



T.C.
BAYINDIRLIK ve İSKÂN BAKANLIĞI
AFET İŞLERİ GENEL MÜDÜRLÜĞÜ
DEPREM ARAŞTIRMA DAİRESİ

DEPREM ARAŞTIRMA BÜLTENİ

20



Deprem Araştırma Bülteni (DAB)

*Bulletin of Earthquake Research
(Bull. Earthq. Res.)*



Ocak [January] / 1978
Cilt [Volume]: 5

Sayı [Issue]: 20

İÇİNDEKİLER [INDEX]

Sayfa [Page]

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Öngerilmeli Beton Yapıların Deprem Dayanımı [Earthquake Resistance of Pre-Stressed Concrete Structures]

Uğur ERSOY, Emin AKTAN, Tuğrul TANKUT 1-7

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Elastik Zemine Oturan Çok Katlı Çerçevelerin Deprem Hesabı İçin Teorik ve Deneysel İncelemeler [Theoretical and Experimental Studies for Earthquake Calculation of Multi-Storey Frames Sitting on Elastic Ground]

A. Aydın DUMANLIOĞLU 8-51

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Düşey Titreşimlerle Kohezyonsuz Zeminlerin Maksimum Birim Ağırlığının Tayini) [Determination of Maximum Unit Weight of Cohesionless Soils by Vertical Vibrations]

Yıldız WASTI 52-67

DİĞER [OTHER]

Maksimum Deprem Mağnitüdünün Belirlenmesi [Determination of Maximum Earthquake Magnitude]

Umut K. VEFKİOĞLU 68-74

**DEPREM
ARAŞTIRMA
ENSTİTÜSÜ
BÜLTENİ**

20

**DEPREM
ARAŞTIRMA
ENSTİTÜSÜ
BÜLTENİ**

20

**DEPREM ARAşTIRMA
ENSTITUSU BÜLTENİ**



Üç Ayda Bir Yayınlanır
Bilim ve Meslek Dergisi



Sahibi

İmar ve İskan Bakanlığı adına
Oktay Ergünay
Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanı



Yazı İşleri Müdürü

Aysel Özlü
Deprem Araştırma Enstitüsü
Yayın ve Dökümantasyon Müdürü



Yönetim Yeri ve Yazışma Adresi

Deprem Araştırma Enstitüsü
Başkanlığı, Yüksel Caddesi No. : 7/B
Yenişehir/ANKARA



Telefon : 18 66 29 — 17 69 55



Basıldığı Yer

Baylan Matbaası 30 24 87 — 30 24 93



İlanlar pazarlığa tabidir.

Deprem Araştırma Enstitüsü Bülteni

YIL : 5

SAYI : 20

OCAK 1978

BU SAYIDA

Öngerilmeli Beton Yapıların Deprem Dayanımı.

Uğur ERSOY,
Emin AKTAN
Tuğrul TANKUT.

Elastik Zemine Oturan Çok Katlı Çerçevelerin Deprem Hesabı İçin Teorik ve Deneysel İncelemeler

A Aydın DUMANOĞLU

Düşey Titreşimlerle Kohezyonsuz Zeminlerin Maksimum Birim Ağırlığının Tayini.

Yıldız WASTI

Maksimum Deprem Magnitüdünün Belirlenmesi

Stewart W. SMITH

ÖNGERİLMELİ BETON YAPILARIN DEPREM DAYANIMI

Prof. Dr. Uğur ERSOY, Dr. Emin AKTAN, Dr. Tuğrul TANKUT *

SUMMARY

Prestressed concrete structures are generally not very favourable for the earthquake regions. However, some special precautions may improve the behaviour and strength of such structures to resist the earthquake effects safely.

The available limited literature on the subject has been reviewed to classify the possible precautions to be taken in this respect. The present paper is a brief account of these efforts.

ÖZET

Öngerilmeli beton yapılar şiddetli deprem bölgeleri için genellikle pek elverişli değildir. Ancak, bazı özel önlemler alınarak, bu çeşit yapıların sağladıkları üstünlüklerden deprem bölgelerinde de yararlanılabilir.

Alınabilecek önlemlere ilişkin ilkeler elde bulunan oldukça kısıtlı sayıdaki deneysel çalışma sonuçlarının ışığında araştırılmış ve ülkemizde bu konuyla uğraşan kişilere yardımcı olabilmek amacıyla bu yazıda kısaca derlenmiştir.

1. GİRİŞ

Yurdumuzda öngerilmeli beton yapıların kullanımı son yıllarda giderek yaygınlaşmaktadır. Bu çeşit yapıların gerek projelendirilmesinde, gerek öngerilmeli elemanların yapımında ve gerekse yapıların kurulmasında birkaç kuruluşun uzmanlaştığı ve çok başarılı uygulamalar sergiledikleri görülmektedir. Öte yandan, yurdumuzun büyük bir bölümü deprem bölgesidir ve yaygınlaşmakta olan öngerilmeli beton yapıların şiddetli deprem bölgelerinde de kurulmaları kaçınılmaz olmaktadır.

Bilindiği gibi, öngerilmeli beton yapıların deprem yükleri altındaki davranış ve dayanımları öngerilmemiş betonarme yapılarınkı kadar iyi ve ayrıntılı olarak henüz araştırılabilmemiş değildir. Belli sayıdaki deneysel çalışmalar öngerilmeli beton yapıların süneklik bakımından öngerilmemiş yapılar kadar iyi olmadığını ve özellikle bu çeşit yapıların enerji yutma yeteneğinin yok denilebilecek kadar az olduğunu belirtmektedir. Bunun sonucu olarak da, bazı ülkelerde şiddetli deprem bölgelerinde öngerilmeli beton yapılar kurmaktan kaçınılması eğilimi göze çarpmaktadır. Ancak, yurdumuz gibi bu sorunu şu yada bu yöntemle çözmek zorunda kalan ülkelerde, eldeki sınırlı bilimsel araştırma sonuçlarının ışığında, bazı önlemler geliştirilerek çözüm yolları araştırılmaktadır.

* Orta Doğu Teknik Üniversitesi
İnşaat Mühendisliği Bölümü
Öğretim Üyeleri

Ülkemizde yürürlükte olan Türk Standardları Enstitüsü betonarme yönetmeliği TS 500⁽¹⁾ ile İmar ve İskân Bakanlığı deprem yönetmeliği ⁽²⁾ önerilmeli beton yapıların deprem bölgelerinde kullanılmasını herhangi bir biçimde sınırlamamakla birlikte, bu doğrultudaki çabalara yardımcı olabilecek öneriler ve yöntemler de göstermemektedirler. Daha doğrusu, bu problemin çözümü ilkelerini açık - seçik, kesin ve somut bir biçimde ortaya koyan herhangi bir belgeye ne dilimizde, ne de konuyla biraz daha çok ilgilenmiş olan Batı Avrupa ve Amerika yayınları arasında rastlanmamaktadır.

Orta Doğu Teknik Üniversitesi'nde gerçekleştirilen bir uygulamalı araştırma projesine ilişkin olarak yapılan çalışma sırasında derlenebilen konuyla ilgili araştırma raporu, yönetmelik tasarıları gibi belgelerle konuyla yakından ilgili bilim adamlarından sağlanan görüş ve düşüncelerin birleştirilip özümlemesi sonucu, bazı temel ilkeler elde edilebilmiştir. Henüz yeterli olmadığı kesinlikle bilinen günümüzdeki bilgi birikimiyle sınırlı olduğu önemle belirtilerek, bu ilkeler bu yazıda meslektaşlarımızın görüşüne sunulmaktadır. Belki de genellikle bilinen şeylerin derli toplu biçimde biraraya getirilmesinden başka birşey olmadığı söylenebilecek olan çalışmanın yine de bu konuyla uğraşan kimselere yardımcı olabileceği umulmaktadır.

2. DEPREM DAYANIMI İÇİN GEREKLİ NİTELİKLER

2. 1. Genel

Ülkemizde yürürlükte olan deprem yönetmeliği ⁽²⁾ betonarme yapıların hafif ve orta depremleri önemli bir hasar görmeden atlatacak ve şiddetli depremlerde hasara uğrayacak ancak can kaybına yol açmayacak biçimde projelendirilmesi ilkesini temel almıştır. Bu yönetmeliğin kapsamı da "Madde 6.2 : Bu kısımda önerilen koşullar iş yerinde yapılmış çerçeve, perde ve çerçeve - perde sistemli monolitik (birdöküm) yapılar için geçerlidir. Burada önerilen koşullara uygun olarak yapılan betonarme çerçeve, perde ve çerçeve - perde sistemlerle düktiliteyi (süneklik) sağlayacak biçimde usulüne uygun olarak yapılan önerilmeli beton yapılara düktil sistemler denir. Prefabrikte elemanlarla yapılan sistemlerden, özel önlemlerle düktilitesi sağlananlar da, düktil sistemler kapsamına girer." maddesi ile tanımlanmıştır. Yönetmeliğin temel aldığı ilke ve kapsamı, bir betonarme yapının depreme dayanıklılığı için süneklik ve enerji yutma özelliğinin en asal ve vazgeçilmez iki koşul olduğunu açıkça belirtmektedir. Bu iki özellik aşağıda kısaca tanımlanmaktadır.

2. 2. Süneklik

Süneklik genel anlamda, dirençte azalma olmadan yüksek deformasyon yapabilme özelliği olarak tanımlanabilir. Bu kavramın doğru olarak kullanılabilmesi için malzeme sünekliği, kesit sünekliği, plastik mafsallı sünekliği ve eleman sünekliği gibi somut biçimlerinin ayrı ayrı anlaşılması gerekmektedir. Bu kavramlar Şekil 1'de çizimle gösterilmiştir. Bu tanımlamanın sonucunda sünek sistem, malzemesi, kesitleri, elemanları ve düğüm noktalarının tümünde yeterli sünek davranışın sağlandığı sistem olarak belirlenebilir.

Öngerilmeli elemanların, öngerilmemiş betonarme elemanlarla karşılaştırıldıklarında daha az sünek oldukları görülmektedir. Öngerilmeli bir elemanın kesit sünekliğinin çeliğin kopması ile belirlendiği varsayılırsa, öngerilmeli çeliklerinin kopma birim deformasyonlarının sırtta işlem görmüş betonarme çeliklerinin kopma birim deformasyonlarının ancak yarısına ulaşabildiği hatırlanmalıdır. Eğer süneklik betondaki ezilmelerden dolayı direnç kaybı ile belirlenirse, öngerilmeli elemanda betonun öngerilmemiş bir betonarme elemana oranla çok daha küçük bir egrilikte ezilmeye başlayacağı açıktır.

Öngerilmeli elemanların, öngerilmemiş elemanlara göre daha az sünek olmaları, bu tür elemanlarda deprem dayanımı için yönetmelikte önerülen sayısal süneklik değerlerinin elde edilmemesi demek değildir. İlerideki bölümlerde açıklanacağı gibi birtakım önlemlerle bu tür elemanlarda da yeterli süneklik sağlanabilmektedir.

2. 3. Enerji Yutma Özelliği

Betonarme yapıların depreme karşı koyma mekanizmalarından direnç kadar önemli bir başkası da enerji yutma özelliğidir. Betonarme bir elemanın sünekliği sağlanınca enerji yutma özelliği de kendiliğinden sağlanmış olmaktadır. Öngerilmeli bir eleman için bu durum geçerli olmamaktadır. (4) Şekil 2'de öngerilmesiz ve öngerilmeli iki elemanın enerji yutma özellikleri karşılaştırılmaktadır. Öngerilmeli elemanların enerji yutma özellikleri yönetmeliğin temelinde bulunan enerji tüketimi bu tür elemanlarla da sağlanabilir. Bu önlemlere ilerideki bölümlerde değinilecektir.

3. DEPREM DAYANIMINI SAĞLAMA YOLLARI

3. 1. Genel

Önceki bölümde belirtildiği gibi, gereken süneklik ve gerekse enerji yutma yeteneği betonarmeye oranla daha az olan öngerilmeli beton yapılar ilk bakışta şiddetli deprem bölgeleri için pek elverişli görünmemektedir. Ancak, bazı önlemler alınarak, bu çeşit yapıların sağlıklarını üstünlüklerden deprem bölgelerinde de yararlanılabilir. Bu yolda başvurulabilecek başlıca yöntemler aşağıda kısaca tanıtılmaktadır.

3. 2. Öngerilmesiz Yatay Yük Elemanları

Bu amaca yönelik çabalar arasında akla ilk gelen doğal yöntem, tüm yatay deprem yüklerini sağlıklı biçimde taşıyabilecek, gerekli enerji yutma yeteneği ile sünekliği sağlayabilecek ve böylece bu çeşit yüklerin öngerilmeli beton çerçevelere aktarılmasını büyük ölçüde engelleyebilecek öngerilmesiz betonarme elemanlar kullanılmasıdır. Gerçekten de bazı ülkelerde (5, 6, 7) öngerilmeli beton yapıların şiddetli deprem bölgelerinde kullanılabilmesi bu koşula bağlanmakta ve bu çeşit perde, çekirdek vb bir yatay yük elemanı bulunmayan öngerilmeli beton yapılar kullanılmamaktadır. Bununla birlikte, diğer birçok ülke yönetmelikleri bu kadar katı bir tutum takınmamakta aşağıdaki yöntemlerle de öngerilmeli bir yapının depreme dayanıklılığının sağlanabileceğini benimsemektedir.

3. 3. Sünek Birdöküm Çerçeve

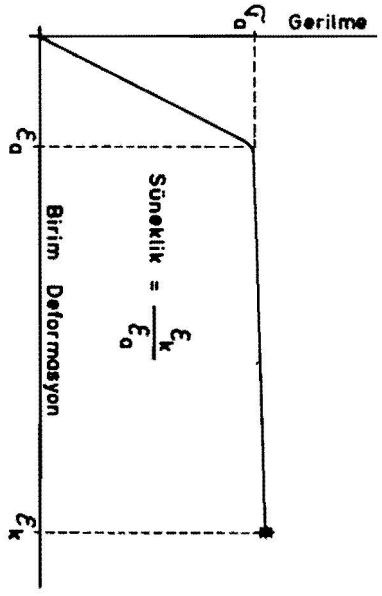
Eğer deprem yükleri için öngerilmesiz özel elemanlar kullanılması söz konusu değilse, o zaman taşıyıcı çerçevenin, deprem yönetmeliğinin (2) kapsam maddesinde belirtilen özel önlemler alınarak bir sünek sistem davranışı göstermesini sağlamak gerekir. Bu davranışı sağlamak için alınabilecek önlemlerin ilkeleri aşağıda kısaca anlatılmaktadır.

3. 3. 1. Yarı Öngerilme

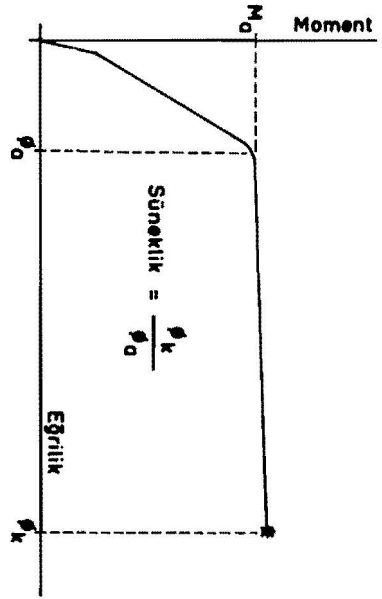
Tam öngerilmeli elemanların, öngerilmesiz betonarme elemanlardan önemli oranda daha az sünek olduğu ve enerji yutma yeteneğinin ise yok denebilecek kadar az olduğu çağdaş deneysel araştırmalarla kesinlikle saptanmıştır. Yine deneysel araştırmalarla anlaşılmuştur ki, yarı öngerilme kullanılması ve kesitte öngerilmesiz donatı bulundurulması bu çok önemli iki özelliği de büyük ölçüde artırmaktadır (9, 10). Bu nedenle deprem bölgelerinde yapılacak öngerilmeli beton yapılarda yarı öngerilme vazgeçilemeyecek ilkelerden biridir. Kesitin kullanım yükleri altında betonda çekme gerilmeleri oluşabilecek biçimde boyutlandırılması diye tanımlanabilen yarı öngerilme ilkesi genellikle aşağıdaki iki yöntemle gerçekleştirilir.

- * Aynı sayıda öngerilme donatısı kullanılır, ancak öngerilme yükü düşük düzeyde tutulur;
- * Daha az sayıda ve tam yüklü öngerilme donatısı kullanılır, öngerilmesiz betonarme donatısı eklenerek taşıma gücünün azalmaması sağlanır.

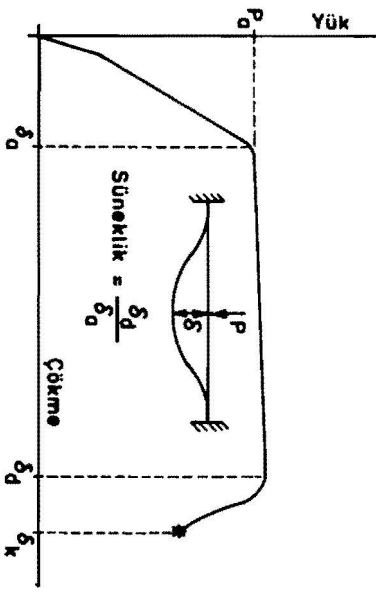
Bu yöntemlerden her ikisi de amaca yardımcı olursa da, ikincisi aşağıdaki yöntemi de gerçekleştirirebileceği için yeğlenmelidir.



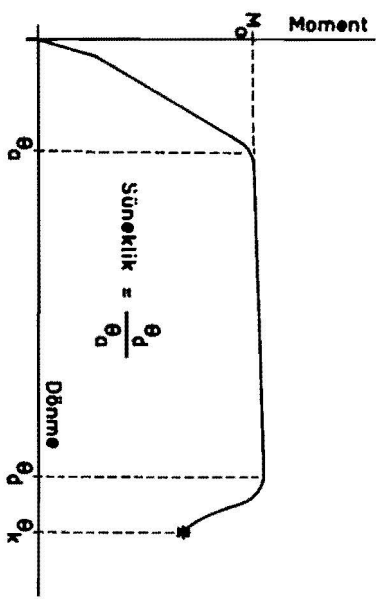
a. Malzeme Sünekliği



b. Kesit Sünekliği

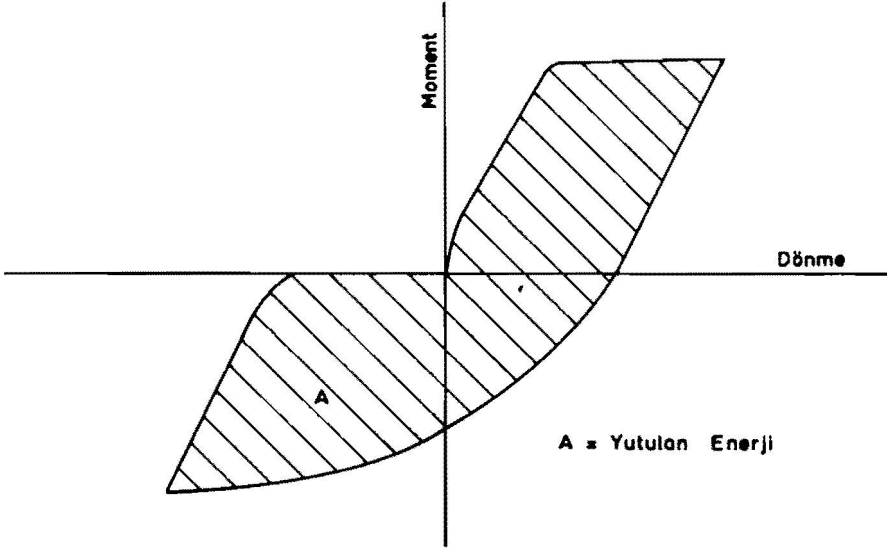


c. Eleman Sünekliği

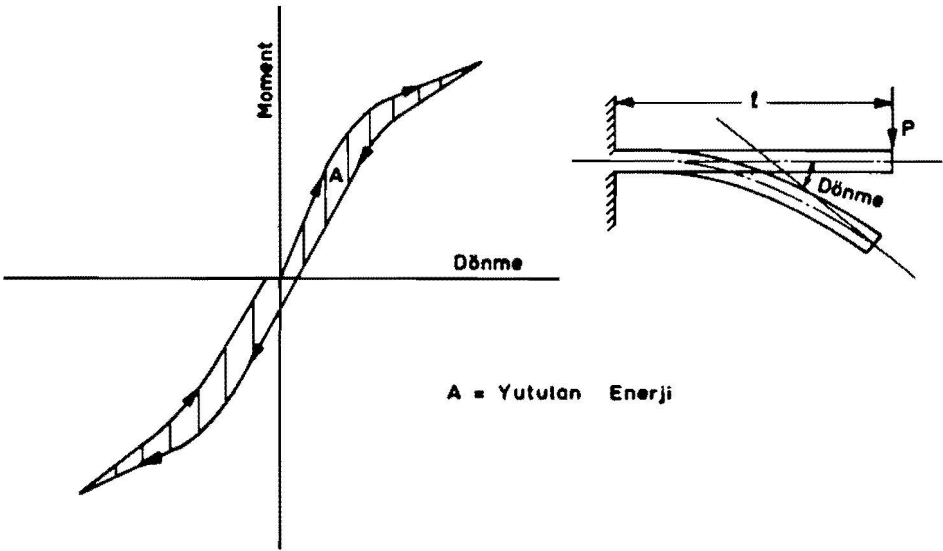


d. Malzeme Sünekliği

Şekil 1. Süneklik Çeşitleri



a. Öngerilmemiş Betonarme Elemanda



b. Öngerilmeli Beton elemanda

Şekil 2. Yutulan Enerji

3. 3. 2. Öngerilmemiş Ek Donatı

Yukarıda belirtildiği gibi, öngerilmeli beton bir elemanda öngerilmemiş donatı kullanılması elemanın özellikle enerji tüketimine yeteneğini büyük ölçüde getiştirmektedir. (9, 10). Bu nedenle, kesit taşıma gücünün, örneğin yüzde on ilâ yirmi kadar, bir bölümünü (11) sağlayabilecek kadar öngerilmemiş betonarme donatısı kullanılması önerilmektedir.

3. 3. 3. Yük Artırma

Yukarıda anlatılan yarı öngerilme ilkesinin benimsenmesi ve öngerilmeli elemanlarda öngerilmemiş ek donatı kullanılması sünek sistem davranışı sağlanmasına önemli ölçüde yardımcı olur. Ancak, gerek yarı öngerilmenin ölçüsü ve gerekse öngerilmemiş ek donatının ne kadar kullanılması gerektiği konusunda kesin bir öneride bulunmak bugün için olanaksız görünmektedir. Bu koşullar altında, deprem bölgelerinde yapılacak öngerilmemiş betonarme yapılara uygulanması öngörülen deprem yüklerinin, öngerilmeli beton yapılar için belli bir oranda artırılması ve böylece depreme karşı emniyetin büyütülmesi yoluyla da bu sorunun çözümüne katkıda bulunulabilir. Yeni Zelanda (4) ve Kanada (8) gibi bazı ülkelerde deprem yükünde yüzde yirmi kadar bir artışla birlikte yukarıda belirtilen diğer önlemlerin de alınması koşuluyla öngerilmeli yapıların deprem bölgelerinde de yapılabilmesi olanağı vardır.

Öte yandan, yurdumuzda yarırlukta olan yönetmelikler, deprem yuku altındaki yapısal inceleme sırasında emniyet gerilmelerinin yüzde otuz üç artırılmasını öngörmektedir. Eğer bu artırımdan vazgeçilirse belli bir oranda dolaylı bir yük artırılması yapılmış varsayılabilir. Ancak, ne oranda etkili olduğu kesinlikle belirlenemeyen bu işlemin genellikle öngerilmeli olarak düzenlenen girişlerde yaklaşık yüzde yirmi ile yirmibeş kadar bir yük artışına karşılık olacağı söylenebilirse de kolonlar konusunda böyle birşey söylemek olanaksızdır. Sonuç olarak, deprem bölgesinde kurulacak öngerilmeli yapıların deprem incelemesinde emniyet gerilmesi artışından kesinlikle vazgeçilmesi, hatta deprem yüklerinin biraz daha artırılması öğütlenebilir.

3. 3. 4. Kolon - Kiriş Birleşimleri

Yukarıda anılan önlemlerle bir sünek sistem durumuna getirilmesine uğraşılan yapıdan birdöküm (monolitik) bir yapı davranışı göstermesi, bir başka deyişle, düğüm noktalarının yerinde dökülen bir çerçeveninki kadar rijit olması, doğal olarak beklenir. Bu davranışın sağlanabilmesi de yine doğal olarak, giriş - kolon birleşimlerinin özenle düzenlenmesini, donatılmasını ve gerekli özellikleri taşıyan betonun gerektiği gibi yerleştirilmesini zorunlu kılar. Birleşim noktalarının düzenlenmesinde, deprem yönetmeliğinin hem hesaba hem de detaylara ilişkin gereklerine ve özellikle sargı donatısına önem verilmesi gereklidir. Ayrıca, birleşimlerde yer alan donatı eklemeleri kaynakla yapılmalı ve kaynak işlerine ve hesabına özen gösterilmelidir.

4. SONSÖZ

Deprem bölgelerinde kurulacak öngerilmeli beton yapıların projelendirilmesi aşamasında bu çeşit yapıların deprem dayanımı için özel önlemler gerektiği unutulmamalıdır. Eğer olabiliyorsa, perde, çekirdek vb gibi deprem etkilerinin tümünü alabilecek güçte öngerilmemiş elemanlar kullanılmalıdır. Eğer bu olasılık yoksa, yarı öngerilme ilkesi benimsenmeli, öngerilmeli elemanlarda öngerilmemiş betonarme donatısı kullanılmalı ve deprem incelemesinde emniyet gerilmelerinde herhangi bir artıştan kesinlikle vazgeçilmelidir. Kolon - giriş birleşimi detaylarına, özellikle sargı donatısına özen gösterilmeli, donatı çubukları kaynakla eklenmelidir.

KAYNAKLAR

1. "TS 500 : Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları", Türk Standardları Enstitüsü, 1975, Ankara.
2. "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik", T.C. İmar ve İskân Bakanlığı, 1975, Ankara.
3. "ACI 318 - 71 : Building Code Requirements for Reinforced Concrete", American Concrete Institute Journal, Şubat 1970, ABD.
4. Park, R., "Design of Prestressed Concrete Structures", Workshop on Earthquake Resistant Structures'a sunulmuş bildiri, 1977, University of California, Berkely, ABD.
5. Ferguson, P.M., Özel yazışma, Kasım 1977, University of Texas at Austin, ABD.
6. "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary", Structural Engineers Association of California, 1975, ABD.
7. "Working Draft of Recommended Comprehensive Seismic Design Provisions for Buildings", San Fransisco Applied Technology Council'ca düzenlenmiş yönetmelik taslağı, 1976, ABD.
8. Uzumeri, M., Özel görüşme, Aralık 1977, University of Toronto, Kanada
9. Wiegell, R.L. "Earthquake Engineering", Prentice Hall, 1973, ABD.
10. Lin, T.Y., "Design of Prestressed Structures", İkinci basım, John Wiley and Sons, 1963, ABD.
11. Leonhardt, F., Özel görüşme, Ekim 1977, Otto - Graf Institute of Stuttgart University, Almanya.

ELASTİK ZEMİNE OTURAN ÇOK KATLI ÇERÇEVELERİN DEPREM HESABI İÇİN TEORİK VE DENEYSEL İNCELEMELER

A. Aydın DUMANOĞLU *

SUMMARY

The object of this study was to find to what extent the foundation elastisity influences of the dynamic respnse of multistorey frames during an earthquake.

To simulate this effect under laboratory conditions three-models were constucted in which bath foundation (ground) and structures were "combined". Two of these were combined plane frames with ground elastisity modulus $E_f = 45/cm^2$ and $E_f = 405 kg/cm^2$. The third was an asymetric space frame with elastisity modulus of graund, $E_f = 45 kg/cm^2$

Analysis was in twe stages. In the first stage, the resonance behaviours of these combined models were analysed. In the scand, the dynamic response analysis was made. Both teoretical and experimental analysis were employed in these two stage.

A non - dimensional analysis of the reduction of the first three natural fequencies due to the foundation medium was made by comparing the results from the rigidly fixed and combined structures.

In the dynamic response analysis, the combined models were subjected to recorded graund acceleration of the El - Centro Koyna, and Parkfield as well as two components, S74W and S16E of the San Fernando Earthquake.

1. GİRİŞ

Binalarda dinamik deprem kuvveti ile oluşan hasarların etüdü ve binaların depreme karşı davranışlarından alınan ölçümlerin değerlendirilmesi çalışmaları, yapıların üzerinde inşa edildiği zemin özellikleri ile, bu etkenler arasında çok yakın bir ilgi olduğunu ortaya çıkartmıştır. Bu ilginin ilk belirgin örneklerinden biri de 1692 de olan ve 1737 yılında Sharpe'in kayıtlarına geçmiş olan Jamaika depreminden öğrenilmektedir. [1]

Bina zemin ilişkilerinin matematiksel olarak incelenmesine başlangıç teşkil edebilecek kayıtlar Tokyo şehri tahrileden 1927'deki büyük Tokyo depremi ile temin edilip, bu kayıtların incelenmesinden bulunan pek çok sonuç pratik mühendislikte uygulanmıştır. [2]. Ayrıca Kanai'nin [3] 1891 - 1947 yılları arasında Japonya'da olmuş, depremlerin kayıtları üzerinde yaptığı incelemelerin sonucu, sert zeminler üzerinde inşa olunan yapılardaki hasarların az olmasına karşıt tamamen yıkılanların daha çok olduğu, bununla birlikte, yumuşak zeminler üzerine inşa olunan yapılardaki hasarların çok fakat tamamen yıkılanların miktarlarının daha az olduğunu ortaya koymuştur.

Pek çok araştırmacılar [1], [2], [3], zemin özellikleri ile yapılarda oluşan hasarlar arasında daha yakın ilişkiler kurmak için zemini çeşitli parametrelere bağlı olarak (yumuşak, zemin yüzey tabakalarının kalınlığı vs gibi) sınıflandırdılar. Hasar yüzdesinin (hasara uğrayan yapıların deprem bölgesindeki tüm yapılara oranı) zemin yumuşaklığı ile genellikle lineer olarak artan bir değer aldığı deprem sonrası hasar tesbit çalışmaları ile saptanmıştır.

* Dr. Yük. Müh. K.T.Ü. İnşaat Müh. Böl.

Özellikleri farklı, zeminlerde oluşan depremlere ait yer sarsıntısı ivmelerin kaydı ve bu kayıtlar üzerinde yapılan çalışmalar deprem hasarları ile deprem ivme kayıtları arasındaki bağlantıyı ortaya çıkartmaya yardımcı olmuştur. Örneğin en büyük deprem ivmesinin değeri yalnız başına deprem hasarlarının potansiyeline ait bir ölçü teşkil etmeyeceği gerçeği açıkça görülmüştür. Bir örnek olarak 1957 Meksika ve 1966'daki Parkfield depremini vermek mümkündür. Meksika depreminde maksimum ivme (0.05 – 0.1) *g* gibi küçük bir değer olmasına karşın deprem süresinin uzunluğu ve ivme spektrumlarının büyüklüğü nedeni ile pek çok binalar hasar görmüştür [4]. Buna rağmen 0.54 *g* lik maksimum ivmeli Parkfield depreminde hasarlar diğerine oranla daha az olmuştur. [5].

Ancak son senelerdeki gelişmelerin sonucu olarak yer tabakasının tabi periyodu ve genlikleri yumuşak yüzey tabakalarında daha fazla olduğu, yapılan sismik çalışmalar sonucu ortaya çıkmıştır. Bunun bir sonucu olarak yumuşak zemin tabakaları üzerinde inşa edilen fleksibl binalar depremden daha fazla etkilenmesine rağmen, aynı yumuşak zemin üzerinde inşa olunmuş rijit yapılar depremlerden daha az etkilenebileceği eğilimi deprem ivmelerinin spektral değerlerinin etüdü ile belirlenebilmektedir. Ayrıca, binanın ilk tabi periyodu alt yapı, zemin, tabakasının kine eşit olunca hasar miktarlarının arttığı Mudurnu ve Gediz depremleri sırasında Tezcan ve İpek'in gözlemleri ile de ayrıca saptanmıştır. [6]. Deprem sırasında zemin hareketlerinin en büyüklerinden biri de 1971'deki San Fernando California depremi sırasında izlenmiştir. Pek çok deprem kaydedici aletlerle alınan kayıtlar modern deprem mühendisliğinde oldukça aydınlatıcı olmuştur. Öyleki ilk defa bir deprem sarsıntısının ivmesi yer ivmesinden daha büyük olarak ölçülmüştür. Bu ise o zamana kadar maksimum deprem ivmesi hakkındaki pek çok görüşleri yanıltmıştır.

