JEOFIZIK

CILT 17, SAYI 1-2 / NISAN - KASIM 2015 VOL.17 NO.1-2 / APRIL - NOVEMBER 2015

Sismik Hızlardan Yoğunluğun Belirlenmesi Osman Uyanık, Burak Çatlıoğlu

Zemin Araştımalarında Dptn-30 (Hız – İvme Dönüşümleri) Ve Sismik Yöntemlerinin Birlikte Kullanılması Rahmi Pınar

> Kohezyonlu Zeminlerin Jeofizik Yöntemlerle Saptanması Ali Keçeli, Mustafa Cevher

Walsh Dönüşümü Kullanılarak Toplam Manyetik Alan Anomalilerinden Basit Şekilli Yapıların Derinliklerinin Belirlenmesi Mehmet Ali Güngör, Coşkun Sarı, Gülden Köktürk

> Zemin Hakim Periyodu Ve Bina Yüksekliği Rezonans İlişkisi Ali Keçeli, Mustafa Cevher

Determination Of Density From Seismic Velocities Osman Uyanık, Burak Çatlıoğlu

Concomitant use of DPTN-30 (Velocity-Acceleration Conversions) and Seismic Methods in Soil Investigation Rahmi Pinar

Determination Of Cohesive Soils With Geophysical Methods Ali Keçeli, Mustafa Cevher

Depth Determination Of Simple Shaped Bodies From Total Field Magnetic Anomalies Using Walsh Transforms Mehmet Ali Güngör, Coşkun Sarı, Gülden Köktürk

Soil Predominant Period And Resonance Relation Of Building Height Ali Keçeli, Mustafa Cevher



TMMOB JEOFIZIK MÜHENDISLERI ODASI THE CHAMBER OF GEOPHYSICAL ENGINEERS OF TURKEY

EDİTÖR / EDITOR DİKMEN, Ünal

EDİTÖR LİSTESİ / EDITORIAL BOARD

AKÇA, İrfan AKÇIĞ, Zafer AKTUĞ, Bahadır ANKAYA PAMUKÇU, Oya BALKAYA, Çağlayan CENGIZ CINKU, Mualla ÇİFÇİ, Günay DEMIRBAĞ, Emin DONDURUR, Derman DRAHOR, Mahmut Göktuğ ERGINTAV, Semih GENÇ, Tuğrul GÜRELİ, Orhan GÜRER, Aysan **ISSEVEN**, Turgay KANLI, Ali İsmet KARSLI, Hakan KAŞLILAR, Ayşe KAYA, Cemal ÖZÇEP, Ferhat ÖZEL, Faik Erdeniz ÖZEL, Nurcan ÖZER, Murat Fırat ÖZURLAN AĞAÇGÖZLÜ, Gülçin PEKSEN, Ertan PINAR, Ömer Rahmi SARI, Coşkun SINCER, Ismet TAN, Onur TÜRKELLI. Nivazi ULUGERGERLI, Emin U. UYANIK. Osman ÜÇER, Ahmet

YAYIMCI BİLGİLERİ / PRODUCTION INFORMATIOS TMMOB Jeofizik Mühendisleri Odası The Chamber of Geophysical Engineers of Türkiye

SAHİBİ / OWNER: DEMİRBAŞ, Şevket (TMMOB Jeofizik Mühendisleri Odası Başkanı / Head of The Chamber of Geophysical Engineers of Türkiye)

YÖNETİM KURULU / EXECUTIVE COMMITTEE

DEMİRBAŞ, Şevket KESER, Ertan KART, Serdar KILINÇ, M. TANKUT SAL, Zafer YILDIRIM, Deniz DURLANIK, Ahmet

YAZIŞMA ADRESİ / CORRESPONDENCE ADDRESS:

Jeofizik / The Turkish Journal of Geophysics, Milli Müdafaa Cad. No:10/7 06650 Kızılay – Ankara / TÜRKİYE Telefon: +90 312 418 82 69 Faks: +90 312 418 83 64 http://dergi.jeofizik.org.tr

DİZGİ-BASKI / PRINTING:

Mattek Matbaacılık Basım Yay. Tan. Tic. Ltd. Şti. Ağaç İşleri Sanayi Sit. 1354 (21). Cd. 1362 (601). Sk. No: 35 İvedik/ANKARA Tel: (0.312) 433 23 10 Fax: (0.312) 434 03 56 www.mattekmatbaa.com.tr • mattekmatbaa@yahoo.com



TMMOB JEOFIZIK MÜHENDISLERI ODASI SÜRELİ YAYIN JOURNAL OF THE CHAMBER OF GEOPHYSICAL ENGINEERS OF TURKEY

CILT 17, SAYI 1-2 / NISAN - KASIM 2015 VOL.17 NO.1-2 / APRIL - NOVEMBER 2015

ISSN: 0259-1472

içindekiler / contents

- Sismik Hızlardan Yoğunluğun Belirlenmesi Determination Of Density From Seismic Velocities Osman Uyanık, Burak Çatlıoğlu
- 27 Zemin Araştımalarında Dptn-30 (Hız – İvme Dönüşümleri)
 Ve Sismik Yöntemlerinin Birlikte Kullanılması Concomitant use of DPTN-30 (Velocity-Acceleration Conversions) and Seismic Methods in Soil Investigation Rahmi Pınar
- 29 Kohezyonlu Zeminlerin Jeofizik Yöntemlerle Saptanması

Determination Of Cohesive Soils With Geophysical Methods Ali Keçeli, Mustafa Cevher

 Walsh Dönüşümü Kullanılarak Toplam Manyetik Alan Anomalilerinden
Basit Şekilli Yapıların Derinliklerinin Belirlenmesi
Depth Determination Of Simple
Shaped Bodies From Total Field Magnetic
Anomalies Using Walsh Transforms
Mehmet Ali Güngör, Coşkun Sarı, Gülden Köktürk

*5*9 Zemin Hakim Periyodu Ve Bina Yüksekliği Rezonans İlişkisi

Soil Predominant Period and Resonance Relation of Building Height Ali Keçeli, Mustafa Cevher

SİSMİK HIZLARDAN YOĞUNLUĞUN BELİRLENMESİ

Determination Of Density From Seismic Velocities

Osman UYANIK¹ ve Burak ÇATLIOĞLU²

¹Süleyman Demirel Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeofizik Mühendisliği Böl. Isparta ² Süleyman Demirel Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Jeofizik Müh. Anabilim dalı Isparta

ÖZET

Bu makalede zemin ve kaya yoğunluklarının sismik hızlar kullanılarak hesaplanması araştırılmış ve yoğunluk ile sismik hızlar arasındaki çok parametreli ilişkilendirmenin önemi vurgulanmıştır. Çok parametreli ilişkinin kurulabilmesi için gerekli yoğunluk verileri ülkemizin farklı illerinden temin edilen numunelerden elde edilmiştir. Bu numunelerin sismik hız değerleri ise yerinde yapılan sismik kırılma çalışmaları ve laboratuarda yapılan ultrasonik çalışmalardan belirlenmiştir. Ayrıca literatürde yayınlanan yoğunluk ve sismik hızları içeren veriler derlenerek bir veri seti oluşturulmuştur. Tüm veriler bir arada değerlendirilerek, sismik hızlar ile yoğunluk arasında iki ve çok parametreli ilişkiler kurulmuş ve literatürdeki mevcut ilişkiler ile karşılaştırılmıştır. Ayrıca literatürde sismik hızlardan pomza yoğunluğunu hesaplatabilecek bir ilişki yer almazken bu çalışma ile pomzaların yoğunluğunu sismik hızlardan hesaplatabilecek bir ilişki önerilmiştir.

Anahtar kelimeler: Zemin, Kaya, Karot, Yoğunluk, Sismik Hız, Çok Parametreli İlişki

ABSTRACT

In this paper is investigated the densities of soil and rock using the seismic velocities and is emphasized importance of very parameters relationship between density and seismic velocities. Required density data for multi-parameters relationship are obtained from samples taken from different provinces of our country. Seismic velocity values of these samples are determined with the seismic refraction and seismic ultrasonic studies which they are applied in-situ and in laboratory respectively. In addition to these data, data published in the literature including density and seismic velocities are generated by compiling of a data set. When all data are evaluated together the two and multi-parameters relationships between seismic velocities and density are established and compared with existing relationships in the literature. Also, while a relationship that can be calculated the density of pumice from seismic velocity is not in the literature, this study is proposed a relationship for the density of pumice can be calculated using the seismic velocity.

Key words: Soil, Rock, Density, Seismic velocity, Multi-parameters relationship

1. GİRİŞ

Sismik yöntemler ile yeraltına ilişkin birçok parametre hesaplanabilmektedir. Bunlardan biri de yoğunluk parametresidir. Yoğunluk, mühendislik

4 Osman UYANIK, Burak ÇATLIOĞLU

jeofiziği çalışmalarında önemli bir yere sahiptir. Sıvılaşma analizi, şev stabilite analizi, zeminin büyütme analizi, taşıma gücü hesabı, kayma modülü hesaplamalarına direkt etki etmektedir. Bu nedenle yoğunluk değeri dikkatle belirlenmelidir. Yoğunluk doğrudan ölçülerek ya da dolaylı bir şekilde hesaplanarak belirlenebilir. Yoğunluğun doğrudan belirlenebilmesi için çalışılan ortamdan numune almak ve doğal özelliklerini kaybetmeden laboratuara getirmek gerekir. Bu durum hem zaman hem de ekonomik olarak bir kayıptır. Ayrıca suya doygun gevşek ortamlardan numune almakta oldukça zordur. Bu nedenle 1970'li yıllardan günümüze kadar birçok araştırmacı yoğunluk değerini dolaylı olarak sismik hızlardan belirlemek için çalışmalarda bulunmuşlardır.

Sismik hızlar ile yoğunluk arasındaki ilişkiler kurulmadan önce sismik hızların özellikleri incelenmiş ve yoğunluğun etkilendiği faktörler göz önünde bulundurulmuştur. Sismik dalgalar incelendiğinde boyuna dalga hızı, danelerin karışım biçiminden, gözenek suyunun kıvamından ve danelerin sıkışabilirliğinden etkilendiği, enine dalga hızı ise, zemin veya kayayı oluşturan danelerin boyutundan, biçiminden ve daneler arasındaki bağ kuvvetinden etkilendikleri bilinmektedir. Yoğunlukta bu faktörlerden etkilendiği için sismik hızlar ile yoğunluk arasında bir ilişki kurulabileceği birçok araştırmacı tarafından düşünülmüştür. Boyuna dalga hızı ile yoğunluk arasındaki ilişkileri Ludwig vd., (1970); Gardner vd., (1974); Telford vd., (1976); Martinez, (1985); Uyanık, (1991); Christensen ve Money, (1995); Godfrey vd., (1997); Parsons vd., (2001) Uyanık, (2002); Tezcan vd., (2006); Uyanık ve Çatlıoğlu, (2010) belirlerken enine dalga hızı ile yoğunluk arasındaki ilişkileri ise Destici, (2001) ve Keçeli, (2009) tarafından belirlenmiştir.

Literatürde yer alan ilişkiler de boyuna dalga hızı ile enine dalga hızı yoğunlukla ayrı ayrı tek parametreli olarak ilişkilendirilmiştir. Bu çalışmada ise zemin ve kaya ortamların yoğunluk değerlerini, tek parametreli ilişkilendirmelere göre daha doğru hesaplatacak, boyuna ve enine dalga hızlarını birlikte kullanıldığı çok parametreli bir deneysel ilişkinin kurulması amaçlanmıştır.

2. MATERYAL VE METOD

Sismik hızlar ile yoğunluk arasındaki çok ve tek parametreli ilişkilerin kurulabilmesi için öncelikle bir veri seti oluşturulmuştur. Fethiye bölgesindeki Eşen Barajının zemin araştırmalarından, İsparta ve civarında zemin ve kaya ortamlarda yapılan sondajlardan karotlar alınmış, ülkemizin çeşitli illerinden farklı özelliklere sahip mermer ve granit numuneleri temin edilmiştir. Numunelerin sismik hızları laboratuarda yapılan ultrasonik çalışmalar sonucu belirlenmiştir (Sekil 1). Bunlara ek olarak literatürde yayınlanan makalelerin verilerinden derleme yapılarak ölçülen verilere eklenmiş ve bir veri seti oluşturulmuştur (Tablo 1). Örnekleme en düşük yoğunluklu zeminden en yüksek yoğunluklu kaya ortamı yansıtacak şekilde yapılmaya çalışılmıştır. Buradaki amaç yoğunluk aralığını geniş tutmak, belirlenen deneysel ilişki ile hem zemin hem de kaya ortamların yoğunluğunu hesaplatabilmektir. Oluşturulan veri seti zemin veya kaya ortamın türü ve yoğunluğu, sismik boyuna ve enine dalga hızını kapsamaktadır.



Şekil 1: Kullanılan Numunelerin Bazıları ve Sismik Ultrasonik Cihazı

Bu çalışmada kullanılan P ve S dalgalarını ölçmek için laboratuarda sismik ultrasonik yöntem ve sahada sismik kırılma yöntemi uygulanmıştır. Ultrasonik yöntem ile sismik P ve S dalga ölçümleri jeofizik mühendisliği uygulamalarında uzun yıllardır yapılmaktadır. Yöntem uygulanmasının kolaylığı ve numunenin örselenmemesinden dolayı gittikçe artarak kullanılmaya başlamıştır. Bilindiği üzere Ultrasonik puls hava boşluğu tarafından gecikmeye uğrar. Bu durumu engellemek için karot numunesi ile alıcı verici problar arasında iyi bir iletimin sağlanması gereklidir. İletimin tam olarak sağlanabilmesi için P dalgası ölçümlerinde gres yağı vb. iletimi arttırıcı maddeler kullanılabilir. Fakat S dalgası ölçümlerinde kullanılmamalıdır. Bu yöntem ile farklı özelliklere sahip zemin, beton, mermer ve kayaçların boyuna ve enine dalga hızları ölçülerek dinamik özelliklerinin belirlenmesinin yanı sıra kaliteleri de belirlenebilmektedir. Sismik Ultrasonik cihazı (Şekil 2) enerji transferini verimli sağlamak amacıyla direnç uyumlu elektronik bileşenlerine ve koruma kalkanına sahip olmalıdır. Cihazın zarar görmesini engellemek için izin verilen gerilim girişlerini aşmamak gerekir. Cihaz elektronik sinyal üretici ve güç yükselteçlerinden oluşan bir darbe sinyal üretecine, elektrik darbeleri mekanik darbelere dönüştüren bir verici ve mekanik darbeleri elektrik darbelerine dönüştüren bir alıcıya sahiptir. Ayrıca cihaz alıcının voltaj çıktısını güçlendirmek için gerilim güçlendirme devresine ve oluşan dalga formlarını görsel olarak gözlemlemek amacıyla bir osiloskopa sahiptir.



Şekil 2. Sismik Ultrasonik Cihazın Şematik Gösterimi (ASTM D 2845-00' den düzenlenmiştir)

P ve S dalga ölçümleri için sahada sismik kırılma yöntemi uygulanmıştır. Bu yöntem 12 kanallı dijital bir sismik cihaz ile uygulanmıştır. Sondajlardan yada numune çukurlarından alınan karotların derinliğine bağlı olarak jeofon aralıkları 1-6m arasında değişmektedir. P dalgası ölçümü için balyoz ve koni şeklinde demir döküm ve S dalgası ölçümü için balyoz ve 20x30x180cm ebatlarında kalas ve ağırlık olarak traktör kullanılmıştır. Kaynaklar en az karşılıklı olmak üzere 2 ile 5 noktada yapılmıştır. Jeofonlar yere iyice sabitlendikten sonra yeraltı katmanları içerisinden geçen doğrudan ve kırılarak gelen dalgaların ilk kırılma varış zamanları SeisImager paket programında sayısallaştırılarak değerlendirilmiş ve sismik basınç ve kayma dalga hızları belirlenmiştir.

Sahadan alınan örneklerin dış boyutlarından kütlesi ve hacmi hesaplanan ölçülerle numunenin yoğunluğu aşağıdaki şekilde hesaplanır:

$$\rho = m/V \tag{1}$$

Burada ρ = yoğunluk, (gr/cm³), m= numunenin kütlesi, (gr) ve V= numunenin hacmi, (cm³)'dir.

6 Osman UYANIK, Burak ÇATLIOĞLU

Çalışmanın kapsamında, daha önce yapılmış olan çalışmalara ait veriler ve laboratuarda yapılan ölçümlerden elde edilen sonuçlar Tablo.1 de özetlenmiştir. 308 adet zemin ve kaya, 9 adet ise pomza verisi bulunmaktadır. Bu veriler kullanılarak yoğunluk ve sismik hızlar arasında iki ve çok parametreli ilişkiler araştırılmıştır. Buna ek olarak literatürde pomza yoğunluğunu sismik hızlardan öneren bir ilişki ile karşılaşılmadığı için pomza tabakaların yoğunlukları mevcut ilişkilerden hesaplanarak büyük hatalar yapılmaktadır. Bu yüzden bu çalışmada pomza yoğunluğu için de sismik hızlardan bir ilişki önerilmeye çalışılmıştır. Ayrıca bir enerji santralinde yapılan sondajların içerisinde uygulanan yoğunluk ve sonik loglardan elde edilen yoğunluk ile P ve S dalga hızları karşılaştırma amaçlı kullanılmıştır. Bunun için literatürdeki mevcut ilişkiler ve bu çalışmanın önerdiği ilişki ile sonik logdan elde edilen P ve/ veya S dalga hızları kullanılarak yeniden yoğunluk değerleri hesaplanmıştır. Hesaplanmış yoğunluk değerleri ile yoğunluk logundan elde edilen ölçülen yoğunluk değerleri karşılaştırılarak mevcut ve önerilen ilişkilerin hata miktarları belirlenmiştir.

Vpmin-max	VSmin-max	ρmin-max	Ticari İsmi/Türü	Adet	Alındığı Yer	Açıklama: Tabloda
6083-6396	3015-3729	2.64-2.68	Autuma Brown	21	Burdur	sismik hızlar (Vp,
5857-6344	3112-3455	2.67-2.68	Beige Crystalliana	3	Isparta	Vs) m/sn, yoğunluk
6167-6592	3154-3692	2.66-2.69	Beige Light-1	20	Burdur	(ρ) ise gr/cm3
5571-6229	3007-3418	2.64-2.68	Black Silk	12	Hatay	olarak verilmiştir.
6014-6164	3008-3833	2,67	Black Storm	3	Kütahya	Literatürden alınan
6137-6564	3054-3540	2.64-2.68	Crema Ella	22	Burdur	verilerin kaynakları
6297	3477	2,68	Mink	1	Mar. Adası	Uyanık (1991),
6060-6211	3024-3429	2.67-2.68	Nordic Grey	6	Isparta	Şişman (1995),
5770-6039	3114-3488	2.66-2.68	Rosso Levanta	7	Elazığ	Destici (2001),
5776-6078	3293-3447	2,67	Rustic Green	4	Karabük	Assefa vd. (2003),
6164-6530	3087-3758	2,68	Star White	10	Uşak	Bala vd. (2004),
5827-6211	3234-3726	2.62-2.64	Tundra Grey	21	Afyon	Şahin (2005),
4122-7125	2318-4028	2.53-2.67	Traverten-Mermer	13	Denizli	Brocker (2005),
3891-6329	2358-3195	2.55-2.63	Granit	9	Denizli	Tezcan vd. (2006),
184-308	129-205	0.83-1.2	Pomza	9	Literatür	Çekmen (2009),
280-2931	76-810	1.65-2.29	Zemin	137	Literatür	Mintaş (2009),
1855	863	2,2	Tüf	1	Literatür	Elektrik İşleri Etüd
3303-6591	1520-2929	2.3-2.61	Kaya	18	Literatür	İdaresi' dir.

Tablo 1: Veri setinin sınıflandırılmış hali

3. SİSMİK HIZ İLE YOĞUNLUK ARA-SINDAKİ İLİŞKİLERİN İNCELENMESİ

Çalışılan alana ait jeolojik birimlerin yoğunluğu arazi deneylerinden ya da laboratuarda yapılan deneylerden doğrudan belirlenebildiği gibi sahada yapılan sismik kırılma çalışmaları veya laboratuarda yapılan ultrasonik testler sonucunda da dolaylı olarak belirlenebilir.

Numune almanın zor oluğu çalışma alanlarında

dolaylı olarak yoğunluğu belirleyebilmek için yararlanılan birçok deneysel ilişki vardır. Bu ilişkilerin tamamı tek parametrelidir. Yani sadece boyuna dalga hızı ile yoğunluk ya da enine dalga hızı ile yoğunluk ilişkilendirilmiştir. Geçmiş yıllarda bu konuda çalışmalar yapan araştırmacılardan sadece Ohkubo ve Terasaki deneysel bir ilişki vermemiş, boyuna dalga hızına bağlı olarak yoğunluk aralığı vermiştir (Şekil 2).



Şekil 2: Boyuna Dalga Hızı İle Yoğunluk Arasındaki İlişki

Ohkubo ve Terasaki (1976) da boyuna dalga hızı ile yoğunluk arasında matematiksel bir ilişki vermiş olsaydı bağıntıda boyuna dalga hız değerini yerine koyarak tek bir yoğunluk değeri bulunacaktı. Oysa boyuna dalga hızı aynı, yoğunluğu farklı birçok zemin ve kaya türü olabilir. Örneğin, Şekil 2' de boyuna dalga hızı 3000 m/sn olduğunda yoğunluk 1.94 – 2.55 gr/cm³ arasında değer alacaktır. Hangi değerin gerçek yoğunluk değeri olduğunu belirleyebilmek için veri aralığını kontrol edecek bir parametreye ihtiyaç vardır. İkinci parametrenin eklenmesiyle oluşturulacak çok parametreli bir ilişki ile tek bir yoğunluk değeri kontrollü ve daha doğru bir şekilde hesaplatılabilecektir. Bu amaçla literatürdeki sismik hız ile yoğunluk arasındaki bazı ilişkiler incelenmiştir.

