



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

DEPREM ARAŞTIRMA BÜLTENİ

9



Deprem Araştırma Bülteni (DAB)

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



Nisan [April] / 1975
Cilt [Volume]: 3

Sayı [Issue]: 9

İÇİNDEKİLER [INDEX]

Sayfa [Page]

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Haliç Köprüsü Deprem Analizi [Earthquake Analysis of the Haliç Bridge]
Bülent PAKMAN 1-11

DİĞER [OTHER]

Depreme Dayanıklı Çok Katlı Yapılarda Sünek Perde Duvarları [Ductile
Shear Walls in Earthquake Resistant Multi-Storey Buildings]
Polat GÜLKAN 12-29

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Mühendislikte Deprem Riski Analizi [Earthquake Risk Analysis in
Engineering]
Oktay ERGÜNAY, Ussal Z. ÇAPAN 30-56

DİĞER [OTHER]

Banjaluka Şehrinin Sismik Mikrobölgeleme Etüdü ve Mühendislik
Sismolojisi Araştırma Çalışma Projesi [Seismic Microzonation Study of
Banjaluka City and Engineering Seismology Research Study Project]
Ahmet TABBAN 57-81

**DEPREM
ARAŞTIRMA
ENSTİTÜSÜ
BÜLTENİ**

9

**DEPREM
ARAŞTIRMA
ENSTİTÜSÜ
BÜLTENİ**

9

**DEPREM ARAŞTIRMA
ENSTITÜSÜ BÜLTENİ**



Üç Ayda Bir Yayınlanır
Bilim ve Meslek Dergisi



Sahibi
İmar ve İskan Bakanlığı adına
Teoman Güzey
Müsteşar Muavini



Yazı İşleri Müdürü
Oktay Ergünay
Deprem Araştırma Enstitüsü
Başkan Vekili



Yönetim Yeri ve Yazışma Adresi
Deprem Araştırma Enstitüsü
Başkanlığı, Konur Sokak No. : 4/2
Yenişehir/ANKARA



Telefon : 18 66 29 — 17 69 55



Basıldığı Yer
Baylan Matbaası 17 75 34 — 25 07 85



İlanlar pazarlığa tabidir.

Deprem Araştırma Enstitüsü Bülteni

YIL : 3

SAYI : 9

NİSAN 1975

BU SAYIDA

- Halıç Köprüsü Deprem AnaliziBülent PAKMAN 1
- Depreme Dayanıklı Çokkatlı Yapılarda Sü-
nek Perde DuvarlarıDr. Mark FİNTEL 12
- Mühendislikte Deprem Riski AnaliziDr. Allin CORNELL 30
- Banja-luka Şehrinde Sismik Mikrobölgele-
me Etüdü ve Mühendislik Sismolojisi Araş-
tırma Çalışma ProjesiDr. M. STOJKOVIC 57

HALIÇ KÖPRÜSÜ DEPREM ANALİZİ

Yazan : Bülent PAKMAN (*)

ÖZET :

Bu yazıda İstanbul Haliç Köprüsü yapısı hakkında kısaca bilgi verilerek, Haliç Köprüsü Konsorsiyum'u tarafından deprem analizinde kullanılan maksimum mukabele metodu, metodun köprüye ne şekilde uygulandığı, yapılan kabuller ve şekillerle açıklanmıştır. Elde edilen sonuçlar ve yapının deprem sırasındaki muhtemel davranışı hakkındaki düşünceler belirtilmiştir.

SYNOPSIS :

In this paper, with a short information about the structure of İstanbul Golden Horn Bridge, the maximum response method used in the earthquake analysis by Consortium Haliç Bridge, and the application of this method to the bridge are explained with the assumptions made and with figures. Consideration about the results obtained and the probable behaviour of the structure during earthquake are defined.

I. GİRİŞ :

Üçüncü bölümde kısaca açıklandığı gibi Haliç Köprüsü uzunluk, genişlik ve açıklık sayısı bakımından önemli özellikleri olan bir üst yapıya sahiptir. Yapının bünyesinde yüksek ayaklar, masif temeller ve derin çelik boru kazıklar bulunmaktadır. Bütün bunlar ve İstanbul'un deprem kuşağı üzerinde olması yapının deprem hareketi karşısındaki davranışının saptanmasını gerekli kılmıştır.

Köprü'nün Ayvansaray tarafından tesbit edilmiş olması ve uzunluğu yönünde depremden fazla etkilenmeyeceği düşünülerek, depreme dayanıklı bir proje hazırlanırken sismik yer hareketinin köprü'nün sadece enine etki edeceği kabul edilmiştir.

Çeşitli dinamik analiz metodları arasında, son yıllarda bu konuda en çok kullanılan uygun bir sismik hareketin spektrumunu kullanarak maksimum mukabele'nin elde edildiği bir metod benimsenmiştir.

(*) İnş. Yük. Müh. Karayolları Genel Müdürlüğü

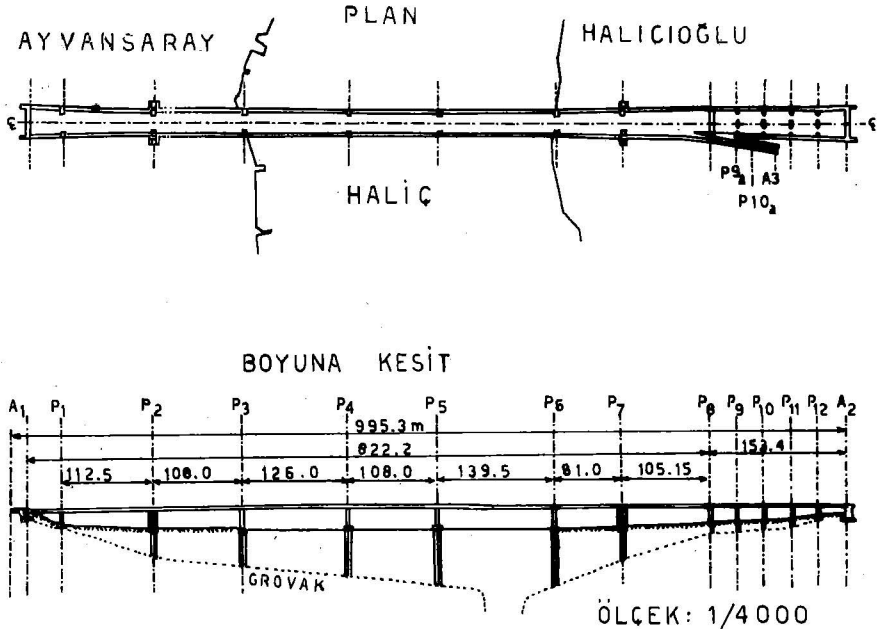
II. GENEL BİLGİLER :

İstanbul'da Halıcıoğlu ile Ayvansaray arasında yer alan Haliç Köprüsü, 995 m. toplam uzunlukta, 31.21 m. genişliğindedir. Her bir yönde 3'er trafik seridi olmak üzere bir orta refüjle ayrılmış 6 trafik seridi ve her iki yanda 3,00 m. genişliğinde yaya seridi vardır. Köprü'nün su seviyesinden yüksekliği 22 m. dir.

Köprü inşaatı CONSORTIUM HALIÇ BRIDGE (Ishikawajima - Harima Heavy Industries Co., Ltd. Tokyo, JAPAN ve Julius Berger Bauboag A.G., Wiesbaden, W. Germany) tarafından teklif edilen Alternatif Proje uygun görülerek bu firmaya ihale edilmiştir. Proje ve inşaatın Mühendislik ve Danışmanlık hizmetlerini ise Japan Bridge Consultants Co., Ltd. firması yapmıştır. İnşaat 5 Kasım 1971 de başlamış ve Köprü 10 Eylül 1974 de hizmete açılmıştır.

III. TEKNİK BİLGİLER :

Şekil 1 deki plân ve profilden görülebileceği gibi, Haliç Köprüsü 12 orta ayak ve 3 kenar ayak üzerinde bulunan, Halıcıoğlu tarafında yaklaşık olarak 153 m. uzunlukta 5 açıklıklı, öngerilemeli beton plâk tipinde bir yaklaşım viyadüğü ile 822 m. uzunlukta ortotropik döşemeli, 8 açıklıklı, mütemadî çelik kirişli köprü kısmından müteşekkildir.



SEKİL 1. HALIÇ KÖPRÜSÜ GENEL TANZİMİ

A. Alt Yapı Özellikleri

Çatlaklı grovak olarak tanımlanan kaya tabakasının derinde oluşu yüzünden temellerde çelik boru kazık kullanılmıştır. Haliç köprüsünün kenar ayakları ve her iki baştaki birer orta ayakları bu kısımlarda zemin sathına yakın olan kaya tabakası üzerine oturmaktadır. Diğer bütün orta ayakları çelik boru kazıklar üzerine oturtulan betonarme başlıklardan ibaret olan temel sistemlerini kapsar. Karada çakılan kazıklar $\varnothing 76,2$ cm., deniz içinde olan kazıklar ise $\varnothing 91,4$ cm, çapında olup St 52 çeliğinden imal edilmiştir. Emniyetli taşıma güçleri sırasıyla 190 ve 200 ton olarak hesaplanmıştır.

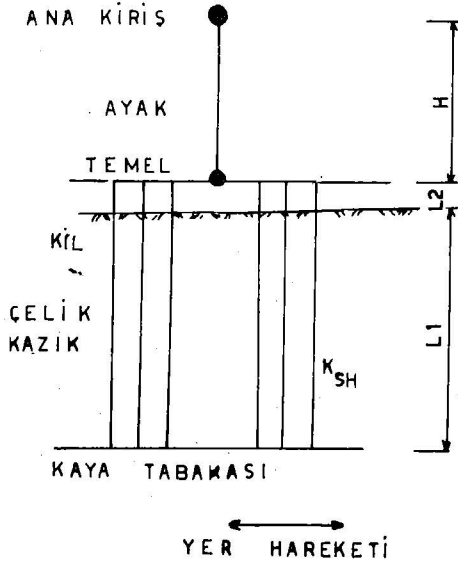
Bu temel sistemi üzerine oturan ayaklar B 450 betonu ile yapılmış içi boş betonarme kolonlardan ibarettir. Beton köprü; altında 2 m. çapında olan yuvarlak kolonlarla, çelik köprü ise altıgen kesitli kolonlarla oturtulmuştur.

B. Üst Yapı Özellikleri

Halıcioğlu tarafındaki 153 m.lik beton viyadük kısmını ilkel gerilmeli, herbiri 30.40 m. uzunlukta, 1.50 m. kalınlığında, içinde 1,10 m. kalınlıkta boşluklar bulunan 5 açıklıklı, mütemadi bir beton plâk teşkil etmektedir.

Köprü'nün 822 m. uzunluktaki çelik tabliye kısmı 24 m. ara ile yerleştirilmiş iki ana giriş üzerine oturan ortotropik tipte bir döşemeyi kapsayan 8 açıklıklı mütemadi tipte bir tabliyeden ibarettir.

Yazının sonunda belirtilen kaynaklardan köprü hakkında daha geniş bilgi edinme olanağı vardır.



ŞEKİL 2. SAFHA I'DEKİ YAPI MODELİ

IV. TEORİ :

A. Özel Değerler ve Özel Vektörler

Çok serbestlik dereceli çerçevesel yapıların salınım denklemi matris halinde şu şekilde gösterilir :

$$[M] \{\ddot{Y}\} + C \{\dot{Y}\} + [K] \{Y\} = \{F\} \quad (1)$$

sönüm etkileri ve dış kuvvetler ihmal edilirse aşağıdaki serbest titreşim denklemi elde edilir:

$$[M] \{\ddot{Y}\} + [K] \{Y\} = 0 \quad (2)$$

Bu denklemin çözümü için $\{Y\} = \emptyset(x)$ ip $e^{i\rho t}$ alınarak

$$| [K] - \rho [M] | \emptyset(x) = 0 \quad (3)$$

elde edilir.

$\emptyset(x)$ in sıfır dışında bir değer alması nedeniyle denklem (3) de determinantın sıfır olması gerekir,

$$| [K] - \rho [M] | = 0 \quad (4)$$

Bu denklemin çözümü ile özel değerler ω_i , bunların denklem (3) de yerine konmasıyla özel vektörler $\emptyset_i(x)$ elde edilir.

B. Deprem Mukabele Analizi

Yer hareketinin ($Z(t)$) etki ettiği çok serbestlik dereceli bir sistemin salınım denklemi şu şekli alır:

$$[M] \{\ddot{Y}\} + C \{\dot{Y}\} + [K] \{Y\} = - [M] \{\ddot{Z}\} \quad (5)$$

Diğer taraftan tek serbestlik dereceli bir sistem için şu denklem göz önüne alınır :

$$M_i \ddot{Y}_i + C_i \dot{Y}_i + K_i Y_i = -M_i \ddot{Z}_i \quad (i = 1, \dots, n) \quad (6)$$

burada

$$C_i = 2 M_i \rho_i h_i = M_i \eta_i \quad (7)$$

$$\rho_i = \sqrt{\frac{K_i}{M_i}} \quad (8)$$

$$\eta_i = \rho_i h_i \quad (9)$$

olarak tanımlanırlar. Denklem (6) nin çözümü ile :

$$Y_i = - \frac{1}{\omega_i} \int_0^t \ddot{Z}(t) e^{-\eta_i(t-\tau)} \sin \omega_i(t-\tau) d\tau \quad (i = 1, \dots, n) \quad (10)$$

elde edilir. Burada

$$\omega_i = \sqrt{\rho_i^2 - \eta_i^2} = \rho_i \sqrt{1 - h_i^2} \quad (11)$$

olarak tanımlanır.

Çok serbestlik dereceli bir sistemin mukabelesini, istenen sayıdaki tek serbestlik dereceli sistemlerin mukabelelerinin süperpoze edilmesiyle elde etme olanağı vardır. Bundan sonra, t zamanında çok serbestlik dereceli bir sistemin herhangi bir noktasının deplasmanı :

$$Y(x, t) = \sum_{i=1}^n \frac{D_i}{\omega_i} \varnothing_i(x) \int_0^t \ddot{Z}(\tau) e^{-\eta_i(t-\tau)} \sin \omega_i(t-\tau) d\tau \quad (12)$$

formülüyle bulunur, burada

$$D_i = \frac{\varnothing_i(x) dmz}{\varnothing_i^2(x) dm} \text{ olarak tanımlanmıştır.}$$

Çerçevevi yapıların eğilme momenti, kesme kuvveti gibi özelliklerinin mukabeleleri denklem (12) deki deplasman vektörünün çarpılması sonucunda elde edilir :

$$\{V\} = [K] \{Y\} \quad (13)$$

Aynı denklem şu şekilde de gösterilebilir :

$$\{V\} = \{V(x)\} e^{i\rho t} \quad (14)$$

3. Maksimum Mukabele ve Ortalama Kareler Mukabelesi

Depreme dayanıklı projelendirmelerde deplasman ve kuvvetlerin maksimum değerlerini elde etmek, bunların zamana göre değişiminin bilinmesinden daha önemlidir. Bu nedenle maksimum mukabele değerleri geçmişte kaydedilen sismik dalgalardan teşkil edilen spektrumu kullanarak elde edilecektir. Eğer bir r'inci sönme sabitesi, 1.00 den çok küçük bir değer taşıyorsa hız, deplasman ve ivme spektrumları arasında şu bağıntılar ortaya çıkar :

$$Sv_i = \text{maks.} \left| \int_0^t \ddot{Z}(\tau) e^{-\eta_i(t-\tau)} \sin \omega_i(t-\tau) d\tau \right| \quad (15)$$

$$Sv_i = P_i Sd_i = \frac{Sa_i}{P_i} \quad (16)$$

$$\text{burada } P_i = \frac{2\pi}{T_i} \text{ olarak tanımlanmıştır.}$$

Maksimum deplasman mukabelesi yukarıdaki bağıntılar yardımıyla hız spektrumu cinsinden bulunabilir :

$$Y(x)_{\max} = \sum_i |Y_i(x)_{\max}| = \sum_i |D_i \varnothing_i(x)| \frac{Sv_i}{P_i} \quad 17$$

Aynı şekilde kuvvet spektrumu cinsinden maksimum kuvvet mukabelesi de bulunabilir :

$$V(x)_{\max} = \sum_i |V_i(x)_{\max}| = \sum_i |D_i V_i(x)| \frac{Sv_i}{P_i} \quad (18)$$

Bu iki denklemin yüksek değerler vermesi nedeniyle deplasman ve kuvvetler için sırasıyla şu ortalama kareler denklemleri kullanılır :

$$Y(x)_{\max} = \sqrt{\sum_i Y_i^2(x)_{\max}} = \sqrt{\sum_i \left\{ D_i \phi_i(x) \frac{Sv_i}{P_i} \right\}^2} \quad (19)$$

$$V(x)_{\max} = \sqrt{\sum_i V_i^2(x)_{\max}} = \sqrt{\sum_i \left\{ D_i \dot{V}_i(x) \frac{Sv_i}{P_i} \right\}^2} \quad (20)$$

denklemleri kullanılır.

V. HESAPLAR :

A. Analiz Yöntemi

Yapıyı basitleştirmek ve bilgi sayar kapasitesini aşmamak amacıyla analiz: Safha I; temeller ve kazıkların (alt yapı) sismik hareketi, Safha II; Ayaklar ve kirişlerin (üst yapı) sismik hareketi, olmak üzere iki safhada ele alınmıştır. Bu safhalardaki yapı modelleri Şekil 2, 3 ve 4 de gösterilmiştir. Hesaplar üç bölümde toplanmıştır:

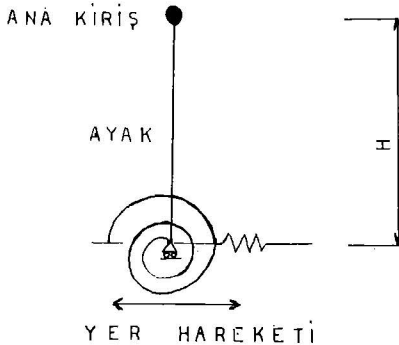
(a) Safha I için temelde enine sehim ve dönmelerin bilgi sayarla hesaplanması.

(b) Safha II için temelde enine sehim ve dönmelerin yaylanma katsayılarının el ile hesaplanması.

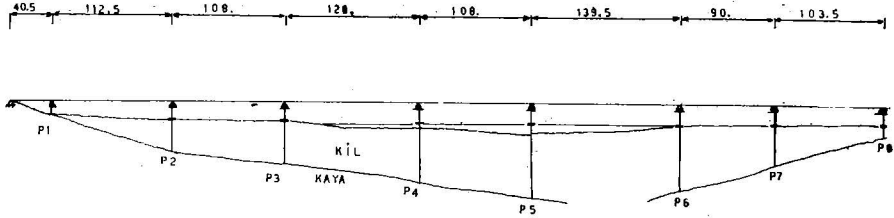
(c) Tüm yapı için enine sehim, dönme ve kesit kuvvetlerinin bilgi sayar ile hesaplanması.

B. Deprem Hareketi ve Spektrumları

Analiz için El Centro N-S 1940 depreminin kayıtları esas alınmıştır. Şekil 5 de gösterilen bu kayıtlardan, hız spektrumları, deplasman ve ivmeler, bölüm



ŞEKİL 3. SAFHA II 'DEKİ YAPI MODELİ



	H	L2	L1
P1	12.93	0	0
P2	16.15	0	32
P3	17.55	0	40
P4	19.17	4	54
P5	20.04	5	61
P6	20.04	0	62
P7	19.37	0	36
P8	17.08	0	12

ANA KİRİŞ AĞIRLIKLARI AYAKLARIN HER İKİ TARAFINDAKİ
AÇIKLIKLARIN ORTALARINDAN ALINMIŞTIR

ŞEKİL 4. ANALİZDE KULLANILAN DEĞERLER

IV de açıklanan teoriye göre elde edilmiştir. Maksimum yer ivmesi 100 cm/sn^2 dir.

C. Yatak Katsayısı (K_{SH})

Zemin etüdlerine göre yatak (zemin reaksiyonu katsayısının $1,0 \text{ kg/cm}^3$ olacağı düşünülmüşse de hesaplar $0,5, 1,0$ ve $1,5 \text{ kg/cm}^3$ yatak katsayılarına göre ayrı ayrı yapılmıştır.

D. Dönme Sabitesi (h)

Yatak katsayısının değişik değerleri karşılığında ön analizlerde hakim titreşim periyodu için $0,4$ ile $1,0$ arasında değişen değerler elde edilmiştir. Diğer taraftan Japonya Bayındırlık İşleri Araştırma Enstitüsünce standard sönme sabitleri :

(a) normal boyuttaki köprüler için;

$$T \leq 0,1 \text{ sn için } h = 0,4$$

$$0,1 < T \leq 0,3 \text{ sn için } h = 0,2$$

$$0,3 < T \leq 0,6 \text{ sn için } h = 0,1$$

$$0,6 < T \leq 2,0 \text{ sn için } h = 0,05$$

(b) yüksekliği 25 m. den fazla olan kazıklar üzerine oturtulmuş köprüler için; $h = 0,02$ olarak tavsiye edilmiştir. Bu esaslar göz önüne alınarak Haliç Köprüsü için sönme sabitesinin $0,05$ ile $0,1$ arasında olacağı sonucuna varılmıştır.

E. Boyutlar, Ağırlıklar ve Kesit Özellikleri

(a) Boyutlar Şekil 4 de gösterilmiştir.

(b) Ağırlık ve Kesit Özellikleri

Beton Ayak: $W = 13,75$ ton/m/kolon, $I = 11,07$ m⁴/kolon
 Kiriş: $W = 15,0$ ton/m, $I = 5,98 \times 10$ m⁴
 Beton Temel: $W = 2,025$ ton (P2, 3, 6, 7 ve 8)
 $W = 2,138$ ton (P4, 5)

Çelik Kazık:

Kazık	Adet	I	A
		-3	-2
P2	12	1,347x10 m ⁴ /adet	1,894x10 m ² /adet
P3 6, 7 ve 8	15	"	"
		-3	-2
P4 ve 5	18	3,046x10 m ⁴ /adet	2,980x10 m ² /adet

VI. MAKSİMUM MUKABELE :

Hesaplarda 19 ve 20 numaralı denklemler kullanılmıştır. Üç yatak kat-sayısı $K_{SH} = 0,5, 1,0, 1,5$ kg/cm³ için iki sönme sabitesi $h = 0,05$ ve $h = 0,10$ kullanılmış, böylece hesaplar 6 defa tekrarlanmıştır. Bu hesaplarda kiriş ve ayaklar için enine sehim, kesme kuvveti ve eğilme momentleri bulunmuştur. Bunların kritik değerleri aşağıda gösterilmiştir.

(a) Enine sehim

Kirişte $0,060$ m. (P5 + $\frac{L}{4}$ noktasında), $K_{SH} = 0,5$ kg/cm³,

$$T = 0,95 \text{ sn.}, h = 0,05.$$

P4 ayağında $0,046$ m. , $K_{SH} = 0,5$ kg/cm³ , $T = 0,95$ sn. ,
 $h = 0,05$.

(b) Kesme kuvveti

Kirişte 244 ton (P6 noktasında) , $K_{SH} = 1,0$ kg/cm³,
 $h = 0,05$.

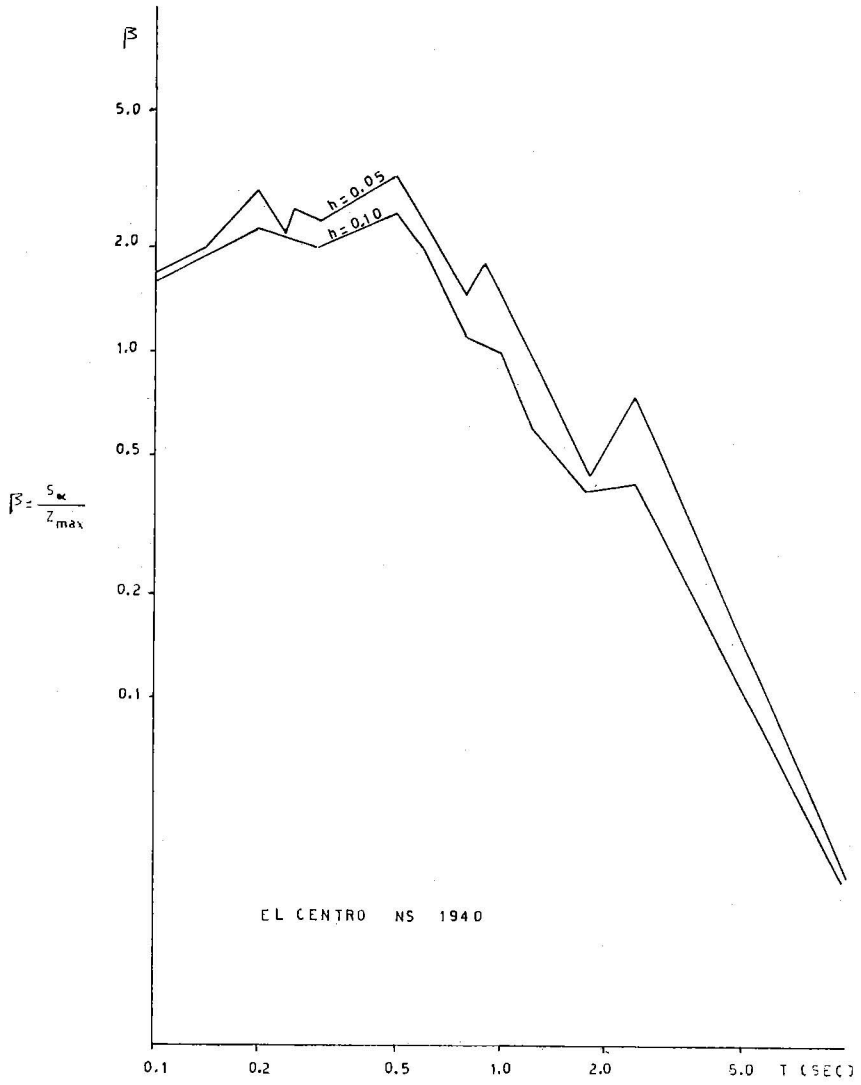
P6 ayağında 478 ton, $K_{SH} = 1,0$ kg/cm³ , $h = 0,05$,
 $T = 0,89$ sn.

(c) Eğilme momenti

Kirişte 10149 tonmetre (P5 + $\frac{L}{2}$ noktasında), $K_{SH} = 1,0$ kg/cm³ ,

$$h = 0,05 .$$

P6 ayağında 9586 tonmetre, $K_{SH} = 1,0$ kg/cm³ , $T = 0,89$ sn. ,
 $h = 0,05$.



SEKIL 5. Deprem Spektrumu

VII. SONUÇLAR :

Consortium Haliç Bridge, yaptığı analizin sonuçları konusunda şu düşünceleri öne sürmüştür :

1. Uzunluk Yönünde Sismik Etki

Mütemadi bir yapı olan çelik köprünün eksenî yönüne etki eden sismik kuvvetler doğrudan doğruya Ayvansaray tarafındaki A-1 kenar ayağı tarafından yutulacaktır. Böylece bu yöndeki sismik kuvvetlerin üst ve alt yapıya etkileri yönünden bir problem olmayacağı anlaşılmıştır. Bu nedenle uzunluk yönünde dinamik analiz yapılmamıştır.

Son Los Angeles ve Niigata depremlerinde birçok köprünün mesnet pozisyonlarındaki kirişlerinin çökmesi nedeniyle hasara uğradığı saptanmıştır. Haliç Köprüsü mütemadi bir yapı olduğundan bu şekilde bir hasara uğrayacağı tahmin edilmemektedir

2. Enine Yönde Sismik Etki

Üç değişik yatak katsayısı alınarak elde edilen sonuçlar, yatak katsayısındaki değişimlerin etkisinin fazla olmadığını göstermiştir. Buna karşılık sönme ve dönme sabitelerindeki değişikliklerin yapının dinamik mukabelesine etki ettikleri anlaşılmıştır. Sönme sabitesinin makul değerinin 0,05 ve 0,10 arasında olabileceği düşünülerek hesaplar bu değerlerle iki defa yapılmıştır.

Ayakların dinamik analiz ile elde edilen sehimlerinin genellikle statik analizle elde edilenden daha az olduğu ve çelik kazıklarda dinamik etki ile meydana gelen gerilmelerin emniyetli olduğu sonuçlarına varılmıştır.

KULLANILAN İŞARETLER :

- M : Kütle diyagonal matrisi
C : Diyagonal matriste sönme etkeni
K : Kare rijitlik matrisi
F : Kuvvet vektörü
V : » »
 \bar{V} : Ortalama kuvvet vektörü
Y : Deplasman Vektörü
Y : Hız vektörü
Y : İvme vektörü
Ø(x) : Salınım modu
t : Mukabele periyodu
 ω_i : i'inci frekans
 τ : İntegral değişkeni
Z_(t) : Yer hareketi vektörü
Ż_(t) : Yer hareketi ivmesi
D_i : i'inci uyarılmış fonksiyon
m_z : Yer hareketi doğrultusunda salınan kütle integral değişkeni
m : Toplam kütle integral değişkeni
S_{vi} : i'inci hız spektrumu
S_{di} : i'inci deplasman spektrumu
S_{ai} : i'inci ivme spektrumu

P_i	:	İnci pülzasyon
$Y(x)_{max}$:	Maksimum deplasman spektrumu
$V(x)_{max}$:	Maksimum hız spektrumu
K_{SH}	:	Yatak (zemin reaksiyonu) katsayısı
h	:	Sönme sabitesi
W	:	Ağırlık
I	:	Atalet momenti
A	:	Kesit Alanı

KAYNAKLAR :

1. Consortium Haliç Bridge, Supporting Documents and Calculations for Alternative Proposal.
2. Karayolları Genel Müdürlüğüne Yayınlanmış Çeşitli Broşür ve Bültenler.

DEPREME DAYANIKLI ÇOKKATLI YAPILARDA SÜNEK PERDE DUVARLARI (*)

Yazan : Mark FİNTEL (**)

Çeviren : Polat GÜLKAN (***)

ÖZET :

Bu yazıda çokkatlı yapılardaki narin perde duvarlar üzerinde durulmakta ve "bu tip duvarlara neden gerek duyuyoruz?", "bunların projelendirilmeleri konusunda neler bilmekteyiz?" gibi sorulara cevaplar getirilmektedir. Ayrıca perde duvarların uygulanmasındaki tarihsel gelişim, son on yıl içindeki depremlerde davranışları ile eldeki projelendirme verileri ve perde duvarlı yapıların dinamik davranışları için analiz konusunda olduğu kadar, perde duvarlarının taşıma gücü, rijitlik ve süneklik (düktilite) açılarından projelendirilmeleri konuları için gerekli bilgi ihtiyaçlarımız da tartışılmaktadır.

Giriş :

Narin perde duvarları, dikdörtgen (dikey levha), I, kutu ve diğer tip asansör duvarları gibi çeşitli enkesitlere sahip dikine konsol kirişler olarak tanımlanabilir. Perde duvarlar çerçeveleri, rüzgar, deprem ve patlama tesirlerinden doğan yanıl yüklerle karşı daha rijitleştirmelerinin yanısıra düşey yükleri de taşır. Hernekadar betonarmenin uygulanmaya başlamasından bu yana iç ve dış beton duvarlar kullanılmışsa da düşey narin konsol kiriş olarak projelendirilmiş perde duvarı kavramı ilk kez 1948 de New York ve Chicago'daki konut projelerinde rüzgâr yüklerine göre hesaplanan yapılarda çerçevelerin yanıl dayanımını arttırmakta uygulanmıştır.

Amerika Birleşik Devletleri ve Kanada'da deprem tehlikesi olmayan bölgelerde 15-20 kattan yüksek betonarme yapılar genellikle rijitliği arttırmak amacıyla perde duvarlı olarak projelendirilmektedir. Ekonomik açıdan bakıldığında perde duvarların betonarme yapılarda toplam rijitliği arttırmak için kullanılmasının en az masraflı yol olduğu görülmektedir, çünkü bunlar üçlü

(*) Bu yazı, Journal of the American Concrete Institute, Proceedings, V. 71, No. 6, June 1974, s. 296-305 te yayımlanmıştır.

(**) Portland Cement Association, Mühendislik Hizmetleri Bölümü Direktörü.

(***) Yardımcı Profesör. O.D.T.Ü. si İnşaat Mühendisliği Bölümü.

bir yarar sağlamaktadır; düşey yükleri taşımak, yanal dayanımı sağlamak ve bir duvar görevi yapmak.