2. MATEMATİK MODELLER

Dinamik kuvvetlerin etkisine maruz yapılarda zeminin, alt yapı olarak binaya, üst yapıya, etkisi yanında üst yapısında alt yapı davranışlarına etkisi olacağı gerçektir. Bina ve zeminin karşılıklı olarak birbirlerine olan bu etkileri hesaplara temel teşkil eden deprem kayıtlarının değişmesine neden olmaktadır.

Yapı/zemin sisteminin dinamik davranışları zemin özelliklerinin yanı sıra yapı enerjisinin zemin içindeki kaybında bir fonksiyonudur. Bu kayıp yapının zemin içine gömülü olup olmamasına, yapının rijitliğine, yapı ve zeminin müşterek temas alanının büyüklüğüne, zemin özelliklerine ve nihayet dinamik kuvvetlerin büyüklüğüne de bağlıdır. Enerji kayıpları sonuç olarak sönüm kuvvetlerinin artmasına neden olduğundan yapı dinamik deplasmanlarını azaltan bir faktör olarak belirlenir.

Bir sistemin dinamik davranışına etkileyen en önemli faktörleri; rijitlik kat sayıları, kütleleri ve elemanlar içinde ve arasında oluşan enerji kayıpları olarak sayabiliriz. Bu nedenle yapı ve zemin sisteminin dinamik ilişkilerinin etüdü yapılırken gerek yapı ve gerekse zemine ait yukarıda belirtilen özellikleri yeterince bir matematik model içinde göstermek gerekmektedir.

Zemin ve bina dinamik ilişkilerini saptamak için en basit yöntem temel zeminini eşdeğer yaylarla temsil etmektir. Yay kat sayıları kullanılan temel şekline bağlı olarak birim deplasman yaptıran statik kuvvetler olarak tanımlanır. [7]. Fakat, özel temel şekilleri için uygun yay katsayılarını saptamak zorunluğu bu matematik modelin kullanılmasına engel olabilecek sakinclardan biridir. Bu matematik modelin tanımına uygun olarak Biot binâların yanal rijit salınım hareketleri için basit bir ifade kullanarak zemin etkisini hesaplamaya çalışmıştır. [8]. Burada, başka bir ifade ile, yapıların eğilme kaymadan yanal salınım yaptığı düşünülmüştür.

Daha sonra Biot'un çalışmaları Merrit ve Housner [9] tarafından geliştirilerek temel boyutlarına bağlı olarak elastik zeminlerin yapı rijit salınım hareketlerine etkisini gösterecek kat sayılar vermişlerdir. Yapıların yanal titreşimlerine, gerek rijit gerekse eğilmeli titreşimlerine, zemin etkisi Biot tarafından verilen formüllerle daha geniş olarak Salvadori ve Hear [10] tarafından araştırılmıştır. Bu araştırmaların hepsinde kullanılan yay sabitleri belki belli oranlarda zemin elastikliğinin yapı dinamik hesaplarına etkinliğini gösterse de enerji kayıpları, titreşen zemin kütesinin etkisini ve deprem ivmelerinin yapıya etkiyinceye kadar geçireceği değişiklikleri kapsamaz. Şekil 1. a

Gerçeklere daha yakın ikinci bir yöntemde zemin üzerinde periodik olarak titreşen plaklara ait rijitlik fonksiyonları ile zemine ait yay sabitlerini ifade etmektir. Titreşim frekanslarının bir fonksiyonu olarak tanımlanabilen bu fonksiyonlar real ve sanal kısımlardan oluşmaları nedeni ile enerji kayıplarında belirli ölçülerde içerirler [11], [12]. Pek çok araştırmacı tarafından [13], [14] daha etkin hesap yöntemlerinin zorluğu ve pahalılığı nedeni ile tercih edilen bu yöntem günümüzde zemine kısmen gömülü nükleer enerji tipi ağır yapıların dinamik hesabında bile kullanılmaktadır. Buna rağmen bu yöntemin en tenkid edilebilen yanı göz önüne alınan dinamik yüklerin yapı/zemin karşılıklı etkileri nedо ile geçirebileceği değişiklikleri kapsamamalarıdır. Ayrıca uygulanma sahası sadece zemin üzerine oturan ve rijitlik fonksiyonları bilinen plak şekilleri ile sınırlıdır. Bunlarda genellikle dikdörtgen, kare ve dairesel şekillerdir.

Üçüncü bir yöntemde, matematik modelde yapı ve zemini birbirlerinden bağımsız üst ve alt yapı olarak iki ayrı grupta ayırık düşünmektir. [16]. Bu ayırık yöntemde, dinamik yükleri önce alt yapıda seçilen sınırlardan itibaren başlayıp yapının bulunduğu seviyede nasıl bir etken haline gelebileceği saptanır. Daha sonra bu yeni saptanmış dinamik kuvvetleri sanki yapı zeminden ayrı bir parça imiş gibi düşünerek yapıya tatbik edilir. Şekil 1. b. Bu matematik modelde alt ve üst yapının karşılıklı olarak birbirlerinin dinamik davranışlarına etkisini ve yapı enerjisinin zemin içinde kaybını göstermek olasılığı olmamakla birlikte bu etkenlerin az olabileceği fleksibl yapılar için kullanılabilir.

Yapıların dinamik deprem hesabında alt yapı, zemin, etkilerini saptamak için en etkin matematik model hem yapıyı hem de zemini müşterek bir matematik modelde gösterip sonlu eleman yöntemi ile çözüm yapmaktır. Şekil 1. c. Son yıllarda gelişen bilgisayar teknolojisi bu yöntemin kullanılması sakıncalarını ortadan kaldırdığından popüler bir çözüm yöntemi olmasına neden olmuştur. Pek çok araştırmacı böyle müşterek bir model seçerek çeşitli sınır koşulları ve varsayımlara dayanarak bazı teorik sonuçlar vermişlerdir. Örneğin Khana [15] çerçeveleri mafsallı olarak zemine bağlı varsayımını benimsiyerek çerçeve - zemin sistemlerinin dinamik çözümünü yaptı. Onun araştırmasında düzlem çerçeveler üç serbestlik dereceli çubuklarla temsil edilirken zeminde iki lineer serbestlik dereceli dikdörtgen sonlu elamanlarla temsil edildi. Araştırma sonuçları ilk mod frekanslarına zeminin etkisi olmamakla yüksek mod frekanslarına etkisinde küçüktür. Gerçeği yansıtmıyan bu sonuç seçilen matematik modelde çerçevelerin zemine mafsallı kabul edilmeleri nedeni ile dönmeye karşı zaten serbest bırakılmış olması ile izah edilebilir.

Ayrıca Finn, Emery ve Reiner [16] bina/zemin sistemini sonlu elaman yöntemi ile dinamik hesabını yaparken Chopra ve Perumalswami [17] de baraj ve zemin sistemini aynı matematik modelde gösterip baraj gövdesi üçgen sonlu elamanlarla zeminde dinamik tesir katsayıları ile belirlediler. Araştırma sonucu zemin elastisite modülünün barajın dolgu malzemesinin elastisite modülüne göre azalması baraj gövdesi tabi frekanslarında önemli ölçüde azalma, mod şekillerinde değişme, sönüm kat sayılarında artma olduğunu göstermiştir. Lysmer ve diğerleride [18] zemine kısmen gömülü ağır monolitik nükleer enerji istasyonu gibi yapıların 3 ve 2 boyutlu analizlerini yapmışlardır. Aydınoğlu [20] bina alt yapı sistemlerinin deprem hesabını yüzey zemin tabakaları altındaki kısım için dinamik tesir katsayıları tanımlıyarak yapmıştır.

Bu araştırmada elastik zemine oturan çok katlı çerçevelerin deprem hesabı sonlu elaman yöntemi ile iki ve üç boyutlu olarak etüd edilip sonuçlar üzerinde boyutsuz analizler yapılarak karşılaştırılmıştır. Ayrıca deney sonuçları teorik karşıtları ile değerlendirilirken bir mukayese içinde eşdeğer yay yöntemi ile dinamik çözümler yapıp karşılaştırma olanağı yaratılmıştır.

Sonlu elamanlarla bütün yapı ve zemin hacmini temsil edebilmek için çok miktarda serbestlik derecesi ve düğüm noktası seçmek gerekmektedir. Serbestlik derecelerinin fazlalığı denklem sayılarının artması nedeni ile hesap güçlüğü yaratmakta ve maliyeti artırmaktadır. Bu önlemek içinde serbestlik derecelerinin azaltılması gerekmektedir. Bu amaca ulaşmak için sonlu elaman boyutlarını istenildiği şekilde artırmak olanak dışı olduğundan hesaplarda esas alınacak zemin sınırlarının belirtilmesi yöntemin kullanılışında en önemli işlemlerden biri olmaktadır.

3. MAKRO İDEALLEŞTİRME VE SINIR KOŞULLARI

Aynı matematik model içinde seçilen yapı/zemin sistemlerinin hesaplarının yapılabilmesi için öncelikle makro idealleştirilmesi gerekmektedir. Bundan amaç matematik modelin boyutlarını, zemin içindeki sınırlarını, matematik modelde seçilecek yapı şeklini ve bazende kullanılacak dinamik etkenlerin etki noktalarını belirlemektir. Bunlar arasında makro idealleştirmenin en önemli bölümünü zemin hacminin sınırlarını belirlemek teşkil eder. Zemin kütlelerinin sonsuz büyüklükte hacma sahip olması nedeni ile, bu sınırların saptanmasında en basit düşünce sınırları mümkün olduğu kadar yapıdan uzak seçmektir. Bu halde sınırlara uygulanacak dinamik etkenler gerek serbest zeminden (üzerinde yapı vs bulunmayan alınmış kayıtlar olsun gerekse serbest olmayan zeminden alınmış kayıtlar olsun sanki sınırlardan alınmış kayıtlar olacaktır.

Sınırların yapıdan oldukça uzakta seçilmesi zemin hacmini belirtmek için kullanılması gereken serbestlik derecesi ve sonlu eleman sayısı artacağından ekonomik bir yol değildir. Yapıdan uzakta seçilen sınırlarda deplasmanların sıfır olma yargısı düşünülse bile bu sınırlar enerji yayılımına engel teşkil etmezler. Esas olarak matematik modellerin sınırlarının belirlenmesi bir alçak frekans problemi, yani seçilecek frekanslar küçük olması istenirse sınırlarda uzakta olmalıdır. [19]. Sınırların seçimine etkileyen başka bir etken zemin malzemesine ait sönüm katsayılarıdır. Şöyleki, zeminin lineer olmayan özelliği nedeni ile kullanılan depremin şiddetine bağlı olarak büyük gerilmeler oluşabilir. Büyük gerilmeler için zemin malzemesinin sönüm katsayılarında büyük olacağından şiddetli deprem kullanılması halinde sınırları yapıya daha yakın seçmek mümkün olur, [19].

3. 1. Rijit taban

Yapı/zemin sistemi müşterek bir matematik modelle gösterildiğinde zemin tabanının rijit bir kaya tabakası üzerine oturduğu ve deprem sırasında tabanın rijit cisim hareketi yaptığı kabul edilir. Kaya derinliğinin fazla olması halinde seçilmesi gerekli sonlu eleman miktarının çokluğu nedeni ile böyle bir kabul ekonomik olmaz. Ancak rijit tabanın kesin olarak saptanmadığı hallerde bu derinlik pratik çözümler için bina genişliğinin birkaç katı kadar alınabilir.

3. 2. Hareketli taban

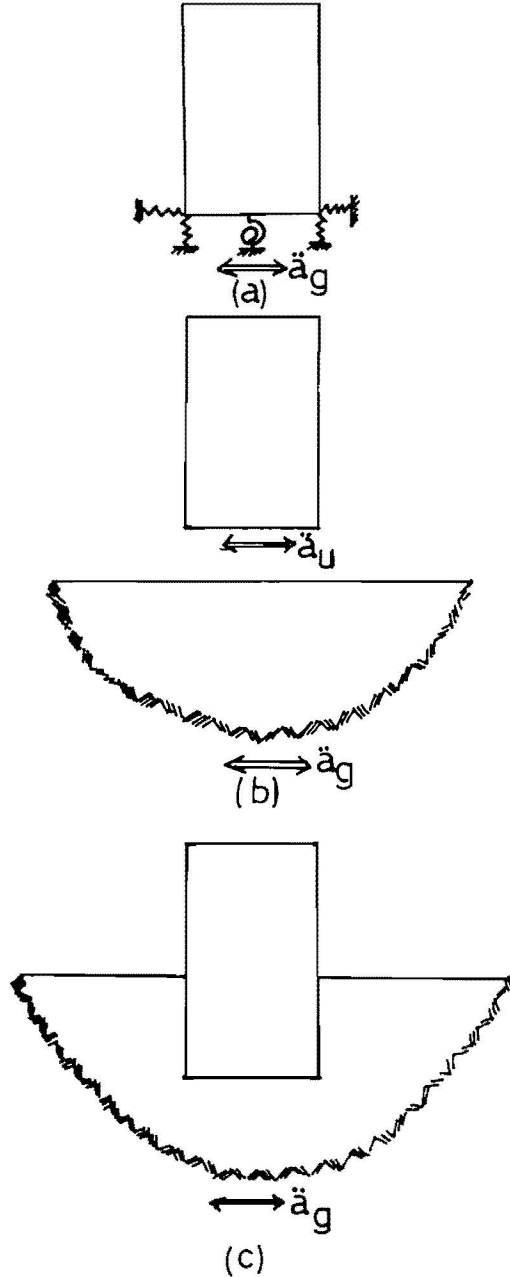
Kaya tabakalarının derinde olması halinde kullanılır. Şöyleki deprem kayıtları bilinen herhangi bir tabaka taban sınır olarak seçilip hareket denklemleri toplam deformasyonlar cinsinden ifade edilir. Ancak bu taban zemin içinde seçilen keyfi bir sınır olduğundan gelen bütün enerjiyi de ileten viskos bir sınır olma özelliğininde gerçekleştirilmesi gerekir [21].

3. 3. Yan sınırlar

Yapı çevresindeki sınırlarda tabana verilecek deprem ivmelerine göre yatay veya düşey serbestlik derecelerini sınırlamak en basit yöntemdir. Yatay ivmeler için yatay, düşey ivmeler içinde sadece düşey serbestlik dereceleri serbest bırakılır.

Yan sınırların yapıdan ne kadar uzaklıkta tutulması üzerinde pek çok araştırmalar yapılmıştır. Ancak, sınırları yeterince uzakta seçip gelen bütün enerjiyi absorbe edebilecek cinsinden viskos, [22] veya hem gelen bütün enerjiyi geçirip hem de zemin uzayının seçilen bölge üzerine tatbik ettiği kuvvetleri kapsıyan geçirgen sınırlar [23] kullanıp sınırları yapıya oldukça yaklaştırmakta olanak içindedir.

Mamafih, yukarıda belirtilen sınırlar sanayide kullanılan ağır yapılar, petrol platformu, nükleer enerji istasyonu gibi hassas hesap gerektiren yapılar için kullanılmakla, pratikte bu sınırlar deneme ile bulunabilir. Genellikle de yapı genişliğinin belirli bir katı kadar uzakta taban ve yan sınırlar seçilir.



Şekil1 Matematik modeller

Bu araştırmada ifade edilen sınır tanımlama yöntemleri dışında bir düşünce ile yapı/zemin müşterek sisteminin zemindeki sınırları saptanmıştır. Benimsenen düşünce, temel zemin bölgesinde kullanılan sonlu elamanların miktarı ve boyutlarını çok küçük ölçülerde adım adım artırarak bütün sistemin ilk 15 tabi frekansını bulmaktır. Yapılan pek çok teorik çözüm sonunda bu frekanslarda değişiklik oluşturmayan hacme ulaşılmış ve bu hacim yapı ile titreşen ve onun hareketlerinde etken olarak düşünölen zemin hacmi olarak kabullenilmiştir. [24] .

4. YAPI/ZEMİN SİSTEMİNE SONLU ELAMAN YÖNTEMİNİN UYGULANMASI

Yapıların ve onu çevreleyen temel zemin sonlu elamanlarla temsil edilifinde mühendislik yönünden önemli pek çok kararların verilmesi gerekmektedir. Bu kararları aşağıdaki paragraflarda toplamak mümkündür :

4. 1. Yapı Geometrisinin, Malzeme Özelliklerinin ve yüklemenin idealleştirilmesi.

Bu araştırmada binalar iki boyutlu düzlem çerçeve, Şekil 2a, ve üç boyutlu, Şekil 2b, uzay çerçeve olarak etüd edilmiştir. Bundan amaç, düzlem ve uzay çerçevelerden elde olunan sonuçlar üzerinde yapılan değerlendirmelerde esas olmuştur.

İki boyutlu etüdde, düzlem çerçeveler kiriş ve kolonlardan oluşmakta kolonlarda rijit sömeller yardımı ile zemin üzerine oturmaktadır.

Üç boyutlu uzay çerçeveler, değişik kesitli kolonlar ve kendi düzleminde rijit olan düzlem plaklardan oluştuğu kabul edilmiştir iki boyutlu çerçevede olduğu gibi bu çerçevelerde zemin rijit sömeller yardımı ile oturmaktadır. Dinamik hareketler sırasında çerçeve ve zemin arasında bir ayrılma olmadığı, ayrıca yapı malzemesi ve zeminin lineer elastik bir malzeme olduğu kabul edilmiştir. Yapı malzemesi için bu kabulü kolaylıkla yapmak olanak dahilinde olmakla çok belirsiz özellik gösteren zemin için ancak şekil değiştirmenin küçük olduğu değerler için bu kabul yapılabilir.

Sisteme etkileyen yükler rijit tabana uygulanan deprem ivme zaman değerleri olarak kabul edilmiştir. Gerçekte, serbest zemin sisteminden alınan herhangi bir kayıt zemin özelliklerine bağlı olarak rijit tabanda ne gibi bir kayıt haline geleceğini saptamak ve bu saptanmış değerleri hesaplarda kullanmak gerekmektedir.

4. 2. Rijitlik, Kütle ve Sönüm Matrislerinin Oluşumu

Düzlem çerçevelerde kolonlar ve kirişlerin düğüm noktalarında, çerçeve düzleminde, üç tane serbestlik derecesi düşünölmüştür. Bu serbestlik dereceleri yatay ve dikey lineer deplasmanlarla çerçeve düzleminde dik bir eksen etrafındaki dönme açılardır. Şekil 4a. Çubuk elamanların eksenine dik doğrultudaki lineer deplasmanlar ve açısız deplasman için kübik deformasyon fonksiyonu ile çubuk eksenini doğrultusundaki lineer deformasyonlar içinde lineer bir deformasyon fonksiyonu kullanılmıştır. şöyleki,

$$v = a_1 + a_2x + a_3x^2 + a_4x^3 \quad \dots \dots \dots (1)$$

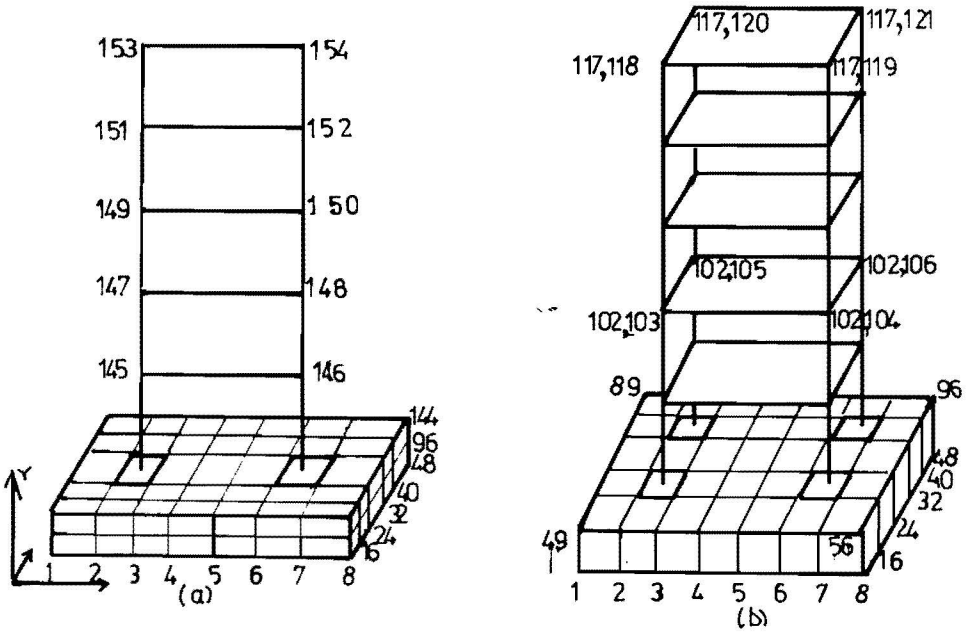
$$u = b_1 + b_2x \quad \dots \dots \dots (2)$$

Düzlem çerçevelerde sadece kendi düzlemi içinde deformasyon olduğu kabul edilmiştir.

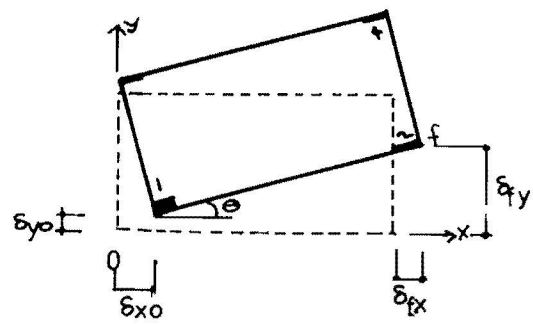
Uzay çerçevelerde seçilen düğüm noktalarında 6 tane (iç lineer üç açısız) serbestlik derecesi vardır. Şekil 4b. Bu elamanlara ait deformasyon fonksiyonları için yine (1) ve (2) denklemleri, ayrıca burulma serbestlik dereceleri içinde lineer deformasyon fonksiyonu kullanıldı.

$$\Theta_T = C_1 + C_2\Theta \quad \dots \dots \dots (4)$$

(1) (2) ve (3) denklemleri kullanılarak çubukların rijitlik ve kütle matrisleri sıra ile aşağıdaki formüllerle verilebilir.



Şekil 2



Şekil 3 Döşeme rijit cisim hareketi

$$[k_c] = \int [B]^t [D] [B] dv \quad \dots \dots \dots (4)$$

$$[M_c] = \int \delta [A] [A] dv \quad \dots \dots \dots (5)$$

Bu formüllerin elde edilmiş şekilleri pek çok kitaplarda verilmiştir [25].

Kat planlarının sabit kolonların kesitlerinde farklı olduğu düşünülmüştür. Ancak, seçilen bir kolon kesiti bütün bina boyunca sabittir. Bu farklı kesitli kolonlar plak düzlemi içinde çift eksantirisite yaratırlar. Yani yapının rijitlik merkezi ile kütle merkezi çakışmayacak bu nedenle yatay kuvvetlerin etkisi altında da çerçeve burulmaya maruz kalacaktır. Döşeme plakları kendi düzlemi içinde sonsuz rijitliğe sahibolmaları nedeni ile plaklarda boy değişimleri olmayacaktır. Böylece her kat, yatay kuvvetler etkisi altında rijit cisim hareketi yapar. Katların rijit cisim hareketi kat düzlemi içinde, yatay doğrultudaki iki öteleme ile düşey eksen etrafındaki burulma hareketlerinden oluşur. Şekil 3. Katların bu ötelenme ve dönme hareketlerini sıra ile x ve y doğrultusundaki deplasmanlarla, δ_{ox} , δ_{oy} , z düşey eksenini etrafındaki θ dönme açıları ile ifade edilebilir. Kolon ve plakların birleştiği düğüm noktalarındaki iki yatay deplasman

f_x , f_y düşey eksen etrafındaki O dönme açıları kendilerine karşıt olan rijit cisim hareketlerine lineer bağlıdır. Bu bağlantı için, kat eksen takımının başlangıcını O noktası seçip, Şekil 3, herhangi bir f düğüm noktasındaki kat rijit cisim hareketinden oluşan deplasmanları O başlangıç noktasının rijit cisim hareketi cinsinden aşağıdaki gibi ifade etmek mümkündür.

$$\{\bar{D}\}_f \quad [\bar{T}]_f \quad \{D\}_O$$

Bu ifadeyle

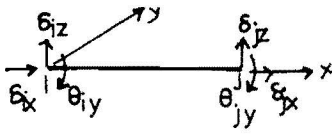
$$\{\bar{D}\}_f = \begin{Bmatrix} \delta f_x \\ \delta f_y \\ \theta \end{Bmatrix} \quad [\bar{T}]_f = \begin{bmatrix} 1 & 0 & Y_f \\ 0 & 1 & -X_f \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad \{\bar{D}\}_O = \begin{Bmatrix} \delta_{ox} \\ \delta_{oy} \\ \theta \end{Bmatrix}$$

- \bar{D}_f Döşeme plağı üzerinde seçilen f noktasının rijit cisim hareketinden ötürü deplasmanı
- $[\bar{T}]_f$ Transformasyon matrisi
- \bar{D}_O O başlangıç noktasının rijit cisim hareketlerine karşıt deplasmanları

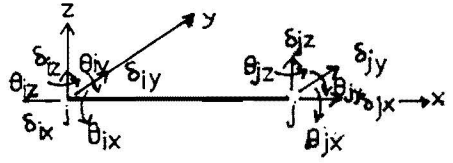
6 denkleminde verilen transformasyon matrisi düğüm noktalarındaki bağımsız deplasmanları kapsamamaktadır.

Plak/Kolon düğüm noktalarında X ve Y eksenleri etrafındaki θ_x ve θ_y dönme açıları ile z eksenini doğrultusundaki z düşey deplasmanlar rijit cisim hareketlerinden bağımsızdırlar. Plaklardaki θ_y , θ_z açılal deplasmanlar ile δ z düşey deplasmanlar ayrıca seçilen deplasman fonksiyonları yardımı ile saptanır. Bu fonksiyonlardan yararlanarak (4) ve (5) denklemlerinin kullanılması ile rijitlik ve kütle matrisleri bulunur. Bu rijitlik ve kütle matrisleri düzlemi dışında eğilmeye maruz plaklar için bulunan değerlerin aynı olduğundan ayrıca pek çok referans kitaplarında, [25] bulunduğundan ayrıca burada açıklamaya gidilmemiştir. Şekil 5.

(6) denkleminde verilen transformasyon matrisi düğüm noktalarındaki bağımsız uç deplasmanını kapsamamaktadır. Bağımsız uç deplasmanlarla birlikte f düğüm noktasındaki toplam 6 serbestlik derecesini O noktasının 6 serbestlik derecesi cinsinden aşağıdaki gibi yazmak mümkündür.

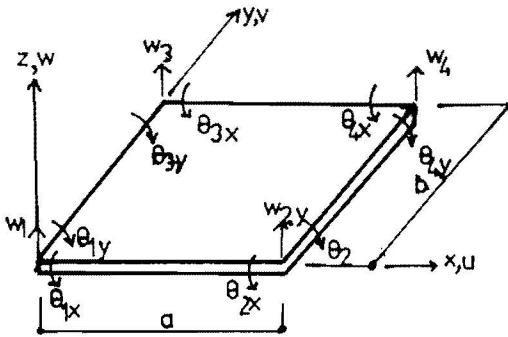


a) Üç Serbestlik Dereceli

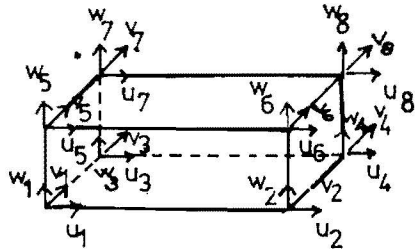


b) Altı Serbestlik Dereceli

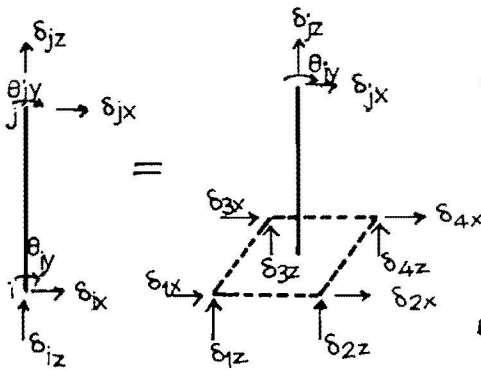
Şekil 4. Çubuk Elâmanlar



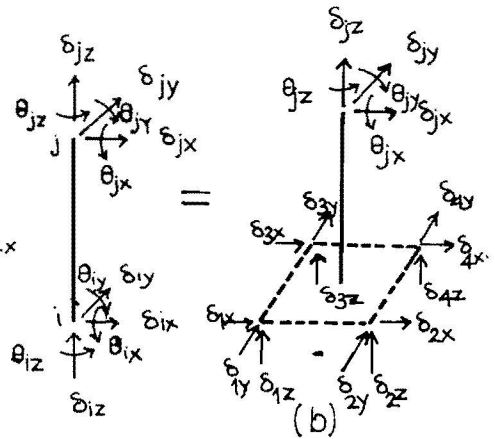
Şekil 5 Plak Elâman



Şekil 6 Prizmatik Elâman



(a)



(b)

Şekil 7.

$$\{D\}_f = [T]_f \{D\}_o \dots\dots\dots(7)$$

Burada

$$[T]_f = \begin{vmatrix} [\bar{T}]_f & 0 \\ 0 & I \end{vmatrix}$$

$[\bar{T}]_f$ in değeri (6) denklemine verilmiştir. $[I]$ de 3x3 boyutunda birim matris olup deformasyonların bağımsız bileşenlerine karşittir. Benzer şekilde f noktasındaki kuvvetleri (7) denklemine kullanılan transformasyon matrisini kullanarak 0 noktasındaki kuvvetler cinsinden

$$\{F\}_f = [T]_f^t \{F\}_o \dots\dots\dots(8)$$

Şeklinde yazılabilirki t harfi matris transpozisini göstermektedir.

Böylece kuvvetler ve deplasmanlar için transformasyon matrisi belirlenince elamanların o eksen takımı başlangıç noktasına göre rijitlik ve kütle matrisleri aşağıdaki şekilde ifade edilir.

$$\begin{aligned} [k]_i & [T]_f^t [k]_c [T]_f \dots\dots\dots(9) \\ [m]_i & [T]_f^t [m]_e [T]_f \end{aligned}$$

Burada $[k]_e$ ve $[m]_e$ sıra ile uzay çerçevelerdeki 6 serbestlik dereceli çubuk elamanı rijitlik ve kütle matrisleridir.

Kolon/sömel birleşimlerini yine sonlu elamanlarla göstermek mümkündür. Şekil 7. Ancak, linear uç deplasmanlarına sahip olan zemin için kullanılan elamanlarla açısız serbestlik dereceleri bulunan çubuk elamanlar arasında uygunluk sağlanması gereklidir. Bunun için de zemini temsil eden elamanların serbestlik dereceleri ile kolonların dönme serbestlik dereceleri arasında bağlantı kurulması gerekliliği doğmaktadır. Sömelerle zemin müşterek düğüm noktaları ayrılmadan aynı deplasmana sahibolduğu düşünülürse açısız deplasmanlar linear deplasmanlar cinsinden

$$O_y = (3z + 4z - 1z - 2z) / 2b \dots\dots\dots(10)$$

Şeklinde ifade olunur. b dönme eksenine dik doğrultudaki sömel uzunluğu diğer eksenler etrafındaki dönmeler benzer formüllerle ifade edilebilir. Ayrıca kolon/sömel birleşim noktalarındaki linear deplasmanlarda sömel uçlarındaki linear deplasmanların aritmetik ortalaması şeklinde aşağıdaki gibi ifade olunur.

$$x = (1x + 2x + 3x + 4x) / 4 \dots\dots\dots(11)$$

(10) ve (11) denklemlerini kullanarak kolon/sömel geçiş elamanının deplasmanları kolon elamanının deplasmanları cinsinden

$$= [T]_o \Delta \dots\dots\dots(12)$$

şeklinde yazılır.