3.1 Literatürde Yer alan İlişkilerin İncelenmesi

Literatürde sismik P dalga hızından yoğunluğun belirlenmesi konusunda yapılmış olan çalışmaların bazıları aşağıda özetlenmiştir.

Ludwig vd., (1970) sedimanter ve kristalen kaya türleri için boyuna dalga hızı ile yoğunluk arasında polinomal bir ilişki sunmuşlar ve boyuna dalga hızı 1.5-8.5 km/s arasındaki veriler kullanılmışlardır.

$$\rho = 1.6612V_p - 0.4721V_p^2 + 0.0671V_p^3 - 0.0043V_p^4 + 0.000106V_p^5$$
(2)

Gardner vd., (1974) bir seri deneysel çalışmayı birleştirerek kaya ortamlar için yoğunluk ile boyuna dalga hızı arasında aşağıdaki ilişkiyi belirlemiştir.

$$\rho = a V_P^{0.25} \tag{3}$$

Burada boyuna dalga hızı m/s olduğunda a=0. 31ve yoğunluk gr/cm³ dür. Boyuna dalga hızı ft/s olduğunda a=0.23 ve yoğunluk gr/cm³ dür. Gardner' in deneysel ilişkisi, sismik boyuna dalga hızı 1500-7500 m/s arasında değişen veriler için geçerlidir.

Telford vd., (1976) yoğunluk ile boyuna dalga hızı (km/sn) arasında kaya ortamlar için aşağıdaki ilişkiyi vermiştir.

$$\rho = 0.2V_P + 1.6 \tag{4}$$

Martinez (1985) yoğunluk ile sismik boyuna dalga hızı arasında aşağıdaki gibi ilişki belirlemiştir.

$$\rho = 0.84 V_P^{0.118} \tag{5}$$

Uyanık, (1999) suya doygun, kuru ve dane birim hacim ağırlıkları ile sismik boyuna dalga hızı ve sismik enine dalga hızları arasında ayrı ayrı ilişkiler üretmiştir.

Uyanık, (2002) yoğunluk ile boyuna dalga hızı arasında aşağıdaki ilişkiyi vermiştir.

$$\rho = 0.4 V_P^{0.3} \tag{6}$$

Christensen ve Money, (1995) kristalen kayalar için yoğunluk ile boyuna dalga hızı arasında aşağıdaki ilişkiyi önermiştir.

$$\rho = 0.3601 V_p + 0.541 \tag{7}$$

Godfrey vd., (1997) bazalt, diabaz ve gabro türü kayalar için yoğunluk ile boyuna dalga hızı arasında aşağıdaki ilişkiyi vermişlerdir. Bu deneysel ilişki 5.9-7.1 km/sn arasındaki boyuna dalga hızı verileri için geçerlidir.

$$\rho = 0.0761 V_p + 2.4372 \tag{8}$$

Tezcan vd., (2006) Telford vd. (1976)' nın yoğunluk ile boyuna dalga hızı arasındaki ilişkiden yararlanarak zemin ve kaya ortamlar için aşağıdaki ilişkiyi geliştirmişlerdir.

$$\rho = 0.2V_P + \rho_0 \tag{9}$$

 ρ_0 =1.6 gevşek kum, silt ve killi zeminler, ρ_0 =1.7 sıkı kum ve çakıllı zeminler, ρ_0 =1.8 kil taşı, kireçtaşı ve konglomera sınıfı kayaçlar, ρ_0 =2.0 çatlaklı kumtaşı, tüf, grovak ve şist cinsi çatlaklı kaya, ρ_0 =2.4 sağlam kayalar için kullanılır. Literatürde bulunan boyuna dalga hızı ile yoğunluk arasındaki deneysel ilişkilerin eğrileri Şekil 3'te sunulmuştur. Bu deneysel ilişkilerin tamamına yakını Ohkubo ve Terasaki (1976)' nın verdiği aralık içerisinde kaldığı Şekil 3 de görülmektedir.





Literatürde sismik P dalga hızından yoğunluğun belirlenmesine ek olarak sismik S dalga hızından da yoğunluğun belirlenmesi konusunda bazı çalışmalar yapılmıştır. Bunlardan; Destici, (2001)'de ve Keçeli (2009)'da yoğunluk ile enine dalga hızı arasında sırasıyla eşitlik 9 ve 10 önermişlerdir.

$$\rho = 0.6V_s^{0.2} \tag{10}$$

$$\rho = 0.44 V_S^{0.25} \tag{11}$$

Enine dalga hızı ile yoğunluk arasındaki ilişkiler ise şekil 4' te sunulmuştur. Bu şekilde iki eğrinin, enine dalga hızının yaklaşık 400-750 m/sn aralığında çakıştığı görülmektedir. Yani iki ilişki de zemin türlerinde hemen hemen aynı yoğunluk değerini vermektedir. Fakat enine dalga hızının arttığı ortamlarda ya da kaya ortamlarda ilişkiler birbirlerine göre farklı sonuçlar vermektedir (Şekil 4).



Şekil 4: Enine (S) Dalga Hızı İle Yoğunluk Arasındaki Deneysel İlişkiler

3.2. İki ve Çok Parametreli İlişkiler

Çalışma kapsamında ölçülen ve derlenen veriler kullanılarak sismik enine ve boyuna dalga hızları yoğunlukla ilişkilendirilmiştir. Bu ilişkilendirmelerde 308 adet zemin ve kaya verisi 9 adet pomza verisi kullanılmıştır. Elde edilen 308 adet zemin ve kaya verisi ile kurulan ilişkide yoğunluk ile boyuna dalga hızı arasında üstsel bir ilişki belirlenmiştir (Şekil 5).

$$\rho = 0.6 \ V_P^{0.6} \tag{11}$$

Boyuna dalga hızı ile yoğunluk ilişkilendirildiğinde bir değer aralığı oluştuğu görülmektedir. Örneğin; boyuna dalga hızının 1000 m/sn olduğu durumda yoğunluk 1,66 ile 2,26 gr/cm³ arasında değer alabilmektedir.



Şekil 5: Boyuna Dalga Hızı İle Yoğunluk Arasındaki İlişki

Yoğunluk ile enine dalga hızı ilişkilendirildiğinde ise;

$$\rho = 0.85 V_S^{0.14} \tag{12}$$

ilişkisi belirlenmiştir. Enine dalga hızı ile yoğunluk ilişkilendirildiğinde, boyuna dalga hızı ile yoğunluk arasındaki gibi bir değer aralığı oluştuğu görülmektedir (Şekil 6). Bu değer aralığını daraltmak ve kontrol etmek için çok parametreli bir ilişkilendirme yapılmıştır. Boyuna ve enine dalga hızları birlikte değerlendirilerek yoğunlukla ilişkilendirilmiştir.



Şekil 6: Enine Dalga Hızı İle Yoğunluk Arasındaki İlişki

308 adet zemin ve kaya verisi SPSS istatistik programı ile değerlendirilmiş, $\rho=aVp^bVs^b$ formatındaki bağıntımızın katsayıları ve ilişki katsayısın 0,99 olarak belirlenmiştir.

$$\rho = 0.7 (V_P V_S)^{0.8} \tag{13}$$

Literatürden de bilindiği üzere bu çalışmada da

yoğunluk ile P (boyuna) dalga hızı arasındaki ilişki bir aralık içermektedir ve bu aralık S (enine) dalga hızı ile kontrol edilmistir. Böylece aralık bölümlere ayrılarak daraltılmış, yoğunluk değeri daha kontrollü ve daha doğru bir sekilde hesaplatılmıştır (Sekil 7). Boyuna dalga hızı, enine dalga hızı ve yoğunluk birlikte ilişkilendirildiğinde aynı boyuna dalga hızına sahip numunenin tek bir yoğunluk değeri bulunmuştur. Örneğin; boyuna dalga hızı 3000 m/sn, enine dalga hızı 500 m/sn olan numunenin yoğunluğu 2,18 gr/cm³ dür. Sadece P dalga hızına bağlı olarak hesaplanan yoğunluk değeri hatalı olacaktır çünkü P dalga hızı malzemenin gözeneklerinin suya ya da gaza doygun olmasına bağlı olarak etkilenirken S dalgası etkilenmez. Fakat su ile fazla ilişkide olan malzemenin gevşemesi durumunda S dalga hızında azalma meydana gelir.



Şekil 7: Boyuna ve Enine dalga hızlarının birlikte değerlendirilerek Yoğunluk ile İlişkilendirilmesi

Literatürdeki ilişkiler ile eşitlik 13 ilişkilerini karşılaştırmak için şekil 8 oluşturulmuştur. Şekil 8'de yeşil renk ile gösterilen eğriler eşitlik 13 de Vs=50, 250, 500, 750, 1000, 2000 ve 3000m/sn değerleri sabit alınarak oluşturulan eğrilerdir. Bu eğrilerin tamamı veri aralığının içerisinde kalmıştır ve diğer ilişkilerle uyum göstermektedir.



Şekil 8: Literatür İlişkileri İle Bu Çalışmanın Karşılaştırılması

Bunlara ek olarak zeminlerin suya doygunluklarını da bu şekil ile ifade edebiliriz. Tahtam, 1982 de Vp/ Vs oranı arttıkça suya doygunluğun arttığını belirtmektedir. Uyanık 2010; 2011 de Vp/Vs oranı 3,5'dan büyükse malzemenin suya doygun olduğunu Vp/Vs oranı 1,5 civarında ise gaza doygun olduğunu ifade etmiştir. Şekilde açık yeşil ile gösterilen eğriler S dalga hızlarının sabit alındığı eğrilerdir. Sağa doğru ilerledikçe bu eğriler bir miktar yukarı çıkmakta ve P dalga hızları da artmaktadır. S dalga hızı sabit, P dalga hızı da artan bir numunenin Vp/Vs oranı artmış olacak dolayısıyla suya doygunluğu da artacaktır. Suya doygunluk yoğunluğun bir miktar artmasına neden olduğu ve bu artışın gevşek zeminlerde kaya örneklerine göre daha fazla olduğu Şekil 8'den de görülmektedir.

Literatürdeki sismik hızlar ile yoğunluk arasındaki deneysel ilişkiler incelendiğinde ilişkilerin pomza türü ortamlar için çözüm üretemediği görülecektir. Pomzanın yoğunluğu 1 gr/cm³ civarında olmasından dolayı literatürdeki ilişkiler bu yoğunluk değerini hesaplatamamaktadır. Bu çalışmadan elde edilen eşitlik (13) ilişkisi de pomza ortamlar için çözüm üretememektedir. Bu nedenle yoğunluğu çok düşük olan bu tür ortamlar için ayrı bir ilişkilendirme yapılmalıdır. Bunun için Elmasdere, (2008) ve Çekmen, (2009) yüksek lisans tezlerinden Isparta bölgesinde 9 farklı alanda 9 adet pomza örneğinin yoğunluk ve sismik hızları veri olarak kullanılmıştır. Pomza tabakalarına ait sismik hızlar ile yoğunluk arasındaki ilişki Şekil 9 da sunulmuştur. Şekil 9 incelendiğinde S dalga hızı ile yoğunluk arasında ve P dalga hızı ile yoğunluk arasında ilişki katsayıları %53 ve %67 elde edilmiştir.



Şekil 9: Pomzanın Boyuna (P) ve Enine (S) Dalga Hızları İle Yoğunluğu Arasındaki İlişki

Pomzanın bol gözenekli ve gözeneklerin hava dolgulu olması nedeni ile sismik hız oranı ile yoğunluk arasında ilişki araştırılmış ve Şekil 10 elde edilmiştir. Şekil 10'dan da görüleceği üzere sismik hız oranı ile yoğunluk arasında ilişki katsayısı %73 civarındadır. Eğer çalışma alanında pomza tabakası bulunuyor ve bu tabakanın yoğunluk değerine dolaylı (yani sismik hızlardan) ulaşılmak istenirse eşitlik 14 kullanılabilir.



Şekil 10: Pomzanın Sismik Hız Oranı (Vp/Vs) ile Yoğunluğu Arasındaki İlişki

4. ÖLÇÜLEN VE HESAPLANAN YOĞUNLUK DEĞERLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

Son olarak laboratuarda ölçülen yoğunluk değerleri ile mevcut literatür ilişkilerinden ve bu çalışmadan elde edilen ilişkiden hesaplanan yoğunluk değerleri karşılaştırılmış ve yoğunluk değerlerinin ne kadar hata ile hesaplandığı belirlenmiştir (Şekil 11,12,13,14 ve 15).

Ludwig vd.,1970 ilişkisi olan Eşitlik 1 ve P dalga hız sınır aralığı (1,5-8,5 km/sn) arasında kalan veriler kullanılarak yoğunluğu hesaplattığımızda en büyük hata değeri H_1 max= 0,55 gr/cm³ dür. Bu sınırlar dışında olan 1.5km/sn den daha düşük P dalga hız değerleri kullanıldığında oluşan en büyük hata H_2 max=1,29 gr/cm³ dür (Şekil 11). Bu durum araştırmacıların verdiği sınır değerlerin önemini sunmaktadır.



Şekil 11: Ludwig vd., (1970)'den hesaplanan ve ölçülen yoğunluk değerleri arasındaki ilişki

Eşitlik 2 Gardner vd., (1974)'ün ilişkisinden yoğunluğu hesaplattığımızda en büyük hata değeri H_{1max} =0,27 gr/cm³ dür. Bu eşitlik boyuna dalga hızının 1,5-7,5 km/sn olan veriler için kullanılmalıdır. Bu sınırlar dışında kullanıldığında oluşan hata H_{2max} =0,46 gr/cm³ tür (Şekil 12).



Şekil 12: Gardner vd. (1974)'den hesaplanan ve ölçülen yoğunluk değerleri arasındaki ilişki

Keçeli (2009)'un ilişkisinden (Eşitlik 10) yoğunluğu hesaplattığımızda en büyük hata değeri $H_{lmax}=0.8$ gr/cm³ elde edilmiştir (Şekil 13).



Şekil 13: Keçeli (2009)'dan hesaplanan ve ölçülen yoğunluk değerleri arasındaki ilişki

Destici (2001)'in ilişkisinden (Eşitlik 9) yoğunluğu hesaplattığımızda en büyük hata değeri H_{lmax} =0,49 gr/cm³ olarak bulunmuştur (Şekil 14).



Şekil 14: Destici'nin bağıntısından hesaplanan yoğunluk değeri ile laboratuarda ölçülen yoğunluk değeri arasındaki ilişki

Bu çalışma sonunda elde edilen eşitlik 13 ve boyuna ve enine dalga hızlarını birlikte kullanarak yo-

12 Osman UYANIK, Burak ÇATLIOĞLU

ğunluk değerini hesaplattığımızda diğer bağıntılara göre daha az hata yapılmış ve en büyük hata değeri H_{1max}=0,12 gr/cm³ elde edilmiştir (Şekil 15).



Şekil 15: Bu çalışmada bulunan bağıntıdan hesaplanan yoğunluk değeri ile laboratuarda ölçülen yoğunluk değeri arasındaki ilişki

5. ZEMİN VE KAYA YOĞUNLUK DEĞER-LERİ ÜZERİNDE UYGULAMA

Bu çalışmada üretilen yoğunluk-sismik hızlar ilişkisi çalışmamıza ait veriler kullanılarak elde edilmiş ve literatür ilişkileri ile karşılaştırılmıştır. Bu bölümde kullanılan veriler çalışmamızda üretilen ilişkinin elde edilme aşamasında kullanılmamıştır. Bu çalışmada üretilen ilişki herhangi bir literatür ilişkisi gibi düşünülerek ve diğer literatür ilişkileri ile karşılaştırmak için enerji santralinden elde edilen 1390 adet kuyu logu verileri kullanılmıştır.

Bir enerji santral projesinde yeraltı araştırma amaçlı açılan sondaj kuyuları içerisinde kuyu logu ölçümleri uygulanmıştır. Kuyu logları yoğunluk ve sonik log ölçümlerini kapsamaktadır. Bu ölçümler sonucunda kuyu içerisindeki jeolojik birimlerin yoğunluk, P ve S dalga ölçümleri elde edilmiştir. P ve S dalga ölçümlerinden hesaplanan P ve S dalga hızları kullanılarak makalede önerilen ilişki ile literatürde yer alan ilişkilerden yoğunluk değerleri hesaplatılmıştır. Kuyu içerisinde ölçülen yoğunluk değeri ile ilişkilerden hesaplatılan yoğunluk değerleri karşılaştırılmıştır (Şekil 16). Ayrıca Şekil 16 da ölçülen ve hesaplanan yoğunluk değerlerinin teorik olarak eşit olması gerekliliğini gösteren doğru ($\rho_{olc}=\rho_{hes}$) çizilmiştir. Önerilen ve literatür ilişkilerinden hesaplanan yoğunluk değerleri ile ölçülen yoğunluk değerleri arasındaki hataya bağlı olarak elde edilen değerler doğru etrafında dağılmışlardır. Önerilen bağıntının diğer literatür bağıntılarından daha az hata ile hesaplandığı Şekil 16 da görülmektedir.

Godfrey vd., (1997), Destici (2001) ve Keçeli (2009) ilişkileri olması gereken yoğunluk değerinden daha büyük değerler hesaplarken Martinez (1985), Christensen ve Money (1995) ve Ludwig vd., (1974) ilişkileri olması gereken yoğunluk değerinden daha küçük değerler hesaplamaktadır. Buna karşın bu çalışma, Gardner vd., (1974), Telford vd., (1976) ve Uyanık (2002) ilişkileri olması gereken yoğunluk değerleri etrafında belirli hatalarla toparlanmaktadır.

Sonuç olarak enerji santrali verileri kullanılarak sismik P ve S dalga hızlarının birlikte kullanımından elde edilen bağıntımızın ve diğer literatür (sadece P dalga hızı yada sadece S dalga hızı kullanımından elde edilen) bağıntılarının hata aralıkları test edilmiş ve diğer literatür bağıntılarına göre bağıntımızın oldukça güvenilir hesaplamalar yaptığı ortaya konulmuştur.



Şekil 16. Ölçülen ve Hesaplanan Yoğunluk Değerlerinin Karşılaştırılması

14 Osman UYANIK, Burak ÇATLIOĞLU

6. SONUÇLAR

Yoğunluk değeri jeoteknik çalışmalarda çok sık kullanılan önemli bir parametredir. Bu nedenle hızlı ve doğru bir şekilde belirlenmesi önemlidir. Yoğunluk, direkt olarak araziden örnek alınarak belirlenebildiği gibi dolaylı olarak sismik hızlar yardımıyla da belirlenebilir. Araziden örnek alabilmek için ya gözlem çukuru açılmalıdır ya da sondaj yapılmalıdır. Oysa sismik hızlar yardımıyla yoğunluk çok daha kısa sürede ve yüksek güvenilirlikte hesaplatılabilir.

Boyuna dalga hızı ile yoğunluk arasındaki ilişkiler incelendiğinde aynı boyuna dalga hızına karşılık gelen zemin veya kaya numunesinin farklı yoğunluk değerleri aldığı görülmüştür. Bu aralığı denetleyecek ve tek bir yoğunluk değerini kontrollü bir şekilde bulmamızı sağlayacak diğer bir parametre enine dalga hızıdır.

Çalışmalarımızda boyuna dalga hızı ile yoğunluk ve enine dalga hızı ile yoğunluk ayrı ayrı ilişkilendirilmiştir. Bu ilişkilendirmelerde aynı hıza karşılık gelen birçok yoğunluk değeri olduğu belirlenmiştir. Fakat boyuna dalga hızı ile enine dalga hızı birlikte kullanılarak yoğunlukla ilişkilendirildiğinde bir yoğunluk aralığı değil tek bir değer vermektedir.

Bağıntılar zemin ve kaya numuneleri için geçerlidir. Boyuna dalga hızının 300-6600 m/sn, enine dalga hızının da 75-4030 m/sn olduğu durumlarda kullanılabilinir.

Literatürdeki sismik hızlar ile yoğunluk arasındaki bütün deneysel ilişkiler incelendiğinde ilişkilerin pomza türü ortamlarda çözüm üretemediği görülmüştür. Bu nedenle pomza için ayrı bir ilişki sunulmuştur.

Sismik hızlardan yoğunluğun belirlenmesi konusunda birçok araştırmacı çalışmış fakat yoğunluk ile boyuna dalga hızı ve enine dalga hızı arasında çoklu ilişkilendirmeler yapmamışlardır. Bu çalışmada yoğunluk ile boyuna dalga hızı ve enine dalga hızı arasında çok parametreli ilişkilendirme yapılmış ve bir ilk gerçekleştirilmiştir. Çok parametreli bu ilişkilendirme sonucunda daha doğru yoğunluk değerleri hesaplatılmıştır.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma "Sismik Hızlardan Yoğunluğun Belirlenmesi" proje ismiyle Tübitak tarafından desteklenmiş olup, 2209 formatında hazırlanmış olan projeden yararlanılmıştır. Numune temininde gerekli ilgi ve yakınlığı gösteren Metemar Mermer Granit Madencilik Sanayi ve Ticaret Anonim şirketi ve Bilgi Zemin ve Yapı Laboratuarı Sanayi ve Limited şirketi çalışanlarına gönülden teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

Assefa, S., McCann, C. ve Sothcott, J., 2003. Velocities of Compressional and Shear Waves in Limestones. Geophysical Prospecting, 51, 1-13.

