

**ONBİR KATLI KİRİŞSİZ DÖŞEMELİ BİR YAPININ
DEPREME KARŞI GÜVENLİĞİNİN ARTIRILMASI**

**INCREASING THE SEISMIC SAFETY OF A FLAT-SLAB
BUILDING WITH ELEVEN STOREYS**

Hasan Boduroğlu¹ ve Niyazi Parlar²

SUMMARY

In this paper, a brief history of aseismic codes of Turkey was given. Because of the changes in these codes, buildings may need strengthening to increase their seismic safety. In this context, a flat-slab building having two basements, a ground storey and seven storeys and a pent-house was investigated for its resistance against seismic loads. The building was designed and constructed using the aseismic code of 1968. It was found out that the building needs strengthening according to the aseismic code of 1975 in order to increase its seismic safety. A three dimensional structural analysis of the existing building showed that the strength of the columns was low and relative storey displacements were higher than the required values in the 1975 code. To achieve this, new shear walls were added to the building which helped to reduce seismic loads on existing columns and also the relative storey displacements within the constraints of the code. Connection details of newly added shear walls to the existing structure was given.

¹Prof.Dr. İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, Maslak, İstanbul

²Parlar Mühendislik ve Mimarlık Ltd. Şti.

ÖZET

Bu bildiride 1975 yılından önce yapılmış olan iki bodrum, zemin, yedi normal ve bir çatı katından oluşan taşıyıcı sistemi kirişsiz döşemeli binanın depreme karşı güvenliğinin artırılması projesi açıklanmıştır ve bu tür binalarda karşılaşılabilecek sorunlar tartışılmıştır. Binanın statik ve betonarme projeleri bulunamadığından öncelikle binanın betonarme rölevesi çıkarılmıştır. Daha sonra yapıda beton kalitesini belirlemek için malzeme deneyleri yapılarak malzeme özellikleri saptanmış ve binanın üç boyutlu deprem hesapları yapıldıktan sonra yapının deprem güvenliğinin hem mukavemet hem de bağıl kat yer değiştirmeleri bakımından yetersiz olduğu görülmüştür. Yapının mevcut deprem yönetmeliğine göre perdelerle güçlendirilerek üç boyutlu hesaplar ve kesit ve bağıl yer değiştirme kontrolleri yapılmış ve güçlendirme projeleri hazırlanmıştır. Güçlendirme projesinin ayrıntıları verilmiştir.

GİRİŞ

Deprem mühendisliğinde elde edilen yeni bilgiler yönetmeliklere aktararak yapıların deprem güvenliklerinin iyileştirilmesi amaçlanmaktadır. Deprem etkisi altında olan çeşitli ülkelerde mevcut yapı stoğunun değişen yönetmeliklere göre deprem güvenliklerinin artırılması için çalışmalar yapılmaktadır. Ülkemizde deprem yönetmelikleri ile ilgili çalışmalar İtalyan Yapı Talimatnamesinin çevirisi ile 1940 yılında başlamış [1] ve 1940 yılında Zelzele Mintakaları Muvakkat Yapı Talimatnamesi çıkarılmıştır [2]. 1942 de bu talimatname yenileştirilmiştir [3]. 1944 yılında ise Deprem Bölgeleri Esaslı Tamir Talimatnamesi çıkarılmıştır [4]. 1948 yılında ise Türkiye Yersarsıntısı Bölgeleri Yapı Yönetmeliği yayınlanmıştır [5]. 1949 yılında ise bu yönetmelik yenilenmiştir [6]. 1953 de Yersarsıntısı Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik çıkarılmıştır [7]. 1961 yılında ise Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik şeklini almıştır [8]. Bu yönetmelik 1962, 1968 ve 1975 yıllarında yenilenmiştir [9,10,11].

Tüm yönetmeliklerin karşılaştırılması yerine incelenen binanın inşa edildiği 1968 ve 1975 yönetmelikleri kısaca karşılaştırıldığında depreme dayanıklı binaların hesap esaslarında epey değişiklik olduğu görülmektedir. Bunlar yatay yük katsayısının belirlenmesinden yatay

yükün dağıtımına kadar ve yatay burulma momenti etkisine kadar çeşitli adımları kapsamaktadır. Ayrıca betonarme yapılar ile ilgili de değişiklikler olmuştur. Bu değişikliklere göre hesaplar tekrar yapılarak yapının mevcut deprem yönetmeliğine göre güçlendirme projesi hazırlanmıştır. Yapının statik ve betonarme projelerinin bulunamamış olması nedeniyle betonarme rölevesi çıkarılmıştır. Tipik bir kat planı ve görünüş Şekil 1 de verilmiştir.

YAPININ BETON KALİTESİNİN BELİRLENMESİ

Ayrıca yapının beton kalitesi deneylerle tesbit edilmiştir. Yapıdan beş adet karot alınmış ve oniki yerde Schmidt deneyi yapılarak ortalama beton küp mukavemeti 176. kg/cm² ve TS 500 (12) de öngörülen şekliyle % 90 güvenli beton küp mukavemeti 106 kg/cm² olarak hesaplanmıştır.

YAPIYA GELEN DEPREM YÜKLERİNİN 1968 ve 1975 YÖNETMELİKLERİNE GÖRE KARŞILAŞTIRILMASI

1968 yönetmeliğine göre deprem nedeniyle yapıya gelecek toplam deprem kuvveti aşağıdaki C deprem katsayısının W bina toplam ağırlığıyla çarpılmasıyla elde edilmektedir.

$$C = C_0 \times \alpha \times \beta \times \gamma \quad (1)$$

Burada C_0 deprem bölge katsayısı, α deprem zemin katsayısı, β bina önem katsayısı, γ bina dinamik katsayısıdır. Mevcut yapının üç boyutlu olarak SAP90 ile birinci moda ait titreşim periyodu 2.05 saniye olarak hesaplanmıştır. Buna ait modelleme Şekil 2 de sunulmuştur. Eşdeğer çerçeve ile yapılan hesapta ise periyot 1.95 saniye olarak bulunmuştur. Yönetmelikteki yaklaşık bağıntıya göre hesap yapıldığında bu değer

$$T = 0.09 H / \sqrt{D} = 0.67 \quad (2)$$

olmaktadır. Burada yaklaşık bağıntıdaki hatanın ne kadar büyük olduğunu göstermektedir. Bu da yapının kirişsiz döşemeli olmasından kaynaklanmaktadır. 1968 yönetmeliğine göre incelenen bina ve zemin koşulları için bu deprem katsayısı

$$C=0.04 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.46 = 0.018 \quad (3)$$

olarak bulunur. Bina toplam ağırlığı ise 1968 yönetmeliğine göre hareketli yük katsayısı gözönüne alınarak 4929.6 ton olarak hesaplanmıştır. Bu durumda binaya gelen deprem yükü 90.70 ton olmaktadır.

1975 yönetmeliğine göre benzer işlemler yapıldığında bu yönetmelikteki deprem katsayısı

$$C=C_0 \times K \times S \times I \quad (4)$$

bağıntısıyla verilmektedir. Burada C_0 deprem bölge katsayısı, K yapı tipi katsayısı, S yapı dinamik katsayısı ve I yapı önem katsayısıdır. Bu deprem katsayısı ise incelenen bina için

$$C=0.08 \times 1.0 \times 0.38 \times 1.0 = 0.030 \quad (5)$$

olarak hesaplanmıştır. 1975 yönetmeliğine göre hareketli yük katsayısı göz önüne alınarak 4642.28 ton olmaktadır. Bu yönetmeliğe göre binaya gelen deprem yükü 139.26 ton olmaktadır. Bu durumda iki yönetmelik arasındaki deprem katsayısı farkı % 57 ve deprem yükü farkı ise %35 olmaktadır. Bu nedenle yapının statik-betonarme hesapları 1975 yönetmeliğine göre tekrarlanmalıdır. Bu yapıldığında yapının kenar ve orta kolonlarında sıra ile % 68 ve % 63 donatı eksikliği görülmüştür. Ayrıca 1975 yönetmeliğindeki katlar arasındaki bağıl yer değiştirme kısıtlaması tahkik edildiğinde bu değerlerin kat yüksekliğinin % 0.25 ini geçmemesi gerekmektedir. Mevcut yapı için bu kısıtlama 0.68 cm olmaktadır. Yapının üç boyutlu analizinde bu değerler çeşitli katlarda % 20 ile %30 oranında aşılmaktadır. Bu durumda yapının güçlendirilmesi gerekmektedir.

GÜÇLENDİRME PROJESİ

Yapının mimari durumu ile uygun olacak biçimde dört adet güçlendirme perdesi yapılması düşünülmüştür. Bunların yerleri Şekil 1 de gösterilmiştir. Bu sistem yine SAP90 ile çözülmüştür. Bu duruma ait

Şekil 3 de gösterilmiştir. Yeni eklenen perdeler deprem yüklerinin smını almaları nedeniyle mevcut kolonlar deprem yükleri ndan yeterli hale gelmiştir. Ayrıca yer değıştirme kısıtlamaları da mış bulunmaktadır.

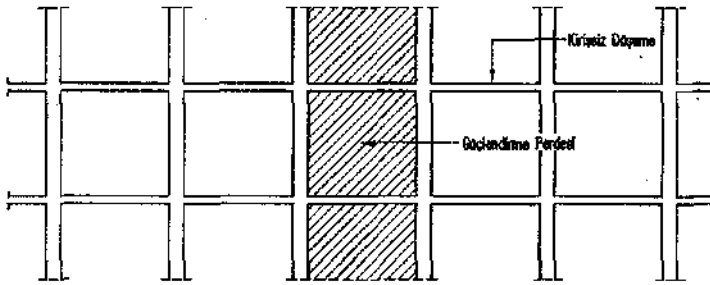
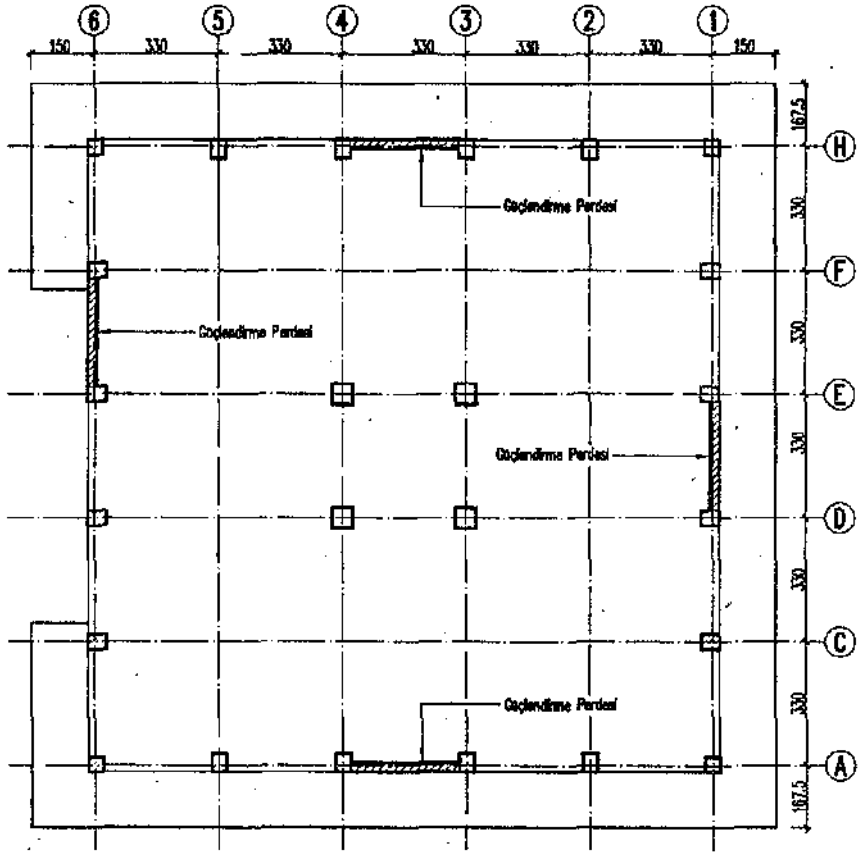
LENDİRME SİSTEMİNİN ESKİ SİSTEM İLE DAŞTIRILMASI

ya eklenen perdelerle mevcut sistemin birarada çalışmasını sağlamak mevcut kolonlara uygulanacak ankraj çubukları ile perde donatıları na sargı donatısı yerleştirilmiştir, bu detaylar Şekil 4 de rilmiştir. Ayrıca 30 cm kalınlığındaki döşeme delinerek perde tıları üst katlara uzatılacaktır. Böylece mevcut çerçeve içleri urularak güçlendirme perdeleri elde edilecektir. Deprem yüklerinin ne aktarılması için eski temel ile yeni temelin birarada çalışmasını ayan bir düzen kurulmuştur.

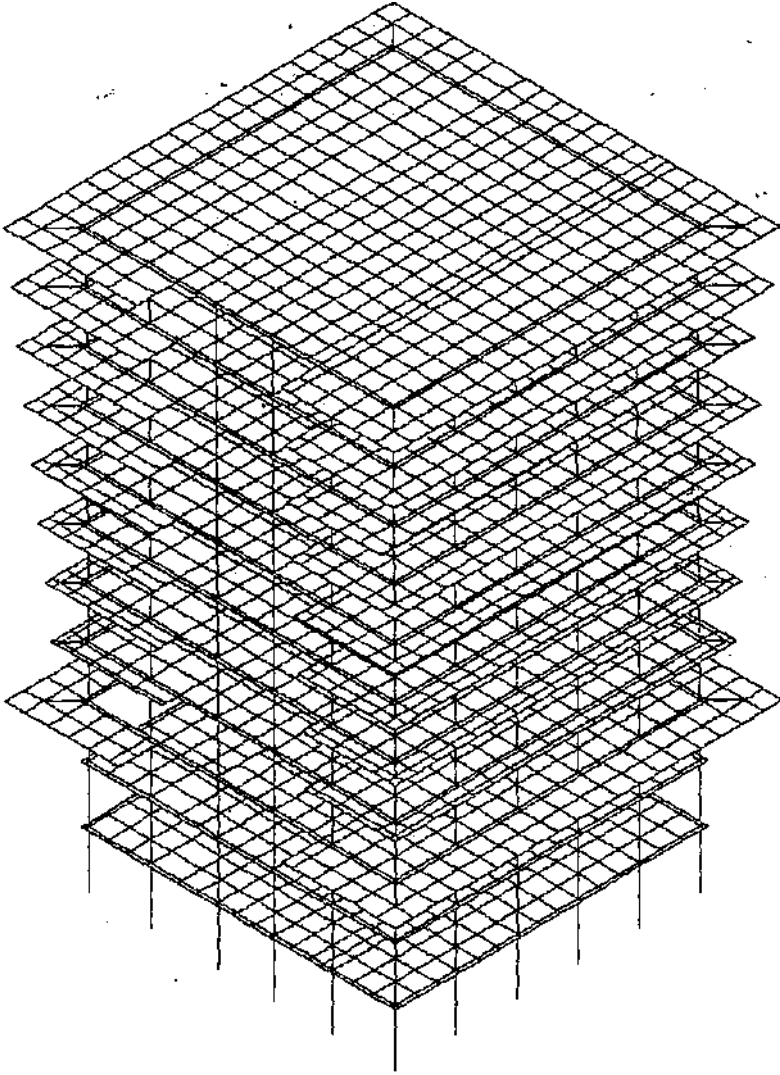
NAKLAR

- Züngül, N.,(1940), "Zelzele Mıntıklarında Yapılacak İnşaata Ait alyan Yapı Talimatnamesi Çevirisi", T.C. Nafia Vekaleti Neşriyatı, eri:2,Sayı 10, Ankara.
- (1940), "Zelzele Mıntıkları Muvakkat Yapı Talimatnamesi", Ankara Devlet Matbaası
- (1942), "Zelzele Mıntıkları Muvakkat Yapı Talimatnamesi", Ulusal Matbaa, Ankara.
- (1944), "Deprem Bölgeleri Esaslı Tamir Talimatnamesi", Başvekalet Devlet Matbaası,Ankara.
- (1948), "Türkiye Yersarsıntısı Bölgeleri Yapı Yönetmeliği", Çankaya Matbaası, Ankara.
- (1949), "Türkiye Yersarsıntısı Bölgeleri Yapı Yönetmeliği", Güney Matbaacılık ve Gazetecilik T.A.O., Ankara.
- (1953), "Yersarsıntısı Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik", İdeal Matbaa, Ankara.
- (1961), "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik", Devrim Basım ve Cilt Evi, Ankara.
- (1962), "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik", Devrim Matbaası, Ankara.

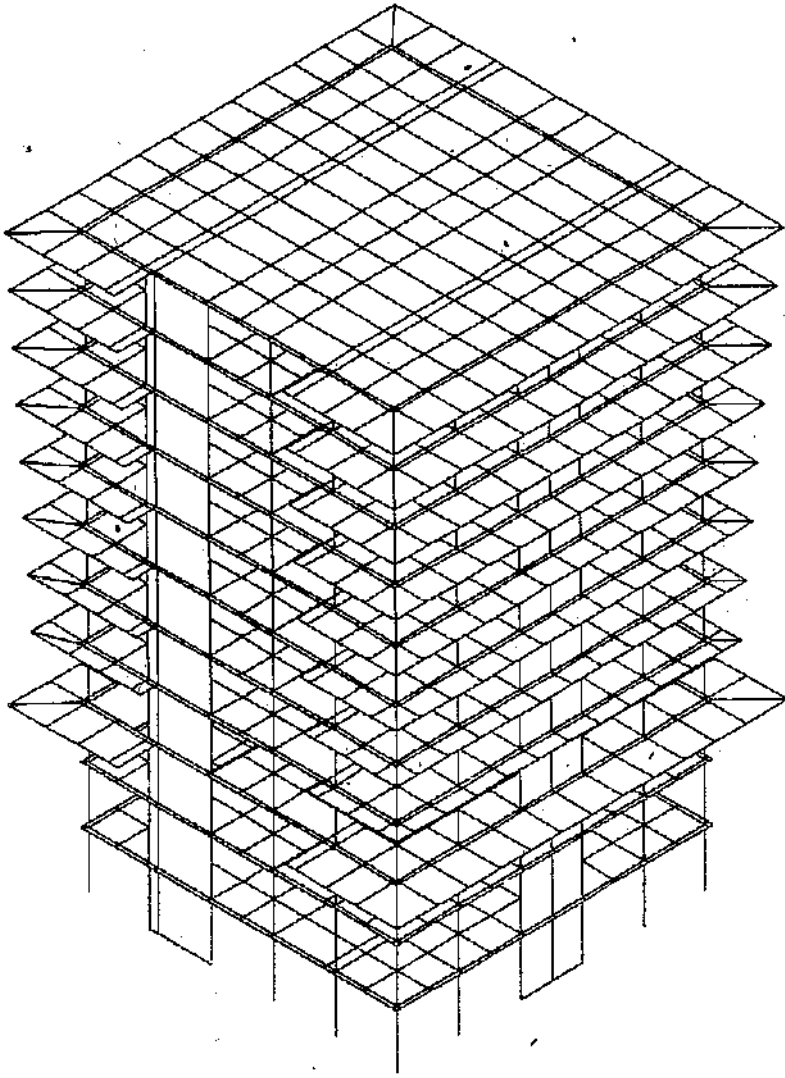
- 10.(1968), "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik",
Başbakanlık Devlet Matbaası, Ankara.
- 11.(1975), "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik",
Ankara.
- 12.(1985), TS 500, "Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları"
Türk Standardları Enstitüsü, Ankara.



Şekil 1

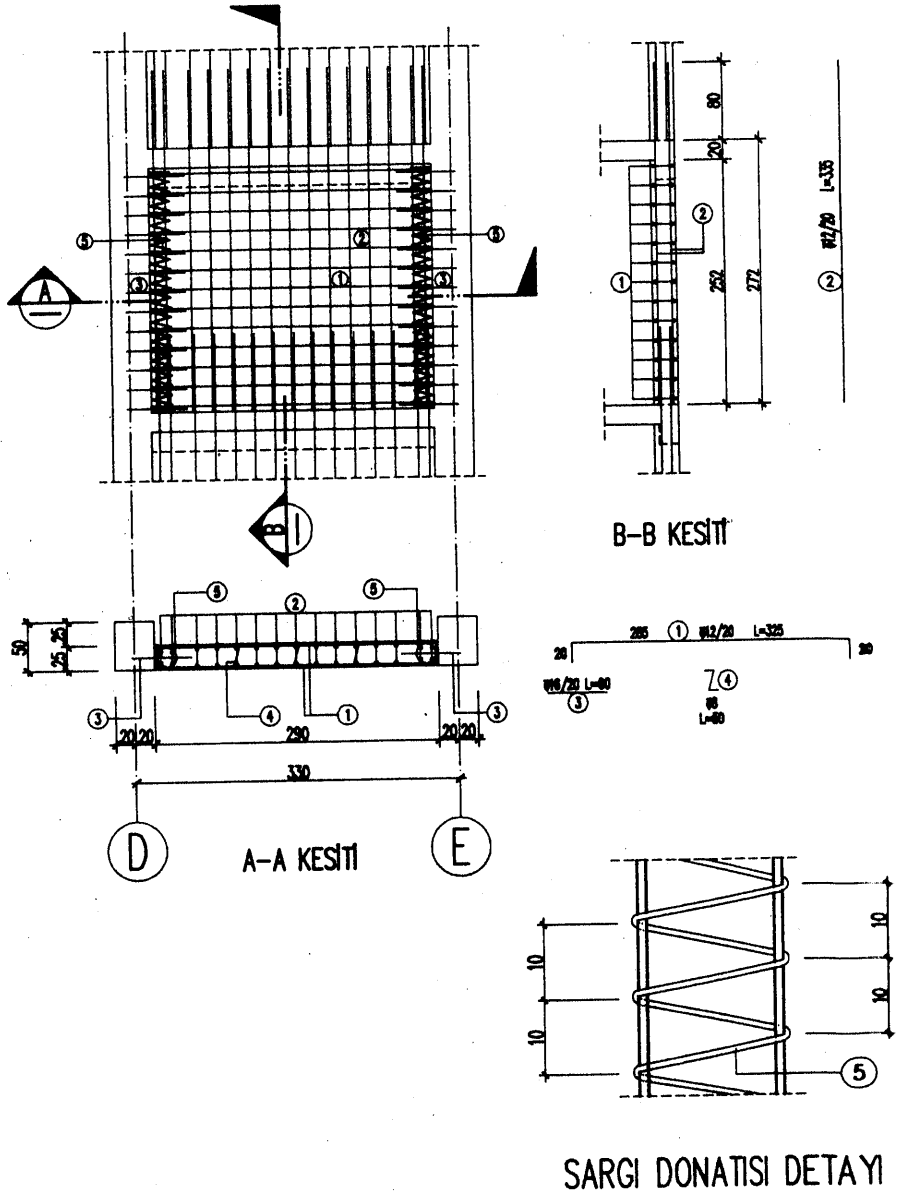


Şekil 2



Şekil 3

1 AKSI ÜZERİ D VE E AKSI ARASI GÜÇLENDİRME PERDESİ



Şekil 4

DEPREMLERDEN HASAR GÖREN YAPILARIN KOLONLARININ ONARIM VE GÜÇLENDİRİLMESİ

REPAIR AND STRENGTHENING OF BUILDING COLUMNS DAMAGED BY EARTHQUAKES

Halit Demir¹

SUMMARY

Repair and strengthening methods of reinforced concrete columns, used in the practice are summarized. General outlines are given first. Later local repair of cracks injecting epoxy resins and cement grouts or replacement of the damaged parts is described. In strengthening using reinforced concrete jacketing, steel profile jacketing and steel encasement are also described.

Following these, general recommendations to be considered are given.

ÖZET

Depremlerden hasar görmüş yapıların kolonlarının onarım ve güçlendirilmesi ele alınmış ve bunlarla ilgili uygulamadaki metodlar açıklanmıştır. Önce genel bilgiler verilmiş sonra her bir yöntemin uygulanması anlatılmıştır. Yerel onarımda çeşitli reçine veya çimento harcı enjeksiyonu, hasarlı kısmın kısmen veya tamamen kaldırılması yöntemleri, güçlendirmede ise betonarme manto, çelik profil iskelet ve çelik levha kılıf geçirme metodları tanıtılmıştır. Sonunda da gözönünde tutulması gereken hususlara dikkat çekilmiştir.

1 Prof. Dr., İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, Maslak, İstanbul

GİRİŞ VE GENEL BİLGİLER

Depremeler yapıların taşıyıcı sistemlerinde hasara ve bu nedenle fonksiyon ve mukavemet kaybına sebep olabilirler. Böyle durumlarda yapının onarım ve/veya güçlendirilmesine gereksinme duyulur. Onarım (tamir) görünüş ve kullanım bakımından hasarlı bir yapının görünüş, kullanılabilirlik, taşıma gücü ve diğer mukavemet ve statik karakteristiklerinin ve gereğinde dayanımının iyileştirilmesi için önceki karakteristiklerini tamamen veya kısmen geri getirmek üzere yapılan işlem ve değişikliktir.

Güçlendirme (takviye) yapının taşıma gücünü, rijidliğini, düktilitesini veya stabilitesini veya bunlardan bir veya birkaçını mevcut durumunun üzerine çıkarmak için yapılan müdahale ve değişikliktir. Bunun için yapının hasar görmüş olması gerekmez. Kullanım ve işletme yüklerinde bir artmanın söz konusu olması halinde güçlendirme gerekebileceği gibi öngörülen yükler için eksik projelendirilmiş veya inşa edilmiş bir yapının da güçlendirilmesi gerekebilir.

Hasarlı veya hasarsız, mukavemet karakteristikleri eksik bir yapının güçlendirilmesi gerektiğinde (hasarlı veya hasarsız) elemanlarının güçlendirilmesi ve/veya yapının ilave elemanlar veya sistemlerle güçlendirilmesi söz konusu olur. Bu konularda bilgi, kaynaklar listesinde verilen [1-7] ve daha başka yayınlarda bulunabilir. Bu yazıda taşıyıcı elemanlardan kolonların onarım ve güçlendirilmeleri ele alınacaktır. Bu türlü müdahale ile taşıyıcı sistemlerin mukavemeti bir dereceye kadar veya önemli derecede arttırılabilir. Bu arada düktilite (süneklik) de ıslah olunabilir. Ayrıca rijidlik arttırılabilir. Fakat bu sonuncu hususta dikkatli olmak gerekir. Çünkü rijidliğin artması bazı kere yanında bazı problemler de getirebilir.

İstenilen deprem mukavemetine, hasar düzeyine, elemanların tiplerine ve birleşimlerine göre taşıyıcı sistem kısımları onarılabilir ve/veya güçlendirilebilir. Bunun için enjeksiyon, hasarlı kısımların çıkarılması ve yerine yenilerinin konulması veya mantolama, ya da bunların bazılarının birlikte uygulanması cihetine gidilebilir.

Bütün bu işlerde eski ve yeni beton arasında sağlıklı bir aderans temin edilmesi son derece önemlidir. Bunun için orijinal kısmın örtüsünü veya kabuğunu çentmek ve yontmak ve yüzeyi pürüzlendirmek, yüzeyi tutkallamak (betonlamadan önce örneğin

epoksi ile), ilave eğik donatı çubukları kaynaklamak veya betonarme veya çelik bağlantılar, dübeller, pimler kullanmak yollarına gidilebilir.

Az aralıklı, yeterli ve uygun biçimde etriye ve sargı çubukları ile enine doğrultuda sarıp genişlemeye karşı kısıtlamak enine yayılmayı önlemesi ile bir güçlendirme olduğu gibi elemanların düktilitesini de arttırır ve çok yararlıdır.

Elemanların rijitliklerindeki değişimler dolayısıyla taşıyıcı sistemde iç kuvvetlerin yeniden dağılımının bazı durumlarda çok önemli olması söz konusudur. Bu hususun dikkatle gözönüne alınması gerekir.

Köşebent (korniyer) profillerle ve çelik şeritlerle teşkil edilen iskelet geçirmek suretiyle yapılan takviyeler tekil elemanların güçlendirilmesinde kullanılır. Bu yoldan kiriş-kolon birleşimlerinin takviyesi imkansız veya çok zordur.

