

SİSMİK YÖNTEMLERLE MÜSADE EDİLEBİLİR DİNAMİK ZEMİN TAŞIMA KAPASİTESİ VE OTURMASININ SAPTANMASI

The Determination of the Dynamic Permissible Bearing Capacity and Settlement By Means of the Seismic Method

A. KEÇELİ*

ABSTRACT

In geotechnical engineering, the static bearing capacity and settlement of shallow foundations have been extensively studied and reported in the literature. It is seen that a fundamental definition of the dynamic bearing capacity has not yet been found and that recent developments in the modern methods of settlement analyses have been based on the elastic theory.

For the calculation of the dynamic bearing value or of settlement of foundations, the geostatic stress q is defined as

$$q = \frac{dVT}{4}, \text{ where } d \text{ is the density, } V \text{ is the velocity and } T$$

is the predominant period. In this investigation, starting from this point of view, the dynamic ultimate bearing capacity and permissible load have been determined as the percent values of the compressional and shear waves acoustic impedance, respectively. It is shown that the values obtained from the seismic methods for various foundations are in agreement to those of conventional methods. As a result of application, a table for the bearing capacity values obtained from the various foundation has been presented. It is also shown that, assuming geostatic stress as a load on the foundation, the settlements in vertical direction can be determined by means of seismic method.

The method developed in this investigation helps a better understanding of the behaviour of soils subjected to dynamic loading conditions.

ÖZET

Jeoteknik mühendisliğinde müsaade edilebilir statik zemin taşıma kapasitesi ve oturması geniş bir şekilde incelendiği literatürden bilinmektedir. Dinamik kapasite ise henüz ayrıntılı olarak incelenmemiştir. Yeni gelişmeler, özellikle oturma hesaplarında elastik kurama dayandırılmaktadır.

Zeminlerin dinamik parametrelerini saptamada verilen bir derinlikte taneler arasındaki etkin düşey basıncın bilinmesi gerekmektedir. Bu çalışmada, bu görüş noktasından hareket ederek zeminlerin müsaade edilebilir ve nihai taşıma kapasitelerinin sırasıyla boyuna ve enine sismik dalga empedanslarının yüzde değerleriyle ifade edilebileceği gösterilmiştir. Çeşitli zeminler için sismik yöntemle elde edilen değerlerin klasik yöntemlerle elde edilenlerle uyum içinde olduğu görülmüştür. Zeminlerin özelliklerine ve türlerine göre bir çizelge geliştirilmiştir. Keza sismik yöntemle çeşitli zeminlerin oturmalarının da saptanabileceği gösterilmiştir.

Sismik yöntemle geliştirilen bu tekniğin zeminlerin dinamik yük altında maruz kalacakları davranış özelliklerinin tanınmasına daha çok yardım edeceği sonucuna varılmıştır.

GİRİŞ

Jeoteknik Mühendisliği bilim dalı, özetle inşaat, jeoloji ve jeofizik mühendislerinin ortak uğraşı alanı olan zemin, temel ve toprak işleri bilim dalı olarak tanımlanabilir.

Bir jeolojik yapı üzerine veya içine bir mühendislik yapısı yapıldığı zaman, bu iki yapı arasındaki fiziksel ilişkiden dolayı jeolojik denge bozulur. Bu iki yapı arasında normal koşullarda bir denge kurulsa bile, yapay veya heyelan, deprem

* Akdeniz Üniversitesi, Isparta Mühendislik Fakültesi, ISPARTA

gibi doğal afetin etkisi altında bu denge yine bozulabilir. Jeoteknik hizmetler, sözkonusu bu iki dengenin sürekli olması, yani bir afetin oluşmaması için gerekli önlemleri ve önerileri sağlar. Ayrıca günümüzde inşaat çeşitlerinin ve özelliklerinin çoğalması doğada bulunan çeşitli kütlelerin inşaatla kullanılmasını ve yeni yapı malzemesi yapılmasını zorunlu kılmıştır. Gerekli doğal kaynakların arama işlemleri jeoteknik hizmetler alanına girmektedir. Jeoteknik hizmetler bir projenin zaman ve finansman miktarlarında önemli kazançlar sağlar.

Yeryüzünde ve içinde, çeşitli büyüklükte ve nitelikte inşaat yapan mühendis, yapacağı işi projelendirmek için inşaat yapacağı bölgenin özelliklerini bilmek ister. Bu özelliklerin çoğu yeraltındaki kütlelerin litolojisine, jeolojik yapısına, yeraltı suyu durumuna, jeolojik yüke ve diğer faktörlere bağlıdır.

Yakın zamana kadar mühendisler inşaat yapacağı zeminde rastlayacağı kütlelerin niteliklerini gözle, gelenek ve görenekle veya deneysel bağıntılarla saptarlar ve bunlara göre de temel sistemlerini seçerlerdi. Son yıllarda, yüksek ve çeşitli basınca sahip büyük inşaatların artması, temel zemini ile temel sistemi arasında daha uygun bir bağıntının kurulmasını zorlamıştır. Bu nedenle elastik teoriye dayanan modern teknikler geliştirilmiştir.

Bugün bazı mühendislik yapılarında görülen kaymalar, yıkılmalar, farklı oturmalar, çatlamlar yapı ile zemin arasında bir bağdaşmanın kurulmadığını, zemin özelliklerinin iyice anlaşılmadan inşaatın yapıldığını göstermektedir. Bu gibi zararlı olaylar yüzey ve yeraltı jeolojisi ile uğraşan mühendislerle inşaat projelerini hazırlayan mühendisler arasında bir bağın kurulmamış olduğunu gösterir. Yeraltı mühendisliği işlerinde çalışan bu meslek grupları arasında bir işbirliğinin kurulması için zeminin niteliklerinin ve niceliklerinin, jeoloji ve jeofizik mühendisleri tarafından sayısal olarak saptanması, inşaat ve diğer mühendislerin de bunları proje çalışmalarında kullanmaları gerekir. Bunun için, örneğin; temelin kil, kum, kalker veya granit olduğunu söylemek jeolog için yeter gibi görülse de, bu gibi deyimlerle proje çizimi mümkün olmaz ve dolayısı ile inşaatçı için pek büyük bir anlam taşımaz. Halbuki, kilin cinsi, jeolojik oluşumu, yataklanma şekli, tane büyüklüğü, içsel sürtünme direnci, konsolidasyon derecesi, su emmesi, tabaka kalınlığı, dikey ve yatay değişimi, maruz kaldığı jeolojik yük, elastik ve viskoelastik özellikleri hakkında sayısal bilgilerin projelendirilmede kullanılması ve proje tipine etkilerinin ortaya konması çok önemli yararlar sağlayacaktır.

Kütlelerin çeşitli özelliklerinin sayısal tanımlamaları için, son yıllarda jeoteknik mühendislik alanında birçok teknik ve yöntem uygulanmaya başlamıştır. Bu yöntemlerin başlıcası elastisite teorisine dayanan sismik yöntemlerdir. Uygulanan bu yöntem ve tekniklerin kullanımı gelişmiş ülkelerde ağırlık kazanmıştır.

Jeoteknik mühendisliği yukarıda belirtildiği gibi başta inşaat mühendisleri olmak üzere zemin probleminin türüne göre jeoloji veya jeofizik mühendislerini ilgilendirir. Jeoteknik mühendisliği birçok arazi ve laboratuvar yöntemleri kullanır. Her yöntemin zemin türüne bağlı olarak çeşitli sınırlamaları bulunmaktadır. Arazi ve laboratuvar yöntemleri hem statik ve hem de dinamik basınçlarla yapılabilmektedir. Arazi ve laboratuvar yöntemlerinin zeminin mühendislik özelliklerini saptamada birbirine göre üstünlükleri ve zayıf yanları vardır. Bu konudaki genel eğilim arazi yöntemlerinin laboratuvar yöntemlerinden üç üstün yanının olmasıdır. Keza dinamik yöntemlerde mühendislik yapılarının hasarına neden olan kuvvetin dinamik olması, zeminin mühendislik özelliklerinin dinamik kuvvetler altında incelenmesinin daha yaygın olarak Japonya'da ve A.B.D.'de San Andreas fayının yer aldığı Kaliforniya eyaletinde zemin etütlerinde yoğun bir şekilde kullanılmaktadır.

