

DERİN - ZEMİN KARIŞTIRMA YÖNTEMİ

Prof. Dr. A. Orhan EROL
Dr. Özgür KURUOĞLU

Ankara 2023

Yüksel Proje A.Ő.
www.yukselproje.com.tr

İÇİNDEKİLER

1. DERİN KARIŞTIRMA İMALAT YÖNTEMLERİ	1
1.1. Genel	1
1.2. Jetli Kuru Karıştırma Yöntemi (DJM)	3
1.3. Standart Islak Derin Karıştırma Yöntemi (WRS)	7
1.4. CSM Metodu	12
1.5. WVP Metodu	13
1.6. WJE Metodu	14
1.7. Deniz Uygulamaları	15
1.8. Yüzeysel Karıştırma Yöntemleri	15
1.9. Islak ve Kuru Sistem Seçim Kriterleri	19
1.10. DSM Yönteminin Avantaj ve Sınırlamaları	20
1.11. Referanslar	21
2. UYGULAMA ALANLARI	23
2.1. Uygulama Örnekleri	23
2.2. Referanslar	35
3. DSM KOLON MALZEMESİNİN ÖZELLİKLERİ	36
3.1. Tanımlamalar ve Faz İlişkileri	36
3.2. DSM ile İyileştirilmiş Zemin Parametreleri	39
3.2.1. Genel	39
3.2.2. Tek Eksenli Basınç Dayanımı (UCS)	40
3.2.3. UCS Değerlerinin İstatiksel Yorumlanması	45
3.2.4. Laboratuvar ve Saha Basınç Dayanımlarının Karşılaştırılması	51
3.3. Zamana Bağlı Basınç Dayanımı	53
3.4. Deformasyon Modülü	56
3.5. Kayma ve Çekme Dayanımları	60
3.6. Referanslar	64

4. DERİN KARIŞTIRMA UYGULAMALARINDA TASARIM ESASLARI	68
4.1. DSM Sistemlerinde Yenilme Mekanizmaları	68
4.2. Yük Transferi	70
4.3. Tipik Kolon Şekilleri ve Boyutları	71
4.4. Alan Yer Değiştirme Oranları	72
4.5. Taşıma Gücü	75
4.6. Oturmalar	82
4.6.1. Denge Metodu	82
4.6.2. Kazıklı Radye Metodu	84
4.6.3. Yüzer Kolonlar	88
4.7. DSM Kolonları ile Güçlendirilmiş Dolguların Stabilitesi	92
4.8. İksa Yapıları	94
4.8.1. Taban Kayması Analizleri	95
4.8.2. Rotasyonel Göçme Güvenliği	96
4.8.3. Taban Kayması Güvenliği	97
4.8.4. Duvarın Topyekün Devrilme Tahkiki	98
4.8.5. Kil Zeminde Taban Kabarması	98
4.8.6. Kum Zeminde Sızma ve Taban Kaynaması	99
4.9. DSM Kolonların Sıvılaşmaya Karşı Tasarımı	101
4.10. Eşdeğer Keson: Çözümlü Örnek	108
4.11. Referanslar	113
5. KALİTE KONTROL PROSEDÜRLERİ	119
5.1. Laboratuvar Çalışmaları	119
5.1.1. Deney Prosedürü	120
5.1.2. Zemin Örneği	121
5.1.3. Binder Malzemesi	121
5.1.4. Karıştırma ve Örnekleme	121
5.1.5. Kütleme	122
5.2. Islak Metod Uygulamaları İçin Laboratuvar Karışımlarının Hazırlanması	123
5.3. Kalite Kontrol Değerlendirmeleri (QA)	124
5.3.1. Islak Sonda Örnekleri	125
5.3.2. Karotlu Sondaj Yöntemi	125
5.3.3. Penetrasyon Deneyleri (SPT – CPT)	126
5.3.4. Kolon Penetrometre Deneyleri (CCP – RCP)	129
5.3.5. Jeofizik Yöntemler	131
5.3.6. Yükleme Deneyleri	134
5.4. Referanslar	136

ÖNSÖZ

Derin Karıştırma (DSM) tekniği bir zemin iyileştirme yöntemi olup zeminin derinlik boyunca mekanik olarak kesilip parçalanarak, aynı zamanda binder olarak tanımlanan bağlayıcı bir malzeme ile karıştırılması esasına dayanmaktadır. Bu amaçla özel bıçaklar kullanılmakta ve zemin ve su içeriği koşullarına bağlı olarak binder malzemesi kuru veya ıslak olarak zeminle yoğrulmaktadır. Neticede belirlenmiş çaplarda zemin+binder karışımı kimyasal/puzolanik reaksiyonlar sonucu sertleşerek zemin içerisinde rijit kolonlar oluşturmaktadır.

Binder malzemesi olarak ağırlıklı olarak çimento olmak üzere kireç karışımları ve jips, cüruf gibi katkı malzemeleri kullanılmaktadır. DSM tekniği başta İskandinav ülkeleri, Japonya ve Amerika Birleşik Devletleri olmak üzere tüm dünyada uygulanmakta olup Ülkemizde de yaygın olarak uygulanmaya başlanmıştır.

DSM Kolonları değişik geometriler oluşturularak, gereğinde bindirilerek projede öngörülen problemin çözümüne yönelik tekil elemanlar, perdeler, masif kütleler veya geçirimsiz yapılar teşkil edilebilmektedir. Metodun uygulama alanları arasında zemin güçlendirmeleri, temel takviyeleri, blok temeller, istinat yapıları, geçirimsizlik perdeleri ve sıvılaşmayı önleyici yapılar yer almaktadır. Uygulama alanlarının büyük çoğunluğunu (yüzde seksen) yapısal dolgularda stabilite ve oturma sorunlarının iyileştirilmesi ve temel zemini güçlendirmesi teşkil etmektedir.

Metodun uygulamasının gündeme geldiği projelerde ilk aşama tasarımıdır. Tasarımda ise kolon malzemesinin mekanik özelliklerinin bilinmesi gerekmektedir. Bu özellikler büyük oranda zemin koşullarına ve kullanılan binder malzemesinin türü ve miktarına bağlıdır. DSM kolonlarının özellikleri tasarım aşamasında gerçekleştirilen bir laboratuvar deney programı kapsamında belirlenebilmektedir.

Tasarım ve imalat yöntemlerinin belirlenmesi sonrasında yapılan imalatların proje kriterlerine uygun olup olmadığının kontrol ve denetimi DSM uygulamalarında önemli bir husustur. Kalite kontrol amaçlı yapılan çalışmalar, imal edilen kolonlar üzerinde yapılacak gözlem ve tespitleri, karot örnekleri üzerinde yapılan deneyler, jeofizik ve sonik araştırmalar ve permeabilite

ölçümlemlerini kapsamaktadır. Bunlara ilaveten teşkil edilmiş kolon ve/veya kolon grupları üzerinde, proje özelinde DSM sisteminden beklenen performansa bağı olarak, yükleme deneylerinin yapılmasına gerek duyulabilecektir.

Bu kitabın kapsamının oluşturulmasında DSM yöntemi uygulamalarında tasarımcı ve uygulamacılara yukarıda konu edilen hususlara açıklık getirecek bir rehber teşkil edilmesi amaçlanmıştır. Birinci bölümde değişik ülkelerde uygulanan farklı imalat yöntemleri tanıtılmaktadır. İkinci bölümde DSM kolonlarının değişik amaçlı kullanılmaları durumunda geometrik düzenlemelerinin ve uygulama paternlerinin ne şekilde oluşturulması konusunda örnekler ve detaylar verilmektedir. Üçüncü bölümde kolon malzemesinin özellikleri ile ilgili kapsamlı bir literatür araştırması sunulmuş, ön proje aşamasında kolon malzemelerinin mekanik özelliklerinin tahminine yönelik yöntemler derlenmiştir. Dördüncü bölüm tasarım aşamalarını ve hesap yöntemlerini içermekte olup, bu bölümde taşıma gücü, oturmalar, şev stabilitesi, dayanma yapıları tasarımı, sıvılaşma önlem yapıları tasarımları ile ilgili önerileri içeren farklı metotlar sunulmaktadır. Kitabın son bölümünde imalatların proje kriterlerini sağlayıp sağlamadığının teyidi amacıyla yapılması gerekli saha ve laboratuvar kalite/kontrol deney metotları sunulmuştur.

A. Orhan EROL

Özgür KURUOĞLU

Bölüm 1

DERİN KARIŞTIRMA İMALAT YÖNTEMLERİ

1.1. Genel

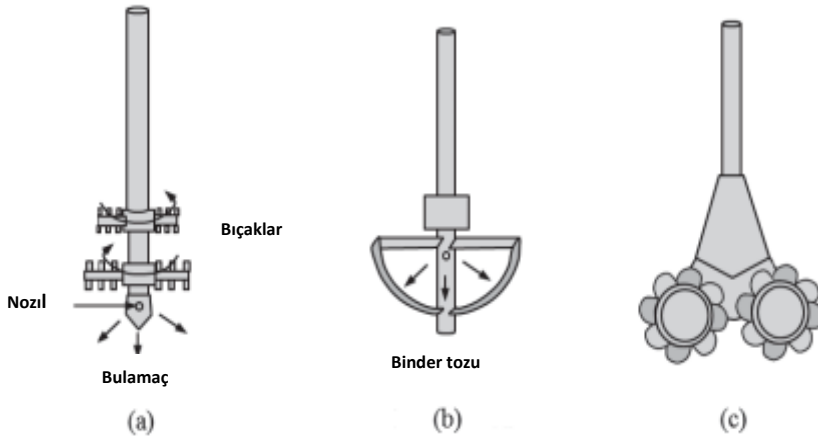
Derin karıştırma yöntemi binder malzemesini (bağlayıcı katkı malzemesi: çimento, kireç vb.) mümkün olduğunca homojen bir şekilde doğal zemin ile karıştırmak ve iyileştirilmiş eleman içerisinde binder ile karışmamış zemin kütleleri bırakmamayı hedeflemektedir. (EuroSoilStab, 2001)

Bu amaçla Japonya, İskandinav Ülkeleri ve Amerika Birleşik Devletleri'nde değişik özellikte yapım yöntemleri geliştirilmiştir. Değişik sistemlerde binderin zemine aktarılış yöntemi, delgi yöntemi ve karıştırma detayı ile karıştırmanın lokasyonu farklılık göstermektedir (Topolnicki, 2004).

Amerika Birleşik Devletlerindeki uygulamalarda kullanılan metotlar aşağıda açıklandığı gibi sembollerle tanımlanmaktadır.

Binderin zemine aktarılış yöntemi: Islak ve Kuru olarak iki kategoriye ayrılmaktadır. Islak uygulamada binder su ile karıştırılarak bulamaç olarak zemine enjekte edilmektedir. Kuru metotta ise binder toz halinde olup basınçlı hava ile zemine pompalanmaktadır. Literatürde Islak metot (**W**), Kuru metot ise (**D**) sembolleri ile temsil edilmektedir (FHWA, 2013).

Delgi yöntemi ve karıştırma detayı: Rotari yöntemler ve binderin düşük basınç altında enjekte edilmesi (**R**); jet yöntemi: yüksek basınçla binder enjeksiyonu ve rotari ilerleme (**J**); kesici tekerlerle prizmatik geometride kazı ve karıştırma (**V**). Bu yöntemleri örnekleyen şematik görünüm Şekil 1.1'de gösterilmektedir.



Şekil 1.1. Islak metot (a), kuru metot (b) ve freze yöntemi (c).

Karıştırma lokasyonu: Delgi ekipmanının ucundan veya ucun bir kolon çapı gerisinden **(E)**; şaft boyunca veya şaft üzerinde bir uzunluk boyunca **(S)**; diyafram duvar imalatlarına benzer şekilde kaset geometrisinde panel veya duvar teşkil edilerek **(P)** yapılan uygulamalar.

Belli bir yöntemin detayı bu semboller kullanılarak ifade edilmektedir. Örneğin WRS metodu; W: ıslak uygulama, R: rotari delgi yöntemi ve S: şaft boyunca karışım uygulamasını tarif etmektedir. Benzer şekilde WJE sembolü ıslak ve delgi ekipmanı ucundan uygulanan basınçlı enjeksiyon yöntemini tanımlamaktadır.

Bu metodun efektif olarak uygulanabildiği doğal zemin koşulları (Terashi, 1997):

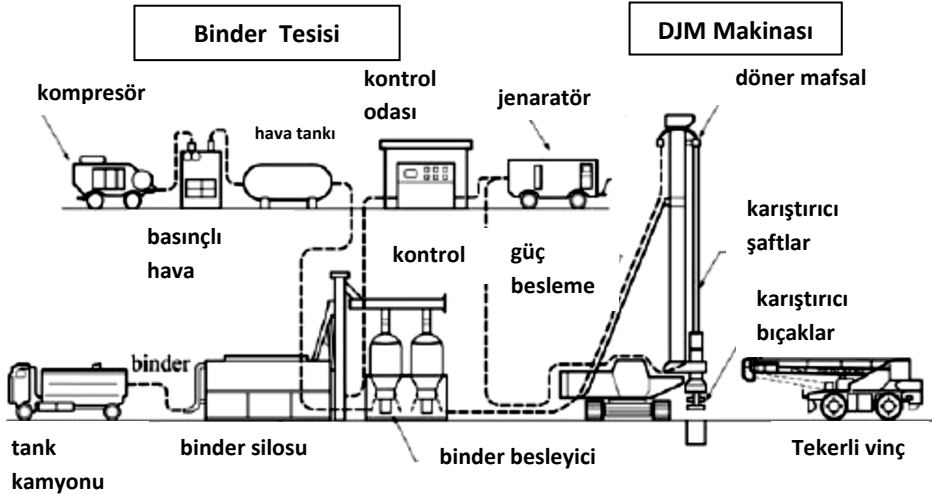
- i. $pH > 5$;
- ii. Doğal su içeriği w_n : kuru yöntem $w_n < 200\%$; ıslak yöntem $w_n < 60\%$
- iii. Organik içerik $OC < 6\%$ (ıslak metot)
- iv. Yanma kaybı $< 10\%$
- v. Elektrik akımı iletkenliği $> 0.04 \text{ mS/mm}$

Aşağıdaki bölümlerde yaygın olarak kullanılan derin karıştırma yöntemlerinin detayları verilmektedir.

1.2. Jetli Kuru Karıştırma Yöntemi (DJM)

Bu sistem bir derin karıştırma makinesi ve binder (bağlayıcı) tesisinden oluşmaktadır. Binder tesisi jeneratör, hava kompresörü, hava tankı, binder silosu ve besleme ünitesi ile kontrol odasından oluşmaktadır (Şekil 1.2). Jetli kuru karıştırma yönteminde kullanılan makina tiplerinin özellikleri ve uygulama ile ilgili detaylar Tablo 1.1’de verilmektedir.

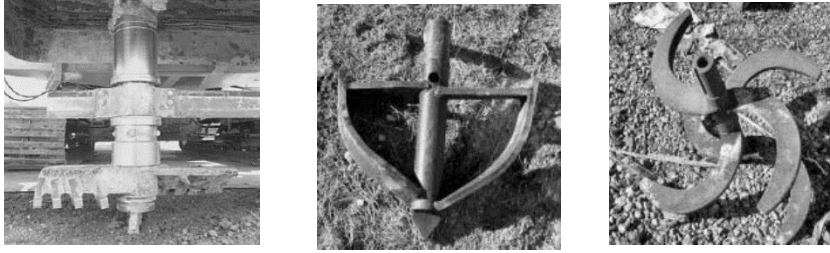
DJM metodunda kullanılan farklı bıçaklardan örnekler Şekil 1.3’te gösterilmektedir. İki shaftlı sistemlerde shaftlar sistemin stabilitesine yardımcı olmak amaçlı birbirine ters yönde döndürülmektedir. Operasyonun aşamaları Şekil 1.4’te gösterilmektedir. Binder genellikle delginin ve bıçakla karıştırmanın uygulama derinliğine ulaştıktan sonra sistemin geri yukarı istikamette çekilmesi aşamasında enjekte edilmektedir. Alternatif olarak binder sistemin yukarıdan aşağı ilerlemesi aşamasında da enjekte edilebilmektedir. Bu iki farklı enjeksiyonlama yöntemi Şekil 1.5’te gösterilmektedir.



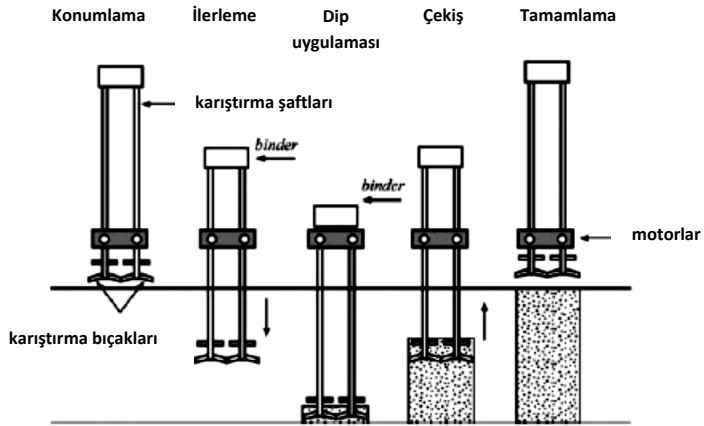
Şekil 1.2. DJM tesisi ve makinası

Tablo 1.1. DJM makinaları ve özellikleri

Tip	DJM1070	DJM2070	DJM2090	DJM2110
Maksimum derinlik	20m	26m	33m	33m
Temel taşıyıcı				
Lider	26m	34m	42m	42m
Kapasite	70kW (hidrolik)	55kWx2 (elektrik)	90kWx2 (elektrik)	110kWx2 (elektrik)
Karıştırma aracı				
Şaft sayısı	1	2	2	2
Şaft aralıkları	-	0.8, 1.0, 1.2, 1.5m	0.8, 1.0, 1.2, 1.5m	0.8, 1.0, 1.2, 1.5m
Bıçak çapı	1.0m	1.0m	1.0m	1.0 – 1.3m
Uygulanabilir zeminler				
Kil	N < 3 (max. N=6)	N < 3 (max. N=6)	N < 4 (max. N=7)	N < 6 (max. N=9)
Kum	N < 10 (max. N=18)	N < 10 (max. N=18)	N < 14 (max. N=23)	N < 20 (max. N=32)
Bir şaft için binder iletim oranı	25-120 kg/dak.	25-120 kg/dak.	25-120 kg/dak.	25-120 kg/dak.
Binder silosu	300 kN	300 kN	300 kN	300 kN

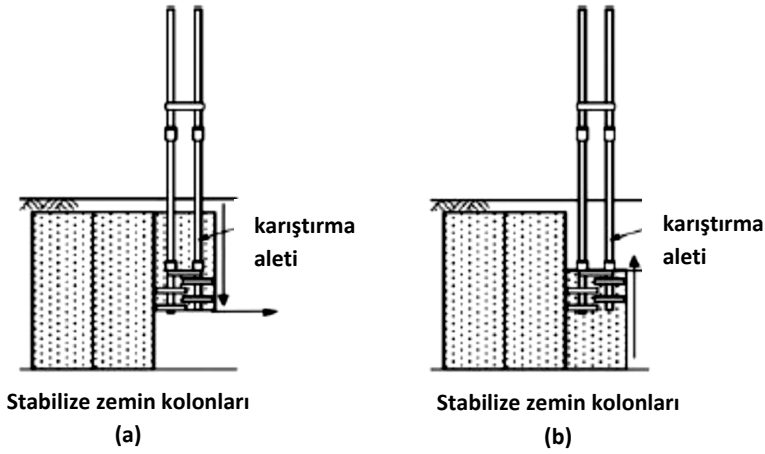


Şekil 1.3. DJM metodu uygulamalarında kullanılan bıçaklardan örnekler (Topolnicki, 2004)



Şekil 1.4. DJM Metodu imalat aşamaları (FHWA, 2013)

DJM Metodunda uygulanan operasyon parametreleri Tablo 1.2’de verilmektedir.



Şekil 1.5. Penetrasyon aşaması enjeksiyonlama (a); Yukarı çekme aşaması enjeksiyonlama (b) (FHWA, 2013)

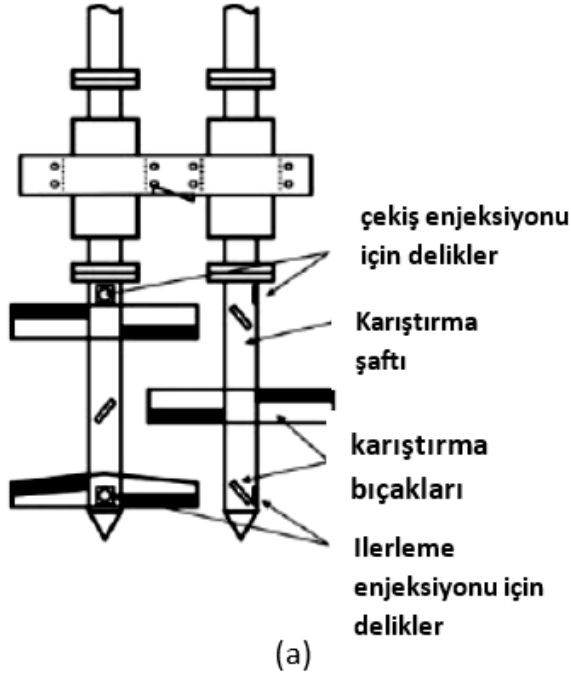
Tablo 1.2. DJM Metodunda Operasyon Parametreleri

Tip	DJM1070	DJM2070	DJM2090	DJM2110
Karıştırma şaftı				
İlerleme hızı (m/dak.)	1.0-2.0	1.0-2.0	1.0-2.0	1.0-2.0
Çekiş hızı (m/dak.)	0.7	0.7	0.9	0.9
Karıştırma bıçakları dönüş hızı				
İlerleme (rpm)	24	24	32	32
Çekme (rpm)	48	48	64	64
Bıçak dönüş sayısı (N/m)	274	274	284	284

1.3. Standart Islak Derin Karıştırma Yöntemi (WRS)

Bu sistem de DJM metoduna benzer şekilde icra edilmektedir ve bir derin karıştırma makinesi ile binder tesisinden oluşmaktadır. Binder tesisi binder silosu, su tankı, su-binder karıştırma ünitesi, çalkalama tankı, pompa ünitesi ile kontrol odasından oluşmaktadır. Derin karıştırma makinesi ise paletli ana taşıyıcı vinç ve karıştırma şaftlarından oluşmaktadır. Bir vince 1 ila 8 adet, genellikle 2 adet karıştırma şaftı monte edilmektedir. Şaftlar üzerindeki bıçaklar delgi ekipmanının ucundan veya ucun bir kolon çapı gerisinden (E) veya şaft boyunca veya şaft üzerinde belli bir uzunluk boyunca (S) yerleştirilmektedir.

Şaftlar üzerindeki bıçaklar şaşırtmalı olarak yerleştirilmektedir. Bazı sistemlerde şaftlar arası mesafeler değiştirilip kolonların bindirilmesine olanak sağlanmaktadır. Karıştırmanın daha etkin olması amacıyla şaftlar birbirine kıyasla ters istikamette döndürülmektedir. Şaftların döndürülme istikameti yukarıdan aşağı ve aşağıdan yukarı ilerleme ilerleme aşamalarında ters yönde uygulanarak karıştırma operasyonunun verimi arttırılmaktadır. İki ve üç şaftlı sistemlerin görünümü Şekil 1.6'da, tipik bir bıçak sistemi Şekil 1.7'de gösterilmektedir.



Şekil 1.6. İki ve üç şaftlı sistemler



**Şekil 1.7. Islak derin karıştırma yönteminde kullanılan bıçaklara bir örnek
(Kitazume ve Terashi, 2013)**

WRS yönteminde kullanılan makinaların özellikleri Tablo 1.3'te, operasyon parametreleri Tablo 1.4' gösterilmektedir.

Han (2015) değişik ülkelerde kullanılan DSM imalat parametrelerini Tablo 1.5'te vermektedir.

Tablo 1.3. WRS makineleri ve özellikleri

Tip	10m klasmanı	20m klasmanı	30m klasmanı	40m klasmanı
Maksimum derinlik	10m	20m	30m	40m
Temel taşıyıcı				
Lider	20m	30m	40m	50m
Motor Kapasitesi	45 kW x 2 250 kVA (elektrik)	50 – 60 kW x 2 300 kVA (elektrik)	75 – 90 kW x 2 400 kVA (elektrik)	90 kW x 2 450 kVA (elektrik)
Karıştırma aracı				
Şaft sayısı	2	2	2	2
Şaft aralıkları	0.8, 1.0, 1.1m	0.8, 1.0, 1.1m	0.8, 1.0, 1.1m	0.8, 1.0m
Bıçak çapı	1.0, 1.2, 1.3m	1.0, 1.2, 1.3m	1.0, 1.2, 1.3m	1.0 – 1.2m
Uygulanabilir zeminler				
Kil	N < 4 (max. N=8) N < 6	N < 4 (max. N=8) N < 6	N < 4 (max. N=8) N < 6	N < 4 (max. N=8) N < 6
Kum	(max. N=15) 2m ³ x 1 3.5m ³	(max. N=15) 2m ³ x 2 3.5m ³	(max. N=15) 2m ³ x 2. 3.5m ³	(max. N=15) 3.5m ³ x 2. 3.5m ³
Binder karıştırıcısı				
Binder ajitator	20 m ³ / saat	20 m ³ / saat	20 m ³ / saat	20 m ³ / saat
Bir şaft için binder bulamacı iletim hızı				
Binder silosu	300 kN	300 kN	300 kN	300 kN

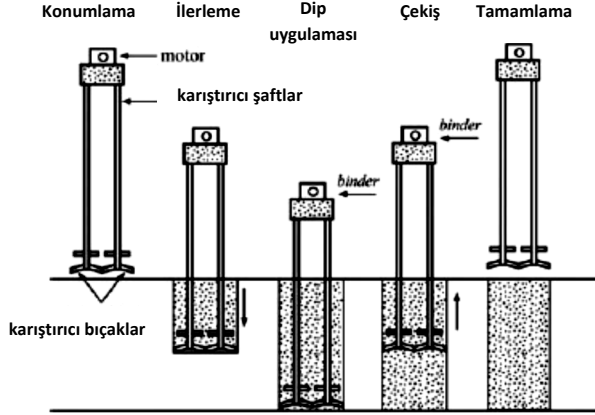
Tablo 1.4. WRS Metodunda Operasyon Parametreleri

Tip	İlerleme sırasında enjeksiyon	Geri çekme sırasında enjeksiyon
Karıştırma shaftı		
İlerleme hızı (m/dak.)	1.0	1.0
Çekiş hızı (m/dak.)	1.0	0.7
Karıştırma bıçakları dönüş hızı		
İlerleme (rpm)	20	20
Çekme (rpm)	40	40
Bıçak dönüş sayısı (N/m)	360	350

Tablo 1.5 Farklı ülkelerde kullanılan DSM parametreleri (Han,2015)

Bölge	Japonya		Avrupa	A.B.D.
Referans	Kitazume ve Terashi (2013)		Holm (2015)	Elias v.d. (2006)
Metod	Kuru metod	Islak Metod		
İlerleme hızı (m/dak.)	1.0-2.0	1.0	2-6	1.0
Çekiş hızı (m/dak.)	0.7-0.9	0.7-1.0	1.5-6	
Bıçak dönme hızı – ilerleme (rpm)	24-32	20	80-200	20-45
Bıçak dönme hızı – çekme (rpm)	48-64	40	10-30	
Bıçak dönme sayısı (/dak.)	274-284	350-360	100-500	Killer için 350; turbalı zeminde 400-450
Binder içeriği (kg/m ³)			100-250	150-300

WRS yönteminde enjeksiyonun yukarıdan aşağı ilerleme esnasında yapıldığı durum için inşaat aşamaları Şekil 1.8’de gösterilmektedir. Karıştırma işlemi aşağıdan yukarı ilerleme fazında da devam etmektedir.



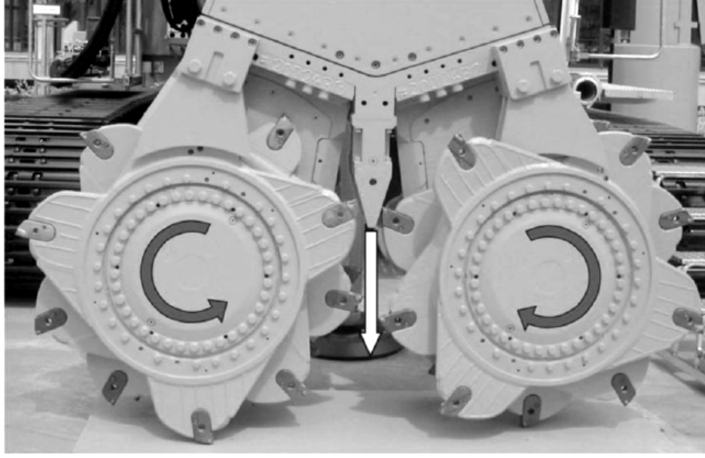
Şekil 1.8. WRS Metodu imalat aşamaları

1.4. CSM Metodu

Bu yöntem aslında bir WRE (ıslak-rotari-uçtan beslemeli) sistemi olup diyafram duvar teknolojisindeki frezeler (teker şeklinde kesici bıçaklar) kullanılmaktadır. Frezeler Şekil 1.9’da gösterildiği gibi yatay bir aks üzerine monte edilmiş olup düşey yönde dönmektedirler. Tekerler birbirine ters yönde dönmektedir; rotasyon aşamasında zemin parçalanmakta, aynı zamanda zemin enjekte edilen su-binderden oluşan bulamaç ile karıştırılmaktadır. Bu sistem genellikle duvar şeklindeki imalatlarda kullanılmakta olup diyafram duvarlarda olduğu gibi birincil ve ikincil paneller şeklinde bindirmeli olarak teşkil edilmektedir (FHWA, 2013).

Sert zeminlerde ilerleme sağlanabilmesi için döner bıçaklar üzerine kaya kesici dişler monte edildiğinde bloklu zeminler ve 50 MPa mukavemetli kaya birimlerini geçmek mümkün olabilmektedir. Duvarların kaya birimlerine

soketlenmesi sızdırmazlık perde uygulamalarında gerekli olmaktadır. Bu yöntemle 0.5m ila 1.2m aralığında değişen kalınlıklarda perdeler teşkil edilebilmektedir.



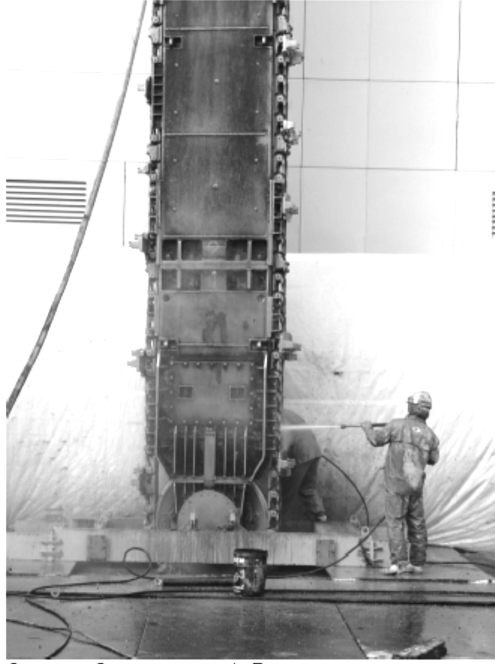
Şekil 1.9. CSM Metodunda kullanılan karıştırıcılar (FHWA, 2013)

1.5. WVP Metodu

WVP sembolü Islak Düşey Panel sistemini temsil etmektedir. Bu sistemde düşey taşıyıcı çerçeve üzerine kesici dişler sabitlenmiş olan testere monte edilmiştir. Şekil 1.10'da gösterilen sistemde zeminde parçalama ve ilerleme testere vasıtasıyla sağlanmakta, binder enjeksiyonlaması ilerleme ile eş zamanlı yapılmaktadır.

Öngörülen uygulama derinliğine inildikten sonra kesici testerenin yatay yönde hareket ettirilerek eş zamanlı olarak enjeksiyonlama ve karıştırma işlemlerine devam edilmesi sonucunda sürekli duvar teşkili mümkün olabilmektedir.

WVP yöntemi ile ABD'de 30m derinlikte duvarlar imal edildiği rapor edilmiştir. Japon uygulamalarında 60m derinliklere kadar duvarın teşkil edilebildiği ifade edilmektedir.



Şekil 1.10. WVP Sistemi (FHWA, 2013)

1.6. WJE Metodu

WJE sembolü Islak-Jetli-Uçtan Beslemeli sistemi ifade etmektedir. Bu yöntemde mekanik parçalama ve karıştırma işlemi basınçlı enjeksiyonlama ile bir arada uygulanmaktadır. Basınç uygulaması ilerlemeyi hızlandırmakta aynı zamanda karıştırmanın daha etkili olmasına katkıda bulunmaktadır. Tekli veya çoklu şaftlar kullanılmakta, enjeksiyonlama şaft ucundan ve bıçakların kenarlarından yapılmaktadır. İlerleme esnasında basınçlı su kullanılmakta, yukarı yönde ilerleme aşamasında basınçlı binder enjeksiyonlaması yapılmaktadır. Uygulamada kullanılan tipik bir kesici uç Şekil 1.11’de gösterilmektedir. Uygulanan basınç aralığı 5 MPa ile 400 MPa aralığında değişmektedir (Topolnicki, 2004).



Şekil 1.11. WJE sisteminde kullanılan tipik bir uç (FHWA, 2013)

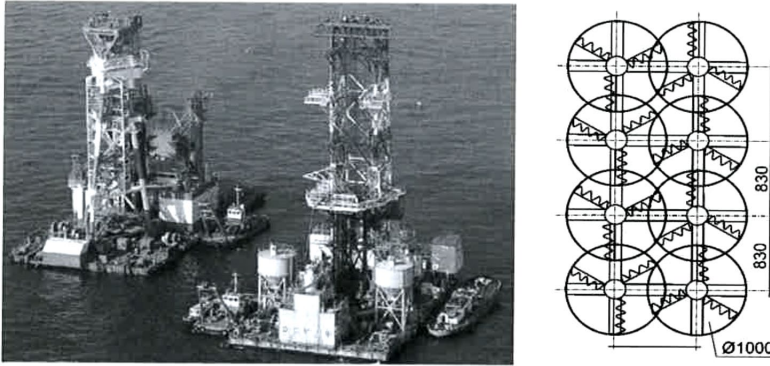
1.7. Deniz Uygulamaları

Deniz uygulamaları rıhtım, dalgakıran ve kıyı istinat yapı temellerinde oturma, taşıma gücü, sıvılaşma ve global stabilite sorunlarını çözmek amaçlı yapılmaktadır. Tüm derin karıştırma tesisi Şekil 1.12’de gösterildiği gibi büyük boyutlu dubalar üzerine kurulmakta, shaft ve bıçaklar dubanın ucundan işlem yapmaktadır. Genellikle çoklu ve bindirmeli kolon uygulamaları tercih edilmektedir. Şekil 1.12’de 8’li bir kolon grup uygulaması gösterilmektedir. Kolon çapları 1.0m – 1.6m aralığında olup uygulama derinlikleri su altında 70m’lere kadar inebilmektedir.

1.8. Yüzeysel Karıştırma Yöntemleri

Sığ karıştırma yöntemleri yüksek su içerikli, bataklık türü zeminlerde, atık aktif çamurları iyileştirmekte, organik yumuşak zeminlerde, taramalardan elde edilen malzemelerde ve ağır iş makinalarını taşıyamayacak nitelikte zeminlerin yer aldığı alanlarda hızlı ve ekonomik bir yöntem olarak tercih edilmektedir.