Çelik levha kılıf ile gömlek giydirme, esas elemanların yüzeylerine çelik levhalar yapıştırarak gerçekleştirilir. Donatı olarak iş gören çelik levhalar betona epoksi reçineleri ile yapıştırılırlar. Bu teknik herhangi bir tahribatı gerektirmez. Uygulaması epeyce kolaydır. Elemanın kesit boyutlarında artış ihmal edilebilecek kadar azdır.

Çelik profillerle teşkil edilen iskelet geçirme ve levhalarla yapılan gömlek giydirme takviyesinde yeni eklenen çelik parçaların yangına ve korozyona karşı korunması bakımından özel önlemlerin alınması gereklidir. Betonarme mantolama böyle bir koruma önlemini gerektirmez fakat inşaatı çok daha zordur.

Rehabilitasyondan amaç binaların depreme karşı mukavemetini iyileştirmektir. Burada, kolonun eğilme ve kesme mukavemetlerinin artırılması, sünekliğinin (düktilitesinin) iyileştirilmesi söz konusu olabilir ve bunlar uygun tekniklerle gerçekleştirilebilir.

Kolonun eğilme mukavemeti, beton kesit alanının büyütülmesi ve yeni boyuna donatılar ilave edilmesi suretiyle artırılabilir. Kesme mukavemeti ve özellikle de süneklik etriyeler ve çelik kuşak veya şeritlerle sarmak ve sınırlamak suretiyle iyileştirilir. Kolon rijitliklerini zorlanmaları ile orantılı duruma getirmek, bunun için mesela başka elemanlarla gereğinde irtibatını kesmek veya birlikte çalışmasını önlemek, taşıyıcı sistemin bütün kolonlarının uyumlu davranışı bakımından iyileşme temin

edebilir.

Taşıyıcı sistem yıkılmamakla beraber betonarme kolonlar hafiften ağıra kadar değişen çeşitli şekillerde hasar görebilirler. Betonda kırılma veya donatıda hasar olmaksızın yatay veya eğik doğrultuda çatlak, betonun ezilmesi, donatının burkulması, etriyelerin kopması veya açılması bu türlü hasar çeşitlerinin başlıcalarıdır. Hasarın derecesine göre enjeksiyon, hasarlı kısmın kaldırılması ve yerine yenisinin konulması yani yeniden yapılması veya mantolama gibi onarım ve güçlendirme teknikleri kullanılabilir.

KOLONLARIN ONARIM VE GÜÇLENDİRİLMESİ

Yukarıda verilen genel bilgilerden sonra aşağıda kolonların onarım ve güçlendirilmesi ile ilgili yöntemlerden uygulamada en çok kullanılanları, yerel onarımlar ve betonarme mantolama, çelik profil iskelet geçirme, çelik levha kılıf giydirme suretiyle güçlendirme başlıkları altında sunulmaya çalışılacaktır.

Yerel Onarımlar

Reçine enjeksiyonları betonu veya donatısı hasar görmemiş, sadece hafif çatlaklı kolonların onarımında uygulanır. Enjeksiyon donanımının sonundaki ağızlık kısmında karıştırılarak hazırlanan reçine 0.1-5 mm genişliğindeki çatlaklar için uygundur. Reçine, 20-100 cm aralıklarla açılmış olan deliklere yerleştirilen ağızlardan enjekte edilir.

Çimento harcı enjeksiyonları ise daha geniş çatlaklara uygulanabilir (2 - 5 mm). Enjeksiyona kolonun tabanından başlanır ve yukarı doğru ilerlenir. Mukavemet ve sıkılık konusunda emin olunmalı veya kontrolleri uygun görülecek şekillerde yapılmalıdır.

Betonu ezilmiş, donatısı burkulmuş veya etriyeleri kopmuş hasarlı kolon durumlarında hasarlı kısmın çıkarılıp yenisinin yapılması yoluna gidilmelidir.

Betonun hafifçe hasar gördüğü durumlarda gevşemiş beton kaldırılır, yüzeyler pürüzlendirilir ve tozlar temizlenir. Kaldırılan betonun miktarına bağlı olarak bir miktar ek etriye ve boyuna donatı konulabilir. Betonlamadan önce mevcut kolon suyla ıslanır ve suya doyurulur. Kalıp ve yerleştirilen beton onarılacak seviyenin yeterince yukarısına kadar devam ettirilir, Bir gün sonra kalıp sökülebilir ve fazlalık teşkil eden henüz taze beton çentilebilir.

Boyuna donatının, etriyelerin koptuğu ve betonun ezildiği

durumlarda hasarlı kısımların tamamının kaldırılması ve yerine yenisinin yapılması cihetine gidilir.

Eğer sadece onarım gerekli ise başlangıçtaki kesit alanı korunur. Eğer güçlendirme gerekli ise kolonun kesit alanı artırılmalıdır. Hasarlı ve gevşek beton yerinden kaldırılmalı, yeni boyuna donatı konulmalı ve mevcut donatıya kaynaklanmalı, ayrıca küçük aralıklarla yeni etriyeler ilave edilmelidir.

Rötre yapmayan veya rötresi az olan beton kullanılmalıdır. Mevcut betonla yeni beton arasında iyi bir aderans sağlamaya büyük özen gösterilmelidir.

Betonarme Mantolama

Mantolama büyük hasarlı kolonlarda veya kolon mukavemetinin yetersiz olduğu hallerde uygulanır. Böylelikle kolonların kapasitelerinin artması nedeni ile hem bir güçlendirme yöntemi olur, hem de hasarları gidermesi bakımından bir onarım görevi görür.

Genel anlamdaki mantolama betonarme manto, çelik profil iskelet veya çelik levha kılıf ilavesi suretiyle yapılabilir.

Betonarme mantolama, ilave bakımından kolon çevresinde mevcut olan sahaya ve çalışma şartlarına göre bir, iki, üç veya dört yandan yapılabilir. Dört yandan yapılması özellikle tavsiye olunur. Çünkü ileride olabilecek depremlerde en iyi davranış bu şekilde elde edilebilir. Ayrıca mevcut betonla yenisi arasında en iyi aderans bu şekilde sağlanabilir.

Bir, iki veya üç yandan mantolamada kolonun, ilavenin geleceği kısımlarındaki betonu çentilerek temizlenmeli ve mevcut etriyelere yeni etriyeler kaynaklanmalıdır.

Dört yandan mantolama halinde büyük yüklerin aktarılması durumları haricinde mevcut kolonun dört yanının pürüzlendirilmesi yetebilir.

Donatıları kat döşemeleri içerisinde devam ettirmeden kat yüksekliği içerisinde yapılan mantolama kolonun o bölgedeki eksenel ve kesme mukavemetini artırır. Fakat kolonun eğilme mukavemeti ve kolon-kiriş düğümünün mukavemeti artmaz. Bu nedenle ileride olabilecek bir depremde çerçevenin tüm olarak davranışı yeterli olmayabilir.

Sadece kat içerisinde kalacak bir mantolama depreme karşı eğilme mukavemetini iyileştirmedeğinden ayrıca deprem perdelerinin

ilavesine gereksinme söz konusu olur. Uygun ve yeterli eğilme mukavemeti yeni boyuna donatıları betonarme döşemede açılan deliklerden geçirerek ve kolon-kiriş birleşim bölgesinde yeni beton dökülerek sağlanabilir. Boyuna donatının döşeme kirişleri bölgesinde iyi sarılmasına ve kavranmasına özel özen gösterilmelidir.

Yalnız bir taraftan mantolama durumunda mevcut betonla yenisi arasındaki bağlantı iyi bir detay ve az aralıklı, iyi ankre edilmiş ilave enine donatı ile sağlanmalıdır.

Aşağıdaki çözümler uygulanabilir:

- Mevcut boyuna donatıya etriyelerle ankraj yapılması, Kaynak şart değildir. Fakat ilave etriyelerin kancalarının geçmesi için betonun serbest yüzünün çentilmesi zorunludur.

- İlave etriyelerin mevcut kolona kaynaklanması. Etriye bölgesinde beton örtü kaldırılmalı ve her yeni etriye mevcut birine kaynaklanmalıdır.

- Boyuna donatıya kaynaklanmış, bükülmüş çubuklarla bağlantı sağlanması. Beton sadece kaynak bölgesinde ve boyuna donatıya kadar çentilmelidir. Böylelikle kesme kuvvetlerini taşıyabilecek dişler teşkil edilmiş olur. Bükülmüş çubuklar, boyuna donatı arasında direkt kuvvet aktarımına imkan verirler. Kaynaklanmış bükük çubuklar yerine mevcut ve yeni boyuna donatı arasında çelik levha kaynaklanabilir.

İki ve üç yanlı mantolama hallerinde de benzer detaylar uygulanabilir.

Dört yandan mantolamada çeşitli çözümlerin uygulanması mümkündür. Bunlarda şu şekilde hareket edilir:

Mantolama kaynaklı hasır donatı ve beton tabakası ile gerçekleştirilebilir. Bu çözüm kolonun yerel sünekliğini iyileştirir fakat kolonun eğilme mukavemetini hasır donatının döşemeden geçmesinin imkansızlığı dolayısıyla önemli derecede artırmaz. Hasır donatı uzun bir binme bölgesi olmak üzere kolonu sarmalı, ya da karşılıklı iki yüzde yeterli birer binme bölgesi olmak üzere iki hasırdan oluşmalıdır.

Bükülmüş bağlayıcı çubuklar kullanarak mantolamada ilave donatı mevcut donatıya bükülmüş çubukların kaynaklanması ile eklenmiştir. Bu şekilde mantolama orta donatı çubuklarının yeni etriyelerle sarılamadığı büyük kesitteki kolonların mantolanmasında uygulanır.

Etriyeler kullanılarak mantolamada yeni ilave edilen boyuna donatı çubuklarının köşelerde yoğunlaştırılması suretiyle boyuna

donatının tamamının sarılması sağlanır. Sarmanın temin edilebilmesi için manto kalınlığı yeterli ve etriyeler yeterli sıklıkta olmalıdır. Bu yöntemde döşemede açılmış deliklerden geçen yeni boyuna donatı ile kolon mantosuna alttaki ve üstteki kolonlarla sürekli bir bağlantı temin edilir.

İyi bir sargı dairesel kapalı (yeterince binen) etriyeler ve dairesel yeni bir beton kesit kullanılarak da gerçekleştirilebilir. Geniş kirişler halinde boyuna donatı döşeme içinden geçirilemez. Kirişsiz döşeme veya nisbeten dar kirişler halinde ilave donatının döşeme içerisinden geçirilerek birleştirilmesi mümkündür. Etriyelerin, sargı donatısının uygun ve yeterli ankrajına ve eklenmesine özel dikkat gösterilmelidir.

Mantolamada ayrıca şunlara dikkat edilmelidir:

- Yeni malzemelerin mukavemeti kolonda mevcut malzemenin mukavemetine eşit veya ondan fazla olmalıdır. Beton mukavemetinin mevcut betonunkinden en az 5 MPa (50 kgf/cm²) fazla olması uygun olur.

- Mantonun kalınlığı püskürtme beton halinde en az 4-5 cm, yerinde dökme beton halinde 10 cm olmalıdır.

- İlave beton alanına göre ilave boyuna donatı oranı 0.01 den az, 0.06 dan fazla olmamalıdır. Bu donatı dört yandan mantolama halinde 4 adet çubuktan az ve çapları 14 mm den ince olmamalıdır.

- Etriyeler, köşe donatı çubuğu ve yanındaki boyuna çubuk etriye köşeleri tarafından yandan desteklenecek şekilde olmalıdır. Hiç bir ara çubuk köşeden 10 cm den daha uzak olmamalıdır. Bazı hallerde mevcut kolonun içine delikler açmak, deliklerin içerisine epoksi ile etriye kancalarını tesbit etmek veya kolonun kalınlığınca delik açarak etriyeleri yerleştirmek gerekebilir.

- Etriyelerin çapları en az 8 mm olmalı, boyuna donatı çubuklarının çapının üçte birinden az olmamalıdır. Ancak kaynaklı donatı hasırı halinde bunun altına inilebilir.

- Etriyeler arasındaki düşey aralık 20 cm den fazla olmamalıdır. Düğüm civarında kolonun serbest boyunun dörtte biri kadar bir uzunlukta bu aralık 10 cm yi geçmemelidir. Ayrıca bu aralığın manto kalınlığını geçmemesi de tavsiye olunur.

Manto betonu ya normal veya özel yerinde dökme beton, ya da püskürtme beton olarak yerleştirilebilir. Her iki yöntem halinde de mevcut beton yüzeyi çentilerek veya kuvvetli şekilde kum püskürtülerek tamamen pürüzlendirilmeli ve bütün gevşek malzeme, toz ve yağdan temizlenmelidir. Beton dökülmeden veya püskürtme

beton uygulanmadan önce yeni betonun geleceği yüzey iyice ıslatılmalı ve suya doyurulmalıdır.

Çelik Profil İskelet Geçirme

Çelik profil iskelet geçirme kolonun dört köşesinin her birine bir köşebent (korniyer) profili yerleştirmek ve bunları bir iskelet teşkil etmek üzere enine kuşaklarla bağlamakla gerçekleştirilir. Bu kuşaklar en az 12 mm çapında olmak üzere yuvarlak çelik çubuklar veya minimum 25/4 mm kesitte olmak üzere çelik bandlar olabilir ve köşelerdeki korniyerlere kaynaklanırlar. Korniyerler 50/50/5 kesitinden daha küçük olmamalıdır. Korniyerlerle mevcut beton arasındaki aralıklar ve boşluklar rötreye yapmayan çimento harcı veya reçine harcı ile doldurulmalıdır. Kaynaklı hasır donatı ile donatılmış betonla veya püskürtme betonla gerçekleştirilen bir örtü yangına karşı etkili ve çok kere yeterlidir. Kuvvetlerin aktarılması için önemli olan, korniyer profiller ve döşeme arasındaki sıkı dayanım, döşeme ile kolon çevresi boyunca doğrudan temasta olan ve korniyerden teşkil edilmiş olan yaka veya tasma diyebileceğimiz bir eleman vasıtasıyla gerçekleştirilir. Genellikle yük taşıma kapasitesindeki artışın yanında kolonun sünek davranışında da bir iyileşme elde edilir. Bununla beraber rijidlik hemen hemen değişmez.

Bu yöntem burada verilen daimi takviyeden başka geçici takviyede de kullanılır.

Çelik Levha Kılıf Geçirme

Çelik kılıf geçirme mevcut kolonun ince çelik levha ile tamamen çevrilip örtülmesidir.

Bu uygulamada kolon kesiti çok az artar. 4-6 mm kalığında çelik levhalar bir bütün teşkil etmek üzere sürekli olarak kaynaklanmışlardır ve mevcut kolondan belirli bir uzaklıkta bulunurlar. Kılıf ve kolon arasındaki boşluk rötreye yapmayan veya genleşen çimento harcı veya betonla doldurulmalıdır. Dairesel kılıf en etkinidir. Çünkü bu halde çembersel kuvvetler sayesinde sarma ve kavrama temin edilir. Levhalarda eğilme etkisi oluşmaz. En etkili şekildir. Dikdörtgen şeklinde kılıf geçirme iki tane L şeklinde levhayı köşegenel olarak karşı köşelerde kaynaklayarak veya dört köşeye konulacak dört korniyere dört yüzün dört levhasını kaynaklayarak gerçekleştirilebilir. Süneklik ve aksenal yük taşıma

mukavemeti çelik kılıfla (özellikle dairesel kılıf halinde) yerel olarak önemli derecede arttırılabilir. Fakat bir çerçevenin eğilme mukavemeti bu yöntemle iyileştirilemez. Çünkü çelik kılıf döşemenin içersinden geçirmek mümkün değildir. Yangına ve korozyona karşı korunma bakımından özel önlemler düşünölmeli ve alınmalıdır.

GÖZ ÖNÜNDE TUTULACAK HUSUSLAR

Onarım ve/veya güçlendirme hesapları takviyenin yeterli aksenel, kesme ve eğilme mukavemeti temin ettiğini ve sünekliliğini iyileştirdiğini göstermek bakımından gereklidir. Hesaplar güçlendirilen kolonun rijitliğini belirtmek bakımından da lüzumludur.

Proje hesaplarının kapsamı hasar derecesine ve gerçekleştirilmek istenilen güçlendirme düzeyine bağlıdır. Eğilme mukavemetinin hesabında ilave edilen donatı ve beton alanı hesaba katılmalıdır. Yeterli kesme mukavemeti ilave etriyelerin veya hasır donatının belirlenmesi ile temin edilmelidir. Bu donatı güçlendirilmiş kolonun sünekliliğini de arttırır. Onarılmış veya güçlendirilmiş kolonlardaki kesit büyümesi önemli rijitlik artmalarına sebep olabilir. Bu da, deprem momentlerinin öncekinden farklı olarak yeniden dağılmasına, dolayısıyla da binanın çeşitli kısımlarında deprem kuvvetlerinin değişmesine sebep olur. Rijitlik değişimi hesaba esas alınacak deprem kuvvetlerinin değişmesine de neden olur. Çünkü bu kuvvetler sistemin rijitliği ile de ilgilidirler. Bu sebepten güçlendirilmiş kolonların rijitliklerinin en gerçekçi şekilde hesaba katılması çok önemlidir.

Kolonun mevcut ve sonradan ilave edilen kısımları arasında etkileşim bu iki malzeme arasındaki aderansla çok ilgilidir. Eğer aderans mükemmel ise ve mevcut ve sonradan ilave edilen kısım arasında kayma olmuyorsa güçlendirilmiş kolon yekpare bir blok olarak davranır ve en yüksek derecede mukavemet ve rijitlik elde edilir. Yükleme-zaman geçmişi (güçlendirme işleri sırasında geçici olarak aksenel kuvvetin boşaltılması) ve malzemeye özgü özellikler (sünme ve büzölme olayları dahil) mevcut kolonla yeni eklenen manto arasında iç kuvvetlerin dağılımını etkiler ve bunun hesaplarda göz önüne alınması gerekir. Mukavemet hesaplarında basitlik temini için, kolon ciddi olarak hasarlı değilse ve iyi bir aderans temin

edilebiliyorsa, uygun bir kabul yapılabilir. Bu kabule göre ölü yüklere karşı ilk kesit, hareketli yüklere ve deprem kuvvetlerine karşı da ilk kesit ve manto kesitinden oluşan kompozit kesit düşünülebilir.

Güçlendirilmiş kolonun rijitliği bileşik elemanın davranışı hesaba katılarak belirlenmelidir. Eğer mevcut kolonla yeni manto betonu arasında iyi bir aderans varsa bu iki kesitten oluşan bileşik kesit yerine eşdeğer bir kesit düşünülerek hesap yapılmalıdır. Eğer aderans şüpheli ise veya mevcut kolonun betonunun mukavemeti kısmen kaybolmuşsa mevcut kolonun katkısının uygun görülecek kabullerle azaltılması gerekir. Bununla beraber güçlendirilmiş kolonun rijitliği mevcut kolonun ve yeni ilavenin ayrı ayrı alınması ile elde edilecek rijitliklerinin toplamından az alınmamalıdır. Mevcut kolonun tamamen kırılması sınır durumunda elemanın rijitliği sadece mantonun rijitliğini alarak belirlenmelidir. Çünkü bu halde onarılmış esas kolon rijitliğe ihmal edilebilecek bir katkıda bulunur.

Güçlendirilmiş kolonların gerçek rijitlik değerlerindeki belirsizlikler nedeni ile proje mühendisi kesin proje hesapları için uygun rijitlik kabulleri yapmalıdır. Taşıyıcı sistemlerin çoğu için pratik bir yaklaşım olarak monolitik elemana ait rijitlik değerleri kullanılır. Rijitliğin ekstrem değerlerini kullanarak yapılan hesaplar belirli çerçeve noktalarına sapan kolonlar ve kirişler için göresel rijitlikleri değerlendirmek bakımından uygun olabilir. Kompleks taşıyıcı sistemler için rijitlikte değişimle ilgili kabullere dayanan daha detaylı hesaplar kullanılabilir.

KAYNAKLAR

1. Abdulla, A.S.(1993)"State of the Art in Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Buildings", Thesis for Master of Science Degree, Supervisor: Prof. H.Demir, Fen Bilimleri Enstitüsü İstanbul Teknik Üniversitesi.
2. AIJ "Guidelines for Post Earthquake Damage Inspection and Restoration. Techniques of Reinforced Concrete Buildings".
3. CEB(1983) "Assesment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading (Redesign), Bulletin Information No.162.
4. Demir, H.(1984) "Theory and Practice of Earthquake Engineering", Ders Notları, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, Yıldız Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.

5. Demir, H.(1991) "Repair and Strenghtening of Structures" Ders Notları, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü,
6. Demir, H.(1992) "Depremlerden Hasar Görmüş Betonarme Yapıların Onarım ve Güçlendirilmesi",İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi Matbaası.
7. UNDP/UNIDO(1983)"Repair and Strenghtening of Reinforced Concrete, Stone and Brick-Masonry Buildings".

UZMAN SİSTEM VE SİNİRSSEL ŞEBEKELERİN DEPREM HASARININ BELİRLENMESİNDE KULLANILMASI

USE OF EXPERT SYSTEMS AND NEURAL NETWORKS IN EARTHQUAKE DAMAGE QUANTIFICATION

Polat Gülkan¹ ve Ahmet Yakut¹

SUMMARY

Objective evaluation of structural damage in buildings which have been subjected to strong ground motions is an undertaking where expert knowledge and computational ability of neural networks must be blended. Often, in the immediate aftermath of earthquakes field data is collected by survey teams whose expertise is variable. The use of knowledge-based systems capable of reaching an unequivocal decision on the damage state of a given building on the basis of queries arranged in a consistent hierarchical order would remove human subjectivity. This paper describes the internal design of an expert system called EPEDA which is used as a tool for making a numerical ranking of damage in reinforced concrete buildings. Damage to individual elements is quantified on the basis of severity, relative member importance and number of affected elements. Factors contributory in nature to the damage are summed with this score, as are scores expressing the overall system vulnerability. The final score is expressed as a number ranging from 0 to 100. A sample case is worked out to illustrate how the system works. Besides, a robust damage assessment methodology must be capable of recognizing patterns in the observed response of the structure resulting from the individual member damage. This capability appears to be within the scope of pattern matching capabilities of neural networks. Therefore, the use of neural networks in earthquake damage assessment will be discussed.

ÖZET

Güçlü yer hareketlerine maruz kalan binalarda meydana gelen hasarın belirlenmesi uzman bilgi ve yapay sinirsel şebekelerin hesaplama kapasitelerinin kullanılması yoluyla ele alınmalıdır. Genellikle, depremlerden hemen sonra değişen oranlarda deneyime sahip arazi ekipleri tarafından depreme ilişkin saha verileri toplanır. Ele alınan bir binanın hasar düzeyine ait net kararlar verebilme kapasitesine sahip uzman sistemlerin, hiyerarşik bir biçimde hazırlanan sorular çerçevesinde hasar tespitinde kullanılması kişisel yargıyı ortadan kaldıracaktır. Bu bildiri betonarme binaların hasar tespitine yönelik olarak

¹ Orta Dogu Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü 06531 Ankara

hazırlanan ve puanlama sistemine dayanan EPEDA olarak adlandırılmış bir uzman sistemi tanıtmaktadır. Elemanların lokal hasar düzeyleri hasarın şiddeti, elemanın nisbi önemi ve hasar gören eleman sayısına bağlı olarak belirlenmektedir. Hasara yolaçabilecek faktörler ve sistemin hasar görebilme özelliğinden doğan hasar puanları bu puanla toplanmaktadır. Toplam hasar puanı 0 ile 100 arasında değişen rakamsal değerler cinsinden ifade edilmektedir. Sistem nasıl çalıştığını göstermek amacıyla örnek bir binaya sözkonusu uzman sistem uygulanmıştır. Öte yandan, deprem sonrası hasar tespitinde sinirsel şebekelerin kullanılması konusu da ele alınmaktadır.

GİRİŞ

Laboratuvar ortamında gerçekleştirilen deneylerden elde edilen bilgiler yardımıyla tekil yapısal elemanlarda veya basit yapısal alt sistemlerde meydana gelen hasarı nicesel bir tarzda ifade etmek mümkündür. Buna karşılık gerçek bir bina veya başka tür karmaşık yapı sisteminin uğradığı deprem etkileri sonrasında ne mertebede hasar gördüğünün aynı biçimde ortaya konulması çok daha zor bir iştir. zorluğun tek sebebi daha çok sayıda taşıyıcı eleman olması değildir. Laboratuvarda olduğu gibi alınmış olan ölçmeler ve gözlemlerin elde bulunmaması elemanların geçirdiği zorlamaların ne mertebede olduğunun dolaylı biçimde tahmin edilmesini zorunlu kılar. Üstelik hasarın göstergeleri farklı tür fonksiyon gören elemanlar için farklı olabilir, ya da elemanların uğradığı bozulmaların birikimi farklı sistemler için farklı manalara gelebilir. Başka bir deyişle hasarın belirlenmesi işlemi, eski bilgi ve gözlemlerin "en iyi" bir tahminde bulunmak üzere yeniden kullanılması, diye adlandırılabilir.

Geçmişte meydana gelen depremlerin öğrettiği dersler oldukça iyi bir şekilde belgelendirilmiştir. Edinilen bu bilginin daha geniş bir yarar sağlaması için kuvvetli yer hareketlerine maruz kalmış sistemlerdeki kategorize edilmiş hasar belirtilerinin bir uzman sistem yardımıyla ileride olabilecek depremlerden etkilenen sistemlere uzatılabilmesi gereklidir. Böyle bir uygulama hasar tazminatı, sigorta, v.b. amaçlar için objektif bir karar verme ortamı yaratacağı için sadece teorik bir irdeleme niteliği taşımamaktadır. Çalışmanın ülkemiz için de büyük bir önemi vardır : Yurdumuzda geçerli olan "Afetler Kanunu"nda yer alan hükümler doğrultusunda konutu veya işyeri tabii afetlerden etkilenen "hak sahiplerine" bu yerlerin uğradığı hasarla orantılı tazminat verilir. Demek ki hasarın doğru ve tartışmaya gerek bırakmayacak biçimde tayini afet zararlarının giderilmesinde objektif bir zemin hazırlayacaktır. Çalışmanın sağlayacağı daha da önemli bir yarar afet sonrası hasar tespitlerinin hızlandırılması ve zaman zaman uzman olmayan kimselere yapılan bu tespitlerin de daha güvenilir bir hale getirilmesidir. Bunun da ötesinde depremden hemen sonra daha artçı sarsıntıların devam ettiği süre içinde hangi binaların güvenli, hangilerinin ise can sağlığı bakımından sakıncalı olduğunun ayırdedilmesi bu nitelikte bir sistem ile sağlanabilir.

Uzman sistemlerin yukarıda tarif edilen amaçlar için kullanılması son 5-10 yılda başka ülkelerde de araştırma ve geliştirme faaliyetine konu teşkil etmiştir. Ancak yapı inşa etme gelenekleri arasındaki farklar ve uygulamadaki mevzuat bu sonuçların farklı

ortamlarda kullanılmasını güçleştirmektedir. Uzman sistemler yardımıyla hasar tespiti veya nicelik olarak ifade edilmesi sırasında karşılaşılan bazı özel durumlar ve belirsizlikler bulunmaktadır. İlki, hasar parametrelerinin kesin yargı ifadeleri ile belirlenmesindeki imkansızlıktır. Başka bir deyişle, hasar parametresi olarak kabul edilen değişkenler her durum altında sabit değildir. Kişisel yargıya bağlı olabildiği gibi bir durumdan diğerine "taşınması" kolay olmamaktadır, dolayısıyla bilimsel ifadeyle **bulanık** bir kümenin elemanları ile çalışılma mecburiyeti vardır. İkinci güçlük, uzman sistemlerin **muhakeme yürütme** ve **öğrenme** yeteneklerinin bulunmamasıdır. Parametreler aynı olsa dahi her durumun değerlendirilmesi sıfırdan başlayan yeni bir süreç meydana getirmektedir. Bu zorluğun aşılması da sinirsel şebekelerin formülasyonda işin içine sokulmasını gerekli kılmaktadır.

Bildiri uzman sistem, sinirsel şebeke ve bulanık kümelerin inşaat mühendisliğindeki kullanım alanlarından biri olmaya aday hasar tespiti konusunda yürütmekte olduğumuz çalışmaları ön bir tarif mahiyetindedir.