Bilindiği gibi Japonya'da ve Kaliforniya'da zemin deformasyonu ve deprem hasarlarında can kaybı olmamaktadır. Bunun nedeni ise, zemin etütlerinde klasik yöntemler yanında modern dinamik yöntemlerden özellikle sismik yöntemlerin kullanılmasıdır. Sismik yöntemler geniş bir bilgi birikimi ve deneyim gerektirdiğinden jeofizik mühendislerinin dışındaki mühendisler bu yöntemi gereği gibi kullanamamaktadır. Son yıllarda gerek elektronik alanında ve gerekse bilgisayar alanında önemli gelişmeler sağlandığından sismik yöntemlerin zemin etütlerinde kullanımı son on yılda yaygınlaşmıştır.

Yeraltının belirli bir noktasını tanımak için en gerçekçi olan yöntem mekanik sondajla yer içinden numune alma ve numunelerin laboratuvar deneyleri ile jeolojik ve mekanik özelliklerinin saptanmasıdır. Ancak, mekanik sondajın ve yeraltı katmanlarının özelliklerinin düşey ve yatay yönlereki değişim sınırlarına, boşluk ve kırıklarına rastlama ihtimalinin az oluşu ve taneli zeminlerden numune alınmadaki güçlükler sebebiyle sondaj adedinin artırılması sonucu önemli zaman ve finansman kayıpları ortaya çıkmaktadır. Zaman ve finansman kazancı sağlamak, mekanik sondaj sayısını azaltmak ve mekanik sondaja yön vermek amacıyla jeoloji ve jeofizik mühendisliği etütlerine ihtiyaç duyulur. Jeolojik etütler ile yeryüzünden görülebilen mostralara dayanarak yeraltı hakkında bir yorum getirebiliriz. Jeolojik etütlerden elde edilen yeryüzü haritalarının derinliğe doğru jeolojik birimlerin değişimlerini izlemek ve bu birimlerin mühendislik özelliklerini ortaya koymak amacıyla jeoteknik amaçlı jeofizik mühendisliği etütleri yapılır.

Zemin ve mühendislik yapısı arasındaki fiziksel dengenin stabil kalması, yani herhangi bir hasarın oluşmaması için bir inşaat mühendisinin ihtiyacı olan en önemli parametreler başta zemin emniyet gerilmesi ve zemin oturması olmak üzere, bunun yanında yeraltının yapısal durumunun bilinmesi ve diğer mühendislik özelliklerini yansıtan elastik parametrelerdir.

Jeoteknik hizmetlerin gelişmiş ülkelerdeki uygulaması şu şekilde olmaktadır: Bölgesel ve yerel olmak üzere iki aşamalı yapılmaktadır. Bölgesel jeoteknik çalışmalar daha ziyade belediyelerin hizmet alanına girmektedir. Bu amaçla belediyeler beldelerinin jeoteknik haritalarını yaptırmakta ve il imar plânlarının gelişmelerini jeoteknik haritalara dayandırmaktadırlar. Şöyle ki; mühendislik yapılarının projelerinin kontrolü ve inşaat ruhsatının verilmesi, yeşil alanların, önemli yapıların ve yeni yerleşim yerleri zemin özellikleri dikkate alınarak tesbit edilmektedir. Zorunlu olmadıkça sağlam bir zemin bölgesi yeşil alan, dolgu zemin önemli yapı veya yerleşim bölgesi yapılmamaktadır.

Bu çalışmada, jeoteknik mühendisliğinin zemin sorunlarının çözümünde kullanılan jeofizik mühendisliği yöntemlerinden dinamik bir yöntem olan sismik yöntemlerle zemin emniyet gerilmesi ve zemin oturmalarının saptanması için bilinen yöntemler tartışılarak yeni bir yöntem ortaya koymaya çalışılmıştır.

TAŞIMA GÜCÜ HAKKINDA GENEL BİLGİLER

Her temel, birbirinden bağımsız olarak iki koşulu sağlamalıdır (Kumbasan 1974).

1. Temelin göçmeye karşı yeterli bir güvenliği bulunmalıdır (taşımaya gücü şartı - bearing capacity).
2. Doğması muhtemel maksimum toplam ve farklı oturmalar kabul edilebilecek değerleri geçmemelidir (oturma şartı - settlement).

Bu iki koşulu sağlayan basınç, zemin (temel) emniyet gerilmesidir (permissible bearing capacity). Bu şartlardan birincisinin önemi açıktır. Zira temelin göçmesi üst yapının tamamen veya kısmen yıkılmasına neden olur.

Zeminlerin taşıma gücü bir denge (stability) sorunu olup, çökme olmadan zeminin taşıyabileceği yüküdür. Yeterli büyüklükteki bir yük altında temel, artan bir hızla zeminin içine batarak çökebilir. Temel zeminin üst yüzü sömel çevresinde kabarır. Zeminlerin taşıma gücü zeminin mukavemet karakteristiklerine bağlı olmakla beraber uygulanan yükün miktarına ve dağılımına da bağlıdır. Genelde zemin gerilmesi iki şekilde olur.

(1) Yük altındaki zemin, konsolidasyon nedeniyle çok fazla oturma yapar. Bu tip gerilme zeminin en olağan yenilme cinsidir. Zeminin üzerindeki yapıda eğilme, çökme gibi hasarlar oluşur. Bu zemine yavaş yavaş artan bir P yükü uygulanırsa, gerilme deformasyon eğrisine benzer yük-oturma eğrisi elde edilir. P yükü kritik değeri geçerse oturmalar hızla artar. Bu yük-oturma eğrisinin eğrilikliğin maksimum olduğu nokta çökme noktasıdır.

(2) Makaslama gerilmesi: Bu tip gerilme seyrek olmakla birlikte, oluştuğu zaman zemine oturan yapıyı tamamen tahrip eder. Bu tip yenilme de zeminin yatay olarak yanlara doğru hareketi söz konusudur. Böyle bir göçme birkaç evrede oluşur. Önce temel altındaki zemin aşağıya doğru itilerek dış yanlarda kabarmalar olur. İkinci evrede temel sınırları boyunca çatlaklar oluşur. Üçüncü evrede temel altında oluşan kayma, temeli aşağıya ve dışarıya doğru hareketlere zorlar. Son evrede ise sürekli kayma yüzeyi ortaya çıkar. Bu durumda, temel aşağıya iner ve devrilir. Temel etrafındaki zemin iyice kabarır. Böyle temel çökmelerine sık sık rastlanılmakla beraber bu durumda yapı tamamen yıkılır.

Taşıma gücü terimi ile temelin çökmeden taşıyabileceği maksimum taban basıncı nitelendirilmektedir ve birimi (kg/cm²) veya (t/m²) olarak tanımlanır.

Temellerin taşıma gücü, zeminin birim hacim ağırlığı, kayma mukavemeti ve deformasyon karakteristikleri gibi mekanik özelliklerine, zeminin ilk gerilme durumuna, hidrolik ve yapısal şartlarına, temelin büyüklük, derinlik, şekil, taban pü-

rüzlülüğü ve taşıdığı yük değeri gibi geometrik ve fizik şartlarına ve inşa metoduna dayanmaktadır.

Nihai taşıma gücü terimi, q_u , zeminin plastik makaslama yenilmesine uğradığı birim yük miktarı için kullanılmaktadır. Nihai taşıma gücünü formüle ederken gözönüne alınan hususlar; temel elemanın şekli ve boyutları, temel derinliği ve temelin oturduğu zemin özellikleridir.