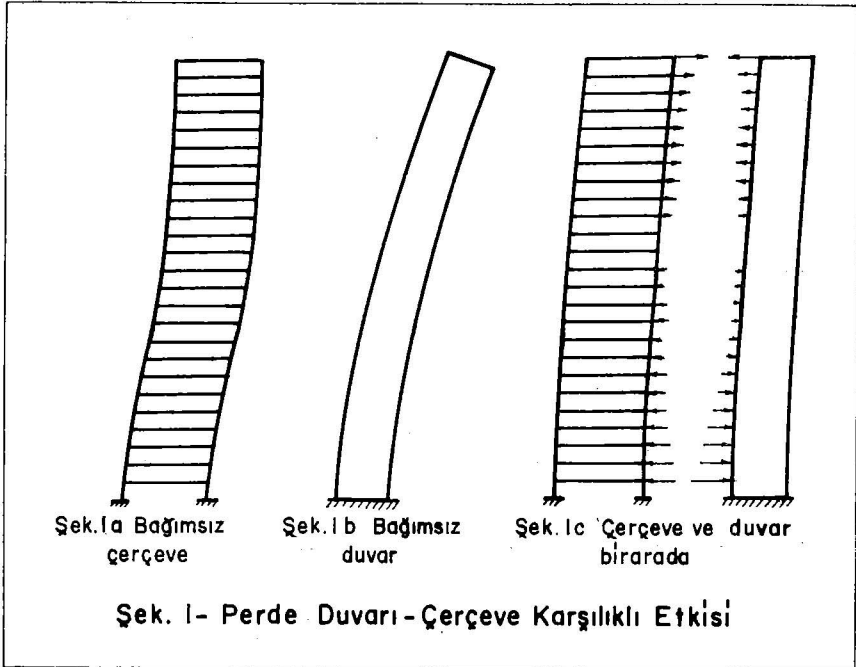
Perde duvarını içeren yapıların hesabı 1950 lerde önceleri tüm yanal yükleri yalnızca perdelerle dağıtarak yapılmaktaydı, çünkü perdeler ile çerçeve elemanlarının rijitlikleri arasındaki çok büyük farkın bütün yanal yüklerin duvarlar tarafından alınmasını gerektireceği sanılmaktaydı. Bu yanlış varsayım, perde duvarındaki momentler için emniyetli yönde sonuçlar vermiş olabilir ancak bu, özellikle yapının üst katlarında çerçeve için emniyetli yönde değildir.

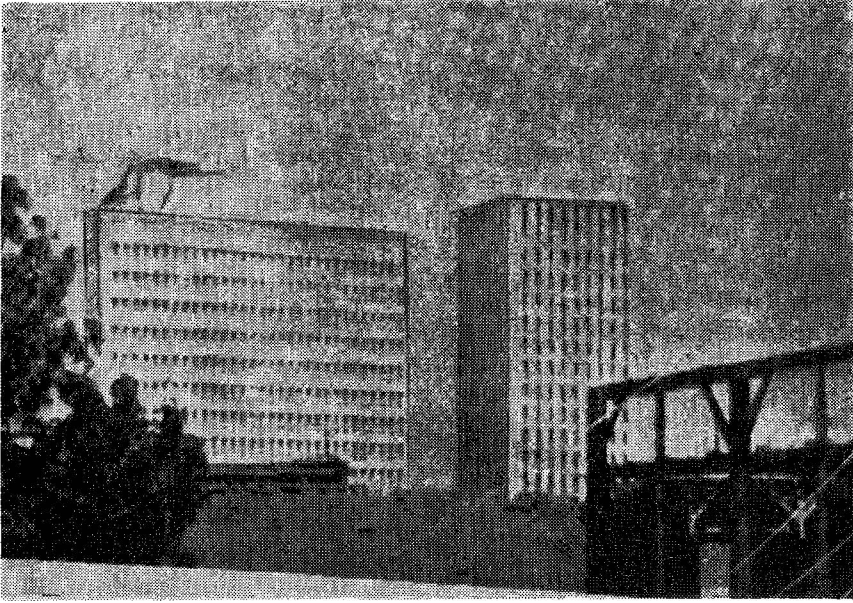
Perde duvarı ile çerçeve karşılıklı etkisi hesabı için kesin yöntemler ilk önce 1960 larda ileri atılmıştır. Şekil 1, ikili sistemin toplam rijitliğini fazlasıyla arttıran iç kuvvetler ile karşılıklı etki kavramını göstermektedir.

Son yıllarda göze çarpan son derece yüksek yapıların yanal dayanımları, yanal yükler gözönüne alındığı zaman emniyet gerilemelerinde izin verilen % 33 lük artış nedeniyle maliyette bir artış olmadan gerçekleştirilmiştir. Yanal rijitliğin artırılması perde duvarı ile çerçeve arasındaki karşılıklı etki sonucu elde edilmiştir.

DEPEMLERDEKİ DAVRANIŞ

Depreme dayanıklılık açısından perde duvarların avantajlarını kestirebilmek için bunların deprem sırasındaki davranışlarını ve özellikle çerçeve tipi yapılar ile perde duvarlı yapıların Managua depreminden başlayıp kronolojik sıradan geriye giderek son 10 yıl içindeki depremlerdeki karşılaştırılmalı davranışlarını incelemek gerekir.



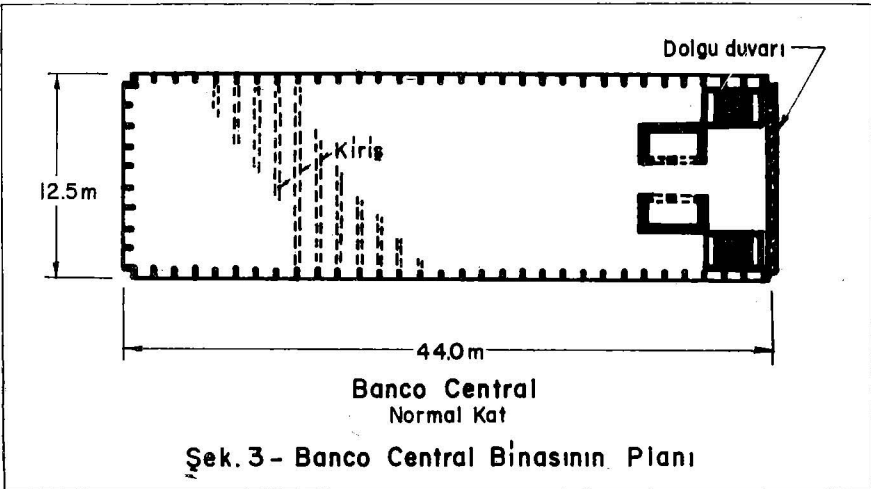


ŞEKİL 2. Managua'da İki Yapı Sistemini Temsil Eden Yeni İki Banka Binası.
Soldaki Banco Central, Sağdaki İse Banco de America'dır.

1972 Managua Depremi

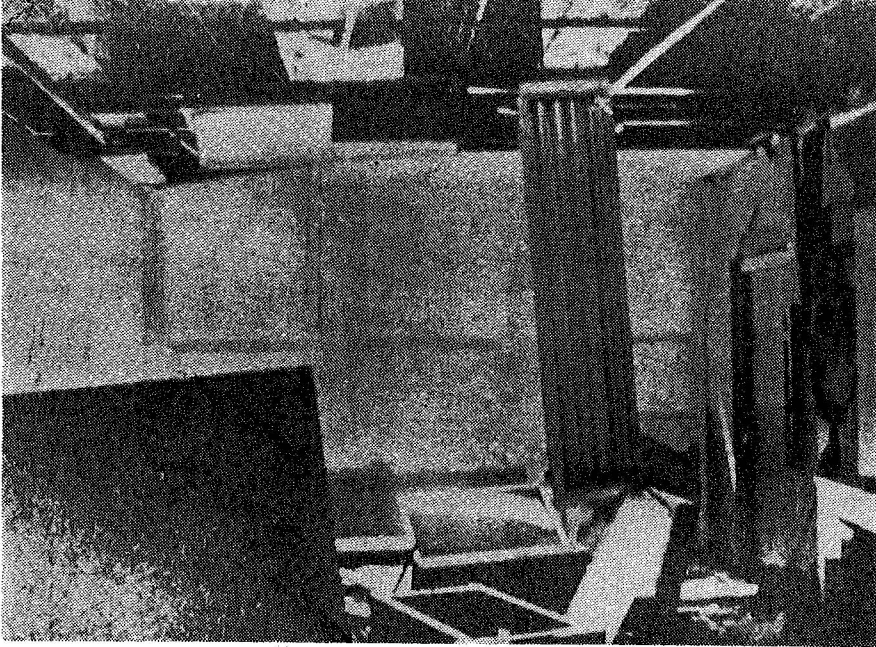
23 Aralık 1972 Managua depremi son yılların en önemli depremi olarak görünmektedir çünkü iki ayrı yapı sistemini temsil eden iki bina yanyana bulunmaktaydı (Şek. 2). Soldaki yapı esas bakımından çerçeve sistemi olan 15 katlı Banco Central, sağdaki yapı ise perde-çerçeve sisteminden oluşan 18 katlı Banco de America'dır.

Banco Central 1960 larda projelendirilmiştir. Yapı sistemi iki küçük betonarme çekirdeğe sahip tek açıklıklı bir çerçeve (Şek. 3) ve bir uçtaki dolgu



duvardan oluşmaktadır. Bu rijit elemanlar yapıya yarar getirmek bir yana, kenara yerleştirilmiş olmalarından ötürü torsiyona yol açıklarından zarar vermiş olabirler.

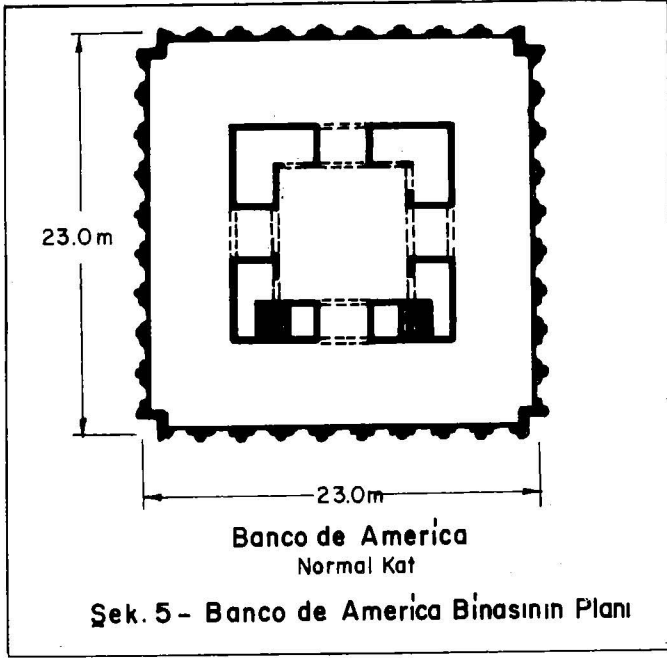
Dış ve içteki yapısal olmayan elemanlardaki hasardan da gözlenebileceği gibi, yapı çok şiddetli sallanmaya maruz kalmıştır. (Şek. 4). Mesnetinden kayıp aşağıya düşen dördüncü kat toplantı salonu üzerindeki çelik çatı dışında yapıda gözlenen tek hasar kenardaki çekirdek ile döşeme arasında bazı yırtılmalar olmasıdır. Yapı çerçevesinin kendisi ise pek az bir hasar görmüştür. Kolon-kiriş birleşim yerlerinin bazılarında akma görülmüş olmasına rağmen yapı (ona göre projelendirilmiş olsun olmasın) aşırı deformasyonlara elverecek sünekiye sahip bulunmaktaydı. Buna karşılık yapıya içten bakıldığında katların bir çoğunun yapının geçirdiği şiddetli salınımlardan ötürü harabeye dönmüş olduğu görülmektedir.



ŞEKİL 4. Banco Central'de Deprem Sonrası İç Hasar

Diğer taraftan hemen köşedeki 18 katlı Banco de America binası hem iç hem de dışta tümüyle farklı bir davranış göstermiştir: (Şek. 2). Şekil 5 te gösterildiği gibi plânda yapı, dış kolon sisteminin ortasında simetrik olarak yerleştirilmiş dört çekirdeğe sahiptir. Bu çekirdekler, çoğunun içinden boru geçen iki sıralı derin kirişler ile birbirlerine bağlanmıştır. Burada genel bir yorum yapma olanağı vardır; bu yapıdaki perde duvarı adedi benzer yükseklik ve plân alanına sahip rüzgâr yüküne göre boyutlandırılmış yapılarınkinden oldukça fazladır.

Çekirdekler arasındaki bağlantı kirişleri, yapının yüksekliği boyunca onarılabilir kesme hasarı görmüşlerdir. Kirişlerdeki fazla miktardaki boyuna



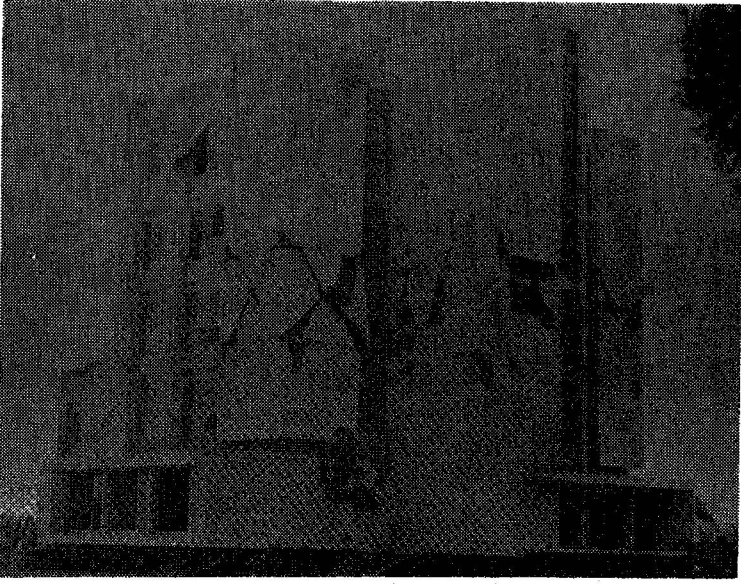
donatı gözönüne alındığında, hernekadar kirişler boruların geçmesi için delinmiş olsa da, kiriş uçlarında eğilme mafsallarını oluşturacak miktarda kesme kapasitesi sağlamanın hemen hemen olanaksız olduğu görülecektir.

Yapı yüksekliği boyunca şiddetli sarsıntının belirtileri pek az görülebilmekteydi. Bütün eşya yerinde durmakta ve gözle görülen mimari hasar bulunmamaktaydı.

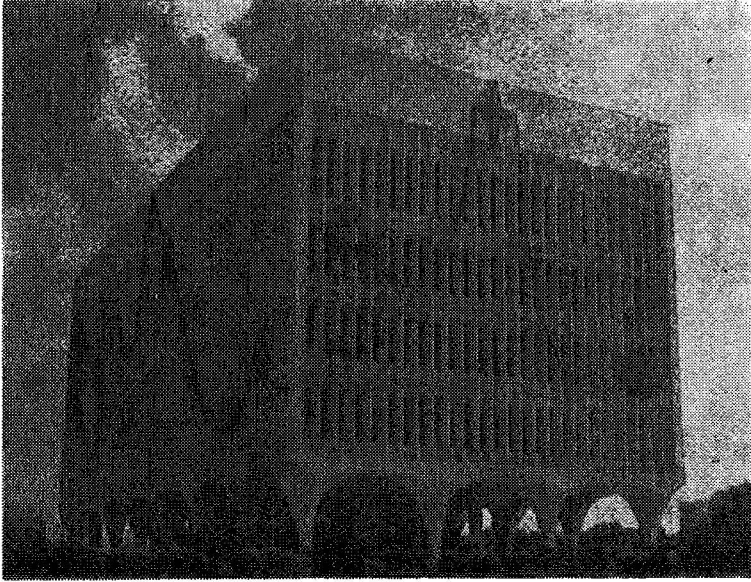
Bu iki yapı karşılaştırıldığında, her ikisinin de iyi projelendirilmiş ve birkaç yıl arayla iyi bir biçimde inşa edilmiş olduğu görülmektedir. Her ikisi de projelendirildikleri zaman geçerli olan Amerika Birleşik Devletleri batı kıyısı yönetmeliklerine göre yapılmışlardır. Her iki yapı da aynı deprem hareketine maruz olmasına rağmen birisinde çok ağır mimari hasar olmuştur, diğeri ise onarım bitmeden dahi yeniden kullanılabilir durumda bulunmaktadır. Bu iki yapı arasında sadece tek bir fark vardı; kat arası deformasyonları önleyen ve bu yoldan hasar kontrolüne olanak tanıyan sağlam bir perde duvar sistemi.

Şekil 6 ve 7, Managua depreminden iki başka benzer yapıyı göstermektedir. 5 katlı olan bu binaların her ikisi de fazla hasar gören kesimlerde bulunmaktaydı. Şekil 6 da gösterilen 5 katlı Sigorta Binası dıştan bakıldığı zaman o kadar hasarlı görülmekteydi ki çalışanlar buraya girmekten birkaç gün kaçınmışlardı. Daha sonra yapılan incelemeler dış kargir duvarlar ve iç bölme duvarlarının fazla hasar görmüş olmalarına rağmen, yapının çerçeve sisteminde pek az bir hasar olduğunu göstermiştir.

Buna karşılık Şek. 7 de görülen ve çevrelerden başka bir de oldukça büyük bir betonarme çekirdeğe sahip Enaluf binası depremi son derece kolay



ŞEKİL 6. Managua, Sigorta Binası



ŞEKİL 7. Enaluf Binası (Managua)

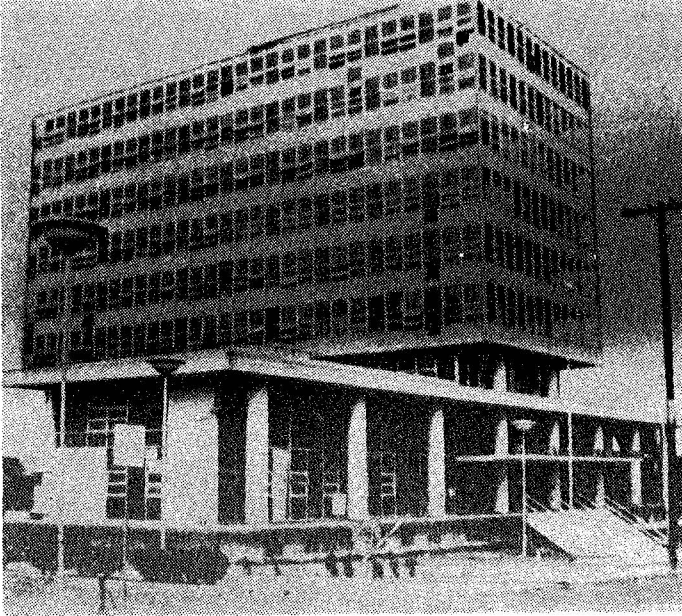
atlatmıştır. Bütün yapısal hasar yalnızca birinci kat dış kolonlarındaki hafif yatay çatlamalar ve giriş katında boru geçmesi için açılan bir deliğin yanba-sındaki perde duvarında oluşan hasardan ibaretti. Bunun dışında binada yapı-sal veya mimari ciddi bir hasar görülmemekteydi.

Managudaki Çerçeve Sistemli Diğer Modern Yapıların Davranışı :

Yukarıdakilerden başka 6-8 kat mertebesinde iyi projelendirilmiş moment taşıyıcı çerçeve sistemine sahip yapılar da bulunmaktaydı. Bu binaların hepsi mimari bölmeler ve sıvalardaki şiddetli hasardan görüldüğü gibi kuvvetli sar-sıntı ve aşırı deformasyonlara maruz kalmışlardı. Binaların hepsinde yeterli sünekliliğin olduğu hemen hemen hiçbirinde yapısal hasar bulunmamasından anlaşılmaktaydı. Hepsi modern şartname anlayışına uygun olarak az veya hiç yapısal hasar görmeden ancak fazlasıyla mimari hasara uğrayacak şekilde davranmışlardır.

Sekiz katlı Yüksek Hakimler Binası pek az yapısal hasara uğramakla be-raber içi darmadağın bir duruma gelmişti.

Sekiz katlı Sosyal Sigorta Binasında (Şek. 8) görünürde asansör makine dairesinin üzerindeki çöken çatı dışında bir hasar bulunmamaktaydı, ve içten bakıldığında da az bir yapısal hasar göze çarpmaktaydı. Buna karşılık mimari hasar oldukça fazla ve merdivenler dökülmüş bölme duvarı enkazıyla dolu bu-lunmaktaydı. Deprem eğer gündüz olmuş olsaydı merdivenler içerdeki insan-ların boşaltılmasında kullanılamıyacaktı.



ŞEKİL 8. Sosyal Sigorta Binası (Managua)

Sekiz Katlı Telekomünikasyon Binasında yapının tüm genişliği boyunca kolon akslarında öngerilimli kirişler bulunmaktaydı. Binanın ucunda ve ortasında olmayan bir konuma bir çekirdek yerleştirilmişti. Bu çekirdek ile yapının geri kalan kısmı arasında önemli ayrılmalar göze çarpmaktaydı; ancak bina-daki öngerilimli kirişlerde, her hangi bir hasar görülmemiştir. İçeride ise mi-mari hasar oldukça fazlaydı.

Bu çerçeve tipi grup binanın davranışını özetleyecek olursak, bunların bi-lingli bir şekilde ona göre projelendirilmiş olsun olmasının deprem sırasında ma-ruz kaldıkları büyük deformasyonlara uyacak kadar süneklige sahip bulunduk-ları ortaya çıkmaktadır. Bu yapıların maruz kaldıkları aşırı ekonomik zararın nedeni yer sarsıntısından değil yetersiz bir projelendirme felsefesinden doğ-muştur. Öyle bir felsefe ki yapıyı büyük deformasyonları karşılayabilecek bi-çimde yapıyoruz ancak bina maliyetinin çoğu kez yüzde seksenini oluşturan geri kalan kısmını bu deformasyonları hasarsız atlatacak şekilde projelendir-miyoruz.

Özellikle ilgi çeken bir başka örnek te bir kaç yıl önce New York'taki Lincoln Center tarzında yapılan Devlet Tiyatrosu olmuştur. Yapının esas sa-lonu etrafında U şeklinde bir betonarme perde duvarı ve bunun içinde bulun-duğu lobi ve şahnenin etrafında 45 cm lik sağlam kargir ile dolu kolon ve kirişle takviyeli bir başka U şeklinde perde duvarı bulunmaktadır. Kaidelerinden fırlayan bir kaç mermer heykel dışında yapının kısa bir süre önce deprem geçirdiğini kanıtlayacak bir belirti görülmemiş ve hiç bir yapısal veya mimari hasara rastlanmamıştır.

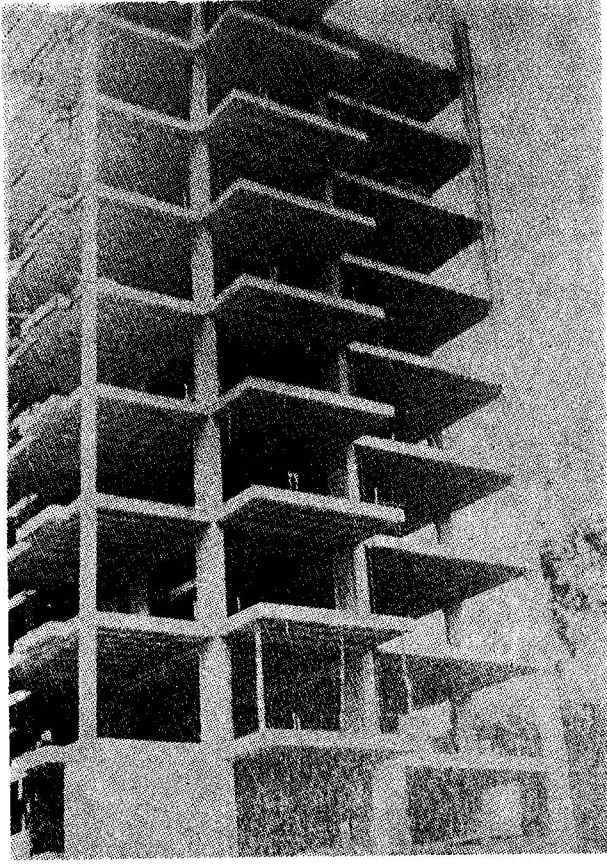
1971 San Fernando Depremi :

Indian Hill Tıp Merkezi, perde duvarlı çerçeve tipi yapıların olumlu dep-rem davranışı için iyi bir örnek sayılabilir. Bina depremden kısa bir süre sonra onarılmış ve yeniden hizmete açılmıştır. Indian Hill Tıp Merkezinin yapı sis-temi perdelerle takviyeli kolon-kiriş çerçeve sisteminden oluşmaktadır. Perde duvarlarında bazı eğik çatlamlar ve diğer yerel kırılmalar oluşmuş ve bunlar duvar kalınlıkları artırılmak suretiyle onarılmıştır.

Aralarında 1920 lerde yapılmış bazı binaların yıkıldığı, Askeri Hizmetler İdaresi Hastanesi binalarında, betonarme kutu olarak inşa edilmiş bir kaç bi-na, depremi hasarsız atlattır. Merkezi ısıtma santralının bacasında yalnızca bir eklem yerinde kayma bulunmaktaydı. Maalesef bu gibi olumlu davranış ör-nekleri yıkıntuları incelemekle meşgul olan mühendislerin gözünden kaçmıştır.

1967 Caracas (Venezuela) Depremi :

Şekil 9, Caracas'ta yaygın olan tipte sünek iskeletli çokkatlı bir yapıyı göstermektedir. Caracastaki binalarda, perde duvarları kullanılmamakta çer-çeve açıklıkları ise gevrek ve dayanımsız içi boş briket dolgu duvarlar ile ka-patılmaktaydı. Deprem sırasında yapılar büyük deformasyonlara maruz kal-mış ve zayıf bölmeler Şek. 10 da gösterildiği şekilde patlamıştır. Aşırı defor-masyonlara maruz kalan sünek çerçeve ve gevrek bölme duvarlı binalarda bu tür hasarın beklenebileceği açıktır.

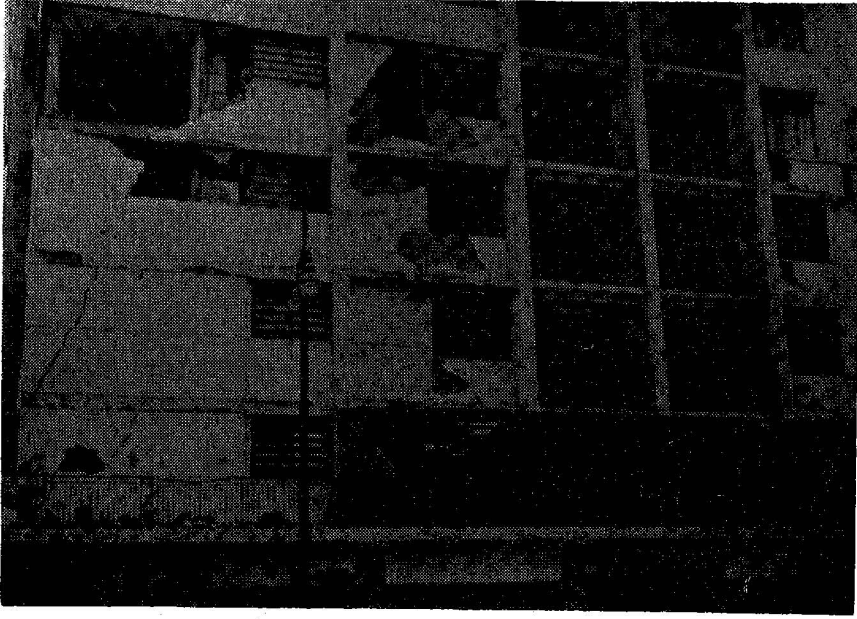


ŞEKİL 9. Caracas, Venezuela'da Tipik Betonarme Karkas Çokkatlı Yapı

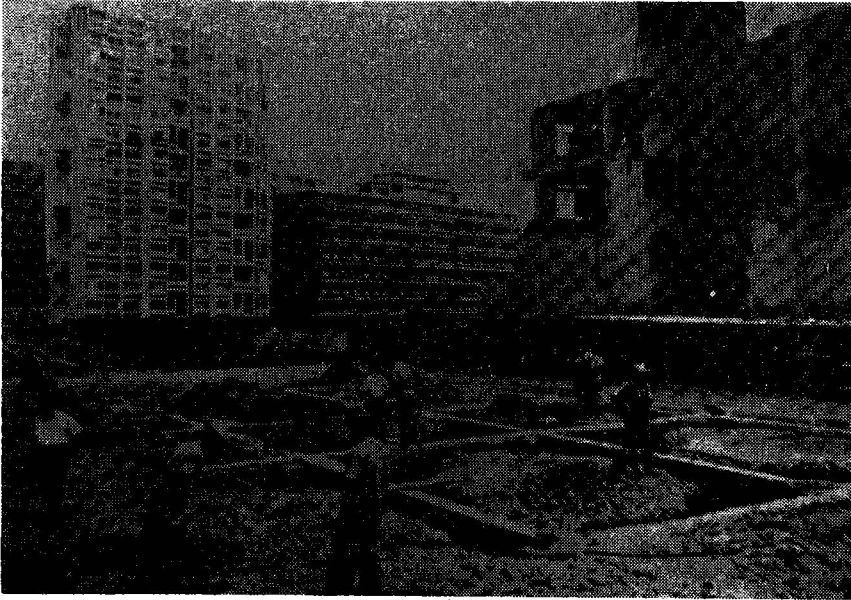
Caracastaki tek perde duvarlı yapı 17 katlı "Plaze One" apartmanıydı. Bina, son derece büyük hasar gören bir kesimde bulunmaktaydı. Şekil 11 den de görüleceği gibi civarındaki 10 katlı binalardan birisi çökmüş diğerleri de büyük hasar görmüştür. Buna karşılık "Plaze One" apartmanı depremi en ufak bir hasar görmeden atlattığıdır. Binanın her iki tarafında perde duvarları bulunmaktadır.

1963 Üsküp (Yugoslavya) Depremi :

Üsküpte 10 kata kadar olan konut yapılarının çoğunda, ortadaki merdiven boşluğunun iki yanında enlemesine perde duvarları bulunmaktaydı. Bu perdeler çoğu kez düşük kalite betondan ve donatısız uygulanmışlardı. Buna rağmen perde duvarların rijitliği katlararası deformasyonları önlediğinden herhangi bir hasar oluşmamıştır. Bazı yapılarda birbiri ardından dökülen farklı kat betonları arasındaki eklem yerlerinde kaymalar gözlenmiştir.

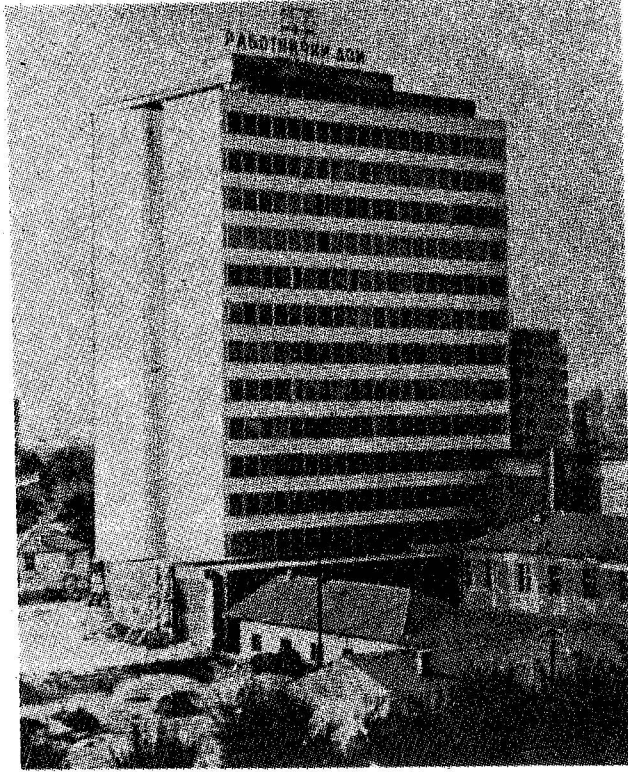


ŞEKİL 10. Caracas 1967 Depreminde Gevrek Briket Duvarlardaki Hasar



ŞEKİL 11. Plaze One Apartmanı (Caracas)

Şekil 12, Üsküp'te perde duvarı-çerçeve sistemlerimize benzer bir sisteme sahip tek yapı olan 14 katlı Parti Genel Merkezi binasını göstermektedir. Bu bina, Parti Genel Merkezi olduğundan daha dikkatle projelendirilmiş ve daha titiz bir kalite kontrolü ile inşa edilmişti. Deprem sırasında içerde bulunan ve odanın bir ucundan diğerine fırlayan tanıkların ifadelerinden yapının şiddetli sarsıntılara maruz kaldığının bilinmesine rağmen, binada depremden sonra çalışmayan asansörler dışında yapısal veya mimari hiçbir hasar bulunmamaktaydı.