ASTM D 2845-00 Standard Test Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock. Annual Book of ASTM Standards, Vol 14.02.

Bala, A., Railenau, V., Mandrescu, N., Zihan, I. ve Dananau, E., 2005. Physical Properties of the Quaternary Sedimentary Rocks in the Eastern Bucharest Area. Romanian Reports in Physics, 57(1), 151-163.

Brocker, T., 2005. Compressional and Shear Wave Velocity Versus Depth in the San Francisco Bay Area, California: Rules for USGS Bay Area Velocity Model 05.0.0.

Christensen, N. I., ve Money, W.D., 1995. Seismic velocity structure and composition of the continental crust: A global view, J. Geophys. Res. 100, 9761-9788.

Çekmen, V., 2009. Kayma Direnç Parametresinin Sismik Hızlarla Belirlenmesi, SDÜ Fen Bilimleri Enstitüsü. Yüksek Lisans Tezi, s. 101, Isparta.

Destici, C. 2001. Sismik dalga hızları ile dinamik ve statik parametrelerin ilişkilendirilmesi, SDÜ MMF Jeofizik Müh. Böl. Lisans Tezi, Isparta (yayınlanmamıştır). Elmasdere, E., 2008. Isparta Mavikent yerleşim bölgesinin sismik mikrobölgelemesi ve değerlendirilmesi. SDÜ Fen Bilimleri Enstitüsü. Yüksek Lisans Tezi, s.108, Isparta.

Gardner G.H.F., Gardner L.W. ve Gregory A.R. 1974. Formation velocity and density- the diagnostic basic for stratigraphic traps, Geophysics 39(6), 770-780.

Godfrey, N. J., Beaudoin, B.C., Klemperer, S.L. ve the Mendocino Working Group USA, 1997. Ophiolitic basement to the Great Valley forearc basin, California, from seismic and gravity data: Implications for crustal growth at the North American continental margin, Geol. Soc. Am. Bull. 109, 1536-1562.

Keçeli, DA., 2009. Uygulamalı Jeofizik, TMMOB JFMO Eğitim Yayınları No:9,

Ludwig, W. J., Nafe, J. E., ve Drake, C. L., 1970. Seismic refraction, in The Sea, A.E. Maxwell, (Ed.) Vol. 4, Wiley-Interscience, New York, 53–84.

Martinez R.D., 1985, Deterministic estimation of porosity and formation pressure from seismic data: 58th Ann. Internat. Mtg., Soc. Explor. Geophys., Expanded abstracts, Washington, D.C.

Mintaş, U., 2009. Schmidt Darbe Dayanımı ile Jeofizik Laboratuar Parametrelerinin İlişkilendirilmesi, SDÜ MMF Jeofizik Müh. Böl. Bitirme Tezi, Isparta. (yayınlanmamıştır)

Ohkubo, T. ve Terasaki, A. 1976. Physical property and seismic wave velocity of rock, OYO Corp.

Parsons, T., Blakely, R.J. ve Brocher, T.M., 2001. A simple algorithm for sequentially incorporating gravity observations in seismic travel time tomography, International Geology Review 43, 1073-1086.

Şahin A., 2005. Farklı Zemin Türlerinde Sismik Hızlar ile Elektrik Özdirenç Değerleri Arasındaki İlişkilendirmeler. SDÜ MMF Jeofizik Mühendisliği Bölümü Bitirme Tezi, S:59, Isparta. (yayınlanmamıştır) Pressiometre Deney Sonuçları Arasındaki İlişkilerin İncelenmesi, Ankara Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yüksek Lisans Tezi, Ankara.

Tatham, R.H.,(1982). Vp/Vs and Lithology. Geophysics, 47, 336-344.

Telford, WM., Geldart, LP., Sheriff, RE ve Keys DA. 1976. Applied Geophysics, Cambridge University Pres.

Tezcan S.S., Keceli A., ve Ozdemir Z., 2006. Allowable bearing capacity of shallow foundations based on shear wave velocity, J. of Geotech. and Geological Eng. 24, 203-218.

Uyanık, O., 1991. Kaya mekaniği ve Jeofizik Labaratuar parametrelerinin ilişkilendirme açısından önemi, DEU MMF Jeofizik Müh. Böl. (Lisans Tezi) İzmir.

Uyanık, O. 1999 Kayaçlarda Sismik Hızlar ve Kayma Direncinin İncelenmesi, 52. Türkiye Jeoloji Kurultayı, Ankara

Uyanık, O. 2002. Kayma dalga hızına bağlı potansiyel sıvılaşma analiz yöntemi, DEU Fen Bilimleri Enstitüsü (Doktora Tezi) s.176, İzmir.

Uyanik O. 2010. Compressional and shear-wave velocity measurements in unconsolidated the topsoil and comparison of the results. International Journal of the Physical Sciences, 5(7), 1034-1039.

Uyanık O. 2011. The Porosity of Saturated Shallow Sediments from Seismic Compressional and Shear Wave Velocities, Journal of Applied Geophysics 73(1), 16-24.

Uyanık, O. ve Çatlıoğlu, B. 2010. Determination of density from seismic velocities, the 19th International Geophysical Congress and Exhibition of Turkey 23 – 26 November Ankara / Turkey

Şişman, H., 1995. Sismik Dalga Hızları ile SPT ve

Concomitant use of DPTN-30 (Velocity-Acceleration Conversions) and Seismic Methods in Soil Investigation

Rahmi PINAR¹

Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeofizik Mühendisliği Bölümü Tınaztepe Yerleşkesi Buca, İzmir, Türkiye

ÖZET

DPT-N veya SPT-N çalışmaları, yerin derinlik boyutunda, dayanımını(direncini) verir. Bu direnç, geçilen birimlerin fiziksel özelliklerine bağlıdır. DPT-N verileri, derinliğine doğru, elde edilen sayısal verilerdir. Bu nedenle, derinliğin veya geçilen yolun bir işlevidir. Bu çalışmada, DPT-N verileri geçilen yol yerine, zamanın bir fonksiyonu olarak alınmıştır. Bunun için tokmağın düşme süresi (1 sn.) kullanılmıştır. Böylece, geçilen yolun zaman cinsinden karşılığı elde edilmiştir. Zaman serisinin türevleri kullanılarak hız ve ivmeye ulaşılır.

Enerii bağıntılarından hareketle, dinamik direnç, güvenilir taban basıncı elde edilir. Yeraltı birimlerinin fiziksel özelliklerinin bulunması için, hız, ivme, dinamik direnç ve güvenilir taban basıncı kullanılır. Arazi verilerinde saçılmalar çoktur. Darbe verileri öncelikle, yuvarlatılarak, saçılmalar giderilmiştir. Önerilen yöntem, yuvarlatılmış verilere uygulanarak, yüksek frekanslı değişimler giderilmiştir. Sismik çalışmalardan elde edilen "Vp", "Vs" kullanılarak, elastik parametreler elde edilmiştir. DPT-N ve elastik çalışmalarından elde edilen parametreler karşılaştırılmıştır. Elde edilen bu parametreler, yeraltını oluşturan birimlerin sınıflamalarında kullanılmıştır.

ABSTRACT

DPT-N or SPT-N studies, in the depth dimension of the location, strength (resistance) gives. This resistance depends on the physical properties of the formations crossed. DPT-N data, depth toward the obtained numeric data. Therefore, it is a function of depth or path crossed. In this study, instead of DPT-N data paths crossed, is taken as a function of time. For this, the hammer down time (1 sec.) was used. Thus, the crossed path, equivalents of time was obtained. Velocity and acceleration of the time series is obtained by taking derivatives.

Moving from the energy equations, the dynamic resistance and allowable bearing pressure is obtained. For determining physical properties of underground units, velocity, acceleration, the dynamic resistance of the allowable bearing pressure is used. There are many scattering in the field data. Firstly impact data, smoothed, scattering is corrected. The proposed method by applying the smoothed data, high frequency changes are eliminated. Elastic parameters is obtained by using "Vp","Vs" from seismic exploration. Parameters obtained from the studies DPT-N and elastic was compared. In a classification of the underground unit, the resulting parameters were used.

GİRİŞ

Dinamik Penetrometre (DPT-N) yöntemi, zeminin doğal durumu bozulmadığından (sondaj sırasında, zeminin bozulması ve SPT deneylerinin, doğallığı bozulmuş ortamlarda yapılması) ve yöntemin uygulanmasının kolay ve ucuz olmasından ötürü yeğlenir. Genel olarak, zeminlerin derine doğru sınıflamasında kullanılır. Kullanılan şahmerdan ağırlığına bağlı olarak, temelde, 4'e ayrılır (çizelge 1). Ayrıca, sürtünmenin azaltılması için çamur kullanılırsa "DPA" yöntemi (koni çapı 62 mm., tij çapı 40-45 mm.), Çamur kullanılmazsa "DPB" yöntemi (koni çapı 51 mm., tij çapı 23 mm.) ismini alır. DPB yöntemi sürtünmeden etkilenir.

Çizelge 1 DPT-N deney türleri (Melzer ve Smoltczyk, 1982)

TİP	ŞAHMERDAN
	AĞIRLIĞI (Kg)
Hafif	<10
Orta	10-40
Ağır	40-60
Çok ağır	>60

Yöntem, bir ağırlığın, yüksekten tijin üzerine düşürülmesi ve zeminde tijin ilerlemesi (10-20 cm) için kaç düşürüme yapıldığının gözlenmesidir. Yöntemde kullanılan ağırlıklar, düşürme yükseklikleri, tijin ucundaki koniğin çapı ve alanı, enerjileri, vb. kullanılarak birçok dinamik sondaj (probe) türleri vardır

DPT-N gözlemi ilk kez Goldman (1969) tarafından ortaya atılmıştır. Zemin çalışmalarında, Zweck (1969) Almanya'da uygulamıştır. Meardi (1974), uç koni çapını, tijden büyük olarak seçmiş ve sürtünme etkisini azaltmıştır. DPT-N deneyi, kullanılan ağırlığa bağlı olarak dört'e ayrılır (tablo 1). Ağır ve çok ağır penetrometreler İskandinav ülkeleri, Fransa, Finlandiya, İngiltere ve Rusya'da kullanılır. Sert ve sıkı katmanlarda, bu tür cihazlar yararlıdır. Tijin zeminde ilerlemesi için kullanılan darbe sayılarından yararlanarak hız ve ivme değişimleri ve zeminin çakmaya karşı gösterdiği ortalama direnç değişimleri hesaplanabilir. Toolan ve Coutts (1979) iş ve enerji den hareketle hız ve ivme değişimlerine ulaşmıştır (şekil 1).



Şekil 1 Enerji yöntemleri ile bulunmuş hız ve ivme grafikleri (Toolan ve Coutts 1979)

GELİŞTİRİLEN YÖNTEM

DPT-N cihazının tokmağının düşüş süresi 1 sn. dir. Tijin, her 10 cm. yi geçiş süreleri bulunur. Örneğin, tij, 10 cm. yi 4 vuruşta geçmiş ise, söz konusu derinlik, 1 snx4vuruş=4 sn de geçilmiştir. Böylece derinlik (yol) – darbe ilişkisinden, derinlik (yol) – zaman ilişkisine geçilir (şekil 2). Böylece, hız ve ivme değerlerine, aşağıdaki bağıntılarla ulaşılır.

$$V = \frac{dx}{dt} \quad (\text{m/sn}) \tag{1}$$

$$a = \frac{d^2x}{dt^2} = \frac{dv}{dt} \quad (m/sn^2)$$
(2)

0.0 m.	0.1 m.	0.2 m.	0.3 m.	0.4 m.	0.5 m.
					-
0 sn.	4 sn.	7 sn.	11 sn.	12 sn.	14 sn.
←	→←	\rightarrow	→ <u>(</u>	$\rightarrow \longleftarrow$	→
4 sn.	3 sn.	4 sn.	1 sn	2 sn	
	Şekil 2	örnek DF	PT-N dene	y verisi	

Hızlardan ivmeye geçişler, sayısal türev ile olasıdır. Sayısal türev, kullanılırken, ilk iki değer için ileri, son iki değer için geri türev işleçleri (3,4 bağıntıları) kullanılmıştır. Diğer noktalar için, duyarlığın arttırılması amacıyla, Taylor serisi 2 nokta için açılarak, (5) denklemi ile verilen, merkezi türev işleci elde edilmiştir.

$$y' = \frac{f_{i+1} - f_i}{\Delta x} \tag{3}$$

$$y' = \frac{f_i - f_{i-1}}{\Delta x} \tag{4}$$

$$y' = 8 \frac{(f_{i+1} - f_{i-1}) + (f_{i-2} - f_{i+2})}{12\Delta x}$$
(5)

∆x: örnekleme aralığıdır.

ENERJİ BAĞINTILARI VE GÜVENİLİR TABAN BASINCININ ELDE EDİLMESİ

DPT-N deneylerinde, 30 kg olan bir ağırlık, 20 cm. yükseklikten, her birinin ağırlığı 2.4 kg olan olan tijin üstüne düşmektedir. Yumuşak zeminlerde (alüvyon) çarpışma tam plastik olarak kabul edilebilir. Bu koşul çerçevesinde, zeminin çakmaya karşı gösterdiği ortalama direnç, ağırlığın düşmesi ile ortaya çıkan enerjinin korunumu ilkesinden yararlanarak,

$$mgh = \frac{1}{2}mV_1^2 \tag{6}$$

$$V_1 = \sqrt{2gh} \tag{7}$$

Çarpışma, tam plastik olarak varsayıldığından, momentumun korunumundan yararlanarak, şahmerdan ve kullanılan tijlerin ortak hızı;

$$\frac{W_1V_1}{g} + \frac{W_2V_2}{g} = \frac{W_TV_3}{g}$$
(8)

(8) denkleminde, V₂=0 olduğundan ötürü,

$$V_3 = \frac{W_1 V_1}{W_T} \tag{9}$$

bulunur. Bu denklemlerde,

W₁: şahmerdan (çekicin) ağırlığı

W₂: zemine çakılan toplam tij ağırlığı (n: tij sayısı,2,4 kg: bir tijin ağırlığı)

 W_{T} : sistemdeki toplam ağırlık ($W_{1}+W_{2}$)

Tijin zemine girmesinden dolayı, iş-enerji ilkesi;

$$\Gamma_1 + U_{is} = 0 \tag{10}$$

$$\mathbf{U}_{is} = [\mathbf{W}_{T} - \mathbf{R}]\mathbf{x} \tag{11}$$

(11) bağıntısında;

R: tijlerin ucundaki konik başın, çakılma sırasında, zeminin gösterdiği sürtünme kuvvetinin yaptığı karşıt iş,

x: her darbede, zeminde alınan yoldur.

$$T_1 = \frac{1}{2} \frac{W_T}{g} V_3^2 \tag{12}$$

(11) ve (12) denklemleri, (10) da kullanılırsa,

$$\frac{1}{2}\frac{W_T}{g}V_3^2 + [W_T - R]x = 0$$
(13)

(13) eşitliği düzenlendiğinde,

$$R = \frac{\frac{W_T}{2g} V_3^2 + W_T x}{x}$$
 (kg) (14)

Elde edilir. (14) denklemi, x (metre) penetrasyon için zeminin gösterdiği ortalama direnç bağıntısıdır. Benzer biçimde, Dinamik direnç tanımı Dutch denklemiyle (Bolomey, 1974) verilir.

$$R_d = \frac{M^2 \cdot h}{A.e.(M+n.P)} \quad (Bolomey, 1974) \tag{15}$$

olarak yazılır. Bu eşitlikte;

R_d: Ortalama dinamik direnç (kg/cm²)

M: Şahmerdan ağırlığı (30 kg)

h : Şahmerdan düşüş yüksekliği (20 cm)

n: Zemine çakılan (giren) tij sayısı

e : Bir vuruşta, zemine giriş miktarı (10 cm geçmesi için gerekli darbe sayısı/10)

20 Rahmi PINAR

A : Koninin tepe alanı (koni çapı 5.1 cm., alan≈20.4 cm²)

P: Bir tijin ağırlığı (2.4 kg)

Dinamik direnç, doğrudan doğruya, "zeminin taşıma gücü" dür. Dinamik direncin (veya zemin taşıma gücünün) güvenlik katsayısına bölünerek,

$$Q_a = \frac{R_d}{GK} \qquad \text{(Nilsson.,T, 2003)} \tag{16}$$

zeminin <u>"emniyetli taşıma gücü (izin verilen taşıma</u> gücü veya nihai taşıma gücü "elde edilir.

GK : güvenlik katsayısı yapı önemi ile ilişkilidir. 2<GK<3 arasında alınır.

Dinamik direncin (konik penetrasyon direnci) kullanılması durumunda 15<GK<25 arasında alınır (Meyerhof, 1965; Yıldırım, 2002).

GK. nın seçimi çok önemlidir. İnşaat maliyetini doğrudan etkileyecek bir öneme sahiptir (bkz uygulamalar).

ZEMİN PARAMETRELERİ - ELASTİK PARAMETRELER İLE İLİŞKİSİ

"q_{tg}" ile gösterilen "taşıma gücü (TG)" nün temele ait olan "A" alanı ile çarpılmasından sığ temelin göçmeden taşıyabileceği maksimum yükü, dolayısıyla, "A" alanlı bir yapının (temel), zemine aktaracağı yükü verir (şekil 3).

 $Q_{tg} = A.q_{tg}$ (17)

dır. (17) denkleminde,

 Q_{tg} : zeminin taşıyacağı yük veya bina temelinin üst yapı ile birlikte, temelin göçmeden, taşıyacağı maksimum yüktür.

A : alan

 q_{tg} : binanın temelinin birim alanından zemin katmanına aktarılan basınçtır (maksimum taban basıncı). Başka bir açıdan, zemini oluşturan yeraltı biriminin taşıma gücüdür. Eğer q_{tg} küçük ise ve, bina yükü büyük ise, alan büyültülerek, zemine aktarılan, birim alandaki yükün azaltılması hedeflenir (şekil3). q_{tg}, Terzaghi (1943) den elde edilir. Zemin özelliklerinin anlaşılmasına yönelik yapılan çalışmalarda, taşıma gücü SPT, DPT, Sismik yöntemlerden elde edilir.



Şekil 3 sığ temel

Zemin biriminin özelliklerine bağlı olarak, temelin, zemin nedeniyle, göçmeden taşıyacağı net yük,

$$\mathbf{q}_{\text{net}} = \mathbf{q}_{\text{tr}} - \mathbf{d}.\mathbf{h} \tag{18}$$

d : zemin yoğunluğu

h : temel tabanının yüzeyden olan derinliği

d.h : birim alandaki zeminin ağırlığıdır.

"h" derinliğindeki temel tabanı taşıma gücünden, "h" derinliğindeki toprak kolonu ağırlığının farkıdır.

Zemin birimine binen yükün, zemin tarafından güvenli taşınabilmesi için, nihai taşıma gücü, bir güvenlik katsayısına bölünerek emniyetli taşıma gücü elde edilir.

$$\mathbf{q}_{em} = \mathbf{q}_{ta} / \mathbf{GK} \tag{19}$$

q_{em} : emniyetli taşıma gücü

 q_{em} : emniyetli taşıma gücü

GK : güvenlik katsayısı yapı önemi ile ilişkilidir. 2<GK<3 arasında alınır. Ancak DPT, SPT, Sismik çalışmalarda değişmektedir. Dinamik direncin (konik penetrasyon direnci) kullanılması durumunda 15<GK<25 arasında alınır (Meyerhof, 1965; Yıldırım, 2002). GK. nın seçimi çok önemlidir. İnşaat maliyetini doğrudan etkileyecek bir öneme sahiptir (bkz uygulamalar).

Sismik yöntemlerde, elastik parametreler, uzun yıllardan bu yana kullanılmaktadır. Elastik

Parametrelerden hareketle oturma (Keçeli, A., 2009),

$$d = \frac{q_{tg}}{E} h \tag{20}$$

emniyetli (nihai) taşıma gücü,

$$q_{\rm em} = \frac{gT}{v_p} dv_s^2 \tag{21}$$

dır. Son iki denklemde,

E : elastisite modülü,

T : h kalınlığındaki birimin geçilmesi için gerekli zaman,

g : yer çekimi ivmesi,

dv²: kayma modülüdür.

(16), (19) ve (21) nolu denklemler, aynı parametreleri karakterize eder.

UYGULAMALAR

Yöntem, Alaçatı (Agrilya) körfezinde uygulanmıştır (şekil 4). Uygulama alanında Tersiyer yaşlı (Neojenkarasal) volkanik kayaçlar ile Kuvarterner (akarsudeniz) alüvyon bulunmaktadır. Yer altı suyu düzeyi 0,5 m. dir.



Şekil 4 Çalışma alanı

Tersiyer (Neojen); Neojen birimleri karasal ortamda çökelmiş; Tüf, Aglomera, yaygın olarak da Tüfit dir. Tüfitler Beyaz-bej renkli, masif görünümlü, az orta derecede dayanıma sahip, köşeli-küt köşeli andezit, trakit, kireçtaşı, kökenli çakıllar içermektedir. Genelde çalışma alanının, batı ve doğusunda bulunan kesimlerde, yaygın olarak, yükseltiler biçiminde bulunmaktadır.

