

T.C.
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ŞİDDETLİ DEPREME MARUZ ÇOK KATLI BETONARME
BİNALARIN TASARIM VE İNŞAAT SONRASI İYİLEŞTİRME
ÇALIŞMALARI

İhsan GÜZEL

Dr. Yücel KÖRÜKÇÜ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

DOKTORA TEZİ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

Danışman: Prof.Ali Sayıl ERDOĞAN

ELAZIĞ

2001

T.C.
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ŞİDDETLİ DEPREME MARUZ ÇOK KATLI BETONARME
BİNALARIN TASARIM VE İNŞAAT SONRASI İYİLEŞTİRME
ÇALIŞMALARI

İhsan GÜZEL

DOKTORA TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

Bu tez, / / Tarihinde Aşağıda Belirtilen Jüri Tarafından Oybirliği /
Oyçokluğu ile Başarılı / Başarısız Olarak Değerlendirilmiştir.

(İmza)

(İmza)

(İmza)

Danışman:
Prof.Ali Sayıl ERDOĞAN

ÖZET

Doktora Tezi

ŞİDDETLİ DEPREME MARUZ ÇOK KATLI BETONARME BİNALARIN TASARIM VE İNŞAAT SONRASI İYİLEŞTİRME ÇALIŞMALARI

İhsan GÜZEL

Fırat Üniversitesi

Fen Bilimleri Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

2001, Sayfa:136

Şiddetli depreme maruz çok katlı betonarme binaların tasarım ve inşaat sonrası komşu katlar arası rijitlik ve dayanım düzensizliğinin iyileştirme çalışmalarının amaçlandığı bu çalışmada; çok katlı betonarme binaların deprem yükü altında tasarımında, deprem kuvvetlerinin hesabı için modların süperpozisyon yöntemi kullanılmış olup, bu yöntemle ilgili mod şekillerini ve frekanslarını tespit eden QBASİC dilinde bir program hazırlanmıştır.

Deprem sırasında yapıya gelen taban kesme kuvvetlerinin azaltılması amacıyla taban izolasyon sistemleri kullanılacağından; taban izolasyonlu binalara deprem sırasında etki eden taban kesme kuvvetleri bulunmuştur.

Depremde ortaya çıkan enerjinin yapıda tüketilmesi için kolon ve kirişlerde plastik mafsallaşmalar, kolon ve kirişlerde; farklı beton sınıfı, farklı donatı yüzdesi ve sınıfı için moment eğrilik ilişkisi incelenmiştir.

Deprem sırasında yapı elemanlarında meydana gelen hasarların onarım ve güçlendirilmesi için daha önce yapılan çalışmalar incelenmiş; onarılacak ve güçlendirilecek kesitlerin moment ve eğrilik ilişkisinin teorik hesabı yapılmıştır.

ANAHTAR KELİMELELER: Şiddetli deprem, modların süperpozisyon yöntemi, taban izolasyonu, dayanım, rijitlik düzensizliği, plastik mafsallaşma, onarım güçlendirme.

SUMMARY

PhD Thesis

**DESIGNING OF THE MULTI-STOREYS BUILDING WHICH ARE SUBJECTED
TO THE SEVERE EARTHQUAKES AND THE STRENGTHENING WORKS
AFTER CONSTRUCTION OF THESE BUILDINGS****İhsan GÜZEL**

Fırat University

Graduate School of Natural and Applied Science

Department of Civil Engineering

2001, Page:136

The designing of multi-storeys buildings subjected to severe earthquakes and the strengthening works of adjacent floors rigidity after construction are aimed in this study. In this study, the designing of multi-storeys buildings under earthquake forces and the superposition method of modes was used for calculating the earthquake forces and by means of this method, was prepared a Q-Basic program which determines the related modes shapes and the frequencies.

It was found that base shear forces have affect base isolated structures during earthquake, so, base isolated systems will be used for the purpose of decreasing the base shear forces affecting structure during the earthquake.

In order to exhaust the energy coming out during earthquake; the plastic joints in the beam-column connections, different concrete class and different percentage of reinforcement, and the relationships of bending moment have been studied.

The theoretical calculations of bending moments relations have been done for the sections which will be strengthened and the strengthening of the made structural elements damaged by the earthquake has been evaluated.

KEY WORDS: Severe Earthquake, Superposition method of modes, base isolation, strengthening, rigidity irregular, plastic joints, repair and strengthening,

TEŞEKKÜR

Çalışma ve araştırmalarım süresince benden yardımlarını esirgemeyen sayın hocam Prof. Ali Sayıl ERDOĞAN'a en içten teşekkürlerimi sunarım.

Ayrıca çalışmalarım sırasında yardımlarını gördüğüm İnş. Müh.Bülent MERAL'a ve Bil. Op. Recai HATTATOĞLU'na teşekkürlerimi sunmayı bir borç bilirim.



İÇİNDEKİLER

	SAYFA NO
ÖZET.....	I
SUMMARY.....	II
TEŞEKKÜR.....	III
İÇİNDEKİLER.....	IV
ŞEKİLLERİN LİSTESİ.....	VII
TABLoların LİSTESİ.....	X
SİMGELERİN LİSTESİ	XI
1- GİRİŞ.....	1
2- DEPREM KUVVETLERİNİN HESAP YÖNTEMLERİ.....	4
2-1 Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi.....	5
2.1.1 Yönetmeliklerde elastik deprem yüklerinin, deprem yüğü azaltma katsayısı.....	6
2-2 Modların Birleştirilmesi Yöntemi.....	9
2.2.1 Deprem spektrum eğrilerinin özellikleri.....	11
2.2.2 Çok serbestlik dereceli sistemlerin spektral değerlerledinamik davranışı.....	13
2.2.3 Ç.S.D sisteminin dinamik davranışının spektral değerlerlerin hesap metodları.....	14
2-3 Zaman Tanım alanındaki Hesap Yöntemi.....	16
2-4 Çok Serbestlik Dereceli Sistemlerin Serbest Titreşim Frekanslarının Tespiti İçin Hazırlanan Bilgisayar Programı.....	17
3- KOMŞU KATLAR ARASI DAYANIM DÜZENSİZLİĞİ.....	20
3.1 Dolgu Duvarlar.....	20
3.1.1 Dolgu duvarlı çerçevelerin yatay rijitliği.....	22
3.2 Dolgu Duvarlı Çerçevelerin Yatay Rijitliklerinin Hesabı İçin Matematiksel Model.....	24

3.3 I. ve II. Derece Deprem M6lgelerinde Dolgu Duvarlı erevelerin Davranışını.....	29
3.4 Dolgu Duvarlı erevelerin Yatay Deplasman Davranışına G6re Kolonların Boyut Değişimi.....	35
4- KOMşU KATLAR ARASI RİJİTLİK DÜZENSİZLİğİ.....	37
4-1 Amprik Fourier Genlik Spektrumu.....	40
4-2 Yapılan alışma.....	42
4-2-1 Kolon kiriş boyutları ve kat ağırlılığı.....	44
4.2.2 D6şemeler.....	44
4-2-3 Sonuçlar.....	45
5- DEPREM SIRASINDA YAPI ELEMANLARININ DAVRANIşI.....	64
5-1 S6neklik.....	64
5-2 Eğilme Etkisi Altındaki Betonarme Elemanlarının Kırılma T6rleri.....	69
5-3 Plastik Mafsallaşma.....	71
5-4 Kirişlerde S6nekliği Ewtkileyen Fakt6rler.....	73
5-5 Kolonlarda S6nekliği Etkileyen Fakt6rler.....	75
5-6 Kolon Kiriş Ek Yerleri.....	77
6- DEPREMDE HASAR G6REN BETONARME YAPI ELEMANLARININ ONARIM VE GÜÇLENDİRİLMESİ.....	79
6-1 Betonarme Yapıların G6venlik kontrol6.....	80
6-1-1 D6şey y6klere karşı g6venlik kontrol6.....	80
6-1-2 Yatay y6klere karşı g6venlik kontrol6.....	80
6-2 Onarım ve G6çlendirme.....	81
6-3 Deprem Hasarlarının Belirlenmesi.....	82
6-4 Betonarme Elemanlarda atlama Olayı.....	83
6-5 Betonarme Kirişlerin Onarım ve G6çlendirilmesi.....	84
6-6 Betonarme Kolonların Onarım ve G6çlendirilmesi.....	85
6-7 Mantolanmış Betonarme Kolonlarla İlgili alışmalar ve Sonuçları.....	86
6-7-1 Hellsondu Green (1972).....	86
6-7-2 Lawrence (1980).....	87
6-7-3 Bell Klingen ve Jirsa (1988).....	87
6-7-4 Aksan Tankut ve Ersoy (1989).....	88

6-7-5 Süleyman, Tankut ve Ersoy (1990).....	88
6-7-6 Yumak, Tankut ve Ersoy (1990).....	89
6-7-7 Tankut, Can ve Demirel (1995).....	89
6-8 Mantolama İşleminde Dikkat Edilecek Hususlar.....	92
6-9 Onarılacak ve Güçlendirilecek Kesitlerin Moment Eğrilik İlişkisinin Teorik Hesabı.....	93
7-TABAN İZOLASYONU.....	98
7-1 Taban İzolasyonu Sistemleri.....	99
7-1-1 Tabakalı kauçuk mesnet.....	99
7-1-2 Yeni Zelanda mesnet.....	100
7-1-3 Sürtünmeli sistem.....	100
7-1-4 Sürtünmeli sarkaç sistem.....	101
7-2 Elestomer Mesnetler.....	103
7-3 Neopren Taban İzolasyonları.....	104
7-3-1 Neopren mesnetlerin basınçla durumu.....	104
7-3-1-1 Basınçta çökme durumu.....	104
7-3-1-2 Basınçta elastisite modülü.....	105
7-3-1-3 Şekil katsayısı.....	105
7-3-1-4 Basınca Eklenen Sünme Etkisi.....	107
7-3-2 Neopren mesnette kesme etkisi.....	107
7-3-2-1 Kesme deformasyonunun sınırlandırılması.....	107
7-3-2-2 Kesmenin elastisite modülü.....	107
7-3-2-3 Kesme altında yatay rijitlik.....	108
8-ÖRNEK PROBLEMLER.....	109
9- SONUÇLAR.....	130
10- KAYNAKLAR.....	133
11- EKLER.....	137

ŞEKİLLERİN LİSTESİ

Şekil 2.1- Ötelenme aranı-deprem katsayısı ilişkisi eğrisi

Şekil 2.2- Hausner'in boyutlama için verdiği ortalama spektrum eğrileri

- a) İmve spektrum eğrileri
- b) Hız spektrum eğrileri
- c) Yer değiştirme spektrum eğrileri

Şekil 2.3- Çok sebestlik dereceli sistem modeli

Şekil 2.4- Bilgisayar programının akış diyogramı

Şekil 2.5- Beş katlı; döşemeleri sonsuz rijit çerçeve

Şekil 2.6- Serbest titreşim frekanslarının mod şekilleri

Şekil 3.1- Dolgu duvarlı çerçeve

Şekil 3.2- Dolgu duvarlı çerçeve

Şekil 3.3- Dolgu duvarı temsil eden diagonal çubuklu çerçeve

Şekil 3.4- Yatay kuvvet etki eden; dolgu duvarı diagonal çubukla temsil edilen çerçeve

Şekil 3.5- $\alpha=70^\circ$ için yük-deplasman, yük-çubuk alanı, deplasman-çubuk alanı grafiği

Şekil 3.6- $\alpha=60^\circ$ için yük-deplasman, yük-çubuk alanı, deplasman-çubuk alanı grafiği

Şekil 3.7- $\alpha=50^\circ$ için yük-deplasman, yük-çubuk alanı, deplasman-çubuk alanı grafiği

Şekil 3.8- $\alpha=45^\circ$ için yük-deplasman, yük-çubuk alanı, deplasman-çubuk alanı grafiği

Şekil 3.9- $\alpha=40^\circ$ için yük-deplasman, yük-çubuk alanı, deplasman-çubuk alanı grafiği

Şekil 3.10- Kalıp planı

Şekil 3.11- I.derece deprem bölgesinde Z_1 yerel zemin sınıfı için katlara etkiyen kesme kuvvetleri

Şekil 3.12- Zemin katın bir bölümünün dolgu duvarlı olması

Şekil 3.13- Dolgu duvarlı beş katlı çerçeve

Şekil 4.1- Katlar arası rijitlik düzensizliği

Şekil 4.2- Kalıp planı

Şekil 4.3- y-y yönündeki kat kesme kuvvetinde ek dış merkezlik

Şekil 4.4- Yatay yüklerden meydana gelen kat kesme kuvveti ve burulma momenti

Şekil 4.5- Kat kalıp planı

Şekil 4.6- 1999 Kocaeli depremi hız spektrum eğrisi

Şekil 5.1- Yük-şekil değiştirme eğrisinde elastik ve plastik bölgeler

Şekil 5.2- Eğilme ve bileşik eğilme altındaki elemanlarda eğrilik

Şekil 5.3- Sünek ve sünek olmayan davranışa ait yük şekil değiştirme eğrisi

Şekil 5.4- Moment eğrilik ilişkisi

Şekil 5.5- Dikdörtgen beton kesitlerde gerilme dağılımı

Şekil 5.6- Çekme kırılması

Şekil 5.7- Basınç kırılması

Şekil 5.8- Düktil bir betonarme kirişin çatlak güzergahı yük deplasman diyagramı

- a) Çatlak güzergahı
- b) Yük deplasman diyagramı

Şekil 5.9- Gevrek bir betonarme kirişin çatlak güzergahı yük-deplasman diyagramı

- a) Çatlak güzergahı
- b) Yük deplasman diyagramı

Şekil 5.10- Moment eğrilik ilişkisi

Şekil 5.11- Göçme mekanizmaları

- a) Zemin kat kolonlarında plastik mafsallar
- b) Katlardaki kirişlerde plastik mafsallar

Şekil 5.12- Kirişlerde sünekliği etkileyen faktörlerin incelenmesinde çalışma yapılan kesit

Şekil 5.13- Çekme donatısı alanı farklı; moment eğrilik ilişkisi

Şekil 5.14- Farklı beton sınıflarda moment eğrilik ilişkisi

Şekil 5.15- Farklı donatı sınıfları için moment eğrilik ilişkisi

Şekil 5.16- Kolonlarda karşılıklı etki diyagramı

Şekil 5.17- Moment taşıma gücü oranına göre mafsallaşma bölgeleri

Şekil 6.1- Kolonlarda eğilme ve kesme kırılması

- a) Eğilme kırılması
- b) Kesme kırılması

Şekil 6.2- Kolonlarda basınç ve burulma kırılması

- a) Basınç kırılması
- b) burulma kırılması

Şekil 6.3- Dört taraftan mantolanmış kiriş kesiti

Şekil 6.4- Deney elemanlarının kesitleri

Şekil 6.5- Kenetlenme yöntemleri

- a) Mekanik kenetlenme yöntemi
- b) Epoksili kenetlenme yöntemi
- c) Sürekli kenetlenme yöntemi

Şekil 6.6- Mantolanmış kesit

Şekil 6.7- σ - ϵ Eğrisinin matematiksel yöntemleri

- a) Kent Park modeli
- b) Thomson Park modeli

Şekil 7.1- Tabakalı kauçuk mesnet sistemi

- a) Kesit ve elemanları
- b) Şematik modeli

Şekil 7.2- Yeni Zelanda mesnet sistemi

- a) Kesit ve elemanları
- b) Şematik modeli

Şekil 7.3- Sürtünmeli sistemin şematik modeli

Şekil 7.4- Sürtünmeli sarkaç sistemi kesiti ve görünüşü

Şekil 7.5- Sürtünmeli sarkaç sistemin bir mesnete dönüştürülebilme aşamaları

Şekil 7.6- Sürtünmeli sarkaç sistemin kesiti

Şekil 7.7- Neopren mesnetlerde şekil ve çökme değerlerine göre basınç gerilmelerinin bulunmasında kullanılan grafikler

Şekil 7.8- Levhalı ve lavhasız neopren mesnet kesitleri

Şekil 8.1- Bina kalıp planı

Şekil 8.2- Kat yer değiştirmeleri

Şekil 8.3- Birinci mod şekli

Şekil 8.4- Kat yer değiştirmeleri

Şekil 8.5- Birinci mod şekli

Şekil 8.6- 1999 Yılı Kocaeli depremi; hız spektrum eğrisi

Şekil 8.7- 1999 Yılı Bolu depremi; hız spektrum eğrisi

Şekil 8.8- 1992 Yılı Erzincan depremi; hız spektrum eğrisi

TABLOLARIN LİSTESİ

Tablo 2.1- Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanacağı binalar

Tablo 3.1- Çerçeve yüksekliği ve açıklığına göre yatay kuvvetlerin değişimi

Tablo 3.2- Duvar açıklığına göre çimento harçlı $t=15$ cm. kalınlıklı duvarın taşıyacağı kesme kuvveti

Tablo 3.3- Aynı yük altında dolgu duvarlı ve boş çerçevenin duvar açıklığının değişimine göre yatay deplasmanları

Tablo 3.4- Duvar uzunluğunun değişimine göre diagonal çubuk alanları ve yatay deplasmanları

Tablo 3.5- I. Ve II.derece deprem bölgelerinde yerel zemin sınıflarına göre bina ağırlığı cinsinden taban kesme kuvvetleri

Tablo 3.6- I. ve II.derece deprem bölgelerinde kat yükseklikleri ve ağırlıkları eşit olan beş katlı binanın katlarına gelen kesme kuvvetlerinin bina ağırlığına göre dağılımı

Tablo 3.7- I. ve II.derece deprem bölgelerinde Z_1 , Z_2 yerel zemin sınıflarında; katlara gelen kesme kuvvetleri

Tablo 3.8- Duvar uzunluğunun değişimine göre kesme kuvvetlerinden; dolgu duvarının karşıladığı kat kesme kuvveti yüzdesi

Tablo 3.9- Çerçeveadaki kat deplasmanlarının çerçevenin toplam deplasmanlarına oranının yüzdesi

Tablo 3.10- Aynı yatay yük altında dolgu duvarlı ve duvarsız çerçevedeki toplam deplasmanlar

Tablo 3.11- Zemin katta dolgu duvar olması durumunda çerçevenin toplam deplasmanı

Tablo 3.12- Zemin katın dolgu duvarsız olması durumunda toplam deplasmanda artış yüzdesi

Tablo 3.13- Zemin kat kolonlarında kesme kuvveti artış yüzdeleri

Tablo 3.14- Deprem yönünde zemin katta birinci açıklığın dolgu duvarsız olması durumunda zemin kat kolonlarında kesme kuvveti artış yüzdeleri

Tablo 3.15- Deprem yönünde zemin katta ikinci açıklığın dolgu duvarsız olması durumunda zemin kat kolonlarında kesme kuvveti artış yüzdeleri

Tablo 3.16- Boş ve dolu çerçevelerin aynı yük altında deplasmanları ve boş çerçevenin; dolu çerçeve ile aynı deplasmanı yapması için kolon alanlarındaki artış yüzdeleri

Tablo 4.1- Amprik Fourier genlik spektrumu regrasyon katsayıları

Tablo 4.2- Yumuşak zeminde deprem magnitudu, odak derinliği ve periyod değişimine göre S_v değerleri

Tablo 4.3- Sert zeminde deprem magnitudu, odak derinliği ve periyod değişimine göre S_v değerleri

Tablo 4.4- Kolon kiriş boyutları ve kat ağırlıkları

Tablo 4.5- $h_z=3.00\text{m}$ için mod şekilleri

Tablo 4.6- $h_z=3.00\text{m}$ için maksimum kat yer değiştirmeleri ve η_{ki} katsayıları

Tablo 4.7- $h_z=3.00\text{m}$ için mod şekillerine göre katlara gelen maksimum kat kesme kuvvetleri ve taban kesme kuvveti

Tablo 4.8- $h_z=3.50\text{m}$ için mod şekilleri

Tablo 4.9- $h_z=3.50\text{m}$ için maksimum kat yer değiştirmeleri ve η_{ki} katsayıları

Tablo 4.10- $h_z=3.50\text{m}$ için mod şekillerine göre katlar gelen maksimum kat kesme kuvvetleri ve taban kesme kuvveti

Tablo 4.11- $h_z=4.00\text{m}$ için mod şekilleri

Tablo 4.12- $h_z=4.00\text{m}$ için maksimum kat yer değiştirmeleri ve η_{ki} katsayıları

Tablo 4.13- $h_z=4.00\text{m}$ için mod şekillerine göre katlara gelen maksimum kat kesme kuvvetleri ve taban kesme kuvveti

Tablo 4.14- $h_z=4.50\text{m}$ için mod şekilleri

Tablo 4.15- $h_z=4.50\text{m}$ için maksimum kat yer değiştirmeleri ve η_{ki} katsayıları

Tablo 4.16- $h_z=4.50\text{m}$ için mod şekillerine göre katlara gelen maksimum kat kesme kuvvetleri ve taban kesme kuvveti

Tablo 4.17- Kat adalet momentlerinin doğrusal değişmesi durumunda $h_z=3.00\text{m}$ için mod şekilleri

Tablo 4.18- Kat atalet momentlerinin doğrusal değişmesi durumunda $h_z=3.00\text{ m}$ için maksimum kat değiştirmeleri ve η_{ki} kat sayıları

Tablo 4.19- Kat atalet momentlerinin doğrusal değişmesi durumunda $h_z=3.00$ m için mod şekillerine göre katlara gelen maksimum kat kesme kuvvetleri ve taban kesme kuvveti

Tablo 4.20- Kat yükseklikleri $h=3.00$ m olması durumunda zemin durumu ve deprem magnituduna göre S_v değerleri

- a) Yumuşak zemin
- b) Sert zemin

Tablo 4.21- Zemin kat yüksekliği $h_z=3.00$ m olması durumunda zemin durumu ve deprem magnituduna göre S_v değerleri

- a) Yumuşak zemin
- b) Sert zemin

Tablo 4.22- Kat yükseklikleri $h=3.00$ m olması ve kat atalet momentlerinin doğrusal değişmesi durumunda zemin durumu ve deprem magnituduna göre S_v değerleri

- a) Yumuşak zemin
- b) Sert zemin

Tablo 4.23- Kat yükseklikleri 3.00 m olması durumunda sert zeminler için odak uzaklığı ve deprem magnituduna göre kat kesme kuvvetleri ve maksimum kat yerdeğiştirmeleri

- a) Kat kesme kuvvetleri
- b) Kat yerdeğiştirmeleri

Tablo 4.24- Kat yükseklikleri 3.00 m olması durumunda yumuşak zeminler için odak uzaklığı ve deprem magnituduna göre kat kesme kuvvetleri ve maksimum kat yerdeğiştirmeleri

- a) Kat kesme kuvvetleri
- b) Kat yerdeğiştirmeleri

Tablo 4.25- Zemin kat yüksekliği 4.50m, diğer kat yükseklikleri 3.00m olması durumunda sert zemin için odak uzaklığı ve deprem magnituduna göre kat kesme kuvvetleri ve maksimum kat yer değiştirmeleri

a) Kat kesme kuvvetleri

b) Kat yer değiştirmeleri

Tablo 4.26- Zemin kat yüksekliği 4.50m, diğer kat yükseklikleri 3.00m olması durumunda yumuşak zemin için odak uzaklığı ve deprem magnituduna göre kat kesme kuvvetleri ve maksimum kat yer değiştirmeleri

a) Kat kesme kuvvetleri

b) Kat yer değiştirmeleri

Tablo 4.27- Kat atalet momentlerinin doğrusal değişmesi; kat yükseklikleri 3.00m olması durumunda sert zemin için odak uzaklığı ve deprem magnituduna göre kat kesme kuvvetleri ve maksimum kat yer değiştirmeleri

a) Kat kesme kuvvetleri

b) Kat yer değiştirmeleri

Tablo 4.28- Kat atalet momentlerinin doğrusal değişmesi; kat yükseklikleri 3.00m olması durumunda yumuşak zemin için odak uzaklığı ve deprem magnituduna göre kat kesme kuvvetleri ve maksimum kat yer değiştirmeleri

a) Kat kesme kuvvetleri

b) Kat yer değiştirmeleri

SİMGELERİN LİSTESİ

$A(T_1)$	:Spektral ivme katsayısı
A_c	:Kolon veya perdedeki net beton alanı
A_d	:Duvar kesit alanı
a_d	:Eski ve yeni betonların elastisite modülü oranları
A_{dk}	:Denk kesit alanı
A_f	:Kat alanı
a_k	:Elastomer mesnetin kısa boyutu
A_{mc}	:Elastomer mesnet yan yüzey alanı
A_o	:Etkin yer ivme katsayısı
A_p	:Perde duvar alanı
A_s	:Kesitteki boyuna toplam donatı alanı
A_w	:Kolon enkesiti etkin gövde alanı
b_k	:Elastomer mesnetin uzun boyutu
b_{kp}	:Perdenin eni, kolonun ise enkesitinin en büyük boyutu
c_d	:Duvarın bağlantı sınır şartlarını ve kargir elemanların kesit özelliklerini belirleyen melez bir sabit
c_{da}	:Kayma deformasyonları açısından kesit alanlarını tadil etmekte kullanılan bir sabit
C_j	:Genelleştirilmiş sönüm
C_t	:Yaklaşık olarak binanın doğal titreşim periyodunun hesabında kullanılan katsayı
D_i	:Kat burulma rijitliği
D_{ij}	:i inci katta j inci kolonun yatay rijitliği
d_n	:Binanın i inci katında fiktif yüklerine göre hesaplan yer değiştirme
D_y	:Sistemin yedek dayanım katsayısı
E_b	:Beton elastisite modülü
E_{cj}	:J günlük betonun elastisite modülü
E_d	:Duvarın elastisite modülü
E_{nk}	:Elastomer mesnetin elastisite modülü
e_x	:Dış merkezlik