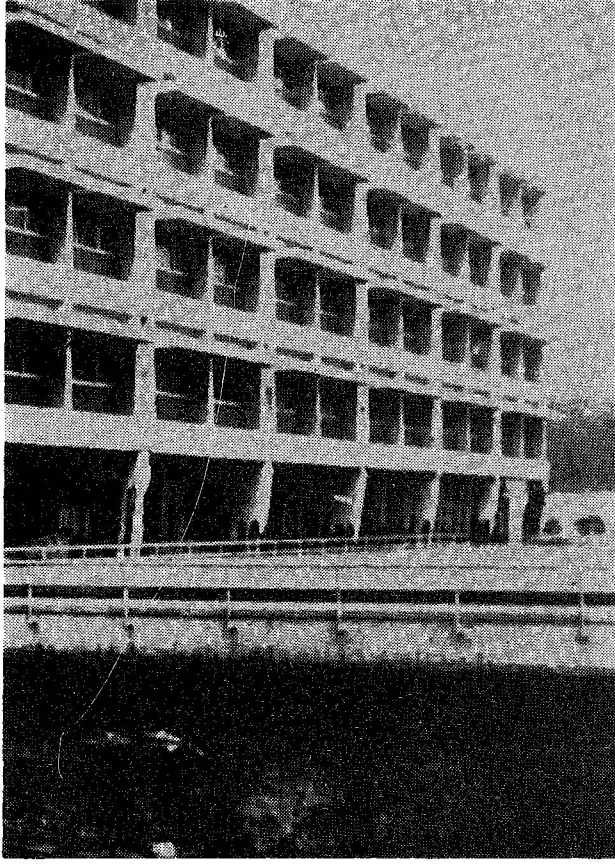


ŞEKİL 12. Üsküp (Yugoslavya) Parti Genel Merkez Binası

PERDE DUVARLARIN OLUMSUZ DAVRANIŞI

Yukarıda sıralanan örneklerin hepsi perde duvarlı yapıların depremlerdeki olumlu davranışını göstermektedir. Buna karşılık perde duvarların deprem sırasındaki olumsuz davranışları iki grupta toplanabilir: (a) kesintiye uğramış perde duvarları, (b) bağlantılı perde duvarlarındaki gevrek bağlantı girişleri.

San Fernando'daki Olive View Hastanesi (Şek. 13) kesintiye uğramış perde duvarına bir örnektir. Üstteki dört katta perde duvarları bulunmaktaydı, ancak mimari yerleştirme nedeniyle bunlar giriş katında arzu edilmediğinden kesilmişlerdi. Deprem sırasında binanın giriş katında 60 cm den fazla deформasyon meydana gelmiştir. Düşünülecek olursa, yukarı katlardaki sünekliğin



ŞEKİL 13. San Fernando, Olive View Hastanesi

deformasyonu önleyen perdenin varlığı nedeniyle pek fazla bir işe yaramadığı görülmektedir. Buna karşılık giriş katı kolonlarındaki son derece yüksek süneklik, bu katın tamamen göçmesini önlemenin dışında binayı hasara uğrattıktan kurtaracak bir katkıda bulunmamıştır.

DÜŞÜNCELER :

Geçmiş depremlerden edindiğimiz tecrübeye bir göz atacak olursak, son on yılda sünek moment taşıyan çerçeve kavramının geçerliliğini kanıtlamak için büyük bir çaba harcadığımız düşüncesindeyim. Bunun sonucu olarak her depremden sonra sünek moment taşıyan çerçeve sisteminde bir değişiklik yapmışızdır : Caracas'tan sonra devrilme momentini büyük ölçüde arttırdık, başka depremlerden sonra başka ayrıntılarda düzenlemeler yapıldı. Ancak betonarme depreme dayanıklı projelendirme felsefemizde yeteri kadar ayrıntılı bir inceleme yapmadığımızı kanısındayım. Ayrıntılı bir gözden geçirme yaptığımızda, perde duvarından yoksun sünek çerçeve sisteminin, moment taşıyan çerçevenin deprem sırasında uğradığı büyük deformasyonlara uyacak biçimde

projelendirilip detaylandırılmış çok sayıda mimari yapı elemanına sahip konut ve işyeri yapıları için hiç te uygun bir yapı sistemi olmadığı sonucuna varacağımıza inanmaktayım.

Tarihsel gelişime bir göz atacak olursak, sünek moment taşıyan çerçeve sisteminin 1950 lerde, o zamanlar çelik ve betonarme yapılar için tek sistem olan moment taşıyan çerçeve sisteminden türediği görülür. Eldeki sisteme bir de süneklik kazandırarak depreme dayanıklı bina yapmak sorununa uygun bir çözüm getirdik. Ancak bu arada, hem çelikte hem de betonarmede, çok-katlı yapıların rüzgar dayanımı için daha iyi ve randımanlı yapı sistemleri geliştirilmiştir. Gerçekten de Amerika'nın doğu kıyısında en son çok yüksek bir yapıda uygulanan moment taşıyan çerçeve sistemi, 1960 ların başında New York'ta yapılan 60 katlı çelik çerçeve Chase Manhattan bankasıdır. O zaman bu 60 katlı binada her metre kare döşeme alanı için 270 kg. çelik harcandı. Bugün ise 60 katlı binalarda metre kare başına 98 kg, 100 kat mertebesindeki binalarda ise 146 kg çelik kullanılmaktadır.

Moment taşıyan açık çerçevelerin hasara uğramaması için salt sünekliğe verilen aşırı önem sonucu, betonarmenin perde duvarı gibi kolaylıkla alabileceği yapısal şekillerdeki taşıma gücü, rijitlik ve süneklik özelliklerinden yararlanmak yerine bu tür yapılarda, daha çok çelik yapılara özgü özelliklerin kabul edilmesine gidilmiştir. Son tecrübeler, emniyet ve hasar kontrolü gibi iki gereksinimin yeterli süneklik ve enerji yutma yeteneğine ek olarak perde duvarlarınca en ekonomik sağlanabilecek ölçüde yeterli rijitliğe sahip yapılar tarafından karşılanabileceğini ortaya koymuştur. Bu gereksinime, apartman ve işyeri binaları gibi deprem sırasında aşırı katarası deformasyonların önemli mimari hasara yol açabileceği yapılar için geçerlidir. Sünek perde duvarların büyük yanıl deformasyonları önleyecek biçimde yapılara gerekli yanıl rijitliği sağladıkları durumlarda, perde-çerçeve yapı sistemli bir binadaki bağlantılı çerçevenin kendisine kazandırılan sünekliğe ihtiyacı olacak deformasyonlara maruz kalacağı şüphelidir.

Otopark garajları, stadyumlar, köprüler ve benzeri uygulamalar için perde duvarsız moment taşıyan çerçeve sisteminin depreme en iyi dayanıklı yapı sistemi olduğu görülmektedir. Ancak apartman ve işyeri binaları gibi toplam maliyetin yüzde 80 ninin mimari olduğu durumlarda, sünek moment taşıyan çerçeve sisteminin ötesinde bir hasar kontrol tedbirimiz olmalıdır.

YAPI ELEMANLARI OLARAK PERDE DUVARLARI

Perde duvarları, (a) kısa perde duvarı (h/d yaklaşık olarak 1/2 den az) ve (b) narin perde duvarı (h/d 2 den fazla) olarak ikiye ayrılabilir. Kısa perde duvarları çoğu kez kesmedeki taşıma güçleri ile sınırlı, buna karşılık narin perde duvarları eğilme güçleri ile sınırlıdır. Narin perde duvarlarında özel detaylara uyulduğu takdirde bunlar yeterli sünekliğe sahip olacak şekilde projelendirilebilir.

Perde duvarlarının bir başka sınıflandırması kesit geometrisine göre yapılabilir: dikdörtgen kesitler ve hem I hem de çekirdeklerde uygulandığı biçimde kutu kesitleri içine alan I kesitleri. Düz dikdörtgen kesit ile flanşlı kesitler arasındaki en önemli fark kayma yani eğik çekmenin toplam deformasyona olan katkısıdır.

Şu andaki perde duvarı projelendirme yöntemi, tekil ve özel olarak çeşitli yönlerde elde edilen bireysel gelişmelerden oluşmakta, soruna mantıklı bir yaklaşım ise henüz ortaya çıkmaktadır.

PERDE DUVARLARIN DENENMESİ

Bir veya iki kat dolgu duvarlı betonarme çerçeve deneyleri 1950 lerde yapılmıştır. Yaklaşık olarak 20 yıllık bir süreden sonra perde duvarı deneylerine birkaç yıl önce yeniden başlanmış ve bu yeni çalışmaların ürünlerinde bir kısım teknik dergilerde yayınlanmıştır. Tek yönlü monotonik yükleme veya işaret değiştiren yükler altında kısa perde duvarlarının kesme taşıma güçleri PCA (*) laboratuvarlarında yürütülen deneysel araştırmalara konu olmuştur. (3. 4. 5). Bu araştırmaların bazılarının sonuçları 1971 ACI (**) Beton Şartnamesindeki (6) perde duvarı kesme donatısı şartlarının esasını teşkil etmiştir. Bunun yanısıra PCA da monotonik yükleme altında uzun perde duvarı deneyleri de yapılmıştır (7). Boşluklu perde duvarı deneyleri Yeni Zelanda'da başarıyla gerçekleştirilmiştir (8). Illinois Üniversitesinde sarsma masası üzerinde bir seri perde duvarı deneyleri başlatılmış olup yürütülmektedir. Bundan başka birkaç üniversite narin perde duvarı sorununun çeşitli yönlerini inceleyecek deneysel programlara girişmektedir.

Eldeki deney sonuçları, düzenli bir donatı detaylandırması ile yeterli sünekliğin elde edilebileceğini kanıtlamaktadır.

PERDE DUVARI KESİTLERİ ÜZERİNDEKİ ANALİTİK ARAŞTIRMALAR

Kısa bir süre önce perde duvarı kesitlerinin taşıma gücü, rijitlik ve sünekliğini araştırma için PCA da bir dizi analitik çalışma yapılmıştır (9). Perde duvar kesitlerinin karşılıklı etki diyagramlarını elde etmek için kullanılan matematik model, doğrusal olmayan kiriş teorisine dayandırılmıştır. "Bilgi sayar deney dizisinde" uygulanan matematik modelin en bariz eksikliği, işaret değiştiren yüklerin beton üzerindeki muhtemel tesirlerini yansıtan bir model henüz geliştirilmediğinden, yalnızca monotonik yükleme durumu içermesidir.

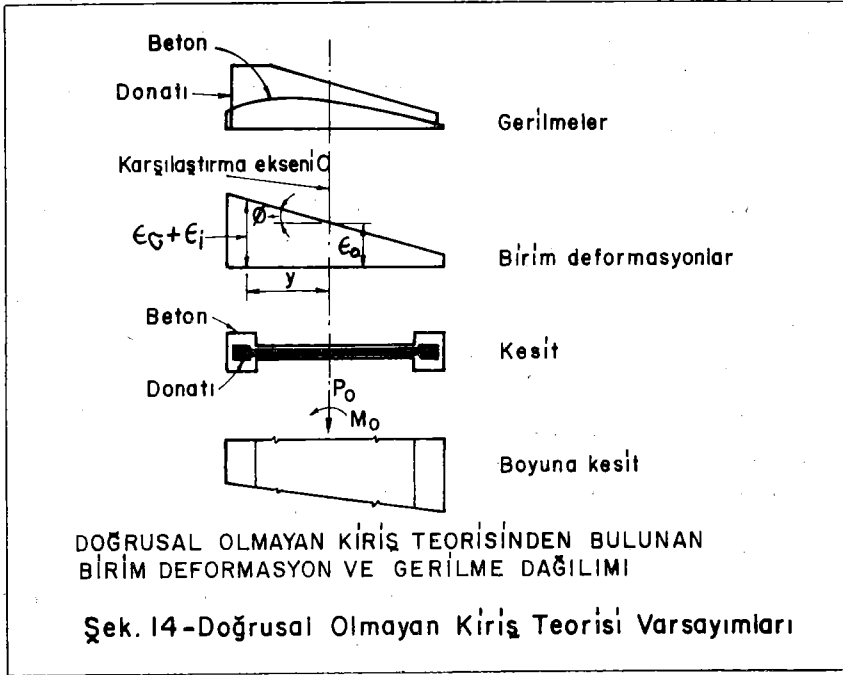
Bu eksikliğe rağmen anılan bilgisayar araştırmaları bize perde duvarlarındaki taşıma gücü, rijitlik ve sünekliğe etki eden değişkenler hakkında daha iyi bir fikir vermektedir. Bunun ötesinde matematik model kesitin herhanı bir kısmındaki sarılmaı gözönüne alabilmektedir.

Doğrusal olmayan kiriş teorisi birim deformasyonların kesit boyunca lineer değiştiği varsayımını yapmakta buna karşılık hem beton hem de çelikteki gerilmeler Şek. 14 te görüldüğü gibi kendi gerileme-birim deforasyon ilişkilerine uygun olarak bir değişim göstermektedir.

Bu çalışmada iki belli başlı kesit ele alınmıştır; düzgün yayılı donatıya ve uçlarda birikmiş donatıya sahip bir dikdörtgen kesit ile donatının flanşlarda yığıldığı bir I kesit. Bu ikincisi kutu kesit veya asansör çekirdeklerinde uygulanan kesiti temsil etmektedir.

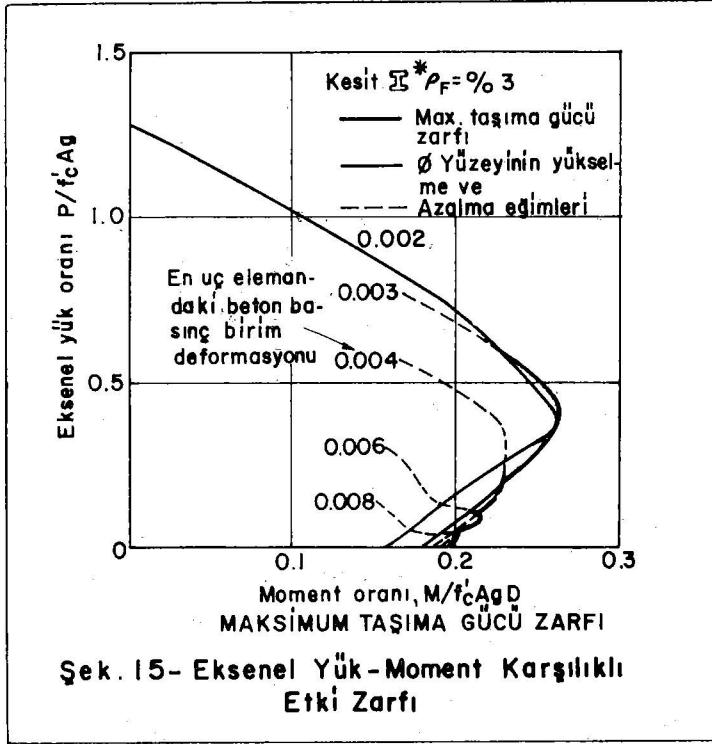
(*) Portland Cement Association

(**) American Concrete Institute



Yönetmeliğin verdiği (ve aslında ilk akmanın olduğu yeri tanımlayan) taşıma gücünden" çok, maksimum kapasiteye erişildiği zamanki özelliklerle ilgilendiğimizden, malzemenin niteliklerini, özellikle akmadan sonra, en iyi bir biçimde modellemek önem kazanmaktadır. Çelik için elde iyi modellendirilmiş gerilme-deformasyon bilgileri vardır. Beton için ise literatürde rapor edilmiş bütün deneylere dayanan karmaşık bir denklem geliştirilmiştir. Denklemin karmaşık olması, bunun uygulamasında bilgisayar kullanılması öngörüldüğünden pek önemli değildir; gözönünde bulundurulan en önemli husus gerilme-deformasyon eğrisinin yüklenme ve boşaltma kısımlarının doğru olarak temsil edilmesi olmuştur.

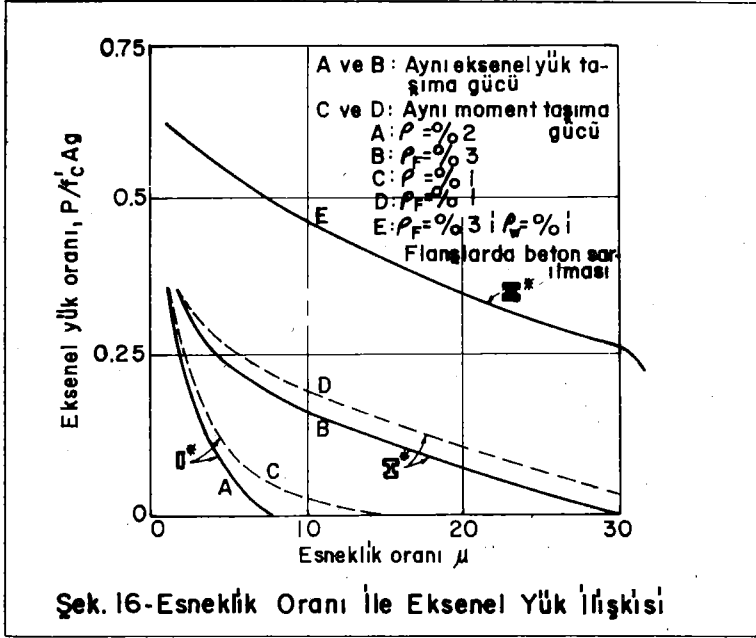
Şekil 15 te gösterilen eksensel yük - moment karşılıklı etki diyagramı, maksimum kapasitenin beton için genellikle kabul edilen 0.003 lük birim deformasyonda değil de o kapasiteye erişilen birim deformasyon için çizilmiş zarf eğrisidir. Maksimum kapasiteye erişilen beton birim deformasyonunun, eksantriklik arttıkça, karşılıklı etki diyagramının basınç bölgesinde 0.002 den, çekme bölgesinde (sıfır eksensel yük için) bunun üç dört katı kadar arttığı gözlenmiştir. Bu artışın nedeni şudur: Çelik akmadan sonra uzamaya devam ettikçe betondaki birim deformasyon negatif eğimli bölgede artmaya devam etmekte, çelikteki akma sonrası sertleşme de kesitin taşıma gücünde bir artışa yol açmaktadır. Bütün eksantriklikler için taşıma gücünün 0.003 beton birim deformasyonuna göre hesaplanması düşük değerler vermektedir. Donatının aktığı andan, kopmanın veya betonda basınç kırılmasının olduğu ana kadar kesitin deformasyon yapma kapasitesi, kesitin sünekliği (veya düktilitesi) olmaktadır.



Bunun yanı sıra, elde edilebilecek kesit düktilitesi ile aksel yük arasındaki ilişki araştırılmıştır. Şekil 16 da verilen kesit düktilitesine karşın aksel yük eğrileri, betonun sarılı olduğu flanşlara sahip I profilinin dengeli yük düzeyinde bile oldukça fazla düktiliteye sahip olduğunu göstermektedir. Kuşkusuz, bütün bu analitik bulgular laboratuvar deneyleri ile doğrulanmalıdır.

YAPILMASI GEREKLİ ARAŞTIRMALAR

Depreme dayanıklı perde duvar tipi yapıların projelendirilmesi yöntemleri konusunda şu anda bilinenleri tamamlamak için analitik ve deneysel alanlarda ilâve çalışmalar gerekmektedir. Kısa perde duvarların monotonik ve devirsel yüklemeleri konusunda geniş kapsamlı deneyler yapılmıştır. Bütün değişkenlerin tesirlerini araştırmak ve narin perde duvarlarında en uygun taşıma gücü, rijitlik ve sünekliliği elde edebilmek için donatı detaylarını mükemmelleştirmek amacıyla, işaret değiştiren devirsel yüklemeler için başka deneylere gerek vardır. Gözönüne alınacak önemli değişkenler, donatının yerleştiriliş biçimi, sarılma detayları, bindirme detayları, beton dayanımının tesirleri, döşeme seviyesi birleşim yerlerinin etkisi vs. olmalıdır. Aynı zamanda akmanın oluştuğu bölgenin uzunluğu da deneysel olarak araştırılmalıdır. Bu çalışmalar dikdörtgen, ince duvarla birleştirilmiş yuvarlak kesitler, I kesitleri ve boşluklu duvarları içermelidir. Deneysel çalışmalar perde duvarına sahip yapıların dinamik analizinde gerekli matematik modelin geliştirilmesinde kullanılacak moment-dönme ve kesme kuvveti-sehim ilişkilerini verecektir. Bunun ötesinde



sarsma masası üzerinde gerçekleştirilecek deneysel dinamik çalışmalar, matematiksel model kullanarak bulunan genel davranış özelliklerinin geçerliliğini saptamak bakımından gereklidir.

Analitik dinamik davranış araştırmaları alanında, perde duvarlarında gerekli esnekliğin ne olduğunu saptamak için perde duvarı ile perde-çerçeve tipi yapılar üzerinde durulmalıdır. Diğer taraftan yapının farklı nitelikteki deprem davranışını kontrol altına almak için ne sayıda duvar konulması gerektiği saptanmalıdır.

S O N U Ç :

Sonuç olarak, zamanımıza kadar deprem mühendisliğinin en çok üzerine eğildiği konunun çökmeye karşı emniyetin sağlanması olduğu belirtilmelidir. Ancak artık gelişimimizin ikinci aşamasına girmeli ve emniyete ek olarak hasar kontrolünü de en belli başlı amaç edinmeliyiz. Çokkatlı betonarme yapıların depremlerdeki davranışlarına bakacak olursak hasar kontrolünü gerçekleştirmek için en mantıklı yolun esnek perde duvarları olduğu görülmektedir. Ashında, depremlerde yapılan gözlem sonuçlarından bundan böyle çok katlı yapılarımızı perde duvarları olmaksızın yapmamıza olanak bulunmadığı anlaşılmaktadır.

K A Y N A K L A R :

1. Fintel, Mark, "Quake Lesson from Managua: Revise Concrete Building Design," "Civil Engineering-ASCE V. 43, No. 8, Aug. 1973, pp. 60-63.
2. "Preliminary Report - The Behavior of Reinforced Concrete Structures in the Caracas, Venezuela Earthquake of July 29, 1974," Portland Cement Association, Skokie, 1967, 51 pp.

3. Corley, W. Gene, and Hanson, John M., "Design of Earthquake Resistant Structural Walls", Proceedings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1973.
4. Barda, F., "Shear Strenght of Low-Rise Walss with Boundary Elements," Ph. D. Thesis, Lehigh University, Bethlehem, Pa., 1972.
5. Barda, F. Hanson, John, M., and Corley, W. Gene, "An Investigation of the Design and Repair of Low-Rise Shear Walls," Proceedings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1973.
6. Cardenas, Alex, Hanson, John M., Corley, W. Gene, and Hognestad, Eivind, "Design Provisions for Shear Walls," ACI Journal, Proceedings, V. 70, No. 3, Mar. 1973. pp. 221-230.
7. Cardenas, Alex E., and Magura, Donald D., "Strength of High-Rise Shear Walls-Rectangular Cross Sections" Response of Multistory Concrete Structures to Lateral Forces, SP-36, American Concrete Institute, Detroit, 1973, pp. 119-131.
8. Paulay, T. "Some Seismic Aspects of Compled Shear Walls," Proceedings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome. 1973.
9. Salse, E.A.B., and Fintel, Mark, "Strenght, Stiffness and Ductility Properties of Slender Shear Walls," Proceedings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1973.

MÜHENDİSLİKTE DEPREM RİSKİ ANALİZİ (*)

Yazan :
Allim CORNELL

Çevirenler;
Oktay ERGÜNAY (**) — U. Zeki ÇAPAN (***)

Ö Z E T :

Bu makale, mühendislik yapısı yapılacak herhangi bir alandaki deprem riskinin saptanması için bir metot ortaya koymaktadır. Sonuçlar pik zemin ivmesi gibi bir zemin hareketi parametresinin ortalama tekerrür periyoduna göre değişimi cinsinden bulunmaktadır. Metot, deprem kaynaklarının etkileri ile bu kaynaklara ait ortalama aktivite hızlarını birleştirerek gözönünde bulundurmaktadır. İncelenen alan ile, nokta, hat veya bölgesel deprem kaynakları arasındaki gelişigüzel ilişkiler bilgi sayarların sağladığı kolaylıklarla modellen-dirilebilir. Eğer, genellikle kabul edilmiş mağnitüd dağılımı ve azalma kanunları kullanılacak olursa yıllık maksimum zemin hareketlerinin dağılımları, uç değer dağılımlarının (extreme value distributions) 1 nci veya 2 nci tipi şeklindedir.

ABSTRACT :

This paper introduces a method for the evaluation of the seismic risk at the site of an engineering project. The results are in terms of a ground motion parameter (such as peak acceleration) versus average return period. The method incorporates the influence of all potential sources of earthquakes and the average activity rates assigned to them. Arbitrary geographical relationships between the site and potential point, line, or areal sources can be modeled with computational ease. In the range of interest, the derived distributions of maximum annual ground motions are in the form of Type I or Type II extreme value distributions, if the more commonly assumed magnitude distribution and attenuation laws are used.

(*) Bu makalenin orijinali, Amerika Sismoloji Birliği Bülteninin Cilt 58 No: 5, Sayfa, 1583-1606 da yayınlanmıştır.

(**) İmar ve İskan Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü

(***) Hacettepe Üniversitesi Yer Bilimleri Bölümü

GİRİŞ :

Gelecekte olabilecek depremlerin sayısı, boyutları ve yeri hakkındaki belirsizlikler nedeniyle mühendislerin deprem riskini, rüzgâr veya taşkın'a karşı projelendirmede olduğu gibi tekerrür periyodu cinsinden tarif etmeleri pek çok araştırmacı tarafından uygun görülmektedir. (Blume, 1965; Newmark ve Corning, 1961; Housner 1952; Muto, Bailey ve Mitchell, 1965; Gzovsky, 1962)

Projelerin depreme dayanıklı olarak yapılmasından sorumlu olan mühendis işin başlangıcında, pahalı fakat depreme karşı yüksek dayanıklılık veya ucuz fakat deprem sırasında çok yüksek ekonomik kayıp riski gibi iki şıktan birisi arasında uygun bir seçim yapmak zorundadır. (Blume 1965). Bu ise proje mühendisinin belirli bir proje yapım düzeyine erişmiş olmasını ve çeşitli büyüklüklerdeki zemin hareketlerinin projeler üzerindeki ekonomik etkilerini iyi bilmesini gerektirir. Mühendis, yapısının orta büyüklükteki zemin hareketlerine olduğu kadar, oldukça büyük zemin hareketleri karşısındaki davranışını da önceden düşünmelidir. Emniyetli bir projelendirmede yapıların aktif bölgeler için olağan sayılan bu orta büyüklükteki zemin hareketlerinden, mimari hasarlar, nükleer santrallerde otomatik durma'nın sebep olacağı giderler v.b. gibi, oldukça az bir oranda ekonomik kayba uğrayabileceği kabul edilmektedir.

Bir mühendis, proje yapımından önce ilgili bütün doneleri toplayıp el altında bulundurmalı ve kararının en doğru olabilmesi için sismoloji ve jeoloji konusunda uzman olanların profesyonel yargılarından faydalanmasını bilmelidir. Bu danışma çok yararlıdır ve tamamen bir çizime aktarılabilir. Örneğin Modified Mercalli şiddeti ile ortalama tekerrür periyodu arasındaki ilişki diyagramı çizilebilir ve bu diyagram muhtemel maksimum veya kabul edilebilir maksimum şiddet değeri gibi anlaşılması oldukça güç bir tek değere oranla çok daha kullanışlı olacaktır. Bu değerler yapının ekonomik ömrü içerisindeki veya 50 yıl içerisindeki maksimum şiddet değeri gibi daha iyi bir tek değerle verilmiş olsalar bile mühendise zemin hareketinin şiddeti arttıkça riskin ne kadar çabuk azalabileceği konusunda bir fikir vermekten uzaktırlar.

Bu çeşit bilgi, genellikle alışkanlık ve tecrübe eseri olarak (Newmark, 1967), yada çok daha sistematik olarak (Blume 1965) veya doğrudan doğruya istatistiğe dayanan optimizasyon çalışmalarına dayalı olarak (Sandi 1966, Benjamin 1967, Borgman 1963) hazırlanmakta olan mühendislik projelerine gereğince dahil edilememektedir.

Ne yazıkki sismologlar için belirli bir alandaki deprem riskini yukarıda açıklanan esaslar içerisinde tarif ve elde etmek hiçbir zaman basit bir mesele olmamıştır. Riski elde etmek için sismoloğun jeolojik bilgileri, tarihsel sismolojik verileri ve diğer faktörleri inceleyerek bir senteze ulaşması gerekmektedir. Tektonik nedenlerle oluşan deprem kaynak zonlarının yerleri ve aktiviteleri çok çeşitli ve farklı olabilir ve hatta bazı kaynaklar hakkında hiçbir bilgi olmayabilir. Örneğin, bazı bölgelerde, geçmişteki deprem aktivitesini jeolojik yapı ile birleştirmek mümkün olamaz. Bu gibi durumlarda sismoloğun görüşünü, nadiren kantitatif olarak belirtilebilen bir iki rakam ile açıklamaya kalkmaktan başka çaresi olmadığı bilinmektedir. Şüphesizki bu gibi durumlarda sismologların mühendislik biliminin gereklerini görmemezlikten gelmesi çok güçtür. Zira bu gibi durumlarda sismologların tahminleri muhtemelen çok ih-

tiyatlı olacaktır. Buna karşılık proje mühendisinin elinde projesinin performansı, optimum maliyet dengesi ve Riski belirlemeye yarayan, inşaat maliyeti, yapının davranış özellikleri v.b. gibi, bilgiler mevcuttur. Bu gibi durumlarda proje hakkında kesin karar verecek en uygun kişi mutlaka proje mühendisi olmalıdır.

Sismologlar, uzun zamandan beri mühendisleri en iyi deprem riski tahminleri yapabilecek bilgilerle donatmanın gerekli olduğunu bilmektedirler. Bu amaçla birçok sismik zon haritaları geliştirmişlerdir. Bunların en bilinen örnekleri, Ünlü Yapı Yönetmeliği (1967) ve Richter (1959) dir. İntimallere dayanmalarına rağmen bu haritalarda çok geniş bölgeler için verilen bir tek şiddet değerinin bu bölgeler içersindeki bütün alanlarda nasıl değerlendirileceğine dair bir açıklık bulunmamaktadır. Ancak yakın zamanlarda bu tek şiddet değerleri ortalama tekerrür periyotları ile birlikte verilmektedir. (Muto, Bailey ve Mitchell, 1963) Kawasumi, 1951, İpek ve diğerleri 1965)

Bu durumda bile, ortalama tekerrür periyodunun devamlılık sınırı ile şiddet arasında bir ilişki kurabilmek için daha pekçok bilgiye ihtiyaç duyulmaktadır.

Bu konudaki bir diğer girişimde bu çok karışık bilgileri daha yerel alanlar için elde etmek yolunda olmuştur. (İpek, 1965. Milne ve Deveport 1965). Genellikle tarihsel sismolojik veriler üzerinde geniş ölçüde nümerik hesaplamalarla yapılan bu girişimler jeolojik yapı ile tarihsel sismik aktivite arasındaki bilinen ilişkiye gereken ağırlığı vermekte güçlük çekmektedirler. Ayrıca bu girişimler dahi yeterli yerel ölçüye inmekte başarılı olamamışlardır. 1965 yılında Lacer, deprem başlayan çok lokal bir alandaki zemin hareketi şiddetinin dağılımını bölgeyi çevreleyen herhangi bir noktadan tespit etmeye yarayan ve Monte Carlo tekniği adı verilen nümerik bir teknik geliştirmiştir. Bu teknikte en önemli faktörün jeolojik özellikler (faylar) olduğu kabul edilmekte ve elde edilen bütün noktasal deprem kaynaklarının depremi oluşturmakta eşit şansa sahip oldukları varsayılmaktadır.