Kuvarterner; Yamaçların eteklerinde, ayrışmış tüflerden ve çakıllardan oluşan yamaç molozu olarak bulunmaktadır. Ancak, örtü nedeni ile izlenememektedir. Alaçatı (Agrilya) körfezini doldurmuş bulunan alüvyon genel olarak; ince taneli "Siltli Kil ile Çakıllı, Killi Kumlu kil' den oluşmaktadır. Söz konusu birimler, yanal ve düşey yönde geçişler göstermekte ve H_2S kokulu bitki parçaları içermektedir.

Ortama ait 2 sondajdan (SK-11 ve SK-13) ve diğer Jeofizik (özdirenç) çalışmalarından yararlanılarak elde edilen kesit şekil 5 te'dir. Söz konusu noktalarda, 2 adet DPT-N noktası (D1-D3) alınmıştır.



Şekil 5 Ortamın Jeolojik kesiti

"D1" noktasında gerçekleştirilen uygulamalar çizelge 1 de verilmiştir. Söz konusu noktada, 16.9 m.ye dek (+9m kot farkı=25 m.), her 10 cm. bir, DPT yöntemi uygulanmıştır. Çizelge 1 de ise ilk 0.5 m. için (çizelgenin uzun olmaması amacıyla) hesaplama adımları verilmiştir. İki vuruş arasındaki zaman farkı "1sn." olduğundan, tijin, 10 cm'yi geçme süresi, darbe sayısına eşittir.

Çizelge 1 D-1 noktasında, ilk 0.5 m. için elde edilen parametreler

DERİNLİK	DARBE	ZAMAN	V _{ort}	A _{ort}
x(m)		(sn)	(cm/sn)	(cm/sn ²)
0.1	7	7	1.429	-0.085
0.2	12	12	0.833	-0.028
0.3	20	20	0.5	0.014
0.4	15	15	0.667	0.017
0.5	20	20	0.5	0.006
0.6	22	22	0.455	
0.7	21	21	0.476	

Her 10 cm. geçişleri için ortalama hızlar (1) bağıntısından;

x=10 cm.
$$v_{ort} = \frac{10}{7} = 1.42857 \approx 1.429$$

x=20 cm.
$$v_{ort} = \frac{10}{12} = 0.83333 \approx 0.833$$

x=30 cm. $v_{ort} = \frac{10}{20} = 0.5$

x=40 cm. $v_{ort} = \frac{10}{15} = 0.666666 \approx 0.667$

x=50 cm. $v_{ort} = \frac{10}{20} = 0.5$

sayısal ivmeler, (3-4-5) nolu denklemleri kullanılarak elde edilir.

x=10 cm. için $a = \frac{dv}{dt} = \frac{0.833 - 1.429}{7} = -\frac{0.596}{7} = -0.085142 \approx -0.085$

x=20 cm. için $a = \frac{0.5 - 0.833}{12} = \frac{-0.333}{12} = -0.02775 \approx -0.028$

x=30 cm. için $a = \frac{8}{12*20} (0.667 - 0.5 + 0.833 - 1.429) = \frac{8*(-0.429)}{240} = -0.0143 \approx 0.014$

x=40 cm. için
$$a = \frac{8}{12*15}(0.5 - 0.455 - 0.5 + 0.833) = \frac{8*(0.378)}{180} = 0.0168 \approx 0.017$$

x=50 cm. için
$$a = \frac{8}{12*20} (0.455 - 0.476 - 0.667 + 0.5) = \frac{8*(-0.188)}{240} = -0.00626 \approx 0.006$$

D1 (Sk13 kuyusu) ve D3 (Sk11 kuyusu) noktalarına ait hız, ivme, güvenilir taban basıncı (taşıma gücü) değişimleri ve ait genelleştirilmiş Log, şekil 6 ve 7 de verilmektedir.



Şekil 6 D1 noktasına ait fiziksel parametreler ve Sk13 kuyusunun genelleştirilmiş logu

- A.Darbe Derinlik değişimiB. Hız Derinlik değişimi
- C. İvme Derinlik değişimi

D. Güvenilir taban basıncı - Derinlik değişimi



Şekil 7 D3 noktasına ait fiziksel parametreler ve Sk11 kuyusunun genelleştirilmiş logu

A. Darbe – Derinlik değişimi B. Hız – Derinlik değişimi

C. İvme – Derinlik değişimi D. Güvenilir taban basıncı – Derinlik değişimi

Alandaki birimlere ait ortalama değerler ve standart sapmaları ise çizelge 2 de verilmektedir.

D1	D1 <u>DARBE</u>		HIZ İVM		<u>IE</u>	<u>GÜV. TAB. BASINCI</u>		<u>DİN. D</u>	İRENÇ	
	Ort.	S.Sp.	Ort.	S.Sp.	Ort.	S.Sp.	Ort.	S.Sp.	Ort.	S.Sp.
Y. dolgu	13.7	5.4	1	0.8	-0.03	0.03	2.1	0.9	36.5	15.2
Siltli kil	3.5	2	5	2.6	0.01	0.08	0.4	0.2	7.6	4.2
Çakıllı kumlu kil	17	9.3	8	0.4	0	0.01	1.5	0.6	24.6	10.9
D3										
Y. dolgu	4.6	0.9	2.3	0.9	-0.001	0.09	0.7	0.14	12.3	2.4
Siltli kil	2.8	2.4	6.6	3.9	-0.07	0.01	0.4	0.4	7.1	6.2
Çakıllı kumlu kil	1.3	0.4	8.5	2	0.026	0.04	0.2	0.04	2.7	0.7
Tüfit	12.8	12.5	1.9	1.5	0.015	0.02	1.3	1.2	21.7	20.3

Cizelge 2 Birimlere ait istatistiksel değerler

Çizelge 2 incelendiğinde, " D_1 " ve " D_3 " noktalarından yaralanarak, ortam birimlerine ait genel sınırlama çizelge 3 deki gibi verilebilir. Çizelge 3 te, çizelge 2 de verilen, standart sapması yüksek olan değerler alınmamıştır.

	DARBE	HIZ	İVME	GÜV. TAB. BASINCI	DİN. DİRENÇ
		cm/sn	cm/sn ²	kg/cm ²	kg/cm ²
Y. dolgu	4.6	1-2.3	0	0.7-2.1	12.3
Siltli kil	2.8-3.5	5	0	0.4	7.1-7.6
Çakıllı kumlu kil	1.3	8.5	0	0.2-0.4	2.7
Tüfit	12.8	1.9	0	1.3	21.7

Çizelge 3 Ortam birimlerinin genel sınıflaması

Çizelge 3 ten,

• İvme değişikliği sık ancak genlikleri düşüktür. Dolayısıyla, jeolojik yapının sıklıkla değiştiği (istiflenme, değişik birimlerin ardalanması örneğin silt kil aradlanması gibi) anlaşılmaktadır. Yani birim kendi içinde bantlı bir yapı sunmakta,

• Siltli kil ile çakıllı kumlu kil birimlerinin yakın özelliklere sahip olduğu, ancak çakıllı kum biriminde, kum oranının çok olması nedeniyle dinamik direncin düşük olduğu (D3) görülmektedir.

GÜVENLİK KATSAYISI SEÇİMİNİN ÖNEMİ

Güvenlik katsayısının seçimi doğrudan doğruya, izin verilebilir taşıma gücünü, temel boyutları ve

konumu belirli ise, zemin emniyet gerilmesini ve dolayısıyla maliyetleri etkiler. Örneğin bu çalışmadaki "D1" noktasına ait 1 ve 3 metre derinliklerindeki izin verilebilir taşıma güçleri, çeşitli "GK" ları için çizelge 4 te, verilen temel boyutları için zemin emniyet gerilmeleri ise çizelge 5 te verilmektedir.

Çizelge 4. 1 ve 3 m. derinliklerinde izin verilebilir taşıma gücü (kg/cm²)

DERİNLİK	GÜV	ENLİK	K K.S.
(m)	15	20	25
1	3.37	2.53	2.02
3	0.23	0.17	0.40

TEMEL GÜVENLİK K					
DERİNLİK (m)	GENİŞLİK (m)	ETKİ DERİNLİĞİ (m)	15	20	25
0.5	1.0	2	2.56	1.92	1.54
0.5	1.5	2.75	1.94	1.45	1.16
0.5	6.0	9.5	1.25	0.94	0.75

Çizelge 5. Verilen temel tipleri için zemin emniyet gerilmesi (kg/cm²)

Çizelge 4 ve 5 incelendiğinde, GK.' larının seçimi doğrudan zemin parametrelerini etkilediği görülmektedir.

SİSMİK HIZLAR VE İLİŞKİLİ BİRİM ÖZELLİKLERİNİN ELDE EDİLMESİ

Çalışma alanında "D₁" noktasında kırılma çalışması yapılmıştır. Profil doğrultusu KD-GB dır. Veri toplamada, PASI 12S 12L model, 12 kanallı, sismik cihaz kullanılmıştır. Jeofonlar arası mesafe 4 m ve kaynak ve ilk jeofon arası (ofset) 4 m dir. Zaman uzaklık eğrisinden (şekil 8) elde edilen hızlar ve bu hızlar ve (20)-(21) denklemleri kullanılarak, ulaşılan elastik parametreler çizelge 3 ile birlikte kullanılarak, çizelge 6 da verilmiştir.



Şekil 8 "S₃" noktası "P" ve "S" dalgalarına ait yol-zaman değişimleri

	УАРАУ	SILTLI	ÇAKILLI	TÜFİT	
	DOLGU	KİL	KUMLU KİL		
	DARBE	2.8-3.5	1.3	12.8	
D	HIZ (cm/sn)	5	8.5	1.9	
Р	GÜVENİLİR TABAN	0.4	0.2-0.4	1.3	-
Т	BASINCI (kg/cm ²)				
	DİNAMİK	7.1-7.6	2.7	21.7	
	DİRENÇ (kg/cm²)				
	Vp (m/sn)	162	218		
	Vs (m/sn)	102	155		
	KALINLIK S ₃	4.5	~30		
		12.6	~30		
	(m) D ₁				TOPLAM
S	PERİYOT S ₃	0.17	0.57		0.74
İ	(sn) D ₁	0.36	0.54		0.90
	OTURMA (cm) S ₃	2	53		55
S	D ₁	9	45		54
Μ	YOĞUNLUK S ₃	1.1	1.3		
İ	(gr/cm ³) D ₁				
	EMNİYETLİ TAŞIMA S ₃	0.3	4.9		5.2
K	GÜCÜ (kg/cm²) D ₁	0.7	4.5		5.2

Çizelge 6 DPT ve Sismik çalışmalardan elde edilen parametreler

Çizelge 6 da; zemin birimleri açısından, kırmızı vurgu çok kötü, sarı orta, mavi iyi olarak kabul edilen değerleri göstermektedir. DPT ve Sismik yöntemlerden elde edilen parametrelerden, aynı **fiziği ifade eden parametre "dinamik direnç" ve "emniyetli taşıma gücü"** dür. Bu değerler, çizelgeden siltli kil ve çakıllı kumlu kil ile tüfit birimleri birlikte olarak incelenirse yakın oldukları görülür.

SONUÇ ve ÖNERİLER

• DPT çalışmalarında, siltli kil ve çakıllı kumlu kil birimlerinin tüm değerleri kötüdür. Darbe, güvenilir taban basınçları ve dinamik değerleri çok düşük, darbe hızı ise yüksektir. İvme değişikliklerinde, aynı birim içinde, sondajdan ayrılamayan bant geçişleri ayrıntılı olarak görülmektedir.

• Sismik bulgularda, söz konusu birimin hızları düşük, periyot ve oturma değerleri ise yüksektir. Sismikte çakıllı kumlu kil ve tüfitlerin birlikte görülmesi nedeniyle, hem yoğunluk biraz yüksek (derinlik nedeniyle sıkışma olasılığı da vardır) hem de emniyetli taşıma gücü yüksek çıkmıştır.

• Mekanik sondaj verisinden gözle ayrılan birimlerin (siltli kil ve çakıllı kumlu kil) sayısal değerleri (DPT ve Sismikten elde edilen) farklılık göstermemektedir. Dolayısıyla, birim farklılığı olmasına karşın, fiziksel parametrelerde değişiklik yoktur. Bu nedenle Güvenilir taban basınçları, emniyetli taşıma güçleri yakın olarak elde edilmiştir.

• Tüfitlere ait DPT ve sismik sonuçları benzerdir. Bu birim için darbe, dinamik direnç, güvenilir taban basıncı yeterince büyük, darbe hızı beklendiği gibi düşüktür. Sismikte ise yoğunluk ve emniyetli taşıma gücü (DPT ye benzer biçimde) yüksektir.

• GK.' larının seçimi için başka yöntemlere gereksinim olduğu açıktır. Bu konuda, birime ait yerinde yapılan yöntemler işin içine sokulmalıdır.

Olasılıkla, elastik parametrelerden bu konuda, yararlanabilir.

Bu tip çalışmalarda, tüm sayısal veriler bir araya getirilerek değerlendirilmesi gerekir. Böylece, herhangi bir yöntemde görülemeyen veya hata olasılığı olan parametreler daha doğru ve güvenilir olarak elde edilerek karar verilebilir.

KAYNAKLAR

Bolomey, H., 1974, Dynamic Penetration – Resistance Formulae. Proc. European Symposium on

Penetration Testing, Vol 2:2, p. 39-46, Stockholm.

Goldman, n., 1969, Vollstöndige Anweisung zu der Civil-Baunkunst.,Braunschweig (ed. By. L. C. Sturn).

Keçeli, A., 2009, Uygulamalı Jeofizik, TMMOB Jeofizik Mühendisleri Odası, JFMO Eğitim Yayınları No:9

Melzer, K.J., Smoltczyk, U., 1982, Dynamic Penetration Testing, state-of-the Art Report., Proc. 2nd European Symp. Penetration Testing, Vol. 1, p. 191-202., Amsterdam.

Nilsson. T., 2003, Initial Experiences of DPL NILSSON, I Central Brazilian Plateau Seminar. CDROM,

7p.

Meyerhof,G.G., 1956, Penetration test and bearing capacity of cohesionless soils, Jour. Soil Mechanics and Foundation Div., ASCE, Vol. 82, No: SM1 1-19.

Terzaghi, K., 1943, Theoretical Soil Mechanics, Wiley, New York.

Yıldırım, S., 2002, Zemin İncelemesi ve Temel tasarımı, Birsen Yayınevi, İstanbul.

Zweck, H., 1969, Bougrunduntersuchungen durch sonden, Ramm-Druck-Dreh-und Plugelsonden. Bauingenie urparaxis, Berlin, Munchen, Wilh. Ernst u. Sohn Heft 71.

29

KOHEZYONLU ZEMİNLERİN JEOFİZİK YÖNTEMLERLE SAPTANMASI

Determination Of Cohesive Soils With Geophysical Methods

Ali KEÇELİ*, Mustafa CEVHER**

* Keceliali_jfz@yahoo.com.tr, Salacak Mh., Bestekar Selahattin Pınar Sk., Deniz Apt., No:130/8. Üsküdar-İstanbul.

** Mcevher_@hotmail.com, jeofizik mühendisi, Kocaeli Büyükşehir Belediyesi, Zemin ve Deprem İnceleme Müdürlüğü, İzmit-Kocaeli

ÖZET

Deprem esnasında kil ağırlıklı kohezyonlu zeminlerde zemin sıvılaşması oluşamamaktadır. Zeminin kil içeriğinin dikkate alınmaması sismik zemin sıvılaşma analizinin başarısız olmasına neden olmaktadır. Bu nedenle, bu çalışmada, söz konusu başarısızlığı yenmek için, çeşitli jeofizik yöntemlerle zeminlerin kil içeriğinin saptanması amaçlanmıştır. Öncelikle, deprem hasarları değerlendirilirken, sismik kayma dalgası zemin deformasyonu göz ardı edilmemesi gerekmektedir. Zemin sıvılasma analizinin başarılı olabilmesi için, bu analiz ile kil içeriğini en iyi belirttiği bilinen etkisel kutuplaştırma (IP) yönteminin birlikte kullanılması gerektiği vurgulanmıştır. Kohezyon direnci ile IP direnci arasında birçok benzerlikler olduğu tespit edilmiştir. Daha sonra, IP yöntemindeki karmaşık özdirenç için uygulanan elektrik eşdeğer devre ve cole cole modeli kohezyonlu zeminler için kullanıldı. Ondan sonra, araziden elde edilen sismik hızların empedans genlik spektrumları cole cole model parametrelerine göre değerlendirildi. Böylece, önerilen spektrum değerlendirmesi ortalama hızlardan daha ayrıntılı bilgi sağladığı için kohezyonlu zeminler jeofon aralıklarında ayırt edilebilmektedir. Sonuçta, kohezyonlu zeminlerin rölaksasyon zamanına bağlı sismik empedans genlik spektrum sınıflaması yapıldı.

Ayrıca, sismik kayma dalgası empedansının sanal bileşeninin kohezyon direncini, reel bileşeninin de içsel sürtünme direncini temsil edebileceği kuramsal olarak gösterilmiştir. Sonuç olarak, bu çalışmada, zeminin sismik dalga empedansının zemin taşıma gücüne eşdeğer olduğu bir kez daha gösterilmiştir.

Anahtar kelime: Sismik sıvılaşma analizi, Kohezyon ve IP, empedans ve faz spektrumu, zemin taşıma gücü.

ABSTRACT

Liquefaction during earthquakes cannot occur in the cohesive soils which contain predominantly clay. If the clay content is not taken into consideration, this may cause liquefaction analysis to fail. For this reason, in this study, to overcome the failure, it was intended to determine the clay soils by the various geophysical methods. Firstly, when assessing earthquake damage, soils deformations of seismic shear wave components should not be ignored. In order seismic velocity liquefaction analysis to be successful it was emphasized that the liquefaction analysis should be used together with the resistivity and induced polarization (IP) method known as the best indicating the clay zones. Many similarities between the shear resistances of cohesive soils with the IP resistance were shown. Subsequently, electrical equiv-

30 Ali Keçeli, Mustafa Cevher

alent circuit and cole cole model applied for complex resistivity in the IP method were used for cohesive soils. Then, amplitude impedance spectra of each channel signal obtained from field were evaluated according to parameters of Cole Cole model. Thus, because of the cohesive soils can be discriminated in the small geophone intervals, the proposed method provides more information than seismic velocity average. After all, the classification of the seismic amplitude spectra depending on the relaxation time of soil was made. Also, it was shown theoretically that imaginary component and real component of seismic shear wave impedance could represent cohesive resistance and internal frictional resistance in the soil mechanics, respectively. In conclusion, in this study, it was shown once more that the seismic shear wave impedance of soils was equivalent with the soil ultimate bearing capacity.

Keywords: Seismic liquefaction analysis, shear wave components, cohesion and IP, impedance and phase spectrum, soil bearing capacity.

INTRODUCTION

In the design of engineering structures, it is well known that the main factors related with the soils are determined manually by the various methods of the soils mechanics. The methods of soil mechanics have limited application for the certain soils properties. In order to overcome the limitations, the geophysical methods have been applied to various geotechnical engineering subjects. The most significantly important of those subjects are the liquefaction analysis and the determination of ultimate bearing capacity (Stokoe, 2001) and (Keceli, 2012). The soils bearing capacity and the liquefaction analysis can be determined by the seismic methods. Indeed, because of the requirements for the design of engineering projects, the spectral analysis method of surface wave and the seismic liquefaction analysis have been developed by the civil engineers (Nazarian et al., 1983; Stokoe, 2001; Uyanık, 2013).

The objective of this article is to demonstrate that the cohesive soils can be evaluated more properly by the geophysical methods. Loose clay, clayey silt and the pockets of the fine sand saturated with the underground water may exhibit similar behavior to the soils liquefaction during the earthquake vibration. Such behavior of soils causes the concept confusion in the soil liquefaction analysis. As known, the swelling and collapse in the locations of the deformation depending the shear wave components occurs together. In the deformation locations of soils liquefaction, the collapse and water with materials gush out together to the surface, as shown by red arrow in Figure 1.



Şekil 1. Zemin sıvılaşması örnekleri. Figure 1. An examples for soil liquefaction.

The general opinion about the cohesive soils is that the soil liquefaction cannot occur in clay or in dominantly clayey media except the "Chinese Criteria" (clay content: (0.005<%15, Liquid limit: <35 and water content>0.9xliquidlimit) (Seed et al., 1983 Andrews et al., 2000).

Deformation of Seismic Shear Wave in Cohesive Soils

During the earthquake in the geophysical aspect, the seismic shear resistance of saturated silt, sand and gravel zones vanishes and the soil deformation occurs. Briefly, G=(Vp/Vs) \cong 0. Here; ρ : density (kg / cm³): V_s: shear wave velocity (m/s) (Figure 2). This kind of deformation is defined as the soil liquefaction. Where soils with clay, sand and silt are saturated with groundwater, seismic velocity ratio (Vp/Vs) may usually be more or less than 5 as depending on the firmness. Similarly, in potential liquefaction medium, velocity ratio is generally obtained as (Vp/Vs) \cong 5. In this context, shear wave propagation properties and soil deformations can be evaluated as follows.



Şekil 2. a) Yayılma doğrultusuna dik titreşen kayma dalgası, b) S_{H} kayma dalgası yatay bileşeni, c) S_{V} kayma dalgası dikey bileşeni.