Düzlem çerçevelerde, Şekil 7a,

$$\begin{aligned} {}^t &= \begin{matrix} i_x & i_z & O_{iy} & j_x & j_y & O_{iy} \end{matrix} \\ \Delta^t &= \begin{matrix} 1x & 1z & 2z & 3x & 3z & 4x & 4z \end{matrix} \end{aligned}$$

ve $[T]_o$ matriside (10) ve (11) denklemlerinden çıkartılan bazı sabitlerden oluşur.

Uzay çerçevelerde, Şekil 7b

$$t = \begin{matrix} & i_x & i_y & i_z & O_{ix} & O_{iy} & O_{iz} & j_x & j_y & j_z & O_{jx} & O_{jy} & O_{jz} \\ \Delta^t = & 1_x & 1_y & 1_z & 2_x & 2_y & 2_z & 3_x & 3_y & 3_z & 4_x & 4_y & 4_z \end{matrix}$$

olup, yine $[T]_o$ transformasyon matrisi (11) ve (12) denklemlerinden elde edilir, [28]

(12) denkleminde içinde verilen transformasyon matrisi bilinince yapı ve zemin arasındaki geçiş elamanlarına ait rijitlik ve kütle matrisleri kolon elamanın ki cinsinden

$$\begin{aligned} [k]_s &= [T]_o^t [k]_e [T]_o \dots \dots \dots (13) \\ [m]_s &= [T]_o^t [m]_e [T]_o \end{aligned}$$

şeklinde ifade edilebilir. (13) denkleminde düzlem çerçeve için hesaplar yapılmak isteniyorsa düzlem çerçeveye ait transformasyon matrisleri, elaman rijitlik ve kütle matrisleri, uzay çerçeveler için hesaplar yapılmak isteniyorsa uzay çerçeve elamanlarına ait yukardaki değerlerin yazılması gerekir.

Zemin kütlelerinin her doğrultudaki elastisite modülü, E_f , ve Poisson oranının, , sabit ve derinlikle değişmediği kabul edilmiştir.

Temel zemini için üç boyutlu prizmatik sonlu elamanlar kullanılmıştır. Şekil 6. Bu elamanların her düğüm noktasında üç tane lineer deplasman olduğu kabul edilmiştir. Deplasmanların x doğrultusundaki bileşeni için

$$u = a_1 + a_2x + a_3y + a_4z + a_5xy + a_6xz + a_7yz + a_8xyz \dots \dots \dots (14)$$

deplasman polinomu kullanılmıştır. Bu polinomun incelenmesinden anlaşılacağı gibi deplasmanların elaman sınırları boyunca değişimi lineerdir. Benzer polinomlar deplasmanların y, z doğrultusundaki bileşenleri içinde kullanılmış olup rijitlik ve kütle matrisleri yine benzer Şekilde (4) ve (5) denklemleri yardımı ile bulunmuştur.

Elamanlara ait rijitlik ve kütle matrisleri bilinince bunlar yardımı ile bütün yapı/zemin sistemine ait rijitlik ve kütle matrisleri kurulur. Ancak bu amaç için yazılan bilgisayar programlarında her kat seviyesinde birbirlerine bağımlı olan rijit cisim hareketlerine karşılık deplasmanlarla bağımsız uç deplasmanlarını ayırt etmek için kolon/plak birleşim noktalarındaki düğüm noktalarına iki ayrı düğüm noktası numarası verilmiştir. Bu numaralardan ilki bütün döşeme üzerinde aynı olup rijit cisim hareketine karşık diğeride bağımsız uç deplasmanlarına karşittir. Şekil 2. Böylece yapıda seçilecek bilinmeyen sayısında büyük azalmalar olacaktır.

4. 3. Sönüm Katsayıları

Malzeme özelliklerine bağlı bir sorun olan sönüm katsayıları sistemin genel hareket denklemlerinin çözümünde farklı yöntemlerin kullanılmasında neden olmaktadır.

Bu çözüm yöntemlerinden olan modal analiz tekniğinde sönüm kat sayıları deplasmanların saptanması bölümünde bir sabit olarak seçilir. Bu yöntemde sönüm kat sayısı sistem için sabit olup her elaman için aynı değerler olmaz. Kritik sönüm kat sayısı, $2\sqrt{k.m}$, olarak tanımlanan değere oran olarak verilen sabitlerle belirlenmiştir. Şöyleki

$$\beta = \frac{c}{2\sqrt{km}} \dots \dots \dots (14)$$

Burada sıra ile sönüm, rijitlik ve kütle matrisleri c, k, m ile gösterilmiştir.

Çözüm için direkt integrasyon yöntemleri kullanılması halinde sönüm matrisi kütle ve rijitlik matrislerinin lineer bir fonksiyonu olarak düşünülebilir.

$$[C] = a [M] + b [K] \dots \dots \dots (15)$$

Ancak bu kabul sonuçta frekansa bağlı sönüm katsayıları oluşturacağından yüksek frekanslar için pek kullanışlı sayılmaz.

Kompleks sayılar kullanılarak yapılan çözüm yöntemlerinde sönüm katsayılarını frekansdan bağımsız malzeme özelliklerine bağlı olarak vermek olanak içindedir. Bunun için sönüm katsayılarını elaman elastisite modülleri içinde düşünülür. Başka bir ifade ile elamanların elastisite modülleri sönüm kat sayılarının kompleks bir fonksiyonu olarak ifade edilir. Her malzeme için ayrı bir sönüm kat sayısı kullanma olasılığı belirlenmiş olur. [26]

$$E^* = E (1 + 2i\beta) \dots \dots \dots (16)$$

Ancak bina/zemin müşterek sisteminin sönüm kat sayıları zemindeki kadar büyük olmayacağı gibi yapının ki gibide küçük olmaz. Gerçekte binaların sönüm kat sayıları küçüktür. Bu değer pratikteki hesaplar için % 4 civarında olduğu yapılar üzerinde yapılan deneysel çalışmalarla saptanmıştır. Ancak, zeminde gerek radyasyonla enerji kaybı (yapının rijitliğine, zemine oturmuş veya gömülü olmasına bağlı olarak) ve zemin malzemesinin iç sönüm katsayısı büyüktür. Bu nedenle, hareket denklemlerinde bina malzemesi içinde oluşan sönüm kuvvetlerinin etkisi ihmal edilse bile zemin için aynı değerler ihmal edilmeyecek mertebede olabilir. Ancak, zemin üzerine oturmuş kabul edilen fleksibl yapılarda yapı/zemin sistemine ait ortalama sönüm katsayılarının bulunan deneysel değerleri deplasmanlara etkisi büyüklüğü yanında tabi frekanslara ve modlara etkisi ihmal edilebileceği görüldüğünden çözüm tekniği olarak modal analiz tekniği benimsenmiştir.

4. 4. Hareket Denklemi ve Teorik Çözüm

Dinamik yükler etkisi ile titreşen n serbestlik dereceli bir sistemin hareket denklemi

$$[M] \ddot{q} + [C] \dot{q} + [K] q = m \ddot{\delta}(t) \dots \dots \dots (17)$$

şeklinde ifade edilir. Burada $\{q\}$ düğüm noktalarının deplasman vektörü, $\ddot{\delta}(t)$ zamana bağlı deprem ivmesi $[M]$, $[C]$, ve $[K]$ da sıra ile sistemin kütle, sönüm ve rijitlik matrisleridir. $\{m\}$ de $[M]$ ye bağlı bir vektördür. (17) denkleminin çözümü, sönüm matrisine bağlı olarak modal analiz, direkt iterasyon veya Fourier analiz yöntemlerinin biriyle yapılabilir. Önceki paragrafta ifade edildiği gibi yapı/zemin sistemine ait sönüm kat sayılarının büyüklüğü yapıların tabi frekans ve normal modlarına etkisi küçük deplasmanlara etkisinin büyük olabileceği düşüncesi ile çözümde modal analiz tekniğini kullanmak ve araştırma için uygun görülmüştür. Modal analiz veya modların süper pozisyonu yönteminde sönümün hesapların ilk etaplarında etkisi ihmal edilerek sistemin özel çözümü yapılır. Bunun için (17) denklemi serbest titreşim yapan bir sistemin hareket denklemine dönüşür.

$$[M] \{\ddot{q}\} + [K] \{q\} = 0 \dots \dots \dots (18)$$

Bu denklemde $\{q\} = \{\phi\} \sin Wt$ yazılırsa

$$([K] - W^2 [M]) \{\phi\} = \{0\} \dots \dots \dots (19)$$

denklemi elde olunur. Bu denklemin çözümü bize $W_1 < W_2 < \dots < W_n$ açısal frekansları ve normal mod, $\{\phi\}$, lerini verir. Yapı sisteminin tabi frekansları $f_i = 2\pi / W_i$ şeklinde saptanır.

5. TABİ FREKANS, NORMAL MOD VE SÖNÜM KATSAYILARININ DENEYSEL BULUNMASI

5. 1. Yapı/Zemin Modellerinin İnşası

Önceki paragrafta açıklanan yapı/zemin müşterek sistemlerine uygulanacak teorik çözümün kontrolü için :

- a) bir tane beşkatlı tabana ankastre düzlem çerçeve, Şekil 8a,
- b) iki tane başkatlı yapı/zemin düzlem çerçeve, Şekil 8b,
- c) Bir tane tabana ankastre beşkatlı simetrik olmayan uzay çerçeve Şekil 8c,
- d) bir tane beşkatlı yapı/zemin uzay çerçeve, inşa edilmiştir, Şekil 8d,

Bütün bu modeller çelikten inşa edilmiş olup birleşim yerleri çift taraflı kaynak bağlantılarıyla teşkil edilmiştir.

Düzlem çerçeveler 300 mm x 750 mm olup kat yüksekliği 150 mm ayrıca, bütün kolon ve kirişlerin kesitleri aynı seçilmiş olup 19.05 mm x 9.25 mm dir.

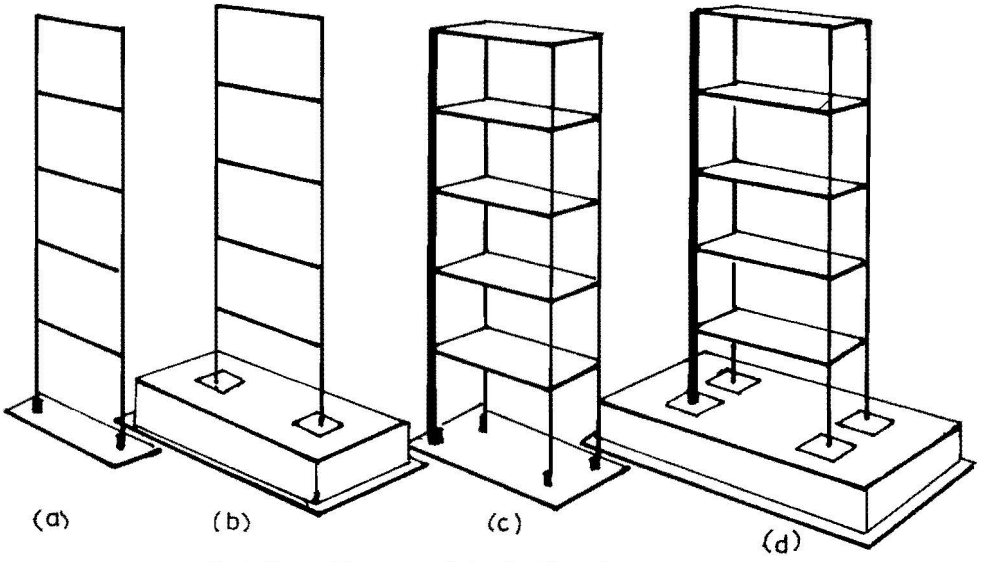
Uzay çerçevelerin boyutları 300 mm x 750 mm olup kat yükseklikleri 150 mm dir. Kolonlardan üç tanesinin kesiti 19.05 mm x 6.35 mm olup dördüncü kolon kesiti 19.05 x 12.4 mm seçilmiştir. Böylece simetrik olmayan uzay çerçevelerde burulma etkilerinin de araştırılması olarak içinde olmuştur. Döşeme kalınlığı 9.525 mm olarak seçilerek çift taraflı kaynak bağlantı ile kolon ve döşemelerin birleşim noktalarında titreşim sırasında geometrik uygunluk koşulları sağlanmıştır.

Tabana ankastre modeller önce 25.4 mm x 25.4 mm x 30 mm lik desdeklere sonrada hem destekler hem de kolonlar 12.4 mm kalınlıkta çelik plaklara kaynak yapılmıştır. Bu formun tabanda istenilen ankastrelik özelliği sağladığı deneylerle saptanmıştır.

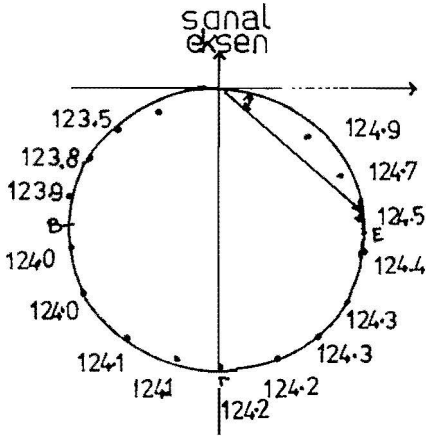
Müşterek yapı/zemin modellerinde rijit sömel olarak 75 mm x 75 mm x 9.525 mm boyutlarıncı çelik plaklar kolonlara kaynak yapılmış olup bu sömeler aracılığı ile modeller alt yapı malzemesine oturmaktadır.

Temel Zemin Adiprene L – 100 ve L – 167 olarak nitelendirilen elastomerlerden yapılmıştır. Başlangıçta sıvı olan bu malzemeler katılaştırıcı bazı kimyevi maddelerle 100^o C fırınlarında özel işlemlerle katılaştırılmıştır. Kullanılan katılaştırıcı madde ve miktarına göre malzemenin elastisite modülünü değiştirmek mümkündür. Nitekim, modellerde elastisite modülünün $E_f = 45 \text{ kg/cm}^2$ ve $E_f = 405 \text{ kg/cm}^2$ temin edilerek kullanılmıştır. Bu malzemenin gerilme - şekil değiştirme eğrisi, şekil değiştirmenin $\epsilon = 5 \times 10 - 2$ değerine kadar lineer elastik özellik gösterdiği yapılan çekme deneyleri ile saptanmıştır. Bu özellik, teoride kullanılan malzemelerin lineer elastik bölgede çalıştıkları koşulunu gerçekleştirmektedir. Ayrıca, elastomerle çelik arasında çok iyi yapışma özelliğinin olduğu yine çekme deneyleri ile saptanmıştır. ki modeller üzerinde yapılan rezonans deneylerinde elastomer çelik arasında hiç bir ayrılma olmamıştır.

Yapı/zemin müşterek modellerinin inşasında karşılaşılan en büyük güçlüklerden biri de temel zemini hacminin boyutlarına karar verilmesi idi. Bu da 2. paragrafta izah edilen yöntemle yapılan teorik araştırmalar sonunda saptanmış olup düzlem çerçeveler için bu hacim 550 mm x 200 mm x 75 mm uzay çerçeveler için de 525 mm x 375 mm x 75 mm olarak seçilmiştir.



Şekil 8. Deney Modelleri



Şekil 9. Kompleks Genlik Diyagramı

5. 2. Rezonans Deneyleri

Rezonans deneyler için beş ayrı kanaldan titreştirici otomatik MAMA cihazı kullanılmıştır. Bu aletle ilgili detaylı bilgiler referans [24] ve [28] da verilmiştir. Bu aletin en önemli özelliği bütün vibratörlerdeki kuvvet seviyelerini ve frekansları aynı tutup mod şekillerini net olarak temin edebilme yeteneğine sahip olmasıdır. Rezonans hali, normal modlarda deplasmanların en büyük değeri aldığı duruma değil yapı deplasmanları ile titreştirici kuvvetler arasındaki faz açısının 90° olmasına karşittir. Bu durumdaki titreşme frekansında yapının tabii frekanslarını verir. Yalnız aletin projelendirme özelliği nedeni ile 10° faz açısı farkı kabul edilebilecek tolerans içindedir.

Beş ayrı ivmemetre kayıtları, alet içine monte edilmiş beş ayrı osiloskop üzerinde sergilenir. Rezonans durumunda osiloskop üzerinde faz açılarını 180° kadar değiştirerek çeşitli görüntüli Lissajous şekillerini elde etmek olanağı vardır. Rezonansda bu şekiller 45° eğimli birer doğru halini alır. Bu durumda frekanslar MAMA ya bağlı frekans sayaçlarından hassas olarak okunduğu gibi mod şekillerinde hareketli ivme metre ve X – Y kaydedicileri ile grafik olarak çizilir.

Sönüm katsayıları da faz açlarına bağlı olarak çizilen genlik değişim grafiklerinden elde olunur. Açılmalı tabii frekansı W_i olan bir yapı herhangi bir W açılmalı frekans ile titreşmesi halinde titreşim genliği kompleks ifade ile aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$M = \frac{1}{1 - \left(\frac{W}{W_i}\right)^2 + i(2\beta \frac{W}{W_i})} \dots \dots \dots (20)$$

Kuvvetle deplasman arasındaki faz açısı radyan cinsinden

$$\theta_i = \tan^{-1} \frac{2\beta W}{W_i \left[1 - \left(\frac{W}{W_i}\right)^2 \right]}$$

şeklinde ifade edilir. Her frekans için (20) denkleminin değerleri çizilirse, şekil 9 da gösterildiği gibi bir daire elde olunur. (21) denkleminde yararlanıp bazı kısaltmalar yaparak sönüm kat sayısını

$$\beta_i = \frac{\Delta_f}{f_r} \dots \dots \dots (22)$$

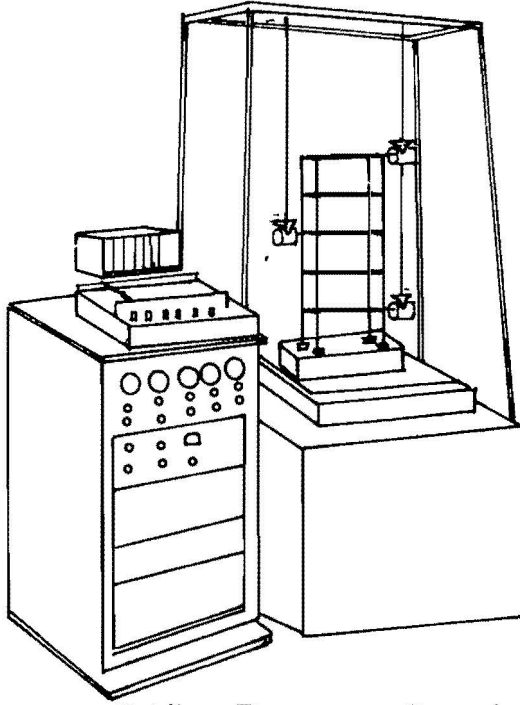
şeklinde saptamak mümkündür. ($\Delta_f = \frac{f_E - f_B}{2}$, $f_r =$ rezonans frekansı).

Sönüm katsayıların bu şekilde elde edilmesine kompleks genlik yöntemi denir [21]. Şekil 9.

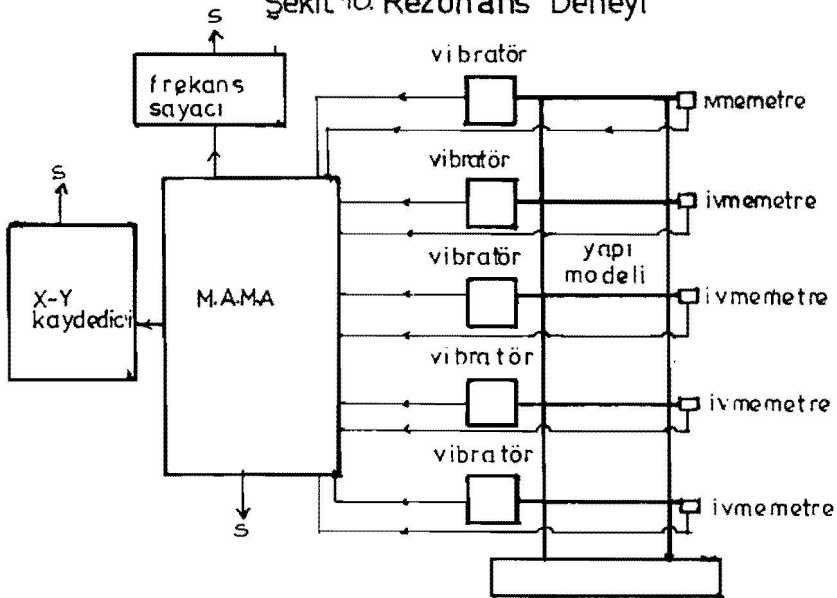
İstenilen herhangi bir modu elde etmek için Vibratörlerin yerleştirilme pozisyonlarında önceliklidir. Genellikle deneme ile bulunan bu pozisyonlarda vibratörler modlara bağlı olarak genliklerin en büyük olduğu noktalara yerleştirilir. Bu noktalardan titreştirici kuvvetlerin etkisi ile normal modlar net olarak elde edilir. Bu amaca yönelik olarak modların önceden elde edilmiş bilgisayar sonuçları Vibratörlerin yerleştirilmesinde büyük kolaylık sağlar.

Rezonans deney şekli Şekil 10, 11, de görülmektedir. Bütün deney modelleri 900 mm x 900 mm x 600 mm boyutlarında bir beton blok üzerine yerleştirilmiştir. Böylece yalnız modeller istenilen frekansda titreşmesini sağlamıştır.

Tabana rijit olarak bağlı düzlem çerçeve ile temel zemini elastisite modülü 405 kg/cm^2 olan müşterek düzlem çerçevede ilk 5 normal mod ve tabii frekansı elde etmek kolay olmuştur. Müşterek düzlem çerçeve modelinin ilk dört modu yatay doğrultuda 5. modu düşey doğrultudadır. Yatay modlar vibratörleri Şekil 12a da görüldüğü gibi 5. 3. ve 1. kat seviyelerine, düşey modula vibratörleri Şekil 12c de görüldüğü gibi düşey yerleştirilerek bulmak mümkün olmuştur.



Şekil 10. Rezonans Deneyi



Şekil 11. Rezonans Deneyi İşlev Şeması

Zemin elastisite modülünün $E_f = 45 \text{ kg/cm}^2$ olduğu düzlem müşterek yapı/zemin modelinin ilk yedi modu ve tabi frekansları deneysel olarak bulunmuştur. 1. 2. ve 7. modlar yatay doğrultuda olduğundan vibratörlerin 5. 3. ve 1. kat seviyelerine yerleştirilmesi gerekmektedir. Şekil 12a. 5. ve 6. modlar ise düşey yönde olduğundan iki tane vibratör düşey doğrultuda modelin üzerine yerleştirilip düşey doğrultuda titreşim yaptırılarak bulunmuştur. Şekil 12c. 4. ve 3. modları elde edebilmek için 4 tane vibratör kullanılmış olup bunlardan ikisi sömel seviyelerine diğer iki tanesininde 5. ve 2. kat seviyelerine yerleştirmek gerekti. Şekil 12b. Ancak bu son iki modun bulunuşu tabi frekansların 161 – 200 d/s arasında birikmiş olmaları nedeni ile zor olmuştur. Ayrıca her vibratördeki kuvvet seviyelerin hassas olarak ayarlanmasını gerektirmiştir.

Tabana rijit olarak bağlı uzay çerçevenin ilk dokuz modu ve tabi frekansı deneysel olarak bağlı uzay çerçevenin ilk dokuz modu ve tabi frekansı deneysel olarak saptanmıştır. Bunlardan üç tanesi X yönünde 3 tanesi Y yönünde 3 tanesinde burulma modlarıdır. Bu modların elde edilmesi için X yönündeki modlar için vibratörler 5. 3. 1. kat seviyelerinde X doğrultusunda, Y yönündeki modlar için vibratörler yine aynı kat seviyelerine bu defa Y doğrultusunda yerleştirilmiştir. (Şekil 13a ve b de olduğu gibi). Burulma titreşimleri için 4 vibratör kullanılmış olup 5. ve 3. kat seviyeleri ikişer tane karşılıklı olarak monte edilmiş olup kuvvetler burulma momenti verecek şekilde ayarlanmıştır. Şekil 13c.

Müşterek uzay çerçevenin ilk sekiz modu deneysel olarak gerçekleştirilmiştir. X ve Y doğrultularındaki yatay modlar vibratörlerin 5. 3. ve 1. kat seviyelerine yerleştirilmesi ile Şekil 13 a, b düşey mod dört vibratörün düşey olarak kolonların tepelerine yerleştirerek, Şekil 13 d, burulma modlarının da yine vibratörleri 5. ve 3. kat seviyelerine karşılıklı olarak yerleştirilerek elde olunmuştur. Şekil 13c.

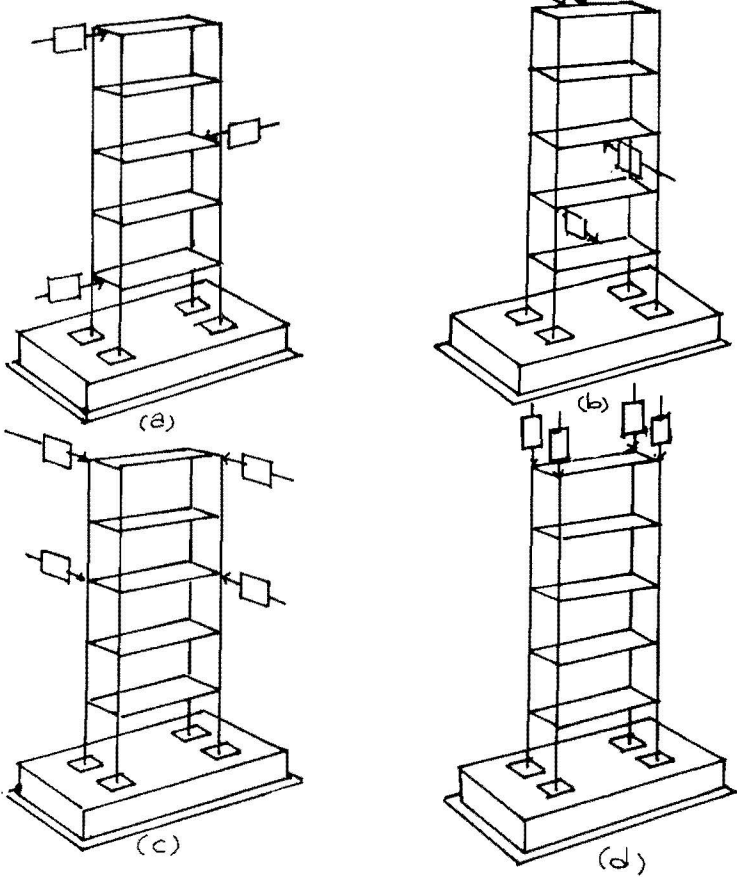
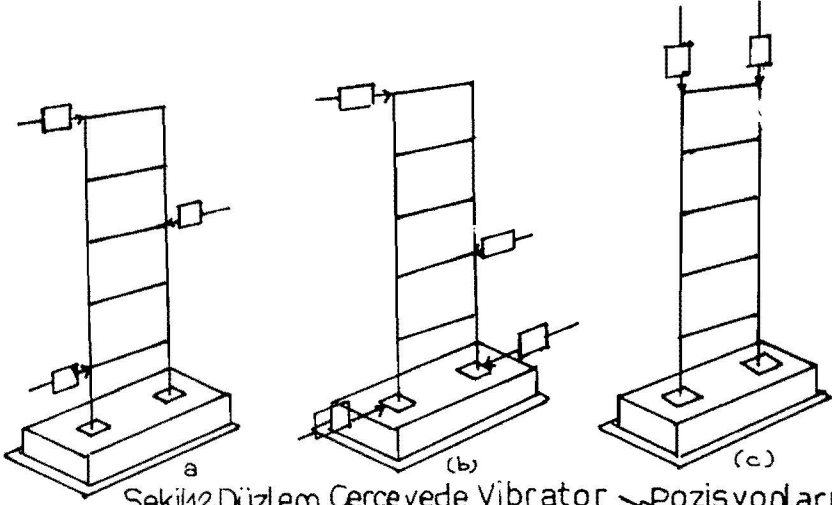
6. TEORİK VE DENEYSEL OLARAK BULUNAN TABİ FREKANS VE NORMAL MODLARIN KARŞILAŞTIRILMASI

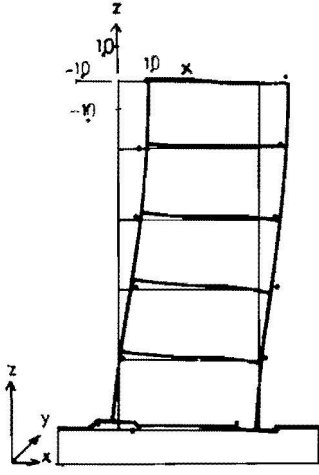
6. 1. Tabana Ankastre Düzlem Çerçeve

Deneysel ve teorik çalışmalarda böyle bir deneysel modelin kullanılmasının gerçek anlamı model yapım tekniğinde (kaynak, bağlantı noktaları birleşimleri vs) bir hatanın olup olmadığını ve bilgisayar programlarını kontrol etmektir. Tablo I de verilen sonuçların değerlendirilmesinden anlaşılacağı gibi deneysel ve teorik tabi frekans değerleri arasındaki en büyük fark % 5 civarındadır. Mod şekilleri konsol çubuğunkine benzediğinden ayrıca açıklanmamıştır. Sönüm kat sayıları yukardaki paragrafta açıklandığı gibi kompleks genlik yöntemi ile saptanmış olup % 0.5 - 1 arasında değerler almaktadır.

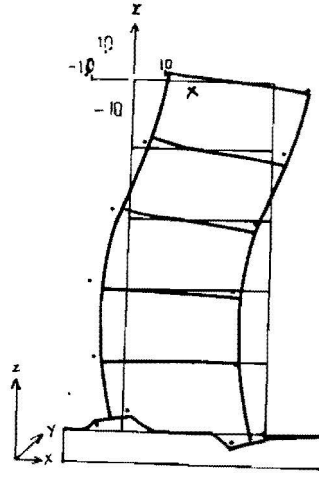
6. 2. Müşterek Düzlem Çerçeve

Zemin elastik modülü 405 kg/cm^2 olan model sonuçları tablo II de verilmiştir. Deneysel ve teorik olarak bulunan tabi frekanslar arasındaki fark % 7 dir. Ancak düşey moda ait tabi frekansdaki % 12 farklılık ise pek çok nedenlere dayanmaktadır. Örneğin zemin hacmini temsil etmek için kullanılan sonlu eleman miktarının azlığı gösterilebilir. Ancak, kullanılan bilgisayar özelliği nedeni ile 70 den fazla eleman kullanmak birçok problemlere yol açacağından daha fazlası kullanılmamıştır.