Bu makalede ise çok küçük bir alana ait Modifie Mercalli şiddeti, pik zemin hızı, pik zemin ivmesi v.b. gibi zemin hareketi parametreleri ile bunların ortalama tekerrür periyotları arasında bilinmesi gerekli olan ilişkileri mühendise sağlayacak yeni bir metot ortaya konulmaktadır. Metot için gerekli olan asgari veri ise sadece, sismoloğun çeşitli deprem kaynaklarına ait ortalama aktivite seviyelerini en doğru tahminle ortaya koyabilmesidir. Örneğin, lokal bir fayda mağnitüdü 4 ve daha büyük olan depremlerin yıllık sayısının bilinmesi yeterli olmaktadır. İlâve olarak, eğer sismolog deprem mağnitüdülerine ait relatif frekansları (Mağnitüd-Frekans bağıntısını) tayin etmek için kullanılan fonksiyonda veya şiddet azalımı fonksiyonunda (şiddet-mesafe fonksiyonu) ortalama ya da tipik parametre değerlerinden daha başka değerler kullanmak istiyorsa bu parametre değerlerini de temin etmelidir. Metot aynı zamanda uzak veya yakın ve az veya çok aktif deprem kaynakları arasındaki münferit etkileri maksimum yıllık şiddetin veya pik zemin ivmesinin muhtemel dağılımını içersinde birleştirebilen bir teknik getirmektedir. Bu metotla ortalama tekerrür periyodu doğrudan doğruya elde edilebilmektedir.

Gelişmelerin sonuçları kapalı analitik bir biçimde toplanmıştır, uzun hesaplamalara gerek duyulmamakta ve yapılan tahminlere oranla elde edilen

sonuçların daha duyarlı olup olmadığı direkt gözlemlerle kontrol edilebilmektedir.

Bir alandaki yıllık maksimum deprem şiddeti dağılımının hesaplanmasında sadece olayın magnitüd dağılımını gözönüne almakla kalmamalı aynı zamanda olayın kesinlikle bilinmeyen alana olan uzaklığı ve herbir zaman süresi içerisindeki olay sayısı da hesaba katılmalıdır. Bu şekliyle olay rüzgar veya eş zamanlı su baskını problemlerine benzememektedir. Burada sadece basit bir hale ait matematiksel gelişme gösterilecek ve ilgi duyulan diğer halere ait sonuçlar, türevler sonuna kadar alınmaksızın verilecektir. Sonuç olarak yapılan varsayımlar ve sınırlandırmalar tenkitçi bir gözle tartışılacak ve metodun işe yarayacağı alanlar ve avantajları sıralanarak metodun sunulması tamamlanacaktır.

ÇİZGİSEL KAYNAKLAR

Çözüm metodunun gelişimini göstermek için, bir alan yakınındaki bir fay boyunca oluşan depremlere ait yıllık maksimum şiddet (MM) dağılımlarının tayini gözönüne alınacaktır. Şekil 1 a'da gösterildiği gibi alanın, odak derinliği h olan fayın yatıhtaki düşey izdüşümü olan bir çizgiden, Δ gibi dik bir uzaklıkta ve gelecekteki deprem odağının bu çizgi üzerinde olduğu varsayılmıştır. Bu fayın uzunluğu L dir ve alan bu uzunluğa göre simetrik bir konumdur.

Odak uzaklıkları nedeniyle burada ABD düzlemi önemli olmaktadır. Şekil 1 b. Şekil 1 a'da düşey bir düzlem üzerindeki kaynağa olan eğik uzaklık (odak uzaklığı) ,

$$d = \sqrt{h^2 + \Delta^2} \quad \text{dir.} \quad (1)$$

Şekil 1 b'de, B noktasından X uzaklığında bulunan gelecekteki bir odağa ait odak uzaklığı R, ise

$$R = \sqrt{d^2 + X^2} \quad (2)$$

eşitliği ile verilmektedir. Burada, $-L/2 \leq X \leq L/2$ olduğu için herhangi bir deprem odağına olan uzaklık $d \leq R \leq r_0$ şeklinde sınırlandırılmıştır. Ayrıca, $r_0 = \sqrt{d^2 + L^2/4}$ eşitliği ile r_0 tarif edilmiştir. Genellikle gelecekteki bir depremin yeri ve boyutları belirsizdir. Dolayısıyla bunlar gelişigüzel değişkenler (random variables) olarak işlem göreceklendir. (Gelişigüzel değişkenler makalede büyük harflerle gösterilmişlerdir).

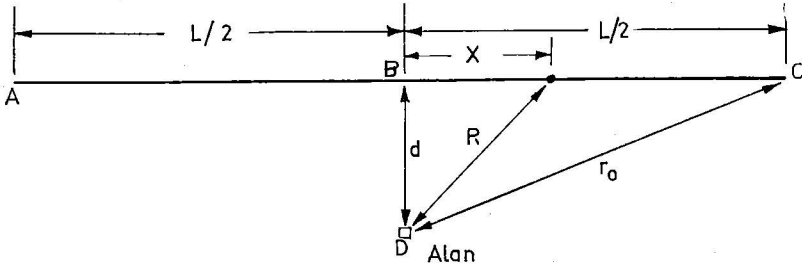
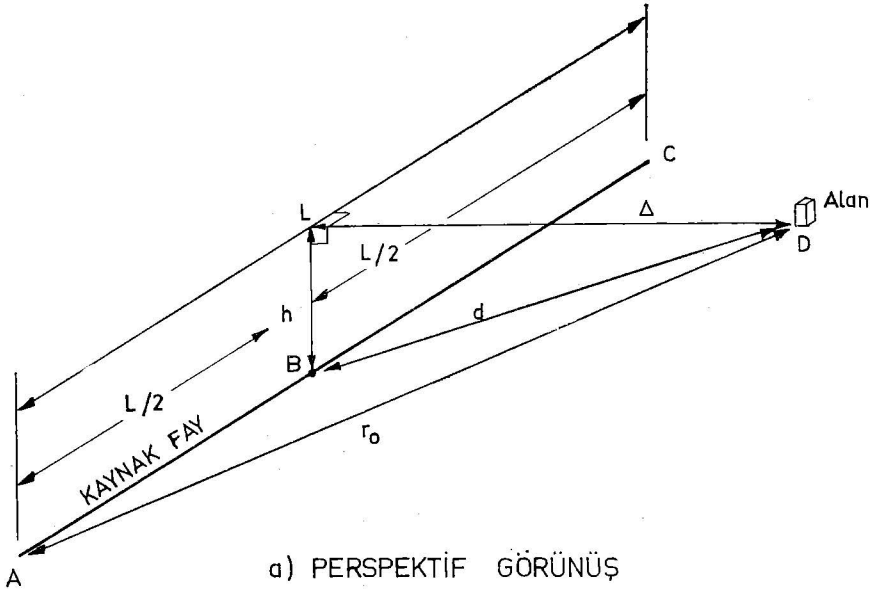
İlk önce, belirli bir alandan $R=r$ odak uzaklığındaki bir kaynağa meydana gelen depreme ait Modifiye Mercalli şiddetinin (I) şartlı dağılımını aramalıyız. Bunun için şiddetin, magnitüd (M) ve odak uzaklığı (R) ile olan ilgisine ait aşağıdaki genel varsayım kullanılacaktır.

(İpek 1965; Esteva ve Rosenblueth 1964; Wiggins 1964; Kanai 1961).

$$I = C_1 + C_2 M - C_3 \ln R \quad (3)$$

Burada, \ln tabii logaritma ve C_i , $i = 1,2,3$ - n gibi yarı amprik sabitlerdir. Güney Kaliforniya'da sağlam zeminlerde bu sabitler için sırasıyla 8, 1.5, ve 2.5 değerleri bulunmuştur. (Esteva ve Rosenblueth 1964)

$R=r$ gibi bir odak mesafesinde bir deprem meydana geldiğinde, alandaki şiddet olan I nin olasılığı, i'nin herhangi bir değerine göre i'den büyüktür. (3) nolu denklem kullanılarak



Şekil.1. Çizgisel Kaynak

$$P [I \geq i | R=r] = P [C_1 + C_2 M - C_3 Lnr \geq i | R=r] \quad (4)$$

Burada $P [A | B]$, verilmiş bir B değeri için A'nın olasılığıdır. M ve R arasındaki olasılık bağımsızlığı düşünülürse,

$$P [I \geq i | R=r] = P \left[M \geq \frac{i + C_3 Lnr + C_1}{C_2} \right] \quad (5)$$

$$= 1 - F_M \left[\frac{i + C_3 Lnr + C_1}{C_2} \right] \quad \text{dir.}$$

Burada $F_M(m)$, deprem mağnitüdlerinin kümülatif dağılım fonksiyonudur. Örneğin, Richter'in geniş ölçüde doğrulanmış (19,20) n_m sayısı ve m mağnitüd arasındaki ilişki,

$$\log_{10} n_m = a - b m \quad \text{şu şekilde ifade edilebilir.}$$

$$1 - F_M(m) = e^{-\beta(m-m_0)} \quad m \geq m_0 \quad (6)$$

Burada, $\beta = \text{Ln } 10$ ve m_0 mühendislerin daha düşük değerlerini ihmal edebildikleri, diyelim ki 4 gibi oldukça küçük bir mağnitüd değeridir. b parametresi, β nın 1.5 ile 2.3 arasındaki değerleri için tipiktir. (Isacks ve Oliver 1964).

(5) ve (6) nolu denklemleri birleştirirsek sonuç aşağıdaki gibi olmaktadır.

$$P [I \geq i | R=r] = \exp \left[-\beta \left[\frac{i + C_3 \text{Lnr} + C_1}{C_2} - m_0 \right] \right] \quad (7)$$

$F_M(m)$ 'in tarifindeki limitin $m \geq m_0$ olması, (7) nolu denklemde,

$$\frac{i + C_3 \text{Lnr} + C_1}{C_2} \geq m_0 \quad \text{veya} \quad i \geq C_2 m_0 - C_1 - C_3 \text{Lnr} \quad (8)$$

olduğunu göstermektedir.

Argüman'ın küçük değerlerinde, denklem (7) ile verilen olasılık, I 'nin i 'yi aştığ değerler için uygundur. (r uzaklığında mağnitüdü m_0 dan büyük bir deprem olduğu varsayılırsa).

Odak uzaklığının mümkün olan bütün değerlerinin ve bunların relatif ihtimallerinin etkilerini hesaplamak için integral almamız gerekmektedir.

$m \geq m_0$ gibi bir olay verildiğinde, I 'nin kümülatif dağılımı olan $F_I(i)$ nin aranması gerekmektedir. Bu ise,

$$1 - F_I(i) = P [I \geq i] = \int_t^0 P [I \geq i | R=r] f_R(r) \quad dr \quad (9)$$

denklemleri bulunabilir. Burada $f_R(r)$, belirsiz odak uzaklığı için R 'nin olasılık yoğunluğu fonksiyonudur.

Örnek olsun diye burada, verilen olayın ilgilenilen fay boyunca meydana geldiği ve olayın bu fay boyunca her yerde eşit olarak meydana gelme şansına sahip olduğu varsayılmıştır. Ayrıca, X in değişebilen yerinin, ($-L/2, +L/2$) aralığınca uniform olarak dağıldığı kabul edilmiştir. Dolayısıyla X 'in mutlak değer olan $|X|$, ($0, +L/2$) aralığında uniform olarak dağılacaktır. R 'nin kümülatif ihtimali dağılımı $F_R(r)$ aşağıdaki eşitlikte belirlenmektedir.

$$F_R(r) = P [R \leq r] = P [R^2 \leq r^2]$$

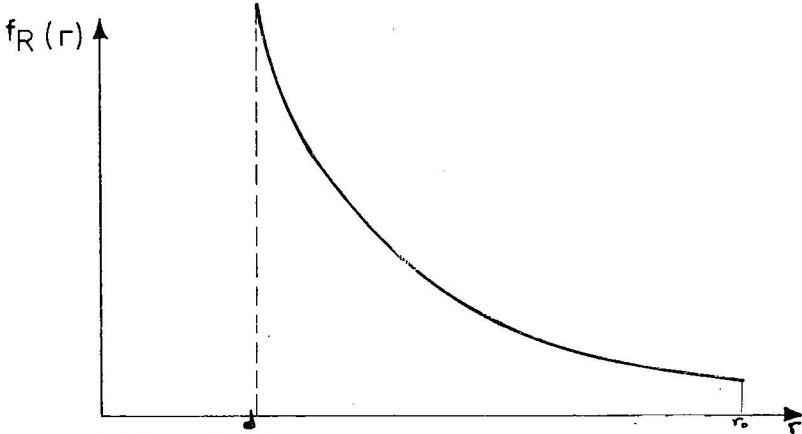
$$= P [X^2 + d^2 \leq r^2] = P [|X| \leq \sqrt{r^2 - d^2}]$$

$$= \frac{r^2 - d^2}{L/2}, \quad d \leq r \leq r_0 \quad (10)$$

Dolayısıyla R 'nin olasılık yoğunluğu fonksiyonu $f_R(r)$,

$$f_R(r) = \frac{dF_R(r)}{dr} = \frac{d}{dr} \left(\frac{2 \sqrt{r^2 - d^2}}{L} \right) = \frac{2r}{L \sqrt{r^2 - d^2}}, \quad d \leq r \leq r_0 \quad (11)$$

olmaktadır. Bu yoğunluk fonksiyonu Şekil 2 de gösterilmiştir.



Şekil 2: R, odak uzaklığının olasılık yoğunluğu fonksiyonu

(11) nolu denklemi (9) nolu denklemde yerine koyup integral almak, fonksiyonun integral limitlerinin saptanmasının güç oluşu nedeniyle, oldukça zor olmaktadır. Fakat en çok ilgi duyulan bölge içersinde yani şiddetin büyük değerleri için sonuçlar aşağıdaki gibi olmaktadır.

$$\begin{aligned} 1 - F_I(i) &= P [\geq i] \\ &= \frac{1}{L} C G \exp \left[- \frac{\beta}{C_2} i \right], \quad i \geq i' \end{aligned} \quad (12)$$

Burada i' , bu şekildeki sonuca ait en küçük geçerlilik limitidir ve aşağıdaki eşitlikle verilmektedir.

$$i' = C_1 + C_2 m_0 - C_3 \ln d \quad (13)$$

C ve G ise sabit değerlerdir.

Birinci sabit C, yukarıdaki çeşitli eşitliklerde kullanılan parametrelerle ilgili olup, aşağıdaki ifadeyle verilmektedir.

$$C = \exp \left[\beta \left(\frac{C_1}{C_2} + m_0 \right) \right] \quad (14)$$

İkinci sabit G ise, verilen şeklin geometrisi ile ilgili bir sabittir ve aşağıdaki gibi verilmektedir.

$$G = 2 \int_d^{r_0} \frac{dr}{\gamma \sqrt{r^2 - d^2}}$$

$$= \frac{2}{d \gamma} \int_0^{\sec^{-1}(r_0/d)} (\cos u)^{\gamma-1} du \quad (15)$$

Burada, $\gamma = \beta \frac{C_3}{C_2} - 1$ dir. (16)

(15) nolu denklemdeki integral nümerik olarak değerlendirilmiş olup sonuçlar şekil 3. te görülmektedir. Tipik parametre değerleri ve yeterli uzunluk-taki faylar için r_0 yerine sonsuz kullanılabilir. Bu durumda G sabiti,

$$G = \frac{2 \pi}{(2d)^\gamma} \frac{\Gamma(\gamma)}{[\Gamma(\frac{\gamma+1}{2})]^2} \quad (17)$$

eşitliğiyle verilmektedir. Burada $\Gamma(\gamma)$ tam bir gama fonksiyonudur ve γ sadece pozitif değerler almaktadır.

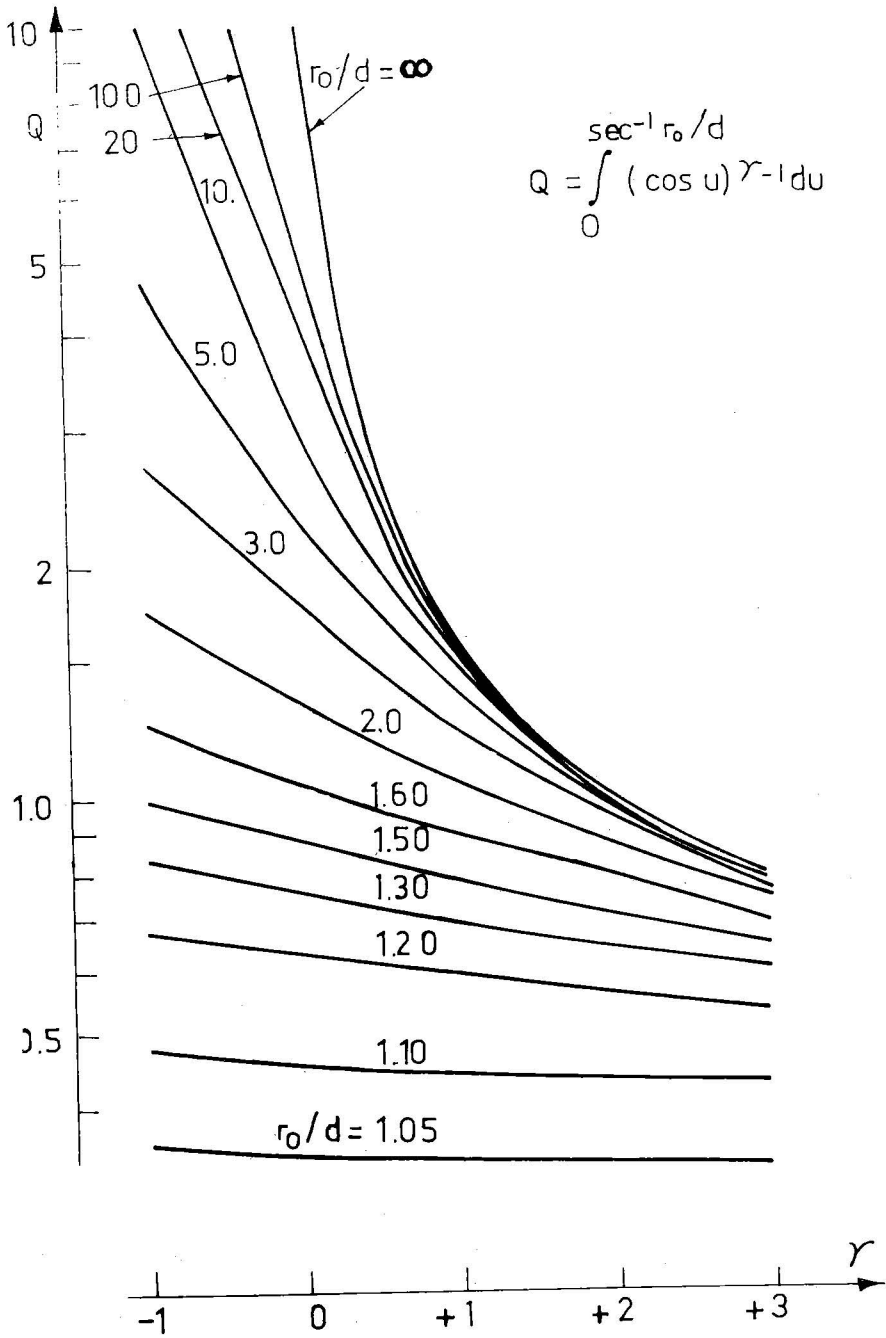
Yukarıdaki sonuçlar, fay üzerinde herhangi bir noktada $M \geq m_0$ gibi ilgi çekici bir olay meydana geldiğinde incelenen alandaki şiddet, I 'nin belli bir i değerini aşması olasılığını vermektedir. İkinci olarak, herhangi bir zaman süresi içerisinde değişken sayıdaki deprem olması ile ilgili problemi incelememiz gerekmektedir. Burada büyük depremlerin oluşmalarının, bütün fay boyunca yılda v gibi bir ortalama oluş hızıyla olan ve poisson prosesi içerisinde meydana gelen olaylar olduğu varsayılmıştır. (Parzen 1962; Cornell 1964).

İlgilenilen fay boyunca, t yıllık bir zaman aralığı içerisinde meydana gelen deprem sayısının (\bar{N}) Poisson dağılımı şeklinde olduğu bilinmektedir.

$$P \bar{N}(n) = P [\bar{N} = n] = \frac{e^{-vt} (vt)^n}{n!}, \quad n = 0, 1, 2 \dots n \quad (18)$$

Eğer bazı depremler, ortalama oluş hızları v olan poisson varış araları ile oluyorsa ve eğer bu depremlerin herbiri bağımsız olarak P , olasılığı ile meydana geliyorsa, bir özel olayda ortalama oluş hızı v olan poisson varış arası ile meydana gelir. (Gelişi güzel seçim ve poisson süreci dediğimiz olay budur). Bizim incelediğimiz durumda, özel olaylar, incelenen alanda, bir i değeri kadar artış olduğu zaman, şiddete neden olan olaylardır. Denklem (12) ile verilen P_i olasılığı, $M \geq m_0$ şartını sağlayan ve ilgilendiğimiz her olay içerisindeki özel bir olay olmaktadır; ve aşağıdaki şekilde tarif edilmektedir.

$$P_i = P [I \geq i] = \frac{1}{L} C. G \exp \left[-\frac{\beta}{C_2} i \right] \quad (19)$$



Şekil 3. (15) nolu denklemde verilen integralin sayısal değerleri

Bu takdirde, N, incelenen alandaki şiddetin t zaman aralığı boyunca i değerini aştığı zaman sayısı ise,

$$P_N(n) = P [N = n] = \frac{e^{-Pivt} (Pivt)^n}{n!}, \quad n = 0, 1, 2 \dots n \quad (20)$$

Böyle olasılıklar, büyük depremlerden sonra devam eden orta şiddetteki sarsıntılar yüzünden meydana gelen zararları veya iki ve daha çok sayıdaki büyük depremlerin meydana getirdiği toplam hasarı hesaplamakta çok kullanışlıdır.

Burada özellikle ilgi çekici olan, bir t zaman aralığında meydana gelen maksimum şiddetin $I_{max}(t)$ olasılık dağılımıdır. Zaman aralığı genellikle 1 yıl olarak seçilir.

Gözlemler, $P [I_{max}(t) \leq i]$ P [i'den büyük değerler için tam sıfır olan özel olaylar] in sıfır ile t gibi bir zaman aralığında meydana geldiğini göstermektedir. (20) nolu eşitliklikten bu olaylar.

$$P [I_{max}(t) \leq i] = P [N = 0] = e^{-Pivt} \quad (21)$$

ifadesiyle bulunmaktadır. Eğer, $I_{max}(1) = I_{max}$ yazarsak yani t= 1 yıl için maksimum şiddet değerini kullanırsak,

$$F_{1 \max}(i) = e^{-Piv} = \exp \left[- \frac{\beta}{C_2} i \right], \quad i \geq i' \quad (22)$$

ifadesini buluruz. Burada $V = V/L$ gibi bir oran kullanılmaktadır. Bu oran bir yıllık birim fay uzunluğu boyunca meydana gelen olayların ortalama sayısını göstermektedir.

Netice olarak diyebiliriz ki, mühendisleri ilgilendiren büyük şiddetler için, yıllık maksimum şiddet, Gumbel tipi veya çift eksponansiyel bir fonksiyon şeklinde dağılıma sahiptir. Bu dağılım enbüyük olaylarla ilgili mühendislik çalışmalarında yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Burada elde edilen neticenin, ilk bakışta hemen akla gelen asimtotik uç değerler kavramına (Gumbel 1958) dayanmadığına dikkat etmek gerekmektedir. Bilindiği gibi bu kavram bazı araştırmacıları incelen bir alandaki maksimum şiddet veya magnitüdlerin dağılımlarının amprik olarak doğrulanması yolundaki çalışmalara sevk etmiştir. (Milne Davenport 1965; Nordquist 1945; Dick 1965) Dağılımın şekli, yukarıda verilen değişik ilişkilerin fonksiyonel şekli ile ilgilidir. Dick 1965: Epstein ve lomnitz 1969; Epstein ve Brooks 1948, gibi diğer araştırmacılar, Poisson süreci ve üstel dağılım içersinde meydana gelen olaylarda, olayın boyutlarının, değişmez olacağı sonucunu bulmuşlardır. Bu bizi, en büyük olayın Gumbel-benzeri bir dağılıma (Gumbel-Like distribution) sahip olduğu sonucuna götürmektedir. Bilindiği gibi gerçek Gumbel dağılımında argümanın pozitif değerlerinde olduğu kadar, negatif değerlerinde de sıfırdan farklılık bulunmaktadır.

I'şiddet dağılımının eksponansiyel şekilde olduğu sonucunu veren her bir varsayım kombinasyonu bize olayların meydana gelişinde poisson sürecinin ve dağılımlarında Gumbel dağılımının var olduğu sonucunu göstermektedir. $F_1(i)$ nin eksponansiyel şekilde olması $F_M(m)$ in de eksponansiyel form da

olmasını gerektirmez. Şayet I 'nin R üzerindeki logaritmik bağılılığı (denklem 3) devam ederse, örneğin mağnitüd'ün polinomial dağılımı dahi (Housner 1952) I 'nin eksponansiyel fonksiyon cinsinden dağılımına yol açacaktır.

Eğer yıllık artışların olasılıkları örneğin ≤ 0.05 gibi oldukça küçük bir değerde kalıyorlarsa, I_{\max} 'ın dağılımı aşağıdaki denklemle yaklaşık olarak belirlenebilir.

$$1 - F_{I_{\max}}(i) = 1 - e^{-P_i v} \cong 1 - (1 - P_i v \cong P_i v \\ \cong \frac{\beta}{V C G} \exp\left(-\frac{\beta}{C_2} i\right), i \geq i' \quad (23)$$

i ye eğit veya daha büyük bir şiddetin ortalama tekerrür periyodu T_i ise $1 - F_{I_{\max}}(i)$ ifadesinden veya,

$$T_i \cong \frac{1}{\bar{V} C G} \exp\left(\frac{\beta}{C_2} i\right), i \geq i' \quad (24)$$

ifadesinden elde edilebilir. T yıl içersindeki şiddet ise,

$$i \cong \frac{C_2}{\beta} \ln(\bar{V} C G T_i), i \geq i' \quad (25)$$

ifadesinden elde edilmektedir.

Şimdi aşağıdaki gibi, parametrelerin ve alan sabitlerinin tipik nümerik değerleri ile ilgili bir örneği inceleyelim. Bu örnek Türkiye'de belli bir bölgeye aittir ve bu bölge içersindeki bir alanda 1953 yıllık inceleme süresi için elde edilmişlerdir. (İpek ve arkadaşları 1965) Bu bölgede $\log_{10} n_m = a - b m$ ifadesi için,

$\log_{10} n_m = 5.51 - 0.644 m$ değeri bulunmuştur. Burada n_m mağnitüdü M ve daha büyük olan depremleri göstermektedir. Bu depremlerin bölgedeki büyük bir fay zonunun 650 km lik bir kısmı boyunca meydana geldiğini varsayalım. Bu durumda birim fay uzunluğuna yılda isabet eden mağnitüdü 5 teń büyük olan depremlerin ortalama sayısı ($m_0 = 5$),

$$\bar{V} = \frac{n_s}{(1953)(650)} = 1.5 \times 10^{-4} (\text{yıl})^{-1} (\text{Km})^{-1} \text{ dir.}$$

Öte yandan $\beta = b \ln 10 = 0.644 \times (2.30) = 1.48$ dir.

Kalifornia için, Esteva ve Rosenbueh (1964) tarafından amprik olarak bulunan aşağıdaki azalma sabitlerini kullanacak olursak,

$$C_1 = 8.16 ; C_2 = 1.45 ; C_3 = 2.46$$

ve odak derinlikleri $h = 20$ km olan depremlerin meydana geldiği bir çizgisel deprem kaynağından, satıhtan itibaren en küçük uzaklığı $\Delta = 40$ km olan bir alan için aşağıdaki sayısal değerleri elde edebiliriz.

$$d = \sqrt{h^2 + \Delta^2} = 44.6 \text{ km} \\ \gamma = \beta \frac{C_3}{C_2} - 1 = 1.52$$

$$C = \exp \left[\beta \left(\frac{C_1}{C_2} + m_0 \right) \right] = 6.85 \times 10^6$$

$$G \cong \frac{2\pi}{\gamma} \frac{\Gamma(\gamma)}{\left[\Gamma\left(\frac{\gamma+1}{2}\right) \right]^2} = 7.04 \times 10^{-3} \quad (2d)$$

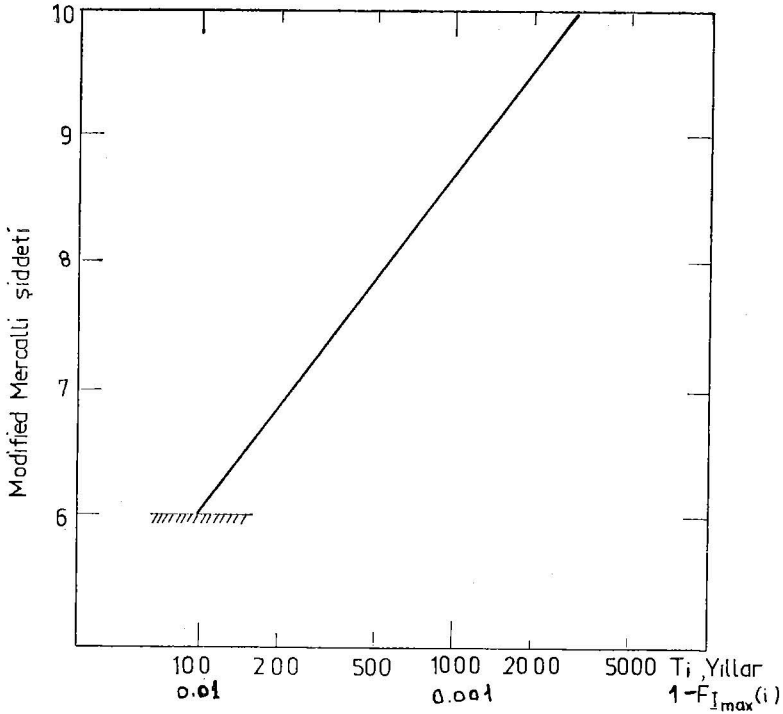
(Nümerik integrasyonlar G için $G=6.58 \times 10^{-3}$ değerini vermiştir.) Dolayısıyla incelenen alandaki şiddet, T_i tekerrür periyodu için

$$i \cong \frac{C_2}{\beta} \ln(VCGT_i) = 0.98 \ln(6.9 T_i) \text{ değerini verir.}$$

Burada i ve T_i arasındaki logaritmik bağıntıya dikkat edilmelidir. Projelendirme de kullanılacak şiddete ait Risk, proje şiddeti takriben 0.7 kadar arttırıldığında elde edilen değer yarısından fazla olacaktır. (T iki misli) Bu eşitlik geçerlilik limiti $i \geq i'$ ve

$$i' = C_1 + C_2 m_0 - C_3 \ln T_i = 6.08 \text{ değerleri için şekil 4 te çizilmiştir.}$$

Eğer daha küçük şiddetlerle ilgilenilmek istenirse, burada gösterilmeyen oldukça karışık ve fazla sayıda integral almak gerekmektedir.



Şekil 4. Şiddet-tekerrür periyodu. (Sayısal örnek)

PIK ZEMİN HAREKETLERİ SONUÇLARI

Bir önceki bölümde, Modifiye Mercalli şiddeti (I), ve çizgisel deprem kaynakları için dağılım sonuçları ile belirli bir takım varsayımlar içersinde mağnitüd dağılımları ile şiddet, M ve R arasındaki ilişkileri kapsayan gelişmeler incelenmiştir. Mühendisler genellikle pik zemin ivmesi (A), Pik Zemin hızı (V), veya pik zemin deplasmanı (D) gibi bir takım zemin hareketi parametrelerine şiddetten daha fazla ilgi göstermektedirler.

Önceki bölümde belirtilen argümana paralel olarak bu bölümde Y,M ve R gibi incelenen alandaki zemin hareketi değişkenleri arasında fonksiyonel ilişkiler geliştirilebilir. Örneğin aşağıdaki özel bir form,

$$Y = b_1 e^{\frac{b_2 M}{R} - b_3} \quad (26)$$

ifadesi Kanai (1961) ve Esteva ve Rosenblueth (1964) tarafından önerilmiştir. Burada ifade, pik zemin ivmesi halinde $Y=A$, pik zemin hızı halinde $Y=V$ ve pik zemin deplasmanı halinde $Y=D$ şeklini almaktadır. Esteva ve Rosenblueth (1964), Esteva (1967) teorik ve ampirik olarak b_1 , b_2 ve b_3 sabitleri için pik zemin ivmesi halinde (2000, 0,8, 2), pik zemin hızı halinde (16, 1.0, 1.7) ve pik zemin deplasmanı halinde (7,1.2, 1.6) değerlerini önermektedirler. Bu değerler Güney Kalifornia bölgesi için önerilmektedir.

