



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

DEPREM ARAŞTIRMA BÜLTENİ

35



Deprem Araştırma Bülteni (DAB)

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



Ekim [October] / 1981
Cilt [Volume]: 8

Sayı [Issue]: 35

İÇİNDEKİLER [INDEX]

Sayfa [Page]

DÜZELTME [CORRECTION]

Düzeltilme (35'nci sayı) [Correction (Issue 35)]

Dergi Editörü 4-4

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Yapı-Zemin Etkileşiminin Kuramsal Temeli ve Yönetmeliklere
Yansıması [Theoretical Basis of Structure-Soil Interaction and Its
Reflection on Regulations]

Mustafa ERDİK 5-28

DİĞER [OTHER]

Deprem Bölgelerinde Mimari Tasarım ve Kent Planlaması [Architectural
Design and Urban Planning in Earthquake Zones]

Müfit YORULMAZ 29-46

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik'te Kolon
Minimum Donatısının %1 Olarak Sınırlandırılması Üzerine Düşünceler
[Remarks on Limiting Column Minimum Reinforcement to 1% in the
Regulation on Buildings to Be Constructed in Disaster Areas]

Nejat BAYÜLKE 47-60

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Dinamik Üç Eksenli Sıvılaşma Deneyleri ve Tekrar Sıvılaşma [Dynamic
Triaxial Liquefaction Experiments and Re-Liquefaction]

Atilla M. ANSAL, Güneş ÖĞÜNÇ 61-82

DİĞER [OTHER]

Zemin Modüllerinin Arazide ve Laboratuvarında Belirlenmesi
[Determination of Soil Modules in the Field and in the Laboratory]

Sefer GÜL 83-111

**DEPREM
ARAŞTIRMA
ENSTİTÜSÜ
BÜLTENİ**

35

**DEPREM
ARAŞTIRMA
ENSTİTÜSÜ
BÜLTENİ**

35

**DEPREM ARAŞTIRMA
ENSTITÜSÜ BÜLTENİ**



Üç Ayda Bir Yayınlanır
Bilim ve Meslek Dergisi



Sahibi

İmar ve İskân Bakanlığı Adına
Oktay Ergünay
Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanı



Yazı İşleri Müdürü

Erol Aytaç
Deprem Araştırma Enstitüsü
Yayın ve Dökümantasyon Müdür V.



Yönetim Yeri ve Yazışma Adresi

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



Yenişehir/ANKARA



Telefon : 13 97 77 — 17-69 55



ERK Basımevi Tel : 30 39 16



İlanlar Pazarlığa Tabidir.

DEPREM ARAŞTIRMA ENSTİTÜSÜ BÜLTENİ

YIL : 8

SAYI : 35

EKİM 1981

BU SAYIDA

Yapı - Zemin Etkileşiminin Kuramsal Temeli ve Yönetmeliklere Yansımaları **Doç. Dr. Mustafa ERDİK**

Deprem Bölgelerinde Mimari Tasarım ve Kent Plânlaması **Yazan : Ye, YAOXIAN**
Çeviren :
Prof. Müfit YORULMAZ

«Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik»te Kolon Minimum Donatısının % 1 Olarak Sınırlandırılması Üzerine Düşünceler ... **Nejat BAYÜLKE**

Dinamik Üç Eksenli Sıvılaşma Deneyleri ve Tekrar Sıvılaşma **Atilla M. ANSAL**
Güneş ÖGÜNÇ

Zemin Modüllerinin Arazide ve Laboratuvarında Belirlenmesi **Yazan :**
William F. MARCUSON
Joseph R. CURRO
Çeviren : Sefer GÜL

DÜZELTME ÇİZELGESİ

(Satırlar yukarıdan aşağıya doğru sayılmıştır)

| <u>SAYFA</u> | <u>SATIR</u> | <u>YANLIŞ</u> | <u>DOĞRU</u> |
|--------------|--------------|--|----------------|
| 7 | 14 | ○ ø | C ø |
| 7 | 19 | Bu satır Mükerrer | dizilmiştir. |
| 7 | 22 | xα | x _ε |
| 37 | 20 | endeni ede | nedenlede |
| 43 | 1 | dene | neden |
| 51 | 26-27 | adalet | atalet |
| 53 | 12 | σ | σ c |
| 61 | 25 | elemanları | elemanı |
| 62 | 37 | resulte | result |
| 62 | 37 | vary | very |
| 62 | 38 | deformaions | deformations |
| 74 | (Tablo 2) | «Ön sıvılaşma Çevrim Sayısı» bölümünde yer alan zaman birimleri, «Bekleme Süresi» bölümüne aittir. | |

Not: 77. Sayfadaki ikinci şeklin altına «Şekil 10 — Sıvılaşma ve Yeniden sıvılaşma Deneylerinde Birim Boy Değişimi» yazısı girecektir.

YAPI — ZEMİN ETKİLEŞİMİNİN KURAMSAL TEMELİ VE YÖNETMELİKLERE YANSIMASI

Doç. Dr. Mustafa ERDİK(*)

SUMMARY

In this study first the theoretical approach to the soil-structure interaction for two dimensional systems will be developed. This is followed by the theoretical evaluation of forced vibration behaviour of some prefabricated construction. The forced vibration test results will be compared with the portions of the ATC - 06, the proposed earthquake resistant design regulations, related to the soil-structure interaction problems.

GİRİŞ

Bir deprem sırasında yapı ile zemin arasındaki karşı-tepkimenin üst yapıda yaratabileceği etkilerin incelenmesi gerekir. Nitekim bu incelemeler çeşitli Deprem Yönetmeliği önrilerinde (örneğin, ATC 3 - 06 1978) yer almaya başlamış bulunmaktadır.

Karşı-tepkime olayının göz önüne alınması, esnek zemine oturan bir yapıda, rijit zemine oturan aynı yapıya göre, temel mod frekansını azaltmakta ve ilgili eşdeğer sönüm oranını arttırmaktadır. Yumuşak zeminlere oturan çok rijit yapılarda yapı-zemin karşı tepkimesi etkilerinin çok büyük olacağı açıktır. Gerçekleştirilmiş zorlanmış titreşim deneyleri ile (örneğin, Bouwkamp ve Stephen, 1980 Öner ve Erdik, 1980) prefabrikte çok katlı yapıların dinamik davranışlarında bu etkiler deneysel olarak gözlenmiş ve doğrulanmıştır.

Karşı tepkime analizi : «verilen bir zemin serbest yüzeyi hareketine karşı yapının göstereceği dinamik davranışın belirlenmesi» olarak tanımlanabilir. Analiz en genel haliyle : (1) zemin paramet-

(*) O.D.T.Ü. İnşaat Mühendisliği Bölümü

relerinin derinlikle değişimini, (2) zemindeki doğrusal olmayan davranışları, (3) problemin üç-boyutlu olma durumunu, (4) dalga yayılımı özelliklerini ve (5) komşu yapılarla meydana gelebilecek karşı-tepkime etkilerini içermelidir. Kuramsal açıdan bu koşullar sonlu-eleman modellemelerine dayalı çözümlerle sağlanabilir. Ancak gerek bilgisayar hafıza ve maliyetleri ile ilgili sorunlar ve gerekse zeminlerin üç-boyutlu doğrusal olmayan yapısal modellerinin yetersizliği bugün için bu tip çözümleri pratik kılmamakta ve araştırmacılar daha basit modellemelere dayalı çözümlerle yetinmektedirler.

Deprem yönetmeliklerine yansıtılabilecek bir çözüm şeklinin çok daha basitleştirilmiş yaklaşımlara dayanması gereği açıktır. Örneğin AT 3 - 06 (1978) yönetmelik önerisinde yapı-zemin karşı tepkimesi ile ilgili hesaplar, genelde «iki-boyutlu sistem» olarak adlandırılan bir yapı-zemin modeli esas alınarak bulunmuştur.

Bu çalışmada önce «iki-boyutlu sistem»e bağlı kalınarak yapı-zemin karşı tepkimesi ile ilgili kuramsal bilgiler geliştirilecek ve daha sonra bazı prefabrikte yapılar da gerçekleştirilmiş olan zorlanmış titreşim deneyleri incelenerek elde edilen deneysel sonuçların kuramsal irdelemesi için ATC 3 - 06 yönetmeliğinin ilgili maddeleri verilecektir.

İKİ — BOYUTLU YAPI — ZEMİN SİSTEMİ

Şekil 1'de gösterilen iki-boyutlu yapı-zemin sisteminde temel ve yapı katları toplanmış kütlelerle, temeldeki yanal ve dönme rijitlikleri de temel dönme merkezine etki eden doğrusal yaylarla modellenmiştir. Üst yapıya temel vasıtasıyla iletilen hareket yanal öteleme ve dönme olmak üzere iki-boyutludur. Üst yapıdaki toplanmış kütle sayısı n ise sistemin toplam serbestlik derecesi $n + 2$ olmaktadır. Sistemin doğrusal olduğu ve sistemdeki sönümlerin klasik ortogonal modların varlığına imkan verecek şekilde dağıldığı kabul edilecektir. Modelde yapı-zemin sisteminin sınırında hiçbir ayrılma olmayacağı varsayılmıştır.

Yapı-zemin sisteminde temel rijitlikleri, genelde, temel-zemin değme bölgesi geometrisine, zeminin özelliklerine ve temel hareketinin genlik, frekans ve cinsine bağlı olarak değişir. Modelde kullanılan temel rijitliklerinin frekansla değişmediği kabul edilecektir. Bu varsayım ancak pratikte göz önüne alınan frekans bantları içerisinde geçerlidir.

Bi tip iki boyutlu modeller çeşitli araştırmacılarca kullanılmıştır. (Örneğin, Jennings ve Bielak, 1973, Roesset ve diğerleri, 1973 ve Veletsos ve Nair, 1975).

Şekil 1'de sunulan iki-boyutlu yapı-zemin modelinde kullanılan notasyonu açıklarsak :

- m_j : j. toplanmış üst yapı kütlesi
- h_j : j. toplanmış kütle için temel dönme eksenine mesafesi
- J_j : j. toplanmış kütle için kendi dönme eksenine etrafındaki atalet momenti
- u_j : j. toplanmış kütle için temele göre relatif ötelemesi
- θ_b : temel dönme açısı
- x_b : temel yanal ötelemesi
- x_g : zemin serbest yüzeyindeki deprem hareketi
- K_x : temel yanal rijitlik katsayısı
- C_x : temel yanal viskoz sönüm katsayısı
- K_θ : temel dönme rijitliği katsayısı
- C_θ : temel dönme viskoz sönüm katsayısı
- m_b : temel kütlesi
- J_b : temel için dönme eksenine etrafındaki atalet momenti
- $P(t)$: temel-zemin sınırındaki yatay reaksiyon kuvveti
- $Q(t)$: temel-zemin sınırındaki reaksiyon momenti.

Sistem geometrisi gözönüne alınarak j. toplanmış kütledeki toplam öteleme (u_j^t) Sistem geometrisi gözönüne alınarak j. toplanmış kütledeki toplam öteleme (u_j^t)

lam öteleme (u_j^t)

$$u_j^t = x_g + x_a + x_b + h_j \theta + u_j \quad (1)$$

ifadesi ile verilebilir.

Sistemin dinamik hareket denklemleri aşağıda gösterilmiştir.

$$[M_0] \{\ddot{u}^t\} + [C_0] \{\dot{u}^t\} + [K_0] \{u^t\} = \{0\} \quad (2)$$

$$\sum_{j=1}^n m_j \ddot{u}_j^t + m_b (\ddot{x}_g + \ddot{x}_b) + P(t) = 0 \quad (3)$$

$$\sum_{j=1}^n m_j h_j \ddot{u}_j^t + (J_b + \sum_{j=1}^n J_j) \ddot{\theta} + Q(t) = 0 \quad (4)$$

Burada $[M_0]$, $[C_0]$ ve $[K_0]$ sırasıyla üst yapı kütle, sönüm ve rijitlik matrisleri, $\{u^t\}$ ve $\{u\}$ ise sırasıyla toplam öteleme ve relatif öteleme vektörleri olmaktadır.

Temeldeki P (t) kuvveti ve Q (t) momenti ile temel öteleme ve dönmeleri arasındaki ilişki frekans tanım alanında, genelde aşağıdaki impedans fonksiyonları ile verilebilir.

$$\begin{Bmatrix} P \\ Q \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{PP}(\omega) & K_{PQ}(\omega) \\ K_{QP}(\omega) & K_{QQ}(\omega) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_b \\ \phi_b \end{Bmatrix} \quad (5)$$

Esnek, yarı sonsuz bir ortam üzerine oturan kütsüz, rijit bir disk için Veletsos ve diğerleri (1971), yaklaşık olarak,

$$\begin{Bmatrix} P \\ Q \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_x & 0 \\ 0 & K_\phi \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_b \\ \phi_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_x & 0 \\ 0 & C_\phi \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_b \\ \dot{\phi}_b \end{Bmatrix} \quad (6)$$

$$K_x = \frac{8 GR}{(2 - \nu)} k_1 \quad (7)$$

$$C_x = \frac{8 GR}{(2 - \nu)} \cdot \frac{R}{v_s} \cdot C_1 \quad (8)$$

$$K_\phi = \frac{8 GR}{3(1 - \nu)} k_2 \quad (9)$$

$$C_\phi = \frac{8 GR}{3(1 - \nu)} \cdot \frac{R}{v_s} \cdot C_2 \quad (10)$$

denklemler ve ifadelerini önermişlerdir. Burada k_1 , k_2 , c_1 ve c_2 titreşim frekansına bağımlı değerler olup değişimleri Şekil 2'de gösterilmiştir. Denklem 7, 8, 9 ve 10'da G, zemin kayma modülü, ρ , yoğunluğu v. Poisson oranı, R, diskin yarıçapı ve v_s , kayma dalgası yayılım hızıdır.

Üst yapıdan temel aktarılan yanal toplam kuvvetlerde ve döndürme (devirme) momentlerinde en büyük katkı üst yapı temel modundan kaynaklanmakta ve bunun sonucu olarak yapı-zemin etkile-

şimlerinin incelenmesinde üst yapının birinci titreşim moduna tekabül eden genelleştirilmiş kütle, rijitlik ve sönümle tek serbestlik dereceli olarak modellendirilmesi pratik açıdan yeterli olmaktadır. (ATC 3 - 06, 1978).

Şekil 3'te üst yapının genelleştirilmiş birinci mod parametreleri ile temsil edildiği üç serbestlik dereceli bir yapı-zemin sistemi sunulmuştur. Bu sistemde üst yapı genelleştirilmiş birinci mod kütlesi m ve kütle temel uzaklığı, h ile gösterilmiştir. Bu değerlerin saptanması, rijit temele oturan çok serbestlik dereceli üst yapının birinci modundaki titreşimi ile temelde yaratacağı toplam kesme kuvveti ve döndürme momentinin genelleştirilmiş parametrelerle ifade edilen tek serbestlik dereceli sistem tarafından aynen sağlanması prensibinden hareket edilerek bulunan

$$\bar{m} = \frac{(\{\phi_1\}^T [M_0] \{I\})^2}{\{\phi_1\}^T [M] \{\phi_1\}} \quad (11)$$

ve

$$\bar{h} = \frac{\{h\}^T [M_0] \{\phi_1\}}{\{\phi_1\}^T [M] \{\phi_1\}} \quad (12)$$

ifadelerine dayanmaktadır (Clough ve Penzien, 1975; Erdik ve Yüzügülü, 1980)

Bu denklemlerde ϕ_1 rijit temele oturan üst yapıdaki birinci mod şekli vektörü, $\{1\}$ ise birim vektör olmaktadır. Boyca düzgün kütlü ve rijitlik dağılımı gösteren kesme kirişi şeklindeki yapılar için

$$\bar{M} = 0.81 \sum_{j=1}^n m_j \quad (13)$$

$$\bar{h} = 0.64 H \quad (14)$$

şeklinde verilebilir (Erdik ve diğerleri, 1978). Burada H üst yapının yüksekliğidir. ATC 3 - 06 (1978) Denklem 13 ve 14'deki katsayılar için, boyca düzgün kütle ve rijitlik dağılımı gösteren her türlü simetrik yapılarda geçerli olmak üzere, 0.70 değerini önermektedir.

Denklem 2, 3, 4 ve 6 kullanılarak üç serbestlik dereceli yapı-zemin sisteminin hareket denklemi

$$[\underset{\sim}{M}] \left\{ \underset{\sim}{\ddot{u}} \right\} + [\underset{\sim}{K}] \left\{ \underset{\sim}{u} \right\} + [\underset{\sim}{C}] \left\{ \underset{\sim}{\dot{u}} \right\} = \left\{ \underset{\sim}{F} \right\} \ddot{x}_g \quad (15)$$

eşitliği ile verilebilir. Burada $[\underset{\sim}{M}]$, $[\underset{\sim}{K}]$ ve $[\underset{\sim}{C}]$ sırasıyla kütle, rijitlik ve sönüm matrislerini, $\left\{ \underset{\sim}{u} \right\}$ ve $\left\{ \underset{\sim}{F} \right\}$ öteleme ve ivme katsayısı vektörlerini göstermektedir.

$$[\underset{\sim}{M}] = \bar{m} \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 1 & \left(1 + \frac{m_b}{\bar{m}}\right) & 1 \\ 1 & 1 & 1 + \frac{J_t}{\bar{m}h^2} \end{bmatrix} \quad (16)$$

$$\{\underset{\sim}{u}\}^T = \{u, x_b, \bar{h}\phi_b\} \quad (17)$$

$$\{\underset{\sim}{F}\}^T = -\left\{ 1, \left(1 + \frac{m_b}{\bar{m}}\right), 1 \right\}$$

$$[\underset{\sim}{K}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_x & 0 \\ 0 & 0 & \frac{K\phi}{h^2} \end{bmatrix} \quad (18)$$

$$[\underset{\sim}{C}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & C_x & 0 \\ 0 & 0 & \left(\frac{C\phi}{h^2}\right) \end{bmatrix} \quad (19)$$

(20)

Denklem 16'da J_t yapı-zemin sisteminin toplam atalet momenti olup

$$J_t = J_b + \sum_{i=1}^n J_j \quad (21)$$

denklemleri ile verilmektedir .

Denklem 17 ve 18'deki \bar{k} ve \bar{c} değerleri, sırasıyla, genelleştirilmiş birinci moda tekabül eden genelleştirilmiş rijitlik ve viskoz sönüm katsayıları olup

$$\bar{k} = m \omega_1^2 \quad (22)$$

ve

$$\bar{c} = 2 \xi_1 \omega_1 m \quad (23)$$

ifadeleri ile gösterilebilirler. Bu ifadelerde ω_1 , birinci mod açısal titreşim frekansı, ξ_1 , ise birinci mod viskoz sönüm oranıdır. ATC 03-6 (1978) şimdiye kadar yapılan yaklaşıklıklarla uyumlu olacak şekilde, temel rijitlik ve sönüm katsayıları için Denklem 7, 8, 9 ve 10'da verilen ifadelerde, titreşim frekansından bağımsız olarak, $k_1 = k_2 = c_1 = c_2 = 1$ alınmasını önermektedir. Ancak, bu denklemlerdeki G ve V_s parametreleri zemindeki birim yer değiştirme genliklerinin bir fonksiyonu olarak alınmalıdır. ATC 03-6 (1978), bu parametreleri, küçük birim yer değiştirmelere tekabül eden G_0 ve V_{s0} değerlerine oranı cinsinden ve zemindeki ortalama maksimum deprem hareketi ivmesine bağlı olarak aşağıdaki Tablo 1 ile vermektedir.

TABLO 1

Ortalama Maksimum

| | | | | |
|---------------|------|------|------|------|
| Deprem İvmesi | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.30 |
| G/G_0 | 0.81 | 0.64 | 0.49 | 0.42 |
| V/V_{s0} | 0.90 | 0.80 | 0.70 | 0.65 |

Temel geometrisinin daireden farklı olması halinde, yanal rijitlik ve sönüm katsayısı ifadelerinde R , r_n ile ve dönme rijitlik ve sönüm katsayısı ifadelerinde R , r_m ile değiştirilmelidir. Burada r_n , gerçek temel alanının (A_0) aynısını sağlayacak eşdeğer dairenin yarıçapı ve r_m , gerçek temelin dönme eksenini etrafındaki atalet momentinin (J_0) aynısını sağlayacak eşdeğer dairenin yarıçapı olmaktadır.

$$r_a^2 = \frac{A_o}{\pi} \quad (24)$$

$$r_{ia}^4 = \frac{4 J_o}{\pi} \quad (25)$$

Birinci Mod Titreşim Frekansı

Denklemler 15'te \vec{c} matrisinin $[M]$ ve $[K]$ matrislerinin bir linear kombinasyonu ile verilebileceği varsayımı ile üç serbestlik dereceli bu sistemdeki ortogonal mod $\left\{ \vec{\phi} \right\}$ ve frekanslar (ω)

$$([K] - \omega^2 [M]) \left\{ \vec{\phi} \right\} = \left\{ 0 \right\} \quad (26)$$

denklemleri çözülerek bulunabilir. Deprem mühendisliği açısından bu sistemin sadece birinci mod ve frekansı pratik bir değer taşımaktadır ve gerek analitik ve gerekse sayısal yöntemlerle verilen bir yapı-zemin sistemi için kolaylıkla tayin edilebilir.

Üst yapı kütlelerine nazaran temel kütlelerinin ihmal edilebileceği varsayımına dayanarak, birinci modal frekans,

$$\frac{\tilde{\omega}_1}{\omega_1} = \frac{\tilde{f}_1}{f_1} = \frac{\tau_1}{\tilde{\tau}_1} = \left[1 + \frac{\bar{k}}{K_x} \left(1 + \frac{K_x \bar{h}^2}{K_\phi} \right) \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (27)$$

denklemleri ile kolaylıkla bulunabilir. Denklemin sol tarafı esnek ze-

mine oturan yapıdaki birinci mod frekansının $(\omega_1 = 2 \pi f_1)$, rijit zemine oturan aynı yapıdaki birinci mod frekansına $(\omega_1 = 2 \pi f_1)$ oranı olmaktadır.

Yine aynı varsayımına bağlı kalınarak yapı-zemin sistemindeki birinci mod şekli

$$\left\{ \vec{\phi}_1 \right\}^T = \left\{ 1, \frac{x_b}{u}, \frac{\bar{h} \phi_b}{u} \right\} = \left\{ 1, \frac{\bar{k}}{K_x}, \frac{\bar{k} \bar{h}^2}{K_\phi} \right\} \quad (28)$$

denklemleri ile verilebilir.

Bu denklemlerde

$$K_x = \frac{8 Gr_a}{2 - \nu} \quad (29)$$

$$K_\emptyset = \frac{8 Gr_m}{3(1 - \nu)} \quad (30)$$

ve

$$G = V_s^2 \rho \quad (31)$$

alınarak ve $\nu = 0.4$ değeri için (ATC 3-06, 1978)

$$\frac{\tilde{F}_1}{f_1} = \left[1 + 24.8 \alpha \frac{r_a \bar{h} f_1^2}{V_s^2} \left(1 + 1.13 \frac{\bar{h}^2 r_a}{r_m^3} \right) \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (32)$$

denklemini bulunabilir. Burada, üst yapı yoğunluğunun zemin yoğunluğuna oranı olup

$$\alpha = \frac{\left(\frac{\bar{m}}{A_0 \bar{h}} \right)}{\rho} \quad (33)$$

ifadesi ile verilmektedir. Ortalama bir değer olarak $\alpha = 0.15$ alınabilir. ATC 3-06 (1973 deprem yönetmeliği önerisinde, yapı-zemin sisteminin birinci titreşim periyodunun Denklem 27 veya 32 şeklindeki ifadelerle bağlı olarak bulunması önerilmektedir. Kenar uzunluğu (a) olan, yaklaşık kare şeklinde temele haiz yapılarda: $A_0 = a^2$, $\bar{J}_0 = a^4/12$ ve $r_a = r_m = 0.57 a$ olacaktır. Bu tip yapılar için ve $\bar{h} = 0.70 H$, $\alpha = 0.15$ alınarak Denklem 32 ve 28

$$\tilde{F}_1 = \left[\frac{1}{f_1^2} + 1.48 \left(\frac{H}{V_s} \right)^2 \frac{1 + 1.70 \left(\frac{H}{a} \right)^2}{\left(\frac{H}{a} \right)} \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (34)$$

$$\{\tilde{\theta}_1\}^T = \left\{ 1, 1.48 f_1^2 \left(\frac{H}{V_s} \right)^2 / \left(\frac{H}{a} \right), 2.47 f_1^2 \left(\frac{H}{V_s} \right)^2 / \left(\frac{H}{a} \right) \right\} \quad (35)$$

şeklini alacaktır.

Üst yapının zemine göre çok rijit olduğu durumlarda, göz önüne alınan model alt yüzüne temel yanal ve dönme rijitliklerinin bağlandığı rijit bir yapı bloku ile temsil edilecektir. Şekil 4'de gösterilen iki serbestlik dereceli bu sistemin hareket denklemleri

$$M \begin{pmatrix} \ddot{x}_b \\ \ddot{\theta}_b \end{pmatrix} + K \begin{pmatrix} x_b \\ \theta_b \end{pmatrix} = 0 \quad (36)$$

ve

$$Mr_g^2 \begin{pmatrix} \ddot{x}_g \\ \ddot{\theta}_g \end{pmatrix} + K \begin{pmatrix} \theta_b \\ \theta_g \end{pmatrix} = 0 \quad (37)$$

olarak yazılabilir. Burada r_g , yapının dönme eksenini etrafındaki jirasyon yarıçapını ve M , toplam yapı kütleini göstermektedir. Bu sistemdeki birinci mod titreşim frekansı

$$\tilde{\omega}'_1 = \left[\frac{M}{k_x} \left(1 + \frac{k_x r_g^2}{k_\theta} \right) \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (38)$$

ifadesi ile verilebilir. Denklem 29, 30 ve 31 ile verilen değerler ve $\nu = 0.4$ kullanılarak Denklem 38 aşağıdaki şekilde yazılabilir.

$$\tilde{\omega}'_1 = \left[0.63 \alpha \frac{H r_a}{v_s^2} \left(1 + 1.13 \frac{r_g^2 r_a}{r_m^3} \right) \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (39)$$

Kenar uzunluğu (a) olan, yaklaşık kare şeklinde temele haiz yapılar için

$$r_g^2 = \frac{a^2 + 4H^2}{12} = \frac{a^2}{12} \left[1 + 4 \left(\frac{H}{a} \right)^2 \right] \quad (40)$$

alınarak ve $\alpha = 0.15$ kabulü ile, Denklem 34'e benzer şekilde

$$\omega_{f1} = \frac{v_s}{H} 0.69 \left[\frac{(H/a)}{1.29 + 1.15 (H/a)^2} \right]^{-\frac{1}{2}} = S \frac{v_s}{H} \quad (41)$$

denklemleri elde edilebilir. Bu denklemlerde S katsayısı, (H/a)'nın 1/2, 3, 4 ve 10 değerleri için sırasıyla 0.44, 0.40, 0.35, 0.31 ve 0.20 olarak hesaplanabilir. Denklem 38 veya 41'le belirlenecek frekans değerleri Denklem 27 veya 34 ile belirlenecekler için üst sınır teşkil ederler.

Denklem 38'de $K \rightarrow \infty$ alınarak sadece temel eksen etrafında dönme serbestlik derecesini içeren limit yapı-zemin sisteminin titreşim frekansı, ω''

$$\tilde{\omega}'' = \lim_{K_x \rightarrow \infty} \tilde{\omega}' = \sqrt{\frac{K_\phi}{M r_g^2}} \quad (42)$$

olarak hesaplanabilir. Denklem 29 kullanılarak, yaklaşık kare temelli yapılarda, $\nu = 0.4$ ve $\alpha = 0.15$ kabulü ile Denklem 42

$$\tilde{f}'' = \frac{v_s}{H} 1.29 \left[\frac{(H/a)}{1 + 4 (H/a)^2} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (43)$$

şeklinde konulabilir. Denklem 43 ve 35 ($H/a \geq 2$) değerleri için aynı frekansı verirler. Bu durum, boyu eninin iki katından fazla yapılardaki yapı-zemin karşı tepkimesi etkilerinde temel yanal rijitliğinin hiç bir rolü olmadığını gösterir.

Eşdeğer Viskoz Sönüm Oranı

Yapı-zemin sistemindeki titreşim enerjisi (1) üst yapıdaki zati viskoz sönüm, (2) temelden zemine doğru dalga yayılımları (geometrik sönüm) ve (3) zemindeki inelastik ve/veya histeretik etkiler (malzeme sönümü) dolayısıyla kaybolacaktır. Bu enerji kaybı, tek serbestlik dereceli sistemlere analog bir şekilde, bir «eşdeğer viskoz sönüm oranı» tanımlanarak yapı-zemin karşı tepkimesi çözümlerine yansıtılabilir. (Bielak, 1975; Veletsos ve Nair, 1975).

ATC 3-06 (1978) aynı yaklaşımla yapı-zemin sisteminin birinci mod eşdeğer viskoz sönüm oranı (ξ_1) için

$$\xi_1 = \xi_0 + \xi_1 \left(\frac{\omega_1}{\omega_1} \right)^3 \quad (44)$$

bağlantısını önermektedir. Bu bağlantıda ξ_1 rijit temele oturan üst yapı için geçerli viskoz sönüm oranıdır. Temel sönümü faktörü olarak tanımlayacağımız ξ_0 zemindeki geometrik ve malzeme sönümünü

çermektedir. ATC 3-06 (1978) bu sönüm faktörünü (ω_1/ω_1) ve (h/r) parametrelerinin bir fonksiyonu olarak ve iki değişik ortalama maksimum zemin ivmesi değerleri için vermektedir. Veletsos ve Nair (1975) tarafından gerçekleştirilen parametrik çalışmalara dayanan bu sonuçlar Şekil 5'te gösterilmiştir.

Şekil 5'ten görüleceği gibi ξ_0 , artan (ω_1/ω_1) ve ivme değerleri ile artmakta fakat (h/r) parametreleri ile azalmaktadır. Yüksek yapılarda ($h/r = H/a \geq 3$) temel sönüm faktörü ve dolayısıyla eşdeğer viskoz sönüm oranı oldukça küçük ($\xi_1 \leq 0.05$) değerlere düşebileceğinden, ATC 3-06 (1978) eşdeğer viskoz sönüm oranının alt sınırını ($\xi_1 \geq 0.05$) olarak önermektedir. Alçak yapılarda eşdeğer viskoz sönüm oranının % 30'a kadar varabilen çok büyük değerler alabileceği gözönünde tutulmalıdır.

Sadece temelinde bir dönem serbestlik derecesinin bulunduğu rijit üst yapı-zemin sistemi için Denklem 23, 30 ve 42 kullanılarak eşdeğer viskoz sönüm oranı,

$$\xi_1'' = \frac{c_{\theta}}{2M \omega_1'' r_g^2} = \frac{k_{\theta} \frac{r_m}{v_s}}{2M \sqrt{\frac{k_{\theta}}{Mr_g^2}} r_g^2} \quad (45)$$

denklemleri ile verilebilir. Yüksekliği H , bir kenarı a olan yaklaşık kare temelli rijit yapıları için $\nu = 0.4$ ve $\alpha = 0.15$ kabulü ile

$$\xi'' = 0.37 \left[\left(\frac{H}{a} \right) \left[1 + 4 \left(\frac{H}{a} \right)^2 \right] \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (46)$$

yaklaşık ifadesi bulunur. (H/a) parametresinin 1, 2, 3 ve 4 değerleri için ξ'' sırasıyla 0.16, 0.06, 0.04 ve 0.02 değerlerini almaktadır.

Şekil 5'ten büyük ($h/r = H/a$) değerleri için görülebileceği gibi, eşdeğer viskoz sönüm oranı (ω_1/ω_1) parametresinden bağımsız olarak bu sabit değerlere ulaşmaktadır.

Yapı-Zemin Sistemin Yüksek Mod ve Frekansları

Gerçekleştirilmiş olan çeşitli yapı, zorlanmış titreşim deneylerinde, birinci mod frekansının yapı-zemin karşı tepkimesinden etkilendiği ve rijit temele oturan yapı varsayımı ile elde edilecek değerlere göre azaldığı, ancak ikinci ve daha yüksek frekansların aynı varsayımdan elde edilenlere göre fazla bir değişiklik göstermediği gözlenmiştir.

Üst yapı birinci titreşim modu şeklinin bir doğru ile belirlenebildiği durumlarda, kuramsal olarak, ikinci ve daha yüksek titreşim modlarının temel (dönme) devirme momentine hiçbir katkılarının olmayacağı gösterilmiştir (Jennings, 1969). Bu durumda, ikinci ve daha yüksek titreşim modlarında, zemin ve üst yapı parametrelerinden bağımsız olarak, hiç bir temel dönmesi görülmeyecektir. Bu bulgu Tajimi (1967) tarafından ayrıca kuramsal olarak doğrulanmaktadır. Ancak, artan (a/H) oranı ile azalmakla beraber, yapının yüksek titreşim modlarında bir miktar temel yanal ötelemelerinin olabileceği unutulmamalıdır.

Özetlersek yapı-zemin interaksyonu modal analizleri için gerekli ikinci ve daha yüksek titreşim modları, rijit temele oturan üst varsayımı ile bulunacak titreşim modlarına, pratik açıdan, eşit olarak alınabilirler.

YAPI — ZEMİN KARŞI TEPKİMESİ İLE İLGİLİ ATC 3-06 YÖNETMELİK KOŞULLARI

ATC 3-06 (1978) deprem yönetmeliği önerisinde yer alan yapı-zemin karşı tepkimesi ile ilgili maddeler, açıklama kolaylığı için,

| | |
|--|---------|
| Sismisite İndeksi | = 4 |
| Sismik Tehlike Gurubu | = II |
| Sismik Davranış Sınıfı | = C |
| Etkin Maksimum İvme, A_a | = 0.4 |
| Etkin Maksimum Hız İlişkili İvme, A_v | = 0.4 |
| Zemin Profil Gurubu (S3), S | = 1.5 |
| Davranış Modifikasyon Katsayısı, R | = 4.5 |
| Yanal Öteleme Büyütme Katsayısı, C_a | = 4 |
| Maksimum Yanal Öteleme Oranı, Δ / h | = 0.015 |

değerleri gözönüne alınarak incelenecektir. Ülkemiz şartlarında, bu değerler 1. derece deprem bölgesinde, kalınlığı 10 m veya daha fazla olan yumuşak ve orta sıkılıkta kil ve kum zeminler üzerine yapılacak çok katlı prefabrikte apartman inşaatlarını kapsamaktadır.