Uygulama 5m derinliklere kadar yapılabilmektedir. Sığ uygulamalarda kuru ve ıslak yöntemler kullanılmaktadır. Bu uygulamalarda amaç tüm zemin kütlelerinin topyekün tamamının iyileştirilmesidir.

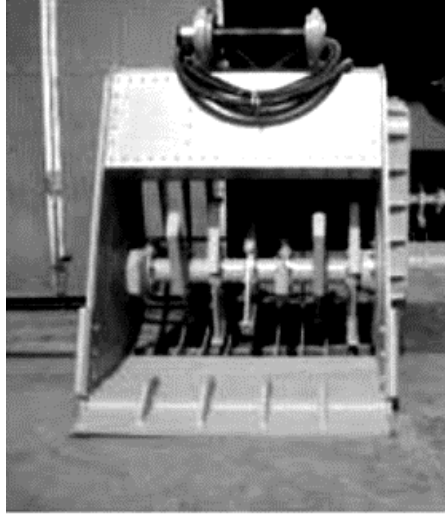


Şekil 1.12. Dubalar üzerinde bir derin karıştırma tesisi ve bindirmeli kolon grubu uygulaması (Topolnicki, 2004)

Kuru metotta toz formundaki binder malzemesi hava basıncı (pnömatik) ile zemine enjekte edilmektedir. Karıştırıcı olarak Şekil 1.13'te gösterilen 1.8 m-3.7m çaplarında burgular veya Şekil 1.14 ve Şekil 1.15'de gösterilen özel karıştırıcılar veya Şekil 1.16'da örnekleri verilen bıçaklar kullanılmaktadır.



Şekil 1.13. Büyük çaplı burgu karıştırıcılar



Şekil 1.14. Kepçe içine monte karıştırıcı

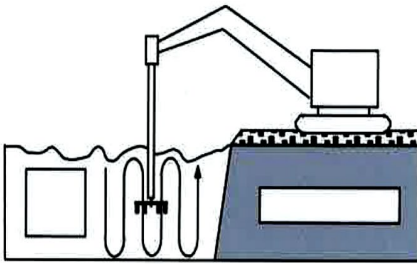


Şekil 1.15. Özel karıştırıcı uçlar
(Kitazume ve Terashi, 2013), (Garbin ve Mann, 2010)

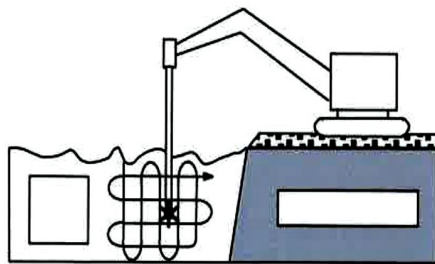


Şekil 1.16. Karıştırıcı bıçaklardan örnekler

Karıştırma operasyonu Şekil 1.17’de gösterildiği gibi sadece düşey yönde veya aynı zamanda yatay/düşey iki yönde yapılabilmektedir.



(a)



(b)

Şekil 1.17. Düşey (a) ve yatay/düşey (b) karıştırma (ALLU, 2007)

Islak sıg karıştırma yöntemlerinde de aynı ekipmanlar kullanılmakta, binder malzemesi sulu harç (enjeksiyon) olarak zeminle karıştırılmaktadır.

1.9. Islak ve Kuru Sistem Seçim Kriterleri

Islak veya Kuru Sistem seçimi aşağıdaki faktörler ve özellikler değerlendirilerek yapılmaktadır (Topolnicki, 2016):

- *Zeminin doğal su içeriği:* Kohezyonlu zeminlerde doğal su içerikleri $W = \%60 - \%200$ aralığında olduğu koşulda kuru sistem tercih edilmelidir. $W > \%20$ bir alt limit olup, su içeriğinin plastik limitin altında olması durumunda ortamdaki su miktarı hidrasyon reaksiyonları için yetersiz kalmaktadır.
- *Karıştırma Kalitesi:* Islak yöntemlerde karıştırma süreleri daha uzun olduğundan daha homojen iyileştirilmiş zemin kütlesi elde edilebilmektedir. Islak yöntemde ön-hidrasyon reaksiyonları başlamakta binder karışımının kolon içerisinde dağılımı kolaylaşmaktadır.
- *İyileştirilmiş zemini basınç dayanımı:* Çok ıslak zeminler hariç ıslak metotlarda daha yüksek dayanımlar elde edilebilmektedir.
- *Sert zeminlerde ilerleme kabiliyeti:* Islak metotlarda binder sıvısının lubrikasyon etkisi ve bu yöntemde kullanılan mekanik ekipmanların yüksek tork kapasitesi nedenleri sert zeminler kolaylıkla geçilebilmektedir.
- *Tabakalı zeminler:* Islak yöntemde kolon boyunca daha üniform dayanımlar elde edilebilmektedir.
- *Taşan atık malzeme:* Kuru yöntemde taşma olmamaktadır.
- *Endüstriyel atıkların kullanımı:* Endüstriyel atıklar kuru yöntemlerde sıkça kullanılmaktadır. Islak yöntemde bazı hallerde çimento cürufu dışında diğer atıklar kullanılmamaktadır.
- *Ortam ısısı:* Kuru yöntem düşük ısıli ortamdaki etkilenmemektedir.
- *Kolon donatılandırma:* İstinat yapılarında gerekli olan çelik profil yerleştirme ancak ıslak yöntemde mümkün olabilmektedir.
- *Maliyet:* Islak yöntem birim fiyatları kuru sisteme oranla daha yüksektir.

1.10. DSM Yönteminin Avantaj ve Sınırlamaları

DSM uygulamalarının diğer zemin iyileştirme yöntemleri ile kıyaslandığında başlıca avantajları aşağıda özetlenmektedir:

- i. Hızlı üretim olanağı, büyük projelerde ekonomik olması
- ii. Hemen tüm zemin koşullarında uygulanabilir olması
- iii. Kolon mesafe ve paternlerinin proje gereklerine göre kolayca uyarlanabilmesi
- iv. Kolon malzemesinin mühendislik parametrelerinin kolaylıkla tasarlanıp kontrol edilebilmesi
- v. İmalat esnasında minimum düzeyde yanal ve düşey basınçlar olduğundan civar yapılar üzerinde herhangi bir hasar oluşumunun söz konusu olmayışı
- vi. Çevrede vibrasyon ve gürültü kirliliği potansiyelinin minimum düzeyde olması
- vii. Taşan malzeme (spoil) miktarının özellikle kuru metotta sınırlı olması
- viii. Karada, kıyı-liman yapılarında ve açık denizde kolayca uygulama imkânı
- ix. İmalat esnasında kalite kontrol kriterlerinin kolaylıkla uygulanabilir olması
- x. Minimal düzeyde çevre kirliliği

Uygulama ile ilgili bazı sınırlamalar aşağıda özetlenmektedir:

- i. Derinlik sınırlaması, özellikle kara uygulamalarında
- ii. Çok sert, çok sıkı zeminlerde ve bloklu zeminlerde uygulanamaması
- iii. Düşeyden açılı kolon uygulamasının zorlukla uygulanması/uygulanamaması
- iv. Bazı zemin koşullarında kolonların üniformluk ve kalitesinde değişkenlikler oluşabilmesi
- v. Çevre yapıların sınırlarına yaklaşımda yaşanabilecek zorluklar
- vi. Donma/çözülme nedeniyle mekanik özelliklerde kayıplar oluşması
- vii. Islak metotta büyük hacimlerde taşma olasılığı
- viii. Zayıf zemin koşullarında ağır makinelerin mobilizasyon zorlukları
- ix. Hava veya enjeksiyon basınçlarının kabarma yaratma potansiyeli

- x. Derinlerde sadece sınırlı kalınlıkta izole olmuş zayıf bir zemin tabakasını iyileştirilmesinin mümkün olmayışı.

1.11. Referanslar

ALLU. (2007). *Mass Stabilisation Manual*, ALLU Finland Oy, Orimatilla. 57p. (June 24, 2014).

Elias, V., Welsh, J., Warren, J., Lukas, R., Collin, J.G., and Berg, R.R. (2006). *Ground Improvement Methods*. FHWA NHI-06-020, Federal Highway Administration, Washington, DC

EuroSoilStab (2001). *Development of Design and Construction Methods to Stabilise Soft Organic Soils. Design guide soft soil stabilization*. CT97-0351, EC Project No. BE 96-3177, Industrial & Materials Technologies Programme (BriteEuRam III), European Commission.

FHWA (2013), *Deep Mixing for Embankments and Foundation Support*, No: FHWA-HRT-13-046.

Holm, G. (2005). "Deep mixing properties and applications." Powerpoint presentation, STAR Conference, Cambridge, UK, April 12.

Mass Mixing Methods Garbin, E. and Mann, J.A. (2010). "Mass Stabilization for Environmentally Sensitive Projects in Florida." *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 2201 Washington D.C., 2010, pp. 62-69

Kitazume M., Terashi, M. (2013) *The Deep Mixing Method*, CRC Press, Taylor&Francis Group, London.

Terashi M. (1997). Theme lecture: Deep mixing method – Brief state of the art. *Proceedings of the 14th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hambourg, 6-12 September 1997*. A. A. Balkema/Rotterdam/Brookfield/1999. Vol. 4, pp. 2475-2478.

Topolnicki, M. (2004) In situ soil mixing, Ground improvement Edts: M. P. Moseley, Klaus Kirsch, Taylor&Francis Group, London.

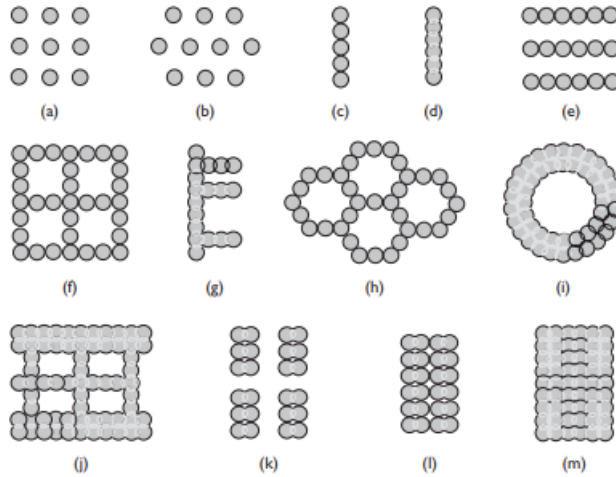
Topolnicki M. (2016) General overview and advances in Deep Soil Mixing, XXIV Geotechnical Conference of Torino Design, Construction and Controls of Soil Improvement Systems, Torino.

Bölüm 2

UYGULAMA ALANLARI

2.1. Uygulama Örnekleri

Derin Karıştırma Yöntemi uluslararası literatürle de uyumlu olması amacıyla **DSM** (**D**eep **S**oil **M**ixing) sembolü ile tanımlanacaktır. Tekil kolonlardan oluşturulan destek elemanları paternleri Şekil 2.1’de gösterilmektedir.



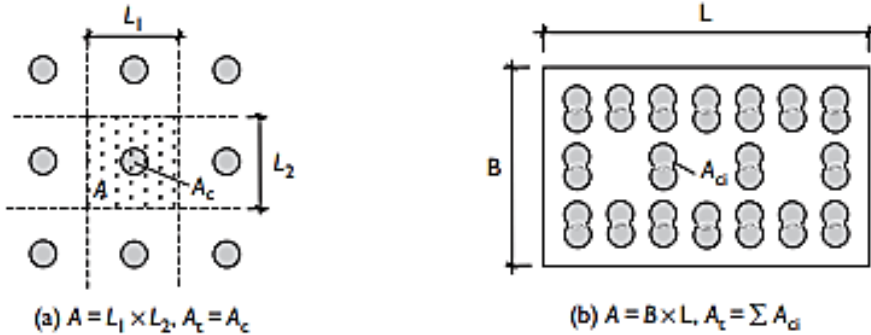
Şekil 2.1. Kolon paternleri: (a) kare yerleşim ve (b) üçgen yerleşim tekil kolonlar, (c) teğet kolonlu duvar, (d) bindirmeli duvar uygulamaları, (e) teğet kolonlu paralel duvar uygulamaları, (f) teğet kafes sistemi, (g) bindirmeli payandalı duvarlar, (h) teğet kolonlu hücre uygulamaları, (i) halka paterni, (j) bindirmeli kafes, (k) kolon grupları, (l) bitişik kolon grupları, (m) blok uygulamaları. (Topolnicki, 2004)

Kolon boyları karadaki uygulamalarda 30m, denizdeki uygulamalarda 70m'lere kadar yapılabilmektedir.

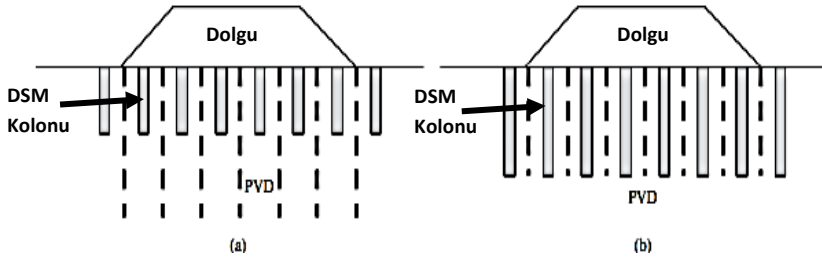
Tekil kolon ve grup uygulamalarında yapılan iyileştirmenin kıyaslanması amacıyla alan yer değiştirme oranı kullanılmaktadır. Tekil kolon ve plak altı grup uygulamalarında yer değiştirme oranı , ar , Şekil 2.2’de açıklandığı şekilde tanımlanmaktadır. Genel olarak tekil kolon uygulamalarında kolon aralıklarının için 3 çaptan daha büyük olmaması önerilmektedir. Bu açıklığa karşıt gelen alan yerdeğiştirme oranları kare yerleşimde %8.7 ve üçgen yerleşimde %10.1 olmaktadır; bu değerler bir anlamda önerilen minimum yer değiştirme oranlarıdır. İskandinav ülkelerindeki uygulamalarda alan yer değiştirme oranları %10-%30 aralığında; Japonyadaki uygulamalarda %30-%50 aralığındadır. Japonyada’ki uygulamalarda yüksek değerler sismik etkilerden kaynaklanmaktadır.

DSM kolonları değişik elemanlarla kompozit olarak da kullanılabilir. Düşey drenler, kazıklı temellerde kompozit olarak uygulamalarından örnekler Şekil 2.3 ve Şekil 2.4’de gösterilmektedir.

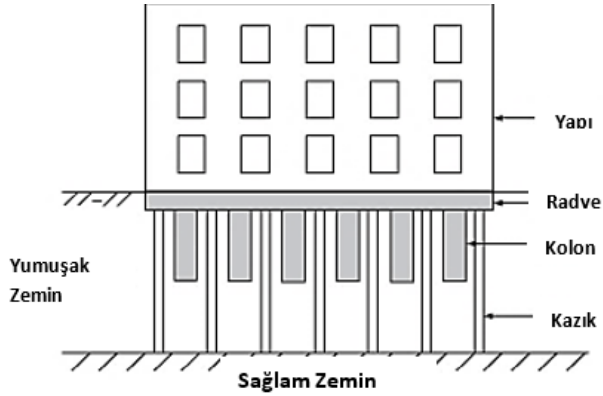
$$ar = \frac{A_t}{A} = \frac{\text{net derin karıştırma alanı}}{\text{toplam alan}}$$



Şekil 2.2. Tekil ve grup kolon uygulamalarında alan yer değiştirme oranları (Han, 2015)



Şekil 2.3. DSM kolonlarının düşey drenlerle kompozit uygulaması:
(a) farklı boy, (b) eşit boy (Han, 2015)



Şek.2.4. DSM kolon-kazıklı temel sisteminin birlikte uygulaması (Han,2015)

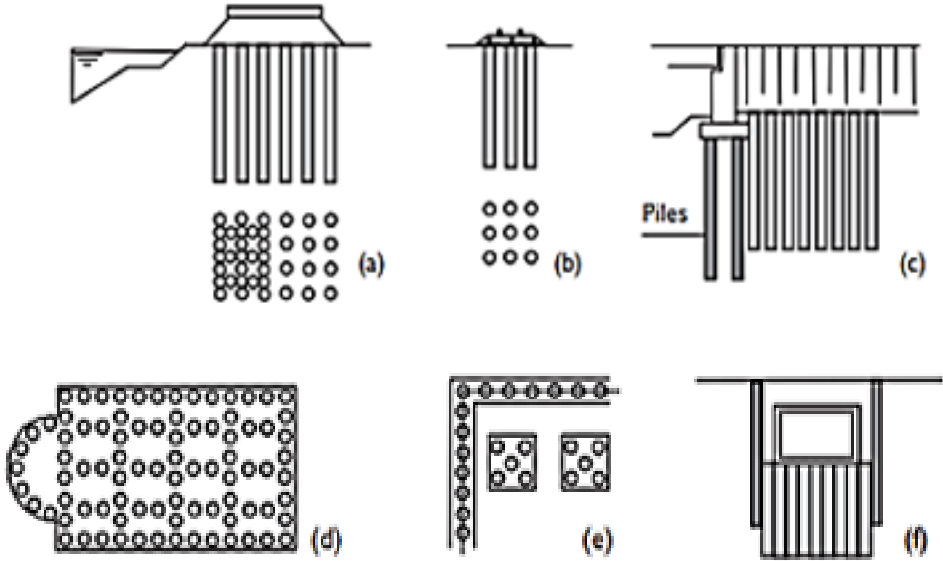
DSM kolonlarının kullanım alanları ile ilgili aşağıdaki şekilde bir genelleme yapılabilmektedir:

- i. Temel destek sistemleri
- ii. Dayanma yapıları teşkili
- iii. Zemin iyileştirme uygulamaları
- iv. Sıvılaşmaya karşı önlem yapıları
- v. Hidrolik sızdırmazlık perdeleri
- vi. Atık depolama tesislerinin ıslahı

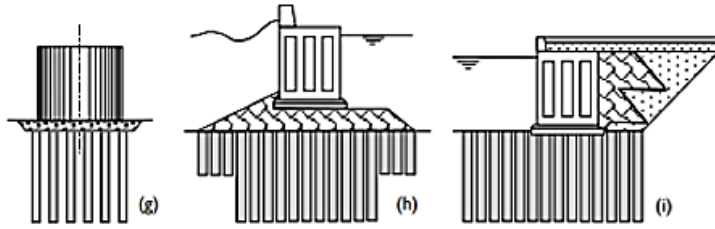
Temel destek sistemleri uygulamalarında yumuşak zemine oturan yapılarda temel zemini DSM kolonları ile güçlendirilerek yapılarda oturmaların azaltılması

ve zemin taşıma gücünün artırılması amaçlanmaktadır. Değişik tür yapılarıdaki uygulamalardan örnekler Şekil 2.5'te gösterilmektedir. Seçilecek kolon yerleşim paterni yapı yüklerinin mertebesine bağlıdır. Hafif yapılarda oturmaları sınırlamak amaçlı tekil kolonlar, ağır yapılarda ise duvar, kafes veya blok paternler uygulanmaktadır.

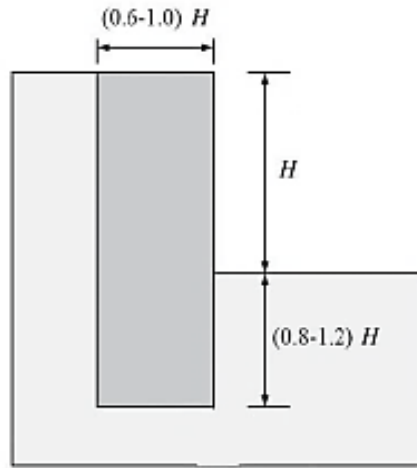
DSM kolonlar derin kazılarda ağırlık duvarı prensibi ile çalışan iksa yapıları olarak da kullanılmaktadır (Şekil 2.6). Yanal zemin itkilerinin bindirmeli DSM kolonlarından oluşturulan iksa perdesi üzerinde yarattığı kesme ve moment tesirlerinin perde tarafından taşınmadığı durumlarda ya bitişik duvarlar inşa edilerek duvar kalınlığı arttırılmakta veya Şekil 2.7'de gösterildiği gibi ıslak metotla inşa edilen kolonların içerisine priz alınmadan itme yöntemi ile çelik boru veya geniş I-profiller yerleştirilmektedir.



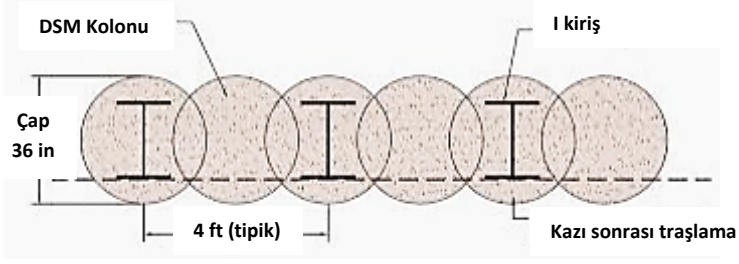
Şekil 2.5. Temel destekleme sistemleri uygulamaları: (a) yol dolguları, (b) demiryolu dolguları, (c) köprü yaklaşım dolguları, (d) radye temel uygulamaları, (e) mütemadi ve tekil temeller, (f) menfezler (Topolnicki, 2004)



Şekil 2.5. (devamı) (g) tank temelleri, (h) dalgakıranlar, (i) rıhtım duvarları
(Topolnicki, 2004)

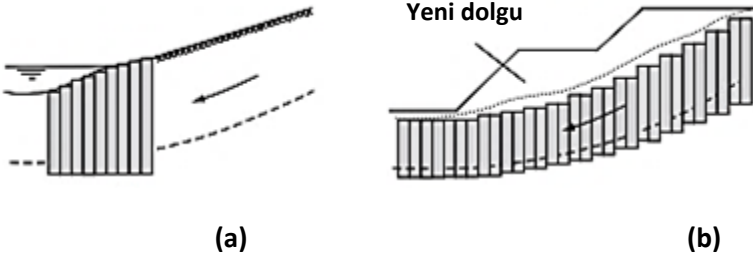


Şekil 2.6. Ağırlık tipi istinat yapısının tipik boyutları (Han, 2015)



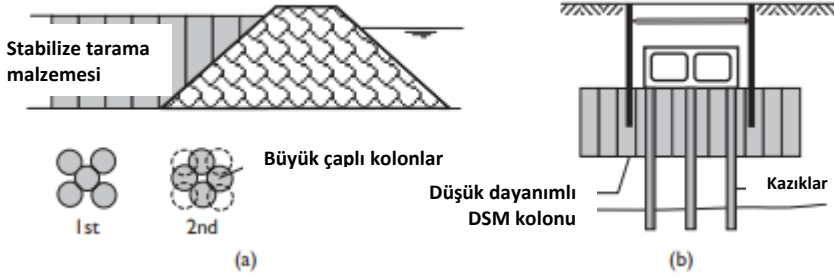
Şekil 2.7. Çelik profillerle donatlandırılmış bir perde görünümü (Han, 2015)

DSM kolonlardan teşkil edilen yapılar Şekil 2.8’de gösterildiği gibi heyelan önleme yapıları ve şev stabilitesini sağlamak amacıyla da kullanılmaktadır.



Şekil 2.8. DSM kolonlarının (a) heyelan önleme, (b) şev stabilitesi amaçlı kullanımı (Topolnicki 2004)

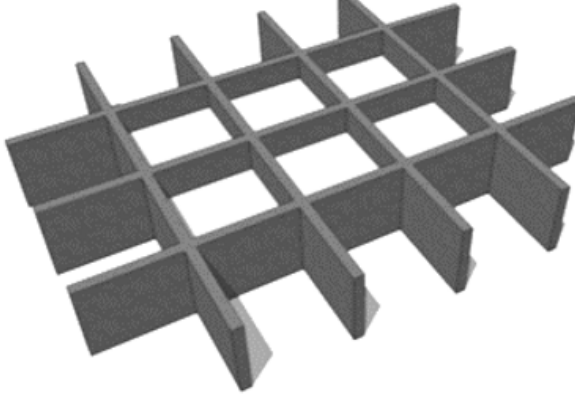
DSM metodu büyük hacimli uygulamalar gerektiren yumuşak killerin ve deniz dolgularının iyileştirilmesinde kullanılmaktadır. Bu uygulamalardan örnekler Şekil 2.9’da gösterilmektedir.



Şekil 2.9. DSM metodunun zemin iyileştirmesinde kullanımından örnekler: (a) deniz dolgusu ıslahı, (b) gömülü yapılarda taban ıslahı (Topolnicki, 2016)

Şekil 2.9(b)’deki uygulamada düşük mukavemetli ($UCS = 0.2-0.5 \text{ MPa}$) DSM kullanılması hem ekonomik nedenle hem de palplanş iksa yapısının kolayca çakılabilmesini amaçlamaktadır. Bu uygulamada DSM Blok aynı zamanda pasif direnci arttırma, tabanda geçirimsizlik sağlama ve taban kabarmasını engelleyen bir yapı olarak kullanılabilir.

Boulanger (2012) sıvılaşmaya karşı önlem olarak Şekil 2.10’da gösterilen bindirmeli DSM kolonlarından oluşan paneller ile teşkil edilen kafes sistemini önermektedir.

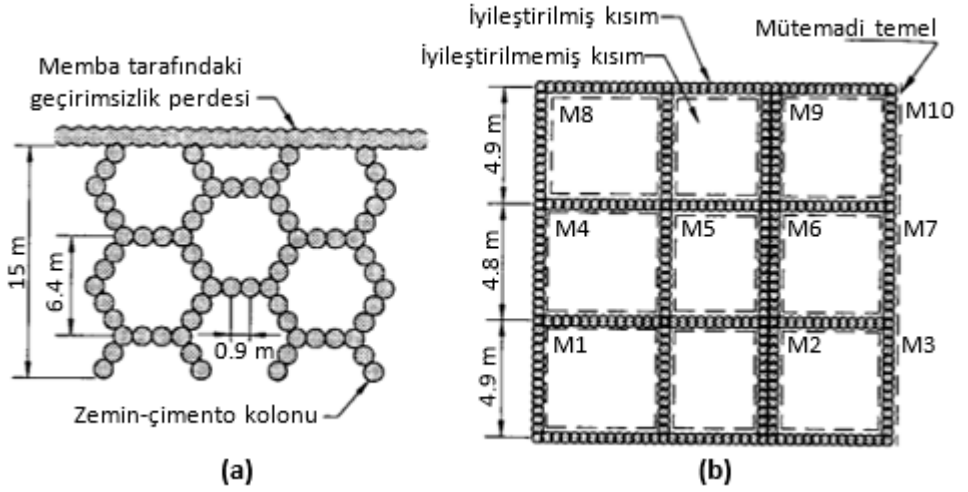


Şekil 2.10. Panellerden oluşan kafes sistemi (Boulanger, 2012)

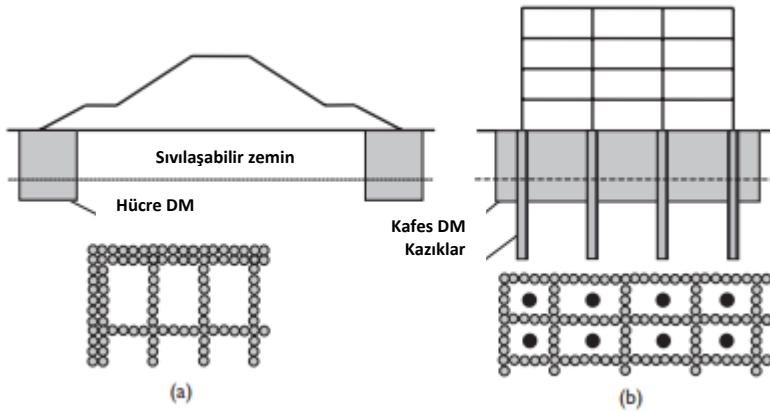
Kafes sisteminde sıvılaşmaya karşı iyileşme aşağıdaki nedenlerle oluşmaktadır:

- i. Hücre içerisindeki zeminde depremin oluşturacağı kayma birim deformasyonları ve dolayısıyla sıvılaşmanın esas nedeni olan boşluk suyu basıncındaki yükselmeler sınırlanmaktadır.
- ii. Kafes içerisinde hapsolmuş zemin ve panellerden oluşan kompozit malzemenin dayanımı artmakta ve sıkışabilirliği azalmaktadır.
- iii. Sıvılaşma sonrası oluşacak oturmalar önemli ölçüde azalmaktadır.
- iv. Kafes çevresindeki orijinal zeminde gelişen aşırı boşluk suyu basınçlarının yapı bölgesine nüfuz etmesi önlenmektedir.

Sıvılaşmaya karşı önlem uygulamaları olarak literatürden örnekler Şekil 2.11 ve Şekil 2.12’de gösterilmektedir.



Şekil 2.11. Kafes sistemi uygulamalarından örnekler (a) Jackson Gölü Barajı Projesi (Pujol-Rius vd., 1989) ve (b) Kagoshima (Japonya) şehrinde bir bina temeli iyileştirmesi (Babasaki, 1991)



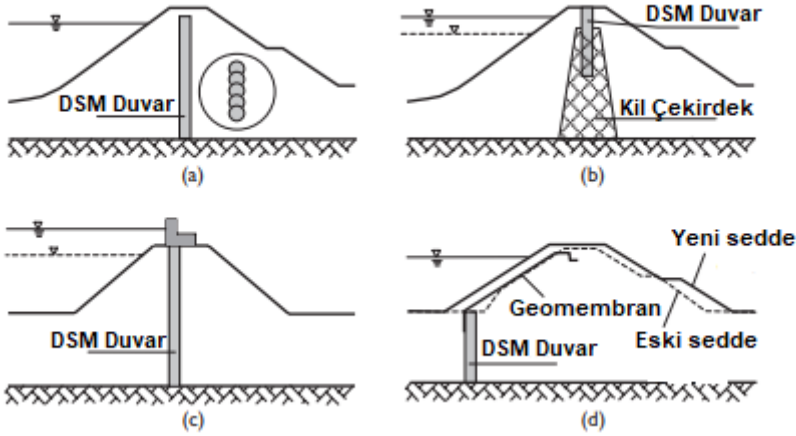
Şekil 2.12. Sıvılaşmaya karşı önlemler: (a) nehir mecrasında taşkın seddesi, (b) bina temellerinin stabilizasyonu (Boulanger vd. 2021)

Şekil 2.12(b)'deki bina temellerindeki uygulamada sıvılaşmanın önlenmesi sonucu kazıklarda yanal direnç kayıpları da büyük ölçüde önlenmiş olmaktadır.

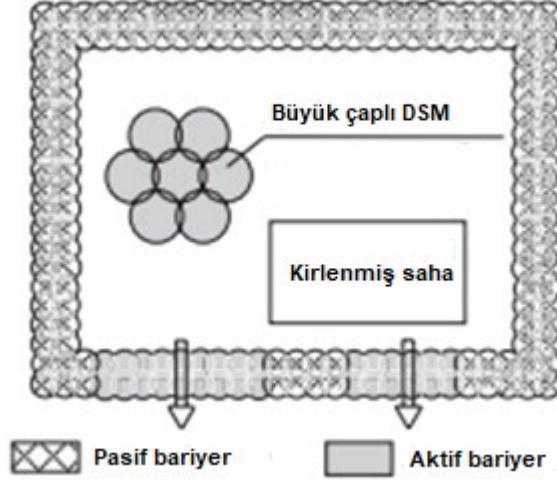
Su tutucu olarak projelendirilen hidrolik yapılarda bindirmeli şekilde teşkil edilen DSM duvarları yaygın olarak sızdırmazlık perdesi olarak kullanılmaktadır. Uygulamadan örnekler Şekil 2.13'te gösterilmektedir.

DSM metodu atık depolama tesislerinde geçirimsizlik perdesi teşkilinde kullanılmaktadır. Topolnicki (2016) tarafından Şekil 2.14'te verilen örnekte sızdırmazlık sistemleri iki farklı fonksiyon için tasarlanmıştır:

- i. Pasif bariyer, tam geçirimsizliği sağlamak;
- ii. Aktif bariyer, kontrollü geçirimli perdeler: zararlı kimyasalları filtreleyip çevreye temiz su sızdıran perdeler. Aktif bariyerlerde DSM kolon kompozisyonu ve boşluk boyutları, geçirgenliği v.b. filtre fonksiyonunu sağlayacak şekilde denemelerle belirlenmektedir.

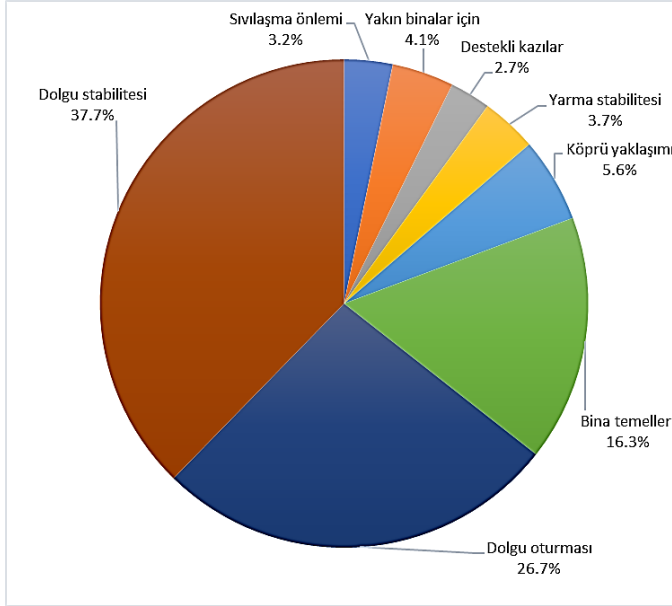


Şekil 2.13. Sızdırmazlık perdesi uygulamaları: (a) baraj gövdesi geçirimsizlik perdesi; (b) kil çekirdeğin yükseltilmesi; (c) nehir koruma perdesi üzerindeki yapı temeli; (d) baraj tabanından sızma önlemi (Topolnicki, 2016).



Şekil 2.14. Atık depolama tesislerinde aktif ve pasif bariyer uygulaması (Topolnicki, 2016)

Terashi (2009) DSM değişik uygulama alanlarını kategorize eden istatistikleri Şekil 2.15'te vermiştir. Bu istatistiklerden, DSM metodunun ağırlıklı olarak dolgularda global stabilitenin sağlanması (%37.7), oturmaların azaltılması (% 26.7) ve temel sisteminin stabilitesinin sağlanması (%16.3) amaçlı kullanıldığı anlaşılmaktadır.



Şekil 2.15. DSM uygulama alanları (Terashi, 2009)

2.2. Referanslar

Babasaki, R., Suzuki, K., Suzuki, Y. ve Fujii, N. (1991) Cell Type Foundation Improved by Deep Cement Mixing Method against Liquefaction: Centrifugal Vibration Tests on Cell Type Foundation, 26th Soil Engineering Research Conference, Nagano, Japonya.

Boulanger, R. W. (2012) Shear Reinforcement Effects for Liquefaction Mitigation, PEER Annual Meeting Berkeley, CA, October 26-27, 2012 UC Davis.

Boulanger, R. W., and Shao, L. (2021). "Liquefaction mitigation with deep mixing." Proceedings, Deep Mixing 2021, Deep Foundations Institute, 1146-1202.

Han J. (2015) Principles and Practices of Ground Improvement, John Wiley and Sons, Inc.