F_c	:Betondaki basınç kuvveti bileşkesi
f_{cd}	:Hesapta kullanılacak beton basınç dayanımı
F_i	:Binanın birinci katına etkiyen eşdeğer deprem yükü
f_{ki}	:Modal kuvvet davranış vektörü
F_n	:Binanın birinci doğal titreşim periyodu hesaplanırken i inci kata etkiyen fiktif yük
F_{nk}	:Elastomer mesnette basınç yükü
f_{yd}	:Hesapta kullanılacak çelik akma dayanımı
G	:Ağırlık merkezi
E_c	:Eski betonun elastisite modülü
E_y	:Yeni betonun elastisite modülü
h_z	:Zemin kat yüksekliği
h_i	:i inci katın yüksekliği
H_N	:Bina top yüksekliği
I	:Bina önem katsayısı
I_d	:Denk kesit atalet momenti
I_l	:Kolonların atalet momenti
K_e	:Kesitin eğrilği
K_j	:Genelleştirilmiş rijitlik
k_w	:Kolonların yatay rijitliği
K_y	:Elastomer mesnetin kesme altında yatay rijitliği
l_d	:Duvar uzunluğu
m_i	:i inci katın kütleleri
M_j	:Genelleştirilmiş kütle
M_L	:Deprem magnitudu (Richter Ölçüsü)
N	:Binanın toplam katsayısı
n	:Hareketli yük azaltma katsayısı
N_d	:Kolon veya perdeye gelen düşey yük
n_e	:Elastomer mesnet tabaka sayısı
N_k	:Kolon veya perdenin düşey yük taşıma kapasitesi
p_c	:Kattaki kolon yüzdesi
p_d	:Duvar yüzdesi

P_{ij}	:Mod sabitleri
R	:Odak uzaklığı
R_r	:Rijitlik merkezi
$R_R(T)$	:Deprem yükü azaltma katsayısı
s	:Etriye aralığı
S_a	:Spektral bağıl ivme
S_d	:Spektral bağıl yerdeğiştirme
S_v	:Spektral bağıl hız
$\$k$	:Elastomer mesnetin şekil katsayısı
T_1	:Binanın birinci doğal titreşim periyodu
T_{1A}	:Binanın amprik bağıntı ile hesaplanan birinci doğal titreşim periyodu
T_B	:Burulma momenti
t_k	:Elastomer mesnetin kalınlığı
U_e	:Elastomer mesnetlerin yatay deplasmanı
$v(t)$	:Zamana bağlı yer değiştirme vektörü
v_g	:Yer hareketi ivmesi vektörü
V_{ki}	:Modal yer değiştirme vektörü
V_n	:Kat kesme kuvveti
V_t	:Gözönü alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen eşdeğer deprem yükü
W	:Binanın toplam ağırlığı
w_i	:i inci katın ağırlığı
Y_1	:Denk kesit ağırlık merkezi
y_i	:Genelleştirme koordinatları
ϵ_c	:Betonun birim boy değişimi
ϵ_{cu}	:Betondaki en büyük birim boy değişimi
ϵ_s	:Donatı çeliğinin birim boy değişimi
ϵ_{sy}	:Donatı çeliğinin f_{yd} gerilmesine ulaştığı andaki birim boy değişimi
λ	:Narinlik
σ	:Betonda gerilme (basınç)
ω	:Serbest titreşim frekansı
ω_{DJ}	:Dairesel frekansı
ξ	:Sönüm oranı

$(\Delta_i)_{\min}$:Binanın i inci katındaki minimum görelî kat ötelenmesi

$(\Delta_i)_{\text{ort}}$:Binanın i inci katındaki ortalama görelî kat ötelenmesi

η_{bi} :i inci katta tanımlanan burulma düzensizliğı katsayısı

η_{ci} :i inci katta tanımlanan dayanım düzensizliğı katsayısı

$[c_{ij}]$:Sönüm matrisi

ΔF_n :Binanın N inci katına etkiyen ek eşdeğer deprem yük

ϕ_i :Serbest titreşim mod şekilleri

δ_{ij} :i inci katta j inci kolonun yatay yer değıştirmesi

η_{ki} :i inci katta tanımlanan rijitlik düzensizliğı katsayısı

$[k_{ij}]$:Rijitlik matrisi

$[m_{ij}]$:Kütle matrisi

$[v]$:Yer değıştirme vektörü

$[v']$:Hız vektörü

$[v'']$:İvme vektörü

$\sum A_g$:Her bir katta gözönüne alınan deprem doğrultusuna paralel doğrultuda perde olarak çalışan taşıyıcı sistem elemanlarının enkesit alanları toplamı

$\sum A_k$: Herhangi bir katta gözönüne alınan deprem doğrultusuna paralel kargir dolgu duvar alanlarının toplamı

1. GİRİŞ

Dünyadaki en önemli deprem kuşaklarının birisinde bulunan yurdumuzdaki depremlerin çoğunluğunun Batı kıyılarımız yanında Marmara Bölgesi'nden başlayan, Doğu Anadolu'ya ulaşan Kuzey Anadolu fay çizgisinde olduğu, ayrıca Doğu Anadolu fayı çizgisinin de aktif olduğu görülmektedir.

Bayındırlık ve İskan Bakanlığı tarafından yayınlanan Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası incelendiğinde, 1. ve 2. derece deprem bölgelerinin yurdumuzun yüzölçümünün % 66'sını teşkil ettiği; ayrıca ülke nüfusunun % 70'inin bu bölgelerde olduğu tespit edilmiştir.

Bu bölgelerde meydana gelen depremlerin şiddeti VIII ile XI arasında olup; Richter ölçüsü ile yerel büyüklüğü M_L ise $6,3 < M_L < 8$ olmaktadır. 1. ve 2. derece deprem bölgelerinde yapılan betonarme binaların; 2. derece deprem bölgesinde %5'inde üçüncü derece, %50'sinden fazlasında ise ikinci derece; 1. derece deprem bölgesindeki IX şiddetindeki depremde %5'inde dördüncü derece, %50'sinden fazlasında üçüncü derece; X şiddetindeki depremde ise %5'inde beşinci derece, %50'sinden fazlasında dördüncü derece hasar olduğu tespit edilmiştir.

Her depremin bir tane büyüklüğü olmasına karşın yer kabuğunun değişik noktalarında hissedilen yer titreşimlerinin farklı şiddetleri tespit edilmektedir. Aynı özelliklere sahip farklı zeminlerde inşa edilen yapılara gelen deprem kuvvetleri farklı olmaktadır.

Yurdumuzdaki depremlerden, çok katlı betonarme binalarda tespit edilen hasar sebeplerinden; depreme dayanıklı bina yapımı,

- a- Tasarım,
- b- Proje
- c- Yapım
- d- Kullanım

aşamalarında deprem etkilerinin hesaba katılmasıyla mümkün olmaktadır.

Geçmiş depremlerin sonuçlarının incelenmesinden; tamamen yıkılan ve hasar gören yapıların hasar nedenlerinin birçoğu yapının tasarımında bulunan düzensizliklerden kaynaklandığı görülmektedir.

Afet bölgelerinde yapılacak yapılar hakkında yönetmelikte bu düzensizlik durumları;

A- Planda Düzensizlik Durumları

A1- Burulma Düzensizliği

A2- Döşeme Süreksizlikleri

A3- Planda Çıkıntı Bulunması

A4- Taşıyıcı Eleman Eksenlerinin Paralel Olmaması

B- Düşey Doğrultuda Düzensizlik Durumları

B1- Komşu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği (Zayıf Kat)

B2- Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat)

B3- Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği

Depremlerde genellikle zemin katlar ağır hasar görmektedirler. Ticari amaçlı kullanılan bu katlarda asmolen döşeme kullanılması, kat yüksekliğinin büyük tutulması B2 düzensizliği, ayrıca mimari açıdan dolgu duvarlarının bulunmaması nedeniyle B1 düzensizliği ortaya çıkmaktadır.

B2 düzensizliği “Afet Bölgelerinde yapılacak yapılar hakkında yönetmelikte” Burulma düzensizliği (A1) ile beraber, deprem hesabında kullanılacak yöntemin seçiminde etken olan düzensizliklerdir.

Her ülkede olduğu gibi yurdumuzdaki yönetmelik de zaman zaman değiştirilerek deprem mühendisliği ile ilgili dallardaki yenilikleri kapsamına çalışılmaktadır. Bu nedenle ülkemizde ilk olarak 1940 yılında yayınlanan “Zelzele Mıntıkları Yapı Talimatnamesi” adı ile yayınlanan yönetmelik; 1942-1947-1953-1961-1968-1975-1998 yıllarında değişikliğe uğramıştır.

Ülkemizde yeni yapılar 1998 yılında yayınlanan yönetmelikteki kurallara göre yapılacağından; bundan önce yapılan binaların veya 1998 yılından sonra yapılan iyi projelendirilmemiş veya uygulamasında özen gösterilmemiş binaların, meydana gelebilecek deprem şiddetine göre güçlendirilmesi veya deprem sonrası onarım yapılması ayrıca iyi projelendirilmiş ve uygulanmasında özen gösterilmiş binalarda şiddetli depremlerde meydana gelebilecek hasarların onarılma çalışmaları; inşaat mühendisliğinin önemli konularından biri olmaktadır.

Bu tez çalışmasında ikinci bölümde Afet bölgelerinde yapılacak yapılar hakkında yönetmelikteki deprem kuvvetlerinin hesap yöntemleri açıklanmış; çok serbestlik dereceli sistemlerin serbest titreşim frekanslarını ve mod şekillerini tespit eden bilgisayar programı hazırlanmıştır.

Üçüncü bölümde; komşu katlar arası dayanım düzensizliği incelenmiş dayanım düzensizliğinin sebeplerinden biri olan dolgu duvarlar çelik diyagonal çubuklarla temsil edilerek taşıyacağı kesme kuvvetine göre temsil edilen diyagonal çubukların kesitleri bulunmuştur. Ayrıca aynı yatay yük altında; dolgu duvarlı ve dolgu duvarsız çerçevenin deplasmanları; zemin katta dolgu duvar olmaması durumunda alt katlardaki kolonlarda meydana gelen kesme kuvveti artışları hesaplanmıştır. Aynı yatay yük altında dolgu duvarlı çerçevenin yapmış olduğu toplam yatay deplasmanı dolgu duvarsız çerçevelerinde yapması için kolon kesit alanlarındaki artış yüzdeleri tespit edilmiştir.

Dördüncü bölümde; komşu katlar arası rijitlik düzensizliği; zemin kat yüksekliğinin artırılması durumunda 1999 Kocaeli depreminin hız spektrum eğrisi göz önüne alınarak incelenmiştir. Odak uzaklığına göre sert ve yumuşak zeminlerde bina titreşim periyoduna göre S_v değerleri tespit edilerek, kat kesme kuvvetleri ve kat yer değiştirmeleri bulunmuştur.

Beşinci bölümde; deprem sırasında yapı elemanlarının davranışında kolon ve kirişlerde sünekliği etkileyen faktörler incelenmiş; yapı elemanlarının moment eğrilik ilişkisini tespit eden bilgisayar programı hazırlanmıştır.

Altıncı bölümde; depremde hasar gören betonarme yapı elemanlarının onarım güçlendirilmesi ve mantolanmış betonarme kolonlarla ilgili yapılan çalışmalar incelenmiştir. Onarılacak ve güçlendirilecek kesitlerin moment eğrilik ilişkisinin teorik hesabı yapılmaya çalışılmıştır.

Yedinci bölümde taban izolasyon konusu incelenmiştir. Sekizinci bölümde ise örneklerle mod şekilleriyle kat deplasmanları arasındaki uyum, 1999 Kocaeli, Bolu, 1992 Erzincan depremlerinin hız spektrum eğrisinden yararlanılarak zemin kat yüksekliğinin artması ve taban izolasyonu olması durumunda kat kesme kuvvetleri ve katların yer değiştirmeleri hesaplanmıştır.

2- DEPREM KUVVETLERİNİN HESAP YÖNTEMLERİ

Binaların ve bina türü yapıların deprem hesabında kullanılacak yöntemler deprem yönetmeliğinde ;

- Eşdeğer deprem yükü yöntemi
 - Mod birleştirme yöntemi
 - Zaman tanım alanında hesap yöntemi
- olarak belirtilmektedir.

Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanacağı binalar Tablo 2-1'de gösterilmiş olup bu koşullar dışında kalan binalarda Mod Birleştirme Yöntemi veya Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemleri kullanılacaktır.

Tablo 2-1 Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminin uygulanacağı binalar

Deprem Bölgesi	Bina Türü	Toplam Yükseklik Sınırı
1-2	A ₁ türü düzensizlik olmayan, varsa her bir katta $\eta_{bi} < 2,0$ koşulunu sağlayan binalar	$H_N \leq 25$ m
1-2	A ₁ türü burulma düzensizliği olmayan, varsa her bir katta $\eta_{bi} < 2,0$ koşuluna sağlayan ve ayrıca B ₂ türü düzensizlik olmayan	$H_N < 60$ m
3-4	Tüm binalar	$H_N \leq 75$ m

UBC (Uniform Building Code) de Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin kullanılacağı binaların koşulları;

- a- Düzenli veya düzensiz beş kattan az binalar
- b- 73,2 m'den az yükseklikteki düzenli binalar olarak belirtilmiştir.

Bu kapsam dışındaki binalarda ise dinamik analiz kullanılmaktadır.[42]

2-1. Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda binanın tümüne etkiyen taban kesme kuvveti;

$$V_t = \frac{W \cdot A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0,10 \cdot A_0 \cdot I \cdot W \quad (2.1)$$

$A(T_1)$: spektral ivme katsayısı, $R_a(T_1)$: deprem yükü azaltma katsayısı,

A_0 : Etkin yer ivme katsayısı, I : Bina önem katsayısı olup bu katsayıların tespitine dair bilgiler ayrıntılı olarak "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Yönetmelik"te verilmektedir.

W :Binanın toplam ağırlığı;

$$W = \sum_{i=1}^N w_i \quad (2.2)$$

w_i kat ağırlıkları ise;

$$w_i = g_i + n \cdot q_i \quad (2.3)$$

Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulandığı tüm binaların birinci doğal titreşim periyodu T_1 ;

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N (m_i \cdot d_n^2)}{\sum_{i=1}^N (F_n \cdot d_n)} \right)^{1/2} \quad (2.4)$$

Birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde $H_N < 25$ m ve üçüncü, dördüncü derece deprem bölgelerinde eşdeğer deprem yükünün uygulandığı tüm binalarda yaklaşık yöntemle binanın doğal titreşim periyodu;

$$T_1 = T_{1A} = C_t \cdot H_N^{3/4} \quad (2.5)$$

Denklem (2.5) ile hesaplanan binanın birinci doğal titreşim periyodu $T_{1A} > 1,0$ sn olması durumunda; Denklem (2.4)'den hesaplanacak T_1 'in en büyük değeri T_{1A} 'nın 1,30 katından daha fazla olmayacağı belirtilmektedir.

Denklem (2.3)'de F_n birim kuvvet olup binanın birinci doğal periyodu hesaplanırken herhangi bir kuvvet seçilebilir. Binanın doğal titreşim periyodu kat ağırlığına ve rijitliğine bağlıdır.

$H_N > 25$ m olan yapılarda N'inci kata etkiyen ek eşdeğer deprem yükü

$$\Delta F_N = 0,07 \cdot T_1 \cdot V_t < 0,02 \cdot V_t \quad (2.6)$$

Taban kesme kuvveti V_t , ΔF_N dışında kalan kısmı N'inci katta dahil olmak üzere katlara dağılımı;

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i \cdot H_i}{\sum_{i=1}^N (w_i \cdot H_i)} \quad (2.7)$$

denkleminde hesaplanmaktadır.

2.1.1 Yönetmeliklerde elastik deprem yüklerinin deprem yükü azaltma katsayısı

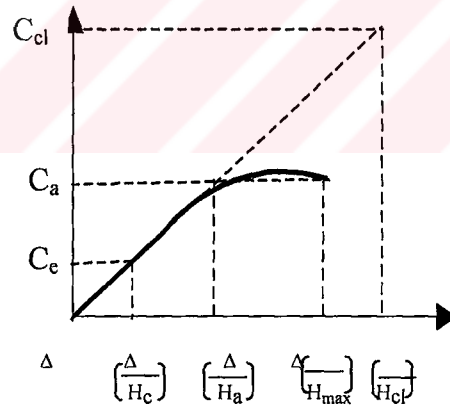
Deprem yükleri öncelikle yapının doğal periyoduna göre doğrusal elastik bazda tanımlanan elastik ivme spektrumuna bağlı olarak belirlenmiştir. Elastik spektrum tanımının üç ögesi; deprem bölgelerine göre belirlenen etkin yer ivmesi sönüm oranı ve yerel zemin koşullarıdır.

Deprem hesabında kullanılacak eşdeğer deprem yüklerinin elde edilebilmesi için tanımlanan elastik ivme spektrumu; taşıyıcı sistemin malzeme ve elaman olarak türüne, düzenliği veya düzensizliğine, sünek davranışı ile enerji yutabilme özelliğine, sistem bazında yedek dayanım kapasitesine bağlı olarak belirlenen; bir azalma katsayısı ile bölünmüş veya çarpılmıştır. Bu katsayı NEHRP'de R, Eurocode-8'de Davranış Katsayısı

q olarak tanımlanmıştır. Emniyet gerilmeleri esasına göre düzenlenen UBC’de R katsayısının 1,5 katı olan R_w katsayısı kullanılmıştır.[41]

Japon BSL’de yapı katsayısı olarak adlandırılan azalma katsayısı ($1/ D_s F_s$) olarak UBC, Eurocode yönetmenliklerindeki azalma katsayılarından farklı olarak tanımlanmıştır. Elastik spektrum $A(T)$ azaltma katsayısına bölünmesi ile elde edilen yeni spektrum kullanılan sisteme özgü tasarım spektrumudur. Bu spektrum yapının hesapta esas alınan doğal titreşim periyoduna karşı gelen eşdeğer deprem katsayısı C_e olarak tanımlanır.

Deprem etkilerini temsil eden eşdeğer statik yatay yüklerin sıfırdan başlayarak monotonik biçimde artırılması durumunda herhangi bir bina taşıyıcı sisteminin doğrusal olmayan global davranışı Şekil 2.1’de gösterilmiştir. Şekildeki (Δ / H) simgelenen yatay eksen; tipik olarak ötelenme oranının; örneğin binanın en üst katının toplam yerdeğiştirmesinin bina yüksekliğine oranını göstermektedir. Düşey eksen ise yatay yük parametresi olan deprem katsayısına karşılık gelmektedir. Doğrusal elastik olmayan deprem katsayısı yerdeğiştirme oranı eğrisi yaklaşık olarak kesik çizgi ile gösterilen biçimde elasto plastik bir bağıntı olarak idealize edilmiştir.



Şekil 2.1- Ötelenme oranı – deprem katsayısı ilişkisi

C_{cl} elastik deprem katsayısı olup; yapının doğal titreşim periyoduna karşı gelen elastik ivme spektrumu ordinatının yerçekimi ivmesine bölünmesi ile bulunmuştur. C_a taşıyıcı sistemin limit kapasitesine karşı gelen deprem katsayısı C_e ise C_a değerinin azalma katsayısı R ’ye bölünmesi ile elde edilen ve deprem hesabında esas alınan eşdeğer deprem katsayısıdır. NEHRP’de C_e değeri sistemde ilk belirgin plastik mafsallın olduğu deprem katsayısı değeri olarak kabul edilmektedir.

Taşıyıcı sistemin sünekliği nedeniyle yutulan enerjiye bağlı olarak sisteme etkiyen deprem yükündeki azalmayı temsil eden süneklik azalma katsayısı $R(T)$

$$R(T) = \frac{C_{cl}}{C_a} \quad (2.8)$$

Sistemin güvenliği bakımından hesapta kullanılan deprem katsayısı C_e 'nin akma durumuna karşı gelen C_a 'dan küçük olması gerekmektedir. Aradaki fark sistemin hesaplanandan daha büyük bir yüke dayanabilme kapasitesine sahip olduğunu gösterir bu ise yedek dayanım katsayısıdır.

$$D_y = \frac{C_a}{C_c} \quad (2.9)$$

Toplam azalma katsayısı

$$R(T) = \frac{C_{cl}}{C_e} = R_s \cdot D_y \quad (2.10)$$

Buradan görüleceği üzere azalma katsayısı $R(T)$, sistemdeki sünekliği ifade etmemekte, hem sünekliğin hem de sistemdeki yedek dayanım kapasitesinin bir fonksiyonu olmaktadır. Yönetmenliklerde konstrüktif kurallara uyularak tasarlanan, planda ve düşey doğrultuda düzenli sistemlerde bu D_y katsayısının değeri 2-3 arasında değişmektedir.

Japon yönetmenliğinde ise emniyetli tarafta kalınarak azalma katsayısı toplam azalma katsayısına değil süneklik azalma katsayısına karşılık gelmektedir. Bu katsayı düzenli ve sünekliği çok iyi betonarme sistemler için 3,3 alınmıştır. Ancak hem planda hem düşey doğrultuda önemli düzensizliği olan binalarda azalma katsayısı değeri 1,48'e kadar inmektedir.

Ülkemizdeki afet bölgelerinde yapılacak yapılar hakkındaki yönetmenlikte ise $R(T)$ azalma katsayısı; binanın doğal titreşim periyoduna, taşıyıcı sistem davranış katsayısına, zemin spektrum karakteristik periyotlarına bağlı olarak tespit edilmiştir.

Yönetmenliklerde tanımlanan azalma katsayıları birbirinden önemli farklılıklar gösterir. Sünek betonarme çerçeve sistemler için azalma katsayısı $R(T)=8$ iken, Eurocod-8 de $R(T)=5$ değerini almaktadır. Bu değer düzenli sistemler için geçerli olup düşey doğrultuda düzensiz sistemlerde $R(T)=4$ olmaktadır.

2-2. Modların Birleştirilmesi Yöntemi

Çok serbestlik dereceli sistemlerin hareket denklemleri; sisteme etkiyen atalet kuvvetleri, sönüm etkileri ve şekil değiştirme sonucu meydana gelen elastik kuvvetlerle dış kuvvetlerin dengesinden ibarettir. Sadece yer hareketi için hareket denklemi;

$$m.\ddot{v} + c.\dot{v} + k.v = m1.\ddot{v}_g \quad (2.11)$$

olmaktadır.

Yer değiştirme vektörü v 'nin çözümü için yaygın olarak Modların Birleştirme Yöntemi kullanılır. Bu yöntemde önce sistemin sönümsüz serbest titreşimi ele alınır. Sistemin serbest titreşim frekansları ω_1 ve bunlara karşı gelen mod kuvvetleri Φ_1 bulunur. Daha sonra sistemin sönümlü ve zorlanmış davranışı ele alınarak çözüm vektörünün, mod vektörlerinin uygun katsayılarla çarpılıp toplanmasından oluştuğu kabul edilir.[15,16,17]

Yer değiştirme vektörü mod vektörlerinin lineer bir birleşimi olarak yazılırsa;

$$V(t) = \sum_{i=1}^N \Phi_i Y(t) \quad (2.12)$$

denklemleri elde edilmiştir.