1 Eşdeğer Yatay Yük Yaklaşımı

$$1.1. \text{ Deprem Katsayısı } C_s = \frac{1.2 A_v S}{RT^{2/a}} \leq \frac{2A_a}{R} \quad (47)$$

$$C_s = \frac{0.16}{T^{2/a}} \leq 0.18 \quad (48)$$

Burada T, rijit temelli yapı birinci mod titreşim periyodudur.

1.2 Eşdeğer Yatay Yük

$$1.2.1 \text{ Rijit temelli yapılar için } V = C_s W \quad (49)$$

1.2.2 Esnek temelli yapılar için eşdeğer yatay yük ΔV kadar azaltılacaktır.

$$\tilde{V} = V - \Delta V \leq 0.70 V \quad (50)$$

$$\Delta V = \left[C_s(T) - \overset{0.4}{C_s(T)} \left(\frac{0.05}{\xi} \right) \right] \frac{W}{W} \quad 51$$

Burada T , Denklem 27 tarafından ($T = 2 \pi/\omega$) verilen yapı-zemin sistemi birinci mod titreşim periyodu, ξ , Denklem 44 tarafından verilen birinci mod eşdeğer viskoz sönüm oranı ve W , Denklem 11 ile ($W = mg$) verilen birinci titreşim modu genelleştirilmiş ağırlığıdır.

Toplam yapı ağırlığı (W) cinsinden, $W = 0.70 W$ alınabilir.

1.3 Eşdeğer Yatay Yükün Boyca ve Yatay Dağılımı

Bu husustaki öneriler Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (1975) 13.5 ve 13.6 maddelerinin aynısıdır.

1.4 Devirme Momentleri

$i = x$ katı seviyesindeki devirme (döndürme) momenti, M_x

$$M_x = K \sum_{i=x}^n F_i (h_i - h_x) \quad (52)$$

bağlantısı ile bulunacaktır. Burada F_i , i . kat seviyesindeki yanal deprem yükü, h_i ise temelden i . kata ölçülen yüksekliktir. K Katsayısı : en üst 10 kat için $K = 1$

en üst 10 ve 20 kat arası için $K = 0.80$

temel seviyesinde $K = 0.75$

olarak alınacaktır.

Bütün düşey ve yatay kuvvetlerin bileşkesi, temelde, ortada yer alan yarım temel genişliğine sahip bölge dışına düşmemelidir. Temel tasarımı için devirme momenti % 10 kadar azaltılabilir.

1.5 Kat Yanal Ötelemeleri

1.5.1 Rijit Temelli Yapılan için $i = x$ katındaki yanal öteleme,

δ_x

$$\delta_x = c_d \delta_{xe} \quad \delta_x = 4 \delta_{xe} \quad (53)$$

denklemleri ile bulunacaktır. Burada δ_{xe} , F yükleri altında yapının elastik deformasyonu ile bulunan ötelemelerdir.

1.5.2 Esnek temelli yapılar için $i = x$ katındaki yanal öteleme,

$$\delta_x = \frac{M_o}{K_o} \frac{h}{x} + \frac{V}{V} \delta_x \quad (54)$$

bağlantısı ile hesaplanacaktır. Burada M_o , temeldeki devirme (döndürme) momentidir. M_o momentinin hesaplanmasında $K = 1$ olarak alınacaktır.

1.6. P - Delta Etkileri

Aşağıda tanımlanan stabilite katsayısı, $\theta \leq 0.1$ olduğu durumlarda P — Delta etkileri gözönüne alınacaktır.

$$\theta = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{sx} c_d} = \frac{1}{4} \frac{P_x \Delta}{V_x h_{sx}} \quad (55)$$

Burada, iki kat arasındaki bağıl öteleme, $\Delta = \delta_x - \delta_{x-1}$, temelden $i = x$ katına olan yükseklik, h_{sx} ve $i = x$ katı üzerindeki toplam ağırlık P_x ile gösterilmiştir.

Stabilite katsayısının 0.1'den büyük (veya eşit) olduğu durumlarda P — Delta büyütme faktörü, a_d

$$a_d = \frac{\theta}{1-\theta} \quad (56)$$

hesaplanacak ve kat kesme kuvvetleri (V_x) ile katlar arasındaki bağıl ötelemeler (Δ), $(1+a_d)$ katsayısı ile çarpılarak büyütülecektir. Bu büyütülen kat kesme kuvvetleri kullanılarak bütün yanal yükler, kat

kesme yükleri ve devirme momentleri yeniden hesaplanacaktır. Maksimum yanal öteleme oranı 0.015 olarak belirlenecektir.

$$\frac{\Delta}{h_{sx}} \leq 0.015 \quad (57)$$

2. Modal Analiz Yaklaşımı

Bu yaklaşımda rijit temele oturan ve toplanmış kütlelerle modellenen üst yapının klasik ortogonal modal şekil, ϕ_m , ve modal titreşim periyotları, T_m , hesaplanmakta ve standart mod süperpozisyonu yöntemi ile yapı davranışları hesap edilmektedir. Yapı-zemin karşı tepkimesinin etkileri yalnızca birinci modal titreşim

periyoduna ($T_1 \rightarrow T_1$ veya $\omega_1 \rightarrow \omega_1$) yansıtılmakta ve ayrıca bu mod için bir eşdeğer viskoz sönüm oranı, ξ_1 tanımlanmaktadır. Birinci mod şekli ve diğer modların şekil ve periyotları için rijit temelli yapı varsayımı ile bulunanlara nazaran herhangi bir değişiklik söz konusu değildir. Ancak, birinci mod şeklinde temel dönmesi dolayısıyla meydana gelecek değişiklik yanal kuvvetler etkisi altında ki kat ötelemelerine yansımaktadır.

2.1 Modal Temel Kesme Kuvveti

m. moda ait temel kesme kuvveti, V_m

$$V_m = C_s (T_m) W_m = C_s (T_m) g m_m \quad (58)$$

denklemleri ile bulunacaktır. Burada $W_m = g m_m$ Denklem 11'e benzer şekilde tanımlanan m. mod genelleştirilmiş ağırlığıdır.

$$m_m = \frac{W_m}{g} = \frac{(\{\phi_m\}^T [M_0] \{I\})^2}{\{\phi_m\}^T [M_0] \{\phi_m\}} \quad (59)$$

Birinci moda ait temel kesme kuvveti, V_1 ,

\checkmark
 $V_1 = V_1 - \Delta V_1 > 0.7 V_1$ (60)
 bağlantısıyla hesaplanacaktır. Burada V_1' Denklem 59 ve ΔV_1 Denk-
 lem 51 ile hesaplanmalıdır. Denklem 51'de $T = T_1$, \checkmark $T = T_1$ ve
 \checkmark
 $W = W_1$ olarak alınacaktır.

2.2 Modal Kat Kuvvetleri

$i = x$ katındaki m . moda ait kat yanal kuvveti, F_{xm} '

$$F_{xm} = \frac{m \cdot \checkmark_{xm}}{x} V_m \quad (61)$$

$$\left\{ \checkmark_m \right\} \left[[M_o] \right] \left\{ \checkmark_m \right\}$$

denklemini ile hesaplanacaktır. Burada m_x , x kat kütlesi, M_o , kütle matrisi, ve \checkmark_{xm} , x . kattaki m . moda ait yanal ötelemedir. Bu kuvvetler Madde 1.3 gereğince katlarda yatay olarak dağıtılacaktır.

2.3 Modal Kat Yanal Ötelemeleri

$i = x$ katındaki m . moda ait yanal öteleme, xm'

$$\delta_{xm} = \frac{F_{xm} \cdot C_d}{\omega_m^2 \cdot m_x} = \frac{T_m^2 \cdot F_{xm}}{4\pi^2 \cdot m} \quad 4 \quad (62)$$

bağlantısı ile bulunabilir. Katlar arasındaki modal bağıl ötelemeler, Δ

$$\Delta_m = \delta_{xm} - \delta_{(x-1)m} \quad (63)$$

olarak hesaplanacaktır.

Birinci moda ait kat yanal ötelemeleri için Denklem 54,

$$\checkmark_x = \checkmark_{x_1} \quad M_o = M_{o_1} \quad V = V_1' \quad V = V_1 \quad \text{ve} \quad \delta_x = \delta_{x_1} \quad \text{alınarak,}$$

kullanılacaktır.

2.4. Modal Devirme Momentleri

Modal devirme momentlerinin hesabı için Madde 1.4 kuralları her bir mod için geçerlidir.

2.5 Tasarım Değerleri

Temel kesme, kat kesme ve kat kuvvetlerinin, devirme momentlerinin ve kat yanal ötelemelerinin tasarım değerleri modal katkıların «kareleri toplamının karekökü» yöntemi ile birleştirilmesiyle bulunacaktır. Bu amaçla $T_m > 0.4$ saniye olmak kaydı ile en küçük üç modun kullanılması yeterlidir.

Bu şekilde hesaplanan temel kesme kuvvetinin Madde 1.2 ile bulunacak değeri geçmesi gerekmemektedir. Hesaplanan bu temel kesme kuvveti $C_s (1.4T_a) W$ değerinden az olamaz. T_a periyodu, h_n (feet) yüksekliğinde ve L (feet) temel genişliğinde olan yapılarda

$$T_a = 0.05 h_n / \sqrt{L} \quad (64)$$

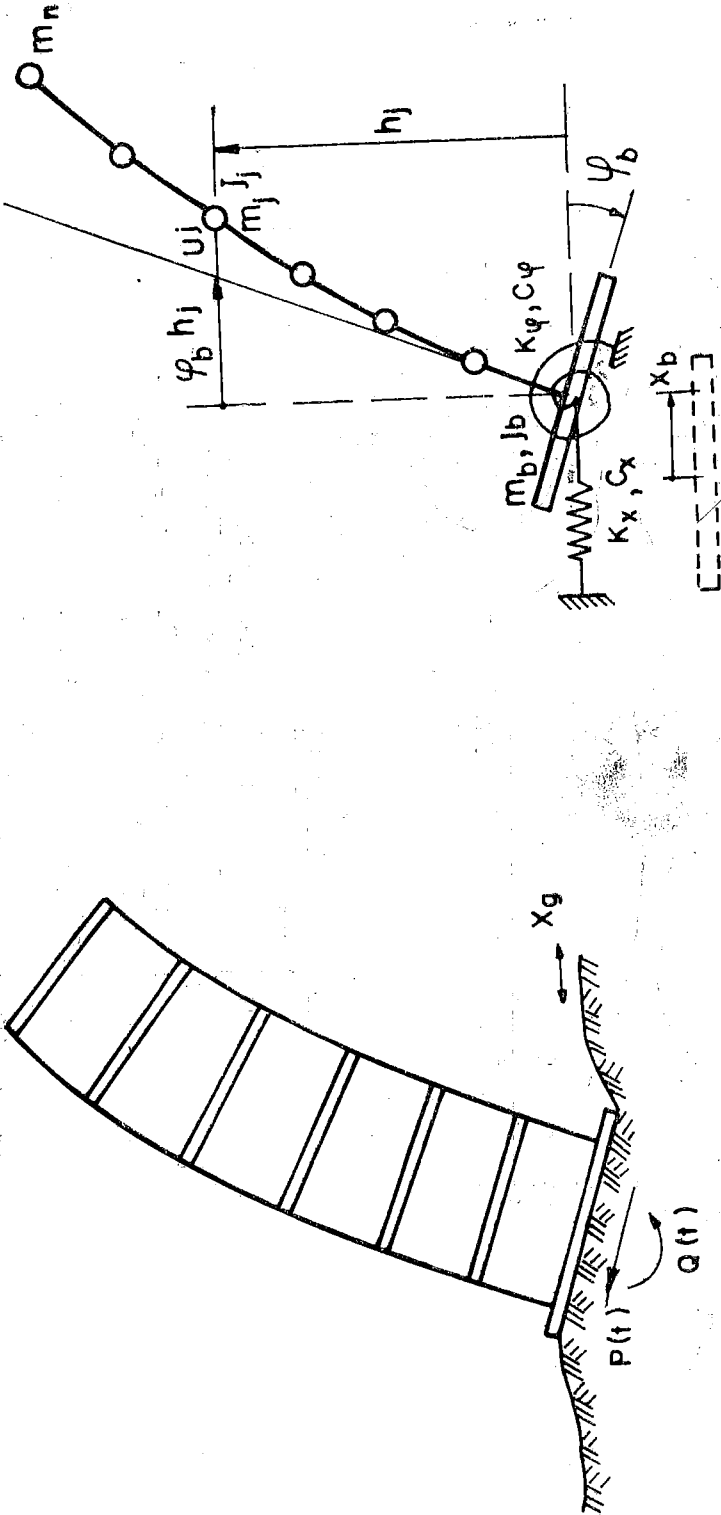
olarak tanımlanmıştır.

2.6 P-Delta Etkileri

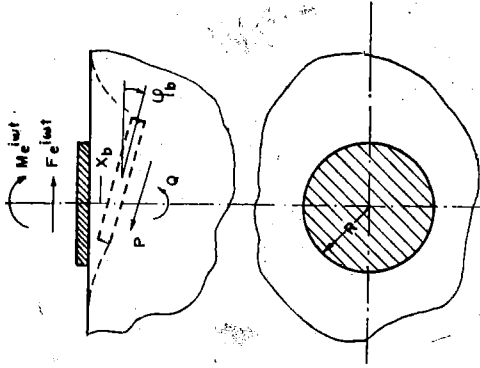
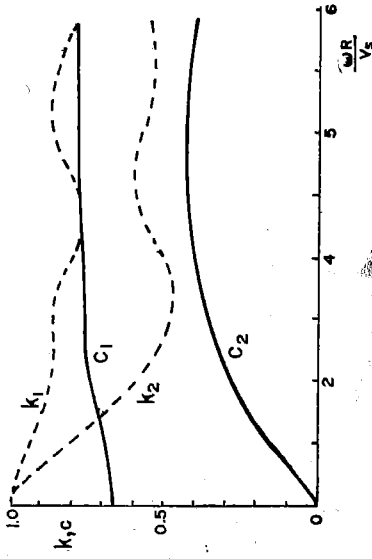
P-Delta etkileri Madde 1.6 gereğince gözönüne alınacaktır.

KAYNAKLAR

- ATC 3-06 (1978), Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, Applied Technology Council, U.S. Government Printing Office, Washington, 1978.
- Bouwkamp, J.G. ve R.M. Etephen (1980), Dynamic Properties of Prefabricated Apartment Buildings, Proc. 7WCEE, v. 4, p. 233.
- Öner, M. ve M. Erdik (1980), A Case study of Dynamic Soil-Structure Interaction Proc., Int. Conf. on Engrg. for Protection from Natural Disasters, Bangkok, 1980.
- Jennings, P.C. ve J. Bielak (1973), Dynamic of Building-Soil Interaction, Bull. Seism. Soc. Am., V. 63, p. 9.
- Poesset, J.M. Whitman, R.V. ve R. Dobry (1973), Modal Analysis for Structures With Foundation, Proc. ASCE, ST3, v' 99. p. 399.
- Veletsos, A.S. ve V. V. D. Nair (1975), Seismic Interaction of Structures on Hysteretic Foundations, Proc. ASCE, ST1, v. 101, p. 109.
- Veletsos, A.S. ve Y.T. Wei (1971), Lateral and Rocking Vibration of Footings, Proc. ASCE, SM9, v. 97, p. 1227.
- Clough, R.W. ve J. Penzien (1975), Dynamics of Structures, Mc. Graw Hill Book Company
- Erdik, M.Ö. ve Ö. Yüzügüllü (1980), Deprem Mühendisliği Açısından Yapı Dinamiğine Giriş, İmar ve İskân Bakanlığı, Deprem Araştırma Enstitüsü Yayınları.
- Erdik, M. Ö., Ö. Yüzügüllü, B. Atalay, ve Ç. Yılmaz (1978), Sincan Yenikent Konutları Titreşim Deneyleri, ODTÜ, DMAE Rapor No. 78/8.



ŞEKİL.Y.İKİ - BOYUTLU YAPI - ZEMİN SİSTEMİ

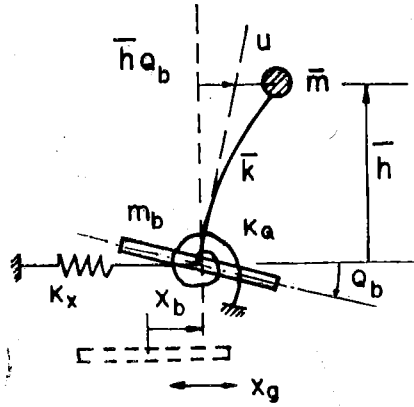


$$\begin{Bmatrix} P \\ Q \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} (k - i\omega C_1) k_x & \theta \\ 0 & (k - i\omega C_2) k_\phi \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_b \\ \phi_b \end{Bmatrix}$$

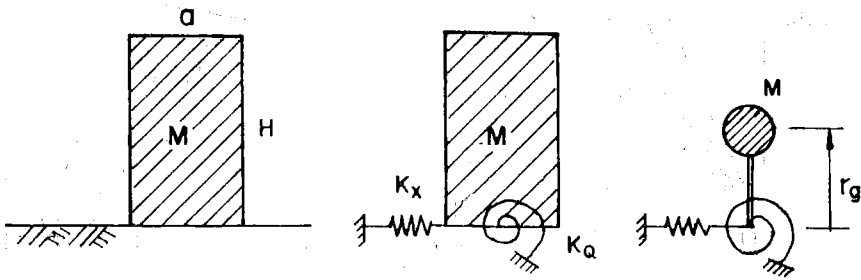
$$k_x = k_1 k_x \quad C_x = c_1 k_x \frac{R}{V_s} \quad k_x = \frac{8GR}{(2-\gamma)}$$

$$k_\phi = k_2 k_\phi \quad C_\phi = c_2 k_\phi \frac{R}{V_s} \quad k = \frac{8GR^3}{3(1-\gamma)}$$

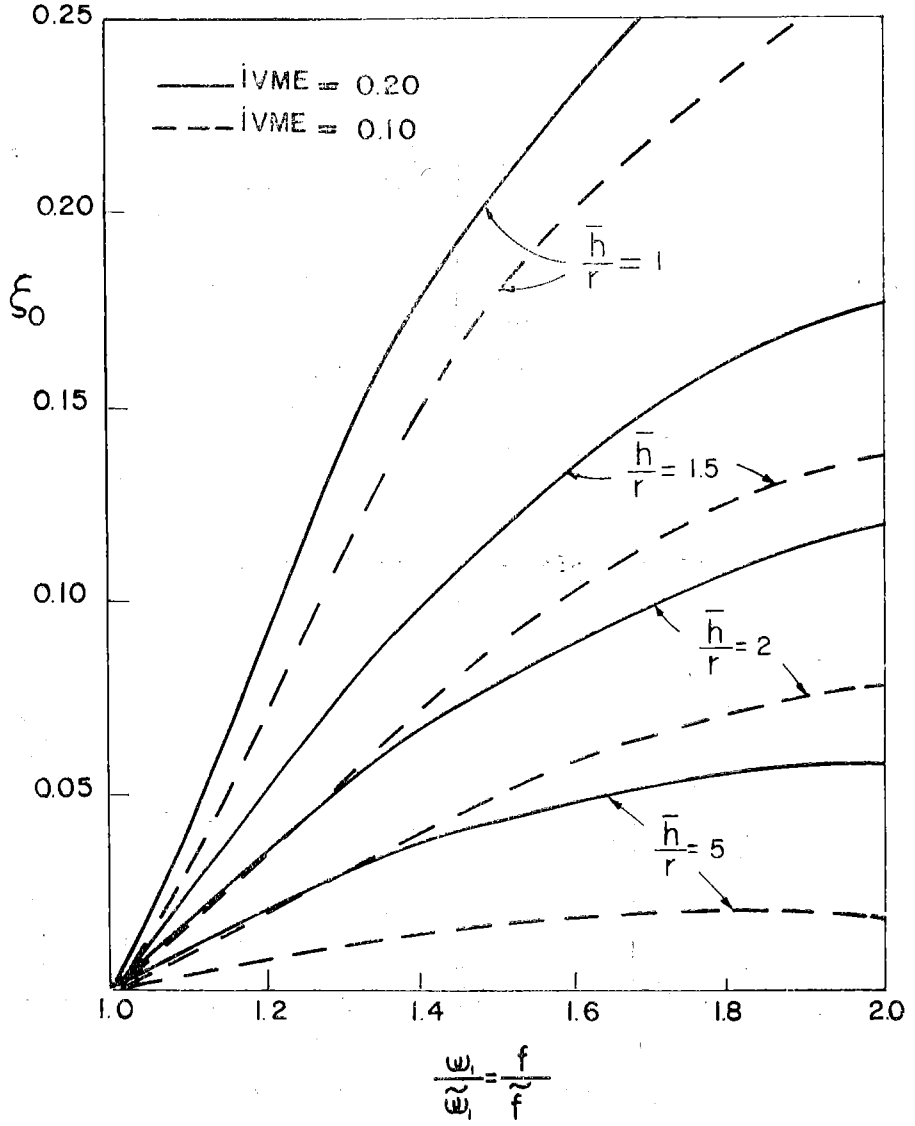
ŞEKİL 2 RİJİTLİK VE SÖNÜM KATSAYILARI (Veletsos, 1971'den alınmıştır)



ŞEKİL 3 ÜÇ SERBESTLİK DERECELİ SİSTEM



ŞEKİL 4 İKİ SERBESTLİK DERECELİ SİSTEM



ŞEK.V.5 TEMEL SÖNÜM FAKTORÜ
(ATC 3,06,1978 den alınmıştır)

DEPREM BÖLGELERİNDE MİMARİ TASARIM VE KENT PLANLAMASI

Yazan : Ye, Yaoxianl

Çeviren : Prof. Müfit Yorulmazlı

ÖZET :

Bu yazıda Çindeki son depremlerde gözlenen mimari hasarlar, kentlerdeki felâketler ve bunlardan öğrenilen dersler açıklanacaktır.

Yazı dört bölümdür. Birinci bölümde, Çinde kullanılan yapı sistemlerinin depremdeki davranışını, tehlikeli yapı sistemlerini ve yapı sistemlerinden istenenleri de kapsamak üzere yapı sistemleri sunulmuştur. İkinci bölümde plan ve görünüşler düşünülerek bina şekillenmesinin deprem davranışına etkisi açıklanmıştır. Üçüncü bölümde taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan ögeler arasındaki etkileşim, taşıyıcı olmayan ögelerdeki hasarlar ve depreme karşı alınacak önlemler belirlenmiştir. Son olarak, dördüncü bölümde kentlerde depremin neden olduğu felâketleri azaltmanın önemi, 1976 Tangshan depreminden edinilen dersler ve deprem tehlikesi olan bölgelerde kent planlamasından istenenler tanımlanmıştır.

GİRİŞ :

Son on yıllarda bilhassa yapıların çökmesi ve akılcı olmayan kent planlamaları nedenleri ile can ve mal kayıplarına tanık olunmuştur. Yine de hâlâ mimarlar ve kent plancıları yapıda hayat emniyetini etkileyen özellikle depreme karşı alınacak taşıyıcı sistem önlemlerini belirleyen tasarım isteklerini ve deprem olayını çoğunlukla göz önüne almamaktadırlar. Aslında, mimari tasarım ve

I. Mühendis ve Direktör yardımcısı, Deprem Dayanıklılığı Dairesi,
Devlet Büyük Yapılar Komisyonu, Pekin, Çin.

II. Maçka Mimarlık Fakültesi, İ.T.Ü.

planlama aşamalarında tasarımcılar, özellikle mimarlar ve planlarcılar tarafından deprem felaketinden korunma amacıyla alınan kararların, can emniyeti ve felaketi hafifletme bakımından önemli etkileri vardır.

Bu yazı, son Çin depremlerinden edinilen dersler ışığında, yapıların seçimi, yapı şekillenmesinin deprem davranışına etkisi, mimari öğeler arasındaki karşılıklı etkileşim, kentlerdeki felaketler ve deprem bölgelerinde kent planlaması gerekleri konularını tanımlamaktadır. Bu yazıda aynı zamanda deprem tehlikesi olan bölgelerde, depreme dayanıklı mimari tasarım ve kent planlaması için fikirler önerilmiştir.

YAPI SİSTEMLERİ

Yapının, bir deprem sırasındaki emniyeti, ekonomik olabilmesi ve yapının fonksiyonu v.b. leri yapı sistemi ile yakından ilişkilidir. Bu nedenle, yapı sisteminin (veya taşıyıcı sistemin) seçimi depreme dayanıklı tasarımda önemli adımlardan biridir. Bu durumda, mimar ve yapı mühendisinin birbirleri ile işbirliği gereklidir.

Depreme Dayanıklı Davranış :

Şekil 1 ve 2, 1976 Tangshan depremi ve Çinde olan birçok başka depremlerden edinilen deneyimlere göre çeşitli türde tuğla ve betonarme yapıların kendi içlerinde karşılaştırılmasını göstermektedir. Şekillerde depreme dayanıklı davranış 1 ci den 8 ciye doğru daha iyiye gitmektedir.

Şekil 1 de görüleceği gibi, tuğla yapılarda, tuğla baca en zayıf yapıdır. Bu yapılarda VI, hatta V şiddetinde bir depremde çatlaklar oluşur. Kargir tuğla olarak inşa edilen alçak bir silo ise X şiddetinde bir bölgede bile nadiren yıkılır. Betonarme konstruktif kolonları olan çok katlı tuğla yapıların davranışları çok iyidir. X şiddetinde deprem olan bir bölgede bile çökmeyebilirler. Diğer taraftan tuğla kolonlu tek katlı yapılar VIII şiddetinde deprem olan bir bölgede ağır bir şekilde hasara uğramış veya yıkılmışlardır.

Betonarme yapılara gelince, şekil 2 de görüldüğü gibi, prefabrike tek katlı endüstri yapıları VIII veya IX şiddetinde deprem olan bir bölgede yıkılabilmektedir. Ancak, dolgu tuğla duvarlı betonarme iskelet binalar X şiddetinde deprem olan bir bölgede bile sağlam kalabilmektedir.

Farklı yapı sistemlerinin depreme dayanım davranışlarında büyük bir farklılık gözlenmektedir. Aynı malzeme dahi kullanılsa, farklı yapı sistemleriyle, deprem davranışı farkı olabilmektedir. Bu nedenle de depreme dayanıklı tasarımda en uygun taşıyıcı sistemin seçilmesi çok önemlidir.

Tehlikeli Yapı Sistemleri :

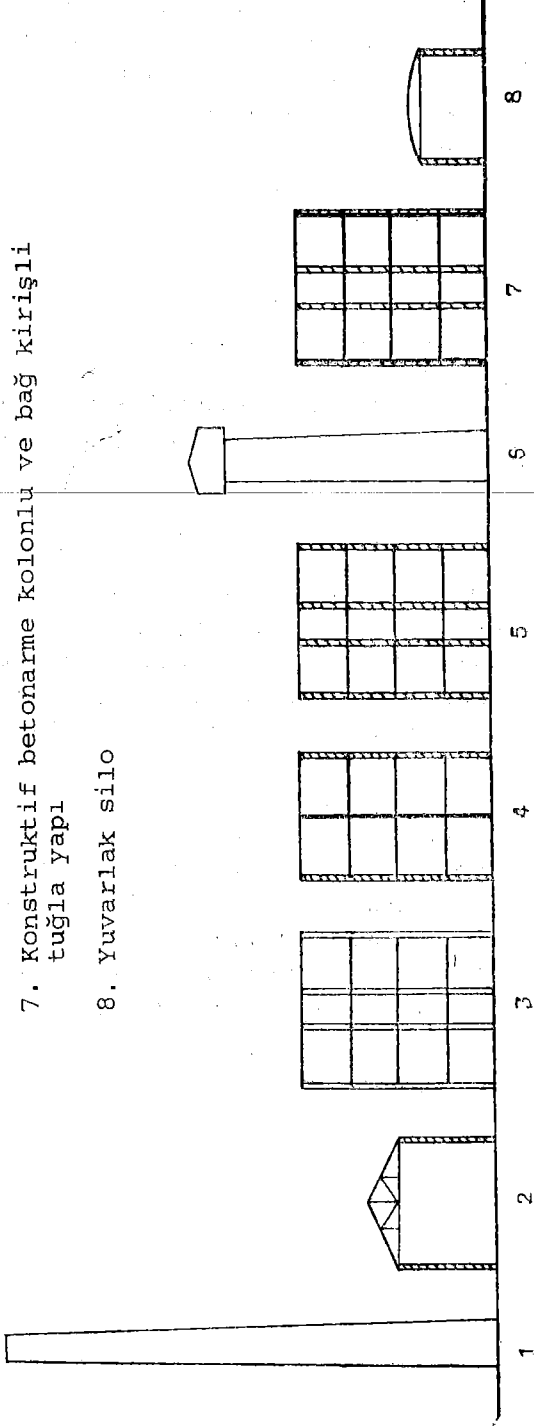
Deprem olmayan bir bölge için uygun olan yapı sistemlerinden bazıları deprem bölgesinde tehlikeli olabilir. Bu nedenle deprem bölgelerinde, deprem olmayan bölgeler için uygun olan yapı sistemlerini gözü kapalı kullanmamalıyız.

Çinde olan son kuvvetli depremlerden edinilen derslere göre deprem bölgelerinde aşağıda sıralanan tehlikeli yapı sistemlerine karşı özel dikkat sarfetmemiz gerekmektedir.

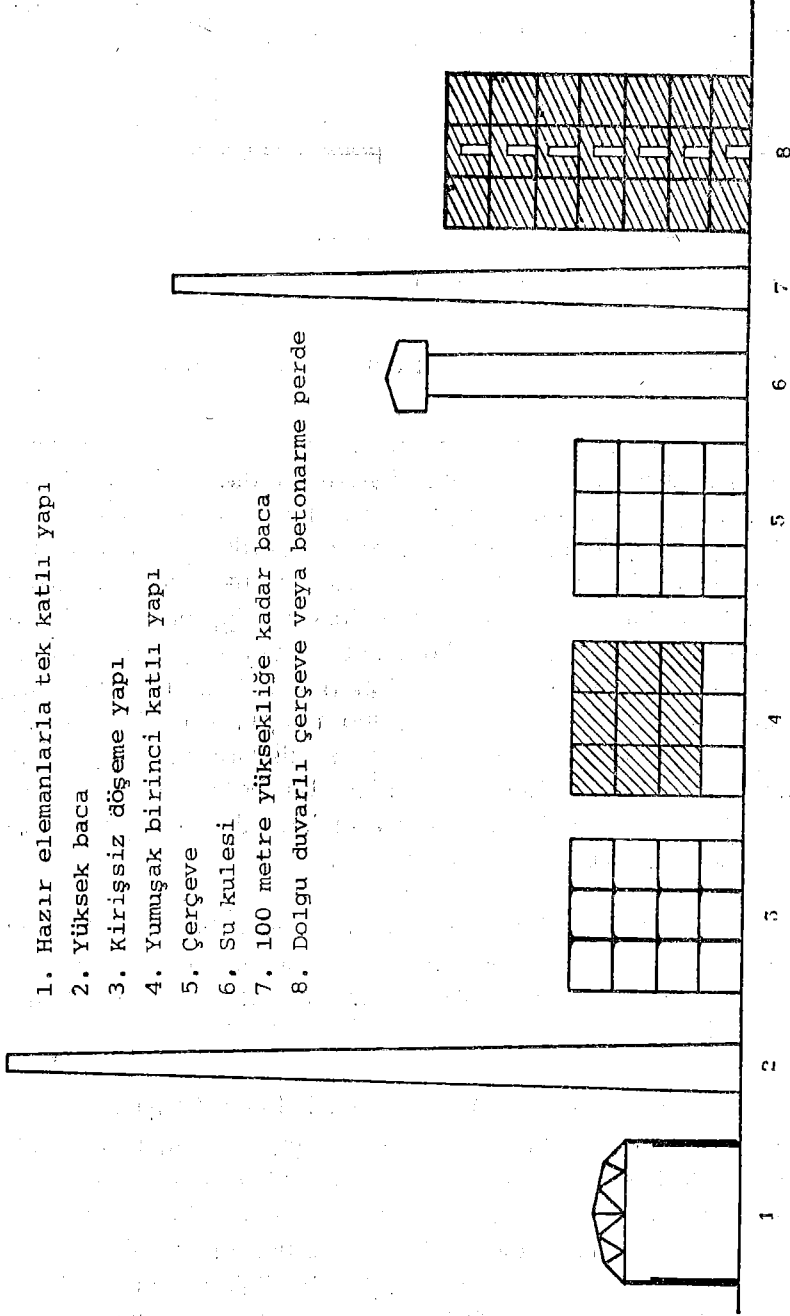
Çok katlı tuğla yapılarda boyuna taşıyıcı duvarlı sistem

Boyuna taşıyıcı duvarlı sistemlerin, yapımda uygun işlemler, daha ekonomik sonuçlar, değişebilir hacim düzenlemeleri ve çok amaçlı kullanma v.b. lerini sağlamaları gibi birçok üstünlükleri vardır. Bu sistemin depremsiz bölgelerde optimize edilmiş yapı sistemlerinden biri olduğunu belirtmeği açıklamak dahi gereksizdir. Ancak bu yapılar enine taşıyıcı duvarlarının yetersizliğinden son depremlerde daima büyük hasara maruz kalmışlardır. 1975 Haicheng depreminde bu tip yapıların yaklaşık % 40 ı VIII şiddetinde, % 70'i IX şiddetinde yıkılmış veya ağır hasara uğramıştır. Örneğin, Haicheng Eyaleti konuk evinin her iki yan bloku için boyuna taşıyıcı duvarlı sistem seçilmiştir. 25.4 m. boyunca enine taşıyıcı duvarı olmayan bu bina depremde yerle bir olmuş ve çok sayıda insan ölmüştür. Bu binanın bir yan blokunun planı şekil : 3 te görülmektedir.

1. Baca
2. Tuğla kolonlu tek katlı yapı
3. Boyuna taşıyıcı duvarlı yapı
4. İçi çerçevesiz yapı
5. Enine ve boyuna taşıyıcı duvarlı yapı
6. Su kulesi
7. Konstruktif betonarme kolonlu ve bağ kirişli tuğla yapı
8. Yuvarlak silo

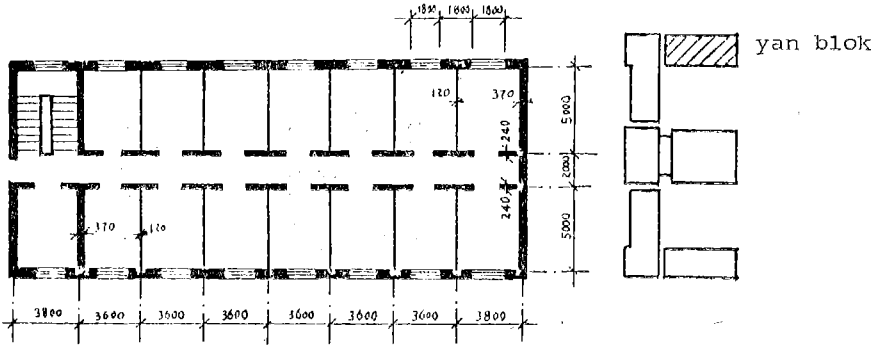


Şekil 1 Kargir tuğla yapıların deprem davranışı
(Deprem davranışı 1 den 8 e doğru daha iyiye gitmektedir).