Pujol-Rius, A., Griffin P., Neal, J. ve Taki, O. (1989) Foundation Stabilization of Jackson Lake Dam, 12th. ICSMFE, Brezilya.

Terashi, M. (2009) Current Practice and Future Perspective of Quality Assurance and Quality Control for Deep-Mixed Ground, Okinawa Deep Mixing Symposium.

Topolnicki, M. (2004) In situ soil mixing, Ground improvement Edts: M. P. Moseley, Klaus Kirsch, Taylor&Francis Group, London.

Topolnicki M. (2016) General overview and advances in Deep Soil Mixing, XXIV Geotechnical Conference of Torino Design, Construction and Controls of Soil Improvement Systems, Torino.

Bölüm 3

DSM KOLON MALZEMESİNİN ÖZELLİKLERİ

3.1. Tanımlamalar ve Faz İlişkileri

Bu bölümdeki açıklamaları takip edebilmek için aşağıdaki faz ilişkileri ve tanımların yapılması gerekli olmaktadır:

V_a : Hava hacmi

$V_{w,zem}$: Karıştırma öncesi zemindeki suyun hacmi

$W_{w,zem}$: Karıştırma öncesi zemindeki suyun ağırlığı

V_k : Zemin katı fazı hacmi

W_k : Zemin katı fazı ağırlığı

V_b : Binder malzemesinin hacmi

W_b : Binder malzemesinin ağırlığı

$V_{w,gr}$: Islak metotta enjeksiyondaki suyun hacmi

$W_{w,gr}$: Islak metotta enjeksiyondaki suyun ağırlığı

$V_{w,mix}$: Karışımındaki suyun hacmi

$W_{w,mix}$: Karışımındaki suyun ağırlığı

Yukarıdaki değerlerden aşağıdaki faz hacim ve ağırlıkları hesaplanabilmektedir:

V_v = Karıştırma öncesi zemindeki toplam boşluk hacmi: $(V_a + V_{w,zem})$

V_{zem} = Karıştırma öncesi zeminin hacmi: $(V_k + V_{w,zem} + V_a)$

W_{zem} = Karıştırma öncesi zeminin ağırlığı: $(W_k + W_{w,zem})$

V_{gr} = Enjeksiyon malzemesinin karıştırma öncesi hacmi: $(V_b + V_{w,gr})$

W_{gr} = Enjeksiyon malzemesinin karıştırma öncesi ağırlığı: $(W_b + W_{w,gr})$

V_{mix} = Karışımın toplam hacmi: $(V_k + V_b + V_{w,mix})$

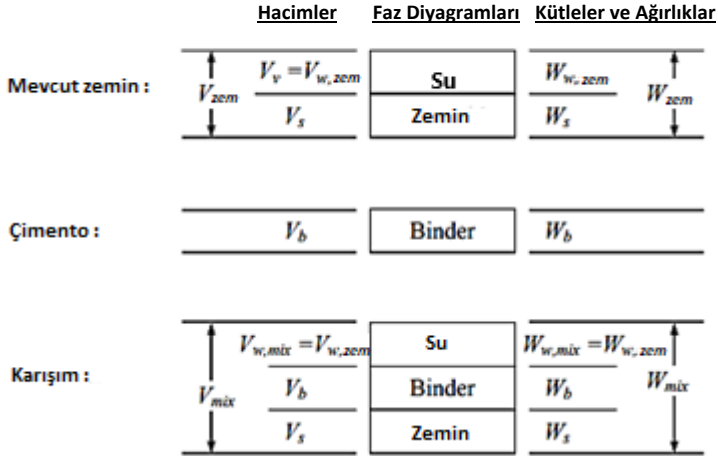
W_{mix} = Karışımın toplam ağırlığı: $(W_k + W_b + W_{w,mix})$

G_s = Zemin özgül ağırlığı = $W_k / (V_k \cdot \gamma_w)$

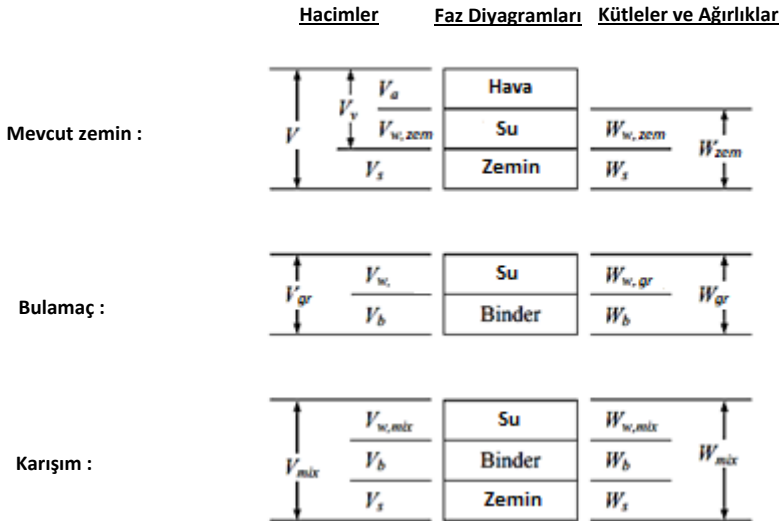
$G_b = \text{Binder malzemesinin özgül ağırlığı} = W_b / (V_b * \gamma_w)$

$\gamma_w = \text{Suyun birim ağırlığı}$

Kuru ve ıslak metot uygulamalarındaki faz ilişkileri Şekil 3.1 ve Şekil 3.2’de gösterilmektedir.



Şekil 3.1. Kuru metotta faz ilişkileri



Şekil 3.2. Islak metotta faz ilişkileri

Aşağıda tanımlanan parametreler ise derin karıştırma operasyonlarının kontrolünde ve laboratuvar/saha karışım deneylerinin rapor edilmesinde kolaylık sağlamaktadır:

Binder Faktörü: $\alpha = W_b / V_{zem} \text{ (kg/m}^3 \text{) (KM, IM)}$

Sahadaki Binder Faktörü: $\alpha_{sh} = W_b / V_{mix} \text{ (kg/m}^3 \text{) (KM, IM)}$

Toplam Su-Binder Oranı $w_T:b = W_{w,mix} / W_b \text{ (birimsiz) (KM, IM)}$

Enjeksiyon malzemesindeki Su-Binder Oranı $w:b = W_{w,gr} / W_b \text{ (birimsiz) (IM)}$

Hacim Oranı $VR = V_{gr} / V_{zem} \text{ (birimsiz) (IM)}$

KM: Kuru metotta geçerli; IM: Islak metotta geçerli anlamındadır.

Uygulayıcı kuru metotta iyileştirilecek belli hacimdeki doğal zemine (V_{zem}) ağırlık cinsinden ne kadar kuru binder enjekte edeceğini (W_b) doğrudan binder faktörü ($\alpha = W_b / V_{zem}$) ile kontrol edebilmektedir.

Islak metotta ise uygulayıcı belli hacimdeki iyileştirilecek zemine (V_{zem}), hacim cinsinden ne kadar su+binder karışımı (V_{gr}) enjekte edeceğini Hacim oranı ($VR = V_{gr} / V_{zem}$) ile kontrol edecektir.

Yukarıda tanımlanan faz ilişkilerinden uygulamada yararlı olabilecek faydalı olabilecek bazı bağıntılar türetilmiştir (Bruce vd. 2013). Bunlardan bazıları:

$$VR = \alpha / \gamma_{k,gr}$$

$$\alpha = (w_n \gamma_{k,zem}) / (w_T:b - w:b)$$

$$VR = (w_n \gamma_{k,zem}) / (w_T:b - w:b) \gamma_{k,gr}$$

Burada:

$\gamma_{k,gr} = W_b / V_{gr}$: enjeksiyon karışımının kuru birim ağırlığı
 w_n ve $\gamma_{k,zem}$: doğal zeminin su içeriği ve kuru birim ağırlığıdır.

Uygulamada binder faktörü $\alpha = 150 - 350 \text{ kg/m}^3$ aralığında değişmektedir (Han, 2015).

3.2. DSM ile iyileştirilmiş zemin parametreleri

3.2.1. Genel

DSM tekniği uygulanarak elde edilen zemin – binder karışımından oluşan kolon malzemelerinin tasarım ve uygulama aşamasında belirlenmesi veya tahmin edilmesi gereken önemli parametreleri: **basınç, kesme ve çekme dayanımları; elastisite modülü, birim ağırlık ve permeabilite** değerleridir. Düşük mukavemetli DSM projelerinde iyileştirilmiş oturma hesapları için zeminin (kolonun) konsolidasyon ve hacimsel sıkışma katsayıları değerlerine de ihtiyaç duyulmaktadır. Sismik periyodik ve tekrarlı yüklerin olduğu projelerde kolon malzemesinin dinamik parametrelerinin, örneğin farklı birim deformasyon seviyelerinde kesme modülü ve sönümlenme faktörü (damping) değerleri gerekli olmaktadır (Porbaha vd., 2000).

Kolon malzemesinin (doğal zemin + binder karışımı) mekanik özelliklerini kontrol eden faktörler Tablo 3.1’de özetlenmektedir.

Tablo 3.1. Kolon malzemesinin parametrelerini etkileyen faktörler (Terashi, 1997).

Kategori	Faktör
Binder malzemesinin karakteri	Binderin türü Binder Kalitesi Su kalitesi ve katkı malzemeleri
Orijinal zeminin özellikleri (Özelikle killerde önemli)	Zeminin fiziksel, kimyasal ve mineralojik özellikleri Organik madde miktarı Zemin suyunun pH değeri Zeminin su içeriği
Karıştırma prosedürü	Karıştırma bıçağının türü Binder miktarı Karıştırma verimliliği Karıştırma süreleri
Kürleme şartları	Sıcaklık Kürleme süresi Ortaman nem oranı Islanma/kuruma veya donma/çözülme koşulları

Farklı zemin türleri için binder malzemelerinin uygunluğu Tablo 3.2’de özetlenmektedir.

Tablo 3.2. Binder malzemesinin uygunluğu (EuroSoilStab, 2001)

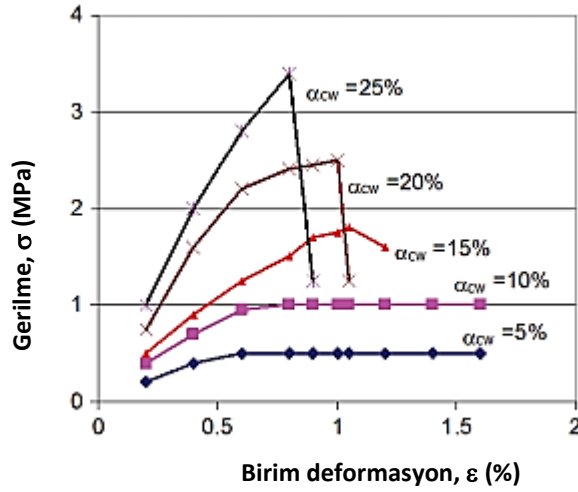
Zemin Tipi	Silt OC= 0-2%	Kil OC = 0-2%	Organik Zeminler OC=2-30%	Turba zeminler OC= 50-100%
Binder				
Çimento	B	C	C	B
Çimento+Jips	C	C	B	B
Çimento+Cüruf	B	B	B	A
Kireç+Çimento	B	B	C	D
Kireç+Jips	B	B	B	D
Kireç+Cüruf	C	C	C	D
Kireç+jips+Cüruf	B	B	B	D
Kireç+jips+Çimento	B	B	B	D
Kireç	D	D	B	D

A: birçok vakada çok iyi; B: birçok vakada iyi; C : bazı vakalarda iyi; D : uygun değil, OC: organik madde içeriği

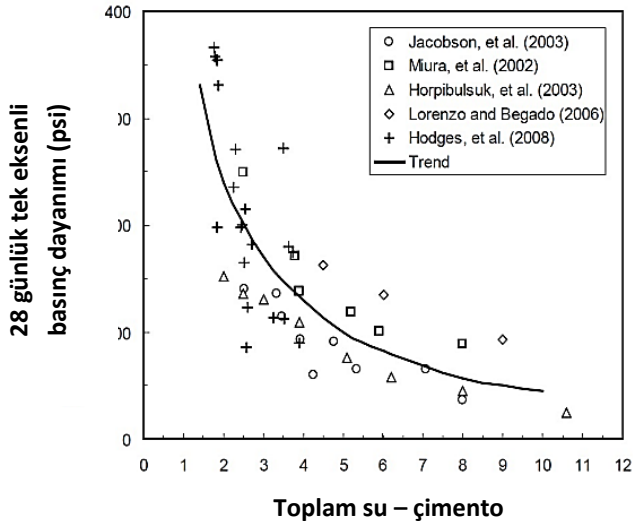
3.2.2. Tek Eksenli Basınç Dayanımı (UCS)

Çimento ile stabilize edilmiş örneklerin UCS deneylerinden elde edilen gerilme-birim deformasyon davranışları Şekil 3.3’te gösterilmektedir. Beklendiği gibi artan binder miktarı ile mukavemette artış izlenmekte ve yüksek dozlu uygulamada gevrek/kırılgan, düşük dozlu uygulamada esnek/sünek davranış ortaya çıkmaktadır (Ye vd., 1994).

Farklı araştırmacıların rapor ettiği çimento karışımlarının laboratuvar örnekleri tek eksenli basınç dayanımları (UCS) ile toplam su-binder oranı ($w_T:b = W_{w,mix}/W_b$) arasındaki ilişki Şekil 3.4’de gösterilmiştir.



Şekil 3.3. Çimento stabilizasyonlu zeminde gerilme-deformasyon davranışı (Ye vd. 1994)



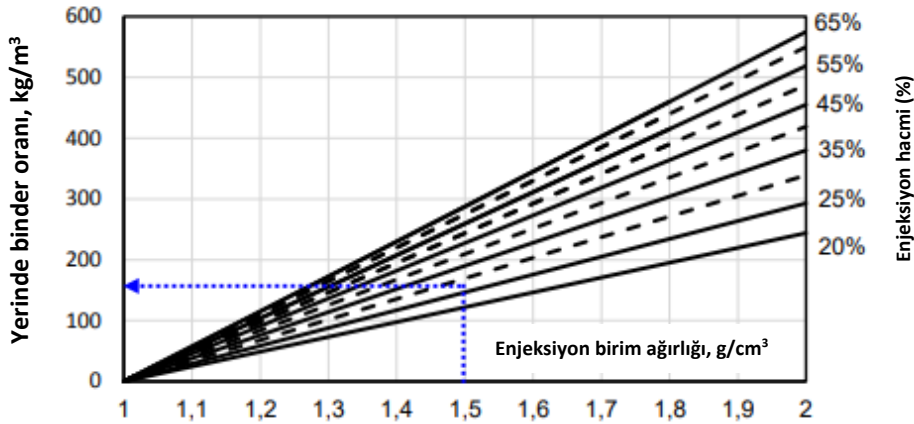
Şekil 3.4. Çimento karışımlarının laboratuvar örnekleri tek eksenli basınç dayanımları (Bruce vd. 2013)

Deney sonuçlarında genel eğilim, artan su-çimento oranlarının UCS değerlerinde belirgin bir azalmaya neden olduğuna işaret etmektedir. Bu tür bir veri tabanının pratikte ne şekilde kullanılabileceği bir örnekle açıklanacaktır. Doğal su içeriği $w_{zem} = \%50$, özgül ağırlığı $G_s = 2.7$ ve kuru birim ağırlığı $\gamma_{k,zem} = 11.5 \text{ kN/m}^3$ olan bir zeminde tasarım kriteri $UCS = 1035 \text{ kPa}$ olarak belirlenmiştir. Şekil 3.4'den bu UCS değeri için $w_{T:b} = 3.4$ mertebesinde. Uygulayıcı binderin su-çimento oranını $w:c = 0.8$ olarak belirlemiş ve çimentonun özgül ağırlığı $G_{sb} = 3.15$, ve $\gamma_{k,gr} = 9.1 \text{ kN/m}^3$ değerleri bilinmektedir. Bu değerlerden uygulamada kullanılacak hacim oranının:

$$VR = (w_{zem} \gamma_{k,zem}) / (w_{T:b} - w:b) \gamma_{k,gr} = 0.5 * 11.5 / (3.4 - 0.8) * 9.1 = 0.24 = \%24$$

olması gerekmektedir.

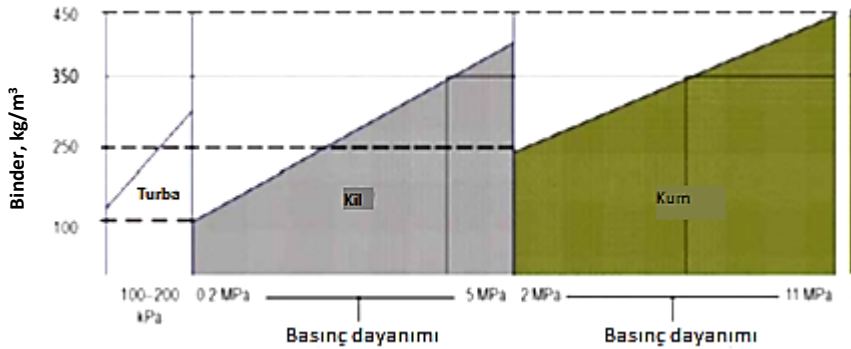
Uygulamada enjekte edilen su-çimento karışımı hacminin (karışım hacmi/zemin hacmi, %) zemin içerisinde yarattığı binder oranını (kg/m^3) kolayca belirlemek amacıyla verilen abak Şekil 3.5'te gösterilmektedir.



Şekil 3.5. Yerinde binder oranı ile enjeksiyonun birim ağırlığı ve hacmi ilişkisi (Topolnicki 2016)

İyileştirilmiş zeminin (kolon malzemesinin) tek eksenli basınç dayanımı (UCS/qu) Tablo 3.1’de özetlendiği gibi orijinal zeminin özellikleri (özellikle killerde önemli), binder malzemesinin karakteri ve miktarı, karıştırma prosedürü ve kürlenme şartlarına bağlıdır. Bu parametrelerdeki farklılıklar sonuçta elde edilen tasarım parametrelerini (UCS veya deformasyon modülü vb.) önemli ölçüde etkilemektedir. Bu nedenle literatürde verilen korelasyonlar sadece bir fikir verme amaçlı kullanılmalı, tasarım parametreleri uygulama prosedür ve detayları ile uyumlu deneysel yöntemlerle belirlenmelidir.

Ağırlıklı olarak çimento ve katkı malzemeleri ile iyileştirilmiş zeminlerin farklı binder oranları uygulandığında elde edilebilecek UCS değerlerinin mertebeleri Şekil 3.6’da gösterilmektedir (Abbey vd. 2015).



Şekil 3.6. Çimento ile iyileştirilmiş zeminlerin UCS mertebeleri (Abbey vd., 2015)

Topolnicki (2004) Geo-Con., Inc.(1998), FHWA (2001) ve Keller Grubu arşivlerinden derlediği bir özet değerlendirmeyi Tablo 3.3’de vermektedir. Bu tablodaki UCS değerleri farklı zeminler ve değişik binder miktarları için verilmiştir. Mukavemet değerleri ıslak metotla çimento stabilizasyonu uygulanmış kolonlardan alınan örneklerden elde edilmiş olup, sahadaki mukavemet değerlerini yansıtmaktadır.

Tablo 3.3. Farklı zeminlerde çimento oranına bağlı UCS değerleri (Topolnicki 2004).

Zemin Türü	Çimento Miktarı Kg/m³	28 Günlük UCS değeri (MPa)
Bataklık	250 – 400	0.1 – 0.4
Turba, Organik kil/silt	150 – 350	0.2 – 1.2
Yumuşak killer	150 – 300	0.5 – 1.7
Orta sert killer	120 – 300	0.7 – 2.5
Silt ve siltli kumlar	120 – 300	1.0 – 3.0
İnce-orta daneli kumlar	120 – 300	1.5 – 5.0
İri kum ve çakıllar	120 – 250	3.0 – 7.0

Kuru metot kullanılarak çimento-kireç karışımları ile iyileştirilen yumuşak killerde kayma dayanımlarının 0.15 – 1.0 MPa aralığında ve yaklaşık orijinal zeminin drenajsız kayma dayanımının 10 ila 50 katı mertebesinde olduğu ifade edilmektedir (Elias vd. 2006).

Genellikle, artan çimento miktarları ile UCS değerleri yükselmektedir. Ancak laboratuvar deneyleri bazı killerde ilave çimento miktarının UCS değerlerinde bir artış sağlamadığını göstermiş ve böyle durumlarda katkı malzemesi olarak yüksek fırın cürufunun ilave iyileşme sağlayabileceği ifade edilmiştir.

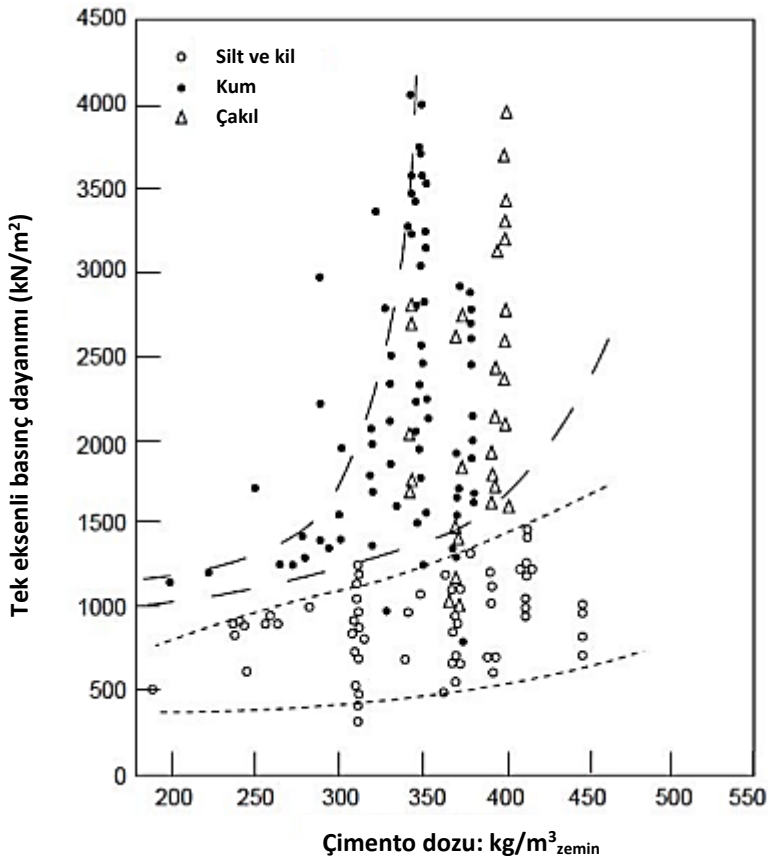
Ancak iyileştirilmiş zemin mukavemetleri ileri derecede değişkenlik göstermekte ve bu durum tasarım aşamasında UCS değerlerinin makul düzeyde öngörülmesini zorlaştırmaktadır. Taki vd. (1991), silt/kil, kum ve çakıl zemin türleri için farklı binder içeriğinde elde edilen UCS değerlerini Şekil 3.7’de göstermektedir. Daha düşük mukavemet aralığındaki silt/kil zeminlerde örneğin 320 kg/m³ binder içeriğinde UCS değerleri 0.3-1.3 MPa aralığında değişebilmektedir. Kum ve çakıl zeminlerde de benzer şekilde aynı binder içeriğinde UCS değerleri 1.2 – 4.0 MP aralığında değerler vermektedir.

Benzer bir veri tabanı, zemin türü ayrımı yapılmaksızın, Topolnicki (2016) tarafından verilmiştir (Şekil 3.8). Bu şekildeki deney sonuçları 38 adet viyadükte

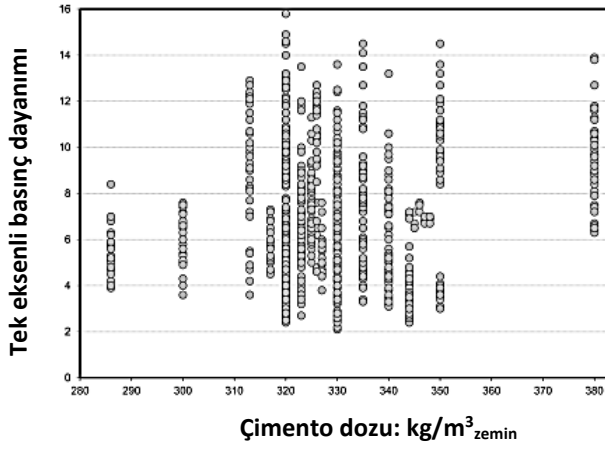
imal edilmiş kolonlardan alınan kübik örneklerin 28 günlük UCS mukavemetleri değerleridir.

3.2.3. UCS Değerlerinin İstatistiksel Yorumlanması

UCS değerlerindeki varyasyonun bu derecede yüksek olması deney sonuçlarının istatistiksel olarak yorumlanması gereğini ortaya koymaktadır. DSM veri tabanları incelendiğinde genel bir eğilim olarak UCS değerlerinin istatistiksel olarak normal bir dağılım gösterdiği kabulü yapılabilmektedir (Matsuo 2002).



Şekil 3.7. Farklı zemin türleri için rapor edilen UCS değerleri (Taki ve Yang 1991)



Şekil 3.8. DSM uygulamalarında UCS değerlerindeki varyasyon (Topolnicki 2016)

Bu bölümde kullanılan sembollerin tanımları aşağıda verilmektedir:

UCS : Tek eksenli basınç dayanımı

q_u : DSM UCS değeri

q_{ui} : deney grubundaki tekil deney UCS

q_m : deney grubunun ortalama UCS

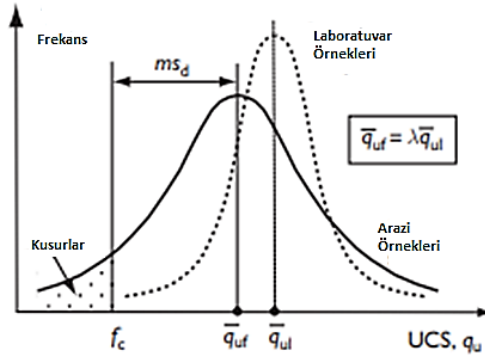
q_{uf} : saha karotları ortalama UCS

q_{ul} : laboratuvar örnekleri ortalama UCS

q_{uk} : ortalama karakteristik UCS değeri

q_{ud} : tasarımda kullanılacak DSM UCS değeri

UCS değerlerinin saha ve laboratuvar örnekleri deneyleri sonucu elde edilen temsili normal dağılım eğrileri Şekil 3.9'da gösterilmektedir. Şekil 3.9'da saha örneklerinde standart sapma ve varyasyon katsayılarının daha yüksek olduğu görülebilmektedir.



Şekil 3.9. Saha ve laboratuvar deneylerinden elde edilen UCS normal dağılım eğrileri ve tasarım mukavemet değerlerinin belirlenmesi

Burada istatistiksel parametreler olan standart sapma ve varyasyon katsayılarının kısaca tanımlanmasında yarar görülmüştür. Standart sapma değeri aşağıdaki Bağıntı 3.1'den hesaplanmaktadır:

$$S_d = \sqrt{\sum (q_{ui} - q_m)^2 / n} \quad (3.1)$$

Bir veri tabanında, S_d = standart sapma, n = veri tabanındaki deney sayısıdır. Varyasyon katsayısı değeri ise, $v = S_d / q_m$, bağıntısından hesaplanmaktadır.

Karakteristik basınç dayanımı değeri, q_{uk} , ortalama basınç mukavemeti ve standart sapma değeri cinsinden Bağıntı 3.2 ile ifade edilmektedir:

$$q_{uk} = q_m - m S_d \quad (3.2)$$

Bu bağıntıda m parametresi ile bir güvenilirlik kriteri tanımlanmaktadır. Örneğin beton için kullanılan oldukça yüksek %95 güvenilirlik seviyesi için $m = 1.64$ olarak tanımlanmıştır. DSM metodunda %90 güvenilirlik seviyesi önerilmekte olup, $m = 1.3$ değeri alınmaktadır. Yüzde 90 güvenilirlik seviyesinin anlamı ise veri tabanını oluşturan mukavemet değerlerinin %90'ı tasarım mukavemeti q_{uk} 'den büyük olacaktır güvencesini temsil etmektedir.

Bağıntı (3.2) varyasyon katsayısı ile tanımlandığında :

$$q_{uk} = (1 - m \cdot v) q_m = \eta_1 q_m \quad (3.3)$$

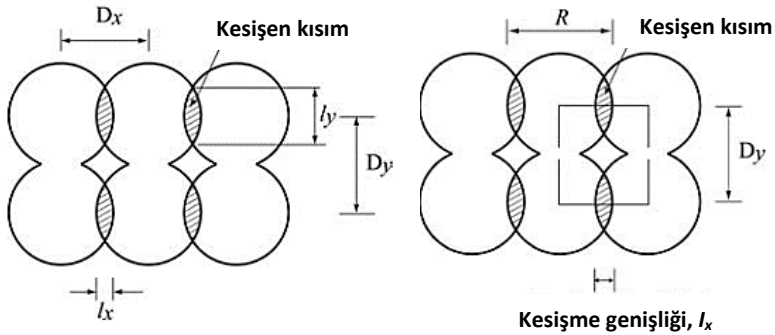
elde edilmektedir. Bu bağıntıda η_1 katsayısı deneysel olarak ölçülen mukavemet değerlerindeki dağınıklığı yansıtmaktadır. BCJ (1997)'de verilen 26 vaka analizindeki 0.6 – 1m çaplarındaki kolonlardan alınan karotların basınç dayanımını içeren veri tabanını değerlendiren Taki (2003), kohezyonlu zeminlerde $\eta_1 = 0.62$, kohezyonsuz zeminlerde ise $\eta_1 = 0.80$ mertebesinde olduğunu rapor etmiştir. Taki (2003) konservatif bir yaklaşımla kohezyonlu zeminlerde $\eta_1 = 0.5$ ve kohezyonsuz zeminlerde $\eta_1 = 0.64$ değerlerini önermiştir.

Genel olarak dağınıklık faktörünün zeminlerde $\eta_1 = 0.5 - 0.6$ aralığında olduğu kabul görmektedir. Bu değerlerde varyasyon katsayısının $m = 1.3$ (%90 güvenirlilik seviyesi) değeri için kabul kriteri olarak varyasyon katsayısının $v = 0.3 - 0.4$ mertebelerini aşmaması yaklaşımı benimsenmektedir.

Bindirmeli kolonlarda örtüşen bölgelerde mukavemetler bir miktar düşeceğinden $\eta_2 = 0.8 - 0.9$ değerinde bir düzeltme, arada boşluk kalan bindirmeli sistemlerde ise (Şekil 3.10) $\eta_3 = 0.7 - 0.9$ mertebesinde bir düzeltme faktörü uygulanması önerilmektedir. Sonuçta karakteristik tasarım mukavemeti Bağıntı (3.4) den hesaplanmaktadır:

$$q_{uk} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 q_m \quad (3.4)$$

Söz konusu η_1 , η_2 ve η_3 faktörleri birbirinden bağımsız olmayıp aralarında yakın ilişkiler vardır. Bu nedenle faktörlerin değerlerini bağımsız olarak tanımlamak çoğu kez mümkün olamamaktadır. Kitazume ve Terashi (2013) kendi deneyimlerine dayanarak tasarımda kullanılacak emniyetli UCS değerinin laboratuvar UCS değerlerinin 1/6 ile 1/10 arasında bir değer olarak alınabileceğini önermişlerdir. Aynı yazarlar çok genel bir yaklaşım olarak, deniz uygulamalarında UCS değerinin $q_u = 2 - 3$ MPa, çekme ve kesme dayanımı değerlerinin sırasıyla (160 – 225 kPa) ve (50 – 75 kPa) mertebesinde olacağını ifade etmişlerdir.



Şekil 3.10. Efektif genişliğe göre hesaplanan düzeltme faktörü (CDIT 2002)

Bağıntı (3.4)'den elde edilecek q_{uk} değerinden tasarım mukavemet değerine q_d geçmek için $GS = 2.5 - 3.0$ mertebesinde bir global güvenlik katsayısı uygulanması önerilmektedir ($q_d = q_{uk} / GS$). Bu GS değeri q_{uk} hesabında krip ve tekrarlı yüklere ilişkin bir faktör uygulanmadığından bir miktar yüksek alınmıştır.

Topolnicki (2016) daha güncel bir yayınında mukavemetlerin istatistiksel yorumu için basit bir yöntem önermiştir. Bu yöntemde bir karakteristik mukavemet, q_{uk} tanımlanmaktadır. Karakteristik mukavemet:

$$q_{uk} = \min \begin{cases} \min q_{ui}^* \\ \alpha q_m \\ \leq 12 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.5)$$

Burada :

- $\min q_{ui}^*$: azaltılmış deney popülasyonu ($n^* \leq n$) içerisindeki minimum mukavemet değeri
- q_m : toplam deney popülasyonunun (n) aritmetik ortalama mukavemet değeri
- α : mukavemet değerlerindeki dağınıklık parametresi.
(DIN 4093 : $q_m \leq 4 \text{ MPa}$ için $\alpha = 0.6$; $q_m = 12 \text{ MPa}$ için $\alpha = 0.75$; ara değerler için lineer interpolasyon).

Bu yaklaşımda q_{ui}^* değerinin elde edilebilmesi için veri tabanındaki azaltılmış deney popülasyonunun ($n^* \leq n$) belirlenmesi gerekmektedir. Tablo 3.4'te tanımlanan uygulama kategorileri için n deney adedinin:

- A kategorisi: en düşük mukavemetlerin %5'i
- B1 kategorisi: en düşük mukavemetlerin %7.5'u,
- B2 kategorisi : en düşük mukavemetlerin %10'u

elimine edildikten sonra kalan geriye kalan deney seti içerisindeki (n^* adet) minimum mukavemet değeri q_{ui}^* olarak alınmaktadır.

Tablo 3.4 Karakteristik mukavemet için önerilen güvenilirlik seviyeleri

Uygulama Kategorisi	Karakteristik DSM Uygulaması	Güvenirlilik
A	Tasarlanan yapının DSM uygulanması yapılmadığı durumda stabilitesi sağlanamamaktadır. Bu durumda DSM uygulaması hem göçme sınır durumu (ULS) hemde hizmet görülebilirlik sınır durumu (SLS) güvenliklerinin yeterli seviyeye ulaşması için yapılmaktadır.	%90
B1	Bu kategoride DSM uygulanmadığı durumda ULS sorunu olmayıp SLS durumunun iyileştirilmesi sözkonusudur. SLS'deki iyileşme derecesi uygulanan paternde taşıyıcı tekil kolonların iyileşmeye olan katkılarına hassasdır (örneğin tekil kolon uygulamaları).	%85
B2	Bu kategoride DSM uygulanmadığı durumda ULS sorunu olmayıp SLS durumunun iyileştirilmesi sözkonusudur. SLS'deki iyileşme derecesi uygulanan paternde taşıyıcı tekil kolonların iyileşmeye olan katkılarına hassas değildir (örneğin blok uygulamaları).	%80

Tasarım aşamasında kolon malzemesinin basınç mukavemeti için bir değer öngörülür (q_d). Kalite kontrol veya tasarım doğrulama aşamalarında ise benzer zemin ve imalat yöntemi koşullarında elde edilen, örneğin deneme kolonları basınç dayanımı değerlerinden (3.5) bağıntısı kullanılarak gerçek q_{uk} hesaplanır. Tasarımın doğrulanması için aranan koşul:

$$q_{uk} \geq q_d \quad (3.6)$$

Tasarımda göçme sınır durumu (ULS) analizlerinde kullanılacak emniyetli tasarım basınç dayanımı değeri (q_d) Bağıntı (3.7) den hesaplanmaktadır:

$$q_d = 0.85 (q_{uk} / \gamma_m) \quad (3.7)$$

Burada 0.85 faktörü basınç dayanımında zaman olabilecek değişimler için uygulanmaktadır.