(2.12) denklemi (2.11) hareket denklemlerinde yazılırsa;

$$\sum_{i=1}^N m.\Phi_i.\ddot{y}_i + c.\Phi_i.\dot{y}_i + k.\Phi_i.y_i = p(t) \quad (2.13)$$

(2.13) denklemi Φ_j^T ile çarpılacak olursa;

$$\sum_{i=1}^N \Phi_j^T m.\Phi_i.\ddot{y}_i + \Phi_j^T c.\Phi_i.\dot{y}_i + \Phi_j^T k.\Phi_i.y_i = \Phi_j^T p(t) \quad (2.14)$$

Mod vektörlerinin ortagonallik özelliğinden;

$$\Phi_j^T \cdot m \cdot \Phi_i = 0, \quad \Phi_j^T \cdot c = 0, \quad C_j = \Phi_j^T k \cdot \Phi_i = 0 \quad (2.15)$$

$$M_j = \Phi_j^T \cdot m \cdot \Phi_j, \quad K_j = \Phi_j^T k \cdot \Phi_j = \omega^2 \cdot M_j, \quad C_j = \Phi_j^T c \cdot \Phi_j = 2 \cdot \xi \cdot \omega_i \cdot M_j, \quad P_j = m \cdot I \cdot \ddot{y}_g \cdot \Phi_j^T \quad (2.16)$$

(2.16) denklemi (2.14) denkleminde yerlerine konulursa

$$M_j \cdot \ddot{y}_j + C_j \cdot \dot{y}_j + K_j \cdot y_j = P_j(t) \quad (2.17)$$

2.17 denklemi M_j ile bölünürse;

$$\ddot{y}_j + 2 \cdot \xi_i \cdot \omega_i \cdot \dot{y}_j + \omega^2 \cdot y_j = P_j(t) / M_j \quad (2.18)$$

denklemi elde edilir.

Eğer sistem sükunet halinden bir yer hareketi altında zorlanmış titreşime başlarsa (2.18) denkleminin çözümünden;

$$Y_{ij} = \frac{1}{M_j \cdot \omega_{Dj}} \int_0^t P_j(\tau) \cdot e^{-\xi \omega_j(t-\tau)} \cdot \sin \omega_{Dj} \cdot (t-\tau) \cdot d\tau \quad (2.19)$$

olarak verilebilir.

Burada P_j ifadesi;

$$P_j = -\Phi_j^T \cdot m \cdot \ddot{y}_g \quad (2.20)$$

$\ddot{y}_g(t)$ yer hareketinin ivme değişimini göstermek üzere

$$\ddot{y}_g(t) = I \cdot \ddot{y}_g(t) \quad (2.21)$$

$$V_j = \int_0^t \ddot{y}_g(\tau) \cdot e^{-\xi_j \omega_j(t-\tau)} \sin \omega_{Dj} \cdot (t-\tau) \cdot d\tau \quad (2.22)$$

$$L_i = \Phi_j^T \cdot m \cdot l \quad (2.23)$$

(2.19) denklemi;

$$Y_j = \frac{v_j}{M_j \cdot \omega_{Dj}} L_j \quad (2.24)$$

şeklinde bulunmuştur.

Sisteme etkiyen elastik kuvvetler ise;

$$k_v = k \cdot \sum_{i=1}^N \Phi_i \cdot Y_i \quad (2.25)$$

$$k_v = m \cdot \sum_{j=1}^N \Phi_j \cdot L_j \cdot \omega_j^2 \cdot v_j(t) / (M_j \cdot \omega_{Dj}) \quad (2.26)$$

kat kesme kuvvetleri ise,

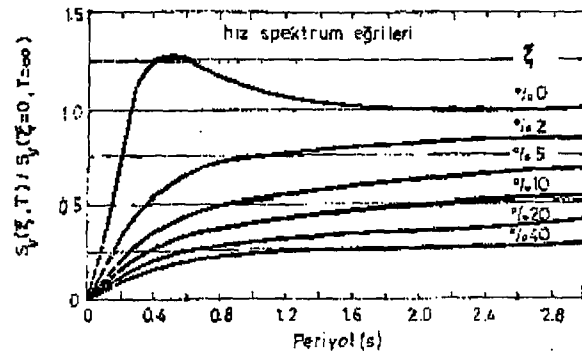
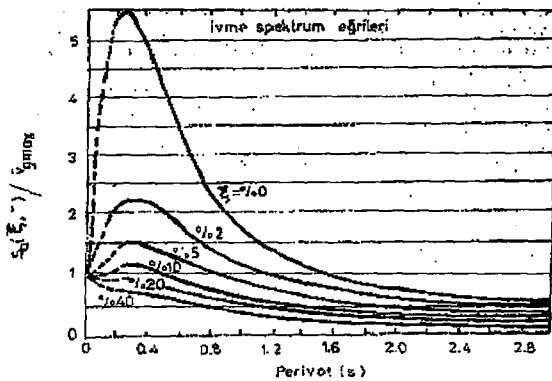
$$V(t) = S \cdot k \cdot v. \quad (2.27)$$

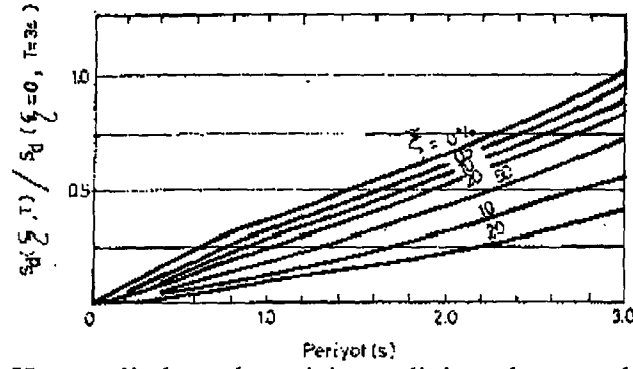
S: Birim üst üçgen matristir.

2.2.1- Deprem spektrum eğrilerinin özellikleri

Deprem hareketi, kayıtlarda ne kadar çok gelişigüzel gibi görünmüşse de farklı frekans ve genliklere sahip harmonik titreşimlerin üst üste gelmesi ile meydana gelmiş olarak kabul edilmiştir.

Deprem spektrumu, bir deprem etkisine maruz kalan tek serbestlik dereceli bir sistemin ivme, hız, yerdeğiştirme davranışını maksimum serbest titreşim periyoduna bağlı olarak tespit edilen eğrilerdir. Spektrum eğrilerinin özellikleri ise Housner'in boyutlandırma için verdiği Şekil 2.2'de gösterilen spektrum ortalama eğrilerinin özellikleri aşağıda belirtilmiştir.





Şekil 2.2- Housner'in boyutlama için verdiği ortalama spektrum eğrileri

- Sönüm oranı; sıfıra yaklaşırken periyottaki küçük değişimler ivme spektrum eğrisinde büyük farklar meydana getirmektedir.
- Sönüm oranı; spektrum değerini küçük periyot bölgesinde önemli ölçüde etki ederek; daha yumuşak değişim eğrileri haline getirir.
- Periyodun büyük olması durumunda; yapının deprem hareketini takip edemeyeceği için; hız spektrum değişimi yataya doğru yaklaşır; bu durumda spektrumlar için yaklaşık bağıntılar.

$$S_d = \frac{T \cdot S_v}{2 \cdot \pi} \quad , \quad S_a = \frac{2 \cdot \pi \cdot S_v}{T} \quad (2.28)$$

elde edilmiştir.

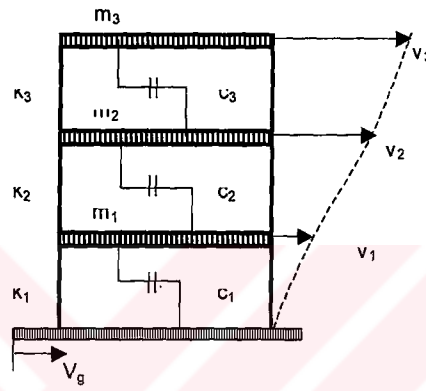
- Periyodun çok küçük olması durumunda; sistem deprem tarafından sadece sürüklenecektir. Bu durumda sistemin yere göre olan yerdeğiştirmesi sıfır, mutlak yerdeğiştirme ise deprem hareketinin yerdeğiştirmesine eşit olacaktır.
- Periyodun çok büyük olması durumunda sistem deprem hareketine ataleti ile karşı koyarak hareket etmemek isteyecektir. Bu durumda sistemin yere göre olan yerdeğiştirmesi depremin yer hareketinin yerdeğiştirmesinin ters işaretine eşit olacaktır. Sistemdeki yerdeğiştirme ve hız maksimum olurken İvme=0 olur.
- Gerçek ve yaklaşık hız spektrumları arasındaki fark çok büyük periyotlarda belirgin olmaktadır. Sönümsüz sistemde hesaplanacak gerçek ve yaklaşık ivme spektrumları arasında fark yoktur.

Bu özellikler değişik depremlerde aynı kalmakla beraber iniş ve çıkış noktaları farklı yerlerde ortaya çıkmaktadır.[15,16,17]

2.2.2- Çok serbestlik dereceli (CSD) sistemlerin spektral değerlerle dinamik davranışı

CSD sistemlerde; spektral değerler yardımıyla dinamik davranışının çözüm aşamaları aşağıdaki sırayla verilmektedir.[45]

- a) Şekil 2.3 de verilen CSD sistem modelinden kütle rijitlik matrisleri, serbest titreşim frekansları ve bunlara karşı gelen mod şekilleri hesaplanır.



Şekil 2.3- Çok serbestlik dereceli sistem modeli

- b) Her mod için sönüm yüzdeleri (ξ_i) tahmin edilir.
c) ω , ξ yardımıyla her mod için ilgili davranış spektrumundan spektral hız değerleri S_v , seçilir.
d) Genelleştirilmiş kütle matrisinin elemanları M_i , hesaplanır.
e) Genelleştirilmiş koordinatların spektral değerleri hesaplanır.

$$Y_i = \frac{(L_i/M_i)}{\omega_i} S_v \quad (2.29)$$

- f) Ötelenmelerin spektral değerleri hesaplanır.

$$V_n = \Phi \cdot Y_n \quad (2.30)$$

- g) Yanal deprem kuvvetlerinin spektral değerleri hesaplanır.

$$f_{sn} = m \cdot \omega_n^2 \cdot v_n \quad (2.31)$$

h) Kat kesme kuvvetlerinin spektral değerleri hesaplanır.

$$V_n = S \cdot f_{sn} \quad (2.32)$$

2.2.3- Çok serbestlik dereceli (CSD) sistemin dinamik davranışının spektral değerlerinin hesap metotları

(2.13), (2.17), (2.22) denklemleri ile CSD sistemlerde ötelenmeler, yanal kuvvetler, kesme kuvvetleri zaman tanım alanında belirlenmiş olmaktadır. Bu değişkenlerin maksimum spektral değerleri zaman boyutunda yapılacak bir analizle kesin olarak bulunabilir.

Deprem mühendisliğinde yaygın olarak kullanılan diğer bir yaklaşım ise bireysel modal maksimum değerlerin birleştirilmesine dayanmaktadır. Ancak her bir modal maksimum aynı anda meydana gelmediği için; maksimumların mutlak değerlerinin birbiriyle toplanması; gerçek maksimum spektral değerini belirlemiştir.

Gerçek spektral değere probalastik açıdan en uygun bir yaklaşım sağladığı kabul edilen; yaygın birleştirme yöntemi ise modal maksimumların kareleri toplamının karekökü (SRSS) yöntemi olmaktadır.[1]

Yapının her bir modu için bağıl ötelenme vektörü

$$v_j(t) = \Phi_j \frac{L_j}{M_j \omega_j} V_j(t) \quad (2.33)$$

Buradan maksimum bağıl ötelenme vektörü spektral bağıl ötelenme yardımıyla;

$$v_{\max} = \Phi_j \frac{L_j}{M_j} S_d(\xi_j, T_j) \quad (2.34)$$

Maksimum elastik kuvvet vektörü; spektral bağıl ivme $S_a(\xi_j, T_j)$ yardımıyla

$$f_{sj\max} = m \cdot \Phi_j \frac{L_j}{M_j} S_a(\xi_j, T_j) \quad (2.35)$$

SRSS ile maksimum, toplam, elastik kuvvet ve yerdeğiştirme

$$v_{\max} = \sqrt{(v_1)_{\max}^2 + (v_2)_{\max}^2 + \dots} \quad (2.36)$$

$$f_{\max} = \sqrt{(f_1)_{\max}^2 + (f_2)_{\max}^2 + \dots} \quad (2.37)$$

hesaplanır.

Mutlak Toplam Metoduna has hatalar elemine edilebilir. Bu amaçla Komple İkinci Mertebeden Kombinasyon Metodu (CQC) kullanılabilir.[12]

Bu metot aşağıdaki denklemleri kullanarak; bütün mod şekillerinin birleştirilmesini öngörmektedir.

$$v_k = \sqrt{\left(\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n (v_{ki} \rho_{ij} \cdot v_{kj}) \right)} \quad (2.38)$$

$$f_k = \sqrt{\left(\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n (f_{ki} \rho_{ij} \cdot f_{kj}) \right)} \quad (2.39)$$

Genel olarak karşıt mod şekilleri ρ_{ij} 'ler yüklemenin süresi ve frekansı, yapının mod frekansları ve sönüm oranlarının fonksiyonudurlar. Yapı periyotlarına göre depremin süresi uzun ve geniş bir frekans alanında deprem spektrumu düzgün ise bu sabitleri aşağıdaki denklemlerden doğruya yakın olarak bulmak mümkün olacaktır.

$$\rho_{ij} = \frac{8 \sqrt{(\xi_i \xi_j) \cdot (\xi_i + r \cdot \xi_j)} \cdot r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi_i \xi_j \cdot r(1+r^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot r^2} \dots \quad (2.40)$$

$$r = \frac{\omega_j}{\omega_i} \quad (2.41)$$

Sabit sönüm oranı için (2.40) denklemi aşağıdaki kısaltılmış şekli almıştır.

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \cdot (1+r) \cdot r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2 \cdot r \cdot (1+r)^2} \quad (2.42)$$

2.3- Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi

Özel durumlarda bina ve bina türü yapıların zaman tanım alanında doğrusal elastik ya da doğrusal elastik olmayan deprem hesabı için daha önce kaydedilen veya yapay yollarla üretilen benzeştirilmiş deprem kayıtları kullanılabilir.[1]

Boyutlama sırasında gerçek deprem kaydının esas alınması; hesaba esas olan deprem büyüklüğü, merkez üssü, odak uzaklığı, kaynak mekanizması ve zemin koşullarının gerçek durumla en iyi şekilde uyuşturulması bakımından tercih edilir.

Ülkemizde uygulamada olan yönetmelikte, zaman tanım alanı yöntemi ile yapılacak deprem hesabında; aşağıdaki özellikleri taşıyan en az üç kaydedilmiş veya benzetilmiş ivme kaydı kullanılarak; bunlara göre elde edilen büyüklüklerin en elverişsiz olanları tasarıma esas alınmıştır.

- a- İvme kayıtlarındaki kuvvetli yer hareketi kısmının süresi ivmelerin zarfları, $\pm 0,05.g$ den az olmamak koşuluyla yapının birinci doğal titreşim periyodunun 5 katından ve 15 sn'den az olmayacağı,
- b- Kaydedilmiş veya benzetilmiş her bir ivme kaydına göre %5 sönüm oranı için yeniden kullanılacak spektral ivme değerleri bütün periyotlar için $A(T)$ spektral ivme katsayısı değerlerinin g ile çarpımının %90 'ından az olmayacağı belirtilmiştir.
- c- Zaman tanım alanında doğrusal elastik hesap yapılması durumunda azaltılmış deprem yer hareketinin elde edilmesi için esas alınacak spektral ivme değerleri,

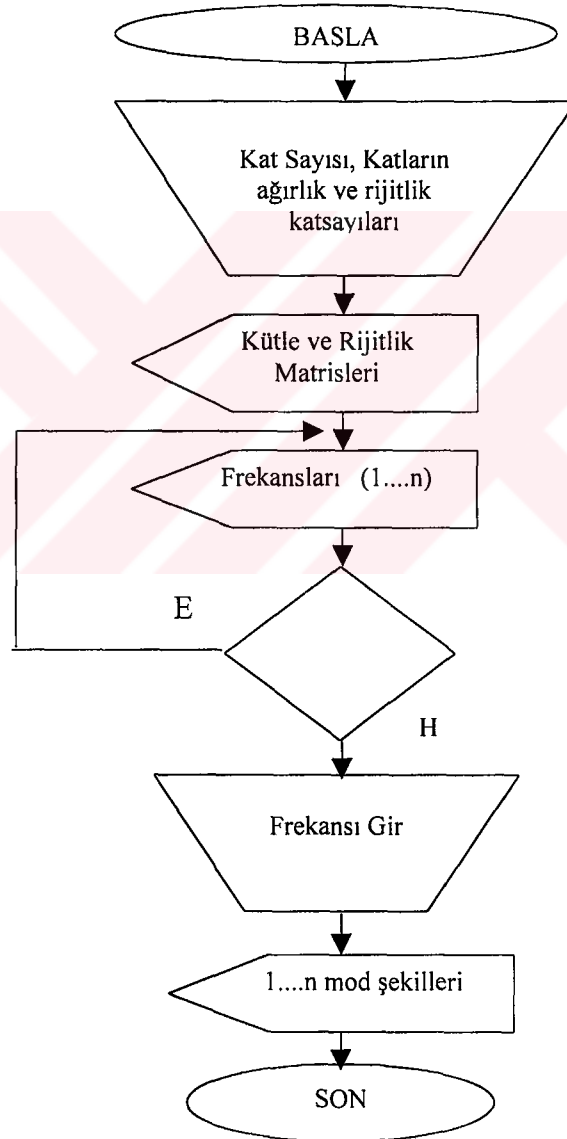
$$S_{pa}(Tr) = A(Tr).g / R_R(Tr) \quad (2.43)$$

ile hesaplanmıştır.[15,16]

2.4. Çok Serbestlik Dereceli Sistemlerde Serbest Titreşim Frekanslarının Tespiti İçin Hazırlanan Bilgisayar Programı

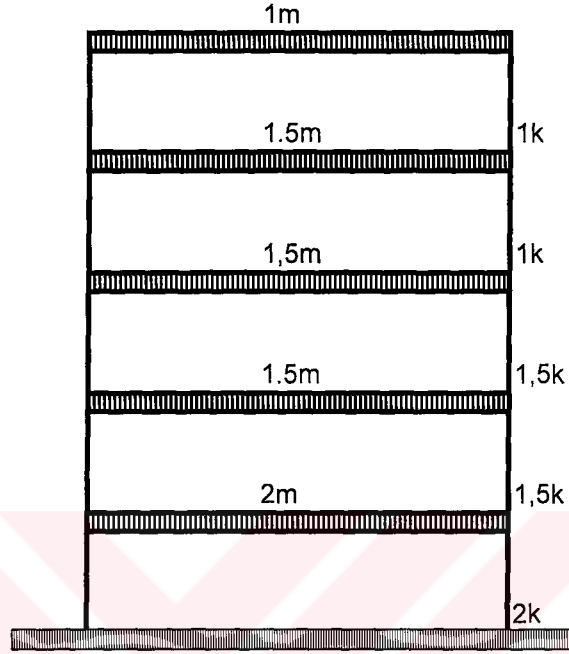
Bu tez çalışması içeriğinde 25 kata kadar binanın serbest titreşim frekansları, QBASIC programlama dilinde hazırlanan program yardımı ile tespit edilmiştir.

Program $n < 25$ katlı bir binada toplu kütleli sistem gözönüne alınarak her bir katın toplam rijitlik ve ağırlıkları bulunduktan sonra bina içerisindeki en küçük rijitlik ve ağırlıkları bölünerek elde edilen katsayıların girilmesiyle sistemin titreşim frekansları ve mod şekilleri tespit edilmektedir. EK- 1’de Bilgisayar programı listesi verilmiştir.



Şekil 2.4- Bilgisayar programının akış diyagramı

Şekil 2.5’de gösterilen 5 katlı çerçevenin serbest titreşim frekanslarının hazırlanan bilgisayar programı ile bulunmuştur.

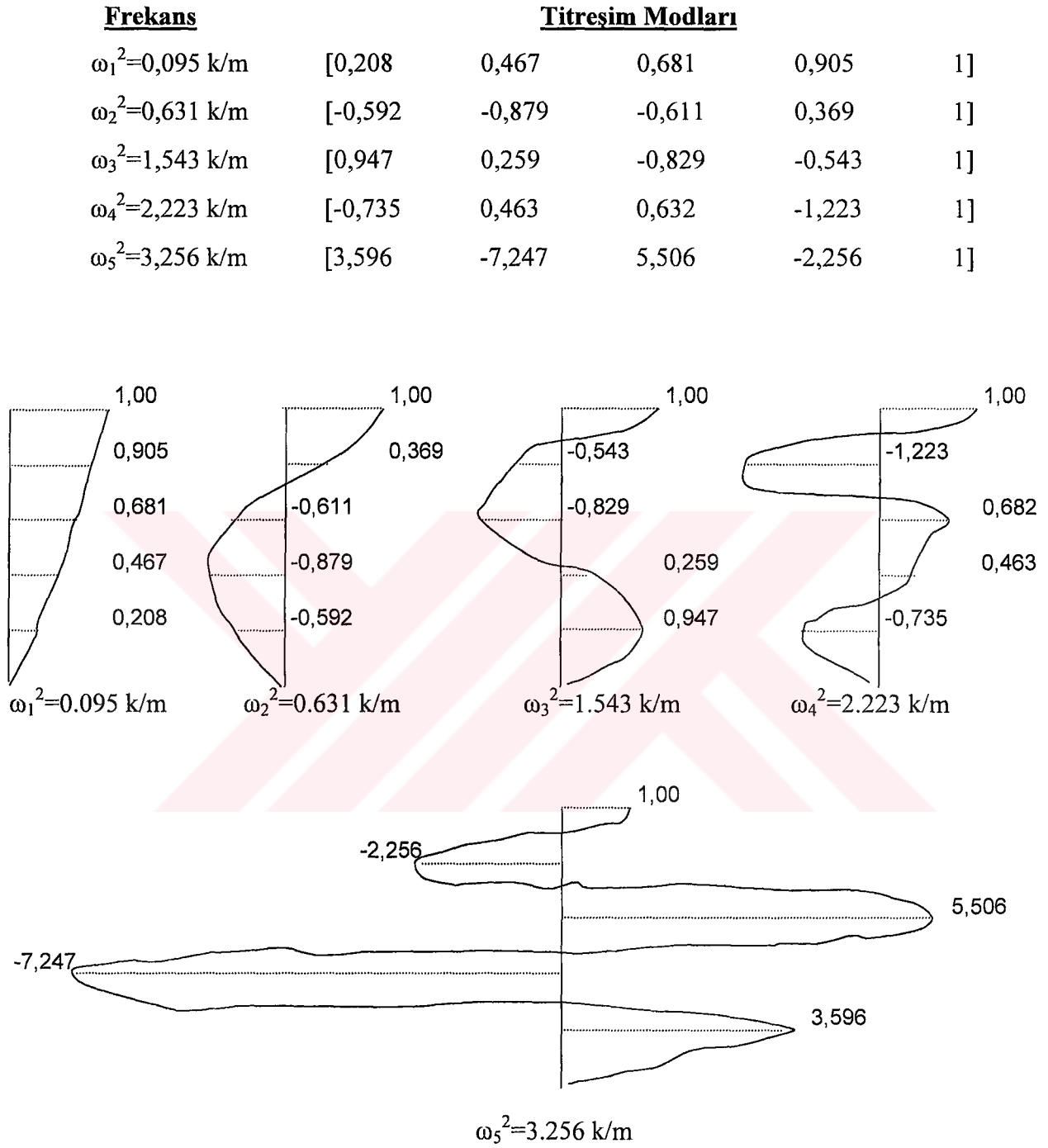


Şekil 2.5- Beş katlı döşemeleri sonsuz rijit çerçeve

$$\text{Kütle Matrisi } m = \begin{vmatrix} 2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1,5 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1,5 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1,5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{vmatrix}$$

$$\text{Rijitlik Matrisi } k = \begin{vmatrix} 3,5 & -1,5 & 0 & 0 & 0 \\ -1,5 & 3 & -1,5 & 0 & 0 \\ 0 & -1,5 & 2,5 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 2 & -1 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 1 \end{vmatrix}$$

Çerçevenin frekanslarının kareleri ve titreşim mod şekilleri



Şekil 2.6- Serbest titreşim frekansları ve mod şekilleri

3- KOMŞU KATLAR ARASI DAYANIM DÜZENSİZLİĞİ (Zayıf Kat)

Komşu katlar arası dayanım düzensizliği; yönetmelikte betonarme binalarda birbirine dik deprem doğrultusunun herhangi birinde bir kattaki etkili kesme alanının bir üst kattaki etkili kesme alanına oranı olarak tanımlanan dayanım düzensizliği katsayısı

$$\eta_{ci} = \frac{\Sigma(A_c)_i}{\Sigma(A_c)_{i+1}} \leq 0,80 \quad (3.1)$$

$$\Sigma A_c = \Sigma A_w + \Sigma A_g + 0,15 \Sigma A_k \quad (3.2)$$

tanımlanır.[1]

(3-1) ve (3-2) Denklemlerinden görüleceği üzere dayanım düzensizliği katsayısı kolon, perde elemanlarının enkesit alanlarına ve deprem doğrultusuna paralel dolgu duvar alanlarına bağlı olarak tespit edilmektedir.

Kolon ve perde enkesit alanları üst katlara doğru gerek düşey yük; gerekse yatay yüklerin azalmasından dolayı normalde bir alt kata göre enkesit alanları daha az olmaktadır.[22]

Bu nedenle dayanım düzensizliği katsayısını en çok etkileyen faktörün, deprem doğrultusuna paralel kargir duvar alanlarının olduğu söylenebilir.