Emniyetli taşıma gücü veya zemin emniyet gerilmesi başka bir deyişle müsaade edilebilir taşıma gücü (permissible bearing capacity) q_s ise, nihai taşıma gücünün G_s gibi bir emniyet faktörüne (safety factor) veya güvenlik katsayısına bölünmesi sonucunda bulunan taşıma gücüdür.

$$q_s = \frac{q_u}{G_s} \quad (1)$$

Emniyet G_s faktörü boyutsuz bir rakamdır ve minimum 1,5-4,5 arasında değerler alır. Zemin emniyet gerilmesi uygulayıcı mühendis için oturmalar, zaman etkenleri ve zeminin heterojenliği gibi faktörler ortadan kaldırdığı varsayılır (Myśliwiec 1978).

q_u ile gösterilen taşıma gücünün temel alanı A ile çarpılması

$$Q_u = A \cdot q_u$$

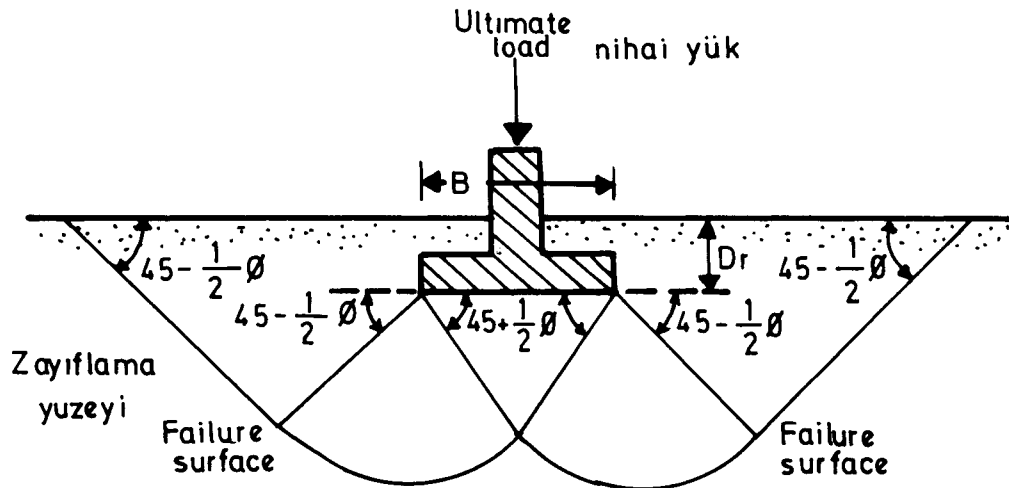
temelin göçmeden taşıyabileceği maksimum yükü verir.

Net taşıma gücü, yani taban seviyesine göçme olmadan konulabilecek basınçtan o seviyedeki mevcut zemin basıncının çıkartılmasıdır.

Şekil (1)'deki sığ temellerin statik nihai taşıma gücünün hesabı için araştırmacılar tarafından muhtelif formüller verilmiştir. Bunlar arasında bugün en çok kullanılan Terzaghi'nin verdiği formüldür. Terzaghi'nin deneysel olarak elde ettiği statik taşıma gücü genel formülü şöyledir :

$$q_u = cN_c S_c h_c + qN_q S_q H_q + \frac{1}{2} dBN_d D_d h_d \quad (2)$$

Yukarıdaki denklemde birinci terim kohezyon, ikinci terim sürüşarj ve son terim içsel sürtünmedir. Burada; q_u ; temelin birim alanındaki statik nihai yük, d; yoğunluk (kg/cm³), c; zemin



Şekil 1. Mütemadi sığ temellerin statik nihai taşıma gücü (Das 1983).

Fig. 1. Static ultimate bearing capacity of continuous shallow foundations (after Das 1983).

kohezyonu (kg/cm^2), d' temelin altındaki zeminin etkin birim ağırlığı ($\text{kg/cm}^2\text{sn}^2$), q ; hH_f sürüş yükü (kg/cm^2), H_f ; temel derinliği (m), B ; temel genişliği, N_c , N_q , N_d ; zeminde, içsel sürtünme açısının fonksiyonu olan taşıma kapasitesi faktörleridir, S_c , S_q , S ; temel şekli faktörleri, h_c , h_q , h_d ; derinlik faktörleridir. Bir örnek vermek gerekirse, kumlarda $c = 0$, $N_c = 0$, suya doymuş killerde $\phi = 0$, $N = 0$ dir. Buna göre yukarıdaki denklemde sadeleştirmeye gidilebilmektedir. Birçok araştırmacı tarafından yukarıdaki faktörler çeşitli şekillerde tanımlanmıştır.

Bu şekilde elde edilen parametreler statik parametreler olarak adlandırılır. Dinamik yöntemlerle elde edilenler ise dinamik parametreler olarak adlandırılırlar.

Φ_{dy} nihai dinamik taşıma gücü, literatürde

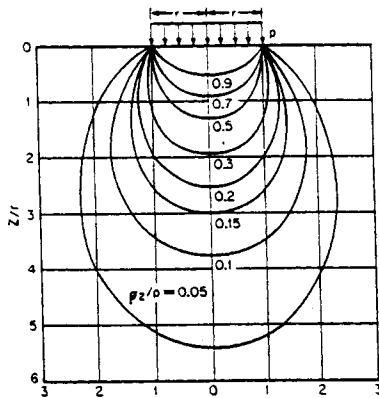
$$\Phi_{dy} = \phi - 2^\circ \quad (3)$$

değeri kullanılarak tahmin edilmeye çalışıldığı görülmektedir (Das 1983).

Zemin emniyet gerilmesi aşağıdaki şekillerden biri veya birkaçıyla birlikte belirlenir (Türker 1988).

1. Deneyim kazanma ve bunlarla ilgili tablolar.
2. Yükleme deneyi.
3. Taşıma gücü ve oturmaların laboratuvar deneylerinden hesaplanması.
4. Standart penetrasyon deneyi (SPT) ve konik penetrasyon deneyi (KPT).
5. V_s enine dalga hızı ve V_p boyuna dalga hızından deneysel bağıntıyla taşıma gücünün saptanması.

Dünyanın çeşitli yerlerindeki mühendisler zaman zaman bu konudaki deneyimlerini yayınlamaktadırlar. Zemin emniyet gerilmesinin saptanmasında en kolay yol çizelgelerin kullanılmasıdır. Fakat bu çizelgelerde yalnız zemin cinsleri verilmekle yetinilmiş ve zeminin özellikleri belirtilmemiştir. En önemlisi yapının boyutlarının ve ağırlığının çizelgelere konulmamasıdır. Sonuç olarak çizelgelerden alınan değerler emniyetli bir geril-



Şekil 2. Gerilim dağılımının basınç soğanı lineer elastik yarı sonsuz ortamda düzgün olarak yüklenmiş dairesel bir alan altında düşey normal gerilim eğrileri (Hunt 1984).

Fig. 2. The "pressure bulb" of stress distribution: contours of vertical normal stress beneath a uniformly loaded circular area on a linear elastic half space (after Hunt 1984).

me ve ekonomik bir temel boyutu vermemektedir. Zemin emniyet gerilmesinin hesaplanması bir kirişin veya döşemenin hesabı kadar önemlidir. Böyle bir durumda yalnız deyimlere dayan-

mak mühendisi hataya düşürebilir. Yine de New York, Berlin gibi büyük kentlerde jeoteknik bilgi birikimi, güvenilir çizelgeler olarak görülmektedir. Çizelge 1'de verilen zemin emniyet gerilmeleri bu tür yapı kılavuzlarından derlenmiştir (Önalp 1982 ve Acatay 1976). Su altındaki taneli zeminler için, Çizelge 1'de verilen q_s değerlerinin % (40-60)'ının kullanılması veya başka bir deyişle güvenlik sayısı G_s in değinilen oranda artırılması önerilmektedir (Çizelge 1 ve 2'ye bakınız).

Çizelge 1. Zemin Mekanik çalışmaları göre çeşitli zeminlerin zemin emniyet gerilmesi (Acatay 1970).

Table 1. Permissible bearing capacity, according to soil mechanics for various ground (after Acatay 1970).

Jeolojik Formasyon	q_s (kg/cm^2)
Masif kaya, granit, diyorit, gnays gibi iyi durumda (volkanik kayalar)	100
İyi durumda metamorfik kayalar	40
Tortul kayalar, silt taşı, kireçtaşı, kumtaşı ve çakıltası	15
Yumuşak ve çatlaklı ana kaya	10
Çok iyi sıkışmış veya kısmen çimentolaşmış çakıllar, kumlar	10
Sıkışmış çakıl, kum-çakıl karışımları	6
Sıkışmış çakıl, kaba kum	4
Kaba kum, gevşek kum çakıl karışımları sıkı halde ince kum	3
Gevşek ince kum	2
Sıkı kil	4
Orta sıklıkta kil	2.5
Orta yumuşaklıkta kil	1.5
Dolgu malzemesi, organik zeminler, turba ve diğer kötü zeminler	0

SİSMİK YÖNTEMLER İLE ZEMİN EMNİYET GERİLMESİ SAPTANMASI

İnşaat mühendisliği zemin mekaniği veya temel inşaatı konularında kullanılan taşıma gücü bağıntılarında; tabaka kalınlığı, yeraltı su seviyesi, gömülü fay, kırıklık, çatlaklık, yapılan hesapların etüd alanının bütün noktalarını kapsayıp kapsamadığı dikkate alınmamaktadır. Çünkü her noktadan numune almak zaman-finansman bakımından ekonomik değildir.