UZMAN SİSTEMLER

Deprem sonrası hasar düzeyinin belirlenmesi konusu, özellikle sıkça depreme maruz kalan ülkelerde çözüm bekleyen önemli bir sorun olagelmıştır. Bu özelliğiyle konu bilim dünyasının hep gündeminde kalmış ve pek çok çalışmaya esas oluşturmıştır. Hasar düzeyi belirleme yöntemleri üzerinde yürütülen çalışmalar, bilgisayar teknolojisindeki gelişmelerin de yardımıyla, son dönemlerde oldukça ilerlemiştir. Bildirinin bu bölümünde söz konusu çalışmaların son dönemlerde gerçekleştirilenlerinden bir bölümü özetlenmektedir. Daha geniş bir bilgi listelemesi "Arkaplan Bilgisi" başlıklı bölümde verilmektedir.

Shwe ve Adeli (1993) tarafından yapılan bir çalışmada, deprem hareketi sırasında zorlanan veya hasara maruz kalan binaların dayanımını belirlemek amacıyla, bilgisayar grafikleri ve uzman sistemler geliştirmek yoluyla bir yöntem ortaya konulmuştur. Bu çerçevede, Kaliforniya depremlerinde hasar görmüş bir dizi binanın uğradığı hasarı belirlemek üzere, geçmiş depremlerden edinilen bilgileri içeren EXQUAKE2 diye adlandırdıkları bir uzman sistem geliştirilmiştir. Bu sistemde Exsys "shell" i kullanılmış olup, uzman sistemlerin yapısal hasara ait bilgileri toplamak ve kullanmak açısından çok gerekli olduğu sonucuna varılmıştır.

Pagnoni, v.d. (1989) tarafından yapılan bir diğer çalışmada, deprem sonrası hasar tespiti için görevlendirilen, ancak bu konuda yeterli bilgi ve deneyime sahip olmayan kimselere yardımcı olması amacıyla AMADEUS isimli bir uzman sistem oluşturulmuştur. AMADEUS yığma yapıların incelenmesi ve hasarlarının belirlenmesi amacıyla geliştirilen bir rehber sistemdir. Gözlemlerden elde edilen bilgilerin depolanmasını sağlamak üzere, sistem bir veri tabanı programı ile desteklenmiştir. Böyle bir sistemin düzenli, etkili ve gerçekçi bir hasar tespiti sağlayacağı belirtilmiştir.

Park ve Ang ile Park v.d. (1985a,b), deprem hareketine maruz kalan betonarme yapıların uğrayacağı hasar düzeyini belirleyen bir metodoloji önermektedir. Bu yöntemde yapının hasar durumu, uğradığı maksimum deformasyon ve toplam histeretik enerji

cinsinden ifade edilmektedir. Önerilen metodoloji, geçmiş depremlerde hasara uğramış yapılar üzerinde denenmiş ve bu yolla kalibre edilmiştir. Kabul edilen eksikliklerine rağmen bu çalışmalarda ileri sürülen hasar modeli, hem düktilite hem de histeretik enerji yokedilmesini içine aldığı için halen en yaygın olarak kullanılan modeldir.

Shepherd ve Haynes (1993), Los Angeles yapı kodu çerçevesinde bir ve iki katlı yığma binaların hasarını belirleyen bir uzman sistemi tanıtmaktadır. Bu sistem, binanın genel özelliklerinden hareketle, standarda uygun olarak duvarlarda ve çeşitli yapısal elemanlarda oluşan yatay kuvvetleri tahmin etmektedir. Bu uzman sistem üç prototip yapıya uygulanmıştır.

Öte yandan, ATC-21 (1988) ve ATC-22 (1989) raporlarında, yapılardaki hasarın tespiti ele alınmaktadır. ATC-21 yapısal özelliklere bağlı olarak binadaki hasarın puanlanmasına ilişkindir.

DEPREM SONRASI HASAR TESPİTİ

Yerleşim birimlerinde yeralan binaların büyük bir kısmı deprem sonrasında çeşitli düzeylerde hasara maruz kalır, hatta bir kısmı tamamen çöker. Deprem sonrasında sözkonusu bölgedeki hasarın hızlı ve gerçekçi bir biçimde belirlenmesi ve binaların kullanılabilirliğinin araştırılması, sorumlu ve yetkili kuruluşlar tarafından acilen yapılmak durumundadır. Bu nedenle, sözkonusu kuruluşlar tarafından hasar tespit ekipleri görevlendirilir. "Deprem Sonrası Acil Hasar Tespiti" diye adlandırılan bu işlemle, depremden hemen sonra artçı sarsıntıların devam ettiği süre içinde binaların güvenilirliğinin araştırılması ve tehlikeli binaların boşaltılması yoluyla, yöre insanının can güvenliğinin sağlanması amaçlanmaktadır. Bu işlemin bir diğer amacı da, bölgedeki hasar görmüş yapıların hasar durumlarının incelenmesiyle, oturulabilir, kolayca onarılabilir ve onarılamaz biçimde değerlendirmelerin yapılmasıyla, yörenin deprem sonrası yapılaşma gereksinimi ve onarım faaliyetlerinin büyük ölçüde belirlenmesidir. Bu yolla, gereksiz biçimde ortaya çıkabilecek yeni yapılaşmanın önüne geçilmek suretiyle ülke ekonomisine de katkıda bulunulmuş olur. Ayrıca, yöre insanının gerek oturulabilir binalarda, gerekse onarılabilir binaların süratle onarılmasıyla elde edilecek binalarda ikamet etmesiyle, deprem sonrası evsiz kalanların sayısı da azaltulabilir. Bu işlemin etkin bir biçimde yapılabilmesi için gerekli teknik eleman gücünün, görevlendirilebilen eleman sayısının çok üzerinde olduğu da bir gerçektir. Ayrıca sorumlu kuruluşların, zaman zaman deneyimsiz ya da bu konuda yeterli eğitime tabi tutulmamış teknik elemanlarla bu işlemi yürütmek zorunda kaldıkları da bilinmektedir. Dolayısıyla, dünyanın pekçok ülkesinde olduğu gibi Türkiye'de de bazı durumlarda yetersiz sayıda ve nitelikte elemanlarla yapılan hasar tespiti doğrultusunda depremzedeye tazminat ödenmektedir.

Hasar tespiti, genellikle şu şekilde yapılmaktadır : Binayı inceleyen görevli, binanın tipi, konumu ve hasar düzeyine ilişkin sorular içeren bir form doldurmaktadır. Sözkonusu formlar, bugüne kadar ağırlıklı olarak bilgi toplamaya yönelik olarak tasarlanmış ve kullanılmış olup, deprem sonrası hasar belirlenmesinde görevlilere yardımcı olabilecek bir nitelik taşımamaktadır.

Hazar düzeyinin belirlenebilmesi için, öncelikle nicel bir biçimde ifade edilmesi gerekmektedir. Ancak, çoğu zaman bu işte görevlendirilen istisnasız her elemanın teknik kapasitesi böyle bir değerlendirme yapabilmesi için yeterli değildir. Dolayısıyla, deneyimsiz mühendisler ve teknikerlere hasar tespiti işleminde yardımcı olacak ve yol gösterecek bir sistem geliştirilmelidir. Bu konuda deneyim ve uzmanlığın aktarılmasında kullanılan uzman sistemler sorunun giderilmesi için iyi bir çözüm olacaktır. Böyle bir sistem, uzmanlar tarafından önerilecek bir hasar tespit yönteminin uzman sistem mantık akışı çerçevesinde düzenlenmesini ve kullanıcılara (yani anketi yapanlara) aktarılmasını sağlayacaktır.

Bu araştırma sonucunda geliştirilen yöntemin ana amacı, Türkiye’de halen kullanılmakta olan hasar tespit formunun geliştirilerek mühendislik hizmeti görmüş binaların hasar düzeylerinin belirlenmesidir. Bu çerçevede, farklı tür binalarda meydana gelen deprem sonrası yapısal hasarın belirlenmesine yönelik olan bir uzman sistem, EPEDA geliştirilmiştir. Bu sistem genel bir yapıya sahiptir.

EPEDA UZMAN SİSTEMİ

EPEDA, depreme maruz kalmış olan betonarme binaların hasar düzeylerini ve kullanılabilirlik durumunu belirleyen bir öneri sistemdir. EPEDA’nın ana amacı, düzenli ve istikrarlı bir yöntemle öncelikle betonarme binaların deprem sonrası hasarlarının tespitinde anketörlere yol göstermektir. EPEDA, tamamen anketörün işlevini görmek amacıyla tasarlanmış bir sistem olmayıp, binada meydana gelen hasarın şiddetine ve binanın kullanılabilirliğine yönelik kararlar verilmesine de yardımcı olmaktadır. Bu sistem, teknikere bazı özel durumlarda ihtiyaç duyabileceği bilgileri sunmakta ve binanın oturabilirliği konusunda bir nihai karar önermektedir.

Geliştirilen yöntemde sadece “en çok hasar görmüş kat seviyesi”nde (genellikle zemin kat) oluşan hasar baz alınmakta olup, binanın geri kalan kısmının hasar düzeyinin genel değerlendirmede bir rol oynamadığı kabul edilmektedir. Başka bir deyişle, en çok hasar görmüş kat, binanın tamamının hasar düzeyini göstermektedir. Öte yandan, söz konusu katın çok büyük olması durumunda, elemanların birer birer incelenmesi, zaman açısından bazı zorluklara neden olabilir. Bu durumda, bu katın sadece genel hasarı temsil ettiğinden emin olunan bir bölümünün incelenmesi yeterli olacaktır. Çünkü belli tipteki elemanlarda oluşan hasar düzeyi o tipteki incelenen eleman sayısına göre normalize edilmektedir.

EPEDA’nın uygulanmasında dayandığı kaynaklar, üzerinde doldurulması gereken hanelerin yer aldığı mühendislik hizmeti görmüş yapılar için geliştirilen hasar tespit formu ile formun doldurulmasına yardımcı olabilecek açıklamaları içeren bir kitapçıktır.

Tasarlanan formun mümkün olduğunca kısa olmasına ve gerekli tüm bilgileri içermesine dikkat edilmiştir. Formda yeralan sorular, kitapçıkta detaylı olarak belirtilen bazı açıklamalar, tanımlar ve ikonlar yardımıyla cevaplandırılmaktadır. Bu sorular dört ana başlık altında hazırlanmıştır. Bunlar :

1. İdari Bilgiler (binanın sahibi, adresi vb.)
2. Genel Bilgiler (geometrik/mimari özellikler, yapısal düzensizlikler, açıklıklar vb.)
3. Taşıyıcı Sistem Özellikleri (çerçeve, perde-çerçeve, kutu, döşeme sistemi, yerinde dökme veya prefabrikte oluşu, dolgu duvar özellikleri, malzeme mukavemeti, temel sistemi, malzeme ve işçilik kalitesi, vb.)
ve
4. Hasara Ait Bilgiler (kalıcı yerdeğiştirmeler, kolon, kiriş, duvar veya döşemedeki hasarın şiddeti ve yaygınlığı).

Bu form aynı zamanda bir veri tabanı ile uyumlu olarak kullanılabilcek şekilde tasarlanmıştır.

EPEDA'nın Bilgi Tabanı

EPEDA'da da kullanılan yöntem, binanın güvenilirliğinin bir göstergesi olan global hasar düzeyine bağlıdır. Binaın kullanılabilirlik kararı doğrudan global hasar düzeyi değerine bağlı olarak verilmektedir. Bu değerin ağır olması, binanın boşaltılması, hafif olması binanın güvenli ve oturabilir olması, orta olması ise binanın onarıldıktan sonra oturabilir olması demektir. EPEDA'nın dayandığı ve geliştirilen form üzerinde yer alan yöntem bir sonraki bölümde detaylı olarak açıklanmaktadır.

Hasar Düzeyi Belirleme Yöntemi

"Hasar Tespit Formu"nda kullanılan hasar düzeyi belirleme yöntemi, aşağıda ayrıntılı olarak açıklanan bir puanlama sistemine dayanmaktadır. Sözkonusu yöntemin uygulanması sonucunda yapılarda az hasarlı, orta hasarlı ve ağır hasarlı olmak üzere üç ayrı global hasar düzeyi belirlenmektedir. Hasar düzeyinin belirlenmesinde etken olan üç ana unsur ise, yapı ve yakın çevresinin geoteknik durumu, yapının taşıyıcı sistem özelliği ve geometrisi ile yapıda mevcut olan deformasyonlardır. Bu üç ana unsur, kendi içinde bir puanlama mantığı ile değerlendirildikten sonra, yapının toplam hasar puanı (THP) hesaplanmakta olup, bu puanın sayısal olarak belirlenmiş sınırlar çerçevesinde değerlendirilmesiyle yapının global hasar düzeyi belirlenmektedir. Sözkonusu sınırlar ile global hasar düzeyleri aşağıda verilen tabloda gösterilmektedir.

Tablo 1. Global Hasar Düzeyleri

THP	Hasar Düzeyi
$0 < \text{THP} < 5$	Hasarsız
$6 \leq \text{THP} \leq 14$	Az hasarlı
$15 \leq \text{THP} \leq 43$	Orta Hasarlı
$\text{THP} > 43$	Ağır Hasarlı

Yukarıdaki tabloda yer alan THP sınırları diğer ülkelerde yapılan benzer uygulamalarla da karşılaştırılmış olup, kalibre edilmiştir. Öte yandan, yukarıda da söz edildiği gibi buradaki hasar belirleme metodolojisi hasara etki edecek ve onun bir göstergesi olacak unsurların puanlanmasına dayanmaktadır.

Üç ana unsurun etken olduğu THP beş farklı hasar puanından oluşmaktadır. Bunlar; Hasar Artırıcı Puan (HAP), Sistem Hasar Puanı (SIHP), Katarası Kalıcı Yerdeğiştirme Puanı (KKYP), Çatı ve Merdiven Hasar Puanı (ÇMHP) ve Aşırı Oturma Puanı (AOP) dir.

Hasar Artırıcı Puan (HAP) yapının hasar görebilirliğini etkileyebilecek genel bilgilere ve taşıyıcı sistem özelliklerine bağlıdır. HAP değerleri form üzerinde yer alan ilgili unsurların yanına parantez içinde yazılmış olup en gayrimüsaıt kombinasyonda alabileceği maksimum değer 5 dir.

Hasarın en önemli göstergesi olan yapı elemanlarının maruz kaldıkları hasar düzeyleri, Sistem Hasar Puanı (SIHP) olarak tanımlanmıştır. SIHP taşıyıcı sistem türüne bağlı olarak ifade edilmekte, ancak tüm sistemler için aynı mantıkla hesaplanmaktadır. Yapının Sistem Hasar Puanı öncelikle yapıyı oluşturan elemanların hasar durumuna ve bu elemanların tümüyle yapının hasarına olan etkisine bağlıdır. Bu çerçevede, SIHP elemanların hasar durumlarını gösteren Eleman Hasar Puanı (EHP) ve elemanın o taşıyıcı sistem içinde toplam hasara olan etkisini ifade eden Eleman Önem Katsayısı (EÖK) na bağlı olarak hesaplanmaktadır. Elemanlar için de dört lokal hasar düzeyi belirlenmiştir: Hasarsız (H), Az Hasarlı (A), Orta Hasarlı (O) ve Ağır Hasarlı (AH). Ayrıca, sözkonusu elemanların hasar düzeylerinin herbirine bir hasar puanı verilmiştir. Bunlar aşağıdaki tabloda gösterilmiştir.

Tablo 2. Eleman Hasar Puanları

Hasar Düzeyi	Hasar Puanı
Hasarsız	0
Az Hasarlı (A)	1
Orta Hasarlı(O)	2
Ağır Hasarlı(AH)	4

Böylece, Eleman Hasar Puanı (EHP) aşağıdaki bağıntıdan hesaplanır.

$$EHP = EÖK (Ax1+Ox2+AHx4)/TS \quad (1)$$

Burada;

- A : az hasarlı eleman sayısı
O : orta hasarlı eleman sayısı
AH : ağır hasarlı eleman sayısı
TS : toplam eleman sayısını

göstermektedir.

Eleman Önem Katsayıları (EÖK) taşıyıcı sistem türüne bağlı olarak formda yeralan tablolarda gösterilmiştir.

EHP'lerinin toplanmasıyla Toplam Eleman Hasar Puanı (TEHP) bulunup, buradan SIHP hesaplanmaktadır. SIHP hesaplanmasında kullanılan bağıntılar taşıyıcı sistem türüne bağlı olarak aşağıda verilmektedir.

Yerinde Dökülmüş Betonarme Çerçeve veya Betonarme Çerçeve + Perde Sistemler :

$$SIHP = TEHP \times 100 / (d_k \times 8 + d_{k2} \times 4 + d_p \times 8 + d_b \times 4 + d_b \times 2) \quad (2)$$

Betonarme Kutu (Tünel kalıp veya prefabrik) :

$$SIHP = (A \times 1 + O \times 2 + A_H \times 4) \times 100 / (4 \times TS) \quad (3)$$

Prefabrik Betonarme Çerçeve :

$$SIHP = TEHP \times 100 / (d_k \times 14 + d_{k2} \times 8 + d_p \times 24) \quad (4)$$

Çelik Çerçeve :

$$SIHP = TEHP \times 100 / (d_k \times 8 + d_{k2} \times 4 + d_b \times 10 + d_{d2} \times 1 + d_{\phi} \times 3) \quad (5)$$

Ahşap :

$$SIHP = (A \times 1 + O \times 2 + A_H \times 4) \times 100 / (4 \times TS) \quad (6)$$

SIHP'lerinin hesaplanmasında kullanılan alt indisli d katsayıları sadece 0 veya 1 değerini alabilirler. Alt indislerin herbiri o taşıyıcı sistem türü içindeki bir elemana karşılık gelmektedir. Bu indislerin temsil ettikleri elemanların hiçbirinde hasar olmadığı durumda, yani EH=0 iken, sözkonusu alt indisli d değeri 0 olarak alınmalı, diğer durumlarda 1.0 alınmalıdır.

Yapıda meydana gelmiş olan katarası kalıcı yerdeğiştirme büyüklüğüne bağlı olarak belirlenen hasar Katarası Kalıcı Yerdeğiştirme Puanı (KKYP) olarak ele alınmakta olup, hasar tespit formunda belirtilmektedir. KKYP 0 ile 10 arasında değişen değerler alabilmektedir.

Çatı ve Merdiven Hasar Puanı (ÇMHP) yapıda yeralan çatı ve merdivenlerde meydana gelmiş hasarın göstergesidir. Sözkonusu ÇMHP, formda belirtilmiş olan ve merdiven ile çatı için belirlenmiş puanların toplanmasıyla hesaplanmaktadır. ÇMHP 0 ile 3 arasında değişen değerler alabilmektedir. Öte yandan, AOP 0 ile 5 arasında değerler alabilmektedir.

Tüm bu unsurların ayrı ayrı değerlendirilmesi ve puanlandırılmasından sonra, global hasar düzeyini tayin etmekte kullanılan THP aşağıda belirtilen şekilde hesaplanmaktadır.

$$THP = SIHP \times 0.77 + \text{ÇMHP} + KKYP + HAP + AOP \quad (7)$$

AOP, HAP, KKYP, ÇMHP'tan oluşan dört ana unsurun alabileceği maksimum değer 23 tür. Öte yandan, SIHP'nin alabileceği maksimum değer 100 dür. THP için 0 ile 100 arasında değerler öngörülmüştür. Dolayısıyla, SIHP'nin yüzde 77'si toplam hasar puanına katılmıştır.

Bu araştırma da geliştirilen yöntem hasarı kusursuz olarak belirleyebilen çok kesin bir yol değildir. Çünkü daha gerçekçi ve kesin bir sonuç elde etmek için çok daha fazla bilginin kullanılması ve bunların bilgi tabanına konulması gerekir. Bununla beraber, mevcut sistem deprem etkisi altında kalan binaların deprem sonrasında hasarlarının belirlenmesinde hasar düzeyini tahmin etmektedir.

Sonuç olarak, bu yöntem hasar tespiti işleminde teknik elemanlara yol göstermekte ve dolayısıyla kişisel yargıdan bağımsız, etkili ve düzenli bir işlem sunmaktadır.

EPEDA'nın Yapısı

EPEDA 64 "kural" dan oluşan bir sistemdir. Bu kurallar Şekil 1 de gösterilen hiyerarşik yapıya uygun olarak düzenlenmiştir. EPEDA içinde uygulanan yöntemin puanlama sistemine dayanması nedeniyle bu kuralların çoğu matematiksel ifadeler şeklindedir. Herbir elemanın hasar düzeyini tarif eden, Q-Basic dilinde yazılmış 20 adet ilave program sisteme entegre edilmiştir. Sistemin akış mekanizması Şekil 2 de gösterilmekte olup, bir önceki bölümde açıklanan yöntemeye dayanmaktadır.

EPEDA ile Bir Uygulama

EPEDA'yı gerçek bir durum ile denemek amacıyla, Mart 1992'de meydana gelen Erzincan depremi sırasında hasar görmüş olan ve bu nedenle deprem sonrası hasar raporu hazırlanmış bir binaya uygulanmıştır. Oldukça düzenli bir çerçeve ve plan sistemine sahip olan bina 1'i bodrum olmak üzere toplam 4 katlıdır. Bina'nın kesit ve plan şemaları Şekil 3'te gösterilmektedir.

Binanın Hasar Durumu

Binanın hasar durumuna ilişkin bilgiler, anketörler tarafından deprem sonrası inceleme sırasında doldurulmuş olan hasar tespit formundan elde edilmiştir. Söskonusu bina için doldurulmuş olan formun, EPEDA'ya dayanak oluşturan formdan farklı olduğunu belirtmek gerekir. Bina'nın bu deprem altındaki dayanımı şartname gereklerini genel olarak karşılamıştır. Bir kaç giriş ve kolon ağır hasar görmüş olup, uç noktalardan kırılmış, donatılar açıkta kalmış ve geniş çatlaklar oluşmuştur. Kolon ve girişlerin büyük bir kısmı az ve orta hasarlı olarak değerlendirilmiştir. Ayrıca, hemen hemen duvarların tümü ağır hasar görmüştür. En çok zorlamaya maruz kalmış kat olan 1'nci katta oluşan hasara ait bilgilere Tablo 3 de yer verilmektedir.

Uygulama

EPEDA tarafından sorulan sorulara verilen cevaplara aşağıda yer verilmektedir.

- İlk 25 soru Tablo 3'e göre yanıtlanmıştır
- Merdiven hasarsızdır
- Çatı az hasarlıdır
- Katarası kalıcı yerdeğiştirme(d/H) = 0.0016
- İşçilik kalitesi iyi
- Malzeme kalitesi iyi
- Zemin tipi sıkı kil/sert kum
- Betonunun gözle muayenesi mümkün
- Beton kalitesi iyi
- Beton mukavemeti biliniyor
- Beton mukavemeti 15 - 22 MPa
- En büyük açıklık 4-6 m
- Dilatasyon yok
- Kat seviyeleri aynı
- Binanın konumu serbest
- Kesitte düzensizlik yok
- Planda düzensizlik var
- Çekme kat yok
- Kısa kolon var
- Temelde maksimum oturma 0.2 m'den az
- Zeminde aşırı oturma yok
- Kısmi veya tamamen göçme yok

Binanın hasar düzeyi ile ilgili uygulayıcılar tarafından varılan sonuç: Orta hasarlı, onarıldıktan sonra kullanılabilir

EPEDA'nın verdiği sonuç ise aşağıda verilmektedir.

Hasar Arttırıcı Puan	: 1.75
Katarası Kalıcı Yerdeğiştirme Puanı	: 2.00
Sistem Hasar Puanı	: 28.98
Çatı ve Merdiven Hasar Puanı	: 0.00
Aşırı Oturma Puanı	: 0.00
Toplam Hasar Puanı	: 26.07

Orta Hasarlı, onarıldıktan sonra kullanılabilir.

Görüldüğü gibi EPEDA ve uygulayıcıların verdiği sonuçlar aynıdır.

Tablo 3. Örnek Bina için Hasar İstatistikleri

	Toplam Adet	Hasarsız	Az Hasarlı	Orta Hasarlı	Ağır Hasarlı
Kolon	28	10	8	6	4
Kiriş	53	20	22	8	3
Perde duvarı	0	0	0	0	0
Birleşim	28	20	8	0	0
Dolgu duvarı	30	0	5	10	15

HASAR TESPİTİNDE SİNİRSEL ŞEBEKELERİN KULLANILMASI

Bildirinin bu bölümünde güçlü yer hareketleri sonucu yapılarda meydana gelen hasarın tespitinde sinirsel şebekelerin kullanılması konusu ele alınacaktır. Bu yöntem hızlı ve basit olma özelliğiyle depremden hemen sonra hasar tespit işleminin yapılabilmesine fırsat tanımaktadır. Sinirsel şebekelerin bu konuda kullanılan en önemli özelliklerinden biri girdi ve çıktı değerleri arasında herhangi bir fonksiyonel tanımlamaya gerek duyulmaksızın iç bağlantı kurabilmesidir. Sinirsel Şebekeler, sözkonusu ilişkiyi kurabilmek için çok sayıda girdi-çıkı çiftlerine ihtiyaç duymakta olup, bu işlem "eğitime" olarak adlandırılmaktadır [54,59].

Yapay sinirsel şebekeler kompüte ait modeller olup, bir ölçüde insan beyninin yapısına ve bilgi işleme yeteneğine dayalıdır. Yapay sinirsel şebekeler biyolojik yapıdan esinlenmelerine rağmen, gerçek sinirsel sistemlerle aralarında büyük farklar bulunmaktadır. Sözkonusu farklar insan beyninin gerçek fonksiyonları hakkındaki bilginin henüz çok sınırlı olmasından kaynaklanmaktadır. Dolayısıyla iki sistem arasında hem biçimsel hem de işlevsel farklar kendini göstermektedir. Bu nedenle, bugüne kadar geliştirilmiş olan yapay sistemlerin hiçbirisi insan beyninin fonksiyonlarını aynen temsil etmeye yeterli olamamıştır. Şebeke tasarımcıları mevcut biyolojik bilginin dışına çıkarak bu amaçla kullanılabilecek fonksiyonlara sahip sistemler dizayn etmişlerdir.

Bir yapay sinirsel şebeke, aralarında güçlü bir bağlantı olan çok sayıda basit işlem elemanları(sinirler)'nın bir montajıdır. Sinirler arasındaki bağlantı "ağırlık" olarak adlandırılan ve sözkonusu bağlantıların kuvvetini gösteren bir sayısal değere sahiptir.

Sinirlerdeki bilgi depolaması o sinire gelen bağlantıların ağırlıklarının toplamıyla ortaya çıkar. Sinirsel şebekeler kendi kendini düzenleme (self-organizing) ve bilgi toplama(öğrenme) yeteneğine sahiptirler.

Yapay Sinir Modelleri

Yapay sinirsel şebekelerin pek çoğunda yer alan bir genel model Şekil 4'te gösterilmektedir. Sembolik olarak temsil edilen bu model, her girdiye karşılık gelen bağlantı değerlerinin oluşturduğu bir dizi ağırlık ile sinirin işlem elemanından oluşmaktadır. Sinirin çıktı sinyali aşağıdaki bağıntı ile hesaplanmaktadır;

$$o = f(w^t x) \quad \text{ya da} \quad (8)$$

$$o = f(\sum w_i x_i) \quad (9)$$

burada

$$w = [w_1 \ w_2 \ w_3 \ \dots \ w_n]^t \text{ ağırlık faktörü} \quad (10)$$

ve

$$x = [x_1 \ x_2 \ x_3 \ \dots \ x_n]^t \text{ girdi vektörüdür} \quad (11)$$

$f(w^t x)$ fonksiyonu genellikle etkinleştirme fonksiyonu olarak ifade edilmekte olup, çoğunlukla lojistik fonksiyon ya da "sigmoid" (S-şeklinde) olarak adlandırılan ve matematiksel olarak

$$f(x) = 1 / (1 + e^{-x}) \quad (12)$$

şeklinde tanımlanan bir fonksiyon olmaktadır.

Sinirsel hesaplamanın esas gücü, yukarıda hesap yapabilme kapasitesi tanımlanan her bir sinirin bir şebeke oluşturacak şekilde bağlanmasıyla gerçekleşmektedir.