Ülkemizde genellikle çok katlı yapıların zemin katları ticari amaca kullanıldığı için dolgu duvarları kaldırılmakta bu ise depremlerde bu katların hasar görmesine sebep olmaktadır.

3-1. Dolgu Duvarlar

Yapıda farklı mekanları birbirinden ayıran ve yapının dış ortamdan ayrılmasını sağlayan dolgu duvarlar bu özellikleri ile vazgeçilemezler. Öte yandan davranış ve ağırlıkları ile yapıyı önemli ölçüde etkilerler. Dolgu duvarları yapı ağırlığının artmasına ve yapı rijitliğinin değişmesine sebep olurlar.[11]

Dolgu duvarlarının kötü düzenlenmesi halinde rijitlik değişimi; yapıda eksantrisitenin artmasına kısa kolon ve yumuşak kat oluşmasına sebep olurlar.

Dolgu duvarların davranışı dikkate alınarak doğru şekilde düzenlenmeleri halinde; kısa kolon, yumuşak kat ve yapıda eksantrisitenin artması gibi olumsuzluklar önlenabilir. Dolgu duvarların; dinamik yatay yükler altında yapıda önemli ölçüde dayanım sağladığı bu konu ile ilgili araştırmacılar tarafından belirtilmektedir.

Ülkemizdeki uygulamalar; dolgu duvarları henüz pek dikkate alınamamakta. Davranışları ve etkileri düşünülmemekte, onlara sadece yük gözüyle bakılmaktadır.

Davranışı ihmal edilen dolgu duvarlar nedeniyle depremlerle dolgu duvarların sebep olduğu hasarlar çokça karşımıza çıkmaktadır. Gelişmiş ülkelerde ise dolgu duvarların yapıya sağlayacağı olumlu yöndeki etkiden daha çok yararlanma gayreti vardır. Dolgu duvarları, çerçeveleri oluşturma biçimlerine göre iki gruba ayrılır.[11]

a) Bağlantısız veya ayırık dolgu duvarlı çerçeve.

Bu dolgu duvarlı çerçeveler dolgu duvarların çerçeve elemanlarının yapımından sonra oluşturulması ile elde edilmektedir.

b) Bağlantılı veya ayırık olmayan dolgu duvarlı çerçeveler. Bu tür dolgu duvarlı çerçevelerde dolgu duvarlar kolon, kiriş elemanlarla beraber inşa edilmektedir.

Dolgu duvarları yatay yükler altında en önemli etkileri; yapının rijitlik yanında sönüm oranlarını da artırmasıdır.

Dolgu Duvarlar

- Dolgu duvar malzemesinin içsel sönümü
- Dolgu duvar içinde oluşan çatlak yüzeylerinin birbirine sürtünmesi
- Çerçeve dolgu duvar arasında meydana gelen sürtünmeler
- Ayırık dolgu duvarlı çerçevelerde dolgu duvarı çerçeve içinde titreşimi
- Ayırık olmayan dolgu duvarı çerçevelerde bağlantı elemanının çerçeve ile sürtünmesi şeklindeki davranış özellikleri ile yapının sönümünü artırmaktadır.

Böylece dolgu duvarlar yapının hem dayanım ve rijitliğini hem de enerji yutma kabiliyetini artırmaktadır.[11,17]

Dolgu duvarların rijitliğe katkısı göz önüne alınmadığından; binanın doğal titreşim periyodu gerçekten daha büyük çıkar. Periyodun büyümesi spektrum katsayısını küçülteceğinden deprem yükünün aşırı azaltılmasını önlemek için $T_{1A} > 1$ sn olması durumunda T_1 için $1,3 \times T_{1A}$ üst sınır şartı yönetmelikte ön görülmüştür.[1,7]

3.1.1. Dolgu duvarlı çerçevelerin yatay rijitliği

Şekil 3.1.'de verilen kolon elemanlarının yatay yöndeki rijitliği

$$k_w = a \cdot \frac{E_b \cdot I_i}{h_i^3} \quad (3.3)$$

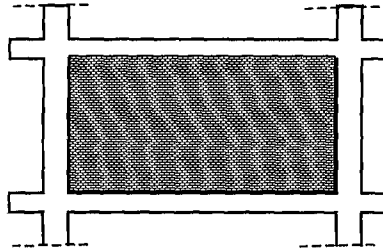
$$I_i = A_w \cdot r^2 \quad (3.4)$$

denklemleriyle geçiş yapılarak;

$$k_c = \frac{a \cdot E_b \cdot p_c \cdot A_f}{h_i \cdot \lambda^2} \quad (3.5)$$

$$\lambda = \frac{h_i}{r} \quad P_c = \frac{A_w}{A_f} \quad (3.6)$$

bulunmuştur.



Şekil 3.1- Dolgu duvarlı çerçeve

Duvar rijitliği, eğilme ve kaymadan doğan bileşenlerinin birim kuvvet altında verdiği toplamın tersi olarak tarif edilerek (3.7) denklemi elde edilmiştir.

$$k_d = \frac{1}{\frac{h_i^3}{C_d E_d A_d \ell_d^2} + \frac{h_i}{C_{da} G_d A_d}} \quad (3.7)$$

$$G_d = 0,4 G_d \quad P_d = \frac{A_d}{A_f} \quad (3.8)$$

$$K_d = \frac{E_d P_d A_f}{h_s \left[\frac{(h_s/\ell_d)^2}{c_d} + \frac{2,5}{c_{da}} \right]} \quad (3.9)$$

denklemi elde edilmiştir.

C_d = Konsol bir kiriş gibi çalışan dolu tuğlalardan imal edilmiş ise 0,4 değerine

C_{da} = Dolu kargır için 0,83 değerine sahip olmaktadır.

(3.9) denklemindeki duvar rijitliği,

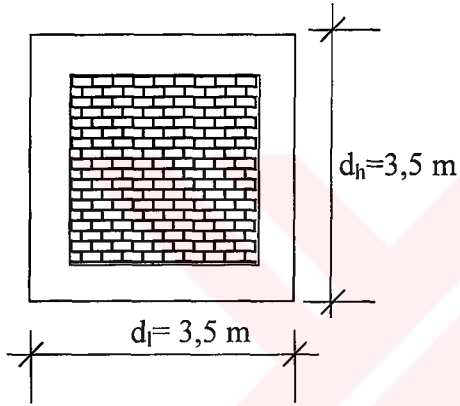
$$k_d = \frac{E_d t}{\left[4 \cdot \frac{h_s}{\ell_d} \right] + \left[3 \cdot \frac{h_s}{\ell_d} \right]} \quad (3.10)$$

şeklinde tespit edilmiştir.[30]

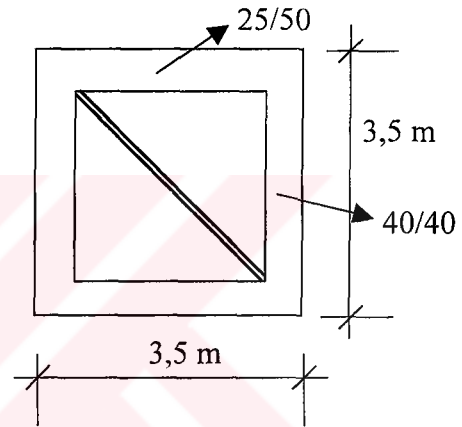
3.2. Dolgu Duvarlı Çerçevelerin Yatay Rijitliklerinin Hesabı İçin Matematiksel Model

Şekil 3.2’de gösterilen dolgu duvarlı çerçevenin yatay rijitliğin hesabı için (3.10) denklemi ile dolgu duvarın yatay rijitliği, çerçevenin toplam yatay yöndeki rijitliği, toplam yatay deplasman hesap edilmiştir.

Aynı çerçevenin Şekil 3.3’de gösterilen şekilde duvarlarını çelik diyagonal çubukla temsil edilerek yatay deplasmanın 1 cm olabilmesi için diyagonal çubuğun kesit alanı sonlu elemanlar metodu ile hesaplanmıştır.[43]



Şekil 3.2- Dolgu duvarlı çerçeve



Şekil 3.3- Dolgu duvarı temsil eden diagonal çubuklu çerçeve

$E_d=1000 \text{ N/mm}^2$ alınarak $d_h=3.5 \text{ m}$, 4.0 m , 4.5 m , 5.0 m yükseklikler için $d_l=1.5$, 2.0 , 3.0 , 4.0 , 4.5 , 5.0 m için boş çerçevenin ve tuğla duvarın rijitlikleri hesaplanmış, denklem (3.11)’e göre 1 cm deplasman için gerekli yatay kuvvetler tablo 3.1’de gösterilmiştir.

$$\delta_i = \frac{V_i}{\sum D_{ij}} \quad (3.11)$$

Tablo 3.1- Çerçeve yüksekliği ve açıklık değişimine göre yatay kuvvetlerin değişimi

Yükseklik (cm)	Açıklık (cm)	Çerçeve (k_c) KN/cm	Duvar (k_d) KN/cm	Yatay Kuvvet (KN)
350	150	186	26	212
	200	176	56	232
	350	156	214	370
	400	152	282	434
	450	148	355	503
	500	144	432	576
400	150	128	18	146
	200	122	39	161
	350	109	159	268
	400	106	214	320
	450	103	273	377
	500	100	337	438
450	150	92	12	104
	200	88	28	116
	350	79	121	200
	400	77	165	242
	450	75	214	289
	500	73	267	340
500	150	68	9	78
	200	66	21	87
	350	59	94	153
	400	58	129	187
	450	56	170	226
	500	55	214	269

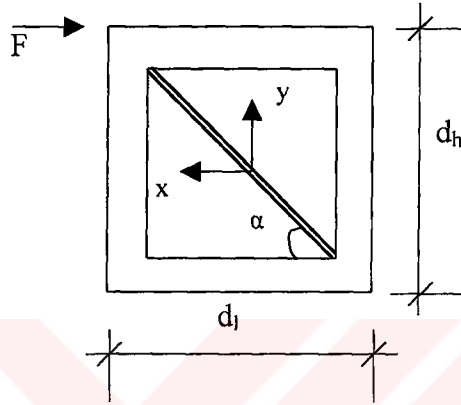
Dolgu duvarın kalınlığı 15 cm, çimento harçlı imal edildiği ve kesme dayanımı 0,015 KN/cm² alınarak taşıyacağı kesme kuvveti Tablo 3.2’de gösterilmiştir.

Tablo 3.2.- Duvar açıklığına göre çimento harçlı t=15 cm kalınlıklı duvarın taşıyacağı kesme kuvveti

Duvar Açıklığı cm	Duvar Yüksekliği Cm	Kesme Kuvveti KN
150	350	34
200	350	45
350	350	79
400	350	90
450	350	101
500	350	112

Tablo 3.1 incelendiğinde kat yatay rijitliğine dolgu duvarın büyük etkisi olduğu kiriş ve kolon boyları arttıkça yanal rijitlik azalmasına karşın; duvar açıklığının artması yanal rijitliği artırır, yüksekliğinin artması ise yanal rijitliği düşürmektedir.

Şekil 3.4 gösterilen çerçevenin yüksekliği sabit tutularak dolgu duvarı temsil eden diyagonal çubuğun yatayla yapmış olduğu açı değişimine göre sabit bir F yükü altında, dolgu duvarı temsil eden diyagonal çubuk alanı 5 cm² alınarak boş ve dolgu duvarlı çerçevenin yatayla deplasmanı hesaplanarak Tablo 3.3’de gösterilmiştir.



Şekil 3.4- Yatay kuvvet etki eden dolgu duvarı; diagonal çubukla temsil edilen çerçeve

Tablo 3.3- Aynı yatay yük altında dolgu duvarlı ve boş çerçevenin duvar açıklığının değişimine göre yatay deplasmanları

Açı (°)	Yükseklik cm	Açıklık cm	F (yük) KN	Boş Çerç. Deplasmanı (cm)	Dolgu Duvarlı Çerçeve Deplasmanı (cm)	Diagonal X Kuvveti KN
70	350	125	210	1,001	0,8955	25
60	350	200	210	1,037	0,8086	48
50	350	295	210	1,108	0,7597	67
45	350	350	210	1,150	0,7472	75
40	350	420	210	1,203	0,7495	79
30	350	605	210	1,340	0,7948	85

Dolgu duvar uzunluğunun değişimine göre taşıyacağı kesme kuvveti Denklem (3.12)’den hesaplanabilir.

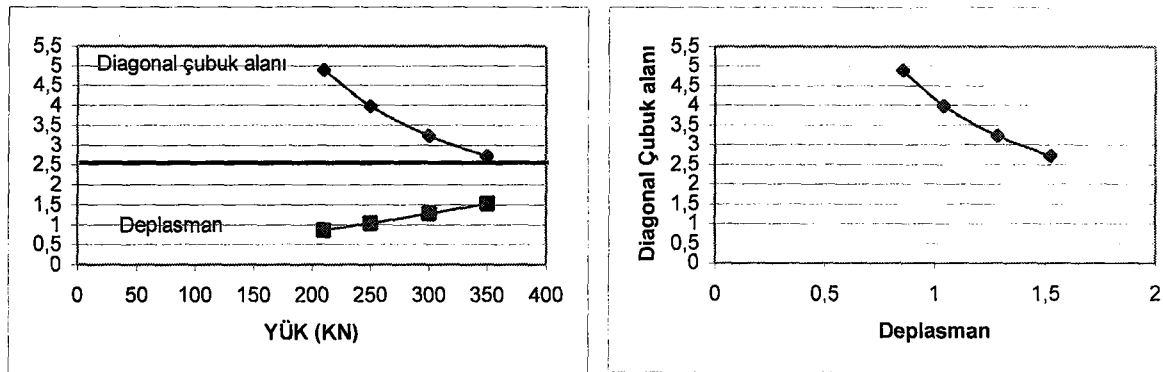
$$v_d = t_{dl} \cdot V_{kd} \quad (3.12)$$

$d_h=3,5$ m alınarak taşıyacağı kesme kuvveti $F=210, 250, 300, 350$ kn için diagonal çubuk alanları deplasmanlar Tablo 3.4’de gösterilmiştir.

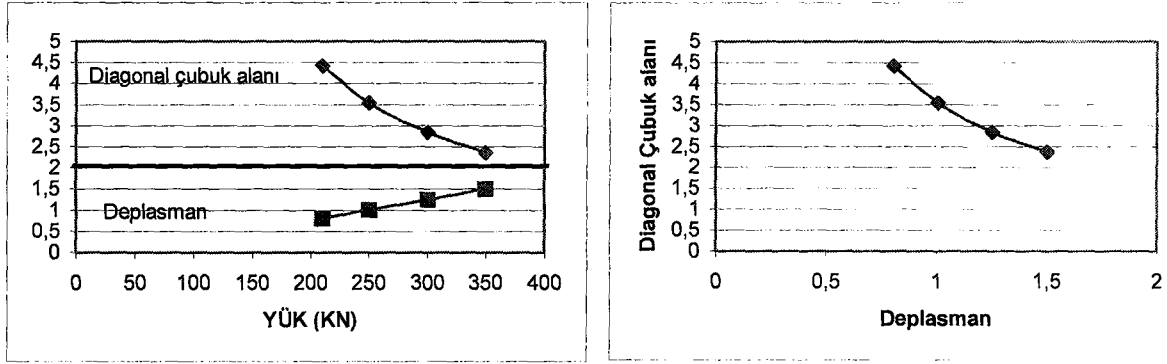
Tablo 3.4- Duvar uzunluğunun (açı) değişimine göre diyagonal çubuk alanları ve yatay deplasmanlar

Açı	Kesme Kuvveti V_d	F (yük) KN	Diagonal Çubuk Alanı (cm^2)	Deplasman (cm)
70^0	29	210	4,900	0,8557
		250	3,990	1,0400
		300	3,231	1,2850
		350	2,720	1,5240
60^0	48	210	4,430	0,8087
		250	3,540	1,0060
		300	2,840	1,2530
		350	2,370	1,5030
50^0	67	210	4,860	0,7578
		250	3,800	0,9651
		300	2,980	1,2290
		350	2,448	1,4930
45^0	79	210	5,470	0,7151
		250	4,176	0,9342
		300	3,220	1,2080
		350	2,624	1,4820
40^0	85	210	6,725	0,6582
		250	4,980	0,8867
		300	3,753	1,1730
		350	3,014	1,4590

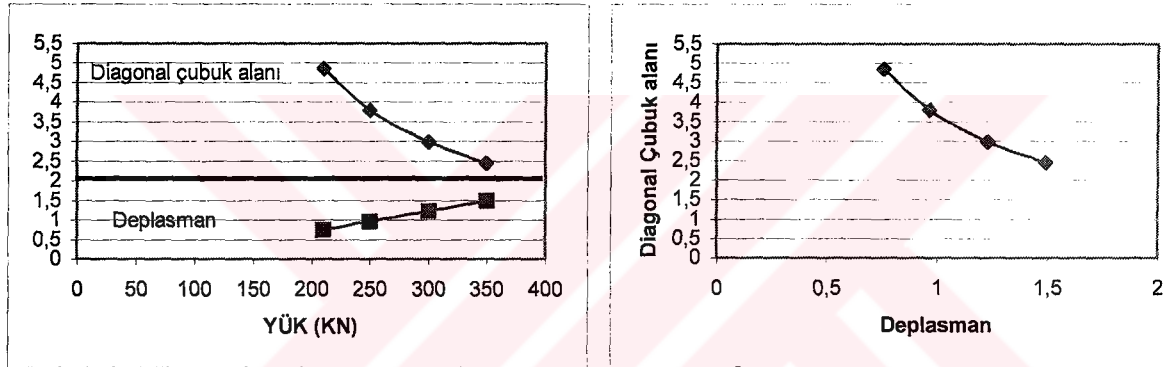
Duvar uzunluğunun değişimine göre yük-diyagonal çubuk alanı, yük-deplasman, deplasman-diagonal çubuk alanı grafikleri çizilmiştir.



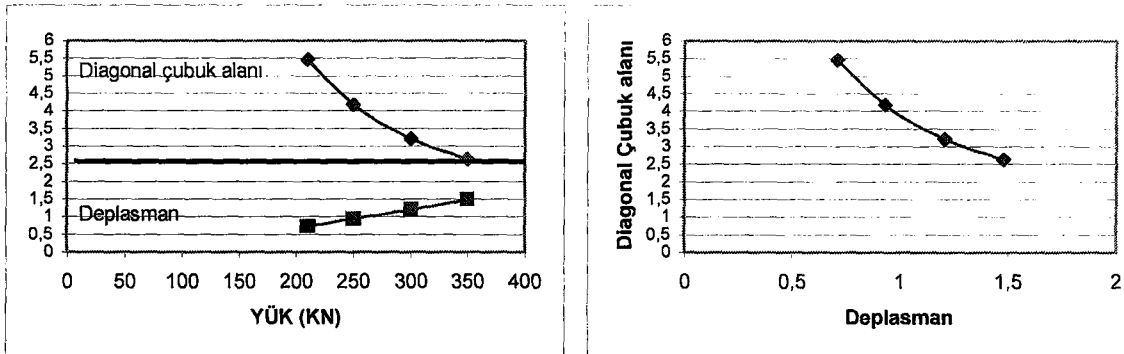
Şekil 3.5- $\alpha=70^0$ için Yük-Deplasman, Çubuk alanı, Deplasman-Çubuk alanı Grafiği



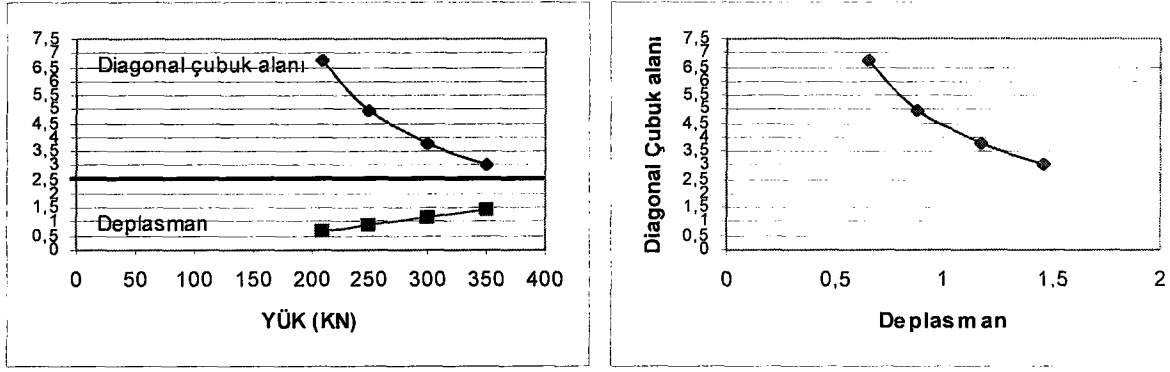
Şekil 3.6- $\alpha=60^\circ$ için Yük-Deplasman, Çubuk alanı, Deplasman-Çubuk alanı Grafiği



Şekil 3.7- $\alpha=50^\circ$ için Yük-Deplasman, Çubuk alanı, Deplasman-Çubuk alanı Grafiği



Şekil 3.8- $\alpha=45^\circ$ için Yük-Deplasman, Çubuk alanı, Deplasman-Çubuk alanı Grafiği



Şekil 3.9- $\alpha=40^\circ$ için Yük-Deplasman, Çubuk alanı, Deplasman-Çubuk alanı Grafiği

3.3- I. ve II. Derece Deprem Bölgelerinde Dolgu Duvarlı Çerçevelerin Davranışı

Birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde yerel zemin sınıflarına göre $T_1=0,60$, sn bina önem katsayısı $A=1,4$, süneklik düzeyi normal $R=4$, kat yükseklikleri eşit alınarak taban kesme kuvveti bina ağırlığı W göre Tablo 3.5'de gösterilmiştir.

Tablo 3.5- I. ve II. derece deprem bölgelerinde yerel zemin sınıflarına göre bina ağırlığı cinsinden taban kesme kuvvetleri

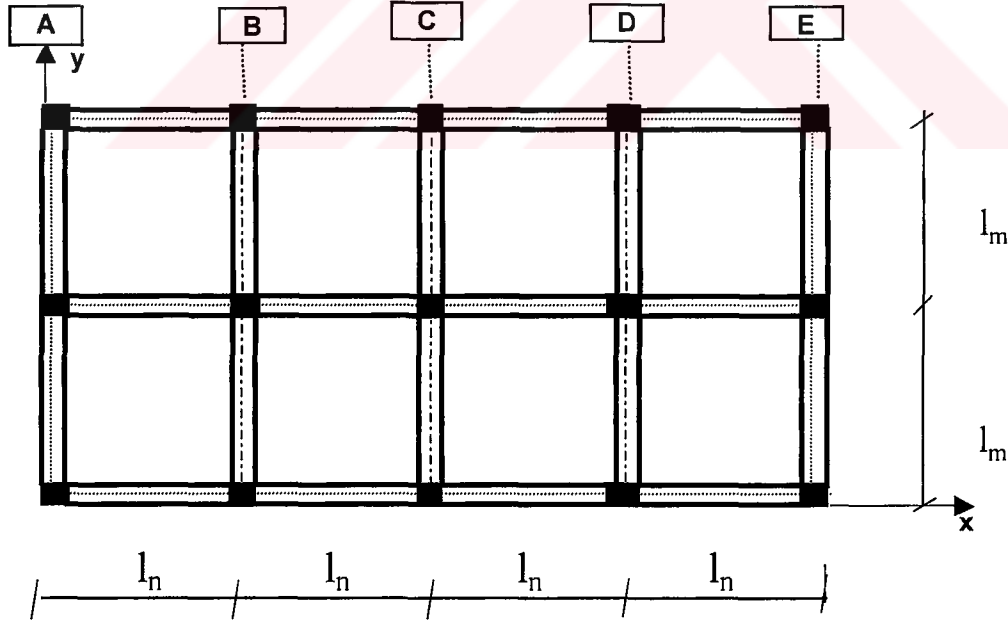
Yerel Zemin Sınıfı	Deprem Bölgesi	
	I	II
Z_1	0,20W	0,15W
Z_2	0,25W	0,187W
Z_3	0,35W	0,262W
Z_4	0,35W	0,262W

Kat yükseklikleri ve ağırlıkları eşit alındığından beş katlı çerçevede katlara gelen kat kesme kuvvetleri yerel zemin sınıflarına göre I. ve II.derece deprem bölgeleri için Tablo 3.6 da gösterilmiştir.