(26) nolu denklemdeki genel ilişki için bir önceki bölümde olduğu gibi uniform bir çizgisel deprem kaynağı ve Y nin yıllık maksimum değerleri için bir argüman varsayalım. Bu halde

$$F_{Y_{max}}(y) = \exp \left[- \frac{\beta}{\sqrt{CG}} y^{-\beta/b_2} \right], \quad y \geq y' \quad (27)$$

$$1 - F_{Y_{max}}(y) \cong \frac{\beta}{\sqrt{CG}} y^{-\beta/b_2}, \quad y \geq y' \quad (28)$$

$$T_y \cong \frac{1}{\sqrt{CG}} y^{\beta/b_2} \quad (29)$$

olacaktır. Burada,

$$C = e^{\frac{\beta m_0}{b_1} - \beta/b_2} \quad (30)$$

ve G önceki bölümdeki 15 nolu denklemle veya 17 nolu denklemle verildiği gibidir. Bu denklemlerdeki γ ise,

$$\gamma = \beta \frac{b_3}{b_2} - 1 \quad (31)$$

şeklinindedir. Yukarıda verilen şekilde tarif edilen $F_{Y_{max}}(y)$ ' in en küçük geçerlilik sınırı ise,

$$y' = b_1 e^{\frac{b_2 m_0}{d} - b_3} \quad (32)$$

geklindedir. Bir yıldan daha değişik olan süreler için 27 ve 28 nolu denklemlerde \bar{V} yerine $\bar{V}t$ ifadesi kullanılmalıdır.

Dikkat edilecek olursa denklem (27), Gumbel'in uç değerler kavramındaki asimtotik uç değer dağılımının II nci tipi geklindedir. Bu dağılım da mühendislik yapılarının doğal yüklenmelerinin değerlendirilmesinde oldukça yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu yüklere ait en bilinen örnek yıllık maksimum rüzgâr hızıdır. (Rüzgâr kuvvetlerine ait Task komisyonu raporu 1961, Thom (1967). Rüzgâr hızı halinde ispat, asimtotik argümana dayanmaktadır (enbüyük N) burada ise durum aynı değildir. Burada sonuçlar kabul edilen varsayımların şekillerinin bir neticesi olmaktadır.

Burada verilen sonuçları kullanarak, projeyi yapan kişi incelediği alana ait pik zemin hızı ve pik zemin ivmesini hesaplayabilir. Bir önceki bölümde Türkiye'deki bir bölge için verilen nümerik değerler bu bölümde verilen parametre değerlerine dayanarak hesaplandığında, yaklaşık olarak

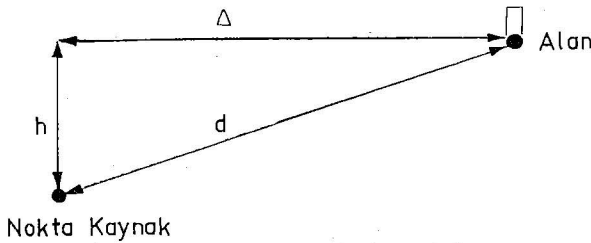
$$V = 7.5 \text{ cm/sn} = 3 \text{ inc/sn} \text{ hız ve}$$

$$a = 80 \text{ cm/sn}^2 = 0.08 \text{ g ivme değerleri bulunmaktadır.}$$

KAYNAKLARLA İLGİLİ GENEL SONUÇLAR

Gelişigüzel olarak seçilen alanlar civarındaki deprem kaynaklarının koşullarını ve geometrisini kolaylıkla temsil edebilmek için noktasal ve alan kaynaklara ait ilâve sonuçları da elde etmek gerekli olmaktadır. Bu tip sonuçların, genel koşullar altında nasıl kullanılacağı bu bölümde gösterilecektir.

Eğer deprem kaynaklarının incelenen alandan d gibi bir mesafede yoğun bir şekilde toplandığı açıklıkla bilinmekte ise bu tip kaynaklar, noktasal kaynak olarak kabul edilebilir. Şekil 5. Bu halde, odak uzaklığı d ile önceki bölümde verilen 22, 25, 27 ve 29 nolu denklemlerde herhangi bir belirsizlik olmayacaktır.



Şekil 5. Nokta Kaynak. (Kesit)

Burada, \bar{V} değerini, $M \geq m_0$ gibi ilgilenilen depremlerin yıllık ortalama sayısı ile eşit kabul etmekteyiz. Noktasal kaynak halinde denklem 15 teki geometri terimi ise,

$$G = d^{-(\gamma + 1)} \quad (33)$$

tan küçük olmayacağına dikkat edilmelidir. Dolayısıyla geometri faktörü, incelenen alan, kaynak alanın tam ortasına gelmesi halinde dahi sınırlı kalacaktır. Yani $\Delta = 0$ olduğu zaman depremin incelenen alanın tam altında meydana gelmesi pek mümkün olmayan bir ihtimâl olarak kalmaktadır.

Daha karmaşık deprem kaynak zonlarının bulunması halinde zemin hareketi değişkenlerinin maksimum değerleri için dağılım fonksiyonu yukarıdaki sonuçların kombinasyonu yapılarak bulunabilir. Örneğin çeşitli tipleri önceki bölümlerde incelenmiş olan (1, 2, ...n) sayıda bağımsız deprem kaynağının bulunması halinde, pik zemin ivmesi Y'nin maksimum değerinin y' den küçük olması ihtimali, 1 den n'ye kadar bütün kaynaklara ait maksimum Y değerlerinin hepsinin y'den küçük olması ihtimali ile aynıdır veya matematiksel olarak,

$$F_{Y_{\max}}(y) = F_{Y_{\max 1}}(y) F_{Y_{\max 2}}(y) \dots \dots F_{Y_{\max n}}(y) = \prod_{j=1}^n F_{Y_{\max j}}(y) \quad \text{dir.}$$

Burada $F_{Y_{\max}}(y)$, j sayıdaki kaynağa ait pik zemin ivmesi değerlerinin dağılımıdır. $V_j C_j$ ve G_j parametrelerin uygun değerleri $F_{Y_{\max}}(y)$ ifadesi (27) nolu denklemden bulunabilir. Dikkat edilecek olursa yukarıdaki gibi bir çözümlenme ile, aynı fay üzerine isabet eden farklı bütün kaynak zonları ve bunların muhtemel odak uzaklıkları hesaba katılmış olmaktadır. Denklem (27) ile verilen $F_{y1}(y)$ fonksiyonlarının üstel şekli için,

$$F_{Y_{\max}}(y) = \exp \left[- \sum_{j=1}^n V_j C_j G_j y^{-\beta_j/b_{2j}} \right] \quad y > y' \quad (36)$$

ifadesi verilmektedir. Burada y' , y'_j değerlerinin en büyüğüdür. y nin y' den büyük değerleri için dağılım kolaylıkla bulunabilir. (sadece çizgisel kaynak zonları bulunması halinde).

İncelenen alan civarındaki bütün kaynaklar için β , b_1 , b_2 , ve b_3 sabitleri aynı ise (36) nolu denklem aşağıdaki basit şekli almaktadır.

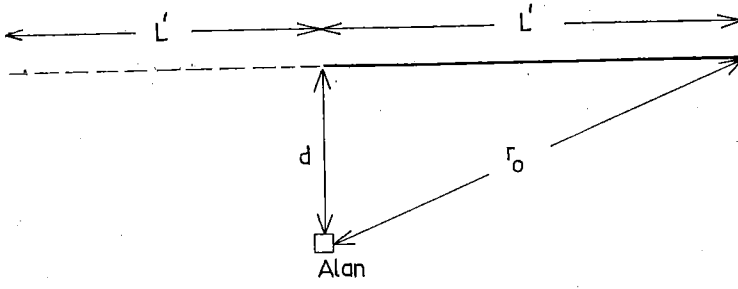
$$F_{Y_{\max}}(y) = \exp \left[- \bar{V} C G y^{-\beta/b_2} \right], \quad y > y' \quad (37)$$

Burada,

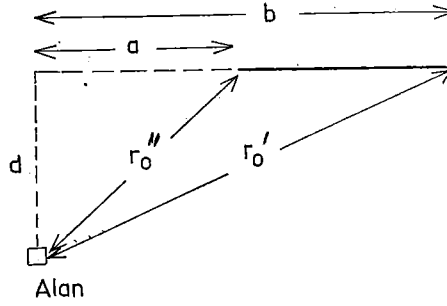
$$\bar{V} C G = \sum_{j=1}^n V_j C_j G_j \quad \text{dir.} \quad (38)$$

Aynı şekildeki bir sonuç (22) nolu denklemde verilen Modifiye Mercalli şiddet değerleri içinde geçerlidir. Özet olarak, dağılımlar, çeşitli kaynakların meydana getirdiği $\bar{V} C G$ değerlerinin toplamı olan toplam $\bar{V} C G$ ile aynı formdadır. Bu sonuç bağımsız Poisson süreçleri toplamının, ortalama oluş hızı, bağımsız herbir oluş hızının toplamına eşit olan, bir Poisson süreci olduğu gerçeğinin yansımasıdır.

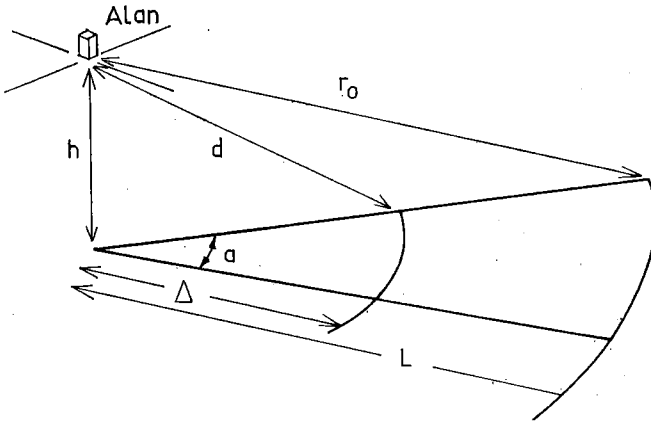
Bu sonuç, simetrik olmayan kaynak zonlarında, geometrik faktörün tayini için kullanılabilir. Örneğin; Şekil 7 a'da gösterilen bir kaynak için geometrik faktör G, simetrik bir kaynak için elde edilen G değerinin yarısına eşit olmaktadır. Şekil 7 b'deki kaynak içinse Geometrik faktör, simetrik kay-



a) 1 nci Durum



b) 2 nci Durum



c) 3. ncü durum perspektif

Şekil 7. Simetrik olmayan kaynaklar.

nak uzunluğu 2 b'nin yarısından simetrik kaynak uzunluğu 2 a'nın yarısının çıkarılmasına eşit olmaktadır. Veya

$$G = \frac{1}{2} [G' - G''] \quad (39)$$

formülü ile hesaplanmaktadır. Burada G' ve G'' değerleri (15) nolu denklemde r₀ yerine sırasıyla r'₀ ve r''₀ değerlerinin kullanılması ile elde edilmektedir. Bu konu ile ilgili bir örnek aşağıda verilmiştir. Bu sonuç aynı zamanda, her yerinde sabit ortalama oluş hızına sahip olmayan fayların, her farklı oluş hızına sahip kısımlarının ayrı ayrı ele alınarak incelenmesini de kolaylaştırmaktadır.

Benzer şekilde, şekil 7 C'de gösterilen bir kaynak zona ait geometrik faktörde,

$$G_{\alpha} = \frac{\alpha}{2\pi} G_{2\pi} \quad (40)$$

formülü ile hesaplanabilir. Burada G_{2π} (34) nolu denklemdeki gibi, bölgesel bir alanın tümüne ait bir sonuçtur. Sayısal örnekte de gösterileceği gibi herhangi bir şekle sahip olan bir bölgesel kaynak, yukarıda açıklanan basit kaynak şekillerine ayrılmak suretiyle büyük bir yaklaşıklıkla ve kolaylıkla modellenip, hesaplanabilir.

(37) nolu denklemle verilen olasılığın küçük değerlerine ait yaklaşıklık, 1-F_{Ymax}(y),

$$1 - F_{Ymax}(y) \cong C y^{-\beta/b_2} \sum_{j=1}^n \bar{V}_j G_j \quad (41)$$

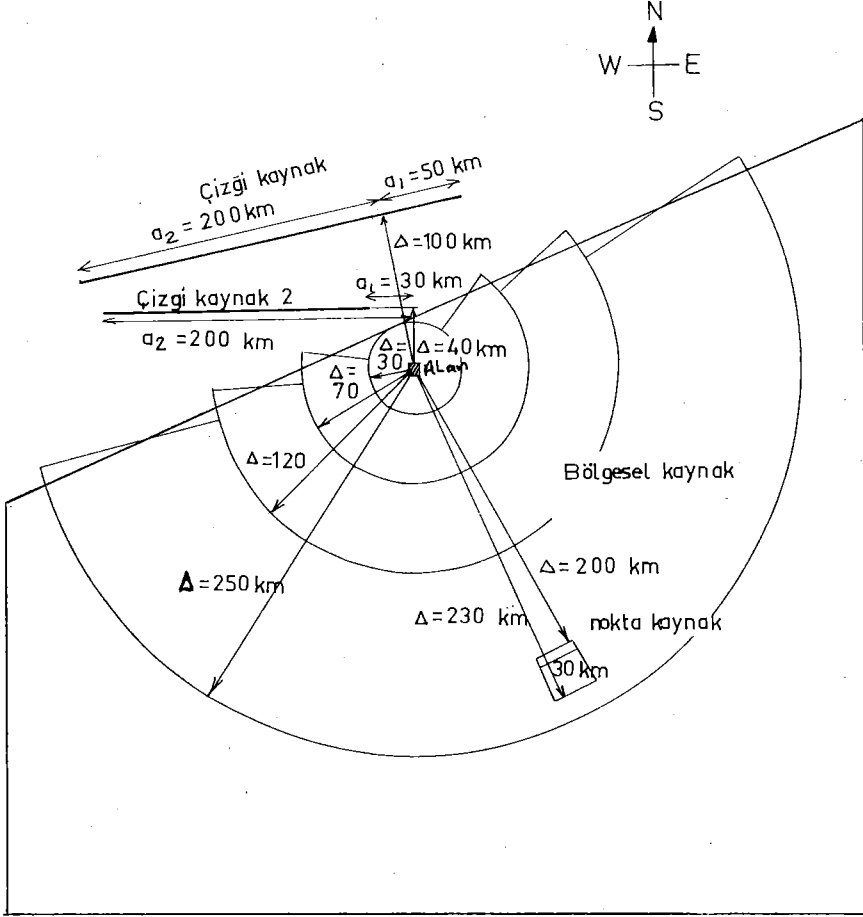
olmaktadır. Böylece yıllık maksimumun küçük olasılıkları, her kaynağa ait yıllık olasılıkların toplamından meydana gelmiş olan y değerini aşmaktadır. Aynı zamanda tekerrür periyodunun büyük değerleride yaklaşık olarak,

$$T_y \cong \frac{1}{C \sum V_j G_j} y^{\beta/b_2} \quad (42)$$

formülü ile hesaplanmaktadır.

SAYISAL ÖRNEK

Yukarıda anlatılanları açıklıkla belirtebilmek amacı ile Şekil 8 deki gibi bir alan kabul edilmiştir. Bu alanın kalın bir alüvyon tabaka üzerinde olduğu ve bu kalın alüvyal örtü nedeniyle alanın altında ve güneyi ile doğusunda jeolojik yapının etrafı olarak bilinmediği varsayılmıştır. Tarihi sismolojik kayıtlardan anlaşıldığına göre, depremler hep incelenen alanında bulunduğu düzlükte olmaktadır. Ancak deprem kayıtları, belli bir fay sistemini ke-



Şekil 8. Sayısal örnek için plân.

sinlikle ortaya çıkarabilmemize yetecek doğrulukta ve sayıda değildir. Proje mühendisi, bütün bölgede herbir birim alanın, gelecekte eşit olarak deprem meydana getirme şansının var olduğunu kabul etmiş ve buna göre tedbir almayı benimsemiştir.

Depremlerin bölgedeki ortalama oluş hızı km^2 başına $V=1.0 \times 10^{-6}$ olarak bulunmuştur. Bu değer, bölgedeki magnitudü 4 ve daha büyük olan toplam deprem sayısının, bölgenin alanına bölünmesi ile elde edilmiştir.

Tarihi kayıtlar, tek farklılığın 200 km güneydoğudaki küçük bir alanda olduğunu göstermektedir. Bu alan da kalın bir alüvyal dolgu üzerindedir. Burada meydana gelen depremlerin oluş frekansları yüksektir ve birkaç yüksek magnitudü depreminde meydana geldiği bilinmektedir. Proje mühendisi, β parametresinde bu gibi lokal farklılıkların doğurabileceği değişimleri bilmesine rağmen bütün bölge için aynı β değerini kullanmayı tercih etmiştir. (Bütün

bölge için $\beta = 1.6$ dir). Başka bir deyişle, proje mühendisi küçük bir alanda gözlenmiş olan büyük magnitüdlerin bütün bölgede aynı yoğunluğa sahip olduklarını varsaymıştır. Ortalama oluş hızı büyüdükçe gözlem sayısı artmakta, daha doğrusu verilen belli bir zaman periyodu içerisindeki gözlemler bu çeşit büyük magnitüd değerlerini de kapsamaktadır. Örneğimizde olduğu gibi ortalama oluş hızının tayininde hangi alanın kullanılacağı düşünülebilir. Ancak ortalama oluş hızının ($V=1.0 \times 10^{-4}$) tayininde küçük alan yeteri kadar küçük (şekilde 30×30 km gösterilmiştir) ve incelediğimiz alandan yeteri kadar uzaklıkta (200 km) olduğu için kritik bir önem taşımamaktadır ve bu alan ortalama oluş hızı $\bar{V}=0.09$ olan bir nokta kaynak olarak değerlendirilebilir.

Son olarak, jeolojik yapının aflöre ettiği kuzeybatı kısımda iki fayın mevcut olduğu kabul edilmiştir. Geçmişteki aktivite, 1 nci fay ve benzeri diğer jeolojik faylar üzerindeki ortalama oluş hızının $V = 1.0 \times 10^{-4}$ olduğunu göstermektedir. Hemen yakınındaki 2 nci fay üzerinde ise hiçbir deprem episantrı bulunmamasına rağmen, 1. nci fay ile olan jeolojik benzerlikleri nedeniyle, bunda 1 nci fay ile eşit bir aktivite gösterebileceği varsayılmıştır.

Dairesel şekilde alan dilimleri kullanılarak bölge şekil 8'de gösterildiği gibi modellenmiştir. Değişik kaynaklara ait Geometrik faktörler (G_i) tablo 1, Bölüm 1 de ve bütün bu kaynakların meydana getirdikleri pik zemin ivmesi (A), pik zemin hızı (V) ve pik zemin deplasmanı (D) değerlerinin toplamı tablo 1, Bölüm 2 de verilmiştir. Sonuç olarak maksimum zemin ivmesi, hız ve deplasmanın t yıllık bir zaman süresi içerisindeki dağılımları aşağıdaki gibi olmaktadır.

$$F_{Amax}(a) = \exp [- 14.7 t a^{-2}]$$

$$F_{Vmax}(v) = \exp [- 0.0367 t v^{-1.6}]$$

$$F_{Dmax}(d) = \exp [- 0.142 t d^{-1.33}]$$

Yıllık maksimumların yaklaşık dağılımları ise;

$$1 - F_{Amax}(a) \cong 14.7 a^{-2}$$

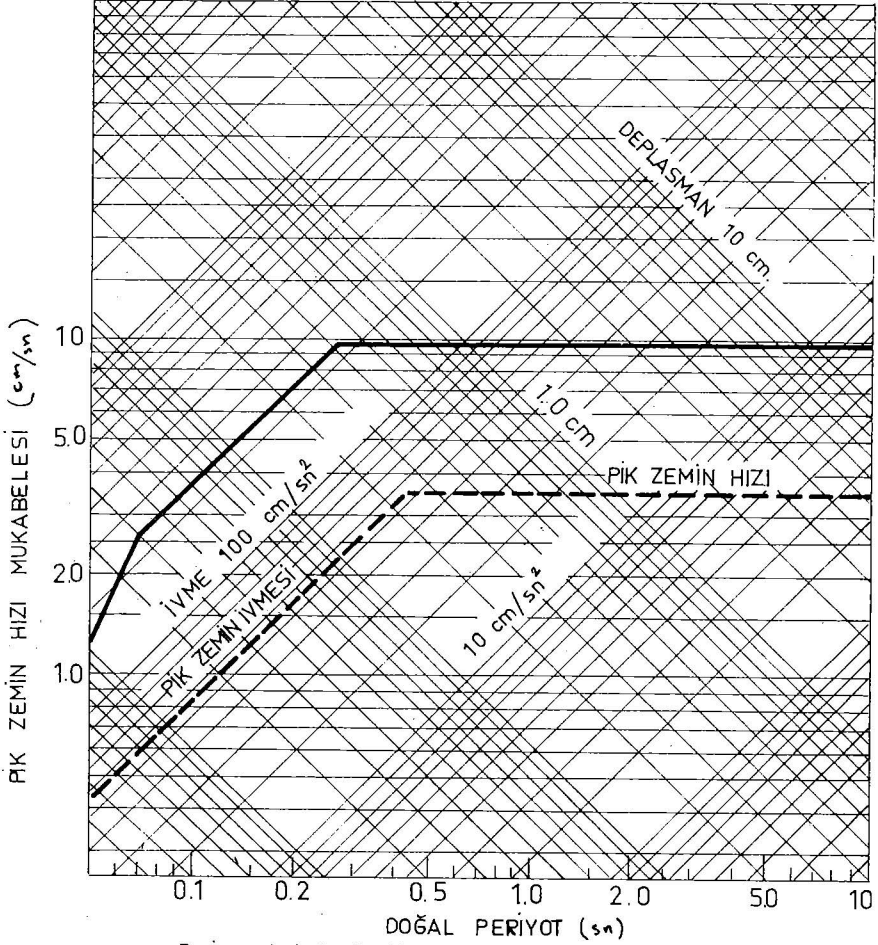
$$1 - F_{Vmax}(v) \cong 0.0367 v^{-1.6}$$

$$1 - F_{Dmax}(d) \cong 0.142 d^{-1.33} \text{ olmaktadır.}$$

Tekerrür periyodları ise, $T_a \cong 0.0681 a^2$, $T_v \cong 27.3 V^{1.6}$, $T_d \cong 7.05 d^{1.33}$ veya $a \cong 3.88 T_a^{0.5}$, $V \cong 0.126 T_v^{0.625}$ ve $d \cong 0.231 T_d^{0.75}$ olmaktadır.

Eğer 200 yıllık tekerrür periyodu için mukabele spektrum'u çizilmek istenirse, bu spektrum'un $a_{200} = 55 \text{ cm/sn}^2 = 0.054 \text{ g}$, $V_{200} = 3.5 \text{ cm/sn}$ ve $d_{200} = 12.5 \text{ cm}$ lik dizayn zemin hareketlerini esas olarak kabul etmesi gerecektir. Proje dizaynı için Newmark (1967) tarafından önerilen spektrum çizim metodu kullanılarak elde edilen dinamik mukabele spektrumu şekil 9 da gösterilmiştir.

Şekil 9 daki spektuma dikkat edildiğinde, bütün zemin hareketi parametrelerinin uygun oranla artırılması halinde (1-F) veya (1/T) olarak tarif edilen risk'in pik ivme için pik hız değerinden daha çabuk ve pik hız için, pik deplasmandan daha çabuk azaldığı görülmektedir. Bunun anlamı şudur: Kısa periyotlu yapılar, dizayn seviyesinde aynı yüzde oranındaki bir artışa karşılık, uzun periyotlu yapılara oranla daha büyük risk azalması göstermektedir.



Proje mukabele Spektrumu : kritik sönümün % 2 si
Şekil. 9. Dinamik mukabele Spektrumu.

Tablo 1 de, $\sum V_i G_i$ veya yaklaşık olarak risk (1-F) değerine etki eden faktörleri incelediğimizde, pik ivme riskleri üzerindeki en büyük etkinin fayların yakınlığı olduğu görülmektedir. Pik ivmelerin relatif olarak küçük değerler vermesine rağmen, magnitüderin frekanslarının yüksek oluşu lokal olarak yüksek ivme değerleri elde edilmesine neden olmaktadır. Daha uzak deprem kaynakları ise uzun periyotlu yapıların riskleri üzerinde önemli etkiler yapmaktadır. Bu etkilere örnek olarak $\sum V_i G_i$ faktörü üzerinde hız ve deplasmanın katgıları gösterilebilir. Pik deplasmanda mesafe ile ilgili olan küçük bir azalma, uzun mesafeler için dahi büyük etkilere sebep olmaktadır. Bu gerçek pik ivme değeri 0.05 g civarında olan deprem kayıtlarında görülenler ile karşılaştırıldığında 12,5 cm lik bir deplasmanın, neden oldukça büyük ve önemli olduğunu açıklamaktadır.

TABLE 1 , BÖLÜM 1
Sayısal örnek

Kaynak	d	r ₀	G _i		
			A	V	D
Çizgi kaynak 1					
Sağdaki kısım:	104	1153	5.12 X 10 ⁻⁷	1.73 X 10 ⁻⁴	3.66 X 10 ⁻³
Soldaki kısım	104	241	1.06 X 10 ⁻⁶	3.17 X 10 ⁻⁴	5.99 X 10 ⁻³
Çizgi kaynak 2					
Toplam	49	206	3.18 X 10 ⁻⁵	1.98 X 10 ⁻³	1.55 X 10 ⁻²
a1 Kısım (-)	49	57.5	-7.28 X 10 ⁻⁶	-0.94 X 10 ⁻³	-1.082 X 10 ⁻²
Bölgesel kaynak halkaları					
1, α = 2π	28.3	45	24.8 X 10 ⁻⁴	2.44 X 10 ⁻¹	1.76
2, α = 4.38	45	75.5	7.0 X 10 ⁻⁴	1.14 X 10 ⁻¹	1.28
3, α = 3.78	75.5	123.5	2.11 X 10 ⁻⁴	0.65 X 10 ⁻¹	0.98
4, α = 3.44	123.5	252	0.80 X 10 ⁻⁴	0.61 X 10 ⁻¹	1.16
5, α = π	252	∞	0.23 X 10 ⁻⁴	0.60 X 10 ⁻¹	10.49
Mekta kaynak		216	4.7 X 10 ⁻¹⁰	4.4 X 10 ⁻⁷	1.1 X 10 ⁻⁵

Kabuller: $h = \sqrt{20^2 + 20^2} = 28.3 \text{ km}; \beta = 1.6; m_0 = 4$
Pik ivme: $b_1 = 2000; b_2 = 0.8; b_3 = 2; C = 2.4 \times 10^9$
Pik hız: $b_1 = 16; b_2 = 1.0; b_3 = 1.7; C = 4.98 \times 10^4$
Pik deplasman: $b_1 = 7; b_2 = 1.2; b_3 = 1.6; C = 7.8 \times 10^3$

TABLE 2, BÖLÜM 2
Sayısal örnek

Kaynak	V _i G _i		
	A	V	D
Çizgi kaynak 1			
Sağdaki kısım	5.12 X 10 ⁻¹¹	1.73 X 10 ⁻⁸	3.36 X 10 ⁻⁷
Soldaki kısım	106 X 10 ⁻¹¹	3.17 X 10 ⁻⁸	5.99 X 10 ⁻⁷
Çizgi kaynak 2			
Toplam	318 X 10 ⁻¹¹	19.8 X 10 ⁻⁸	15.5 X 10 ⁻⁷
a1 Kısım (-)	- 728 X 10 ⁻¹¹	- 9.4 X 10 ⁻⁸	1082 X 10 ⁻⁷
Bölgesel kaynak halkaları			
1, α = 2π	249 X 10 ⁻¹¹	2.44 X 10 ⁻⁸	17.6 X 10 ⁻⁷
2, α = 4.38	70 X 10 ⁻¹¹	11.4 X 10 ⁻⁸	12.8 X 10 ⁻⁷
3, α = 3.78	21.1 X 10 ⁻¹¹	6.5 X 10 ⁻⁸	9.8 X 10 ⁻⁷
4, α = 3.44	8.0 X 10 ⁻¹¹	6.1 X 10 ⁻⁸	11.6 X 10 ⁻⁷
5, α = π	2.3 X 10 ⁻¹¹	6.0 X 10 ⁻⁸	104.9 X 10 ⁻⁷
	4.3 X 10 ⁻¹¹	4.1 X 10 ⁻⁸	9.6 X 10 ⁻⁷
Toplam	616 X 10 ⁻¹¹	73.7 X 10 ⁻⁸	182 X 10 ⁻⁷

VARSAYIMLAR VE YAYGINLAŞTIRMALAR

Bu makalede ortaya konulan metotta mühendislik projelerindeki amaçlara uygunluk sağlamak için bazı konularda mantiki olan bir takım varsayımlar yapılırken bazı konuların da üzerinde fazla durulmamıştır. Ancak bu konuların metodun esasını önemli ölçüde değiştirebilecek önemi yoktur. Özellikle magnitud dağılımları, magnitud ve odak uzaklığı ile alandaki zemin hareketleri arasındaki ilişkileri veren bağıntıların temeline fazla inilmemiştir. Zira bu bağıntılar kolayca değiştirilebilir, veya bir değer yerine bir başkası konulabilir; bu durumda sadece bir takım integraller değişecektir.

Makalede mağnitüd dağımları, sınırlandırılmamış üstel fonksiyon cinsinden dağımlar olarak kabul edilmişlerdir. Daha büyük ve daha ender görülen mağnitüdüler için güvenle şu veya bu varsayımda bulunmamıza yetecek bilgi ve veri mevcut değildir. (Rosenblueth 1964). Aslında bu tip çok büyük değerler için, bölgeden bölgeye, parametrelerde bir hayli değişmektedir. Depremlerin mağnitüdüleri sınırlı olabilir. Polinominal şekildeki dağılım fonksiyonları ve sınırlandırılmış üstel dağımlar için oldukça iyi analitik sonuçlar elde etmek mümkündür. Ancak henüz araştırma safhasında olan bu konuların etkisi daha çok büyük tekerrür periyotları üzerinde önemli olabilir.

Bilinen ilişkilerin sonuçları, farklı odak uzaklıkları için, diğer fonksiyonların belirli bölümlerinde de kullanılabilir. Örneğin, kaynaktan belli bir r' uzaklığında bulunan bir noktadaki Y değerinde, mesafe ile bir azalma olmadığı varsayılırsa (Housner 1965, İpek ve arkadaşları 1965) bölgesel bir alan, $d \leq r \leq r'$ ve $r' \leq r \leq r_0$ gibi iki kısıma ayrılabilir. Bunlardan biricisinde, b_3 , sıfıra eşit olacak şekilde ve b_1 ve b_2 değeride yakın kaynak şartlarına uyacak şekilde ayarlanmalıdır. Sınırlı mağnitüd dağımları ile birleştirilen bu işlem maksimum zemin hareketlerinin üst sınırları hakkında, doğacak her türlü şüpheyi ortadan kaldırmakta kolaylık sağlar. (Housner, 1965).

Metodun bir diğer avantajı da, metottaki bazı temel varsayımların daha kolay ihmâl edilebilmesidir. Bu durum özellikle şu iki varsayımda kendini göstermektedir. a.) Depremlerin yayılma etkileri incelenirken, deprem odak mekanizmasının bir noktada toplanmış olduğu varsayımı ve b.) İzoseistlerin dairesel olduğu varsayımı. Bu varsayımlar, genellikle projelendirme çalışmalarında kullanılmaktadır ve bunlar temelde, tamamen doğru oldukları için değil, alternatifi olan metot ve bilgilerin nadiren faydalı sonuçlar verdiği için pek sık kullanılırlar. Azalma ve ölçekleme kuralları üzerindeki istatistiki bilgilerin büyük bir çoğunluğu bu iki varsayımı esas kabul etmiştir. (ortalama değerler gibi). Eğer elde, sınırlı mekanizma uzunluğu, elips şeklindeki izoseistler v.b. gibi karışık matematiksel çözümler gerektiren varsayımların kullanılmasını haklı gösteren yeterli bilgiler varsa, bu halde yukarda açıklanan metoda bu varsayımlarda dahil edilebilir.

Daha temel varsayımlar ise şunlardır.

a—) Bir çizgi kaynak üzerindeki veya bir bölgesel kaynak içersindeki her noktada deprem olayının meydana gelme ihtimali eşitir.

b—) Depremlerin ortalama oluş hızları zaman içersinde sabittir.

c—) Depremlerin oluş özellikleri poisson sürecine uymaktadır.

Eğer eldeki veri ve gözlemler yukarda a—) maddesinde belirtilen eşit meydana gelme ihtimalinin aksini göstermekte ise, bu halde yalnızca kaynak üzerindeki aktivite gösteren bölümlerin kıyaslama teknikleri ile ayrı ayrı kaynaklar olarak kabul edilmesi akla yakın olmaktadır.