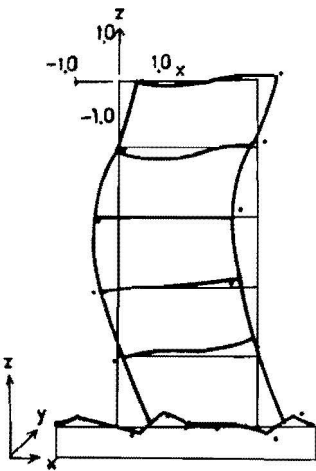




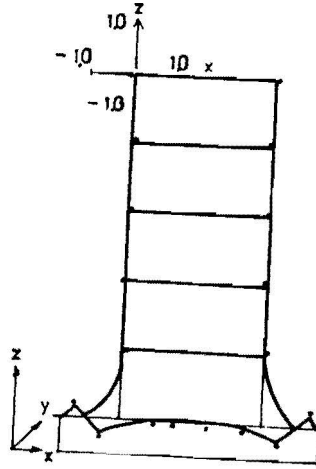
— Deneysel sonuçlar
 Teorik sonuçlar
 Müşterek düzlem çerçevesinin birinci modu
 (a)



— Deneysel sonuçlar
 Teorik sonuçlar
 Müşterek düzlem çerçevesinin ikinci modu
 (b)



— Deneysel sonuçlar
 Teorik sonuçlar
 Müşterek düzlem çerçevesinin üçüncü modu
 (c)



— Deneysel sonuçlar
 Teorik sonuçlar
 Müşterek düzlem çerçevesinin dördüncü modu
 (d)

Şekil.13

TABLO I

Tabana Rijit Bağlı Düzlem Çerçeve

Mod	Mod Yönü	Tabi Frekanslar		Sönüm Kat Sayısı %
		Teorik	Dencysel	
		D/SN	D/SN	
1	Yanal	37.4	37.2	1.0
2		122.5	121.2	0.2
3		232.4	233.8	0.1
4		367.8	347.6	0.1
5		504.4	530.3	0.05

TABLO II

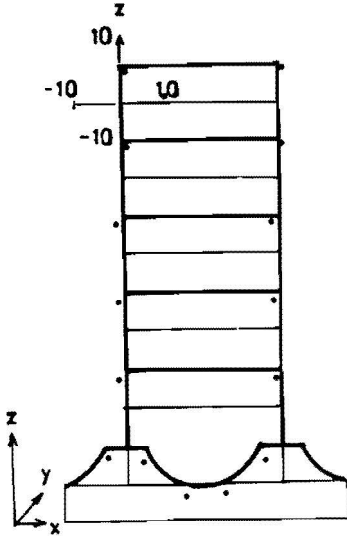
Müşterek Düzlem Çerçeve ($E_f = 405 \text{ kg/cm}^2$)

Mod	Mod Yönü	Tabi Frekanslar		Sönüm Kat Sayısı %
		Teorik	Dencysel	
		D/SN	D/SN	
1	Yanal	36.4	36.1	2.7
2		119.4	115.7	1.9
3		226.8	228.0	1.6
4		350.8	326.1	1.0
5	Düşey	406.0	361.0	2.2

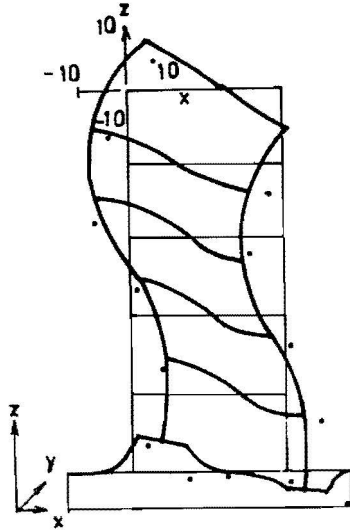
TABLO III

Müşterek Düzlem Çerçeve ($E_f = 45 \text{ kg/cm}^2$)

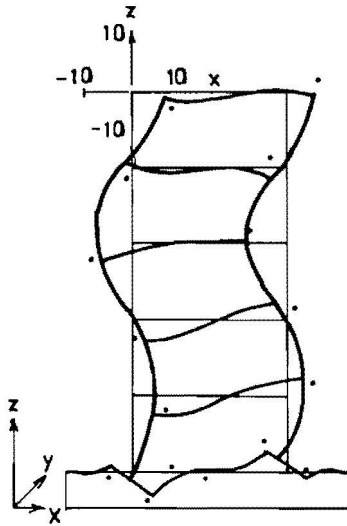
Mod	Mod Yönü	Tabi Frekanslar		Sönüm Kat Sayısı %
		Teorik	Dencysel	
		D/SN	D/SN	
1	Yanal	29.7	27.6	3.3
2		95.2	93.8	2.2
3	Düşey Simetrik	148.0	127.8	6.0
4	Yanal	149.1	161.0	6.0
5		185.1	183.5	7.0
6	Düşey anti - Simetrik	194.6	180.3	3.9
7	Yanal	221.7	212.6	3.0



Müsterak düzlem çerçevenin birinci modu
(e)



Müsterak düzlem çerçevenin altıncı modu
(f)



Müsterak düzlem çerçevenin yedinci modu
(g)

Zemin elastisite modülü daha az, 45 kg/cm^2 , olan müşterek düzlem çerçeve modelde ilk 7 mod teorik ve deneysel olarak saptanmıştır. Şekil 13. Teorik ve deneysel tabi frekanslar % 7,5 farklılıkla birbirlerine yaklaşmakla düşey simetrik mod frekansında bu fark % 15 dir. Bunun nedeni yukarıda belirtildiği gibidir. Müşterek düzlem çerçevelere ait sönüm kat sayıları tablo II ve III de verilmiştir. Mod şekillerine bağlı olarak değişen sönüm kat sayıları özellikle eğer genlikler zemine yakın noktalarda fazla ise sönüm kat sayıları daha büyük değerler almaktadır. Örneğin 4. ve 6. modlardaki sönüm kat sayıları büyüktür. Sömel/zemin birleşim noktalarındaki deplasman genliklerinin büyüklüğü ve zemin malzemesinin etkisi nedeni ile sönüm kat sayıları daha büyüktür. Ayrıca sönüm katsayıları zeminin yumuşaklığı ile artan değerler almaktadır. Başka bir deyimle yapı rijitliği zemin rijitliğine oranla daha büyükse sönüm kat sayıları da daha büyüktür.

Teorik ve deneysel olarak bulunan mod şekillerinin de kabul edilebilecek sınırlar içinde uygun olduğu görülmektedir. Şekil 13.

6. 3. Ankastre Uzay Çerçeve

İlk dokuz tabi frekanslar ve mod şekilleri teorik ve deneysel olarak bulunmuştur. Ayrıca bu modlara ait sönüm katsayıları da deneysel olarak saptanmış olup değerleri tablo IV de verilmiştir. Kolonların farklı kesitli oluşları nedeni ile mod şekillerinde burulma etkileride vardır. Mod yönleri genliklerin hakim olduğu doğrultulara göre saptanmıştır. Teorik ve deneysel olarak bulunan tabi frekanslar en fazla % 7 farklılık göstermektedir ki bu fark pek çok tabi frekansda daha küçüktür. Sönüm kat sayıları % 0,7 mertebesindedir.

TABLO IV

Tabana Ankastre Uzay Çerçeve

Mod	Mod Yönü	Tabi Frekanslar		Sönüm Kat Sayısı %
		Teorik D/SN	Deneysel D/SN	
		1	Y	30.2
2	X	45.0	46.0	0.7
3	Burulma	54.5	58.2	0.7
4	Y	91.7	89.7	0.4
5	X	144.0	136.0	0.3
6	Burulma	152.0	150.5	0.35
7	Y	168.0	167.0	0.6
8	X	249.1	251.8	0.3
9	Burulma	293.0	292.1	0.4

TABLO V

Müşterek Uzay Çerçeve ($E_f = 45 \text{ kg/cm}^2$)

Mod	Mod Yönü	Tabi Frekanslar		Sönüm Kat Sayısı %
		Teorik D/SN	Deneysel D/SN	
		1	Y	15.4
2	X	25.3	21.3	5.1
3	Burulma	37.0	42.1	3.3
4	Y	60.5	59.7	2.7
5	X	84.8	81.8	4.7
6	Düşey	100.6	98.2	7.0
7	Burulma	110.7	121.8	1.6
8	Y	131.8	133.3	1.6
9	X	156.6	—	—

6. 4. Müsterek Uzak Çerçeve

İlk sekiz normal mod ve tabii frekanslar teorik ve deneysel olarak bulunmuş olup bu değerler tablo V de verilmiştir. Her iki değerler arasındaki fark % 9 mertebesinde dir. Bu farklılığa en büyük neden problemin üç boyutlu özelliği nedeni ile temel zeminin temsilinin ancak 35 tanecik sonlu eleman kullanılmış olmasına gösterilebilir. Mod şekilleri şekil 14 de gösterilmiş olup teorik ve deneysel değerler işaret edilmiştir.

Sonun kat sayıları % 1,6 - 7,0 arasında mod şekillerine bağlı olarak değişen değerler almaktadır. Bu modelde yapı rijitliğinin zemin rijitliğine oranla daha fazla olduğu X doğrultusunda ki sonun kat sayıları Y doğrultusundakilerden daha büyük olduğu açıkça görülmüştür. Ayrıca temel/zemin birleşim noktalarındaki deplasman genliklerinin daha büyük olduğu modlarda sonun kat sayılarında diğerlerinden büyüktür.

7. ZEMİN ELASTİKLİĞİNİN BİNA TABİ FREKANSLARINA ETKİSİ

Bina/zemin müsterek sisteminin tabii frekansları zemine ankastre olarak bağlı kabul edilen karşıtlarınki ile karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırmada zemin elastisite modülüne bağlı olarak bina/zemin müsterek sisteminin tabii frekansları tabana ankastre olan katıttımmkından önemli ölçüde azalmış olduğu görülmüştür. Bu azalma miktarı elastisite modülü 405 kg/cm^2 olan müsterek düzlem çerçevede ilk üç yatay mod frekansında % 3, % 8 ve % 2 olmasına karşılık, zemin elastisite modülü 45 kg/cm^2 olan müsterek düzlem çerçevede ilk üç yatay mod frekansında % 25, % 15 ve % 20 olmuştur. Tablo I, II, III.

Zemine ankastre bağlı bina modellerinin ilk modelleri arasında düşey modlara rastlanmamasına rağmen bina/zemin modellerinin ilk modları arasında düşey modlarında yer aldığı görülmektedir. Deneysel ve teorik çalışmada düşey mod frekanslarının zemin elastikliğinin azalması ile önemli derecede azaldığını ortaya çıkarmaktadır. Örneğin düşey mod frekansı zemin elastisite modülünün $E_1 = 405 \text{ kg/cm}^2$ lik değeri için $361,1 \text{ d/sn}$ iken zemin elastisite modülü $E_1 = 45 \text{ kg/cm}^2$ olınca aynı değer $127,8 \text{ d/sn}$ olmuştur. Tablo III,

Uzak müsterek çerçevelerde rijitlik ve bina genişliğine bağlı olarak tabii frekanslarda azalmalar olmuştur. Seçilen modelde rijitliğin az fakat model genişliğinin fazla olduğu doğrultuda, Y doğrultusu, azalma ilk üç yatay mod frekanslarında sıra ile % 48, % 34, % 15 iken rijitliği fazla fakat bina genişliğinin az olduğu doğrultuda, X doğrultusu, bu oranlar % 54, % 44 ve % 39 olmuştur. Bu değerlerden anlaşılmaktadır ki mod nosu arttıkça zemin elastikliğinin tabii frekanslar üzerindeki azaltıcı etkisinde azalmaktadır.

Benzer şekilde ilk iki burulma frekanslarındaki azalma miktarı % 28 ve % 27 olmuştur.

Zemin elastikliğinin binaların tabii frekanslarına etkisini daha iyi belirleyebilmek için zemin elastisite modülünü $E_1 = 12,5, 25, 50, 100, 200, 400, 600 \text{ kg/cm}^2$ olarak, kat yüksekliklerinde 1 ile 5 arasında değiştirilip parametrik çalışmalar yapıldı. Bunun bu durumlarda kolon kesitleri ve kat planları sabit kabul edilmiştir.

Müsterek düzlem ve müsterek uzak çerçevelerin gerek sonlu eleman yöntemi gerekse eşdeğer yay yöntemleri ile çözümleri yapıldı. İlk üç yatay mod frekansları zemine ankastre olarak bağlı olan karşıtları ile karşılaştırıldı. F_{1j}/f_{1j} oranı Y ekseninde $E_1/f_1, \delta / E_1, I_1$ değerleride X ekseninde seçilerek boyutsuz analizler yapıldı. Bu ifadelerde

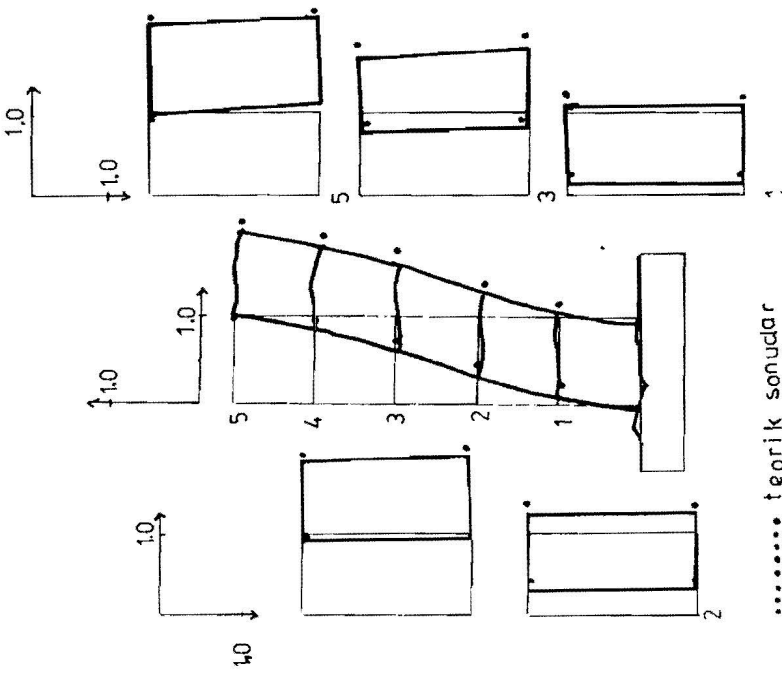
F_{1j} ve f_{1j} sıra ile bina/zemin ve zemine ankastre yapıların yatay frekanslarını ($i = 1, 2, 3$ mod numaralarını)

n, D, H sayıları kat adedi, bina genişliği ve yüksekliği

E_1, E_2 zemin ve yapı malzemesinin elastisite modülünü

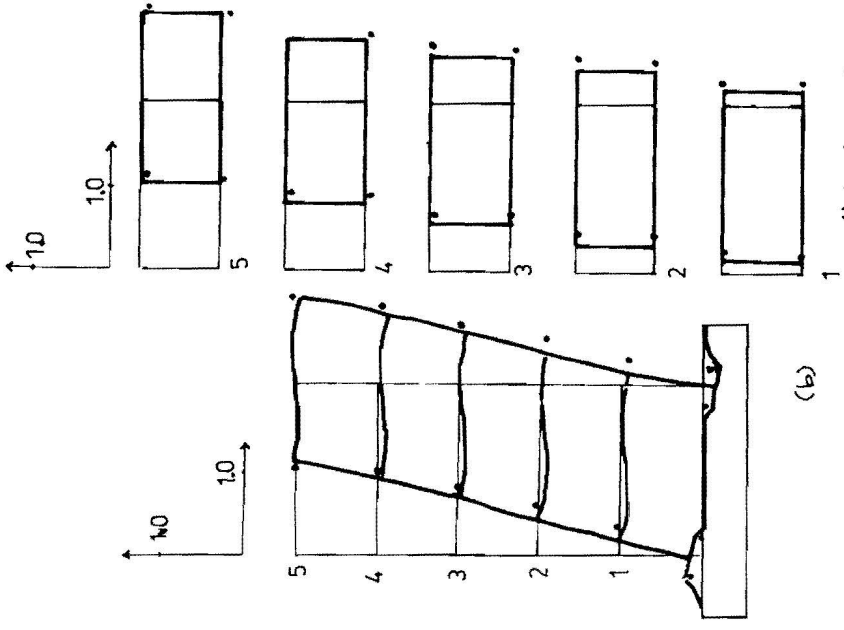
I_1, I_2 somellerin ve bina kolonlarının titreşim eksenine doğrultusuna dik eksen etrafındaki atalet momentleri toplamı

δ : n in bir fonksiyonudur. Birinci mod için eğer $\frac{H}{D} \geq 2,5$ ise $\delta = \frac{2,5}{n}$ ve diğer değer bütün modlar içinde $\frac{1}{n}$ dir.



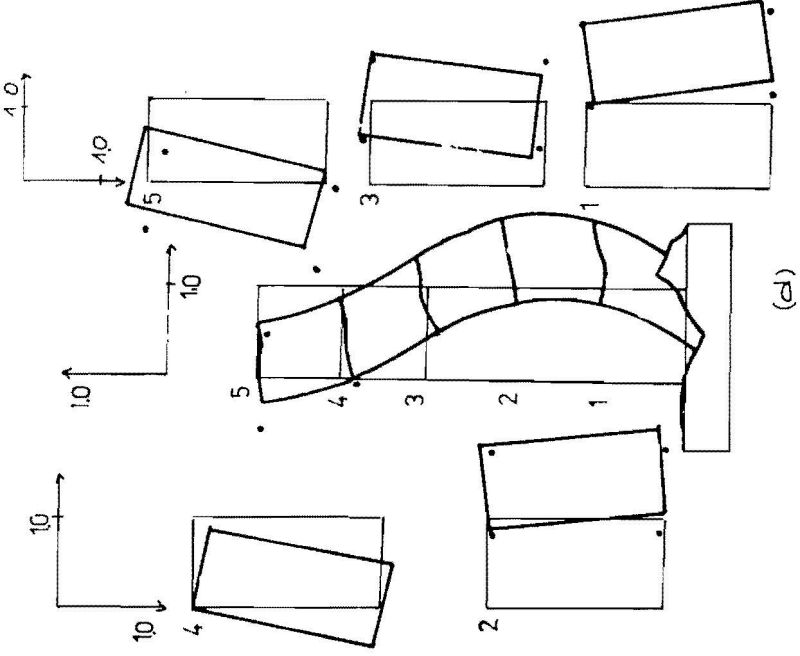
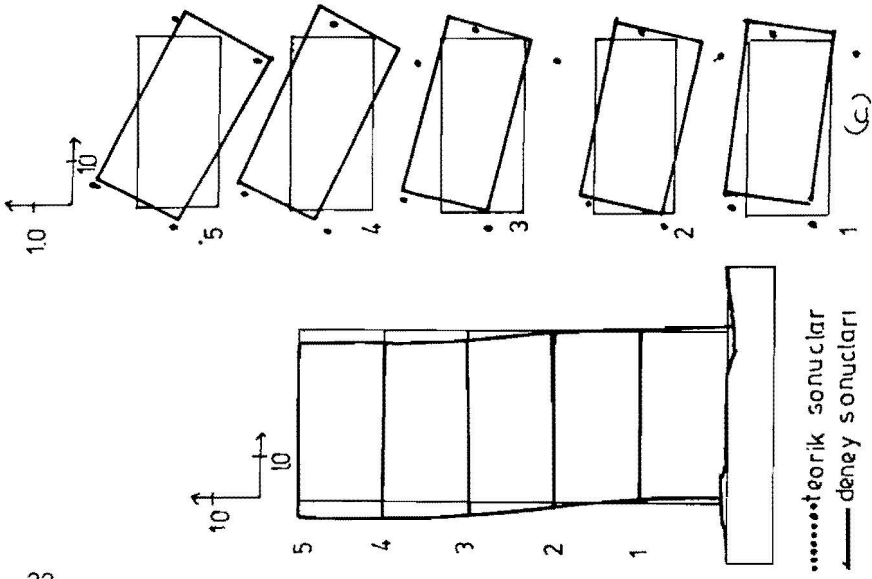
..... teorik sonuclar
 ————— deneysel sonuclar
 (a)

Şekil 14. Müşterek uzay çerçeve birinci modu



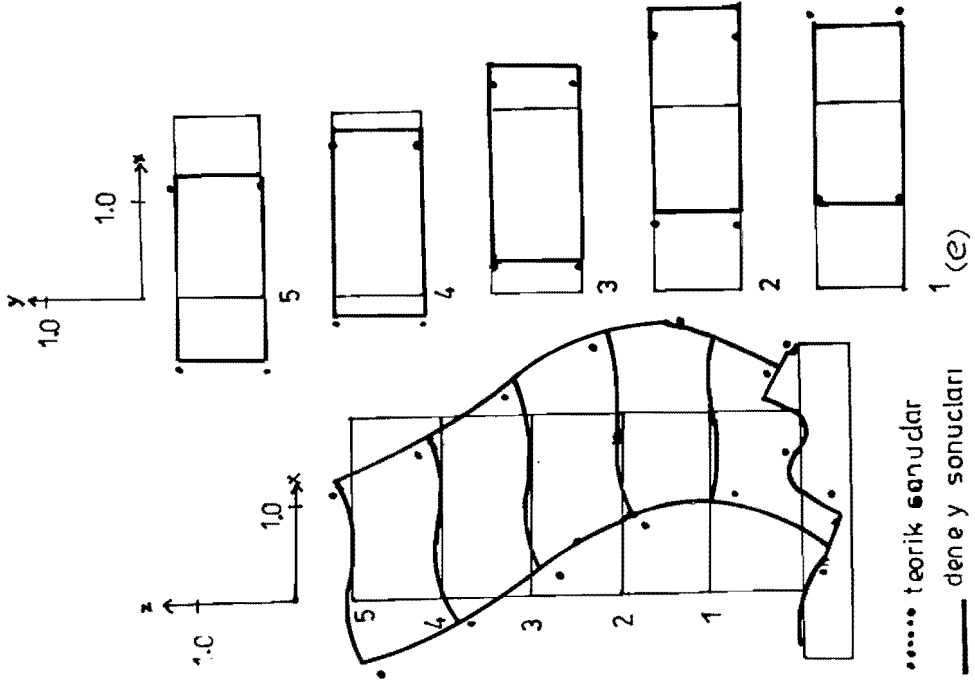
(b)

Şekil 14. Müşterek uzay çerçeve ikinci modu

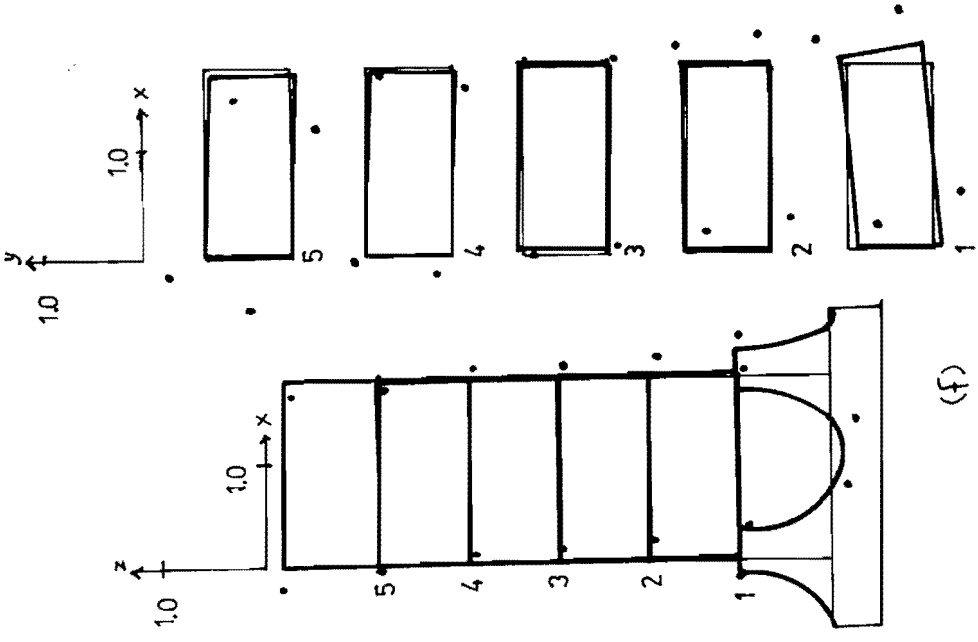


Şekil 14 Müsterek uzay çerçeve üçüncü modü

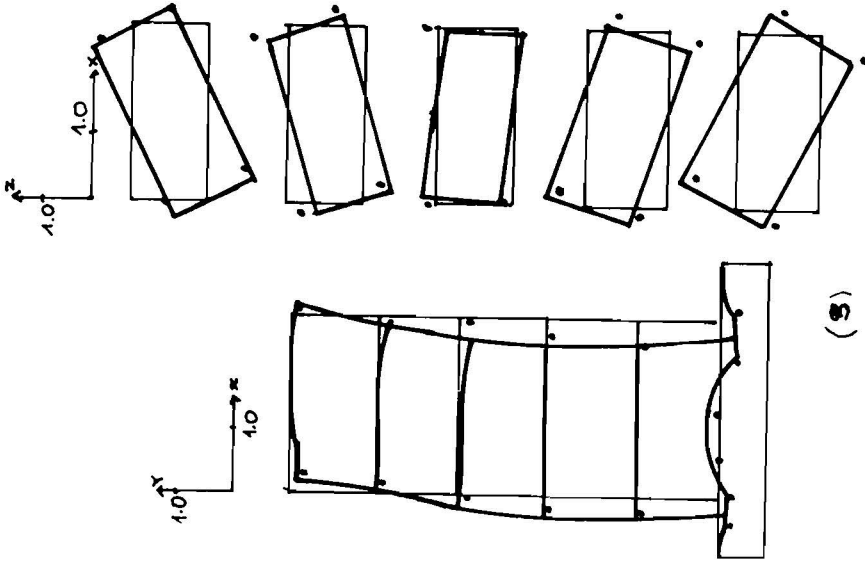
Şekil 14 Müsterek uzay çerçeve dördüncü modü



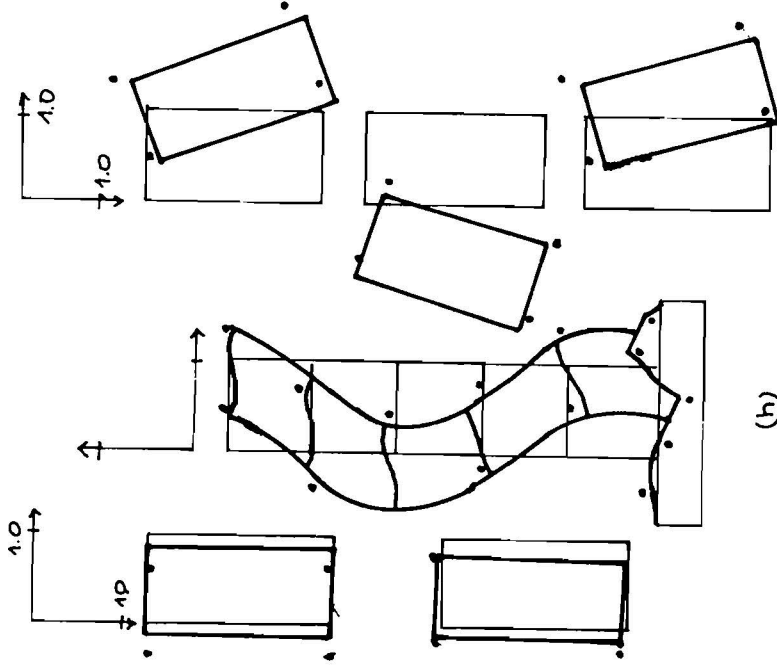
Şekil 14. Müsterek uzay çerçeve beşinci modu



Şekil 14. Müsterek uzay çerçeve altıncı modu



Şekil 14. Müşterek uzay çerçeve yedinci modu



(h)

Şekil 14. Müşterek uzay çerçeve sekizinci modu

Birçok boyutsuz analizlerin sonucu olarak bulunan bu gösteriş şeklinde bütün değerler genellikle bir doğru üzerine düştüğünden tercih edilmiştir. Eşdeğer yay yöntemi ile bulunan değerlerde benzer şekilde bir doğru üzerine düşmüşlerdir.

Yapılan boyutsuz analizler şekil 15 - 20 de gösterilmiştir.

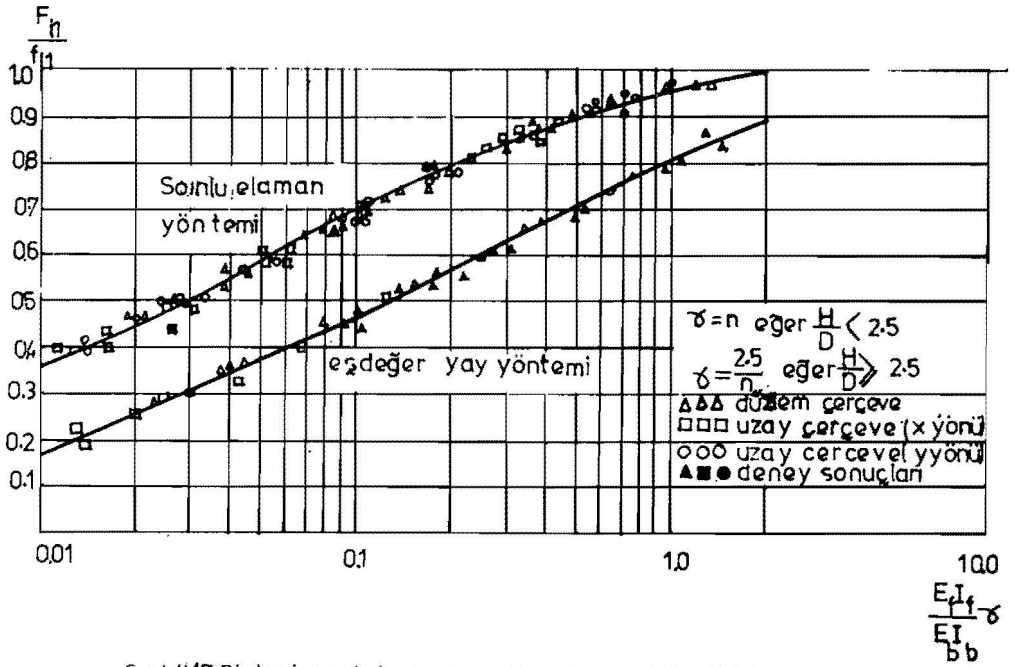
Yapıların araştırmaların sonucunda yapı/zemin sistemlerinin tabi frekansları zemin elastisite modülünün ve toplam sömel alanın azalması ile ayrıca yapı rijitliğinin zemine göre artması ile de azaldığı görülmüştür. Zemin elastisite modülünün ve toplam sömel alanın büyümesi ile yapı/zemin sisteminin tabi frekansları zemine ankastre kabul edilen karşıtlarınkine yaklaşmıştır.

İki ve üç boyutlu çerçevelere ait boyutsuz analiz sonuçlarının aynı doğrultu üzerinde toplanmıştır. Bu ise seçilen parametrelerin etkinliğini ve bunun için verilen eğrilerin çok genel olabileceğini belirliyebilir.

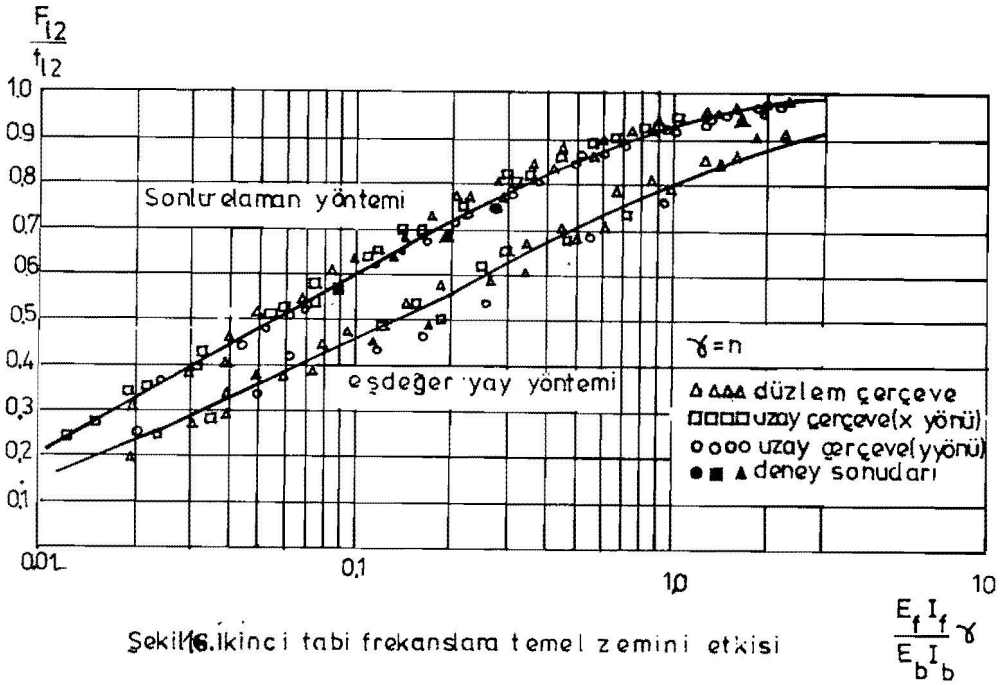
Yine boyutsuz analiz ve karşılaştırma ilk düzey mod frekansı, F_v nın f_{11} e oranı ile $E_f I_f n / E_b I_b$ değerleri arasında yapılmıştır. Şekil 18. Zemin elastisite modülüne küçük değerleri için düzey mod frekansı yatay ilk mod frekansına yaklaşmakta bazende ondan daha az değerler almaktadır.

