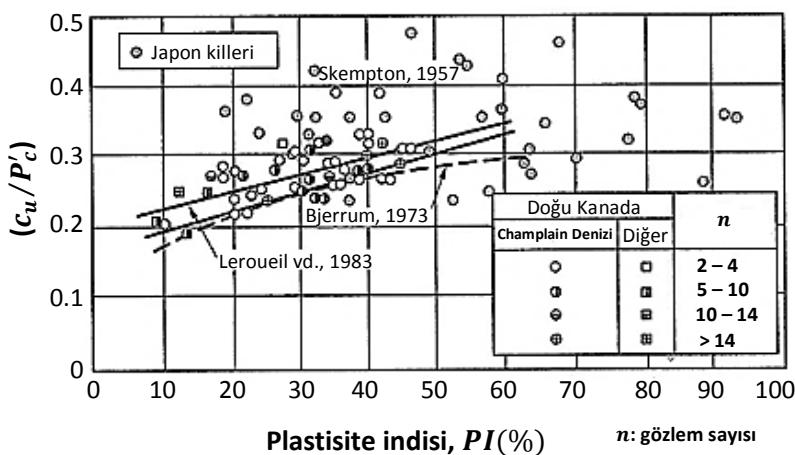
Aşırı konsolidé killerde  $(c_u/\sigma'_{v0})_{OC}$  oranı Bağıntı (6.7)'de tanımlanmaktadır:

$$\beta^* = \{(c_u/\sigma'_{v0})_{OC}/(c_u/\sigma'_{v0})_{NC}\} \quad (6.7)$$

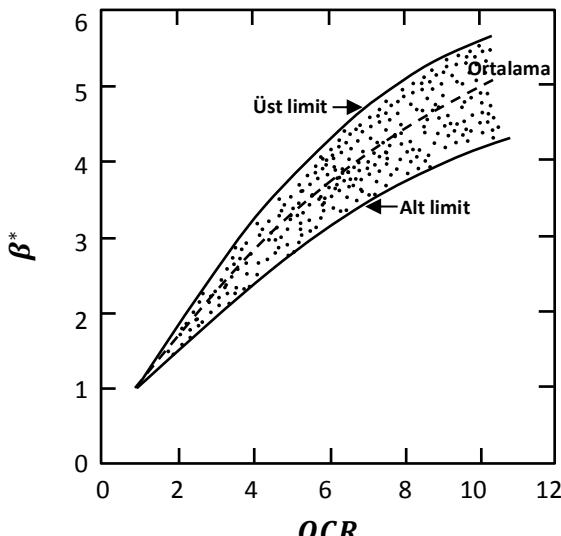
Bu bağıntıdaki  $\beta^*$  faktörü Şek. 6.12'den belirlenmektedir.



Şekil 6.10. Drenajsız kayma dayanımı - likidite indisi ilişkisi (Skempton ve Northe, 1952)



Şekil 6.11. Plastisite indisi -  $(c_u/P'_c)$  ilişkisi (Leroueil ve Hight, 2003)



Şekil 6.12. *OCR* değerine bağlı olarak  $\beta^*$  faktörü değerleri (Das, 1985)

#### 6.4. Konsolidasyon Parametreleri

Oturma – zaman ilişkilerini belirleyen konsolidasyon katsayısı ( $c_v$ ) ile zeminin likit limiti ( $LL$ ) arasındaki ilişki Şek. 6.13'te gösterilmektedir (US Navy, 1982).

Literatürde killerin sıkışma indisi,  $C_c$ , ile zeminin değişik özellikleri arasında önerilen bağıntılar aşağıda özetlenmektedir:

Terzaghi, Peck ve Mesri (1996) kil ve turba zeminlerde, zeminin doğal su içeriği,  $w_n$ , ile  $C_c$  arasında Şek. 6.14'te gösterilen bağıntıyı önermişlerdir.

Skempton (1944) ve Terzaghi ve Peck (1948),  $LL$  ile  $C_c$  arasındaki ilişki için Bağıntı (6.8)'i önermişlerdir.