Öğrenme

Sinirsel şebekelerin en önemli özelliği öğrenme ya da "self-organizing" yetenekleridir. Geleneksel programlama tekniklerinin aksine sinirsel şebekeler amaçlanan hedef doğrultusunda kavramaları gereken kavram örnekleriyle eğitilirler. Bunun sonucu olarak da sinirsel şebeke eğitildiği örnekleri tekrar oluşturmak üzere kendini içten düzenlemek (ağırlıkların değiştirilerek sabitleştirilmesi) suretiyle öğrenme işlemini gerçekleştirir. Bunu yapabilmek için sinirsel şebekelerin bir eğitim algoritması yoluyla girdi-çıkı çiftlerinden oluşan bir eğitim seti ile eğitilmesi gerekmektedir.

Geriye Doğru Yayılan(Backpropagation) Sinirsel Şebekeler

Deprem sonrası hasar tespiti konusunda kullanılmaya uygun olan en yaygın sinirsel şebeke tipi Geriye Doğru Yayılan Sinirsel Şebekeler(BNN)'dir. BNN'de işlem elemanları tabakalar halinde düzenlenir. Her sinirsel şebeke bir girdi, bir çıktı ve bir kaç saklı tabakadan meydana gelir. Şekil 5 genel bir BNN'i göstermektedir. Her tabakadaki işlem elemanları bir üst tabakada yer alan işlem elemanına kendi çıkısını girdi sinyali olarak gönderebilir. İşlem elemanları arasındaki bağlantının kuvvetini gösteren ağırlık değeri her bağlantı için ayrı tanımlanmakta olup, $w_{ij} = i$ ve j elemanları arasındaki bağlantıyı göstermektedir. BNN öğrenme algoritması olarak genelleştirilmiş delta kuralını kullanmaktadır. Bu kural iteratif bir işleme dayanmakta olup, her aşamada elemanlara ilişkin hatanın belirlenmesini ve bu elemanla ilgili bağlantı ağırlıklarının ayarlanmasını kapsamaktadır.

Sinirsel şebekelerin yukarıda sözü edilen özelliklerinin deprem sonrası hasar tespitinde kullanılmasına ilişkin genel bir plan aşağıda verilmektedir.

o Sinirsel Şebekenin Topolojisinin(tipi, tabaka sayısı, işlem elemanı sayısı v.b.) Belirlenmesi: Şekil 6 da gösterilen 3-tabakalı BNN bu konuda yeterlidir. En alt tabaka sistemin girdi tabakasını oluşturmakta olup, bu tabakada yer alan işlem elemanları hasarı etkileyebilecek girdi parametrelerini temsil etmektedir. Söskonusu girdiler depremde sonra bölgede yapılan bina anketlerinden elde edilen bilgilerden derlenmektedir. Bunlar; yapısal hasarı doğrudan etkileyen parametreler (eleman hasar düzeyleri ve diğer yapısal unsurların hasar düzeyleri gibi), yapının hasar görebilme göstergesi olan parametreler (kısa kolonlar, yapısal düzensizlikler, yumuşak katlar v.b.), geoteknik durum ve binanın şekil değiştirmiş hali(katarası yerdeğiştirme) dir. Şebekenin çıktı tabakasında yer alan işlem elemanının ürettiği çıktı binanın hasar düzeyini belirlemektedir. Saklı tabakada yer alacak olan işlem elemanlarının sayısına ilişkin kesin kuralların bulunmaması nedeniyle bu tabakadaki elemanların sayısı denemeler sonucu belirlenmektedir.

o Şebekenin Eğitilmesi: Sinirsel şebeke, önce de ifade edildiği gibi öğrenebilmek için belirli sayıda girdi-çıkı örneğine ihtiyaç duyar. Öğrenme işlemi "eğitime" olarak adlandırılır. Gerçekçi bir sistem elde etmek için çok sayıda girdi-çıkı çiftlerinden oluşan eğitim seti gerekmektedir. Geçmiş depremlerden sonra yapılmış olan anketlerden toplanan verilerin yetersiz kalması nedeniyle, yeterli girdi verisi elde etmek amacıyla bir dizi analitik hesapların yapılması gereklidir. Dolayısıyla, yapıların lineer sınır ötesi analizleri, gerçek veya temsili yer hareketleri etkisi altında yapılmalıdır. Bu hesaplar sonucu elemanlarda oluşan hasar düzeyleri ve buna karşılık gelen binanın global hasar düzeyi eğitim setinde bulunan girdi-çıkı çiftlerini teşkil etmektedir. Öte yandan, sinirsel şebekenin eğitilmesi bir simülasyon vasıtasıyla da yapılabilir.

o Sinirsel Şebekenin Test Edilmesi: Eğitim işlemi sonucu şebekenin öğrenme aşamasının tamamlanmasından sonra, sistemin doğru çalışıp çalışmadığının kontrol edilmesi amacıyla bazı örnek binalar üzerinde test edilmelidir. Bu aşamadan sonra kalibrasyonda ufak değişiklikler yapılması gerekebilir.

ARKAPLAN BİLGİSİ

Modern bir hasar tespit formu geliştirilmesi, hasarın rakamsal bir ifadeye kavuşturulması, mümkün olan durumlarda uzman sistem, pek net olmayan (İngilizcesi "fuzzy") bilgilerden objektif yargı türetmeye yarayan tekniklerin kullanılması, laboratuvar ve deprem sonrası gözlemlerden yararlanılması ve ülkemiz şartlarına uygun yapı türlerine ağırlık verilmesi bu bildiride yeralan kriterlerin arkaplanında yer almaktadır. Kendisi ek çalışmalar yapmak isteyen araştırmacılar için bir bibliyografik bilgi ve kaynak derlemesi aşağıda verilmektedir. Bu listede sinirsel şebekelerin uygulamaları ile de bazı kaynakları vermekteyiz. Bu kaynakların isimlerinin Türkçeye çevrilmesine gerek görülmemiştir zira pek azına metin içinde doğrudan atıfta bulunulmuş olup araştırmacıların bunlara başvuruda bulunmaları halinde orijinal lisanda incelemeleri gerekecektir.

1. Agbajian Associates and Engineering Mechanics Associates, "Earthquake Hazard Mitigation for Utility Lifeline Systems," report to Federal Emergency Agency in 3 Volumes, 1985.
2. Applied Technology Council, "Evaluation the Seismic Resistance of Existing Buildings," report ATC-14, Redwood City, 1987.
3. Applied Technology Council, "Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards : Supporting Documentation," (ATC-21-1) Federal Emergency Management Agency report FEMA 155, 1988.
4. Applied Technology Council, "Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards : A Handbook," (ATC-21), Federal Emergency Management Agency report FEMA 154, 1988.
5. Applied Technology Council, "A Handbook for Seismic Evaluation of Existing Buildings (Preliminary)," (ATC-22) Federal Emergency Management Agency report FEMA 178, 1989.
6. Arnold, C., "Configuration and Seismic Design : A General Review," Proceedings of the 2nd U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Stanford, 1979, pp. 22-36.

7. Arnold, C.A., and R. Reitherman, Building Configuration and Seismic Design : The Architecture of Earthquake Resistance, Building Systems Development, Inc., San Matea, California, 1981.
8. Becker, J.M., and D.A. Shepard, "Connections for Seismic Resistant Precast Concrete Construction," Proceedings of the Workshop on Design of Prefabricated Concrete Buildings for Earthquake Loads, ATC-8, Applied Technology Council, 1981, pp. 657-683.
9. Bellet, D.E., R.A. Ranous, and G. McGavin, "Post Earthquake Damage Evaluation for California Schools," Proceedings of Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Chicago, Illinois, 1994, pp. 447-456.
10. Brancaloni, F., D. Spina, C. Valente, "Structural Damage State Assessment via Neural Networks," Proceedings of the IABSE Colloquium on Knowledge-Based Systems in Civil Engineering, Beijing, China, 1993, pp. 341-350.
11. Bresler, B., "State-of-the-Art Assessment," Proceedings of the Workshop on Reducing Seismic Hazards of Existing Buildings, FEMA 91, 1985.
12. Brown, C.B., and J.T.P. Yao, "Fuzzy Sets and Structural Engineering," Jour. of Str. Eng., Vol.109, No.5, May 1983, pp. 1211-1225.
13. Building Seismic Safety Council, "NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings, Part 1 : Provisions, FEMA 95; Part 2 : Commentary, FEMA 96; Part 3 : Appendix, FEMA 97," Federal Emergency Management Agency, 1986.
14. Cheng, M., and N. Popplewell, "Neural Networks for Earthquake Selection in Structural Time History Analysis," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.23, 1994. pp. 303-319.
15. Cosenza, E., and G. Manfredi, "Damage Analysis of RC Elements Subjected to Seismic Loads," Proceedings of Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Chicago, Illinois, 1994, pp. 35-44.
16. Dubois, D., and H. Prade, "Outline of Fuzzy Set Theory: An Introduction," Advanced in Fuzzy Set Theory and Application, 1979. pp. 27-43.
17. Eguchi, R.T., J.D. Goltz, H.A. Seligson, and T.H. Heaton, "Real-Time Earthquake Hazard Assessment in California : The Early Post-Earthquake Damage Assessment Tool and The Caltech-USGS Broadcast of Earthquakes," Proceedings of Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Chicago, Illinois, 1994, pp- 55-63, Volume II.

18. Fajfar, P., I. Perus, and I. Grabec, "Prediction of Toughness of RC Structural Elements," Proceedings of Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Chicago, Illinois, 1994, pp. 99-108, Volume II.
19. Furuta, H., N. Shiraishi, M. Umano, and K. Kawakami, " Knowledge-Based Expert Systems for Damage assessment Based on Fuzzy Reasoning," Computers and Structures, Vol.40, No.1, 1991. pp.137-142.
20. Furuta, H., J. He, E. Watanabe, and M. Umano," A Fuzzy Neural System for Repairing Bridge Decks," Report of the IABSE Colloquium on Knowledge-Based Systems in Civil Engineering, Beijing, China, 1993, pp. 283-292.
21. Genturi, S.K.V., and H.C. Shah, "Dare - A Program for Pollar Estimation of Reinforced Concrete Framed Buildings," Proceedings of Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Chicago, Illinois, 1994, pp. 65-74.
22. Ghosh, S.K., and B.G. Rabbat (Ed.), Notes on ACI318-89, Portland Cement Association, 1990.
23. Ghosh, S.K., and A.W. Domel, Design of Concrete Buildings for Earthquake and Wind Forces, Portland Cement Association/ICBO, 1992.
24. Gülkan, P., ve H. Sucuoğlu, "Kırsal Yapılarda Deprem Hasarlarının Tayini," Orta Doğu Teknik Üniversitesi Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi Rapor no. 89-02, Aralık, 1989.
25. Hall, J.F. (Ed.), Northridge Earthquake January 17, 1994, Preliminary Reconnaissance Report, Earthquake Engineering Research Institute Report 94-01, 1994.
26. Hsu, D.S., I.C. Yeh, "Damage Detection Using Artificial Neural System," Proceedings of the IABSE Colloquium on Knowledge-Based Systems in Civil Engineering, Beijing, China, 1993, pp. 263-272.
27. Itoh, S., and H. Hagaki," Application of Fuzzy-Bayesian Analysis to Structural Reliability," ICOSAR'89, Structural Safety and Reliability, 1989.
28. Kunnath, S.K., A.M. Reinhorn, and R.F. Lobo, IDARC Version 3.0 : A Program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures, National Center for Earthquake Engineering Research Technical Report NCEER-92-0022, August 1992.
29. Kunnath, S., and C.Jenne," Seismic Damage Assessment of Inelastic RC Structures," Proc. of Fifth U.S. National Conf. on Earth. Eng., Chicago, Illinois, 1994. pp. 58-64.

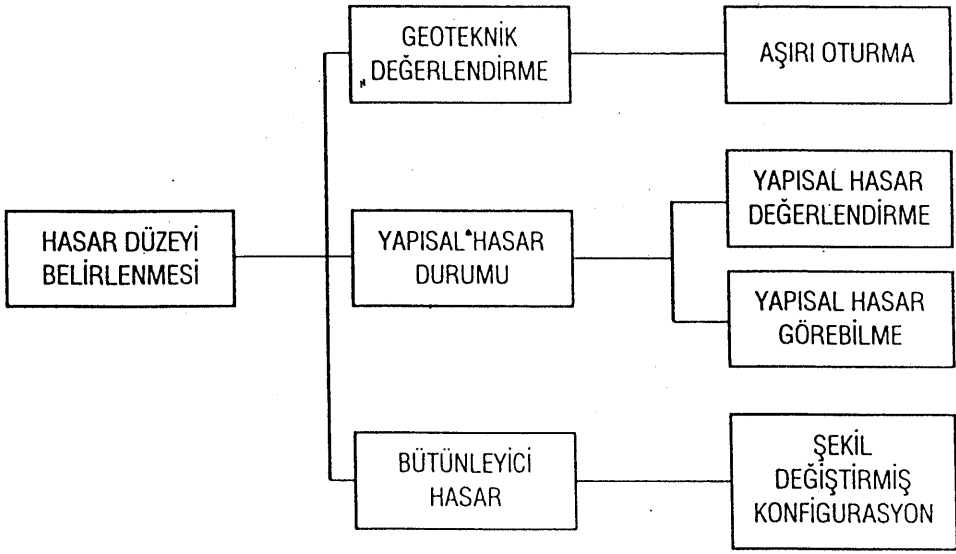
30. Lin, T.Y., and S.D. Stotesbury, Structural Concepts and Systems for Architects and Engineers, Wiley, 1981.
31. Moehle, J.P. (Ed.) Preliminary Report on the Seismological and Engineering Aspects of the January 17, 1994 Northridge Earthquake, Earthquake Engineering and Research Center, Report No. UCB/EERC-94/01, 1994.
32. Molas, G.L., and F. Yamazaki, "Quick Earthquake Damage Estimation by Neural Networks," Proc. of Fifth U.S. National Con. on Earth. Eng., Chicago, Illinois, 1994. pp. 25-34.
33. Mueller, P., "Behavioral Characteristics of Precast Walls," Proceedings of the Workshop on Design of Prefabricated Concrete Buildings for Earthquake Loads, ATC-8, Applied Technology Council, 1981, pp. 278-308.
34. Naeim, F. (Ed.), The Seismic Design Handbook, Van Nostrand, 1990.
35. Ogawa, H., K.S. Fu, and J.T.P. Yao, "An Inexact Inference for Damage Assessment of Existing Structures," Int. J. Man-Machine Studies, Vol.22, 1985, pp. 295-306.
36. Ohkubo, M., "Current Japanese System on Seismic Capacity and Retrofit Techniques for Existing Reinforced Concrete Buildings and Post-Earthquake Damage Inspection and Restoration Techniques," Report No. SSRP-91/02, Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego, La Jolla, California, 1991.
37. Pagnoni, T., Z.H. Tazir, and C. Gavarini, "AMEDEUS : A KBS for the Assessment of Earthquake Damaged Buildings," Report of the IABSE Colloquium on Expert Systems in Civil Engineering, Bergamo, Italy, 1989, pp. 141-150.
38. Park, R., "Seismic Design Developments and Provision in New Zealand for Prefabricated Concrete Buildings," Proceedings of the Workshop on Design of Prefabricated Concrete Buildings for Earthquake Loads, ATC-8, Applied Technology Council, 1981, pp.24-60.
39. Park, Y.J., A.H.-S. Ang, and Y.K. Wen, "Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings," Journal of Structural Engineering Vol. 111, No.4, April, 1985, pp. 740-757.
40. Park, Y.J., and A.H.-S. Ang, "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. III, No. 4, April 1985, pp. 740-757.
41. Petrovski, J., and Z. Milutinovic, "Earthquake Damage, Vulnerability, Loss and Risk

- Assessment for Planning of Earthquake Disaster Management," Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University Cyril and Methodivs, Skopje, 1991.
42. Pinkham, C.W., and G.C. Hart, "A Methodology for Seismic Evaluation of Existing Multistory Residential Buildings," U.S. Department of Housing and Urban Development, 3 Volumes, 1977.
43. Powell, G.H., and R. Allahabadi, " Seismic Damage Prediction by Deterministic Methods: Concepts and Procedures," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.16,1988, pp. 719-734.
44. Qin, Q., and S.R. Chen, "Expert System for Seismic Assessment of R.C. Buildings," Report of the IABSE Colloquium on Knowledge-Based Systems in Civil Engineering, Beijing, China, 1993, pp. 171-179.
45. Research Group for Estimating Losses from Future Earthquakes, Estimating Losses from Earthquakes in China in the Forthcoming 50 years, State Seismological Bureau, China, Seismological Press, 1992.
46. Sauter, F., "Damage Prediction for Earthquake Insurance," Proceedings of the 2nd U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Stanford, 1979, pp. 99-108.
47. Schultz, D.M., E.F.P., Burnett, and M. Fintel, "A Design Approach to General Structural Integrity," Design and Construction of Large-Panel Concrete Structures, report to U.S. Department of Housing and Urban Development, Portland Cement Association, 1977.
48. Shepherd, R., and T.E. Haynes, "Expert System and Assessment of Earthquake Hazard Reduction," Proceedings of the IABSE Colloquium on Knowledge-Based Systems in Civil Engineering, Beijing, China, 1993, pp. 351-360.
49. Shwe, T.T., and H. Adeli, "AI and CAD for Earthquake Damage Evaluation," Engineering Structures, Vol. 15, No.5, 1993, pp. 315-319.
50. Stephens, J.E., X. Huo, and K-E. A. Larsson, " Investigation of Neural Networks as a Tool for Structural Safety Assessment," Proc. of Fifth U.S. National Con. on Earth. Eng., Chicago, Illinois, 1994. pp. 35-44.
51. United Nations Industrial Development Organization, Building Construction under Seismic Conditions in the Balkan Region UNDP/UNIDO Project RER/79/015 Report Volume 4 : Post Earthquake Damage Evaluation and Strength Assessment of Buildings under Seismic Conditions, Vienna, 1985.

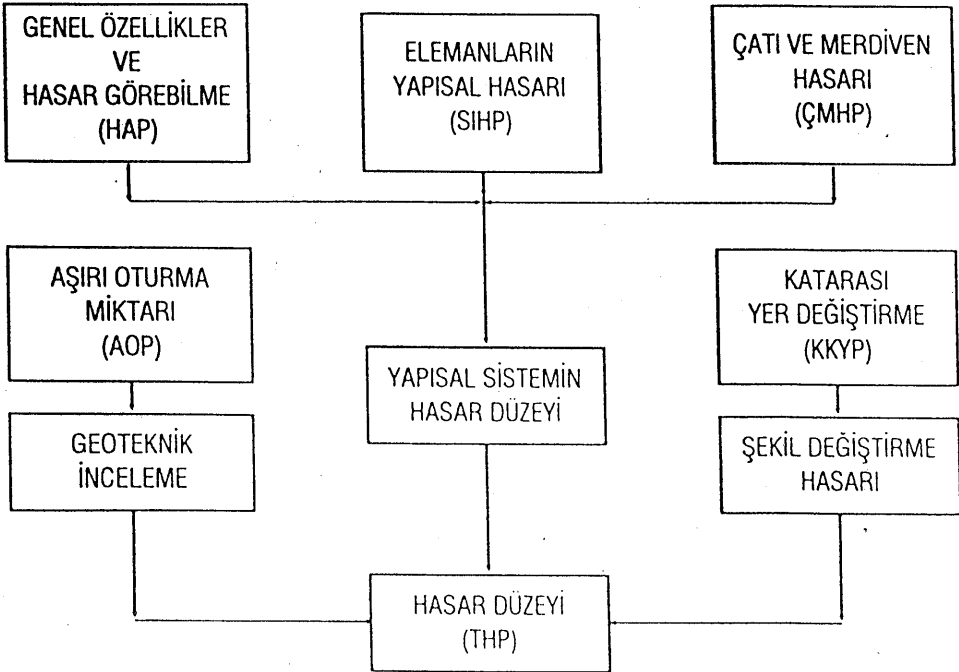
52. Vasadevon, R., A.S. Kiremidjian, and H.C. Howard, An Integrated Inventory Methodology for Seismic Damage Assessment, The John A. Blume Earthquake Engineers Center, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, 1992.
53. Wakayabashi, M., Design of Earthquake-Resistant Buildings, McGraw-Hill, 1986.
54. Wasserman, P.D., Neural Computing, Theory and Practice, Van Nostrand Reinhold, 1989.
55. Wong, F.S., A.T.Y. Tung, and W. Dong, "Seismic Hazard Prediction using Neural Nets," Proc. of Tenth World Con. on Earth. Eng., Balkema, Rotterdam, 1992, pp. 339-343.
56. Wu, X.J., J. Ghaboussi, and H. Gefrett, "Use of Neural Networks in Detection of Structural Damage," Computers and Structures, Vol.42, No.4, 1992. pp. 649-659.
57. Yang, Y.C., Y.L. Yang, Z.S. Wang, D. H. Li, L. Yang, "Knowledge Based System for Evaluating Earthquake Damage to Buildings," Report of the IABSE Colloquium on Knowledge-Based Systems in Civil Engineering, Beijing, China, 1993, pp. 245-254.
58. Yao, J.T.P., Safety and Reliability of Existing Structures, Pitman, 1985.
59. Zurada, J.M., Introduction to Artificial Neural Networks, 1992

TEŞEKKÜR

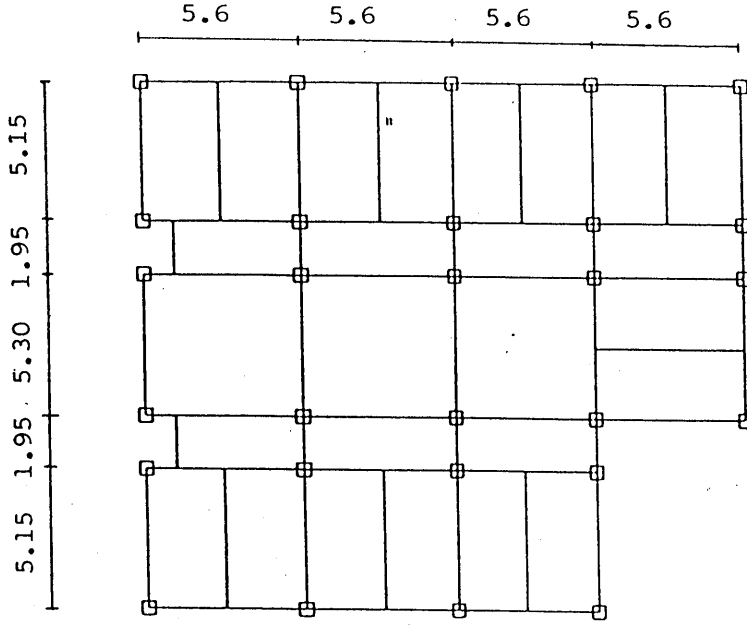
Bu bildiride yeralan çalışmalar yazarların Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğünün desteği ile sürdürdükleri "Mühendislik Hizmeti Görmüş Binaların Hasar Tespiti" projesinin ürünüdür. Yazarlar bu destekten dolayı Sayın Genel Müdür Oktay Ergünay'a, Deprem Araştırma Dairesi Başkanı Sayın Sinan Gencoğlu'na ve Genel Müdürlüğün ilgili personeline burada teşekkür etmeyi borç sayarlar.



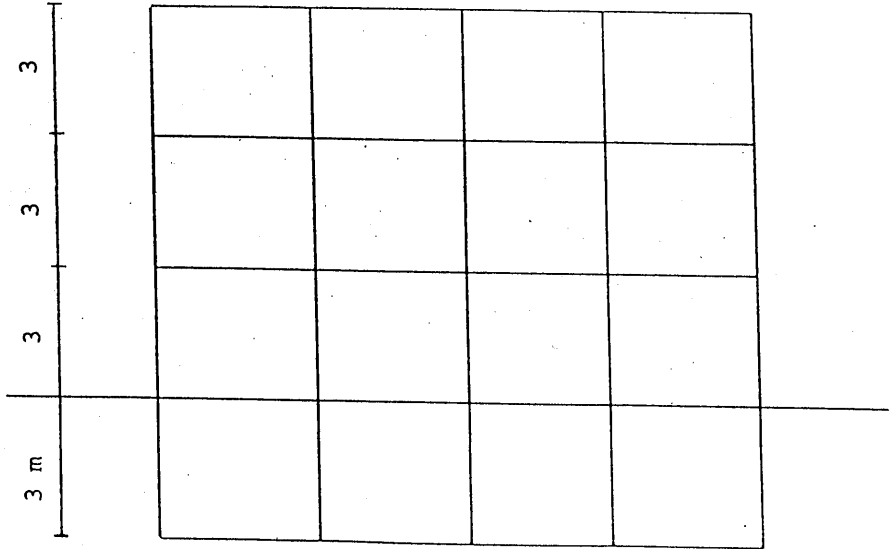
Şekil 1. Hiyerarşik Organizasyon



Şekil 2. EPEDA'nın Akış Mekanizması

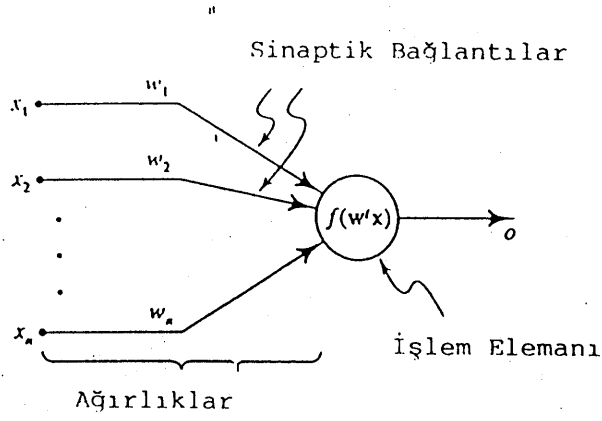


PLAN

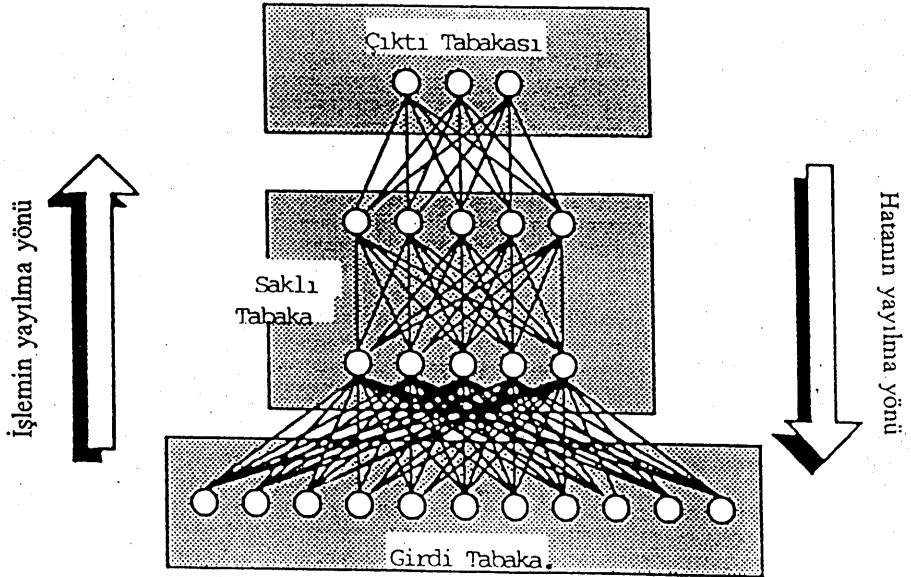


KESİT

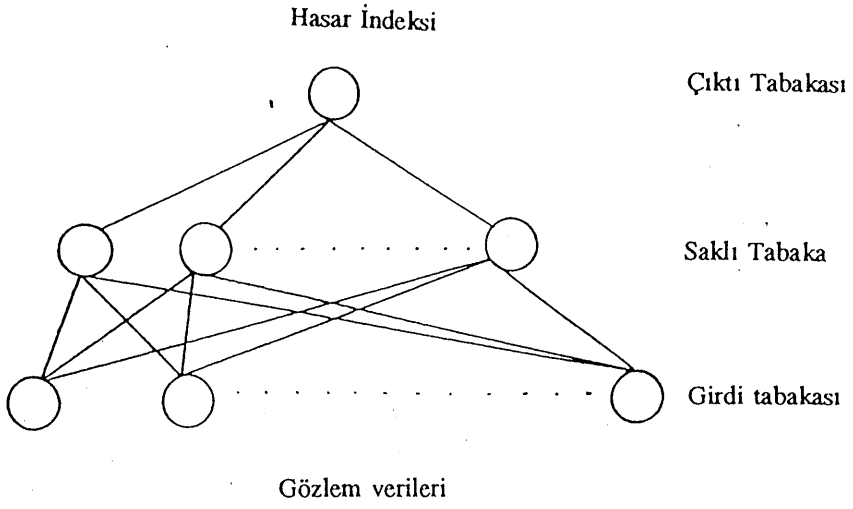
Şekil 3. Bina'nın Kesit ve Plan Şemaları



Şekil 4. Yapay Sinir Modeli



Şekil 5. Geriye Doğru Yayılan Sinirsel Şebeke



Şekil 6. Sinirsel Şebeke Modeli

SEISMIC RE-EVALUATION AND UPGRADING OF NUCLEAR POWER PLANTS

NÜKLEER SANTRALLARIN SİSMİK GÜVENLİKLERİNİN YENİDEN DEĞERLENDİRİLMELERİ VE TAKVİYELERİ

Aybars Gürpınar¹

ABSTRACT

As the number of new orders for nuclear power plants started decreasing sharply in the 1980 and 1990s, the main focus in the seismic safety of nuclear power plants has shifted to re-evaluation and upgrading of existing facilities. In this regard nuclear power plants in the territory of the former Soviet Union and Eastern Europe has attracted much attention. This is mainly due to deficiencies in the derivation of the design basis seismic parameters as well as earthquake resistant design considerations of these facilities. In this paper, criteria and methods for seismic re-evaluation and upgrading of nuclear power plants will be discussed with examples coming mainly from Eastern Europe. I.A.E.A. projects and programs related to this topic will also be discussed.