Taşıma gücü hesabında yukarıdaki hususları içeren bilgiler ihtiyacı vardır. Ayrıca bu konulardaki klasik yöntemler tek boyutlu olarak kullanılmaktadır. Halbuki son yıllardaki gelişmeler 2 veya 3 boyuttaki oturmaları elastik kuramla açıklamaktadır. Aşağıda elastisite teorisine dayanan taşıma gücü ve oturma bağıntıları yine tek boyutlu olarak geliştirilmiş olmakla beraber kullanılan sismik parametreler kayacın litolojisine tamamen bağımlı olduğundan istenen hususları daha iyi yansıtmaktadır.

Bugüne kadar literatürde jeofizik yöntemlerle zemin taşıma gücü saptanmasına ait aşağıdaki çalışmalara rastlanılmaktadır.

Japonya'daki zemin etüplerinde dünya çapında tanınmış OYO firması tarafından geliştirilen ve kullanılan zemin taşıma gücü anlamındaki serbest basınç direnci q_u ile enine sismik dalga hızı V_s arasındaki deneysel olarak geliştirilen bağıntı, İmai'ya (1976) göre;

$$V_s = 138.3 q_u^{0.417} \quad (4)$$

olarak verilmektedir.

Ayrıca benzer şekilde yine deneysel olarak serbest basınç direnci q_u ile, V_p boyuna sismik dalga arasında, (Imai 1976) tarafından,

$$q_u = 10 V_p^3 \quad (5)$$

bağıntısı verilmektedir. Yine q_u taşıma gücünden zemin emniyet gerilmesi bu bağıntılardan yukarıdaki gibi elde edilmektedir. Bu bağıntılarda V 'nin birimi km/s olarak kullanılmaktadır.

Diğer yöntemde ise; Çizelge 2'de verilen zemin sınıflamasında sismik hızlara karşılık gelen serbest basınç dirençlerinden, zemin emniyet gerilmesi tahminle saptanmaya çalışılmaktadır. Keza (Bracinac, 1978) akustik empedans ile zemin sınıflaması yapmıştır.

Şimdiye kadar, inşaat (jeoteknik) mühendisliğinde zemin emniyet gerilmesi, yapılan deneysel koşullar ve ondan geliştirilen deneysel bağıntılara bağlı olarak elde edilmektedir.

Gerek OYO firmasının kalın alüvyon tabakaları için yukarıdaki geliştirdiği ve gerekse Çizelge 2'den yararlanılarak zemin taşıma gücünün tahmini çoğu kez sağlıklı sonuç veremeyeceği yani genelleştirilemeyeceği, kayaçların çeşitli sismik değerlerinden hemen kolaylıkla anlaşılabilir. Örneğin: Çizelge 1'den de anlaşılacağı üzere masif volkanik kayaların zemin emniyet gerilmesi değeri $q_s = 100 \text{ kg/cm}^2$ civarında elde

edilmesi gerekirken, böyle ortamların V_p boyuna dalga hızlarının 5 km/s civarında olabileceği bilinirse, anılan bağıntıların çok sağlam ve çok gevşek zeminler için uygun sonuçlar veremeyeceği açıkça görülebilir. Ayrıca birimi de uygun değildir.

Bugün, hâlâ uygulamada en yaygın olarak kullanılan bağıntılar yine deneysel olan Terzaghi ve onun bağıntısından geliştirilenlerdir. Bu bakımdan giriş bölümünde açıklandığı üzere zemin emniyet gerilmesi saptanması yanında zemin altının yapısal özelliğini de yansıtabilecek bir yöntem ihtiyacı duyulmaktadır.

DİNAMİK TAŞIMA GÜCÜ VE ZEMİN EMNİYET GERİLMESİ PARAMETRELERİNİN SAPTANMASI

Son yıllarda inşaat (jeoteknik) mühendisliği literatüründe zemin taşıma gücü ve zemin oturmalarının saptanmasında, (Das 1983) ve (Lee 1983)'de görüleceği gibi, elastik teorisinin modern metodlar olarak kullanılmaya başlanıldığına rastlanılmaktadır. Söz konusu literatürlerde temeli taşıyan elastik ortamın homojen, izotrop ve yarı sonsuz olduğu kabul edilmektedir. Genelde toprak zeminin davranışı elastik özellikteki kaya zemininkinden farketmektedir. Ancak bu, küçük deformasyonlar için toprak zemin de makul bir yaklaşıklıkla elastik zemin gibi kabul edilebilmektedir. Esasen dinamik yöntemlerden olan sismik yöntemlerin uygulanmasında tüm zeminler için aynı kabul yapılmakta olduğu bilinmektedir. Zaten sismik titreşimlerin küçük genlikli olup küçük deformasyonlar yarat-

Çizelge 2. Zemin türlerine göre zemin özellikleri.

Table 2. Ground properties according to various ground.

	N_{sp}	D_r	q_u	V_s
	Standart penetrasyon	Relatif sıklık	Serbest basınç direnci	Kayma Dalgası hızı
	Adet	%	kg/cm ²	m/san
I				
a) Masif volkanik kayaçlar ve derinlik kayaçları, ayrışmamış sağlam metamorfik kayaçlar, çok sert çimentolu tortul kayaçlar	—	—	—	—
b) Çok sıkı, kum, çakıl	50	85 - 100	—	700
c) Çok sert kil	—	—	—	—
II				
a) Tüf ve aglomera gibi gevşek magmatik kayaçlar, süreksizlik düzlemleri bulunan ayrışmış çimentolu tortul kayaçlar	32	—	40	—
b) Sıkı kum, çakıl	—	—	—	400 - 700
c) Sert kil	30 - 50	65 - 85	—	—
III				
a) Yumuşak süreksizlik düzlemleri bulunan çok ayrışmış metamorfik kayaçlar ve çimentolu tortul kayaçlar	16 - 32	—	2.0 - 4.0	—
b) Orta sıklıkta kum, çakıl	—	—	—	200 - 400
c) Katı kil, siltli kil	10 - 30	35 - 65	—	—
IV				
a) Yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu yumuşak ve kalın alüvyon tabakaları, bataklık tipi veya çamur dipli deniz doldurulması ile oluşan zeminler ve dolgu	8 - 16	—	1.0 - 2.0	—
b) Gevşek kum	—	—	—	200
c) Yumuşak kil, siltli	0 - 10	35	—	—
	0 - 8	—	1.0	—

tiği bilinmektedir.

İnşaat (jeoteknik) mühendisliğinde kullanılan (2) numaralı denklemde verilen statik taşıma gücü deneysel bağıntısının da görüleceği üzere sürşarj terimi basitçe

$$q = d H_f \quad (6)$$

(kg/cm²) olarak verilmektedir. Bu bağıntıdaki H_f'yi bu araştırmada temel derinliğinden farklı olarak ele alacak olursak, şöyle ki; temellerin oturma hesabında örneğin: bir binadan dolayı artan yükten ileri gelen zemin sıkışması daha ziyade temel altındaki aktif zon içinde meydana gelmektedir. Bu durum Şekil 1'in incelenmesi ile kolayca anlaşılacaktır. Aktif zon, veya aktif derinlik, h_a, temelin derinliğine, genişliğine, zeminin sıkışabilirliğine ve yük hacmine bağlıdır. h_a, birim alanlı bir temelde örneğin zemin emniyet gerilmesi 80 kg/cm² bir yükü yüklenen granit gibi sağlam zeminlerde, 1 kg/cm² yükü yüklenen gevşek kil zemininkinden daha büyük olacaktır. Aktif derinlik, pratik olarak, yüklenen yükün yaklaşıklıkla 0.3 katı değer aldığı derinlik olarak kabul edilmektedir (Myslivec 1978). Aktif derinliğin üç katı derinlikte, temellerin basınç soğanı yani temel altındaki derinliklerde yük dağılım prensibine göre, yüklenen yükün hemen hemen sıfırlandığı kabul edilir.

Zemin içindeki yük dağılımı Boussinesq teoremine göre yeryüzündeki P₀ yüküne bağlı olarak h derinliğindeki P_h değeri N, temel sistemine ait şekil faktörü olmak üzere

$$P_h = \frac{P_0}{h^2} N \quad (7)$$

bağıntısıyla verilir (Kumbasar 1977).