Tablo 3.6- I. ve II.derece deprem bölgelerinde kat yükseklikleri ve ağırlıkları eşit olan beş katlı binanın katlarına gelen kesme kuvvetlerinin bina ağırlığına göre dağılımı

Kat No	I°				II°			
	Yerel Zemin Sınıfı				Yerel Zemin Sınıfı			
	Z_1	Z_2	Z_3	Z_4	Z_1	Z_2	Z_3	Z_4
1	0,013W	0,0163W	0,023W	0,023W	0,0099W	0,0123W	0,0172W	0,0172W
2	0,026W	0,033W	0,0462W	0,0462W	0,0198W	0,0246W	0,0348W	0,0348W
3	0,04W	0,049W	0,0693W	0,0693W	0,0297W	0,0370W	0,0523W	0,0523W
4	0,053W	0,066W	0,0924W	0,0924W	0,0396W	0,0493W	0,0697W	0,0697W
5	0,066W	0,082W	0,015W	0,015W	0,0495W	0,0617W	0,0872W	0,0872W

Şekil 3.10’da kalıp planı gösterilen beş katlı binada X yönündeki bir deprem kuvvetinden; katlara etkiyen yatay kuvvetleri katlardaki kolonların eşit boyutta olduğu yatay yöndeki yerdeğiştirme rijitliği D_{ij} ile orantılı olarak karşıladığı düşünülerek gelen kat kesme kuvveti a, b, c, d, e akslarına 1/5 oranında etkiyecektir.



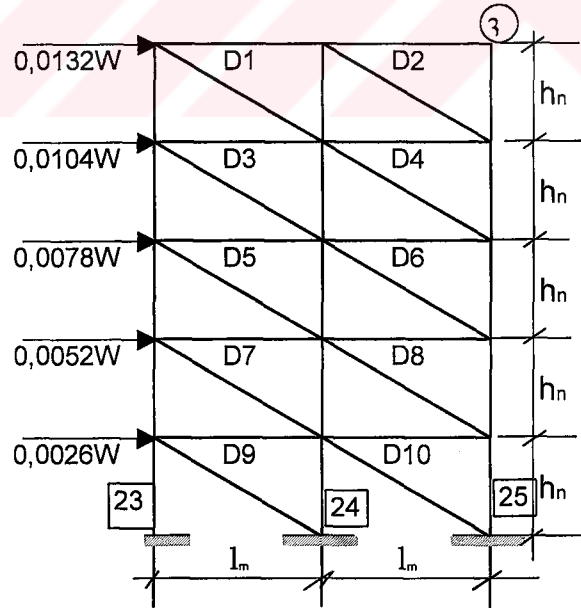
Şekil 3.10- Kalıp Planı

A ve E akslarındaki çerçevelere etkiyen kesme kuvvetleri I. ve II.derece deprem bölgeleri ve Z_1 , Z_3 yerel zemin sınıfları için tablo 3.7’de gösterilmiştir.

Tablo 3-7 I. ve II.derece deprem bölgesinde Z_1 , Z_3 yerel zemin sınıflarında katlara gelen kesme kuvvetleri

Kat No	Deprem Bölgesi			
	I°		II°	
	Z_1	Z_3	Z_1	Z_3
1	0,0026W	0,00462W	0,00198W	0,00344W
2	0,0052W	0,00924W	0,00396W	0,00696W
3	0,0078W	0,0138W	0,00594W	0,0104W
4	0,0104W	0,018W	0,007925W	0,0139W
5	0,0132W	0,0231W	0,0099W	0,0174W

Tablo 3-7’deki kuvvetler göre şekil 3-11 deki çerçevenin l_m açıklıkların değişimine göre daha önceden tespit edilen diagonal çubuk alanları dikkate alınarak sonlu elemanlar metoduyla dolgu duvarın aldığı kesme kuvvetleri tespit edilmiştir.



Şekil 3.11- I.derece deprem bölgesi Z_1 yerel zemin sınıfı için katlara etkiyen kesme kuvvetleri

Tablo 3-8 de l_m duvar uzunluğunun (açı) değişmesi durumunda binaya etkiyen kesme kuvvetinin çerçevedeki dolgu duvar tarafından yüzde olarak karşıladığı değerler gösterilmiştir.

Tablo 3.8 - Duvar uzunluğunun değişimine göre kesme kuvvetlerinden dolgu duvarın karşıladığı kat kesme kuvveti yüzdesi

Diagonal Çubuk No	Açı (duvar uzunluğu)				
	70°	60°	50°	45°	40°
D ₁	8,25	13,24	19,03	22,33	26,38
D ₂	8,00	12,81	18,33	21,38	24,9
D ₃	7,77	12,26	17,45	20,42	24,06
D ₄	7,79	12,09	17,29	20,25	23,86
D ₅	7,56	11,76	16,56	19,46	22,88
D ₆	7,89	11,76	16,76	19,52	23,16
D ₇	7,48	11,40	16,13	18,81	22,09
D ₈	8,30	11,55	16,43	19,22	22,70
D ₉	7,59	11,09	15,50	18,28	22,46
D ₁₀	9,22	11,41	16,18	18,93	22,36

Aynı yük altında Şekil 3.11’de gösterilen 3 nolu noktanın veya çerçevenin yapmış olduğu toplam deplasmana katlardaki yer değiştirmeleri yüzde katkıları duvar uzunluğunun değişimine göre Tablo 3.9’da gösterilmiştir.

Tablo 3.9- Çerçevedeki kat deplasmanlarının çerçevenin toplam deplasmanına oranının yüzdesi

Kat No	Açı (duvar uzunluğu)				
	70°	60°	50°	45°	40°
1	9,47	9,47	9,47	9,47	9,47
2	10,40	10,40	10,40	10,40	10,40
3	21,6	21,6	21,6	21,6	21,6
4	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2
5	27,3	27,3	27,3	27,3	27,3

Aynı çerçevenin dolgu duvarlı ve dolgu duvarsız olarak aynı yük altında yapmış olduğu toplam deplasman duvar uzunluğunun (açı) değişimine göre Tablo 3.10'da gösterilmiştir.

Tablo 3.10- Aynı yatay yük altında dolgu duvarlı ve duvarsız çerçevedeki toplam deplasman

Çerçeve	Açı (duvar uzunluğu)				
	70 ⁰	60 ⁰	50 ⁰	45 ⁰	40 ⁰
	Deplasman (cm)				
Dolgu Duvarlı	0,3757	0,3343	0,2984	0,2775	0,2516
Dolgu Duvarsız	0,4755	0,4388	0,4465	0,4520	0,4591

Şekil 3.11'de gösterilen çerçevenin D₉, D₁₀ nolu diagonal çubukların olmaması yani dolgu duvarın bulunmaması durumunda duvar uzunluğunun değişimine göre çerçevedeki toplam deplasman Tablo 3.11'de gösterilmiştir.

Tablo 3.11- Zemin katta dolgu duvar olması durumunda çerçevenin toplam deplasmanı

	Açı (duvar uzunluğu)				
	70 ⁰	60 ⁰	50 ⁰	45 ⁰	40 ⁰
Deplasman (cm)	0,3991	0,3650	0,3437	0,3322	0,3182

Tablo3.12'de ise zemin kattaki dolgu duvarın olmaması durumunda toplam deplasmandaki artış yüzdesi gösterilmiştir.

Tablo 3.12- Zemin katın dolgu duvarsız olması durumunda çerçevedeki toplam deplasman artış yüzdesi

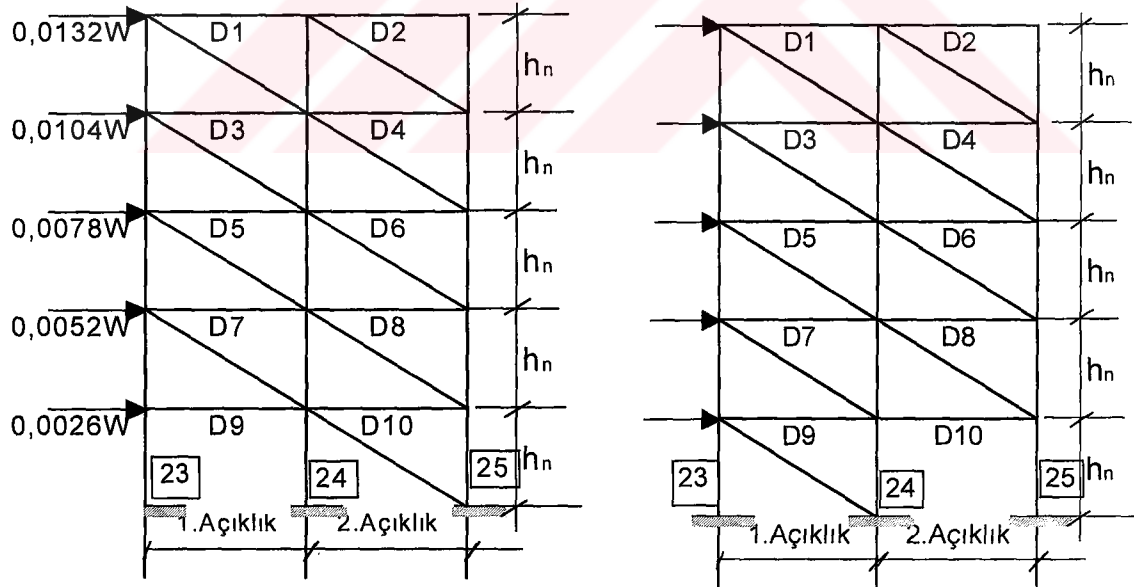
	Açı (duvar uzunluğu)				
	70 ⁰	60 ⁰	50 ⁰	45 ⁰	40 ⁰
Deplasman % artış	6,22	9,18	15,18	19,71	26,67

Aynı yük altında zemin katta dolgu duvar bulunup bulunmaması durumuna göre zemin katta bulunan Şekil 3.11'deki 23, 24, 25 nolu kolonlara gelen kesme kuvvetlerindeki artış değerleri Tablo 3.13'de gösterilmiştir.

Tablo 3.13- Zemin kattaki kesme kuvveti artış yüzdeleri

Kolon No	Açı (duvar uzunluğu)				
	70°	60°	50°	45°	40°
23	20	29	45	57	75
24	16	28	49	62	83
25	27	29	45	57	74

Şekil 3.12'de çerçevenin zemin kattaki birinci ve ikinci açıklığında dolgu duvarın olmaması durumunda 23-24-25 nolu kolonlarda kesme kuvvetlerindeki artış yüzdeleri ise Tablo 3.14 ve Tablo 3.15'de gösterilmiştir.



Şekil 3.12- Zemin katın bir bölümünün dolgu duvarlı olması

Tablo 3.14- Deprem yönünde zemin katta birinci açıklığın dolgu duvarsız olması durumunda zemin kat kolonlarında kesme kuvveti artış yüzdesi

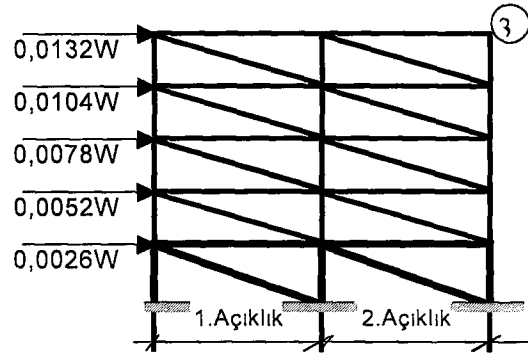
Kolon No	Açı (duvar uzunluğu)				
	70 ⁰	60 ⁰	50 ⁰	45 ⁰	40 ⁰
23	6	11	16	22	25
24	7	12	18	23	27
25	12	13	17	22	25

Tablo 3.15- Deprem yönünde zemin katta ikinci açıklığın dolgu duvarsız olması durumunda zemin kat kolonlarında kesme kuvveti artış yüzdesi

Kolon No	Açı (duvar uzunluğu)				
	70	60	50	45	40
23	12	13	17	22	25
24	7	12	18	23	27
25	6	11	16	22	25

3.4. Dolgu Duvarlı Çerçevelerin Yatay Deplasman Davranışına Göre Kolonların Boyut Değişimi

Aynı yatay yük altında Şekil 3.13’de gösterilen çerçevenin I.açıklık sabit tutularak II.açıklıkların değişmesi durumunda 3 nolu noktadaki toplam yatay deplasmanın; dolgu duvarsız çerçevede de aynı olmasını sağlanması için çerçevedeki kolon kesit alanlarındaki artış yüzdeleri Tablo 3.15’de gösterilmiştir.



Şekil 3.13- Dolgu duvarlı beş katlı çerçeve

Tablo 3.16- Boş ve dolu çerçevelerin aynı yük altında deplasman ve boş çerçevelerin dolu çerçeve ile aynı deplasmanı yapması için kolon alanlarındaki artış yüzdeleri

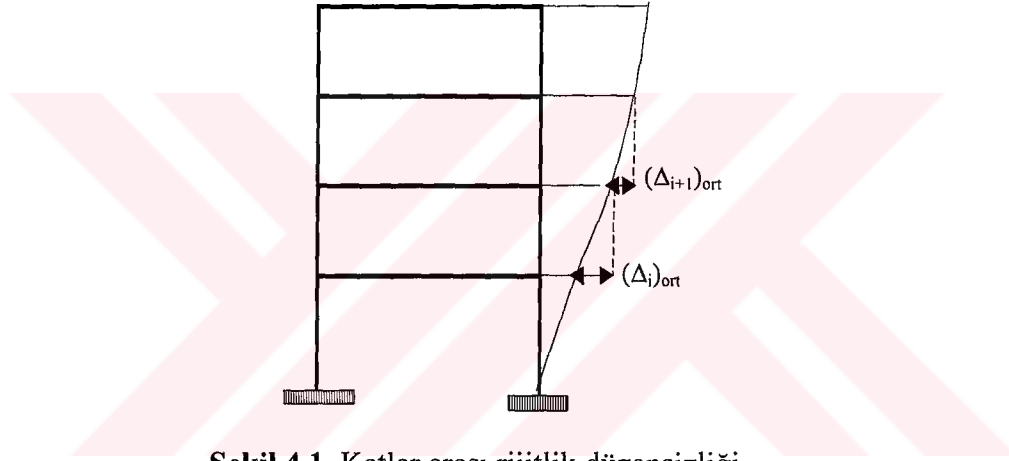
I.Açıklık (Açı)	II.Açıklık (Açı)	Dolgu Duv. Deplasmanı (cm)	Boş Çerçeve Deplasmanı (cm)	Kolon Alanı Artışı %
70 ⁰	70 ⁰	0,3779	0,4755	11
	60 ⁰	0,1511	0,1895	11
	50 ⁰	0,1430	0,1911	20
	45 ⁰	0,1381	0,1934	23
	40 ⁰	0,1315	0,1964	29
60 ⁰	70 ⁰	0,1349	0,1826	15
	60 ⁰	0,3343	0,4388	15
	50 ⁰	0,1456	0,2056	25
	45 ⁰	0,1372	0,2047	30
	40 ⁰	0,1286	0,2061	38
50 ⁰	70 ⁰	0,1381	0,2083	20
	60 ⁰	0,1057	0,1687	25
	50 ⁰	0,2982	0,4465	30
	45 ⁰	0,1605	0,2407	33
	40 ⁰	0,1376	0,2263	41
45 ⁰	70 ⁰	0,1354	0,2196	23
	60 ⁰	0,1067	0,1768	34
	50 ⁰	0,033	0,1338	50
	45 ⁰	0,2775	0,4520	31
	40 ⁰	0,1534	0,2506	42
40 ⁰	70 ⁰	0,1292	0,2311	27
	60 ⁰	0,1028	0,1827	40
	50 ⁰	0,0751	0,1716	56
	45 ⁰	0,0047	0,1350	53
	40 ⁰	0,2516	0,4591	40

4. KOMŞU KATLAR ARASI RİJİTLİK DÜZENSİZLİĞİ (Yumuşak Kat)

Yapıların depreme karşı davranışlarını olumsuz yönde etkileyen; bu nedenle tasarımından ve yapımından kaçınılması uygun olan yapısal düzensizliklerden birisi de bu çalışmanın konusu olan katlar arası rijitlik (B2) düzensizliğidir.

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için herhangi bir kattaki ortalama görelî kat ötelenmesinin bir üstteki ortalama görelî kat ötelemesine oranı rijitlik düzensizliği katsayısı olarak tanımlanır. $\eta_{ki} > 1,50$ böyle olması durumudur.[1,25]

Katlar arası rijitlik düzensizliği Şekil 4.1’de gösterilmiştir.



Şekil 4.1. Katlar arası rijitlik düzensizliği

$$\eta_{ki} = \frac{(\Delta_i)_{ort}}{(\Delta_{i+1})_{ort}} \quad (4.1)$$

$$(\Delta_i)_{ort} = \frac{((\Delta_i)_{max} + (\Delta_i)_{min})}{2} \quad (4.2)$$

$$(\Delta_i) = d_i - d_{i-1} \quad (4.3)$$

Görelî kat ötelenmesi, herhangi bir kolon veya perde için ardışık iki kat arasındaki ardışık yerdeğiştirme farkını ifade etmektedir.

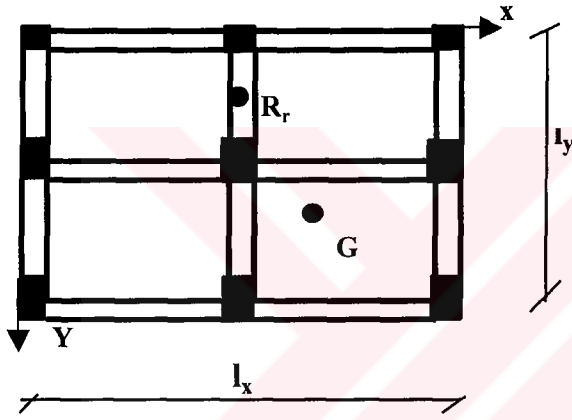
Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik’te $(\Delta_i)_{max}$ Denklem (4.4)-(4.5)’de verilen koşulların elverişsiz olanını sağlayacaktır.

$$\frac{(\Delta_i)_{\max}}{h_i} \leq 0,0035 \quad (4.4)$$

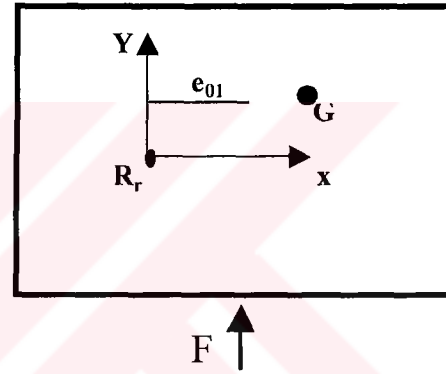
$$\frac{(\Delta_i)_{\max}}{h_i} \leq \frac{0,02}{R} \quad (4.5)$$

Görelî kat ötelenmesi hesabında $\pm\%5$ ek dışmerkezlîk etkileri de dikkate alınması gerektiğî de belirtilmiştir.[1]

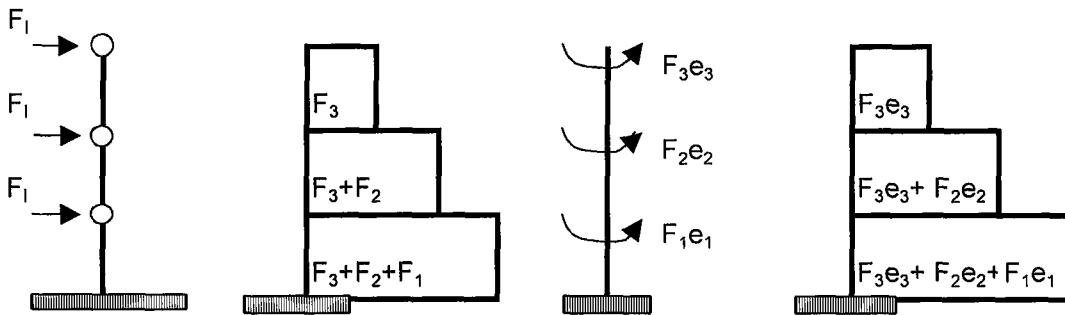
Şekil 4.2’de verilen kalıp planındaki ek dış merkezlîk Şekil 4.3’de gösterilmiştir.



Şekil 4.2. Kalıp Planı



Şekil 4.3- y-y yönünde kat kesme kuvvetinde ek dış merkezlîk



Şekil 4.4- Yatay yüklerde meydana gelen kat kesme kuvveti ve burulma momenti

Kat ağırlık merkezi koordinatları, her kolonun X ve Y doğrultusunda D_{ij}^x , D_{ij}^y rijitlikleri ve kat kalıp planında seçilen X^s , Y^s koordinat sistemine göre X^{sj} , Y^{sj} koordinatları hesaplanır.[15,16,17]

Katların rijitlik merkezi koordinatları

$$X_R = \frac{\sum D_{ij}^y \cdot X^{sj}}{\sum D_{ik}^y} \quad (4-6)$$

$$Y_R = \frac{\sum D_{ij}^x \cdot Y^{sj}}{\sum D_{ik}^x} \quad (4-7)$$

hesaplanır.

Her kolonun kat rijitlik koordinatlarının farkı hesaplanarak

$$x_j = x^{sj} - X_R \quad y_j = y^{sj} - Y_R \quad (4-8)$$

Kat burulma rijitliği ise

$$D_i = \sum (x_j^2 \cdot D_{ij} + y_j^2 \cdot D_{ij}^x) \quad (4-9)$$

Ek dış merkezlik x-x yönünde

$$e_x = -x X_R + X_G \pm 0,051x \quad (4-10)$$

Burulma momenti ise

$$T_B = F_i \cdot e \quad (4-11)$$

y-y yönündeki depremde kolonun y yönündeki kesme kuvveti

$$V_{ij}^y = \frac{F_j^y \cdot D_{ij}^y}{\sum D_{ik}^y} + T_B \cdot X_j \cdot \frac{D_{ij}^y}{D_i} \quad (4-12)$$

olur iken aynı kolonda y-y yönündeki depremde x yönünde

$$V_{ij}^x = -T_B \cdot y_j \cdot \frac{D_{ij}^x}{D_i} \quad (4-13)$$

kesme kuvveti oluşturmaktadır.

x-x yönündeki depremde ise x yönündeki j kolonda kesme kuvveti

$$V_{ij}^z = \frac{F_j^z \cdot D_{ij}^z}{\sum D_{ik}^z} - T_B \cdot y_j \cdot \frac{D_{ij}^z}{D_i} \quad (4-14)$$

Aynı kolonda x-x yönündeki depremde y yönünde

$$V_{ij}^y = -T_B \cdot x_j \cdot \frac{D_{ij}^y}{D_i} \quad (4-15)$$

kesme kuvveti oluşmaktadır.

Yumuşak kat iki nedenle oluşmaktadır.

- a- Kat yüksekliklerinin farklı olması nedeniyle çok narin kolonlar oluşmasından
- b- Diğer katlarda dolgu duvar olması söz konusu katın açık olması

4-1- Amprik Fourier Genlik Spekturumu

Fourier genlik spekturumu deprem odak parametreleri odak uzaklığı zemin koşullarına bağlı olarak amprik yöntemlerle McGuire tarafından önerilen yöntem ile S_v değerleri

$$S_v = e^{(b_1 + b_2 \cdot M_L + b_3 \cdot Y)} R_3^b \quad (4-16)$$

ile hesaplanır.

M_L Depremin magnitudünü R : kilometre olarak odak uzaklığını Y zemin koşullarına bağlı bir parametre olup, sert zeminlerde $Y=0$ yumuşak zeminlerde $Y=1$ alınmaktadır.[45]

(4-16) denkleminde regresyon katsayıları olan b_1 , b_2 , b_3 , b_4 , 70 adet deprem kayıtlarına dayanarak frekansın fonksiyonu olarak tayin edilmişlerdir. Tablo 4-1 de gösterilmiştir.

Tablo 4.1- Amprik Fourier Genlik spektrumu regresyon katsayıları

Frekans	b_1	b_2	b_3	b_4
0,2	-3,36	1,20	-1,61	0,32
0,5	-3,40	1,44	-0,89	0,53
1	-1,24	1,12	-0,89	0,68
2	0,05	1,09	-1,11	0,25
5	0,35	1,01	-1,11	-0,45
10	-0,02	1,04	-1,27	-0,70
20	-1,59	0,75	-1,21	-0,31

Denklem (4-16)'da $M_L=8 - 7,1 - 6 - 5$ için ve odak uzaklığı 20, 50, 75, 100 Km için yumuşak zemin için tablo 4-2 de, sert zemin içinde Tablo 4-3 de S_v değerleri periyoda bağlı olarak gösterilmiştir.