1. Hazır elemanlarla tek katlı yapı
2. Yüksek baca
3. Kirişsiz döşeme yapı
4. Yumuşak birinci katlı yapı
5. Çerçeve
6. Su kulesi
7. 100 metre yüksekliğe kadar baca
8. Dolgu duvarlı çerçeve veya betonarme perde

Sekil 2 Betonarme yapıların deprem davranışı
(Deprem davranışı 1 den 8 e doğru iyiye gitmektedir).



Şekil 3 Haicheng Eyaleti Konuk evi yan blok planı.

Boyuna taşıyıcı duvarlı sisteme göre, boyuna ve enine taşıyıcı duvarlı sistem şaşırtıcı bir başkalık göstermektedir. 1975 Haicheng depreminde üç gözde bir enine taşıyıcı duvarlar bulunan binalar depremin VIII veya IX şiddetinde hissedildiği alanlarda yıkılmamış, sadece % 35 i büyük hasara uğramıştır. Her gözünde yeterli düşey bağlantıları olan enine taşıyıcı duvarlı sistem ise depremin IX şiddetinde hissedildiği alanda sadece hafif hasara uğramıştır. Duvarlarının kesim noktalarında konstruktif betonarme kolonları ve döşeme seviyelerinde bağlantı krişleri olan enine taşıyıcı duvarlı sistemin sürekliliği ve yük taşıma kapasitesi, tuğla duvarların ve döşeme plakalarının çevrelerinin tutulması nedeniyle büyük ölçüde artmaktadır. Bu tür binalar 1976 Tangshan depreminde depremin X şiddetinde hissedildiği alanlarda yıkılmamışlardır.

Deprem bölgelerindeki çok katlı tuğla binalarda enine taşıyıcı duvarlı sistemin mümkün olduğu kadar çok kullanılması, daha da uygun hale gelmesi için betonarme konstruktif kolonlar ilâvesi gereği ortaya çıkmıştır.

Tuğla Kolonlu Taşıyıcı Sistem : Tuğla kolonlu taşıyıcı sistem, ekonomik ve yapıma uygun olması nedenleriyle deprem bölgesi olmayan alanlarda küçük ve orta açıklıklı yapılar için iyi bir çözümdür. Ancak bu tür yapıların çoğu son depremlerde depremin VIII ve daha büyük şiddetde hissedildiği alanlarda hasara uğramış veya çökmüşlerdir. Bu nedenle Çin deprem tasarımı yönetmeliğinde VIII ve IX şiddetine göre hesapta sırasıyla 4ø10 ve 4ø12 den az olmamak üzere tuğla kolonlara düşey donatı konulması öngörülmüştür.

Kirişsiz Döşemeli Sistem : Deprem olmaksızın veya hafif depremlere göre tasarım yapıyorsak, girişsiz döşemeli sistem büyük açıklıklı ve çok yüklü döşemeler için iyi bir sistem olabilir. Kirişler olmayınca, yapım kolaylığı sağlanır ve kat yüksekliğinin azalması ile maliyet düşürülebilir. Ancak bu sistemle yapılan yapıların bazıları kuvvetli zemin hareketlerinde kolonlarındaki hasar nedeniyle çökmüşlerdir. Buna örnek olarak 1976 Tangshan depreminde Tangshan şehrindeki soğuk depolama tesisinin çökmesi gösterilebilir. 1977 Romanya Vranca depreminde Bükreş'te dört katlı girişsiz döşeme elektronik hesap makineleri merkezinin çökmesi de bir başka örnek olmaktadır. Bu binada donatının yerleştirilmesinde yanlışlar olmakla beraber, binanın yıkılmasını esas etkileyen yapı sistemidir. Bu olaylardan yüksek şiddetli deprem alanlarında girişsiz döşeme yapı sistemlerine perdelerin ilâve edilmesi gereği ortaya çıkarılabilir.

Yumuşak birinci katlı sistem : Yumuşak birinci katlı yapı sistemi, Çinde, çerçeve ile taşınan yapı veya tavuk bacaklarına oturan yapı diye adlandırılır ve yumuşak bir birinci kat (sırf kolonlar) ve üstünce rijit katları ihtiva eder. Bu yapı sistemi ilk katta büyük hacimler sağlayabilir. Bu sistem, deprem olmayan bölgelerde ilk katta lokanta ve dükkan gereksinmelerini sağlaması bakımından iyi bir sistemdir. Ancak deprem bölgelerine bu sistemin uygulanması tartışmalıdır. Hernekadar Martel 1929 da yumuşak birinci katın kullanılmasıyla yapıya gelen deprem enerjisinin azalacağını ileri sürmüş ve deprem yer hareketinin yumuşak birinci katla sınırlanabileceği anlaşılmissa da; birçok mühendis bunu kullanmayı önermemektedir; kuvvetli depremler yumuşak birinci katlı yapı sisteminin tehlikeye maruz olduğunu göstermiştir. Böyle bir binada hasar ve çökme daima ilk kat kolonlarının hasarı nedeniyle olmuştur. Hasara uğrayan binanın onarımı çok zordur. Yumuşak birinci katı çöken yapılara, Sovyetler Birliği Aşkabad depremi (1948), Agadir depremi (1960), Üsküp depremi (1963), Çin Tangshan depremi (1976), Romanya Vranca depremi (1977) ve diğerlerinde rastlanmıştır. Buradan, depreme maruz, özellikle yüksek şiddetli depreme maruz bölgelerde yumuşak birinci katlı yapı sistemini kullanmaktan sakınmamız sonucu çıkmaktadır.

Yüksek narin sistem : Yüksek narin sistem genellikle bağımsız yüksek bacalardır. Tuğla bacalar bir deprem sırasında tehlikeli bir sistemdir; hasar genellikle bacanın üst bölgesinde oluşur. Düşey donatı çubukları ve yatay halka donatısı olan donatılı tuğla bacalar da, düşey donatı çubuklarının yeterli ankrajı olmaması halinde kuv-

vetli depremlerde çökebilirler. Donatılı tuğla bacalar çoğunlukla halka parçaları halinde yıkılır ve yandaki binalara zarar verebilirler. Tuğla bacalar ise aksine çoğunlukla tek tuğlalar haline gelerek yıkılır. Yüksek narin betonarme bacalarda hasar üst kısımlarda olur. 1976 Tangshan depreminde 180 m. yüksekliğinde bir betonarme baca esas şokta üst parçasından çatlamış bu parça en büyük ard şokta devrilerek yere düşmüştür.

Yapı Sistemlerinden İstenenler :

Optimum depreme dayanıklı yapı sistemi işlevsel, ekonomik ve mimari düşüncelerle belirlenir; bu seçim aynı zamanda yapı yerinin sismisitesi ve zemin koşulları ile kullanılan yapı malzemesine bağlıdır. Yapıyı hareketsiz bir zemin üzerine inşa etme gereğine ek olarak, yapı, yeterli yatay yük taşıma kapasitesine, yüksek deformasyon yeteneğine (süneklik), iyi bir bütünlüğe ve belirli bir yedek güce sahip olmalıdır. Deprem hesabında, herhangi bir depreme dayanıklı yapı sisteminden aşağıda sıralanan ana istekler aranır.

— Çerçeve veya taşıyıcı perdeler gibi, deprem sırasında dayanıklılık ve sünekliği ile stabiliteyi sağlayıp, tüm doğrultulardaki tüm yatay deprem yüklerini zemine aktarabilecek, yeterli düşey taşıyıcı elemanları olması

— Çatı, döşeme, kuşaklama veya gergi çubukları gibi yapıyı birarada tutan ve tüm deprem yüklerini düşey taşıyıcı elemanlara dağıtılabilen yeterli yatay eleman veya diyaframları olması

— Düşey taşıyıcı elemanların ankre edilebileceği, olabilecek kaldırma yükleri dahil tüm düşey ve yatay yükleri taşıyabilecek dengeli temelleri olması. (Kuvvetli depremler için tekil temeller birbirlerine bağlanmalıdır).

— Depreme dayanıklılığa ikinci bir cephe oluşturacak belirli yedek elemanları olması




— Karmaşık şekillerden ve görünüşteki ani değişikliklerden sakınılmış olması

— Yapı yerinin sismisitesi, kuvvetli yer hareketlerinin karakteristikleri ve zemin şartları ile iyi bir uygunluk sağlaması


YAPININ ŞEKİLLENDİRİLMESİ

Yapının Planı

Binanın plan şeklinin olabildiğince basit olması gereğinden ve bu şekil için dikdörtgenin optimum olduğundan söz edilir. Birçok deprem yönetmelikleri, Çin yönetmeliği dahil, planda düzenli olmayan yapıların deprem derzleri ile birçok bağımsız düzenli birimlere ayrılmasını öngörür. Bu gereksinime dayanarak bazı kişiler mevcut düzensiz planlı bir yapının takviyesi için parçalara bölünmesi gereğini öne sürmektedir.

Ancak, deprem derzleri ile yapı maliyetinin artacağı gerçektir. Ayrıca, bazı yapılarda düzensiz plan işlevsel gerekler, yapı sınırları ve mimari düşünceler nedeniyle gerekli olmaktadır. Örneğin ufak şehir veya kasabalarda yaşayanlar ve köylüler  veya  şeklinde düzensiz planlı bir evde yaşamağı dikdörtgen plana, daha uygun yaşam koşulları sağladığından ve çevreleyen duvarı inşa gereği olmadığından tercih etmektedirler. Bazen L şeklinde planlı bir binayı arsa sınırı nedeniyle inşa etmemiz gerekir. Yüksek binalara gelince  II, I şeklindeki düzenli planlar genellikle yapının büyük yatay kuvvetler altında stabilitesini sağlamak ve mimari istekleri yerine getirmek için gerekli olurlar. Bu endeni ede, yönetmeliklerde yapı planı için belirlenen isteklerin doğruluğu inceleme isteyen bir soru olarak kalmaktadır.

5 Ocak 1970 de Yunnan eyaletindeki Tonghai depreminden hemen sonra, deprem bölgesinde gözlemlerde bulunmak ve yapı hasarlarının raporunu hazırlamak üzere yazar gönderilmişti. O zaman yapı planının deprem davranışına etkisi yazarın dikkatini çekti. Osan eyaletindeki incelemeler sonunda birçok ilgi çekici örnek bulundu.

 şeklinde planlı tek katlı bir domuz ahır depremden sonra iyi durumda idi. Bu yapıda iki sıra ahşap kolon ve düz toprak çatı vardı ve Xiaojie kommunünde depremin IX şiddetinde hissedildiği bir bölgede idi. Aksine, civarda bulunan aynı yapı sisteminde ve aynı mazlemenden yapılmış dikdörtgen planlı yapıların tümü çökmüştü.

L şeklinde küçük bir şeker yapım evi hafifçe hasara uğramıştı. Yapı sistemi tuğla kolonlu ve ahşap kafes kirişli olan bu bina Xiaojie kommunünde ve depremin IX şiddetinde hissedildiği bir bölgede idi. Aynı kommunün buna yakın bir yerdeki dikdörtgen planlı hastane binası yerle bir olmuştur.

Yunnan eyaleti kırsal bölgesinde plan şekli I-I olan geleneksel bir yapı vardır. Ortada bir avlu bulunmaktadır. İki kolun yüksekliği esas kısımdan daha azdır' Taşıyıcı sistemi geleneksel Çin geçme yöntemleriyle ahşap çerçevelerdir. Aynı şiddetli bir alanda dikdörtgen planlı benzer yapıların çoğunun çökmesine karşın, bu bina hemen hemen tümüyle depreme dayanmıştır.

Hebei eyaletindeki 28 Temmuz 1976 tarihinde olan Tangshan depreminden sonra deprem sahasına yapı hasarlarını incelemek üzere yazar gönderildi. 55 büyük açıklıklı tuğla bina (21 bina Tangshan şehrinde, 34 bina Tianjin şehrinde idi) hakkındaki raporlara göre, düzensiz, planlı binalardaki (ön ve/veya arka ve/veya yan cephelelerinde salonları olan) çökme oranı, düzenli planlı binalardan (ön, arka veya yanda salonu olmayan) daha az olduğu sonucuna varıldı.

Aynı zamanda alçak yuvarlak yapıların depremde iyi davrandıkları gözlemlendi. Örneğin 1970 Tonghai depremde, Yunnan eyaletinde (IX şiddetinde) Xiaojie kömünündeki tuğla taşıyıcı duvarlı depolama binalarının çoğu, dairesel planlı tuğla bir, tahıl silosu dışında, ağır hasara uğramış veya yıkılmışlardır.

1976 Tangshan depremde aynı ders tekrarlanmıştır. Eski olanlar dışında IX-X şiddetinde bir alanda, kerpiç veya tuğladan yuvarlak tahıl silolarından sadece pek azı hasar görmüştür.

Yukarıda sayılan örnekler şu sonuçları göstermektedir :

— Dairesel planlı ve az yüksek yapılar depreme dayanıklılık bakımından iyi bir davranış gösterirler.

— Düzensiz planlı yapıların depreme dayanma kapasiteleri, dikkatli bir hesap ve yapımla, yapının çeşitli kısımları yıkılmamaları için birbirlerini destekleyeceklerinden düzenli bir yapınınkinden az olmayabilir. Bu nedenle yazar, hafif ve orta şiddetli depremlerde onarım giderleri daha az olabileceğinden, bir yapıyı deprem derzleri ile basit plan şekillerinde birçok birime ayırmanın yararlı olabileceğine inanmaktadır.

Ancak, kuvvetli depremlerde ana sorun göçmeyi önlemektir. Bu durumda, yapıyı birçok birimlere ayırmak daha fazla para gerektireceği gibi, binanın depremde ayakta durması bakımından sakıncalı da olabilir. Bu fikir, doğru veya yanlış, çözümlenmesi gereken bir sorun olarak kalmaktadır.

Yapı Cepheleri

Depremler defalarca basit cephe şekillerinin depremde ayakta kalma şansının daha fazla olacağını ve yapının cephe şeklinin, deprem davranışına plan şeklinden daha etkili olduğunu göstermiştir.

Cephelerin farklılık gösteren parçaları, geri çekilmiş cepheler veya çatı katları depremde tehlikelidirler. Ana nedenleri aşağıdadır :

— Cephelerin farklılık gösteren kısımlarının etkilerinin değerlendirilmesi için analitik bir yöntem şimdiki normal deprem yönetmeliklerinde verilmemiştir.

— Genelde bunların deprem davranışları ve yapı detayları hakkında bilgimiz çok azdır.

Şekil : 4 cephede geri çekme olan bir binayı ve bu binanın hesaplama için şematik diyagramını göstermektedir. W_1 ve W_2 ile sırasıyla, ana bina ve geri çekilmiş kısmın toplanmış kütlelerini gösterelim W_1 ağırlığı W_2 ye ve oradan da zemine, ağırlıksız, yay katsayıları K_2 ve K_1 olan yaylarla bağlanmıştır. Zemin yer değiştirmesi X_0 dir.

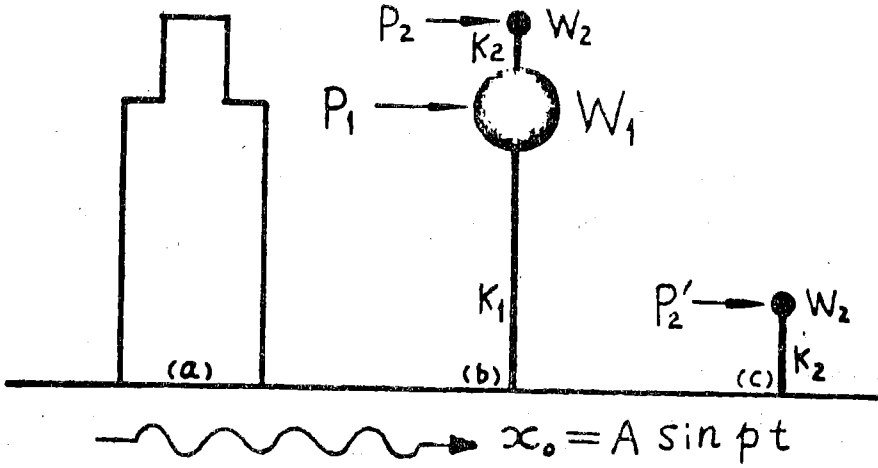
$$\frac{K_2}{W_2} = \frac{K_1 + K_2}{W_1} \text{ olarak kabul edersek, dinamik hesaptan,}$$
$$1 + \sqrt{\frac{W_1}{W_2}}$$
$$P_2 = \frac{\quad}{2} . P'_2 \text{ olarak bulunur.}$$

Burada P_2 ve P'_2 sırasıyla şekil 4b ve 4c de W_2 ağırlığına uygulanan yükü göstermektedir. Eğer, $\frac{W_1}{W_2} = 25$ ise $P_2 = 3P'_2$ dur.

4b şeklindeki sistemde W_2 ağırlığına uygulanacak yükün, 4c şeklindeki sistemdekinden daha büyük olduğu sonucu çıkmaktadır.

Bu nedenle son deprem hesabı yönetmeliğinin 19. cu maddesi «Çatı katları, parapetler ve çatı üstüne çıkan bacaların deprem hesabı için (4) formülü ile hesaplanan değerlerin 3 misli bir yatay deprem yükü alınabilir». demektedir.

Genellikle, çatı katlarının parapetlerin ve çatı üstüne çıkan bacaların ağırlıkları, esas binaya nazaran çok az olduklarından arttırılmış 3 katsayısı bile bazı durumlarda küçük kalabilir.



Şekil : 4 Cephede geri çekilmiş bina ve hesap için şematik diyagram.

TAŞIYICI VE TAŞIYICI OLMAYAN ELEMANLARIN KARŞILIKLI ETKİLEŞİMİ

Her yapıda daima iki tür eleman vardır. Birincisi sabit yükleri, faydalı yükleri ve çevre yüklerini taşıyan taşıyıcı elemanlardır. İkincisi ise işlevsel istekleri yerine getirmek için taşıyıcı elemanlara eklenen veya birleşen taşıyıcı olmayan elemanlardır.

Taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanlar arasında karşılıklı etkileşim taşıyıcı elemanların taşıyıcı olmayan elemanlara etkisini ve de tersini kapsar. Depremde taşıyıcı sistem zemin hareketi nedeniyle tabanından oynar. Taşıyıcı sistem hareket ettikçe, taşıyıcı olmayan elemanlar da hareket eder. Bu da onların tek hasar nedenidir.

Taşıyıcı olmayan elemanlarda çeşitli hasar mekanizmaları vardır.

Bunlar :

— Taşıyıcı elemanlarla taşıyıcı olmayan elemanların birleşimlerinde deprem atalet kuvvetleri nedeniyle olan hasar.

— Dolgu elemanlarının geometrik şeklinde, taşıyıcı sistemin hareketlerinden özellikle katların ardaşık yatay yer değiştirmeleri nedeniyle olan farklılaşma.

TABLO 1 TAŞIYICI OLMAYAN ELEMANLARDA HASAR VE DEPREME KARŞI ÖNLEMLER

| Eleman Tipi | Örnek | Hasar | Etki | Hasar Nedeni | Depreme karşı önlem |
|---------------|--|--|--|--|---|
| Düşey Çıkıntı | Tuğla parapet Tuğla baca | Çatlama Yıkılma | İnsanların ölümü ve yaralanması Çivar binalarda tahribat | Artan yatay yük Tuğla yapının zayıflığı. | Yüksekliğini azaltma Tuğla yapımında donatı kullanma |
| Eklenti | Süs Kaplama Tuğla Kaplama | Çatlama Düşme | İnsanların Yaralanması ve ölümü | Bağlantıda zayıflık Binanın hareketi Bağlı olduğu taşıyıcı ele. yıkılması | Bağlantıların kuvvetlendirilmesi Bina hareketlerini sınırlandırma |
| Yatay Çıkıntı | Balkon Sıcak | Yıkılıp düşme | İnsanların ölümü ve yaralanması Çivar binalarda tahribat. | Taşıyıcı yapının çökmesi | Taşıyıcı yapının çökmesini kontrol |
| Düşey | Bölme Kaplama | Çatlama Yıkılma | İnsanların ölümü ve yaralanması Çivar yapılarında ve odalardaki eşyada tahribat. | Yapı ile bağlantıda zayıflık Düşük dayanım ve süreklilik | Bağlantıların kuvvetlendirilmesi Yatay yük taşımanın artırılması |
| Dolgu | Tuğla Pano Pencere Kapı | Çatlama Yıkılma Cam kırılması Şekil Değiştirme Sıkışan kapılar | İnsanların ölümü ve yaralanması Odalardaki eşyada tahribat Yapının davranışında değişme. | Projelemede etkilerinin dikkate alınmaması. Bağlantıda zayıflık Kat yer değiştirmesi | Etkilerinin dikkate alınması Bağlantıların kuvvetlendirilmesi. Yer değiştirmeyi sınırlandırma Yapıdan ayırma |
| Asılı | Tavan Asılı duvar panosu. Asılı lamba fener. | Düşme | İnsanların ölümü ve yaralanması. Çivar yapılarında ve odalardaki eşyada tahribat. | Bağlantıda zayıflık | Bağlantıların kuvvetlendirilmesi |

Japonyada, 12 Haziran 1978 Miyagiken-oki depreminde 28 kişi ölmüş, binden fazla kişi yaralanmıştır. Mal kaybı 276 milyar yene (1.1 milyar dolar) ulaşmıştır. Bu depremden başşehir ve 7 eyalet etkilenmiştir. Felaket 1923 Kanto depreminden beri en büyük deprem felaketlerinden biri olarak kabul edilmektedir. 42 yıl önce, aynı bölgede daha şiddetli bir deprem olduğunda kayıplar daha azdı. Bu nedenle Japonlar üzülererek, bu depremin, yüzeyde modern teknoloji tarafından güvenliliği belirtilen şimdiki şehirlerin de, kuvvetli bir depreme tehlikeli olabileceğini ispatladığını söylemektedirler.

Yukardaki deprem felaketleri, deprem felaketlerini hafifletmede ana sorunlardan birinin de kentleri deprem felaketinden korumak olduğunu göstermiştir.

1976 Tangshan Depreminin Edinilen Dersler

28 Temmuz 1976 Tangshan depremi yaklaşık 600.000 şehir nüfuslu Tangshan şehrinde büyük bir felaket getirmiş, Tianjin ve Beijing de çok hasar olmuştur. 242.000 kişi ölmüş, 164.000 kişi yaralanmıştır. Depremin epistantrı Tangshan şehir merkezinde idi. Bu depremden kent deprem felaketinin çoğunu hafifletmek için yararlı dersler edinilebilir.

Yapıların yoğunluğu Yapıların ve halkın yoğunluğu azaldıkça felaket de hafifleyecektir. Tangshan şehrinin Lunan bölgesinde yapıların yoğunluğu yaklaşık %70 di. Ortalama bir kilometre karede 15000 kişi kadar yaşıyordu. Bu bölgede ölüm oranı %45 den fazladır. Tangshan şehrinin diğer bölgelerinde ölüm oranı yaklaşık %21.3, banliyölerinde ise %14'dü. Deprem Tangshan şehir bölgesi ile aynı şiddette hissedildiği Fengnan eyaleti kırsal alanlarında ise ölüm oranı sadece %10 dur. Ayrıca, yapıların Yoğun olduğu bölgelerde evlerinden kaçabilen birçok kişi deprem sürerken dar sokaklarda ölmüşlerdir. Bazı sokaklarda yıkıntı yüksekliği bir metreden fazla idi. Bir çok yapı yanındaki çöken binadan gelen yıkıntılarla hasara uğramış veya yıkılmıştır. Buradan, kentlerde deprem felaketini hafifletmek için etkili bir önlemin bina ve halk yoğunluğunu azaltmak olduğu ortaya çıkmaktadır.

Deprem şiddetinin önceden belirlenmesi: Bir bölgenin deprem şiddeti zeminde anormal bir durum yoksa o bölgede yüz yıllık bir zaman içinde olabilecek maksimum deprem şiddetini gösterir. Bir ülkede, bir yapının deprem hesabını yapmada veya mevcut bir yapıyı takviye etmede olduğu gibi kent planlaması yapma ve bir kentte olabilecek deprem felaketlerini hafifletmek amacıyla önlemler alınmadaki ilk adım olarak deprem tehlikesi durumunun incelenmesi iste-

nir. Tangshan depreminin dene olduğu felaketin esas sebebi Tangshan bölgesi için deprem şiddetinin çok küçük tahmin edilmesi olmuştur. Tangshan depreminden önce, Tangshan şehri için belirlenen deprem şiddeti sadece VI idi. Bu da yapıların depreme göre projelenmesini gerektirmekte idi. Gerçekte Tangshan depreminde Tangshan şehrinde şiddet XI e ulaşmıştı. Aynı durumda Xiantai Depremi (1966), Tonghai Depremi (1970) ve Haicheng Depremi (1975) sırasında da karşılaşılmıştır. Bu nedenle de deprem şiddetinin doğru belirlenmesi, kentlerde deprem felaketlerini hafifletmede stratejik ve ana bir önlem olmaktadır.

İkincil olaylar Tangshan Çinde bir kömür madeni merkezidir. Depremden sonra yeraltı galeri sağlam kalmış, ancak galerileri normal miktarın 1.7 - 5 katı olan su basmıştır. Bir kuyudaki maksimum su fişkırması debisi 160 m³ dakikaya ulaşıyordu. Meydana gelen enerji kesilmesinin düzeltilmesi bir yıl sürdü. Böyle durumlarda çalışmayı süratle tekrar başlatabilmek için ikinci bir enerji kaynağı, ve hızlı drenaj sağlama önlemleri olmalıdır.

Kaiping kimya tesislerinde sıvı klorit valf'lerdeki hasar nedeniyle aktı ve iki kişinin ölümüne neden oldu. Şans eseri yağmur nedeni ile bu eriyik yoğunluğunu kaybetti ve başka felaketlerden kurtuldu.

Bazı kuruluşlarda, kimyasal madde kaplarının hasarı nedeniyle patlamalar ve yangınlar oldu. Daha kötü olaylar hızlı kurtarma sayesinde önlenildi.

Douhe nehri Tangshan şehrinin içinden geçer. Douhe rezervuarı nehir şehre varmadan 15 km. ötededir. Bu yapı depremde hasara uğradı. Barajda 1-1.5 m. genişlikte 1700 m. uzunlukta bir çatlak ve birçok enine çatlaklar gözlemlendi ve depremde sonra su kaçırdı. İyi bir şans eseri suyun alçak olması ve hızlı tamir sayesinde baraj ayakta kaldı.

Douhe kuvvet santralının 180 m. yüksekliğindeki betonarme basası esas depremde 132 m. yükseklikten kırıldı ve aynı günkü en kuvvetli art depremde aşağı düştü. Yanındaki konveyör koridoru düşen yıkıntılardan çöktü. Bazı fabrikalar, tuğla bacalarının yıkılan kısımları veya tuğla parçaları nedeniyle hasara uğradı veya çöktü. Bu olaylardan, yapıların böyle yüksek bacalardan belirli bir uzaklıkta yapılması gereği ortaya çıkmaktadır.

Yaşamla ilgili mühendislikler Depremden sonra Tangshan'da enerji sağlama binalarının yıkılması, teçhizatın hasarı nedeniyle enerji sağlama tamamen durdu. 28 Temmuzda enerji, hareketli bir enerji ünitesi ile geçici olarak sağlandı. 29 Temmuzda enerji şebekesinden

Tangshan'a enerji verildi. Tangshan enerji tesisleri 1976 sonunda tamamen eski haline sokuldu.

Tangshan'a su sağlanmasının kesilmesinin nedeni, su tesisleri, kuleler, yeraltı boruları ve kuyu boruları gibi su yapılarının yıkılmasıdır. Yıkıntılar altında kalan birçok borunun tamiri zordu. Tangshan'a içme suyu 10 Ağustos'ta, kullanma suyu ile Eylül sonlarında sağlanabildi. Tianjin şehrinde su Ağustos'un sonunda sağlandı.

Depremden sonra Tangshan şehrinde haberleşme, yapılarının yıkılması, donatım, hatlar ve direklerin hasara uğraması nedeniyle tamamen kesilmişti. 18 Temmuz sabahı sağlam olan yeraltı kabloları ile Beijing'le irtibat sağlandı. Tütünün tamiri 1 Eylül'de oldu.

Trafik hem Tangshan'da, hem Tianjin'de depremden sonra yıkıntıların bazı sokakları doldurması nedeniyle durdu. Tianjin şehrinin Heping bölgesinde yolların %80 i ulaşım olanak sağlamıyordu. Depremden sonra trafik, Tangshan şehrinin kuzey güney ana caddesinde 10 saat durmuştu. Tangfeng yolunda, şehirlerarası trafiğin durması ve yeterli trafik yetkililerinin bulunmaması nedeniyle 10 km. lik vasıta kuyrukları oluştu. Shengli köprüsünün çökmesi Tangshan'ın doğu maden bölgesi ile şehir merkezi arasındaki taşımacılığı durdurdu. Ji kanal köprüsünün çökmesi Tangshan ve Tianjin şehirleri arasında fasıllı trafik kesintilerine neden oldu. Bütün bunların kurtarma işlemlerine büyük etkisi oldu.

Tabii gaz ve sıvı gaz tesisleri hafif hasara uğradı ve gaz sağlanması Ağustos sonunda başladı. Likit gaz evvelce kullananların ihtiyaçlarını sağladıktan öte yüzlerce kurtarma ekibince de kullanıldı.

Tangshan hava alanının sadece bazı binaları hasara uğradı ve normal işletmeye hemen geçildi.

Yukardaki gerçekler yaşamla ilgili sistemlerin, bilhassa enerji sağlama sistemleri korunması emniyetinin, felaketi hafifletme, kurtarma ve üretime geçme bakımından çok önemli olduğunu göstermiştir.

Yeraltı yapıları X-XI şiddetindeki alanda yer üstündeki bütün yapılar yerle bir oldukları halde, yer altı yapıları hafif hasara uğradı. Ayrıca bodrumlu yapılar, bodrumsuzlardan daha az hasara uğradılar. Özellikle yeraltında çalışan yaklaşık otuz bin kişi depremden sonra emniyetle yer üstüne çıktılar. Yeraltı yapılarının deprem sırasındaki davranışlarının büyük ölçüde çevrelerindeki zeminin davranışına bağlı olduğunu belirtmek yerinde olur. Genel olarak, yumuşak zemindeki yapılar depremde daha tehlikededir. Ayrıca, giriş ve çıkışların yıkıntılardan tıkanmayacak şekilde olmasına dikkat edilmelidir.

Açık alanlar Depremden sonra parklar ve yeşil alanlar sığınma ve kurtarma işlemleri için çok yararlı oldular. Fenghuang parkı ve Tangshan şehir merkezindeki halk parkı esas sığınma yerleri olarak kullanıldı. Tangshan hava alanındaki yeşil alan ise bir tıp merkezi olarak kullanıldı. Beijing ve Tianjin şehirlerindeki büyük parklar 300.000 kişiye sığınma yeri sağladı.

Kent planlaması gerekleri

Deprem felaketlerini hafifletmeyi maksimum yapabilmek için deprem bölgelerinde kent planlaması yaparken depreme dayanıklılık gerekleri düşünülmelidir. Ana gerekler aşağıdaki gibi sıralanabilir.

— Şehirlerin büyüklük ve nüfuslarını kontrol altına almak ve daha çok, ufak şehir ve kasabalar oluşturmak.

— Yapıların yoğunluğunu kontrol altına almak; iki yapı arasındaki aralık yüksekliklerinin toplamından büyük olmalıdır.

— Olabiliyorsa yer altı yapıları yapmak; şehir haberleşmeleri, su ve enerji sağlanması için önemli tesisler mümkün olduğunca yer altı yapılarında kurulmalıdır. Yeraltı yapıları yumuşak zeminlerde yapılmamalı, giriş ve çıkışları tıkanma olmayacak serbest alanlara yerleştirilmelidir.

— Çevresel ağlar, çok sayıda giriş ve çıkışlarla enerji sağlama, haberleşme, su ve trafik sistemleri için yedek tesisler yapılmalıdır.

— Yol planlamalarında, sığınma, boşaltma ve kurtarma gerekleri düşünülmelidir. Her yolun taşımacılığın durmasını önleyecek yeterli genişliği ve çok sayıda giriş ve çıkışları olmalıdır.

— Arazinin rasyonel kullanıma planlaması deprem risk analizine dayanmalıdır. Tehlikeli alanlar parklar veya yeşil açık sahalar olarak kullanılmalıdır.

— Su bulunan alanlar, nehir veya göl, korunmalıdır.

— Yangın ve/veya patlama ve/veya şiddetli zehirli malzeme veya maddelerin yapım veya depolanması ile ilgili fabrika ve depolar şehirlerden uzakta inşa edilmelidir. Yakındaki barajlar şehirden nehir belirli bir mesafeye uzaklaştıktan sonra yerleştirilmelidir.

— REFERANSLAR —

1. Ye, Yaoxian, «Terremotos Destructivos Ocurridos en años Recientes en China», **Revista Geofísica**, Instituto Panamericano de Geografía e Historia, Numero 10-11 Mexico Enero-Diciembre 1979
2. Ye, Yaoxian, «Damage to Lifeline Systems and Other Urban Vital Facilities from the Tangshan, China Earthquake of July 28, 1976» Proceedings of the 7th WCEE, Vol, 8, pp 169-176.

**«AFET BÖLGELERİNDE YAPILACAK YAPILAR
HAKKINDA YÖNETMELİK»TE
KOLON MINİMUM DONATIISNIN % 1
OLARAK SINIRLANDIRILMASI ÜZERİNE
DÜŞÜNCELER**

Nejat BAYÜLKE(*)

SUMMARY

Minimum longitudinal reinforcement requirement of reinforced concrete columns is studied from the point of earthquake safety, and the dangers which arise from non observation of this rule is pointed out, and this is followed by the economical solutions while observing the 1 % minimum longitudinal reinforcement requirement.