γ_m = parsiyel güvenlik faktörü; uzun dönem kalıcı yükler için $\gamma_m = 1.5$; kısa süreli geçici yükleme durumu için $\gamma_m = 1.3$.

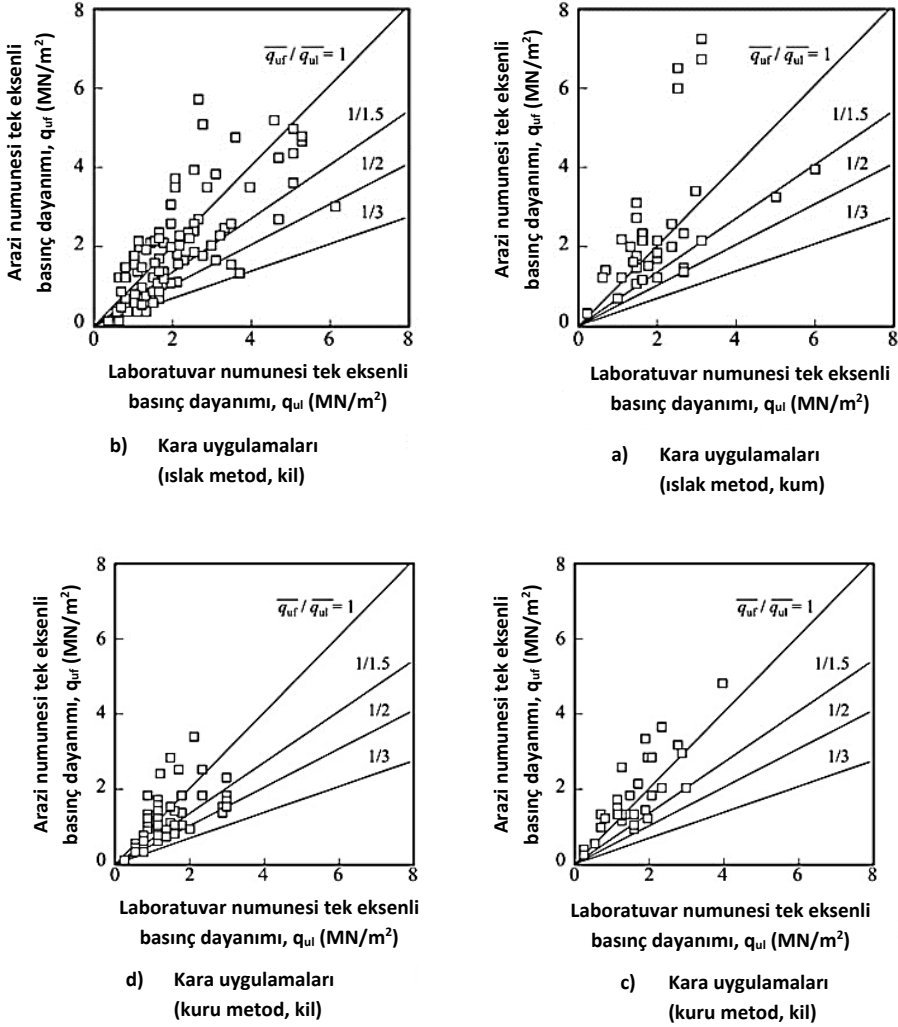
Maksimum kesme dayanımı değerinin ($0.2 \cdot q_d$), maksimum çekme dayanımının ($0.1 \cdot q_d$) alınması önerilmektedir (Topolnicki 2016),

3.2.4. Laboratuvar ve Saha Basınç Dayanımlarının Karşılaştırılması

Tasarım aşamasında DSM kolonlarının basınç dayanımlarının gerçekçi bir şekilde tahmin olunması gerekmektedir. Ancak değişik faktörlerin basınç dayanımını kayda değer mertebede etkilemesi nedeniyle sahadan alınacak zemin örnekleri üzerinde laboratuvar deneyleri yapılarak sahada imal edilecek kolonların dayanımları ile ilgili bir öngörüye ihtiyaç duyulmaktadır.

Saha uygulamaları ile kıyaslandığında laboratuvar karışımlarında karıştırma daha homojen ve efektif olduğundan genellikle laboratuvar mukavemetleri (q_{ul}) aynı zemin koşulları, binder malzemesi ve binder oranında saha mukavemetlerinden daha yüksek olmaktadır (q_{uf}).

Japon Bayındırlık Teşkilatı Araştırma Merkezi (PWRC 2004)'nin yaptığı çalışmalardan yayınladığı laboratuvar ve saha basınç dayanımları arasındaki korelasyonlar Şekil 3.11'de gösterilmektedir.



Şekil 3.11. Laboratuvar ve saha basınç dayanımları arasındaki ilişki (PWRC 2004)

FHWA (2013) laboratuvar ve saha mukavemetleri oranının sahadaki karıştırma operasyonun detaylarına, zemin cinsine, sahadaki kürlenme koşullarına ve laboratuvar da örnek hazırlama metodolojisine bağlı olduğunu ifade etmekte, genel bir yaklaşım olarak saha/laboratuvar mukavemet oranının en az %50 mertebesinde olacağı yönünde bir görüş ortaya koymaktadır.

3.3. Zamana Bağlı Basınç Dayanımı

Bu başlık altında kısa süreli olarak algılanabilecek kürlenme süresi ile dayanımdaki artış ve sahadaki imalatlardan uzun süreler sonra karot deneyleri ile tespit edilen basınç dayanımındaki artışlarla ilgili görüşler özetlenmektedir.

Deneyssel bulgulara dayanarak FHWA (2013) kürlenme zamanı ile basınç dayanımı artışı arasında aşağıdaki bağıntıyı önermektedir:

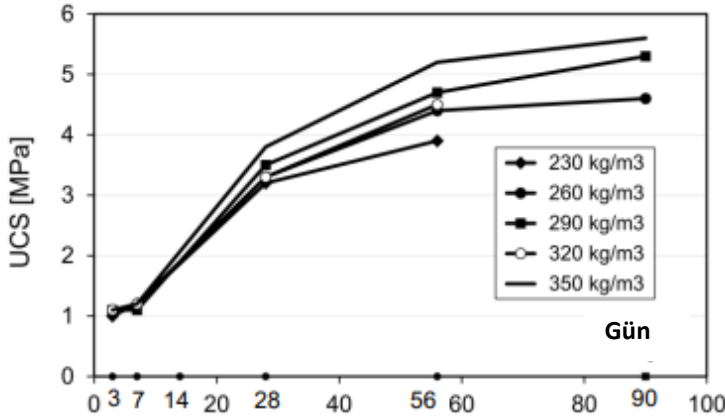
$$q_u = f_c \cdot q_{u28}$$
$$f_c = 0.187 \ln(t) + 0.375 \quad (3.8)$$

Burada q_u herhangi bir “t” kürlenme süresi sonrasındaki basınç dayanımının 28 günlük basınç dayanımına (q_{u28}) oranı olarak tanımlanmıştır.

Araştırmacıların saha ve laboratuvar deneylerinde mukavemetlerin zamanla arttığı yönünde tespitleri olmuştur. Bu yönde yapılan çalışmalardan bir örnek Şekil 3.12’de gösterilmektedir. Bu şekilde farklı çimento faktörleri için sahadan alınan 16 ıslak karışım örnekleri üzerinde yapılan tek eksenli basınç mukavemetinin 3 gün ila 90 gün arasında değişen kürlenme zamanları ile artışı görülmektedir. Basınç dayanımı 90 gün süre içerisinde beş kat mertebesinde artış gösterebilmektedir (Topolnicki, 2016). Bu çalışma sonucunda q_{u7} , q_{u28} , q_{u56} , q_{u90} mukavemetleri arasındaki oranların:

$$q_{u28} / q_{u7} = 2.90; q_{u56} / q_{u28} = 1.33; q_{u90} / q_{u56} = 1.08$$

olabileceği rapor edilmiştir.

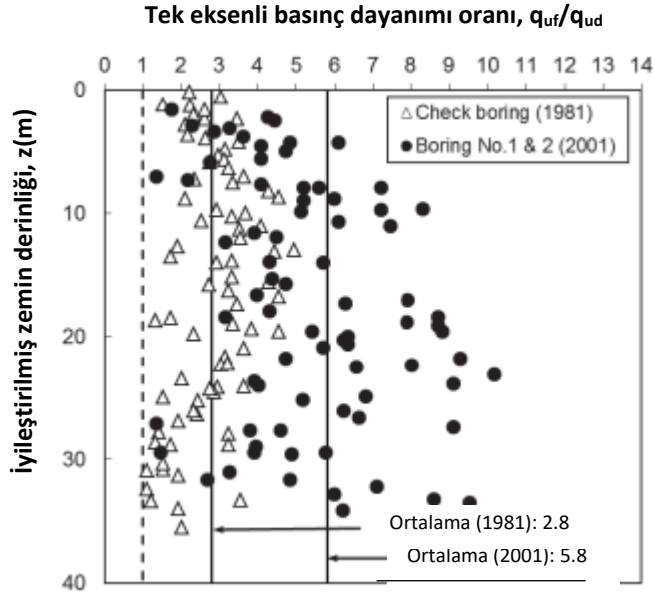


Şekil 3.12. Kütleme zamanının basınç dayanımlarına etkisi (Topolnicki 2016)

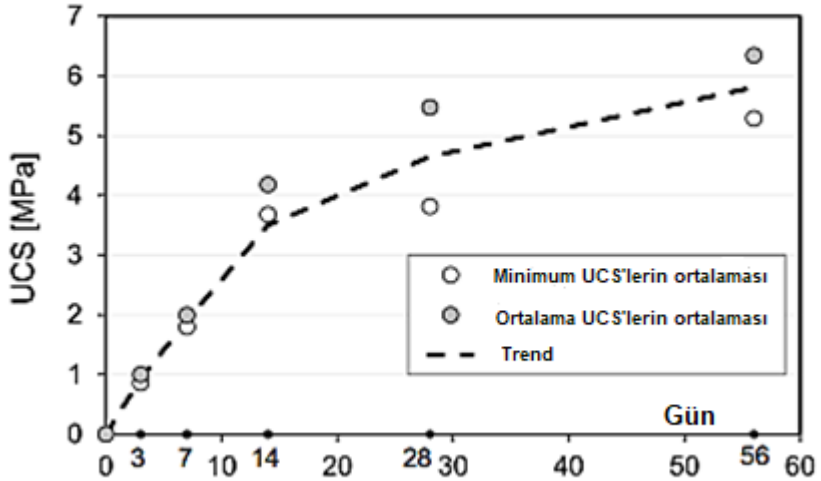
Daha uzun süredeki artışlarla ilgili yapılan çalışmalarda Ikegami vd. (2005) Japonya da uygulanmış ilk DSM projelerinden 3 aylık (1981 yılı) ve 20 yıl sonrası (2001 yılı) blok uygulamadan alınan karotlar üzerinde basınç dayanımı deneyleri sonuçlarını rapor etmektedir. Tasarım basınç mukavemeti q_{ud} ile tanımlandığında, q_{ud} ile 3 ay sonunda ve 20 yıl sonunda ölçülen basınç dayanımları (q_{uf}) oranları Şekil 3.13' de gösterilmiştir. Bu oran 3 ay sonunda $q_{uf} / q_{ud} = 2.8$ iken, 20 yıl sonra $q_{uf} / q_{ud} = 5.8$ mertebesine yükselmiştir.

Topolnicki (2016) yaklaşık dört bin ıslak karışım örneklerin deney sonuçlarındaki genel kütleme zamanı trendini rapor etmiştir. Şekil 3.14'te gösterildiği gibi deneylerdeki artış oranları $q_{u28} / q_{u7} = 2.45$ ve $q_{u56} / q_{u28} = 1.25$ olarak belirlenmiştir.

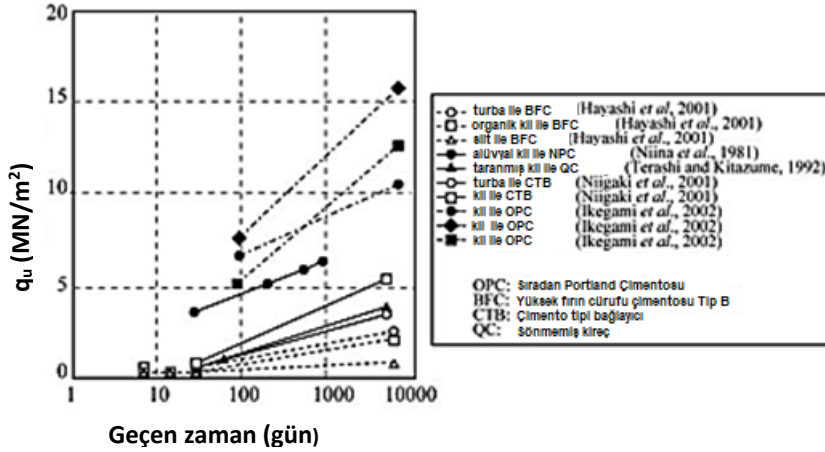
Japon araştırmacılar (Hayashi vd., 2003; Kitazume vd., 2009; Ikegami vd., 2005) DSM kolonlarında basınç dayanımının zamanla artış davranışını, imal edilen kolonlardan alınan karot örneklerinde yapılan deneylerle belirlemişlerdir. Deney sonuçları Şekil 3.15'te gösterildiği gibi 3 ila 20 yıl arasında değişen süreleri kapsamaktadır. Artış miktarı zemin cinsine bağlı değişkenlik göstermekte olup, $q_u - \log$ zaman davranışının lineer bir trend gösterdiği ifade edilmiştir (Kitazume ve Terashi, 2013).



Şekil 3.13. Basınç dayanımında 20 yıl sonraki artış mertebesi (Ikegami vd. 2005)



Şekil 3.14. Basınç dayanımı – zaman ilişkisi (Topolnicki, 2016)



Şekil 3.15. Basınç dayanımı – zaman ilişkisi (Kitazume ve Terashi, 2013)

3.4. Deformasyon Modülü

Tasarım aşamasında iyileştirilmiş sistemin deformasyon analizlerinin yapılabilmesi için deformasyon modülü değerinin (E), tahmin olunması/öngörülmesi gerekmektedir. Bu parametre genellikle %50 sekant modülü (E_{50}) olarak verilmektedir.

Basınç dayanımı korelasyonları için ifade edildiği gibi iyileştirilmiş zeminin (kolon malzemesinin) deformasyon modülü değeri (E_{50}) de orijinal zeminin özellikleri, binder malzemesinin karakteri ve miktarı, karıştırma prosedürü ve kürlenme şartlarına bağlıdır. Bu nedenle literatürde verilen korelasyonlar sadece bir fikir verme amaçlı kullanılmalı, tasarım parametreleri uygulama prosedür ve detayları ile uyumlu deneysel yöntemlerle belirlenmelidir.

Literatürde verilen $q_u - E_{50}$ korelasyonlardan bazıları aşağıda özetlenmiştir:

Topolnicki (2016)

Çimento karışımı ile imal edilmiş kolonlar 6.5 ay sonra sıyrılarak 200mm boyutunda kesilmiş 68 adet kübik örnek üzerinde UCS deneyleri yapılmıştır. Şekil 3.16’da verilen deney sonuçlarından aralık olarak:

$$E_{50} = (250 - 600) \cdot q_u$$

makul bir ortalama olarak:

$$E_{50} = 380 \cdot q_u$$

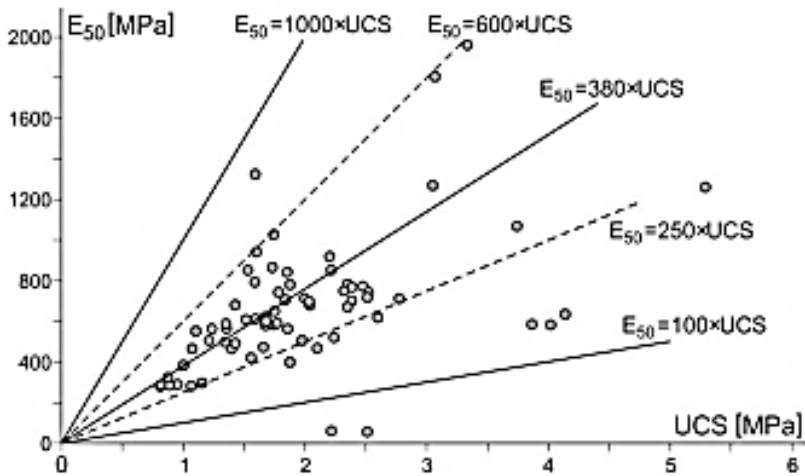
alınabileceği ifade edilmiştir.

Niina v.d. (1981):

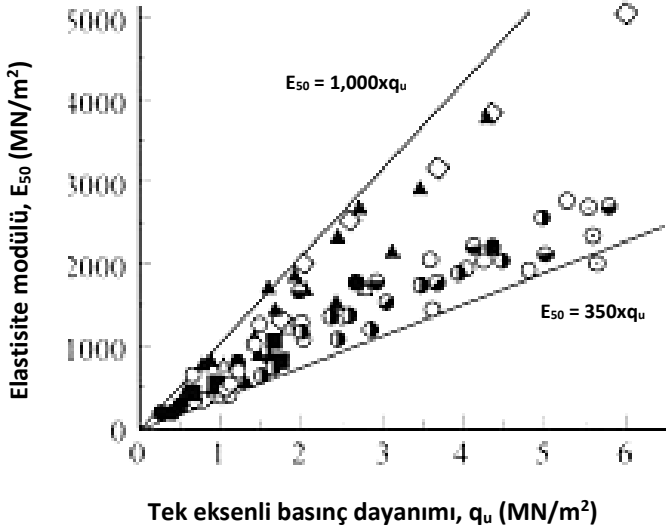
Binder olarak çimento karışımları kullanılan farklı 16 kil ve kumlu silt zeminlerden laboratuvar koşullarında hazırlanmış karışımlardan elde edilen örnekler üzerinde yapılan deneylerin sonuçları Şekil 3.17’de gösterilmektedir. Korelasyonun

$$E_{50} = (350 - 1000) \cdot q_u$$

aralığında olduğu gözlemlenmiştir.



Şekil 3.16. Saha koşullarında elde edilen $E_{50} - q_u$ korelasyonları (Topolnicki, 2016)



Şekil 3.17. Laboratuvar çimento karışımlarında elde edilen $E_{50} - q_u$ korelasyonları (Niina v.d, 1981)

Terashi vd. (1977):

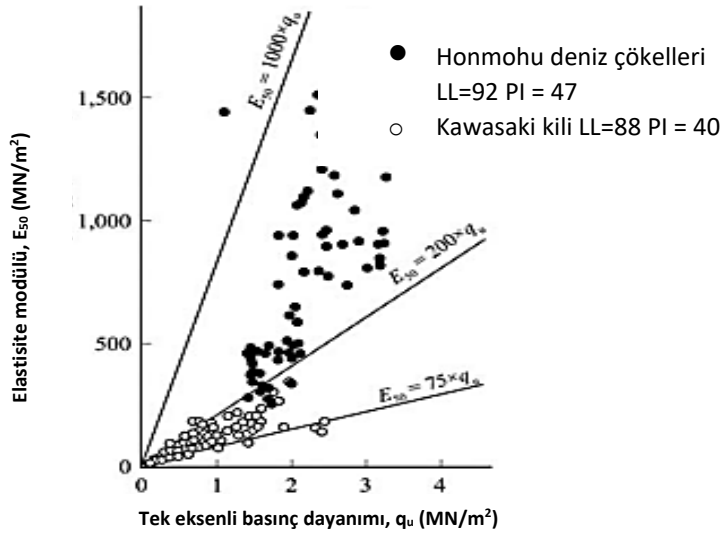
Yüksek plastisiteli iki farklı kil üzerinde kireç karışımları ile laboratuvar ortamında hazırlanmış örneklerin deney sonuçları Şekil 3.18’de gösterilmektedir.

Denies vd. (2012):

Belçika da bir araştırma programı kapsamında (Denies vd., 2012) 32 şantiyede yapılan çimento karışimli DSM uygulamalarından alınan 152 karot örneği üzerinde yapılan tek eksenli basınç deney sonuçlarından elde edilen $E_{50} - q_u$ korelasyonları Şekil 3.19’da gösterilmektedir. Yazarlar ortalama ve alt ve üst $\pm \%5$ limitlere karşılık gelen korelasyonları aşağıdaki bağıntılarla vermektedirler: Ortalama $E = 1482 \text{ UCS}^{0.8}$; ($-\%5$) : $E = 908 \text{ UCS}^{0.8}$; ($+\%5$): $E = 2056 \text{ UCS}^{0.8}$

Not: E birimi GPa, UCS birimi MPa dir.

Yazarlar E modüllerinin gerilme - deformasyon eğrilerinde UCS değerinin $\%10$ ve $\%30$ aralığındaki tanjant değerleri olarak hesaplandığını ifade etmektedirler.



Şekil 3.18. Laboratuvarda kireç karışımı örneklerde E_{50} – q_u korelasyonları (Terashi v.d, 1977)

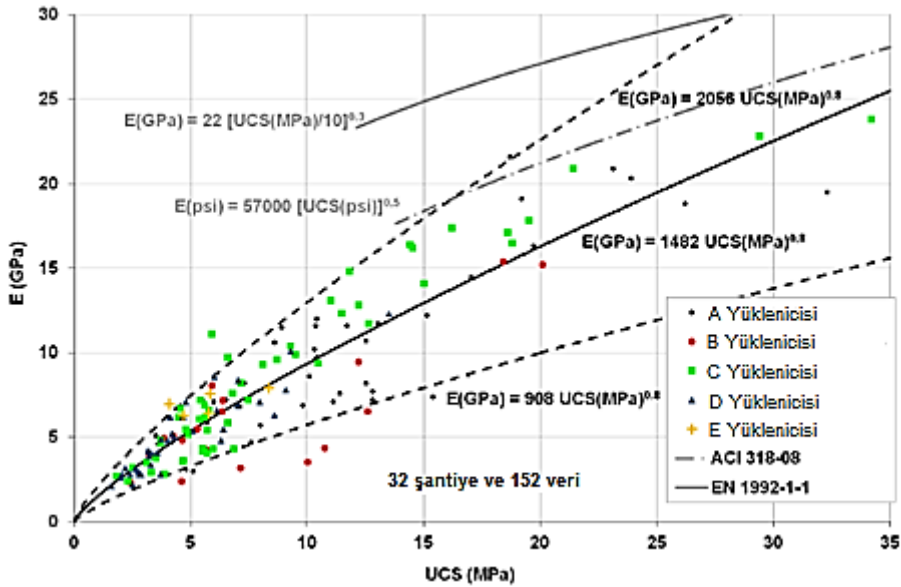
Elias vd. 2006:

Islak Metot: Laboratuvar karışımı deneyleri; $E_{50} = (350 - 1000) * q_u$

Saha karot deneyleri; $E_{50} = (150 - 500) * q_u$

Kuru Metot: Elastik Modül: $E_i = (50 - 200) * q_u$

Bu örnekleri arttırmak mümkündür. Ancak araştırmacılar tarafından önerilen korelasyonlar arasında, zemin koşulları, operasyon detayları, binder miktar ve türü vb. faktörler farklı olduğundan, tam bir uyum söz konusu değildir.



Şekil 3.19. Saha uygulamalarından elde edilen E – qu korelasyonları (Denies vd., 2012)

3.5. Kayma ve Çekme Dayanımları

Genel olarak Japon uygulamaları pratiğinde iyileştirilmiş kolon malzemesinin toplam gerilmeler cinsinden kayma dayanımı parametreleri: kayma direnci açısı $\phi_u = 0$, drenajsız kayma dayanımı $S_u = \frac{1}{2} q_u$ olarak alınmaktadır. Broms (1978) toplam gerilme cinsinden $\phi_u = 25^\circ - 30^\circ$ alınabileceğini ifade etmiştir. EuroSoilStab (2002) ise, efektif gerilmeler cinsinden kolon malzemesinin sürtünme direnci açısının $\phi' = 30^\circ$ ve deney sonuçlarına bağlı olarak değişken bir efektif kohezyon değeri alınabileceğini önermektedir. Araştırmacıların önerdikleri bazı korelasyonlar aşağıda özetlenmektedir.

Elias vd. (2006)

Kuru metot: Drenajsız kayma dayanımı: $S_u = (10 - 50) * c_u$

S_u : iyileştirilmiş kolon malzemesinin drenajsız kayma dayanımı

c_u : orijinal zeminin drenajsız kayma dayanımı

Islak Metot : $q_u < 1.0$ MPa için; $S_u = (0.4 - 0.5) * q_u$

Çekme dayanımı: $T_u = (\%8 - \%14) * q_u$ (ıslak metot)

Topolnicki (2004):

Yazar kesme kutusu deneylerinden elde ettiği kayma dayanımı korelasyonlarını aşağıdaki şekilde vermektedir:

$q_u < 1.0$ MPa için $S_u = (0.4 - 0.5) * q_u$

$1.0 < q_u < 4.0$ MPa için $S_u = (0.3 - 0.35) * q_u$

$q_u > 4.0$ MPa için $S_u = 0.2 * q_u$

Çekme dayanımı: $T_u = (0.08 - 0.15) * q_u \leq 200$ kPa

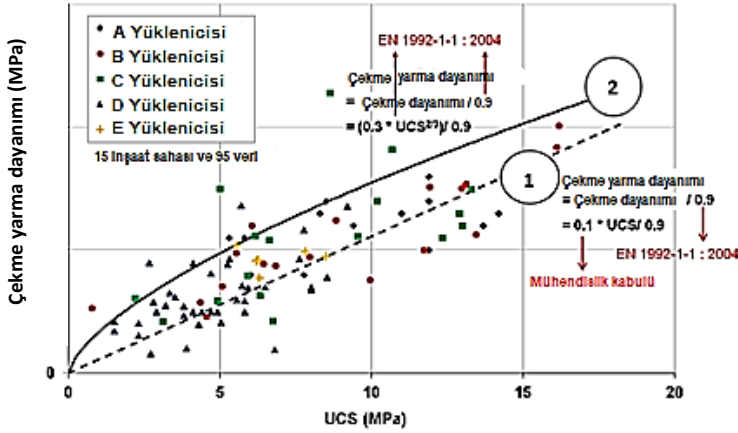
Namikava vd. (2007):

Çekme dayanımının belirlendiği deney türüne göre değişebildiğini rapor etmektedir. Doğrudan çekme deneylerinde $T_u = (0.08 - 0.20) * q_u$; yarmada çekme dayanımı deneylerinden (Brazilian Split Test) $T_u = (0.10 - 0.3) * q_u$; kırış eğilme deneylerinde $T_u = (0.15 - 0.5) * q_u$ korelasyonlarını önermiştir.

Denies vd. (2012):

15 adet saha uygulamasından elde edilen 95 örnek üzerinde yapılmış yarmada çekme deneyleri sonuçlarını Şekil 3.20’de vermektedir.

Deney sonuçları Şekil 3.20’de (1) nolu kesik çizgi ile gösterilen korelasyonunun $T_u = 0.1 * q_u$ olduğuna işaret etmektedir. Yazarlar kıyaslama amacıyla (EN 1992-1-1 – 2004. Eurocode 2)’de beton için verilen korelasyonu da Şekil 3.20’de eğri (2) olarak vermişlerdir. Şekilde görüldüğü gibi Eurocode 2 çekme dayanımında deneysel bulguların üst limitine karşıt gelmektedir.



Şekil 3.20. Yarmada kesme çekme dayanımı – basınç dayanımı korelasyonları (Denies vd. 2012)

FHWA (2013)

Limit denge analizleri kullanılarak yapılan tasarımlarda öngörülebilecek kayma dayanımı (S_u) ile basınç dayanımı (q_u) arasında aşağıdaki bağıntıyı önermektedir

$$S_u = \frac{1}{2} f_r * f_c * f_v * q_u \quad (3.9)$$

Burada q_u : basınç dayanımı, f_r : 0.65 – 0.90 aralığında değişen, 0.8 olarak alınabileceği önerilen bir katsayı; f_c : Denklem 3.8'den alınabilir; f_v : DSM kolonlarındaki mukavemetlerdeki varyasyon ile doğal zemin mukavemetlerindeki varyasyonu dikkate alan tasarım güvenlik sayısına bağlı bir parametredir. Kitazume ve Terashi (2013)'deki değerlendirmelerden f_r katsayısının kriş etkilerini dikkate almak için uygulandığı yorumu yapılabilmektedir. Katsayı f_v ise Tablo 3.5'ten alınmaktadır.

p_{dm} = Gerçek derin karıştırma mukavemetinin hedef dayanımı aşma olasılığı

Not: p_{dm} değeri iyileştirilmemiş zeminin tasarım mukavemetinden yüksek olduğundan, derin karıştırma mukavemeti varyasyon katsayısı zemin mukavemeti varyasyon katsayısından büyük olmasına rağmen, 1.0'den büyük f_v değerleri mümkündür.

Tablo 3.5. f_v katsayısı değerleri

Tasarım Güvenlik Sayısı	Derin Karıştırma Mukavemeti Varyasyon Katsayısı	f_v		
		$p_{dm} = \%70$	$p_{dm} = \%80$	$p_{dm} = \%90$
1.2	0.4	0.93	1.05	1.25
	0.5	0.88	1.02	1.26
	0.6	0.83	0.99	1.27
1.3	0.4	0.89	1.00	1.19
	0.5	0.82	0.95	1.17
	0.6	0.75	0.90	1.15
1.4	0.4	0.85	0.97	1.14
	0.5	0.76	0.89	1.09
	0.6	0.69	0.82	1.05
1.5	0.4	0.82	0.93	1.10
	0.5	0.72	0.83	1.03
	0.6	0.63	0.75	0.96
1.6	0.4	0.79	0.90	1.06
	0.5	0.68	0.79	0.97
	0.6	0.58	0.69	0.89

3.6. Referanslar

Abbey J.S., Ngambi S., Engelge B.R. (2015) Performance of deep mix improved soils: A Review, Int.J. of Civil Engrn. and Technology, Vol.6, Issue 3., pp: 97-117.

BCJ (1997) Building Center of Japan. Design and quality control guidelines for buildings.

Broms, B.B. (2003) Deep Soil Stabilization: Design and Construction of Lime and Lime/Cement Columns, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden

Bruce, M.E.C, Berg, R.R., Collin, J. G., Filz, G. M. Terashi, M., and Yang, D.S., (2013) Federal Highway Administration Design Manual: Deep Mixing for Embankment and Foundation Support, FHWA-HRT-13-046, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, McLean, VA.

CDIT, (2002) Coastal Development Institute of Technology Japan, The Deep Mixing Method, A.A. Balkema Publishers.

Denies, N., Huybrechts, N., De Cock, F., Lameire, B., Vervoort, A., Van Lysebetten, G. and Maertens, J. (2012) Soil Mix walls as retaining structures – mechanical characterization. International symposium of ISSMGE - TC211. Recent research, advances & execution aspects of ground improvement works. 31 May-1 June 2012, Brussels, Belgium.

DIN 4093/2015. Bemessung von verfestigten Bodenkörpern - Hergestellt mit Düsenstrahl, Deep-Mixing- oder Injektions-Verfahren, Beuth Verlag GmbH, Berlin.

Elias, V., Welsh, J., Warren, J., Lukas, R., Collin, J.G., and Berg, R.R. (2006) Ground Improvement Methods. FHWA NHI-06-020, Federal Highway Administration, Washington, DC.

EN 1992-1-1 – 2004. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Standard.

EuroSoilStab (2001) Development of Design and Construction Methods to Stabilise Soft Organic Soils. Design guide soft soil stabilization. CT97-0351, EC Project No. BE 96-3177, Industrial & Materials Technologies Programme (BriteEuRam III), European Commission.

FHWA-RD-99-167 (2001) An introduction to the deep soil mixing methods as used in geotechnical applications: verification and properties of treated soil, Prepared by Geosystems (D.A. Bruce) for US Department of Transportation, Federal Highway Administration, p. 434.

FHWA (2013) Deep Mixing for Embankments and Foundation Support, No: FHWA-HRT-13-046.

Han J. (2015) Principles and Practices of Ground Improvement, John Wiley and Sons, Inc.

Hayashi, H., Nishikawa, J., Ohishi, K. & Terashi, M. (2003) Field observation of long-term strength of cement treated soil. Proc. of the 3rd International Conference on Grouting and Ground treatment. Vol. 1. pp. 598–609.

Horpibulsuk, S., Miura, N., & Nagaraj, T. (2003) Assessment of Strength Development in Cement-Admixed High Water Content Clays with Abrams' Law as a Basis. Geotechnique, 439-444.

Ikegami, M., Ichiba, T., Ohnishi, K. & Terashi, M. (2005) Long term property of cement treated soil 20 years after construction. Proc. of the 16th International Conference on Geotechnical Engineering. pp. 1199–1202.

Kitazume, M. & Takahashi, H. (2009) 27 Years' investigation on property of in-situ quicklime treated clay. Proc. of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Vol. 3. pp. 2358–2361.

Kitazume, M. and Terashi, M. (2013) Deep Mixing Method. CRC Press/Balkema Publishers, Netherlands.

Matuso, O. (2002) *Determination of Design Parameters for Deep Mixing, Proceedings of Deep Mixing Workshop 2002 in Tokyo, Port and Airport Research Institute & Coastal Development Institute of Technology.*

Namikawa, T. & Koseki, J. (2007) *Evaluation of tensile strength of cement-treated sand based on several types of laboratory tests. Soils and Foundations. Vol. 47. No. 4. pp. 657–674.*

Niina, A., Saitoh, S., Babasaki, R., Miyata, T. & Tanaka, K. (1981) *Engineering properties of improved soil obtained by stabilizing alluvial clay from various regions with cement slurry. Takenaka Technical Research Report. Vol. 25. pp. 1–21*

Porbaha, A., Shibuya, S. and Kishida, T. (2000) *State of the art in deep mixing technology. Part III: geomaterial characterization, Ground Improvement, Vol. 3, 91–110*

PWRC (2004) *Public Works Research Center of Japan, Technical Manual on Deep Mixing Method for On Land Works. 334p.*

Taki, O. & Yang, D., (1991) *Soil cement mixed wall technique. ASCE Proc. of Geotechnical Engineering Congress, Denver, USA, s.n., pp. 298- 309.*

Taki, O. (2003) *Strength Properties of Soil Cement produced by Deep Mixing, Proceedings of the 3rd International Conference Grouting and Ground Treatment, ASCE Geotechnical Special Publ. No. 12*

Terashi, M., Okumura, T. & Mitsumoto, T. (1977) *Fundamental properties of lime-treated soils. Report of the Port and Harbour Research Institute. Vol. 16. No. 1. pp. 3–28*

Terashi M. (1997) *Theme lecture: Deep mixing method – Brief state of the art. Proceedings of the 14th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, 6-12 September 1997. A. A. Balkema/Rotterdam/Brookfield/1999. Vol. 4, pp. 2475-2478.*

Topolnicki, M. (2004) In situ soil mixing, Ground improvement Edts: M. P. Moseley, Klaus Kirsch, Taylor&Francis Group, London.