Şekil 2'de görülen bir zemin modelinin A noktasındaki jeostatik yük, P_h

$$P_h = \int_0^h d g dh = d g h \quad (8)$$

olarak verilir. Burada g yerçekimi ivmesidir. Söz konusu modelde h derinliğini yeryüzündeki 0 noktasında birim alana konan P₀ yükünün basınç veya yük dağılımının sıfır olduğu derinlik olarak kabul edersek, aynı modelde A noktasından hareketle yeryüzündeki bir 0 noktasındaki P₀ yükünü,

$$P_0 = \int_{-h}^0 d g dh = d g h \quad (9)$$

entegrasyonu ile elde edebiliriz. Sonuç olarak basınç soğanının sıfır olduğu h derinliğindeki P_h jeostatik yük ile zeminin yeryüzünde birim alanına konabilecek P₀ yükü aynı değerdedir. Yani;

$$P_h = P_0 \quad (10)$$

dır.

Bu durumda zeminin taşıma gücü q_u'yu basınç soğanının sıfır olduğu derinlik h'ya göre

$$q_u = d h \quad (11)$$

olarak yazabiliriz. Burada h derinliğini bilinen

$$T = \frac{4h}{V} \quad (12)$$

bağıntısından

$$h = \frac{T V}{4}$$

olarak elde edilip, q_u'yu, (13) bağıntısını (11) bağıntısında yerine koyarak

$$q_u = \frac{T V d}{4} \quad (14)$$

elde edebiliriz. Burada T zemin hakim titreşim periyodu ve V sismik hızdır. Buradaki h, zemindeki bir tabaka kalınlığı olabileceği gibi zeminin yeryüzüne konan yükün basınç soğanının sıfır olduğu derinlik de olabilir, her iki durum için de (12) bağıntısı geçerli olmalıdır. Çünkü (12) bağıntısı bir ucu sabit, diğer ucu serbest olan kısa bir çubuğun hakim titreşim periyoduna eş değer bir ifadedir. Aksi takdirde (12) bağıntısında h'nin sonsuz değeri için, T sonsuz değerler alır ki, bu mümkün değildir. Bu bakımdan, bir mühendislik yapısının basınç soğanı derinliği söz konusu bağıntı için uygun olmaktadır. Ancak ideal koşul, zemindeki üst tabaka kalınlığı ile basınç soğanı derinliğinin aynı olmasıdır.

(13) bağıntısında yoğunluk d (gr/cm³) ve sismik hız V (m/s) ise, birim ayarlaması ile

$$q_u = \frac{d V T}{40} \quad (15)$$

q_u (kg/cm²) olarak elde edilir.

Kayaçların V_p boyuna ve V_s enine sismik dalga hızları yaklaşık olarak G_s güvenlik sayısı nisbetinde bir orana sahip olduğu görülür. Şöyle ki; PRAKLA (1986) firmasının raporunda V_p/V_s oranlarının ne şekilde değiştiği detaylı bir şekilde verilmiştir. Bu rapordaki bilgilere ayrıca (Tatham 1982 ve Wilkens 1984) araştırmalarına göre V_p/V_s oranı, kayaçların mineral bileşimine, dokuyu teşkil eden tanelerin büyüklüğüne ve dağılımına, gözenekliliğine, gözenek suyunun cins ve miktarına, sıkışabilirliğine, çimentolaşma derecesine, ortam hacmine ve sonuç olarak jeolojik geçmişi ile kayacın yaşına önemli bir şekilde bağlıdır. Keza Phillips (1989) etkin basınç (jeostatik) kum taşlarındaki gözenek ve kil miktarlarının artmasıyla azaldığını, V_p/V_s oranıyla ters orantılı olarak değiştiğini deneysel olarak göstermiştir. Özetle kayaç litolojisine bağlı olan V_p/V_s oranı yaklaşık olarak G_s güvenlik faktörü gibi (1,3-8) arasında değerler alır. Yani, verilen bir ortam için güvenlik katsayısının hemen hemen iki katı değerler alır. V_p/V_s oranının değerlerini güvenlik sayısı olarak kullandığımızda zemin taşıma gücünün

$$q_u = \frac{d V_p T}{40} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (16)$$

zemin emniyet gerilmesinin

$$q_s = \frac{d V_s T}{40} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (17)$$

olarak elde edilebileceğini Türker ve Keçeli (1988)'de göstermişlerdir.

(16) ve (17) numaralı bağıntılarda basınç soğanı derinliğinin T titreşim periyodunun saptanması çok önemlidir ve zordur. Bununla beraber, T değeri aşağıdaki yol izlenerek saptanabilir:

İnşaat (Jeoteknik) mühendisliğinde en sağlam kayaca göre kayaç sınıflaması yapılır. Örneğin; mühendislik sismolojisinde de deprem şiddet artış katsayısı yine en sağlam kayaca göre karşılaştırmalı olarak değerlendirilir (Bracinac, 1978). Bu görüş noktasından hareket ederek ve Çizelge 1'deki en sağlam kayacın zemin emniyet gerilmesini q_s = 100 kg/cm², yoğunluğunu d = 3 gr/cm³ ve sismik hızını V_s = 3300 m/s olarak alıp (16) bağıntısında yerine koyarsak

$$q_s = 100 \cdot \frac{3 \cdot 10^{-3} \cdot 3300 \cdot 10^2 \cdot T}{40}$$

den zemin hakim titreşim periyodu

$$T = 0,4 \text{ sn}$$

olarak elde edilir. (12) ve (18) bağıntılarından elde edilen $T = 0,4 \text{ sn}$ değerine göre, $h = 20 \text{ m}$ kalınlıklı, $V_s = 200 \text{ m/sn}$ sismik hızlı bir alüvyon ortamı ile $h = 330 \text{ m}$ kalınlıklı, $V_s = 3300 \text{ m/sn}$ sismik hızlı bir sağlam kayanın zemin hakim titreşim periyodları aynı fakat üzerine konabilecek yük farklı olması gerekmektedir. Gerçekten de basınç soğanı derinlikleri sağlam zemine fazla yük konması ile fazla, zayıf zemine az yük konması ile az olacağı, Boussinesq teoreminden hemen anlaşılır. $T = 0,4 \text{ sn}$ için (12) bağıntısından elde edilen derinlikler yukarıda verilen örnekteki gevşek zeminler için $h = 20 \text{ m}$, sağlam zeminler için $h = 330 \text{ m}$ olması P_h 'nin sıfır olacağı derinliklerdir. Pratikte mühendislik yapıları için (0-50) metreler arası ile ilgilenilmesinin sebebi yukarıda anlatıldığı gibi yeryüzüne konan yüklerin üçte bir değerini aldığı aktif derinlikler (0-50) metreler arasına düşmesi nedeniyledir.

$T = 0,4 \text{ sn}$ değeri (15) ve (16) nolu bağıntılarda yerine konursa, zemin taşıma gücü ve zemin emniyet gerilmesi bağıntıları sırasıyla

$$q_u = \frac{d V_p}{100} \quad (19)$$

$$q_s = \frac{d V_s}{100}$$

(kg/cm²) olarak elde edilir.

V_s in saptanamadığı durumlarda q_u , G_s değerine bölünmesiyle q_s elde edilebilir. (19) numaralı bağıntıya göre saptanmış zemin emniyet gerilmesi değerleri Çizelge 3a'da verilmiştir. Kayaçların en yüksek enine dalga hız değeri $V_s = 4000 \text{ m/s}$ olması durumunda $T = 0,33 \text{ s}$ elde edilir. Buna göre düzenlenmiş Çizelge, 3b'de verilmiştir. Her iki çizelgedeki q_s değerleri biri diğerinden yüzde yirmi civarında fark etmektedir. Proje mühendisinin emniyetli tarafı seçmesi bakımından Çizelge 3b'nin kullanımı daha güvenlidir. Çizelge 1'deki değerlerle Çizelge 3b'deki değerlerin karşılaştırılması Çizelge 4'de verilmiştir. Bu çizelgelerin incelenmesinden elde edilen parametre değerlerinin hemen hemen aynı olduğu kolayca anlaşılabilir.