GİRİŞ

«Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik» madde 6.6.3 uyarınca kolonlarda en küçük boyuna donatı yüzdesi % 1 olarak sınırlandırılmıştır. Uygulamada bazı kolonlarda bu koşulun gerektiğinden fazla donatı kullanma zorunluluğuna ve dolayısı ile de demir israfına yol açtığı belirtilmektedir. En az betonarme kolon boyuna donatısının % 1 olması koşulunun nedenleri ve sağlayacağı yararlar üzerinde durulacak ve Yönetmeliğinin bu maddesinin gerekçesinin bir açıklaması yapılacaktır. Betonarme bir yapıda esas olan herbir kolonun düşey yüküne ve depremden gelen eğilme momentine göre hesaplanıp gerekli donatının konulması gerekir. Ancak eğer kolonun en kesiti statik hesap sonucu bulunmayıp rastgele seçilmiş ise yada bazı mimari ve başka nedenlerle seçilmiş ise % 1 donatı kuralı gerçekten de ekonomik olmayacaktır. Ancak bu durumda da ekonomik çözümler bulmak mümkündür. Önce % 1 minimum donatı koşulunun gerekçesi üzerinde durulacak, daha sonra bu koşula uyulmadığı durumlarda ortaya çıkabilecek sarkıntılar ve ekonomik çözüm yolları verilecektir.

(*) İmar ve İskan Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı

% 1 Minimum Donatı Koşulunun Gerekçesi

Betonda zaman içinde olan ve miktarı giderek artan sünme olayı sonucu betonda olan büzülme ile ortaya çıkan çekme gerilmelerini taşıyabilecek fazladan donatı bulunmalıdır. Diğer bir deyişle sünmeden dolayı donatıya gelen gerilmelerin düşük bir düzeyde tutulması gerekir. Bu kolon boyunca donatı miktarını yüksek tutarak sağlanmaktadır. Böylece deprem olduğu zaman donatıda mevcut gerilmeler ile depremden gelen ek gerilmeler eklendiği zaman toplam gerilme mümkün olduğu kadar akma gerilmesinin altında kalabilsin.

Minimum donatı yüzdesinin % 1 olmasının bir başka nedeni, kolonun çekme donatısının akma sınırına geldiği andaki moment kapasitesi ile, basınç bölgesindeki betonun ezilmeğe başladığı andaki moment kapasitesi arasında mümkün olduğu kadar genişçe bir moment kapasitesi oluşturabilmektir. Bir başka deyişle kolonların deprem yükleri altında elastik bölgede kalmasını sağlamak, kolonda depremden dolayı kalıcı deformasyon olmasını önlemek yada bunu mümkün olduğu kadar daha büyük yükler altında olabilecek şekilde geciktirmektir.

Burada deprem hesaplarında kullanılan eşdeğer statik kuvvet katsayısının özellikleri üzerinde biraz açıklama yapmak gerekmektedir. Bilindiği gibi 1 nci derece deprem bölgesinde bir betonarme yapının yatay kuvvet katsayısı 0.10 civarındadır. Ancak 1 nci derece deprem bölgesinde betonarme bir yapının ekonomik ömrü (yaklaşık 70-80 yıl) içinde en az bir kez olması beklenen depremin şiddeti IX ve daha büyük olarak kabul edilmektedir. IX ve daha büyük şiddetli bir depremin maksimum yer ivmesinin 0.35-0.80 g (yani $C = 0.35-0.80$) yada daha büyük olması hiçte şaşırtıcı karşılanmamalıdır.

Deprem yer hareketinden dolayı yapılara gelen kuvvetler dinamik karakterli bir yük olduklarından, yapıdaki sönüm ve diğer bazı azaltıcı etkenler nedeni ile IX şiddetindeki bir depremin eşdeğer statik kuvvet katsayısı, yukarıda belirtildiği gibi 0.35-0.80 kadar olmasa bile, yinede 1 nci derece deprem bölgesi için alınan C katsayısının 2-3 yada daha fazla katı kadar olabilmektedir. Kısaca yapıların hesaplarında kullanılan kuvvetler ile gerçek bir depremde maruz kalacakları kuvvetler arasında çok büyük farklar vardır. 1 nci derecede deprem bölgesinde $C = 0.10$ 'a göre hesaplanmış bir yapıya daha IV şiddetinde bir depremde bile bu hesaplarda kullanılan miktarın üzerinde yatay kuvvet gelebilecektir. Nitekim 19 Ağustos

1976 Denizli depreminde kaydedilen maksimum yer hareketi $C = 0.34$ olmuştur. Üstelik bu depremin şiddeti ise ancak IV'dur ve Denizli 1 nci derece deprem bölgesinde yer almaktadır.

Yönetmelikteki Hesap İlkeleri (Bölüm 13) ve Bölüm 6'da verilen ayrıntılar birlikte değerlendirilmelidir. Bölüm 13'e göre yapılacak hesap ve kesit ve donatı tahkikinin yapıya sağlayacağı (1 nci derece deprem bölgesinde) eşdeğer statik kuvvet katsayısı 0.10 'u aşmayan depremlerde (IV ve daha küçük şiddetli depremlerde) yapının deformasyonlarının ve yapıdaki gerimelerin elastik bölgede kalmasıdır. Daha şiddetli depremlerde yapıda elastik enerji tüketme gücü kalmamaktadır. Ancak bu yapının o anda yıkılması anlamına gelmemektedir. Yapıların Yük-deformasyon eğrileri Şekil - 1 (a)'da gösterildiği gibidir. Burada verilen iki elasto-plastik yük deformasyon eğrisi elastik enerji yutma gücü aynı ancak kalıcı deformasyon ile plastik enerji yutma güçleri farklı iki ayrı yapıya aittir. Yönetmelikte Bölüm 6'da verilen ayrıntılar kalıcı plastik deformasyonla enerji yutma gücü yüksek olan yapılar elde etmek içindir. Bu eğrilerden görülebileceği gibi yapıların plastik enerji yutma güçleri elastik enerji yutma güçlerine göre çok daha büyüktür.

Sık sık olan hafif depremlerde yapıların elastik enerji yutma gücünün kullanılması, ömrü boyunca bir kere olacak şiddetli depremde de yapının plastik enerji yutma gücünün kullanımı depreme dayanıklı yapı felsefesinin temelini oluşturmaktadır. Kısaca deprem hesabı ile yapının hafif depremlerde fazla etkilenmesi önlenirken, diğer ayrıntılarla da yapının şiddetli depremlerde çatlasa bile yıkılmadan enerji yutabilme gücüne sahip olmasını amaçlamaktadır. Yapıda, eğer, IX şiddetinde bir depremde hiçbir hasar olmaması isteniyorsa kullanılacak C katsayısının 0.25 civarında alınması ve dolayısı ile kolon ve diğer yapı elemanlarının boyutlarının bu oranda artırılması gerekir. Şekil - 1 (b). Bu taktirde her iki yapısında enerji yutma gücü aynı olacaktır. Ancak bir yapı bütün enerjiyi elastik olarak tüketirken, diğer bir yapı, şiddetli depremin enerjisini, hem plastik hemde elastik deformasyon yaparak tüketecektir. Elasto-plastik enerji tüketme yaklaşımı daha ekonomik kesit ve donatılarla karşılanabilirken, elastik enerji tüketme yaklaşımı hiçte pratik olmayan ve de büyük yatırım gerektiren kesitler ve donatılar gerektirecektir.

Kullanılan depreme dayanıklı yapı felsefesine göre şiddetli depremlerde bütün yapı elemanlarında kalıcı deformasyon ve hasarın olması beklenmektedir. Ama bir yapının bütün elemanlarının önemi aynı olmadığı için bazı elemanlardaki hasarın diğerlerine göre daha az olması amaçlanır.

Kolonların betonarme çerçevesel yapılarda deprem açısından önemli görevleri vardır. Kolonlarda olacak hasarın yapının tümü ile göçmesine yol açma olasılığı fazladır. Depremde hasar gören bir betonarme kolonun onarımı yada yeniden yapılması aynı şekilde hasar görmüş bir kirişe göre daha zordur. Kolonda olan ezilme sonucu kat yüksekliğinin azalması olayının giderilmesi güçtür. Kolonun yatay ötelemesinin büyük olması ikinci mertebeden (düşey yük çarpı yatay deplasman) momentlerin oluşmasına ve kolonun daha da zorlanmasına ve yapının tümüyle göçmesine yol açabilir. Bu nedenlerle genellikle kolonların diğer taşıyıcı elemanlara göre mümkün olduğu kadar daha yüksek elastik limit moment taşıma gücüne sahip olmalarında yarar vardır. Nitekim bazı ülke betonarme yönetmeliklerinde (Amerikan betonarme Yönetmeliğinde ACI - 318) kolonların dayanım faktörü kirişlerin dayanım faktörüne göre daha küçük alınır (kirişlerde 0.90, kolonlarda 0.70 gibi). Böylece kolonların gelen yüklere göre, kirişlerden olandan daha büyük, bir fazladan dayanım kapasitesi olması sağlanır. Bu şekilde yapı için yaşamsal önemi olan kolonda hasarın olmaması yada mümkün olduğu kadar aşağı bir düzeyde tutulması sağlanır. Minimum kolon boyuna donatı miktarının % 1 olması işte bu yukarıda sayılan gerekçe ve düşünceler sonucu getirilmiştir.

Kolonun elastik limit moment taşıma gücünün yüksek olması ve kolonun kalıcı deformasyon yapmaması için önerilen bir diğer önlem ise bizim Yönetmeliğimizde bulunmamaktadır. Herhangibir kolon-kiriş düğüm noktasında kolonların uçlarının moment taşıma güçlerinin toplamının, kirişlerin uçlarının moment taşıma güçlerinin toplamından fazla olması ve depremden dolayı kırılmanın daha az tehlikeli olan kirişlerde başlamasıdır.

En küçük kolon donatısının kolonun toplam beton alanına göre deprem bölgelerinde en az % 1 olması koşulu Amerikan ve Japon deprem Yönetmeliklerinde de vardır.

Özet olarak; depreme dayanıklı yapı tasarımında, Yönetmelik uyarınca bulunmuş yatay kuvvetler altında tahrik yalnızca hafif depremlerde mimari ve taşıyıcı sistem dışındaki elemanların hasarını önlemektedir. Kolonlar kritik elemanlardır; C 0.10 gibi bir yatay statik kuvvet katsayısı daha IV şiddetindeki bir depremden aşılmaktadır; kolonda elastik limit moment kapasitesinin olabildiğince yüksek olması ile kolonda ezilme ve çatlamanın orta şiddetdeki depremlerde olması önlenebilecektir. Kolonların kritik olmaları nedeni ile diğer taşıyıcı elemanlara göre bir miktar daha büyük yatay kuvvetlere

elastik olarak karşı koyabilmeleri için minimum boyuna donatı sınırlaması getirilmiştir. Örneğin 25 x 50'lik bir kolonda % 1 ve % 0.5 donatı miktarları altında eğilme momenti kapasiteleri arasında % 25 fark vardır. Şekil - 2

% 1 Minimum Donatı Koşuluna Uyulmamasının Doğurabileceği Tehlikeler

Betonarme yapılarda kolon ve kirişlerin bölme duvarları içinde saklanması şeklindeki mimari kısıtlama ve yapının taşıyıcı sistemini oluşturan çerçevelerin düzensiz, yani birbirine dik ve eşit aralıklı akslardan oluşmaması gibi durumlar sonucu kolonların boyutları statik yükler açısından gerekenden daha büyük yapılabilmektedir. Şekil - 3. Küçük bir kesit yeterli iken şaşırtmalı olarak kirişlerin ortak bir kolona oturulması için kolon büyütülmektedir. Ortaya çıkan salt düşey yükler açısından gerekenden büyük boyutu olan bir kolonun yatay yükler (deprem yükleri) altında nasıl davranacağıının irdelenmesi gerekir.

1) Düşey yükler açısından gidilerek hesaplanmış 25 x 40 ve % 1 donatısı olan bir kolon 25 x 80 ve % 0.5 donatılı olarak yapılırsa deprem davranışı değişik olacaktır. Önce kolonun rijitliğinden giderek kolona gelecek yatay kuvvette olacak değişimin üzerinde durulacaktır. Bilindiği gibi betonarme yapılarda taşıyıcı elemanlara gelen yatay yük onların rijitliği ile orantılıdır. Kesidi büyüyen bir kolon rijitliğide büyümektedir.

Yukarıda sözü edilen kolonun hepsi aynı doğrultuda ve 25 x 40 boyutunda 25 adet kolonu olan bir yapıda bulunduğu varsayımına göre başlangıçta boyutu 25 x 40 ve adalet momenti $I = 13.34 \text{ dm}^4$ iken 25 x 80 boyutunda iken adalet momenti $I = 106.67 \text{ dm}^4$ olmaktadır. Başlangıçta bütün kolonlar arasında bu kolonun yatay kuvvetten payı $1/25$ yani % 4 olur. Diğer kolonların boyutları değişmeden yalnızca bu kolonun boyutunun artırılması ile kolona gelen yatay kuvvetin payı :

$$106.67 / (24 \times 13.33 + 106.67) = 0.25$$

olmaktadır. Diğer bir değişle kolonun 25 x 40'dan 25 x 80'e çıkarılması onun rijitliğini 8 kat artırmakta ve kolonun yapıya gelen yatay kuvvetlerden aldığı pay % 4'ten % 25'e çıkmaktadır. Diğer bir değişle bu çok daha rijitleşmiş kolona gelen yatay kuvvet 6.25 kere artmaktadır.

Burada söz edilen durumun gerçekte karşılaşılabilecek durumlara göre abartılmış olduğu söylenebilir. Ancak değişmeyen gerçek

şudur : Mimari nedenlerle boyutu artırılmış bir kolonun rijitliğide artmaktadır ve dolayısı ile bu kolonun payına depremden gelecek yatay kuvvetlerde de büyük artışlar olabilir. Bilindiği gibi rijitlik artışı boyut artışının kübü ile orantılıdır.

2) Olaya birde mukavemet açısından bakmakta yarar vardır. 25 x 40 ve 6 Ø 14 donatısı ve 25 x 80 ve yine 6 Ø 14 donatısı olan iki kolonun moment-eksenel yük taşıma güçleri Şekil - 4'de gösterilmektedir.

25 x 40 ve 6 Ø 14 donatılı bir kolonun emniyetle taşıyabileceği düşey yük

$$N = (0.85 F_b \sigma_b + F_c \sigma_c) / 2.5$$

formülü ile hesaplanırsa 57 ton olarak bulunmaktadır. Burada F_b = beton alanı, σ_b B 160 beton basınç dayanımı 140 kg/cm², F_c = donatı alanı σ_c = donatı akma dayanımı (2.4 ton/cm²) alınmaktadır. Salt düşey yükler için hesaplanmış bu kolonun 57 ton yük taşıdığı ve mimari nedenlerle genişletilmesi durumunda bu düşey yükün artmadığı varsayılmaktadır. 57 ton eksenel yük altında 25 x 40'lık kolon 970 ton-cm, 25 x 80'lik kolon 2560 ton moment taşıyabilmektedir. Hernekadar kolonun 30 cm'e çıkartılması moment kapasitesinin 2560/970 = 2.64 kere artmasına yol açmışsada, bu kolonun yapıya gelen yatay kuvvetten aldığı paydaki artış daha büyük, 6.25 kat olmaktadır. Dolayısı ile momentteki artış gelen yükteki artışın daha büyük olması nedeni ile yararlı olmamaktadır.

Burada kolona gelebilecek yatay kuvvet düşünülürken, Yönetmelikten alınan C = 0.10 gibi bir yatay kuvvet katsayısının oluşturduğu kuvveti değilde gerçek bir büyük depremde bu katsayının birkaç katı boyutunda olan yatay kuvvetler göz önünde tutulmalıdır.

3) Birde kolonun kesme kuvveti açısından değerlendirilmesinin yapılması gerekir. 25 x 40 ve 25 x 80 boyutlu kolonların bu moment kapasitelerine ulaşmaları için gereken yatay kuvvet (kolona gelen deprem kesme kuvveti) Şekil - 5'teki gibi dağılacığından, eğer 2.50 metre (Kat yüksekliği (3.0 m) - giriş derinliği (0.50 m) serbest kolon boyu alınır) 25 x 40'lık kolonda 7.8 ton, 25 x 80'lik kolonda 20.5 ton kesme kuvveti gerekmektedir. Diğer bir değişle kolon uçlarında 970 ton-cm ve 2560 ton-cm'lik momentlerin oluşması için kolonların bu kesme kuvvetlerini taşıyabilmeleri gerekir. Eğer kolonların kesme kuvveti taşıma güçleri bu değerlerin altında ise, kolonların uçlarında bu momentler oluşmadan kolonlarda kesme kırılması olacaktır.

Kesme kırılmasının çok ani ve gevrek ve enerji yutma gücü çok az oluşu önlenmesini gerektirmektedir ve dolayısı ile bu kolonların bu kesme kuvvetini taşıyabilecek güçte olmaları zorunlu olmaktadır.

Ayrıca kolon boyutunun artırılması ile kolonun kesme kuvveti taşıma kapasitesinin de $20.5/7.8 = 2.64$ kez artırılması gerekmektedir.

25 x 40'lık kolonda enine donatı olarak $\emptyset 8/25$ kullanıldığı ve kolonun 25 x 80 olması durumunda da bunun değişmediğini varsayalım. Betonarme kolonda kesme kuvveti taşıma gücü şöyle hesaplanabilir :

$$V = b d \tau_b + \sigma_c b d (2 F_c/d s)$$

Burada τ_b = betonun birim kesme dayanımı (8 kg/cm²), b ve d kolonunun eni ve boyu s etriye aralığı, σ_c = donatının akma gerilmesi (2.4 ton/cm²), F_c etriye en kesit alanı'dır. Burada b = 25, d = 40 ve 80 = s = 25 cm olarak alınmaktadır. Bu durumda 25x40'lık kolonun kesme kuvveti taşıma kapasitesi 10.4 ton, 25x80'lık kolonun kapasitesi 18.4 ton olmaktadır.

Görüldüğü gibi 25x40'lık kolonun kesme kuvveti kapasitesi moment kırılması için gereken kesme kuvvetinden fazladır ve moment kırılmasından önce kesme kırılması olması tehlikesi yoktur. Öte taraftan 25x80'lık kolonda kesme kuvveti 18.4 tonu aştığı anda kesme kırılması olacaktır. Bu sırada kolondaki moment 2300 ton-cm'dir ve kolonun moment kapasitesinden küçüktür ve moment kırılması olmayacaktır. Ancak kesme kuvveti kapasiteden fazla olduğundan kesme kırılması olacaktır. Diğer bir değişle kolonun en kesidinin büyütülmesi ile kesme donatısı (etriye) miktarının da artırılması gerekmektedir.

4) Özet olarak, 40x25'lik bir kolon aynı miktarda boyuna donatı ve etriye ile 80x25'lik bir keside çıkarılırsa

- i — düşey yüklerde bir değişiklik olmazken, rijitlik artışı ile kolona depremde gelecek yatay kuvvetde çok büyük artışlar olacaktır.
- ii — kolonda boyut artışı ile moment ve kesme kuvveti taşıma gücünde artışlar olmakta isede, bunlar rijitlik artışından dolayı olan kolona gelen moment ve kesme etkilerindeki artışlardan daha az olmaktadır.
- iii — Kolona 25x40 boyutunda iken gelen yatay deprem kuvvetinden rijitlik artışı ile 6.25 kat daha çok yatay kuvvet ge-

lirse, $7.8 \times 6.25 = 48.5$ ton olacaktır ki bu yatay kuvveti bu kolonun taşıması için çok miktarda enine donatı ve aynı zamanda boyuna donatı gerekecek, hatta 80×25 'lik kolonda pürsatajın % 1 olması halinde bile kolonun bu yüzden dolayı oluşabilecek $48.5 \times 125 = 6000$ ton-cm'lik momenti taşıyamaması söz konusu olacaktır.

Kolon boyutunun mimari nedenlerle artırılması yapının dinamik özelliklerini değiştirmekte ve yatay yüklerden kolonun payına düşen miktarda etkilenmektedir.

Bu durumda yapılacak şey, mimari nedenlerle kolonun boyutu değişirse bunun dikkate alınarak yeni baştan bir yatay kuvvet dağılımı yapmak ve rijitliği değişen kolana yeni rijitliğine göre gelen deprem etkilerini hesaplayıp, kolonun bu yeni etkilere göre tahkikiğini yapmaktır. Bu arada % 1 minimum donatı koşuluna kesinlikle uyulmalıdır. Daha önce küçük bir kesit yeterli iken, kesidin büyütülmesi ile emniyet daha da artmıştır diye düşünmek yukarıda görüleceği gibi her zaman için ve özellikle deprem etkileri söz konusu olduğu zaman, emniyetli olmamaktadır.

% 1 Minimum Donatı Koşulu ile Ekonomik Donatı ve Kesitler Elde Etmek

Kolon en kesit alanının mimari, yapı planındaki taşıyıcı sistem düzensizlikleri, boyut tahminindeki hatalar ve bu cins nedenlerle statik etkilerin gerektirdiğinden büyük olması ve buna % 1 minimum donatı koşulunun da eklenmesi ile donatı miktarının ekonomik olmayan boyutlara ulaşmış olması, sayıca az karşılaşılan olaylar olduklarından ekonomik kayıp pek büyük olmayacaktır.

Öte yandan bir diğer uygulama kolon boyutlarının yapı yüksekliği boyunca değişmeden kullanılması ve de % 1 donatı koşuluna uymak zorunluluğudur. Bu durumda da ekonomik kesitler yapılabilir.

Bilindiği gibi TS-500 ve «Afet Bölgelerindeki Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik» uyarınca minimum kolon boyutu 25×25 ve donatısı $4 \text{ } \varnothing 14$ 'dür (% 0.99). Böyle bir kolonun emniyetle taşıyabileceği eksenel yük 35 ton, moment kapasitesi ise 364 ton-cm'dir. Normal konut tipi yapılarda her bir kolona ortalama 10 - 12 ton eksenel yük düşmektedir. Bu minimum boyut ve donatılı kolon 3 katlı bir yapı yada daha yüksek bir yapının en üst 3 katını taşıyabilir. 25×40 ve $6 \text{ } \varnothing 14$ donatılı bir kolon ise 56 ton eksenel yük ve 930

ton-cm moment taşıyabilir. Bu kolon ise 5 - 6 katlı bir yapının bodrum katı kolonu olabilir. Böylece 5 - 6 katlı bir yapı en alt iki katı 25x40 6 Ø14, diğer katları 25x25 4 Ø14 olarak yapılabilir.

Yapıların kat sayılarının artması ile herhangi bir kolonun bodrumdan başlayarak en üst katlara kadar aynı boyutta olması hiçbir şekilde ekonomik olmayacağı gibi donatı porsantajının da % 1 olarak devam ettirilmesi çok gereksiz ölçüde donatı tüketimi ve mukavemet kapasitesi oluşturacaktır. Öte yandan 8 - 10 katlı bir yapıda zemin kattaki 25x50 boyutundaki bir kolonun boyutu aynı kalmak şartıyla en üst kattaki donatı miktarı herhalde yine 4Ø14 olmak zorundadır. Bu durumda ise bir beton israfı söz konusudur. Yapının üst katlarına beton taşımak yapı maliyetini önemli ölçüde artırabilir.

Kolonlarda % 1 minimum donatı koşuluna uyma zorunluluğu kabul edildikten sonra, eğer mimari nedenlerle belli bir kolon boyutu kullanmak zorunluluğu yoksa, yapılacak en iyi yaklaşım mevcut etkiler altında bir boyutu sabit ve porsantajı % 1 olan kolon için diğer kolon boyutu d'yi hesaplamaktır. Böylece gereksiz beton ve donatı harcanmasından kaçınılmış olmaktadır.

Kolonlarda donatı yüzdesinden tasarruf etmenin çok daha etkili bir yolu basınç dayanımı yüksek beton kullanmaktır. 25x25 ve 4 Ø14 donatılı kolonun beton basınç dayanımı B160 değilde B225 olursa, emniyetle taşıyabileceği aksel yük 50 ton olacak ve bu kolonla en az 3 değil 4 kat taşıma olanağı olacaktır. Aynı şekilde 25x40'lık kolon ile B225 kullanılması ile 5 - 6 kat yerine 7 - 8 kat taşımak mümkün olacaktır.

Sonuç

Depreme dayanıklı betonarme yapı tasarımındaki yaklaşım her bir yapı elemanının boyutlarına göre alacağı yatay ve düşey etkileri taşıyabilecek mukavemette olmasıdır. Minimum donatı koşulunun bir amacı kof elemanlar yapılmasını önleyebilmektir. Bundan başka bu kural ekonomi arayan projeciye yapısındaki her bir elemanı ayrı ayrı hesaplamaya zorlamaktadır. Projeci her elemanı % 1 donatı miktarına göre en uygun kesidi bulmak zorunda kalmaktadır. Böylece yapı güvenliği korunurken ekonomi de sağlanabilir.

Mimari nedenlerle gerektiğinden büyük kesitli kolon beraberinde daha da büyük etkiler getireceğinden mutlaka % 1 koşuluna uyulması gerekir. Bu tip mimari nedenlerle kolon boyutunun artırıl-

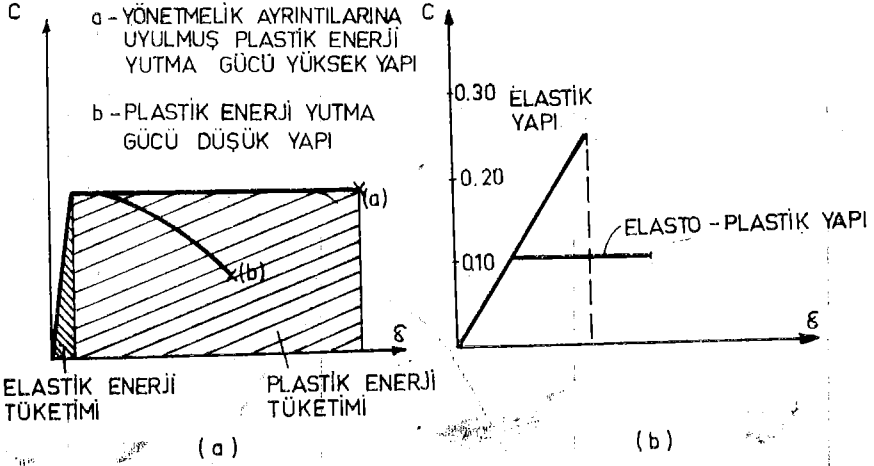
miş olması pek çok raslanılan bir durum olmadığından yol açabileceği ekonomik kayıplar da pek fazla olmayacaktır.

Depreme dayanıklı yapıların maliyetleri bir miktar daha fazla olacağı doğrudur. Can ve mal güvenliği açısından bu ek bedelin ödenilmesi ne yazık ki ülkemiz için bir zorunluluktur. Yapıların maliyetini düşürmek için kolon gibi en önemli yapı elemanlarının donatı miktarı azaltmak yerine daha başka önlemler vardır. Basınç dayanımı yüksek beton kullanmak bunların en başta gelenidir. Böylece yalnız kolonlarda değil bütün diğer yapı elemanlarında ekonomi sağlanacaktır. Ayrıca kolon boyutlarının akıllıca seçimi ile donatı ve beton tasarrufu da sağlanabilmektedir.

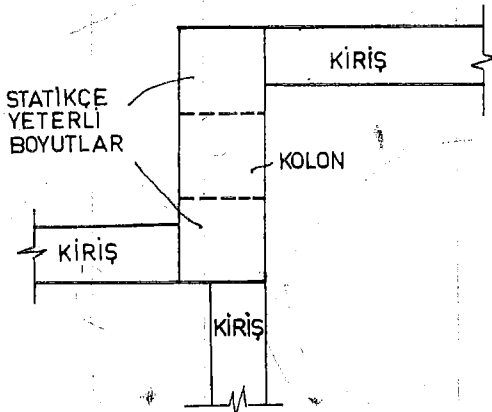
Yapı Yönetmeliklerinin bir amacı da projecileri ve uygulayıcıları daha dikkatli ve itinalı hesap ve uygulamaya yönlendirerek yapı endüstrisinde kaliteli malzeme ve daha ayrıntılı hesap yöntemleri kullanılması yolu ile yapıların kalitelerinin yükseltilmesidir. Yönetmelikteki bu koşulun bu yönde bir zorlaması olduğu görülmektedir.

Kaynaklar

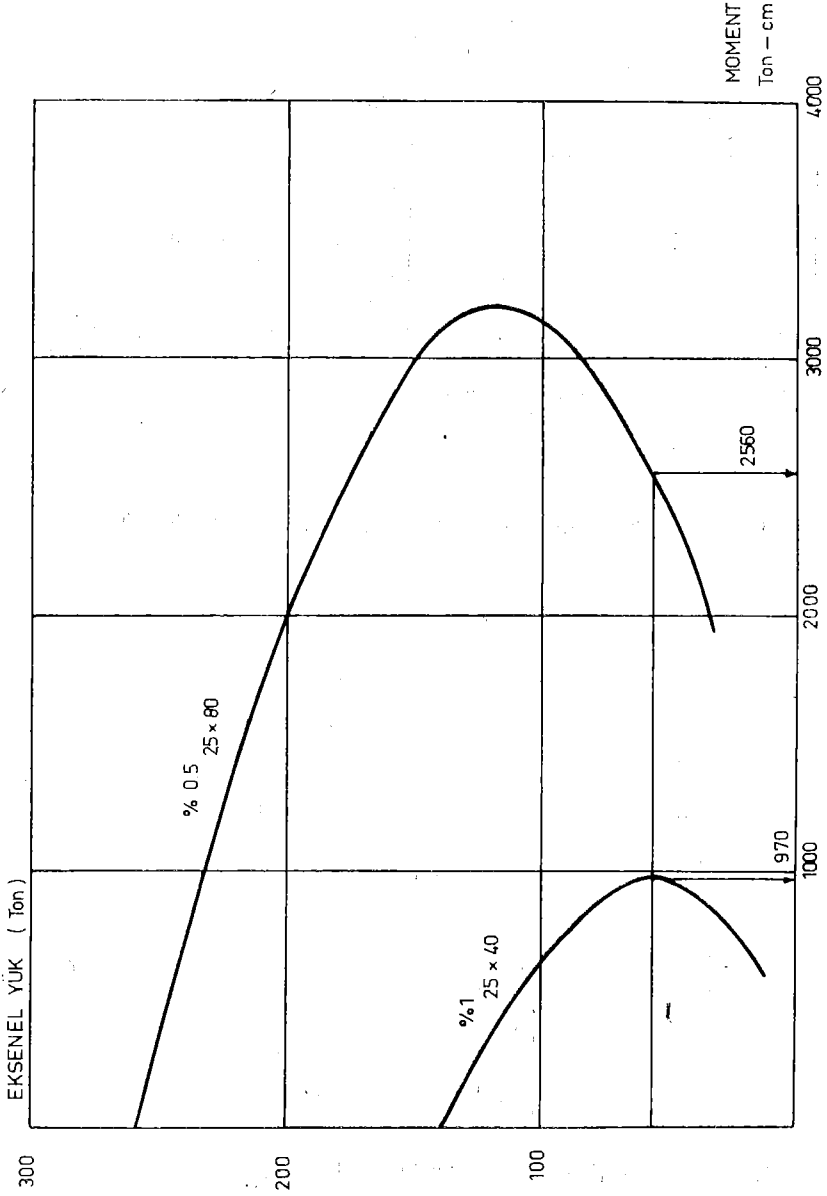
- 1 — «Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik» İmar ve İskân Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü, Temmuz 1975, Ankara
- 2 — ACI «Proposed Revision of Acı 318-63 Building Code Requirements for Reinforced Concrete» ACI Journal February 1970,
- 3 — TS-500 «Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları» Türk Standartları Enstitüsü Şubat 1969, Ankara



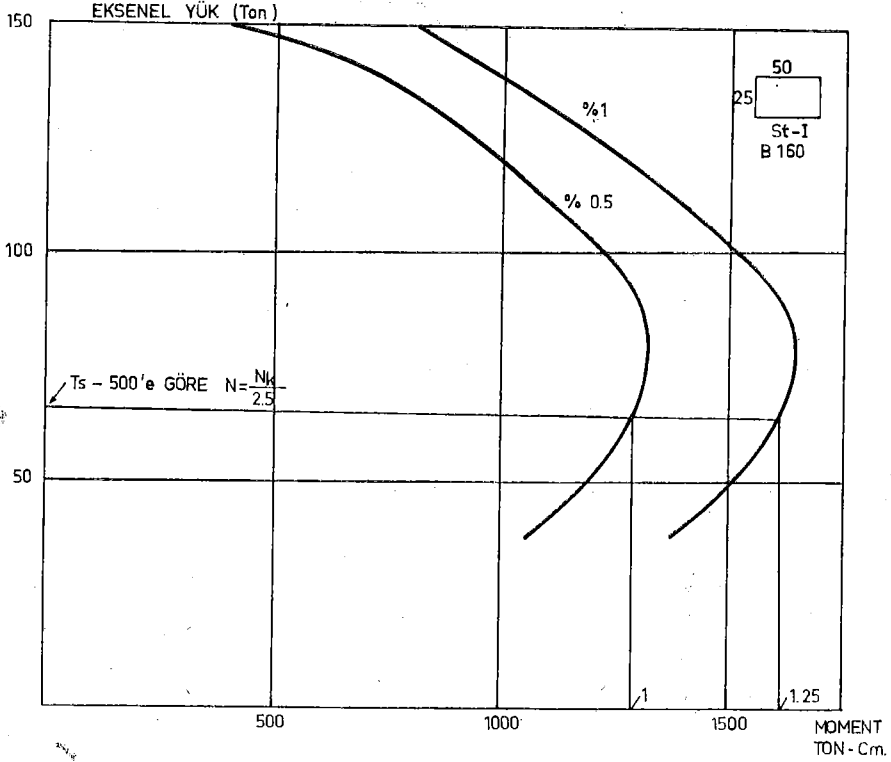
Şekil -1 YAPILARIN YÜK DEFORMASYON EĞRİLERİ



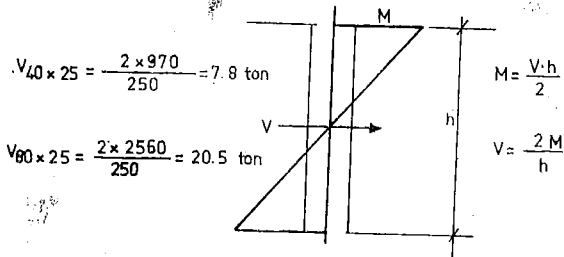
Şekil -3 MİMARİ NEDENLERLE KOLON BOYUTUNUN BÜYÜK YAPILMASI



Şekil - 4 MOMENT - EKSENEL YÜK DİYAGRAMI



Şekil - 2 PÜRSANTAJ ARTIŞI İLE
MOMENT KAPASİTESİ ARTIŞI



Şekil - 5 KOLONLARDA KESME KUVVETİ
MOMENT KAPASİTELERİ ARASINDAKİ
İLİŞKİ

DİNAMİK ÜÇ EKSENLİ SIVILAŞMA DENEYLERİ VE TEKRAR SIVILAŞMA

Atilla M. ANSAL* ve Güneş ÖGÜNC**

ÖZET

Zemin tabakaları çeşitli dinamik yüklemeler ve depremler sırasında, değişik genlik ve frekans özelliklerine sahip titreşimlerin etkisi altında kalmakta ve dolayısıyla çok geniş sınırlar içinde değişen deformasyonlara ve boşluk suyu basıncı artışlarına uğramaktadırlar. Örneğin göçmeler meydana getiren kuvvetli depremler sırasında zemin tabakalarında, büyük genlikli kayma deformasyonları oluşmaktadır. Bu bakımdan genel problemlerin değişik dinamik gerilmeler altında yeter bir doğrulukta çözümünde, temel zemininin dinamik özelliklerini bulmak için belirli koşullara sahip belirli sayıda deneyin sonuçlarından faydalanmak gerekmektedir.