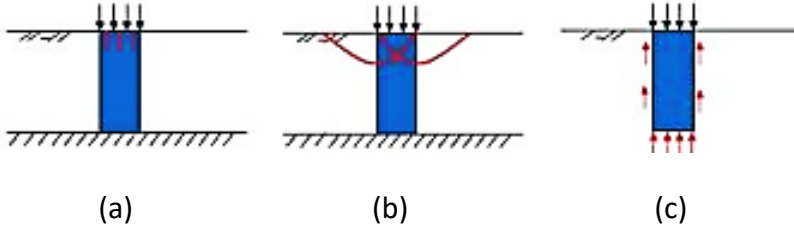
Topolnicki M, (2016) General overview and advances in Deep Soil Mixing XXIV Geotechnical Conference of Torino Design, Construction and Controls of Soil Improvement Systems, Torino, 25-26.02

Bölüm 4

DERİN KARIŞTIRMA UYGULAMALARINDA TASARIM ESASLARI

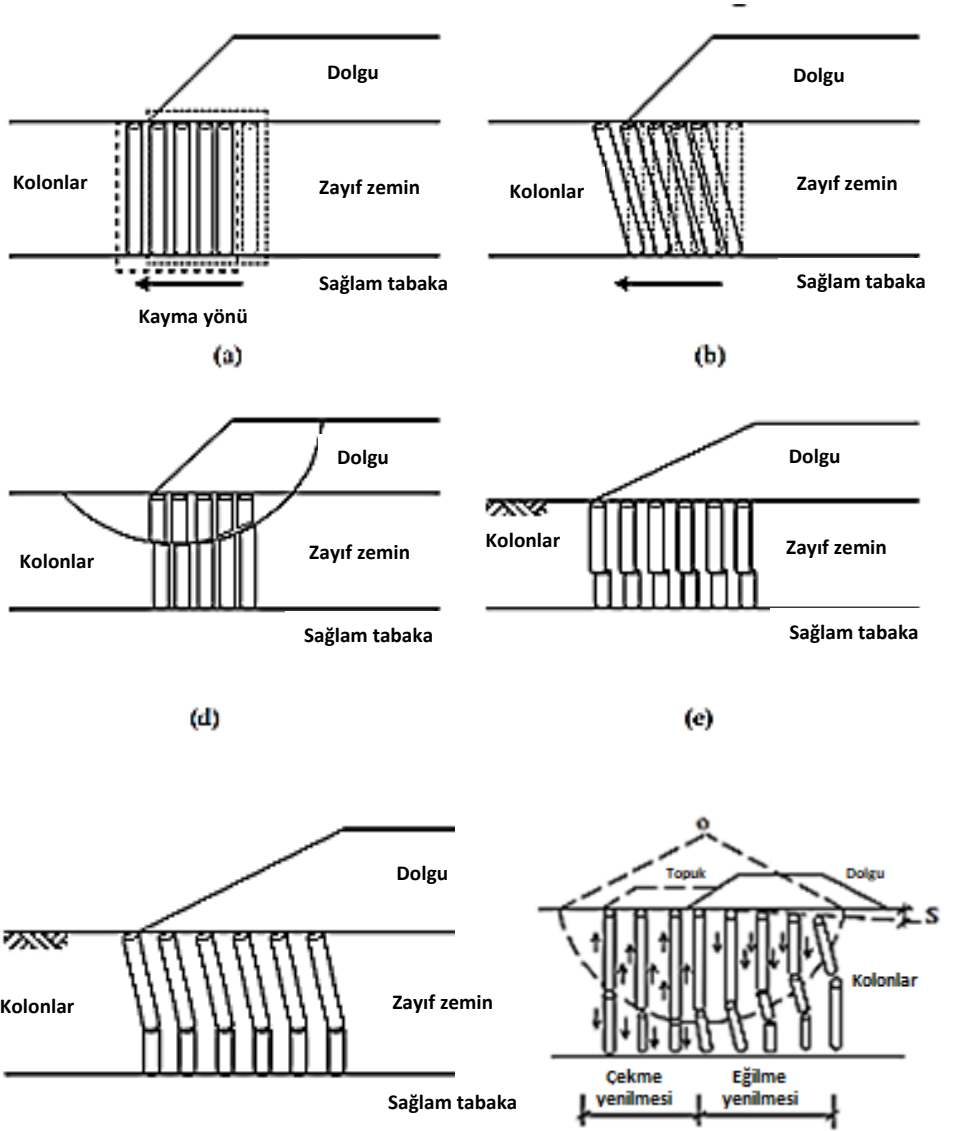
4.1. DSM Sistemlerinde Yenilme Mekanizmaları

DSM uygulamalarında yenilme mekanizmaları kolonların yerleşimine göre değişmektedir. Tekil kolon uygulamalarında düşey yükler altında uç direnci yüksek olan kolonlarda ezilme (Şekil 4.1a) ve kesme (Şekil 4.1b) mekanizmaları geçerlidir. Uç direnci oluşmayan ve ağırlıklı olarak sürtünmeye çalışan tekil kolonlarda ise (Şekil 4.1c) yenilme zımbalanma şeklinde oluşmaktadır.



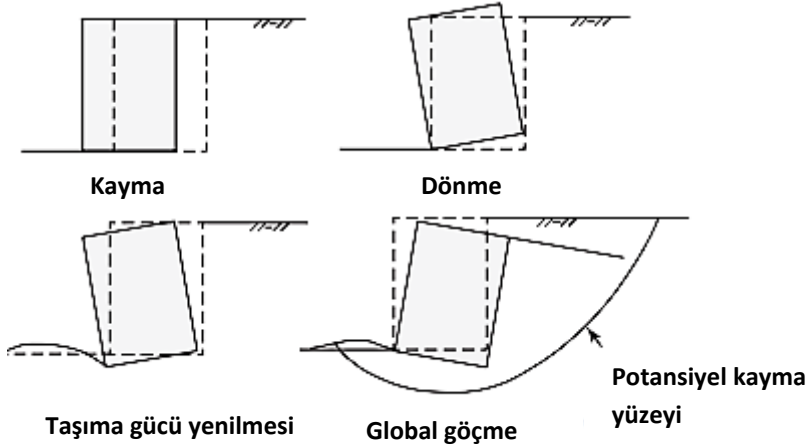
Şekil 4.1. DSM tekil kolon uygulamalarında göçme mekanizmaları: (a) ezilme, (b) kesme ve (c) zımbalanma

Dolgu tabanlarında hem düşey hem de yatay yüklere maruz kalan DSM uygulamalarında tasarımda analiz edilmesi gerekli yenilme mekanizmaları Şekil 4.2' de gösterilmektedir.



Şekil. 4.2. Dolgular altındaki DSM kolonlarında yenilme mekanizmaları: (a) tabanda kayma; (b) devrilme (rotasyonel yenilme); (c) dairesel kesme; (d) yatay kesme; (e) eğilme; (f) kombine göçme (eğilme+çekme) (Kitazume, 2008; Broms, 1999).

Kolonlar blok, duvar veya teğet hücre/kafes paternlerinde uygulandığında kütle rijit bir ağırlık tipi bir istinat yapısı gibi davranacaktır. Bu durumda göçmeler Şekil 4.3'te gösterildiği gibi tabanda kayma, devrilme, taşıma gücü ve global göçme şeklinde gelişebilmektedir.



Şekil 4.3. İstinat yapısı uygulamalarında olası göçme mekanizmaları

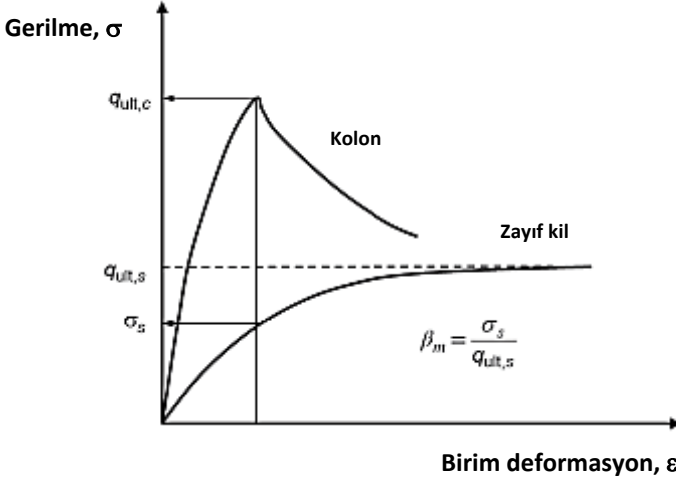
4.2. Yük Transferi

DSM ile iyileştirilmiş zeminlerde kolon rijitliği orijinal zemin rijitliğinden mertebe farkıyla yüksek olduğundan kompozit sisteme etkileyen yükün daha büyük bir bölümü kolonlara aktarılmaktadır. Kolon yükünün çevre zemin yüküne oranı “gerilme konsantrasyon faktörü” olarak tanımlanmaktadır. Yük paylaşımını tanımlayan bu parametre saha plaka yükleme deneyleri ile deneysel olarak da kanıtlanmıştır (Lin vd.1999; Ye vd.1992; Jiang vd. 2013; Huang ve Oztoprak 2009). Saha deneyleri bulguları gerilme konsantrasyon faktörü değerinin genellikle 5.0 ila 10.0 aralığında değiştiğini göstermektedir.

Kompozit bir sistemde kolonun ve etrafındaki zeminin gerilme – deformasyon davranışı Şekil 4.4'te verilmektedir. Kolon ve zeminin aynı birim deformasyon değerinde kolona aktarılan yük, kolonda nihai taşıma gücü değerine ulaşıncaya kadar, artan birim deformasyonlarla artmaktadır. Bu koşula

erişildiğinde henüz zeminin nihai taşıma gücü mobilize olmamıştır. Bu aşamada zemine etkiyen mobilize olmuş gerilmenin zeminin nihai taşıma gücüne oranı “mobilizasyon faktörü” olarak aşağıdaki şekilde tanımlanmaktadır:

$$\beta_m = \sigma_s / q_{ult,s} \quad (4.1)$$



Şekil 4.4. Kolon ve zeminin gerilme – deformasyon ilişkileri (Han, 2015)

Mobilizasyon faktörü değeri kolonun boyuna ve uç direnci oluşturma koşullarına bağlıdır. Uzun sürtünmeye çalışan kolonlarda nihai taşıma gücüne ulaşılmadan yüksek deformasyonlar oluşmaktadır. Yüksek deformasyonlar ise zeminin nihai taşıma gücünün mobilize olmasına, dolayısıyla yüksek mobilizasyon faktörlerine ulaşılmasına neden olmaktadır. Diğer taraftan kısa ve yüksek uç direnci oluşturan kolonlarda deplasmanlar sınırlı olduğundan yük ağırlıklı olarak kolonlara aktarılıp düşük mobilizasyon faktörleri oluşmaktadır.

4.3. Tipik Kolon Şekilleri ve Boyutları

Kuru uygulamalarda kullanılan ekipmanlar ıslak uygulamalardakine oranla daha hafiftir. DSM uygulamalarında Şekil. 4.5'te gösterilen başlıca dört tip kolon imal edilebilmektedir



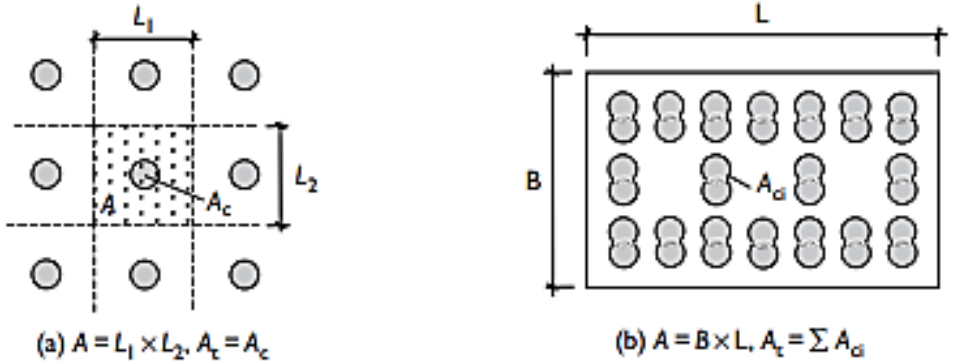
Şekil 4.5. Tipik kolon uygulamaları, (a) dairesel, (b) ikili, (c) dörtlü ve (d) panel

Kuru yöntemle imal edilen kolonlar dairesel kesitli olup çapları 0.6 – 0.9 m aralığındadır. Islak metod uygulamalarında farklı geometride kesitler teşkil edilebilmekte, eşdeğer çaplar 2.5m ye kadar oluşturulabilmektedir. Frezeli uygulamalarda panel boyları 2.4 – 2.8m, genişlikleri 0.5 – 1.2m aralığındadır. Su – çimento oranları genellikle 0.6 – 1.0 aralığındadır (Han 2015).

4.4. Alan Yer Değiştirme Oranları

Tekil kolon ve grup uygulamalarında yapılan iyileştirmenin kıyaslanması amacıyla alan yer değiştirme oranı kullanılmaktadır. Tekil kolon ve plak altı grup uygulamalarında yer değiştirme oranı, a_p , Şekil 4.6'da açıklandığı şekilde tanımlanmaktadır. Genel olarak tekil kolon uygulamalarında kolon aralıklarının 3 çaptan daha büyük olmaması önerilmektedir. Bu açıklığa karşıt gelen alan yer değiştirme oranları kare yerleşimde %8.7 ve üçgen yerleşimde %10.1 olmaktadır; bu değerler bir anlamda önerilen minimum yer değiştirme oranlarıdır.

İskandinav ülkelerinde ki uygulamalarda alan yer değiştirme oranları %10 - %30 aralığında; Japonya'daki uygulamalarda %30 - %50 aralığındadır. Japonya'daki uygulamalarda yüksek değerler sismik etkilerden kaynaklanmaktadır.



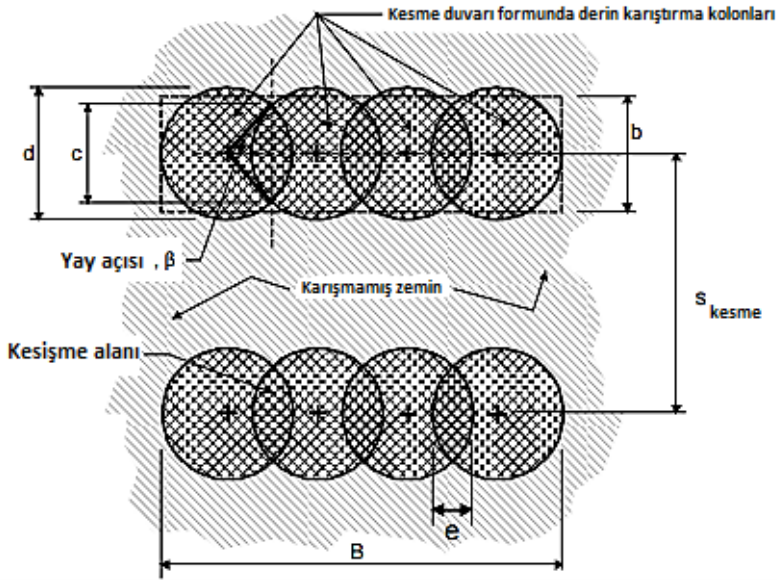
$$a_p = \frac{A_t}{A} = \frac{\text{zemin karıştırma net alanı}}{\text{toplam alan}}$$

Şekil 4.6. Tekil ve grup kolon uygulamalarında alan yer değiştirme oranları

Paralel bindirmeli dairesel kolonlardan teşkil edilen duvarlardan tipik bir geometri Şekil 4.7’de gösterilmektedir. Bu uygulamada alan yer değiştirme oran Bağntı (4.2) den hesaplanmaktadır :

$$a_{s, \text{kesme}} = \frac{\pi d (1 - a_c)}{4 s_{\text{kesme}} \left(1 - \frac{e}{d} \right)} \quad (4.2)$$

Burada a_s : bindirmeli duvardaki alan yer değiştirme oranı, d : kolon çapı, s_{kesme} : duvarların merkezden merkeze mesafesi, e : bindirme mesafesi ve a_e : bindirme alan oranıdır. Farklı (e/d) oranları için hesaplanmış a_e değerleri Tablo 4.1 de verilmektedir (Bruce vd.2013):



Şekil 4.7. Bindirmeli kolonlarda bindirme oranı hesabı için tanımlamalar

Tablo 4.1. Farklı bindirme oranları (e/d) için bindirme alan oranları (a_e),
(Bruce vd. 2013)

e/d	a_e
0	0.000
0.1	0.037
0.2	0.104
0.3	0.188
0.4	0.285
0.5	0.391

4.5. Taşıma Gücü

DSM kolonları yarı rijit elemanlar olup davranış biçimlerinin esnek/rijit arasında olduğu kabul edilmektedir. Kolonların nihai taşıma gücü, kolon malzemesinin mukavemeti ile hesaplanan değer (Q_{u1}) ile kolonun kazık taşıma gücü prensiplerine göre hesaplanmış değerden (Q_{u2}) küçük olanıdır. Bu iki değer aşağıdaki bağıntılardan hesaplanmaktadır:

$$Q_{u1} = q_{uc} * A_c \quad (4.3)$$

$$q_{uc} = \alpha_1 * \alpha_2 * q_{ul} \quad (4.4)$$

$$Q_{u2} = f_s * U_c * L_c + q_{tm} * A_c \quad (4.5)$$

$$q_{tm} = \lambda_E * q_t \quad (4.6)$$

Bu bağıntılarda :

UCS= Tek eksenli basınç dayanımı

q_{uc} = kolonlardan sahada alınan karotların UCS değeri

q_{ul} = laboratuvar karışımı örneklerin UCS değeri

α_1 = laboratuvar/saha mukavemetleri düzeltme faktörü (karadaki uygulamalar 0.3 – 1.0 ; deniz uygulamaları 1.0)

α_2 = karot/tam boy farkı düzeltme faktörü (0.7 değeri önerilmektedir)

A_c = kolon kesit alanı

f_s = kolon/zemin birim sürtünme direnci

U_c =kolon çevre uzunluğu

L_c = kolon boyu

λ_E = uç direnci mobilizasyon faktörü (0.4 – 0.6 aralığında)

q_{tm} = modifiye uç direnci kapasitesi

q_t = kolonun kazık olarak modellendiği durumdaki nihai uç kapasitesi

Çin normlarında zemin birim sürtünme direnci (f_s) için aşağıdaki değerler önerilmektedir (CABR 2000) :

Tip I Zemin : Çok yumuşak kil, ($OC > \%5$, $e_o > 1.5$) $\rightarrow f_s \approx (5 - 8)$ kPa

Tip II Zemin : Yumuşak kil, ($OC > \%5$, $e_o > 1.0$) $\rightarrow f_s \approx (8 - 12)$ kPa

Tip III Zemin : Kil, ($OC < \%5$, $e_o < 1.0$) $\rightarrow f_s \approx (12 - 15)$ kPa

Burada OC: zeminin organik madde içeriği, e_o : zeminin doğal boşluk oranıdır. Aslında bu tablo DSM uygulamasının karakteri gereği çok yumuşak zeminler için verilmiştir.

Japon İnşaat İşleri Dairesi (BCJ, 1997) DSM kolonları için aşağıdaki birim çevre sürtünmesi ve birim uç direnci değerlerini önermektedir:

Killi Zeminler: $f_s = c_u$ $q_{tm} = 6 c_{ut}$

Kumlu Zeminler $f_s = 10 N/3$ (kPa) $q_{tm} = 75 N_t$

Burada :

c_u = kolon shaftı boyunca kilin averaj drenajsız kayma dayanımı

c_{ut} = kolon uç bölgesindeki kilin drenajsız kayma dayanımı

N = kolon shaftı boyunca kumun averaj SPT N değeri

N_t = kolon uç bölgesindeki kumun averaj SPT N değeridir.

Kolonlarla iyileştirilmiş zemin ortamı kompozit birim olarak olarak değerlendirildiğinde kompozit kütlenin taşıma gücü (Han vd. 2002):

$$q_{ult} = a_s \frac{Q_{u1}}{A_c} + \beta_m (1 - a_s) q_{ult,s} \quad (4.7)$$

Burada:

q_{ult} = kompozit kütlenin nihai taşıma gücü

a_s =alan yer değiştirme oranı

β_m = zemin taşıma gücünün mobilizasyon faktörü

$q_{ult,s}$ = doğal zeminin nihai taşıma gücü

Han vd.(2002) β_m faktörü için:

Sürtünme (yüzer) kolonları için $\beta_m = 0.5 - 1.0$

Uç (end bearing) kolonları için $\beta_m = 0.1 - 0.4$

aralığında değerler önermişlerdir.

Zhou ve Li (1997, Han vd. 2002'den alıntı) kolon-zemin relatif rijitliklerini (K), Randolph ve Wroth (1978) tarafından önerilen bağıntıdan hesaplanan değerlerle ilişkilendirerek aşağıdaki β_m değerlerini önermişlerdir :

$K < 0.5 \rightarrow \beta_m = 0.8 - 1.0$

$K = 0.5 - 0.8 \rightarrow \beta_m = 0.5 - 0.8$

$K = 0.8 - 1.0 \rightarrow \beta_m = 0.3 - 0.5$

$K \geq 1.0 \rightarrow \beta_m = 0 - 0.3$

Relatif rijitlik katsayısı (K) Bağıntı 4.8'den hesaplanmaktadır :

$$K = \sqrt{\frac{1 + \nu_s}{4} \ln \left[\frac{5L(1 - \nu_s)}{d} \right] \frac{E_p}{E_s} \frac{d}{L}} \quad (4.8)$$

Bu bağıntıda :

E_p = kolon malzemesinin elastik modülü

E_s = doğal zeminin elastik modülü

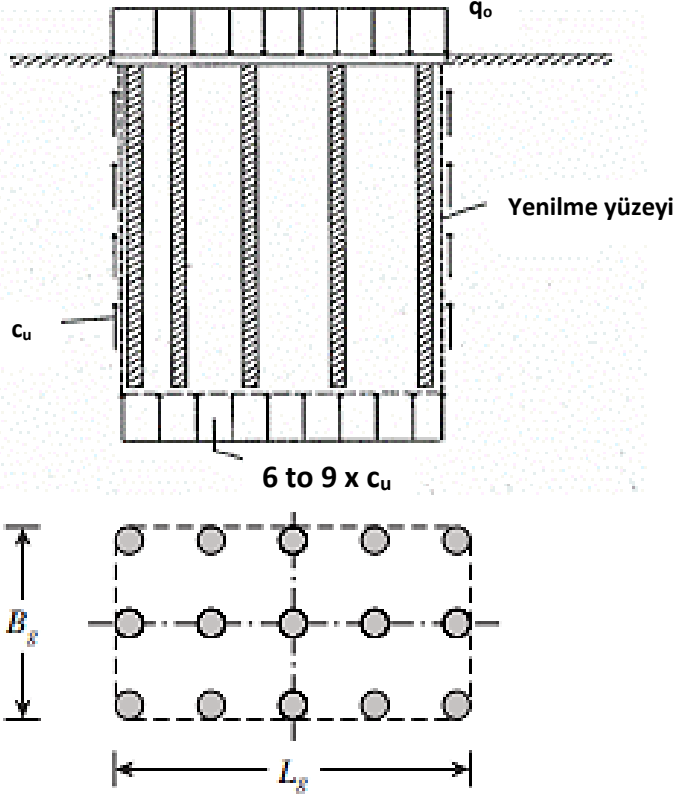
ν_s = zeminin Poisson oranı

L ve d = kolon boy ve çapı

Kolon gruplarının, kazık gruplarında olduğu gibi bir blok şeklinde davranacağından, blok taşıma gücünün kontrol edilmesi gerekmektedir. Kolon

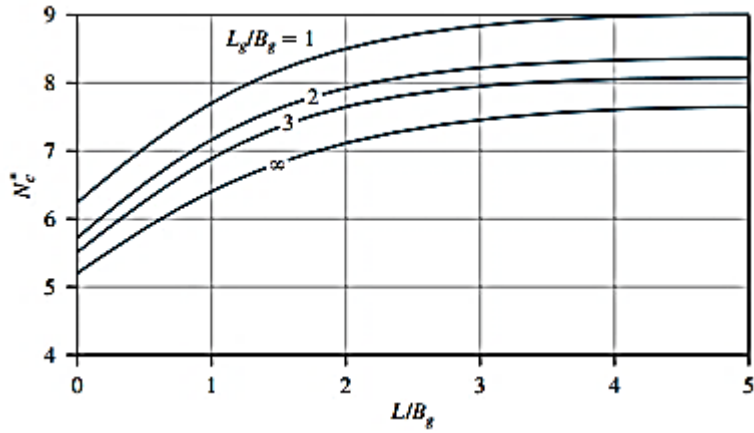
boyu L , Alanı $A = L_g \cdot B_g$ ve çevresi $P = 2(L_g + B_g)$ olan bir blokta Bağıntı 4.9'daki denge koşulunun sağlanması gerekmektedir:

$$q_o \cdot A + W - f_s \cdot P \cdot L \leq c_{ut} \cdot N_c \cdot A \quad (4.9)$$



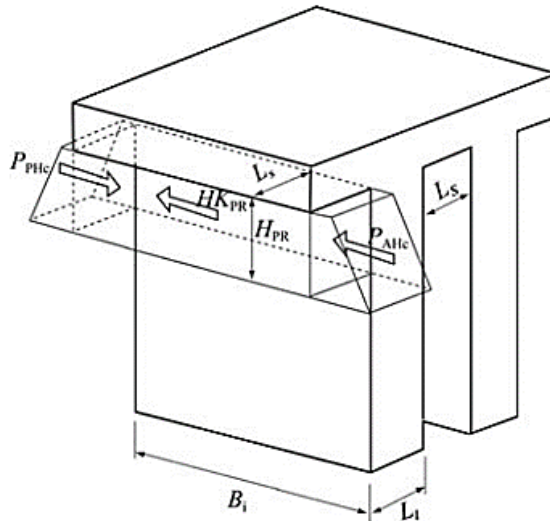
Şekil 4.8. Kolon gruplarının kesit alanı boyutları

Taşıma gücü faktörü N_c değerleri L_g / B_g ve L/B_g nin fonksiyonu olarak Şekil 4.9'da gösterilmiştir (Das 2011). Taşıma gücü değerlendirmelerinde 2 ila 3 mertebelerinde bir güvenlik sayısı uygulanması önerilmektedir (Han 2015, Topolnicki 2004).



Şekil 4.9. Taşıma gücü faktörü N_c (Das, 2011)

Taşıma gücü değerlendirmelerinde duvar tipi uygulamalarında ekstrüzyon şeklinde (iki duvar arasındaki kilin itilerek çıkarılması) stabilize bozukluğunun tahkiki gerekli görülmektedir. Bu yenilme mekanizması şematik olarak Şekil 4.10'da gösterilmektedir.



Şekil 4.10 Ekstrüzyon mekanizmasının şematik gösterimi (Terashi vd. 1983)

Bu tür yenilmeye iki duvar arasındaki doğal zeminde mobilize olan farklı magnitütteki aktif ve pasif gerilmeler neden olmaktadır. Tasarımda iki duvar arasındaki yumuşak zeminin rijit prizmatik bir blok şeklinde hareketlendiği kabulü yapılmaktadır.

Statik yükleme durumu için tanımlanan güvenlik sayısı (F_{Se}) Bağntı 4.9'da verilmektedir:

$$F_{Se} = \frac{2(L_s + H_{pr}) \cdot B_i \cdot c_{uc} + P_{PHc} \cdot L_s}{P_{AHc} \cdot L_s} \quad (4.9)$$

Burada:

B_i : Kolonlardan oluşan duvarın genişliği (m)

c_{uc} = doğal zeminin drenajsız kayma dayanımı (kN/m^2)

H_{pr} = Sürüklenmesi düşünülen prizmanın kabule dayalı yüksekliği (m)

L_s = Sürüklenecek prizmanın genişliği (iki duvar yüzeyi arası mesafe)(m)

P_{AHc} = Prizmaya yüzeyine etkiyen aktif kuvvet, birim genişlik için (kN/m)

P_{PHc} = Prizmaya yüzeyine etkiyen pasif kuvvet, birim genişlik için (kN/m)

Duvar tipi uygulamalarda Terashi ve Kitazume (1987) taşıma gücü analizlerinin komşu derin derin şerit temeller olarak modelleyip Şek. 4.11'de gösterilen basit bir yöntem önermişlerdir. Bu yöntemde kullanılacak bağıntılar:

$$q_f = q_{f(L1)} + \frac{1}{2} \cdot (q_{f(Bi)} - q_{f(L1)}) \cdot (3 - S_1/L_1) \quad (4.10)$$

$$q_{f(L1)} = \frac{1}{F_s} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot L_1 \cdot N_\gamma + c_{ub} \cdot N_c \right) + q \cdot N_q \quad (4.11)$$

$$q_{f(Bi)} = \frac{1}{F_s} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B_i \cdot N_\gamma + c_{ub} \cdot N_c \right) + q \cdot N_q \quad (4.12)$$

Burada:

L_1 : DSM kolonlarının oluşturduğu duvar kalınlığı, m

$q_{f(L1)}$: şerit temel oluşturan duvarın emniyetli taşıma gücü, kN/m^2

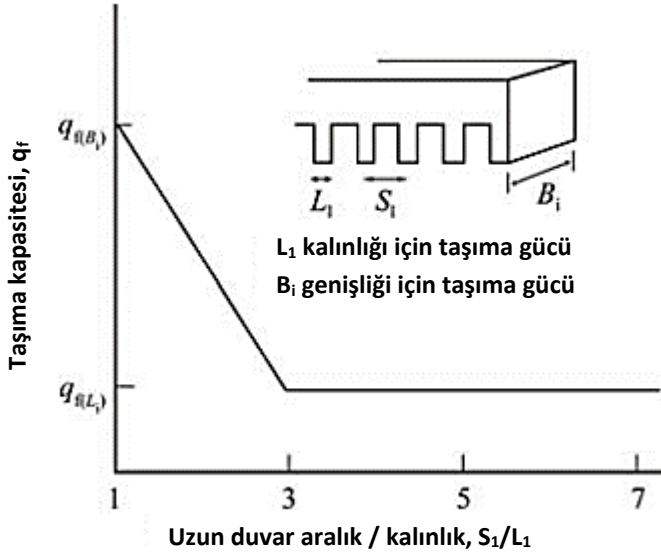
$q_{f(Bi)}$: B_i genişliğinde iyileştirilmiş kütlenin emniyetli taşıma gücü, kN/m^2

S_1 : duvarlar arası merkezden merkeze mesafe, m

N_c , N_q , N_γ : iyileştirilmiş kütle tabanındaki zeminin taşıma gücü faktörleri

γ : iyileştirilmiş kütlenin tabanındaki doğal zeminin birim ağırlığı, kN/m^3

c_{ub} : tabandaki doğal zeminin drenajsız kayma dayanımı, kN/m^2



Şekil 4.11. Duvar tipi uygulamalarda basitleştirilmiş taşıma gücü tayini
(Terashi ve Kitazume ,1987)

4.6. Oturmalar

DSM kolonları yarı rijit elemanlar olarak değerlendirilmektedir. Oturma hesaplarında kolon/zemin rijitlik oranına bağlı olarak kolonlar rijit veya esnek elemanlar olarak modellenmektedir (Han, 2015).

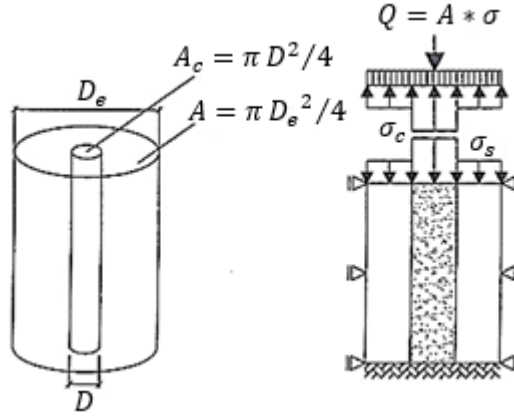
4.6.1. Denge Metodu

Bu yaklaşımı uygulamak için öncelikle geçmiş deneyimlerden ve sahadaki gerilme ölçümlerinin sonuçlarından faydalanılarak gerilme dağılım katsayısı, n , değerinin tahmin edilmesi gerekmektedir. Bu yaklaşımda aşağıdaki kabuller geçerlidir:

- i. birim hücre idealizasyonu geçerlidir,
- ii. birim hücreye uygulanan toplam düşey yük DSM kolonu ve zemin tarafından taşınan yükün toplamına eşittir,
- iii. DSM kolonun ve zeminin düşey deplasmanları eşittir,
- iv. DSM kolon boyunca dış yüklemeden kaynaklı düşey gerilme sabittir veya gerilmelerin derinlikle değişken olması durumunda, sıkışabilir tabaka aralıklara bölünmekte ve her aralıktaki ortalama gerilme artışına göre tabakaların oturmaları ayrı ayrı hesaplanmaktadır.

Diğer metotlarda olduğu gibi bu metotta DSM kolonları ile iyileştirilmiş bölgenin altında oluşacak oturmalar ayrıca hesaplanmalıdır.

Düzgün yayılı yüke maruz sonsuz genişlikteki DSM kolon gruplarında, her kolon Şekil 4.12’de gösterildiği gibi bir birim hücre olarak modellenmektedir.



Şekil 4.12. Birim hücre prensibi (Kirsch ve Kirsch, 2010)

Klasik tek boyutlu konsolidasyon teorisinden sıkışabilir kil katmanının konsolidasyon oturması aşağıdaki Bağıntı 4.13'ten hesaplanmaktadır.

$$S_t = \left(\frac{C_c}{1+e_0} \right) \log_{10} \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \right) H_t \quad (4.13)$$

Burada; S_t : H_t kalınlığındaki DSM kolon ile iyileştirilmiş zeminde oluşan birincil konsolidasyon oturması, H_t : DSM kolon ile iyileştirilmiş zemin tabakasının kalınlığı, σ'_{v0} : H_t kalınlığındaki kil tabakasındaki ortalama ilk efektif düşey gerilme, $\Delta\sigma$: uygulanan sürşarj yükünün kil biriminde yarattığı düşey gerilme artışı, C_c : ödometre deneyinden elde edilen sıkışma endeksi ve e_0 : kil biriminin ilk boşluk oranıdır.

Normal konsolide killer için DSM kolonları ile iyileştirilmiş zemindeki oturmaların (S_t), iyileştirilmemiş zemindeki oturmalara oran S : S_t/S , Bağıntı 4.14 'deki gibi ifade edilmektedir:

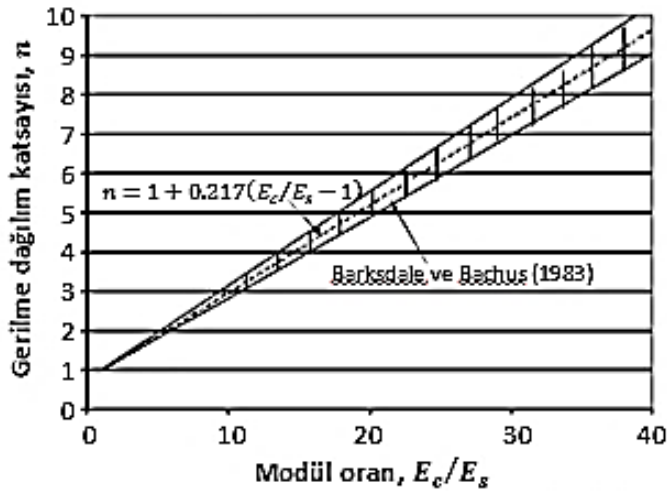
$$\beta = S_t/S = 1/[1 + (n - 1)a_r] \quad (4.14)$$

Burada; β : oturma iyileşme oranı, n : gerilme konsantrasyon faktörü, a_r : alan yer değiştirme oranı olarak tanımlanmaktadır.