Son olarakta, yapı/zemin sistemine ait ilk iki burulma mod frekansları F_{t1} ve F_{t2} zemine ankastre olarak bağlı yapılara ait karşıtları f_{t1} ve f_{t2} ye oranları Y eksenini, $E_f J_f n / E_b J_b$ oranında X eksenini alınarak boyutsuz çalışmalar yapıldı. Burada J_f ve J_b sömellerin ve kolonların toplam polar atalet momentleridir. Şekil 19 - 20. Sonuçları doğruya yakın eğriler halinde göstermek mümkün olduğu gibi eşdeğer yay yöntemi yine sonlu elaman yöntemine oranla daha küçük değerler vermiştir.

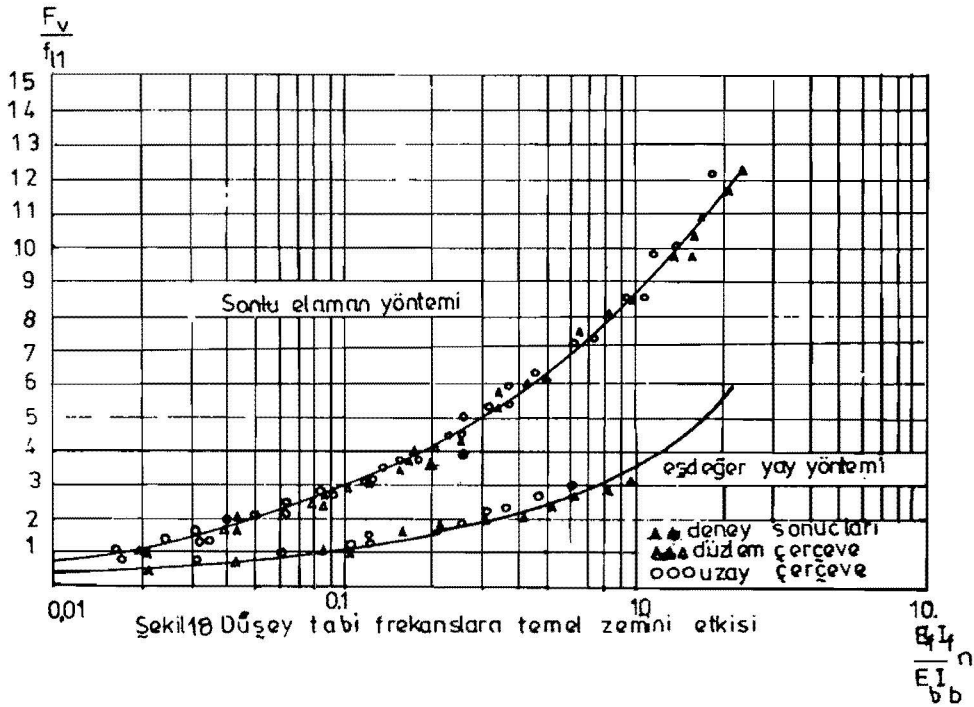
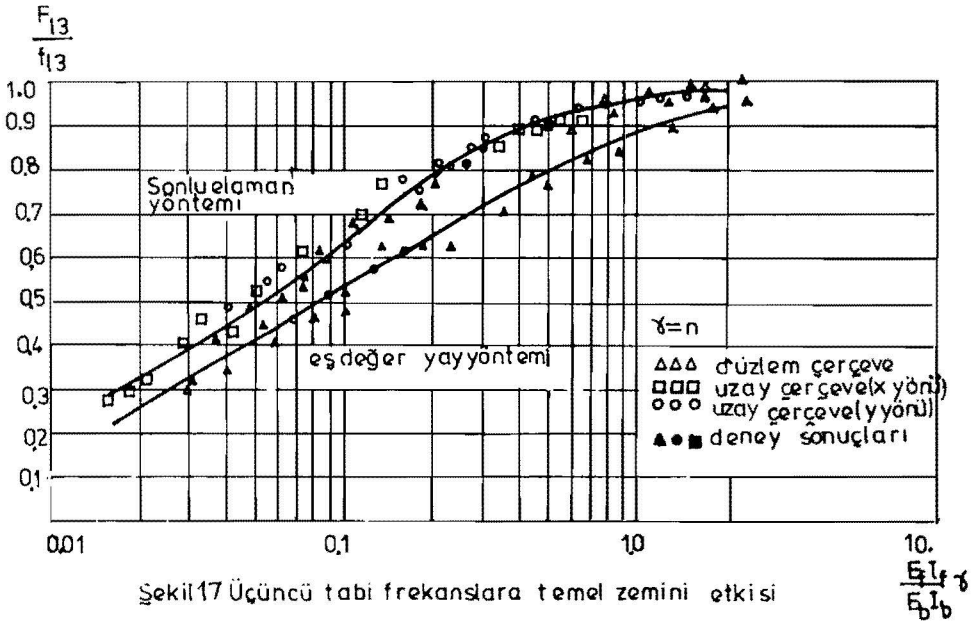
Bütün bu boyutsuz analizlerde deneysel sonuçlar daima sonlu elaman yöntemi ile bulunan sonuçlara çok yakın değerler almışlardır.

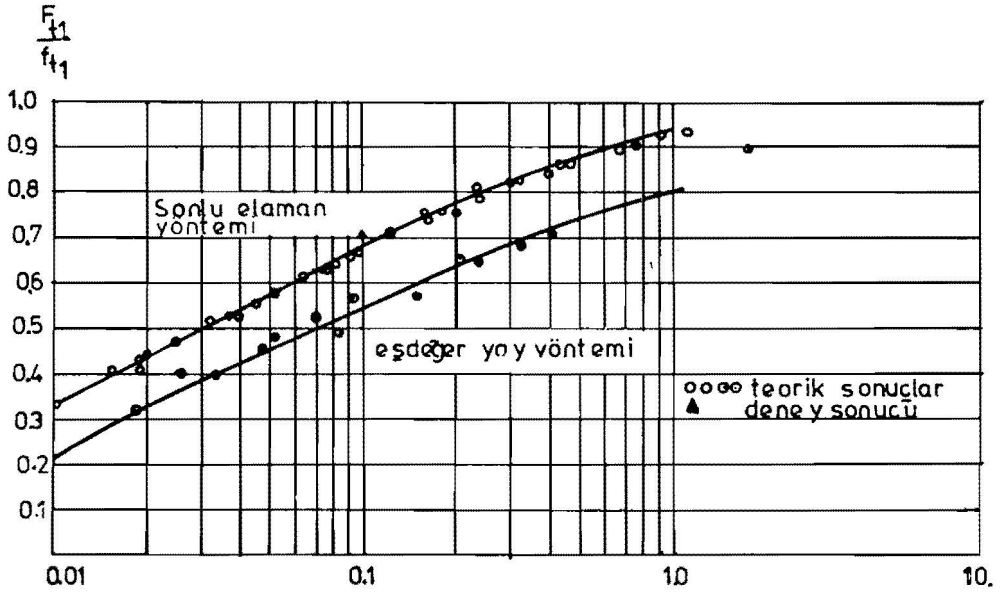


Şekil 15. Birinci tabii frekanslara temel zemini etkisi

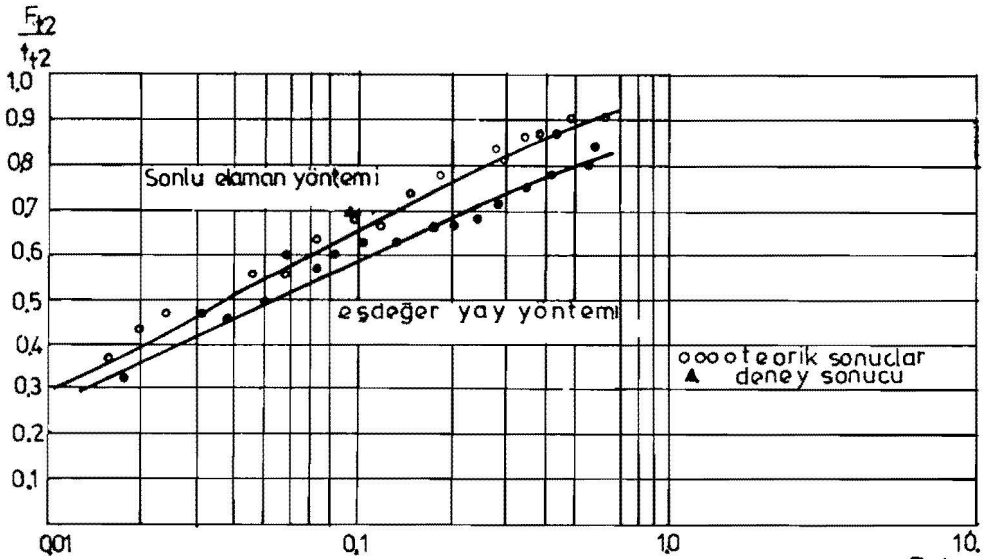


Şekil 16. İkinci tabii frekanslara temel zemini etkisi





Sekil19. Birinci burulma tabii frekanslarına temel zemini etkisi $\frac{E_f J_f^n}{E_b J_b^n}$



Sekil20. İkinci burulma tabii frekanslarına temel zemini etkisi $\frac{E_f J_f^n}{E_b J_b^n}$

8. DİNAMİK DEPLASMAN HESABI

n serbestlik dereceli bir dinamik sistemin hareket denklemi (17) denklemi ile verildiği gibi aşağıdaki şekilde yazılır.

$$[M] \{\ddot{q}\} + [C] \{\dot{q}\} + [K] \{q\} = \{m\} \ddot{a}(t) \quad (20)$$

Normal mod teorisine gereğince herhangi bir noktanın deplasmanı bilinen modlar cinsinden

$$\{q\} = [\Psi] \{X\} \quad \dots \dots \dots (21)$$

şeklinde ifade edilir. Burada $[\Psi] = [\Psi_1 \Psi_2 \Psi_3 \dots \Psi_i \dots \Psi_n]$ dir. Herbir normal modları göstermektedir. (20) denkleminin sağ tarafı daha açık olarak aşağıdaki gibi yazılır.

$$-\{m\} \ddot{a}(t) = -[M] \delta^{-1} \ddot{a}(t) \quad \dots \dots \dots (22)$$

Burada $[M]$ sistemin kütle matrisi δ da deprem doğrultusunu tanımlayan bir vektördür. (21) denkleminde ve ortogonalite koşulundan yararlanarak n bilinmeyenli (20) denklemi bir bilinmeyenli aşağıdaki gibi basit bir diferansiyel denkleme dönüştürülebilir.

$$\Psi_i^t [M] \Psi_i \ddot{X}_i + \Psi_i^t [C] \Psi_i \dot{X}_i + \Psi_i^t [K] \Psi_i X_i = -\Psi_i^t [M] \delta \ddot{a}(t) \quad (23)$$

(23) denklemi normal koordinatların sönüm matrisinide diagonal hale getireceği kabulüne dayanmaktadır. Genelleştirilmiş sönüm ve rijitlik matrislerini genelleştirilmiş kütle matrisine bağlayan ifadeleri kullanarak (23) denklemi yerine

$$\ddot{X}_i + 2 \beta_i W_i \dot{X}_i + W_i^2 X_i = - \frac{\Psi_i^t [M] \delta}{\Psi_i^t [M] \Psi_i} \ddot{a}(t) \quad (24)$$

denklemini yazmak mümkün olur. Burada

- β_i her mod için değişen kritik sönüm kat sayısı yüzdesi,
- $\Psi_i^t [M] \Psi_i$ genelleştirilmiş kütle,
- $\Psi_i^t [C] \Psi_i$ genelleştirilmiş doğrultudur.

(24) denklemi her mod için ayrı ayrı yazılabilir. Dinamik sistemin her moddaki deplasmanı (24) denkleminin kapalı formda çözümünü aşağıdaki ifade ile vermek mümkün

$$X_i(t) = - \frac{\Psi_i^t [M] \delta}{\Psi_i^t [M] \Psi_i W_d} \int_0^t \ddot{a}(\tau) e^{-\beta_i W_i (t-\tau)} \sin W_d (t-\tau) d\tau \quad \dots \dots (25)$$

Burada $W_d = W_i (1 - \beta_i^2)^{1/2}$ sönümlü aşırısal frekans.

(25) denklemindeki integral ifadesine Duhamel İntegrali denir. Sistemin herhangi bir andaki dinamik deplasmanı Duhamel İntegralini numerik yöntemlerle çözümü ile bulabilirsede, daha kolaylıkla kullanılabilen Runge - kutta adım adım integrasyon yöntemi bu araştırmada tercih edilmiştir. Bu amaca yönelik olarak (24) denklemi tekrar organize edilerek

$$\ddot{X}_i = \frac{\Psi_i^t [M] \delta}{\Psi_i^t [M] \Psi_i} \ddot{a}(t) - 2\beta_i W_i \dot{X}_i - W_i^2 X_i \quad \dots \dots \dots (26)$$

şeklinde yazılabilir. Bu denklem yardımı ile herhangi bir mod için X_i deplasmanı zamana bağlı olarak bulununca toplam deplasman

$$q(t) = \sum_{i=1}^r \Psi_i X_i(t) \quad \dots \dots \dots (27)$$

şeklinde bulunur. (27) denkleminde açıklık getirmek amacı ile değerler zamanın bir fonksiyonu olarak gösterilmiştir. Yine bu denklemde sadece r kadar moda ait deplasmanların toplam deplasmana etkisi olduğu düşünülmüştür ki, bu değer bina dinamik deplasmanları için r 3 alınması yeterlidir.

Adım adım integrasyon yönteminde her adımda bulunan değerlerin bilgisayarda biriktirilmesi gerektiğinden oldukça fazla bilgisayar belleğine ihtiyaç duyulmaktadır. Bunun için pek pratik çözüm yöntemi değildir. Ayrıca en büyük deplasman dışında deplasman - zaman eğrisine ihtiyaç duyulmuyorsa her zaman artımı için saptanan değerlerin her mod için ayrı ayrı bilgisayarda biriktirilmesi gereksizdir. Bunun yerine daha pratik olarak bilinen modların toplamı yöntemi kullanılabilir. Bu yöntem kesin değerler vermemekle projelendirme için yeter doğruluk sağlar. Yöntemin esası her mod için bulunan maximum deplasmanların hepsinin aynı anda oluştuğu kabulüne dayanır. Modların toplamı yönteminde önce her mod için aşağıdaki denklem adım adım integre yöntemi ile çözümlenerek

$$\ddot{X}_i = \ddot{a}(t) - 2\beta_i W_i \dot{X}_i - W_i^2 X_i \quad \dots \dots \dots (28)$$

maximum deplasmanlar bulunur. Bu bulunan

$X_{i\max}(t) = (S_d)_i$ lere deplasman spektrumları denir. Bu değerlerden yararlanarak önce her mod için deplasmanlar, daha sonrada bunların toplamı alınarak sistemin deplasmanı saptanır.

$$q_{\max} = \sum_{i=1}^r \Psi_i \frac{\Psi_i^t [M] S_d}{\Psi_i [M] \Psi_i} (S_d)_i \quad \dots \dots \dots (29)$$

Modların toplamı yönteminde deplasman Spektrumlarının farklı zamanlarda meydana gelişinin etkisini azaltmak için her moda ait deplasmanların karelerinin toplamının karekökünü almak gerekir. Şöyleki

$$q_r = [q_1^2 + q_2^2 + \dots q_r^2]^{1/2} \quad \dots \dots \dots (30)$$

modların toplamı yöntemi ile deplasmanların saptanmasında en etkin tarafta spektral değerlerin yapı şekil ve modelinden bağımsız olarak her frekans için öncelikle bulunabilmesidir. Birçok hallerde deplasman spektrumları yerine aşağıda verilen bağlantılarla birbirlerine bağlı hız veya ivme spektrumlarında yararlanılabilir.

$$S_a = W S_v = W^2 S_d \quad \dots \dots \dots (31)$$

9. DİNAMİK DEPLASMANLARIN DENEYSEL ÖLÇÜMÜ

Deplasmanların ölçümü için boyutları referans [24] de verilen ve elektromagnetik sarsıcı ile titreşen bir sarsma masası inşa edilmiştir. Bu masa öncelikle frekans ve genlikleri bilinen sinusoidal olarak değişen ivmeler için kalibre edilmiştir. Daha sonra magnetik teyplere kaydedilen gerçek deprem kayıtları sarsıcı vibratörün aracılığı ile sarsma masasına verilip deney modellerinin her katında dinamik deplasmanlar ölçülmüştür. Şekil 21.

Gerçek deprem ivme - zaman kaydı olarak El - Centro, Koyna, Parkfield ve San Fernando depreminin iki ayrı bileşeni olmak üzere beş tür deprem kullanıldı. Şekil 22 - 23 - 24. Yapı modellerinin en düşük frekansları gerçek yapılarınkinden genellikle 10 defa daha büyük olduğundan uygun deplasmanlar elde edebilmek için deprem sürelerinin de 10 defa daha hızlandırmak gerekmiştir. Bu amaç için önce deprem ivme kayıtlarının orijinal değerlerini kullanıp El - Centro depremi için 0.001 saniyelik zaman artımı, diğer deprem ivme - zaman kayıtları için 0.0004 saniyelik zaman artımı için bütün ivme ordinatları yeniden hesaplandı. Analog bilgisayarlarla, hesaplanan bu değerler daha sonra yine analog bilgisayarlarla voltaj değerlerine dönüştürülerek magnetik bantlara işlendi. Her hızlandırılmış kayıt birbiri ardısıra 10 defa birer dakika aralarla bantlara kaydedildi. Bu bir dakikalık aralar deney sırasında deprem ivme kaydı ile sarsılan modelin titreşimlerinin tamamen sönmesi için dönüştürülmüştür. Teyplerin çalışması ile 10 defa kayıt yapma olanağı böylece yaratılmış olmaktadır.

Dencelerde yapı modellerine tatbik edilen deprem kayıtlarının başlangıçtaki orijinal kayıtlarla aynı olup olmadığını kontrol etmek gerekmektedir. Bunu yapabilmek için en uygun yol sarsma masasına verilen ve sarsma masasından alınan ivme - zaman kayıtlarını karşılaştırmaktır. Yapılan bu kontrol sonucu her iki kayıtların birbirinin hemen hemen aynı olduğunu göstermiştir. [24].

Her deprem ivmesi için her kattaki deplasmanlar deplasman ölçerlerle ölçülmüştür. Ancak bu ölçümler Sinusoidal kayıtlar için maksimum deplasmanı ölçmesi için uygun olmakla depreme benzer değişken deplasmanların ölçülmesi için uygun olmamaktadır. Ancak deplasmanların sürekli olarak kaydedip yukarıda izah edilen zorluğu gidermek için ultra - violet kaydediciler kullanıldı. Deplasman ölçerlerden gelen değerler direkt olarak bu aletler yardımı ile kâğıt şeritlere işlendi. Yalnız ultra - violet u - v kaydediciler de belirlenen deplasmanların değerlendirilmesi için bu aletlerin önceden frekans ve genliği bilinen sinusoidal deplasman kayıtları ile kalibre edilmesi gerekmektedir. Şekil 21.

Aynı u - v kaydedicileri ile aynı anda pek çok noktadan alınan deplasman - zaman değerlerinin kaydedilmesi olanağı olduğundan oldukça kullanışlılık göstermektedirler.

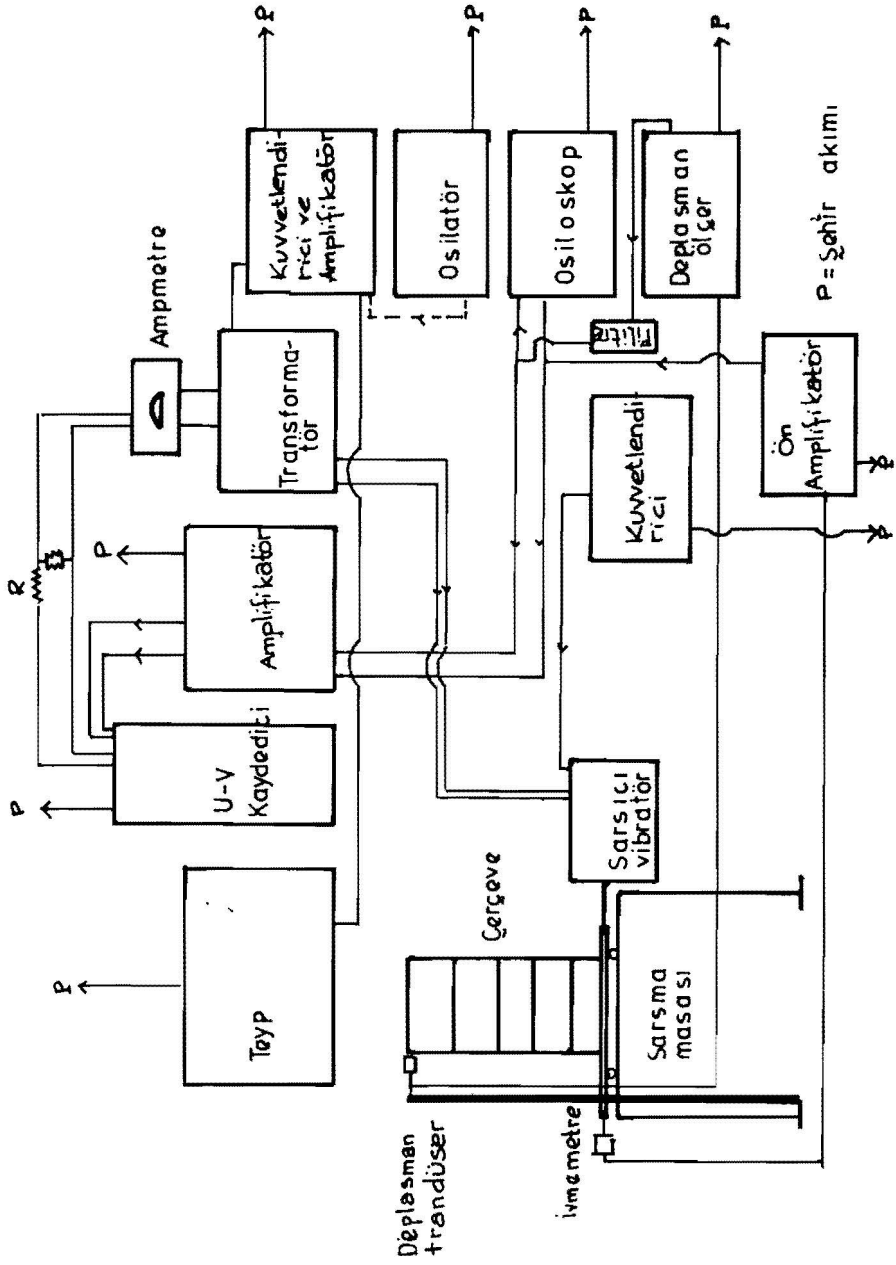
Yapılan deplasman kayıtları her noktanın toplam deplasmanları olduğundan her katın tabana göre rölatif deplasmanlarını bulmak için sarsma masası üzerinden alınan taban deplasmanlarını noktaların toplam deplasmanlarından çıkartılması gerekmektedir. u - v kayıtları bu amaç içinde oldukça büyük kolaylıklar sağlamıştır.

10. DEPLASMANLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

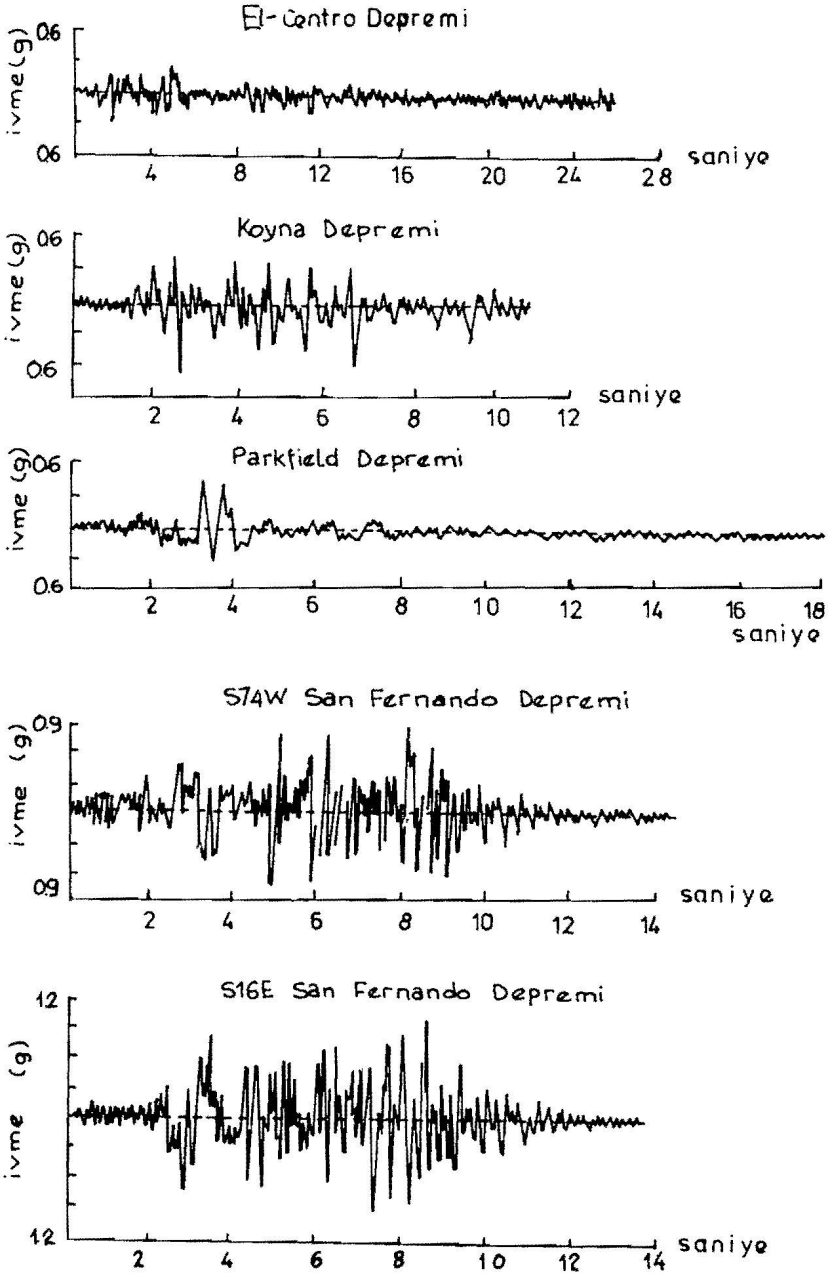
10. 1. Yapı/Zemin müşterek uzay çerçeve

Zemin elastisite modülü 45 kg/cm^2 olan bu modelin önceki, şekil 22, paragrafta belirtilen beş ayrı deprem kaydının etkisi altında deplasmanları adım - adım integrasyon ve modların toplamı yöntemleri ile saptanmıştır. Deney teorik ve deney sonuçları tablo IV da verilmiştir. Deney sonuçları genellikle teorik sonuçlardan daha büyük değerler vermiştir. Her ikisi arasındaki fark % 13 civarında olmakla San Fernando depreminin S74W bileşiminde bu fark % 27 olmuştur. Teorik ve deney sonuçları arasındaki bu farklılığın nedeni deplasman deneylerinde arzulanan koşulların tam olarak sağlanamamasından olduğu gibi hesaplanan sönüm kat sayıları ile tabii frekansların gerçek değerleri ile olan farklılıklarından doğmaktadır. Tabii frekanslarda olabilecek küçük bir değişiklik deplasman spektrum eğrilerinde ani değişimleri oluşturacağıda bir gerçektir.

Tablo IV incelenmesinden en büyük deplasman değerlerinin deprem ivmesi ile orantılı olarak artmadığı gerçeğini de görürüz. Örneğin El - Centro ve Parkfield depremlerinde en büyük deplasmanlar yaklaşık olarak eşit olmakla birlikte El - Centro depreminin en büyük ivmesi 0.3g ve Parkfield depremininki ise 0.54g'dır. Her iki deprem için deplasmanın yakın değerler olması modelin birinci frekansı 26.2 d/sn ($T = 0.036 \text{ sn}$) ve %3.3 sönüm kat sayısı için deplasman spektrumlarının yakın değerlerde olması ile açıklanabilir.

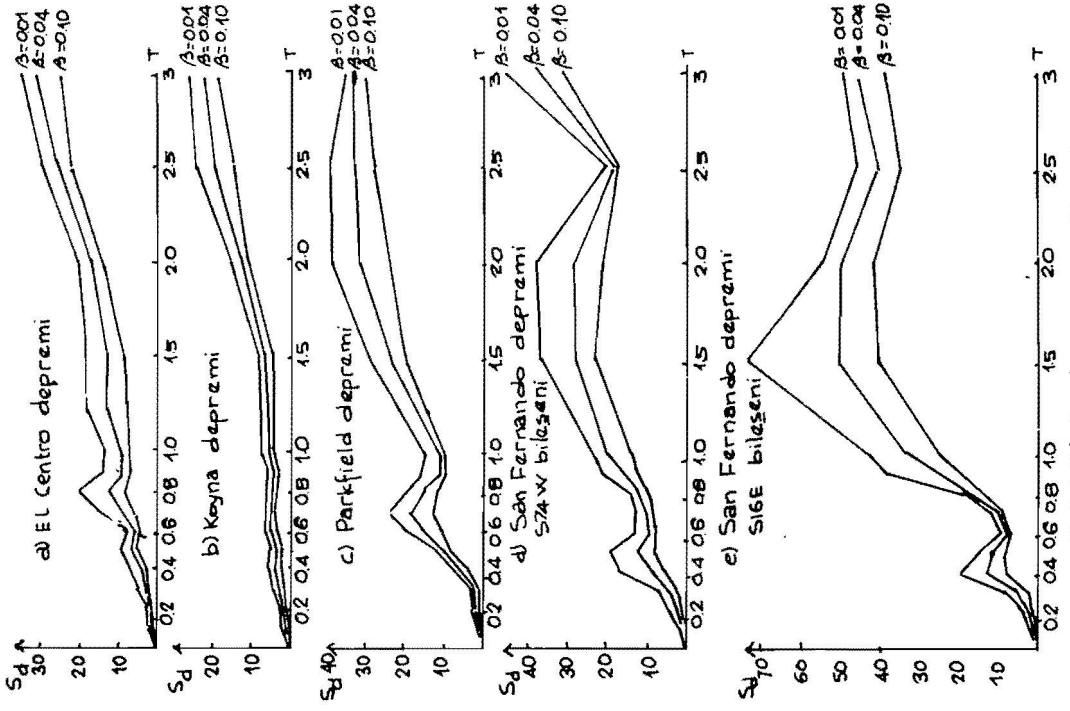


Şekil 24. Deplesman deneyi işlev diyagramı

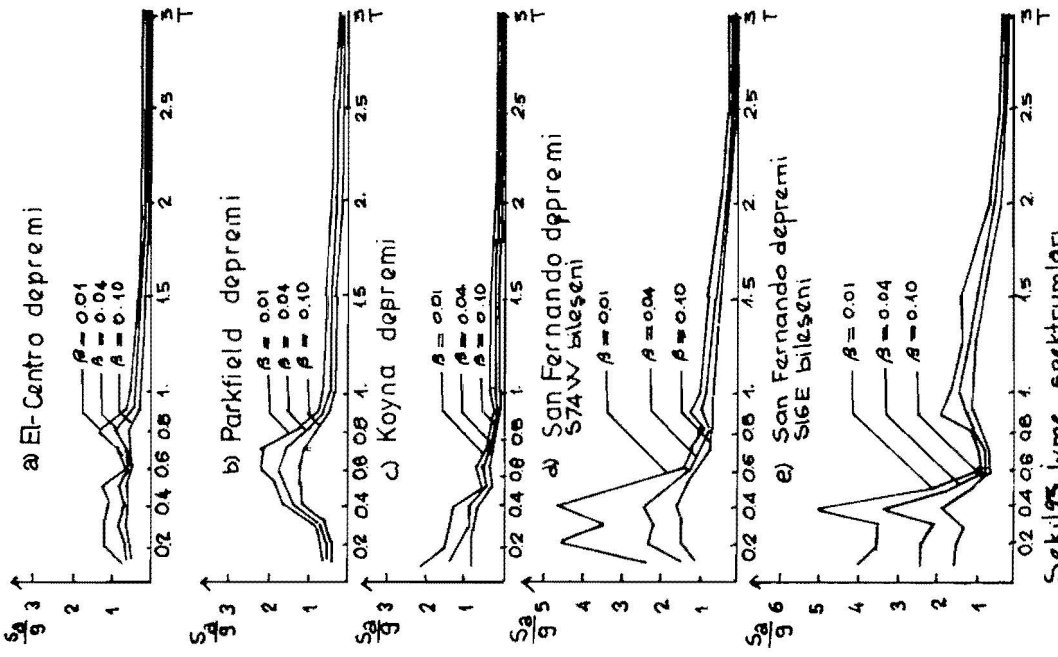


Şekil:22.