(19) bağıntısında herhangi bir zemin kayacının q_u taşıma değeri sadece yoğunluk ve sismik hızına bağlı olduğu görülmektedir. Kayacın katman olarak kalınlığının etkisi görülmemektedir. Bu bağıntılarda görülen yoğunluk ve hızın çarpımını, sismikte bilindiği gibi akustik empedans olarak adlandırılır (Telford 1976). Şu halde dinamik taşıma gücü ve dinamik zemin emniyet gerilmesi parametreleri d (gr/cm³) ve V (m/sn) birimlerinde kullanılması koşulu ile boyuna ve enine sismik dalgaların akustik empedanslarının yüzdesi olarak tanımlanabilmektedir.

Bu geliştirilen bağıntılardan (2) numaralı bağıntıda görülen zemin kohezyonu ve içsel sürtünme terimlerinin özellikleri açık bir şekilde görülmez. Ancak sismik hız ve yoğunluğun çarpımını olan akustik empedans da kayaçların litolojisine yani yukarıda anılan özelliklere bağlı olduğundan ve bu özelliklerde kohezyon ve içsel sürtünmeyi belirlediğinden dolayı olarak anılan özellikleri yani içsel sürtünmeyi ve kohezyonu içerir.

Sürşarj terimi temel derinliği ile ilgili olup geliştirilen bağıntıya eklenebilir, yalnız temel şeklini geliştirilen bağıntı bu haliyle tanımlayamaz. Esasen inşaat (jeoteknik) mühendisliğinde güvenli bir zemin emniyet gerilmesi saptandıktan sonra temel şekline göre bilâhare değerlendirmeler yapılabilir (Önalp 1982). Bu bakımdan bu husus büyük bir noksanlık göstermemektedir. Ayrıca, etüd edilen zeminin yeraltı suyu seviyesi içinde olduğu zaman (19) bağıntısından elde edilecek değerler taşıma gücü bölümünde de bahsedildiği gibi yine yüzde (40-60) oranındaki değerleri kullanılmalıdır.

Bir sismik çalışmada zeminin yapısal özelliğinin aydınlatılması ve elastik parametrelerinin saptanması yanında inşaat mühendisinin en çok gereksinim duyduğu zemin emniyet gerilmesi parametresinin ucuz ve kısa zamanda verilebilmesi yararlarından geliştirilen bu yöntemin özellikle jeoteknik haritaların hazırlanmasında önemini açıkça ortaya koymaktadır.

ZEMİN OTURMASI

İnşaat (jeoteknik) mühendisliğinde zemin oturmaları aşağıda verilen üç şekilde oluştuğu bilinmektedir.

1- Ani Oturma

Bu oturma, zeminde hacim değişmesi (suya doygun zeminlerde su muhtevası değişmesi) olmadan meydana gelen oturmadır. Bu oturma elastisite teorisinde elastik, izotrop ve homojen ortamlar için çıkartılmış formüllerle hesaplanır. Pratikte çok defa ihmal edilir.

2- Konsolidasyon Oturması

Bu oturma yük altında killi siltli ve kumlu taneli zemin içindeki suyun dışarı atılması ile meydana gelen düşey doğrultudaki deformasyondur.

Bu oturmada H sıkışan tabaka kalınlığını, ΔP , kalınlığı H olan tabaka boyunca ortalama basınç artışı ve M_v hacımsal sıkışma katsayısını, E elastisite modülünü gösterirse düşey deformasyon miktarı yani oturma miktarı ΔH veya S

$$S = \Delta H = M_v \Delta P H$$

veya

$$S = \Delta H = \Delta P \frac{H}{E} \quad (20)$$

olarak verilir (Hunt 1984 ve Kumbasar 1977).

3- Plastik Oturma

Plastik oturma iyi olarak projelendirilmiş temellerde gerilme artışlarının taşıma gücünün çok altında düşünülerek hesaba alınmaz.

Pratikte kullanılan gerçek oturma miktarları hesaplanan değerlerin 1/2 ilâ 3/4 civarında olmaktadır (Myslivec 1978). Esasen Cassagrand Oedometer yöntemiyle yapılan bu deneylerde elastisite modüllerinin saptanmasının güçlüğünden söz edilmektedir. Halbuki bugün gelişen teknoloji sayesinde zeminin elastisite modülleri yerinde (in-situ) ölçülerle kolaylıkla saptanabildiği malumdur. Nitekim son yıllarda oturma analizlerindeki modern teknikler elastisite teorisine dayandırılmaktadır (Lee 1983).

SİSMİK YÖNTEMLERLE ZEMİN OTURMALARININ SAPTANMASI

Yukarıda statik zemin emniyet gerilmesindeki gibi zemin oturmaları (settlement) için inşaat (jeoteknik) mühendisliği yöntemi genelde laboratuvar çalışmaları ile yürütülmektedir. Ancak örselenmemiş numune alımı ve doğal koşulların yerine getirilmesindeki güçlükler nedeniyle özellikle kohez-

yonsuz taneli zeminlerde sınırlı kalmaktadır. Yerinde numune almadan doğal koşullarda muhtemel oturmaların saptanması pratikte çok önemli olması gerekir. Bunun için, yukarıdaki zemin dinamik parametrelerinin geliştirildiği görüş noktasından hareketle sismik yöntemlerle zemin oturmaları aşağıdaki gibi saptanabilir.

Temellerin taşıma veya oturma değerlerinin hesabı için herhangi bir derinlikte zemin taneleri arasındaki etkin düzey basıncı bilmek gerekir. Jeostatik basınç olarak da adlandırabileceğimiz etkin basınç, P_h , (8) numaralı bağıntıda verilmiştir.

Zemin oturmalarında zemindeki mühendislik yapısı yükünün düşey olarak etkidiği gözönüne alınarak hesaplamalar yapılır. Jeostatik basınçta da yanal bir basıncın olmadığı durumda (8) numaralı bağıntıdaki basınç etkin derinlikte düşey basınç olarak ele alınabilir. Bu basınç değeri Jaeger (1979) tarafından Hook Kanunu'na göre düşey boyuttaki S_z deformasyonunu

$$S_z = \frac{P_h}{E} = \frac{dgh}{E} \quad (21)$$

olarak verilmektedir. Burada E young modülü olup, S_z , düşey eksen boyunca hacımsal boyuna deformasyonu, başka bir

Çizelge 3a. Sismik hızlardan elde edilen dinamik zemin emniyet gerilmeleri (T = 0.4 sn için)
Table 3a. Dynamic bearing capacities obtained from seismic velocities (for T = 0.4 second)

ZEMİN CİNSİ	Boyuna dalga hızı V_p (m/sn)	Enine dalga hızı V_s (m/sn)	Elastisite modülü E (kg/cm ²)	Yoğunluk (gr/cm ³)	Taşıma gücü $q_u = \frac{dV_p}{100}$	Zemin emniyet gerilmesi $q_s = \frac{dV_s}{100}$ (Kg/cm ²)
Gabro	4500 - 6450	2250 - 3420	364500 - 1068014	2.7 - 3.5	123.5 - 225.8	60.7 - 119.7
Bazalt	4500 - 6400	2250 - 3200	364500 - 901120	2.7 - 3.3	121.5 - 211.2	60.7 - 105.6
Diyorit	4500 - 5760	2250 - 3060	367200 - 729830	2.72 - 2.99	122.4 - 172.2	61.2 - 91.5
Granit	3300 - 5640	1750 - 2870	199732 - 613493	2.5 - 2.81	82.5 - 158.4	43.7 - 80.6
Şist	3200 - 5200	1454 - 2363	139015 - 443647	2.4 - 2.9	76.8 - 150.8	34.9 - 68.5
Kireçtaşı	1200 - 5970	600 - 2880	16704 - 648656	1.74 - 2.9	20.8 - 173.1	10.4 - 83.5
Çamurtaşı	600 - 1900	300 - 700	3840 - 33433	1.6 - 2.4	9.6 - 45.6	4.8 - 16.8
Sel çakılı	900 - 2200	250 - 600	3281 - 23123	1.8 - 2.2	16.2 - 48.4	4.5 - 13.2
Çakıl, kuru kum	500 - 1000	200 - 300	1573 - 6005	1.4 - 2.3	7 - 23	2.8 - 6.9
Gevşek kum	600 - 1800	150 - 500	858 - 13123	1.3 - 1.8	7.8 - 32.4	1.9 - 9
Alüvyon çakılı	400 - 1900	100 - 430	440 - 13073	1.5 - 2.4	6 - 45.6	1.5 - 10.3
Sel kili	500 - 1800	100 - 350	384 - 6528	1.3 - 1.8	6.5 - 32.4	1.3 - 6.3
Balçık zemin	100 - 600	50 - 200	80 - 2070	1.2 - 1.8	1.2 - 10.8	0.6 - 3.6
Alüvyon kili	300 - 600	70 - 130	201 - 997	1.4 - 2	4.2 - 12	0.98 - 2.6