INTRODUCTION AND BACKGROUND

Seismic safety issues generally involve two major components; those related to the derivation of the design basis parameters and those involving the seismic capacity of structures, equipment and distribution systems. The first component has been a recent issue at most of the sites in Eastern Europe because of the differences in the methods employed when the site investigations were being carried out before construction. Although most Eastern European nuclear power plant sites can be characterized as low to medium seismicity sites, the deficiency in the tectonic and seismic database as well as the methods used in the 1970s have led to seismic hazard re-evaluation programs. The results of the new studies consistently indicate that the design basis ground motion parameters had been underestimated, sometimes by a

¹ Scientific Secretary, Siting and External Hazards,
International Atomic Energy Agency, Vienna

considerable margin.

The issues related to the seismic capacity of structures, equipment and distribution systems are even more complex. For WWER and RBMK type nuclear power plants, structures which do not function as a pressure boundary are designed like conventional industrial frame buildings, often using precast elements. In WWER 440 and RBMK type nuclear power plants, the 'confinement' concept restricts the pressure boundaries to the lower part of the reactor building. WWER 1000 type plants, however, have a proper containment and therefore are inherently better designed for external events in general.

The involvement of the IAEA in the seismic safety issues of Eastern Europe has been substantial through national, regional and extrabudgetary projects. Seismic safety review missions visited nuclear power plants in Armenia, Bulgaria, Czech Republic, Hungary, Poland, Romania, Russian Federation, Slovakia, Slovenia and Ukraine within the past five years.

The experience of these five years have been recently channeled to a Coordinated Research Program titled 'Benchmark Study for the Seismic Analysis and Testing of WWER Type Nuclear Power Plants'. This program has twenty one participating institutions from fourteen countries and concentrates on WWER-440/213 and WWER-1000 plants. Paks Nuclear Power Plant in Hungary and Kozloduy Nuclear Power Plant (Units 5/6) in Bulgaria are prototype plants for this project.

Tables 1 and 2 present general and seismic characteristics of nuclear power plants in Eastern Europe respectively.

GENERAL APPROACH

The methods and criteria for seismic re-evaluation and upgrading of existing nuclear power plants differ from those generally used for new facilities. A summary of the latter based on IAEA Safety Guides was already presented at the Second National Earthquake Engineering Conference (Gürpınar, 1993).

For existing facilities the overall flow diagram for seismic re-evaluation and upgrading is given in Figure 1. As may be observed in this figure, there are five major steps involved in this process.

ASSESSMENT OF SEISMIC INPUT

For the assessment of seismic input, the methods used for new facilities are generally applicable. Therefore, the recommendations of the IAEA Safety Guide 50-SG-S1 (Rev. 1) "Earthquakes and associated topics in relation to NPP siting" (IAEA, 1991) are followed.

If probabilistic methods are used in the derivation of the design basis seismic parameters, it is considered appropriate to decrease the exposure time (i.e. lifetime) by the already elapsed time of the facility since the year of commissioning. If the

design lifetime of a nuclear power plant is 40 years, and the seismic re-evaluation is being conducted after 20 years of operation, then instead of a 10 000 year average return period, 5 000 years can be used on basis of a Poisson process recurrence hypothesis.

In general, a probabilistic hazard analysis is needed to derive the hazard curve when the evaluation of the seismic capacity of the plant is done using a PSA (probabilistic safety assessment) approach.

SEISMIC CAPACITY EVALUATION

According to the "Criteria for seismic evaluation and potential design fixes for WWER type NPPs" prepared within the framework of the IAEA Benchmark study (Stevenson, 1994), considerations for seismic capacity evaluation of NPPs may be summarized as follows.

HCLPF Seismic Margin Capacity

The concept of HCLPF (High Confidence of Low Probability of Failure) capacity is used in the seismic margin assessment, SMA, which is used in the review to quantify the seismic margins of NPPs. In simple terms it corresponds to the earthquake level at which, with high confidence (about ≥ 95 percent), it is unlikely that failure of SSC (structures, systems and components) required for safe shutdown of the plant will occur (about ≤ 5 percent probability). The concept of HCLPF capacities of SSC is used in SMA reviews to: (a) screen out from further consideration SSC having capacities generically higher than the SME (seismic margin earthquake) and (b) identify the specified SSC which may require some modification of the SSC or their support in order to be able to withstand an SME. When such modifications are made they are performed within the acceptance criteria prescribed by existing codes and standards. Estimating the HCLPF seismic capacity of SSC requires an estimation of the response, conditional on the occurrence of the SME. Two candidate procedures to determine the HCLPF seismic capacities for NPP's structures and equipment components have been developed: Fragility Analysis (FA), and Conservative Deterministic Failure Margin (CDFM) methods.

Earthquake Experience and Seismic Test Data

The Seismic Qualification Utility Group (SQUG), has developed jointly with the US NRC an earthquake experience and test based judgmental procedure to verify the seismic adequacy of the specified safety-related equipment in operating NPPs using seismic experience methods. The procedure is primarily based upon the performance of installed mechanical and electrical equipment which have been subjected to actual strong motion earthquakes as well as upon the behavior of equipment components during simulated seismic tests. However, in accordance with the common U.S.

practice, there may be structures and major pieces of equipment in the Reactor Coolant System which are not represented in the data base and are excluded from the scope of the Earthquake Experience Data since earthquake experience data essentially is not available currently for these specialized SSC. It should also be noted that most building structures have unique features, so that they are not included in the earthquake experience data base. For SSC not in the data base, seismic qualification is usually by analysis in the case of structures, systems and mechanical components and by tests or a combination of tests and analysis for electrical equipment.

Seismic Walkdowns

The main focus of the walkdowns are on (a) anchorage of the equipment, (b) load path from the anchorage up through the equipment and on (c) spatial systems interactions. Structures and large vertical tanks in general and reactor coolant and protection components and distribution systems will require analysis to determine if fixes are required. In general, there will be three alternative disposition categories for each SSC evaluated: (1) fix is required, (2) capacity is uncertain and an evaluation is required to determine if a fix is required and (3) capacity is adequate for the specified SME. The three alternate dispositions of the SSC are primarily based on judgement and the walkdown teams must be experienced in order to make these judgements. If fixes are required, it must be further decided if the fix falls within the "easy fix" or "detailed fix" categories.

The Seismic Walkdowns may be conducted in two phases. Phase 1 is typically referred to as the Preliminary Screening Walkdown. During this walkdown disposition category 3 (capacity is adequate for the specified SME) are identified and disposed as a line item on a Preliminary Screening Table. The other disposition categories 1 and 2 require a more detailed walkdown where a SSC specific evaluation form referred to as a Seismic Evaluation Work Sheet, SEWS are prepared.

IAEA BENCHMARK STUDY FOR THE SEISMIC ANALYSIS AND TESTING OF WWER TYPE NPPs

An overview of a procedure which is recommended to assess and enhance the seismic capacity of existing WWER reactors is provided. Major focus of this procedure is to provide a cost-effective process which will allow to prioritize and implement needed modifications in a timely manner, using the realistic assessment of responses and capacities.

Major technical elements of this procedure are: (1) identification of the most critical systems, components and structures needed for safe shutdown and to maintain safe shutdown; (2) evaluation of as-built conditions through data gathering activity such as review of design drawings and construction specifications and detailed walkdown; (3) realistic assessment of plant response and capacity evaluations for

developing acceptance criteria and designing cost-effective fixes, and (4) functional qualification of active mechanical and electrical components through use of generic test data applicable to all WWERs, plant-specific tests and earthquake experience data.

This procedure is sub-divided into three major categories: equipment, structures and distribution systems for prioritizing design and implementation of needed fixes. Some fixes, such as anchorage upgrades, are easily identifiable and could be designed for conservative seismic demand. This demand would be confirmed after a detailed plant response analysis is completed. Other fixes involving major structural elements or complex load paths would necessitate realistic response evaluations as well as capacity evaluation to design cost-effective fixes.

The aim of the assessment is to show that the plant can withstand a Level SL2 earthquake without giving rise to a Level V accident (on the INES Scale). This will be interpreted as ensuring that service condition D (as defined by ASME), or the equivalent, is not exceeded. If this is not possible, modifications will be identified that, when implemented, will prevent the occurrence of the Level V accident.

It should be noted that a Level V accident is defined as an "Accident with Off-site Risk".

As may be seen from Figure 2, after identification and classification of systems to be considered, the seismic input, soil data, acceptance criteria and loading combinations are established. Considerable effort and decision making is required to arrive at this point. In general, the seismic input is determined using the principles and methods established for new sites and plants. (See e.g. IAEA 50-SG-S1, Rev. 1991). The only difference might be due to the "lifetime" of the plant, when the input is calculated on a probabilistic basis. This is generally shorter for existing plants (if life extension is not envisaged) and may lead to somewhat lower design values.

The major difference with the seismic design of a new plant would be related to acceptance criteria, which would make use of existing safety margins to the fullest practical extent.

Beyond the evaluation of the situation and setting up of criteria, the methodology is specific depending on the plant item in question, i.e. structures, distribution systems and equipment.

Special emphasis is given to the "easy-fixes" resulting from the structural evaluation of distribution systems and equipment, which, when implemented may increase seismic safety most cost effectively.

This has been already observed in the seismic upgrading of the Kozloduy NPP, Units 1-2, for which the IAEA has provided continuous support through review services including the preparation of the Terms of Reference (TOR) for the seismic upgrading program. The TOR specifies various phases for the seismic upgrading. Each phase increases the safety level by implementation of "easier" fixes and assesses the seismic capacity of more complex items systematically. This eventually leads to the attainment of the seismic safety goal within a specified time frame.

The first step of the phased upgrading program comprises the so called "easy

fixes".

These fixes were selected using the following criteria:

- i) The item has to be fixed for ensuring the required margin.
- ii) The technical solution and cost of the fixes should depend only slightly on the limited variation of the earthquake level.
- iii) The fixes should be relatively easy to carry out and can be realized during planned outages.

TORs have been prepared for Kozloduy, Paks, Bohunice and Mochovce NPPs.

The actual benchmarking of analysis and testing is mainly envisaged for structural systems in the beginning of the project. It is planned to conduct full scale dynamic testing of the reactor structures of both the Kozloduy (Unit 5 or 6) and Paks (Unit 1, 2, 3 or 4) Nuclear Power Plants in 1994 and 1995. Although some testing was already performed on these structures previously, it is envisaged to have a more systematic and integrated approach of testing for the benchmark study. The preparations for the full scale dynamic testing of Paks NPP are already under way.

The Coordinated Research Programme on the benchmark study comprises twenty one institutions from fourteen countries. It is a three year programme which started in 1993. Two research coordination meetings have been held so far, the first at Paks NPP in September 1993 and the second at Kozloduy NPP in June 1994.

CONCLUDING REMARKS

In the 1960s and 1970s the nuclear industry led the way in the development of the state-of-the-art for seismic hazard assessment and earthquake resistant design of industrial facilities. Now the emphasis has shifted to the assessment and upgrading of existing nuclear facilities. Systematic and practical methods are being developed also in this area. These criteria and methods would also provide guidance in the assessment and upgrading of existing conventional facilities.

REFERENCES

- 1.Gürpınar,A.(1993) "Recent developments in earthquake resistant design of nuclear power plants", Proceedings of the Second National Conference on Earthquake Engineering, I.M.O., Istanbul
- 2.Stevenson, J.D.(1994) "Criteria for seismic evaluation and potential design fixes for WWER type nuclear power plants", IAEA, Benchmark study contribution.

Table 1. Nuclear power plants in eastern Europe (selected)

Plant	Country	No of Units	Power/Type	Status
Kozloduy	Bulgaria	4	440/230 WWER	In Operation
Kozloduy	Bulgaria	2	1000 WWER	In Operation
Belene	Bulgaria	2	1000 WWER	Construction
Cernavoda	Romania	4	660 Candu	Stopped Under Construction
Krsko	Slovenia	1	630 PWR	In Operation
Paks	Hungary	4	440/213 WWER	In Operation
Bohunice	Slovakia	2	440/230 WWER	In Operation
Bohunice	Slovakia	2	440/213 WWER	In Operation
Mochovce	Slovakia	2	440/213 WWER	Under Construction
Dukovany	Czech Republic	2	440/213 WWER	In Operation
Temelin	Czech Republic	2	1000 WWER	Under Construction
Medzamor	Armenia	2	440/230 WWER	Operation Stopped

Table 2. Seismic design basis (SDB) for NPPs in eastern Europe (selected)

Plant Status	Original SDB (pga)	Re-assessed SDB (pga)	Upgrading
Kozloduy	N.E.D.	0.2g	Continuing in first 4 units
Bohunice	N.E.D.	0.25g (continuing)	Continuing
Mochovce	0.05g	0.1g (continuing)	-
Belene	0.1g	Continuing	-
Cernavoda	0.15g	No re-assessment	-
Paks	N.E.D.	0.35g (continuing)	Continuing
Krsko	0.3g	Continuing	-
Temelin	0.06g	0.1g	Continuing
Medzamor	0.1g	0.4g (continuing)	Continuing

N.E.D.: No explicit design

Figure 1

FLOW DIAGRAM FOR SEISMIC RE-EVALUATION AND UPGRADING OF EXISTING NPPs

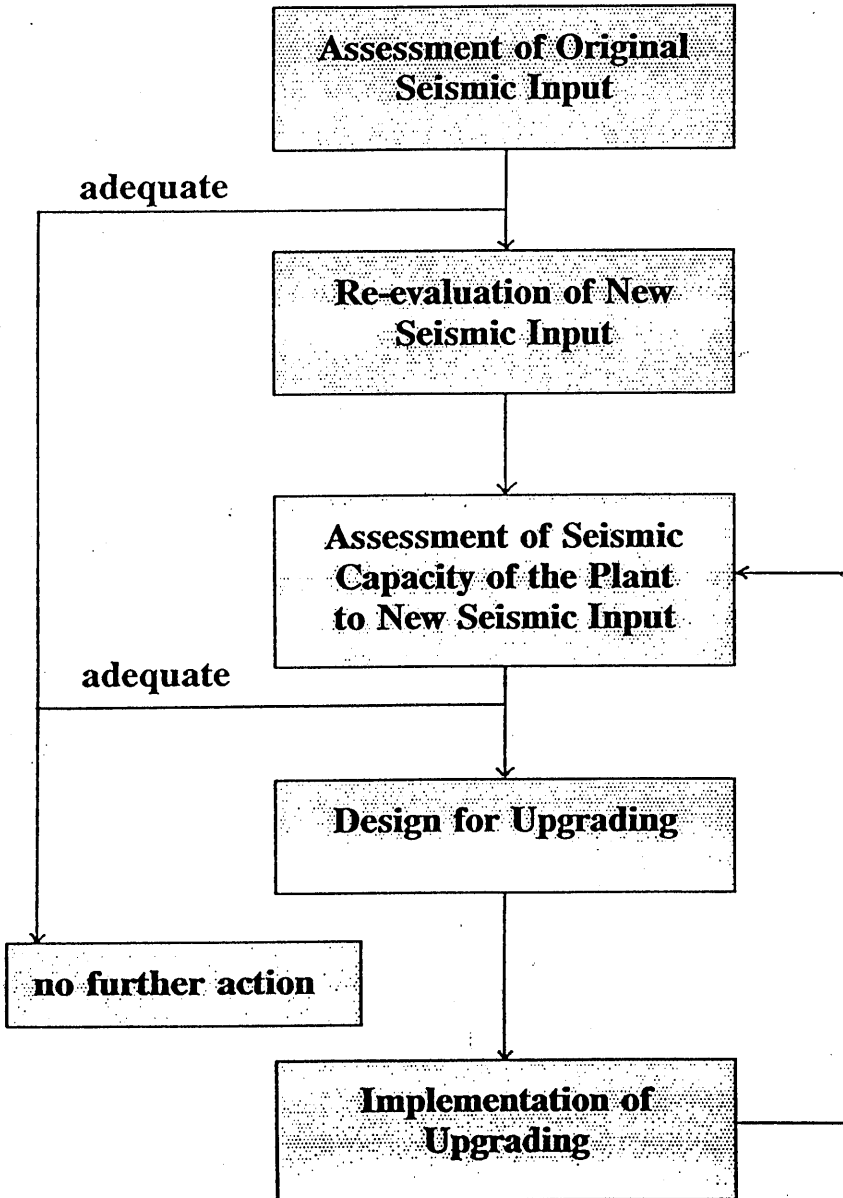
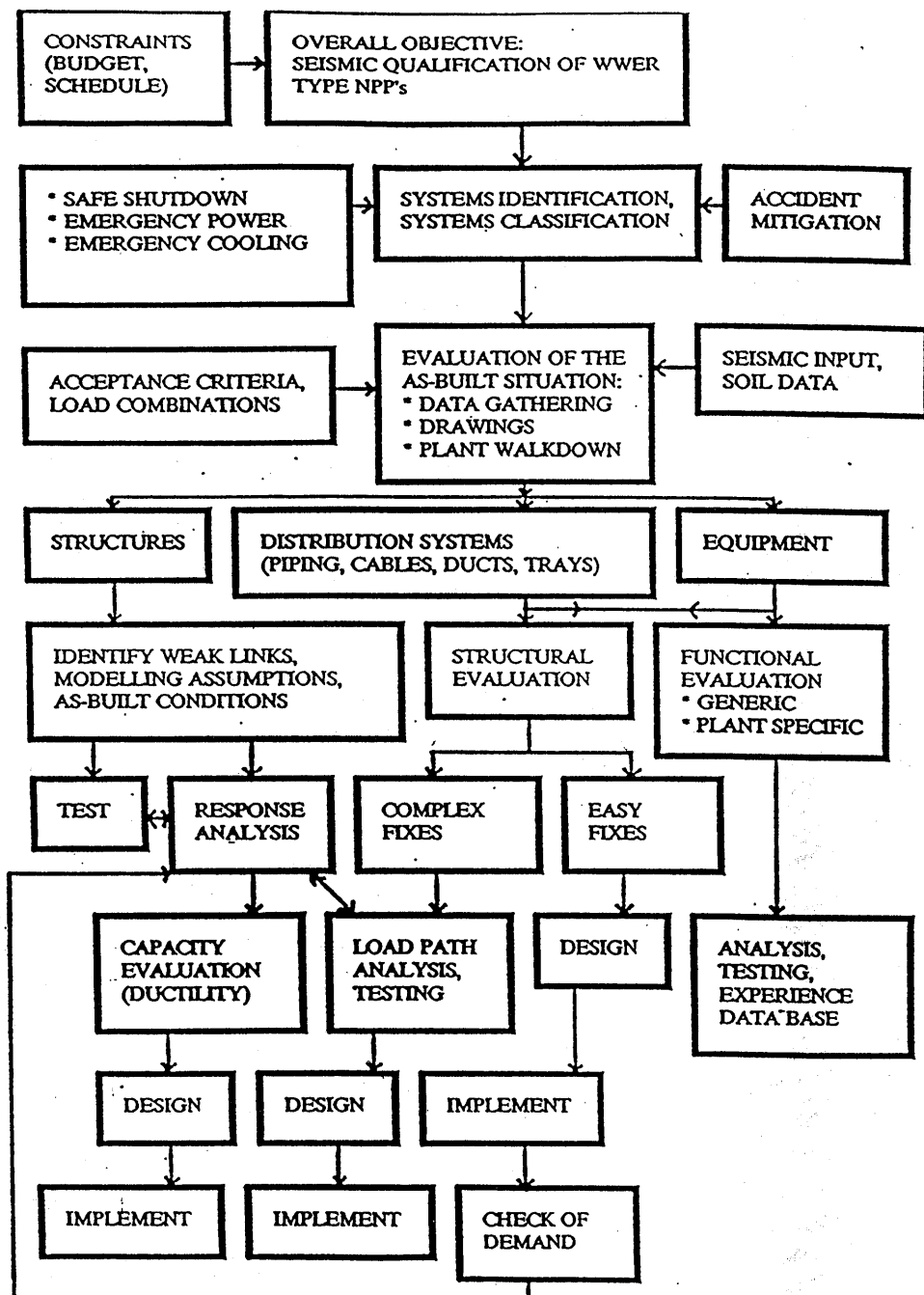


Figure 2. Chart for the Assessment and Improvement of Seismic Capacity



PREVENTIVE SEISMIC STRENGTHENING: FROM PROBLEMS AND APPROACHES TO IMPLEMENTATION.

DEPREME KARŞI KORUYUCU GÜÇLENDİRME:
PROBLEMLER-ÇÖZÜMLERE YAKLAŞIM VE UYGULAMALAR

Mark Klyachko and Alexandr Uzdin

ABSTRACT

Since 1987 the special Program and System for Preventive Seismic Safety (PRESS) on the Urbanized Areas (UA) have been developed in Russia by KamCENDR. The Preventive Seismic Strengthening of Structures (PRESESS) is an important part of PRESS. The problems, approaches, rules, manuals, design and implementation of the PRESESS for reservoirs, water-towers, dams and bridges are considered. The common approaches and similar questions which concern the strengthening of buildings have been expounded in article [5].

1. Introduction

In [5] the concepts and common insight into the problem of seismic safety and strengthening of existing constructions were presented.

Nowadays the acuity and importance of construction reliability under EQ as well as lessening of the seismic risk on the UA are becoming extremely high [5].

At present there are a lot of structures which have been erected in accordance with the outdated seismic codes or without regard of them; speedy aging, wear and deterioration of existing structures; increase of site seismicity due to the human influence, best knowledge and, as a result, reconsideration of seismic zoning maps and/or soil due to the impairment of soil conditions and many other reasons, which explain and justify the urgency of problems at issue.

In following of [2,3,4] we will discuss the Seismic Safety and Reliability Problems which relate to lifelines (LL) and special structures (SS).

Dr.Center of EQE and Natural Disaster Reduction, Petropavlovsk, Russia

Prof.Dr. Center of EQE and Natural Disaster Reduction, Petropavlovsk, Russia

2. Classification of LL and SS.

Practically all main approaches being used for conventional buildings [5] are extended to LL and SS. The implications of LL and SS in the problem of ensuring the seismic safety cannot be overemphasized. Every new EQ is an added reason for implementation of LL and SS in the damage-formating and emergency management on the one hand and, on the other hand, shows their high vulnerability in practice.

As a rule the following can be related to LL :

- systems of heat and energy supply
(electricity, gas, fuel, etc.) - ES ;
- systems of water supply
(including water purification) - WS ;
- systems of sewage, recovery and sanitary - SS ;
- systems of communication- CS ;
- transport systems including :
 - highway and railway transport - RTS;
 - air transport - ATS;
 - water transport - WTS;

Among SS we will consider those potentially hazardous objects the reliability of which determines the possibility of secondary industrial disaster. Within the frames of the present article such SS as nuclear powerstations and chemical plants will not be discussed and we will dwell on those SS which are the LL at the same time, i.e. dams, reservoirs of different types, tanks and oil storage tanks, water towers, chlorine stations, etc. According to the mentioned above we will hereinafter define the systems under consideration as LL.

A lot of peculiarities being inherent in LL such as reliability, maintainability, etc., were more or less taken into account when being designed and built. But as the systems the LL in cities, and especially in megalopolises, were being created for many years, the process being both chaotic and planned was influenced by different and sometimes non-coordinated and out-of-date criteria. That is why the up-to-date system approach and new criteria of vulnerability-reliability-risk to ensure the stable functioning of existing LL on the seismic-prone UA are in need, and this task is not an easy one.

3. Distinctions of LL.

Among the peculiarities of LL the design-constructive ones are of the highest importance.

3.1 Extension. Many of LL may be considered as multispans beams the supports of which are large distance apart and in different soil conditions i.e. they perceive different seismic impacts. Even for relatively small bridges the soil conditions and movements of abutments and supports on the river bottom differ essentially.

3.2. Interaction of LL-objects. The design consideration of interaction of LL-objects in liquid environment (bridge supports, marine constructions) or

those containing liquidsn (tanks, water-towers, dams, pipelines have additional difficulties. In some cases (dams, marine constructions, etc.), it is necessary to take into account the dynamic U-object-soil base interaction.

3.3. Distribution. Distribution of LL-systems over the large area implies that these systems are placed in rather different conditions and subject to different loads in different time. For example, different distance from the EQ focus may determine diversified and essentially different seismic impacts on different elements of the LL-objects.

3.4. Risk criteria for LL in the seismic - prone UA. Criteria of allowable seismic risk for LL are not clearly defined. The difficulties are determined by:

- extension of LL, dispersal of critical elements and consequently of different subjection to seismic impact in different points of the area of their location,
- lack of distinct requirements to allowable damages of LL that is defined in its turn by maintainability and period of recovery of their functions, their responsibility and the degree of required functioning in emergencies, availability and number of doubling elements of the LL-system, possibilities and degree of secondary damages from the objects.

Futhermore the extended LL-objects can't be placed outside the seismically dangerous areas that can be avoided when building the conventional structures. For example, marine and oil storage tanks are often placed in the areas the soil of which is subject to liquifaction; electric power lines traverse across the unstable slopes and steep hills which are avalanche and landslide dangerous, bridges cross rivers and ravines which are in line with tectonic fractures.

Though every severe EQ carries away a lot of lives and results in tremendous damage mainly through the damages of LL, there are no seismic schools which discriptively shows the possible damages of LL because the unification of LL and their damages are very difficult to be carried out.

All these peculiarities have been more or less regarded when calculating and assessing the level of earthquake resistance (LER), forecasting the vulnerability and damage formation and reaccessing the required reliability and strenghtening of LL:

However the problem of complex and comprehensive SR analysis for the LL-system is so multivalent and complicated that is far beyond the scope of this article and requires special presentation.

The aim of the present article is to enlight the problem in complex, to point out the most important peculiarities and the ways for solving the task as well as description of some important theoretical and practical approaches and recommendations.

4. Procedures and approaches to the work.

As for the complex of work it consists, as in the case of conventional buildings, of the works under the risk-analysis (PRANA) and risk management (PRIMA) programs. It is added up from common stages (Fig.1).