Figure 2. a) Shear wave perpendicular oscillating to the propagation direction, b) S_{H} : horizontal component of shear wave, b) S_{V} : vertical component of shear wave.,

Figure (3-6) show the examples of the earthquake damage that occurred depending on the different soils deformation. These types of earthquake damages were evaluated as soil liquefaction damages (Buchheister et al., 2008). Figure (3-6) also show the soil deformations occurred depending on the components of the shear wave in the saturated loose clay medium. Therefore, seismic shear wave velocity has a key particularity in the evaluation of the shear strength.

32 Ali Keçeli, Mustafa Cevher



Şekil 3. a) Yayılma doğrultusunda yatay titreşen kayma dalgası S_H bileşeni, b) S_H bileşeninin oluşturduğu zemin deformasyonu örneği.

Figure 3. a) Shear wave, S_{μ} component of vibrating horizontally to the propagation direction, b) Example of ground deformation created by S_{μ} component.



Şekil 4. S_{H} kayma dalgası zemin deformasyonun sebep olduğu deprem bina hasar örneği. Figure 4. Example of earthquake building damage caused by S_{H} shear wave ground deformation.



Şekil 5. a) Yayılma doğrultusunda düşey titreşen kayma dalgası S_v bileşeni, b) S_v bileşenin oluşturduğu zemin deformasyonu demiryolu örneği.

Figure 5. a) Shear wave, S_{ν} component of vibrating perpendicular to the propagation direction, b) Example of railways and ground deformation created by S_{ν} component.



Şekil 6. S_v kayma dalgası zemin deformasyonun sebep olduğu deprem hasar örnekleri. Figure 6. The examples of earthquake building damage caused by S_v shear wave soils deformation.

As mentioned before, because of the shear wave components were ignored in the soil deformation causing earthquake damages, the deformations of the soil in Figure 3-6 were evaluated as the soil liquefaction. To recognize the type of the soils deformation, the soils properties and seismic wave propagation characteristics causing deformation should be investigated by geophysical methods as follows. As known, the best geophysical method indicating the wet clay and the sand environment is to use a combination of the electrical resistivity and the induced polarization (IP) method.

Determination of Cohesive Soils with Geophysical Methods

Elasto-plastic deformation behavior of the soils is very complex. Analogue electrical equivalent circuits are generally used to solve this complexity. If building foundation shape factor is ignored, it is accepted that the soil bearing capacity has two properties of soils. The first is the cohesive property and the second is the internal friction angle feature. Internal friction resistance of soil grains is defined as the shear resistance that is combination of both the contact and transferring stress to each other. The cohesive resistance consisting from the ionized interfaces in the wet clays and silts is defined as the additional shear resistance.

In the cohesive media, electrical apparent resistivity vertical depth sounding curves are generally obtained as the decreasing type of the apparent resistivity curve. If IP values are approximately 3, the resistivity values are small. Where IP effect is between 35% and 15%, clay content becomes the largest (Telford et al. 2004; Zhdanov, 2005). In such cases, it is considered that soil may be clayey soil. Therefore, soil liquefaction cannot occur in these type soils. For these reasons, basically, there are many similarities between additional cohesive resistance and additional IP resistance as it is expressed in the Table1.

34 Ali Keçeli, Mustafa Cevher

Table 1. Similarities between cohesion resistance and spectral IP resistance.

IP Method	Soil Mechanics			
(IP) resistance: Additional polarization resistance formed by the accumulation of ions at the interface	Cohesion resistance, (c): Additional shear resistance formed by electrically charged particle sticking together			
Ohmic resistance, $ \rho $: A parameter covering the electrical resistance of the entire soil.	Internal friction resistance, (ϕ) : a parameter comprising the shear resistance of the whole ground.			
If clay content increases in clay-sand mixture, $\rho(i\omega)$ decreases and (IP) resistance increases	If clay content increases in clay-sand mixture, ϕ decreases and (c) increases			
IP resistance increases in silty clay medium and $ \rho(i\omega) $ decreases	Cohesive resistance increases in silty clay medium and internal friction resistance, (ϕ) decreases.			
If narrow passages containing pore water increases, (IP) resistance also increases	If narrow passages containing pore water increases, cohesive resistance also increases			
(IP) resistance of clean sands and gravels is zero	cohesive resistance of clean sands and gravels is zero			
(IP) resistance of rocks is zero, $ \rho(i\omega) $ is large	cohesive resistance of rocks is zero, internal friction resistance is large			
(IP) resistance increases in small frequencies	Cohesive soil is low-frequency permeable			
(IP) resistance decreases at high frequencies	Soil having internal friction is high-frequency permeable			

Utilizing of the similarities between cohesion resistance and spectral IP resistance, the electrical equivalent circuit used in the IP method may be applied also to the cohesive media. Cohesive soils having ionized interfaces show additional capacitive effect. Additional shear strength can be represented by a parallel equivalent circuit R_0C given in the figure 7.



Şekil 7. Ara yüzeylerde yüklü iyon geçişleri için (a) Warburg empedansı ve (b) elektrik eşdeğer devre. Figure 7. a) Warburg impedance, b) electrical equivalent circuit for ion conduction at the interfaces.

The expression of the electrical equivalent circuit impedance in the Figure 6 is given in the equ. (1) as follows.

$$Z(i\omega) = \frac{R_0 + R_1(1 + \omega^2 R_0^2 C^2)}{1 + \omega^2 R_0^2 C^2} - i \frac{\omega R_0^2 C}{1 + \omega^2 R_0^2 C^2}$$
(1)

$$\left|Z\left(\omega\right)\right| = \sqrt{\left[\operatorname{Re}elZ\left(\omega\right)\right]^{2} + \left[\operatorname{Sanal}Z\left(\omega\right)\right]^{2}}$$
(2)
Where R: Ohm, C: Farad. The relaxation time of the impedance in the equation (1) is given by the expression, $\tau = R_0 C$. As mentioned above, the soil bearing capacity in the soil mechanics includes two main factors as the cohesion and the internal friction resistances. It can be written as:

q = internal frictional resistance + cohesive resistance (3)

Seismic impedance of soils has also two main factors such as real and imaginary component. That is,

$$\mathbf{Z}(\mathbf{i}\boldsymbol{\omega}) = \operatorname{real} \mathbf{Z}(\boldsymbol{\omega}) + \operatorname{imaginary} \mathbf{Z}(\boldsymbol{\omega})$$
(4)

It reveals for soils as the theoretical that imaginary component and real component of seismic shear wave impedance represent cohesive resistance and internal frictional resistance, respectively. In this context, it was previously shown (Keceli 2000, 2012)) that the seismic shear wave impedance could be expressed as the soil ultimate bearing capacity when the shape factor of the building foundation was ignored as follows.

$$Z_{s} = \rho V_{s}$$
(5)

Where ρ is the mass density and V_s is the shear wave velocity.

For the one channel of seismograph, velocity spectrum can be defined as following

$$V_{S}(i\omega) = |V_{S}(\omega)| \exp(i\phi(\omega)$$
⁽⁷⁾

Where $V_s(i\omega)$ is the shear wave velocity signal, $\phi(\omega)$ is the phase angle. The impedance magnitude and the phase spectrum in the frequency domain can be obtained by multiplying velocity signal amplitude spectrum values with soils density as follows:

Then, impedance spectrum for the one channel can be written as:

$$|Z(\omega)| = |\rho V_s(i\omega)| = \sqrt{[\operatorname{Re} alZ(\omega)]^2 + [imaginaryZ(\omega)]^2}$$
(6)

In order to discriminate metallic minerals having ion, (Pelton, 1978) gave the complex resistivity or impedance relation of Cole-cole model depending on Warburg impedance. For that reason, Pelton's relation can be used also to discriminate cohesive soils and cohesionless soils as below:

$$(i\omega) = Z_{0} \left[1 - c \left(1 - \frac{1}{1 + (i\omega\tau)^{2\eta}} \right) \right]$$
(8)

$$\frac{Z(i\omega)}{Z_0} = \left[1 - c + \frac{c}{1 + (\omega\tau)^{2\eta}} - i\frac{c(\omega\tau)^{\eta}}{1 + (\omega\tau)^{2\eta}}\right]$$
(9)

Here, $\omega = 2\pi f$, f: frequency, c: cohesive resistance, τ : relaxation time or decay time, η : dispersion stable in time. When Pelton's relation is applied to discriminate cohesive soils including ions, figure 8 shows the theoretical curves of the impedance spectrum obtained. Then, spectrum of the seismic signal can be evaluated in a similar manner as in the application of the electrical complex resistivity of rocks as follows.



Şekil 8. Sismik empedans spektrum eğrileri örneği. a) ve b) normalleştirilmiş *Empedans genliği diyagramı*. *Figure 8. Example for the theoretical impedance spectrum curves. a) and b) normalized impedance spectrum.*

The limited number of earthquake damage examples given above demonstrate that the lithologic properties of the heterogeneous soils should be known in very small geophone intervals. Utilizing from natural frequency filter property of ground, lithologic properties of soils can be discriminated with frequency spectrum changes of seismic signal. Briefly, as with other geophysical methods, the soil parameters can be discriminated by comparing the field curve with theoretical curves. Cohesive strength, relaxation time and dispersion parameter can be detected by comparing theoretical impedance spectrum curves in figure 8 and field spectrum



(a)

curves obtained for the different parameter values. This application made for a channel could be also applied likewise to the other channels of the seismograph. It may be possible to define in detail soils properties for small intervals of geophones.

Field Applications

The seismic signal field record on the drill hole of clayey limestone measured with 5 meters interval is shown in figure 9. The measurements were taken by means of the ABEM seismic equipment having the application property of the Fourier Transform (FT) velocity signals.



Şekil 9. (a) Sismik arazi kaydı, (b) Arazi kaydından herhangi bir kanal sinyali. Figure 9. a) Field record of seismic, b) One of the channels signals from the field record.

Figure 10 and 11 show the examples of the signal spectrum with the analysis of the field record on Kocaeli-Kandıra clayey limestone continuing after 0.5 meters from the surface. Average seismic velocities of argillaceous limestone soil VP = 3250 m / s, VS = 1200 m / s were obtained.



Şekil 10. Kocaeli Kandıra killi kireçtaşı üzerinde sismik arazi sinyalinin 4. Kanalı için (a) P dalgası, (b) S_H dalgası spektrum değerlendirilmesi.

Figure 10. For 4. channel of the seismic field signal spectrum with its the analysis on the argillaceous limestone soil of Kocaeli-Kandıra a) evaluation of P wave spectrum, b) evaluation of S_H wave spectrum.





Figure 11. . For 6. channel of the seismic field signal spectrum with its the analysis on the argillaceous limestone soil of Kocaeli Kandıra a) evaluation of P wave spectrum, b) evaluation of S_{H} wave spectrum.

38 Ali Keçeli, Mustafa Cevher

In the same measurement, as shown in the figure 10, P and S signal spectra of the field record were obtained almost the same for the channels (1.,2.,3.,4., 8.,9.,12), but as illustrated in the figure 11, SH spectra in the channels (5., 6.and 7.) were obtained as very different. It was observed that the different spectra obtained are due to from heterogeneity property of argillaceous limestone. As shown in the figure 11, although heterogeneous structure of clayey limestone cannot be discriminated with average velocity, it can be discriminated clearly with the spectrum analysis applications for the velocity signals of VP and VSH. In order to determine lithologic properties of clayey limestone, if Pelton's impedance relation is applied to the velocity or impedance spectra, the location of clay can be discriminated easily by means of the relaxation time values of the smoothed spectrum from the limestone.

In another example of seismic spectrum analysis application for arkose quarry in Kocaeli province Sepetçi was shown in the figure 12. Seismic applications were made on geophone interval of one meter. For the arkose rubble environment $V_p=900$ m/s, $V_s=440$ m/s was obtained. The parameters obtained by the spectral analysis were shown in the figure 12. Also, τ values were obtained almost similar for the 12 channels on the soil of compressed arkose in Sepetçi stone pit, τ value were obtained different for only one channel.



Şekil 12. a) Farklı zemin özellikleri ortalama ivme spektrumları (Seed vd., 1976), b)Kohezyonlu zeminlerin sismik empedans genlik spektrum sınıflaması.

Figure 12. P and S_{H} wave Spectrum evaluation for the 10. channel signal of seismic field recording on Kocaeli (Sepetçi) arkose rubble of quarry.

Similar application was repeated on the Kocaeli (Gölcük) alluvium soil of Yahyakaptan region. Similar relaxation values, τ , were obtained almost the same for 12 channels as shown in the figure 13.

Assessment Of Cohesive Soils With The Geophysical Methods 39



Şekil 13. Kocaeli Gölcük alüvyonu üzerinde sismik arazi kayıdının 7. kanalının (a) P dalgası, (b) S_H dalgası spektrum değerlendirilmesi.

Figure 13.. P and S_H wave Spectrum evaluation for the 7. channel signal of seismic field recording on Kocaeli (Gölcük) alluvium.

The figure 10-13 shows that lithological properties of soils can be different in the short distance by the signal spectrum changes of seismograph channels with the geophone interval of (1-5) meter. To drill the ground with the intervals of (1-5) meters is not possible in terms of time and finance. In this regard, the spectral analysis is very important in terms of predetermining for the deformation locations of earthquakes.

Figure 14 shows the comparison of the amplitude spectra of the seismic impedance properties for the different soils (Seed et al., 1976).



Şekil 12. a) Farklı zemin özellikleri ortalama ivme spektrumları (Seed vd., 1976), b)Kohezyonlu zeminlerin sismik empedans genlik spektrum sınıflaması.

Figure12. a) Average acceleration spectra of different soil properties (Seed et al., 1976), b) Classification of seismic impedance amplitude spectrum.

40 Ali Keçeli, Mustafa Cevher

If Pelton's complex resistivity relation used for the mineral discrimination is applied to the frequency spectra of seismic velocity signals, when considering the relationship of frequency-period, the acceleration spectra and the impedance spectra are obtained similarly for different soil properties as shown in the figure 14. According to the different soils properties, in parallel to the classification of the acceleration spectrum made by (Seed, 1976), a similar classification can be also made between soils relaxation values and soils properties.

CONCLUSION

The main results were obtained in this study follows:

1. The each potential damage locations of the soil deformations formed by the seismic shear wave components should not be interpreted as soil lique-faction location.

2. After cohesion property of the soils is determined by the resistivity and IP method, seismic liquefaction analysis should be performed. Important aspect of the proposed geophysical method according to Geotechnic is that it can be repeated.

3. It was revealed as theoretically that imaginary component and real component of seismic shear wave impedance could represent cohesive resistance and internal frictional resistance in the soil mechanics, respectively.

4. Seismic impedance spectral analysis method provides easy recognition of cohesive locations, clay deposits and clayey zones of soils.

5. Soil drilling with the small intervals of (2-5) meter is not possible from the point of time and financing, but it is possible by the proposed method.

6. Properties of the soils determined by the geophysical applications with small intervals are very important in the parcel basis design of engineering structures to prevent earthquake damages. As a result, it is seen that geophysical applications in parcel basis are very important in the design of engineering structures in determination of the potential damage locations with small intervals.

Acknowledgement

We would like to thank to Kocaeli Metropolitan Municipality Presidency which provides logistical support for seismic measurements, and especially, to staff of Soil Earthquake Inspection Directorate for field measuring with self-sacrifice Mustafa Yaltırak, Recep öz, Onur Kasap, Hakan Cantürk and Murat İnanoğlu.

REFERENCES

ABM, 2002, İzmit Geotechnical Investigation Report on the basis Saraybahce Municipality Development Plan. ABM Engineering Consultancy Construction Drilling. Mark. Ltd (in Turkish).

Andrews D.C. and Martin G.R., 2000, <u>Önbell-</u> <u>ek</u> - <u>Benzer</u>Criteria for Liquefaction of Silty Soils: Proc. of the 12th world Conf. on Earthquake Engineering, Auckland, NZ. Paper 0312, 2000.

Buchheister J.A. and Rezaeian M., 2008, Identification of Liquefaction Failures Basedon Aerial: The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

Çinicioğlu S. F., 2005, Understanding of Bearing Capacity under Static and Dynamic loads on the Soils (in Turkish): IMO, Istanbul Seminars note.

Keçeli, A., 2000, Determination of the presumptive or safe bearing capacity by means of the seismic method (in Turkish): GEOPHYSICS, Vol. 14, No. 1-2.

Keçeli, A., 2012, Applied Geophysics (in Turkish): Chamber of Geophysics Engineers. No:18, 2nd Edition.

Nazarian, S., K.H. Stokoe II, and Hudson W.R., 1983, Use of spectral analysis of surface waves method for determination of moduli and thicknesses of pavement systems, Transportation research Record No. 930, 38-

Pelton, W. H., Ward, S. H., Hallof, P. G., Sill, W. R., and Nelson, P. H., 1978, Mineral discrimination and Removal of Inductive Coupling with Multifrequency IP: Geophysics, 43, 588-609.

Seed, H.B., Ugas, C., and Lysmer, J., (1976), "Site-dependent spectra for earthquake resistant design", Bulletin of the Seismological Society of America, v. 66, p. 221-243.

Seed, R. B., Cetin, K. O. & Moss, R. E. S. (2001). Recent advances in soil liquefaction hazard assessment. 15th international conference on soil mechanics and geotechnical engineering, TC4 satellite conference on "Lessons learned from recent strong earthquakes," Istanbul, Turkey.

Seed, H. B., Idriss, I. M. and Arango, I., (1983), Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance

Data. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, No. GT3, pp 458-482.

Stokoe, K.H., II, 2001. Liquefaction resistance of soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering, ASCE, 127 (10), p. 817-833. Telford, W. M., L. P. Geldart, and R. E. Sheriff, 2004, Applied Geophysics, 2nd ed., Cambridge University Press.

Uyanık O., 2013, Soil Liquefaction and analysis methods, JFMO curs notes (in Turkish).

Yanzhang L., Guiqing Z., 1998, Theory and Application of Spectral Induced Polarization SEG

Zhdanov M.S.,2005, New Geophysical Technique for Mineral Exploration and Mineral Discrimination Based on Electromagnetic Methods, Annual Progress Report, University of Utah, Salt Lake City, UT 84112.

URL-1: 1999 Kocaeli Earthquake, TURKEY. www.iitk.ac.in/nicee/wcee/.../13_720.pdf

URL-2: <u>İzmit Earthquake: A Report of the Tur-</u> key - US Geotechnical.

URL-3: nisee.berkeley.edu/turkey/report.html

URL-4: <u>https://engineering.purdue.edu/~ay-</u> han/EQ/19990817_Kocaeli/EQ/Izmit.html

WALSH DÖNÜŞÜMÜ KULLANILARAK TOPLAM MANYETİK ALAN ANOMALİLERİNDEN BASİT ŞEKİLLİ YAPILARIN DERİNLİKLERİNİN BELİRLENMESİ

Depth Determination of Simple Shaped Bodies from Total Field Magnetic Anomalies Using Walsh Transforms

Mehmet Ali GÜNGÖR¹, Coşkun SARI^{1,a}, Gülden KÖKTÜRK²

Dokuz Eylül Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Jeofizik Mühendisliği Bölümü, 35160 Buca - İzmir (^acoskun.sari@deu.edu.tr)

Dokuz Eylül Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Elektrik-Elektronik Mühendisliği Bölümü, 35160 Buca - İzmir

ÖZET

Bu makele kapsamında, basit şekilli yapıların neden olduğu ve arazi çalışmalarından elde edilen toplam manyetik alan anomalilerine Walsh Dönüşümü uygulanarak kaynak yapıların derinliklerinin hesaplamasında yöntemin kullanılabilirliği araştırılmıştır. Yöntem, toplam manyetik alan anomalilerinin Walsh Dönüşümü kullanılarak önce Normalize Edilmiş Enerji Yoğunluğu (NEY) spektrumuna, sonrasında ise Diferansiyel Enerji Yoğunluğu (DEY) spektrumuna geçilerek kaynak yapıların derinliklerinin hesaplanması esasına dayanmaktadır. NEY spektrumunun ardışık değerleri arasındaki fark olan DEY spektrumu içerisindeki ardalanma sayılarının (I) en büyük değeri olan I_{max} değeri belirlenir ve bu değer uygun olan bağıntıda yerine konularak kaynak yapıya ait derinlik hesaplaması yapılır. Yapılan çalışmalar sırasında tek kutup, tek kutup çizgisi, çift kutup ve çift kutup çizgisi gibi basit şekilli yapı modelleri seçilmiş ve bu yapılara ait kuramsal toplam manyetik alan anomalileri hesaplanmıştır. Hesaplanan kuramsal toplam manyetik alan anomalilerine Walsh Dönüşümü uygulanarak söz konusu model yapıların derinlikleri belirlenmiştir. Walsh Dönüşümü, daha önce çeşitli yöntemlerle derinlikleri hesaplanmış olan arazi verileri üzerinde de uygulanarak derinlik hesaplamaları yapılmıştır. Ayrıca, basit şekilli yapı modelleri ve arazi verilerine ait toplam manyetik alan anomalileri Fourier-Güç Spektrumu yöntemi ile de değerlendirilmiş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Walsh dönüşümü, Walsh spektrumu, normalize enerji yoğunluğu, diferansiyel enerji yoğunluğu, ardalanma sayısı.