Şekil 24. Deplasman spektrumları



Şekil 25. İvme spektrumları



Yapı/zemin düzlem çerçeve modelinde zemin elastikliğinin deplasmanlara etkisini incelemek için bulunan deplasmanlar tabana ankastre yapı modelinin deplasmanları ile karşılaştırılmıştır. Şekil 26. El - Centro Koyna ve San Fernando depreminin S74W bileşeni için her iki model için deplasmanlar pek büyük farklılık göstermediler. Hatta San Fernando depreminin S16E bileşeni için tabana ankastre modelin deplasmanları daha büyük olmuştur. Bunun, yapı/zemin sistemi için sönüm kat sayılarının daha büyük oluşu, ayrıca ilk üç tabi frekansa karşı olan deplasman spektrumlarının da daha küçük oluşu ile izah etmek mümkündür.

Parkfield depremi için yapı/zemin müşterek modelinin deplasmanı zemine ankastre bağlı olan düzlem çerçevenin deplasmanından 1.5 defa daha büyük olduğu yine yapılan teorik ve deneysel çalışmalar sonucu saptanmıştır. Şekil 26. Bunu sönüm katsayılarının deplasmanları azaltıcı etkilerinin yanı sıra yapı/zemin müşterek modelinin tabi frekansları için spektral değerlerin büyüklüğü ile açıklıyabiliriz.

10. 2. Yapı/zemin müşterek uzay çerçeve

Zemin elastisite modülü yine 45 kg/cm^2 olan bu modelde X ve Y doğrultularında rijitlik farklıdır. Yine El - Centro Koyna, Parkfield ve San Fernando depreminin S74W ve S16E bileşenlerini kullanarak deplasmanlar teorik ve deneysel olarak saptanmıştır.

X doğrultusu için sonuçlar tablo VII. de verilmiştir. Teorik ve deneysel sonuçlar arasındaki fark % 10 mertebesinde. Ancak Parkfield depremi için % 30 civarında görülen farklılık teorik ve deneysel olarak bulunan tabi frekanslara ait spektral değerlerin farklılığındadır. Şöyleki ilk tabi frekansın teorik olarak bulunan değeri 25.3 d/sn ($T = 0.0395 \text{ Sn}$) ve deneysel değeri 21.3 d/sn ($T = 0.0470 \text{ sn}$) dir. Sönüm kat sayısının % 5.1 değeri için deplasman spektrumunda $T = 0.0395 \text{ sn}$ ve $5.55/n^2$ ve $T = 0.0470 \text{ sn}$ ve $9.05/n^2$ değeri karşı gelmektedir. Şekil 24. Deprem süresi azalma sebebidir ki bu araştırmada 10 dur. Her iki değer arasındaki farkın % 40 civarında olması parkfield depremi için deney ve teorik sonuçlar arasındaki farklılığın nedenini açıklar.

Y doğrultusundaki deplasman değerleride tablo VIII de verilmiştir. Deplasman değerleri 1 ve 4 kolonları için ayrı ayrı bulunmuştur. 1 ve 4 kolonlarına ait deplasmanların karşılaştırılması burulma titreşimlerinin dinamik deplasmanlara etkisini ortaya koymaktadır.

Bu model üzerinde yapılan çalışmalar sonucunda her iki doğrultudaki deplasmanlar tabana ankastre bağlı olan karşıtlarının deplasmanlarından oldukça büyük değerler olmasıdır. Örneğin X doğrultusunda Şekil 27. El - Centro depremi için müşterek modelin deplasmanı 2, Koyna depremi için 1.3 Parkfield depremi için 7.1 ve San Fernando depreminin her iki S74W ve S16E bileşenleri için 1.91 defa daha ankastre karşıtıdan büyüktür. Aynı modelin Y doğrultusundaki deplasmanları yukarıda belirtilen depremler için sıra ile 3.6, 1.5, 9.5, 2.1 ve 1.95 defa daha tabana ankastre karşıtıdan büyüktür. Şekil 28. Bu değerlerin analizi deprem hesabında zemin elastikliğinin deprem hesabında etkinliğinin göz önünde bulundurulması gerekliliğinin açık ifadesidir. Koyna ve S16E San Fernando depreminin etkisi altında müşterek uzay çerçevenin ve tabana ankastre uzay çerçevenin deplasman - zaman eğrileri Şekil 25, verilmiştir.

TABLO VI

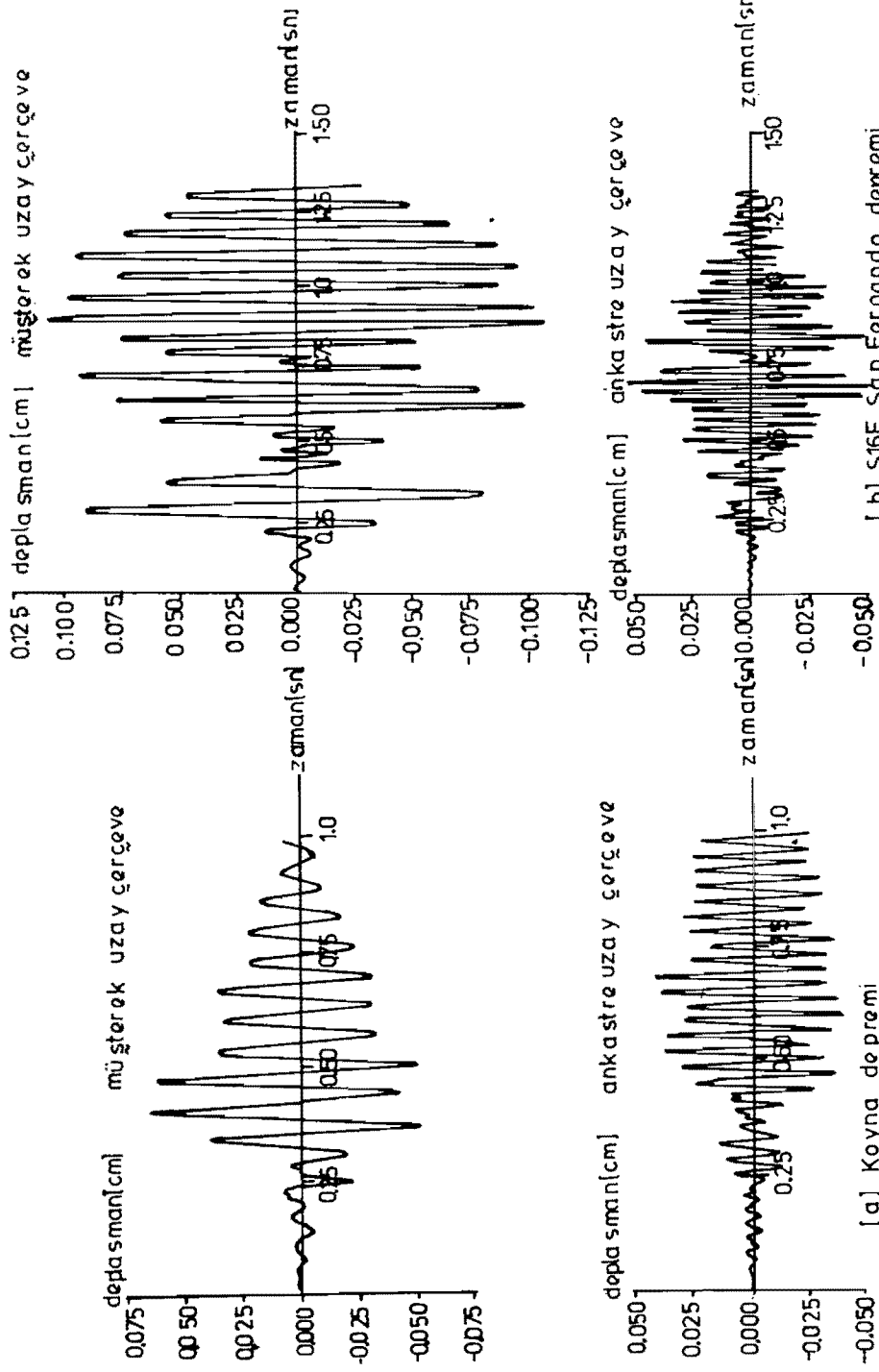
Deprem	Müşterek Düzlem Çerçeve				Müşterek Uzay Çerçeve		
	Katlar	Deplasmanlar $cm \times l^{-2}$		Deney	Deplasmanlar $cm \times l^{-2}$		Deney
		Adım - Adım Integre	Modal Toplam		Adım - Adım Integre	Modal Toplam	
El - Centro	5	- 3.56	- 3.43	3.60	3.20	3.30	5.21
	4	- 3.14	- 3.10	3.20	2.75	2.77	3.65
	3	- 2.58	- 2.63	2.80	2.21	2.15	2.65
	2	- 1.84	- 1.93	2.00	1.62	1.46	2.05
	1	- 0.99	- 1.09	1.21	0.94	0.75	1.05
Parkfield	5	3.35	3.22	3.61	10.98	10.89	14.70
	4	2.96	2.91	3.31	9.43	9.41	10.10
	3	2.48	2.48	2.90	7.60	7.64	7.00
	2	1.83	1.83	2.50	5.51	5.57	4.51
	1	1.03	1.03	1.70	3.15	3.22	2.53
Koyna	5	- 4.46	- 4.05	4.60	- 4.01	- 3.80	4.50
	4	- 3.94	- 3.80	4.11	- 3.44	- 3.39	4.42
	3	- 3.27	- 3.41	3.22	- 2.81	- 2.89	3.25
	2	- 2.36	- 2.65	2.65	- 2.09	- 2.24	2.00
	1	- 1.31	- 1.57	1.57	- 1.25	- 1.42	0.93
S74W	5	- 6.92	- 6.38	7.51	13.16	12.61	11.50
	4	- 6.04	- 5.85	6.32	11.19	11.02	8.23
	3	- 4.98	- 5.08	5.21	8.96	9.09	5.30
San	2	- 3.72	- 3.84	4.20	6.45	6.78	2.40
Fernando	1	- 2.14	- 2.23	2.50	3.65	4.05	1.51
S16E	5	- 6.23	- 7.03	9.51	13.45	13.72	14.01
	4	- 5.87	- 6.03	8.12	11.55	11.60	11.14
	3	- 4.90	- 4.63	7.51	9.29	9.11	8.15
San	2	- 3.65	- 2.96	5.12	6.69	6.33	5.75
Fernando	1	- 2.05	- 1.24	2.15	3.84	3.37	1.75

TABLO VII

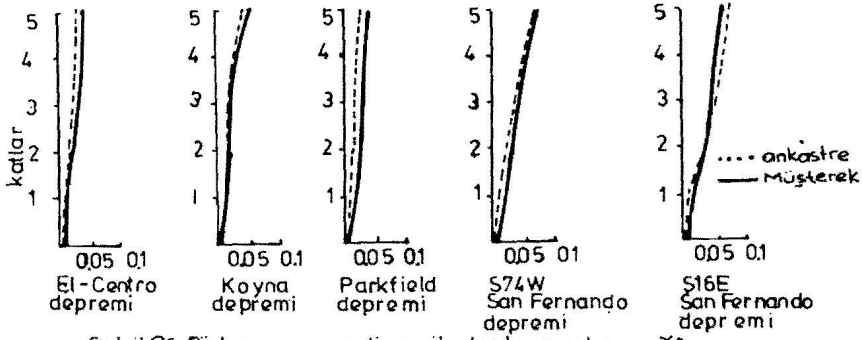
Müşterek Uzay Çerçeve (Y yönü)

Deplasmanlar $cm \times 10^{-2}$

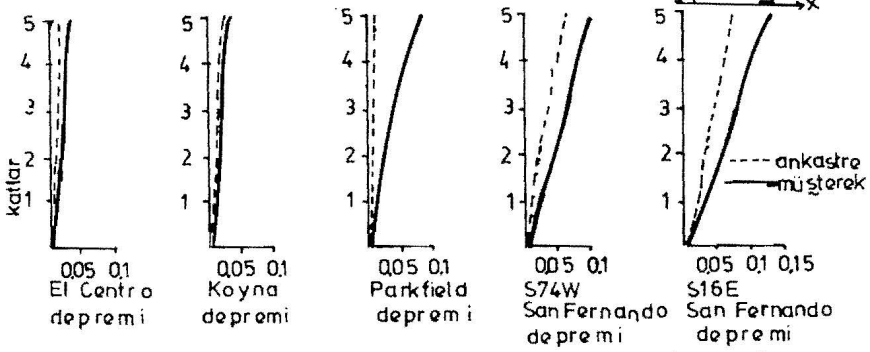
Deprem	Katlar	Kolon 1		Deney	Kolon 4 Deney
		Adım - Adım Integre	Modal Toplam		
El - Centro	5	8.47	8.64	8.50	13.11
	4	6.94	6.93	6.00	11.15
	3	5.30	5.09	4.51	8.14
	2	3.61	3.19	3.15	5.21
	1	1.84	1.34	1.51	2.51
Parkfield	5	- 23.84	- 24.25	18.12	22.11
	4	- 19.41	- 19.90	14.10	17.14
	3	- 14.70	- 15.29	9.12	13.50
	2	- 9.74	- 10.45	6.15	9.12
	1	4.64	4.89	2.25	4.21
Koyna	5	6.68	6.70	6.80	9.51
	4	5.45	5.45	5.70	6.95
	3	4.13	4.13	4.50	5.31
	2	2.74	2.74	3.22	4.21
	1	1.31	1.31	1.25	1.61
S74W	5	15.00	15.00	13.11	17.11
	4	11.94	11.94	11.00	14.21
San	3	9.04	9.04	9.00	11.51
Fernando	2	5.99	5.99	6.51	9.15
	1	3.09	3.09	3.51	4.10
S16E	5	- 10.94	- 10.94	12.51	17.30
	4	- 8.92	- 8.92	9.54	14.20
	3	- 6.78	- 6.78	7.51	10.50
San	2	- 4.48	- 4.48	5.08	7.11
	1	- 2.16	- 2.16	2.53	4.7



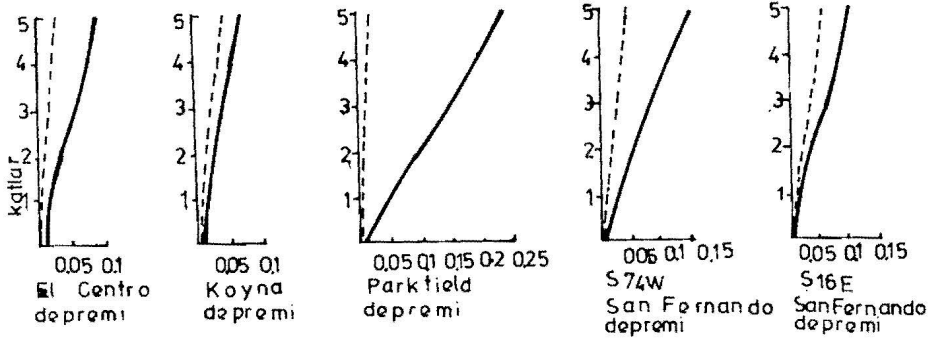
Şekil 2.3 Uzay çerçeve deplasmanları (y yönünde)



Şekil 26. Düzlem çerçeve dinamik deplasmanları



Şekil 27. Uzak çerçeve dinamik deplasmanları (x yönü)



Şekil 28. Uzak çerçeve dinamik deplasmanları (y yönü)

REFERANSLAR

1. DUKE, M.C. Effects on Ground Destructiveness of Large Earthquakes
A.S.C.E, SM3, 84(1730 - 1 - 16), 1958.
2. OHSAKI, Y. The Effects of Local Soil Conditions upon Earthquake Damage
Int. Conf. on Soil Dynamiss and Found. Eng, Mexico, 1969.
3. KANAİ, K. On the Damage to Buildings due to Earthquakes. Bull. of Earthq.
Res. Inst. 25(61 - 64), 1947
4. ROSENBLEUTH, E. The Earthquake of 28 July 1957 in Mexico City. Proc. II. world
Conf. on Earth Eng. Vol I, 1960
5. CLOUD, W.K. Intensity Map and Structural Damage, Parfield California Earthq.
of June 27, 1966, Bull. of Seis. Soc. of America, 57 (1161 - 1179),
1967
6. TEZCAN, S.S. Long Distanse Effects of Gediz Earthquakes
İPEK, M. Earth. Eng. and Struct. Dyn. 1, No 3, 1973
7. BARKAN, D.D. Dynamics of Bases and Foundations Mc Graw Hill, 1962.
8. BIOT, M.A. Analytical and Experimental Methods in Engineering Scismelogy,
Trans. ASCE, 108, (365 - 408), 1943
9. MERRIT, R.G. Effect of Foundation Compliance on Earthquake
HOUSNER G.W. Stress in Multistorey Buildings Bull. Seis. Soc. Am. 44, (551 - 569),
1954
10. SALVADORI, M.G. Periods of Frames Buildings for Earthquake
HEAR E. Analysis
Trans. ASCE, 227 (660 - 678), 1962
11. RICHART, F.E. Vibrations of Soil and Foundations
HALL J.R. Prentic - Hall International Series, 1970
HOODS, R.D.
12. BYCROFT, G.N. Forced Vibrations of a Rigid Circular Plate on a Semi Infinite
Elastic Space and on an Elastic Stratum Phil. Trans Ro Sac.
London. 248, 327 - 368, 1956
13. PARMELEE, R.A. Building - Foundation Interactron Effects.
ASCE, EMZ, 93 (131 - 152), 1967
14. HADJIAN, A.H. Earthquake Forces on Equipment in Nuclear Power Plants,
ASCE, PO3, 97 (649 - 663), 1971
15. KHANA, J. Elastic Soil - Structure Interaction Proc. of 4th World Conf. on
Earth. Eng. Santiage de Chile, 3,A6, 743 - 752, 1969
16. FINN, W.D.L. The Effect of Foundation Soil on Scismic Response
EMERY, J.T. of Structures
REIMER, R.B. First Canadian Conf. on Earth. Eng., 128 - 141, 1972
17. CHOPRA, A.K. Dam - Foundation Interaction During Earthquakes
PERUMALSWAMI P.R. Proc. 4th World Conf. Earth. Engng. Santrage, Chile 3,A - 6,
37 - 52 1969
18. LYSMER, J. FLUSH, A Computer Program Fa - Appreximate 3 - D
TAKEKAZU, U. Analysis of Soil - Structure Interaction Problem.
CHIAN - FENG T. Earthq. Eng. Res. Center, EERC 75 - 30, 1975
SEED. H.B.,
19. LYSMER, J. Soil-Structure Interaction Analysis by the Finite Elemant Method.
Notes delivered in the course of "Structural Design For Earth-
quakes" University of Southern California, Los Angeles, July, 1976

20. AYDINOĞLU, M.N. Astyapı - Zemin Ortak Sisteminin Deprem Hesabı İTÜ Doktora tezi, 1977
21. HITCHINGS, D An Efficient Method For the Analysis of Soil – Structure System
KUNAR R.R
BERESFORD P.J ASCE, EM (yayınlanacak)
22. LYSMER, J. Finite Dynamic Model For Infinite Media
KUIILEMETER, R.L. ASCE, EM4, 95 (859 – 877), 1969
23. WAAS, C. Earth Vibration Effects and Abatement for Military Facilities
U.S. Army Engineer Water ways Experiment Station,
September, 1972
24. DUMANOĞLU, A.A. The Dynamic Foundation İnteraction of Multistorey Frames,
Doktora Tezi, 1973, Bristol Üniversitesi
25. ZEINKEWICZ, O.C. The Finite Element Method in Engineering Science, McGraw – Hill, 1971
26. SCHABEL - P.B. SHAKE : A Computer Program for Earthquake
LYSMER, J Response Analysis of Horizontally Layered
SEED, H.B. Sites, EERC. UC Berkeley, 72 – 12, 1972
27. KENNEDY, C.C. Use of Vectors in Vibration Measurement
PANCU, C.D.P and Analysis, J.A.S, 1947
28. DUMANOĞLU, A.A. The Dynamic Foundation Interaction Interaction of Multistorey
Frames
Earthq. Eng. and Struct. Dyn. 4 (589 – 609) 1976
29. KARADENİZ, H. The Theoretical and Experimantel Dynamic Analysis of Thin
Shells of Revolution Doktora Tezi, Bristol Üniversitesi, 1976

DÜŞEY TİTREŞİMLERLE KOHEZYONSUZ ZEMİNLERİN MAKSİMUM BİRİM AĞIRLIĞININ TAYİNİ

Dr. Yıldız WASTİ *

SUMMARY

Experimental results on the effect of displacement amplitude, sample height and diameter, and surcharge weight on the maximum unit weight of cohesionless soils as determined by the method of compacting the soil in cylindrical containers on a vertically vibrating table have been presented. Suggestions have been given about experimental procedures to be followed to bring about the highest value of unit weight, based on the relative importance of these factors. The variation of the density along the height of the vibrated sample has also been measured.

ÖZET

Titreşim genliği, nümune boyu ve çapı, ve nümune üzerine konan sürşarj ağırlığının, kohezyonsuz zeminlerin silindirik kapılarda düşey titreşimli sarsma masasında sıkıştırılması metodu ile tayin edilen maksimum birim ağırlığına olan etkisine dair deneysel sonuçlar verilmektedir. Bu faktörlerin rölatif önemleri belirlenerek, en yüksek birim ağırlığı elde etmek için gerekli deney yöntemi ile ilgili tavsiyeler verilmiştir. Sıkıştırılan nümune boyunca birim ağırlığı değişimi de ölçülmüş tür.

* Yardımcı Profesör, Orta Doğu Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü ve University of Engineering and Technology, Lahore, Pakistan'da misafir öğretim üyesi

GİRİŞ

Kohezyonsuz zeminlerin kayma direnci, sıkışma (compressibility), permcabilite, deprem ve titreşimler esnasında sıvılaşma (liquefaction) ve oturma temayülü gibi mühendislik özelliklerine etki eden en mühim faktör zeminin sıklık durumudur. Kohezyonsuz zeminlerin sıklık durumunu belirleyen rölatif sıklık, rölatif kompaksiyon vs. gibi tarifler için zeminin en sıkı durumuna tekabül eden maksimum birim ağırlığın (veya boşluk oranının) tayini gerekir.

Maksimum birim ağırlığın tayininde düşey titreşimli sarsma masasının kullanılması en yaygın metodlardan biridir. Bu metotta kuru veya suya doygun vaziyetteki zemin nümunesi bazen de üzerine sürşarj yükü tatbik edilerek silindirik bir kalıpta bir müddet titreşimlere tabi tutulur, ve birim ağırlığı tayin edilir. Bu işlem çeşitli ivme değerleri için tekrarlanır ve birim ağırlığın ivme ile değişimi eğrisi elde edilerek maksimum ağırlık bu eğrinin pik noktası olarak alınır. Ancak, titreşim süresi, titreşim parametreleri (genlik ve frekans), sürşarj yükünün tipi (hava basıncı veya ağırlık) ve miktarı, kalıbın boyutları, zeminin tipi ve su muhtevası gibi muhtemelen bağıntılı pek çok faktör bu şekilde bulunan maksimum birim ağırlığı etkiler.

Bu yazıda titreşim genliği, numune boyutları ve sürşarj yükünün maksimum birim ağırlığa etkisini inceleyen, yazarın yönettiği ve bizzat yaptığı çalışmaların deneysel neticeleri verilmektedir (Güngör ve Wasti 1975, Wasti 1976).

DENEYSEL PROGRAM

Deneysel çalışmalarda kullanılan alet ve malzemeler aşağıda verilmiştir.

Sarsma Masası

Sinuzoidal düşey titreşimler veren masanın çift genliği 0.025 inç (= 0.64 mm) aralıkları ile 0.15 inç (= 3.8 mm), frekansı da 1 devir/saniye aralıkları ile 10 – 40 devir/saniyeye ayarlanabilmekte idi. Genlik önceden tesbit edilmekte ve frekans motor çalışmaya başlandıktan sonra istenilen ivme değerini elde edebilmek için artırılmaktaydı.

Sinuzoidal veya basit harmonik titreşimler matematiksel olarak aşağıdaki ifadelerle verilir :

$$\begin{aligned} \text{Deplasman} &= y = A \sin \omega t \\ \text{Hız} \quad v &= \dot{y} = \omega A \cos \omega t = \omega A \sin \left(\omega t + \frac{\pi}{2} \right) \\ \text{İvme} \quad a &= \ddot{y} = -\omega^2 A \sin \omega t = \omega^2 A \sin (\omega t + \pi) \end{aligned}$$

Bu ifadelerde A uzunluk birimi cinsinden "genlik" 'i, radyan /birim zaman cinsinden "daireysel frekans" 'ı göstermektedir. Devir/birim zaman cinsinden frekans f ve zaman cinsinden periyot T için ifadelerle şöyledir :

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad \text{ve} \quad T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega}$$

Yukarıdaki bağıntılar, $a_p = \omega^2 A$ ile gösterilebilecek olan maksimum veya pik ivmenin belli bir değerini elde etmek için titreşim parametrelerinden genlik A veya frekans f değiştirilebilir.

Nümune Kalıpları

Yükseklik / çap (H/D) oranı takriben 1.1 olan standart CBR (çap = 6 inç), Proctor (çap = 4 inç) ve ufak bir metal kalıbın (çap = 2 inç) yanısıra 16.24 cm çapında boyunun ayarlanabilmesi için üstüste birbirine geçen halkalardan özel olarak yapılmış farglas bir kalıp kullanılmıştır. Kalıpların hacimleri kalibre edilmiş cam kap ve pipet ile su doldurarak hassas olarak tayin edilmiştir.

Kullanılan Malzemeler

Deneylerde dane özellikleri çok farklı olan, kuru, uniform Ottawa kumu ve kırma taş kullanılmıştır. Malzemelerin özellikleri Tablo 1 de verilmiştir. Kum nümunesi üzerine çelik disklerle sürarj yukunun tatbik edildiği deneylerde, kumun çeliği aşındırması neticesi, X – ışını difraksiyonu ile teyit edilen kum tanelerinin demir oksitle kirlenip kararması meydana gelmiştir. Tanelerin yüzeyel özelliklerini değiştiren bu kararma tablodan görüldüğü gibi kumun maksimum ve bilhassa minimum birim ağırlığı değerlerine tesir etmiştir.

Rölatif sıklığın hesaplanmasında minimum birim ağırlık değerleri, en düşük değerleri veren Kolbuszewski'nin (1948 altüst etme deneyinden (tilting test), daha hassas netice vermesi için deney yöntemi biraz daha geliştirilerek bulunmuştur. Maksimum birim ağırlık değerlerinin saptanmasında kuru, temiz ve uniform kumlar için kullanılacak olan kumun havada yüksekten az entansitede delikli huni vasıtası ile boşaltılması yöntemi uygulanmıştır. Bu yöntemlerin detayları için Wasti (1976) ya bakınız.

Deney Yöntemi

Silindirik kalıplar kumla gevşek ve homojen olarak özel bir yöntemle doldurulur, ağırlığı ölçülür. Sarsma masasının düşey titreşim genliği istenilen değere getirilir. Kalıp, sarsma masasının üzerinde kauçuk levhalar olan tablasına vidalanır. Motor çalıştırılır ve frekans istenilen ivme değerini veren değere yükseltilir. 15 cm'e kadar olan nümune boyları için 10 dakika, daha uzun nümuneler 15 dakika süre ile kalıp içindeki kum titreşimlerle sıkıştırılır. Motor durdurulduktan sonra, kalıp hassas terazi üzerine yerleştirilir. Kalıbın üst halkası çıkarılır, kumun düzensiz yüzü bir metal cetvelle traşlanır, ve tartılır.

DENEYSEL BULGULAR

Birim Ağırlık - İvme İlişkisi (Sürarjsız deneyler)

Birim ağırlığın, yer çekimi ivmesi "g" cinsinden ifade edilen ivme ile değişimini gösteren tipik bir deney neticesi Şekil 1'de verilmektedir. Deney şartlarında elde edilen en yüksek birim ağırlık "pik birim ağırlık" ve ona tekabül eden ivme "optimum ivme" olarak ifade edilmiştir. Bu değerlere genlik A, nümune boyutları çap (D) ve yüksekliğin (H) etkisi takip eden şekillerde verilmiştir.

Şekil 2 ve 3, CBR kalıbı kullanılarak yapılan deneylerden bulunan pik birim ağırlık - genlik ve optimum ivme - genlik bağıntılarını vermektedir. Görüldüğü gibi titreşimlerin genliği büyüdükçe elde edilen pik birim ağırlık azalmakta ve pik birim ağırlık daha az bir ivme değerinde elde edilebilmektedir. Şekil 2'deki $A = 0.0125$ inçe ait pik birim ağırlık değerleri mütakkiben daha hassas tayin neticesi, Güngör ve Wasti 1975 de verilenlerden biraz daha büyüktür.

Şekil 4'de H/D oranı takriben 1.1 olan üç değişik çaplı metal kalıpla (CBR, Proctor ve küçük kalıp) yapılan deney neticelerinden bulunan, pik birim ağırlığın kalıp çapı ile arttığını gösteren ilişki verilmektedir.

Tablo 1

Deneylerde kullanılan malzemelerin özellikleri

Malzeme	Ortalama Dane Çapı D ₅₀ mm	Uniformluluk Katsayısı	Danelerin Özgül Ağırlığı	Dane Şekli	En Gevşek Durum				En Sıkı Durum max gm/cm ³ c _{min}	
					Altüst Etme Deneyi		ASTM (D2 049 – 69)			
					min gm/cm ³	c _{max}	min gm/cm ³	c _{max}		
Ottawa Kummu	0.56	1.34	2.65	Yuvarlak	1.522	0.741	1.544	0.716	1.786	0.484
Ottawa Kummu (Sürşürsüz deneylerden sonra)	0.56	1.34	2.65	Yuvarlak	1.534	9.727			1.782	0.487
Kararmış Ottawa Kummu	0.56	1.34	2.65	Yuvarlak	1.492	0.776	1.529	0.733	1.776	0.492
Kırmızı Taş	0.84	1.52	2.94	Çok köşeli	1.388	1.118			1.697	0.732

Nümuneye boyunun etkisi çapı 16.24 cm olan ve değişik boya ayarlanabilen farglas kalıp kullanılarak saptanmıştır. Şekil 5'de görüldüğü gibi pik birim ağırlık H/D oranı ile ifade edilen nümuneye boyu ile artmakta, pik birim ağırlık H/D oranı 1 ile 1.5 arasında maksimum bir değere ulaşmaktadır. Şekil 6'da da pik birim ağırlığın, boy arttıkça daha yüksek bir ivme değerinde elde edildiğini göstermektedir.