Suya doygun kumlu zeminlerde, drenaja izin verilmeden yapılan izotropik konsolidasyonlu deneylerde, tekrarlı yükler altında boşluk suyu basıncının sürekli olarak arttığı gözlenmektedir. Bu artışın nedeni bu tip zeminlerin, tekrarlı yüklemenin meydana getirdiği, tekrarlı kayma gerilmeleri altında bir hacim azalması yapmak istemeleri ve buna daneler arasını dolduran boşluk suyunun karşı koymasındır. Boşluk suyu basıncının tekrarlı yükleme ile sürekli olarak artması zemin daneleri arasında bulunduğu varsayılan efektif çevre gerilmesinin azalmasına hatta sıfır değerine ulaşmasına yol açmaktadır. Daneli bir malzeme olan kumlarda efektif çevre gerilmesinin sıfır olması hali kayma mukavemetinin yok olmasına ve zemin elemanlarının bir sıvı gibi davranarak çok büyük şekil değiştirmeler göstermesine neden olmaktadır.

Bu çalışmadaki deneyler iki bölüm içinde ele alınmıştır; İlk bölümde, üç eksenli deney aletinde, Relatif Sıklığı % 60 olan numune-

*Dr. İnş. Müh. Maçka İnşaat Fakültesi, İTÜ

**İnşaat Yüksek Mühendisi, Doktora öğrencisi, Maçka İnşaat Fak. İTÜ

ler üzerinde deneyler yapılmış ve deney sonuçları standart «Monterey O» kumu ile yapılan deney sonuçları (Silver, 1977) ile karşılaştırılmıştır. Bu deneylerden elde edilen sonuçlarla boşluk suyu basınçlarının ve birim boy değişimlerinin uygulanan kuvvetin tekrar sayısına bağlı olarak değişimleri incelenmiştir. İkinci bölümde, ön sıvılaşmanın etkisini araştırmak amacıyla, sıvılaşma olayından sonra belirli bir süre bekletilen numuneler tekrar deneye tabi tutulmuş, boşluk suyu basıncı ve birim boy değişimlerinde meydana gelen değişimler gözlenmiştir.

SUMMARY

Soil layers subjected to various dynamic and earthquake loadings are affected by vibrations of different amplitude and frequency and as a result may experience deformations and pore pressure increases within a large range. As an example during strong earthquakes, causing failures, large deformation amplitudes are developed. Due to this aspect, solution of general problems with sufficient accuracy under dynamic stresses requires to utilize the results of certain number of tests conducted at various specified conditions in determining the properties of foundation soils.

A continuous increase in pore pressures are observed in undrained tests conducted under cyclic stresses on isotropically consolidated sandy soils. The reason of this increase is the tendency of a soil element to experience a volume decrease under the applied cyclic shear stresses and pore water resistance against this volume decrease. The continuous increase in pore water pressure with cyclic loading causes a decrease in effective stresses even to zero value. In granular soils such as sands when effective stresses are zero the soil element has no shear strength and behaves as a liquid and as a result experiences vary large deformations.

In this study in order to control and calibrate the equipment a series of tests are conducted on "Monterey O" sand at a relative density of 60 % and the results obtained are compared with the reported data given for the same sand in the literature (Silver, 1977) and the variation of pore pressures and deformations are investigated with respect to number of cycles.

In the second part of this study, the effect of initial liquefaction is investigated by conducting reliquefaction tests on liquefied specimens in which the pore pressures were allowed to dissipate.

GİRİŞ

Deprem olasılığının bulunduğu bölgelerde yapılacak ve yapılmış olan yapıların, deprem yükleri altında nasıl davranacaklarının, tahmin edilmesinde en başta yapıya dayanak sağlayan temel sisteminin ve bu sistemin bir parçası olan temel zemininin deprem yükleri altında nasıl davranacağını bilmesi gerekir. Bu da bu tip yüklemeler altında, ilk önce zemin malzeme özelliklerinin bulunmasına ve daha sonrada arazideki duruma, tabakalaşmaya, sınır şartlarına göre bu özelliklerin yorumlanmasına bağlıdır.

Zeminler genel olarak ele alındıklarında daneli bir nitelik göstermelerine rağmen, yapısal davranışlarındaki büyük farklılıklarından ötürü, ince daneli kohezyonlu ve kaba daneli kohezyonsuz zeminler olmak üzere iki grupta incelemek alışılmıştır. Sıvılaşma olayı da (Boşluk suyu basıncının tekrarlı yükler altında sürekli artarak efektif gerilmenin azalması) bu iki tip zemin arasındaki farklı davranış biçimine bir örnek teşkil eder ve yalnız suya doygun kaba daneli zeminlerde gözlenebilir.

Sıvılaşmanın tarihte çok önceden beri bilinmesine karşın öneminin kabul edilmesi ve bu konuda yoğun araştırmaların başlaması, onbeş yıl önceye kadar gitmektedir. Bu konuya önem verilmesinin başlıca iki nedeni olduğu düşünülebilir. Bu nedenlerden ilki, Dünya nüfusunun devamlı olarak artmasıyla ortaya çıkan yerleşim yeri ve enerji gereksinimleri karşısında eskiden yerleşime uygun bulunma-

yan deprem riskinin yüksek olduğu bölgelerde yerleşme ve enerji üretim yapılarının yapılması zorunludur. İkinci neden olarak, son yıllarda meydana gelen depremlerde sivilaşma olaylarının ve bunların sonucunda meydana gelen büyük zararların gözlenmiş olmasıdır.

Sivilaşma konusunda yapılan çalışmalar, bir zemin elemanına gelebilecek gerilmelerin incelenmesi ile başlamış ve bu gerilme durumunun laboratuarda model edilmesi esasına dayanarak malzeme özelliklerinin ve yapısal davranışlarının deprem yükleri altında nasıl olacağını araştırılması yönünde gelişmiştir. Bu konuda ilk çalışmalar A.B.D. Kalifornia Üniversitesinde Prof. H. B. Seed ve arkadaşları tarafından yapılmıştır. (Seed ve Lee; 1966, Seed ve Idriss; 1967) Bu araştırmalarda, sivilaşmanın nedenleri ve nasıl oluştuğu incelenmiş ve çalışmalar yeni laboratuvar deney yöntemleri geliştirilmesi, tekrarlı yükler altında zemin özelliklerinin daha doğru bilmesi yönünde yoğunlaşmıştır.

DENEY SİSTEMİ

Bu araştırmada deneysel çalışmalar İ.T.Ü. Maçka İnşaat Fakültesi Zemin Mekaniği Laboratuvarında bulunan Şekil 1 de önden görünüş resmi verilmiş ve Şekil 2 de şematik çizimi verilmiş olan Japon «Seiken Inc» firması tarafından geliştirilmiş üç eksenli deney hücresi ve hava basıncı kontrol sistemi ile Amerikan «Structural Behavior Laboratories» firması tarafından geliştirilmiş olan dinamik yükleme sistemi ile yürütülmüştür. (Öğünç, 1981)

Deney sistemi başlıca üç üniteden oluşmaktadır.

1. Hava ve Su Basıncı Kontrol Ünitesi : Bu ünite üç eksenli deney hücresi içine ve zemin numunesine düzenli hava ve su basıncı uygulamak için kullanılır.

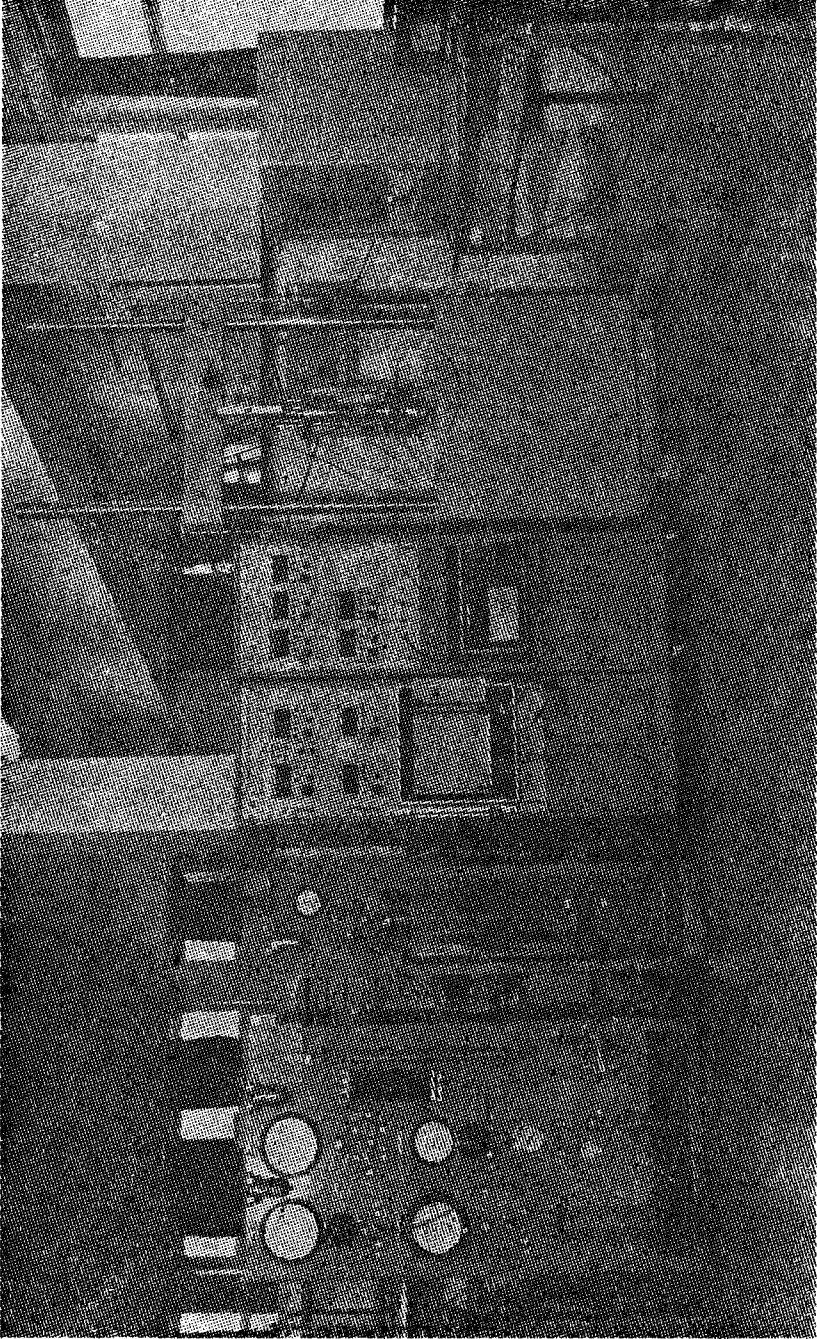
2. Dinamik Yükleme Ünitesi : A.B.D. «Structural Behavior Laboratories» firması tarafından geliştirilmiş, a) Elektronik kontrol bölümü, b) Hidrolik güç bölümü, c) Yükleme çevresi bölümü olmak üzere üç ana bölümden oluşan bir yükleme sistemi kullanılmaktadır.

3. Elektronik Ölçme ve Kaydediciler Ünitesi : Deneyler sırasında numuneye uygulanan kuvvetin, numunede oluşan boşluk suyu basıncı ve boy değişimlerinin sürekli olarak ölçülmesi ve kayıt edilmesi gerekmektedir. Bu maksatla her türlü ölçmelerin ve kayıt

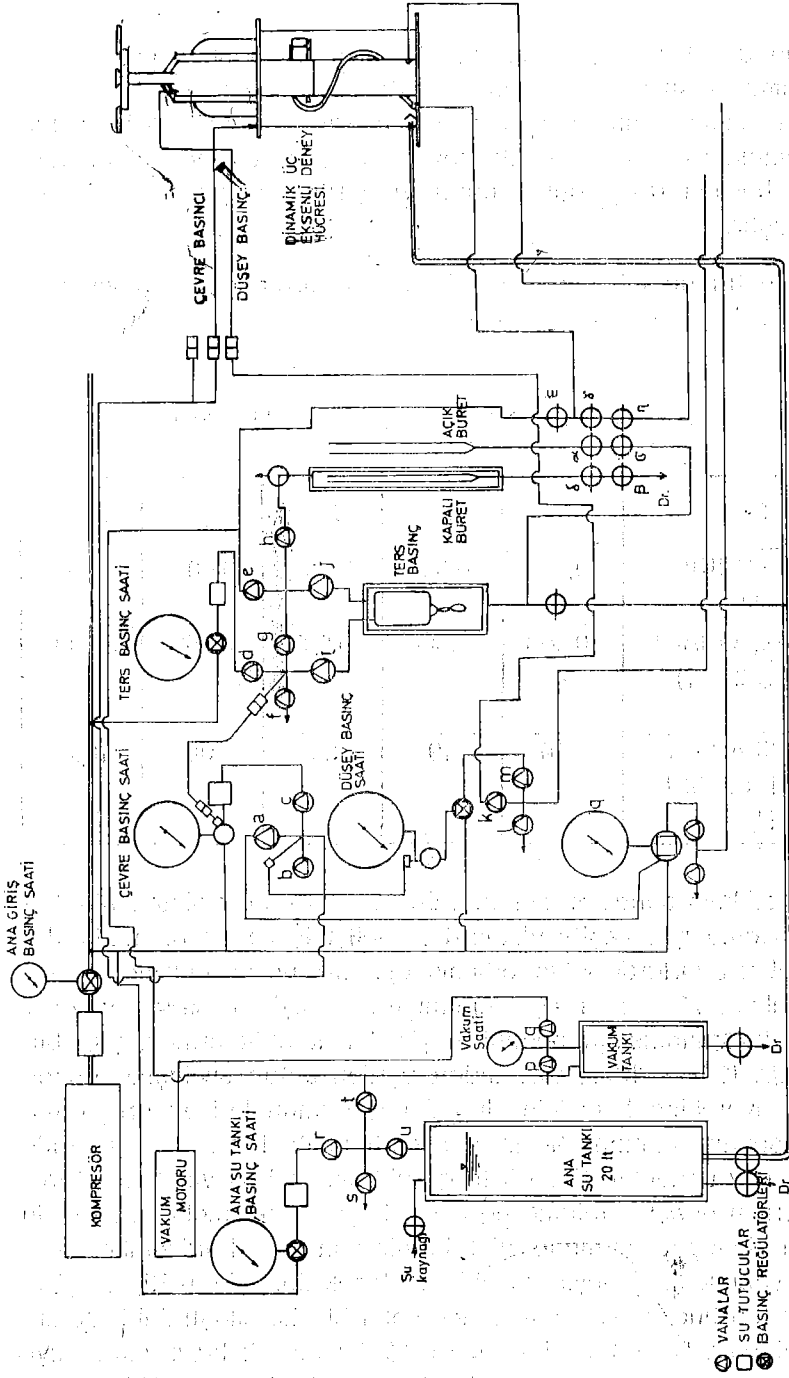
işlemlerinin yapılabilmesi için birer adet, elektronik yük hücresi, deplasman ölçer, basınç hücresi ve bunların bağlı olduğu bir üç kanallı x-y çizici ve birde altı kanallı oscillograph çizici kullanılmaktadır.

NÜMUNE HAZIRLANMASI

Bu araştırmada deneye tabi tutulan numuneler «Monterey O» kumundan, istenen relatif sıkılığa göre kullanılacak kum ağırlığı tespit edilmiş ve buna % 15 su ilâve edilerek, dört ayrı tabaka halinde, alt tabakaların tekrar sıkışmaları da dikkate alınarak bulunan yüksekliğe gelinceye kadar, iki parçalı numune hazırlama kalıbı içinde tokmaklamak suretiyle laboratuarda hazırlanmıştır. Deneyler 5 cm çapında ve 9,2 cm yüksekliğindeki numunelerle yapılmıştır.



Şekil 1 — Dinamik Üç Eksenli Deneysel Düzeninin Önden Görünüşü.



Sekil 2 - Dinamik Üç Eksenli Deneysel Sistemi Şematik Çizimi

DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

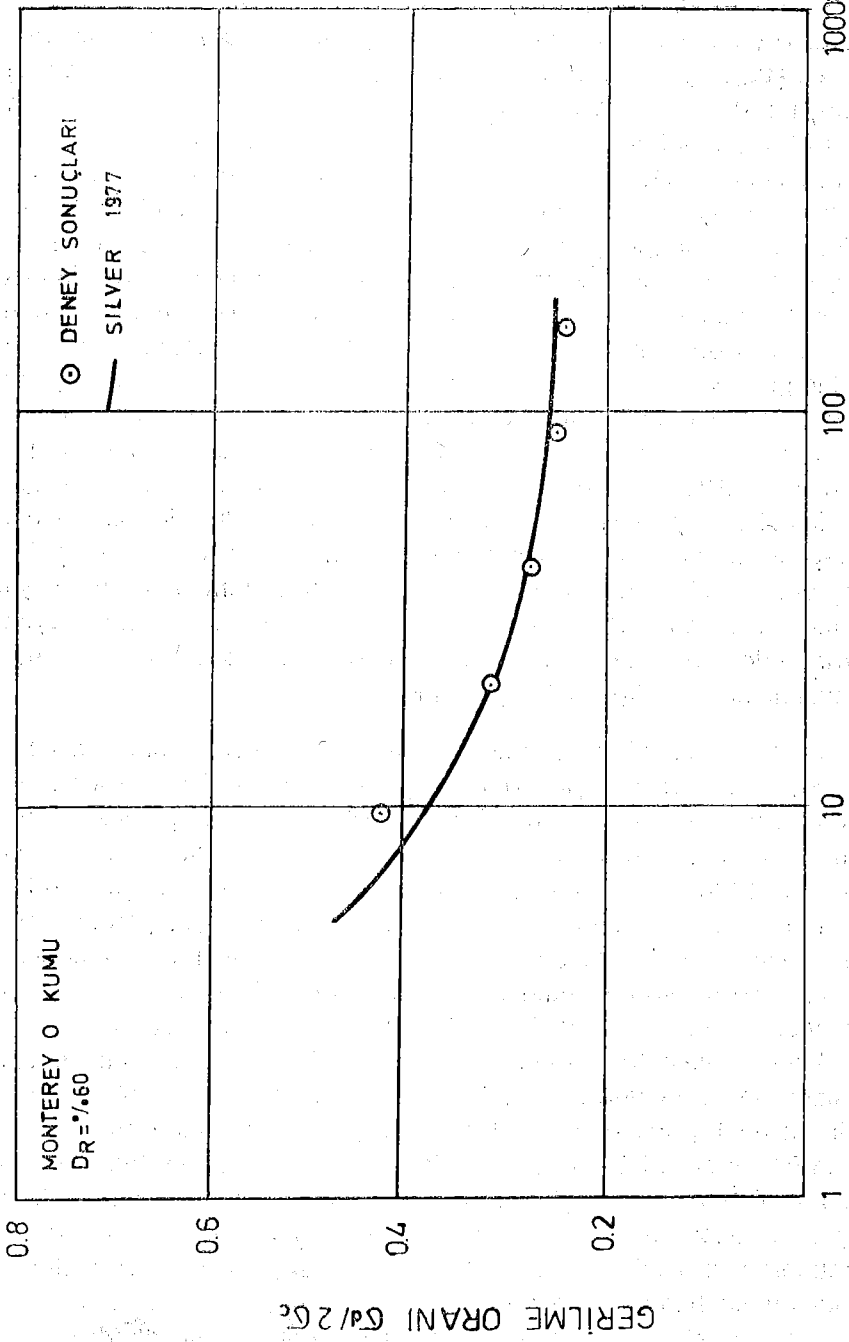
Bütün üç eksenli deneylerde; titreşim frekansı $f = 1,0$ Hz., dalga biçimi; sinüzoidal, ortalama efektif çevre basıncı: $1,0 \text{ kg/cm}^2$ olarak alınmıştır. Numuneye eksenel tekrarlı gerilme a) Boşluk suyu basıncının ortalama efektif çevre basıncına eşit veya, b) Boşluk suyu basıncı artışlarının durduğu duruma erişilinceye kadar uygulanmıştır.

Bu araştırmanın kapsamı içinde ilk aşamada yapılan sıvılaşma deneyleri Tablo 1 de gösterilmiştir.

Tablo 1 — SIVILAŞMA DENEY SONUÇLARI

| DENEY NO. | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|
| RELATİF SIKILIK D_r | 0,60 | 0,60 | 0,60 | 0,60 | 0,60 |
| GERİLME ORANI ($\sigma_d/2\sigma_c$) | 0,408 | 0,306 | 0,285 | 0,255 | 0,239 |
| ÖN SIVILAŞMA ÇEVİRİM SAYISI N_s | 10 | 19 | 39 | 98 | 168 |

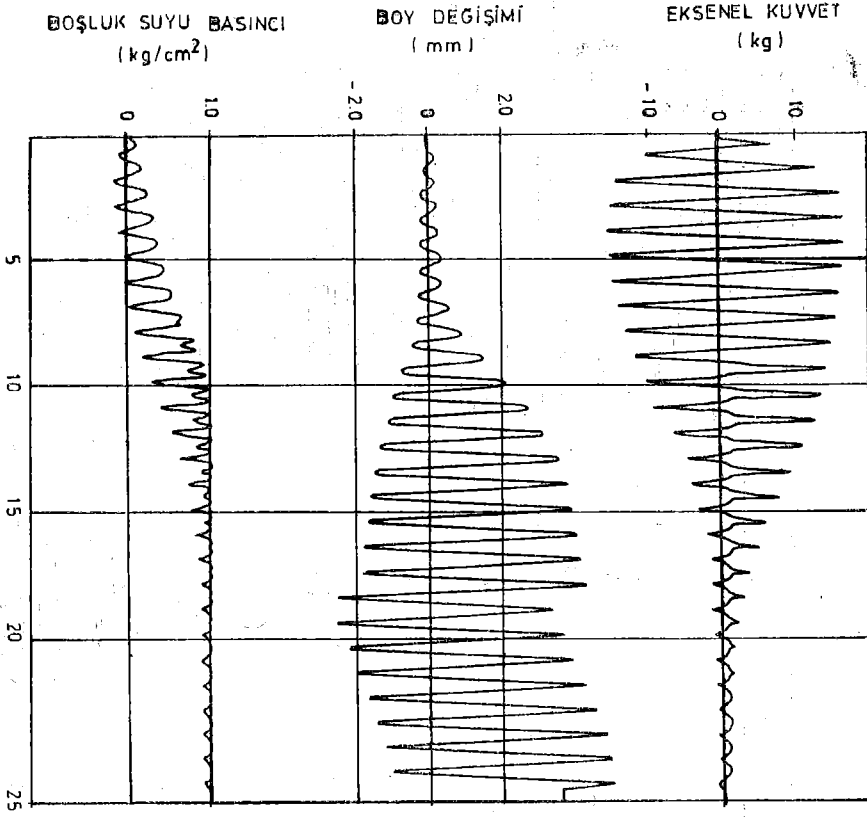
Elde edilmiş sonuçlar dinamik üç eksenli deney sisteminin kalibrasyonu amacıyla çeşitli ülkelerdeki gelişmiş ve uygulamada denenmiş laboratuvarlarda elde edilmiş dinamik üç eksenli deney sonuçları (Silver, 1977) ile karşılaştırılmıştır. Deneylerde «Monterey O» kumunun kullanılmasının nedeni böyle bir karşılaştırmayı yapabilmek içindir. (Silver 1977) tarafından verilen bütün sıvılaşma deney sonuçları aynı cins kum için olup deney numuneleri bu çalışmada benimsenmiş numune hazırlama yöntemi ile hazırlanmıştır. Elde edilmiş deney sonuçları Şekil 3 te görüldüğü gibi (Silver 1977) tarafından verilen genel ortalama eğriye çok yakın düşmektedir. Bu da kullanılan deney sisteminde alet hatalarının ihmal edilebilir olduğunu ve yapılacak deneylerde elde edilecek sonuçların diğer araştırmacılar tarafından elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılabileceğini göstermektedir. Relatif sıklığı $D_r = \% 60$ olarak hazırlanan suya doygun numunelerde, drenajsız halde tekrarlı eksenel yükler altın-



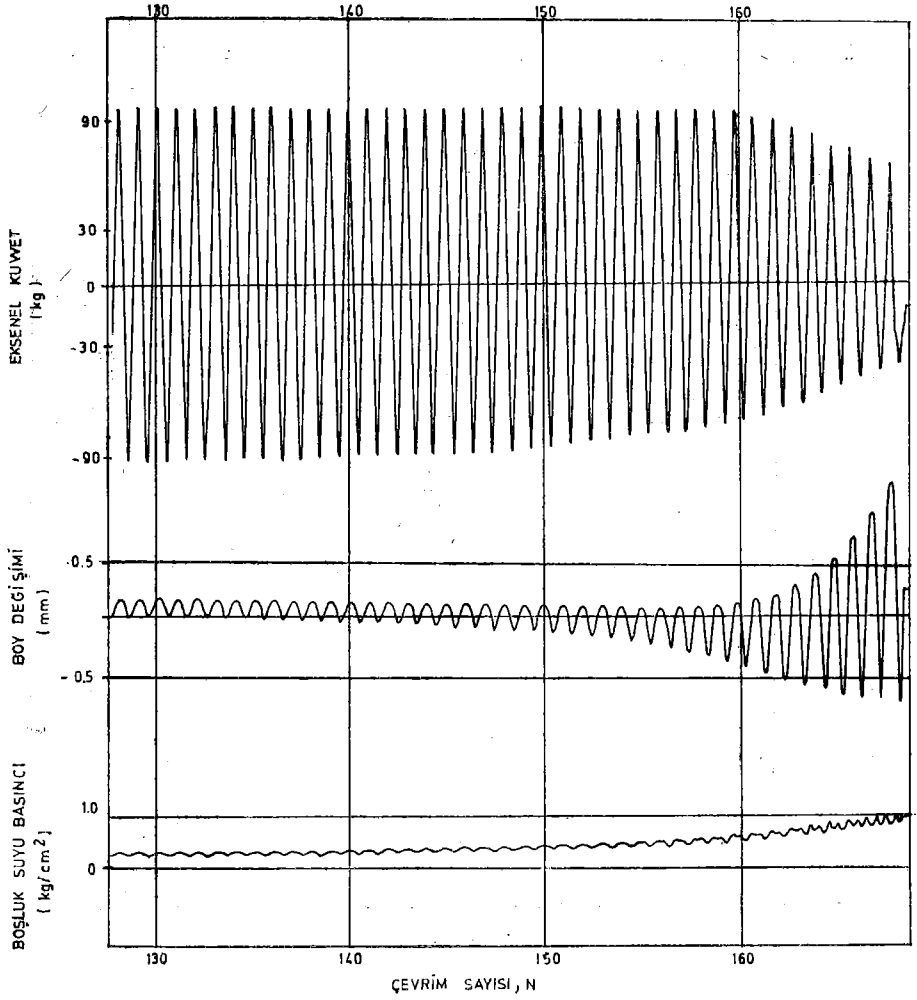
Sekil 3 — Sıvılaşıma Denev Sonuqları

da boşluk suyu basıncının sürekli arttığı ve gerilme seviyesine bağlı olarak belirli bir çevrim sayısından sonra boşluk suyu basıncının efektif ortalama çevre basıncına eşit duruma geldiği ve sıvılaşmanın oluştuğu gözlenmiştir. İki farklı gerilme seviyesinde yapılmış sıvılaşma deneylerinden elde edilmiş deney kayıtları Şekil 4 ve Şekil 5'te gösterilmiştir. Şekil 4'te verilmiş deneyde uygulanan tekrarlı gerilme oranı ($\sigma_a/2\sigma_c$) 0.408 olup boşluk suyu basıncının çevre gerilmesine eşit olması sadece 10 çevrimlik bir zaman almıştır. Buradan da görüldüğü gibi boşluk suyu basınçları oldukça hızlı bir artış göstermektedir. Eksenel boy değişimleri ilk çevrimlerde küçük olmakta fakat artan boşluk suyu basıncı etkisiyle daha sonraki çevrimlerde ani bir artış göstermektedirler. Sıvılaşmanın oluşmağa başladığı çevrimlerde numunenin mukavemetini kaybettiği ayrıca uygulanmakta olan eksenel tekrarlı yük genliğindeki azalmadan da anlaşılabilir. Şekil 5'te verilmiş deneyde uygulanan tekrarlı gerilme oranı 0.239 olup boşluk suyu basıncının çevre gerilmesine eşit olabilmesi için yaklaşık 168 çevrim gerekmiştir. Burada bir önceki deneyden farklı olarak boşluk suyu basınçlarında daha yavaş bir artış gözlenmektedir. Yaklaşık olarak ilk 130 çevrimde boşluk suyu basıncı artışı 0.3 kg/cm² mertebesine çıkmakta fakat bunu izleyen çevrimlerde artış hızlanmakta ve sonuçta boşluk suyu basıncı çevre basıncına (1.0 kg/cm²) eşit olmaktadır.

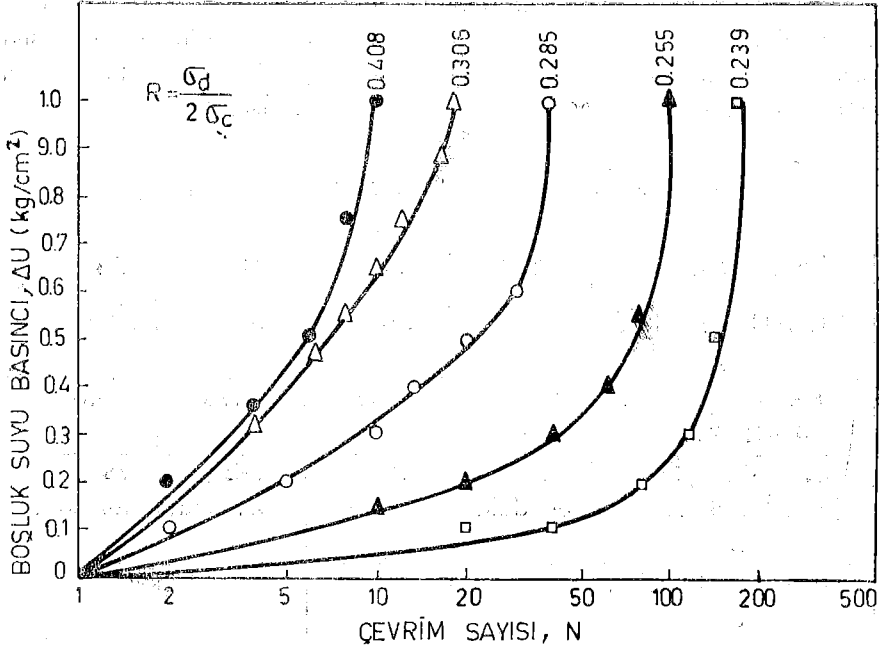
Yapılmış deneylerden elde edilmiş boşluk suyu basıncının çevrim sayısına göre değişimleri Şekil 6'da gösterilmiştir. Buradan da anlaşılacağı gibi uygulanan tekrarlı gerilme oranı büyüdükçe sıvılaşma için gerekli çevrim sayısı azalmakta ve boşluk suyu basıncı artışının çevrim sayısına göre artışı daha doğrusallaşmaktadır. Gerilme oranındaki küçük değişikliklerin sıvılaşma için gerekli çevrim sayısına etkisi oldukça fazla olmakta dolayısıyla deney neticelerinin dikkatle yorumlanması gerekmektedir. Diğer yandan yapılan deneylerde birim boy değişimleri belirli bir çevrim sayısına kadar çok küçük kalmakta, boşluk suyu basıncı değerinin ortalama çevre basıncı değerine yaklaşması ile numunenin karşı koyabildiği tekrarlı eksenel gerilme azalmakta ve boy değişimlerinde Şekil 7'de görüldüğü gibi ani bir artış olmaktadır. Diğer yandan tekrarlı gerilme oranının azalmasıyla sıvılaşma anında meydana gelen birim boy değişimlerinin değerinde de bir azalma görülmektedir. Deney numuneleri orta sıklıkta hazırlanmış olduklarından mukavemetlerini tamamen kaybetmemekte ve boy değişimleri sınırlı kalmaktadır. Bu da başka araştırmacılar tarafından da gözlenmiş olup sınırlı ön sıvılaşma diye tanımlanan olaya bir örnek teşkil etmektedir.