Now we will expound the sequence of preliminary works within the frames of PRAMA to ensure the reliability required and optimal allowable risk criteria of the

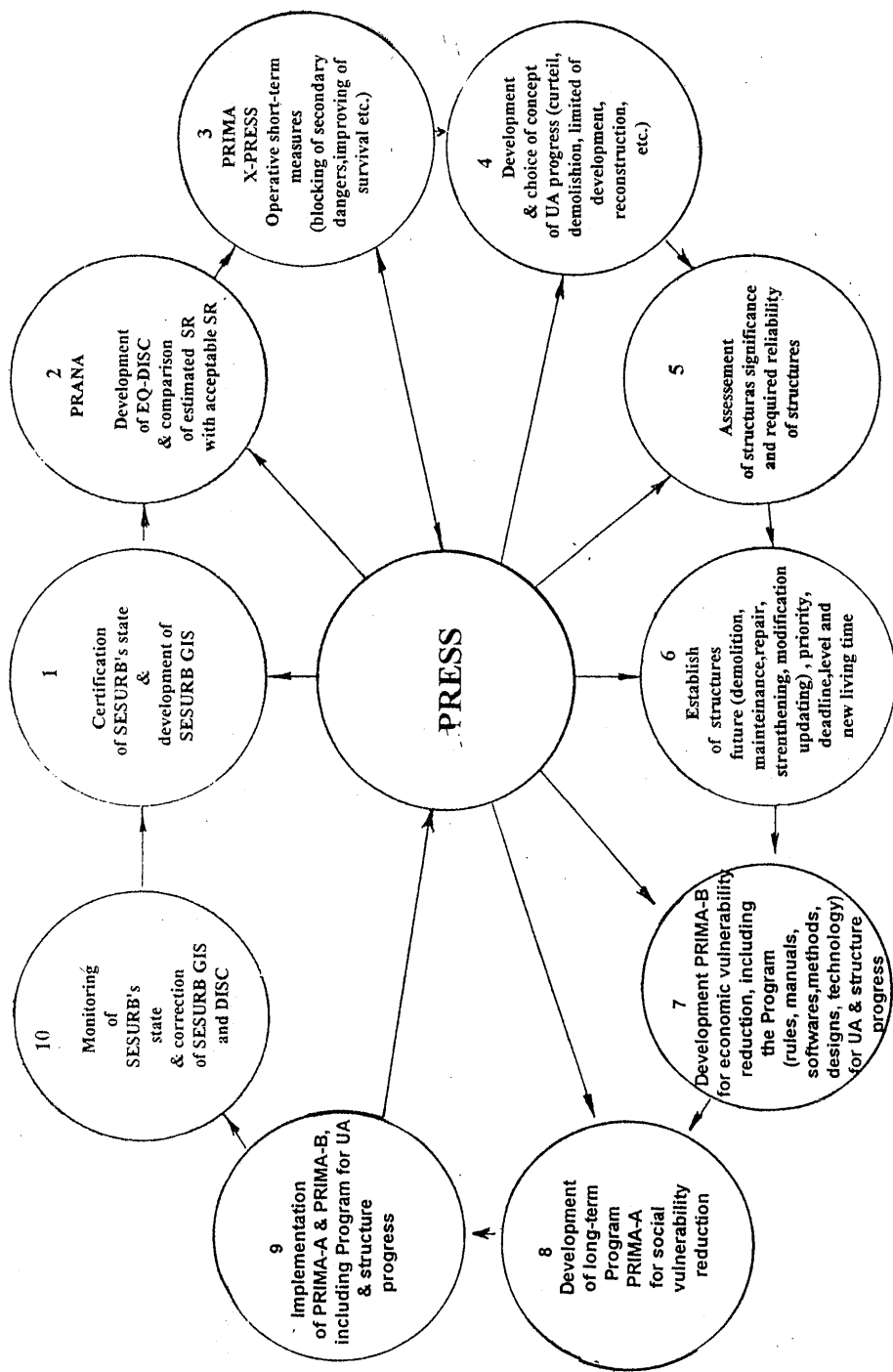


Fig. The System for Preventive Seismic Strengthening of SESURB - "PRESS".

LL-system and its elements distinguishing the peculiarities of PRESS which are connected with LL.

4.1 The certification of existing LL on the UA including the detail description of physical (PSS) and exploitational (ESS) states of structures, LL mapping and LL DataBase for UA under issue. For these works to be carried out the Manuals have been developed [1,8].

4.2 The estimation of expert LER (EXLER) of each element (individual structures) and the whole existing LL-system. It is one of the most difficult problems, which must be settled for each type of structures separately. Here are the new approaches and up-to-date theoretical models and solutions such as the consideration of extension, spatiality of structures, their interaction with a soil, of significant importance. In accordance with LER the structures can be assigned to one or another class of seismic stability that is reflected in DB and GIS of UA.

4.3 The direct vulnerability assessment of each element of LL-system with regarding both the EQ-impact and possible secondary effects, of distribution over the area and other special parameters of LL-system and, at last, of comprehensive risk analysis of the LL-system. In the process of risk analysis we realize step 5 of the diagram of Fig.1. that is we reveal the place and significance of each structure with the LL-system during the emergency for disaster elimination and assign the RELER and other required performances of PSS and ESS. As this takes place we must consider the LL-system in a whole together with the officials of the municipal engineering services and civil defence when drawing up the plan of actions on emergency management.

Only after obtaining the comprehensive idea of probable damages in the LL-system and understanding the complete seismic risk we can select the way and method of the risk management (strengthening included) in relation to the whole LL-system and its each element.

4.4. determination of shortage of LER and risk acceptability of breakdown of LL-system and its elements, i.e. in which risk area each independent unit of the LL-system is placed, what the probable damages or consequences of the calculated EQ impact are and what the level of their admissibility is;

4.5. making the decision on necessity for reducing the damage risk or losing the LL unit under the EQ up to an acceptable level and selection of ways and methods for managing the risk ;

4.6. finding the technology for risk management and realization of the process. The stages mentioned being similar in idea and aims differ significantly from conventional buildings in their content, viz. determination of EXLER for

4.2 is impossible without regard of LL-objects extension and that fact that the networks, pipeline and bridge supports are located in different soil conditions because of which they are subject to different seismic impacts and react to them in different ways.

When implementing 4.3, 4.4 there exist a number of peculiarities: as opposed to the buildings the reliability required is the system parameter ; in the LL-system both the key elements with high reliability and minor ones as well as non-recoverable and maintainable LL-elements with various speed of probable reconditioning must be distinguished; vulnerability and reliability of individual elements in the LL-systems

may differ both from each other and from reliability (allowable risk) of the LL-system in a whole ; assigning the required reliability of the LL-system and its individual elements is a separate, uneasy and interesting task the solving of which requires to consider the dispersal of the LL-objects in the LL-system. It is in common for the connected large-scale power system the key objects of which are placed at different distances from the EQ focuses (on different isoseists). Here it is very important to obtain beforehand the knowledge of the role and significance of the LL-system in a whole and its stages for the emergency management and elimination of disasters. So both the municipal engineering services and the civil defence bodies participate in determining the RELER.

When making and realizing the decisions 4.5, 4.6 one may meet a significant variance in the ways of increasing the reliability of the LL-system, viz. improving and/or strengthening of some system's elements up to the definite level; building of new doubling and standby elements of the system; perfecting of operation and bettering of maintainability and speed of reconditioning; installation of independent local (off-system) LL-element that reduces the RELER, etc.

5. Examples of strengthening the LL-objects.

5.1 To ensure the seismic reliability required of the heat supply systems for residential buildings, which are of great importance in the event of winter emergency in Petropavlosk Kamchatsky, it was enough to strengthen some supports of the surface pipeline in the places of drastic change of soil condition under the supports and to ensure the possibility of larger displacements of the pipeline at the place of their input in some buildings.

5.2. The main problem for some UA are the water-towers and reservoirs with water in the water supply system as well as the tanks with fuel-lubricant materials which are placed on weak soils in the coastal areas or on the steep slopes above/near the residential area and create a high threat for population.

A lot of efforts have been devoted to solution of this problem which resulted in the patented [7] idea and method of pneumo-seismoprotection of various reservoirs, tanks, water-towers and dams. The method is the decrease of dynamic pressure on the walls of the vessel by introducing the containers with air the volume of which is of 5-10% of the whole content into the liquid. Such system operates either in the mode of sesmoisolation or seismodamping. The design of seismic protection of the surface reservoirs with water and fuel-lubricant materials of volume of 3000 m, 5000 m and 7000 m have been developed.

5.3. To ensure the seismic reliability of some bridges on the Baikal-Amur railway it is enough to strengthen the multibolt connection of the span-support fastening. It is these bolts which are the critical element in the complex bridge construction.

6. Conclusions.

6.1. Approaches and solutions for ensuring the seismic reliability and safety of the LL satisfy the general requirements expounded in [5] but they have some specific features which differ from conventional buildings.

6.2. When analysing and managing the seismic risk in relation to LL and SS the application of the system approach is becoming the obligatory. In doing so we must take into account :

- the distribution of LL-system i.e. different remoteness of its elements from the focuses of the EQ ;
- the extension of the LL-system (pipelines) and individual LL-objects (bridges) ;
- the different role of operational significance of the LL-system elements under the emergency situation.

6.3. The obligatory preliminary materials for analysing and strengthening the LL are the compound plans of networks and their management on the UA, DB and GIS which have been received as a result of certification as well as the maps of vulnerability of the LL. When drawing up the latter one should use the method of Estimation and Logistic-Expert System Analysis (MELESA) [3]. In this case the analytic models are combined with the particular DB, experience of exploitation of LL and the principle "The chain is no stronger than its weakest link".

6.4 The developed system approaches and design solutions allowed to choose the key elements in the LL-system, key construction elements in the LL-object and then the necessary level of required strengthening and optimal way and method for it to be achieved.

When managing the risk we apply the well-known principles of "Reasonable Sufficiency", "Economic Expediency" and "Optimum Choice", but instead of the principle "Smoothing and Leveling of Risk" we use the principle "Protect the Vulnerable Spot".

6.5 The developed methods of pneumo-seismoprotection of structures which contain the liquid [7] and the new ways and technology for seismoprotection of bridges [8] allow to manage the SR by effective strengthening of the LL-systems on the UA.

6.6 All results of analysis and management of SR on the UA are reflected in the Disaster Scenarios of the 3-d level (DISC-3) that allow to control the whole process of bettering the LL-system in the sense of its more stable and safety functioning.

REFERENCES

1. Klyachko M., (1987) (in Russian), (1990) (in English). Methodical Manual for the Certification of Buildings and Structures on the Seismic-Prone Regions. K.B.DALNIIS, Petropavlovsk Kamchatsky.
2. Klyachko M., (1989). The Principle Postulates and General Regulation for Reconstruction and Strengthening of Structures. K.B.DALNIIS, Erevan-Petropavlovsk (in Russian).

3. Klyachko M.,Uzdin A.(1993). The Problems of Upgrading of Seismic Stability and Safety for Existing Constructions. Express-info on EQE. No.5,p.47-55, VINITI, Moscow (in Russian).

4. Klyachko M.,(1994).The System for Preventive Asseismic Srenghtening of the existing buildings and structures.Express-info on the EQE,No.5,p.55-59,VINITI, Moscow (in Russian).

5. Klyachko M. (1994).Preventive asseismic strenghtening of the structures: from problems and approaches to implementation.10-th European Conf. on EQE.Vienna.

6. Nikitin A., Uzdin A.,(1986). Application of Dynamic Dampers for Seismic Protection of Bridges. Express-info on the EQE, No.9, p.20-22, VINITI, Moscow (in Russian).

7. Savinov O.A., Klyachko M., Peicheva Iv., Uzdin A.,(1987). Pneumo-seismoprotection of reservoirs (inventor's certifacation No...) (in Russian).

8. Uzdin A. and others.(1988). The Instructions for Assessment of the EQ-resistence of Bridges under Operation (PCH 44-88), Ashgabad.

**Seismic Strengthening of R/C Joints
Using Adhesively Bonded Steel Plates
- Experimental Results**

Ali Mutlu KÖYLÜOĞLU ⁽¹⁾, Yılmaz YUVA ⁽¹⁾, Gülay Altay AŞKAR ⁽²⁾,
Guido VERZELETTI ⁽³⁾, Artur V. PINTO ⁽³⁾

SUMMARY

The present study was carried out in collaboration between Boğaziçi University Civil Engineering Department and EC-JRC-ELSA (European Laboratory for Structural Assessment). The objective was to investigate experimentally and analytically the semi-rigid behaviour and performance of the R/C beam-column joints, strengthened using adhesively bonded external steel plates, under simulated earthquake loading. In the content of this work, 8 specimens which have been prepared at Boğaziçi University Structures and Materials Laboratories in İstanbul, were tested at EC-JRC-ELSA Laboratory in Ispra. Some evaluations on the experimental results including damage mechanisms, force-displacement and moment-rotation characteristics and energy dissipation capabilities have been compared with the reference tests. In addition, further improvements that can be made in the strengthening technique have been suggested.

ÖZET

Bu bildiride sunulan çalışma Boğaziçi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü ile EC-JRC-ELSA (Avrupa Topluluğu-Ortak Araştırma Merkezi-Avrupa Yapısal Değerlendirme Laboratuvarı) tarafından ortaklaşa gerçekleştirilmiştir. Projenin amacı, dışarıdan yapıştırılan çelik lamalarla güçlendirilmiş betonarme kolon-kiriş birleşim yerlerinin benzeşik deprem yüklemesi altındaki yarı-rijit davranışının deneysel ve analitik olarak incelenmesidir. Bu proje kapsamında 8 adet numune Boğaziçi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Laboratuvarları'nda imal edilmiş ve Avrupa Yapısal Değerlendirme Laboratuvarı'nda deneye tabi tutulmuştur. Deneylerin sonucunda, referans deneylerle karşılaştırmalı olarak, hasar mekanizmaları, yük-deplasman ve moment-dönme karakteristikleri ve enerji tüketebilme kapasiteleri ile ilgili değerlendirmeler yapılmıştır. Ayrıca, söz konusu güçlendirme tekniğinde yapılabilecek iyileştirmeler önerilmektedir.

1. Introduction

Experiences from strong earthquakes evidenced the vulnerability of reinforced concrete buildings to strong ground shakings. During a strong earthquake, beam-to-column connections are subjected to severe reversed cyclic loading and if they are not designed and detailed properly, their performance can significantly affect the overall response of a structure.

⁽¹⁾ Ph.D. Student, Boğaziçi University, Civil Engineering Department, 80815, Bebek, İstanbul, Turkey.

⁽²⁾ Professor and Head, Boğaziçi University, Civil Engineering Department, 80815, Bebek, İstanbul, Turkey.

⁽³⁾ EC-JRC-ELSA Laboratory, TP 480, I-21020, Ispra, (VA), Italy.

There are many thousands of R/C buildings that are not designed and/or constructed in accordance with the modern seismic codes. The most recent major earthquake occurred in Erzincan, Turkey on March 13th, 1992, being located on the North Anatolian Fault which is one of the most active seismic zones of the world, shown vulnerability of reinforced concrete buildings and many of them suffered heavily causing loss of lives and economic values. The insufficiently designed and/or constructed beam-column joints were one of the main causes of earthquake induced damages. In many recent research works on damaged R/C structures, attention has been given to study the causes of this type of failure. Besides, conventional repair and strengthening techniques for the damaged structural parts with particular attention to the joint regions, such as concrete jacketing, steel jacketing, epoxy injection, etc., [3], have been studied mainly in experimental works.

On the other hand, consideration of the real joint behaviour from the stand point of the level of semi-rigidity and complexity of moment-rotation curves and its effects on the overall structural response is a recent subject area of concern which draws attention of many researchers. The present research work has been initiated within the scope of the semi-rigid behaviour characteristics in general and strengthened R/C joints, in particular, since the safety and economy of a structure can be achieved by understanding and interpreting the real behaviour.

An experimental and analytical research effort on lightly reinforced and strengthened R/C structures has been underway at Boğaziçi University, in collaboration with EC-JRC-ELSA (European Laboratory for Structural Assessment) in Ispira, Italy. In this study, the strengthening technique under consideration is adhesively bonded steel plates acting as external reinforcements. The main objectives of the ongoing project are; (i) to perform tests on full scale lightly reinforced and strengthened R/C exterior joint subassemblages, (ii) to gain better understanding of performance and to investigate the behaviour of the regular, lightly reinforced and strengthened R/C beam-column joints under reversed cyclic loading and (iii) to assess and examine the effects of semi-rigidity on the overall behaviour of the structure utilizing test results and to suggest modified models for simulation.

The bonded reinforcement method is characterized by its excellent adaptability to existing geometry, negligible reduction of overhead heights and clearances, quick completion with no damage to adjacent structural elements, little noise and no vibration during application, so that normal activity can go on largely unaffected, light weight elements that require only light scaffolding and shuttering, [1], [4]. There are many applications such as; structural members, especially beams and slabs, with adhesively bonded steel laminates, [5], [10], fiber-reinforced polymer laminates and carbon fiber reinforced plastics, [6], [11].

In 1986, a manual have been published as a result of the Japan Ministry of Construction's "Development of Repair Methods for Structures Damaged by Earthquakes Project". In this manual, against earthquake damages in RC piers, Bonding Band Steel Plate Technique has been explained as a permanent repair method that can be selected out basing on judgement of calamity. In case cut-off section of axial direction reinforcement gets damaged or sheared, bonding of band steel plate is made to recover bearing force of load. By bonding band steel plate vertically, enhancement of ductility can be achieved. Further, if the said band steel plate is fixed to the footing, reinforcement effect is obtained. Also, ductility resistance can be enhanced by bonding band steel plate transversely, [9].

A cost effective, novel and efficient repair technique, involving post-tensioning metal strips around the R/C members and the subsequent securing in place with metal clips has been studied by Frangou and Pilakoutas, [8]. The results from the experiments demonstrate that strengthening according to the mentioned technique can increase the member strength as well as ductility.

However, to date, experimental and/or analytical work for the joint region have not been encountered in the available literature, except limited applications in earthquake areas as a complementary to the conventional strengthening methods. One recent application with adhesives has been carried out in the field of repair and strengthening of several structural connections after an earthquake damage which took place in Erzincan, Turkey, [2].

The beam-column subassemblages under consideration were representing the behaviour of framed structures under lateral forces, (Figure 1.). Against lateral forces, when one examines the columns in a frame, with the assumption that the inflection point locations are at midheights of the columns, subassemblages are selected by taking the lower half of the upper column and the upper half of the lower column in a joint.

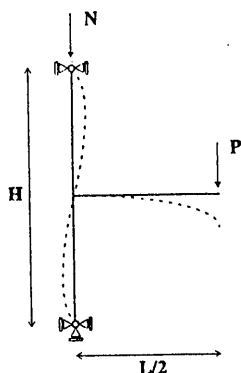


Figure 1. Beam-Column Joint Subassemblage.

2. Materials

The specimens tested, although they are all made up of C 20 class concrete, can be grouped according to the type of reinforcing steel used. In the first group composed of 5 specimens and in the second group composed of 3 specimens, high strength steel deformed bars and mild steel undeformed bars have been used, respectively, as longitudinal and transverse reinforcements for both the beam and the column.

The external steel plates have been manufactured using ST 37 ($f_y=240$ MPa) grade steel of 4 mm thickness and they have been mechanically formed. These external reinforcements have been bonded to the concrete surfaces by using epoxy based structural adhesives. The commercial product, Araldite Bonding Paste, which has been used in this experimental work, has a compressive strength of 80 MPa and a flexural strength of 20 MPa at full cure.

3. Experimental Studies

The purpose of the tests to be conducted was to investigate the behaviour and the connection characteristics of the regularly, lightly reinforced and strengthened R/C beam-column joints under reversed cyclic loading.

Eight specimens were tested in the experimental program, (Table 1.). As shown in Figure 2., the specimens are of external type beam-column joints of a two dimensional frame. The columns have cross sectional dimensions of 400mm x 250mm and a length of 3000mm, and the beams have cross sectional dimensions of 400mm x 250mm and a length of 1500mm. Approximate weight of a specimen is 11 kN.

Table 1. Eight Different Beam-Column Connetion Designs.

Specimen	Steel Quality	Transverse Reinforcement In the Joint	Halving of Tie Spacing at the beam & column ends	External Reinforcements	Notes
BC 1	High Strength Steel (deformed bars)	No	No	Present	
BC 2	Mild Steel (undeformed bars)	No	No	Present	
BC 3	High Strength Steel (deformed bars)	No	Yes	No	Sub-Reference for; BC 4
BC 4	High Strength Steel (deformed bars)	No	Yes	Present	
BC 5	High Strength Steel (deformed bars)	No	No	No	Sub-Reference for; BC 1
BC 6	Mild Steel (undeformed bars)	No	No	No	Sub-Reference for; BC 2
BC 7	Mild Steel (undeformed bars)	Yes	Yes	No	Reference for; BC 2 & BC 6
BC 8	High Strength Steel (deformed bars)	Yes	Yes	No	Reference for; BC 1, BC 3, BC 4 & BC 5

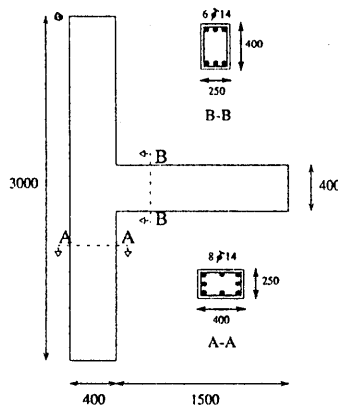
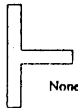
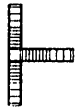
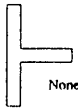
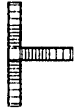
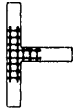
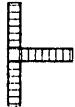
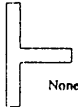
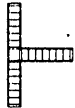
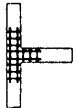
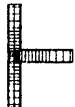
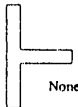
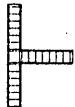
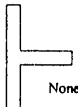
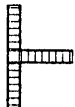
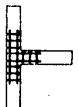


Figure 2. Beam-Column Subassemblage Dimensions and Reinforcements.

The specimens have been supported from the upper and the lower ends of the column, both in the horizontal and vertical directions, and also, at both ends, out of plane movements

Table 2. Eight Different Beam-Column Connetion Designs.

	Specimen	Description	Internal Reinforcements	External Reinforcements
HIGH STRENGTH STEEL (deformed bars)	BC 8	Reference for; BC 3, BC 4, BC 5, BC 1		
	BC 3	Sub-Reference for; BC 4		
	BC 4			
	BC 5	Sub-Reference for; BC 1		
	BC 1			
MILD STEEL (undeformed bars)	BC 7	Reference for; BC 6, BC 2		
	BC 6	Sub-Reference for; BC 2		
	BC 2			

have been prevented. They have end-plates, anchored to the specimens and with threaded holes, at the free ends of the beams and columns to lift and to support them and to apply the loads.

From the tip of the beams, the specimens have been loaded by a displacement controlled forcing function, with a maximum stroke of 60 mm and composed of reversed cyclic displacement patterns which are repeating themselves 3 times at every step, (Figure 3.). Also, an axial load of 160 kN, corresponding to a normalized axial load of $v=0.08$, has been applied to the column to simulate the weight of the upper stories. Both the axial load in the column and the transversal load in the beam have been imposed using two MOOG hydraulic double acting actuators and the loads have been monitored with Maywood-5400 load cells mounted on them. Also, a Heidenhein optical transducer has been employed to measure the absolute beam end transversal displacement with respect to an independent reference, acting as the controller. Considering the test set-up support conditions and the loading, it is concluded that the moment and the shear diagrams of the subassemblage are simulating the earthquake induced internal forces.

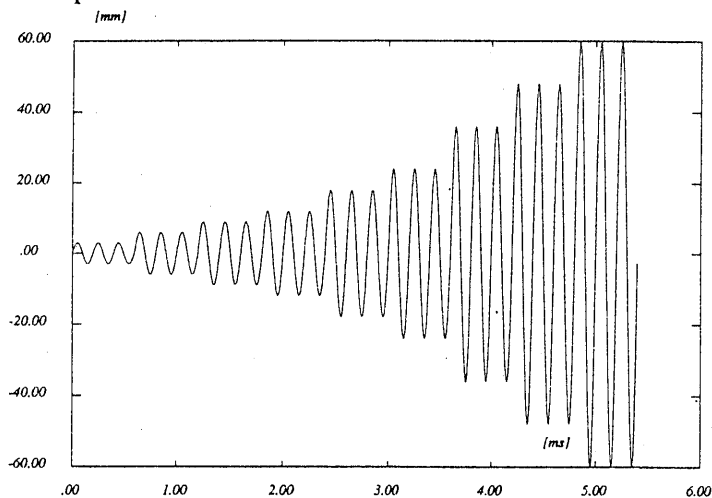


Figure 3. *Beam-Tip Displacement Function.*

X1.E6

The eight specimens can be grouped as bare and strengthened, too. Although there are differences between and within the groups, basically same cross sections, subassembly dimensions and testing methodology have been used for the full scale testing program. The first group consists of the specimens without external steel laminates and the second group with external steel laminates.

The first group of tests (total of 5); includes the reference specimens designed in accordance with the modern seismic codes and recommendations, and the sub-reference specimens reflecting deficiencies in common practice, which contains non-ductile design of reinforced concrete without any transverse reinforcement with in the joint panel and insufficient transverse reinforcement at the beam and the column end regions. During the experiments measurements will be made with the 12 strain gauges attached to the

reinforcements and 8 displacement transducers fixed to the beam and column ends to measure the rotations.

On the other hand, the second group of tests (total of 3), are similar to the sub-references mentioned above, except they are externally reinforced, and, in addition to the measurements made for the first group of tests, 14 more strain gauges have been employed on the external reinforcements.

4. Experimental Results

Load carrying capacity: The test results have shown that the load carrying capacity of the externally reinforced joints have increased about 30% for both type of specimens with high strength steel and mild steel. The force-displacement curve envelopes for them are given in Figure 4.

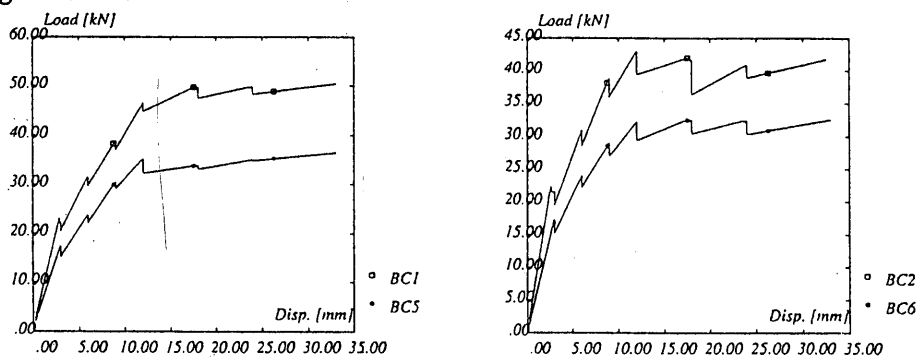
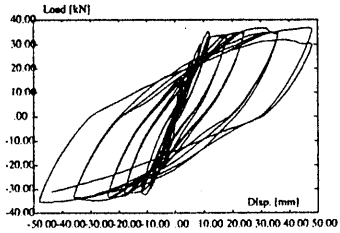
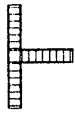
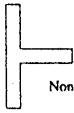
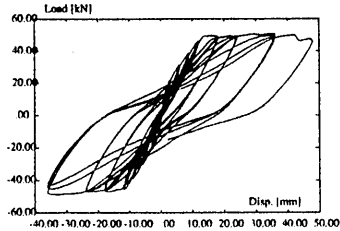
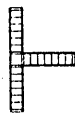
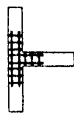
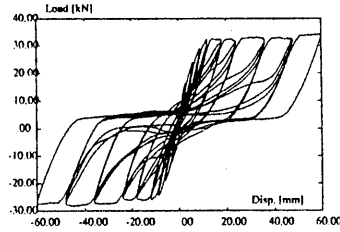
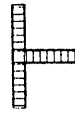
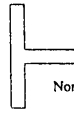
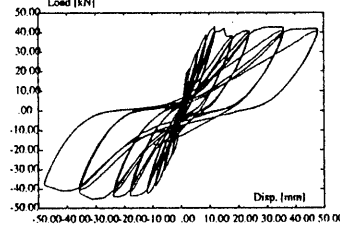
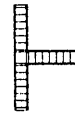


Figure 4. Force-Displacement Curve Envelopes for the Tests (a) BC1 & BC5, (HSS), (b) BC2 & BC6, (MS).

Damage Mechanisms: While the damage occurred at the beam ends for the bare specimens, in case of the strengthened ones, it dislocated and moved to the end of the external reinforcements. In general the adhesives worked well, but in one of the experiments, at high displacement levels, as a result of the separation of two external reinforcements from the others, a second damage location is also introduced at the beam fixed end, (Test BC 4).

Energy dissipation capabilities: Cumulative energy dissipations for different parts of the specimens have been computed using force-displacement and moment-rotation curves. It has been observed that, in harmony with the damage locations, most of the energy dissipation occurred at the beam ends for the bare specimens and at the end of the external reinforcements for the strengthened specimens. In case of Test BC 4, where a second damage location is introduced, also energy dissipation occurred at the beam end, (Figure 5).