Tablo 4-2 Yumuşak zeminde; deprem magnitüdü, odak derinliği ve periyod değişimine göre $S_v(\text{cm/sn})$ değerleri

T (sn)	ODAK UZAKLIĞI (Km.)				
	20	50	75	100	
5	113	94,95	50,72	42,55	$M_L=8$
2	396	175,61	122,41	94,76	
1	309	136,76	95,33	73,8	
0,5	297	107,51	68,55	49,81	
0,2	105	38	24,22	17,6	
0,1	32	9,39	5,39	3,63	
0,05	1,61	0,53	0,33	0,23	
5	38	22	17,22	14,46	$M_L=7,1$
2	108	22,05	33,49	25,92	
1	112	48,05	34,79	26,83	
0,5	111	49,91	25,7	18,67	
0,2	42	40,31	9,76	7,09	
0,1	12	13,31	2,11	1,42	
0,05	0,81	0,27	0,16	0,11	
5	10,3	5,89	4,6	3,86	$M_L=6$
2	22,28	9,86	6,87	5,31	
1	32,91	14,56	10,14	7,85	
0,5	33,6	12,15	7,74	5,63	
0,2	13,93	5,04	3,12	2,33	
0,1	4,11	1,17	0,67	0,46	
0,05	0,36	0,12	0,07	0,05	
5	3,1	1,77	1,38	1,16	$M_L=5$
2	5,27	2,33	1,62	1,26	
1	10,73	4,75	3,31	2,56	
0,5	11,29	4,06	2,6	1,89	
0,2	5,07	1,33	1,17	0,85	
0,1	1,45	0,41	0,23	0,16	
0,05	0,17	0,06	0,03	0,02	

Tablo 4.3- Sert zeminde; deprem magnitüdü, odak derinliği ve periyod değişimine göre $S_v(\text{cm/sn})$ değerleri

T (sn)	ODAK UZAKLIĞI (Km.)				
	20	50	75	100	
5	82,48	4710	36,83	30,9	$M_L=8$
2	233,64	103,36	72,05	55,77	
1	156,61	69,28	48,3	37,38	
0,5	231,53	88,73	53,38	38,79	
0,2	164,8	59,59	38	27,65	
0,1	66,4	18,92	10,85	7,32	
0,05	2,19	0,72	0,44	0,31	
5	28,21	16,01	12,51	10,49	$M_L=7,1$
2	63,93	28,28	19,75	15,26	
1	57,15	25,28	17,62	13,65	
0,5	86,81	31,39	20,01	14,54	
0,2	66,4	24,01	13,31	11,12	
0,1	26,04	7,42	4,26	2,87	
0,05	1,11	0,36	0,23	0,16	
5	7,48	4,27	3,34	2,8	$M_L=6$
2	13,11	5,8	4,04	3,13	
1	16,67	7,37	5,14	3,98	
0,5	26,17	9,46	6,04	4,38	
0,2	21,86	7,9	5,04	3,66	
0,1	8,3	2,36	1,35	0,91	
0,05	0,48	0,16	0,098	0,07	
5	2,25	1,29	1	0,84	$M_L=5$
2	3,11	1,37	0,95	0,74	
1	5,44	2,41	1,67	1,29	
0,5	8,79	3,18	2,02	1,47	
0,2	7,96	2,88	1,83	1,33	
0,1	2,93	0,84	0,47	0,32	
0,05	0,23	0,08	0,05	0,03	

4-2 Yapılan Çalışma

Şekil 4.5 kalıp planı gösterilen 8 katlı bir binanın y-y doğrultusunda Şekil 4.6'da gösterilen 1999 yılı Kocaeli depreminin doğu batı bileşeninin hız spektrum eğrisinden yararlanılarak modların süper pozisyonu yöntemiyle

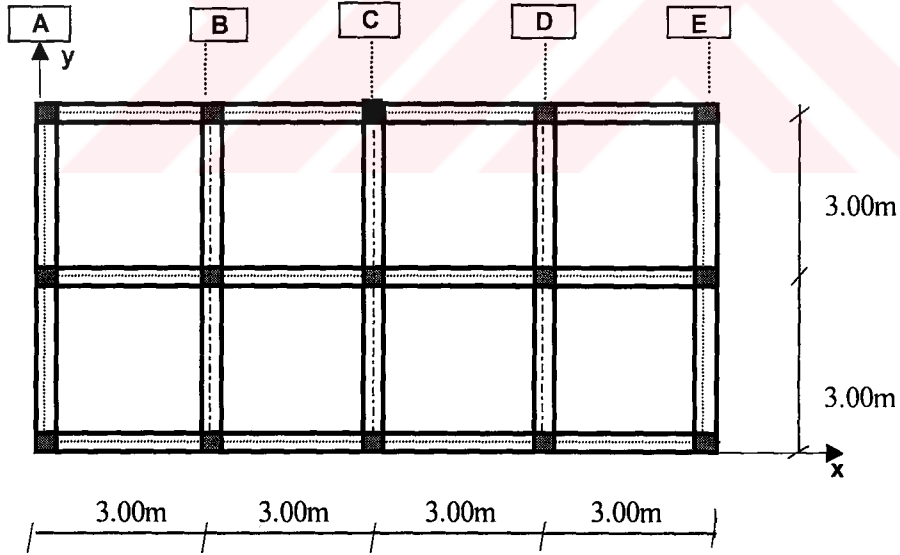
- Bütün kat yükseklikleri $h_i=3,00$ m.
- Zemin kat yüksekliği $h_z=3,50$ m diğer katlar 3,00 m.
- Zemin kat yüksekliği $h_z=4,00$ m diğer katlar 3,00 m.
- Zemin kat yüksekliği $h_z=4,50$ m diğer katlar 3,00 m.

- e) Denklem (4.17)'de verilen şekilde atalet momentinin katlarda doğrusal değişimi durumunda

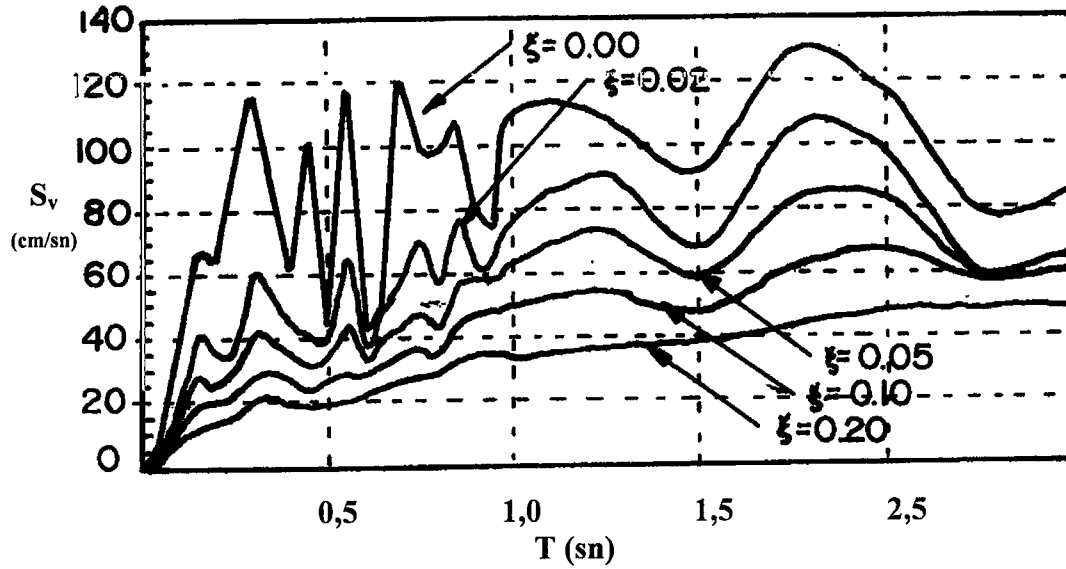
$$I_i = I_z \left(1 + (a_a - 1) \frac{h_i}{H} \right) \quad (4.17)$$

$$a_a = \frac{I_u}{I_z} \quad (4.18)$$

- f) a, d, e Şıklarında belirtilen durumlar için birinci mod şekline göre binanın tespit edilen birinci doğal titreşim periyodu dikkate alınarak $M_L = 8 - 7,1 - 6$ magnitütlü depremler, yumuşak ve sert zeminler için odak uzaklığı 20, 50, 75, 100 Km. olması durumunda, kat kesme kuvvetleri, maksimum kat yer değiştirmeleri, göreceli kat yer değiştirme katsayıları ve taban kesme kuvvetleri bulunacaktır.



Şekil 4.5- Çalışma yapılan kalıp planı



Şekil 4.6- Kocaeli depreminin (1999) doğu-batı birleşimleri hız-spektrum eğrileri

4.2.1- Kolon Kiriş Boyutları ve Kat Ağırlıkları

Kolon ve kiriş kesitleri tablo 4-3 de gösterilmiştir. Betonun elastisite modülü 2850 kn/cm^2 alınmıştır.

Tablo 4.4- Kolon kiriş boyutları ve kat ağırlıkları

Kat No	Kolonlar (cm/cm)	Kirişler (cm/cm)	W(KN)
1	50/50	25/50	2736
2	50/50	30/50	2756
3	45/45	25/50	2756
4	45/45	25/50	2756
5	45/45	25/50	2756
6	40/40	25/50	2756
7	40/40	25/50	2756
8	40/40	25/50	2418

4.2.2- Döşemeler

Tüm katlarda döşeme kalınlığı 12 cm ve betonun elastisite modülü 2850 kn/cm^2 alınmıştır. Döşemelerin yatay yöndeki rijitlikleri sonsuz olduğu kabul edilmektedir.

4.2.3 Sonuçlar

- a) $h_z=3,00$ m diğer kat yükseklikleri de 3,00 m olması durumunda mod şekilleri Tablo 4.5 de gösterilmiştir.

Tablo 4.5- $h_z=3,00$ m İçin Mod Şekilleri

Kat No	MOD ŞEKİLLERİ							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	0,118	-0,336	0,639	-0,7772	0,869	-1,837	25,52	-1820
2	0,231	-0,609	0,962	-0,917	0,645	-0,873	-4,94	1794
3	0,395	-0,861	0,735	0,00632	-0,927	2,62	-34,87	-857
4	0,543	-0,88	-0,041	0,912	-0,729	4,048	51,63	391
5	0,671	-0,662	-0,786	0,706	0,861	-2,633	-34,25	-139
6	0,834	-0,0263	-1,039	-1,01	0,775	2,857	11,34	27,46
7	0,9462	0,621	-0,049	-0,732	-1,681	-2,255	-3,689	-5,388
8	1	1	1	1	1	1	1	1

Serbest titreşim frekansları

$$\omega_1^2 = 0,538 \frac{k}{m}, \quad \omega_2^2 = 0,379 \frac{k}{m}, \quad \omega_3^2 = 1,049 \frac{k}{m}$$

$$\omega_4^2 = 1,732 \frac{k}{m}, \quad \omega_5^2 = 2,681 \frac{k}{m}, \quad \omega_6^2 = 3,255 \frac{k}{m}$$

$$\omega_7^2 = 4,689 \frac{k}{m}, \quad \omega_8^2 = 6,388 \frac{k}{m}$$

$$m = 2,464 \text{ kn.s}^2/\text{cm}$$

$$k = 6485,28 \text{ kn/cm}$$

$$\omega_1 = 11,89 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_2 = 31,58 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_3 = 52,54 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_4 = 67,51 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_5 = 84,00 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_6 = 92,56 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_7 = 111,09 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_8 = 129,66 \text{ sn}^{-1}$$

Titreşim Periyodları

$T_1=0,5280$ sn	$T_2=0,1989$ sn	$T_3=0,1195$ sn	$T_4=0,093$ sn
$T_5=0,074$ sn	$T_6=0,067$ sn	$T_7=0,056$ sn	$T_8=0,048$ sn

Genelleştirilmiş kütle rijitlik ve sönüm

$M_1=3,917$ m	$M_2=4,219$ m	$M_3=5,076$ m	$M_4=5,937$ m
$M_5=8,671$ m	$M_6=55,227$ m	$M_7=6695$ m	$M_8=8479629$ m
$K_1=0,210$ k	$K_2=1,599$ k	$K_3=5,324$ k	$K_4=10,28$ k
$K_5=23,24$ k	$K_6=179,76$ k	$K_7=31395$ k	$K_8=5417879$ k
$C_1=3,917$ c	$C_2=4,219$ c	$C_3=5,076$ c	$C_4=5,937$ c
$C_5=23,24$ c	$C_6=179,76$ c	$C_7=31395$ c	$C_8=54167879$ c

Binanın birinci doğal titreşim frekansına göre sönüm oranı % 2 kabul edilerek diğer sönüm oranları bulunmuştur.

$\xi_2=\% 5,30$	$\xi_3=\% 8,83$	$\xi_4=\% 11,34$	$\xi_5=\% 14,11$
$\xi_6=\% 16,55$	$\xi_7=\% 18,67$	$\xi_8=\% 21,79$	

Tablo 4.6- $h_z=3,00$ m için maksimum kat yer değiştirmeler ve η_{ki} katsayıları

KAT NO	YER DEĞİŞTİRME (cm)	Δ_{max}	η_{ki}
1	0,7431	0,7431	1,0495
2	1,4511	0,7080	0,6941
3	2,4711	1,0200	1,1160
4	3,3851	0,9140	1,1612
5	4,1721	0,7870	0,7827
6	5,1776	1,0054	1,4358
7	5,8778	0,7002	2,0585
8	6,2180	0,3402	-

Tablo 4.7- $h_z=3,00\text{m}$ için mod şekillerine göre katlara gelen maksimum kat kesme kuvvetleri ve taban kesme kuvveti

KAT NO	MOD ŞEKİLLERİ							
	1	2	3	4	5	6	7	8
KAT KESME KUVVETLERİ (KN)								
1	291,357	332,413	274,918	211,621	93,024	-110,585	47,259	108,378
2	570,368	602,499	413,882	249,687	69,045	-52,553	-9,148	-106,830
3	975,304	851,809	316,220	-1,721	-99,232	157,720	-64,573	51,033
4	1340,734	870,606	-17,769	-248,326	-78,037	243,684	95,610	-23,283
5	1656,782	654,933	-338,162	-192,234	92,167	-158,503	-63,425	8,277
6	2059,249	26,019	-447,010	275,010	82,961	171,987	21,000	-1,635
7	2336,285	-614,371	-21,081	199,314	-179,946	-135,748	-6,831	0,321
8	2165,898	-867,829	377,396	-238,848	93,901	52,806	1,624	-0,052
TOPLAM	11396,98	1858,08	561,394	258,5029	78,88289	174,8084	28,51489	44,20844
TAAN KESME KÜVVETİ (kn)			11565,686					

b) $h_z=3,50\text{ m}$ diğer kat yükseklikleri $3,00\text{ m}$ olması durumunda mod şekilleri Tablo 4.8'de gösterilmiştir.

Tablo 4.8- $h_z=3,50\text{ m}$ için mod şekilleri

Kat No	MOD ŞEKİLLERİ							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	0,181	-0,48	0,857	-0,78	0,946	-1,368	22,6	-852,66
2	0,288	-0,702	1,013	-0,673	0,3908	-0,1929	-11,77	1033,85
3	0,442	-0,8674	0,5616	0,2727	-1,1781	2,0347	-23,62	-569,06
4	0,58	-0,8198	-0,271	0,902	-0,571	-0,3434	44,42	292,87
5	0,698	-0,5708	-0,92	0,482	1,0908	-1,9442	-30,97	-113,75
6	0,848	0,052	-0,958	-1,0875	0,5257	2,53	10,66	24,08
7	0,95	0,655	0,046	-0,633	-1,594	-2,179	-3,598	-5,083
8	1	1	1	1	1	1	1	1

Serbes titreşim frekansları

$$\omega_1^2=0,0491 \frac{k}{m} \quad \omega_2^2=0,0345 \frac{k}{m} \quad \omega_3^2=0,954 \frac{k}{m} \quad \omega_4^2=1,633 \frac{k}{m}$$

$$\omega_5^2=2,594 \frac{k}{m} \quad \omega_6^2=3,179 \frac{k}{m} \quad \omega_7^2=4,598 \frac{k}{m} \quad \omega_8^2=6,083 \frac{k}{m}$$

$$m=2,464 \text{ kn.s}^2/\text{cm}$$

$$k=6485,28 \text{ kn/cm}$$

$$\omega_1=11,36 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_2=30,13 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_3=50,10 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_4=65,55 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_5=82,62 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_6=91,47 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_7=710 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_8=126,53 \text{ sn}^{-1}$$

Titreşim periyotları ise

$$T_1=0,552 \text{ sn}$$

$$T_2=0,20 \text{ sn}$$

$$T_3=0,125 \text{ sn}$$

$$T_4=0,095 \text{ sn}$$

$$T_5=0,076 \text{ sn}$$

$$T_6=0,068 \text{ sn}$$

$$T_7=0,057 \text{ sn}$$

$$T_8=0,049 \text{ sn}$$

Genelleştirme kitle rijitlik ve sönümleri

$$M_1=4,142 \text{ m}$$

$$M_2=4,311 \text{ m}$$

$$M_3=5,463 \text{ m}$$

$$M_4=5,292 \text{ m}$$

$$M_5=8,716 \text{ m}$$

$$M_6=25,04 \text{ m}$$

$$M_7=4864 \text{ m}$$

$$M_8=2,529686 \text{ m}$$

$$K_1=0,203 \text{ k}$$

$$K_2=1,487 \text{ k}$$

$$K_3=5,212 \text{ k}$$

$$K_4=8,641 \text{ c}$$

$$K_5=22,609 \text{ k}$$

$$K_6=79,63 \text{ k}$$

$$K_7=22366 \text{ c}$$

$$K_8=15388079 \text{ c}$$

$$C_1=0,203 \text{ c}$$

$$C_2=1,487 \text{ c}$$

$$C_3=5,212 \text{ c}$$

$$C_4=8,641 \text{ c}$$

$$C_5=22,609 \text{ c}$$

$$C_6=79,63 \text{ c}$$

$$C_7=22366 \text{ c}$$

$$C_8=15388079 \text{ c}$$

Binanın birinci doğal titreşim frekansına göre sönüm oranı % 2 kabul edilerek diğer sönüm oranları bulunmuştur.

$$\xi_2=\% 5,30$$

$$\xi_3=\% 8,81$$

$$\xi_4=\% 11,53$$

$$\xi_5=\% 14,53$$

$$\xi_6=\% 16,09$$

$$\xi_7=\% 19,35$$

$$\xi_8=\% 22,26$$

[illegible]

Serbest titreşim frekansları

$$\omega_1^2 = 0,04876 \frac{k}{m} \quad \omega_2^2 = 0,311 \frac{k}{m} \quad \omega_3^2 = 0,877 \frac{k}{m} \quad \omega_4^2 = 1,575 \frac{k}{m}$$

$$\omega_5^2 = 2,542 \frac{k}{m} \quad \omega_6^2 = 3,144 \frac{k}{m} \quad \omega_7^2 = 4,546 \frac{k}{m} \quad \omega_8^2 = 5,95 \frac{k}{m}$$

$$m = 2,464 \text{ kn.s}^2/\text{cm}$$

$$k = 6485,28 \text{ kn/cm}$$

$$\omega_1 = 11,32 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_2 = 28,61 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_3 = 48,04 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_4 = 64,38 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_5 = 81,79 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_6 = 90,96 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_7 = 109,38 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_8 = 125,14 \text{ sn}^{-1}$$

Titreşim periyodları ise

$$T_1 = 0,554 \text{ sn}$$

$$T_2 = 0,219 \text{ sn}$$

$$T_3 = 0,130 \text{ sn}$$

$$T_4 = 0,097 \text{ sn}$$

$$T_5 = 0,076 \text{ sn}$$

$$T_6 = 0,069 \text{ sn}$$

$$T_7 = 0,057 \text{ sn}$$

$$T_8 = 0,050 \text{ sn}$$

Genellikle kütle rijitlik ve sönümler

$$M_1 = 4,435 \text{ m}$$

$$M_2 = 4,356 \text{ m}$$

$$M_3 = 5,562 \text{ m}$$

$$M_4 = 4,915 \text{ m}$$

$$M_5 = 8,708 \text{ m}$$

$$M_6 = 21,23 \text{ m}$$

$$M_7 = 4222 \text{ m}$$

$$M_8 = 1450122 \text{ m}$$

$$K_1 = 0,216 \text{ k}$$

$$K_2 = 1,354 \text{ k}$$

$$K_3 = 4,878 \text{ k}$$

$$K_4 = 7,742 \text{ c}$$

$$K_5 = 22,136 \text{ k}$$

$$K_6 = 66,75 \text{ k}$$

$$K_7 = 19192 \text{ c}$$

$$K_8 = 8628952 \text{ c}$$

$$C_1 = 0,216 \text{ c}$$

$$C_2 = 1,354 \text{ c}$$

$$C_3 = 4,878 \text{ c}$$

$$C_4 = 7,7425 \text{ c}$$

$$C_5 = 22,136 \text{ c}$$

$$C_6 = 66,75 \text{ c}$$

$$C_7 = 19192 \text{ c}$$

$$C_8 = 8628952 \text{ c}$$

Binanın birinci doğal titreşim frekansına göre sönüm oranı % 2 kabul edilerek diğer sönüm oranları bulunmuştur.

$\xi_2 = \% 5,05$	$\xi_3 = \% 8,48$	$\xi_4 = \% 11,36$	$\xi_5 = \% 14,44$
$\xi_6 = \% 16,05$	$\xi_7 = \% 19,31$	$\xi_8 = \% 22,09$	

Tablo 4.12- $h_z=4,00$ m İçin Maksimum kat yer değiştirmeleri ve η_{ki} katsayıları

KAT NO	YER DEĞİŞTİRME (cm)	Δ_{max}	η_{ki}
1	1,9539	1,9539	2,5636
2	2,7161	0,7622	0,7081
3	3,7925	1,0764	1,1309
4	4,7442	0,9518	1,1775
5	5,3250	0,8082	0,7924
6	6,5725	1,0200	1,5195
7	7,2437	0,6713	1,8278
8	7,6110	0,3672	-

Tablo 4.13- $h_z=4,00$ m için mod şekillerine göre katlara gelen maksimum kat kesme kuvvetleri ve taban kesme kuvveti

KAT NO	MOD ŞEKİLLERİ							
	1	2	3	4	5	6	7	8
KAT KESME KÜVVELERİ (KN)								
1	698,665	553,197	392,842	130,015	66,235	30,744	27,953	14,350
2	972,651	703,139	396,513	88,589	15,280	-1,612	-19,705	-19,495
3	1361,712	776,101	153,792	-73,894	-90,030	-47,328	-28,536	11,525
4	1706,935	677,114	-184,591	-153,455	-32,381	12,910	55,026	-6,287
5	2000,374	428,184	-407,976	-60,889	83,876	44,246	-39,526	2,539
6	2369,160	-121,451	-357,474	196,659	26,949	-64,172	13,929	-0,556
7	2609,446	-629,173	50,176	101,189	-108,078	57,413	-4,802	0,121
8	2403,389	-801,024	357,838	-154,369	61,482	-23,490	1,188	-0,022
TOPLAM	14123,332	1588,088	404,120	77,843	28,332	14,711	12,527	10,176
TOPLAM KESME KÜVVELİ (kn)			14218,339					

d) $h_z=4,50$ m. diğer katlar 3,00 m olması durumunda mod şekilleri Tablo 4.14'de gösterilmiştir.

Tablo 4.14- $h_z=4,50$ m için mod şekilleri

KAT NO	MOD ŞEKİLLERİ							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	0,332	-0,691	0,990	-0,701	0,928	-1,043	19,524	-477,410
2	0,424	-0,804	0,902	-0,403	0,114	0,171	-15,879	693,161
3	0,553	-0,815	0,237	0,894	-1,331	1,641	-18,785	-426,190
4	0,666	-0,662	-0,567	0,849	-0,396	-0,541	38,716	239,845
5	0,761	-0,376	-1,038	0,271	1,247	-1,519	-28,284	-98,868
6	0,881	0,204	-0,815	-1,131	0,308	2,330	10,090	22,023
7	0,962	0,717	0,174	-0,543	-1,513	-2,127	-3,519	-4,887
8	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

Serbest titreşim frekansları

$$\omega_1^2=0,0532 \frac{k}{m} \quad \omega_2^2=0,3906 \frac{k}{m} \quad \omega_3^2=1,14 \frac{k}{m} \quad \omega_4^2=2,133 \frac{k}{m}$$

$$\omega_5^2=3,4725 \frac{k}{m} \quad \omega_6^2=4,322 \frac{k}{m} \quad \omega_7^2=6,245 \frac{k}{m} \quad \omega_8^2=8,13 \frac{k}{m}$$

$$m=2,464 \text{ kn.s}^2/\text{cm}$$

$$k=4692 \text{ kn/cm}$$

$$\omega_1=10,06 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_2=27,27 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_3=46,61 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_4=63,73 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_5=81,31 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_6=90,71 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_7=109,05 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_8=124,46 \text{ sn}^{-1}$$

$$T_1=0,624 \text{ sn}$$

$$T_2=0,230 \text{ sn}$$

$$T_3=0,134 \text{ sn}$$

$$T_4=0,098 \text{ sn}$$

$$T_5=0,077 \text{ sn}$$

$$T_6=0,069 \text{ sn}$$

$$T_7=0,057 \text{ sn}$$

$$T_8=0,050 \text{ sn}$$

Genelleştirilmiş kütle rijitlik ve sönümleri

$$M_1=4,783 \text{ m}$$

$$M_2=4,331 \text{ m}$$

$$M_3=5,494 \text{ m}$$

$$M_4=4,722 \text{ m}$$

$$M_5=8,682 \text{ m}$$

$$M_6=19,65 \text{ m}$$

$$M_7=3876 \text{ m}$$

$$M_8=1091945 \text{ m}$$

e) Kat atalet momentlerinin doğrusal değişmesi durumunda bütün kat yükseklikleri 3,00 m alınarak mod şekilleri Tablo 4.17’de gösterilmiştir.