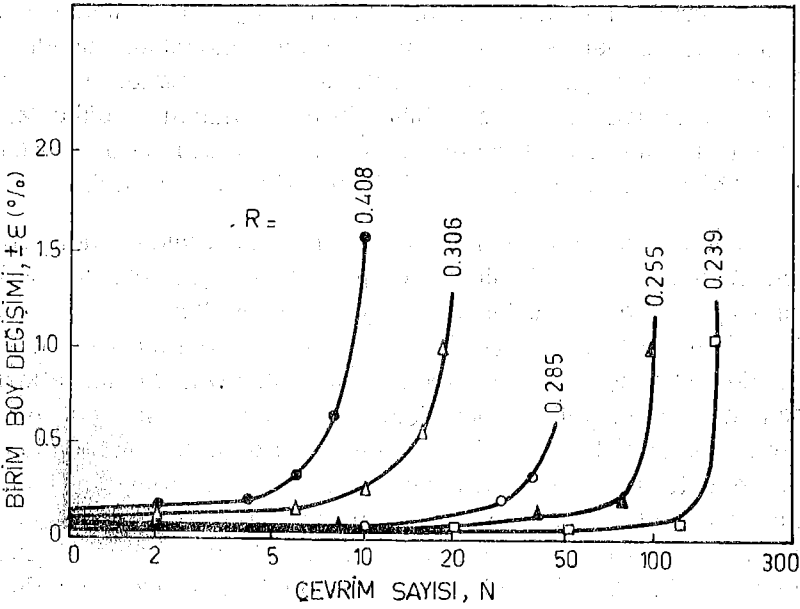
Şekil 4 — Büyük Gerilme Oranında Yapılmış Sıvılaştırma Deneş Kayıtları



Şekil 5 — Gerilme Oranında Yapılmış Sıvılaştırma Deneyi Kayıtları



Şekil 6 — Sıvılaştırma Deneylerinde Boşluk Suyu Basıncı Değişimi



Şekil 7 — Sıvılaştırma Deneylerinde Birim Boy Değişimi

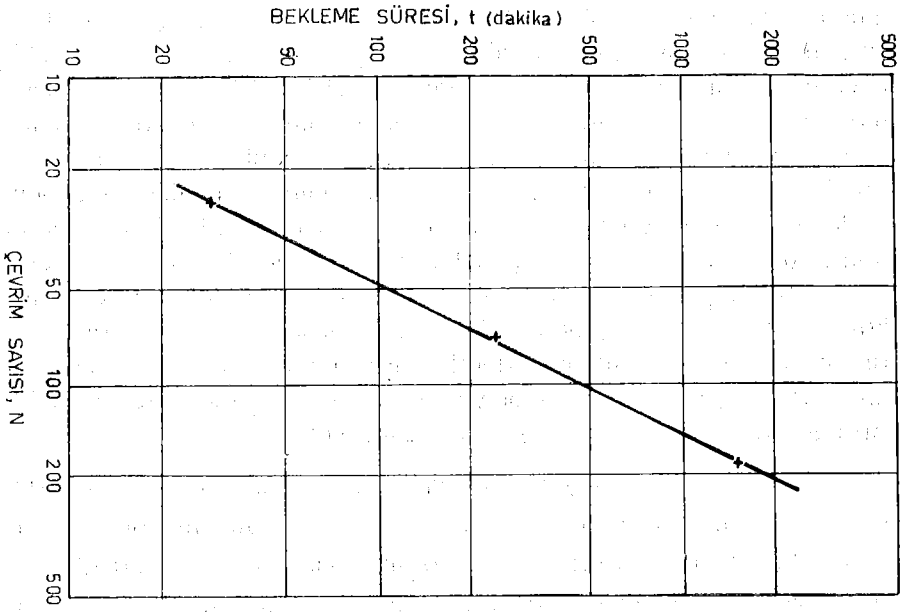
Araştırmanın ikinci bölümünde daha önceden sivilaşmış numuneler üzerinde deneyler yapılmış ve bu numunelerin yeniden sivilaşmaya gösterdikleri direnç araştırılmıştır. Bu aşamada yapılan yeniden sivilaşma deneyleri Tablo 2'de gösterilmiştir.

Tablo 2 — YENİDEN SIVILAŞMA DENEYLERİ

| DENEY NO _i | S1 | S2 | S3 | S4 |
|---|---------------|--------------|----------------|---------------|
| RELATİF SIKILIK D_r | 0,60 | 0,60 | 0,60 | 0,60 |
| GERİLME ORANI $\sigma_d/2 \sigma_c$ | 0,178 | 0,178 | 0,178 | 0,166 |
| ÖN SIVILAŞMA ÇEVİRİM SAYISI N_e | 27 30 dak. | 72 4 saat | 192 24 saat | 76 24 saat |
| BEKLEME SÜRESİ t | | | | |

Bu deneylerde kullanılan numunelerde ilk sivilaşma sırasında boy değişimlerinin sınırlı kalmış olması nedeniyle numune boyutlarında ancak çok küçük ve ihmal edilebilir değişiklikler bulunmaktadır. Numune alt ve üst başlığına bağlı drenaj kanalcıkları açıldığında oluşmuş boşluk suyu basıncının çok kısa bir zamanda sönüme geçtiği ve bu sırada ihmal edilebilir düzeyde hacim küçülmelerinin olduğu gözlenmiştir. Bundan dolayıdır ki Tablo 2'de belirtildiği gibi relatif sıklıklarda bir değişiklik olmadığı varsayılabilir.

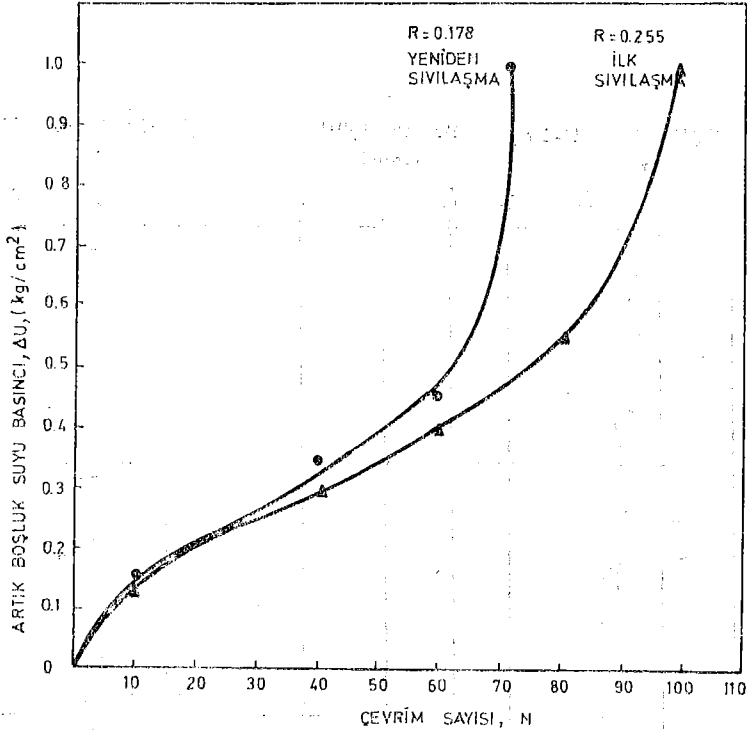
Yeniden sivilaşma olayı incelenirken ilk sivilaşmadan sonra geçen bekleme süresi aralıkları değiştirilerek aynı tekrarlı gerilme oranı uygulanarak deneyler yapılmıştır. Şekil 8'den de görüldüğü gibi bekleme süresi arttıkça ön sivilaşma için gerekli çevrim sayısında da bir artış gözlenmektedir. Yalnız ilk sivilaşmanın etkisinin tamamen ortadan kalkabilmesi için bekleme sürelerinin çok artması gerekmektedir. Her iki eksenin de logaritmik olarak belirlendiği gözönünde tutulursa ön sivilaşma için gerekli çevrim sayısının iki katına çıkabilmesi için örneğin 24 saat sonunda bulunmuş $N = 192$ değerinin $N = 384$ de erişebilmesi için yaklaşık 5 gün beklemek gerekmektedir. Bu da bekleme süresinin 5 misli uzaması demek olup buradanda ilk sivilaşmanın etkisinin uzun bir süre için geçerli olduğu görüşü çıkarılabilir.



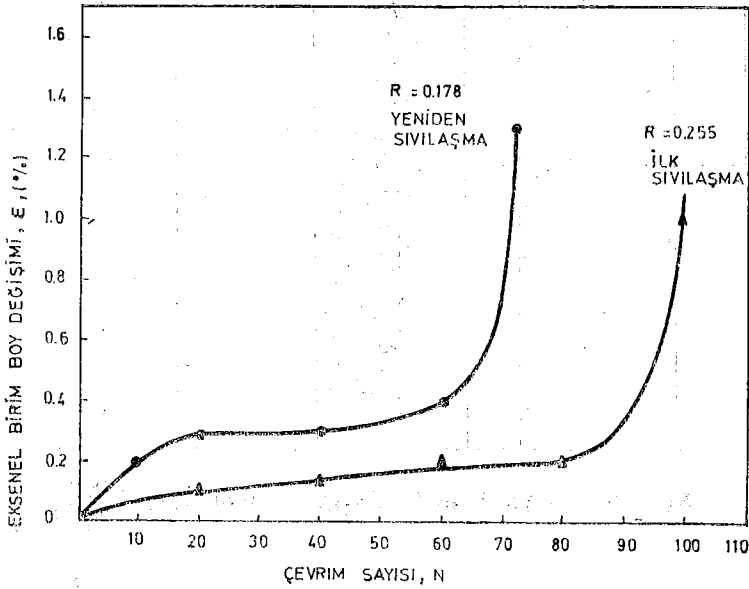
Şekil 8 — Yeniden Sıvılaşmaya Bekleme Süresinin Etkisi

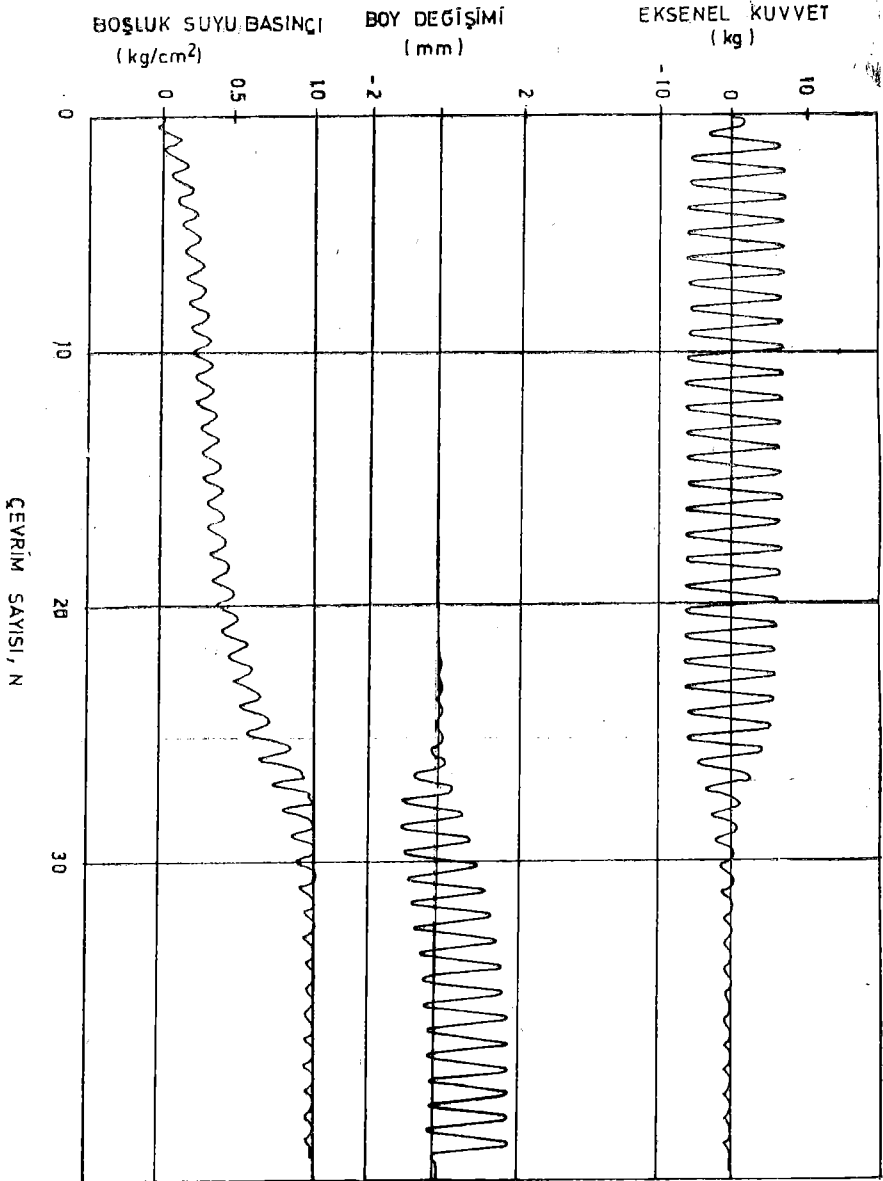
Genel olarak önceden sıvılaştırılmış numunelerde yeniden sıvılaştırmaya karşı bir direnç kaybı gözlenmektedir. Aynı kum numunesi kullanılarak yapılmış ilk ve yeniden sıvılaştırma deneylerinde gözlenmiş boşluk suyu basıncı ve birim boy değişimlerinin çevrim sayısına göre artışları Şekil 9 ve Şekil 10'da gösterilmiştir. Buradaki yeniden sıvılaştırma deneyinde ilk sıvılaştırma deneyinde oluşmuş boşluk suyu basınçlarının sönmülmesi için yaklaşık 4 saat beklenmiştir. Bu süre sonunda drenaj kanalcıkları kapatılarak herhangi bir boşluk suyu basıncı olup olmayacağı izlenmiş ve olmadığı görülmüştür. Bu şartlar altında uygulanan tekrarlı gerilme oranında yaklaşık % 20 bir küçültme yapılmış olmasına rağmen sıvılaştırma için gerekli çevrim sayısında yaklaşık % 20 oranında bir azalma olmuştur. Bekleme süresinin 30 dakika olduğu durum için Şekil 11'de verilen deney kayıtlarından görülebildiği gibi sıvılaştırma için gerekli çevrim sayısında önemli bir azalma olmaktadır. Bu deneye başlamadan öncede boşluk suyu basınçlarının tamamen sönmülmesi ve sönmülmediği aynı biçimde kontrol edilmiş ve tamamen sönmüldüğü görülmüştür. Deney numunesinin orta sıklıkta olması nedeniyle boşluk suyu basıncının çevre basıncı eşit olduğu andan sonra uygulanan tekrarlı eksenel yük çevrimlerindeki azalmalardan da numunenin mukavemetini kaybetmiş olduğu anlaşılmaktadır fakat bütün bunlara rağmen birim boy değişimlerinde sınırlı kalmasını gözden kaçırmamak gerekir. Bu deney de gene sınırlı ön sıvılaştırma diye tanımlanan olaya (Castro ve Poulos, 1976; Seed, Arango ve Chan, 1975) iyi örnek oluşturmaktadır.

Bekleme süresinin yaklaşık bir gün olması durumunda farklı tekrarlı gerilme oranları için yapılmış yeniden sıvılaştırma deneylerinden elde edilmiş tekrarlı gerilme oranı sıvılaştırma için gerekli çevrim sayısı ilişkisi Şekil 12'de gösterilmiştir. Buradan da ilk sıvılaştırmadan dolayı meydana gelen direnç kaybı açıkça görülebilmektedir. Bu araştırmada incelenmiş olan ilk sıvılaştırmanın etkisi başka araştırmacılar tarafından da (Finn, Bransby ve Pickering, 1970) gözlenmiştir. Yalnız burada dikkat edilmesi gereken konu, sıvılaştırma direncinin daha önceden numuneye uygulanmış titreşimlerin etkisi şeklinde ele almak ve ona göre bir değerlendirme yapabilmektir. Burada numuneye daha önceden uygulanmış titreşimlerin mertebesi önemli olmaktadır. Eğer bu titreşimler küçük kalmış ve bir sıvılaştırmaya yol açmamış iseler genel olarak mukavemette bir artış olurken, sıvılaştırma olması halinde mukavemette bir azalmaya yol

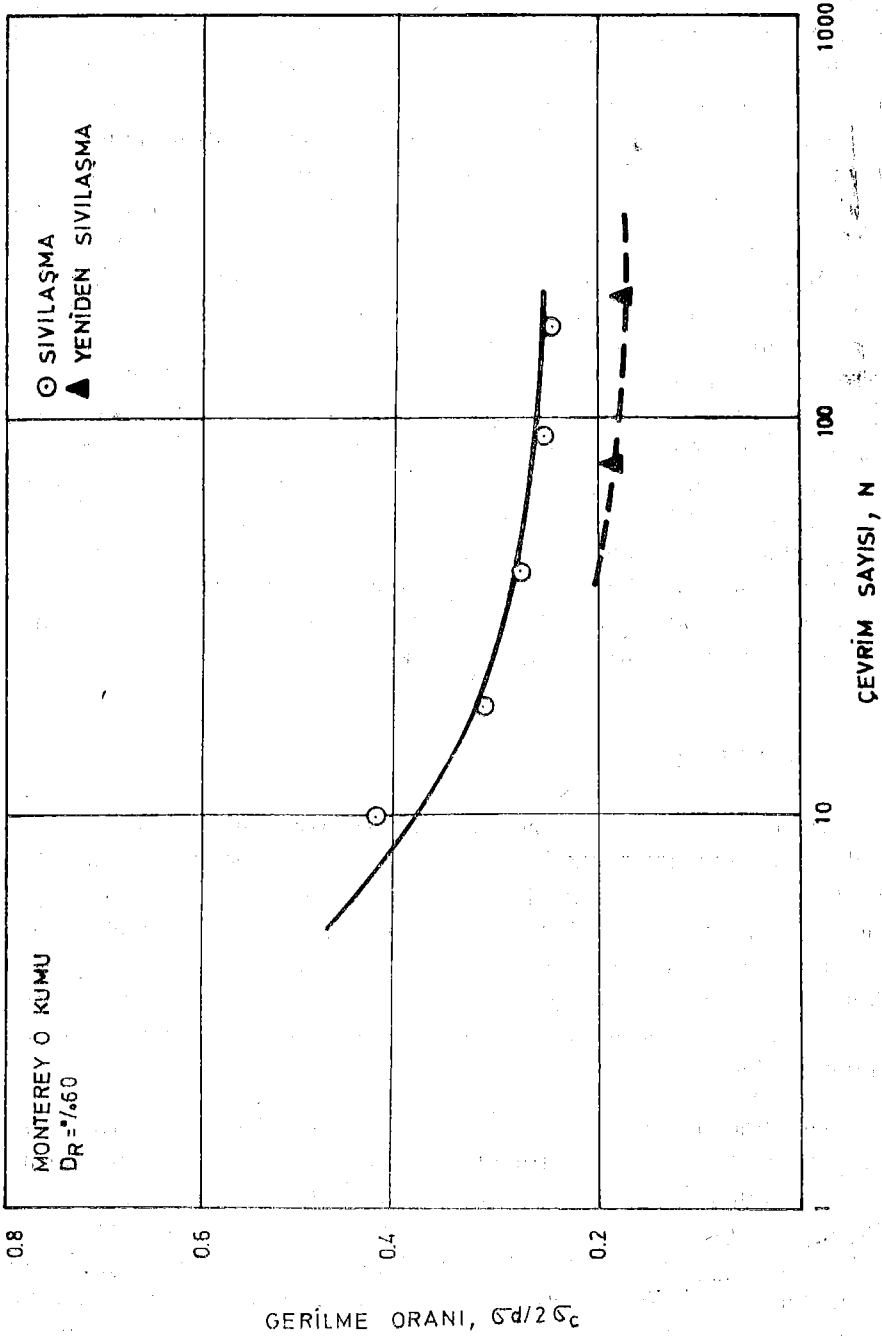


Şekil 9 — Sıvılaşma ve Yeniden Sıvılaşma Deneylerinde Boşluk Suyu Basıncı Değişimleri





Şekil 11 — Yeniden Sıvılaşma Deneyi Kayıtları



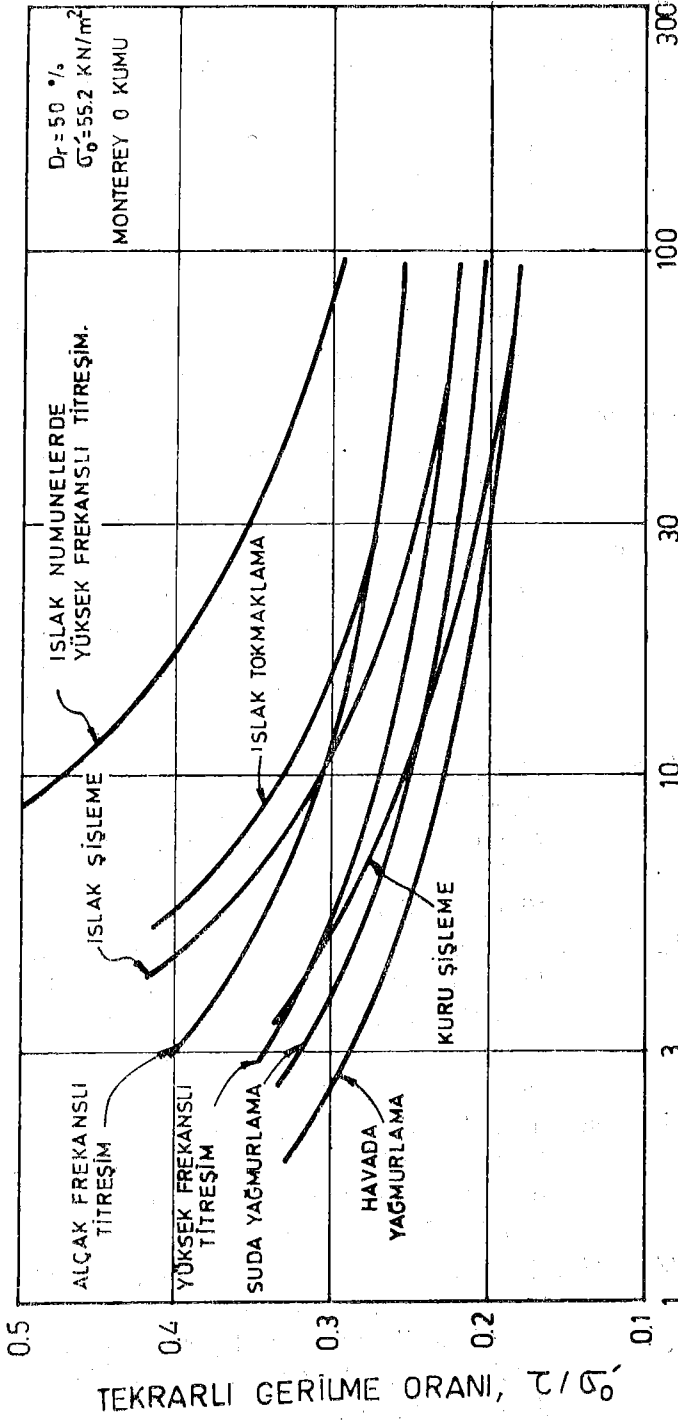
Şekil 12 — Sivilaşma ve Yeniden Sivilaşma Deneyi Sonuçlarının Karşılaştırılması

açmaktadırlar. Bu tip bir davranışa neden olarak dane yapısında uygulanan titreşimler sonucu meydana gelen değişiklikler gösterilebilir. Daneli bir yapıya sahip olan kumlarda küçük titreşimler danelerin ve dane yüzeylerindeki pürüzlülüklerin birbirlerine göre daha iyi yerleşmesine ve bundan dolayıda kayma mukavemetini belirleyen iki bileşenden biri olan danelerin kilitletmesinin büyümesine neden olur. Böylelikle sıvılaşmaya karşı dirençte bir artış görülür. Diğer yandan önceden sıvılaşmış numunelerde ilk duruma göre oluşmuş dane kilitletmelemleride oluşan çevre basıncına eşit boşluk suyu basıncının daneleri kısa bir an içinde olsa birbirlerinden ayırması sonucu yok olur ve tabii ki bu da yeniden sıvılaşmaya karşı direnci azaltır. Bu anlatılanlara diğer bir örnekte (Mulilis, et al 1975) tarafından Şekil 13'te verilmiş farklı numune hazırlama yöntemleriyle elde edilmiş numuneler üzerinde yapılmış sıvılaşma deneylerinde gözlenmiş farklılıklardır. Burada sıvılaşmaya karşı en büyük direnç gösteren numuneler yüksek frekanslı titreşim (küçük titreşimler) uygulanmış numuneler en zayıf numunelerde havada ve suda yağmurlama ile hazırlanmış numunelerdir. Burada sıvılaşmadan sonra numunenin suda yağmurlama yolu ile hazırlanmış numunelere benzer bir yol izlediği düşünülebilir.

SONUÇLAR

Bu çalışmada suya doymuş kumlarda sıvılaşma durumunun incelenmesi için, izotropik konsolidasyonlu deneyler yapılmıştır. Deneylerde elde edilen sonuçların (Silver 1977) tarafından verilen genel eğriye çok yakın düştüğü görülmüştür. Bu da dinamik üç eksenli ile yapılacak deneylerden elde edilecek sonuçların, çeşitli ülkelerdeki gelişmiş ve uygulamada denenmiş laboratuvarlardaki dinamik deney aletlerinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmasını mümkün kılmaktadır.

Numuneler sıvılaşmadan sonra bir süre bekletilip, tekrar dinamik gerilmeler altında bırakıldıklarında daha küçük gerilme oranlarında mukavemetlerini çok çabuk kaybettikleri gözlenmiştir. Sıvılaşma için gerilme oranı ve tekrar sayısına bağlı olarak çizilen eğri, tekrar sıvılaşmadan elde edilen eğri ile karşılaştırıldığında bu durum daha açık olarak görülmektedir. Diğer yandan ilk sıvılaşmadan sonra bekleme süreleri arttıkça sıvılaşmaya karşı direncin arttığı fakat ilk sıvılaşmanın etkisinin kaybolabilmesi için uzun bir süre gerekeceği görülmektedir.



ÖN SIVILAŞMA İÇİN ÇEVİRİM SAYISI.

Şekil 1 3— Numune Hazırlama Yöntemlerinin Sivilaşmaya Etkisi
Mullis, et. al. (1977)

KAYNAKLAR

1. Castro, G., Poulos, J., (1976) «Factor Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility», ASCE National - Convention on Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering, P. A., September 27 - October, ASCE Preprint, 2752.
2. Liam Finn, W. D., Bransby, P. L., and Pickering, D. J., (1970) «Effect of Strain History on the Liquefaction Sands», Journal of Soil Mechanics and Foundation Division American Society of Civil Engineers. Vol. 96, No SM6. pp. 1917-1934.
3. Ögünc, G. (1981) «Suya Doygun Kumların Tekrarlı Yükler Etkisi Altında Davranışının Üç Eksenli Deney Aleti ile İncelenmesi» MMLS Tezi Maçka İnşaat Fakültesi, Geoteknik ve Yapı İşletmesi Kürsüsü
4. Mullis, J. P. Seed, H. B., Chan, C. K., Mitchell, J. K., ve Arulandan, K., (1977) «Effect of Sample Preparation on Sand Liquefaction» Journal of Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers. Vol. 103, No. GT2 pp. 91 - 108.
5. Seed, H. B., and Lee, K. L., (1966) «Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading», Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, American Society of Civil Engineers Vol. 92. No. SM6, pp. 105 - 134.
6. Seed, H. B., Arango, I. ve Chan, C. K. (1975) «Evaluation of Soil Liquefaction Potential During Earthquakes» Report No. EERC - 75 - 28 Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
7. Seed. H. B. ve Idriss, (1967) «Analysis of Soil Liquefaction : Niigata Earthquake» journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 93 No. SM 9.
8. Silver, M. L. (1977) «Laboratory Triaxial Testing Procedures to Determine The Cyclic Strength of Soils» Geotechnical Engineering Report prepared for US Nuclear Regulatory Commission, University of Illinois, Chicago.

ZEMİN MODÜLLERİNİN ARAZİDE VE LABORATUVARDA BELİRLENMESİ

Yazanlar : William F. Marcuson (*)
Joseph R. Curro Jr. (*)

Çeviren : Sefer Gül (**)

GİRİŞ :

Kurulacak bir yapının ya da bir zeminin dinamik davranışlarının değerlendirilmesi için temel malzemelerinin gerilim -birim deformasyon özelliklerinin bilinmesi gereklidir. Bilgisayarlarla analiz teknikleri kullanılırken düşük birim deformasyonlardaki modül genellikle 10^{-4} mm/mm (ya da daha az), başlangıç elastisite modülü, yanında birim deformasyona bağlı olarak modüldeki değişmelerin de bilinmesi gerekir.

Bu başlangıç modülleri (kesme ve young) çeşitli yerinde jeofizik teknikler kullanılarak belirlenebilir. Ya da birim deformasyonunun bir fonksiyonu olarak modülü elde etmek için örselenmemiş numuneler üzerinde laboratuvarda rezonant kolon test yöntemi uygulanabilir.

Yukarıda sözü edilen modüller, bir deney yapısı ve yapılması amaçlanan dört binanın dinamik temel tasarımı için gerekli olup, gerekli modülleri sağlamak için arazi ve laboratuvar çalışmalarını içeren bir test programı hazırlanmıştır. Ek olarak dinamik tasarıma yardımcı olması için araştırmalarda Poisson oranı da belirlenmiştir.

Bu nedenle ilk amaç Şekil - 1'de (x - 340 - 1'den 4'e kadar ve x - 774 şeklinde belirtilen) yapılması düşünülen beş yapının altında uzanan temel malzemeleri için kesme ve Young modüllerinin belirlenmesidir. Ek olarak x - 340 - 4 yapısı dinamik proje değerlerini belirlemede kullanılan yöntemi açıklamak için uygun bir örnek ola-

(*) U.S. Army WES (Waterways Experiment Station)

(**) İmar ve İskân Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü

rak seçildi. Bu makalenin amacı yerinde ve laboratuvarda belirlenen dinamik zemin özelliklerini karşılaştırmak ve proje için elde edilen değerlerin çıkarılmasında kullanılan yaklaşımı incelemektir.

İNŞAAT ALANININ TANIMI

İnşaat alanı Scioto ve Ohio nehirlerinin kavşağına yakın, Portsmouth Ohio civarında bulunmaktadır. Bu alandaki örtü tabakası çoğunlukla pleistosene ait nehir ve göl çökeltilerinden ibarettir. Şekil - 1 bu alanın jeolojik haritasını göstermektedir. Harita genç aluvial ve buzul göl birikintilerini gösterir. Göl birikintileri, kalın ve ince laminasyon killeri olup çoğunlukla Scioto nehrinin eski yatağını doldurmuşlardır.

Şekil - 1'de göl birikintileri olarak belirlenen alanda yüzeyde ya da yüzeyin hemen altındaki belli bir derinlikte yağlı ve laminasyon killi tabaka bulunmaktadır. Belirlenen bu alanın büyük bir kısmı üzerinde, çeşitli derinliklere kadar uzanan, yağsız killer, siltler (alüvyon) ve 1953 - 55 döneminde gelmiş bir dolgu malzemesi yer almaktadır. Vadinin, yağlı kil malzeme sınırları dışında kalan bölümleri, erken alüvyal siltli kil ve silt ile örtülüdür.

Esik vadide 18 metreye kadar varan erken nehir yatağı ve göl yatağı birikintileri yer almaktadır. Bu birikintiler çoğunlukla en altında tabaka kalınlıkları 0.6-3 m arasında değişen bozuşmuş killi çakıllar bulunan yağlı, lamnasyonlu killer, yağsız killer ve ince siltlerden oluşmuştur. Vadinin büyük bir kısmını kalınlığı 0.3 - 3 m arasında değişen rezidüel ve kolluyium tabakaları örtmektedir. Zemin tabakasının altında yer alan kayaç şeyl ve kumtaşdır.

ARAZİ ÇALIŞMALARI

Arazi çalışmaları iki aşamada yapılmıştır (1) Sondaj ve nümune alınması (2) jeofizik araştırmalar.

Sondaj ve Nümune Alma Arazi çalışmasının bu aşamasında laboratuvar deneyleri için örselenmemiş nümune almak ve yerinde sismik testler için kullanılmak üzere arazide toplam 27 kuyu açılmıştır. Sondajlar üçerli gruplar halinde herbir yapının uçlarında birer grup birde deney yapısı (X-774) altında olmak üzere yapılmıştır. Herbir üçlü sondaj grubu L şeklinde yönlendirilmiştir ve L'nin köşesindeki kuyunun diğer kuyulara olan uzaklıkları yaklaşık 6 metredir. 5 inç uzunluğunda Hvorslev sabit pistonlu karot alıcısı ile her kuyu grubunun L şeklindeki köşesindeki kuyudan örselenmemiş nümune alınmıştır.

Geriyeye kalan kuyular yukarıya doğru kanatyanı olan değiştirilmiştir WES balık kuyruğu tipi delici uç ile açılmıştır. Kuyular istenilen derinliğe kadar (Taban kayasının içinne 0.6-2m girecek kadar) açıldıktan sonra 7.6 cm iç çapında bir PVC borusu kuyunun içine yerleştirilmiştir. Kuyuların duvarları ile PVC borusunun dış yüzü arasında kalan dairesel halka boşluk bir çimento, bentonite ve su karışımı ile doldurulmuştur.

Bu karışım sertleştiği zaman, yaklaşık olarak zemin ile aynı kıvama (elotiste modülüne) ulaşmıştır.

JEOFİZİK ARAŞTIRMALAR

Arazide yapılan jeofizik çalışmalar dokuz seri yerinde sismik deneylerden oluştu Herbir seri kuyular arası , kuyu iç'i yüzey kırılma sismiki ve yüzey titreşim testlerinden oluştu.

Kuyulararası Deney Uygulama Yöntemi. Bu uygulamada taşınabilir bir 24 kanallı refraksiyon sismografı kullanılmıştır. Kayıtlar, kağıt hızı 89 cm/sn olarak çalışan bir kayıtçı tarafından alınmıştır. Zaman çizgileri bu kayıt kağıdı üzerinde 10 milisaniye aralıklarla bulunur. Bu alet ve bu kayıt hızında rezolüsyon zamanı 0.5 milisaniyedir. kesme dalgası ile ilgili verileri elde etmek için uygulanan yöntem. Balard (1) tarafından tanıtılmış titreşim kaynağı ve kontrol ünitesinin aynı içeren değiştirilmiş bir tekniktir. İki yöntem arasındaki fark veri toplayan ünite ile ilgilidir. diğer bir değişle hiçbir sinyal kuvvetlendirme işlemi uygulanmamıştır. Titreşim kaynaının çıkış frekansları belli bir frekans bölgesi çinde değiştirilirken, alıcıların konulduğu kuyularda aynı yüksekliğe yerleştirilmiş iki jeofonun çıkışları izlenmiştir. (Titreşim aleti düşey titreşimler üretmektedir ve böylece düşey yönde polarize edilmiş kesme dalgası vermektedir). Belli bir frekansda kabul edilebilir bir kayıt alındığı zaman, bu frekans bir tone-burst jeneratörü tarafından kesilerek alıcı birimlere bu frekansda belli sayıda titreşim gönderilmiştir. Kaynak ve her iki alıcı jeofon osilografda yan yana kayıt edilmektedir, kaynaktan gelen palsın cinsi kolayca teşhis edilebilmektedir ve bu pals ile her iki alıcıya sinyal varış anı arasındaki zaman tesbit edilebilmektedir.