ABSTRACT

Within the scope of this paper, Walsh transform was applied to the total magnetic field anomalies obtained from the ideal simple shaped structures and from the field surveys, and the possibility of this method was investigated for the calculation of the depths to the source of these structures. This method is based on the calculation of source depths of the total magnetic anomalies with the utilization of the Walsh transformation by obtaining initially normalized energy density (NED) spectrum, then the differential energy density (DED) spectrum. DED spectrum is the difference between two successive sequence numbers of the NED where the maximum

44 Mehmet Ali GÜNGÖR, Coşkun SARI, Gülden KÖKTÜRK

values of sequence numbers (*Imax*) on DED spectrum were determined and, the depth of the subsurface structure that caused the anomaly could be computed by using of this value in the proper equation. Monopole, line of monopoles, dipole and line of dipoles models were chosen as the ideal subsurface sources in the theoretical studies and the total magnetic field anomalies of these structures were calculated. The depths of the subsurface structures were estimated from the Walsh transform method to the field data and the obtained results were compared with the previously calculated depth with the various other methods. Furthermore, the theoretical and the field magnetic anomaly data were evaluated with using Fourier-Power Spectrum method.

Keywords: Walsh transform, Walsh spectra, normalized energy density, differential energy density, sequency number.

1. GİRİŞ

Jeolojik sınırları belirlemeye yönelik manyetik çalışmalarda araştırmacının elindeki manyetik haritaları, genel yönelimlerin, tektonik sınırların, fay ve makaslama zonlarının ortaya çıkartılmasında, sokulum yapılarının uzanımlarının belirlenmesinde oldukça büyük önem arz etmektedir. Ancak hidrokarbon ve maden aramacılığında durum böyle değildir. Örneğin hidrokarbon aramacılığında taban topografyasının haritalanması ile ilgilenilirken, maden aramacılığında ise anomaliye neden olan yapının konumu, derinliği ve boyutlarının bulunması amaçlanmaktadır.

Potansiyel alan anomalileri potansiyel alan kuramında ters çözüm problemini oluşturan kaynağın biçimi, boyutu, derinliği ve konumu cinsinden nicel olarak yorumlanır. Böyle bir sorunun çözümü kuramsal çalışmada veya uygulamada ya belirsizdir ya da tam değildir (Shaw ve Agarwal, 1990). Bu durum, gözlenen verilerden rejyonal ve rezidüel ayırımının düzgün yapılmadığı ve gözlenen verilerin yetersiz sayıda olması durumunda daha da güçlenir. Anomaliye neden olan kaynak yaklaşımı küre, silindir, düşey ince levha, prizma vb. basit geometrik şekillerin bazıları veya bu geometrik şekillerin birleşimleri yoluyla gerçek jeolojiye benzeyecek şekilde denenir (Shaw ve Agarwal, 1990).

Rejyonal etkiden arındırılmış bir manyetik anomali; dalga boyu, genliği, şekli veya bakışımsızlığı ile tanımlanır. Bir anomalinin dalga boyu doğrudan kaynak geometrisi ve kaynak derinliğine bağlı iken, kaynağın şekli veya simetrisi ise mıknatıslanmanın yönüne, kaynağın yönelimine, kaynak geometrisine ve ölçüm yönüne bağlıdır.

Yukarıda bahsedilen yapı geometrisi, derinliği vb. bilinmezliğinden kaynaklanan karışıklıkları gidermek amacıyla birçok araştırmacı bu konuda yöntemler geliştirmişlerdir. Bu yöntemler (i) kutba indirgeme (Baravov ve Naudy, 1964), (ii) yapay gravite dönüşümü (Baranov, 1957), (iii) anomaliyi bakışımlı (simetrik) ve bakışımsız (anti-simetrik) parçalara ayırma (Koulomzine ve diğer., 1970), (iv); analitik sinyali hesaplama (Nabighian, 1972;. Roest ve diğer., 1992) olarak verilebilir. Yukarıda bahsedilen yöntemler arasında, kutba indirgeme ve yapay gravite dönüşümü kaynak mıknatıslanma vektörünün yönelimi üzerinde bir ön bilgi gerektirir (Inklinasyon ve denklinasyon açıları). Yalnızca kaynak konumunun veri bilindiğinde, çift ve tek bileşenleri içine bakışımsız bir anomalinin düzgün bir ayrışımı yapılabilir. Ancak, 2 boyutlu (2B) kaynaklar için, analitik sinyalinin büyüklüğü kaynak mıknatıslanma vektörünün yönelimine bağlı değildir ve bu nedenle derinlik kestirimi için potansiyel bir araçtır, benzer durum 3 boyutlu (3B) yapılar için doğru değildir (Agarwal ve Shaw, 1996; Li, 2006).

Manyetik verilerden yola çıkılarak Barbosa ve diğer. (1999) tarafından yer altındaki gömülü yapıların tespiti ve anomaliye neden olan kaynağın yapısal indeksini belirlemek için bir ölçüt sunulmuş ve Euler ters evrişim (dekonvolüsyon) işlemi (Thompson, 1982; Reid ve diğer., 1990) uygulanarak manyetik verilerin yorumunda kullanılan bir yöntem geliştirilmiştir. Bu ölçüt, bilinmeyen baz seviyesinin kestirimi ve toplam alan arasındaki uyuma dayanmaktadır. Abdelrahman ve Hassanein (2000) manyetik verilerden gömülü bir yapının derinliğini ve biçimini (biçim faktörünü) aynı anda belirlemek için parametrik eğriler yöntemini geliştirmişlerdir. Bu yöntem, yapının biçim faktörü, anomaliye neden olan kaynak yapının derinliği ve kaynak yapının merkez koordinatlarına göre simetrik (bakışımlı) noktalardaki gözlem değerlerinin kombinasyonu arasında bulunan bir ilişkiye dayanmaktadır.

Tanıtılan bu yöntemlere benzer şekilde Walsh dönüşümleri de manyetik veriler üzerinde kullanılarak, arkeolojik alan araştırmalarında sinyal gürültü oranının arttırılmasına (Gubbins ve diğer., 1971), telemetri yöntemi için veri sıkıştırmaya (Bois, 1972; Wood, 1974), deniz sismik verilerinin işlenmesine (Chen, 1972; Chen ve Boucher, 1973), kuyu loglarından yatak sınırlarının belirlenmesine (Lanning ve Johnson, 1983; Maiti ve Tiwari, 2005), gravite anomalilerinin yorumlanmasına (Shaw ve Agarwal, 1990; Keating, 1992; Shaw ve diğer., 1998), özdirenç haritalamasına (Pal, 1991), rezidüel manyetik anomalilerin yorumlanmasına (Mokhtar, 2007) ve küresel jeofiziğe (Negi ve Tiwari, 1990; Negi ve diğer., 1993) kadar değişen bir aralıkta arama jeofiziğinin çeşitli uygulamalarında kullanılmıştır.

Buçalışmada da manyetik veriler Walsh dönüşümleri kullanılarak değerlendirilmiştir. Yöntemin uygulama sahasıyla beraber ideal yapıların neden olduğu toplam manyetik alan anomalilerinin Walsh **dönüşümü ile değerlendirilerek bu yapılara ait derinliklerin hesaplanması yöntemi tanıtılmaktadır. Yöntem, toplam manyetik alan anomalisine öncelikle profil boyunca normalleştirme işlemi**, daha sonra ise normalize edilmiş olan bu verinin ardışık noktaları arasındaki değişimini hesaplayarak bir çeşit dizi sayısı elde etme esasına dayanmaktadır. Elde edilen diziye ait maksimum genlik değeri kuramsal çalışmalar sonucunda elde edilen bağıntılarda yerine konularak anomaliye neden olan yapının derinliği araştırılmaya çalışılmaktadır.

Spektral analiz, jeofizik verilerin veri işlemi ve değerlendirilmesi aşamalarında yaygın olarak kullanılmaktadır. Frekans ortamı analizi, yapı parametrelerinin frekans ortamında genlik ve evre spektrumları ile ilişkisinin varlığı nedeniyle uzay ortamı analizine göre bir avantaja sahiptir (Bhattacharya ve Leu, 1977; Shaw ve Agarwal, 1990). Literatürde potansiyel alan verilerinin yorumlanmasında Fourier Dönüşümü uygulamaları (Dean, 1958; Odegard ve Berg, 1965; Bhattacharya 1977). Walsh dönüsümü üzerine ve Leu, gerçekleştirilmiş çalışmalar (Gubbins vd., 1971; Todokoro ve Higuchi, 1978; Lanning ve Johnson, 1983), basit geometrik şekilli yapıların neden olduğu gravite anomalilerini yorumlamak için Walsh dönüşümü uygulamaları (Shaw vd., 1998; Shaw ve Agarwal, 1990), Walsh dönüşümü kullanarak gravite verilerinden voğunluk haritalaması (Keating, 1992) ve manyetik anomali verilerinin yorumlanmasında Walsh Dönüşümü uygulamaları (Shaw vd., 2006, Mokhtar, 2007) bulunmaktadır.

Basit geometrik yapıların neden olduğu manyetik anomalilere Walsh Dönüşümü uygulanarak Walsh güç spektrumu hesaplanır. Anomalilere neden olan kaynak yapıların parametrelerini belirlemek için bu yapıların Walsh spektrumları ayrıntılı analize tabi tutulur. Bu analiz, "Ardışık Oktav Analizi" (Sequency Octave Analysis) (AOA) olarak adlandırılır (Shaw ve Agarwal, 1990). Değerlendirme sırasında tüm spektrum kullanılmamakta, bazı simgesel spektral noktalar kullanımaktadır. Ardışık oktav içindeki Walsh güç spektrumunun dağılımı anomaliye neden olan kaynağın derinliğine bağlıdır.

Bu çalışmada kuramsal ve ölçülen toplam manyetik alan verileri Walsh Dönüşümleri kullanılarak değerlendirilmiştir. Yöntemin uygulamasında, ideal yapıların neden olduğu toplam manyetik alan anomalileri Walsh D**önüşümü ile değerlendirilerek**

46 Mehmet Ali GÜNGÖR, Coşkun SARI, Gülden KÖKTÜRK

bu yapılara ait derinliklerin hesaplanması yöntemi tanıtılmaktadır. Yöntem, toplam manyetik alan verisine öncelikle profil boyunca normalleştirme işlemi yapılması, daha sonra da normalize edilmiş olan bu verinin ardışık noktaları arasındaki değişimini hesaplayarak ardalanma sayısı elde etme esasına dayanmaktadır. Elde edilen değişimin en büyük genlik değeri ile ilişkili ardalanma sayısı (I_{max}) kuramsal çalışmalar sonucunda elde edilen bağıntılarda yerine konularak anomaliye neden olan kaynak yapının derinliği belirlenmeye **çalışılmıştır**.

Çalışmada, dört farklı ideal yapıdan hesaplanan toplam manyetik alan verileri kullanılarak yapılara ilişkin derinlik hesaplaması yapılmıştır. Kuramsal çalışmaların yanı sıra farklı yöntemler ile derinlik hesaplamaları yapılan Parniaba, Pishabo ve Güzelbahçe toplam manyetik alan anomalileri Walsh Dönüşümü ile de değerlendirilerek derinlik hesaplamaları yapılmış ve sonuçlar karşılaştırılmıştır.

2. WALSH DÖNÜŞÜMÜ

Elektronik mühendisliğinde sayısal sinyal işleme, görüntü işleme ve biyomedikal işaretleme tekniklerinde yaygın olarak kullanılan ve literatürde Walsh-Hadamard Dönüşümü olarak da bilinen Walsh Dönüşümü (Ahmed ve Rao, 1975; Beauchamp, 1975) dikdörtgen dalga biçimine sahip tam bir ortogonal (dik) işlev kümesidir. Bu işlevler ya +1 ya da -1 değerlerini alır. Genliği +1 ve -1 olan dikdörtgen dalga şekilli sinüzoidal işlevlere benzer tam ve ortogonal (dik) işlevler kümesi ise Walsh işlevleri olarak bilinir (Walsh, 1923). Walsh işlevleri Walsh Dönüşümü 'nün (WD) çekirdeğini oluşturmaktadır. Walsh işlevleri süreksiz olduğundan, verilen bir sinyalin kapalı formda Walsh Dönüşümünü elde etmek zordur (Shaw ve Agarwal, 1990). Bundan dolayı, sayısal çözüm ayrık veri dizilerinin düzenlenmesiyle elde edilebilir.

Bunlar, gerçekte dönemsel olmadıklarından dolayı, frekans kavramı bu kümeler için geçerli değildir. Bu tür işlevleri tanımlamak için, Harmuth (1969) frekans kavramını birim aralık başına sıfır geçişlerinin ortalama sayısının yarısı olarak genelleştirmiş ve bunu ardalanma (sequency) olarak adlandırmıştır. Bundan dolayı, ardalanma ve frekans periyodik işlevler için aynıdır. Fakat, gerçek anlamda periyodik olarak ardalanmayan işlevler için ortalama dönemselliğin bir ölçüsüdür.

Yüksek mertebeden Walsh işlevleri $0 \le t \le 1$ aralığında

$$WAL(2m+q,t) = (-1)^{[m/2]+q} \left[WAL(m,2t) + (-1)^{(m+q)} WAL(m,2(t-1/2)) \right]$$
(1)

bağıntısından bulunabilir. Burada,

$$0 \le t \le 1$$
 için $WAL(0,t) = 1$ ve
 $0 > t > 1$ için $WAL(2m + q,t) = 0$

değerini alır. (1) nolu bağıntıda q = 0 veya 1 değerini almakta olup, m = 0, 1, 2, ... ise Walsh işlevlerinin ardalanma sırasını simgeler. [m/2], en büyük tamsayının (m/2) 'ye eşit veya daha küçük olduğu anlamına gelmektedir (Beauchamp, 1975). Şekil 1, (0,1) aralığının orta noktasına göre çift sayılı Walsh işlevlerinin simetrik (bakışımlı) ve tek sayılı Walsh işlevlerinin de asimetrik (bakışımsız) olduğunu göstermektedir. Walsh işlevlerinin bu davranışı Harmuth (1972) tarafından tanıtıldığı gibi sinüs ve kosinüs işlevlerinin ilişkisine benzerdir.

Dönemsel bir işlevin peryodunun (T) tersi olan frekans (f) Walsh işlevleri dönemsel olmayabileceğinden geçerli değildir (Shaw ve Agarwal, 1990). Walsh işlevleri kümesi düşük mertebeden ardalanma işlevlerini kullanarak yüksek mertebeden ardalanma işlevlerini geliştirmek amacıyla bir fark denkleminden oluşturulabilir Walsh Dönüşümü Kullanılarak Toplam Manyetik Alan Anomalilerinden Basit Şekilli Yapıların Derinliklerinin Belirlenmesi 47

(Beauchamp, 1975). Ardalanma mertebesi anomaliye neden olan kaynak yapının parametrelerini belirlemek amacıyla manyetik anomalinin Walsh Dönüşümü 'nün (WD) güç spektrumu ve genliğindeki bazı değişimlerin tanımlanması için gereklidir (Mokhtar, 2007).

2.1. Walsh Spektrumu Kuramı

v, pozitif bir tamsayı olmak üzere, ile bir N-periyodik serisini düşünelim. Ahmed ve Rao (1975) tarafından tanımlanan Değiştirilmiş Walsh dönüşümü (DWT),

$$\{x(n)\} \stackrel{DWT}{\longleftrightarrow} \{X(k)\}$$
(2)

olsun.

Daha sonra Walsh enerji yoğunluğu spektrumu,

$$W_0(0) = X^2(0), (3)$$

$$W_m(0) = \sum_{k=2^{m-1}}^{2^m - 1} X^2(k)$$
(4)

$$W_m(l) = \sum_{k=2^{m-1}}^{2^{m-1}-l} X(k) \cdot X(k+1) - \sum_{j=0}^{l-1} X(2^{m-1}+j) \cdot X(2^m+j-l)$$
(5)

olarak hesaplanabilir. Bu bağıntılarda ve 'dir.

Yukarıdaki bağıntılar N/4+1 adet bağımsız spektral noktaya sahip en büyük spektral grup ile farklı boyutlarda (n+1) adet bağımsız spektral gruplar için Walsh spektrumunun hesaplanmasına olanak verir. Bir grup içindeki her bir spektral nokta, oluşturulan seriler tarafından gruba dahil edilir ve bu spektral noktalar boyutsuz olan ardalanma numarası (sequency number) olarak ifade edilir (Shaw vd., 1998). Ardalanma sayısının ardalanma cinsinden fiziksel yoruma sahip olmadığına ve Fourier Dönüşümü 'nde dalga sayısı (k) ile karıştırılmamasına dikkat edilmelidir. Ayrıca, (5) nolu bağıntının ikinci terimi ilk terimi aştığında yani bağıntının negatif değere ulaştığı durumlarda Walsh spektrumu tam anlamıyla bir enerji spektrumu olarak isimlendirilemez. Walsh spektrumu, spektral bir noktanın yalnızca belirli bir frekanstaki enerjiye katkısını temsil eden Fourier enerji spektrumundan kavramsal olarak farklıdır (Shaw vd., 2007).

Walsh spektrumu her biri farklı sayıda spektral noktalı (v+1) grup içinde dağılmış (N/2+1) bağımsız spektral noktalar içeren (3) nolu bağıntı kullanılarak hesaplanmıştır. m. grup $(1 \le m \le v)$, m=0 ve 1 için her bir noktada 2^{m-2} adet spektral nokta içerir. Her gruptaki spektrum bağımsız olarak hesaplanabilir. Bu çalışmada, maksimum sayıda spektral noktaya (örneğin, m=v gibi) sahip grup kullanılmıştır.

3. SPEKTRAL ÖZELLİKLER

Dört farklı ideal kaynak geometrilerine ait toplam manyetik alan anomalilerinin Walsh spektrumlarını araştırmak için, her biri 5 km derinlikte tek kutup, tek kutup çizgisi, çift kutup ve çift kutup çizgisi kaynak modelleri kullanılmıştır (Şekil 2). Bu kaynak modeller üzerinde 1 km aralıklı 100 km uzunluğunda bir profil boyunca hesaplanan toplam manyetik alan progil eğrileri Şekil 3 'de gösterilmiştir. Bu eğriler Walsh Dönüşümü ile değerlendirilerek NEY ve

48 Mehmet Ali GÜNGÖR, Coşkun SARI, Gülden KÖKTÜRK

DEY spektrumları elde edilmiştir (Şekil 4 ve Şekil 5). NEY spektrumları veri grubunun sıfır ardalanma sayısındaki enerjisine göre normalleştirilmiştir. Ardalanma sayısı üzerindeki enerji dağılımının farklı kaynak geometrilerine göre değişken olduğu Şekil 5 'deki **DEY** eğrilerinde gözlemlenmiştir. **DEY** eğrisi $I = I_{max'ta bir doruk noktası}$ sergileyen birbirini izleyen iki ardalanma sayısı arasındaki **NEY** 'in farkı olarak hesaplanmıştır. Yapılan kuramsal çalışmalarda aynı kaynak derinliği ve mıknatıslanma şiddetine göre, I_{max} 'ın kaynak geometrilerine bağlı olarak değişken olduğu görülmüştür.

Farklı geometrilere sahip kaynak yapıların derinliklerinin hesaplanması için kaynak derinliği (KD) ve veri aralığı (VA) olmak üzere I_{max} değerleri arasında nicel ilişkiler Agarwal ve Shaw (2006) tarafından aşağıdaki gibi tanımlanmıştır;

Tek kutup
$$\checkmark$$
 $KD/VA = (1,16 \pm 0,06)*I_{max}$ (6)Tek kutup çizgisi \checkmark $KD/VA = (0.85 \pm 0,02)*I_{max}$ (7)Çift kutup \checkmark $KD/VA = (1,74 \pm 0,10)*I_{max}$ (8)Çift kutup çizgisi \checkmark $KD/VA = (1,54 \pm 0,10)*I_{max}$ (9)

4. VERİLERİN ÖRNEKLEME VE YO-RUMLAMA DÜZENİ

Manyetik anomalilerin değerlendirilmesi aşamasında aşağıdaki sorunlarla karşılaşılmıştır. Bu sorunlar giderildikten sonra veriler değerlendirilmiş ve kabul edilebilir sonuçlar elde edilmiştir. Uygulamada karşılaşılan bu sorunlar sırasıyla;

- Profilin kısalığı,
- Yetersiz örnekleme aralığı,
- Veriden rejyonal etkinin çıkarılmaması,
- Verinin eşit aralıklarla örneklenmemiş olması,
- Profil uzunluğu ile örnekleme aralığının yetersizliği sonucunda DEY spektrumu eğrisinin bir maksimum değere sahip olamaması ve *I_{max}* değerinin elde edilememesidir.

Kaynak yapının derinliğinin hesaplanması aşamasında aşağıdaki ilkeler göz önünde bulundurulmalıdır (Agarwal, 2013):

i. Arazi çalışması sırasında öncelikle aranılan yapının olası derinliği, kullanılan yöntem/etki derinliği kuralı ve yerel bölge bilgileri göz önünde tutularak uygun bir örnekleme aralığı ile manyetik veri toplanmalıdır. ii. Elde edilen anomali haritası üzerinden alınan kesitin her iki kanadı yatay yönde (+x ve –x yönünde) uç değerler eklenerek veriler sıfır değeri alana dek uzatılmalıdır.

iii. Anomali haritasından alınan kesit üzerinden rejyonel ve rezidüel etkilerin birbirinden ayrılması gerekir.

iv. Rejyonel ve rezidüel etkilerin birbirinden ayrılması sonrasında anomalinin (2), (3), (4) ve (5) bağıntıları yardımıyla önce NEY sonra DEY Walsh spektrumları hesaplanır.

v. DEY 'in maksimum değeriyle ilişkili Imax değeri belirlenir.

vi. Anomaliye ve aranılan yapıya uygun olan geometrik model bağıntısı seçilerek kaynak yapının derinliği hesaplanır.