Birim Ağırlığın Sıkıştırılmış Nümuneye Boyunca Değişimi (Sürşarjsız deneyler)

İstenilen sıklıkta kohezyonsuz zemin nümunesi hazırlanmasında titreşim tekniklerinin kullanılması sık başvurulan yöntemlerdendir. Böyle hazırlanan bir nümunenin sıklık bakımından ne derece homojen olduğunu saptamak üzere, boya ayarlanabilen, üstüsten geçen halkalardan yapılmış kalıpla çeşitli boylarda çok sayıda deney yapılmıştır. Kumun her halka doldurulduktan sonra tartılması ve titreşimlerden sonra her halka kaldırılıp kumun taşlandıktan sonra tartılması ile nümunenin yüksekliği boyunca her halka içerisindeki titreşimden önceki ve sonraki ortalama birim ağırlığın ölçülmesi sağlanmıştır. Çeşitli ivme değerlerinde birim ağırlığın nümuneye içerisinde değişimini gösteren tipik bir deney neticesi Şekil 7'de verilmektedir. Birim ağırlık değişimi ivme değerine bağlı olup nümunenin alt kısmı hemen hemen bütün ivme değerlerinde daha gevşek olmaktadır. Şekil 7'de eğri 1'deki gibi maksimum ivme $a_p < 1.0$ g değerleri için, birim ağırlık değerleri nümunenin her seviyesinde hemen hemen aynı miktar artma göstermektedir. $a_p = 1.0$ g değerine ulaştıkça, birim ağırlık, yukarı doğru çok belirgin ve muntazam bir şekilde artmakta olup en büyük birim ağırlık farklılığı 1.0 g seviyesinde olmaktadır. Şekil 7, eğri 3'de görüldüğü gibi birim ağırlık nümunenin tabanında % 30 rölatif sıklıktan nümunenin üstünde % 90 rölatif sıklık gibi çok büyük bir değere çıkmaktadır. Birim ağırlık değişimi, ivmenin 1 g'den biraz büyük değerleri için bile ($a_p = 1.237$ g değerine tekabül eden 4 numaralı eğri gibi) azalmakta ve nisbeten daha uniform bir sıkıştırılmış nümuneye elde edilmektedir. Optimum ivme (eğri 5) ve daha büyük ivmelerde (eğri 6 ve 7) nümunenin orta kısmı alt ve tepeye nazaran biraz daha fazla sıkışmaktadır.

Sürşarjlı Deney Neticeleri

Sürşarjlı deneyler, kararlı Ottawa kumu ile, CBR kalıbı ve ağırlık olarak çelik diskler kullanılarak yapılmıştır. Maksimum birim ağırlık tayini için ASTM D - 2049 - 69 deney yöntemi, kuru veya suya doygun nümuneye üzerinde $a_p = 9$ g'ye tekabül eden 0.025 inç genlik ve 60 devir/saniye frekanslı düşey titreşimli sarsma masası ve 2 psi sürşarj kullanılmasını öngörmektedir. Deneyler bu genlik ve sürşarj değerlerini de ihtiva edecek şekilde, $A_1 = 0.0125$ inç (0.32 mm), $A_2 = 0.025$ inç (0.64 mm), $A_3 = 0.075$ inç (1.91 mm) genliklerinde ve $S_0 = 0$, $S_1 = 1$ psi (0.07 kg/cm²), $S_2 = 2$ psi (0.14 kg/cm²), $S_3 = 3$ psi (0.21 kg/cm²) sürşarj basınçlarında çeşitli ivmelerde yapılmıştır. Ancak mevcut titreşim masası ile en fazla 4 g kadar bir ivme elde edilebilmekteydi.

Bir seri sürşarjlı deney neticeleri Şekil 8'de verilmektedir. Şekilde, $S > 0$ değerleri için birim ağırlığın 1.2 - 1.4 g ivme civarında maksimum bir değere ulaştığı ve daha büyük ivmelerde oldukça sabit kaldığı görülmektedir. Çeşitli genliklerde ve sürşarj basınçlarında yapılan deneylerin neticeleri Şekil 9'da özetlenmiştir. Bu şekilde $S = 0$ için birim ağırlık sürşarjsız deneylerde elde edilen pik birim ağırlık değerleri, sürşarjlı deneyler içinse birim ağırlık - ivme eğrilerinin 1.2 - 1.4 g'den sonra az çok yatay olduğu kısmı için ortalama birim ağırlık değerleridir. Şekil 9, sıkıştırma deneylerinde sürşarj kullanıldığı takdirde çeşitli ivme değerlerini elde etmek üzere herhangi bir genliğin kullanılmasının ulaşılan pik birim ağırlığı etkilemediğini ve artan sürşarj basıncı ile birim ağırlığın pek az arttığını göstermektedir.

SONUÇLAR

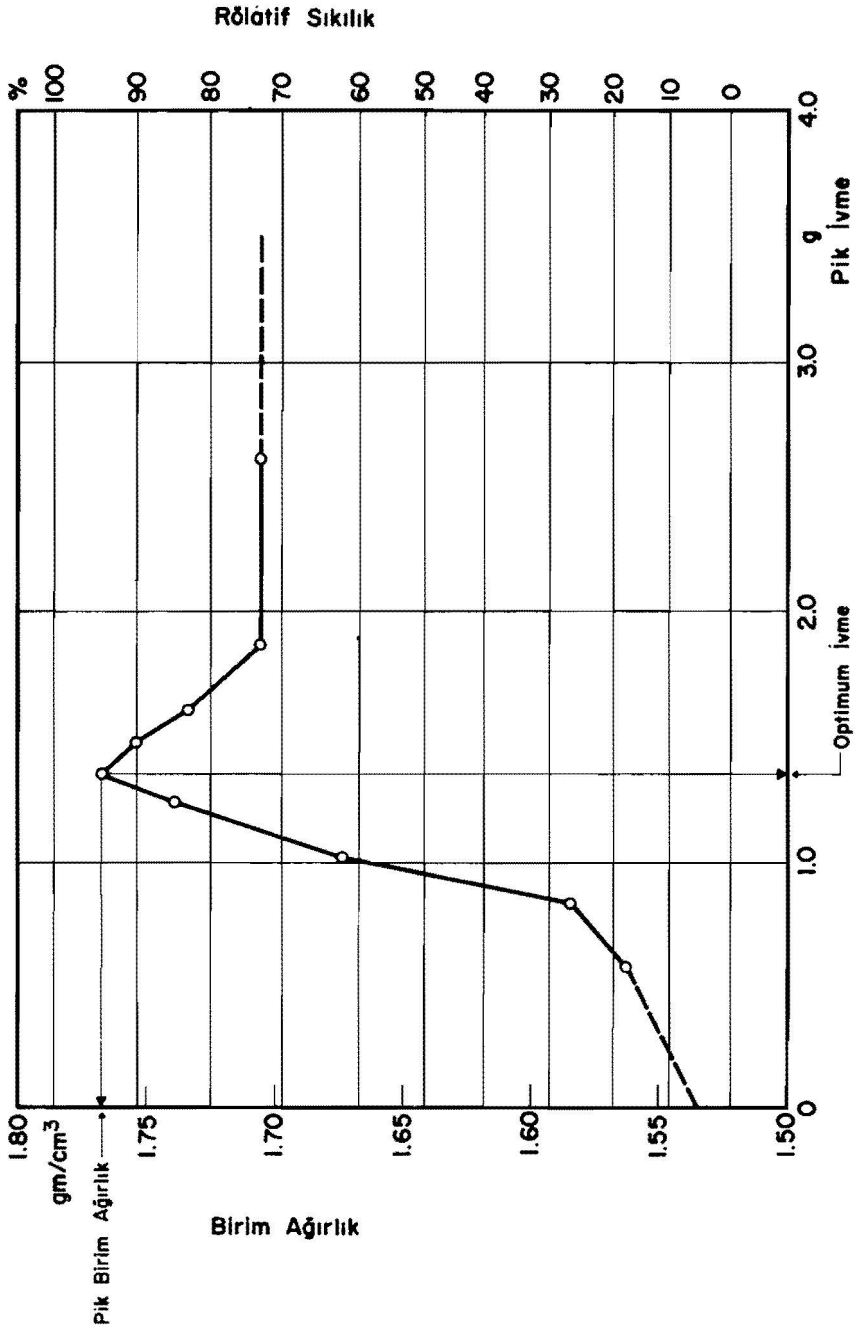
Deney bulguları, kohezyonsuz zeminlerin maksimum birim ağırlığının düşey titreşimli sarsma masası kullanılarak saptanmasında deney detaylarının rölatif önemini belirlemektedir. Neticeler, özellikle mevcut sarsma masasının genlik, frekans ve yük taşıma özellikleri ve kapasitesinin, standart bir yöntemi tatbik etmeye imkan vermemesi durumunda en verimli sıkıştırmayı sağlamak için gerekli deney detay kombinasyonunu seçmekte yararlıdır. Aşağıdaki sonuçlar, iki kuru, temiz ve uniform kohezyonsuz zemin için bulunmuş olmakla beraber kalitatif ve mertebe olarak diğer kohezyonsuz zeminler için de geçerli olacağı beklenebilir.

1. Kuru, temiz kohezyonsuz zeminlerin maksimum birim ağırlığı tayininde düşey titreşimli sarsma masası nümune üzerine sürşarj yükü konulmadan tayin edilebilir. Bu durumda, maksimum sıkıştırmayı sağlayan optimum ivmeyi kapsamak üzere, maksimum ivme 1 g ile takriben 2 g arasında değiştirilerek birim ağırlık - ivme bağıntısı elde edilmelidir. Bu çalışmalarda kullanılan kohezyonsuz zeminler ve deney şartları altında sürşarjsız deneylerde :

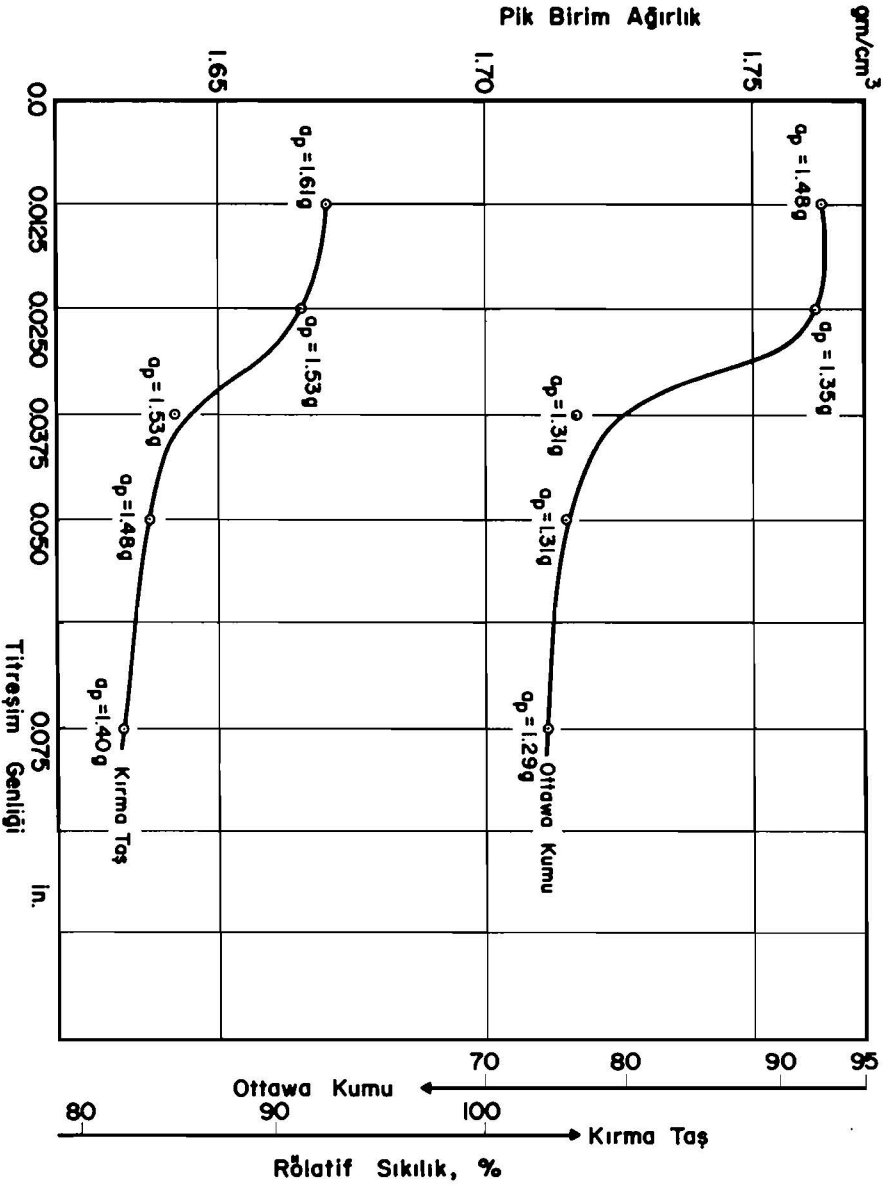
- (a) 0.3 mm ile 0.6 mm arasında ufak bir genliğin kullanılması, rölatif sıklık olarak % 10 ve daha fazla bir pik birim ağırlık artışı sağlamıştır.
- (b) Maksimum sıkıştırma için silindirik kalıpların yükseklik/çap oranı 1 ile 1.5 arasında ve kum dane boyutları için kalıp çapı en az 15 cm olmalıdır. Yükseklik/çap oranının 0.3'ten 1.2'ye çıkarılması ile pik birim ağırlık, rölatif sıklık cinsinden % 20 – % 30 artmıştır.
- (c) Titreşimlerle sıkıştırılmış nümunenin yüksekliği boyunca, bilhassa takriben 1 g ivme değerinde büyük birim ağırlık farklılıkları olabilmektedir. Nisbeten homojen nümuneler düşük ivmelerde, optimum ivme ve daha büyük ivmelerde mümkün olabilmektedir. Bu sebepten, düşey titreşimlerle orta sıklıkta kohezyonsuz nümune hazırlanması ancak nisbeten kısa nümuneler için uygundur.

2. Kohezyonsuz zemin ince malzeme ve su ihtiva ettiği takdirde titreşimlerin sıkıştırmadaki etkinliği azalır ve bu durumda sürşarj yükü kullanılmalıdır. Kuru fakat yüzeysel kirlenmeye maruz kalmış Ottawa kumunun sürşarj yükü altında titreşimlerle sıkıştırılması deneylerinden aşağıdaki hususlar belirlenmiştir :

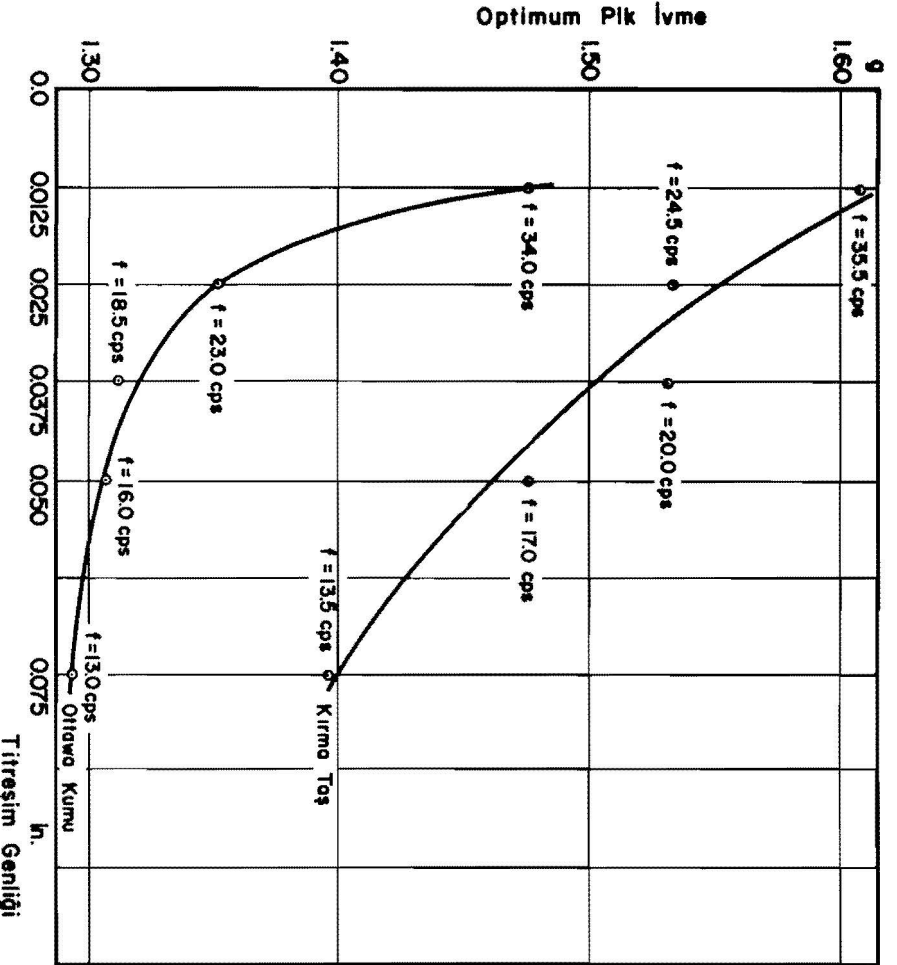
- (a) Birim ağırlık, takriben 2 g ivme değerinden sonra artmamaktadır. ASTM D-2049 - 69 deney yönteminde öngörülen ve temini mümkün sarsma masalarının kapasitesinin genellikle çok üstünde olabilecek 9 g titreşim ivmesi lüzumsuz derecede büyük görünmektedir.
- (b) Birim ağırlık, titreşim genliğinden etkilenmemektedir.
- (c) Sürşarj basıncının 1 psi (0.07 kg/cm²) üzerinde artırılması elde edilen birim ağırlığı fazla yükseltmemektedir.



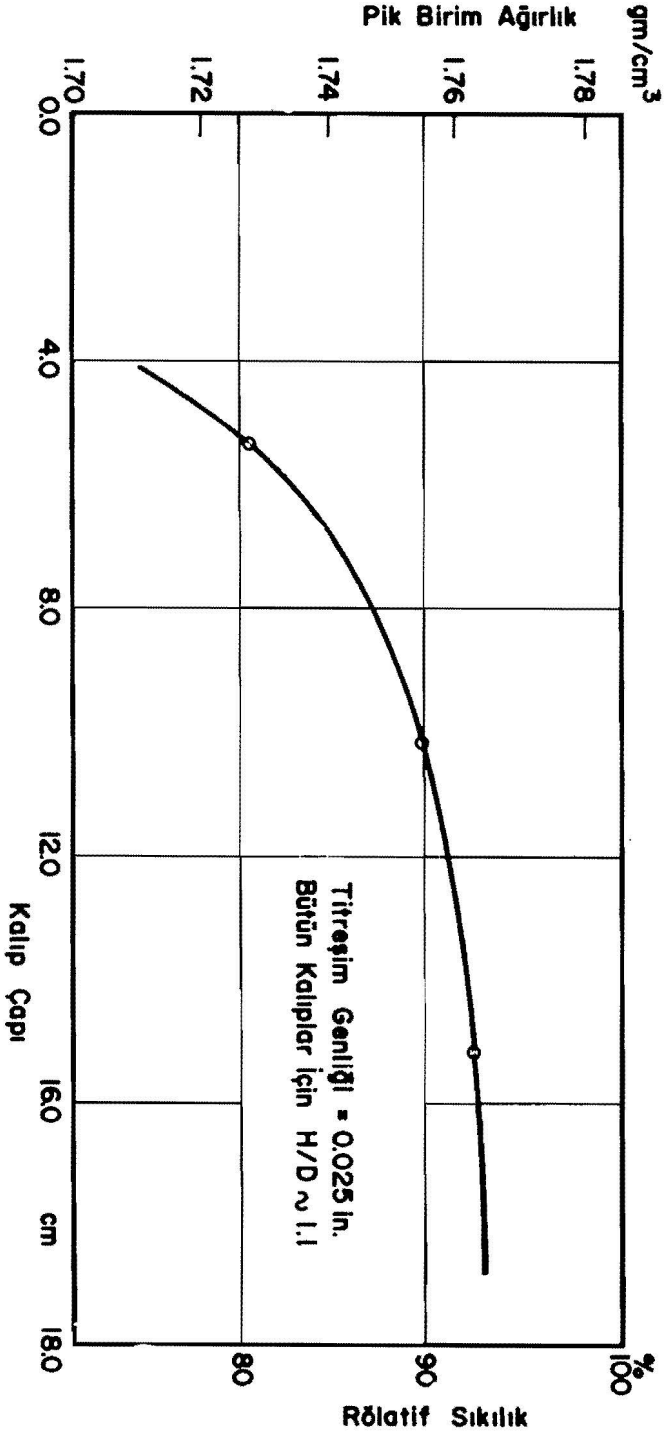
ŞEKİL 1. BİRİM AĞIRLIK-İVME İLİŞKİSİ (Ottawa Kumu, $A = 0.025$ in., $H/D = 0.82$)



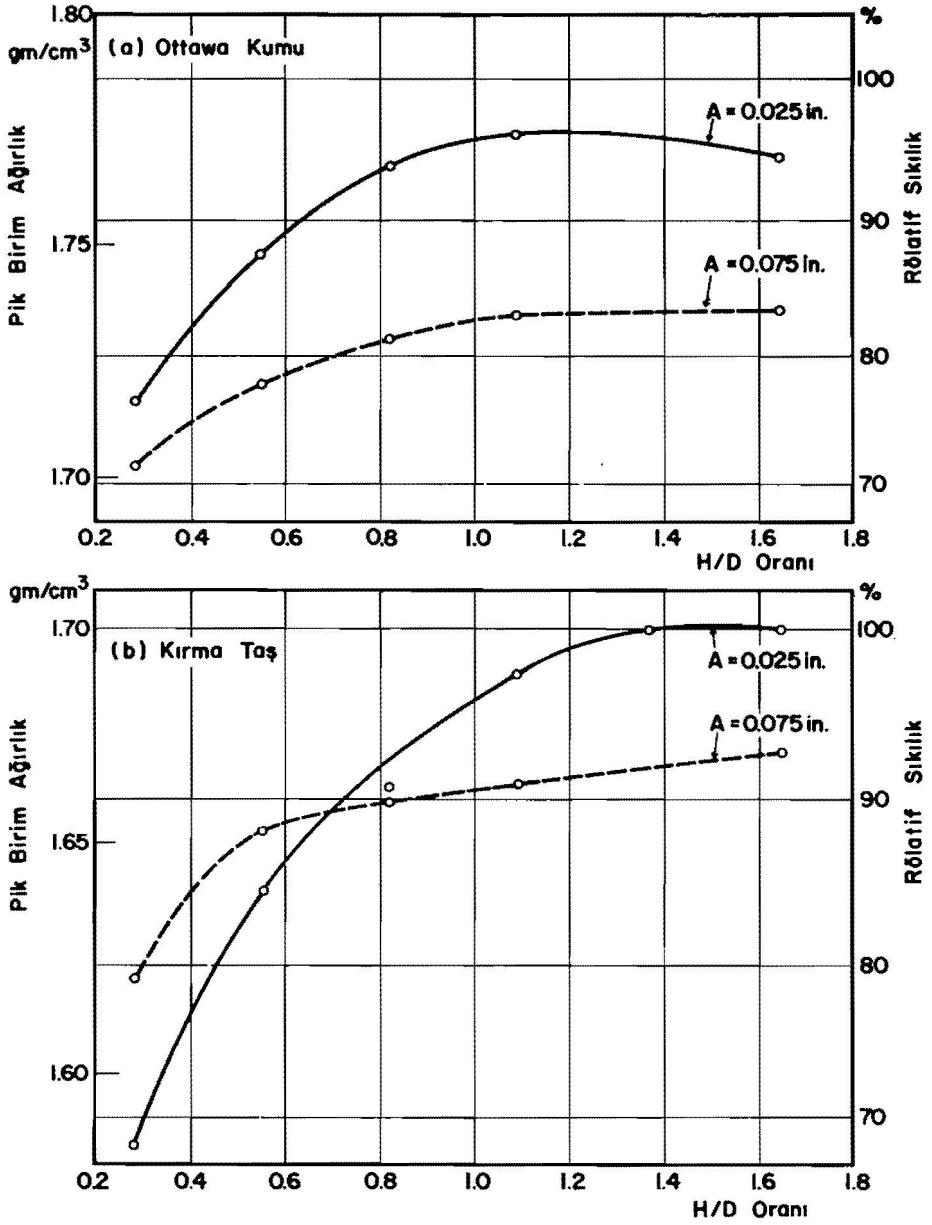
ŞEKİL 2. PİK BİRİM AĞIRLIK – GENLİK İLİŞKİLERİ (Güngör ve Wasti, 1975)



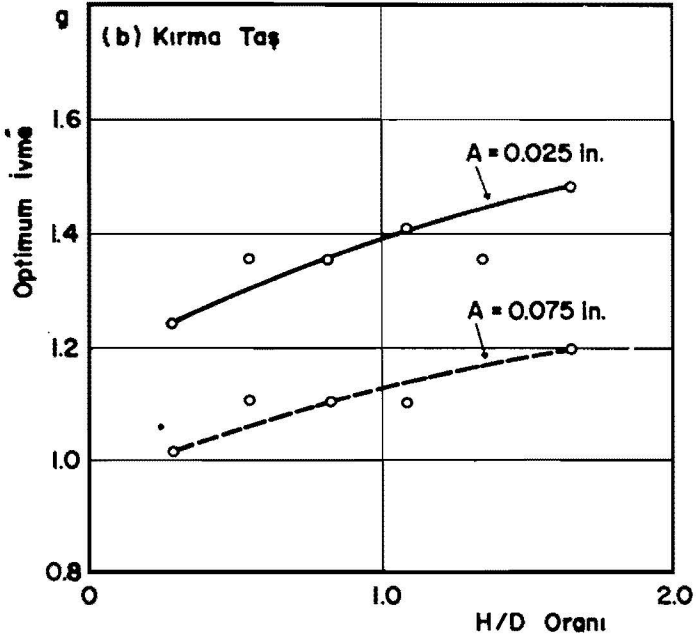
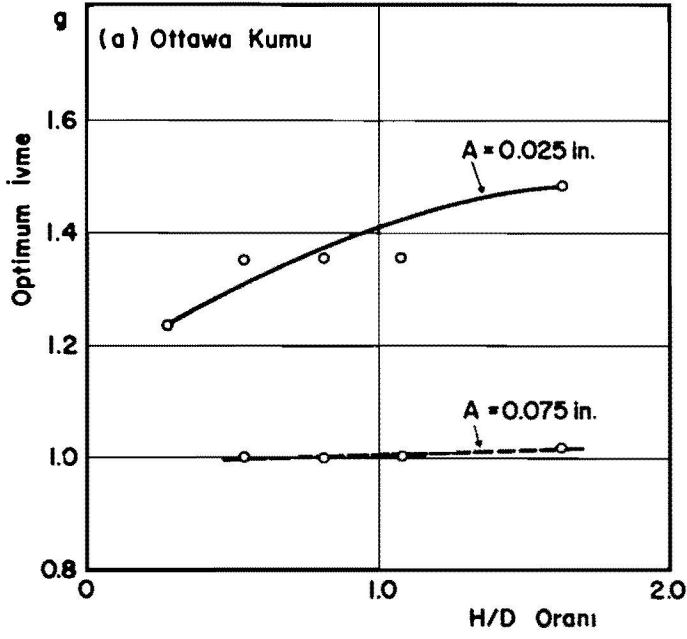
ŞEKİL 3. OPTIMUM İVME – GENLİK İLİŞKİLERİ (Güngör ve Wasti, 1975.)



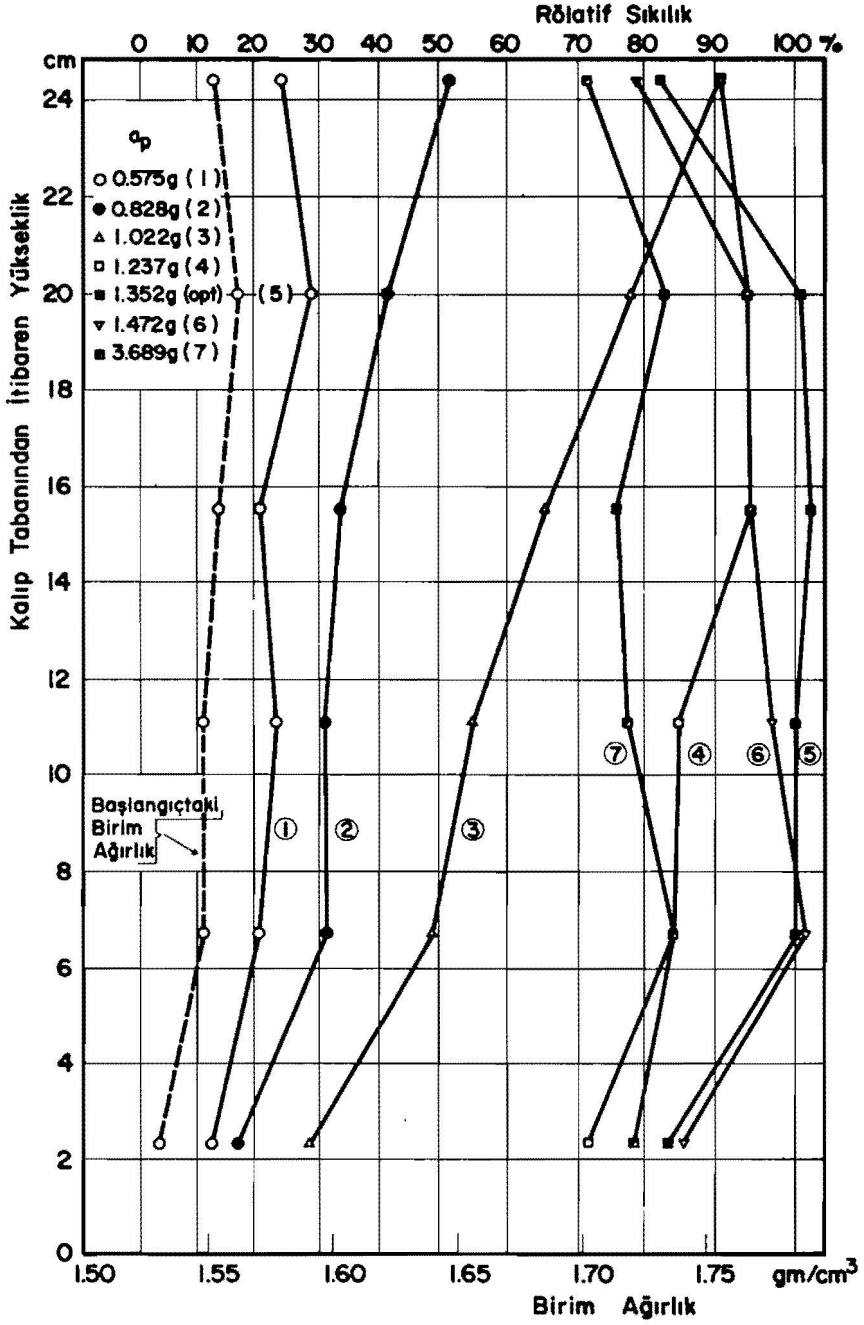
ŞEKİL 4. OTTAWA KUMU İÇİN PİK BİRİM AĞIRLIK – KALIP ÇAPI (Güngör ve Wasti, 1975)



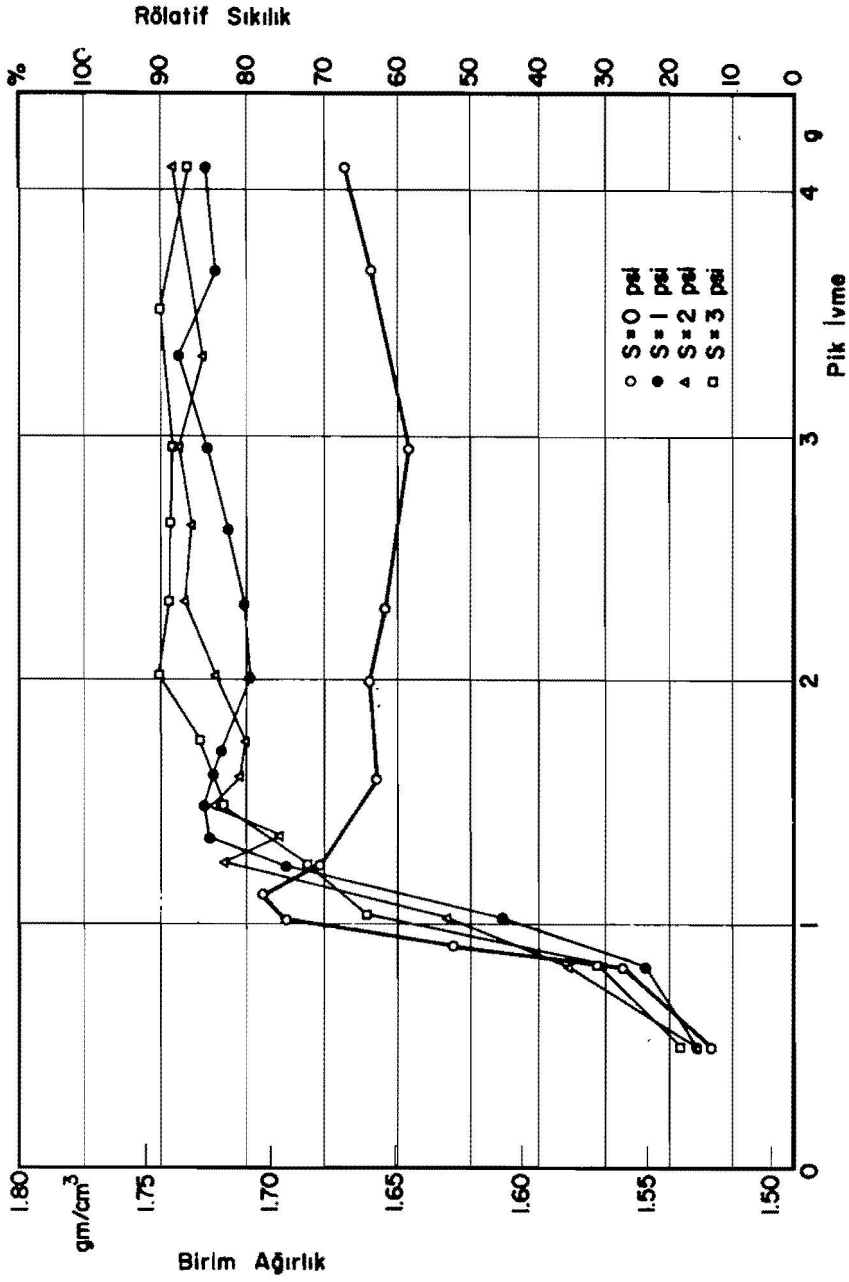
ŞEKİL 5. NUMUNE BOYUNUN PİK BİRİM AĞIRLIĞA ETKİSİ.