S - dalgası verileri elde etme deneyi önce kaynağı ve alıcıları kuyuların üst başlarında aynı yüksekliğe koyarak yapılmaktadır, daha sonra kaynak birimi birkaç kez pals verdirilmekte ve yayılan ve alınan sinyaller kaydedilmektedir. Tatminkar bir kayıt alındıktan sonra, bütün alıcı ve kaynak birimleri kuyu içinde 1.5 metre daha derine in-

dirilmektedir. Yukarıda belirtilen yöntem, kuyunun dibine ulaşıncaya kadar bu ve takipeden 1.5 metre derinlikte yinelenmektedir. Bu kuyular oldukça sığ olduklarından, düşeylikleri ya bir elfeneri yada ayna kaynaklar kullanılarak gözle kontrol edilebilir. Bütün durumlarda kuyuların 7.5 cm içinde düşey oldukları ve sistemli ve ayrıntılı bir düşeyden sapma ölçümüne gerek olmadığı saptanmıştır.

Basınç dalgası verileri benzer bir biçimde elde edilmiştir, yalnız titreşim kaynağı ve ilgili donanımı kullanılmamıştır: Bunun yerine P-dalgası kaynağı olarak her bir 1.5 metrelik aralıklarda füyeler kullanılmıştır.

Kuyulararası yöntemi ile elde edilen veriler P ve S dalgalarının bir kaynaktan bir alıcı noktasına varması için geçen zamanlar olmuştur. Bu süreler daha sonra kaynak ile alıcı jeofonlar arasındaki mesafeye bölünerek hızlar bulunmuştur. Eğer yakında bir yüksek hız tabakası varsa, dalga kırılabilir ve bu tabaka içinde yol alabilir böylece, en yakın mesafeden yol alacağına daha hızlı bir ortamdan yol alır. Snell'in kırılma kanununa dayanan bir kuyulararası sismik değerlendirme kompüter programı, yüksek hız kontrastlarının bulunduğu sismik değerlendirme kompüter programı, yüksek hız kontrastlarının bulunduğu bölgeleri dikkate alan, gerçek hızları saptamak için kullanılmıştır.

Kuyu İçi Deney Yöntemi Bu deney düşey olarak yayılan P ve S dalga hızlarının belirlenmesi ile gerekli veri sağlamak için, kuyular arası deneyde kullanılan aynı sismograf ve kayıtçılar kullanılarak yapılmıştır. Bu yöntemde bir jeofon kuyu içinde 1.5 metrelik bir derinliğe yerleştirilir. Düşey olarak bir çekikle yerin yüzeyinde kuyunun ağzına yerleştirilmiş (0.3 m kadar kuyu ağzından uzakta) bir çelik düzleme vurulur, bu çekice bağlı bir jeofon P dalgası için ilk zaman varısını sağlar. S-dalgası deneyi yerin yüzeyine yerleştirilmiş büyük bir plakanın her iki ucuna ayrı ayrı vurularak elde edilir, böylece yatay polarizasyonu değişen S dalgası üretilir ve dalganın tanınmasında kolaylık sağlanır. Kuyunun dibine varıncaya kadar her bir 1.5 metre artan derinliklerde yerleştirilen alıcı jeofon P ve S dalga verileri elde etmek için aynı yöntem tekrarlanır.

Yüzey Sismik Refraksiyon Deneyi Arazide klasik yüzeysel refraksiyon deneyleri 24 kanallı bir sismograf kullanılarak yapılmıştır. Refraksiyon hatları alanda 73 metre uzunluğunda seçilmiştir. Jeofonlar 3 metre aralıklarla yerleştirilmiştir. Yalnız ilk jeofon enerji kaynağından 1.5 metrel uzağa konulmuştur. Arazide hem düz hemde ters atışlar yapılarak, zahiri hızlara ek olarak gerçek hızlar saptanmış, ek olarak da kırılma ara yüzeylerine olan derinlikler bulunmuştur.

Yüzey Titreşim Deneyleri Kuyulararası kompüter programı için gerekli giriş parametresi (yüzey tabakasının S dalga hızı) Ni sağlamak için yüzey titreşim deneyi herbir kuyulararası deney grubu yakınında yapılmıştır. Reyleigh (yüzey dalgaları vibratör gibi bir kontrollü enerji kaynağı tarafından üretilebilir. Bu çalışmada kuyulararası deneylerde kullanılan elektromanyetik vibratör bir R dalgası kaynağı olarakda kullanılmıştır. Vibratör çeşitli frekanslarda çalıştırılmış ve R dalgası yüzey sismik refraksiyon uygulamaları için kullanılan 0.3 metre aralıklarla bir doğru üzerine yerleştirilmiş jeofonlar tarafından kaydedilmiştir. Bu şekilde R dalgası hızı her bir özgül frekans için R dalgası fazına ait varış zamanı-mesafe eğrisinden belirlenebilir. O zaman frekans hıza bölünerek bu hızla ilgili dalga boyu hesap edilebilir. Böylece bulunan dalga hızları, bir yarım dalga hızları, bir yarım dalga boyu kadar olan efektif bir derinlik için ortalama değer olacaktır. Pratik amaçlar için S dalgalarının, R dalgaları ile aynı hızlara sahip oldukları kabul edilebilir.

Arazide kullanılan titreşim jeneratörünün gücü 22.5 kg ile sınırlı olduğu için araştırma derinliği yaklaşık 1.5 metre olarak sınırlı kalmıştır. Bu veriler siğ kuyulararası deneyi ile elde edilen verilerle karşılaştırılabilir.

ELASTİK MODÜL VE POISSON ORANININ BELİRLENMESİ

Yukarıda söz edilen deneylerden belirlenen P ve S dalga hızları, kesme, Young modülü ve poisson oranı gibi temel hesabında kullanılacak elastik parametrelere dönüştürülmelidir. Bu dönüşüm ortamın toplamkütle yoğunluğu ve elastik ortamlarda dalga yayılımı teorisi kullanılarak bulunabilir.

ARAZİ DENEY SONUÇLARI

X - 340 - 4 nolu yapının kurulacağı yerde sismik uygulamalar yapılarak elde edilen sonuçlar aşağıda sunulmakta ve değerlendirilmektedir. Bir lokasyonun «Tipik» olarak seçimi ve buradaki deney sonuçlarının irdelenemesi yazarlarca uygun görülmüştür.

ÖNGÖRÜLEN YAPI X - 340'ÜN YERİ

Herbiri öngörülen yapının yerinin uçlarına yakın bir noktada akmak üzere iki seri yerinde sismik deneyler yapılmıştır. (Şekil),2)

Kuyulararası Deneyler Bu deneyler iki ayrı kuyulararası grubundan oluşmaktadır. 831, 832 ve 823 nolu sondajlar tasarlanan binanın

güney ucuna yakın, ikinci grup da binanın kuzey ucuna yakın bir yerde açılmış olup Şekil 2'de gösterilen 824, 825 ve 826 nolu sondajları içermektedir. 21 ve 824 nolu sondajlar sismik enerji kaynağı olarak açılmış sondaj kuyularıdır, 822, 823 825 ve 826 sondajları ise kayıt alıcıların bulunduğu sondaj kuyuları olarak kullanılmışlardır. Sismik kaynak ve alıcılar (Jeofonlar) Şekil - 3'de gösterildiği gibi karşılıklı kuyulararası çalışma yapılacak şekilde kuyulara yerleştirilmiştir. Kuyulararası verileri ile belirlenen gerçek P ve S dalga hızları verici ve kaynak noktaları boyunca gösterilmiştir. Her deney için derinlik ile sadece bir P ve S dalga hızları değişimi gösterilmesine rağmen her kuyulararası grubu için gerçek P ve S dalga hızları değişimi gösterilmesine rağmen her kuyulararası grubu için gerçek P ve S dalga hızları kaynak ile alıcıların bulunduğu kuyular arası için hesaplanmıştır. Kaynak ile alıcı arasındaki ortamın hızlarının karşılaştırılmasında dağılım çok dar olduğundan, % 10'dan az. P dalga hızının ortalama değerinin hesaplanmasının yararlı olduğu düşünülmüştür. Aynı uygulama S dalgası içinde yapılmıştır.

Kuyu içi deneyleri Şekil - 2'de gösterilen iki kuyu içi deneyi yapılmıştır. Biri 821 nolu sondajı, diğeri 824 nolu sondaj kuyusu kullanılarak yapılmıştır. 821 ve 824 nolu sondajlarda yapılan kuyu içi uygulamaların sonuçları ayrı ayrı Şekil - 4 ve 5'de gösterilmiştir. Gösterildiği gibi Kuyu içi verilerinden ortalama ve ara P ve S dalga hızları belirlenmiştir.

Yüzey Sismik Refraksiyon Deneyleri Bu deneyler doğrultu ve yeri Şekil - 2'de gösterilen dört profil halinde yapılmıştır. Şekil 6 ve 7'de S - 15; S - 18 olarak gösterilen bu dört profilin zaman - mesafe grafikleri verilmektedir. Bu şekillerde görünür, gerçek hızlar ve refraksiyon tabakalarına ait derinliklerde verilmektedir.

Yüzey Titreşim Deneyleri : Bu deneylerden biri 821 diğeri 824 kuyusunda yapılmıştır. 821 ve 824 sondajlarında yapılan bu deneylerin sonuçları 1.5 metreden daha sığ derinlikteki yüzeye yakın malzemelerdeki ortalama R dalgası hızları 114 ve 72 m/saniye olarak bulunmuştur. Bu hızlar yüzeye yakın malzemeler ait kuyular arası kompüter programı için gerçek S dalga hızı girişi olarak kullanılmıştır.

VERİLERİN DEĞERLENDİRİLMESİ

P ve S Dalga Hızlarına Göre Bölgeleme Şekil 8 ve 9'daki P ve S dalga hız profillerini elde etmek için, kuyulararası, kuyu içi, yüzey sismik refraksiyon ve yüzey titreşim deneylerinden çıkarılan P ve S

dalga hız sonuçları analiz edilmiş ve değerlendirilmiştir. P ve S dalgası zonları birbirleri ile çakışmamaktadır. Bunun nedeni zeminin su ile doyuma yüzdesinin % 99 - 100'e vardığı zaman P dalga hızında olan büyük artıştır, halbuki S dalgası bu zeminin su ile doymuş olma oluyundan etkilenmez.

P dalgası verilerinden yararlanılarak Şekil - 8'de gösterilmiş beş hız zonu belirtilmiştir. Zonlar için belirtilmiş hızlar genellikle verilerin duyarlılık kalitesine bağlı ortalama değerlerdir. 425 m/s hız ortalama kalınlığı 2.1 m olan yüzeye yakın zona aittir. İkinci hız zonu ortalama hızı 1500 m/s ve kalınlığı 6.1' metre civarındadır.

Bu zonu altında kuyu üstü deney verileri tarafından özellikle iyice belirtilmiş olan kalınlıkları 1.5 - 4 metre arasında değişen ve hızı 850 m/s olan bir düşük hız tabakası bulunmaktadır. Sonraki iki hız zonu (2165 ve 2865 m/s) tek bir tabaka olarak da ele alınabilir. Ancak 2865 m/s hız zonu üst sınırı şeyl tabakasının üst noktası ile çakıştığından, zonları ayrı ayrı irdelemek ve kayacın tepen noktasını belirlemenin analiz amaçları için yararlı olacağı sanılmaktadır. 24 ve 826 nolu sondajlarda yapılan kuyulararası ve kuyu içi deneyler ile belirlenen 2165 m/s'lik hız zonu muhtemelen 824 nolu sondajdan alınan örneklerin laboratuvar sınıflamasında da belirlenen konglomerayı oluşturan çimentolaşmış silt, kum ve çakıl karışımının göstergesi olmaktadır.

Şekil - 8'de gösterilen yer altındaki üçüncü tabakaya ait verilerin üzerinde özellikle durulmuştur. Yeraltı su tabakasının altında olan bu tabaka 850 m/s'lik bir P hızına sahiptir. Minimum P dalgası hızının, suyun P dalgası hızı olan yaklaşık 1500 m/s değerinin civarında olması normal olarak beklenir. Böyle bir hız ölçülmediğinden dolayı tabakanın tümüyle doymuş olmaması gerekir. Doyma % oranı % 98-100 aralığında değiştiği zaman P dalgası hız değerleri çok duyarlıdır. Malzemenin içinde sıkışık kalmış hava ve gaz boşluklarının bulunması büyük bir ihtimal ile mümkündür. Nedeni ne olursa olsun bu zon tümüyle doymuş değildir.

Şekil 9'a göre S dalga verilerinden baş S dalgası hız zonu belirlenmiştir. 105 m/s hız değeri ortalama kalınlığı 2.1 metre olan yüzeye yakın tabakayı belirler. Hemen altındaki zonu 150 m/s ortalama bir hız ve 4.6 m civarında bir kalınlığı vardır. Üçüncü tabaka ortalama 215 m/s hız ve yaklaşık olarak 2.7 metre kalınlığındadır. Daha derin iki tabaka (535 ve 610 m/s) belki tek bir tabaka olarak birleştirilebilirdi. Ancak yukarıda aynı P dalgası bölgelendirmesi için anlatılan

nedenlerle bu yapılmamıştır. Şekil - 9'da verilen her bir zonun ıslak birim ağırlığının değerlerine dikkat edilmelidir. Bu değerler yerinde sismik deneylerin yapıldığı yerlere yakın kuyulardan alınan nümunelere uygulanan laboratuvar deneylerinden ve rezonant kolon deneylerinde kullanılan örselenmemiş nümunelerden elde edilmiştir.

Kesme ve Young Modülleri ve Poisson Oranı (G, E, M)

Verilerin yorumuna hız profillerinden giderek zonları ayırtma ve bu zonlar için G,E ve γ 'nin saptanması ile devam edilmiştir. (Şekil 8 ve 9) P ve S dalga hız profillerinin üst üste çakıştırılması ile yapılmıştır. Üst üste çakıştırma yedi ayrı hız zonunu ortaya çıkarmıştır. Sonra G,E ve γ değerleri her bir zondaki ıslak birim ağırlıkları ve her bir zon için P ve S dalga hızları kullanılarak hesaplanmıştır. Çeşitli zonlar için G,E ve M değerlerinin analizinden sonra kontrol edici faktörün S dalgası hızı olduğu açıkça görülmektedir. çünkü P dalgası hızlarında olan değişmelerin E ve Y üzerindeki etkisi çok azdır ve G değeri üzerinde hiçbir etkisi yoktur. Bu nedenle yedi tane olarak belirtilen hız zonları S - dalgası profilinde gösterilen beş değişik zona indirilebilir (Şekil - 9). Bu yapının yeri için yapılmış kesin arazi değerlendirmesi Şekil - 10'da ilgili G, E ve Y değerleri ile beş hız zonlu olarak gösterilmektedir.

LABORATUVAR ÇALIŞMALARI

Arazide alınmış olan örselenmemiş nümuneler kamyonla WES'e taşınmıştır. WES laboratuvarında önce nümuneler açılmış ve sınıflandırılmıştır. Nümunelerin, hangilerinin sondaj loglarından çıkarılmış arazinin genel özelliklerine sahip oldukları ve örselenme belirtisinin olmamasına bakılarak hangi nümunelerin laboratuvarında denenebileceğinin saptanması amacı ile değerlendirmeleri yapıldı. Rezonant kolon deneyi için arazide alınan nümuneler arasında temsil yeteneği olan ve bu deneye uygun olanlar, diğer bir deyişle içinde ağaç kökü ve çakıl parçaları olmayanlar üzerinde yapılmıştır.

REZONANT KOLON DENEY CİHAZLARI

Bu tip deneylerde Drnevich Long - Tor rezonant kolon cihazı kullanılmıştır. Rezonant kolon cihazı normal olarak nümuneleri burlama modunda zorlar, ancak bu aletle nümunelere boyuna yönde titreşim uygulayabilecek bir elektromanyetik osilatörün bulunması gibi bir farklılık vardır. Bu aletin daha ayrıntılı bir tanıtımı başka bir makalede yapılmıştır. (4).

DENEY YÖNTEMİ

Bütün deneyler 7,1 x 17.8. cm boyutlarında örselenmemiş silindirik nünuneler üzerinde yapılmıştır. Bu nünuneler yerinde ortalama asal efektif gerilme yada oktahedral gerilme'ye karşılık olması için isotropik olarak konsolide edilmişlerdir. Yerinde ortalama asal efektif gerilme hesabında, normal konsolidasyon koşulları ve pasif toprak basıncı katsayısı 0.5 olarak alınmıştır.

Ön konsolidasyon tamamlandıktan sonra, drenaj muslukları kapatılmış ve B musluğu kontrol edilip kaydedilmiştir (3). Nünune hem boyuna hemde burulma modlarında sinüssoidal titreşimlerle zorlanmıştır. Boyuna ve burulma titreşimleri aynı anda uygulanmamıştır. Rezonans sağlanıncaya kadar titreşim frekansı değiştirilmiş ve veriler elastisite modülü ve birim deformasyon genlikleri hesap edilebilecek biçimde kaydedilmiştir. Elatisite modülünde birim deformasyon genliğine bağlı olan değişmeleri elde etmek için, zorlayıcı kuvvet artırılmış ve genel deney yöntemi yinelenmiştir.

Bütün rezonant kolon deneylerinde konsolidasyona bir iş gününün sonunda başlanmış ve nünuneler ertesi güne kadar bütün bir gece konsolidasyonda bırakılmıştır. Genel olarak ilk konsolidasyon dört saatten az bir zamanda tamamlanmış, nünune ertesi sabah sinüssoidal uyarımlarla zorlanmıştır. Bu deney yaklaşık iki saat almıştır. Böylece ilk konsolidasyon tamamlandıktan sonra yaklaşık 12 saatlik bir zaman içinde veriler toplanmıştır. Zamanın zeminin sönüm ve modüllerine olan etkisinin değerlendirilmesi bu çalışmanın amacı dışındadır. Zaman etkisinin CH tipi kil malzemeler için önemli olduğu sanılmaktadır.

Bu araştırmanın başında en önemli verilerin burulma uyarımları sırasında toplanacak veriler olacağına karar verilmişti. Bu rezonant kolon deneyleri ters basınç altında satüre olmuş (back pressure saturated) nünuneler üzerinde yapılmamıştır, çünkü 1) kesme modülü ve kesme sönümü satürasyon yüzdesine hemen hemen hiç bağlı değildir, ve 2) deney sistemi ile ters basınç altında satürasyon sağlamak kolay değildir. Üst başlıkta sızıntı satürasyonu için gereken vakum yada drenaj için uygun düzen yoktur, ve hücrede hava-sıvı ara yüzeyi yada drenaj için uygun düzen yoktur, ve hücrede hava-sıvı ara yüzeyi gereklidir. Bu nedenle daha düşük alt bölme basıncı istenir.

Yukarıdaki açıklamalar WES tarafından kullanılan yöntemin kısa bir tanımlamasıdır. Ham verilerden kesme ve Young modülü elde etmek için gerekli hesaplar ve analizlerin tam olarak incelenmesi ve deney yönteminin daha ayrıntılı olarak tanıtılması başka yerde yapılmıştır. (Referans 4)

REZONANT KOLON DENEY SONUÇLARI

800 - UD, 803 UD, 806 UD, 809 UD, 812 UD, 815 UD, 818 UD ve 821 UD sondajlarının çeşitli derinliklerinden alınan nümuneler rezonant kolon cihazında denenmiştir. Toplam 37 nümune denenmiştir. Kaynak - 3'de tüm rezonant kolon deneylerinden çıkarılmış dinamik birim deformasyon genlikleri ile sönüm ve modül ilişkilerini veren grafikler verilmektedir. Okuyucuyu rezonant kolon deneyi verilerinin biçimi ve değerlendirilmesi konusunda bilgi sahibi kılmak için 821 nolu sondajdan elde edilen deney sonuçları gözden geçirilecektir. 821 UD sondajının yeri Şekil - 2'de gösterilmiştir.

821 UD sondajından alınan nümunelerden laboratuvarda denenler Tablo - 1'de gösterilmektedir. Bu tabloda aynı zamanda nümunelerin alındığı derinlikler, nümunelerin alındığı tabakaların kalınlığı, ve zemin cinsi ve laboratuvardaki deneme sırasında nümunelerdeki asal efektif gerilme verilmektedir.

Bu deneylerin sonuçları Şekil - 11 - 18'de gösterilmiştir. Beklendiği gibi artan birim deformasyonla birlikte elastisite modülleri azalmağa ve sönüm artmaktadır (6,7,9,12). Şekil - 12,14,16 ve 18'deki veriler burulmalı titreşim modunda elde edilen sönümlerin, boylamasına titreşim modundan bulunan sönümlerin yarısı boyutunda olduğunu gösteren bir eğilime işaret etmektedir.

9.4 metrenin altındaki derinliklerde zemin çok fazla çakılıdır. Alınan nümuneler deney için elverişsiz olacak şekilde bozulmuşlardır. Taban kayası 11 metre civarında bir derinlikte bulunmuştur.

LABARATUVAR DENEY SONUÇLARI

821 UD sondajından alınan karotlardan çıkarılan nümunelerden elde edilen rezonant kolon verileri sunulmaktadır. Bu kuyuya ait kesme ve Young modülleri ve sönüme bağlı olan bir zemin profili geliştirilecektir.

Kesme Modülü Şekil - 19 821 UD kuyusuna ait nümunelerden alınan dört karot testinde elde edilen kesme modülü verisini özetlemektedir. Şekil - 19'da gösterilen kuyuda derinliğe doğru belirlenen dört tabakalı bir zemin profili verilmektedir. Yüzeğe yakın kil tabakasının 4.3 metre kalınlıkta olduğu ve düşük birim deformasyon düzeyinde 245 kg/cm² bir kayma modülüne sahip olduğu görülmektedir. Kesme birim deformasyonu 10^{-3} rad/rad civarında bir dinamik birim deformasyona çıkarılınca, kesme modülü 119 kg/cm² düşmektedir. 4.3 metre kalınlığındaki bu yüzey tabakasının hemen altında kalınlığı 2.4

metre olan bir kil tabakası vardır. Rezonant kolon deneyinden bu malzemenin çok düşük deformasyon düzeyinde 196 kg/cm² civarında bir kesme modülüne sahip olduğu görülmüştür. Birim deformasyon 10⁻⁸ rad/rad değerine yükselirken bu modül 70 kg/cm² civarına düşmektedir. 6.7 metrelik bir derinliğin altında 1.2 metre kalınlığında bir silt tabakası bulunmaktadır. Bu malzeme düşük bir deformasyon düzeyinde 1190 kg/cm² değerinde bir kesme modülü gösterir. Birim deformasyon genliğine çıkarken, dinamik kesme modülleri 392 kg/cm²'lik bir değer düşer. 1.2 metre kalınlığındaki silt tabakasının altında 7.9 ve 9.4 metrelik derinlikler arasında 1.5 metre kalınlığında bir kil tabakası bulunmaktadır. Bu tabaka düşük birim deformasyon düzeylerinde 392 kg/cm² civarında bir kesme modülü gösterir. Birim deformasyon düzeyi 10⁻⁴ rad/rad olurken bu modül 193 kg/cm² değerine iner. Şekil - 19'un incelenmesinden bazı önemli noktalar göze çarpmaktadır. Bunlar :

1 — 6.7 - 7.9 metreler arasındaki silt tabakasının dışında birim deformasyon düzeyi 10⁻⁵ den 10⁻⁸ rad/rad değerine yükselirken kesme modülü genellikle % 50'lik bir azalma gösterir. Silt tabakasında ise kesme modülü yüksek birim deformasyon da düşük birim deformasyondaki değerinin üçtebiri civarına düşer.

2 — Elastisite modülünün ortalama asal efektif gerilimin bir fonksiyonu olabileceği beklenebilir. Böylece diğer şeyler değişmez iken, modüllerin derinliğin bir fonksiyonu olarak artması gerekir. Ancak 821 nolu kuyuda durum böyle değildir. 4.3 - 6.7 derinlikleri arasındaki kil tabakası yüzeysel kilden daha sıkı değildir.

3 — Siltin hemen altındaki 1.5 metre kalınlıktaki kil tabakası 6.7 - 7.9 metreleri arasındaki silt tabakasından daha düşük bir modüle sahiptir. Bu anormal değildir, ancak gelecekte yapılacak dinamik analiz ve hesaplar için önemli olduğundan dikkat edilmelidir.

Young Modülleri

821 UD sondajına ait Young modülleri derinliğin ve dinamik birim deformasyon genliğinin fonksiyonu olarak Şekil - 20'de gösterilmiştir. 4.3 metre kalınlığındaki yüzey tabakasının düşük birim deformasyon düzeyindeki elastisite modülü 1820 kg/cm²'dir. Birim deformasyon düzeyi 5x10⁻⁵ cm/cm iken bu modül 1050 kg/cm²'te düşer. 4.3 ve 6.7 metreleri arasındaki kil tabakası yüzeysel tabakaya benzer. Bu 2.4 metre kalınlıktaki kil tabakası 4x10⁻⁷ cm/cm'lik birim deformasyon düzeyinde 1820 kg/cm²'lik bir elastisite modülüne sahiptir. Birim

deformasyon 10^{-4} cm/cm ilk bir düzeye yükselince Young Modülü ise 679 kg/cm²'ye düşer. 10^{-6} cm/cm düzeyinden 4×10^{-5} cm/cm düzeyine çıktığı zaman Young modülü 1400 kg/cm²'ye iner. 821 UD sondajınad 7.9 - 9.4 metreleri arasındaki 1.5 metre kalınlığındaki kil tabakasının düşük birim deformasyonlarda Young Modülü 3010 kg/cm²'dir. Birim deformasyon 10^{-6} dan 10^{-4} cm/cm değerine yükselirken Young Modülü 1120 kg/cm² değerine düşer.

Bu verilere toplu halde bakıldığı zaman yine 6.7 - 7.9 metreleri arasında yer alan silt tabakasının diğer tabakalara göre daha sıkı olduğu görülür. 6.7 metreden yukarıda olan iki kil tabakasının benzer özellikleri bulunmaktadır. Bunlardan 4.3 ile 6.7 metreler arasında yer alan kil tabakasının yüzeydeki tabakaya göre birim deformasyonlara karşı daha hassas olduğu görülmektedir.

Sönüm Oranı 821 UD sondajı için Young modülü derinliğin ve dinamik birim deformasyon genliğinin fonksiyonu olarak Şekil - 21'de gösterilmiştir. Dinamik analizlerde ve zeminin dinamik davranışlarının hesaplanmasında hakm enerji girişi S dalgasından dolayıdır. Sonuç olarak kesme yada burulma sönümü en önemli parametrelerdir. Burada yalnızca kesme sönümü gözden geçirilmiştir. Boyuna sönüm verileri tipik ve güvenilir görünmemektedirler. (Bak şekil - 14). Şekil - 21'in ayrıntılı incelenmesinden 821 nolu kuyu için sönümün derinliğin bir fonksiyonu olarak sabit olduğunu göstermektedir. 10^{-4} rad/rad'dan daha küçük birim deformasyonlarda sönüm % 3 civarındadır. Birim deformasyon 10^{-4} rad/rad değerinin üzerine çıkıncı sönüm oranı % 12'ye yaklaşır WES'deki deneyimlere göre bu değerler uygun ve mantıklı görünmektedir.

Yapılan 35 rezonant kolon deneyinden elde edilen verilerin tümü başka bir kaynakta (3) sunulmuştur. Genelde kesme ve basınç modülleri artan birim deformasyonların bir fonksiyonu olarak azalırken sönüm artar. (4,6,7).

LABORATUVAR VE ARAZİ DEĞERLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

Şekil - 22 821 UD sondajına ait düşük birim deformasyon (10^{-6}) düzeyinde derinliğin bir fonksiyonu olarak kesme ve Young modülünün laboratuvar değerleri ve sönüm ile birlikte bir sondaj logunu göstermektedir. Zemin profillerinin ayrımı zemin tipine ve laboratuvarda yapılan gözlemsel sınıflamaya göre yapılmıştır.

Karşılaştırma amacı ile sahada jeofizik tekniklerle belirlenen değerler laboratuvar değerlerinin hemen sağında verilmektedir. Okuyu-

cuya zemin profilinin, arazi tekniklerine ve P ve S dalga hızlarında olan değişmelere göre yapıldığı ve malzeme tipine yada görsel sınıflamaya bağlı olmadığı hatırlatılır. Sonuç olarak arazi ve laboratuvar elde edilen veriler kullanılarak yapılan zemi nprofilleri ayrımının birbirine benzer olmadığı görülmektedir.

Genellikle laboratuvarlarda elde edilen modül değerleri yerinde belirlenen değerlerden daha küçüktür. Hatta laboratuvar deneylerinden elde edilen değerler arazi değerlerinin yarısı kadar küçük olabilir (11). Bu araştırmalar sırasında laboratuvar elde edilen verilerin büyük bir dağılıma göstermesi gerçeği şaşırtıcı olmuştur. Şekil - 22'de verilerin karşılaştırılmasından düzenli bir eğilim çıkarılmamaktadır. Bazı zemin tabakaları için laboratuvar değerleri arazi değerlerine eşittir. Diğer bazı tabakalara ait laboratuvar değerleri arazi değerlerinden daha büyük yada bunun tam tersi söz konusudur. Verilerdeki dağılım nedeni ile verilerin karşılaştırılması ve proje değerlerinin seçimi aşağıda verilmiştir.

KESME VE YOUNG MODÜLÜ

Yüzey Yakın Malzemeler Laboratuvar ve arazi değerleri karşılaştırılırken yüzeye yakın tabakanın kalınlığı laboratuvar 4.3 metre olarak belirlendi. Bu aslında sondaj logundaki değere dayanmaktadır. rak belirlendi. Bu aslında sondaj logundaki değere dayanmaktadır, ancak arazideki hız verisi kullanılarak bu tabakanın 2.4 metresi kalınlığında olduğu bulundu. Laboratuvar belirlenen kesme modülü 245 kg/cm² ile arazide bulunan modül 231 kg/cm² birbirine çok yakındır ve pratik amaçlar için bu değerler aynı kabul edilebilir. Arazi verilerinden hesaplanan Young Modülü 679 kg/cm² olarak bulundu. Bu değer çok uygun görünmektedir, ancak laboratuvar 1620 kg/cm² olarak belirlenen değer üçtebiri civarındadır ve gereğinden çok büyük nitelenmektedir. Üst tabakalarda proje için seçilen Young ve Kesme modüllerinin değerleri 700 ve 238 kg/cm² olmaktadır.

İkinci Tabaka Yüzeye yakın tabakanın hemen altında derinliği sondajdan elde edilen numunelerin laboratuvar sınıflamasına yada arazi sismik verilerine bağlı olarak 6 ile 6.7 metreler arasında değişen ikinci bir kil tabakası vardır. Bu tabaka için laboratuvar belirlenen kesme modülü 196 kg/cm²'dir. Bu değer arazide 462 kg/cm² olarak belirlenen kesme modülünün yarısından daha azdır. Zemin genellikle 6 metre derinliğe kadar kil olduğu için ve kesme modülünün derinlikle birlikte artması gerektiğinden 350 kg/cm²'lik bir proje kesme modülü seçilmiştir. Arazi ve laboratuvar Young Modülü değerleri 138

ve 171 kg/m² arasında değişmektedir. Bu değerler birbirlerine oldukça yakındır (yaklaşık birbirinden % 20 farklı) ve bu yeterli kabul edilmektedir. Hesaplarda kullanılmak üzere 140 kg/cm² değeri seçilmiştir.

Üçüncü Tabaka Proje amacı için seçilen üçüncü tabaka laboratuvarında belirlenen 6.7 ile 9.4 metre derinlikleri arasında yer alan iki tabakadan oluşmakta olup 6 ile 9.1 metre derinliğinde olduğu kabul edilmiştir. Eğer kesme modülleri değerleri olan 1170 ve 390 kg/cm² nin ortalaması alınır 780 kg/cm² olarak bulunur. Bu değer arazide elde edilen 880 kg/cm² değeri ile uyumludur ve sonuçta proje için 840 kg/cm² değeri seçilmiştir. 6.7 ve 9.4 metreler arasındaki iki tabaka için laboratuvar Young modüllerinin ortalaması 3500 kg/cm² civarında bir değer vermektedir. Bu değer in jeofizik yöntemlerle 2600 olarak belirlenen Young modülünden daha yüksek olduğu görülür Mühendislik sağduyusu kullanılarak yapılması düşünülen projeler için bu değer 2800 kg/cm² olarak seçilmiştir.

Dördüncü Tabaka 9.1 - 11 metrelik bir derinlikten sonra zemin sonuç olarak laboratuvar deneyleri için uygun olmayan kumlu siltle çakıldan oluşmuştur. Proje amaçları için burada Young ve kesme modülü 15750 ve 6025 kg/cm² olarak seçilmiştir. Bu değerler yalnızca arazi verilerine dayanmaktadır.

Temel Kayası Son olarak temel kayanın kesme ve Young modülü 8750 ve 25900 kg/cm² olarak saptanmıştır. Bu değerler yalnızca arazi jeofizik verilerine bağlıdır.

GENEL DEĞERLENDİRME

Şekil 22'de gösterilen veriler laboratuvarında belirlenen kesme modülünün, yerinde jeofizik tekniklerle elde edilen kesme modülünden küçük yada yaklaşık olarak eşit olduğunu göstermektedir. Bu eğilim başkaları tarafından da belirtilmiştir. (10) ve şu nedenlere bağlanabilir: 1) Laboratuvarlarda elde edilen veri nümunesinin örselenmiş oluşu, deney aletinin kapasitesi ve sınır koşulları gibi şeylerden etkilenir. 2) Jeofizik yöntemlerle sağlanan veriler laboratuvar deneylerinden çok daha küçük birim deformasyonlar altında elde edilir. 3) Laboratuvarında elde edilen kesme modülünün daha büyük olmasına neden olan zaman etkisi dikkate alınmamaktadır.

Diğer yandan laboratuvarında belirlenen Young modülü arazide belirlenen Young modülünden büyüktür (Şekil-22). Aslında bu beklenilmeyen bir durumdur. Laboratuvar değerlerinin arazi değerlerinden büyük olmasının nedeni zemindeki anisotropiden dolayı olduğu

sanılmaktadır. Rezonant kolon tekniğinde Young modülü tabakalanma yönüne dik yönde ölçülmüştür. Jeofizik deneylerde Young modülü tabakalanma yönüne hem paralel hemde dik yönde ölçülmektedir. Kuyular arası ve yüzey sismik refraksiyon deneylerinde tabakalanma düzlemine paralel yayılma yolları için dalga hızı ölçülmektedir. Kuyu içi deneylerinde tabakalanma yönüne dik doğrultuda P dalgası hızı ölçülmektedir. Bu üç jeofizik yöntem ile elde edilen P dalga hız verilerinin karşılaştırılması zeminin anizotropik olduğu kuramını desteklememektedir. Diğer yandan bu malzemeler buzul göl çöktisidirler ve jeoloji ve birikme biçimleri zeminin anizotropik olduğu kuramını destekler. Laboratuvarda elde edilen verilerin arazide elde edilen verilerden büyük olmasının nedeninin kuyulararası anizotropi olduğu sanılmaktadır.