Kaynak yapının geometrik model bağıntısının seçiminde dikkat edilmesi gereken kurallar:

i. Elde edilen anomali haritası üzerinde konturların kapanım biçimine göre anomaliye neden olan kaynak modeli seçilir. Konturlar dairesel bir kapanım gösteriyor ise tek kutup ve tek kutup çizgisi, eliptik bir kapanım gösteriyor ise de çift kutup ve çift kutup çizgisi seçilmelidir,

 ii. Eğer kaynağın sonlu olduğu düşünülüyor ise her iki kutbun da etkisi ölçüleceğinden çift kutup kaynak modelleri tercih edilmelidir,

iii. 3 boyutlu kaynaklar için tek kutup ya da çift kutup modeli,

iv. 2 boyutlu kaynaklar için tek kutup çizgisi ya da çift kutup çizgisi modeli tercih edilmelidir.

5. WALSH DÖNÜŞÜMÜ VE FOURİER DÖNÜŞÜMÜ İŞLEMLERİNİN KARŞILAŞ-TIRILMASI

Fourier Dönüşümü sinyal işlemede kullanılan ve bir sinyalin genlik ve evre bileşenlerinin frekansa göre dağılımını gösteren en önemli matematiksel işlemlerden birisidir (Gold ve Rader, 1967). İşlem, sinyal işleme dışında da oldukça geniş kullanıma sahiptir. Bu kadar geniş uygulama alanına sahip olmasının nedeni Fourier dönüşümünü uygulayan Hızlı Fourier Dönüşümü (HFD) algoritmasının birçok alanda uygulanabilir olmasıdır (Cochran vd., 1967).

N elemanlı serisinin Ayrık Fourier Dönüşümü (AFD)

$$F_{k} = \sum_{i=0}^{N-1} f_{i} W^{ik}, \ 0 \le k \le N-1$$
 (10)

$$W = \exp(-j2\pi/N) \tag{11}$$

olarak yazılabilir.

(10) nolu bağıntı ile tanımlanan AFD doğrudan değerlendirmeye alınması adet çarpma ve bölme işlemi gerektirmektedir. HFD ise bir takım matematiksel işlemlerle AFD hesaplayan bir yöntemdir. HFD sayesinde çarpma ve bölme işleminden kurtularak sadece toplama ve çıkarma ile AFD hesaplanır. AFD için işlem gerekirken HFD ise adet işlem gerektirmektedir. Ancak, bu durum az sayıda N Fourier katsayısının göreceli olarak hesaplatılmasının gerektiği uygulamalarda HFD 'nin dezavantajı olarak karşımıza çıkmaktadır (Cox vd., 1972; Tadokoro vd., 1974).

Daha önce bahsedildiği gibi Walsh işlevleri +1 ya da -1 değerlikli dik (ortogonal) işlevlerin tam bir setini oluşturmaktadır (Harmuth, 1972; Ahmed ve Rao, 1975). Bundan dolayı da Walsh Dönüşümünün hesaplanması sadece toplama ve çıkarma işlemlerine gerek duymaktadır. Bu nedenle Walsh Dönüşümü hesaplama açısından daha hızlıdır. Eğer ayrık Walsh matrisi AFD 'de olduğu gibi hızlı Walsh Dönüşümü algoritması ile oluşturulursa hesaplama çok daha hızlı olacaktır (Shanks, 1969). Ancak, Walsh Dönüşümünün girdi sinyalinin evresine karşı hassas olması bir dezavantajdır. Walsh işlevlerinın sinüzoidal işlevlerle olan benzerliğine karşın Walsh Dönüşümü sinüzoidal-tip verilere Fourier analizi kadar uygun değildir (Yeo ve Smith, 1972).

6. YAPILAN ÇALIŞMALAR

6.1. İdeal Yapılar Üzerinde Yapılan Kuramsal Çalışmalar

Yapılan kuramsal çalışmalarda tek kutup, tek kutup çizgisi, çift kutup ve çift kutup olmak üzere dört farklı ideal yapının toplam manyetik alan anomalileri Tablo 1 'de verilen bağıntılar kullanılarak hesaplanmıştır.

İdeal yapı anomalileri hesaplanırken kullanılan parametreler ise;

i. Derinlik 5 km

ii. Örnekleme aralığı 1 km

iii. Profil uzunluğu 100 km

- iv. İnklinasyon açısı (derece)
- v. Toplam Manyetik Alan şiddeti 500 nT olarak alınmıştır.

Hesaplanan kuramsal toplam manyetik alan frofil eğrileri Şekil 3 'de gösterilmiştir. Her dört kuramsal modelin toplam manyetik alan anomalisi Walsh Dönüşümü ile değerlendirilerek NEY ve DEY spektrumu eğrileri elde edilmiştir. Elde edilen eğriler

50 Mehmet Ali GÜNGÖR, Coşkun SARI, Gülden KÖKTÜRK

sırasıyla Şekil 4 ve Şekil 5 'de gösterilmiştir.

Elde edilen kuramsal anomaliler ayrıca Fourier-Güç Spektrumu yöntemi ile de değerlendirilmiştir. Fourier-Güç Spektrum eğrileri de Şekil 6'da verilmiştir. Yapılan tüm değerlendirme sonuçları ve I_{max} değerleri ise Tablo 2' de karşılaştırılmıştır.

6.2. Walsh Dönüşümünün Arazi Verilerine Uygulanması

Walsh Dönüşümü, ideal yapı verilerine uygulandıktan sonra arazi verilerine de uygulanarak yöntemin geçerliliği araştırılmıştır. Anomaliler üzerinde değerlendirme yapılmadan önce, veri kümesi anomalinin durumuna göre bir takım işlemlerden geçirilmiştir.

Bu işlemler;

i. Anomalinin uygun aralıklarla yeniden sayısallaştırılması,

ii. Anomalinin uç değerlerinin sıfır değerine yaklaştırılması, gerekirse dış değer atama yapılarak anomalinin yatay eksende (x ekseninde) uzatılması ve

iii. Anomaliden rejyonel bir trend geçirilmesi işlemleridir.

İzleyen bölümde ise çeşitli arazi çalışmalarına ait toplam manyetik alan anomali verileri Walsh dönüşümü ile incelenmiş, NEY ve DEY spektrumlarına geçilerek elde edilen DEY spektrum eğrilerinin maksimum değerini ifade eden I_{max} değerleri belirlenmiştir. Bulunan I_{max} değerleri uygun kuramsal denklemde kullanılarak derinlik hesaplaması yapılmıştır. Daha sonra aynı veriler Fourier-Güç Spektrumu yöntemi ile de değerlendirilmiştir. Elde edilen derinlik değerleri önceki çalışmaların sonuçları ile karşılaştırılmış, sonuçların uyumlu olduğu görülmüştür (Tablo 3).

6.2.1. Parniaba Anomalisi

Parnaiba havzasında (Brezilya) dayk yapısı üzerinde 26,4 m profil uzunluğu ve 1,1 m örnekleme aralığı ile toplanmış toplam manyetik alan verileri (Silva, 1989) Walsh Dönüşümü yöntemi ile değerlendirilmiş ve elde edilen eğriler Şekil 7 'de verilmiştir.

Parniaba manyetik anomalisi değerlendirmeye alınmadan önce veri seti üzerinde; anomali yatay eksende (+x ve –x yönünde) dış değer atama yaparak genişletilmiş, sıfır değerine yaklaştırma ve trend giderme işlemleri uygulanmıştır.

Manyetik anomaliye neden olan kaynak yapının dayk olmasından dolayı kuramsal modellerden tek kutup ve tek kutup çizgisi ile benzer olduğu düşünülmüş ve elde edilen I_{max} değeri ilgili bağıntılarda yerine konularak derinlik hesaplaması yapılmıştır.

Şekil 7 'de görülen Parniaba manyetik anomalisi DEY spektrumu eğrisine bakıldığında, eğri üzerinde tek bir maksimum noktası olmadığı görülmektedir. Fakat yöntem, algoritması gereği DEY spektrumu eğrisinin ilk maksimum değerini I_{max} değeri olarak değerlendirmeye almaktadır.

6.2.2. Pishabo Anomalisi

Pishabo Gölü (Ontario, Kanada) 'nde yüzlek vermiş olivin diyabaz dayk yapısı üzerinde 2620 m uzunluğunda bir profil boyunca ve 10 m örnekleme aralığı ile ölçülen toplam manyetik alan anomali verileri (McGrath ve Hood, 1970) Walsh Dönüşümü yöntemi ile değerlendirilmiş ve elde edilen veriler Şekil 8 'de gösterilmiştir

Pishabo manyetik anomalisi özgün hali ile değerlendirmeye alındığında DEY spektrumu eğrisinden bir I_{max} değeri elde edilememiştir. Bunun nedeni de anomalinin uç değerlerinin sıfır değerinden uzak olması durumudur. Bu sorunu çözmek amacıyla anomali negatif yatay yönünde dış değer atama yapılarak genişletilmiştir. Anomalinin uzatılmasından sonra anomaliden rejyonel bir trend çıkarılmış ve anomalinin uç değerleri sıfır değerine yaklaştırılmaya çalışılmıştır.

Bu işlemler yapıldıktan sonra veriler Walsh Dönü-

şümü ile değerlendirilmiş ve DEY spektrumu eğrisinin maksimum değeri olan I_{max} değeri belirlenmiştir. Jeolojik biçim (dayk) göz önüne alındığında kuramsal modellerden tek kutup çizgisi' nin yapıya uygun olacağı düşünülmüş, elde edilen I_{max} değeri ilgili denklemde yerine konularak anomaliye neden olan yapının derinlik hesaplaması yapılmıştır.

6.2.3. Gülbahçe Anomalisi

Timur (2009) tarafından Gülbahçe fayı (Urla, İzmir) üzerinde toplam manyetik alan ölçümü yapılarak toplanan 84 m profil uzunluğundaki veriler 1 m örnekleme aralığı ile yeniden sayısallaştırılmıştır. Yeniden sayısallaştırılan veriler üzerinden rejyonel bir trend çıkarılmıştır. Yapılan işlemlerden sonra manyetik anomali verileri Walsh Dönüşümü yöntemi ile değerlendirilmiş ve elde edilen eğriler Şekil 9 'da gösterilmiştir.

Timur (2009) tarafından oluşturulan yapı modeli incelendiğinde, çift kutup ve çift kutup çizgisi kuramsal modelleri ile uyumlu olduğu görülmüş ve derinlik hesaplamaları bu modellere ait bağıntılar kullanılarak yapılmıştır. Timur (2009) 'un çalışmasında belirlenen sonuçlarla Walsh Dönüşümü yapılarak saptanan sonuçlar karşılaştırıldığında kullanılan seçilen modellerin uyumlu olduğu sonucuna varılmıştır. Gülbahçe manyetik anomalisi ayrıca Güç Spektrumu yöntemi ile de değerlendirilmiş, her üç çalışmanın sonuçları karşılaştırılmış ve bu çalışmalardan saptanan derinlik değerleri Tablo 3 'de verilmiştir.

7. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında Walsh Dönüşümü kullanılarak kuramsal ve arazi toplam manyetik alan anomalilerine neden olan yapı/lara ilişkin derinlik hesaplaması yapılmıştır. Tablo 3 'de görüldüğü gibi, jeolojik olarak derine uzanan yapı olan dayk (Pishabo ve Parniaba anomalileri) için tek kutup ve tek kutup çizgisi modellerin kullanımı daha uyumlu sonuçlar vermiştir. Aynı şekilde jeolojik olarak yüzeysel kabul edilebilecek yapı olan fay (Gülbahçe anomalisi) için ise çift kutup ve çift kutup çizgisi modellerinin kullanımı uyumlu sonuçlar vermektedir.

İdeal yapılar ve arazi verileri üzerinde yapılan çalışmalar sonrasında çıkan sonuçlar, Walsh Dönüşümü 'nün toplam manyetik alan anomalileri üzerinde kullanılabilirliğinin yüksek olduğunu göstermektedir.

Kuramsal ve arazi anomalileri Fourier-Güç Spektrumu yöntemi ile de değerlendirilmiş ve derinlik hesaplamaları yapılmıştır. Her iki yöntemle elde edilen derinlik değerleri karşılaştırıldığında sonuçların birbirleri ile uyumlu olduğu gözlenmiştir. Ayrıca Walsh Dönüşümü'nün Fourier Dönüşümü 'ne göre daha hızlı olduğu görülmüştür.

Bu çalışmalar sonucunda, Walsh dönüşümü kullanılarak arazi ve kuramsal verilerden elde edilen derinlik hesaplamalarının kabul edilebilir sınırlar içerisinde sonuçlar verdiği görülmüştür.

Katkı Belirtme

Yazarlar, Mehmet Ali GÜNGÖR 'ün Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yüksek Lisans Tez Çalışması olarak gerçekleştirilmiş olan bu çalışma sırasında görüş ve önerilerinden yararlandıkları R.K. Shaw ve B.N.P. Agarwal 'a sonsuz teşekkürler ederler.

8. KAYNAKLAR

Agarwal, B.N.P. (2013). E-posta bilgi notu.

Ahmed, N., ve Rao, K.R. (1975). Orthogonal transforms for digital signal processing, (1st. ed.). New York: Springer. 263 p.

Beauchamp, K.G. (1975). Walsh functions and their Applications (1st. ed.). London: Academic Press, 236 p.

Bhattacharya, B.K. ve Leu, L.K. (1977) Spectral analysis of gravity and magnetic anomalies

due to rectangular prismatic bodies, *Geophysics*, **42**, 41-50.

Cochran, W.T., Cooley, J.W., Favin, D.L., Helms, H.D., Kaenel, R.A., Lang. W.W., Maling, G.C., Nelson D.E., Rader C.M. ve Welch, P.D. (1967). Special issue on fast fourier transform and its applications to digital filtering and spectral analysis, Institute of Electrical and Electronics Engineers Transactions. Audio Electroacoustics., AU-15, 2, 45-55.

Cox, J.R., Nolle, F.M. ve Arthur, R.M. (1972). Digital analysis of the electroencephologram, the blood pressure wave, and the electrocardiogram, Proceedings. Institute of Electrical and Electronics Engineers. 60, 1137-1164.

Dean, W.C. (1985). Frequency analysis for gravity and magnetic interpretation. Geophysics,

23, 41-50.

Gold, B. ve Rader, C.M. (1967). Digital processing of signals. New York: McGraw-Hill.

Gubbins, D., Scollar, I. ve Wisskirchen, P. (1971). Two dimensional digital filtering with Haar and Walsh functions. Annales de Geophysique, 27, 85–104.

Harmuth, H.F. (1969). Transmission of information by orthogonal function, (1st ed.). New York: Springer, 322 p.

Harmuth H.F. (1972). Transmission of information by orthogonal functions, (2nd ed.) New York: Springer-Verlag, 393 p.

Keating, P. (1992). Density mapping from gravity data using the Walsh transform.

Geophysics, 57, 637-642.

Lanning, E.N. ve Johnson, D.M. (1983). Automated identification of rock boundaries: An

application of Walsh transform to geophysical well-log analysis, *Geophysics*, 48, 197-205.

Namdar, U., (2010). En küçük kareler ve derinlikyapı biçimi eğrileri yöntemi kullanılarak

manyetik verilerin yorumu, D.E.Ü. Mühendislik Fakültesi, Jeofizik Mühendisliği Bölümü,

Yayımlanmamış Bitirme Tezi, 22 sayfa.

McGrath, P.H. ve Hood, P.J. (1970). The dipping dike case: A computer curve-matching method of magnetic interpretation, Geophysics, 35, 831–848.

Mokhtar, T.A. (2007). Application of Walsh Transform to interpret residual magnetic

anomalies due to simple geometrically shaped causative targets, JKAU, Earth Sci., 18,

139-155.

Odegard, M.E. ve Berg, J.W. (1965) Gravity interpretation using the Fourier integral,

Geophysics, 30, 424-438.

Shanks J.L. (1969). Computation of the fast Walsh-Fourier Transform, Institute of Electrical and Electronics Engineers Transactions. Computing, C-18,. 457-459.

Shaw, R.K. ve Agarwal, B.N. P. (1990) The application of Walsh transforms to interpret

gravity anomalies due to some simple geometrically shaped causative sources: A

feasibility study, Geophysics, 55, 843-850.

Shaw, R.K., Agarwal, B.N.P. ve Nandi, B.K. (1998). Walsh spectra of gravity anomalies over simple sources. Journal of Applied Geophysics, 40, 179–186.

Shaw, R.K., Agarwal, B.N.P. ve Nandi, B.K. (2007). Use of Walsh transforms in estimation of depths of idealized sources from total-field magnetic anomalies. Computers & Geosciences, 33 966–975

Silva, J.B.C. (1989). Transformation of nonlinear problems into linear ones applied to the magnetic field of a two-dimensional prism, Geophysics 54, 114–121.

Tadokoro, Y., Higuchi, T. ve Anayama, T. (1974). Simple real-time analyzer and its application to analysis of magnetic torque curves, Transform, Institute of Electrical and Electronics Engineers Transactions. Magnetics. MAG-10, 1056-1059, DEC.

Tadokoro, Y. ve Higuchi, T. (1978). Discrete fourier transform computation via the Walsh transform. Transections on Acoustics, Speech, and Signal Processing, ASSP -26, No.3.

Telford, W.M., Geldart, L.P. ve Sheriff, R.E. (1990). Applied Geophysics, (2nd ed.) Cambridge: Cambridge University Press, 770 p.

Thompson, D.T. (1982). EULDPH — A new technique for making computer-assisted depth estimates from magnetic data, Geophysics, 47, 31–37.

Timur, E. (2009). Manyetik ve elektromanyetik verilerin birleşik ters çözümü, Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Yayımlanmamış Doktora Tezi, 211 sayfa.

Walsh, J.L. (1923). A closed set of orthogonal functions, Am. J. Math., 45, 5-24.

Yeo, W.C. ve Smith J.R. (1972). Walsh power spectrum of human electroencephalogram, in Proceeding. Symposium. Applications of Walsh Functions, 159-162, AD744650.

Tablolar

Tablo 1. Çeşitli ideal kaynak geometrilerine ait toplam manyetik alan anomalisi bağıntıları(Telford, 1990)

Kaynak Geometrisi	Toplam Manyetik Alan Anomalisi
Tek Kutup	$M\left[\frac{z_0 \sin \alpha - (x - x_0) \cos \alpha}{\{(x - x_0)^2 + z_0^2\}^{3/2}}\right]$
Tek Kutup Çizgisi	$2M\left[\frac{z_0 \sin \alpha - (x - x_0) \cos \alpha}{(x - x_0)^2 + z_0^2}\right]$ Doğu-Batı doğrultulu kaynak.
Çift Kutup	$M\left[\frac{(3\sin^2\alpha - 1)z_0^2 - 6\sin\alpha\cos\alpha(x - x_0)z_0 + (3\cos^2\alpha - 1)(x - x_0)^2}{\{(x - x_0)^2 + z_0^2\}^{5/2}}\right]$
Çift Kutup Çizgisi	$2M \left[\frac{\cos 2\alpha \{ (x - x_0)^2 - z_0^2 \} - 2(x - x_0) z_0 Sin2\alpha}{\{ (x - x_0)^2 + z_0^2 \}^2} \right]$ Doğu-Batı doğrultulu kaynak.

Tablo 2. İdeal yapılar ve bu yapılara karşılık gelen değerleri, Walsh Dönüşümü ve Fourier-Güç spektrumu ile elde edilen derinlik değerleri

Kuramsal Model	I _{max} değeri	Hesaplanan	Kuramsal	
		Walsh Dönüşümü	Fourier-Güç Spektrumu	Derinlik (km)
Tek Kutup	4,29	4,98	4,66	5
Tek Kutup Çizgisi	5,65	4,80	5,05	5
Çift Kutup	2,82	4,90	4,29	5
Çift Kutup Çizgisi	3,27	5,03	4,31	5

54 Mehmet Ali GÜNGÖR, Coşkun SARI, Gülden KÖKTÜRK

Arazi anomalileri	I _{max}	Referans Alınan Çalışmalar (m)		Fourier-Güç Spektrumu Yöntemi (m)	Walsh Y	Dönüşümü öntemi (m)
<u>Parniaba (Dayk</u> Yapısı)	2,32	Demiröz (2006)	Silva (1989)	2.26	Tek kutup	Tek kutup çizgisi
		2,46	3,40		2,96	2,17
<u>Pishabo (Dayk</u> <u>yapısı)</u>	50,06	Namdar (2010)	McGrath and Hood (1970)	391.07	Te	ek kutup
		376,00	306,40		425,00	
<u>Gülbahçe (Fay</u>		Timur	(2009)		Çift kutup	Çift kutup çizgisi
<u>Yapısı)</u>	10,83	17	,60	15.76	18,84	16,67

Tablo 3. Walsh Dönüşümü ve önceki çalışmalar sonucu elde edilen derinlik değerleri

Şekiller



Şekil 1. İlk on ardışık Walsh işlevleri ve eşdeğer Fourier harmonikleri (Mokhtar, 2007)



Şekil 2. Çeşitli ideal kaynak modelleri: a) Tek kutup, b)Tek kutup çizgisi, c) Çift kutup,d) Çift kutup çizgisi (Shaw vd., 2007)



Şekil 3. Toplam manyetik alan anomalileri a) Tek kutup, b)Tek kutup çizgisi, c) Çift kutup ve d) Çift kutup çizgisi



Şekil 4. NEY Spektrumu eğrileri a) Tek kutup, b)Tek kutup çizgisi, c) Çift kutup ve d) Çift kutup çizgisi



Şekil 5. DEY Spektrumu eğrileri a) Tek kutup, b)Tek kutup çizgisi, c) Çift kutup ve d) Çift kutup çizgisi



Şekil 6. Fourier-Güç Spektrumu eğrileri a) Tek kutup, b)Tek kutup çizgisi, c) Çift kutup ve d) Çift kutup çizgisi



Şekil 7. Parniaba anomalisi a)Toplam manyetik alan anomalisi, b)NEY, c) DEY ve d) Fourier-Güç Spektrumu



Şekil 8. Pishabo anomalisi a)Toplam manyetik alan anomalisi, b)NEY, c) DEY ve d) Fourier-Güç Spektrumu



Şekil 9. Gülbahçe anomalisi a)Toplam manyetik alan anomalisi, b)NEY, c) DEY ve d) Fourier-Güç Spektrumu

59

ZEMİN HAKİM PERİYODU VE BİNA YÜKSEKLİĞİ REZONANS İLİŞKİSİ

Soil Predominant Period and Resonance Relation of Building Height

Ali KEÇELİ*, Mustafa CEVHER**

* Keceliali_jfz@yahoo.com.tr, Salacak Mh., Bestekar Selahattin Pınar Sk., Deniz Apt., No:130/8. Üsküdar-İstanbul.