Table 3. Force - Displacement Curves.

	Specimen	Force - Displacement Curve	Internal Reinforcements	External Reinforcements
HIGH STRENGTH STEEL (deformed bars)	BC 5			
	BC 1			
MILD STEEL (undeformed bars)	BC 6			
	BC 2			

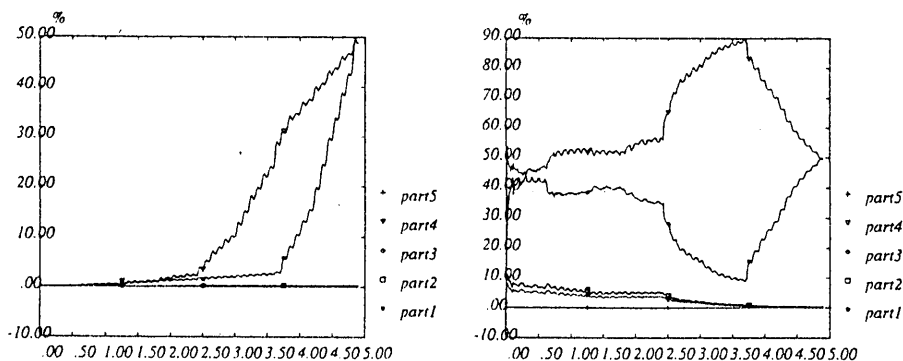


Figure 5. Test BC 4 - Cumulative Energy Dissipation Contributions
(a) as a % of total CED, (b) as a % of final total CED.

Further repairability: As the damage is relocated far from the joint, not only the overall stability of the structure is positively affected, but also the further repair can be made much more easily in the beam compared to a repair work in the joint.

Further Improvements of the strengthening scheme: The external reinforcements must be moved closer to the edges to have higher efficiency, and to avoid the propagation of potential cracks much earlier. The thickness of the steel laminates can be thinner and they can be cut after one depth length in to the member. The number of transversal external reinforcements can be lesser.

5. Summary

Beam-column joints are regarded as the critical parts of framed structures under seismic loadings. In the present study, some of the experimental results of the full scale test series conducted on the behaviour of exterior beam-column joints which are improperly and properly detailed in accordance with the modern seismic codes and strengthened with adhesively bonded external steel laminates.

A joint is required to function as a restraint to adjoining horizontal and vertical members such that throughout the loading history the members can develop their full inelastic capacity. As the concrete tends to crack and swell with the increasing number of load reversals, the joint external reinforcements will be more effective in holding the joint concrete together and the failure of joint concrete either in compression or shear will be delayed or prevented.

Dislocation of damages in the beams away from the column face and local strengthening of the joints can change the dynamic characteristics of the overall building. It was found that the seismic response of R/C buildings is sensitive to dislocating beam plastic hinging zones away from the column face and the degree of sensitivity varies with respect to a lot of parameters, such as response parameter, beam span length, beam flexural strength at the relocated plastic-hinging zone, and input earthquake record, [7].

Finally, although the subject scheme adequately strengthens R/C joints, designer should also consider the dislocation of the damages and should make his design considering the changes in the dynamic characteristics of the over all structure.

Acknowledgement :

The first three authors are grateful to the Boğaziçi University Research Fund and the Boğaziçi University Foundation for their support and encouragements on the project which is being carried out as a part of the COST-C1 Action : The Control of the Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Connections. Also, the partial support provided by the industrial groups CIBA-Geigy, EPON Ltd. Şti., STFA, ÇİMTAŞ and PİRAMİT Kalıp Ltd. Şti. are gratefully acknowledged.

References :

- [1] AŞKAR, G., KÖYLÜOĞLU, A. M., KORKUT, İ. & YUVA, Y., "Use of Adhesives in Structural Connections", Proceedings of the COST-C1 State-of-the-Art Workshop on Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Connections, 28-30 October, 1992, Strasbourg.
- [2] TEZCAN, S. S., YUVA, Y., KÖYLÜOĞLU, A. M., et. al., "General Repair Report for Repair and Strengthening of the Moderately Damaged Buildings During the March 13th, 1992 Erzincan Earthquake", Technical Report No:2, Boğaziçi University, İstanbul, 1992. (in Turkish)
- [3] "Building Construction Under Seismic Conditions in the Balkan Region / Repair and Strengthening of Reinforced Concrete, Stone and Brick Masonnary Buildings", UNDP/UNIDO Project PER/79/015, Vol:5, Vienna, 1983.
- [4] "Araldite in Building and Civil Engineering", Product Manual, CIBA-GEIGY, Switzerland.
- [5] LADNER, M. & WEDER, C., "Concrete Structures with Bonded External Reinforcement", Report No. 206, EMPA, Dübendorf, Switzerland, 1981.
- [6] RITCHIE, P. A., THOMAS, D. A., LU, L. W. & CONNELLY, G. M., "External Reinforcement of Concrete Beams Using Fiber Reinforced Plastics", ACI Structural Journal, pp: 490-500, July-August, 1991.
- [7] AL-HADDAD, M. S. & WIGHT, J. K., "Relocating Beam Plastic Hinging Zones for Earthquake Resistant Design of Reinforced Concrete Buildings", ACI Structural Journal, pp: 123-133, March-April 1988.
- [8] FRANGOU, M. and PILAKOUTAS, K., "Novel Technique for the Repair and Strengthening of RC Columns", Proceedings of the Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Chicago, Illinois, 10-14 July 1994, Vol. 3, pp. 637-646, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, 1994.
- [9] Manual for Repair Methods of Civil Engineering Structures Damaged by Earthquakes, Technical Note of The Public Works Research Institute, Vol. 45, The Public Works Research Institute, Ministry of Construction, Japan, December, 1986. (English Version published by National Center for Earthquake Engineering Research)
- [10] OEHLERS, D. J., "Reinforced Concrete Beams with Plates Glued to their Soffits", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 8, pp. 2023-2038, August, 1992.
- [11] SAADATMANESH, H. and EHSANI, M. R., "RC Beams Strengthened with GFRP Plates, I: Experimental Study", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No. 11, pp. 3417-3433, November, 1991.
- [12] KÖYLÜOĞLU, A. M., YUVA, Y., AŞKAR, G. A., VERZELETTI, G., PINTO, A. V., "Seismic Strengthening of R/C Joints Using Adhesively Bonded Steel Plates", EUR Report, JRC, Ispra. (to be published)

RETROFIT OF R/C STRUCTURES WITH SUPPLEMENTAL DAMPING

BETONARME YAPILARIN EK SÖNÜM OLUŞTURULARAK
İYİLEŞTİRİLMESİ

Andrei M. Reinhorn¹ and Chen Li²

ABSTRACT

The retrofit of structures to withstand future earthquakes without or with reduced damage become an important issue after the recent severe losses in urban areas. Supplemental energy-absorbing devices, including fluid viscous dampers, friction dampers and viscous walls, to improve the seismic behavior of a damaged reinforced concrete structures were studied analytically and experimentally as a possible method for retrofit.

INTRODUCTION

An innovative approach to mitigate the earthquake effects in the already damaged structures from previous seismic events is to use energy dissipation devices. If less input energy is transformed into hysteretic energy in the gravity load carrying elements, less damage will be generated.. Instead of withdrawing system energy by damaging structural members, various types of damping devices can be added to dissipate energy during seismic events. In this paper, a 1:3 scale three story reinforced concrete model structure, retrofitted using various damping devices, tested with simulated earthquakes on a shaking table study and evaluated analytically is presented along with initial observations on the effect of supplemental damping in such inelastic structures.

DESCRIPTION OF DAMPING DEVICES

Fluid viscous dampers (Fig 1(a)) have been used in military for many years because of their efficiency and longevity. This kind of devices, which operates on the principle of fluid flow through orifices (Constantinou, 1993) presents high viscous behavior in the range of structural fundamental frequencies. Such devices made by Taylor Devices, USA, were studied in an extensive experimental study.

Friction dampers have very high performance characteristics (Aiken et al 1990), with behavior nearly unaffected by amplitude, frequency, temperature and the number

¹ Professor, Dept. of Civil Eng., University at Buffalo, Buffalo, NY 14260, USA

² Graduate Student, Dept. of Civil Eng., University at Buffalo, NY 14260, USA

of applied loading cycles. Two kinds of friction dampers made by Tekton Company, Arizona, USA (Fig.1(b)) and Sumitomo Metal Ltd, Japan (Fig.1(d)) were investigated.

Viscous damping walls (Fig.1(c)), consisting of an upper plate hanging from the floor above into a case (the wall) filled with highly viscous fluid, developed by Sumitomo Construction Co., Japan, were also studied. All the devices dissipate energy through viscous (Fig.2(a) and (c)) or friction (Fig.2(b) and (d)) mechanisms.

EXPERIMENTAL STUDY OF RETROFITTED CONCRETE BUILDING

An experimental study of a damaged model of reinforced concrete structure retrofitted with various damping devices was carried out in Seismic Simulation Laboratory at the State University of New York at Buffalo. The testing structure is a 1:3 scale model of three story lightly reinforced concrete frame building. A mass simulation required an addition of 54 kips for a total model weight of 81 kips.

The fluid viscous, viscoelastic or friction devices were assembled along two steel braces and connected by steel brackets to the story slabs at the joints of interior columns and beams (Fig.3(a)). The viscous walls were connected between beams at interior bays (Fig.3(b)). Five typical historical earthquake motions with peak ground acceleration of up to 0.5g were used for testing. The structure without any dampers was tested after each retrofit test for comparison sakes.

EXPERIMENTAL RESULTS

The structural elements (columns and beams) yield, due to their low capacity, in either presence or absence of dampers. The influence of dampers follows a clear pattern: (i) The deformations are reduced in presence of dampers up to 66% in some cases (viscous walls). The displacement response is reduced at all floors substantially (Fig. 4). (ii) The total shear forces are reduced insubstantially, when the majority of force is taken by the dampers (up to 70%) at low displacements and by the columns at large displacements. (iii) While the columns experience hysteretic loops in the absence of dampers (Fig 5(a)), the energy is dissipated by dampers (Fig 5(c)) while the columns remain elastic (Fig 5(b)).

Table 1 Comparison of structural characteristics (Taft PGA=0.2g)

	Without Damper	Fluid Dampers	¹ V.E. Dampers	Sumitomo Friction Dampers	Tekton Friction Dampers	Viscous walls
Frequency(Hz)	1.62	1.81	2.93	3.12	3.10	4.00
Col. Force(kips)	13.85	10.43	10.28	7.42	7.52	4.41
Max. Drift(in)	0.62	0.28	0.30	0.26	0.21	0.12

¹ from Lobo et al. 1993.

The inter-story drifts and shear force in the columns are substantially reduced at all floors (see Table 1). While the inter-story drifts are reduced about three times, the

shear forces are reduced by moderate amounts because of the inelastic behavior of the structure.

The structural frequencies in all modes increase at low level displacements observed in identification tests as shown in Table 1. The structural frequencies decrease during higher amplitude of ground motion, differently for each damping system.

Fig 6 shows the peak responses for all the devices at all floors of the structure. It should be noted that while the deformations are reduced at all floors, most by the viscous walls (Fig 6(a)), the overturning moments are unchanged (or even increased for the viscous walls) as shown in Fig. 6(d). The base shear is also unchanged however the column forces are reduced (Fig 6(f)). The capacity demand analysis shown below completely explains the behavior.

The structure with damping braces changes the structural behavior from moment resisting frame to braced frame. The forces which develop in damping braces induce some additional axial forces in the columns, while the bending moments of the columns are significantly reduced. The demand is reduced within the cracking range.

MATHEMATICAL MODELING OF R/C STRUCTURES WITH DAMPING

The fundamental equation of motion of multi-degree of freedom structure with damping devices can be expressed in matrix form as

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K} \mathbf{u} + \mathbf{F}_d = -\mathbf{M} \mathbf{I} \ddot{\mathbf{u}}_g \quad \dots(1)$$

where $\mathbf{M}$ = mass matrix, $\mathbf{C}$ = overall damping matrix of the structure, $\mathbf{K}$ = overall stiffness matrix. $\mathbf{I}$ = vector of ones or zeros indicating excitation in any degree of freedom, $\ddot{\mathbf{u}}$, $\dot{\mathbf{u}}$ and $\mathbf{u}$ are the vectors of relative acceleration, velocity, and displacement of degree of freedom respectively. $\mathbf{F}_d$ for fluid viscous damping devices is formulated by Maxwell Model as

$$\mathbf{F}_d + \lambda \dot{\mathbf{F}}_d = \mathbf{C}_d \dot{\mathbf{u}}_d \quad \dots(2)$$

where $\mathbf{C}_d$ = viscous damping constant at zero frequency, and $\lambda = \mathbf{C}_d / \mathbf{K}_d$, in which $\mathbf{K}_d$ = damper stiffness at very high frequency. $\mathbf{F}_d$ for friction hysteretic devices are modeled by Bouc-Wen's model:

$$\mathbf{F}_d = \mathbf{K}_0 (\alpha \mathbf{u} + (1 - \alpha) \mathbf{Z} \mathbf{u}_y); \quad \mathbf{Z} = (\dot{\mathbf{u}} / \mathbf{u}_y) [1 - \mathbf{Z}^2 (\gamma \text{sgn}(\dot{\mathbf{U}} \mathbf{Z}) + \beta)] \quad \dots(3)$$

where $\mathbf{K}_0$ = initial stiffness, α = post stiffness ratio, $\gamma + \beta = 1$, and $\mathbf{Z}$ is a dimensionless quantity.

CAPACITY VERSUS DEMAND

Based on analytical studies using the above models, it is possible to determine the contribution of each type of damper to the demand-capacity relation, as shown below.

An addition of an identical amount of equivalent critical damping can be obtained in the structure by using any of the devices studied. However, their different behavior can be explained by the capacity demand diagram shown in Fig.7.

The figure shows the total base shear versus the first story drift. The figure indicates the intersection of the inelastic capacity diagram with the earthquake spectral

demand (according to UBC 1991) which will indicate the maximum response demand. Each device produces a different enhancement to the structural capacity (see Fig.7).

The diagram indicates that a major reduction of drift is produced by all devices. However the shear forces are not reduced substantially and addition of substantial stiffness may even increase the force demands. Although the structure with added stiffness dampers is stronger, the retrofit may impose larger demands on foundations or other connecting parts. Careful consideration should be given in such cases.

The above qualitative results are in line with the analytical and experimental results obtained in this study. The initial slope increase indicates increase of structure frequency for the viscous walls (added stiffness) and friction devices as expected. The fluid devices had only a minimum influence on initial frequency. The capacity diagram for the structure with the fluid devices (Fig. 8) shows the displacement reduction without the reduction in the base shear. The figure shows also a minimal increase of the stiffness as expected for fluid devices.

The deformations were substantially reduced by all devices, however the shear force of base followed the expected path. The devices that added the most stiffness (viscous wall) increased the shear demand. The other devices did not add substantially to the shear force which was neither increased nor reduced (see Fig.7 and compare with Fig. 6). However, the shear demand in columns was reduced in all cases since forces were transferred through dampers. It should be understood that all devices can be beneficial in the same way if the stiffness and damping increases are properly understood and matched by design. This experimental study intended to evaluate identical devices but their match may have not been perfect.

CONCLUDING REMARKS

Damping devices are able to reduce the story drift and column shear forces significantly in concrete moment resisting frames in which they are installed. They are good alternative for seismic retrofit of concrete structures.

The damper forces contribute to the base shear and produce additional local force to structural elements. The damping braces will cause additional axial forces in the columns they are connected to, and the viscous walls will produce additional local bending moments to the beams they were installed.

The use of damping braces changed the overall and individual element response of structure. The introduction of damping to the structure by adding damping braces can reduce floor displacements and accelerations in the structure. But the increase of stiffness due to adding damping devices may enlarge the structure floor acceleration and column axial forces as well.

Adding damping braces, the behavior of the structure is changed from moment resisting frame to braced frame. The local force transfer pattern should be carefully verified and understood before the retrofit solution is suggested. The analyses were done with various earthquakes of various frequency contents. The earthquake that contain strong velocity pulses may create a large response that the dampers can not respond efficiently. This subject should be given further attention in the future.

REFERENCES

1. I.D. Aiken and J.M. Kelly (1990), 'Earthquake Simulator Testing And Analytical Studies of Two Energy-Absorbing Systems For Multistory Structures', Report No. UCB/EERC-90/03, University of California, Berkeley.
2. M.C. Constantinou and M. D. Symans (1993), ' Experimental Study of Seismic Response of Building with Supplemental Fluid Dampers', *The Structural Design of tall Buildings*, 2, 93-132.
3. R.F. Lobo, J.M. Bracci, K.L. Shen, A.M. Reinhorn and T.T. Soong (1993), 'Inelastic Response of R/C structures with Viscoelastic Braces', *Earthquake Spectra*, EERI, 9(3), 419-446.

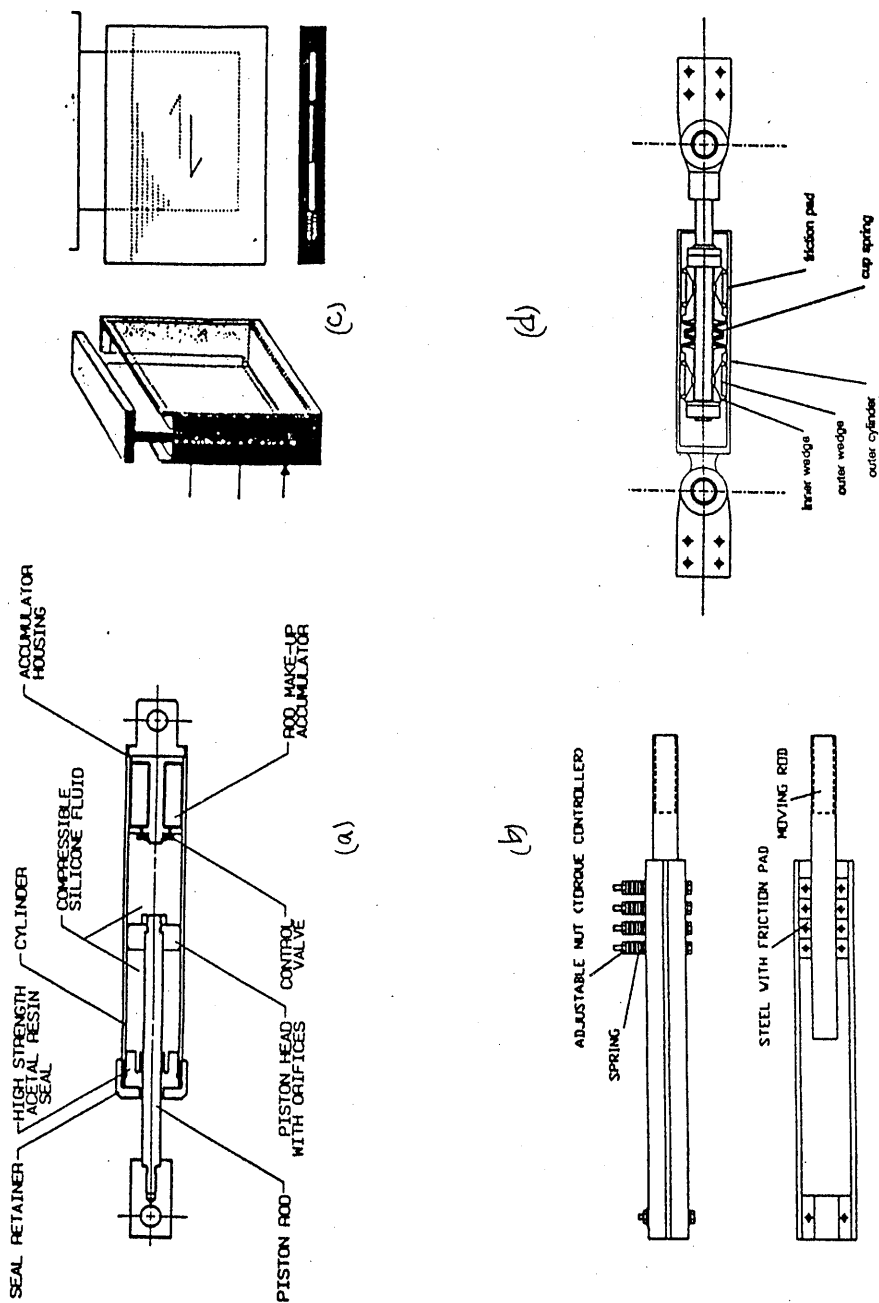


Fig.1 - Damping Devices (a) Fluid (Taylor); (b) Friction (Tekton); (c) Viscous Walls (Sumitomo)
(d) Friction (Sumitomo)

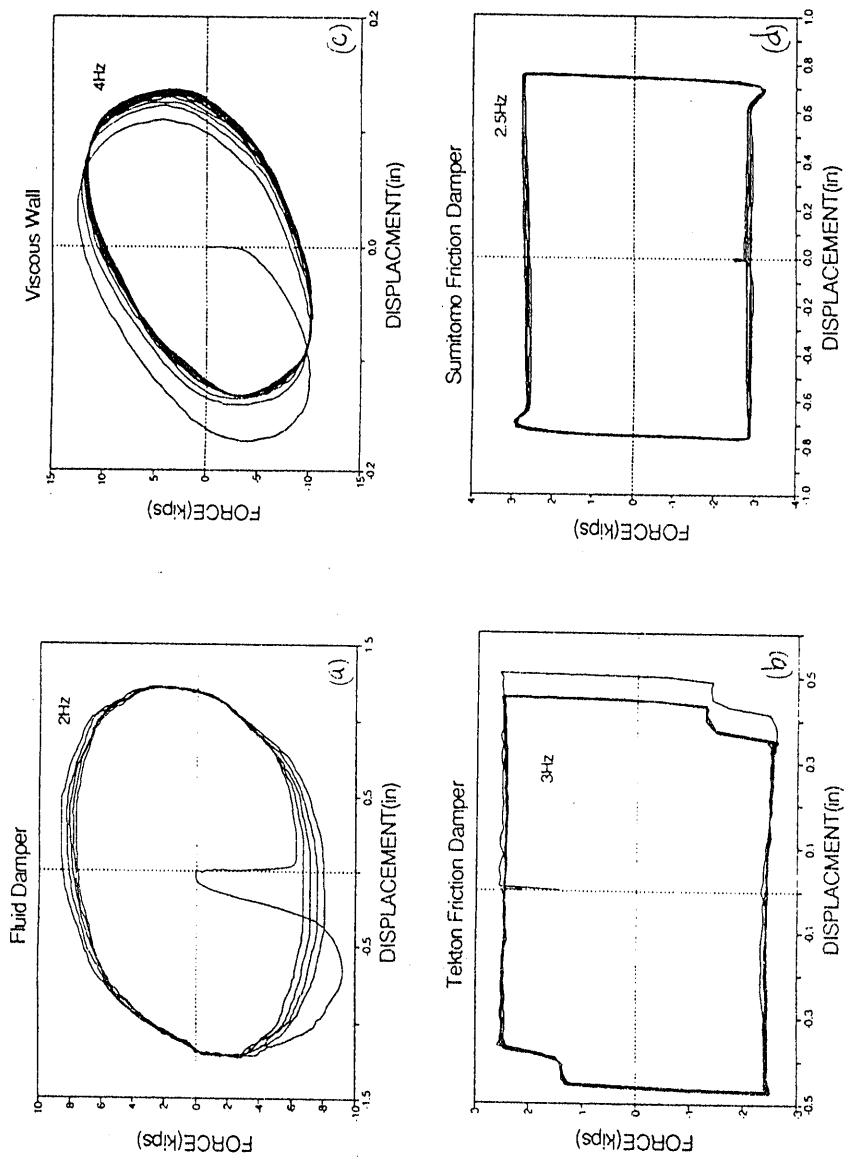
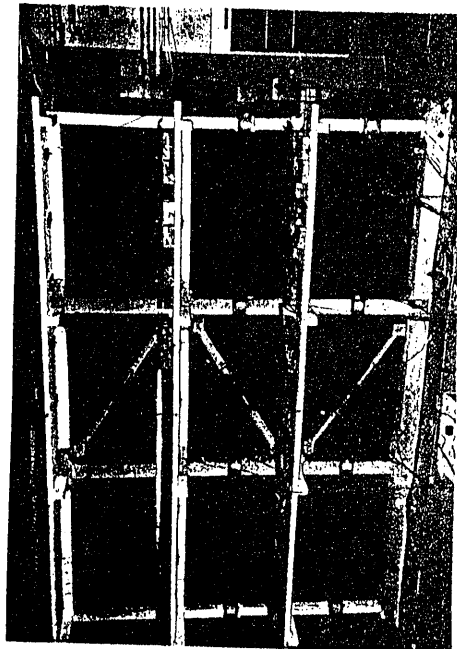
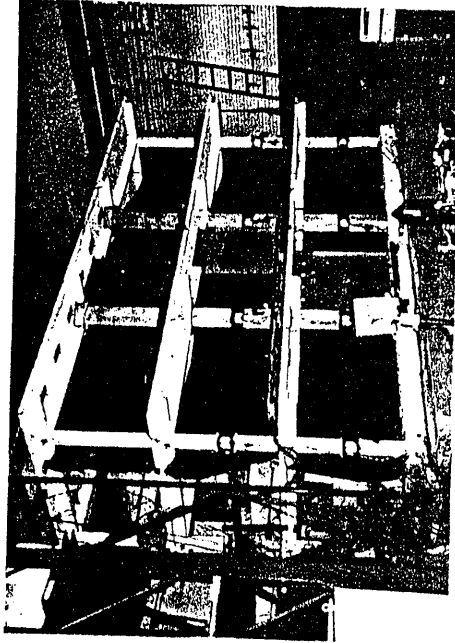