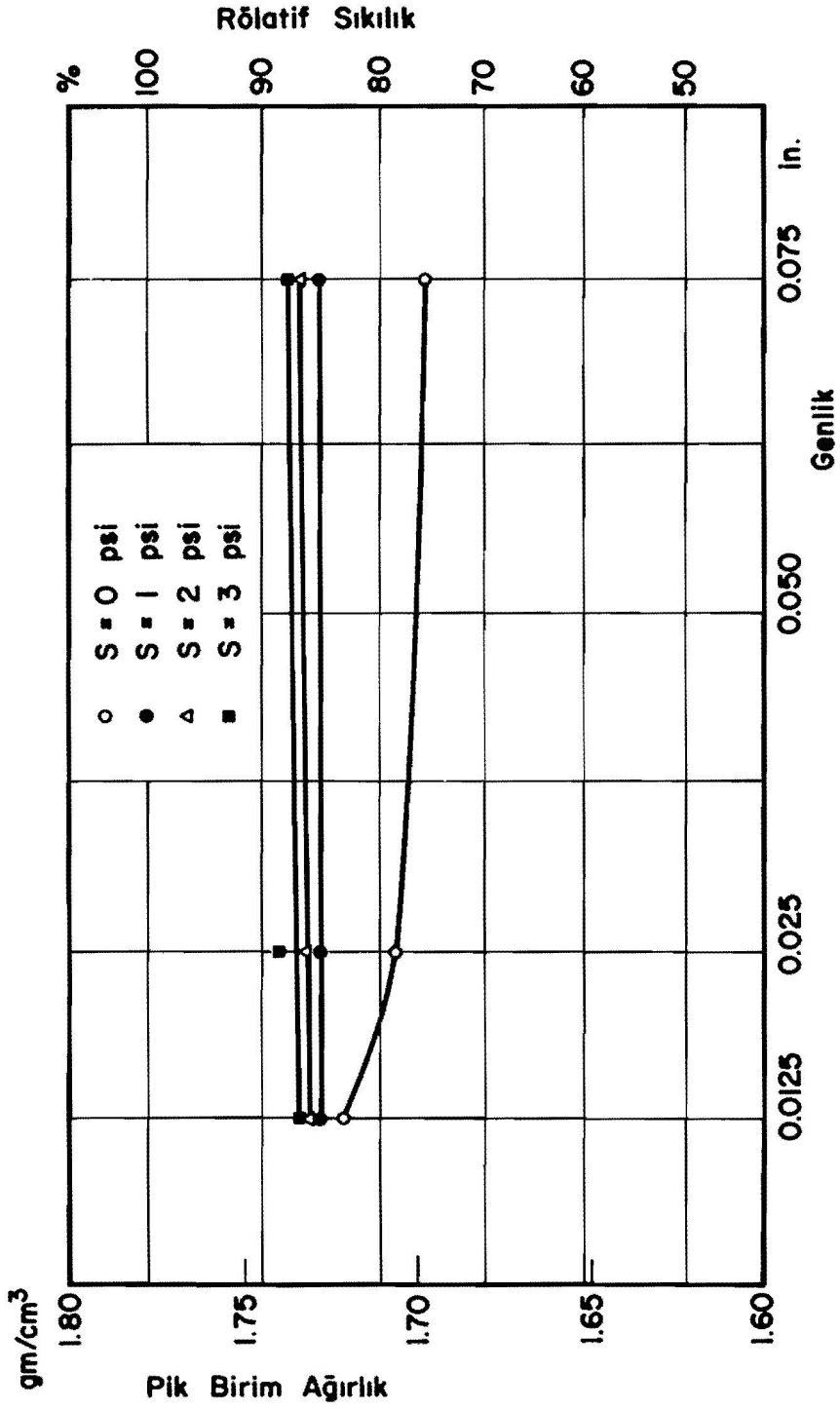
ŞEKİL 6. OPTİMUM İVME - H/D ORANI İLİŞKİSİ



ŞEKİL 7. BİRİM AĞIRLIĞIN NUMUNE BOYUNCA DEĞİŞİMİ
(Ottawa Kumu, A=0.025 in., H/D = 1.65)



ŞEKİL 8. ÇEŞİTLİ SÜRSARJ YÜKÜ ALTINDA BİRİM AĞIRLIK—İVME İLİŞKİSİ (Kararmış Ottawa Kumı, A = 0.025 in.)



ŞEKİL 9. GENLİK ve SÜRSARJ YÜKÜNÜN BİRİM AĞIRLIĞA ETKİSİ.

KAYNAKLAR

- 1 – Güngör, B. ve Wasti, Y., "Dşey Titreşim Genliğinin Kohezyonsuz Zeminlerin Sıkıştırılmasına Etkisi", Deprem Araştırma Enstitüsü Bülteni No. 10, Temmuz 1975.
- 2 – Kolbuszewski, J.J., "An Experimental Study of the Maximum and Minimum Porosities of Sand", Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, Rotterdam, 1948.
- 3 – Wasti, Y. "Densification of Cohesionless Soils by Vertical Vibrations with Special Reference to Maximum Density Determination", Doktora Tezi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, 1976.

MAKSİMUM DEPREM MAĞNİTÜDÜNÜN BELİRLENMESİ *

Yazan : Stewart W. SMİTH **

Çeviren : Umut K. VEFKİOĞLU ***

ÖNSÖZ

Aküf bir fay hattında meydana gelebilecek en büyük mağnitüdü depremi tahmin edebilmek için fay uzunluğu ile fay deplasmanlarının jeolojik kayıtlarından faydalanılmasını kapsayan bir yöntem önerilmektedir. Sismik moment jeolojik veriler ve deprem istatistik çalışmaları arasında bir bağlantı elemanı olarak kullanılmaktadır. Çeşitli örnekler benzer uzunlukta fakat holosen çağında farklı toplam atımları olan fayların değişik ölçüde deprem potansiyelleri olduğunu göstermektedir.

Deprem mühendisliğinde önemli problemlerden birisi belirli bir bölgede olabilecek depremin büyüklüğünün önceden değerlendirilerek depreme dayanıklı yapıyı için önlemlerin alınabilmesidir. Bu mesele depremlerin önceden tahmininin daha dramatik noktaları kadar son yıllarda gerekli dikkati üzerine toplayamamış bir tarafıdır. Gelecekte olacak depremlerin değerlendirilmesinde kullanılabilir yöntemlerin en iyi örneği Nükleer enerji santral yerlerindeki deprem potansiyelini değerlendirme için Nükleer Denetleme Komitesinin (1973) yönetmeliğinde bulunmaktadır. Fay hatları nedeni ile depremlerin olduğunu bilindiği bölgelerde (Kaliforniya ve Nevada gibi), fay hattında olabilecek maksimum mağnitüdü depremin saptanması, belirlenmiş fay hattı uzunluğu ve jeolojik deplasmanlara dayanılarak yapılır. Bonilla ve Buchanan (1970)'nin fay uzunluğu - mağnitüd eğrileri gibi ilişkiler maksimum mağnitüdü bulunmasında kullanılmaktadır. Orta ve Doğu Amerika gibi fay hattı ve depremler arasındaki ilişkinin daha az belirgin olduğu tektonik bölgelerde tarihi en büyük depremin bölgenin herhangi bir yerinde olacağı kabul edilmektedir. Bu teknik Hofmann (1974) tarafından daha ayrıntılı olarak incelenmiştir. Bu yazının gayesi maksimum mağnitüdü depremin belirli bir fay hattı ile bağdaştırma yolunun incelenmesi ve jeolojik kayıtların ve sismik aktivite arasında niceliksel yollardan bağlantı kurulması hakkında öneridir.

Bizim temel iddiamız şudur : Şiddetli depremlerin oluş sürelerinin istatistik yöntemlerle bulunmasını sismik aktivitenin geçmiş kayıtlarının dünyanın birçok kısmında yetersiz olması nedeniyle yapılamıyacağıdır. Akdeniz Bölgesi ve Çin'den elde edilen bilgilere göre sismik olayların oluş şekilleri her yüzyıl boyutunda önemli derecede değişebilmektedir. Bu nedenle maksimum mağnitüdü saptanmasında genellikle jeolojik kayıtlara dayanan sayısal bir tekniğin geliştirilmesi şarttır, çünkü fay hattındaki aktivitenin tarihçesi birkaç yüzyıla dayanan sismik tarihten daha iyi bilgiler vermektedir.

Belirli bir jeolojik ortamda depremlerin oluşumu binlerce yıla dayanan zaman ölçeğinde sabit bir olay (Stationary) olduğunu kabul etmekteyiz ve depremler bir zaman ölçeği içinde şu şekilde dağılmaktadır.

* "Determination of Maximum Earthquake Magnitude" Geophysical Research letter, June 1976, Vol. 3, No. 6'da yayınlanmıştır.

** University of Washington Seattle, Washington 98195

*** İnşaat Yüksek Mühendisi

Burada N , belirli bir zamanda mağnitüd M 'yi aşan depremlerin kümülatif sayısıdır ve M_{in} bölgenin maksimum deprem karakteristiğidir. Sabit sayı ' a ' ise sismik aktivite oranının değeridir ve bölgeden bölgeye büyük çapta değişir. Sabit sayı ' b ' ise dünya çapında 0.9 - 1.0 arasında bir değere sahiptir. Yukarıdaki bağıntıda mağnitüdü bir üst sınır değerinin olduğu önerilmektedir. Perkins (1972) dünya çapında maksimum mağnitüdü 9.0 alınması yolunda tartışmasını özetlemiştir. Chinnery ve North (1975) mağnitüdü şiddetli depremler için yeterli bir ölçü olmadığını ve şiddetli sismik faaliyetler olayların belki 10^{30} dyne - cm şiddette sismik faaliyetin bazen olabileceğini açıkça göstermiştir. Her iki durumda da bu şiddette deprem belki önemli plaka sınırında olabilir ve bu yazının önem verdiği bir durum değildir.

Depremlerin dağılım kanununun kabul edilmesinden sonra dağılımın maksimum değerinin elde edilebilmesi için örnek değerlerin toplanacağı zaman süresi hakkında bir şeyler söylemeliyiz. Maksimum depremin en yüksek değerler istatistiği kullanılarak saptanması için 1904 - 1968 seneleri arasındaki dünya çapında aletsel verilerin yeterli örnek teşkil ettiği görülmektedir (Perkins, 1972). Aynı zamanda yaşayabileceğimiz en şiddetli depremin de geçmiş kayıtlarda en az bir defa meydana geldiği kabullenmekte de bir sakınca yoktur. Eğer toplanan örnekler dünya çapında yeterli ise, bir bölge için yeterli örnek ne olacaktır ? Şu andaki analiz birinci derecedeki plaka sınırlarından daha az önemli jeolojik yapılar için düşünüldeğinden 100 km ölçüğünün alınması normal görülmektedir.

Dünya birinci derece sismik bölgelerinin uzunluğu 80,000 km (dünya çevresinin iki katı) ise ve bütün dünya için yarı yüzyıl zaman süresi birkaç maksimum deprem örneği kapsarsa, yaklaşık 200 yıllık veri bölgesel amaçlar için yeterli olmalıdır. Bu holosen zamanından itibaren fay deplasmanlarının jeolojik kayıtlarının üzerinde durmamızı gösterir. Kesin bir zaman süresi önemli değildir, yeterki seçtiğimiz zaman süresinde bölgenin karakteristik en şiddetli depremi en az bir kere meydana gelmiş olsun. Bu öklükça kaba bir tahmindir, fakat dünyanın sismik bölgeleri için üniform bir sismisite kabul edildiğinden, aktif bölgeler için inceleme süresi gerektiğinden fazla olacaktır. Örnek olarak Kuzey Anadolu ve San Andreas faylarında maksimum depremlerin yüzlerce kere oluştuğu bilinmektedir. Maksimum deprem en az bir kere olmuş ise tahmin ile bulunan deprem maksimum depremdir. Maksimum değer en az bir kere olmamışsa burada anlatılan yöntem kullanılamaz. Bu nedentle 20,000 senelik bir referans süresinin seçimi belirli bir bölgede maksimum depremin en az bir kere meydana gelmiş olmasını garantiye almak içindir.

Yüzeyde kırılma ile depremin mağnitüdü arasında bir ilişkinin bulunduğu genellikle kabul edilmektedir. Çünkü büyük mağnitüdü şoklar daha büyük kırılma alanları yaratmaktadır, fakat eldeki verilerdeki dağılımın çok fazla olması bu bağıntının maksimum mağnitüdü saptanmasında tek dayanak noktası olarak kullanılmasına olanak vermemektedir. Mağnitüd saptanması açıkça bölgenin faylanma özelliklerine bağlıdır. Ters ve normal faylar için verilen uzunluk - mağnitüd ilişkisi doğrultu atımlı faylar için olan mağnitüd - fay uzunluğu bağıntısından farklıdır. Bu şekilde bir ayırım yapılmasına rağmen Bonilla ve Buchanan (1970) 35 km'lik bir fay uzunluğunda 5 - 7 arasında mağnitüdü depremlerin olabileceğini bulmuşlardır. Bu tip ampirik verilerin ele alınması ile her 35 km'lik fayın 7 mağnitüdü depreme sahne olabileceğini düşünmek akla yakın gelmemektedir. Bu yöntemde diğer bir problemde bir depremde fayın ne kadarının kırılacağıdır. Değerlendirmeler bunun % 25 - 100 arasında olduğunu ve büyük ölçüde tektonik yapıya bağlı olduğunu göstermektedir. Bu durum da mağnitüdü değerindeki kararsızlığı artırmaktadır.

Bu analizde gözlenmiş fay atımının kripten (creep) çok deprem nedeni ile olduğu kabulü yapılmaktadır. Eğer kripten dolayı önemli miktarda fay atımı varsa burada önerilen yöntem ile gerçekten daha büyük bir maksimum deprem tahmin edilmiş ve mağnitüdü üst sınır bulunmuş olacaktır.

Her ne kadar maksimum deprem mağnitüdüünün bulunması üzerinde durulmakta ise de, mağnitüd depremin büyüklüğünün en iyi ölçüsü olmayabilir. Mağnitüd direkt olarak zemin hareketi ile ilişkilidir ve mühendislikte kullanılmasında kolayca kaçınılamamaktadır. Depremin büyüklüğünün jeolojik kayıtlarla ilişkisi olan en iyi ölçüsü sismik momentidir ve şu şekilde ifade edilir:

$$M = \mu \bar{U} A$$

Burada M rijitlik, A fay alanı, \bar{U} ortalama atımdır. Wyss ve Brune (1968) mağnitüd ve moment arasındaki ilişkiyi vermiştir. Buradan hareketle jeolojik verilerle deprem mağnitüdü arasında sismik moment aracılığı ile bir ilişki kurulabilir.

Brune (1968) büyük fay zonlarında ortalama atım hızını tesbit etmek için sismik momentin kullanılması şeklindeki önemli bir kavramı ortaya koymuştur. Bir fay bölgesinde birçok tekrarlanmış depremin ortalama sonucunun belgelenmesinde kullanılacak en uygun fiziki parametrenin sismik moment olacağını öne sürmüştür. Yazara göre bir fay zonundaki toplam atım

$$U_{top} = \frac{1}{M A_{top}} \sum_i Y_i$$

olmaktadır. A_{top} fay sisteminin toplam alanı, Y_i her bir deprem ile ilgili momenttir. Brune'un yaklaşımı büyük bir fay sistemindeki ortalama atım miktarını bulmak için tarihi depremlerin momentlerini toplamaktır. Biz bu yolu Holosen zamanından bu yana fay atımlarının jeolojik kayıtlarını almak suretiyle geri çevirebiliriz, örneğin o zamandan beri ortalama sismik faaliyet oranını belirlemek için. Her ne kadar bunu yapabilmek için bazı kabullerin yapılması gerekirse de bu sismik faaliyetin tarihi kaydının jeolojik zamana geriye doğru uzatılmasının en doğrudan şekli olarak görünmektedir.

Bu yöntemi uygulamak için gereken kabuller şu şekildedir :

- 1 - Belirli bir bölgedeki ortalama sismisiteyi şu anda bilemez isek de, binlerce yıl gibi bir zaman ölçeği içinde bunun sabit olduğu kabul edilebilir.
- 2 - Herhangi bir fay sistemindeki deprem oluşumları, o fay sisteminin karakteristiği olan belli bir maksimum mağnitüde kadar, aşağdaki ilişkiye göre dağılmıştır :

$$\log N = a - b M$$

- 3 - Önemli depremler için ($5.5 \leq M \leq 8.5$) deprem mağnitüdü ile sismik moment arasında şu ilişki vardır :

$$\log Y = 1.33 M + 17$$

Bu ilişki Güney Kalifornia'daki 47 büyük depremin momentlerinden çıkarılmış ve Hanks ve diğerleri tarafından (1975) yayınlanmıştır.

4 - Maksimum deprem fay atımlarının jeolojik ölçümlerinin bulunduğu zaman süresi için en az bir kere olmuştur. (Yöntem maksimum mağnitüd için daima bir üst sınır verecektir, eğer maksimum deprem incelenen jeolojik zaman içersinde birkaç kere olmuş ise bulunacak maksimum mağnitüd pek faydalı olamayacak kadar çok büyük olabilir). Bu kabulün $\log N = a - bM$ ilişkisinde a katsayısını değerinin tesbit edilmesinde doğrudan doğruya kullanılacağının belirtilmesi gerekmektedir. Bu katsayıyı, sismik kayıtların yeterli miktarda geçmişe gittiği bölgelerde, tesbit etmek için değişik bir yöntem kullanılabilir. Bu durum da mevcut sismisite eğrisi, eğrinin uzatılacağı maksimum mağnitüdü saptamak için burada geliştirilen atım kriteri kullanılarak, daha büyük mağnitüdlere doğru uzatılabilir. Genellikle, kanaatimizce maksimum depremin geçmiş 10 ve 20 bin yıl içinde olmuş olduğu, kabulü sismisite indeksi olan a nun birkaç geçmiş on yılda toplanmış aletsel verilerden daha doğru bir şekilde çıkarılabileceği kabulüne göre, çok daha fazla akla yakındır.

Bu kabullerle, toplam fay boyunca jeolojik bilgiyi ve toplam atımı belli bir fayın holosen zamanı içindeki toplam sismik moment özelliklerini tesbit etmek için kullanabiliriz. Bu toplam moment yukarıda (2)'de anlatıldığı gibi dağılmış bir dizi depremin sonucu olarak kabul edilebilir. Bütün depremlerin momentlerini belli bir maksimum moment M_m ' e kadar toplamak için uygun bir entegrasyon yaparsak, bu maksimum moment için çözülebilecek bir denklem elde edebiliriz.

Hem moment - magnitud ilişkisi hem de frekans dağılımı istatistiki tabiatta olduğundan, yani mevcut verilerin bir ortalaması olduklarından, sonuçta da bir ortalama olma durumunun bulunduğuna işaret edilmesi gerekmektedir. Bu nedenle burada söz edilen maksimum magnitud olması en mümkün maksimum magnitud olarak görülmelidir.

Maksimum magnitud için ifadeyi çıkarmak için

$$\log N = a - bM \quad -\infty < M < M_m \text{ arasında geçerli}$$

$$\text{ve } \log Y = d + cM$$

kabul ederiz, burada N magnitud M'i birim zamanda aşan depremlerin sayısıdır, M_m olması beklenen maksimum depremin magnitudüdür, ve Y sismik momenttir. Bir deprem dağılımından gelen momentlerin toplamı ile

$$Y \text{ Toplam} = T \int_{-\infty}^{M_m} Y(M) dN(M)$$

ortaya çıkar, burada T zaman aralığı ve $dN + M + dM$ magnitud arasındaki depremlerin sayısıdır. Yukarıdaki log fonksiyonların tabanı 10 olduğundan

$$dN = 2.3 bNdM$$

$$\text{ve } Y \text{ Top} = 2.3 bT 10^{(a+d)} \int_{-\infty}^{M_m} 10^{(c-b)M} dM$$

elde edilecektir.

T zaman aralığında maksimum magnitudlu depremin bir kere oluşması frekans - magnitud eğrisinde bize bir nokta vermekte ve böylece sismisite indeksi $a = bM_m - \log T$ tarif edilmekte ve böylece

$$Y \text{ Top} = \frac{b}{c-b} 10^{cM_m + d}$$

veya

$$M_m = \frac{\log \left(\frac{c-b}{b} Y \text{ TOP} \right) - d}{c}$$

olmaktadır.

Bu yöntemin kullanılmasını göstermek için Orta Kaliforniya'daki bazı fay sistemlerinden alınan örnekler Tablo - 1'de verilmektedir.

Momentin hesaplanmasında haritalanmış bütün fay hattı boyundaki ortalama atımın bilinmesinin gerektiğine işaret etmek gerekir. Bir fay boyunca gözlenmiş atım değerlerinde önemli farklılıklar olduğundan, moment hesaplarında ortalama atım için maksimum değer

1/3'ü ortalama atım değeri olarak alınmıştır. İkinci ve üçüncü derecedeki faylarda, holosen zamanında olmuş olan ortalama deplasman muhtemelen çok küçüktür, fakat hesaplarımızda maksimum değer için 1.0 metre alınmıştır. Bu seçimdeki esas eğer bundan daha büyük deplasmanlar olmuş olsa idi muhtemelen saptanmış olacağı görüşüne dayanmaktadır.

Maksimum magnitud ifadesinde, kabul edilen zaman aralığı açık bir şekilde görünmemektedir. Eğer, Tablo - 1'de gösterilen örnekte, gözlenmiş atım için aynı zaman aralığı olsaydı, son 17,000 yıl yerine son 34,000 yıl alınmıştır, tahmin edilen maksimum magnitud'de hiç bir fark olmayacaktı. Ancak, eğer, zaman aralığının iki katına çıkarılması bizim kullandığımızdan iki kere daha büyük bir atım ile hesap yapılmasını gerektirseydi, toplam momentler iki kere

daha büyük olacak ve tahmin edilen mağnitüd değeri 0.2 mağnitüd birimi kadar daha büyük olacaktı. Ele alınan zaman aralığının ifadede birbirini götürmüş olması durumunun açıklanması maksimum depremin bu zaman içersinde en az bir kere olduğu kabulü içinde yatmaktadır. Bu bakımdan zaman aralığı ne kadar büyük alınırsa tahmin edilen değer o kadar çok emniyetli tarafta kalmaktadır.

Tablo'daki sonuçların değerlendirilmesi için, burada kullanılan tekniğin deprem mağnitüdünün bir üst sınırını verdiği, maksimum depremin holosen zamanı içinde en az bir kere olduğu durumuna göre daıma maksimum değerı gerçekten daha büyük olarak hatalı vereceği dikkate alınmalıdır. San Andreas fayı veya onun ana kollarında olduğu gibi, maksimum deprem Holosen zamanında birçok kere oluşmuş ise, bu tekniğe göre bulunacak maksimum mağnitüd gerçekte değerin çok üzerinde olacaktır. Bu nedenle birinci derecede aktif fay kısımları için 8.2 – 8.4 değerleri diğer ampirik yöntemlerle bulunacak değerlerden daha büyük görünmektedir. İkinci ve üçüncü derecedeki faylar için tahmin edilen maksimum mağnitüde hiç bir önemli fark olmamaktadır. Bu tablonun ana fikri deprem mağnitüdlerrinin kesin tahminini yapmaktan çok boyutları benzer fakat atım tarihçeleri farklı faylarda deprem oluşturma potansiyellerindeki büyük farklara işaret etmektir.

Karşılaştırma amacı ile, Ambraseys ve Tachalenko (1968) tarafından verilen ve Hofmann (1974) tarafından özetlenmiş fay uzunluğu - mağnitüd eğrileri kullanılarak tahmin edilebilecek mağnitüd değerleri verilmektedir.

Fay Yırtılma Boyu	Mağnitüd
200 km	7.25 – 8.5
100	6.75 – 8.25
50	6.0 – 7.75
25	5.25 – 7.25

Bu herhangi bir fay yırtılma boyu ile ilgili deprem mağnitüdlerrinin çok değişik değerlerde olabileceğini gösterirken belli bir faydaki olması mümkün en büyük depremin tesbit edilmesinde fay atımını gösteren jeolojik bulguların sayısal olarak değerlendirilmesi görüşünü desteklemektedir.

Mevcut jeolojik verilerin tabiatından dolayı ve yukarıda yapılan kabuller nedeni ile bu hesabın kendii başına gelecekteki depremlerin önceden tahmini için tamamen yeterli olduğu ileri sürülmemektedir. Ancak, bu yöntem diğer yaklaşımlara göre daha çok jeolojik verileri kapsamakta, ve böylece deprem tehlikesinin değerlendirilmesinde mevcut yöntemlere faydalı bir ek olarak düşünölmektedir.

TABLO – 1

	Uzunluk (km)	Derinlik * (km)	Maksimum ** Atım (m)	Toplam Moment (dyne - cm)	Maksimum Mağnitüd
San Andreas Fayının Birinci derece aktif kısımları (Calaveras, Hayward, San Gregorio)	160 - 320	15	90	$2.2 - 4.4 \times 10^{28}$	8.2 - 8.4
Güney Kıyı Sıra Dağla- rının ikinci derece aktif fayları (san Simeon, Nacimiento, Rinconada)	80 - 160	10	1	$0.7 - 1.4 \times 10^{26}$	6.3 - 6.5
Güney Kıyı Sıra Dağları- üçüncü derece aktif fay- ları (Batı Huasna, Edna)	80	10	1	0.7×10^{26}	6.3

* Orta Kalifornia Bölgesindeki depremlerin ortalama odak derinliği değeri alınmıştır.

** Hamilton (1975) tarafından incelenmiş Kvarterlerin son zamanlarında olmuş fay deplasmanlarının jeolojik gözlemlerine dayanılarak

KAYNAKLAR

1. Ambraseys, Tchalenko "Documentation of Faulting Associated with Earthquake" Part I, Dept. of Civil Eng. Imperial College of Science, London SW7, England (1968).
2. Bonilla, Buchanan "Interim Report on Worldwide Historic Surface Fault" Open - file report, National Center for Earthquake Research, U.S. Geol. Survey, (1970).
3. Brune "Seismic Moment, Seismicity and Rate of Slip Along Major Fault Zones" J. Geophys. Res. 73, pp 777 - 784, (1968).
4. Chinnery, North "The Frequency of Very Large Earthquakes" Science, 190, p 1197, (1975).
5. Hamilton "Final Safety Analysis Report" Diablo Canyon Nuclear Power Plant, Appendix 2.5D, Amendment 19 p. 2.5D63 - 65, (1975).
6. Hanks, Hileman, Thatcher "Seismic Moments of the Larger Earthquakes of the Southern California Region" Geol. Soc. Am. Bull. , 86 (8), pp 1131 - 1139, (1975).
7. Hofmann "State of the Art for Assessing Earthquake Hazards in the United States" Rept. No. 3 U.S. Army Eng. Waterway Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, Misc Paper S - 73 - 1, (1974).
8. Nuclear Regulatory Commission, Part 100 "Reactor Site Criteria" Federal Register 38 (218), 31279 - 31284, November 13, (1973).
9. Perkins "The Search for Maximum Magnitude" NOAA Earthquake Information Bull. p. 18 - 23, July, (1972).
10. Wyss, Brune "Seismic Moment Stress and Source Dimensions for Earthquakes in the California Nevada Region" J. Geophys. Res. 73 pp 4681 - 4694, (1968).

DEPREM ARAŞTIRMA ENSTİTÜSÜ BÜLTENİ

YAYIN KOŞULLARI

1. Bültene gönderilecek telif ve tercüme yazıların :
 - a) Depremle doğrudan doğruya, ya da dolaylı yoldan ilgili olması
 - b) Bilimsel ve teknik bir değer taşıması
 - c) Yurt içinde daha önce başka bir yerde yayınlanmamış olması
 - d) Daktilo ile ve kağıdın yalnız bir yüzüne en az iki nüsha olarak yazılmış bulunması
 - e) Şekillerin aydıngeçer kağıdına çini mürekkebi ile çizilmiş olması
 - f) Fotoğrafların net ve klişe alınmasına müsait bulunması gerekmektedir
2. Telif araştırma yazılarının baş tarafına araştırmanın genel çerçevesini belirten en az 200 kelimelik İngilizce, Fransızca ya da Almanca bir özet konulmalıdır.
3. İmar ve İskân Bakanlığı mensubu elemanlar tarafından hazırlanan ve telif ya da tercüme ücreti ödenerek yayınlanacak olan yazıların, mesaf saatleri dışında hazırlanmış olduğu yazan, derleyen, ya da çevirenin bağlı bulunduğu birim amiri tarafından (genel müdürlüklerde daire başkanı, müstakil birimlerde birim amiri) verilecek bir belge ile belgelendirilmesi zorunludur. Bu belge ile birlikte verilmeyen yazılar için ücret ödenmez.
4. Telif ve tercüme ücretleri ancak yazı bültende yayımlandıktan sonra tahakkuka bağlanır.
5. Bültende yayınlanacak yazıların 300 kelimelik beher standart sayfası için teliflerde 75, tercümelerde 50 TL. ücret ödenir.
6. Yazılarda bulunan şekiller için, gerekli olan asgari alan içinde bulunabilecek kelime sayısına göre ücret takdir edilir.
7. Telif ve tercüme ücretlerinin gelir vergisi stopaj yoluyla kesilir.
8. Yazıların bültende yayınlanması Deprem Araştırma Enstitüsü bünyesinde teşekkül eden Uzmanlar Kurulu'nun kararı ile olur.
9. Seçmeyi yapacak Uzmanlar Kurulu 5. maddede sözü edilen asgari alanları hesaplamaya, yazı sahiplerine gereksiz uzatmaların kısaltılmasını teklif etmeye, verilecek ücrete esas teşkil edecek kelime sayısını tesbit etmeye ve yazıların yayın sırasını tayine yetkilidir.
10. Kurulca incelenen yazıların bültende yayınlanıp yayınlanmayacağı yazı sahiplerine yazı ile duyurulur.
11. Yayınlanmayacak yazılar bu duyurmadan sonra en geç bir ay içinde sahipleri tarafından geri alınabilir. Bu süre içinde alınmayan yazıların korunmasından Enstitü sorumlu değildir.
12. Diğer kuruluşlar ve Bakanlık mensupları tarafından bilgi, haber tanıtma v.b. gibi nedenlerle gönderilecek not ve açıklamalar, ya da bu nitelikteki yazılar için ücret ödenmez.
13. Enstitü mensupları Enstitüce kendilerine verilen görevlere ait çalışmalarından ötürü herhangi bir telif ya da tercüme ücreti talep edemezler.