Tablo 4.17- Kat atalet momentlerinin doğrusal değişmesi durumunda $h_z=3,00$ m için mod şekilleri

KAT NO	MOD ŞEKİLLERİ							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	0,129	-0,339	0,552	-0,784	1,203	-2,911	168,000	-319,990
2	0,274	-0,658	0,868	-0,868	0,728	-0,302	-7,850	394,700
3	0,423	-0,841	0,649	0,052	-1,041	3,240	-12,120	-295,150
4	0,573	-0,808	0,059	1,000	-1,023	-0,953	21,860	158,970
5	0,715	-0,521	-0,803	0,622	1,162	-2,975	-18,160	-65,240
6	0,843	-0,118	-0,915	-0,820	0,852	4,150	9,880	20,860
7	0,943	-0,579	-0,083	-0,943	-1,859	-2,776	-3,820	-5,210
8	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

Serbest Titreşim Frakansları

$$\begin{array}{cccc} \omega_1^2=0,0570 \frac{k}{m} & \omega_2^2=0,4203 \frac{k}{m} & \omega_3^2=1,085 \frac{k}{m} & \omega_4^2=1,94 \frac{k}{m} \\ \omega_5^2=2,859 \frac{k}{m} & \omega_6^2=3,775 \frac{k}{m} & \omega_7^2=4,820 \frac{k}{m} & \omega_8^2=6,218 \frac{k}{m} \end{array}$$

$$m=2,464 \text{ Km Sn/Cm}$$

$$k=6485,28 \text{ KN/Cm}$$

$$\omega_1=12,33 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_2=33,26 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_3=53,43 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_4=71,50 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_5=86,74 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_6=99,68 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_7=112,637 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_8=127,93 \text{ sn}^{-1}$$

Titreşim periyodları

$$T_1=0,509 \text{ sn}$$

$$T_2=0,188 \text{ sn}$$

$$T_3=0,117 \text{ sn}$$

$$T_4=0,087 \text{ sn}$$

$$T_5=0,072 \text{ sn}$$

$$T_6=0,063 \text{ sn}$$

$$T_7=0,055 \text{ sn}$$

$$T_8=0,049 \text{ sn}$$

Genelleştirilmiş kütle rijitlik ve sönüm

$M_1=4,088 \text{ m}$	$M_2=3,866 \text{ m}$	$M_3=4,389 \text{ m}$	$M_4=5,922 \text{ m}$
$M_5=11,988 \text{ m}$	$M_6=62,26 \text{ m}$	$M_7=1608 \text{ m}$	$M_8=427826 \text{ m}$
$K_1=0,236 \text{ k}$	$K_2=1,625 \text{ k}$	$K_3=4,762 \text{ k}$	$K_4=11,504 \text{ c}$
$K_5=34,275 \text{ k}$	$K_6=235 \text{ k}$	$K_7=7752 \text{ c}$	$K_8=2660351 \text{ c}$
$C_1=0,236 \text{ c}$	$C_2=1,625 \text{ c}$	$C_3=4,762 \text{ c}$	$C_4=11,504 \text{ c}$
$C_5=34,275 \text{ c}$	$C_6=235 \text{ c}$	$C_7=7752 \text{ c}$	$C_8=2660351 \text{ c}$

$\xi_2=\% 5,391$	$\xi_3=\% 8,662$	$\xi_4=\% 11,590$	$\xi_5=\% 14,061$
$\xi_6=\% 16,159$	$\xi_7=\% 18,25$	$\xi_8=\% 20,37$	

Tablo 4.18- Kat atalet momentlerinin doğrusal değişmesi durumunda $h_z=3,00 \text{ m}$ için maksimum kat yer değiştirmeleri ve η_{ki} katsayıları

KAT NO	YER DEĞİŞTİRME (cm)	$\Delta_{\max}$	η_{ki}
1	0,6990	0,6990	0,9071
2	1,4697	0,7706	1,0113
3	2,2317	0,7620	1,0429
4	2,9623	0,7306	1,0641
5	3,6490	0,6886	1,0954
6	4,2758	0,6269	1,1931
7	4,8012	0,5254	1,6250
8	5,1244	0,3232	-

Tablo 4.19- Kat atalet momentlerinin doğrusal değişmesi durumunda $h_z=3,00$ m için mod şekillerine göre katlara gelen maksimum kat kesme kuvvetleri ve taban kesme kuvveti

KAT NO	MOD ŞEKİLLERİ							
	1	2	3	4	5	6	7	8
	KAT KESME KÜVVETLERİ (KN)							
1	278,752	754,061	518,355	314,012	250,611	172,348	140,124	101,283
2	593,730	1461,243	814,880	347,576	151,658	17,897	-65,552	-124,930
3	918,471	1867,378	609,189	-20,815	-216,863	-191,814	-101,210	93,420
4	1242,344	1795,838	55,739	-400,526	-213,113	56,392	182,545	-50,317
5	1551,682	1157,308	-753,511	-249,047	242,049	176,114	-151,647	20,650
6	1827,831	26,217	-858,608	328,311	177,490	-245,666	82,504	-6,603
7	2045,409	1286,614	-79,761	377,576	-387,270	164,332	-31,899	1,649
8	1902,873	-1948,901	823,131	-351,338	182,738	-51,933	7,325	-0,278
TOPLAM	10361,091	6399,758	1129,415	345,749	187,301	97,669	62,189	34,875
TOPLAM KESME KÜVVETİ (kn)			12237,399					

f) Kat yükseklikleri $h=3,00$ m olması durumunda odak uzaklığı ve binanın birinci doğal titreşim periyoduna $M_L=8-7,1-6$ magnitütlü depremlerin yumuşak ve sert zemine göre hız değerleri Tablo 4.20 de gösterilmiştir.

Tablo 4.20- Kat yükseklikleri $h=3,00$ m olması durumunda zemin durumu ve deprem magnituduna göre S_v değerleri

M	ODAK UZAKLIĞI(KM)			
	20	50	75	100
	$S_v(\text{cm/sn})$			
8	391	173	121	74
7,1	108	48	33	26
6	2	10	7	6

a) Yumuşak Zemin

M	ODAK UZAKLIĞI(KM)			
	20	50	75	100
	$S_v(\text{cm/sn})$			
8	229	101	71	54
7,1	64	28	20	15
6	13	6	4	3

b) Sert Zemin

Zemin kat yüksekliği 4,50 m. diğer katların $h_i=3,00$ m olması durumunda odak uzaklığı ve binanın birinci doğal titreşim periyoduna göre $M_L=8-7,1-6$ magnitudlu depremde yumuşak ve sert zemine göre hız değerleri Tablo 4.21 de gösterilmiştir.

Tablo 4.21- Zemin kat yüksekliği $h_z=4,50\text{m}$, diğer kat yükseklikleri 3 m olması durumunda zemin durumu ve deprem magnituduna göre S_v değerleri

M	ODAK UZAKLIĞI(KM)			
	20	50	75	100
	$S_v(\text{cm/sn})$			
8	374	165	115	89
7,1	109	48,5	34	26
6	25	11	8	6

a) Yumuşak Zemin

M	ODAK UZAKLIĞI(KM)			
	20	50	75	100
	$S_v(\text{cm/sn})$			
8	214	95	66	51
7,1	62	27,5	19	15
6	14	6	4	3

b) Sert Zemin

Kat atalet momentlerinin doğrusal değişmesi durumunda odak uzaklığı ve binanın birinci doğal titreşim periyoduna göre $M_L=8-7,1-6$ magnitudlu depremde yumuşak ve sert zemine göre hız değerleri Tablo 4.22 de gösterilmiştir.

Tablo 4.22- Kat Yükseklikleri $h=3,00\text{m}$ olması, kat atalet momentlerinin doğrusal değişmesi durumunda zemin durumu ve deprem magnituduna göre S_v değerleri

M	ODAK UZAKLIĞI(KM)			
	20	50	75	100
	$S_v(\text{cm/sn})$			
8	394	174,91	121,92	94,38
7,1	108	48,08	33,51	23,93
6	22,47	9,94	6,92	5,35

a) Yumuşak Zemin

M	ODAK UZAKLIĞI(KM)			
	20	50	75	100
	$S_v(\text{cm/sn})$			
8	232	102,7	71,62	55,43
7,1	63,8	28,22	19,67	15,23
6	13,17	5,82	4,06	3,14

b) Sert Zemin

- a) Kat yükseklikleri $h=3,00\text{m}$ olması durumunda odak uzaklığı ve deprem magnituduna göre kat kesme kuvvetleri, maksimum kat deplasmanları; sert zeminler için Tablo 4.23 yumuşak zemin için ise Tablo 4.24’de gösterilmiştir.
- b) Zemin kat yüksekliği $h_z=4,50\text{m}$ diğer kat yükseklikleri $h=3,00$ olması durumunda odak uzaklığı ve deprem magnituduna göre kat kesme kuvvetleri maksimum kat deplasmanları sert zemin için Tablo 4.25’de, yumuşak zemin için ise Tablo 4.26’da gösterilmiştir.
- c) Kat atalet momentlerinin doğrusal değişmesi durumunda odak uzaklığı ve deprem magnituduna göre kat kesme kuvvetleri. Maksimum kat deplasmanları sert zemin için Tablo 4.27’de, yumuşak zemin için ise Tablo 4.28’de gösterilmiştir.

Tablo 4.23- Sert zeminler için kat yükseklikleri $h=3,00$ m olması durumunda odak uzaklığı ve deprem magnituduna göre kat kesme kuvvetleri, maksimum kat yerdeğiştirmeleri

a) Kat kesme kuvvetleri

M _L =8				M _L =7,1				M _L =6					
KAT NO	ODAK UZAKLIĞI(Km)			KAT NO	ODAK UZAKLIĞI(Km)			KAT NO	ODAK UZAKLIĞI(Km)				
	20	50	75		20	50	75		20	50	75		
	KAT KESME KÜVVETLERİ(kn)				KAT KESME KÜVVETLERİ(kn)				KAT KESME KÜVVETLERİ(kn)				
1	1.213	535	376	286	1	339	148	106	79	69	32	21	16
2	2.375	1.047	736	560	2	664	290	207	156	135	62	41	31
3	4.061	1.791	1.259	958	3	1.135	497	355	266	231	106	71	53
4	5.582	2.462	1.731	1.316	4	1.560	683	488	366	317	146	98	73
5	6.898	3.042	2.139	1.627	5	1.928	843	602	452	392	181	120	90
6	8.574	3.782	2.658	2.022	6	2.396	1.048	749	562	487	225	150	112
7	9.727	4.290	3.016	2.294	7	2.719	1.189	850	637	552	255	170	127
8	9.018	3.977	2.796	2.127	8	2.520	1.103	788	591	512	236	158	118
TOPLAM (kn)	47.449	20.927	14.711	11.189	TOPLAM (kn)	13.261	5.802	4.144	3.108	2.694	1.243	829	622

b) Kat yerdeğiştirmeleri

$M_L=8$				$M_L=7,1$				$M_L=6$						
KAT NO	ODAK UZAKLIĞI(Km)			KAT NO	ODAK UZAKLIĞI(Km)			KAT NO	ODAK UZAKLIĞI(Km)					
	20	50	75		20	50	75		20	50	75			
	KAT TERDEĞİŞTİRMELERİ(cm)				KAT TERDEĞİŞTİRMELERİ(cm)				KAT TERDEĞİŞTİRMELERİ(cm)					
1	3,05	1,35	0,95	0,72	1	0,85	0,37291	0,27	0,20	1	0,17	0,08	0,05	0,04
2	5,97	2,63	1,85	1,41	2	1,67	0,73002	0,52	0,39	2	0,34	0,16	0,10	0,08
3	10,21	4,50	3,17	2,41	3	2,85	1,2483	0,89	0,67	3	0,58	0,27	0,18	0,13
4	14,03	6,19	4,35	3,31	4	3,92	1,71602	1,23	0,92	4	0,80	0,37	0,25	0,18
5	17,34	7,65	5,38	4,09	5	4,85	2,12053	1,51	1,14	5	0,98	0,45	0,30	0,23
6	21,56	9,51	6,68	5,08	6	6,02	2,63565	1,88	1,41	6	1,22	0,56	0,38	0,28
7	24,46	10,79	7,58	5,77	7	6,83	2,99023	2,14	1,60	7	1,39	0,64	0,43	0,32
8	25,85	11,40	8,01	6,09	8	7,22	3,16026	2,26	1,69	8	1,47	0,68	0,45	0,34

Tablo 4.24- Yumuşak zeminler için kat yükseklikleri $h=3,00$ m olması durumunda odak uzaklığı ve deprem magnituduna göre kat kesme kuvvetleri, maksimum kat yerdeğiştirmeleri
a) Kat kesme kuvvetleri

$M_L=8$	ODAK UZAKLIĞI(Km)				$M_L=7,1$				$M_L=6$			
	KAT NO				KAT NO				KAT NO			
	20	50	75	100	20	50	75	100	20	50	75	100
1	2.071	916	640	392	572	234	174	137	121	53	37	32
2	4.054	1.794	1.254	767	1.119	498	342	269	238	104	73	62
3	6.933	3.068	2.145	1.312	1.905	851	585	461	407	177	124	106
4	9.531	4.217	2.949	1.803	2.632	1.170	804	633	560	243	171	146
5	11.778	5.211	3.644	2.229	3.253	1.445	994	783	692	301	211	181
6	14.639	6.477	4.530	2.770	4.043	1.797	1.235	973	861	374	262	224
7	16.608	7.348	5.139	3.143	4.587	2.038	1.401	1.104	976	424	297	255
8	15.397	6.812	4.764	2.914	4.253	1.890	1.299	1.023	905	393	275	236
TOPLAM (kn)	81.015	38.846	25.071	15.332	22.378	9.945	6.837	5.387	4.765	2.072	1.450	1.243

b) Kat yerdeğiştirmeleri

$M_L=8$	ODAK UZAKLIĞI(Km)				$M_L=7,1$				$M_L=6$			
	KAT NO				KAT NO				KAT NO			
	20	50	75	100	20	50	75	100	20	50	75	100
1	5,21	2,30	1,61	0,99	1,44	0,639	0,44	0,35	0,31	0,13	0,09	0,08
2	10,19	4,51	3,15	1,93	2,82	1,251	0,86	0,68	0,60	0,26	0,18	0,16
3	17,43	7,71	5,39	3,30	4,81	2,139	1,47	1,16	1,03	0,45	0,31	0,27
4	23,96	10,60	7,42	4,54	6,62	2,941	2,02	1,59	1,41	0,61	0,43	0,37
5	29,61	13,10	9,11	5,60	8,18	3,635	2,50	1,97	1,74	0,76	0,53	0,45
6	36,80	16,28	11,38	6,97	10,17	4,518	3,11	2,45	2,17	0,94	0,66	0,56
7	41,75	18,47	12,92	7,90	11,53	5,126	3,52	2,78	2,46	1,07	0,75	0,64
8	44,13	19,52	13,66	8,35	12,18	5,417	3,72	2,93	2,60	1,13	0,79	0,68

b) Kat yer değiştirmeleri

$M_L=8$				$M_L=7,1$				$M_L=6$					
KAT		ODAK UZAKLIĞI(Km)			KAT			ODAK UZAKLIĞI(Km)			KAT		
NO	KAT	20	50	75	100	NO	KAT	20	50	75	100	NO	KAT
		KAT TERDEĞİŞTİRMELERİ(cm)			KAT TERDEĞİŞTİRMELERİ(cm)			KAT TERDEĞİŞTİRMELERİ(cm)					
1	1	9,17	4,07	2,83	2,19	1,00	1,00	2,66	1,18	0,81	0,64	1,00	1,00
2	2	11,71	5,20	3,61	2,79	2,00	2,00	3,39	1,51	1,04	0,82	2,00	2,00
3	3	15,27	6,78	4,71	3,64	3,00	3,00	4,42	1,96	1,36	1,07	3,00	3,00
4	4	18,41	8,17	5,68	4,39	4,00	4,00	5,33	2,37	1,63	1,29	4,00	4,00
5	5	21,05	9,34	6,49	5,02	5,00	5,00	6,10	2,70	1,87	1,48	5,00	5,00
6	6	24,35	10,81	7,51	5,80	6,00	6,00	7,05	3,13	2,16	1,71	6,00	6,00
7	7	26,58	11,80	8,20	6,33	7,00	7,00	7,70	3,42	2,36	1,86	7,00	7,00
8	8	27,64	12,27	8,53	6,59	8,00	8,00	8,01	3,55	2,45	1,94	8,00	8,00
										</			

Tablo 4.26- Yumuşak zeminlerde $h_z=4,50$ m için diğer kat yükseklikleri $h=3,00$ m olması durumunda odak uzaklığı ve deprem magnituduna göre kat kesme kuvvetleri, maksimum kat yerdeğiştirmeleri

a) Kat kesme kuvvetleri

$M_L=8$				$M_L=7,1$				$M_L=6$			
KAT NO	ODAK UZAKLIĞI(Km)			KAT NO	ODAK UZAKLIĞI(Km)			KAT NO	ODAK UZAKLIĞI(Km)		
	20	50	75	100	20	50	75	100	20	50	75
KAT KESME KÜVVETLERİ(kn)				KAT KESME KÜVVETLERİ(kn)				KAT KESME KÜVVETLERİ(kn)			
1	4560	2012	1402	1085	1	1.329	591	415	317	1	304
2	5825	2570	1791	1387	2	1.698	755	530	405	2	389
3	7595	3351	2335	1807	3	2.214	985	690	528	3	507
4	9157	4040	2816	2179	4	2.669	1.187	832	637	4	612
5	10467	4618	3218	2490	5	3.051	1.357	952	728	5	699
6	12108	5342	3723	2881	6	3.529	1.570	1.101	842	6	809
7	13218	5831	4064	3145	7	3.852	1.714	1.202	919	7	883
8	12059	5320	3708	2869	8	3.514	1.564	1.096	838	8	806
TOPLAM (kn)	74989	33083	23058	17845	TOPLAM (kn)	21.855	9.725	6.817	5.213	TOPLAM (kn)	5012
											2206
											1604
											1203

b) Kat yerdeğiştirmeleri

$M_L=8$				$M_L=7,1$				$M_L=6$			
KAT NO	ODAK UZAKLIĞI(Km)			KAT NO	ODAK UZAKLIĞI(Km)			KAT NO	ODAK UZAKLIĞI(Km)		
	20	50	75	100	20	50	75	100	20	50	75
KAT TERDEĞİŞTİRMELERİ(cm)				KAT TERDEĞİŞTİRMELERİ(cm)				KAT TERDEĞİŞTİRMELERİ(cm)			
1	16,02	7,07	4,93	3,81	1	4,67	2,08	1,46	1,11	1	1,07
2	20,47	9,03	6,29	4,87	2	5,97	2,65	1,86	1,42	2	1,37
3	26,69	11,78	8,21	6,35	3	7,78	3,46	2,43	1,86	3	1,78
4	32,18	14,20	9,89	7,66	4	9,38	4,17	2,93	2,24	4	2,15
5	36,78	16,23	11,31	8,75	5	10,72	4,77	3,34	2,56	5	2,46
6	42,55	18,77	13,08	10,13	6	12,40	5,52	3,87	2,96	6	2,84
7	46,45	20,49	14,28	11,05	7	13,54	6,02	4,22	3,23	7	3,10
8	48,31	21,31	14,85	11,50	8	14,08	6,26	4,39	3,36	8	3,23
											1,42
											1,03
											0,65

M _L =8				M _L =7,1				M _L =6						
KAT NO	ODAK UZAKLIGI(Km)				KAT NO	ODAK UZAKLIGI(Km)				KAT NO	ODAK UZAKLIGI(Km)			
	20	50	75	100		20	50	75	100		20	50	75	100
	KAT KESME KÜVVETLERİ(kn)					KAT KESME KÜVVETLERİ(kn)					KAT KESME KÜVVETLERİ(kn)			
1	2.337	1.038	723	560	1	641	285	199	154	1	133	59	41	32
2	4.977	2.210	1.540	1.192	2	1.364	607	423	328	2	284	126	87	68
3	7.700	3.419	2.383	1.844	3	2.111	940	655	507	3	439	194	135	105
4	10.415	4.624	3.223	2.495	4	2.855	1.271	886	685	4	594	263	183	141
5	13.008	5.776	4.025	3.116	5	3.566	1.587	1.106	856	5	742	328	228	177
6	15.323	6.803	4.741	3.670	6	4.200	1.870	1.303	1.008	6	874	387	269	208
7	17.147	7.613	5.306	4.107	7	4.700	2.092	1.458	1.128	7	978	433	301	233
8	15.952	7.083	4.936	3.821	8	4.373	1.947	1.357	1.050	8	910	402	280	217
TOPLAM (kn)	86.857	38.565	26.877	20.806	TOPLAM (kn)	23.808	10.599	7.387	5.716	TOPLAM (kn)	4.953	2.191	1526	1179

b) Kat yerdeğiştirmeleri

$M_L=8$				$M_L=7,1$				$M_L=6$						
KAT NO	ODAK UZAKLIĞI(Km)			KAT NO	ODAK UZAKLIĞI(Km)			KAT NO	ODAK UZAKLIĞI(Km)					
	20	50	75		100	20	50		75	100				
	KAT TERDEĞİŞTİRMELERİ(cm)				KAT TERDEĞİŞTİRMELERİ(cm)				KAT TERDEĞİŞTİRMELERİ(cm)					
1	5,46	2,43	1,69	1,31	1	1,50	0,67	0,46	0,36	1	0,31	0,14	0,10	0,07
2	11,64	5,17	3,60	2,79	2	3,19	1,42	0,99	0,77	2	0,66	0,29	0,20	0,16
3	18,01	7,99	5,57	4,31	3	4,94	2,20	1,53	1,18	3	1,03	0,45	0,32	0,24
4	24,35	10,81	7,54	5,83	4	3,68	2,97	2,07	1,60	4	1,39	0,61	0,43	0,33
5	30,42	13,50	9,41	7,29	5	8,34	3,71	2,59	2,00	5	1,73	0,77	0,53	0,41
6	35,83	15,91	11,09	8,58	6	9,82	4,37	3,05	2,36	6	2,04	0,90	0,63	0,49
7	40,10	17,80	12,41	9,61	7	10,99	4,89	3,41	2,64	7	2,29	1,01	0,70	0,54
8	42,53	18,88	13,16	10,19	8	11,66	5,19	3,62	2,80	8	2,43	1,07	0,75	0,58

5. DEPREM SIRASINDA YAPI ELEMANLARIN DAVRANIŞI

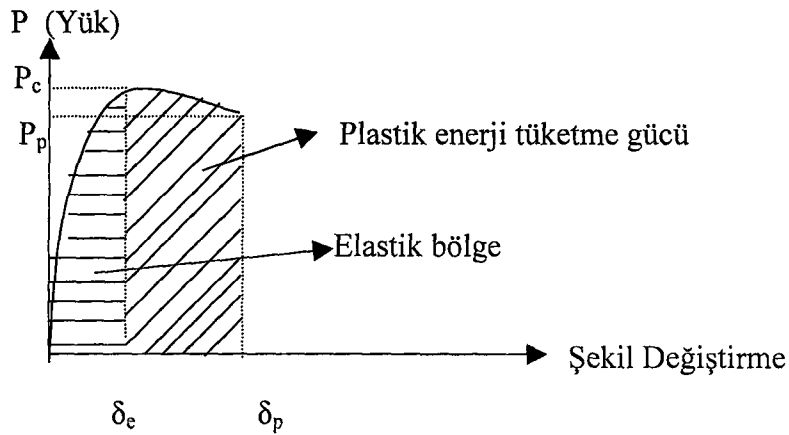
Yapılan dinamik hesaplar ve deprem sonrası çalışmalar betonarme bir binanın şiddetli bir deprem altında elastik kalacak biçimde tasarlanmasının ekonomik olmayacağını göstermiştir. Ortaya çıkan enerjinin çok büyük olması; özellikle çerçeve türü yapıların elastik sınırları içerisinde kalmasını olanaksız kılmaktadır. Bu tür depremlere karşı koymanın en etkili yolu elastik sınır ötesindeki büyük deformasyonlarla enerji tüketmektedir.[27]

Şiddetli depremlerde yapının çeşitli bölgelerinde donatının akarak plastik mafsallar oluşturacağı; bu mafsallarda sabit kalan momentler altında; büyük dönmeler oluşacağı ve böylece gerekli enerjinin tüketileceği tüm çağdaş yönetmenliklerce benimsenen temel ilkedir. Bu ilkenin betonarme bir yapı için geçerli olabilmesi mafsallaşan elemanların yeterli sürekliliğe sahip olmasına bağlıdır.