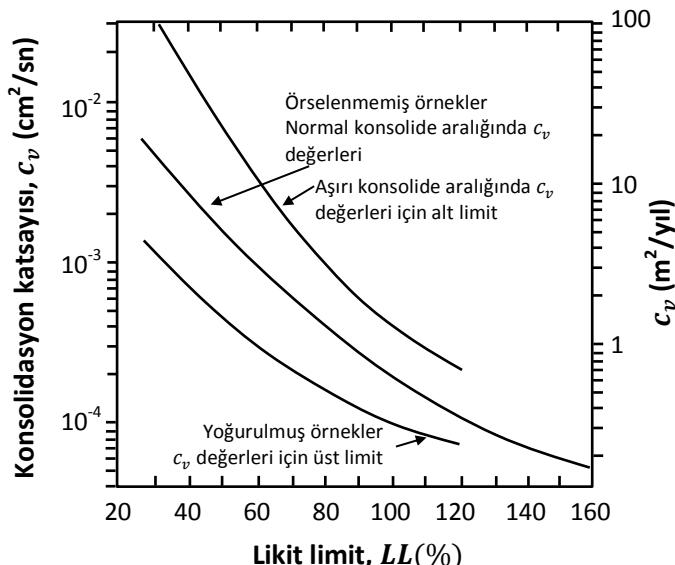
$$C_c = \alpha' (LL - 10) \quad (6.8)$$

Burada;  $\alpha' = 0.007$  (Skempton, 1944);  $\alpha' = 0.009$  (Terzaghi ve Peck, 1948) olarak tanımlanmıştır.

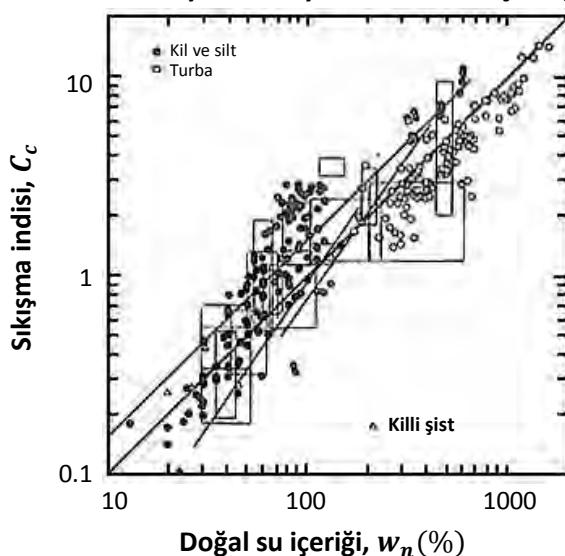
Burland (1990) Bağıntı (6.9)'u önermektedir:

$$C_c = 0.25 e_L - 0.04 \quad (6.9)$$

Burada;  $e_L$  : zeminin likit limit su içeriğindeki boşluk oranıdır.



Şekil 6.13. Konsolidasyon katsayısı - likit limit ilişkisi (US Navy, 1982)



Şekil 6.14. Doğal su içeriği-sıkışma indisi ilişkisi (Terzaghi, Peck ve Mesri, 1996)

Wroth ve Wood (1978) zeminin özgül ağırlığı ( $G_s$ ) ve plastisite indisi ( $PI$ ) değerlerine bağlı olarak sıkışma katsayısının Bağıntı (6.10)'dan elde edilebileceğini ifade etmişlerdir.

$$C_c = \frac{PI \times G_s}{2} \quad (6.10)$$

Terzaghi, Peck ve Mesri (1996) kohezyonlu zeminlerde sekonder konsolidasyon katsayı  $C_\alpha$  ile  $C_c$  arasındaki ilişkiyi Tablo 6.2'de tanımlamaktadır.