Eğer mühendis veya sismolog, b—) maddesinde belirtilen, oluş hızlarının zaman içersinde sabit olduğu varsayımının dışında bir varsayım yapmak isterse, bu halde metotta yapılacak küçük değişikliklerle zaman bakımından olan bu homojen olmama sorunu kolayca halledilebilir. (Parzen 1962, Cornell 1964). Bu değişiklik (21) nolu denklemin aşağdaki gibi olmasına neden olacaktır.

$$P [I_{\max} \leq i] = \exp \left[-P_i \int_0^t v(\tau) d\tau \right] \quad (43)$$

Burada $v(\tau)$, τ süresi içerisindeki ortalama oluş hızıdır,

Bununla beraber, depremlerin oluşlarının Poisson sürecindeki modele uygun olduğu varsayımı kolayca reddedilemez. Aslında Poisson varsayımı ne fizik bakımından elastik geri sekme teorisi ile (elastic rebound theory) ne de deprem fırtınaları ve repliklerin oluşları ile bağdaşmaktadır. Elastik geri-sekme teorisi, yakın bir geçmişte aktivite göstermiş bir zonun gelecekteki depremlerin kaynağı olma şansının, aktif olmasına rağmen uzun bir süreden beri sakin görünen bir zona oranla daha az olduğunu göstermektedir. Bu tip olaylar, prensip olarak daha genel ve yenilenmiş bir takım süreçlerin veya Markov süreci modellerinin uygulanması ile giderilebilmektedir. (Aki 1956, Vere-Jones 1936). Mühendislik amaçları için Poisson modeli sonuçları pekçok nedenlerden ötürü oldukça yeterli kabul edilmektedir. (Rosenblueth 1966, Lomnitz 1966), Aslında deprem fırtınaları ve replikler hariç tutulursa, mühendislik bakımından önem taşıyan büyük depremlere ait veriler, Poisson sürecini açıkça çürütecek bir durum göstermemektedir. (Lomnitz 1966, Wenner 1937, Knopoff 1964, Niazi 1964). Gerçeğe daha uygun ve hassas teorik modeller bulunsa bile sismolog'un pek çok bölgede, Poisson sürecinden başka bir model kullanması veya ortalama oluş hızından başka değişik bir çok parametreleri tahmin etmesi için gerekli olan istatistik veri ve diğer bilgileri bulabileceği şüphelidir.

İnşaat Mühendisleri, projeleri için hazırlanmış olan mukabele spektrumları ile daha çok ilgilenmektedirler. Depremler sırasındaki zemin hareketlerinde olduğu gibi, gelişigüzel kuvvet fonksiyonlarında da, hareketin devam süresinin pik mukabele değeri üzerinde etkisi vardır. (Rosenblueth 1964, Crandall ve Mark 1963.). M,R ve hareketin devam süresi arasındaki ilişki ve pik mukabele ile devam süresi ve ümit edilen pik zemin ivmesi veya hızı arasında bağıntı kuracak bir fonksiyon verildiğinde, metodun basit bir uygulaması yukarıdaki gibi bir mukabele spektrumu ortaya çıkaracaktır. Ayrıca, pik mukabeledeki gelişigüzelliğin (randomness of peak response) parametreleri verilmiş bir gelişigüzel hareket üzerindeki etkileride hesaba katılmış olarak çizilebilen bu tip mukabele spektrumunda, mukabelelenin olasılığı, verilen bir ekonomik ömrüde aşmamış olacaktır. Bu son etkinin ihmal edilebilecek kadar küçük olacağı kanısını uyandıran kuvvetli bir sebep vardır. (Rosenblueth 1964, Borges 1956).

Bu makalede verilen metod hernekadar belli bir küçük alandaki deprem riskinin analizi için geliştirilmişse de bölgesel sismik ihtimaller haritalarının hazırlanmasında da, seçilen bir karelaaj sisteminin kesim noktalarındaki riskler hesaplanarak, uygulanabilir. Bu haritalarda, proje rüzgâr yüklerinin gösterildiği haritalara benzer şekilde (Thom 1967) eşit tekerrür periyotları için maksimum zemin hareketleri konturlarla gösterilebilir. Bu yolla istenilen büyüklükteki ölçeklere sahip güvenilir haritalar hazırlanabilir. Belki de bu metodun en büyük avantajı, bu tip haritaların hazırlanmasına olanak sağlaması ve dolayısıyla bir bölgedeki bütün daha küçük alanlar için yapılan varsayımları bu yolla garanti altına almış olmasıdır. Bu konuda çalışan sismologların yapacakları bütün varsayımların açık, sayısal, yeni olaylar karşısında yeniliklere açık ve modası geçmemiş olması gerekmektedir.

Herşeye rağmen bu tip bir çalışmadan sonra geriye, aktif kaynakların, bu kaynaklara ait ortalama aktivite hızlarının ve lokal zemin yapısı etkilerinin bilinmesi gibi büyük güçlükler kalmaktadır.

S O N U Ç

Bu makalede belirli bir alandaki deprem riskini değerlendirmeye yarayan kantitatif bir metot ortaya konmuştur. Metot'ta bu alanın civarında değişik deprem kaynak zonlarının bulunması halinde, herbir kaynak zon'a ait geometrik faktörler farklı deklemlerle açıklanmış ve bunların alan üzerindeki toplam etkileri incelenmiştir.

Böyle bir metot, bir yapı sisteminin dayanıklılığının artması halinde hasar riskinin nasıl büyük bir hızla azaldığını tayin etmek için gerekli olmaktadır. Bu tip kantitatif ilişkiler olmadan, işletme kuralları, standarttan daha düşük performans veya sistem bozulması ile ilgili mantıki ve ekonomik girişimlerde bulunulamaz.

Burada açıklanan metot, sismologlar tarafından verilen sismisite ile ilgili bilgilerle uygunluk gösteren bir mühendislik analizi yapmak için gereken şartları ortaya koymaktadır. Sismologlardan sağlanan sismisite ile ilgili bilgiler, deprem kaynak zonlarındaki ortalama aktivite hızları, bu kaynaklardaki değişik mağnitüdü depremlerin relatif ihtimalleri ve bölge için kabul edilebilecek mesafe, mağnitüd ve diğer alan karakteristikleri arasındaki ilişkileri kapsamaktadır.

Elde edilen sonuçlar, kolayca uygulanabilen ve kolayca değerlendirilebilen bir biçimde olup, yapılan varsayımların doğruluğu gözden geçirilmeye elverişli görülmektedir.

Kullanılan ilişkilerde, en fazla, varsayım yapılan fonksiyonlar için yer hareketi parametrelerinin olasılık dağılımlarının üst uçları, teorik olarak, uç değerler teorisinin (extreme value theory) I nci veya II nci uç değer tipleridir.

KAYNAKLAR

- 1 — Aki, K. (1956). Some problems in statistical seismology, *Zisin*, 8, 205-228.
- 2 — Allen, C. R., P. St. Amand, C.F. Richter and J.M. Nordquist (1965) Relationship between seismicity and geologic structure in the southern California region, *Bull. Seism. Soc. Am.* 55, 753-797.
- 3 — Benjamin, J.R. (1967). Probabilistic models for seismic force design, ASCE National Convention, Seattle.
- 4 — Blume, J.A. (1965). Earthquake Ground motion and engineering procedures for important installations near active faults. *Proc. Third World Conf. on Earth. (New Zealand)*, IV-53.
- 5 — Blume, J.A., N.M. Newmark and L.H. Corning (1961). Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions, Portland Cement Assoc. Chicago.
- 6 — Borges, J.F. (1965) Statistical estimate of seismic loadings, Preliminary Publ. V. Congress. IABSE, Lisbon.

- 7 — Borgman, L.E. (1936). Risk criteria, ASCE, WW3, 1.35
- 8 — Cornell, C.A. (1964). Stochastic Process Models in Structural Engineering, C.E. Tech Report 34, Stanford University, Calif.
- 9 — Crandall, S.H. and W.M. Mark (1963). Random Vibration in Mechanical Systems, Academic Press, New York.
- 10 — Dick, I.D. (1965) Extreme value theory and earthquakes, Proc. Third World Conf. on Eq. Eng. New Zealand. III 45-55.
- 11 — Epstein, B. and H. Brooks (1948). The theory of extreme values and its implications in the study of the dielectric strength of paper capacitors, J. Appl. Phys. 19, 544-550.
- 12 — Epstein, B. and C. Lomnitz (1966). A model for the occurrence of large earthquakes, Nature, 221 954-956.
- 13 — Esteva, L. (1967) Criteria for the construction of spectra for seismic design, Third Panamerican Symposium on Structures, Caracas, Venezuela.
- 14 — Esteva, L. and E. Rosenblueth (1964). Spectra of earthquakes at moderate and large distance, Soc. Mex. de Ign. Sismica, Mexico II, 1-17.
- 15 — Gumbel, E.J. (1958). Extreme Value Statistics, Columbia University Press, New York.
- 16 — Gzovsky, M.V. (1962). Tectonophysics and earthquake forecasting, Bull. Seism. Soc. Am. 52, 485-505.
- 17 — Housner, G.W. (1952). Spectrum intensities of strong motion earthquakes, Proc. Sym. on Earthquakes and Blast Effects on Structures, Los Angeles.
- 18 — Housner, G.W. (1952). Spectrum intensities of strong motion earthquakes, Proc. Sym. on Earthquakes and Blast Effects on Structures, Los Angeles.
- 19 — Housner, G.W. (1965). Intensity of earthquake ground shaking near the causative fault, Proc. Third World Conf. on Eq. Engr. 94-111.
- 20 — Ipek, M. et al (1965). Earthquake zones of Turkey according to seismological data, Prof. Conf. Earthquake Resistant Construction Regulation Regulations, (in Turkish) Ankara, Turkey.
- 21 — Isacks, B. and J. Oliver (1964). Seismic waves with frequencies from 1 to 100 cycles per second recorded in a deep mine in northern New Jersey, Bull. Seism. Soc. Am. 54, 1941-1979.
- 22 — Kanai, K. (1961). An empirical formula for the spectrum of strong earthquake motions, Bull. Earth. Res. Inst. 39, 85-95.
- 23 — Kawasumi, H. (1951). Measures of earthquake danger and expectancy of maximum intensity throughout Japan as inferred from the seismic activity in historical times, Bull Earthquake Res. Inst. 29.
- 24 — Knopoff, L. (1964). The statistics of earthquakes in southern California, Bull. Seism. Soc. Am. 54, 1871-1873.
Proc. Third World Conf. on Eq. Engr. New Zealand III, 151-167.
- 25 — Lomnitz, C. (1966). Statistical prediction of earthquakes, Reviews of Geophys. 4, 337-393.
- 26 — Milne, V.G. and A.G. Davenport (1965). Statistical parameters applied to seismic regionalization, Proc. Third World Conf. on Earth. Eng., New Zealand, III, 181-194.

- 27 — Muto, K., R.W. Bailey and K.J. Mitchell (1963). Special requirements for the design of nuclear power stations to withstand earthquakes, Proc. Instn. Mech. Eng. 117, 155-203.
- 28 — Newmark, N.M. (1965). Current trends in the seismic analysis and design of high rise structures, Proc. Symp. on Earthquake Eng. Vancouver. B.C,
- 29 — Newmark, N.M. (1967). Design Criteria for Nuclear Reactors Subjected to Earthquake Hazards, Urbana, III.
- 30 — Niazi, M. (1974). Seismicity of northern California and western Nevada, Bull. Seism. Soc. Am. 54, 845-850.
- 31 — Nordquist, J.M. (1945). Theory of Largest Values Applied to Earthquake Magnitudes, Trans. Am. Geo. Union, 26, 29, 31.
- 32 — Parzen, E. (1962). Stochastic Processes, Holden-Day. San Francisco,
- 33 — Richter, C.F. (1958). Elementary Seismology, W.H. Freeman and Co., San Francisco.
- 34 — Richter, C.F. (1959). Seismic regionalization, Bull. Seism. Soc. Am. 49, 123-162.
- 35 — Rosenblueth, E. (1964). Probabilistic design to resist earthquakes, Proc. ASCE, 90, 189-219.
- 36 — Rosenblueth, E. (1966). On seismicity, Seminar in the Application of Statistics to Structural Mechanics, Dept. of Civil Engr., Univ. of Penn.
- 37 — Sandi, H. (1966). Earthquake simulation for the estimate of structural safety, Proc. Ing. Symp. A.I.L.E.M., Mexic City.
- 38 — Task Comm. on Wind Forces (1961). Wind forces on structures. Trans. ASCE, 126, 1124-1198.
- 39 — Thom, H.C.S. (1967). New distributions of extreme winds in the United States, Conf Preprint 431, ASCE. envir. Eng. Conf. Dallas.
- 40 — Uniform Building Code, 1967 Edition, (1967). Inter. Conf. of Building Officials, Los Angeles.
- 41 — Veletsos, A.S., N.M. Newmark and C.V. Chelapati (1965). Deformation spectra for elastic and elasto-plastic systems subjected to ground shock and earthquake motions, Proc. Third World Conf. on Earth. Eng. New Zealand, II, 663-682.
- 42 — Vere-Jones, D. (1966). A Markov model for aftershock occurrences, Pure and Applied Geophys. 64, 31-42.
- 43 — Wenner. E. (1937). Statistics of earthquakes I, and II, Ger. Geitr. Geophys. 50, 85-99 and 223-228.
- 44 — Wiggins, J.H. (1964). Effect of site conditions on earthquake intensity. Proc. ASCE, 90, 279-312.

BANJALUKA ŞEHRİNİN SİSMİK MİKROBÖLGELEME ETÜDÜ VE MÜHENDİSLİK SİSMOLOJİSİ ARAŞTIRMA ÇALIŞMA PROJESİ

Yazan :
Dr. M. STOJKOVIÇ

Çeviren :
Ahmet TABBAN (*)

Ö Z E T :

26-27 Ekim 1969 Depreminden hemen sonra bilimsel ve mesleki elemanlardan meydana gelen bir grup, bu depremin episantr zonunda arazinin sismik Mikro bölgeleştirilmesi ve Banjaluka'nın kentsel bölgesinin ayrıntılı olarak incelenmesi projesi'ni hazırlamışlardır.

Bu projede öngörülen çalışmaların gayesi, Bosanska-Krajina bölgesindeki şiddetli depremler'in oluşu incelenerek, Banjaluka'nın yeni İmar plânı için, gerekli jeolojik ve sismolojik baz haritaları geliştirmektir.

Mühendislik Sismolojisi araştırması, yeni İmar plânı için zorunlu olan sismik mikrobölgeleme haritasını elde etmek ve kentin belirli zonlarındaki sismik şartları gözönüne alarak şehircilere, mimarlara ve mühendislere tavsiyelerde bulunmak "Sismik bölgelerde yapılacak yapılar için geçici teknik yönetmelik'in kriterlerine uygun olarak, Banjaluka kenti için proje, sismik katsayıları tayin etmek gayeleri ile plânlanmıştır.

S U M M A R Y :

Immediately after the earthquake of 26. and 27. Oct., 1969 a group of scientific and professional workers prepared: "Project for regional investigation of the epicentral zone of the 26. — 27. Oct, 1969 earthquake for the purpose of the seismic microzoning of the terrain and detailed investigations of the urban of Banjaluka also for the seismic micro zoning of the terrain."

The purpose of the whole design work was to investigate the occurrence of strong earthquakes in the

(*) İmar ve İskân Bakanlığı, Deprem Araştırma Enstitüsü, Jeoloji Bölümü Baş Uzmanı

area of Bosanska Krajina in order to elaborate necessary geological and seismological base maps necessary for the new urban plan of Banja Luka.

The Engineering seismological research work has been designed in order to obtain the Seismic micro-zoning map as essential engineering seismological basic map for the new urban plan, and also, after taking into consideration the local seismic conditions of the ground for certain zones of the town area, to give recommendations for urban and architectural-engineering designing, as well as to determine the designing forces for the town area of Banjaluka following the construction in seismic areas.

I. Banjaluka kenti civarında 26-27 Ekim 1969 depremi etkilerinin incelenmesi :

- I. 1. Yapı hasar derecelerini ve Sismik şiddeti gösterir harita.
 - a) Kent bölgesi içinde malzemesine, tipine, temel şekline ve diğer önemli karakteristiklerine göre seçilerek sınıflandırılmış 2000-2500 yapının hasar kaydının tutulması.
 - b) Sismik Mikrobölgeleme Haritası taslağının yapılması.
 - c) İncelenen yapıların malzeme, yapı tipi, temel özellikleri, fotoğrafları ile hasarları ve karakteristik detayları üzerinde veri ihtiva eden katalogların hazırlanması.
 - d) 50-60 yapı üzerinde hasar hayıtları: Yapısal sistemin, temellerin tarrifi, mikrojeolojik şartlar, hasarın tarifi (yapının kaydı ve hasarın kaydı, yapının, karakteristik hasar ve detayların fotoğrafları)
 - e) Standart ölçülerle ilgili istatistik metodlarla yapı hasarı derecesini gösterir Haritanın hazırlanarak sismik şiddete dönüştürülmesi.
- I. 2. Sismik kuvvetin tayini :
 - a) Cisimlerin kütlelerinin deplasmanın miktar ve yönlerinin, sönüm oranlarının ölçülmesi yolu ile 300 civarında olaya ait verinin toplanması.
 - b) Toplanan verilerden deprem kuvvetinin tayin edilmesi.
 - c) Kabul edilen üçgen sinüsoidal ve dikdörtgen dağılımlı impuls şekillerinden yer ivmesinin teorik spektrumunun hesaplanması, verilerin zemin hakim periyodu ve yer ivmesi sonuçları ile korelasyonu.
 - d) a, b, c den elde edilen bilgilerle Kent bölgesinde yer ivmesinin ortalama spekturumunun tayin edilmesi.
 - e) Basit yapıların hasar ve davranışının analizi, (enerji santralleri, gözetleme kuleleri, bacalar, anıtlar, diğer tek serbestlik dereceli, mühendislik yapıları vb.)
- I. 3. Yapılardaki hasarın nedenlerinin analizi :
 - a) I 1., I. 2 deki sonuçların ve sismik şiddet haritasının korelasyonu.

- b) Sismik şiddet derecesinin spektral, dinamik, jeofizik, mühendisliği jeolojisi ve zeminin diğer karakteristikleri ve geçici sismik istasyonların sonuçları ile korelasyonun yapılması.
- c) Yapı hasar derecesi ile yapı tipi, malzeme ve kalitesi, yapının genel durumu yüksekliği, tabii periyotları, spektral dinamik, jeofizik, mühendislik jeolojisi, hidrojeoloji ve zeminin diğer karakteristikleri ile korelasyonun yapılması.

I. 4. Çalışma-metodunun sonuçları grafik ve tabloların açıklanması.

II. Yerin sismik karakteristiklerinin incelemesi :

II. 1. Yerin sismik karakteristiklerinin kaydedilmesi.

- a) Kentsel bölgede yaklaşık olarak 360 noktada mikrosismik titreşimlerin kaydedilmesi.
- b) Mikrosismik titreşim kayıtlarının analizi için hazırlık yapılması (hakim periyod, ortalama ve maksimum periyotlar ile bunlara karşılana amplitüdler)
- c) Mikrosismik titreşimlerin spektral karakteristiklerin analizi. (Spektrumun stabil ve stabil olmayan kesimleri)
- d) Zemin hakim periyodu ile, zeminin mühendislik jeolojisi, fiziksel mekanik karakteristikleri arasındaki korelasyon bulunması ve P, h, Vp, Vs arasındaki bağıntıyı gösteren diyagramlar çizilmesi.
- e) Elastik P ve S dalga hızlarının zemin titreşimlerinin sönüm değerinin tayini.
- f) Zemin hakim periyodu haritasının yapılması.

II. 2. Kentin kalkınması bakımından önemli olan modern konutların, Kamu ve endüstri yapılarının dinamik karakteristikleri.

II. 3. Geçici sismik istasyonlarla alınan replik kayıtları ile zeminin sismik büyümesinin tayini.

III. Sismik Mikrobölgeleme Haritasının yapılması :

- a) I. 1 den I. 3 kadar elde edilen sonuçların korelasyonu ve sismik mikrobölgeleme Haritası için esas kriter ve parametrelerin tayini.
- b) Sismik şiddetin Mühendislik Sismolojisi parametrelerinin tayini ve baz sismik derece analizinin yapılabilmesi için Banjaluka ve civarındaki episantral zonda meydana gelen depremlerin karakteristiklerinin analizi.
- c) Banjaluka ve diğer sismik episantral zonlar için zeminin sismik dalgalara mukabelesini ifade eden dinamik katsayının hesaplanması.
- d) Metodun açıklanması ve sismik mikrobölgeleme haritasının yapılması.
- e) Kentin şehirselleşmiş bölgesindeki belirli nokta ve zonlar için ivmenin hesaplanması, sonuçların madde I.2, II.3 ün sonuçları ile korelasyonu.
- f) Ks katsayısı hesabı, Ks katsayısının kullanılması ile ilgili tavsiyelerle birlikte sismik mikrobölgeleme haritasının geliştirilmesi.

IV. Şehir plânlarının, mühendislik projelerinin hazırlanması için fikir ve tavsiyeler :

IV. 1. Şehir plânları :

- a) Bölgesel şehir plânları yapımına ilişkin,
- b) Master plânı yapımına ilişkin tavsiyeler,
- c) Detaylı şehir plânı yapımına ilişkin tavsiyeler.

IV. 2. Mühendislik projeleri :

- a) Uygun depreme dayanıklı yapı sistemlerinin seçimi ile yapıların mühendislik bakımından projelendirilmesine ilişkin tavsiyeler.
- b) Yapı temelleri ve zemin yapılarına ilişkin tavsiyeler.
- c) Enfrastrüktür projelendirilmesine ilişkin tavsiyeler.

Bu proje, 2 Mart 1970 tarihinde Banjaluka İmar Müdürlüğü ile Üsküp Deprem Mühendisliği ve Mühendislik Sismolojisi Enstitüsü arasında yapılan 1291/70 sayılı kontratla yürürlüğe girmiştir.

I. ARAZİNİN MÜHENDİSLİK JEOLJİSİ BAKIMINDAN ÖZELLİKLERİ :

Banjaluka'nın şehirsiz bölgesi, şimdiki Banjaluka vadisi ve çevresini kapsamaktadır. Vadi Vrbas nehri ile onun kolu olan Vrbanjanın alüvyonları üzerinde bir platoyu teşkil etmektedir. Mühendislik jeolojisi verisi olarak alınan diğer bir çalışmadan vadinin büyük bir kısmının alüvyon; kum çakıl ve kum kil sedimanlarından meydana geldiği anlaşılmaktadır. Bu sedimanlar, sözkonusu akarsuların alt ve üst taraflarını teşkil etmekte olup, vadinin batı kesimi kumlu kil veya killi kumdan meydana gelen alüvyal; Prolüviyal tabaka ile karakterize edilmektedir.

Vadinin batı kenarı marn, kil ve turbiyelerden oluşan Neojen sedimanlarından meydana gelmiştir. Bu sedimanlar derin derelerle kesilen alçak yamaçları meydana getirmektedirler. Vadiden dağlık araziye geçişte dilüvyal, alüvyal dilüvyal kumlu killer ve diğer cins killer yer almaktadır. Vadinin doğu kenarının ancak küçük bir kısmı kentin şehirsiz bölgesi tarafından işgal edilmiş olup, yüzeyde raslanan ve diyabaz ve kısmende Neojen marn formasyonundaki kayalarla karakterize edilmektedir.

Kentin güney kesimi Vrbas nehrinin sağ sahili üzerinde yer almakta olup morfoloji ve mühendislik jeolojisi bakımlarından 2 bölüme ayrılabilir.

Vesel nehrinin sahilindeki alçak tepeler Neojen marnları ile kumtabakalı marnlı killerden oluşmakta, Starcevicaden Şehitlucüye uzanan dik meyilli ve arızalı arazi ile Neojeni çevresinde Kretase fliş sedimanları ve jura dolimitleri bulunup, bunların üzerini kayaların ayrışmasından meydana gelen dilüvyal tabakalar örtmektedir. Vrbas nehri sol sahilinin Sibovi tepesiyle, Suturlija çayı kesiminde de aynı duruma raslanmaktadır. Mühendislik Jeolojisinde haritada gösterilen zemin sınıflandırılması; zemin mekaniği özelliklerine göre yapılabilir. Genellikle vadinin, alüvyal ve alüvyal-praviliyal sedimanlardan oluşan düzlük bölgesi jeomekanik haritasında taşıma gücü 1-1,3 kg/cm² ve daha fazla olmak üzere yapı için iyi özellikte zemin olarak

gösterilmiştir. Ayrıca heyelân gibi belirtilere rastlanmadığı için bu bölge stabildir.

Vrbas nehrinin yüksek ve sarp sahil şevleri bunun dışında olup erozyondan dolayı stabiliteye sahip değildir. Aynı zamanda yapı bakımından stabil olmayan yerler, çakıl alımda dolgu yapılan belirli bölgelerden ibarettir. Bu belirli bölgelere şehrsel bölgenin düzlük kısmında birkaç yerde tesadüf edilmektedir. (Borrow pits) Kentin bu bölgesinde özel konutlar çok yaygın olduğundan ve halk bu gibi borrow pits'lerin çakılını kullandığından bu gibi zeminin görüldüğünden daha fazla mevcut olması muhtemeldir. Kent bölgesi çevresinin morfolojik bakımından tepelik ve dik meyilli oluşu, bu yüzden de erozyon faaliyetinin nisbeten yüksek oluşu nedeniyle, mühendislik ve jeolojik bakımından duraysız arazi olarak nitelenir. Bu arazi bütün kent çevresine yayılmış olup 15-20 m. derinliğinde birçok heyelan yer almaktadır. Burası yapı bakımından uygun olmayıp, muhakkak yapı yapılmak istenirse özel çözümler aranmalıdır.

Kentin batı kenarında eski maden ocaklarının bulunduğu bölge stabil olmayan özel bir zemin grubu meydana getirmektedir. Bunlar, Lavs, Rakabaç ve Tetricevaç eski maden bölgeleridir. Bunlar sığ çukurlar olup halen kısmen ve tamamen su ile dolmuş durumdadır. Yüzeyle büyük oturumlar ve heyelanlar görülmektedir. Zemin mekaniği Haritasında bu madenlerin galerilerinin yerleri işaretlenmiştir. Bununla beraber bu yerlerin kesinliği tam değildir. Çünkü Lavs galerisinin yeri mezarlık, Dudarska caddesi ve Transit sokağı arasındaki yamaçta bulunmasına rağmen diğer bir kaynağa göre ise hastahane binalarına kadar uzamaktadır.

Depremlerdeki etkileri bakımından eski maden galerilerinin tam yerlerinin bilinmesi önemlidir. Yapısal hasar haritasından Petricevaç galerisi civarındaki hasarın kentdeki ortalama hasardan 0,75 kadar fazla olduğu görülmektedir. Aynı zamanda Ranovaç galerisi civarında yapısal hasarın arttığı görülmüştür. Laus galerisi gözönüne alındığında, zemin mekaniği haritasına göre Göl marnları ile temsil edilen bu bölgenin civarına göre daha az hasar gösterdiği görülmektedir. Bununla beraber hastahane tarafına doğru hasar, kent ortalamasının 0,50 üzerine çıkmakta olup buraya kadar uzanan Laus galerisinin muhtemel etkisi olarak açıklanabilir.

İncelemenin bu safhasında eski maden galerilerinin deprem hasarına etkisi hakkında kesin sonuçlar çıkarmak mümkün olamamıştır.

Yukarda anlatılanların bir özeti olarak şimdiki Banjaluka vadisinin düzlük bölgesini kaplayan ve dilivyal ve proviyal-alüvyal birikintilerinden ibaret olan düzlük bölgede yapısal hasarın kent ortalamasından 0,5-0,75° fazla olduğu söylenebilir.

Bu bölgenin iskan için ya hiç kullanılmaması veya sadece kısmen, oda temel zemini üzerine fazla yük yüklemeyen tek katlı veya alçak yapılar için kullanılması düşünülmelidir.

Çok katlı binaların yapımının tavsiye edilmemesi sadece sebep olacağı fazla yükten değil, galerilerin sığ oluşundan su ile dolu olmasından normal şartlar altında bile trafikten dolayı hasıl olan titreşimlerin şiddetlendirilmesinden ve oturmalarından dolayıdır. Bu cins arazi geniş yer kapladığından kul-

lanma kriterlerini şartlarını tesbit üzere normal statik yükler ve deprem yükleri altındaki stabilitesinin incelenmesi önemli görülmektedir.

I. 1. Jeolojik belgelerin incelenmesi :

26-27 Ekim 1969 depremine kadar Banjaluka'nın şehirselleme bölgesinin jeolojik belgeleri tam değildi. Depremden sonra yenisehir etüdleri ve plânları için, bölgesel ve detaylı jeolojik ve sismolojik incelemeler 1970 ilkbaharında başlamış 1971 başlarında bitirilmiştir. Bundan dolayı sismik mikro bölgeleme çalışmalarının arazi ve büro safhalarında gerekli jeolojik veriler elde bulunmamaktaydı. Elde bulunan veriler sadece jeolojik sondaj kayıtları ile bazı jeologlar tarafından verilen mühendislik jeolojisi bilgilerinden ibaretti. Bu veriler arazideki mühendislik sismolojisi incelemelerinin geliştirilmesi için kullanılmıştır. İlk eksiksiz veriler, 1970 Aralık ayı ortalarında ön jeolojik haritası ve jeolojik kesitler şeklinde, sonrada jeoelektrik sondajlar, kumlu kil ve çakıl tabakalarının haritası ve zemin mekaniği verilerini gösterir tablolar şeklinde elde edilmiştir. Veri eksikliği dolayısıyla gerek verinin yorumlanması gerekse zemin uygulanmasında zorlukla karşılaşmıştır. 1971 Şubatının sonunda Belgrat Geogavadun sismik kayıt sonuçları, Mart ortasında Mühendislik Jeolojisi verileri temin edilmiştir.

Banjaluka'nın sismik mikrobölgeleme Haritasının son şekli bu belgeler esas alınarak yapılmıştır.

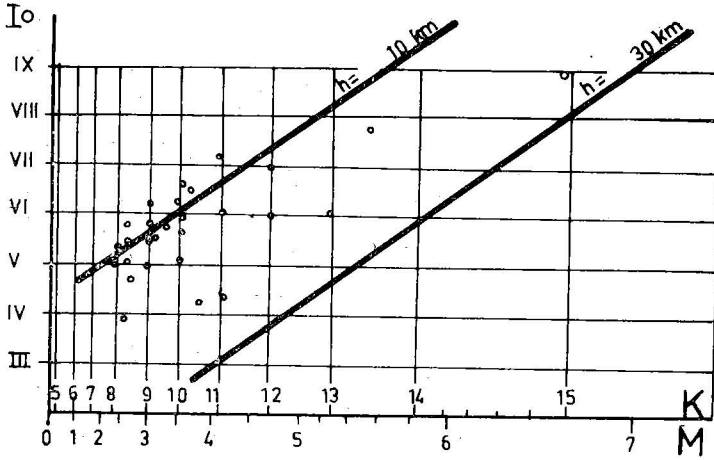
II. KENTİN GENEL SİSMİK RİSK DEĞERİ VE BAZ ŞİDDET DERECESESİ

Banjaluka'nın şehirselleme bölgesini teşkil eden şimdiki Banjaluka vadisi, aktuel neoteknotik bir çöküntü havzasıdır. Bu çöküntü orta bölgenin alçalması ve kenarların gayri muntazam bir şekilde yükselmesinden meydana gelmiştir. Bölgesel ve detaylı inceleme çöküntü bölgesinde, yüzeyde morfolojik olarak iyice belirli olan derin fay zonlarının bulunduğunu göstermiştir.

Lokal sismik istasyonda yapılan sismik inceleme, lokal sismik aktivitenin bu fay zonlarına bağlı olduğunu göstermiştir. 26-27 Ekim 1969 depremi ve sonraki depremlerin orijinleri şehirselleme bölgesinin tam altında veya yakınında yani Banjaluka vadisinde veya civarında yer almaktadır. Deprem orijinlerinin en büyük kümelenme gösterdiği yerleri vadinin doğu ve batı taraflarında olup, Celinaç'dan çıkıp vadinin doğu ve kuzey bölgelerinde İnanısika'ya kadar devam eden fay zonları ile ilgilidir. Bu fay zonu ile ona dik olan zonlar ve aktuel tektonik hareketler ve lokal sismik aktivite arasında bağlantı bulunmuştur. Sismik orijinlerin derin fay zonları ile ilişkili olması ve bu orijinlerin şehirselleme bölgesinin altında bulunması gerçeği, sismik risk bakımından Kente özellik vermektedir. Bu sebeple şehirselleme bölgesinin tamamının deprem etkisine aynı derecede maruz olduğu sonucuna varılmıştır. Hakikaten, $M \geq 6$ olan derin odaklı depremler bütün kent bölgesini aynı şiddet ile sarsmaktadır. Bu 26-27 Ekim 1969 Banjaluka Depreminin sismolojik kayıtların incelenmesi sonuçları ile doğrulanmıştır. Bu sonuçlara göre, Odak derinliği 15-30 km. ve $M=6-6.5$ olan depremler Max. VIII derecelik episantral şiddet meydana getirmekte şiddetli yer hareketleri bütün Banjaluka vadisini ve Kent bölgesini kapsayan geniş bir zona yayılmaktadır.