**Mcevher_@hotmail.com, jeofizik mühendisi, Kocaeli Büyükşehir Belediyesi, Zemin ve Deprem İnceleme Müdürlüğü, İzmit-Kocaeli

ÖZET

Bu çalışmada, deprem zemin hakim (egemen) hesabında farklı perivodu katman kalınlığı kullanımları ve bina deprem rezonansı ilişkisi üzerine farklı yaklaşımlar tartışılmıştır. Bu bağlamda, yüzey dalgasının etkin derinliği ve afet yönetmelikleri dikkate alındığında hakim periyod hesabında kullanılacak katmanların toplam derinliğinin 50 metre olarak kullanılması gerektiği gösterilmiştir. Ayrıca, bu makalede binaların rezonans frekanslarını saptamak için zemin yapı arasındaki hakim periyot ilişkisi incelenmiştir. Bu bağlamda, (0.2 ile 2) saniye arasındaki bina ve zemin hakim periyotlarının rezonans bölgelerini saptamak için sinyal analizi uygulanmıştır. Bu uygulamada, (0.5 ile 1.5) saniyeler arasındaki zemin periyodu aralığı bina rezonans bölgesi olması gerektiği elde edilmiştir. Bina doğal periyodu ve kat adedi veya bina yüksekliği arasındaki ilişkiler kullanarak zemin hakim periyodu ile değişen rezonans bölgesi kat adetleri eğrileri elde edilmiştir. Aynı özellikler kullanarak bina rijitlik özellikleri ile değişen rezonans bölgesi kat adetleri eğrileri de elde edilmiştir. Sonuç olarak, zemin hakim periyodu bilindiğinde, tasarlanan bina yüksekliği kat adedi rezonans bölgesi eğrilerinden pratik olarak saptanabilmektedir. Bu uygulama

depremlerde zemin yapı etkileşimini tahmin etmek için basitleştirilmiş yararlı bir yöntem olmaktadır.

*Anahtar kelimeler:*Deprem rezonans hasarları, zemin yapı ilişkisi, hakim periyot, bina kat adedi, beton sertliği.

ABSTRACT

In this study, different approaches in the calculations of soils dominant period for different laver thicknesses and the earthquake resonance relationships of buildings were discussed. In this context, when considering the effective depth of surface wave and disaster regulations, it was shown that the total depth of the layers in the calculation of predominant period should be used as 50 meters. Also, in this paper, the relationship of dominant period between soil-structure interactions was investigated to determine the resonance frequency of buildings. For this reason, the signal analysis were applied to determine the resonance regions for dominant periods between 0 and 2 seconds. In this application, building resonance region was obtained as the interval of dominant period between (0.5 and 1.5) seconds. Building store number curves of resonance region which changes as the function of the soil dominant period were obtained by using

60 Ali KEÇELİ, Mustafa CEVHER

the relation between the building natural period and the store number or building height. Building store number curves of resonance region which changes as the function of the building rigidity were also obtained by using the same properties. In conclusion, if the dominant periods of soils are known, store number and the height of the building designed could be determined as practical from the resonance region curves. This application is useful simple method for the estimation of the soil-structure interaction during the earthquake.

Keywords: Earthquake resonance damages, soilstructure interaction, dominant period, store number of building, concrete rigidity.

INTRODUCTION

In determination of the building store numbers or the building heights depending on the predominant period in the design of the Engineering structures, earthquake damages occurring by the resonance are of vital and economically importance (Arnold 2013) has expressed that the reduction of the resonance effect could not be always possible by the calculations of the spectral coefficients and earthquake load reduction coefficient. In that study, it was expressed that the reduction of the resonance effect could be possible by changing the height, mass and rigidity of the building designing or the completed construction. The examples of relation between the building store numbers and the soil dominant periods proposed by Aytun (2001) is not acceptable. In the soil dominant period calculations, the applications of different depth have been used as 30 and 50 meters. The use of different depths in the calculation of soil period leads to confusion. In this regard, there is not any publication having concrete results in the literature. Resonance conditions depending on the properties of building height and stiffness can be evaluated by the signal analysis method. In order to reduce of the resonance damages, this study aims to create a unity in determining the predominant period by using the

signal analysis method for the relationship between the dominant period of the soil and building heights.

Soils Depth Value That should be Used in the Calculation of Soil Dominant Period

While seismic waves propagated in the ground, they include frequencies in the interval of (0-2000) Hz. Loose soils passes the low frequencies and hard soils pass the high frequencies. Soils show behavior such as filter. One of the most important factors in the determination of the earthquake behavior of the soils is the dominant vibration frequency or the dominant period.

In practice, to determine predominant periods by means of quarter wavelength method, the two different depths have been used as the 30 or the 50 meters. In this regard, there is not any publication having concrete results in literature. Mentioned concept confusion in calculations of soil dominant period can be expressed by this study as the below and can be resolved.

1- As it is known, seismic wave types causing earthquake damages are surface wave (Rayleigh waves) and the shear wave type. The effective depth of surface waves continues by decreasing amplitude until to the depths of 40 meters. Since there is the relationship as VR = 0.92 VS between surface wave velocity and shear wave velocity, surface wave velocity measurements are made by means of shear wave velocity measurements

2- Around the depth of 50 meter for only C and D soil groups is given in the Table 1 to calculate the acceleration spectrum characteristic periods T_A and T_B values.

Local soil class	T _A (second)	T _B (second)	Soil group	Top layer thickness (h ₁)
Z1	0.10	0.30	(A) group soils	$h1 \le 15 \text{ m and } (B) \text{ group soils}$
Z2	0.15	0.40	h1 > 15 m and (B) group soil	$h1 \le 15 \text{ m and } (C) \text{ group soils}$
Z3	0.15	0.60	$15 \text{ m} \le h1 \le 50 \text{ m}$ and (C) group soil	$h1 \le 10 \text{ m}$ and (D) group soils
Z4	0.20	0.90	h1 > 50 m and (C) group soil	h1 > 10 m and (D) group soils

Tablo 1. Lokal zemin sınıflamasıTable 1. Local soil classification

3- In the comparison of the soils dominant periods calculated from the strong motion acceleration seismograph records and from the shear wave velocity measurements, Zaho (2011) has stated that dominant periods smaller than 0.4 second is very compatible for the 30 meters depths.

4- In the literature, the soil dominant periods have been approximately given in the interval of the (0.05-2) seconds. The dominant periods for the reinforced concrete buildings have been approximately given in the interval of the (0.02-0.15) seconds. (Chen et al., 2000, Goel et al., 2000, Alfaro et al., 2001, Salinas et al., 2012)

The average height of the one building storey is 3 meters. N = 10 storey building height is H = 30 meters, N = 15 storey building height is H =45 meters. Rigidity of reinforced concrete buildings approximately have been given in the interval of (0.15- 0.02). The smallest total natural period of buildings in the 30 meters height are the below.

$$T_{B} = CN(N=1) = C \quad T_{BN} = C \{(3N=H)/3\} \}$$
$$T_{BN} = 0.02x\{ (10=(30/3)\} = 0.2 \quad (1)$$

The largest total natural period of the buildings in the 30 meters height are the below.

$$T_{_{\rm BN}} = 0.14x\{ (10=(30/3) \} = 1.4$$
 (2)

The smallest total natural period of the buildings in the 45 meters height are the below.

$$T_{\rm BN} = 0.02x\{ (15=(45/3)) \} = 0.3$$
 (3)

The largest total natural period of the buildings height in the 45 meters are the below

$$T_{BN} = 0.14x\{ (15=(45/3) \} = 2.1$$
 (4)

Reference values of the soil dominant period:

 $T_z \cong 0.05$ second the smallest for $V_s > \equiv 4000$ m/s (5) $T_z \cong 2$ second the biggest for $V_s < = 100$ m/s (6)

acceptable. As seen from the comparison of the 1-2 with the 5-6, the building dominant period values in the 30 meters height does not show a satisfactory compliance with the reference values of the soil dominant period. If the dominant period values in the (4 and 6) are compared, it is seen that dominant period of building with the poor rigid of the 45-meter height has almost the same value with the loose soil dominant period of the 45 meters depth. According to this result, the loose soil dominant period is equivalent to the building dominant period with 15 storey or of the 45 meters height. While the predominant period is calculated, it arises again that the layer depth should be used as the 50 meters depth.

5- Soil dominant periods for the 30 to 50 meters depth calculated according to the shear wave velocity of all rocks are given in Table 2. When 30 meters is used as a soil depth, small period differences in the Table 2 and Zaho's results become almost consistent to each other. When the soil depth is used as the 30 meter, big period differences causes important error in the evaluation of T_A - T_B in Table 2.

Tablo 2. Zemin derinliklerine göre zemin hakim periyotları Fable 2. Soil dominant periods according t

V _s	T ₃₀	T ₅₀	$T_{50}^{-}-T_{30}^{-}$	T ₅₀ ,T ₃₀	T ₅₀
100	1.2	2	0.8		
200	0.6	1	0.4		
300	0.4	0.66	0.26	50	
400	0.3	0.5	0.2		
500	0.24	0.4	0.16		~50
700	0.17	0.29	0.12		≦30
1000	0.12	0.2	0.08		
1300	0.092	0.15	0.06	30	
1600	0.075	0.13	0.05		
2000	0.06	0.1	0.04		

Table 2. Soil dominant periods according to
the soil depths.

As result, as mentioned by (Zaho, 2011), it is more convenient to use 30 meters depth for the hard soils having the bigger velocities from the 500 m/s. In calculation of the dominant period according to this study, it seems to be more convenient that the soil depth should be used as 50 meters for the loose and wet soils having smaller velocity from the Vs= 500 m/s.

Resonance Region of Engineering Structures

In case of the same the soil and the building vibration frequency, the vibration force of the building increases two times. The total amplitude of the two force causes to the greater swing of the building. Thus, growing shake of the building causes to bigger acceleration. The big shaking occurred by soil-building interaction during earthquakes is named as in the building resonance. The big shaking occurred by soil-building interaction during earthquakes is named as the building resonance. If an engineering structure is in the case of resonance, the amount of damage becomes in proportion to the vibration amplitude. The building samples with damage occurred by resonance were given by Keçeli (2013).

To understand the resonance behavior and to avoid from the resonance of building, signal analysis would be useful to enter into the resonance behavior. When fundamental period or the first mode signals are used, the interaction of soils and building vibrations may be considered simply as follows:

In fact, although the amplitudes of the soil period are bigger than that of the building period amplitudes, signal analysis is representatively possible in the case of the equal amplitudes of modes. Figure 1 shows the examples of the structure resonance damage have occurred with earthquake when the design relationship of the soil-structure- resonance is not established appropriate.



Şekil 1. Deprem rezonans hasar örnekleri(URL-3). Figure 1. Examples for rezonanse type of earthquake damages.

Figure 2. shows the formation of resonance between the structure fundamental or 1. mode period T_B , and its ground signal period, T_Z . When T_B equals T_Z , also, figure 2 shows the total amplitude $T_T = T_B + T_Z$ to increase twofold. In the relation of $0.5T_Z < T_B$ >1.5 T_Z , since the signal amplitude of T_T is smaller than T_B , the change of T_T represents that building will not enter into resonance. Because of T_{TOP} can be vibrated with big amplitudes, the variation of T_{TOP} shows the building period will enter into resonance. To explain the resonances of the structures according to the signal analysis, TB =(0.5-1.5)TZ values is to become the limit interval values of resonance region of buildings.



Şekil 2. Depremde zemin ve binaların fundamental periyotlarına sinyal analizi uygulaması. Figure 2. Signal analysis application to the fundamental periods of the soil and building in earthquake.

Vibration or oscillation periods of the buildings are given by the following empirical formula as depending on mainly the building properties like mass, firmness, hardness, strength and dimensions.

$$T_{B} = \frac{0.09H}{\sqrt{D}} \quad \text{ve} \quad T_{B} = CN \tag{7}$$

Here, H: building height, D: The horizontal force in the direction parallel to the building size, N, store number, C: refers to the ratio coefficient or building stiffness values. The relationship between story stiffness values and structure periods was given by (Safina 1996) as follows:

Flexible building
$$T_1=0.1N$$

Intermediate building $T_2=((T_1+T_3)/2)$
Rigit building $T_3=CH^{3/4}0.061h^{3/4} \cong 0.061(3^{3/4}) \cong 0.14$ (8)

64 Ali KEÇELİ, Mustafa CEVHER

In the figure 3, as the boundary period values between the period values of the resonance region, $T_B = (0.5-1.5)T_Z$

$$T_{B1} = 0.5T_{Z}$$
 ve $T_{B2} = 1.5T_{Z}$ (9)

can be written.

According to the different soil dominant periods depending on the building rigidity values, the curves of the resonance region with the variations of the resonance region store numbers can be obtained from the equations (7 and 9) in similar manner as in the figure 3.



Şekil 3. Zemin hakim periyoduna göre bina rijitlik (C) değerleri için kat adedi değişimi ve rezonans bölgesi eğrileri.

Figure 3. According to dominant periods of different soils, the curves of the resonance region and change of store numbers for the building rigidity (C) values.

Numerical calculation example of the building store number for the soil period $T_{7}=1$ second:

Figure 4 may be reproduced for values of various soils periods

$T_z = 1$ second	T _z =1 second
$T_{B1} = 0.5T_{Z} = 0.5x1=0.5$	$T_{B2} = 1.5T_{Z} = 1.5 \text{ x } 1 = 1.5$
$N_1 = (T_{B1}/C) = (0.5/0.09) = 6$	$N_2 = (T_{B2}/C) = (1.5/0.09) = 17$
H ₁ =18 m., $H_1 \cong 3N_1$	H ₂ =51 m., $H_2 \cong 3N_2$

According to the rigidity values of the reinforced concrete buildings, Figure 4. shows the building store number and the resonance region change graphs for various soil periods between TB = (0.5-1.5) TZ values. To obtain resonance region curves

in the figure 4, calculation example are given for the TZ = 0.5 second. Figure 4 may be reproduced for the values of various soils dominant period.



Şekil 4. Bina rijitlik (C) değerlerine göre farklı zemin hakim periyotları için rezonans bölgesi kat adedi değişimi.

Figure 4. Variation of resonance region store numbers according to the building rigidity (C) values for the different soil predominant periods.

$T_{B1} = 0.5T_{Z}, N$	$V_{1} = T_{B1}/C$	$T_{B2} = 1.5T_{Z}, N_{2} = T_{B2}/C$
$T_{B1} = 0.5 \times 0.5 =$	=0.25	T _{B2} =1.5x0.5=0.75
$N_{1(0.02)} = (0.25)$	/0.02)=13	N _{2(0.02)} =(0.75/0.02)=38
N _{1(0.04)} =(0.25	/0.04)=6	N(_{20.04)} =(0.75/0.04)=19
N _{1(0.06)} =(0.25	/0.06)=4	N _{2(0.06)} =(0.75/0.06)=13
$N_{1(0.08)} = (0.25)$	/0.08)=3	N _{2(0.08)} =(0.75/0.08)=9
N _{1(0.1)} =(0.25/	0.1)≅3	N _{2(0.1)} =(0.75/0.1)≅8

For the T= 0.5 seconds, numerical calculation example of resonance region according to the building rigidity value:

Application example of earthquake resonance damage:

In the 1985 Mexico City earthquake, the resonance heavy damages occurred on the 6-20 storey buildings in area having soil dominant period of $T_z = 1.5$ seconds. But, very little earthquake damages occurred on higher-rise buildings (Arnold 2013).

$T_z = 1.5$ second	$T_z=1.5$ second
$T_{B1} = 0.5T_Z = 0.5x1.5 = 0.75$	$T_{B2} = 1.5T_{Z} = 1.5 \text{ x } 1.5 = 2.25$
$N_1 = (T_{B1}/C) = (0.75/0.1) = 7$	$N_2 = (T_{B2}/C) = (2.25/0.1)=22$
$H_1 = 21m., H_1 \cong 3N_1$	$H_2 = 63 \text{ m., } H_2 \cong 3N_2$

66 Ali KEÇELİ, Mustafa CEVHER

Similar results obtained by signal analysis show clearly that the concept of resonance region is the healthy method. However, when the soil dominant period and the resonance region is determined healthy by the geophysical methods, it is observed that the geophysical methods have vital importance for the design of the engineering structures applied to reduce earthquake resonance damages.

CONCLUSION

The results obtained in this study:

Soil depth for the soils having dominant period of the $T_z < 0.4$ seconds should be used h=30 meters and soil depth for the soils having dominant period of the $T_z > 0.4$ seconds should be used h=50 meters. Soil depth in calculation of earthquake dominant period is required to use h=50 meters to ensure compliance in terms of both scientific and application. It is appeared the result that civil engineers can construct building stores desired at every soils by using the building periods in the outside of resonance region.

REFERENCES

Alfaro, P. L., Goula X., Susagna T., Navarro M., Sanchez J., Canas J. A., 2001, Preliminary Map of Soil's Predominant Periods in Barcelona Using Microtremors: Pure and Applied Geophysics, 158, 2499-2511.

Anastasia K. E., Athanasios I. K., 2013, Correlation of Structural Seismic Damage with Fundamental Period of RC Buildings Open Journal of Civil Engineering, , 3, 45-67.

Arnold C.,2013, Earthquake Effects on Buildings 4:

http://www.fema.gov/media-library-data/20130726-1556-20490-0102/fema454_chapter4. pdf.

-, 2007, Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik: T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı.

Aytun A., 2001, Olası Deprem Hasarını en Aza İndirmek Amacıyla Yapıların "Doğal" Salınım Periyotlarının Yerin Baskın Periyodundan Uzak Kılınması: Uşak İli ve Dolayı (Frigya) Depremleri Jeofizik Toplantısı, (73-82).

Chiauzzi L., Masi A. & Mucciarelli M., Cassidy J. F. Kutyn K., Traber J., Ventura C. & Yao F. 2012,Estimate of fundamental period of reinforced concretebuildings: code provisions vs. experimental measures inVictoria and Vancouver (BC, Canada), 15WCEE.

Chun Y.S, Yang J.S., Chang K.K. and Lee L.H., 200, Approximate Estimations of Natural periods for Apartmentbuildings with Shear-Wall Dominant Systems:12WCEE.

Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, European Standard EN 1998-1:2004, Comité Européen de Normalisation, Brussels, 2004.

Goel R. K., and Chopra A. K., Period Formulas for Cocerte Shear Wall Buildings

http://digitalcommons.calpoly.edu/cgi/ viewcontent.cgi?article=1059&context=cenv_fac.

Hwei P. H., 1970, Fourier Analysis. Simon and Shuster, NewYork.

Keçeli A. D., 2012, Uygulamalı Jeofizik JFMO Eğitim Yayınları NO:9

Keçeli A. D., 2013, Neden Jeofizik Mühendisliği Zemin Etütlerinde Zorunlu Olmalı: Jeofizik, 18, 15-28.

Law K.T. and Wang J.G.Z.Q., 1994, Siting in Earthquake Zones: Amazon.co.UK

Mario Paz, 1994, International Handbook of Earthquake Engineering: Codes, Programs, and Examples: PP.: 545 Springer. Safina S., 1996, Relationship Soil-Structure upon fundamental Dynamics Properties of Ordinary Buildings. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering.

Salinas V., Santos-Assunçao S., Caselles O., Pérez-Gracia V., Pujades Ll. G., Clapés J., 2012, Effects on the predominant periods due to abrupt lateral soil heterogeneities: 15 WCEE LISBOA. Zhao J. X, 2011, Comparison between VS30 and Site Period as Site Parameters in Ground-Motion Prediction Equations for Response Spectra,4th IASPEI / IAEE International Symposium: Effects of Surface Geology on Seismic Motion, August 23–26, • University of California Santa Barbara.





TMMOB JEOFİZİK MÜHENDİSLERİ ODASI THE CHAMBER OF GEOPHYSICAL ENGINEERS OF TURKEY

YAZIŞMA ADRESİ / CORRESPONDENCE ADDRESS:

Jeofizik / The Turkish Journal of Geophysics, Milli Müdafaa Cad. No:10/7 06650 Kızılay – Ankara / TÜRKİYE Telefon: +90 312 418 82 69 Faks: +90 312 418 83 64 http://dergi.jeofizik.org.tr • jfmo@jeofizik.org.tr

ISSN: 0259-1472