**Tablo 6.2. Değişik zemin türleri için önerilen ( $C_\alpha/C_c$ ) oranları (Terzaghi, Peck ve Mesri, 1996)**

Zemin Cinsi	$C_\alpha/C_c$
Granüler zeminler ve kaya dolgular	$0.02 \pm 0.01$
Şeyl ve çamurtaşısı	$0.03 \pm 0.01$
Kil ve siltler	$0.04 \pm 0.01$
Organik kil ve siltler	$0.05 \pm 0.01$
Turbalık zeminler	$0.06 \pm 0.01$

## 6.5. Sıkıştırılmış Zeminlerin Kayma Direnci Açıları

Sıkıştırılmış kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerin yaklaşık kayma direci açısı değerleri Tablo 6.3 ve 6.4'te verilmektedir (Carter ve Bentley, 1991).

US Navy (1982) tarafından önerilen kohezyonsuz zeminlerde grup sembolü, kuru kütle yoğunluğu ve  $\phi'$  arasındaki ilişki Şek. 6.15'te gösterilmektedir.

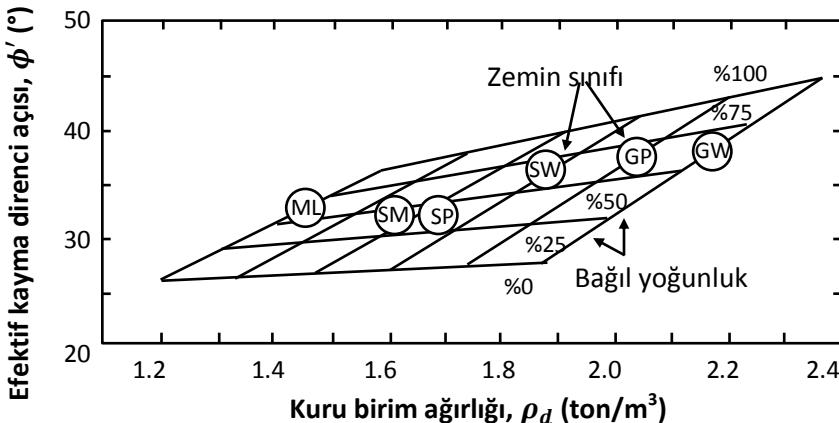
Robertson ve Hughes (1986) tarafından önerilen kohezyonsuz zeminler için tipik sabit hacimde kayma direnci açısı ( $\phi_{CV}$ ) değerleri Tablo 6.5'te verilmiştir.

**Tablo 6.3. Sıkıştırılmış kohezyonlu zeminlerin efektif kayma direnci açıları ( $\phi'$ )**

Zemin Türü	Grup Sembolu	$\phi'$ (°)
Siltli killer, kum-silt karışımıları	SM	34
Killi kum, kil-kum karışımıları	SC	31
Silt ve killi siltler	ML	32
Düşük plastisiteli killer	CL	28
Killi siltler, elastik siltler	MH	25
Yüksek plastisiteli killer	CH	19

**Tablo 6.4. Sıkıştırılmış kohezyonsuz zeminlerin efektif kayma direnci açıları ( $\phi'$ )**

Zemin Türü	Grup Sembolu	$\phi'$ (°)
İyi derecelenmiş kum-çakıl	GW	> 38
Üniform dane dağılımlı kum-çakıl	GP	> 37
Siltli çakıl, kötü derecelenmiş kum-çakıl-silt	GM	> 34
Çakılı kiler kötü derecelenmiş kum-çakıl- kil	GC	> 31
İyi derecelenmiş temiz kum, çakılı kum	SW	38
Kötü derecelenmiş temiz kum, çakılı kum	SP	37



**Şekil 6.15. Kohezyonsuz zeminlerde grup symbolü - bağıl yoğunluk -  $\phi'$  ilişkisi (US Navy, 1982)**

**Tablo 6.5. Tipik  $\phi_{cv}$  değerleri (Robertson ve Hughes, 1986)**

Zemin Tipi	$\phi_{cv}$ (°)
İyi derecelenmiş çakıl-kum-silt	40
Üniform iri kum	37
İyi derecelenmiş orta kum	37
Üniform orta kum	34
İyi derecelenmiş ince kum	34
Üniform ince kum	30

## 6.6. SükUNETTEKİ Yanal Toprak Basıncı KatsayıSİ, $K_0$

Normal konsolide killerde ve çimentolanmamış kumlarda sükUNETTEKİ yanal toprak basıncı katsayıSİ  $K_0$ , genellikle Jaky Formülü olarak bilinen Bağıntı (6.11) kullanılarak bulunmaktadır.