Odak derinliğini 5-10 km.den daha sığ olan depremler genellikle daha küçük Magnitüde olup (4-4.5) Max. yer hareketleri daha küçük bir zonda

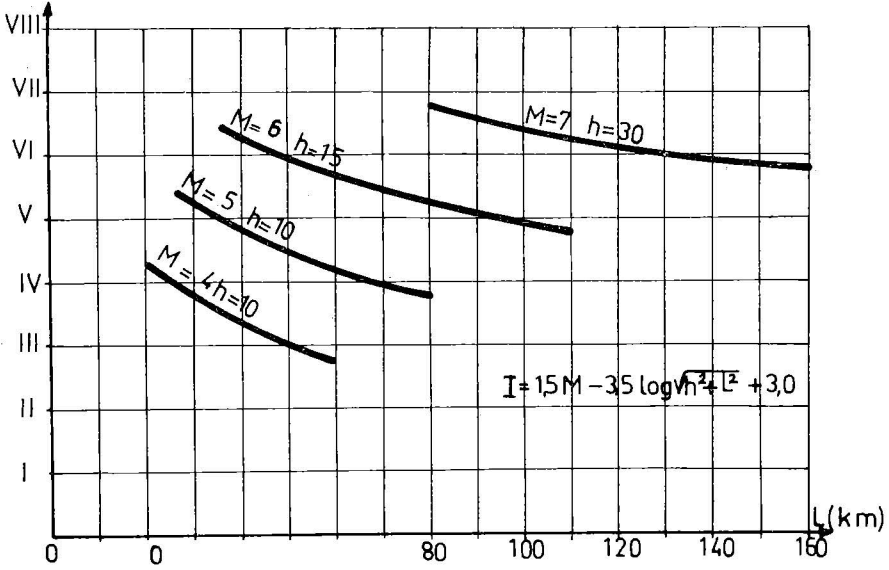
kendini gösterir. Dolayısıyla küçük şiddetteki depremler kent bölgesinin sadece bir kısmını etkileyebilmekte ve Max. şiddetleri, büyük Mağnitüdü derin depremlerin Max. Şiddetinden daha büyük olamamaktadır. Bu, mağnitüdü 3-4 olan şiddetlice depremlerin şiddet etüdleri ilede doğrulanmıştır. Örneğin, sığ odaklı bu gibi aftershoklar Celinaç, Vrbanza, Loktas ve Ivanjska bölgelerinde episantrda 5 şiddetli meydana getirmelerine rağmen civarda bunlar hemen 2-4 den aşağı dereceye düşmüşlerdir. Bu şekil 1 de, Banjaluka orijinli depremlerin yeni sismik şebeke ile incelenmesinden elde edilen I_0 -M-h arasındaki bağıntıyı gösteren diyağramdan görülebilir.



ŞEKİL 1 :Episantral şiddet (I_0), magnitüd (M) ve Odak derinliği (h) arasındaki bağıntıyı gösterir diyağramı $1=1,5 M-3,5 \log \sqrt{h^2+L^2}+3,0$ Banjaluka'dan birkaç On-km.lik mesafede bulunan orijin bölgelerin kenti etkilemediği kanaatine varılmıştır. Bu orijinlerdeki en büyük magnitüdü 4-5 aşmamıştır. Banjaluka'daki sismik şiddet derecesi, N.V. Shebalin'in dünya üzerindeki depremlerden elde ettiği formül ile elde edilebilir :

Burada (M) magnitüdü, (h) odak derinliğini L de epistantrdan olan mesafeti göstermektedir. Bu formülün kullanılmasının sebebi bu bölge için gerçeğe çok yakın sonuçlar vermesidir. Bu, $M=6,5$ $h=25$ km. ve kentin episantrdan uzaklığı $L=10$ km. olan 27 Ekim 1969 dep. ilede doğrulanmıştır. Bu parametrelerle Kent bölgesindeki şiddet 7,8 olarak hesaplanmıştır. Mühendislik sismolojisi incelemesi sonuçları ile bu değer doğrulanmıştır. Şekil 2, Banjaluka kent bölgesindeki depremler için verilen formülü grafik olarak göstermektedir. Bu diyağramlardan civardaki orijinlerde en kötü durumda bile max. mağnitüdü 4-5, şiddetinde V. geçmediği görülmektedir.

Enkötü durumda $h=15$ km. derinlikte, $M=6$ mağnitüdüdeki bir deprem $L=30-40$ km. uzaklıktaki Banjaluka kent bölgesinde VI dan biraz büyük VII den küçük bir şiddete sebep olacaktır.



ŞEKİL II : Banjaluka bölgesinde deprem şiddet (I), Mağnitüd ve episantr mesafesi (L) arasındaki bağıntıyı gösterir diyagram.

Banjaluka kent bölgesi civarındaki deprem orijinlerinin en tehlikelisi Zaagrebacke Gore bölgesidir. Bunun Banjaluka'ya mesafesi 150-160 km.dir. Bu Orijinde $M=7$ mağnitüde, $h=30-40$ odak derinliğinde bir depremin yukardaki formüle göre Banjaluka'da meydana getireceği şiddet VI dereceden fazla olmayacaktır.

Yukardaki sonuçlar gözönüne alındığında uzak ve yakın çevredeki orijin bölgelerinin, Banjaluka kentine tehlikeli olamayacağı sonucuna varılmaktadır.

Sadece Banjaluka'ya yakın ve onun altındaki orijinler kent için tehlikeli olabilir. Bu orijinlerden gelen depremlerin enbüyük şiddetlerinin ortalaması VIII derecedir. Bu düşünceye göre Banjaluka şehirselle bölgede baz sismik derece olarak VII alınmıştır.

Bu baz sismik derece Banjaluka'nın merkezi bölgesindeki ortalama zemin şartları (Alüvyal nehir çakıl ve kumları, proluvial kumlu killeri ve nehir çakılları üzerindeki depozitler) için verilmiştir. Banjaluka şehirselle bölgesi için alınan baz sismik derece (VIII), 27 Ekim 1969 depreminin mühendislik sismotojisi etüdüleri ile de doğrulanmıştır. Banjaluka'daki genel yapı tipini teşkil eden rijit, az katlı kargir yapılarıdaki ortalama hasar derecesi MSK-964 skalasında VIII dereceye tekabül etmektedir.

Sismik etkilerin analizinden ortalama yer ivmesi 160 cm/sn^2 ve yer hızı $10-12 \text{ sm/sn}$ olarak bulunmuştur. Bu değerlerde MSK=964 skalasında VIII dereceye tekabül etmektedir.

II. 1. Baz şiddet derecesinin anlamı :

Tayin edilen baz sismik derece bazı bölgeler için tartışıldığında değişik fikirler ortaya atılmıştır. Bunlar başlıca iki kısımda toplanabilir. Birincisi sismoloji ile ilgilidir. ve şimdiki orijinlerin gelecekteki sismik aktivitesi hakkındadır. (Yani şiddetli depremlerin olma ihtimalleri, oluş periyotları v.b.)

Diğeri yapı yapımındaki ekonomi hakkında olup birincisi ile yakından ilgilidir. Birbiri ile girişen bu hususların çözümü ekonomi bakımından önemlidir. Sismoloji ve deprem mühendisliğindeki tecrübeler ve gelişmelere dayanılarak pratik mühendislik çözümlerine gidilmesi gerekli görülmüştür.

Banjaluka kent bölgesi 1935 de lokal bir depremden etkilenmiş ve bu bölge VII şiddet derecesi zonuna dahil edilmiştir.

1969 da bölge VIII şiddetinde mahalli bir depreme maruz kalmıştır. Dolayısıyla bölgenin diğer bir depreme maruz kalma ihtimalinin ne olacağı sorusu ortaya çıkmaktadır. Bu soru, fay zonlarının ve sismik orijinlerin konumu ve bölgenin sismik karakteristikleri bakımından hakikaten önemlidir. Eldeki verilerin eksikliği ve sismolojideki modern bilimsel ve teknik başarıların enbüyük şiddet ve çeşitli şiddetli depremlerin oluş periyotlarını vermedeki yetersizliği sebebiyle bu sorunun cevaplandırılması zordur.

Dolayısıyla pratikte baz sismik derece olarak geçmişteki depremlerin enbüyük şiddetleri alınmaktadır.

Baz sismik derecenin Banjaluka kent bölgesi için VIII den büyük alınması çeşitli bakımlardan doğru değildir. Şiddetli depremlerin belirli periyotlarla meydana geldikleri bir gerçektir. Dolayısıyla yapıların ömürleri içinde VIII. Şiddetinden daha büyük şiddete bir depremin tesirinde kalmaları düşünülebilir. Çünkü VIII şiddetine göre projelendirmiş yapılar daha şiddetli depremlere de biraz dayanım gösterirler şiddetli depremler bu gibi yapılar üzerinde daha büyük hasarlara sebep olmakla beraber, konstrüktür hasar nisbeten azdır ve yapının stabilitesi bozulmaz.

Bunun ekonomik sonucu ağır değildir. Çünkü hayat kısa zamanda normale döner ve hasarın tamiri için falza malzeme gerekmez.

Bugün yapıların projelendirileceği sismik katsayıya çok önem verilmektedir. Bu, depremlerin oluş periyodunun, yapıların ekonomik ömürleri ve amortisman sürelerinin fonksiyonudur. Bu sebepten sismik bölgelerdeki inşaatlarda pratik mühendislik çözümleri bu yoldan yapılmaktadır. İyi çözümler ancak deprem orijinlerinin oluş periyotlarının, etki şekillerinin ve belirli yapı tiplerinin dayanımının etraflı etüdü ile yapılabilir.

III. MÜHENDİSLİK SİSMOLOJİSİ İNCELEME SONUÇLARININ ÖZETLERİ :

1970 yılında Şubatdan Eylül'e kadar Banjaluka kent bölgesinde planlanmış olan arazi çalışmalarının tümü ve arazi numune analizlerinin bir kısmı bitirilmiştir. Aynı yıl Aralık ayı sonunda arazi ile ilgili verilerin değerlendirilmesi bitirilmiştir.

1971 Ocak sonunda bu sonuçların mikrobölgeleme gayesi ile analizi sona erdirilmiştir.

Bu safhada mühendislik verilerinin eksikliği önemli bir zorluk kaynağı olmuştur.

Arazi ve büro çalışmalarında, deprem etkileri mühendislik bakımından incelenmiş ve yapısal hasar haritası yapılarak deprem kuvveti tayin edilmiştir.

Aletsel ölçmeler ve verilerin değerlendirilmesinden zeminin sismik büyütmesi P ve S dalgalarının yayılma hızları mikrosismik titreşimlerin hakim periyotlarını kapsamaktadır. Elde edilen sonuç ve tavsiyeler aşağıda kısaca verilmiştir.

III. 1. Banjaluka'da Yapı Hasarını gösterir harita :

Bu harita 2058 tuğla yığma, (rijit bir veya iki katlı) binadaki hasar durumlarına dayanılarak düzenlenmiştir.

Bu harita yapımındaki gaye kentin belli zonlarında deprem hasarı üzerinde yapıya ait parametrelerin etkisini tayin etmek idi. Çalışma metodu yapılardaki hasar derecesini tayin kriteri, bunun sismik şiddet ile bağıntısı verilmiştir.

Yapı malzemesi, harç niteliği, yapı yüksekliği v.b. bakımlarından yapısal hasar incelenmiştir.

Ortalama yapısal hasar derecesi (Dsr) ve ayrıntıları aşağıdaki tabloda verilmiştir.

Yapının karakteristiği	Yapının adedi	Ortalama hasar derecesi Dsr
A. Kent bölgesinin tümü için	2.058	2.00
B. Kat adedi		
— Zemin katdan ibaret yapılar	1.629	1.96
— » » + 1 kat »	312	2.86
— Bodrumlu yapılar	595	1.86
C. Yapı malzemesi		
— Tuğla	1.733	2.05
— Beton blok	120	1.54
— Taş	104	2.26
— Kerpiç	43	2.04
— Karışık	55	2.15
D. Harcın niteliği		
— İyi	1.323	1.76
— Kötü	735	2.45
E. Temel tipi		
— Beton temelli yapılar	1.544	1.93
— Taş temelli »	514	2.18
F. Temel ve harcın etkisi		
— Beton temelli yapılar için harçlı	1.034	1.73
— Kötü harçlı	511	2.31
— Taştemelli yapılar		
— İyi harçlı	264	1.97
— Kötü harçlı	249	2.43

Bu sonuçlara göre kentin tümü için ortalama hasar derecesi $D_{sr}=2.00$ olup, bu MSK=64 skalasında VIII derecelik şiddete karşı gelmektedir.

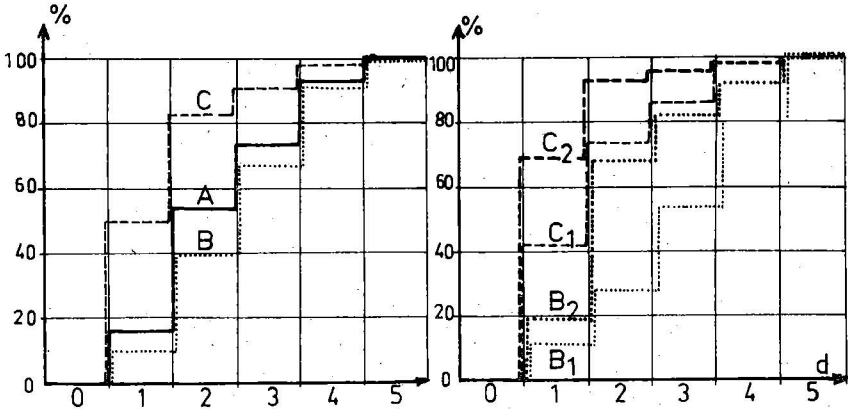
Tablolardaki sonuçlar yapısal hasarın sadece şiddet ve zemin şartlarına değil, yapının niteliğine yani dayanımına bağlı olduğunu göstermektedir.

En önemli etken harç niteliği, ondan sonrada temel malzemesidir. Zeminin sismik şiddeti artırma özelliğini değerlendirmek üzere beton temelli ve iyi harçlı bir yapı ölçü olarak alınır, taş temelli ve kötü harçlı bir yapıdaki hasar 0,7 derece daha fazladır.

Bu fark küçük olmayıp kent'deki yapı niteliğine önem verilmesi gereğini (öncelikle özel yapılar) göstermektedir.

Bunu daha iyi anlatabilmek için, yapı niteliğinin temel hasarı üzerindeki etkisi şekil 3 de grafik olarak görülmektedir. d yapısal hasar derecesini, düşey eksende temeli hasara uğrayan yapıların % sini göstermektedir.

Bina hasarı arttıkça temeli hasara uğrayan yapıların yüzdeside artmaktadır. Taş temelli hasara uğrayan binaların yüzdesi beton temellilerden daha fazladır ve harç kalitesi temel hasarına etkide bulunmaktadır. Bu anlatılanlardan iyi bir beton temelin yapı hasarını azaltacağı aynı şekilde sağlam yapılarda temel hasarının daha az olacağı anlaşılmaktadır. Bununla beraber yapısal hasar $d=2$ olduğunda taş temellerin $d=3$ olduğunda da beton temellerin iyice hasar gördüğü anlaşılmıştır.



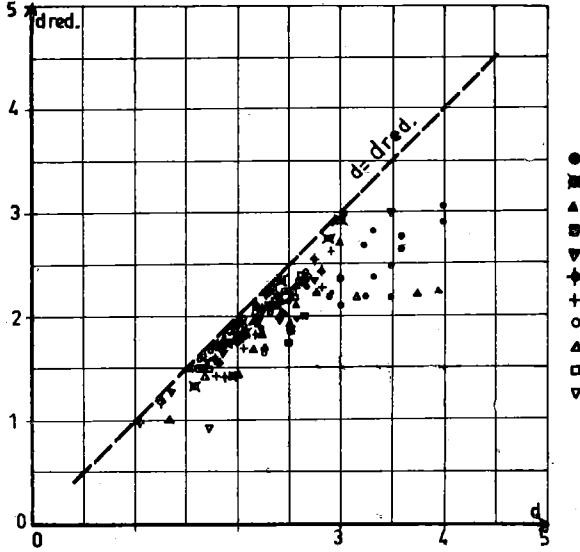
ŞEKİL 3 : Yapısal hasar derecesine bağlı olarak temeli hasar gören yapıların yüzdesi.

Yapısal Hasar Haritası üzerinde, 26-27 Ekim 1969 depreminin sismik şiddeti ve zeminin şiddet artım değeri yapısal hasar derecelerinden çıkarılmıştı. En büyük şiddet artım değeri, yapıların en az hasar gördüğü kent bölgesine nazaran 2,5 derece idi. Buradan, yapısal hasarın yapı niteliğine önemli derecede bağlı olduğu ve sadece yer etkilerini tayin ederken yapı etkilerini elemine etmek gerektiği anlaşılmıştır. Bu sebeple iyi yapılmış beton temellere oturan ve harcı iyi olan yapıların hasarı esas alınarak, yapısal hasar derecesinde

azaltmaya gidilmiştir. Belirli yapı tipleri için aşağıdaki azaltma değerleri elde edilmiştir. Beton temel ve iyi harç için $k=1,00$

Beton temelli ve kötü harçlı yapılar için $k=0,75$
taş » ve iyi » » » $k=0,88$
taş » ve kötü » » » $k=0,71$

Şekil 4 de kentin karakteristik bölgeleri için yapısal hasar azaltma dereceleri gösterilmiştir.



ŞEKİL 4 : Yapısal hasar derecesindeki azaltmayı gösteren grafik.

Kentin belirli bölgeleri için azaltılmış yapısal hasar dereceleri alındığında, kötü inşa edilmiş yapıların yüzdesi fazla olduğundan tayin edilen deprem şiddeti önemli bir azalmaya uğramıştır.

Örneğin, sismik şiddet Medenopolje-Vrbanja bölgesinde bir derece Kastel kalesi civarında 0,4 derece, Kumsale civarında 0,5-0,6 derece Budjakta 0,6-0,7 derece, petrudevacta 0,3-0,4 derece Rosuljede 0,5 derece, Trapistide 0,4-0,5 derece azaltılmıştır.

Zeminin etkisini gösteren maximum sismik şiddet artışı değerlerinin ait olduğu zonlarda yapısal hasarlar arasındaki fark 1,5 dereceye kadar çıkabilmekte ve aftershock kayıtlarından hesaplanan sismik büyümeye uymaktadır.

III. 2. Deprem kuvvetleri :

27 Ekim 1969 depreminin ivmesi, katı cisimlerinin deplasmanı ve devrilmesi ile basit yapıların gördüğü hasardan tayin edilmiştir.

Katı cisimlerin deplasman ve devrilmesi ile ilgili veriler, kent bölgesi üzerinde düzgün olarak dağılmış 20 noktadan alınmıştır.

Anket formlarında doğrudan doğruya yere veya zemin kata oturan cisimlerin olup olmadığı sorulmuştur. Seçilen her bir cisim için boyut, ağırlık deplasman miktarı ve kayma sürtünme katsayısı ölçülmüştür. Katı cismin yatay düzlem üzerinde sinasoidal üçgen, dikdörtgen (impus) hareket etkisi altında teorik analizi yapılmış ve sonuçlar eşdeğer dikdörtgen dağılıma sahip ivme cinsinden bulunmuştur. İmpulsun süresi mikrotremor kayıtlarından elde edilen hakim periyodun yarısı olarak alınmıştır. Düşey bileşendeki ivmenin, yataydakinin % 70'i olduğu kabul edilmiştir. Aynı zamanda bu değerlerle yer hareketinin hızıda analiz edilmiştir. Elde edilen sonuçlar yer ivmesinin ortalama değerinin %16 g. ve hızının da 10-12 cm/sn olduğunu göstermiştir. Bu, Banjaluka kent bölgesi için tayin edilen VIII değerindeki baz sismik dereceye (MSK-64) uymaktadır. Sonuçlara dayanarak yer ivmesi ve hakim periyod arasındaki bağıntı şekil 9 gösterilmiştir. Bu bağıntı Dr. Kanainin yarı teorik formülü ile uyum göstermektedir.

III. 3. Replik kayıtlarından elde edilen zeminin sismik şiddet artırma değerleri :

Zemin büyütme karakteristiklerini tayin etmek için bir sabit bir portatif sismik istasyonundan alınan aftershock kayıtları değerlendirilmiştir. Nisan - Ekim 1971 süresinde portatif sismograf petricevaç, Sutiphrica, Vrbanja bölgelerinde çalıştırılmış olup, sabit istasyon ise Banjaluka orijinli depremlerin incelenmesi için Gornji Seher bölgesindeki öğrenci yurdunda geçici şebekenin bir noktası olarak kurulmuştur. Portatif ve sabit istasyonun yerleri yukarıda belirtilen yerlerde gerek zemin şartları gerekse yapısal hasar durumuna göre seçilmiştir. Sismograf yeri Pericevaç taki teras depozitleri üzerindeki diluvial kumlu killerden Stupnica de nehir çakılları üzerindeki proluviyal kumlu killerden, Vrbanjada yeni nehir birikintileri üzerindeki çakıllardan yurdunun civarında ana kayayı teşkil eden dolomitli kalkerlerden meydana gelmektedir.

Bulunan Zeminin şiddet artırma değerleri (dI), aşağıdaki tabloda zeminin litolojik yapısı ve azaltılmış yapısal hasar derecesi (dred) ile birlikte gösterilmiştir.

Yer	Litolojik durum	dI	dred
Öğrenci yurdu	Dolomitli kalker	0	1
Petricevaç	Teras çakılları üzerinde proluviyal kumlu kil	1	2.10
Stupnica	Nehir çakılları üzerinde	0,5	1.35
Vrbanja	Kılı depozitli Yeni nehir çakılları ile killi çakıl	1	2.20

III. 4. Mikrosismik zemin titreşimlerinin hakim periyotlarını gösterir harita.

Zemin karakteristiklerinin ve deprem etkilerinin mühendislik sismolojisi bakımından incelenmesinde mikro sismik yer titreşimlerinin araştırılması birçok Japon bilim adamının konusu olmuştur. Dr. K. Kanai'nin katkısı özellikle önemlidir. Japonya'da son 10 yılda meydana gelen şiddetli depremlerin incelenmesinden, deprem etkilerinin mikrosismik yer titreşimleri ile aynı karakterde olduğu görülmüştür.

Dr. Kanai'nin çalışmaları şu sonuca varmıştır: Kent bölgesinde sun'i olarak meydana getirilen mikrosismik yer titreşimleri ,bir deprem sırasında görülen yer hareketlerini oldukça iyi bir şekilde karakterize etmektedir. Ve yapısal hasar derecesi zeminin ve yapının dinamik karakteristiklerinin ilgisine dayanmaktadır. Dr. Kanai deprem sırasındaki zemin hakim periyodunu ve maximum deprem ivmesini, mikrosismik titreşimlerde rastlanan hakim periyodla yakından ilişkili olduğunu, mikrosismik yer titreşimlerinin periyod Frekans adedi eğrisinin zemin şartlarına bağlı olduğunu örneğin basit zeminlerde bir maximumla karşımik zeminlerde ise birden fazla maximumla karakterize edildiğini göstermiştir. Dr. Kanai aynı zamanda mikro sismik titreşimlerinden elde edilen periyod-frekans eğrisinin deprem sırasındaki yer hareketinden elde edilen eğrinin benzeri olduğunu, derindeki tabakaların yapısı basitleştikçe bu benzerliğin dahada belirgin olduğunu bulmuştur. Yukarıdaki sonuçlara dayanarak, analitik bir yaklaşımla, mağnitüd orijinden uzaklık ve zeminin dinamik karakteristiklerini gözönüne alan ve deprem mukabele spektrumunu veren yarı amprik bir formül ortaya koymuştur.

Gerek bu bilgiler, gerekse enstitünün sismik mikrobölgeleme konusundaki tecrübelerine dayanılarak 26-27 Ekim ve 3 Aralık 1969 depremlerin etki bölgesinde zeminin mikrosismik titreşimi kaydedilmiş, elde edilen sonuçlarla hakim periyotları gösteren bir harita yapılmıştır.

Mikrosismik kayıtlarından elde edilen sonuçlar, sürekli olarak 0,10 ile 0,34 sn. arasındaki periyotlarda olmaktadır. Hakim ve ortalama periyotları kont-

4 H

rol etmek için $T = \frac{4H}{V_s}$ formülü kullanılmış, tabaka derinliği jeolojik son-

dajlardan ve jeoelektrik ölçmelerden elde edilmiş V_s sismik ölçmelerden bulunmuştur. Ölçülen ve hesaplanan hakim periyotlar uygunluk göstermiştir.

Zeminin Litolojik yapısı gözönünde bulundurulursa zemin dinamik karakteristiklerinin, esas olarak Neojen kompleksi Tersiyer sedimanlarından ileri geldiği, Tersiyer formasyonlarını ince bir tabaka halinde örten Kuaterner alüvyal, dilüvyal ve prolüvyal formasyonların hemen hiç etkisi olmadığı sonucuna varılabilir. Bu özellikle, incelenen Banjaluka vadisinin orta düzlük bölgesi için doğrudur.

Aynı zamanda periyod-frekans diyagramlarında zeminin hakim periyodunu gösteren bir maksimumla karakterize edilmektedir, çok seyrek olarak iki maksimuma raslanmaktadır. Hakim ve ortalama periyotlar arasında iyi bir korelasyon olduğu gözönünde tutulursa bu zemin tabakalarının basit yapıda olduğunu bir işarettir.

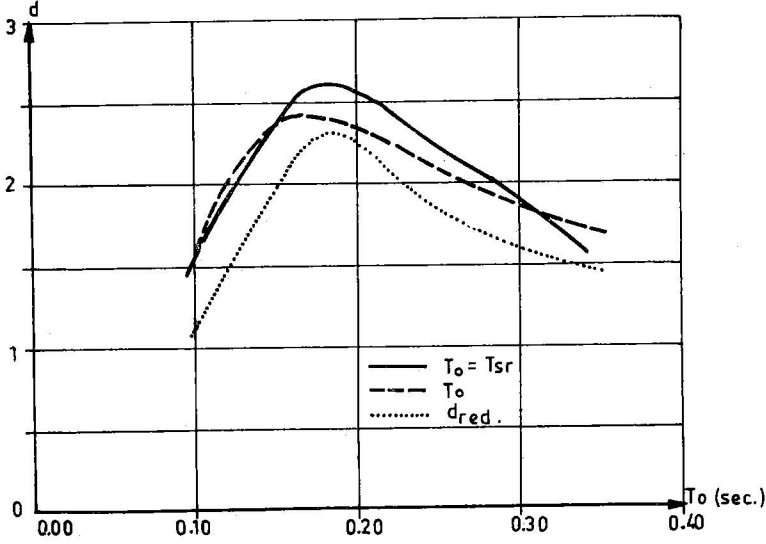
Periyod-frekans adedi diyagramlarının, mikrosismik titreşimlerin rastlanabileceği geniş periyod alanının sadece dar bir bölümünü işgal etmesi önemlidir. Bu önem kentin belirli zonlarında deprem Spektrumunu hangi periyotlarda maximumdan geçtiğini ifade etmesinden gelmektedir.

Elde edilen sonuçlardan Banjaluka kent bölgesi için bir hakim titreşim periyodu haritası hazırlanmıştır. Haritada, hakim periyodu 0,10, 0,15, 0,19, 0,23, 0,28 ve 0,34 saniye olan zonlar gösterilmiştir.

Kentin büyük bir bölümü gayet açık bir şekilde 0,23, 0,34, arasındaki hakim periyotlara sahiptir. Kent bölgesinin episantr karakteri gözönünde tutulursa bu durum sakıncalı sayılmalıdır. Haritada hakim periyodun çabukça değişmesi zeminin fiziksel karakteristiklerinin yatay yönde çok değişken olduğunu göstermektedir. Ayrıca önemli zonların hakim periyodu, ortalama zemin periyodu ile çakışmaktadır.

Bu harita yapısal hasar derecesi ile zemin hakim periyodu arasındaki bağıntıyı incelemek gayesi ile yapılmıştır.

Hakim periyodu ölçülen bütün zonlar ve hakim periyodu ortalama titreşim periyoduna eşit olan zonlar için ortalama yapısal hasar derecesi hesaplanmıştır.



ŞEKİL 5 : Yapısal hasar derecesi ile zemin hakim periyodu arasındaki bağıntıyı gösterir diyagram.

Şekil 5 deki diyagramlar depremin titreşim karakterlerini göstermektedir. Çünkü deprem orijinlerinin yakınlığı yapıların daha küçük hakim periyodlarda (0.15-0.23 saniye) max. hasar görmesine sebep olmaktadır. Bu zemin hakim titreşimi ile sismik dalgaların rezonansa geçmesi sonucudur. Deprem hareketinin titreşim özelliği hakim ve ortalama zemin periyodlarının eşit olması halinde daha da etkili olmaktadır. Bu yerin, rezonans özelliği ile kolayca açıklanabilir. Aynı şekil üzerinde azaltılmış hasar derecesi ile zemin hakim periyodu arasındaki bağıntıda gösterilmektedir. Buradan deprem hareketinin titreşim karakteri açıkça belli olmaktadır.

Şekil 5 deki diyagram, özellikle azaltılmış hasar derecesi diyagramı, MSK 1964 skalasında yapısal hasar derecesinin sismik şiddete denk olduğu gözönünde tutulursa, kentde zeminin maximum sismik büyümesinin 1.2 derece olduğunda göstermektedir.

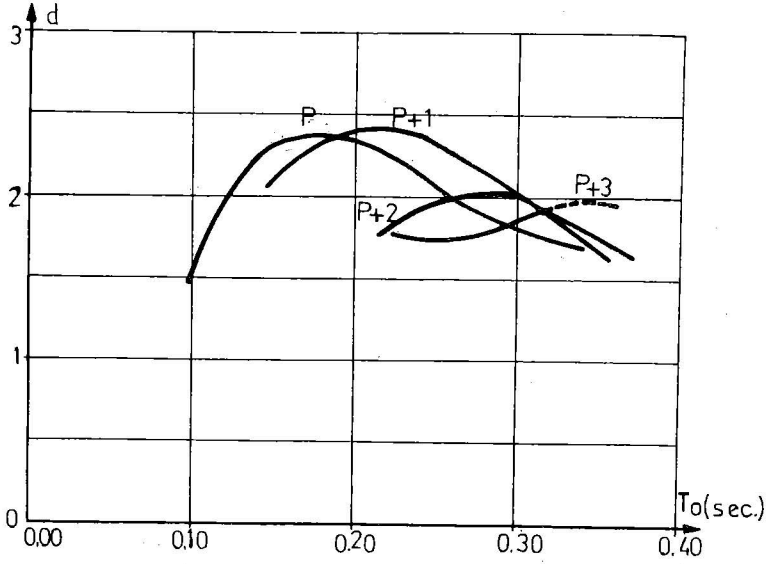
Buradan sismik şiddet artışının, hakim periyodun 0,15-0,23 saniye arasındaki zonlarda, hakim periyodu 0,10-0,12 sn. olan ana kayaya kıyasla bir derece, ve hakim periyodu 0,28-0,34 sn. olan zonlarda 0,5 derece olduğu anlaşılmaktadır.

Depremın titreşim özelliği, aynı zamanda, 1-4 katlı yapılardaki hasar derecesi ile zemin hakim periyodu arasındaki bağıntıdan da anlaşılabilir.

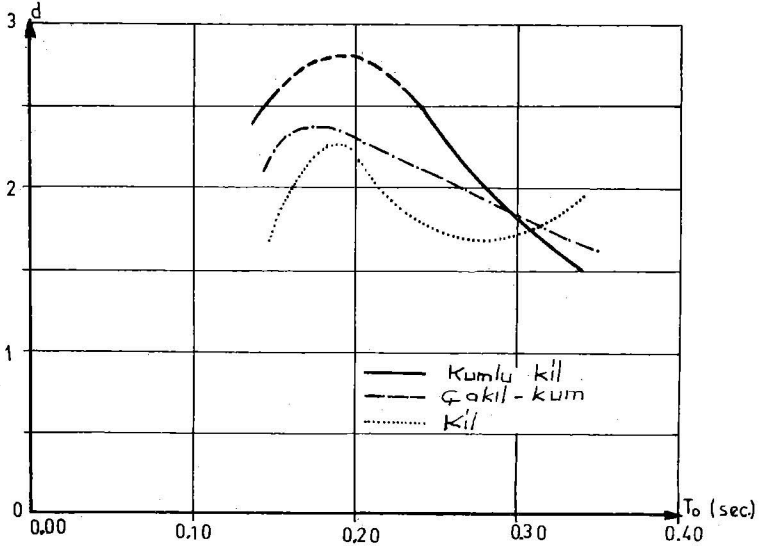
Bu bağıntı şekil 6.da gösterilmiş olup deprem sırasında zemin ve yapının birlikte titreşiminde rezonans olayının etkisini göstermektedir.