Çizelge 3b. Sismik hızlardan elde edilen dinamik zemin emniyet gerilmeleri (T = 0.33 sn için)
Table 3b. Dynamic bearing capacities obtained from seismic velocities (T = 0.33 second)

ZEMİN CİNSİ	Boyuna dalga hızı V_p (m/sn)	Enine dalga hızı V_s (m/sn)	Elastisite modülü E (kg/cm ²)	Yoğunluk (gr/cm ³)	Taşıma gücü $q_u = \frac{dV_p}{100}$ (kg/cm ²)	Zemin emniyet gerilmesi $q_s = \frac{dV_s}{100}$ (Kg/cm ²)
Gabro	4500 - 6450	2250 - 3420	364500 - 1068014	2.7 - 3.5	101 - 188,5	50,7 - 100
Bazalt	4500 - 6400	2250 - 3200	364500 - 901120	2.7 - 3.3	101 - 176	50,7 - 88
Diyorit	4500 - 5760	2250 - 3060	367200 - 729830	2.72 - 2.99	101 - 134,6	50,7 - 74
Granit	3300 - 5640	1750 - 2870	199732 - 613493	2.5 - 2.81	70 - 132	36,5 - 67
Şist	3200 - 5200	1454 - 2363	139015 - 443647	2.4 - 2.9	64 - 126	29 - 57
Kireçtaşı	1200 - 5970	600 - 2880	16704 - 648656	1.74 - 2.9	17 - 145	87 - 69,7
Çamurtaşı	600 - 1900	300 - 700	3840 - 33433	1.6 - 2.4	8 - 38	4 - 14
Sel Çakılı	900 - 2200	250 - 600	3281 - 23123	1.8 - 2.2	13 - 40	3,8 - 11
Çakıl, kuru kum	500 - 1000	200 - 300	1573 - 6005	1.4 - 2.3	6 - 19	2,3 - 5,8
Gevşek kum	600 - 1800	150 - 500	858 - 13123	1.3 - 1.8	6,5 - 27	1,6 - 7,5
Alüvyon Çakılı	400 - 1900	100 - 430	440 - 13073	1.5 - 2.4	5 - 38	1,3 - 8,6
Sel kili	500 - 1800	100 - 350	384 - 6528	1.3 - 1.28	5 - 15	1 - 5
Balçık zemin	100 - 600	50 - 200	80 - 2070	1.2 - 1.8	35 - 10	0,8 - 2
Alüvyon kili	300 - 600	70 - 130	201 - 997	1.4 - 2	1 - 9	0,5 - 3

Çizelge 4. Statik ve dinamik zemin emniyet gerilmesi değerlerinin karşılaştırılması

Table 4. Comparison of static and dynamic permissible bearing capacities

Jeolojik Formasyon	Statik q _s (kg/cm ²)	$\frac{dV_s}{100}$ (kg/cm ²)
Masif kaya, granit, diyorit gnays gibi iyi durumda (volkanik kayalar)	100	50 - 100
İyi durumda metamorfik kayalar	40	35 - 90
Tortul kayalar, silt taşı, kireçtaşı, kumtaşı ve çakıltası	15	12 - 70
Yumuşak ve çatlaklı ana kaya	10	5 - 40
Çok iyi sıkışmış veya kısmen çimentolaşmış çakıllar, kumlar	10	5 - 30
Sıkışmış çakıl, kum-çakıl karışımları	6	2 - 13
Sıkışmış çakıl, kaba kum	4	2 - 13
Kaba kum, gevşek kum çakıl karışımları, sıkı halde ince kum	3	2 - 9
Gevşek ince kum	2	2 - 9
Sıkı kil	4	1 - 6
Orta sıklıktaki kil	2.5	1 - 6
Orta yumuşaklıkta kil	1.5	1 - 6
Dolgu malzemesi, organik zeminler turba ve diğer kötü zeminler	0	0

deyişle birim uzunlukta oturmayı göstermektedir.

Pratikte young modülü birimi kg/cm² olarak ifade edilir. Bu nedenle hız cinsinde hesaplamalarda g değerine bölünür. Buna göre birim deformasyon

$$S_z = \frac{dh}{E'} = \frac{dgh}{E'} = \frac{dh}{E} = \frac{q_u}{E} \quad (22)$$

olarak tanımlanabilir.

Zeminlerin taşıma gücü bahsinde tanımlandığı üzere, mühendislik yapılarının temelleri için q_u taşıma gücü değeri düşey istikametteki jeostatik bir basınç gibi dengede bulunduğu kabul edilen bir zemine mühendislik yapısı nedeniyle bir q_s zemin emniyet gerilmesi değeri olarak bir yük ilavesi söz konusu olduğundan iki yükün toplanması gerekir. Bu duruma göre (19) numaralı bağıntı (22) numaralı bağıntıda yerine korusa düşey istikametteki boyuna birim deformasyon, yani oturma,

$$S_z = \frac{q_u + q_s}{E} = \frac{q_{top}}{E} \quad (23)$$

$$= \left(\frac{dV_p}{100} + \frac{dV_s}{100} \right) / E \quad (24)$$

olarak yazılabilir. Belirli bir derinlik içindeki çok sayıda tabakaların toplam oturması ise;

$$S_{top} = \sum_{i=1}^{n-1} S_{zn} \cdot H_h = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{q_r \cdot H_n}{E_n} \quad (25)$$

olarak elde edilir. Burada i tabaka sayısını göstermektedir (Çizelge 5a'ya bakınız). Eğer zemin nihai oturmaya ulaşmış ise o zaman (24) denkleminin sadece ikinci terimini oturma hesabında kullanmak gerekecektir (Çizelge 5b'ye bakınız).

Çizelge 3'den q_u, q_s ve E değerleri alınarak yaklaşık 10 m derinlikteki etkin derinlik için oturma hesabı örnekleri Çizelge 5a, Çizelge 5b'de görülmektedir. Bu değerler çizelgede görülen her bir zemin cinsi 10 metre kalınlıkta olduğu kabulü yapılarak hesaplanmış olup, klasik yöntemle hesaplananlarla uyum içindedir.

Mühendislik yapılarının yüklerinin sonucu, oluşan basınç bu ortamın içinde temel alanına dağılacığından zeminin toplam oturmalarının hesaplamasında, İnşaat (jeoteknik) mühendisliğinin zeminde belirli noktaların oturma hesabına dayalı

Çizelge 5a. Sismik hızlardan elde edilen çeşitli zeminlerin muhtemel oturma miktarları.

Table 5a. Possible settlement values obtained from seismic velocities for various ground.

ZEMİN CİNSİ	Toplam oturma S _T = S _Z H cm.	
	H = 10 m.	H = 25 m.
Alüvyon kili	25.8 - 14. (cm)	64.4 - 36.3 (cm)
Balçık zemin	22.5 - 7	56.2 - 32.3
Sel kili	20.3 - 6	50.7 - 23.1
Alüvyon çakılı	17.0 - 4.2	42.6 - 10.6
Gevşek kum	11.3 - 3.1	28.2 - 7.8
Çakıl, kuru kum	6.2 - 4.9	15.5 - 12.4
Sel çakılı	6.3 - 2.6	15.7 - 6.6
Çamurtaşı	3.7 - 1.8	9.3 - 4.6
Kireçtaşı	1.8 - 0.4	4.6 - 0.98
Şist	0.8 - 0.5	2 - 1.2
Granit	0.6 - 0.4	1.6 - 0.97
Diyorit	0.5 - 0.4	1.2 - 0.9
Bazalt	0.5 - 0.3	1.2 - 0.8
Gabro	0.5 - 0.3	1.2 - 0.8

Çizelge 5b. Sismik hızlardan elde edilen çeşitli zeminlerin muhtemel oturma miktarları

Table 5b. Possible settlement values obtained from seismic velocities for various ground