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (6.11)$$

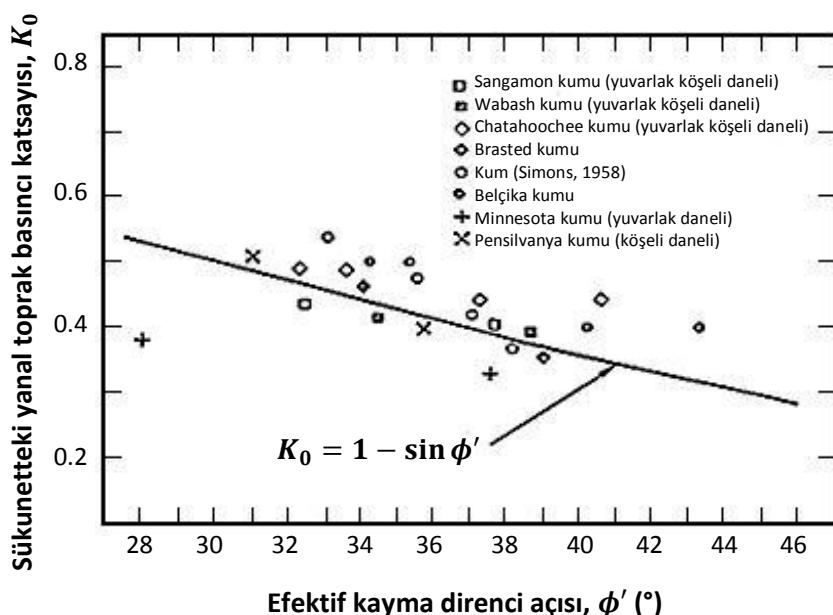
Bu bağıntının normal konsolidde kumlarda deneysel olarak belirlenen  $K_0$  değerleri ile karşılaştırması Şek. 6.16'da gösterilmektedir (Al-Hussaini ve Townsend, 1975). Massarsch (1979) killerde laboratuvar deneyleri ile ölçülen  $K_0$  değerleri ile plastisite indisi,  $PI$ , arasında Şek. 6.17'de gösterilen ve Bağıntı (6.12) ile tanımlanan korelasyonu önermiştir.

$$K_0 = 0.44 + 0.42(PI/100) \quad (6.12)$$

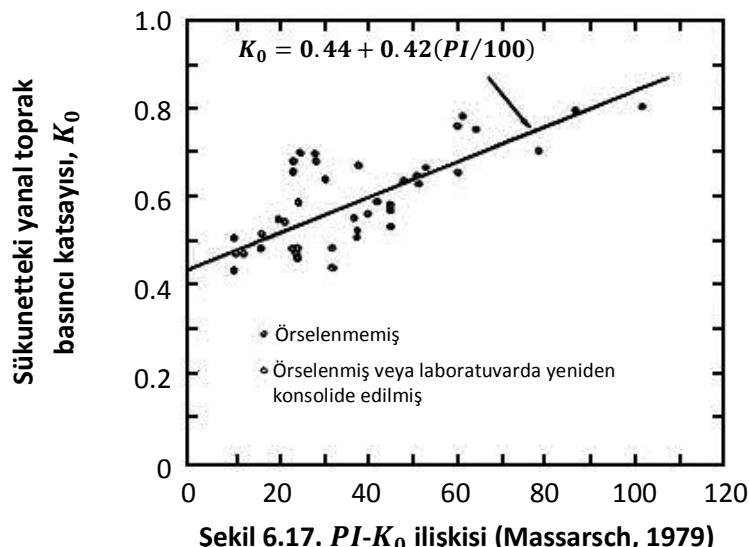
Aşırı konsolidde sert killer ve şeyllerde ise  $K_0$  katsayılarının yaklaşık değerleri Bağıntı (6.13) kullanılarak tahmin edilebilmektedir (Terzaghi, Peck ve Mesri 1996).

$$K_0 = (1 - \sin \phi'_{cv}) \left[ \frac{P'_c}{\sigma'_{v0}} \right]^{\sin \phi'_{cv}} \quad (6.13)$$

Burada;  $\phi'_{cv}$  : sabit hacimdeki kayma direnci açısı,  $P'_c$  : önkonsolidasyon basıncı ve  $\sigma'_{v0}$  : düşey efektif örtü yüküdür.