Burada, yapıların çeşitli cinsdeki zeminlere oturması halinde yapısal hasar derecesi ile zemin hakim periyodu arasındaki bağıntıya işaret etmek gereklidir.

Banjaluca kentinde temel zeminini başlıca 3 grupta toplanabilir: Çakıl, kil, ve kumlu kil en uç durum uniform periyod dağılımına sahip ana kayadır. Bu bağıntılar şekil 7.de gösterilmiştir.



ŞEKİL 6 : Zemin hakim periyodu (T_0) ile 1-4 katlı binaların yapısal hasar derecesi (d) arasındaki bağıntıyı gösterir diyagram.



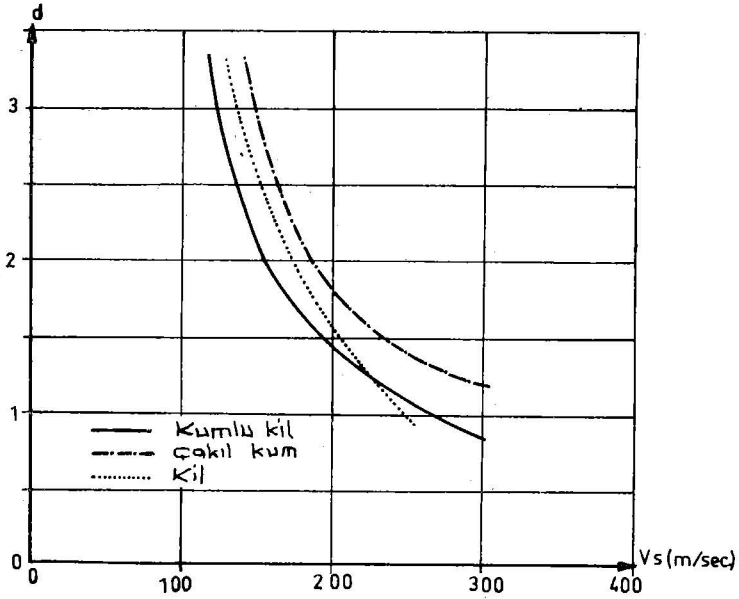
ŞEKİL 7 : Çakıl, kil ve kumlu kil zeminde zemin hakim periyodu (T_0) ile yapısal hasar derecesi (a) arasındaki bağıntıyı gösterir diyagram.

Diyagramdan, her 3 tip zemin içinde depremin titreşimsel özelliği açıkça görülebilir; yalnız hakim periyodu 0.28-0.34 sn. olan killi zeminler bunun dışındadır. Ayrıca sonuç olarak 0.18-0.34 sn.lik hakim periyoda sahip zonlarda bulunan farklı zeminler yapısal hasar derecesi üzerinde pek az değişikliğe sebep olmaktadır. Buna karşılık, hakim periyodun 0.10-0.23 sn. olması halinde bu etki çok belirlidir. Bu muhtemelen sismik şiddetteki farklılığın sonucudur.

III. 5. Boynuna (V_p) ve Enine (V_s) Sismik dalgaların yayılma hızları.

P ve S dalgalarının yayılma hızları enstitüce, 90 m. uzunluğundaki 118 sismik kesit boyunca ölçülmüştür. Bu kesitler, kent bölgesinde üniform olarak seçilmiş, sonuçların daha iyi analiz edilebilmesi için jeolojik sondajlarla ilişki kurulmuştur. Sonuçlar belirli tipteki zeminlerin fiziksel özellikleri bulmakta ve özellikle zeminin kaydedilen mikrosismik titreşimlerini kontrol etmekte kullanılmıştır.

Banjaluka vadisinin orta bölgesi kentin düzlük kesimini teşkil etmektedir. Buranın zemini üzeri 2-3 m. kalınlığında kil veya kumlu kille örtülü aktuel nehir çakıllarından meydana gelmektedir. Yapısal hasar derecesi ile çakıl, kumlu kil ve kil tabakalarında enine sismik dalga hızı arasındaki bağıntı incelenmiştir. Sonuç şekil 8 de gösterilmiştir.



ŞEKİL 8 : Çakıl, kil ve kumlu kildeki enine sismik dalga hızı (V_s) ile yapısal hasar derecesi (d) arasındaki bağıntıyı gösterir diyagram.

Bu bağıntılardan aynı kesme dalgası hızı için hasar derecelerinin farklı olduğu görülmektedir. Çakıllı zemin üzerindeki yapılar daha ağır, kumlu kil üzerindeki binalar ise daha hafif hasar görmüşlerdir.

Yine çakıl, kil ve kumlu kil üzerindeki yapıların hasar derecesi ile hakim zemin periyodu arasındaki bağıntı şekil 7 de gösterilmiştir.

Sismik mikrobölgeleme için çok az zaman olması nedeniyle Şekil 7 ve 8 deki bağıntılar arasında detaylı bir inceleme yapmak mümkün olamamıştır. Ancak şekil 8 deki sonucun yapı ile temel zemini arasındaki enerji absorpsiyonundan ileri geldiği söylenebilir.

Bu özellik gözönünde tutulursa zeminin nihai dinamik mukavemeti şekil 7-8 deki bağıntıların daha iyi değerlendirilebilmesi için daha ayrıntılı zemin etüdü yapmak ve teorik çalışmalarla bunu tamamlamak gerekmektedir.

III. 6. Modern yapıların serbest titreşim periyodları :

Banjaluka kentindeki arazi çalışmaları sırasında yapıların tabii titreşim periyodları ölçülmüştür. Bu ölçmeler modern tuğla yığma ve betonarme yapılar ile karmaşık ve çok katlı prefabrik binalar üzerinde yapılmıştır. Bu son tip Banjaluka daki gelecek imar faaliyeti bakımından önem taşımaktadır.

Sonuçlar yapıların hesabında mühendisler tarafından dinamik karakteristiklerin tayini için kullanılacaktır. Bu sebeple sonuçların ayrıntıları burada tartışılmayacaktır.

IV. BANJALUKA KENTSEL BÖLÜMÜNÜN MİKROBÖLGELEME HARİTASI :

Banjaluka'nın kent bölgesinde depremde değişik özellikler gösteren zemin zonlarını belirlemek için sismik mikrobölgeleme haritası hazırlanmıştır. Haritanın esas gayesi geçici deprem yönetmeliği ile birlikte kullanılarak düzeni sağlamaktır. Çalışma sırasında özel önem verilen husus harita yapımındaki metodun seçimi olmuştur. Seçilen metod ve parametreler bir sonraki bölümde açıklanmış olup ayrıntılı mühendislik sismolojisi ve jeolojisi araştırmaları ve ve sonuçların analizi buna etken olmuştur.

Mühendislik sismolojisi araştırmalarının sonuçları burada mühendislik jeolojisi ve jeofizik araştırmalarla birlikte gösterilmiştir.

Bundaki gaye bölgenin sismik karakteristiklerini incelemek, şiddet üzerindeki kalitatif ve kantitatif etkisini bulmak zeminin sismik şiddet büyütmesini, 27 Ekim 1969 da Banjaluka yı hasara uğratan deprem etkilerinin karakteristiklerini bulmaktır.

IV. 1. Sismik mikrobölgeleme metodunun seçimini etkileyen nedenler :

Bu makalenin III bölümünde 1 den 4 kadar mühendislik sismolojisi araştırma sonuçları verilmektedir. Bu sonuçlardan bölgenin sismik karakteristiği ile 27 Ekim 1969 depreminin özellikleri arasında belirli bir bağıntının olduğu görülmektedir. Şekil 5, 6, 7 ve 9 daki diyagramlar zemin ivmesi ve yapı hasarı derecesinin zemin hakim periyoduna bağlı olduğunu göstermektedir.

Sismik dalgaların hakim periyodu gözönüne alınırsa odağa yakınlık sebebiyle bunların nisbeten kısa periyodlara sahip olduğu ve deprem sırasında rezonans olayının meydana geldiğini söyleyebiliriz. Bu olay yapısal hasar de-

recesinin zemin hakim periyoduna bağıllığını belirten şekil 5 ve 6 da çok açık olarak görülmektedir.

Deprem sırasında Banjaluka da Strongmotion kayıt aletleri bulunmadığından, benzer magnitüdeki depremlerin episantrdaki etkileri gözönüne alınarak, sismik dalgaların hakim periyodu ile çakışan zeminlerde yapısal hasarına hasara rastlandığı, hakim periyodu 0.28-0.34 sn. olan zeminlerde yapısal hasarın daha az, 0.10-0.12 sn. olan ana kayada ise en az olduğunu gösteren diyagram gözönünde tutulursa depremin titreşim karakteri ve rezonans olayının rolü daha iyi anlaşılır. Ayrıca depremin titreşim özelliği, rijit cisimlerin deplasmanından hesaplanan yer ivmelerinin şekil 9 da gösterilen mikro sismik titreşimlerle ilişkili olmasından da anlaşılmaktadır. Depremin titreşim karakteri ve rezonans olayının rolü, 1-4 katlı yığma binaların hasarı ile zemin hakim periyodunu gösteren şekil 6.da görülebilir.

Yukarda söylenenler özetlenirse deprem karakterinin ve sismik şiddet artışının zemin hakim periyodu ile yakından ilgili olduğu anlaşılır. Bu sonuçlar Kana'nın Japonya da birçok yıkıcı depremlerde elde ettiği araştırma sonuçları ile aynıdır.

Kana elde ettiği sonuçları teorik olarak açıklamak için zeminin dinamik özelliklerinin deprem şiddetine etkisini belirten yarı amprik bir formül bulunmuştur. Banjaluka'nın sismik mikrobölgeleme haritasının yapımında bu formülü kullanılmıştır. Yani diğer bir deyimle mikrobölgeleme çalışmasında dinamik metod seçilmiştir. Seçilen metod Banjaluka'nın yeni imar plânında kent nüfusunda hızlı ve önemli bir artış olacağını tahmin edilmesiylede uygun düşmektedir. Bu plânda modern bir kentin varlığı için gerekli önemli konutlar, ve endüstriyel ve diğer tipten yapıların inşaaı öngörülmüştür. Banjaluka vâdisinde arsa imkanları dar ve gelişmekte olan bir kentin ihtiyaçlarını zorlukla karşıladığından yeni yapıların çok katlı yapılar olması ve iyi yerleştirilmesi gerekmektedir. Diğer taraftan çok katlı yapılar depremin bu yapılar üzerindeki titreşim etkisinin iyice kontrol edilebilmesine imkan veren dinamik özelliklere sahiptirler.

Seçilen metod, deprem hareketinin titreşim parametrelerini tayin etmesi bakımından, sismik açıdan emniyetli yapılara öncelik vermek, emniyetsiz yapıları yapmamak şeklinde mimari ve mühendislik projeleri bakımından isabetli hükümler getiren bir imar plânına imkân vermesi sebebiylede olumlu bulunmuştur.

IV. 2. Mikro bölgeleme metodunun açıklaması ;

Yeryüzünün deprem hareketinin özellikleri genel olarak deprem odağının titreşim karakteristikleri, sismik dalgaların katettiği ortamın özellikleri ve yüzeydeki zemin tabakasının özelliklerine bağlıdır. Bu analitik olarak aşağıdaki formülle ifade edilebilir.

$$U(T,q) = [O(T), Q(T,q); G(T,q)] \quad (1)$$

Burada T ve q sismik dalgaların periyodu ve sönümüdür. İlk terimler pratik olarak ana kayadaki hareketin spektrumu olup genellikle magnitüdün ve deprem odağından uzaklık olan L, nin fonksiyonudur. Ve aşağıdaki gibi ifade edilir.

$$[O(T), Q(T,q)] = \alpha_0 = F'_L(M,L) \quad (2)$$

İfadenin ilk terimi, yüzeydeki zemin tabakalarının deprem spektrumu üzerindeki etkisini verir ve sismik dalga periyodu olan (T) nin, mikrosismik zemin titreşimlerinin hakim periyodu olan (To) nın ve zemin tabakasının fizik mekanik özellikleri arasındaki bağıntı (c) nin fonksiyonu olarak gösterilir:

$$G(T, q) = C = F_2(T, T_a) \quad (3)$$

Bu terim Japonyada ki yıkıcı depremlerden elde edilen araştırma sonuçlarına göre Kanai tarafından aşağıdaki gibi yarı ampirik formülle ifade edilmiştir.

$$C = 1 + \frac{1}{\sqrt{\left\{ \frac{1+a}{1-a} \left[1 - \left(\frac{T}{T_o} \right)^2 \right]^2 + \left[\frac{0,35}{\sqrt{T_o}} \cdot \frac{T}{T_o} \right]^2 \right\}}}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{P_1 \mu_1}{P_2 \mu_2}} = \frac{P_1 V_1}{P_2 V_2} \quad (4)$$

Burada α ifadesi zeminin üst ve alt tabakalarının yoğunluğunu, yaykatsayısını ve sismik dalga hızını ihtiva etmektedir. (2) nolu ifadede parametrelerin ayrıntılı olarak tayini için yeterli zaman bulunmadığından hakim uzaklığın fonksiyonu olarak Kanainin formülünden hesaplanmıştır:

$$\alpha_o = \frac{1}{T} \left(0,61 M - 1,73 \text{ Log } L + 0,13 \right)$$

Bundan dolayı anakayada sismik dalgaların hakim periyodu 0,2 sn. spektrumunda buna tekabül eden max. ivme değeride 80 cm/sn² alınmıştır. Bu değerler, Literatürde M=6,5 magnitüd için Kanai, Gutenberg, Richter, Benoff, Estora ve Rozenbeltin sonuçlarını genelleştiren H.V. Seed, J.M. İdriss ve P.W. Kieter tarafından verilen episantral parametrelere uymaktadır. Buna göre depremin anakayadaki spektrumunu ifade etmek için (5) formülünün benzer-

liğinden, $\alpha_o = \frac{16}{T}$ (6) 4 ve 6 nolu ifadeler hakim titreşim periyodları ile karakterize edilen kent bölgesindeki deprem titreşim spektrumunu belirlerler.

$$\alpha = \alpha_o \cdot C = \frac{16}{T} \left[1 + \frac{1}{\sqrt{\left\{ \frac{1+a}{1-a} \left[1 - \left(\frac{T}{T_o} \right)^2 \right]^2 + \left[\frac{0,35}{\sqrt{T_o}} \cdot \frac{T}{T_o} \right]^2 \right\}}} \right]$$

Bu ifade T=To için yani rezonans halinde maximum değerleri verir. Onun için (7) ifadesi aşağıdaki şekilde değiştirilmiştir :

$$\alpha = \frac{16}{T_o} \left[1 + \frac{\sqrt{T_o}}{0,35} \right] \quad (\text{Cm/Sec}^2)$$

(To > 0.15 : 0.20 Sec)

Kent bölgesinde maximum sismik parametrelerin hesaplamasında bu son ifade kullanılmıştır.

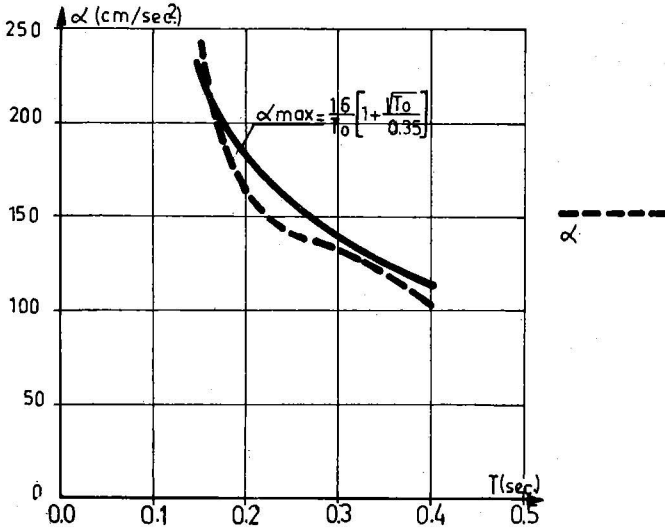
IV. 3. Kentin bazı zonlarında muhtemel maximum yer ivmesinin hesabı :

Az katlı yığma yapıların hasar derecesi ile zemin hakim periyodları arasındaki bağıntıyı gösteren şekil 5 deki diyağram, 0.15-0.23 sn. hakim periyodlu zeminlerde hasarın en fazla olduğu, 0,28-0.34 sn.lik zeminlerde biraz daha az, 0.10-0.12 sn.lik hakim periyoda sahip ana kayada hasarın en az olduğu görülmekteydi ve bu geçici rezonans olayı ile açıklanmıştır.

Kent bölgesinde zemin hakim periyodu ile karakterize edilen ortalama yapı hasarları arasındaki fark ana kayaya kıyasla 0.15-0.23 sn. periyodlu zeminlerde 1 derece, 0.28-0.34 sn. periyodlu zeminlerde de 0,5 derece artıma tekabül etmektedir. Bu üç zemin cinsinin seçilmesi için sebep, hasar farklılığının 0.10-0.34 sn. periyodlarda raslanması ve $T_0 \leq T_{sr}$ şartında muhtemel maximum sismik etkilerin elde edilmesidir.

Sözü edilen 3 zon için muhtemel. max. yer ivmeleri (8) ifadesi ile hesaplanmıştır. Bu ivmeler şekil (9 da, 27 Ekim 1969 depreminde rijit cisimlerin deplasmanından elde edilen değerlerle birlikte grafik olarak gösterilmiştir. Her iki gurup değerler arasındaki uyum, kullanılan metodun doğruluğu ve Banjaluka mikrobölgeleme haritasının yapımında kullanılan parametrelerin sıhhati hakkında fikir vermektedir.

Hesaplanan muhtemel maximum yer ivmeleri şöyledir :



ŞEKİL : 9 Muhtemel maximum yer ivmelerini gösterir diyağramlar.

- 0.10-0.12 sn. hakim periyodundaki zon için $a = 80 \text{ cm/sn}^2$ (kabul)
- 0.15-0.23 sn. ($T=0.20 \text{ sn}$) hakim » » = 180 cm/sn^2
- 0.28-0.34 sn. ($T=0.28$) » » » = 140 cm/sn^2

ivmeleri MSK-64 skalasındaki sismik şiddet derecelerine çevrilecek

$$\text{olursa 1 ci zon için I} = \text{VII} \frac{1}{2}$$

$$\text{2 ci zon için I} = \text{VIII} \frac{1}{2}$$

$$\text{3 cü } \gg \gg \text{I} = \text{VIII}$$

elde edilmektedir.

Sismik şiddet artımları şekil (5) dekine uygundur. Ayrıca hesaplanan yer ivmeleri Banjaluka kent bölgesi için kabul edilen VIII şiddet değerine uymaktadır.

IV. 4. Hesaplanan Maximum yer ivmelerinin diğer inceleme sonuçları ile korelasyonu.

Mühendislik sismolojisi incelemeleri, münferit incelemeler yolu ile yerin sismik karakteristiklerini inceleyerek maximum sismik tesirleri ve zonlardaki sismik şiddet artışlarını tesbit etmeye yönelmiştir.

Bundan sonra, elde edilen veriler kıyaslama ve teorik hesaplar yolu ile değerlendirilerek yerin sismik özelliklerini ve bunun şiddet üzerindeki etkisini elde etme analitik çalışmalara girilmiştir. Analitik işlemde 8 numaralı formül kullanılmıştır.

IV. . Civardaki deprem Orijinlerinin etkileri :

Bu makalenin 2 nci bölümünde civardaki ve uzaktaki orijinlerin sismik etkileri incelenmiştir. Bu depremlerin Banjaluka bölgesini fazla etkilemeyeceği hesapla gösterilmiştir.

Ancak Banjaluka ya 40-60 km. mesafedeki en yakın odakda 6 mağnitüdü bir deprem olduğu takdirde sadece, hakim periyodu 0.18-0.34 sn. olan zonda rezonans etkisinden dolayı bir miktar hasar beklenebilir.

IV. 2. başlığı altındaki verilerden ve hesaplardan, 0.30 sn. hakim periyodundaki sismik dalgaların ana kayada 0.05 g.lik bir maksimum ivmeye sebep olacağı kabul edilirse 8 nolu formül şu şekli alır.

$$\alpha = \frac{15}{T_0} \left[1 + \frac{\sqrt{T_0}}{0.35} \right]$$

Bu formüle göre Banjaluka bölgesinde maximum yer ivmesi, hakim periyodu 0.28-0.34 sn. olan zonda meydana gelecek ve % 13 g. değerini alacaktır. En uygun olmayan bu durumda bile depremin mahalli odaktan gelen sarsıntılar kadar tehlikeli olmadığı görülmektedir.

Buna bir örnek olarak 27 Ekim 1969 Banjaluka depremini civardaki merkezlere etkisi gösterilebilir.

ZON (To/Sec)	Yer ivmesi (cm/sec ²)		I (MSK-64)	Sismik şiddetler	
	8 nolu formüle göre	Cisimlerin deplasmanından hesaplanan		Yer ivmesinden bulunan	Yapı hasarından bulunan
0.10 - 0.12	80	80	VII 1/2	1	1
				2	2
0.15 - 0.23	180	175	VIII 1/2	1	1
				2	2
0.28 - 0.34	140	135	VIII	0*	0*
				1	2

* Sismik şiddet artımı, ortalama yapısal hasarın görüldüğü zona kıyasla verilmiştir. ...

SEISMIC MICROZONIC MAP FOR THE URBAN AREA OF BANJA LUKA



INSTITUTE FOR EARTHQUAKE ENGINEERING
AND ENGINEERING SEISMOLOGY - S K O P J E

ELABORATED BY:

Eng. M STOJKOVIĆ M. Sc.
Eng. V MIHALLOV M. Sc.

NOTES FOR MAP APPLICATION

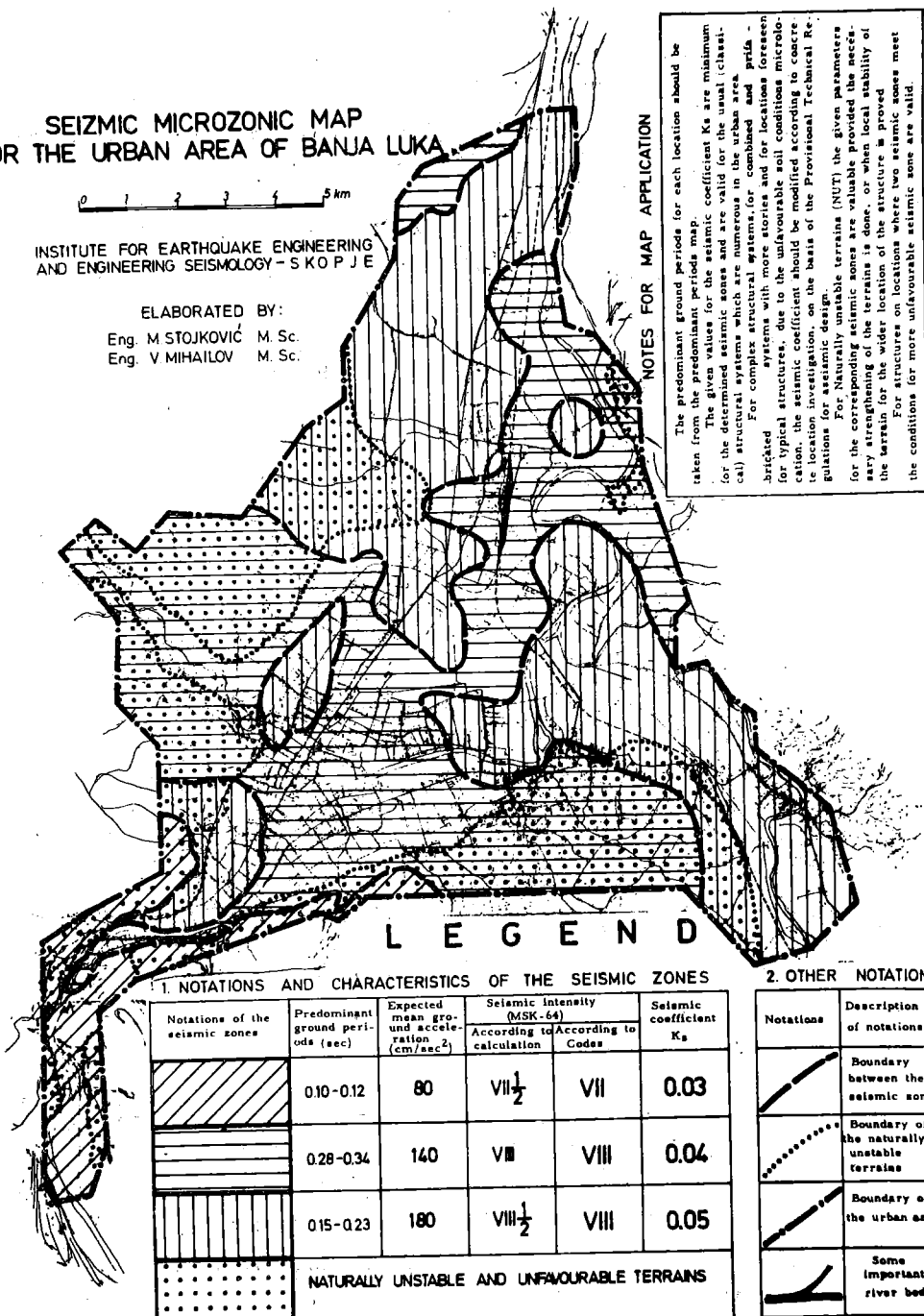
The predominant ground periods for each location should be taken from the predominant periods map.

The given values for the seismic coefficient K_s are minimum for the determined seismic zones and are valid for the usual (classical) structural systems which are numerous in the urban area.

For complex structural systems, for combined and prismatic systems with more stories and for locations foreseen for typical structures, due to the unfavourable soil conditions microzonation, the seismic coefficient should be modified according to concrete location investigation, on the basis of the Provisional Technical Regulations for seismic design.

For Naturally unstable terrain (NUT) the given parameters for the corresponding seismic zones are suitable provided the necessary strengthening of the seismic zone, or when local stability of the terrain for a wider location of the structure is proved.

For structures on locations where two seismic zones meet the conditions for more unfavourable seismic zone are valid.



L E G E N D

1. NOTATIONS AND CHARACTERISTICS OF THE SEISMIC ZONES

Notations of the seismic zones	Predominant ground periods (sec)	Expected mean ground acceleration (cm/sec ²)	Seismic intensity (MSK-64)		Seismic coefficient K_s
			According to calculation	According to Codes	
	0.10-0.12	80	VII $\frac{1}{2}$	VII	0.03
	0.28-0.34	140	VIII	VIII	0.04
	0.15-0.23	180	VIII $\frac{1}{2}$	VIII	0.05
	NATURALLY UNSTABLE AND UNFAVOURABLE TERRAINS				

2. OTHER NOTATIONS

Notations	Description of notations
	Boundary between the seismic zones
	Boundary of the naturally unstable terrain
	Boundary of the urban area
	Some important river beds

K A Y N A K L A R :

1. Kiyoshi Kanai; Semi-empirical formula for the Seismic Characteristics of the Ground (Earthquake Research Institute-Tokyo-1957)
2. K. Kanai, T. Takaka and others : On Microtremors. (Earthquake Research Institute. Tokyo-1966)
3. K. Kanai : An empirical Formula for the Spectrum of Strong Earthquake Research Institute Tokyo-1961)
4. K. Kanai, S. Yoshizawa, T. Suzuki An Empirical Formula for the Spectrum of Strong-Earthquake Motions (Earthquake Research Institute Tokyo-1963)
5. H. Bolton Seed, I.M. Indriss, F.W. Kiefer : Characteristics of Rock Motions During Earthquake 1969
6. N.N. Shebalin : Opsta seizmologija (Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Skopje, 1966) Lectures
7. Group of Authors : Osnovanie Ekserimentalnih Zakonomernosti Dianan Seismiceskih Voln.
8. Group of Authors : Dinamiceskie Harakteristiki Sejsmiceskih Voln v Realnih Sredah
9. Group of Authors : Voprosi Inzenerskoj Sejsmologij (Vipuski 1-12, Instituta fiziki Zemlji "Nauka"-Mosva)
10. Group of Authors : Sejsmiceskoe Rejoniranije SSSR, Institute Fiziki Zemlji, "Nauka" -Moskva-1968)
11. Group of Authors : Metodiceskoe Posobie po Inzenerno Ceologiceskomu Izuceniju gornih Porod, Vol. III, (Geolog Fakul Moskovskoe Universiteta -Moskva-1968)
12. D. J. Alpan : Notes on Soil Engineering (Earthquake Engineering Course 1965/66, Tokyo-Japan)
13. J. Jakocky : Geofozicka istrazivanja (Nauka knjiga Beograd)
14. Ceozavod-Sarajevo
Ceozavod Beograd : Inzenjersko-geolcska geomehanioka karta urbanistickog podrucja Banjaluka tekstualnih tupa cem (Sarajevo-Geograd. 1971)

DEPREM ARAŞTIRMA ENSTITÜSÜ BÜLTENİ YAYIN KOŐULLARI

(5. ve 7. Maddeler değiştirilmiştir.)

1. Bltene gönderilecek telif ve tercüme yazıların :
 - a) Depremle doğrudan doğruya, ya da dolaylı yoldan ilgili olması
 - b) Bilimsel ve teknik bir değer taŐıması
 - c) Yurt içinde daha önce başka bir yerde yayınlanmamıŐ ol-
ması
 - d) Daktilo ile ve kağıdın yalnız bir yüzüne en az iki nüsha
olarak yazılmıŐ bulunması
 - e) Őekillerin aydinger kağıdına ĉini mürekkebi ile ĉizilmiŐ
olması
 - f) Fotoğrafların net ve kliŐe alınmasına müsait bulunması
gerekmektedir.
2. Telif araştırma yazılarının baş tarafına araŐtırmannın genel
erevesini belirten en çok 200 kelimelik İngilizce, Fransızca ya
da Almanca bir zet konulmalıdır.
3. İmar ve İŐkn Bakanlığı mensubu elemanlar tarafından hazır-
lanan ve telif ya da tercüme creti ödenerek yayınlanacak olan
yazıların, mesai saatleri dışında hazırlanmış olduğu yazan, der-
leyen, ya da evirenin bağlı bulunduğu birim amiri tarafından
(genel müdürlüklerde daire baŐkanı, müstakil birimlerde bi-
rim amiri) verilecek bir belge ile belgelendirilmesi zorunludur.
Bu belge ile birlikte verilmeyen yazılar için ücret ödenmez.
4. Telif ve tercüme ücretleri ancak yazı bültende yayınlanadıķ-
tan sonra tahakkuka bağlanır.
5. **Bültende yayınlanacak yazıların 300 kelimelik beher standart
sayfası için teliflerde 75, tercümelerde 50 TL. cret denir.**
6. Yazılarda bulunan Őekiller için, gerekli olan asgari alan içinde
bulunabilecek kelime sayısına göre ücret takdir edilir.
7. Telif ve tercüme ücretlerinin gelir vergisi stopaj yoluyla kesilir.

8. Yazıların bültende yayınlanması Deprem Araştırma Enstitüsü bünyesinde teşekkül eden Uzmanlar Kurulu'nun kararı ile olur.
9. Seçmeyi yapacak Uzmanlar Kurulu 5. maddede sözü edilen asgari alanları hesaplamaya, yazı sahiplerine gereksiz uzatmaların kısaltılmasını teklif etmeye, verilecek ücrete esas teşkil edecek kelime sayısını tesbit etmeye ve yazıların yayın sırasını tayine yetkilidir.
10. Kurulca incelenen yazıların bültende yayınlanıp yayınlanmayacağı yazı sahiplerine yazı ile duyurulur.
11. Yayınlanmıyacak yazılar bu duyurmadan sonra en geç bir ay içinde sahipleri tarafından geri alınabilir. Bu süre içinde alınmayan yazıların korunmasından Enstitü sorumlu değildir.
12. Diğer kuruluşlar ve Bakanlık mensupları tarafından bilgi, haber, tanıtma v.b. gibi nedenlerle gönderilecek not ve açıklamalar, ya da bu nitelikteki yazılar için ücret ödenmez.
13. Enstitü mensupları Enstitüce kendilerine verilen görevlere ait çalışmalarından ötürü herhangi bir telif ya da tercüme ücreti talep edemezler.