ZEMİN CİNSİ	Toplam oturma S _T = S _Z H cm.	
	H = 10 m.	H = 25 m.
Alüvyon kili	5 - 2,6 cm	12,5 - 6,5 cm
Balçık zemin	7,5 - 1,7	18,8 - 4,3
Sel kili	3,4 - 1	8,5 - 2,5
Alüvyon çakılı	3,4 - 0,8	8,5 - 2
Gevşek kum	2,2 - 0,7	5,5 - 1,8
Çakıl, kuru kum	1,8 - 1	4,5 - 2,5
Sel çakılı	1,4 - 0,6	3,5 - 1,5
Çamurtaşı	1,3 - 0,5	3,3 - 1,3
Kireçtaşı	0,6 - 0,1	1,5 - 0,3
Şist	0,3 - 0,2	0,8 - 0,5
Granit	0,2 - 0,1	0,5 - 0,3
Diyorit	0,2 - 0,1	0,5 - 0,3
Bazalt	0,2 - 0,1	0,5 - 0,3
Gabro	0,2 - 0,1	0,5 - 0,3

nan klasik laboratuvar yöntemleri temel ortamının tüm fiziksel özelliklerini yansıtamaz. Halbuki jeofizik mühendisliğinin yerinde (in-situ) ölçülerinde ortamın toplam etki değerleri ölçüldüğünden yerinde ölçülerinden saptanacak zemin oturması hesaplamalarının daha isabetli ve sağlıklı olması gerekir. Bu da geliştirilen "sismik yöntemlerle zemin oturmalarının hesaplanması yöntemi"nin önemini açıkça ortaya koymaktadır.

ARAZİ UYGULAMALARI

Geliştirilen yöntemin arazi uygulaması sonuçları, esasında, çeşitli jeolojik birimler arazi araziden elde edilip literatürde verilen Çizelge 3'deki sismik hız değerlerine göre saptanan zemin emniyet gerilmesi ve zemin oturması değerlerini içeren Çizelge 1'in 4 ve 5 ile karşılaştırmasından hemen görülebilir.

Mamafih yirminin üzerindeki arazi uygulamalarında burada birkaç tane çarpıcı örnek vermek yerinde olacaktır.

Isparta ili Çimento Fabrikası (Göлтаş II) kalın alüvyon sahası üzerine inşa edilmesi projelendirilmiştir. Bu sahanın zemin etüdü önce sismik yöntemle yapılmış ve zemin emniyet gerilmesi $q_s = 1,5 \text{ kg/cm}^2$ ve zeminin 30 metre derinlik için oturması 20 cm saptanmıştır. Daha önceden $q_s = 2,5 \text{ kg/cm}^2$ ye göre projelendirilmiş olan fabrika sahası bu çelişki nedeniyle bilâhare Boğaziçi Üniversitesi'nden inşaat bölümü jeoteknik grubuna etüd ettirilmiştir. Yapılan standart penetrasyon deneyiyle de $q_s = 1,5 \text{ kg/cm}^2$ elde edilmiştir. Keza bitişikteki birinci fabrika temelinde 18 cm'lik bir oturma görülmüştür. Ayrıca, belki de en önemlisi, uygulama sonuçlarının tutarlılığına güven sonucu olacak ki, İller Bankası 5. Bölge Müdürlüğü Isparka (Eğirdir) atıksu arıtma tesisleri zemin etüdünü ve zemin emniyet gerilmesi parametresinin saptanmasını jeofizik yöntemlerle yapılmasını istemiştir. Yapılan etüd sonucu $q_s = 1,6 \text{ kg/cm}^2$ elde edilmiş ve temel sistemin projelendirilmesi buna göre devam ettirilmektedir.

SONUÇLAR

Zemin Mekaniği yöntemleri ile elde edilen zemin emniyet gerilmesi değerleri yeraltı yapısal özelliklerini tam olarak aydınlatamadığından her ikisini aynı zamanda yapacak bir yöntemin daha yararlı olacağı şüphesizdir. Bu bakımdan sismik yöntemlerle zemin emniyet gerilmesi ve yeraltı yapısal özelliklerinin aynı zamanda saptanabilmesi inşaat (jeoteknik) mühendisliğinde çok önemlidir.

Bu çalışmada geliştirilen yöntemden elde edilen zemin emniyet gerilmesi çizelge değerleri her iki yöntemde de uyum içinde olduğu görülmüştür. Ayrıca toplam oturmalarında aynı zamanda sismik yöntemle büyük bir yaklaşıklıkla saptanabileceği gösterilmiştir. Klasik olan statik yöntemle, geliştirilen dinamik yöntemin arazi uygulamalarında da uyum içinde olduğu görülmüştür. Geliştirilen dinamik yöntem bazı zemin türlerine göre sınırlı olmayıp her türlü zemine uygulanabilmesi bakımından öncekilere nazaran önemli bir üstünlük göstermektedir.

Jeoteknik haritalar hazırlanırken geniş alanların zemin emniyet gerilmelerinin ve muhtemel oturmaların saptanması

yanında yeraltı yapısal özelliklerinin de aydınlatılması zaman ve finansman bakımından jeofizik (sismik) yöntemler daha avantajlı bir duruma gelmektedir.

Geliştirilen yöntemin jeofizik mühendisleri tarafından kullanılmasyla yeni bir çalışma alanı yaratılmış yani jeofizik mühendisliğine yeni bir boyut kazandırılmış ve inşaat mühendisleri ile jeofizik mühendisleri arasında daha geniş çaplı bir diyalog kurulması sağlanmış bulunmaktadır.

KAYNAKLAR

- Acatay A., Özkan O. 1970, Zemin Mekaniği.
- Bracinac Z., Jangi M., 1978, Engineering - Geological Maps of Seismic Regions Y. (Cartes Géotechniques des Régions Séismiques) Bulletin of the International Association of Engineering Geology N.18, 27 - 32.
- Das M. Braja 1983, Fundamentals of Soil Dynamics. Elsevier, London.
- Dobrin M.B. 1974, Introduction of Geophysical Prospecting.
- Hunt E.R. 1984, Geotechnical Engineering Investigation Manual, McGraw-Hill Book Company, London.
- Jaeger T.C. and Cook N.G.W. 1979, Fundamentals of Rock Mechanics, Chapman and Hall, Third Edition, London.
- Imai T. and Yoshimura M. 1976, The Relation of Mechanical Properties of Soils to P and S Wave Velocities for Soil Ground in Japan, URANA RESEARCH INSTITUTE, OYO corp.
- Imai T., Fumoto H. and Yokoto, K. 1976, P and S Wave Velocities in Subsurface of Ground in Jaan, URANA RESEARCH INSTITUTE, OYO corp.
- Kanai K. 1984, Engineering Seismology, ISEE Lecture Note International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, Building Research Institute, Ministry of Construction, Tokyo.
- Kovacs W.D., and Holtz R.D. 1981, An Introduction to Geotechnical Engineering, Prentice-Hall Civil Engineering and Engineering Mechanics Series.
- Kumbasar V. ve Kip F. 1977, Zemin Mekaniği Problemleri, Çağlayan Kitabevi, İstanbul.
- Mooney M.H. 1973, Handbook of Engineering Geophysics Report, Bison Instruments, Inc.
- Mylivec A. and Kysela Z. 1978, The Bearing Capacity of Building Foundations, Developments in Geotechnical Engineering 21.
- Önalp A. 1983, İnşaat Mühendislerine Geoteknik Bilgisi, Cilt (I-II), K.T.Ü., Trabzon.
- Özaydın K. 1982, Zemin Dinamiği, Deprem Mühendisliği Türk Milli Yayınları, No. 1.
- Phillips D.E. Han D.H. and Zoback M.D. 1989, Emprical relationships among seismic velocity, effective pressure, porosity, and clay content in sandstone, Geophysics 54, 82-89.
- Prakla-Seismos AG. 1986, Buchholzer str. 100 P.O.B. 510530 D-3000 Hannover 51.
- Salvadura A.P.S. 1979, Elastic Analysis of Soil Foundation Interaction, Developments in Geotechnical Engineering Vol. 17, Elsevier, London.
- Tatham R.H. 1982, V_p/V_s and litology: Geophysics 47, 336-344.
- Telford W.W. Geldart L.P., Sheriff R.E. and Keys D.A. 1981, Applied Geophysics, Cambridge University Press.
- Türker E. 1988, Sismik Yöntemlerle Zemin Taşıma Gücünün Saptanması, Doktora Tezi, A.Ü. Isparta Mühendislik Fakültesi.
- Wilkens R., Simmons G. and Caruso L. 1984, The ratio V_p/V_s as a discriminant of composition for silicious limestones, Geophysics 49, 1850-1860.