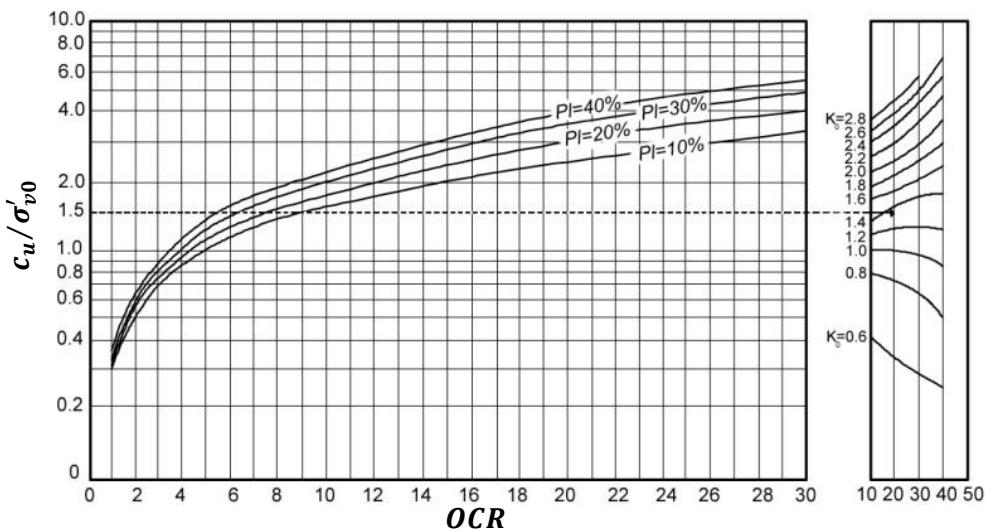


**Şekil 6.16. Normal konsolidde kumlar için Jaky Formülü ile deneylerden elde edilen  $\phi'$  -  $K_0$  ilişkisinin karşılaştırması (Al-Hussaini ve Townsend, 1975)**



Şekil 6.17.  $PI-K_0$  ilişkisi (Massarsch, 1979)

Plastisite indisı,  $PI(\%)$



Örnek:

$$c_u'/\sigma'_{v0} = 1.5 \text{ ve } PI = 20 \text{ için;}$$

$$OCR = 8 \text{ ve } K_0 = 1.33$$

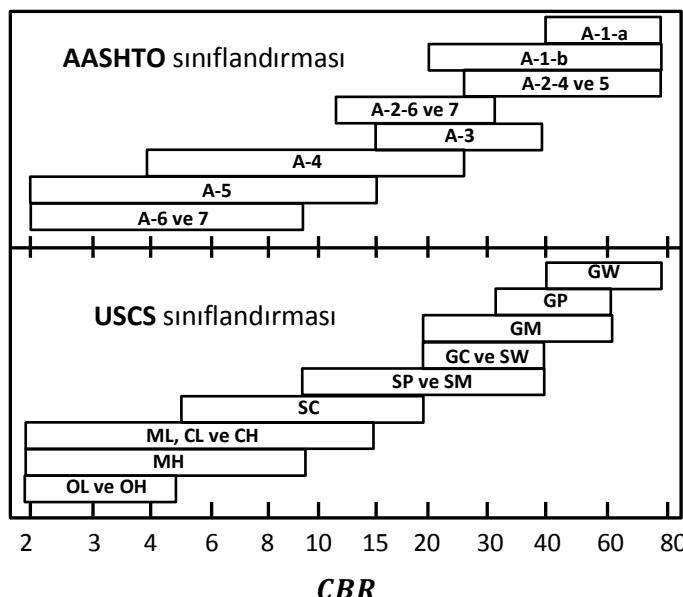
Şekil 6.18.  $K_0$  ve  $OCR$  ilişkisi (Andresen vd., 1979)