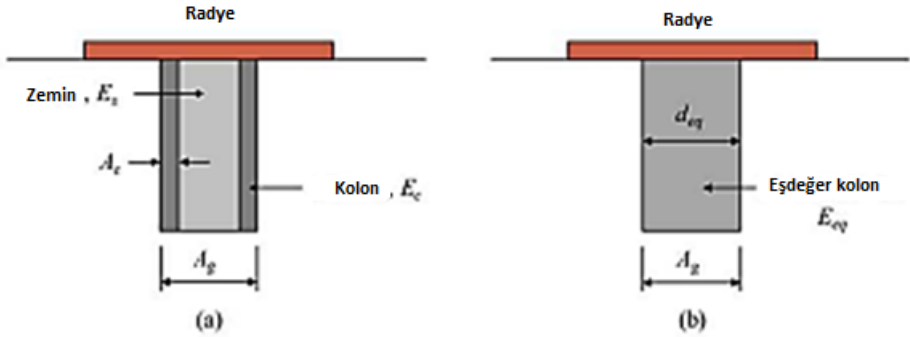
Barksdale ve Bachus (1983) nümerik model analizleri sonuçlarından modüler orana (E_c/E_s) bağlı olarak gerilme konsantrasyon faktörlerinin Şekil 4.13'ten alınabileceğini önermişlerdir. Bu yaklaşımda uygulamada DSM kolonu/zemin rijitlik oranının $E_c/E_s = 10 - 20$ aralığında olduğu ifade edilmektedir (Kitazume ve Terashi, 2013).

4.6.2. Kazıklı Radye Metodu

Han vd. (2009) kazıklı radyelerde oturmalar için, Horikoshi ve Randolph (1999) ve Randolph vd. (1993) tarafından önerilen kazıklı radye yönteminin DSM kolonları ile iyileştirilmiş zeminlerin oturma hesapları için de geçerli olduğunu göstermişlerdir. Bu yöntemde kolon grupları Şekil 4.14'te gösterildiği gibi eşdeğer tek bir kolon olarak modellenmektedir.



Şekil 4.13 n ve E_c/E_s arasındaki ilişki (Barksdale ve Bachus, 1983)



Şekil 4.14 Eşdeğer kolon yöntemi, (a) kolon grubu, (b) eşdeğer kolon

Metodun geçerliliğini kontrol etmek amacıyla öncelikle R_f faktörünün hesaplanması gerekmektedir:

$$R_f = (N_{cl} s / L_c)^{0.5} \quad (4.15)$$

Burada: N_{cl} = grup içerisindeki kolon adedi

s = merkezden merkeze kolon aralığı

L_c = kolon boyudur.

Eğer R_f faktörü 4.0'den küçük ise metod geçerli olup, özellikle de 2.0'den küçük ise son derece uygun olarak değerlendirilmektedir (Horikoshi ve Randolph, 1999). Şekil 4.14'te tanımlanan eşdeğer deformasyon modülü, E_{eq} Bağıntı 4.16'dan hesaplanmaktadır:

$$E_{eq} = E_s + (E_c - E_s) (A_{tc} / A_g) \quad (4.16)$$

Burada E_s = Doğal zeminin deformasyon modülü,

A_{tc} = grup içerisindeki kolonların tümünün kesit alanlarının toplamı

A_g : kolon grubunun toplam alanıdır (Şekil 4.8)

Modellenen “Eşdeğer Kolon” ile radye sisteminden oluşan kompozit yapının rijitliği, K_{pr} , Bağıntı 4.17’den hesaplanmaktadır:

$$K_{pr} = \frac{P_{eq} + P_r}{S_{pr}} = \frac{K_{eq} + K_r(1 - 2\alpha_{pr})}{1 - (K_r/K_{eq})\alpha_{pr}^2} \quad (4.17)$$

Burada: P_{eq} = toplam yükünün eşdeğer kolon tarafından taşınan miktarı

P_r = Toplam yükün radye tarafından taşınan miktarı

$P = (P_{eq} + P_r)$ = Toplam yük

S_{pr} = Sistemin toplam oturması

K_{eq} = Eşdeğer kolonun rijitliği

K_r = Zemin üzerine oturan radyenin rijitliği

α_{pr} = eşdeğer kolon – radye etkileşim faktörüdür.

Kolonlu radye sisteminin toplam oturması Bağıntı 4.18’den hesaplanmaktadır:

$$S_{pr} = P / K_{pr} = (P_{eq} + P_r) / K_{pr} \quad (4.18)$$

Doğal zemine oturan rijit bir radyenin (kolonların teşkil edilmediği durumda) rijitliği, K_r , Bağıntı 4.19 ile ifade edilmektedir:

$$K_r = \frac{P_r}{S} = \frac{E_s A_r}{(1 - \nu_s^2) B_r I_s} \quad (4.19)$$

Burada: $S = S_{pr}$ = Radyenin oturması

A_r = Radyenin toplam alanı

B_r = Radyenin genişliği

I_s = Tesir faktörü (kare radye $I_s = 0.88$, dairesel radye $I_s = 0.79$)

ν_s = doğal zeminin Poisson oranıdır

Eşdeğer kolon – radye etkileşim faktörü, α_{pr} , Bağıntı 4.20’den hesaplanır:

$$\alpha_{pr} = 1 - \frac{\ln(r_r/r_{eq})}{\ln(r_m/r_{eq})} \quad (4.20)$$

Burada: r_r = radyenin dairesel boyutunu temsil eden eşdeğer yarıçap $= (\sqrt{BL})/\pi$

r_{eq} = eşdeğer kolonun yarıçapı $= (A_g/\pi)^{0.5}$; (Randolph, 1994)

= 0.635 $(A_g)^{0.5}$ sürtünme kolonları (Poulos ,1993)

= 0.565 $(A_g)^{0.5}$ uç kolonları (Poulos ,1993)

r_m = tekil bir kolonun maksimum tesir yarıçapı

$$r_m = Cr_c + \{0.25 + \psi[2.5\rho(1 - \nu_s) - 0.25]\}L_c \quad (4.21)$$

$$C = 0 \text{ if } L_c/r_c > 5 \text{ or } 5 \text{ if } L_c/r_c \leq 5 \quad (4.22)$$

$$\Psi = G_L/G_b$$

$\rho = G_{avg} / G_b$ (üniform zemin koşullarında $\rho = 1$)

G_L = kolonların uç seviyesindeki zeminin kesme modülü

G_b = kolon uç seviyesinin altındaki zeminin kesme modülü

G_{avg} = kolon boyunca zeminin averaj kesme modülü

L_c = kolon boyu

r_c = kolon yarıçapı

Eşdeğer kesonun rijitlik değeri ise aşağıdaki bağıntıdan hesaplanmaktadır:

$$K_{eq} = G_L r_{eq} \left[\frac{\frac{4\eta}{(1 - \nu_s)\Psi} + \rho \cdot \frac{2\pi}{\theta} \cdot \frac{\tanh(\mu_L L_{eq})}{\mu_L L_{eq}} \cdot \frac{L_{eq}}{r_{eq}}}{1 + \frac{1}{\pi\lambda} \cdot \frac{4\eta}{(1 - \nu_s)\Psi} \cdot \frac{\tanh(\mu_L L_{eq})}{\mu_L L_{eq}} \cdot \frac{L_{eq}}{r_{eq}}} \right] \quad (4.23)$$

Burada:

$r_{eq,b}$ = eşdeğer kesonun ucundaki yarıçap

L_{eq} = eşdeğer kesonun boyu (= L_c)

$\theta = \ln(r_{mp}/r_{eq})$

r_{mp} = Bağıntı 4.21’de r_c yerine r_{eq} değeri kullanılarak hesaplanan eşdeğer kesonun maksimum tesir yarıçapı

$$\mu_L L_{eq} = \sqrt{2/(\theta \lambda)} (L_{eq}/r_{eq})$$
$$\lambda = E_{eq}/G_L \quad (4.24)$$

Clancy vd. (1993) yaptıkları nümerik analizler sonuçlarından kolon grupları büyüdükçe α_{pr} değerinin kolonlar arası mesafe (s/d) ve kolon/zemin rijitlik oranından (E_p/E_s) bağımsız olarak, $\alpha_{pr}=0.8$ alınabileceğini önermişlerdir.

Eşdeğer kolonun kendisinin rijitlik oranı K_{eq} , Bağıntı 4.21’den hesaplanmaktadır. Sistemin rijitlik modülü K_{pr} , Bağıntı 4.19’dan hesaplanan K_r ve Bağıntı 4.23’ten hesaplanan K_{eq} değerleri kullanılarak bağıntı 4.17’den hesaplanmalıdır. Hesaplanan K_{pr} değeri kullanılarak sistemdeki oturma değeri S_{pr} , Bağıntı 4.18 kullanılarak hesaplanabilmektedir.

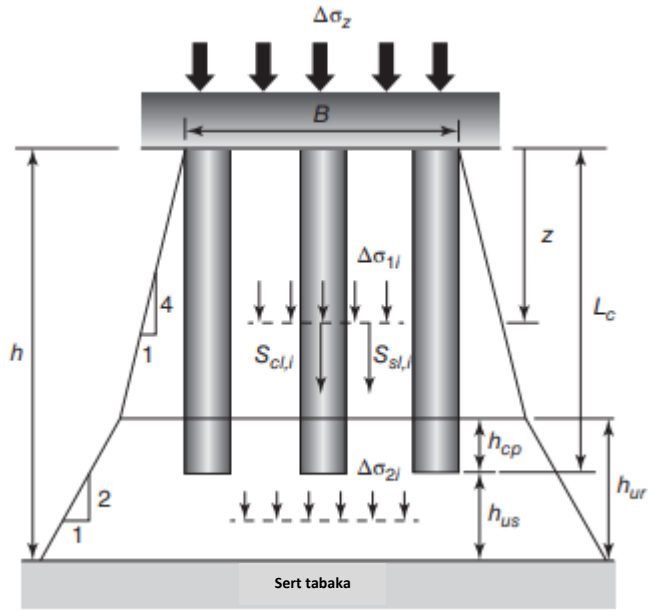
4.6.3. Yüzer Kolonlar

DSM kolonlarının taşıyıcı bir tabakaya ulaşmayıp, iyileştirilen zemin katmanı içerisinde kaldığı durumlarda sistem “Yüzer Kolonlar” olarak tanımlanmaktadır. Bu sistemlerde toplam oturmalar, güçlendirilmiş bölgede oluşan oturmalar ve iyileştirilmiş bölgenin altında kalan sıkışabilir tabakaların oturmalarının toplamı olarak hesaplanmaktadır.

Kolon ve etrafındaki zeminin rijitlik farkından dolayı yüzer kolonların konsantre yükler altında iyileştirilmemiş bölgeye bir miktar zımbalanması (penetre etmesi) söz konusudur (Chai vd. 2010, Pongsivasathit vd. 2013). Araştırmacılar DSM kolonlarının penetrasyonunun söz konusu olduğu durum için aşağıda

özetlenen hesap yöntemini önermektedirler. Bu yöntemde iyileştirilmiş bölgenin kolonların ucuna yakın bir bölümü iyileştirilmemiş/sıkışabilir tabakaya dahil edilmektedir. Diğer bir deyişle iyileştirilmiş bölgenin boyu bir miktar azaltılmaktadır.

Hesaplamalara esas model Şekil 4.15'te gösterilmektedir. Chai vd. 2010, Pongsivasathit vd. 2013 kolonların alt bölgesindeki güçlendirilmemiş kabul edilen bölgenin kalınlığı ile ilgili alan yer değiştirme oranı ve iyileştirilmiş bölge oranına (kolon boyu/yumuşak zemin toplam kalınlığı) bağlı basitleştirilmiş bir yöntem önermişlerdir.



Şekil 4.15. Yüzer kolonlarda oturma hesap yöntemi detayı (Chai vd. 2010).

Şekil 4.15'te kolon penetrasyon kalınlığı, h_{cp} değeri Bağıntı 4.25'ten hesaplanmaktadır:

$$h_{cp} = L_c f(\alpha_s) g(\beta_L) h(\gamma_p) \quad (4.25)$$

Burada: $f(a_s)$ = alan yerdeğiştirme oranına bağlı tesir faktörü

$g(\beta_L)$ = iyileştirme derinliğine bağlı tesir faktörü

$h(\gamma_p)$ = tatbik edilen yükün zemin mukavemeti oranına bağlı tesir faktörü

Tesir faktörlerinin hesaplanacağı bağıntılar aşağıda verilmektedir:

DSM kolonlar üzerinde teşkil edilmiş rijit bir radye olması durumu için:

$$f(a_s) = \begin{cases} 0.75 - 2.5a_s, & a_s \geq 0.20 \\ 0.4 - 1.0a_s, & 0.20 < a_s \leq 0.45 \\ 0, & a_s > 0.45 \end{cases} \quad (4.26)$$

$$g(\beta_L) = \begin{cases} 1.62 - 1.6\beta_L, & 0.2 \leq \beta_L \leq 0.7 \\ 0.5, & 0.7 \leq \beta_L \leq 0.9 \end{cases}$$
$$\beta_L = \frac{L_c}{h} \quad (4.27)$$

$$h(\gamma_p) = 0.27 \ln(\gamma_p) - 0.41$$

$$\gamma_p = \frac{\Delta\sigma_z p_a^{1.5}}{c_u^{2.5}} \quad (4.28)$$

Bağıntı 4.28'de $\Delta\sigma_z$ = radye üzerindeki ortalama yük

p_a = atmosferik basınç (100 kPa)

c_u = doğal zeminin drenajsız kayma dayanımıdır.

DSM kolonları ile iyileştirilmiş bölgenin oturması Bağntı (4.29) kullanılarak hesaplanmaktadır.

$$S_1 = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{1i} h_{1i}}{D_{ci} a_s + (1 - a_s) D_{si}} \quad (4.29)$$

Burada:

a_s = alan yer değiştirme oranı

D_{ci} = kolon malzemesinin odometrik modülü

D_{si} = zeminin odometrik modülü

$\Delta\sigma_{1i}$ = Kolon uygulanan donatılı bölgede radye yükü $\Delta\sigma_z$ nin yarattığı düşey gerilme artışıdır.

Düşey gerilme dağılımı hesaplarında kolon bölgesinde penetrasyon kalınlığı hariç: ($L_c - h_{cp}$) D:Y=4:1, altında yer alan sıkışabilir zeminde (h_{us}) D:Y=2:1 modelinin kullanılması önerilmektedir.

Penetrasyon bölgesinin de dahil edildiği alt bölgenin konsolidasyon oturması Bağntı 4.30'da verilen konvansiyonel yöntemle hesaplanmaktadır.

$$S_2 = \sum_{i=1}^m h_{2i} \frac{C_{ci}}{1 + e_{0i}} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma_{2i}}{\sigma'_{z0i}} \right) \quad (4.30)$$

Burada:

C_{ci} = alt bölgedeki zemin tabakalarının sıkışma indisi

e_{0i} = alt bölgedeki zemin tabakalarının doğal boşluk oranı

h_{2i} = alt bölgedeki zemin katmanlarının kalınlığı

σ'_{z0i} = alt bölge zemin katmanlarında efektif zemin örtü yükü

$\Delta\sigma_{2i}$ = alt bölge tabakalarında radye yükünün yarattığı düşey gerilme artışıdır.

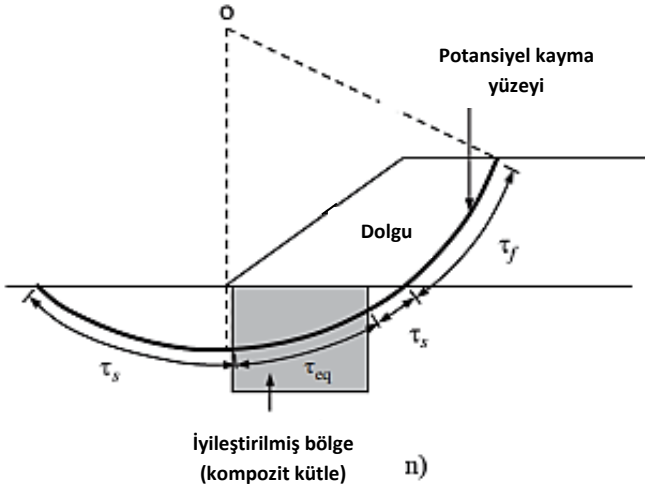
Sistemin toplam oturması ise alt ve üst bölge oturmalarının toplamı olarak hesaplanmaktadır:

$$S' = S_1 + S_2 \quad (4.31)$$

4.7. DSM Kolonları ile Güçlendirilmiş Dolguların Stabilitesi

Kitazume vd. (2000) DSM kolonları ile desteklenen dolguların düşey ve (düşey+yatay) yükler altında göçme mekanizmalarını santrifüj deneyleri ile araştırmışlardır. Araştırmacılar düşey+yatay yük kombininin sadece düşey yükleme durumuna kıyasla daha kritik olduğunu rapor etmişlerdir.

Dairesel kesme göçme modelinin analizlerinde Şekil 4.16'da gösterildiği gibi limit denge analizleri kullanılmaktadır. Bu modelde DSM kolonlarının uygulandığı bölgede kompozit kütlenin drenajsız kayma dayanımı ($c_{u,eq}$) Bağıntı 4.32'den hesaplanmaktadır.



Şekil 4.16. Limit denge analizlerinde kompozit drenajsız kayma dayanımı kavramı

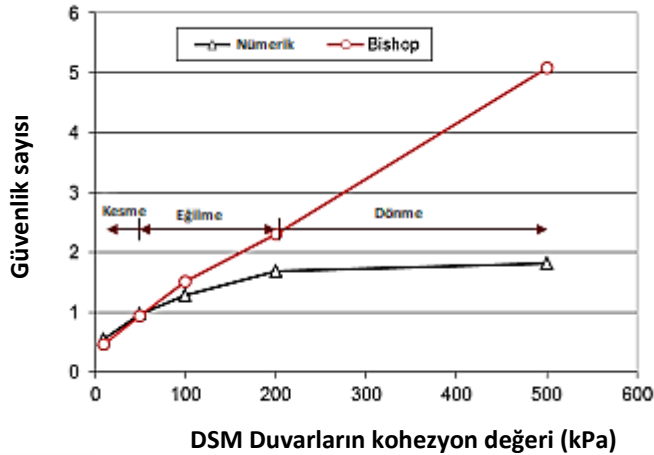
$$c_{u,eq} = \alpha_s c_{u,c} + (1 - \alpha_s) c_{u,s} \quad (4.32)$$

Burada: $c_{u,c}$ = kolon malzemesinin drenajsız kayma dayanımı

$c_{u,s}$ = doğal zeminin drenajsız kayma dayanımıdır.

Kitazume (2008) DSM kolon kütlelerinin stabilite tahkiklerinde iki dış stabilite (tabanda kayma ve devrilme); üç iç stabilite (dairesel kesme, yatay kesme ve eğilme) göçme mekanizmalarının değerlendirilmesi gereğini vurgulamışlardır. Ancak tüm bu mekanizmaları nümerik olarak hesaplamanın kompleks bir analiz yöntemi olduğunu ve pratikte bu hesaplamaların pek mümkün olamayacağını ifade etmişlerdir.

Han vd. (2005) mukavemet azalımı modelini kullanarak nümerik modellerle limit denge analizleri (Bishop yöntemi) sonuçlarını kıyaslamışlardır. Her iki yöntem kullanılarak yapılan analizlerde elde edilen güvenlik sayıları Şekil 4.17’de gösterilmektedir.



Şekil 4.17. Limit denge (Bishop) ve nümerik metot (mukavemet azalımı yöntemi) güvenlik sayılarının karşılaştırılması

Şekil 4.17’de görüldüğü gibi eğilme ve rotasyonel göçme bölgelerinde limit denge analizleri yüksek güvenlik sayıları vermektedir. Bunun nedeni limit denge analizlerinde eğilme ve rotasyonel göçme mekanizmalarını modellenememesidir. Bu farkın kolon malzemesinin drenajsız kayma dayanımının 100 – 150 kPa aralığında olduğu durumlarda ihmal edilebilir seviyede olacağı ifade edilmektedir (Han vd. 2005).

4.8. İksa Yapıları

DSM kolonları kazı-iksa projelerinde istinat yapıları ve sızdırmazlık perdeleri olarak kullanılmaktadır. Bu tür yapılarda binder olarak çimento kullanılmaktadır. İstinat yapıları ön tasarım aşamasında genellikle ağırlık tipi duvarlar olarak Şekil 4.18’de gösterilen yaklaşık boyutlarla projelendirilmektedir. Bu boyutların yeraltı suyu seviyesinin mevcut olduğu, 6m derinliğe kadar olan kazılarda başarılı olarak uygulandığı ifade edilmektedir (Han vd. 2002). Tasarımda aşağıda listelenen önerilen güvenlik sayılarının (FS) kullanılması önerilmektedir:

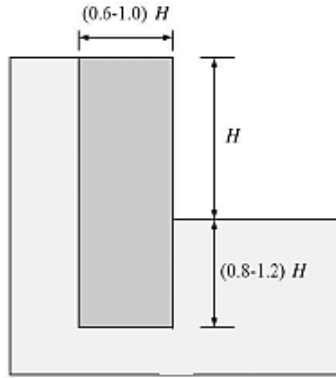
Taban kayması FS = 1.5

Devrilme FS = 1.5

Taban kabarması FS = 1.5

Sızma/kaynama FS = 1.5

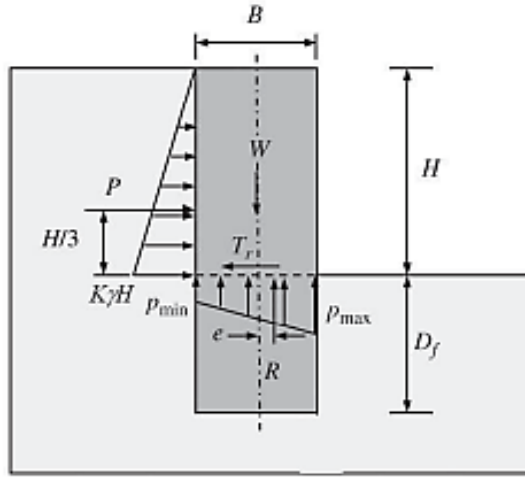
Genel / Global Stabilité FS = 1.3



Şekil 4.18. DSM istinat duvarlarının tipik boyutları

4.8.1. Taban Kayması Analizleri

İç stabilite analizleri kapsamında kazı tabanı seviyesinde kesme ve aynı seviyede devrilme kontrollerinin yapılması gerekmektedir. Yanal zemin itkileri için duvarın yapacağı deplasman mertebesine bağlı olarak, deplasmanların tolere edilebildiği durumda aktif, deplasmanların sınırlı olması gerekli durumlarda sükunetteki toprak basıncı kabulleri yapılmaktadır. Tipik bir ağırlık duvarı olarak modellenen DSM kütlesi üzerine etkiyen gerilmeler Şekil 4.19’da gösterilmektedir.



Şekil 4.19. İç stabilite analizlerinde dikkate alınan tesirler

Tabanda kesme iç stabilite güvenlik sayısı (FS_{is}) aşağıdaki bağıntılardan hesaplanmaktadır:

$$FS_{is} = \frac{T_r}{P} = \frac{2T_r}{K\gamma H^2} \quad (4.33)$$

$$FS_{is} = \frac{q_{uf}B}{K\gamma H^2} \quad \text{drenajsız yükleme koşulu} \quad (4.34)$$

$$FS_{is} = \frac{2(c' + W \tan \phi')}{K\gamma H^2} \quad \text{drenajlı yükleme durumu} \quad (4.35)$$

Burada T_r = DSM duvarının kesme direnci

K = yanal toprak itkisi katsayısı (aktif veya sükunette)

γ = zeminin birim ağırlığı

q_{uf} = sahadan alınan kolon karotlarının tek eksenli basınç dayanımı

H = kazı derinliği

B = duvar genişliği

c' = kolon malzemesinin efektif kohezyon değeri

ϕ' = kolon malzemesinin efektif kayma direnci açısıdır.

Kazı tabanının üzerinde su tablası olması durumunda hidrostatik su basınçları dikkate alınmalıdır. Tabanda kesmeye karşı güvenlik sayısının yeterli olmadığı durumda ilave kolon sırası eklenerek genişliği arttırma ve/veya duvar içerisine çelik “H” profil yerleştirme yoluna gidilmektedir.

4.8.2. Rotasyonal Göçme Güvenliği

Rotasyonal göçme güvenliği tahkiklerinde devrilmeye karşı güvenlik sayısı, egzantrsite ve kolon malzemesinin yenilmesi dikkate alınmaktadır. Rotasyonal devrilmeye karşı güvenlik sayısı (Şekil 4.19), egzantrsite ve kolonun ezilme/yenilme kriterleri aşağıdaki bağıntılardan hesaplanmaktadır:

$$FS_{io} = \frac{3WB}{2PH} = \frac{3WB}{K\gamma H^3} \quad (4.36)$$

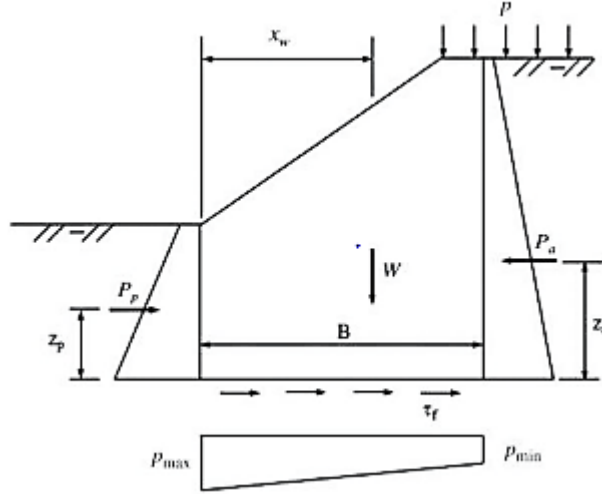
$$e = \frac{PH}{3W} = \frac{K\gamma H^3}{6W} \quad (4.37)$$

Egzantrsite “e” değerinin $B/6$ değerini aşmaması gerekmektedir. Kazı tabanı seviyesinde kolonlara etkiyen maksimum düşey gerilme Bağıntı 4.38’den hesaplanmaktadır. Burad “ q_a ” kolon malzemesinin emniyetli basınç dayanımı (q_u / FS) olup genellikle $FS = 2.0$ şartı aranmaktadır.

$$p_{max} = \frac{W}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \leq q_a \quad (4.38)$$

4.8.3. Taban Kayması Güvenliği

DSM duvarı üzerine etkiyen aktif ve pasif zemin itkileri Şekil 4.20’de gösterilmektedir. Taban kaymasına karşı güvenlik sayısı Bağntı 4.39’dan hesaplanmaktadır.



Şekil 4.20. Dış stabilite analizlerinde duvara etkiyen tesirler.

$$FS_{bs} = \frac{P_p + \tau_f B}{P_a} \quad (4.39)$$

Burada P_p : pasif zemin basıncı olup mobilize olabilmesi için yüksek deplasmanların oluşması gerekmektedir. Deplasmanları sınırlamak amacıyla P_p değeri 1.5 veya 2.0 gibi bir faktörle azaltılmalıdır. Kalıcı istinat duvarlarında duvar önünde kazı yapılması ve/veya erozyon, oyulma riskleri söz konusu olduğu durumlarda pasif direncin alınması önerilmemektedir. Duvar tabanındaki zeminin kayma direnci, τ_f , zeminin kayma direncinin $(2/3 - 1.0)$ katı olarak alınabilecektir.

4.8.4. Duvarın Topyekün Devrilme Tahkiki

Duvarın topyekün devrilmeye karşı güvenliği (FS_{eo}) Bağntı 4.40'dan hesaplanmaktadır.

$$FS_{eo} = \frac{P_p z_p + W x_w}{P_a z_a} \quad (4.43)$$

Taban kaymasında olduğu gibi pasif zemin basınçlarının azaltılması veya ihmal edilmesi tasarımcının değerlendirmesine bırakılmıştır.

4.8.5. Kil Zeminde Taban Kabarması

Kazı çukuru taban kabarmasına karşı güvenlik sayısı değeri Bağntı 4.41 kullanılarak hesaplanmaktadır (Terzaghi 1943, Terzaghi vd. 1996).

$$FS_{bh} = \frac{N_c c_u}{\gamma H - c_u(H + D_f)/B' - 2c_u D_f/B} \quad (4.41)$$

Burada: c_u = doğal zeminin drenajsız kayma dayanımı

γ = zeminin birim ağırlığı

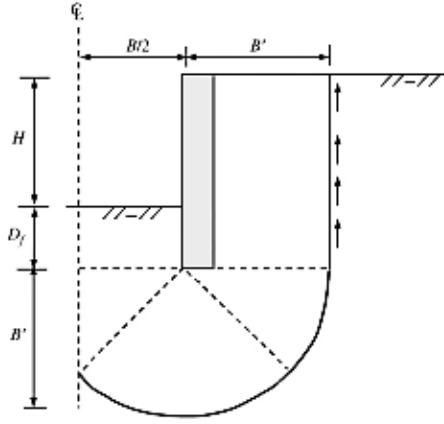
H = kazı derinliği

D_f = duvarın soket uzunluğu

B = kazının eni

B' = Yenilme/göçme yüzeyinin derinliği

N_c = Terzaghi taşıma gücü faktörü (Şekil 4.9'dan alınacaktır.)



Şekil. 4.21. Kazı tabanında kabarma analizlerine esas boyutlar

Kazı tabanı altında zemin profilinin üniform olması durumunda $B' = B/\sqrt{2}$, daha sığ seviyede sert bir tabaka olması durumunda duvar tabanından sert tabakaya olan uzunluk olmaktadır. Duvar yüksekliğinin kazı yüksekliğine eşit olduğu durumda (soketlenmesiz, $D_f = 0$) taban kabarmasına karşı güvenlik sayısı Bağlantı (4.42) kullanılarak hesaplanmaktadır:

$$FS_{bh} = \frac{N_c c_u}{\gamma H - c_u(H/B')} \quad (4.42)$$

4.8.6. Kum Zeminde Sızma ve Taban Kaynaması

Kum zemindeki uygulamalarda yeraltı suyunun mevcut olduğu durumda duvar gerisinde ve kazı tabanında farklı su seviyelerinin oluşturduğu hidrolik gradyan nedeniyle kazı tabanına sızma söz konusudur. Bu durumda sızmanın taban kaynaması yaratması ve kazı tabanı zemininin stabilitesini yitirmesi gündeme gelmektedir. Tabanda kaynamaya karşı güvenlik sayısı sızma ağı teşkili ile belirlenmektedir.

4.9. DSM Kolonların Sıvılaşmaya Karşı Tasarımı

Zeminlerin sıvılaşmaya karşı güvenlik durumu Seed ve Idriss (1971) tarafından Bağıntı 4.45 'de verilen güvenlik sayısı (GS) kavramı ile tanımlanmıştır.

$$GS = \frac{CRR}{CSR} \quad (4.45)$$

Burada; CRR : devirsel direnç oranı, CSR : devirsel gerilme oranı olup Bağıntı 4.46 'dan hesaplanmaktadır.

$$CSR = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \quad (4.46)$$

Burada; a_{max} (g): zeminde oluşan yatay ivmenin maksimum değeri, g : yerçekimi ivmesi, σ_{v0} ve σ'_{v0} : incelenen derinlikte toplam ve efektif düşey gerilme ve r_d : derinlik azaltma katsayısı olup Bağıntı 4.47'den hesap edilebilir.

$$r_d = \begin{cases} z < 9.15 \text{ m için} & 1.0 - 0.00765z \\ 9.15 \text{ m} < z < 23 \text{ m için} & 1.174 - 0.0267z \end{cases} \quad (4.47)$$

Burada; z : incelenen derinliktir (m).

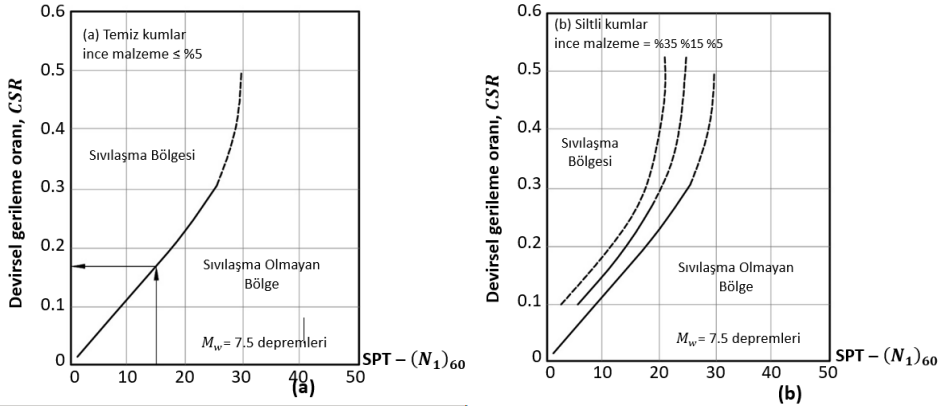
Devirsel direnç oranı (CRR) ise zeminin SPT- N veya CPT uç direnci q_c değerleri ile tayin edilmektedir. Seed ve De Alba (1986) tarafından önerilen devirsel gerilme oranı (CSR) ile zeminin devirsel direnç oranını temsil eden SPT- N değeri arasındaki ilişki Şekil 4.23'teki abakta verilmektedir. Buradaki $(N_1)_{60}$ değeri zemin örtü yükü için düzeltilmiş değerdir. Bu abakta; FC : zemindeki ince dane yüzdesi (< 0.075 mm dane boyutu, % silt+kil) ve M_w : depremin moment büyüklüğüdür (*moment magnitude*).

Eğer incelenen derinlikteki bir kum biriminde CSR ve $(N_1)_{60}$ değerleri ile temsil edilen nokta Şekil 4.23'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 devirsel gerilme oranı CSR , Bağıntı 4.46'da verilen eşitlikten hesaplanır. Zeminin $(N_1)_{60}$ değerinden Şekil 4.23'e girilerek sıvılaşmayı tetikleyecek CSR değeri okunur ve zeminin devirsel direnç oranı CRR olarak tanımlanır. Sonuç olarak zeminin sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı Bağıntı 4.48'den hesaplanır.

$$GS = \frac{\text{Şekil 4.23'den bulunan } CRR}{\text{Bağıntı 4.46'dan hesaplanan } CSR} \quad (4.48)$$

Örneğin; $(N_1)_{60} = 15$ değerine sahip bir kum tabakasının bulunduğu bölge için Bağıntı 4.46'dan hesaplanan CSR değeri 0.30 ise Şekil 4.23(a)'da CRR değeri 0.17 olarak belirlenir ve $GS = 0.17 / 0.30 = 0.57$ olarak hesaplanır.



Şekil 4.23. SPT- N değerine bağlı sıvılaşma direnci (a) temiz kumlar ve (b) siltli kumlar (Ferrito, 1997)

Baez (1995) zemin içerisine yerleştirilen rijit kolonlarda deprem halinde zemin ile aynı birim kayma birim deformasyonları oluşacağı ve deprem kayma gerilmelerinin kolonları çevreleyen zemin ve rijit kolon tarafından paylaşılacağını ifade etmektedir. Bu durumda depremde oluşan kayma gerilmeleri, kolon ile zemin arasındaki rijitlik farkı nedeniyle nispeten daha rijit olan kolonlar üzerinde yoğunlaşacaktır. Bu yaklaşımda Bağıntı 4.49 ve 4.50 geçerli olmaktadır.

$$\gamma_s = \gamma_c \quad (4.49)$$

$$\frac{\tau_s}{G_s} = \frac{\tau_c}{G_c} \quad (4.50)$$

Burada; γ_s : zemindeki kayma birim deformasyonu, γ_c : kolondaki kayma birim deformasyonu, τ_s : zemindeki kayma gerilmesi, τ_c : kolondaki kayma gerilmesi, G_s : zeminin kayma deformasyon modülü ve G_c : kolonun kayma deformasyon modülüdür.