Fig.2 - Force displacement characteristics (experimental) of damping devices



(a) Structure with damping braces



(b) Structure with viscous walls

Fig.3 - 1:3 scale model for experimental study

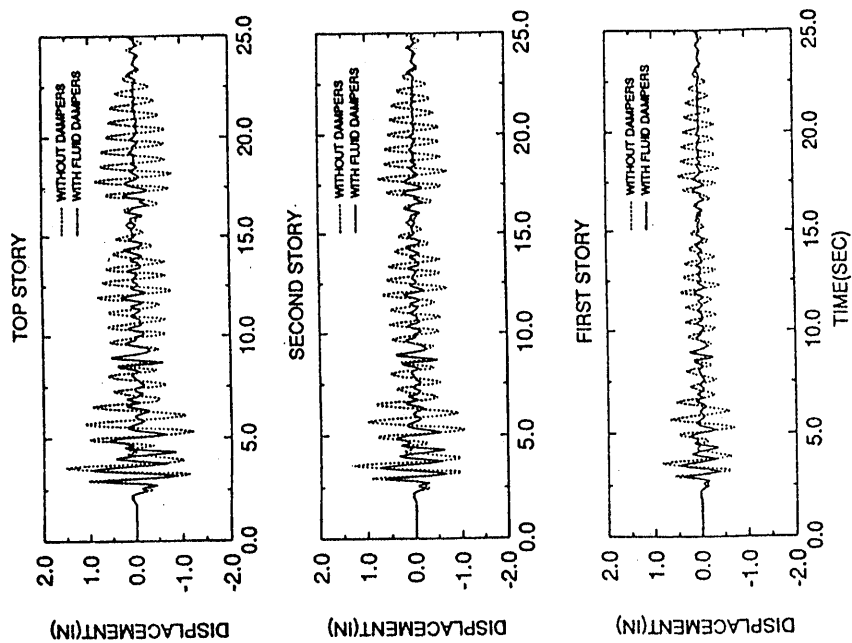


Fig.4 - Displacement response with fluid dampers

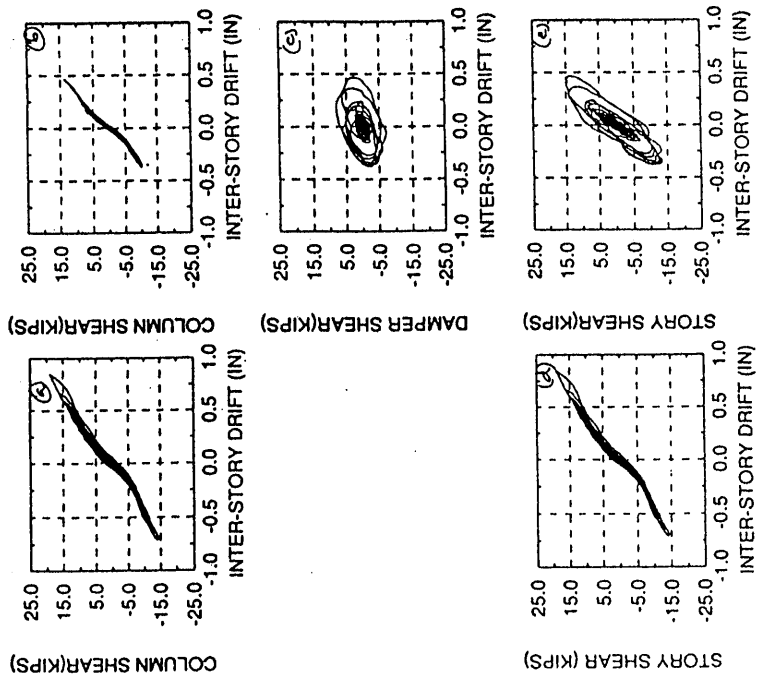


Fig.5 - Force displacements in structure components

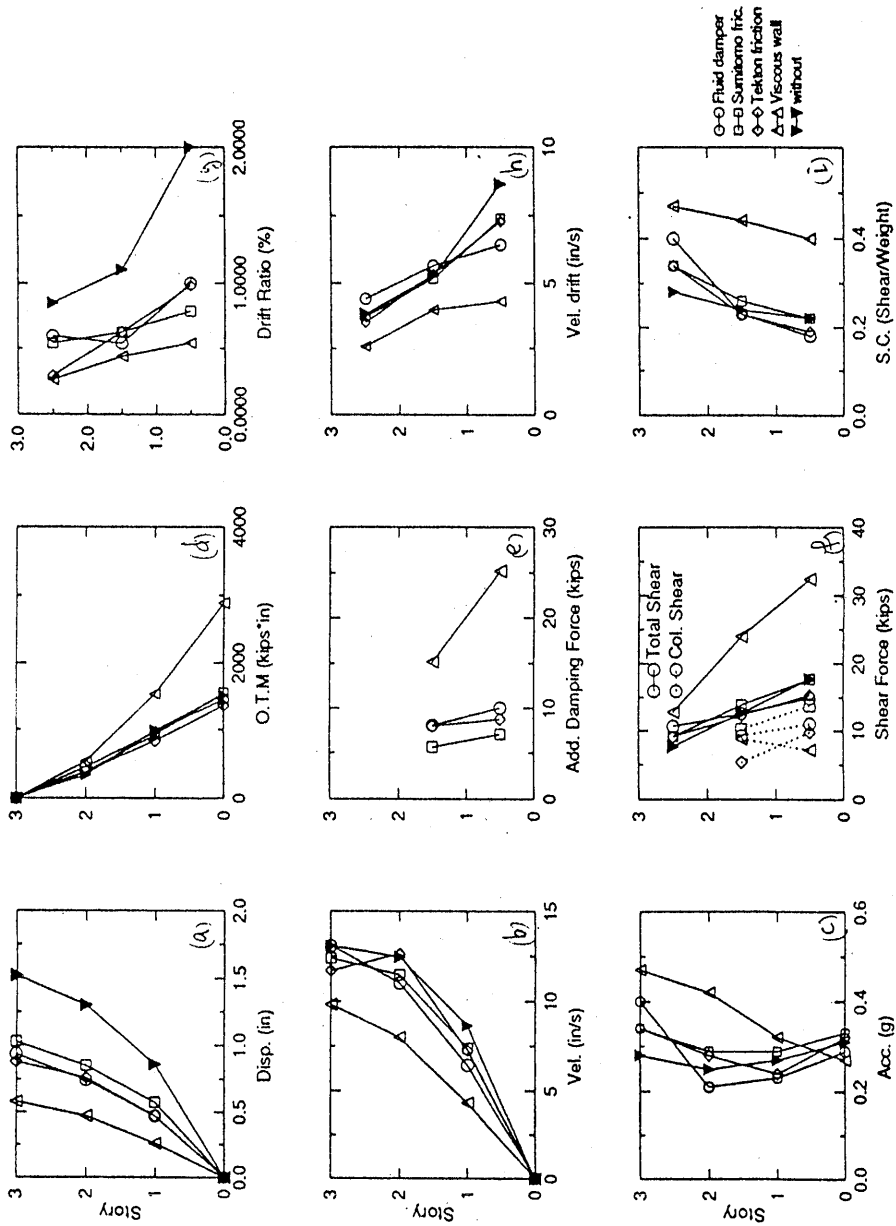


Fig. 6 - Peak responses of structure equipped with various dampers to ElCentro (PGA 0.3g) earthquake

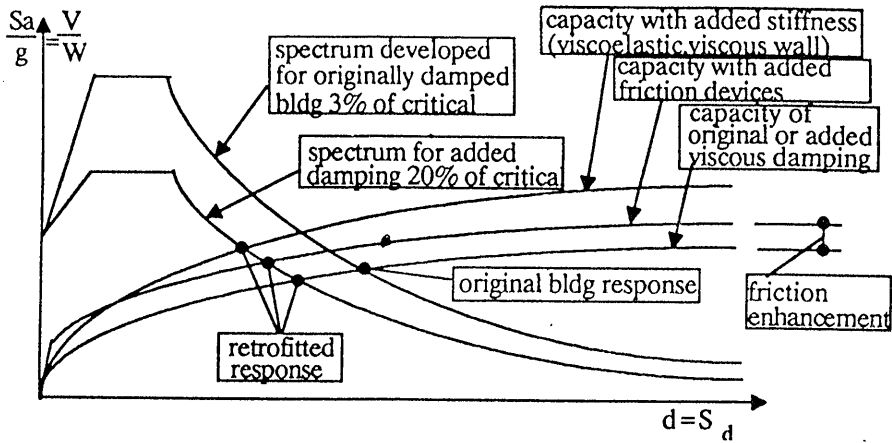


Fig. 7 - Capacity diagrams vs. spectrum demand

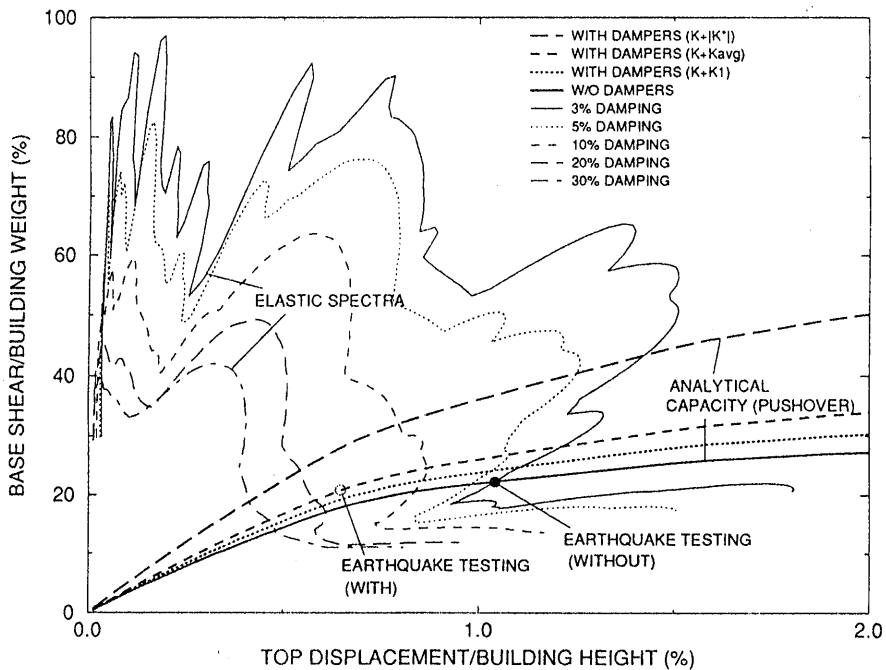


Fig. 8 - Capacity diagram for structure with fluid dampers vs. spectrum of ElCentro earthquake

HASARLI BİR YAPININ DEPREM DAVRANIŞININ İNCELENMESİ VE ÖĞRENİLEN DERSLER

ANALYSIS OF AN EARTHQUAKE DAMAGED BUILDING AND LESSONS LEARNED

Dr. Hüseyin Tekel¹

Prof. Dr. Ergin Atımtay²

SUMMARY

In this study , the dynamik and statik behavior of a building , damaged by the Erzincan Earthquake in 13 March 1992, is examined. The study is concentrated mainly on the reasons of the light damage of the building in spite of incorrect design applications of the 1968 Earthquake code , and having not enough stirrups and ties at joints and low concrete strength.

Firsly, the building is analysed using the equivalent static earthquake force as defined in the 1968 Earthquake Code. The building is also visually inspected to evaluate the quality of construction. Secondly, the building is analyzed by computer on a three dimensional statik and dinamic model by using the 1975 Earthquake Code and making use of normalized spectrum diagrams and spectrums obtained from the recorded acceleroqram to explain the behavior of the building during the earthquake and the reasons of the damage. Results about the strength and behavior of the building are given and recommendations and conclusions are made.

ÖZET

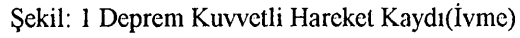
Bu çalışmada, 13 Mart 1992 Erzincan Depreminde hafif hasara uğrayan bir yapının statik ve dinamik davranışı incelenmiştir. Çalışmada ; yapının 1968 Yönetmelik koşullarına göre dizayn edilmesine, etriyelerin yetersiz olmasına, düğüm noktalarında etriye sıklaştırılmasının yapılmamış olmasına ve beton mukavemetinin dizayn değerinin altında bulunmasına rağmen, yapının depremi hafif hasarla atlatabilmesinin ve bu hasarın bölgesel kalmasının nedeni araştırılmıştır.

GİRİŞ

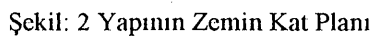
13 Mart 1992 günü Erzincan'da Richter Ölçeğine göre 6.8 şiddetinde bir deprem meydana gelmiş ve en büyük yer ivmesi ortalama 15 sn sürmüştür[1]. Bu yer

¹ Dr. Hüseyin Tekel, Hava Kuvvetleri Komutanlığı, Ankara

² Prof.Dr.Ergin Atımtay, O.D.T.Ü. İnşaat Fakültesi,Ankara



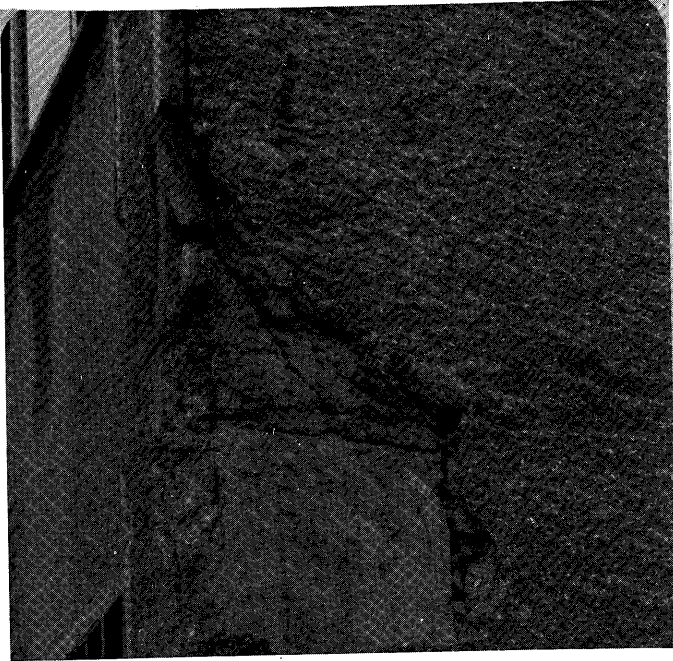
Yapı zemin ve üst iki kat olmak üzere toplam üç kattır. Kat yükseklikleri bütün katlarda sabit ve 3.60m olup kat planı Şekil: 2' de görülmektedir.



Kolon boyutları dış akslarda 30x50cm olarak tüm katlarda sabit tutulmuş, iç akslarda ise zemin katta 70x25cm, birinci katta 60x25cm ve ikinci katta ise 35x25cm seçilmiştir. Kirişler bir doğrultuda 25x70cm, diğer doğrultuda 25x80cm boyutlarında düzenlenmiştir.

HASAR DAĞILIMI

Zemin kat koridor bölgesindeki kısa kirişlerde kılcal çatlaklar, merdiven kovanındaki kirişlerde kesme ve eğilme çatlakları tesbit edilmiştir. D aksı zemin kat kolonlarının üst düğüm noktalarında Resim:1'de görülen kısmi mafsallaşma görülmüştür. D aksına simetrik olan A aksının aynı kolonlarında hasar tesbit edilememiştir.



Resim: 1 Hasarlı Kolon Bölgesi

YAPININ STATİK EŞDEĞER KUVVETLER YÖNTEMİYLE HESAPLANMASI

TABLO:1 STATİK EŞDEĞER KUVVETLER YÖNTEMİYLE BULUNAN KESİT TESİRLERİ VE DONATILAR

KOL	KESİT TESİR. VE DONATILAR					KESİT TESİR. VE DONATILAR			
NO	C=0.06					C=0.10			
	Mx	My	N	As	As	Mx	My	N	As
				Mev.	Ger.				
	tm	tm	t	cm2	cm2	tm	tm	t	cm2
D1	13.46	.15	34.57	30.41	35.42	20.98	.445	52.23	45.52
D2	13.26	.07	53.92	30.41	37.91	21.10	.113	79.62	48.78
D3	12.50	.03	46.86	30.41	34.29	20.38	.059	81.20	46.43
D4a	11.94	.02	55.25	30.41	35.35	19.74	1.55	81.50	48.96
D4ü						18.09	2.63	68.93	45.52
D5	11.94	.02	55.25	30.41	35.50	17.17	2.58	83.47	44.50

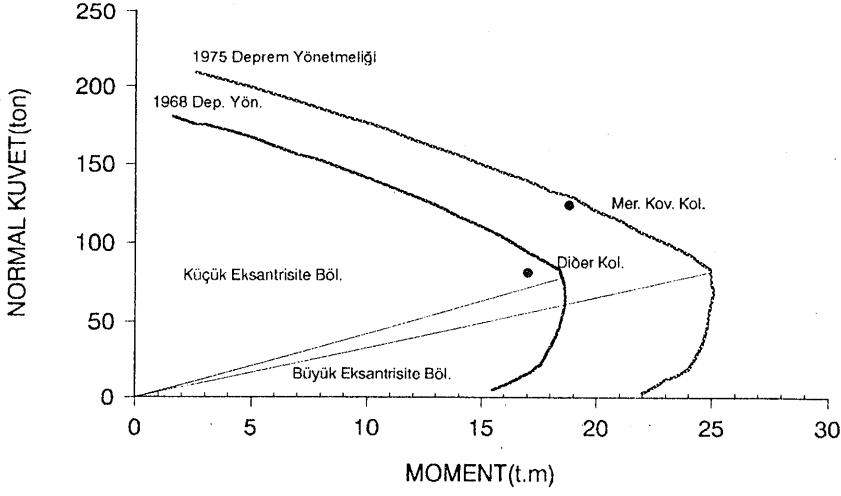
Tablo:1 1968 ve 1975 Deprem Yönetmeliği esas alınarak sırasıyla Emniyet Gerilmeleri Yöntemi ve Taşıma Gücü hesap esasları kullanılarak bulunan kesit tesirleri ve donatı miktarlarını göstermektedir[3]. Kolon küçük boyutu B'nin, L_h kolon yüksekliği olmak üzere

$$B < L_h/12 \quad (1)$$

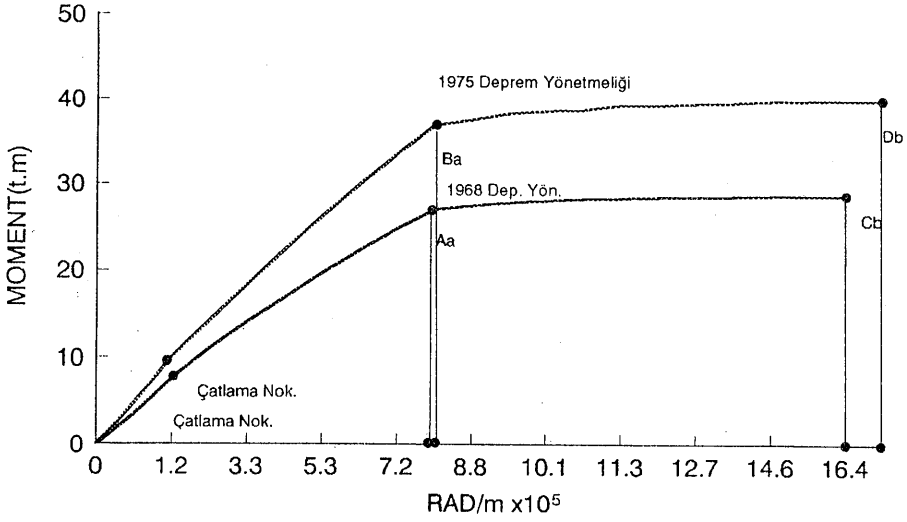
seçilmesi kolon boyutlarının da uygun seçilmediğini göstermektedir[4].

HASARLI KOLONLARIN İNCELENMESİ

Kolonların karşılıklı etkileşim diyagramı Şekil: 3' te , Moment-Eğrilik Diyagramı ise Şekil: 4' te görülmektedir.



Şekil: 3 Hasarlı Kolonların Karşılıklı Etkileşim Diyagramları



Şekil: 4 Hasarlı Kolonların Moment- Eğrilik Diyagramı

Diyagramda A,B Noktalarının apsisi A_a, B_a akma noktalarını C,D noktalarının apsisi C_b, D_b kopma noktalarını göstermektedir. İki apsisi oranı

$$K = C_b / A_n \quad (2)$$

ile süneklik katsayısının tanınıldığı bilinmektedir. Bu katsayı diyagramdan 2 civarında bulunmaktadır. Kolonlar için bu değerin 2-3 arasında değişmesi istendiğinden anılan kolonların yeterli sünekliğe sahip oldukları anlaşılmaktadır[5]

Yapının zemin kat kolon alt ve üst düğüm noktalarında meydana gelen plastik mafsallarla çökme mekanizmasına geçtiği kabul edilsin. Yaklaşık olarak tek eksenli analizle kolonun dengesi

$$V_p = (M_a + M_{\bar{u}}) / h \quad (3)$$

olarak yazılır. Plastik mafsallı momenti kolonların Moment-Normal Kuvvet diyagramından heriki mafsallı için yaklaşık 20tm alınabileceği görülmektedir. Bu değerlerden $V_p = 11.12$ t, dinamik hesaplardan elde edilen kesme kuvveti $V_d = 50.92$ t ve kolonların dayanım oranı

$$R = V_p / V_d \quad (4)$$

0.22 olarak bulunur[6].

YAPININ DİNAMİK ANALİZİ

Yapının dinamik hesapları SAP90 Genel Amaçlı Analiz Programı kullanılarak yapılmış yapıda duvarların etkileri dikkate alınamadığı için bulunan peryot değerleri tabloya 1.2 'ye bölünerek yazılmıştır[7].

Modların süperpozisyonu yöntemiyle yapılan analizde alınan modların sayısı, toplam modal davranışa giren kütle yüzdeleri, toplam kütlelerin yüzde doksanından fazla olacak şekilde seçilmiştir[7]. Bu amaçla ilk üç titreşim modu yeterli olmuştur. Sönüm katsayısı 0.05 alınarak bulunan sonuçlar Tablo: 2' de özetlenmiştir.

Peryot değerlerinin, 0.1N değerinin üstünde olması, kat yüksekliklerinin fazla olmasından kaynaklanmaktadır[8]. Bu peryot değerleri ile, yapının depremden en fazla etkilenen yapı gurubunun içinde yer aldığı spektrum değerlerinden anlaşılmaktadır[9].

TABLO: 2 SİSTEMİN PERİYOT VE KÜTLE KATILIM FAKTÖRLERİ

M. N.	PER	KÜT.K.%		KAT.F.		TAB.KES.K.		M.CİNSİ
		X	Y	L_x	L_y	V_x	V_y	
1	.605	94.40	.00	-12.30	-0.02	1158	.00	X. Y.EĞİL
2	.529	.00	3.40	.02	-2.32	.0026	41.99	BURUL.
3	.439	.00	94.11	.02	-12.00	.00	1339	Y.Y.EĞİL.
						1158	1381	

Taban Kesme Kuvveti Katsayısı $C_x=0.745g$, $C_y=0.860g$ bulunmuştur. Bu yatay deprem katsayısının depremde kayd edilen taban ivme katsayısından Doğu-Batı yönünde 0.72, Kuzey-Güney yönünde 0.86 daha büyük olduğu görülmektedir. Bu yüksek deprem katsayılarının etkisiyle meydana gelen kesit tesirleri Tablo: 3'te özetlenmiştir.

TABLO:3 DİNAMİK HESAPLARLA BULUNAN KESİT TESİRLERİ

EL.	TASARIM SPEC. A=0.5,0.4,0.25			GER. DEP. SPECTRUM DEĞER.		
	M_x	M_y	N_y	M_x	M_y	N
	tm	tm	ton	tm	tm	ton
D1	47.65	143.75	87.13	36.16	135.28	78.19
D2	50.80	139.03	73.07	38.55	131.64	68.85
D3	51.40	135.76	80.17	39.01	129.12	74.33
D4a	86.96	159.13	159.04	65.99	151.71	148.21
D4ü	52.15	106.45	84.04	39.59	101.48	79.96
D5	86.96	154.06	134.76	66.00	146.89	124.15
A1	35.09	143.85	86.98	27.63	135.34	77.52
A2	37.76	139.03	73.50	29.72	131.64	69.71

Yapının dinamik ve statik kesit tesirleri arasında büyük farklılıklar olduğu görülmektedir. Dinamik hesaplardan bulunan kesit tesirlerini, yapının elastik sınırlar içinde kalarak dayanımıyla karşılaması mümkün olmadığından, yapının elastik ötesi sınırlarda davrandığı anlaşılmaktadır. Dizayn kesit tesirlerinin , dinamik hesaplar

sonucunda elde edilen kesit tesirlerinin yapı süneklik katsayısı ile bölünerek bulunduğu bilinmektedir[10].

Yapının çerçeve sisteminden ibaret olması, kolon ve kiriş elemanlarının yeterli düktil davranışları göstermesi, yapı dayanımının düşük olması dikkate alınarak yapı düktilite katsayısı 8 alınmıştır[11]. Tablodaki moment kesit tesirleri düktilite katsayısına bölünerek bulunan kesit tesirleri ve donatılar Tablo: 4' te özetlenmiştir.

TABLE:4 DİZAYN KESİT TESİRLERİ VE DONATILAR

EL. NO	KESİT TESİRLERİ			DONATILAR	
	M_x	M_y	N	Mevcut	Gerekli
	tm	tm	ton	cm ²	cm ²
D1	4.52	16.91	78.19	30.41	50.40
D2	4.82	16.46	68.85	30.41	50.01
D3	4.88	16.14	74.33	30.41	48.67
D4a	8.25	18.96	148.21	30.41	95.61
D4ü	4.95	12.69	79.96	30.41	38.56
D5	8.25	18.36	124.15	30.41	86.59
A1	3.45	16.92	77.52	30.41	41.48
A2	3.72	16.46	69.71	30.41	42.19

Tabloda verilen kesit tesirleri altında Bresler yöntemi kullanılarak kolonların taşıma güçleri tahkik edilmiştir[12]. Yapılan tahkiklerde hasarlı kolonlarda kesit taşıma güçlerinin aşıldığı görülmüştür.

SONUÇ

1. Kolonlardaki hasar, kullanılan donatıların yeterli olmaması, ve uygulamadaki imalat hatalarından kaynaklanmıştır.
2. Yukarıda belirtilen hatalara rağmen, yapı, sünek davranışı ile büyük oranda deprem enerjisini tüketmiştir. Hesaplarda dikkate alınmayan dolgu duvarların yapı dayanımı ve rijitliğini artırmasıyla, kolon taşıma güçlerinin aşılmasına karşın çökme olayı engellenmiştir[13],[14],[15].
3. Kesit tesirlerinin daha büyük olduğu kolon alt mesneti yerine, hasarın üst düğüm noktalarında meydana gelmesi, bu bölgelerde imalat güçlüğü dolayısıyla uygulama

hatalarının daha fazla yapılması ve alt düğüm noktalarında bulunan bağlantı filizlerinin hasar bölgelerinde bulunmamasındandır.

4. Hasarın sadece D aksı kolonlarında meydana gelmesi, merdiven kovanının bu aksı A aksından daha rijit hale getirerek, D aks kolonlarının ikinci doğrultuda daha fazla deprem kuvvetlerini çekmesinden kaynaklanmıştır.

5. Yapının deprem dizaynında, 1968 Deprem Yönetmeliği koşullarının yeterli olmadığı anlaşılmıştır. 1975 Deprem Yönetmeliği uygulanmış olsaydı, yapıda donatı zaafiyetleri giderilmiş, yapının dayanım ve düktilitesi artmış olacağından yapı depremi hasarsız atlatmış olacaktı.

6. Merdiven plaklarının dinamik hesaplar üzerindeki etkisinin ihmal edilebilir düzeyde olmasına rağmen, kesit tesirleri üzerindeki etkilerinin ihmal edilemeyecek boyutta olduğu anlaşılmıştır.

7. Merdiven kovanındaki deprem hasarlarını önlemek için, merdiven sahanlık ve rıht plaklarının iki yanına düşey perdelerin yapılması gerekmektedir.

8. Normalize Edilmiş Tasarım Spektrum Eğrilerinin, belli bir bölge katsayısı ile sadece bir yönde dikkate alınması yeterli değildir. O bölgede meydana gelmiş geçmiş deprem kayıtlarında dikkate alınarak diğer yönlerde de deprem etkilerinin dikkate alınmaları gerekmektedir.

KAYNAKLAR

1. Bayülke, N. , 13 Mart 1992 Erzincan Depremi Raporu, T.C. Bayındırlık Ve İskan Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü Deprem Araştırma Dairesi, Ankara, 1975
2. Çelebi, M. , " Yerel Şartlarla İlgili Gözlemler ve Erzincan Depremi ", Türkiye İnşaat Mühendisliği XII Teknik Kongre Bildiriler Kitabı, Ankara, 1993
3. Çakıroğlu, a., Özer, E., Eğik Eğilme ve Eksenel Kuvvet Etkisindeki Dikdörtgen Betonarme Kesitlerde Taşıma Gücü Formülleri, İstanbul, 1983
4. Celcp, Z., Kumbasar, N., Örneklerle Yapı Dinamiği ve Deprem Mühendisliğine Giriş, İstanbul, 1992
5. Bayülke, N. . Depremler ve Depreme Dayanıklı Betonarme Yapılar, Teknik Yayınevi, Ankara, 1989
6. Sözen, M.A., Depreme Dayanıklı Betonarme Yapı Tasarımında Davranışa Dayalı Bir Yaklaşım, İnşaat Mühendisleri IX Teknik Kongre Bildiriler Kitabı Cilt I Kasım 1987, Ankara
7. Uniform Building Code, pp. 35-14, 1991
8. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, T.C. İmar ve İskan Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı, Ankara, 1975
9. 13 Mart 1992 Erzincan Depremi Mühendislik Raporu, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası Ankara Şubesi, Ankara, 1992
10. Çakıroğlu, A. , Özmen, G. , Özer, E. , Betonarme Sistemlerin Yatay Yüklere Göre Projelendirilmesi, TMMOB İstanbul Şubesi, İstanbul, 1979
11. Pal, S. , S.S. Dasaka and A.K. Jain " Inelastic Response Spectra ", Computers and Structures, Vol. 25, No: 3, pp. 335-344, 1987
12. Ersoy, U., Atımtay, E., Betonarme (Temel İlkeler ve Hesap Esasları) Güven Kitapevi Yayınları, Ankara, 1975
13. Özden, K., Betonarme I Cilt I, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 1971
14. Ersoy, U., Reinforced Concrete, METU, 1991, Ankara
15. Gülkan, P. , Wasti, S.T. , " Çerçeve Dolgu Etkileşmesi : Linceer Olmiyan Bir İrdeleme" , Türkiye İnşaat Mühendisliği 12. Teknik Kongre, Ankara, 1993
16. Erzincan Depremi. T.M.M.O.B. İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi, 1993. İstanbul.