Andresen vd. (1979),  $OCR$  ve  $K_0$  parametrelerinin belirlenebilmesi için Şek. 6.18'de verilen abağın kullanılabileceğini ifade etmişlerdir. Bu yöntemde önce zeminin drenajsız kayma dayanımı ( $c_u$ ) ve efektif örtü yükünden  $c_u/\sigma'_{v0}$  oranı hesaplanır. Sonra Şek. 6.18'de zeminin plastisite indisi ( $PI$ ) değerine karşıt gelen eğri kullanılarak  $OCR$  ve  $K_0$  değerleri bulunur.

## 6.7. Kaliforniya Taşıma Oranı, $CBR$

Değişik zemin türleri için önerilen olası  $CBR$  değerleri Şek. 6.19'da gösterilmiştir (Carter ve Bentley, 1991). Kohezyonlu zeminlerde drenajsız kayma dayanımı,  $c_u$ , ile  $CBR$  değeri arasında Bağıntı (6.14)'teki korelasyon önerilmektedir (Carter ve Bentley, 1991).

$$CBR = 0.09 c_u (kN/m^2) \quad (6.14)$$



Şekil 6.19. Değişik zemin türleri için önerilen yaklaşık  $CBR$  değerleri (Liu, 1967)

## 6.8. Zemin Yatak Katsayıları

### 6.8.1. Düşey Yatak Katsayısı, $K_v$

Radye temellerin statik/betonarme tasarımında kullanılan zemin düşey yataklama katsayısı (yaylı mesnet sabiti)  $K_v$ , aşağıdaki yöntemlerden elde edilebilir.

#### Kohezyonlu Zeminler

$$\text{Kare temeller için; } K_v = K_{v1}/B \quad (6.15a)$$

$$\text{Dikdörtgen temeller için; } K_v = K_{v1} (m + 0.5)/1.5mB \quad (6.15b)$$

Burada;  $K_{v1}$ : 30 cm x 30 cm boyutunda plaka kullanılarak yapılan plaka yükleme deneyinden elde edilen zemin düşey yataklama katsayısı değeri,  $B$ : temelin genişliği ve  $mB$ : temelin boyudur.

#### Kohezyonsuz Zeminler

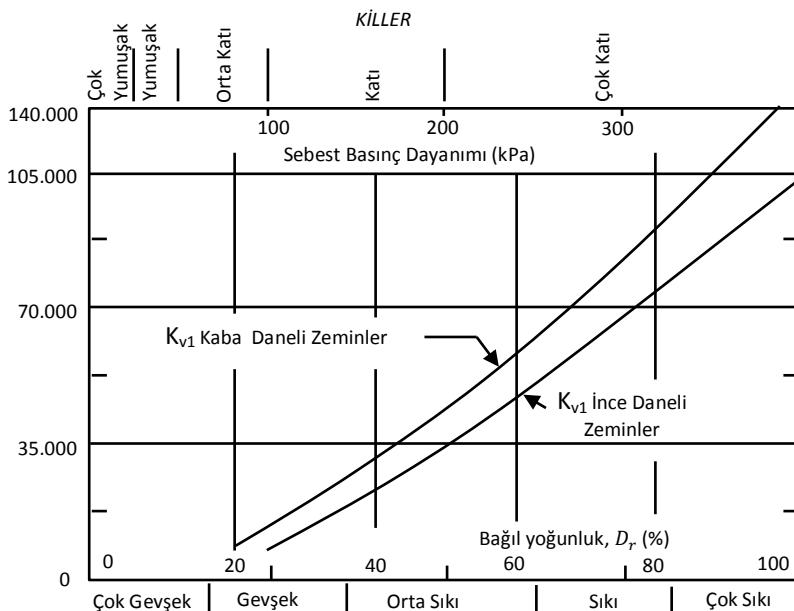
$$K_v = K_{v1} (B + 1)^2/4B^2 \quad (6.16)$$

Plaka yükleme deneyi yapılmadığı durumlarda ince daneli ve iri daneli zeminler için yaklaşık  $K_{v1}$  değeri Şekil 6.20'den alınabilir (US Navy, 1982).