Laboratuvarla belirlenen Young modülünün arazide belirlenen değerlerden büyük olmasının bir başka açıklaması laboratuvar numunelerinin yerinden alındıkları tabakanın özelliklerini tam olarak göstermeleri ihtimali olabilir. Jeofizik tekniklerle birkaç metre küp boyutunda zemin incelenirken, laboratuvarda bu alana ait birkaç santimetreküp boyutunda zemin değerlendirilmektedir. Sonuç olarak laboratuvarda denenen numuneler yerindeki koşulları tam olarak yansıtabilir yada yansıtmayabilir.

Laboratuvarda belirlenen Young modülünün arazide belirlenen değerinden büyük olmasının bir üçüncü nedeni yüzde saturasyondaki fark olabilir. Daha önce belirtildiği gibi 850 m/s bir P dalga hızına sahip yüzeyin altındaki üçüncü tabakanın tam olarak doygun olmadığı sanılmaktadır ve rezonant kolon deney numuneleri tekrar doygun duruma getirilmemişlerdir. Sonuç olarak laboratuvar numuneleri yerindeki zemine göre daha çok yada daha az doygun olduğunu söylemek zordur. Ancak yüzde doygunluk % 100'e vardığında, yüzde doygunluktaki % 0.1 yada % 0.2'lik bir değişim P dalgası hızında 100 m/s'ye ulaşabilen bir hız değişmesine neden olabilir. Laboratuvarda yüksek Young modülünün bulunması nedeni ayırt edilememiştir, fakat bunun nedeni yukarıda söz edilen kurumların biri yada birkaçı olabilir.

SÖNÜM DEĞERLERİ

Eğer analitik hesaplar yapılacaksa düşük birim deformasyon hesaplarında % 3-5 gibi bir sönüm değeri kullanılmaktadır. Rezonant kolon deneyi verilerine dayanan bu değer yalnızca 9.4 metre-

lik bir derinliğe kadar geçerlidir. Çünkü bu derinliğin altındaki zeminde deney yapılmamıştır. Ancak sönüm derinlikle birlikte değişmediği için bu değeri en alt tabakaya (9.1 - 11 metre) kadar enterpolasyonu uygun olacaktır.

ÖZET

Burada sunulan veriler ve analize bağlı olarak 821 UD sondajındaki zemin bina yada makine temellerinin dinamik analizi amacı ile bölümlere ayrılabilir ve sınıflandırılabilir. Şekil - 22'de kaya tabakasının üzerinde dört tabaka olduğu görülmektedir. Yüzeğe yakın tabakanın kalınlığı 2.4 metre, ikinci tabakanın kalınlığı 1.6 metredir. Üçüncü tabakanın kalınlığı 3 metredir. Hemen ana kayanın üzerinde 1.8 metre kalınlıkta bir tabaka vardır. Bu proje için hesaplamalarda kullanılmaya uygun olabilecek bir zemin profilidir. Projede kullanılacak bu tabakaların uygun olabilecek bir zemin profilidir. Projede kullanılacak bu tabakaları herbiri için hesaplanmış kesme, Young modülleri ve sönüm oranları Şekil - 22'nin sağınmaki üç kolda gösterilmiştir.

Belli bir zemin tabakası için laboratuvar ve arazide elde edilen veriler arasında dikkate değer bir farklılık olduğu zaman, WES genellikle arazi verilerine daha fazla ağırlık verir. Bunun nedenleri şöyledir :

1 — Arazi araştırmaları genellikle gereğinden daha fazla veri sağlayan bir kaç yöntemin uygulanmasını içerir (cross hole, down-hole, yüzey refraksiyonu ve titreşim teknikleri gibi)

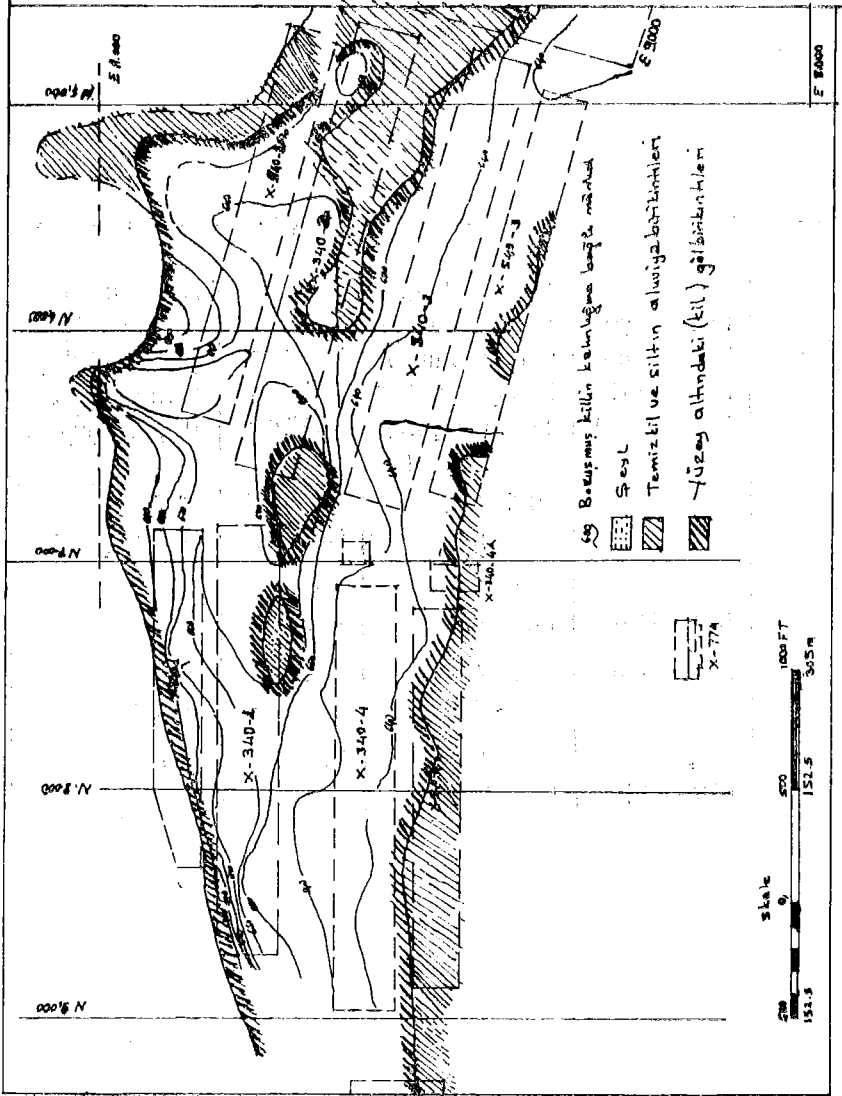
2 — Laboratuvar araştırması genellikle rezonant kolon deneyleri ile sınırlıdır.

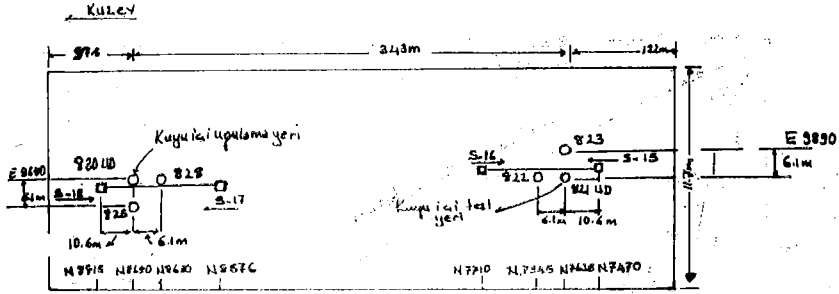
3 — Laboratuvarda elde edilen veri numunenin örselenmesi, alet kapasitesi ve sınır koşulları gibi şeyler tarafından etkilenmektedir.

4 — Daha da önemlisi laboratuvar verisi sadece numunenin alındığı tabakanın özelliklerini yansıttığı ölçüde geçerlidir. Bu bakımdan arazi araştırmaları, laboratuvarlarda olduğu gibi santimetreküp boyutunda değil, metreküp boyutunda ki zemin hacminden etkilenir.

TABLO 1 — 821 UD KUYUSUNDA ELDE EDİLEN NUMUNELER

| Numune Sayısı (1) | Feet veya Metre Olarak Derinlik (2) | Feet Veya Metre Olarak Numunenin Alındığı Tabakanın Kalınlığı (3) | Zemin Sınıflaması (4) | Her İnc Karede Pound Olarak Sıkıştırma Stresi (Kilo Paskal) (5) |
|-------------------|-------------------------------------|---|-----------------------|---|
| 2 | 2.7 - 4.2 (0.8 - 1.3) | 0-14 (0-4.3) | Kil CI | 1.7 (11.7) |
| 9 | 20 - 21.8 (6.1 - 6.6) | 14-22 (4.3-6.7) | Kil CH | 6 (41.4) |
| 11 | 24.5 - 26.6 (7.5 - 8.1) | 22-27 (6.7 - 8.3) | Silt SM | 9.5. (65.5) |
| 13 | 29.2 - 3.5 (8.9 - 9.3) | 27-31 (8.3 - 9.4) | Kil CL | 10.75 74 |



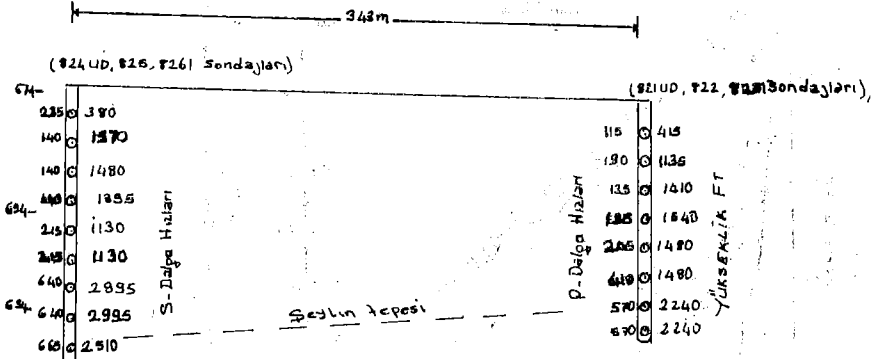


Legend:

- B25 O : Crosshole testleri için sondaj kuyusu ve numarası
- N 8650, Kordinat, FT
- : Atış noktası
- S-16 : Yüzeysel sismik refraksiyon profili numarası ve yönü

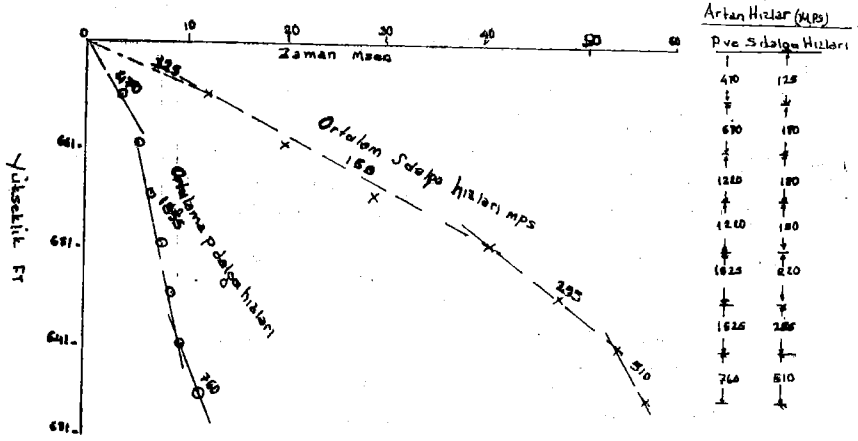
Şekil 2. Yerinde sismik test hatları

X-340-4 binanın yeri



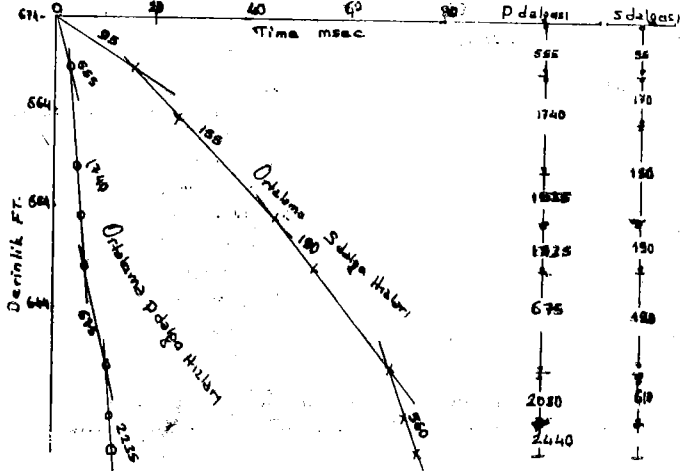
o : Crosshole testleri için kullanılan sismik kaynak ve jeofon yerleri

Şekil-3- Crosshole uygulamasında elde edilen S ve P dalgası hızları

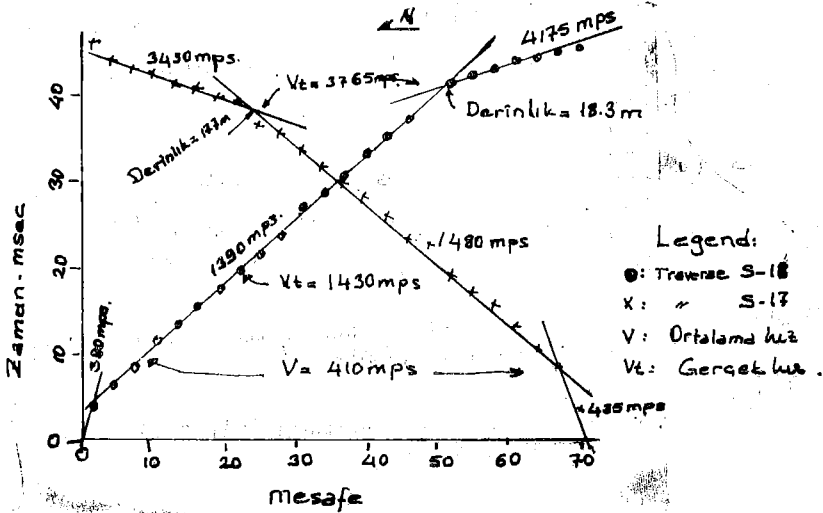
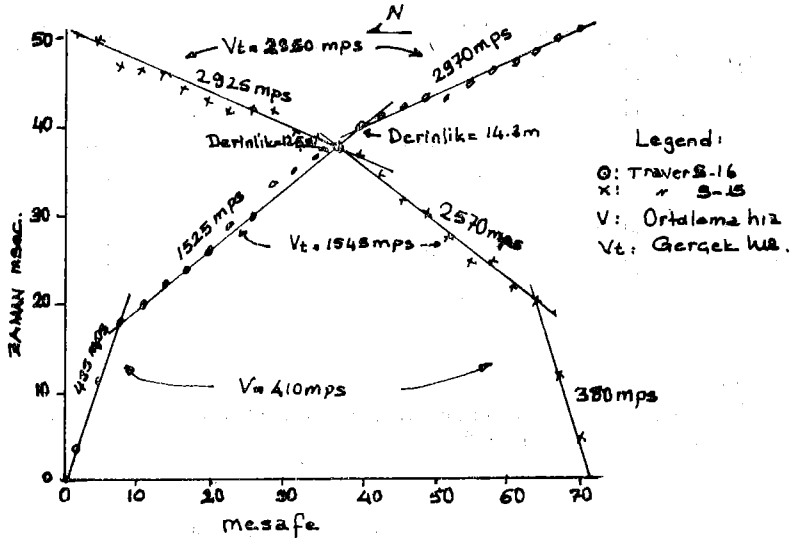


Sekil 4. - X-340-4 Binasının yerinde 821 sondajından uygulanan kuyu içi uygulamalarından elde edilen dalgıç hızlarının Zaman-mesafe eğrisi

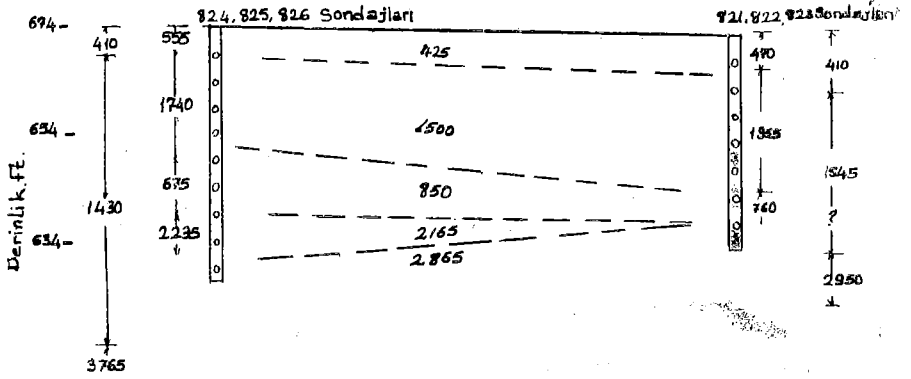
Sekil 5. 824 Sondajına Uygulanan Kuyu içi testlerinde elde edilen dalgıç hızlarının Zaman-mesafe eğrisi.



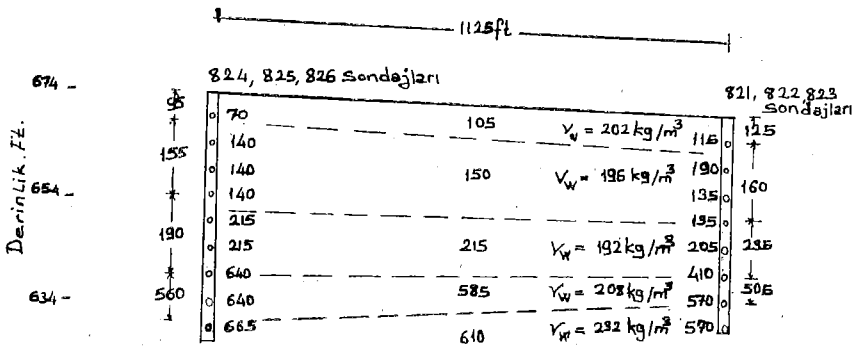
Şekil 6: X-340-4 binanın yerine ait S-15 ve S-16 profillerinde ölçülmüş P dalgasının zaman - mesafe eğrisidir.



Şekil 7: X-340-4 binanın yerine ait S-18 ve S-17 profillerinde ölçülmüş P dalgasının zaman - mesafe eğrisidir.



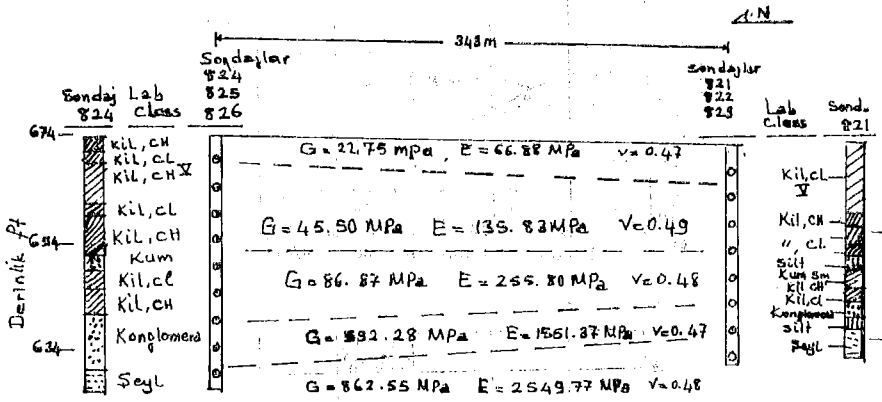
Şekil 8. Yerinde kuyular arası uygulamalardan elde edilen pdalga hız profilleri.



Şekil 9. x-340-4 binanın alanında yerinde yapılmış kuyular arası uygulamalara ait S dalga hız profilleri.

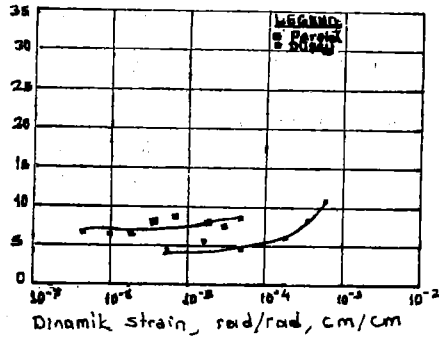
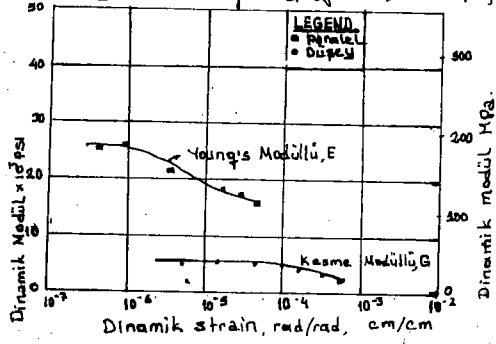
Legend:

- Crosshole (kuyular arası) uygulamalarında Sismik enerji ve Jeofon yerlerini gösterir.

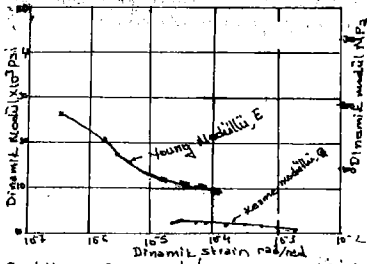


Şekil 10. — Yapılması düşünülen X-340=4 binanın yanında yapılan sismik testlerden elde edilen kesme ve young modüllerin profilleri.

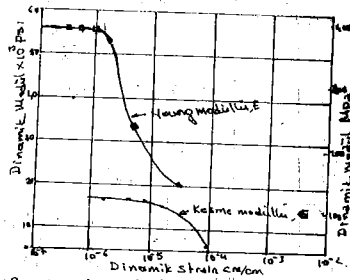
Şekil 11.- Rezonans frekans deneylerinde elde edilen dinamik modülü ile dinamik birim deformasyon genişliği arasındaki ilişki. Numune 821UD kuyusuna ait olup: G_{stat} (geçilim) = 11.7 kPa; $\beta = 0.18$ dir.



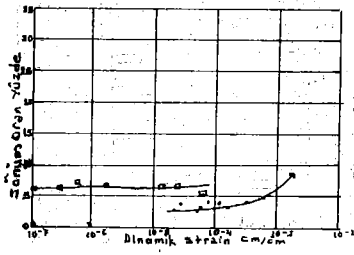
Şekil 12.- Rezonans frekans deneylerinde elde edilen sönüm oranı ile dinamik birim deformasyon genişliği arasındaki ilişki. Numune 821 Sondağına ait olup numarası 2-1 G_{stat} = 11.7 kPa; $\beta = 0.18$.



Şekil 13 - Dinamik deformasyon genliği ile Dinamik modül arasındaki ilişki.

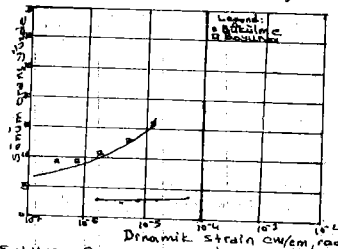


Şekil 15. Rezonans kolon test numunelerinde elde edilen dinamik deformasyon genliği ile Dinamik modül arasındaki ilişki. $G_{est} = 83 \text{ kPa}$, $B = 0.83$



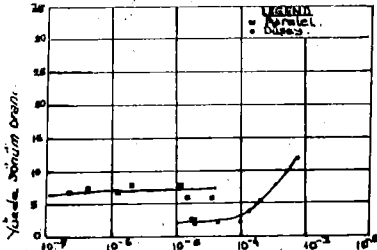
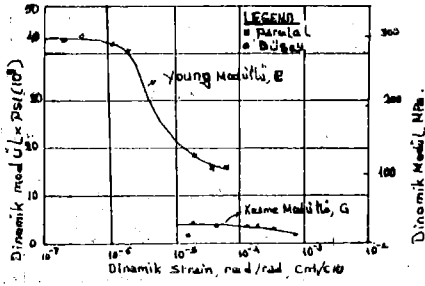
Legend: □ boyuna
○ Kükülme

Şekil 14. - 821 UD sondajına ait rezonans kolon testlerinde elde edilen dinamik deformasyon genliği ile sönüm oranı arasındaki ilişki. $N_0 = 5-1$; $G_{est} = 41.4 \text{ kPa}$; $B = 0.68$

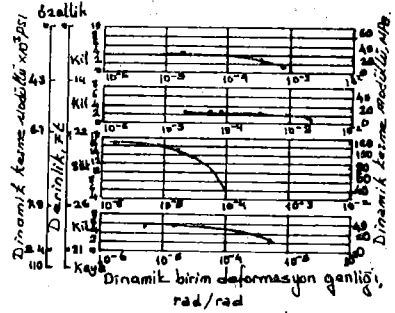


Şekil 16. Rezonans kolon test numune lerinde elde edilmiş deformasyon genliği ile Sönüm oranı arasındaki ilişki. $G_{est} = 66.6 \text{ kPa}$; $B = 0.83$

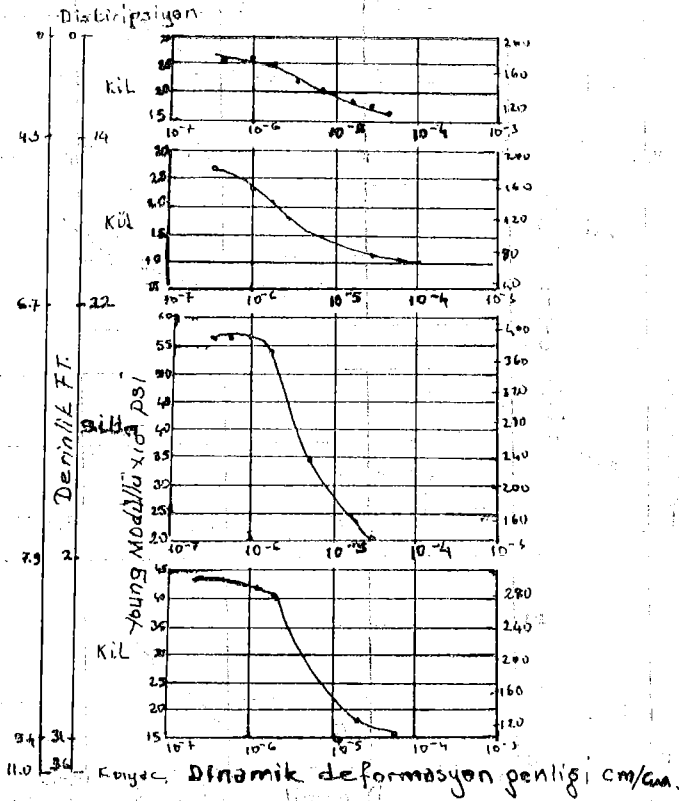
Şekil 17. Rezonans frekans deneylerinde elde edilmiş dinamik modülite dinamik birim deformasyon genişliği arasındaki ilişki. S21 UD kuyusunda alınan numune ye 60ci 74 kpa gerilime tabi tutulmuş.



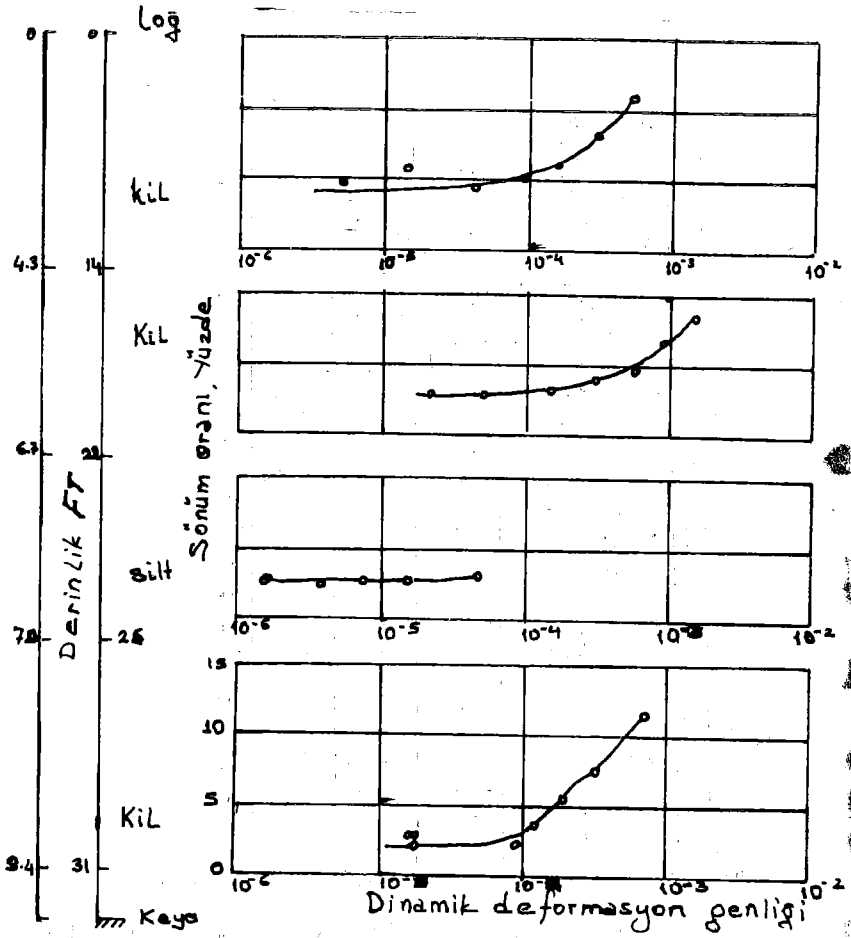
Şekil 18. Rezonans frekans deneylerinde elde edilmiş sönüm oranı ile dinamik birim deformasyon genişliği arasındaki ilişki. S21 UD kuyusunda alınan 13-1 numunesine 74 kpa gerilime tabi tutulmuştur.



Şekil 19. S21 UD kuyusunda alınan numunelere uygulanan rezonans frekans deneylerinde elde edilmiş dinamik kesme modülü ile dinamik kesme birim deformasyon genişliği arasındaki ilişki.

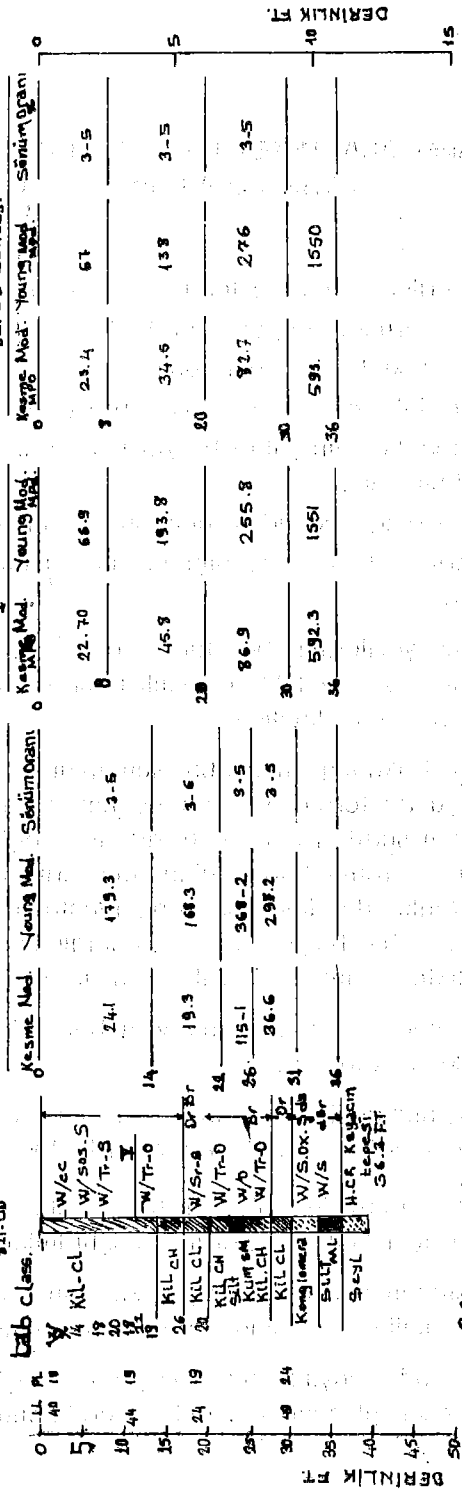


Şekil 20. 821 sondajına ait numunelere uygulanan rezonans kolon testine ait dinamik deformasyon ve Young modülü arasındaki ilişki



Sekil 21. 821 UD sondajında alınan numunelere uygulanan rezonans kolon testlerinde elde edilen dinamik deformasyon genliği ve Sönüm oranı grafikleri.

821-UD Sondajı için Son zellik ile Young ve Kesme Modüllerin Saha ve Laboratuvar Karşılaştırılması



821-UD Sondajı için Son zellik ile Young ve Kesme Modüllerin Saha ve Laboratuvar Karşılaştırılması Şekil-22

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 kâğıdın yalnız bir yüzüne en az iki nüsha olarak yazılmış bulunması
 - e) Şekillerin aydıngeç kâğıdına 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, mesai 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 150 TL. tercümelerde 100 TL. ücret ödenir.

(Bu ücret, 36 ncı sayıdan itibaren, telif yazılar için 250 TL., tercüme yazılar için 200 TL. olarak değiştirilmiştir.)
6. Yazılarda bulunan şekiller için, gerekli olan asgari alqın içinde bulunabilecek kelime sayısına göre ücret takdir edilir.
7. Yazıların bültende yayınlanması Deprem Araştırma Enstitüsü bünyesinde teşekkül eden Uzmanlar Kurulu'nun kararı ile olur.

8. Seçmeyi yapacak Uzmanlar Kurulu 5. maddede sözü edilen asgari alanları hesaplamaya, yazı sahiplerine gereksiz uzatmalarını, kısaltılmasını teklif etmeye, verilecek ücrete esas teşkil edecek kelime sayısını tesbit etmeye ve yazıların yayın sırasını tayine yetkilidir.
9. Kurulca incelenen yazıların bültende yayınlanıp yayınlanmayacağı yazı sahiplerine yazı ile duyurulur.
10. Yayınlanmayacak yazılar bu duyurmadan sonra en geç bir ay içinde sahipleri tarafından geri alınabilir. Bu süre içinde alınmayan yazıların korunmasından Enstitü sorumlu değildir.
11. Yayınlanan yazılardaki fikir, görüş ve öneriler yazarlarına ait olup, Deprem Araştırma Enstitüsünü bağlamaz.
12. Diğer kuruluşlar ve Bakanlık mensupları tarafından bilgi, haber tanıtma vb. gibi nedenlerle gönderilecek not ve açıklamalar, yada bu nitelikteki yazılar için ücret ödenmez.
13. Enstitü mensupları Enstitüce kendilerine verilen görevlere ait çalışmalardan ötürü herhangi bir telif ya da tercüme ücreti talep edemezler.