Bu değerler kullanılarak alan oranı (a_r) ve kayma modülü oranı (G_r) ise Bağıntı 4.51 ve 4.52 ile tanımlanmaktadır.

$$a_r = A_c/A \quad (4.51)$$

$$G_r = G_c/G_s \quad (4.52)$$

Buna göre, zemindeki ve kolondaki kayma gerilmeleri alan oranı ve kayma modül oranı cinsinden Bağıntı 4.53 ve 4.54'deki gibi ifade edilebilmektedir.

$$\tau_c = \frac{\tau}{\left[a_r + \frac{1}{G_r} (1 - a_r) \right]} \quad (4.53)$$

$$\tau_s = \tau_c/G_r \quad (4.54)$$

Bu bağıntılardan kayma gerilmelerinin kayma modülü oranı ile doğru orantılı olarak kolonlara aktarıldığı ve zemindeki kayma gerilmelerinin büyük ölçüde

azaldığı, dolayısıyla sıvılaşmaya karşı kayda değer bir iyileşme olduğu yorumu yapılabilmektedir.

Baez (1995) sıvılaşmaya karşı zeminde teşkil edilen kolonların deprem kayma gerilmelerindeki etkisini Bağıntı 4.55'te gösterildiği gibi iyileşme sonrası azaltılmış olan deprem kayma gerilmelerinin orijinal zemindeki kayma gerilmelerine oranı olarak tanımlanan K_G azaltma faktörü ile ifade etmiştir.

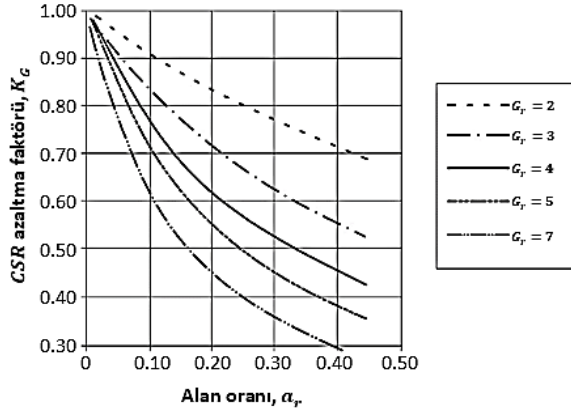
$$K_G = \frac{CSR_i}{CSR} \quad (4.55)$$

Burada; CSR_i : iyileşme sonrası devirsel gerilme oranıdır. İyileşme sonrası yapılacak analizlerde Seed ve Idriss (1971) sıvılaşma abaklarına $CSR_i = K_G \times CSR$ değerinden girilerek sıvılaşma potansiyeli belirlenmelidir. Baez (1995) yukarıda açıklanan yöntemi bir parametrik çalışma ile Şekil 4.24'te gösterilen tasarım abağına dönüştürmüştür.

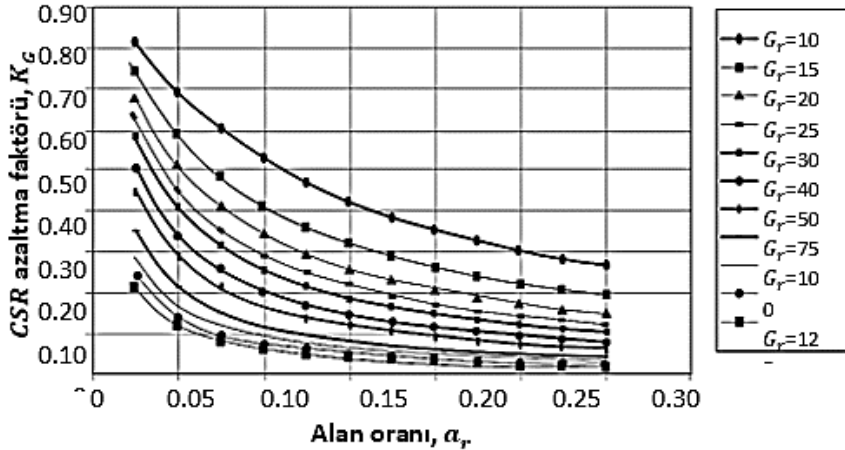
Bu abak orjinal olarak taş kolon uygulamaları için türetildiğinden modül oranları $G_r = 2 - 7$ aralığı için verilmiştir. Aynı prensiplerin jet enjeksiyon kolonlarına uyarlanması durumunda modül oranları $G_r > 20$ değerlerine ulaşmaktadır. Özsoy ve Durgunoğlu (2003) bu uyarlamayı yapmışlar ve Şekil 4.24'teki abaktakinden daha yüksek modül oranları için Şekil 4.25'de gösterilen abağı türetmişlerdir.

Açıklanan bu yaklaşımlarda zeminde ve zemin içerisinde teşkil edilen rijit kolonlarda sismik kayma birim deformasyonlarının uyumlu olması şartı öngörülmektedir. Kolondaki kayma (kesme) birim deformasyonunun zemindeki birim deformasyona oranı γ_r olarak tanımlanmaktadır. ($\gamma_r = \gamma_c / \gamma_s$) Ancak Rayamajhi vd. (2014, 2015 ve 2016) ve Boulanger (2012) jet enjeksiyon uygulamalarında modül oranının yüksek olması nedeniyle rijit kolonlarda zemine oranla daha küçük birim kayma deformasyonları oluşacağını nümerik analizlerle göstermişlerdir. Dolayısıyla yüksek modül oranlı sistemlerde kayma birim deformasyonlarında bir uyumsuzluk olacağını ifade etmişlerdir.

Araştırmacılar deformasyonlardaki bu uyumsuzluk nedeniyle Özsoy ve Durgunoğlu (2003) tarafından türetilen ve Şekil 4.25'te gösterilen tasarım abağından elde edilen devirsel gerilme oranındaki azalmanın gerçekleşmeyeceğini ve bu yaklaşımın güvensiz tarafta kalacağını vurgulamıştır. Boulanger vd. (2021) birim deformasyonların uyumlu olduğu prensibine dayanan tasarım metodlarının doğrulanamadığı gerekçesi ile bu yaklaşımın kullanılmamasını önermektedirler.



Şekil 4.24. Azaltım faktörü – alan oranı – rijitlik oranı ilişkisi (Baez, 1995)



Şekil 4.25. Azaltım faktörü – alan oranı – rijitlik oranı ilişkisi (Özsoy vd 2003)

Demir ve Ozener (2019, 2020) nümerik analizlerinde rijit kolon-zemin birim deformasyon oranlarının çok küçük olduğunu ($\gamma_r \approx 0.02-0.03$ mertebesinde) ve dinamik kesme gerilmelerini azaltıcı yönde etkili olmadığını vurgulamışlardır.

Sonuç olarak literatürde santrifüj deney sonuçları ve nümerik analiz çalışmaları bulgularından, tekil kolon sistemlerinin zemindeki kayma gerilmelerini azaltıp sıvılaşmanın tetiklenmesinin önlenmesi yönünde yeteri kadar etkili olamadığı konusunda genel bir fikir birliği oluşmuştur.

Ancak tekil kolonlarla iyileştirilmiş sistemde eğer kolonların yanal deplasmanları sınırlı ise, sıvılaşma engellenmese dahi kolonlar yapıya düşey destek vererek oturmaları sınırlama ve göçmeleri önleme işlevi görebilmektedirler. Dolayısıyla sıvılaşma sonucu oluşabilecek yanal itkiler, pasif direnç kayıpları ve yanal yayılma risklerinin olmadığı veya etkilerinin stabilite sorunu yaratmadığı; tekil kolonlarda aşırı yanal ötelenme ve devrilme yenilmelerinin beklenmediği durumlarda rijit kolonlar kazıklı temel prensiplerine göre tasarlanabileceklerdir.

Boulanger (2012) ve Babasaki vd. (1991) sıvılaşmaya karşı önlem olarak belli bir karelaajla uygulanan tekil DSM kolonları yerine Şekil 4.26'da gösterilen bindirmeli kolonlarda oluşan paneller ile teşkil edilen kafes sistemini önermektedir. Bu sistemin tekil kolonlara oranla iyileştirilen bölgede rijitliğin artırılması ve kafes hücreleri içerisinde hapsolan zeminde kesme birim deformasyonlarını azaltma yönünde daha etkin olduğunu vurgulanmaktadır. Uygulamanın etkinliği duvar malzemelerinin rijitliği, duvar kalınlığı, duvar yüksekliği, duvarlar arasındaki net açıklığa bağlı olduğu ifade edilmektedir (Boulanger, 2021).

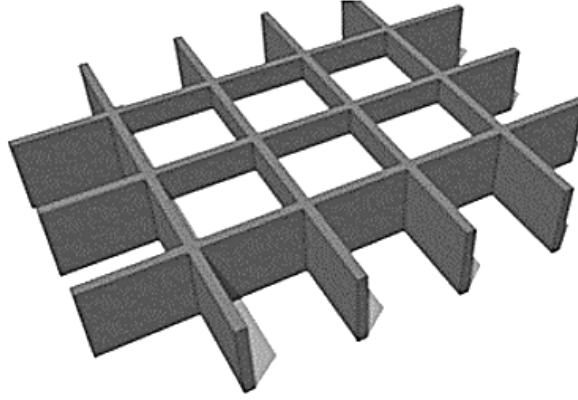
Ngugen vd. (2013) üç boyutlu lineer elastik model ile yaptıkları dinamik analizlerde zemin – kafes duvarları etkileşimini ve zemindeki deprem kayma gerilmelerindeki azalımları incelemişlerdir. Araştırmacılar K_G azaltma faktörünün aşağıdaki bağıntılardan hesaplanabileceğini önermektedirler:

$$K_G = \frac{1}{(1 - A_r) + A_r C_G \gamma_r G_r} \leq 1 \quad (4.56)$$

$$C_G = 1 - 0.5\sqrt{1 - A_r} \quad (4.57)$$

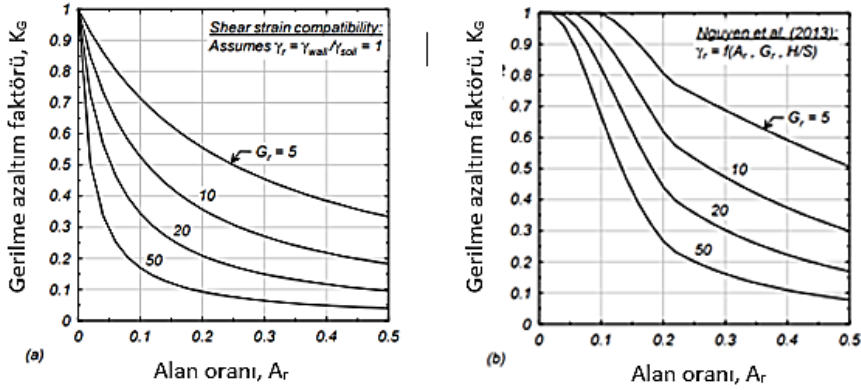
$$\gamma_r = \left[1 - (1 - A_r)^{13} \left(\frac{G_r - 1}{185} \right)^{0.4} \right] \cdot \min\left(\frac{H}{S}, 1\right) \quad (4.58)$$

Burada K_G = eşdeğer kesme faktörüdür.



Şekil 4.26. Sıvılaşmaya karşı kafes sistemi uygulaması

Kafes sisteminin etkili olabilmesi için temiz duvar açıklığının (S) duvar yüksekliğine (H) oranının ($S < 0.8H$) olması koşulu öngörülmektedir (Kitazume, 2016; Ishii vd. 2017; Koga vd. 1988). Azaltma faktörü " K_G "nin alan yer değiştirme oranı ve modül oranı değerlerine bağlı olarak elde edilen değerleri Şekil 4.27’de gösterilmektedir.



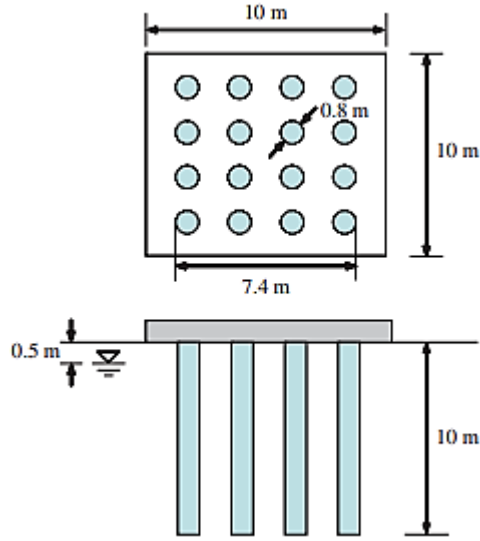
Şekil 4.27. Azaltma faktörünün alan yer değiştirme ve rijitlik oranına bağlı değerleri (a) uyumlu birim deformasyon kabulü; (b) zemin-kolon farklı birim deformasyonlar kabulü (Nguyen vd. 2013.)

Yapılan nümerik çalışmalar sonucunda modül oranının $G_r > 30$ olması durumunda K_G değerindeki azalmanın ihmal edilebilir seviyede olduğu, dolayısıyla $G_r > 30$ koşulunda K_G değerinin $G_r = 30$ ile hesaplanması gerektiğini önermişlerdir.

4.10. Eşdeğer Keson: Çözümlü Örnek

Betonarme bir radye temel, 10m*10m*0.5m boyutlarında, DSM kolonları üzerine oturmaktadır. Temel derinliği 0.5m'dir. DSM kolonları 4*4 sıralı 16 adet olup 10m boy ve 0.8m çapındadır, kolonlar arası mesafe 2.2m'dir. YASS yüzeyden 0.5m derindedir. DSM kolon destekli radye sistemi Şekil 4.28'de gösterilmektedir.

Zemin profili 20m'den daha derinlere inen yumuşak kilden oluşmaktadır. Kilin doymuş birim ağırlığı 18 kN/m³ ve drenajlı deformasyon modülü 5 MPa dir. DSM kolonlarının UCS değeri ortalama $q_u = 1.0$ MPa ve doymuş birim ağırlığı 20 kN/m³, doğal zeminin ve DSM kolonlarının poisson oranı sırasıyla 0.3 ve 0.2 dir. Radyenin 15MN düşey yük altındaki oturma değerini hesaplayınız.



Şekil 4.28. Çözümlü örnekteki radye-DSM kolon geometrisi

Çözüm:

R_f faktörü:

$$R_f = \sqrt{\frac{N_{cls}}{L_c}} = \sqrt{\frac{16 \times 2.2}{10}} = 1.88 < 2$$

Bu durumda eşdeğer keson metodu uygulanabilecektir. Grup kolonların eşdeğer kesit alanı:

$$A_g = 7.4 \times 7.4 = 54.76 \text{ m}^2$$

Radyenin eşdeğer yarıçapı:

$$r_r = \sqrt{\frac{A_r}{\pi}} = \sqrt{\frac{10 \times 10}{3.14}} = 5.64 \text{ m}$$

Eşdeğer kesonun yarıçapı:

$$r_{eq} = \sqrt{\frac{A_g}{\pi}} = \sqrt{\frac{54.76}{3.14}} = 4.18 \text{ m}$$

DSM kolon grubunun boyu:

$$L_{eq} = L_c = 10 \text{ m}$$

Kolon grubunun toplam alanı:

$$A_{tc} = \sum A_{ci} = 16\pi r_0^2 = 16 \times 3.14 \times 0.4^2 = 8.04 \text{ m}^2$$

Kolonun elastik modülü (100 q_u kabulü ile):

$$E_c = E_{s0} = 100q_u = 100 \text{ MPa}$$

Eşdeğer kesonun deformasyon modülü:

$$\begin{aligned} E_{eq} &= E_s + (E_c - E_s) \frac{A_{tc}}{A_g} = 5 + (100 - 5) \frac{8.04}{54.76} \\ &= 18.95 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Zeminin kesme modülü (kayma deformasyon modülü):

$$G_s = G_L = \frac{E_s}{2(1 + \nu_s)} = \frac{5}{2 \times (1 + 0.3)} = 1.92 \text{ MPa}$$

Üniform zemin koşullarında:

$$\psi = \frac{G_L}{G_b} = 1 \quad \rho = \frac{G_{avg}}{G_L} = 1$$

Sabit çaplı kolonlar için:

$$\eta = \frac{r_{eq,b}}{r_{eq}} = 1$$

Eşdeğer kesonun boy / yarıçap oranı $L_{eq}/r_{eq} = 10 / 4.18 = 2.4 < 5$, dolayısıyla $C = 5$.

Eşdeğer kesonun maksimum tesir yarıçapı:

$$\begin{aligned} r_{m,p} &= Cr_{eq} + \{0.25 + \psi[2.5\rho(1 - v_s) - 0.25]\}L_{eq} \\ &= 5 \times 4.18 + \{0.25 + 1 \times [2.5 \times 1 \times (1 - 0.3) - 0.25]\} \\ &\quad \times 10 \\ &= 38.4 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\theta = \ln \left(\frac{r_{m,p}}{r_{eq}} \right) = \ln \left(\frac{38.4}{4.18} \right) = 2.22$$

$$\lambda = \frac{E_{eq}}{G_L} = \frac{18.95}{1.92} = 9.87$$

$$\mu_L L_{eq} = \sqrt{\frac{2}{\theta \lambda}} \cdot \frac{L_{eq}}{r_{eq}} = \sqrt{\frac{2}{2.22 \times 9.87}} \times \frac{10}{4.18} = 0.72$$

$$\tanh(x) = \frac{e^x - e^{-x}}{e^x + e^{-x}}$$

$$\tanh(\mu_L L_{eq}) = \tanh(0.72) = 0.619$$

Eşdeğer kesonun rijitliği:

$$K_{eq} = G_L r_{eq} \left[\frac{\frac{4\eta}{(1 - v_s)\psi} + \rho \cdot \frac{2\pi}{\theta} \cdot \frac{\tanh(\mu_L L_{eq})}{\mu_L L_{eq}} \cdot \frac{L_{eq}}{r_{eq}}}{1 + \frac{1}{\pi \lambda} \cdot \frac{4\eta}{(1 - v_s)\psi} \cdot \frac{\tanh(\mu_L L_{eq})}{\mu_L L_{eq}} \cdot \frac{L_{eq}}{r_{eq}}} \right]$$

$$K_{eq} = 1.92 \times 4.18 \left[\frac{\frac{4 \times 1}{(1 - 0.3) \times 1} + 1 \times \frac{2 \times 3.14}{2.22} \times \frac{\tanh(0.72)}{0.72} \times \frac{10}{4.18}}{1 + \frac{1}{3.14 \times 9.87} \times \frac{4 \times 1}{(1 - 0.3) \times 1} \cdot \frac{\tanh(0.72)}{0.72} \times \frac{10}{4.18}} \right]$$

$$K_{eq} = 67.02 \text{ MN/m}$$

Tekil kolonun boy/yarıçap oranı $L_c/r_c = 10/0.4 = 25$ olduğundan $C = 0$.

$$\begin{aligned}
 r_m &= \{0.25 + \psi[2.5\rho(1 - v_s) - 0.25]\}L_c \\
 &= \{0.25 + 1 \times [2.5 \times 1 \times (1 - 0.3) - 0.25]\} \times 10 \\
 &= 17.5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Keson – radye etkileşim faktörü

$$\alpha_{rp} = 1 - \frac{\ln\left(\frac{r_f}{r_{eq}}\right)}{\ln\left(\frac{r_m}{r_{eq}}\right)} = 1 - \frac{\ln\left(\frac{5.64}{4.18}\right)}{\ln\left(\frac{17.5}{4.18}\right)} = 0.790$$

Bu değer görüldüğü gibi Clancy vd. (1993) tarafından önerilen $\alpha_{pr}=0.8$ değeri ile son derece uyumludur.

Kolon – radye sisteminin genel rijitlik faktörü:

$$\begin{aligned}
 K_{pr} &= \frac{P_{eq} + P_r}{S_{pr}} = \frac{K_{eq} + K_r(1 - 2\alpha_{rp})}{1 - \left(\frac{K_r}{K_{eq}}\right)\alpha_{rp}^2} \\
 &= \frac{67.20 + 62.34 \times (1 - 2 \times 0.790)}{1 - \left(\frac{62.34}{67.20}\right) \times 0.790^2} \\
 &= 73.57 \text{ MN/m}
 \end{aligned}$$

Kolon – radye sisteminin oturma miktarı:

$$S' = S_{pr} = \frac{P}{K_{pr}} = \frac{15}{73.57} = 0.204 \text{ m} = 204 \text{ mm}$$

olarak hesaplanmaktadır.

4.11. Referanslar

Babasaki, R., Suzuki, K., Suzuki, Y. ve Fujii, N. (1991). "Cell Type Foundation Improved by Deep Cement Mixing Method against Liquefaction: Centrifugal Vibration Tests on Cell Type Foundation", 26th Soil Engineering Research Conference, Nagano, Japonya.

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, 207 syf.

Barksdale, R. D. ve Bachus, R.C. (1983). "Design and Construction of Stone Columns" US Federal Highway Administration, Report No: FHWA/RD-83/026, National Technical Information Service, Virginia, ABD.

BCJ "Building Center of Japan" (1997). Design and Quality Control Guideline for Building Foundation Treatment. Building Center of Japan, Tokyo.

Broms, B.B. (1999). "Can Lime/Cement Columns Be Used in Singapore and Southeast Asia?" 3rd GRC Lecture, Nov. 19, Singapore, Nanyang Technological Univ. and NTU-PWD Geotechnical Research Centre.

Boulanger, R. W. (2012). "Shear Reinforcement Effects for Liquefaction Mitigation" PEER Annual Meeting Berkeley, CA, October 26-27, 2012 UC Davis.

Boulanger, R. W., and Shao, L. (2021). "Liquefaction mitigation with deep mixing." Proceedings, Deep Mixing 2021, Deep Foundations Institute, 1146-1202.

Boulanger, R. W., and Shao, L. (2021). "Liquefaction mitigation with deep mixing." Proceedings, Deep Mixing 2021, Deep Foundations Institute, 1146-1202.

CABR "China Academy of Building Research" (2000). Ground Improvement Technical Code. Beijing, The China Planning Press.

CDIT Coastal Development Institute of Technology (2003) *The Premixing Method – Principle, Design and Construction*. A.A.Balkema Publishers. 140p

Chai, J.C., Miura, N., Kirekawa, T., and Hino, T. (2010). "Settlement prediction for soft ground improved by columns." *Ground Improvement* 163(G12), 109–119.

Clancy, P. and Randolph, M. F. (1993): "An approximate analysis procedure for piled raft foundations," *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, Vol. 17, pp. 849-869

Das B.J. 2011 *"Principles of Foundation Engineering"* Pub: CENGAGE Learning, 7th Ed.

Demir, S., and Ozener, P., 2019. Numerical investigation of seismic performance of high modulus columns under earthquake loading. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 18(4): 811–822, DOI: 10.1007/s11803-019-0537-2.

Demir, S., and Ozener, P., 2020. Parametric investigation of effectiveness of high modulus columns in liquefaction mitigation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 139(2020), 106337, DOI: 10.1016/j.soildyn.2020.106337.

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

FHWA 2013 :Bruce, M.E.C, Berg, R.R., Collin, J. G., Filz, G. M. Terashi, M., and Yang, D.S., (2013). *Federal Highway Administration Design Manual: Deep Mixing for Embankment and Foundation Support*, FHWA-HRT-13-046, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, McLean, VA

Han, J., Zhou, H. T., and Ye, F. (2002). "State of practice review of deep soil mixing techniques in China." *J. Transport. Res. Board*, No. 1808, *Soil Mechanics* 2002, Washington, DC Transportation Research Board of the National Academies, 49–5

Han, J., Parsons, R.J., Sheth, A.R., and Huang, J. (2005). "Factors of safety against deep-seated failure of embankments over deep mixed columns." *Deep Mixing 2005 Conference, Sweden, Vol. 1.2, May 23–25, 231–236.*

Han, J., Yang, X.M., Chen, J.F., and Porbaha, A. (2009). "Settlement calculation of deep mixed foundations." *Proceedings of International Symposium on Deep Mixing and Admixture Stabilization, Okinawa, Japan.*

Han J. 2015 *Principles and Practices of Ground Improvement*, John Wiley and Sons, Inc.

Horikoshi, K. and Randolph, M.F. (1999). "Estimation of overall settlement of piled rafts." *Soils and Foundations* 39(2), 59–68

Huang, J., Han, J., and Oztoprak, S. (2009). "Coupled mechanical and hydraulic modeling of geosynthetic-reinforced column-supported embankments." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 135(8): 1011–102

Ishii, I., Towhata, I., Hiradate, R., Tsukuni, S., Uchida, A., Sawada, S., and Yamauchi, T., 2017. *Design of grid-wall soil improvement to mitigate soil liquefaction damage in residential areas of Urayasu. Journal of Japanese Society of Civil Engineers*, 5, 27–44.

Jiang, Y., Han, J., and Zheng, G. (2013). "Numerical analysis of consolidation of soft soils fully-penetrated by deep-mixed columns." *KSCE J. Civil Eng.*, 17(1): 96–105.

Kirsch, K. ve Kirsch, F. (2010). "Ground Improvement by Deep Vibratory Methods" Spon Press, an imprint of Taylor and Francis, 198 syf.

Kitazume, M., Okano, K., and Miyajima, S. (2000). "Centrifuge model tests on failure envelope of column type mixing method improved ground." *Soils and Foundations* 40(4), 43–55.

Kitazume, M. (2008). *Stability of Group Column Type DM Improved Ground under Embankment Loading Behavior of Sheet Pile Quay Wall. Report of the Port and Airport Research Institute*, 47(1)

Kitazume, M. (2008). *Stability of Group Column Type DM Improved Ground under Embankment Loading Behavior of Sheet Pile Quay Wall*. Report of the Port and Airport Research Institute, 47(1).

Kitazume M., Terashi, M. 2013 *The Deep Mixing Method*, CRC Press, Taylor&Francis Group, London.

Kitazume, M., 2016. *Applications of centrifuge modeling to liquefaction mitigation techniques*. Proceedings of Eurofuge 2016, 3rd European Conference on Physical Modelling in Geotechnics, International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.

Koga, Y., Matsuo, O., Enokida, M., Ito, K., and Suzuki, Y., 1988. *Shaking table test on DMM method as a countermeasure against liquefaction of sandy ground, (Part 2) Effects of improved ground in grid configuration against liquefaction*. 23rd Japan National Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1019–1020.

Lin, K.Q. and Wong, I.H. (1999). “Use of deep cement mixing to reduce settlements at bridge approaches.” *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 125(4): 309–320.

Nguyen, T.V., Rayamajhi, D., Boulanger, R.W., Ashford, S.A., Lu, J., Elgamal, A., and Shao, L., 2013. *Design of DSM grids for liquefaction remediation*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 139(11), 1923–1933.

Özsoy, B. ve Durgunoğlu, H. T. (2003). “Sıvılaşma Etkilerinin Yüksek Kayma Modüllü Zemin-Çimento Karışımı Kolonlarla Azaltılması”, 5. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 26-30 Mayıs 2003, İstanbul.

Pongsivasathit, S., Chai, J.C., and Ding, W.Q. (2013). “Consolidation settlement of looting-column-improved soft clayey deposit.” *Ground Improvement* 166(GI1), 44–58.

Poulos H.G. 1993 *Settlement prediction of bored pile groups Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, pp: 103-119, Van Impe (ed), Balkema; Rotterdam.

PWRC 2004 Public Works Research Center of Japan, Technical Manual on Deep Mixing Method for On Land Works. 334p.

Randolph, M.F and Clancy P. 1993, efficient design of piled rafts , Deep Foundations on Bored and Auger Piles, pp: 119-130 Van Impe (ed), Balkema; Rotterdam.

Randolph, M. F. (1994): "Design methods for pile group and piled rafts," Proc. 13th Int. Conf. on SMFE, New Delhi, Vol. 5, pp. 61- 82.

Rayamajhi, D., Nguyen, T. V., Ashford, S. A., Boulanger, R. W., Lu, J., Elgamal, A., ve Shao, L. (2014). "Numerical Study of Shear Stress Distribution for Discrete Columns in Liquefiable Soils" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 140, Issue 3, Paper No. 04013034.

Rayamajhi, D., Tamura, S., Khosravi, M., Boulanger, R. W., Wilson, D. W., Ashford, S. A., ve Olgun, C. G. (2015). "Dynamic Centrifuge Test to Evaluate Reinforcing Mechanisms of Soil-Cement Columns in Liquefiable Sand" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 141, Issue 6, Paper No. 04015015.

Rayamajhi, D., Ashford, S. A., Boulanger, R. W., ve Elgamal, A. (2016). "Dense Granular Columns in Liquefiable Ground: I: Shear Reinforcement and Cyclic Stress Ratio Reduction" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 142, Issue 7, Paper No. 04016023.

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, syf: 281 – 302.

Seed, H. B. ve Idriss, I. M. (1971). "A Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", JSMFD, ASCE, SM6.

Terashi, M. & Tanaka, H. (1983) Settlement analysis for deep mixing method. Proc. of the 8th European Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 2. pp. 955–960

Terashi M. & Kitazume, M. (1987) *Interference effect on bearing capacity of foundations on sand. Report of the Port and Harbour Research Institute. Vol. 26. No. 2. pp. 413–436 (alıntı Han, 2015)*

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley, New York.

Terzaghi, K., Peck, R.B., and Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice, 3rd ed.* Wiley, New York

Topolnicki, M. (2004) *In situ soil mixing, Ground improvement Edts: M. P. Moseley, Klaus Kirsch, Taylor&Francis Group, London.*

Ye, S. L., Cai, W. M., and Han, J. (1992). "Soil improvement by deep mixing piles and stone columns." *Proc. of US-China Workshop on Cooperative Research in Geotechnical Engineering, Shanghai, P.R. China, 57–73.*

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

Zhou, G. J., T. Q. Lu, and E. X. Bai. *Deep Mixing Method. In Soil Improvement Handbook (in Chinese), China Architecture and Building Press, Beijing, 1998.*

Zhou, T. H., and M. S. Li. *Design Methods and Coefficient Determination for Computing Bearing Capacities of High Strength Cement-Soil Column Composite Foundations (in Chinese). Proc., 5th Chinese Soil Improvement Conference, Wuyishan, China, China Architecture and Building Press, 1997, pp. 233–237.*

Bölüm 5

KALİTE KONTROL PROSEDÜRLERİ

5.1. Laboratuvar Çalışmaları

İyileştirilmiş zeminlerin kayma dayanımı zemin iyileştirme projeleri uygulamalarında iyileşmenin ne derece etkin olduğunu yansıtan en önemli geoteknik parametredir. Daha önceki bölümlerde açıklandığı gibi iyileştirilmiş zeminin mukavemeti doğal zeminin özellikleri (su içeriği, organik madde içeriği, plastisite özellikleri, üniformluk durumu vb.), binder malzemesinin türü ve miktarı, kürleme süresi ve temperaturü ve karıştırmanın efektiflik derecesi gibi çok sayıda faktöre bağlıdır. Bu durumda iyileştirilmiş zemin özelliklerinin sadece saha zemin etütleri ile belirlenmesi mümkün olamamaktadır.

Sahada uygulanacak karışımın içeriğinin belirlenmesi (miks dizayn) için laboratuvar da değişik binder tür ve miktarları; kürleme süreleri ve su-çimento oranları ile hazırlanacak örneklerin basınç dayanımlarının belirlenmesi gereklidir. Laboratuvar araştırmaları sonuçları aynı zamanda sahada kalite kontrol kriterlerinin saptanması için de önemli bir veridir.

Laboratuvar deney prosedürleri ile ilgili uluslararası kabul görmüş bir standart yoktur. Aşağıdaki bölümlerde Japon ve ABD uygulamalarından bazı detaylar verilmektedir (FHWA, 2013 ve Kitazume ve Terashi, 2013)

5.1.1. Deney Prosedürü

Tek eksenli basınç dayanımı tayini için kullanılacak örnekler 50mm çapında çap/boy oranı 2 ila 2.5 olan silindirik metal veya plastik kalıplar içerisinde hazırlanmaktadır (Şekil 5.1).



(a)



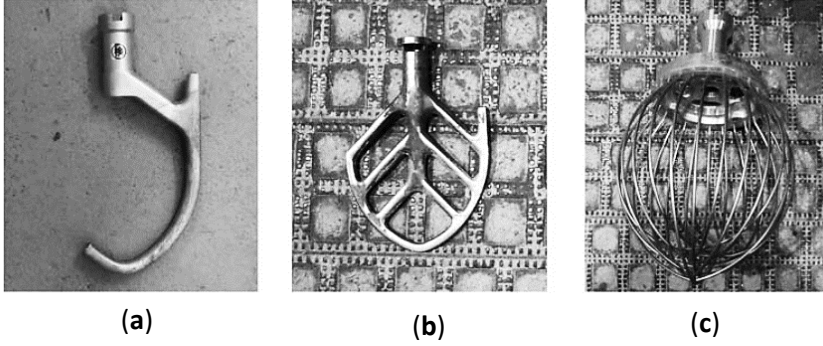
(b)

Şekil 5.1. Silindirik kalıplar, (a) plastik kalıp, (b) metal kalıp

Boyuna yarık bölünebilir kalıplar uygulamada kolaylık sağlamaktadır. Karıştırıcılar laboratuvarlarda çeşitli deneylerde kullanılan standart elektrikli mikserlerdir (Şekil 5.2). Çanaklar 5 ila 30 lt hacminindedir. Japon uygulamalarında kullanılan karıştırıcı pedallardan örnekler Şekil 5.3'te gösterilmektedir.



Şekil 5.2 Elektrikli mikser



Şekil 5.3. Karıştırıcı pedallar; (a) kanca tipi; (b) yassı tip; (c) çırpma tipi

5.1.2. Zemin Örneği

Sondaj delgileri veya araştırma çukuru teşkil edilerek zemin profili boyunca her değişik katmandan zemin örnekleri alınmalıdır. Örnekler doğal su içeriğinde muhafaza edilir. Standart zemin mekaniği deneyleri ile örneklerin doğal su içeriği, kıvam limitleri, organik madde içeriği, pH ve dane dağılımı tayinleri yapılır. Her zemin örneği 9.5m elekten geçirilir. Genel kural olarak maksimum dane çapı kalıp çapının 1/5'inden küçük olmalıdır. Her bir deney için yaklaşık 500gr zemin örneği yeterli olmaktadır.

5.1.3. Binder Malzemesi

Binder malzemesi tercihan beklememiş, taze olmalı, topaklanmalar vs. var ise giderilmelidir. Kullanılacak katkı malzemeleri binder malzemesine ilave edilir. Karışımlarda musluk suyu kullanılabilir.

5.1.4. Karıştırma ve Örneklem

Japon uygulamalarında karıştırma süresi 10 dakika olarak önerilmiştir. Karıştırma süresi 5 dakikaya ulaştığında işlem durdurulup çanağa yapışan malzeme spatula ile sıyrılıp karışıma ilave edilir ve karıştırma işlemi 5 dakika daha devam eder.