Temel boyutlarının büyük olması durumunda çok küçük bir  $K_v$  değeri hesaplanacağından, büyük boyutlu radyelerde temel genişliği ( $B$ ) değeri yerine Bağıntı (6.17)'den hesaplanacak etki çapı,  $2R_e$  değeri kullanılabilir (Lopes, 2000).

$$R_e = \left[ \frac{64E_C t_R^3}{3(1 - \nu_C^2)K_{v1}} \right]^{0.25} \quad (6.17)$$

Burada;  $E_C$ : betonun elastik modülü,  $t_R$  : radye temelin kalınlığı ve  $\nu_C$  betonun Poisson oranıdır.



**Şekil 6.20 Kil ve kum zeminler için yaklaşık düşey yatak katsayıları değerleri (US Navy, 1982)**

### 6.8.2. Yatay Yatak Katsayısı, $K_h$

Kazıklı temellerin yatay yükler altındaki davranışını modellemede kullanılan zemin yatay yatak katsayısı  $K_h$  aşağıdaki yöntemlerden elde edilebilir.

#### Kohezyonlu zeminler

Aşırı konsolideli killerde yatay yatak katsayısı derinlikten bağımsız olarak sabit bir değere sahip olup, bu değer yaklaşık olarak Bağıntı (6.18)'den hesaplanabilir (CGS, 1992).

$$K_h = 67 c_u/d \quad (6.18)$$

Burada;  $d$ : kazığın çapıdır.

Poulos ve Davis (1980) ise,

$$K_h = (80 - 200) c_u/d \quad (6.19)$$

bağıntısını önermişlerdir.

### **Kohezyonsuz zeminler**

Kumlarda yatay yatak katsayı derinlikle doğrusal bir artış gösterir. Bu zeminlerde  $K_h$  değeri Bağıntı (6.20)'den hesaplanmaktadır:

$$K_h = n_h(z/d) \quad (6.20)$$

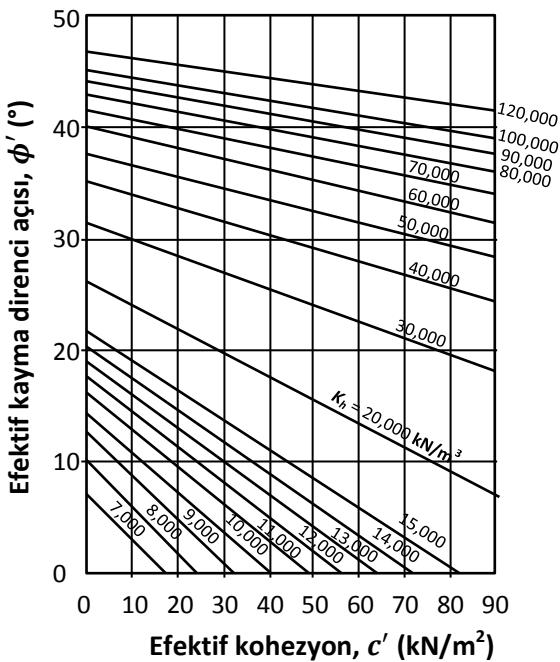
Burada;  $n_h$  : zemin sıkılığına bağlı katsayı ve  $z$  : derinlidir.

CGS (1992),  $n_h$  değerlerinin Tablo 6.6'dan alınmasını önermektedir.

**Tablo 6.6. Kohezyonsuz zeminlerde  $n_h$  değerleri**

Zeminin Sıkılığı	$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	
	YASS üzerinde	YASS altında
Gevşek	2200	1300
Orta sıkı	6600	4400
Sıkı	18000	11000

Öte yandan Talren (2000) zeminin kohezyon ve efektif kayma direnci açısına bağlı olarak  $K_h$  değerinin Şek. 6.21'den alınmasını önermektedir.



Şekil 6.21. Kohezyon ve efektif kayma direnci ile  $K_h$  ilişkisi (Talren, 2000)

## 6.9. Kaynaklar

Al-Hussaini, M.M. ve Townsend, F.C. (1975). "Investigation of  $K_0$  testing in Cohesionless Soils" Tech. Rep.: S-75-11, US Army Engnrs., WES Mississippi.

Andresen, A., Berre, T., Klevev, A. ve Lunne, T. (1979). "Procedures to obtain soil parameters for foundation engineering in the North Sea" Marine Geotechnology 3(3), 201-66.

Burland, J.B. (1990). "On the compressibility and shear strength of natural clays" Geotechnique, 40(3): 329 – 378.

Carter M. ve Bentley S.P. (1991). "Correlations of soil properties" Pentech Press Publishers, London.

CGS (1992). "Canadian Geotechnical Design Manual" Canadian Geotechnical Society Publication.

CIRIA (1986). "Control of ground water for temporary works" CIRIA Report: 113.

Das B.M. (1985). "Advanced Soil Mechanics" Mc-Graw Hill.

Gibson, R. E. (1953). "Experimental determination of true cohesion and true angle of interval friction" Proc. 3rd. ICSMFE, Zurich, 126 – 130.

Leroueil, S. ve Hight, D.W. (2003). "Behavior of properties of natural and soft rocks" Charact. And Engrn. Prop. of Natural Soils, A.A. Balkema, 1: 29 – 254.

Liu, T.K. (1967). "A review of engineering soil classification systems" Highway Research Board Record, 156: 1 – 22.

Lopes, F.R. (2000). "Design of raft foundations on Wrinkler springs" Chapter 5, Design Applications of Raft Foundations, Ed. J.A. Hemsley, Thomas Telford, 127-154.

- Louden A.G. (1952). "The computation of permeability from simple tests" *Geotechnique* 3(4): 165 - 183.
- Lunne T., Robertson K.P. ve Powell M.J.J. (1997). "Cone Penetration Testing in geotechnical Practice" Blackie Academic and Professional.
- Massarch, K.R. (1979). "Lateral earth pressure in NC clays" *Proc. 7th ECSMFE, Brighton*, 2: 245 – 250.
- Mesri G. ve Abdel-Gaffar M.E.M. (1993). "Cohesion intercept in effective stress stability analysis" ASCE, *J. of Geotech. Engr.* 119 (8): 1129-1149.
- Robertson, P.K. ve Hughes, J.M.O (1986). "Determination of properties of sand from self-boring pressuremeter tests" *Proc. 2nd. Symp. on Pressuremeter and its Marine Applications, ASTM SPT 950*, 443 – 457.
- Skempton, A.W. (1944). "Notes on compressibility of clays" *Q.J. Geol. Soc., London*, 100: 119 – 135.
- Skempton, A.W. ve Northey, R.D. (1952). "The sensitivity of clays" *Geotechnique*, 3: 30 – 53.
- Skempton, A.W. (1957). "The planning and design of new Hong Kong Airport" *Proc. Inst. of Civil Engrns.*, 7: 305 – 307.
- Stark T.D. ve Eid H.T. (1994) "Drained residual strength of cohesive soils" ASCE, *J. of Geotech. Engr.* 120 (5): 856-71.
- Talren, 2000. "K-Rea Retaining Wall Design Software Manual".
- Terzaghi, K. ve Peck, R. B. (1948). "Soil Mechanics in Engineering Practice," John Wiley & Sons, New York.
- Terzaghi K., Peck B.R. ve Mesri G. (1996) "Soil Mechanics in Engineering Practice" John Wiley & Sons, Inc.

US Navy (1982). "Soil Mechanics" Naval Facilities Engnr. Command, Dept. of US Navy, Virginia, USA.

Wroth, C.P. ve Wood, D.M. (1978). "Correlations of index properties of soils" Can. Geotechnical J. 15(2): 487 – 494.