Karıştırma süreci sonrasında malzeme içleri yağlanmış kalıplar içerine 3 kademede doldurulur, her kademede hafif vuruşlarla örneğin içerisindeki hava kabarcıkları bertaraf edilir. Bazı örnekler kürlenme süresi sonunda hacim kaybına uğrayabileceğinden kalıplar içerisine kalıp boyunu 0-15mm aşan sert polimer filim yerleştirilir ve doldurulur; bu şekilde hazırlanan örneğin kısa kalması önlenir. Her karışımın su içeriği belirlenir.

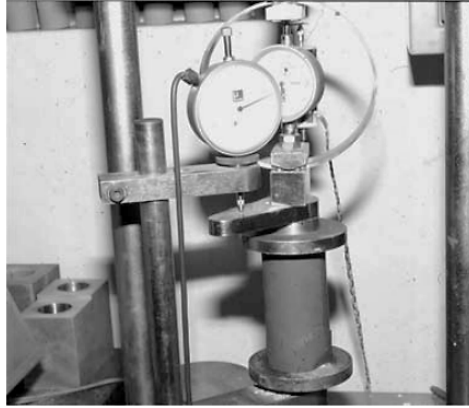
Bazı kumlu zeminlerde segregasyon nedeniyle mukavemet kayıpları yaşanabilmektedir. Bu durumlarda örnekleme çanak içerisinde elle karıştırma ve kepçe ile hızlıca kalıba doldurulmak suretiyle yapılmalıdır.

5.1.5. Kürlenme

Kalıplara alınan örnekler su içeriği kaybının önlenmesi için yalıtım malzemesi ile kaplanır ve $20 \pm 3^{\circ}\text{C}$ sıcaklıkta belirlenen bir süre muhafaza edilir. Bu süre amaca uygun olarak 1,3,7,14,28 veya 91 gün olabilir, genellikle 7 ve 28 günlük süreler yaygındır. Kürlenme işlemi sabit ısı ve nem oranına sahip ortamda yapılır, nem oranının %95 veya daha yüksek olması şartı aranır. Kürlenme süresi sonrasında örnekler kalıplardan çıkarılıp tek eksenli basınç deneyine tabi tutulur. Kürlenme konteyneri, kalıptan çıkarma ve tek eksenli basınç deneyi ile ilgili görseller Şekil 5.4 ve Şekil 5.5 de gösterilmektedir.



Şekil 5.4. Nem ve ısı kontrollü konteyner (a); ve boyuna yarık kalıptan örnekleme (b)



Şekil 5.5. Tek eksenli basınç deney düzeneği

5.2. Islak Metod Uygulamaları İçin Laboratuvar Karışımlarının Hazırlanması

Laboratuvara getirilen örselenmemiş zemin örneklerinin öncelikli olarak su içeriği (W_{zem}), toplam birim ağırlığı (γ_{zem}) ve özgül ağırlığı (G_s) belirlenir. Bu değerlerden:

$$\text{Zeminin kuru birim ağırlığı: } \gamma_{k,zem} = (\gamma_{zem}) / (1 + W_n) \quad (5.1)$$

$$\text{Doygunluk oranı: } S = W_n * G_s * \gamma_{k,zem} / (G_s * g_w - \gamma_{k,zem}) \quad (5.2)$$

hesaplanır. Bu aşamada karışımın su: çimento oranı ($w:b$) ve sahada uygulanacak binder faktörü (α , kg/m^3) değerlerine, ve karışımdan kaç adet deney yapılacağına karar verilir.

Hazırlanacak toplam karışım hacmi

$$V_{mix} = \text{kalıp hacmi} * \text{deney adedi} * \text{zayıf faktörü (1.2)} \quad (5.3)$$

ve su-çimento karışımının kuru birim ağırlığı $\gamma_{k,gr}$ Bağıntı 5.4'den hesaplanır:

$$\gamma_{k,gr} = \frac{G_b \gamma_w}{1 + (w:b) G_b} \quad (5.4)$$

Karışımın hacim oran Bağntı 5.5'ten hesaplanır:

$$VR = \alpha / \gamma_{k,gr} \quad (5.5)$$

Bu değerler kullanılarak su-çimento oranı w:b, binder faktörü α olan bir karışım hazırlamak için: Zemin ağırlığı:

$$W_{zem} = \frac{1}{1+VR} V_{mix} \gamma_{zem} \quad (5.6)$$

Su-çimento karışımındaki binder ağırlığı:

$$W_b = \frac{VR}{1+VR} V_{mix} \gamma_{k,gr} \quad (5.7)$$

ve karışıma ilave edilecek su miktarı :

$$W_{w,gr} = (w:b) W_b \quad (5.8)$$

bağıntılarından hesaplanır.

5.3. Kalite Kontrol Değerlendirmeleri (QA)

DSM projelerinde en önemli aşamalardan birisi imal edilen kolonların projede öngörülen mukavemet ve performans kriterlerini sağlayıp sağlamadığının tespittir. Bu amaçla imalat öncesinde, imalat aşamasında ve imalat sonrasında bir program dahilinde bir seri laboratuvar ve saha deneylerinin yapılması gereklidir.

Laboratuvar Deneyleri:

Islak sonda örnekleri : Sadece ıslak metot için geçerlidir. İmal edilen kolonlarda farklı derinliklerden karışım priz almadan alınan örneklerdir.

Karot örnekleri: Islak ve kuru metotlar için geçerlidir. Kolon priz alıp sertleştikten sonra karotiyerlerle alınmaktadır. Genellikle çap 50 – 100mm dir.

Blok örnekler: Soyularak açığa çıkarılmış kolonlardan kesilen tam çap veya 150*150mm kübik örneklerdir.

Saha deneyleri:

Penetrasyon deneyleri : Statik konik penetrasyon (CPT); standart penetrasyon (SPT); rotari penetrasyon (RPT); presiyometre (PMT); itme kolon penetrometre (CCP), çekme kolon penetrometre (RCP); dinamik konik penetrasyon (DCP).

Yükleme deneyleri: Tek kolon yüklem, grup kolon yüklem, plaka yüklem

Jeofizik yöntemler: Sismik metotlar, elektrik rezistivite

Hasarsız deneyler: Sonik süreklilik deneyleri

Şaft delgileri: Gözlem yapmak ve örnek almak amaçlı

Japonya’da karot, ABD’de karot ve ıslak kaşık örnekleri, İskandinav ülkelerinde penetrasyon deneyleri yaygın olarak kullanılan metotlardır (Topolnicki, 2004).

5.3.1. Islak Sonda Örnekleri

Islak metotla imal edilen kolonlardan imalatın tamamlanmasının hemen akabinde, henüz priz alıp sertleşme oluşmadan, alınan ıslak örneklerdir. Örnekler silindirik veya kübik kalıplara doldurulup laboratuvarda değişik sürelerde (3, 7, 14, 28 veya 56 gün) kürlendirildikten sonra mukavemet deneylerine tabi tutulurlar. Örnekler sondalama yöntemi ile ve tijlerin ucuna monte edilmiş numune alıcı tüpler kullanılarak alınmaktadır.

5.3.2. Karotlu Sondaj Yöntemi

Kolonlarda karotlu sondaj yöntemi kullanılarak hem laboratuvar deneyleri için karotlar temin edilir, hem de imal edilen kolonun sürekliliği ve homojenliği belirlenmiş olur. Delgi işlemi doğal olarak belli bir priz alma süresi sonrasında gerçekleştirilir. Japonya’da deniz uygulamalarında her 10.000 m³ kolon hacmi için tam boy bir delgi, karadaki uygulamalarda ise her 3.000 m³’te bir delgi yapılması öngörülmüştür.

Özellikle süreklilik ve homojenlik değerlendirmeleri için yapılan delgilerde karot yüzdeleri ve karotların kalitesi delgi ekipmanının ve karotiyerin kalitesine bağlıdır. Karot alma verimini arttırmak için özel delgi yöntemleri ve karotiyerler kullanılmalıdır.

Lambrechts ve Nagel (2003) ABD’de Boston Merkez Arteri/Tünel projesinde yapılan uygulamadan örnekler vermektedir. Projede 500.000m³ çimento karışımı DSM uygulanmış, her 2250m³ uygulamada bir delgi yapılmış ve toplam 225 delgide 7000m karot alınmıştır. Başlangıçta çift tüplü karotiyer ve vidyo-kron kesici uçlar kullanılmış, ortalama karot yüzdesi %71,5 standart sapma %16,7 elde edilmiştir. Karot yüzdesini arttırmak amacıyla sistem:

- Karotiyerler üç tüplüye
- Kesici uçlar ince elmaslı kesicilere
- Sondaj sirkülasyon sıvısı miktarı minimuma
- Sentetik katkılı sondaj sıvısına

değiştirilmiş ve ortalama karot yüzdesi %87, standart sapma %17.7 elde edilmiştir.

Karotiyer çaplarının 76mm veya daha büyük olması (86 veya 100mm), delgilerin merkezde olduğu kadar merkez dışında, özellikle varsa bindirme zonlarında da yapılması, zemin profilinin zayıf zemin katmanları içerdiği bölgelerden karot alınmasına özen gösterilmesi önerilmektedir.

Genel olarak imal edilmiş bir kolonun sürekliliği ve homojenliği aşağıdaki parametrelerle yorumlanmaktadır (FHWA, 2013):

- karot yüzdesi (CR)
- RQD
- karotiyer içerisindeki iyileştirilememiş zeminin maksimum boyu
- karıştırılamamış veya efektif şekilde karıştırılamamış karot çapından daha büyük parçaların toplam boyu

Japonya’da süreklilik için belirleyici kriter RQD yüzdesidir. Japonya’da killi zeminlerde süreklilik için kabul kriteri $RQD > \%90$, kumlu zeminlerde $RQD > \%95$ ’dir, ancak bu değerlerden %5 daha düşük değerler tolere edilebilmektedir.

ABD uygulamalarında süreklilik ve homojenlik kabul kriteri: her karotiyer ilerlemesinde minimum %80 - %85 karot yüzdesi ve toplam boy delgide ortalama karot yüzdesinin %85-90 mertebesinde olmasıdır. Bazı uygulamalarda minimum RQD değerlerinin %50 - %70 aralığında olması, iyileştirilememiş zemin uzunluğunun 150mm ila 300mm mertebesinde olması şartı aranmaktadır. Bu değerlendirmelerde genel kanı, özellikle homojenlik değerlendirmelerinde, yorumlar çoğu kez subjektif ve kalitatif olmaktadır.

CDIT (2002) karot ve ıslak sonda numuneleri üzerinde yapılan tek eksenli basınç deneyleri sonuçlarının tasarım basınç dayanımı ile kıyaslanabilmesi için varyans katsayısını esas alan Bağntı (5.9)'da verilen istatistiksel bir yöntem önermektedir.

$$q_{ud} \leq q_{uf} (1 - m \cdot COV) / FS \quad (5.9)$$

Burada q_{ud} = tasarım basınç dayanımı, q_{uf} = sahadan elde edilen karot basınç dayanımlarının ortalama değeri, m = güvenirlğe bağlı olasılık değeri, COV = varyasyon katsayısı, $FS= 3.0$ (güvenlik sayısı).

Futaki vd. (2002) (m) değerini deney sayısına bağlı olarak Tablo 5.1'de vermektedir.

Tablo 5.1 Deney sayısına bağlı güvenirlğin olasılık değerleri

Örnek sayısı	1	2	3	4-6	7-8	≥9
m	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3

5.3.3. Penetrasyon Deneyleri (SPT – CPT)

Geoteknik mühendisliğinde yaygın olarak kullanılan Standart Penetrasyon (SPT) ve Konik Penetrasyon (CPT) deneyleri imal edilmiş DSM kolonlarında hem basınç dayanımı değerlerini hem de imalatın homojenliğini kontrol amaçlı kullanılmaktadır. Bu deneyler genellikle 7 günlük kür periyodu sonrasında toplam kolon sayısının %0.5 - %2 adedi üzerinde yapılmaktadır.

CPT deneyleri kolon boyunun 10m'yi aşmadığı ve kayma dayanımının 1.0 MPa değerinden küçük olduğu durumlarda başarılı olarak uygulanmaktadır.

Literatürde kolonda ölçülen SPT darbe sayıları (N) ve CPT uç dirençleri (q_c) ile kolon malzemesinin basınç dayanımı q_u arasında korelasyonlar önerilmektedir. Ye vd. (1994) Bağıntı 5.10'da verilen korelasyonları vermektedir:

$$q_u = 12.5 N \text{ (kPa)} \quad q_u = 0.1 * q_c \quad (5.10)$$

Pupbala vd. (2005) Bağıntı 5.11'deki SPT korelasyonunu önermektedir:

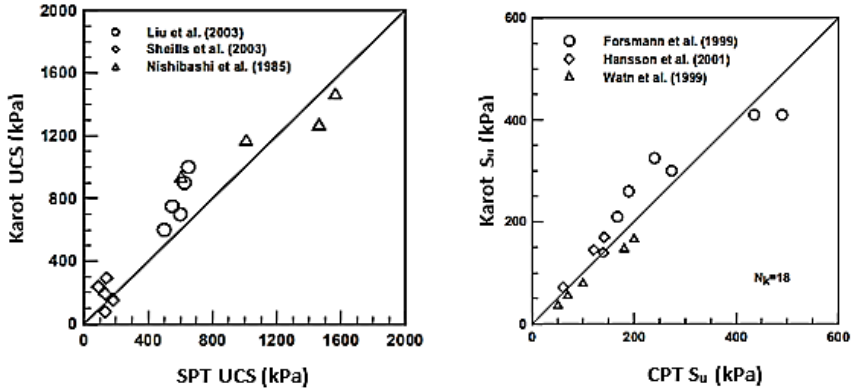
$$q_u = \alpha * N_{55} \text{ (kPa)} \quad (5.11)$$

Turba zeminler, organik killler, hassas killer için $\alpha = 0.10$; killer ve siltli killer için $\alpha = 0.25$; silt ve kumlar için $\alpha = 0.33$.

Yazarlar kolon malzemesinin drenajsız kayma dayanımının, kil zeminlerde olduğu gibi, CPT uç direncinden (q_c) Bağıntı 5.12 ile belirlenebileceğini ifade etmişlerdir.

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_k} \quad (5.12)$$

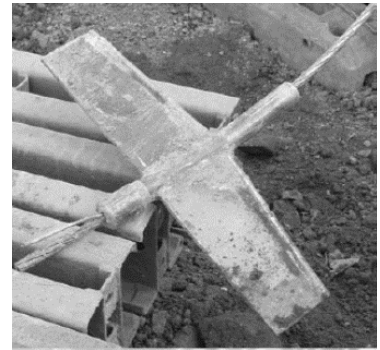
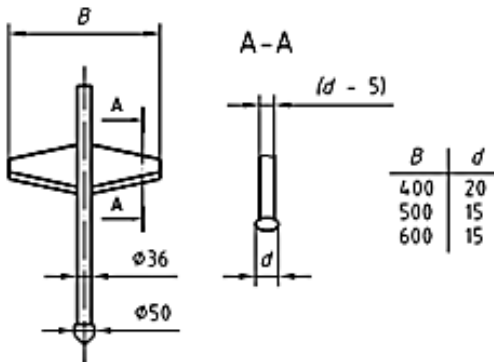
Burada N_k : koni faktörü, 18 olarak alınabilir; $\sigma_v = q_c$ nin ölçüldüğü derinlikteki toplam düşey gerilmedir. Önerilen korelasyonların laboratuvarında belirlenen karot basınç dayanımları ile kıyaslaması Şekil 5.6'da gösterilmektedir.



Şekil 5.6. Basınç dayanımı -SPT/CPT korelasyonlarının deneysel bulgularla geçerliliğinin test edilmesi (Pupbala vd. 2005).

5.3.4. Kolon Penetrometre Deneyleri (CCP – RCP)

Torstensson (1980) tarafından kireç stabilizasyonu uygulamaları için geliştirilmiş olan bu deney tekniği İsveç Geoteknik Cemiyeti (SGF, 2000) ve Fransız Standartları AFNOR (prEN 14679, 2005) tarafından standartlaştırılmıştır. Deney probu Şekil 5.7’de boyutları (mm cinsinden) gösterilen iki kanattan oluşmaktadır.

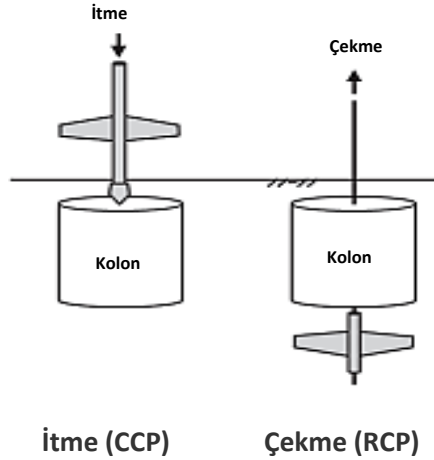


Şek. 5.7 Kolon penetrometre deneyi probu

Deney Şekil 5.8’de gösterildiği gibi probun kürlenmesi tamamlanmış kolon içerisine itilmesi veya imalat esnasında kolon içerisine yerleştirilmiş probun kürleme sonrasında yukarı çekilmesi esnasında derinlik boyunca oluşan direnç kuvvetlerinin kaydedilmesi şeklinde gerçekleştirilmektedir. Genellikle kürleme süresinin 7 günü aşmaması ve penetrasyon hızının 20mm/sn olması önerilmektedir. Ölçülen çekme veya basınç direnç kuvveti (P), kolon aksına dik yönde prob alanı (A) değerlerinden, taşıma gücü formülü kullanarak, drenajsız kayma dayanımı (S_u) Bağıntı 5.13’ten hesaplanmaktadır:

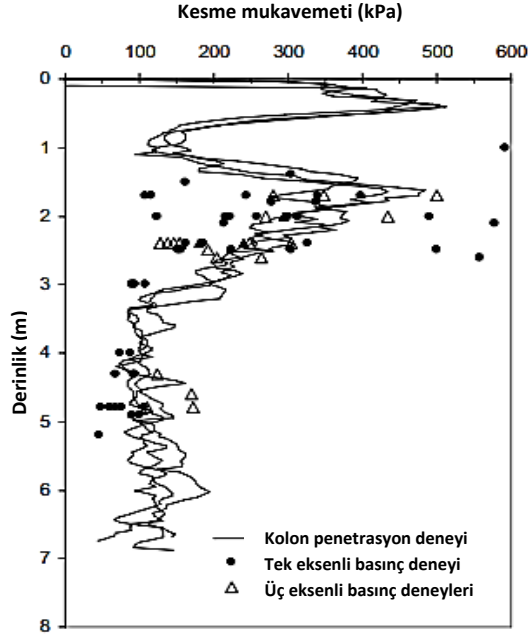
$$S_u = P / N_c * A \quad (5.13)$$

Burada N_c = taşıma gücü faktörüdür. SGF (2000) $N_c = 10$ alınmasını önermektedir. Bu deneyde 300 kPa aşmayan drenajsız kayma dayanımları ($q_u = 600$ kPa) ölçülebilmektedir. Deneyler 8m derinliklere kadar uygulanabilmektedir.



Şekil 5.8. Kolon penetrometre deneyi itme ve çekme prosedürleri

Tipik bir deney sonucu Şekil 5.9’da gösterilmektedir (Axelsan ve Larsson, 2003).



**Şekil 5.9. Uygulanmış bir kolon penetrometre deneyi sonuçları
 (Axelsan ve Larsson, 2003)**

5.3.5. Jeofizik Yöntemler

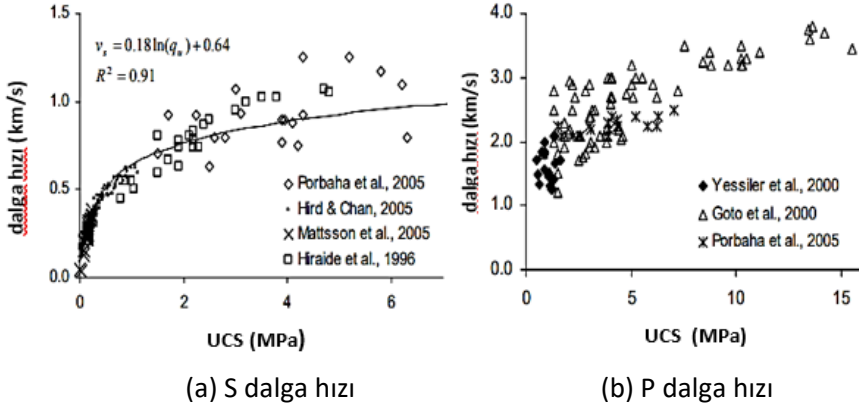
Özellikle Japonya ve İsveç'te modifiye edilmiş jeofizik yöntemler kolonlarda süreklilik, homojenlik ve mukavemet özelliklerini belirleme amacıyla yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu amaçla kullanılan jeofizik deney çeşitleri:

- i. Kuyu içi P – S loging
- ii. Çapraz sismik loging
- iii. Sismik kononik penetrasyon deneyi
- iv. Kuyu içi elektrik rezistans ölçümleri
- v. Küçük birim deformasyon sonik tarama

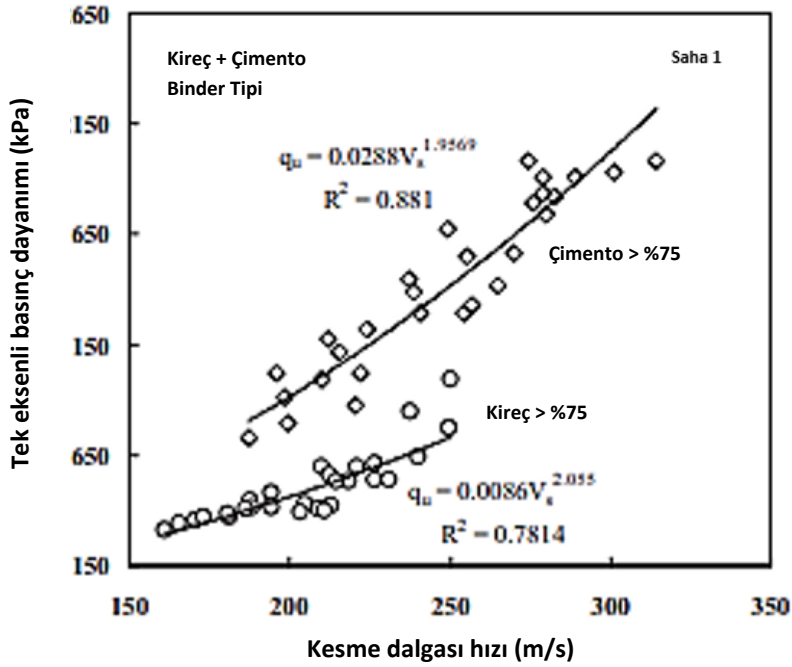
Massarsch, (2005) jeofizik yöntemlerle ilgili metodolojiyi kapsamlı bir şekilde özetlemiştir. Jeofizik ölçümler sonucu kolon malzemesinin “P” ve “S” dalga hızları belirlenmektedir. Araştırmacılar P – S dalga hızları ile iyileştirilmiş kolon malzemesini basınç dayanımları ve statik/dinamik deformasyon modülleri arasında korelasyonlar önermişlerdir (Larsson 2005).

Örneğin Literatürde kolonun P veya S dalga hızı ile tek eksenli basınç mukavemeti arasında önerilen korelasyon Şekil 5.10’da gösterilmektedir. Bu şekilde görülebileceği gibi deneysel veriler istatistiksel olarak kuvvetli ve iddialı korelasyonlar değildir.

Madhyannapu vd. (2010) tarafından plastik killer üzerinde çimento ve kireç karışımları üzerinde yapılan araştırmalar sonucu elde edilen nispeten makul korelasyonlar Şekil 5.11’de gösterilmiştir.

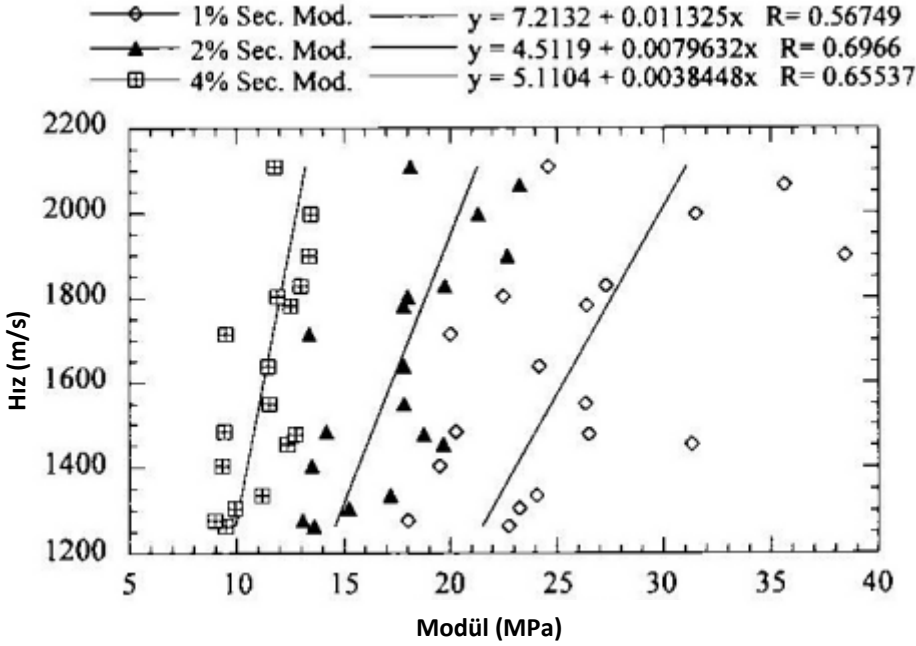


Şekil 5.10. “S” ve “P” dalga hızı – q_u korelasyonları (Larsson 2005)



**Şekil 5.11. Plastik killerde S dalga hızı - q_u korelasyonu
(Madhyannapu vd. , 2010)**

Yesiller vd. (2005) tarafından önerilen “P” dalga hızı ile kolon malzemesinin farklı birim deformasyon seviyelerinde elastik deformasyon modülü arasında verdiği korelasyon Şekil 5.12’de gösterilmektedir. Bu şekilde de görüldüğü gibi korelasyon katsayıları $R = 0.56 - 0.70$ aralığında olup veri tabanının zayıf korelasyonlar verdiğine işaret etmektedir. Yazarlar deneysel olarak jeofizik araştırmalarla bulunan dalga hızlarının, üzerinde basınç dayanımı deneyi yapılan kolon malzemesi örneklerindeki olası süreksizlik, çatlak, boşluk vb. yapısal anomalileri yansıtmaması nedeniyle korelasyonların sağlıklı olmadığını vurgulamışlardır.



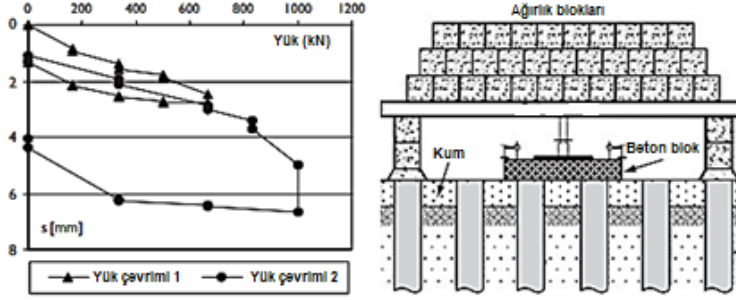
Şekil 5.12. P dalgı hızı- elastik deformasyon modülü korelasyonları
(Yesiller vd., 2005)

5.3.6. Yükleme Deneyleri

Yükleme deneyleri tekil kolonlar üzerinde küçük ölçekli plaka yükleme deneyi, tekil kolon yükleme deneyi veya kolon grupları üzerinde yapılan yükleme deneyi olarak gerçekleştirilmektedir. Bu deneylerde kazık yükleme (ASTM D-1143) veya plaka yükleme deneylerinde (ASTM D-1196) kullanılan standart prosedürler kullanılmaktadır.

Tekil veya grup kolon yükleme deneylerinde yük kademeler halinde, yükleme-boşaltma fazları teşkil edilerek, tatbik edilip her yük kademesinde deformasyonlar standartlarda verilen kriterlere göre stabilize olduktan sonra bir sonraki kademeye geçilmektedir. Deney sayıları projenin büyüklüğüne bağılı olarak her 500 ila 1000 servis kolonunda bir adet yükleme deneyi olarak uygulanabilmektedir. Ayrıca imalat parametrelerini belirlemek amacıyla yapılan

deneme kolonları üzerinde de yükleme deneyleri yapılmaktadır. Uygulamadan, grup kolonlarda bir yükleme deney düzeneği ve elde edilen deney sonuçları Şekil 5.13'te gösterilmektedir (Raju vd., 2003).



Şekil 5.13. Dört kolon üzerinde yapılan bir grup yükleme düzeneği (Raju vd. 2003).

5.4. Referanslar

ASTM D1143/D1143M-20 Standard Test Methods for Deep Foundation Elements Under Static Axial Compressive Loads

ASTM D1196/D1196M – 12 Standard Test Method for Nonrepetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components

Axelsson, M. and Larsson, S. (2003) Column penetration tests for lime-cement columns in deep mixing – experiences in Sweden. ASCE Geotechnical Special Publication No. 120, 1, 681-694.

CDIT. (2002) Coastal Development Institute of Technology Japan, The Deep Mixing Method, A.A. Balkema Publishers.

FHWA (2013) Deep Mixing for Embankments and Foundation Support, No: FHWA-HRT-13-046.

Futaki, M. and Tamura M. (2002) The quality control in deep mixing method for the building foundation ground in Japan. Proc. Tokyo Workshop 2002 on Deep Mixing, Tokyo, 139–149.

Kitazume M., Terashi, M. (2013) The Deep Mixing Method, CRC Press, Taylor&Francis Group, London.

Lambrechts, J. and Nagel, S. (2003) Coring Soil-Cement Installed by Deep Mixing at Boston's CA/T Project, Proceedings of the 3rd International Conference on Grouting and Ground Treatment, ASCE Geotechnical Special Publication No. 120, pp. 670–680.

Larsson, S. (2005) State of Practice Report—Execution, Monitoring and Quality Control. Proceedings of the International Conference on Deep Mixing—Best Practices and Recent Advances (CD-ROM), Swedish Deep Stabilization Research Centre, Linköping, Sweden

Madhyannapu R.S, Puppala A.; Nazarian S. and Deren Yuan D. (2010) Quality Assessment and Quality Control of Deep Soil Mixing Construction for Stabilizing Expansive Subsoils, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 136, No. 1.

Massarsch, K.R. (2005) Deformation properties of stabilized soil columns. Proc. Int. Conf. on Deep Mixing Best Practice and Recent Advances, Stockholm, 1, 129-144.

prEN 14679 (2005) Execution of special geotechnical works - Deep mixing. CEN TC 288, AFNOR, Approved standard, 50 pp.

Puppala A.J., Bhadriraju V., Porbaha A. (2005) SPT and CPT based methods to address shear strength of deep mixed soil cement columns, Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Japan.

Raju, V.R., Abdullah, A. and Arulrajah, A. (2003) Ground treatment using dry deep soil mixing for a railway embankment in Malaysia, Proceedings of the 2nd International Conference on Advances in Soft Soil Engineering and Technology, Putrajaya, Malaysia, 2–4 July.

SGF (2000) Lime and lime cement columns. Guide for design, construction and control. Report 2:2000, Swedish Geotechnical Society, Linköping, 111 pp.

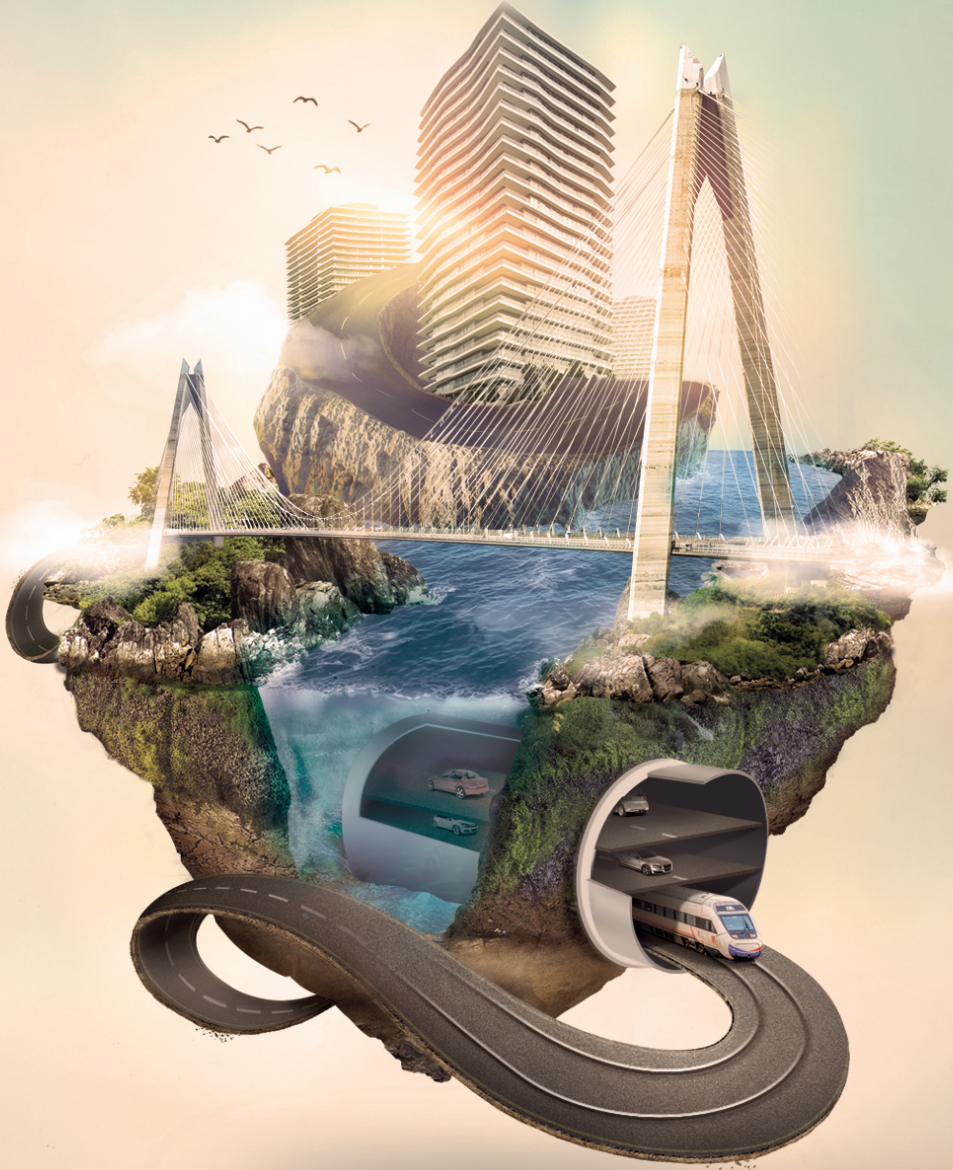
Topolnicki, M. (2004) In situ soil mixing, Ground improvement Edts: M. P. Moseley, Klaus Kirsch, Taylor&Francis Group, London.

Torstensson, B-A. (1980a) The lime column probe for in-situ quality control of lime columns. Report, BAT AB.

Torstensson, B-A. (1980b) The BAT lime column probe for in-situ testing of quality of lime columns. Lindén Alimak AB, Skellefteå.

Ye, S.L., Han, J., and Ye, G.B. (1994) Ground Improvement and Underpinning Technologies, 2nd ed., Beijing China Building Industry Press.

Yesiller, N., Hanson, J.L. and Usmen, M.A. (2000) Ultrasonic assessment of stabilized soils. ASCE, Geotechnical Special Publication No. 112, 170-181.



Big ideas, **innovative minds**

**YÜKSEL
PROJE**