Bu nedenle süreklilik; hesabı yapan mühendisin veya yapımcının sağlayıp sağlamakta serbest oldukları bir koşul değil; yönetmenlik kurallarına göre hesabı yapılan bir yapı için zorunlu bir ön koşuldur.[27]

5.1 Süneklilik

Betonarme yapı elemanlarının yük deformasyon eğrisinin incelenmesinden; elemanın elastik davranış bölgesinin plastik davranış bölgesine göre çok daha küçük olduğu Şekil (5.1)'de görülmektedir.[2,7]



Şekil 5.1- Yük şekil değiştirme eğrisinde elastik plastik bölgeler

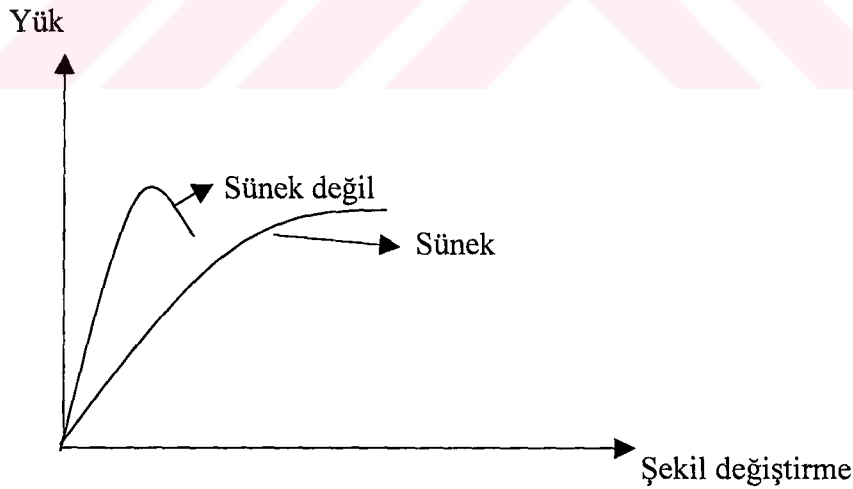
Yapı elemanlarının eğilme momentleri altında yapacakları dönmeler sonucu iş meydana gelmektedir. Belli bir moment altında elemanın dönme kapasitesi ne kadar yüksek ise elemanın enerji tüketimi gücü o kadar yüksek olacaktır. Elemanları yüksek enerji tüketme gücüne sahip olan yapıda; depremlerde meydana gelen titreşim enerjisini; işe dönüştürerek tüketecektir.[7,27]

Şiddetli deprem etkisini; elastik davranışının üzerinde şekil değiştirerek karşılanması öngörülür. Bu durumda elastik olmayan davranış önem kazanmaktadır. Yapının elastik sınırı geçip sünerek kesit zorlamalarında önemli artmalar olmadan şekil değiştirme yapması arzu edilir. Bu yolla depremin dinamik etkisi ısı enerjisine (iş yapılabilme) dönüşerek; yutulmakta ve sönümlenmektedir. Sünme bölgesinin uzun olması şekil değiştirmeleri ve onun yanında sönümü artırır. Bu özelliğe sahip yapılar sünek olarak tanımlanırlar. Süneklik katsayısı ise

[15,16,17]

$$M = d_{\text{elastik}}/d_{\text{plastik}} \quad (5-1)$$

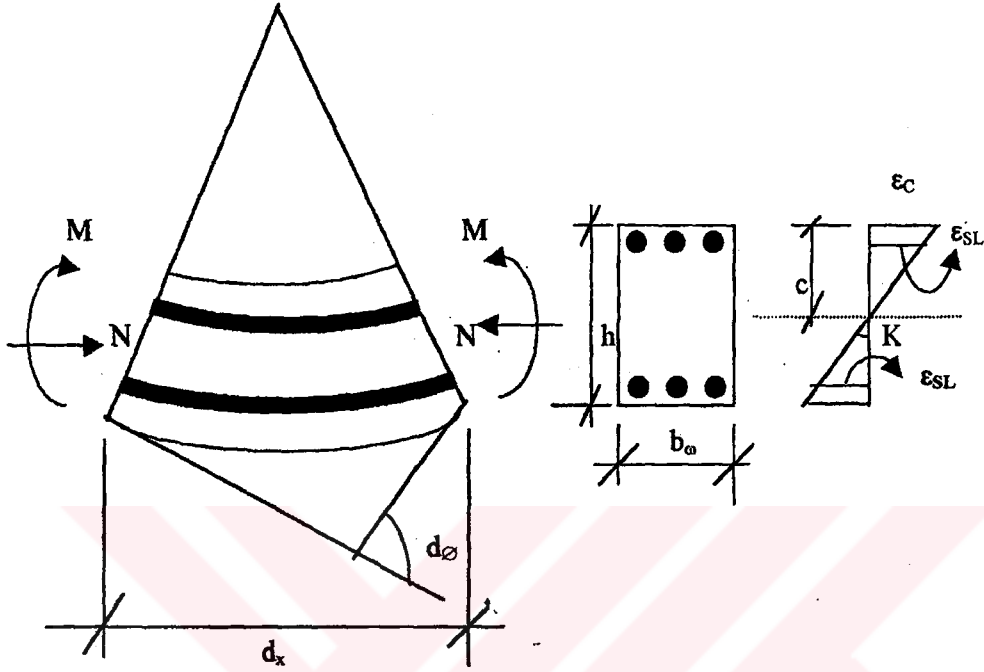
Şekil (5.2) de sünek ve sünek olmayan davranışa ait yük şekil değiştirme durumu gösterilmiştir.



Şekil 5.2- Sünek ve sünek olmayan yük-şekil değiştirme

Sünekliliğin bir diğer tarifi ise kesitin yük taşıma kapasitesinde düşme olmadan kesitin büyük deformasyon yapabilme özelliğidir. Kesit sünekliliği katsayısı; kesitin kırılma anındaki eğriliğinin akma anındaki eğriliğe oranı olarak tanımlanabilir.[26]

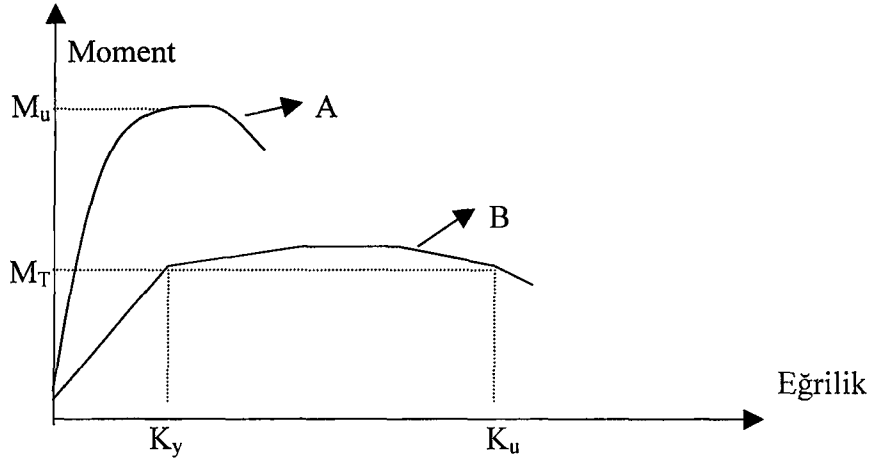
Eğrilik şekil 5.3 de gösterildiği üzere iki kesit arasındaki dönme açısı farkından veya doğrudan kesitteki birim deformasyondan yararlanılarak hesaplanabilir.[26,27]



Şekil 5.3 Eğilme ve bileşik eğilme altındaki elemanlarda eğrilik

$$\text{Eğrilik } K_e = \frac{d_y^2}{d_x^2} \frac{\epsilon_x}{y} \quad (5.2)$$

Şekil 5.4’de moment eğrilik ilişkisinden görüldüğü üzere B eğrisi A eğrisine göre daha sünek bir davranış göstermektedir.

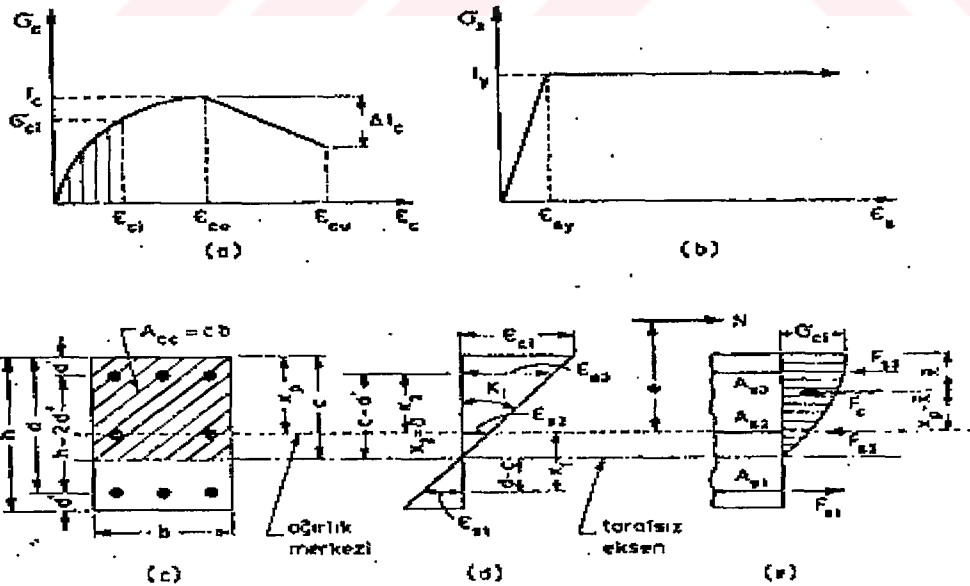


Şekil 5.4- Moment eğrilik ilişkisi

Moment eğrilik eğrisi altında kalan alan kesitin enerji yutma kapasitesini gösterir. Bu durumda B eğrisi altında kalan alanın A eğrisi altında kalan alandan büyük olması sebebiyle tüketilen enerji sünek davranış simgeleyen B eğrisinde daha fazla olacaktır.

Kesitin moment eğrilik ilişkisi çelik ve betonun σ - ϵ eğrileri için uygun modeller seçildikten sonra yazılacak iki denge ve yeterli sayıda uygunluk denkleminde hesaplanır.

Eğilmeden önce düzlem olan kesitlerin eğilmeden sonra da düzlem kaldığı varsayılır. Şekil 5.3 de dikdörtgen kesit göz önüne alındığında; kesitin moment eğrilik ilişkisinin hesabında izlenecek yol aşağıda özetlenmiştir. [27]



Şekil 5.5- Dikdörtgen beton kesitlerde gerilme dağılımı

- a) En dıştaki beton birim kısalması ϵ_{ci} için bir değer seçilir.
 - b) Tarafsız eksen derinliği c için bir varsayım yapılır.
 - c) Beton birim kısalması ϵ_{ci} ve ϵ için çelik birim deformasyonları bulunur.
 - d) Bulunan çelik birim deformasyonlarından her donatı düzeyindeki çelik gerilmesi hesaplanır.
 - e) Her düzeyde bulunan donatı gerilmeleri ile donatı alanı çarpılarak donatı kuvvetleri bulunur.
 - f) Beton basınç bileşkesi F_c hesaplanır.
 - g) Bütün iç kuvvetler hesaplanmış olduğundan ilk denge denklemi $F_c + F_s = N$
 - h) Eğer $F_c + F_s \neq N$ ise tarafsız eksen genişliği c tekrar seçilerek $F_c + F_s = N$ olması sağlanır.
 - i) Kesitin ağırlık merkezi etrafında iç kuvvetlerin momenti alınır.
 - j) Eğrilik hesapları
- $$K_i = \frac{\epsilon_{ci}}{c}$$
- k) ϵ_{ci} için yeni değerler tespit edilerek moment eğrilik için yeni seçimler yapılır.

Seçilen σ - ϵ eğrisi ile A_{cc} beton basınç alanı üzerinde oluşan; ağırlık merkezinin; hesabı için; Hognested tarafından çeşitli ϵ_{ci} değerlerine karşı gerçek ϵ - σ eğrisi ile aynı; ağırlık merkezine sahip; eşdeğer dikdörtgen kesitler hesaplanmış Tablo 5.1'de gösterilmiştir.[27]

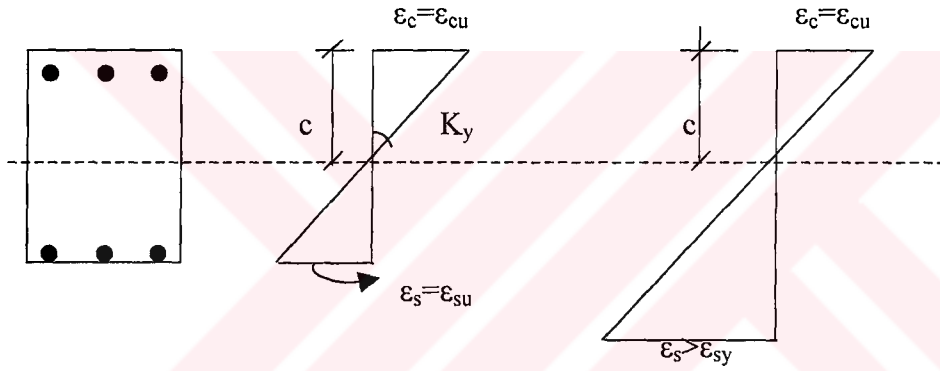
Tablo 5.1- Eşdeğer dikdörtgen dağılımı

ϵ_{ci}	0.00025	0.005	0.001	0.0015	0.0020	0.0025	0.003	0.0035	0.004
β	0.674	0.682	0.700	0.722	0.750	0.781	0.820	0.845	0.874
α	0.175	0.336	0.595	0.779	0.889	0.931	0.930	0.920	0.910

5.2 Eğilme Etkisi Altındaki Betonarme Elemanlarda Kırılma Türleri

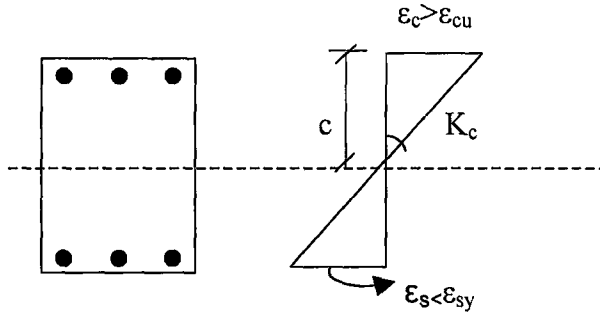
Eğilmeye maruz betonarme bir elemanda göçme her zaman basınç bölgesindeki betonun sınır birim deformasyonuna erişmesiyle meydana gelir. Ancak kırılmanın şeklini bu durumda donatının akıp akmadığı belirler.

Birinci kırılma türü çekme kırılması olup, betonarme elemanın moment taşıma kapasitesine en dış lifteki betonun ezilmesi ile ulaşır. Ezilme anında dış lifteki betonun ϵ_{ci} birim kısalmasına ulaşırken donatının akıp akmadığı davranış açısından son derece önemlidir. Eğer çekme donatısı kırılma konumuna ulaşılmadan akmışsa kırılmaya donatının özelliği sahip olur ve kırılma sünek olur. Bu kırılmaya çekme kırılması adı verilir.[25].(Şekil 5.6)



Şekil 5.6- Çekme kırılması

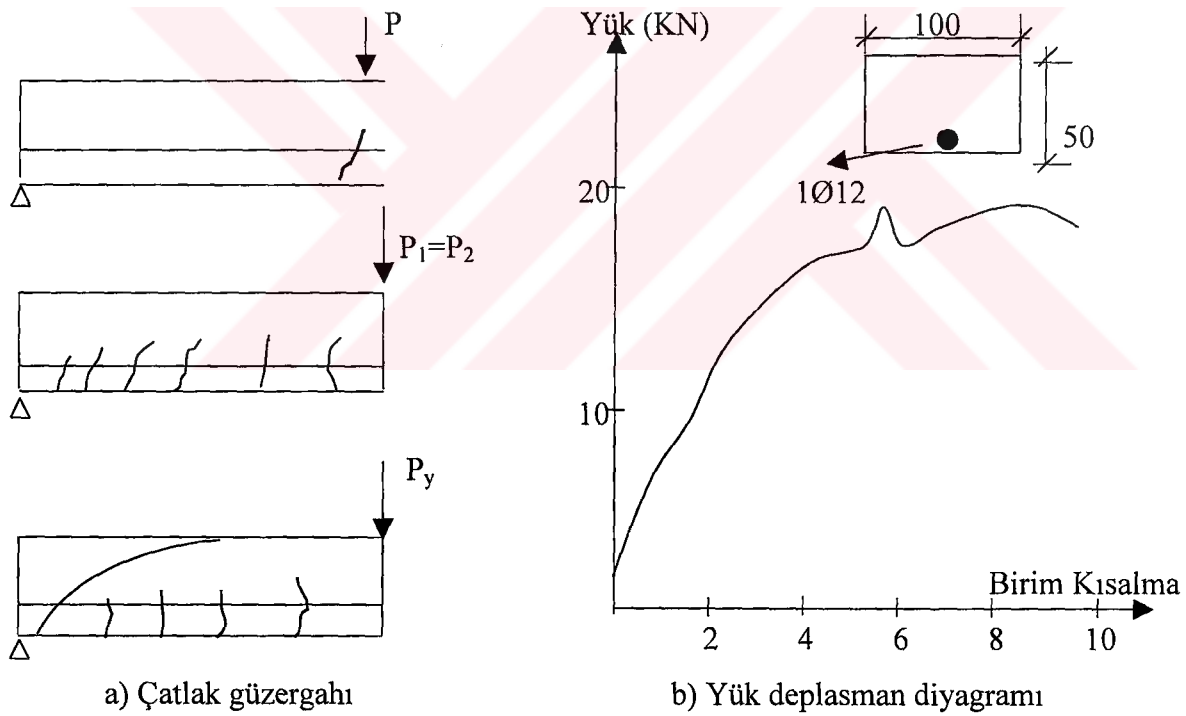
Kırılma konumuna ulaşıldığında $\epsilon_c > \epsilon_{cu}$ olmuş; çekme donatısı henüz akma birim uzamasına, $\epsilon_s < \epsilon_{sy}$ ise kırılmaya betonun özellikleri hakim olur. Bu kırılma gevrek kırılma olur. Bu tür kırılmaya basınç kırılması adı verilir.[27]. (Şekil 5.7)



Şekil 5.7- Basınç kırılması

Çekme ve basınç kırılmalarının arasındaki bir sınır durumu olan dengeli kırılma ise en dış lifteki betonun ezilmesi ile çekme donatısını akması aynı anda olmaktadır. Bu tür kırılma ise dengeli kırılma olarak adlandırılmıştır.[27]. Betonun kırılma mekaniğinde yapılan gelişmeler betonarmenin kırılma mekaniğine ışık tutmuştur. Kayma donatısız betonarme kirişte Kariholoo (1992) tarafından yapılan üç noktalı eğilmeye maruz bir betonarme kirişin iki değişik davranışı görülmektedir.

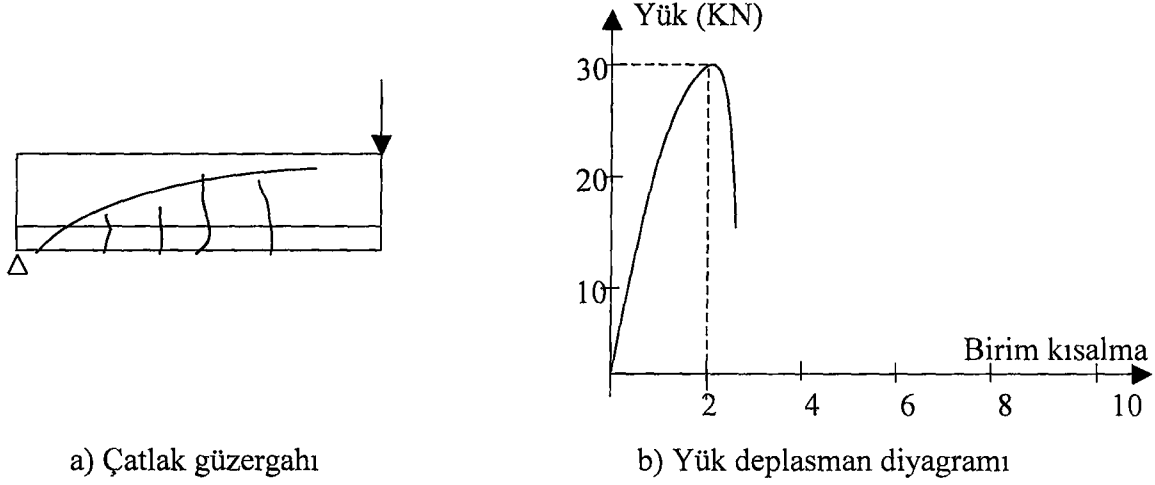
Eğilmeye yüklemesine maruz bir betonarme kirişte ilk çatlak daima maksimum moment bölgesinde yani kesme kuvvetinin küçük olduğu yerde başlar . Şekil (5-8) Yük artırılmaya devam edildiğinde artık kesmenin etkili olduğu bölgeye çatlaklar yayılmaya başlar. Burada çatlaklar asal çekme gerilmelerine dik olarak gelişir. Uygulanan paralel yüke paralel çatlak yayılımı ortadan kalkar. Bu çatlaklar kesme çatlakları olarak anılır. Yükleme uç noktaya geldiğinde en büyük çatlak göçmenin olacağı basınç sonuna doğru gelir. Bu davranış çekme kırılması yani esnek davranış olarak adlandırılır.[31]



Şekil 5.8- Düktil bir betonarme kirişin çatlak güzergahı yük deplasman diyagramı

Kirişin boyutu değiştirilmeden donatı oranı iki katına % 1,5'e çıkarılırsa Şekil 5.8.a'da görüldüğü gibi ikinci bir çatlak oluşur. İlk oluşan eğilme çatlağını keser. Şekil

5.8.b’de görüldüğü üzere ani ve stabil olmayan bir şekilde göçme meydana gelir ve elemanın gevrek davranış gösterdiği ve basınç kırılması olduğu gözlenmiştir.

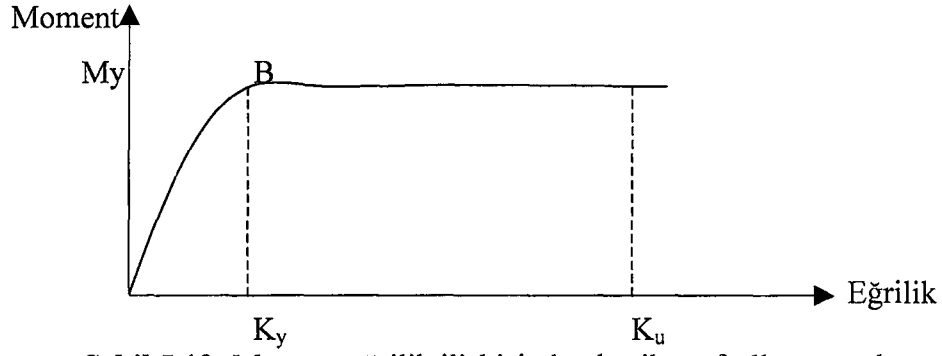


Şekil 5.9- Gevrek bir betonarme kirişin çatlak güzergahı ve yük deplasman diyagramı

Basınç ve dengeli kırılma mühendislik açısından istenmeyen durumlar olmasına rağmen çekme kırılması istenen bir durumdur.[31]

5.3 Plastik Mafsallaşma

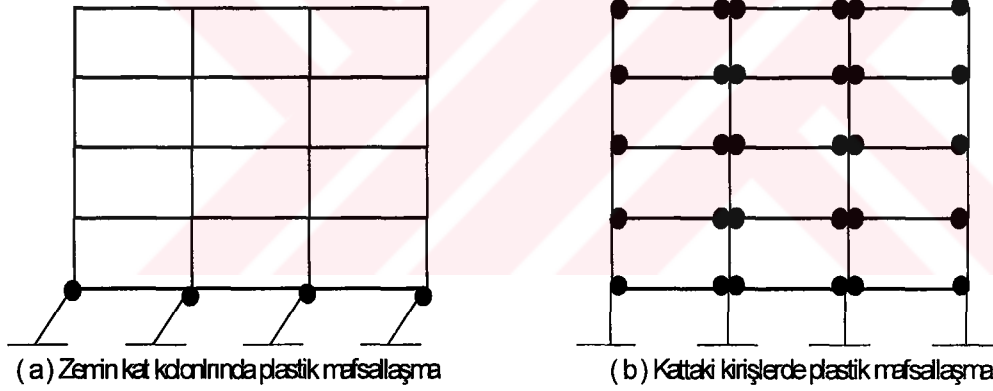
Sünek davranışa sahip olan bir betonarme elemanında Şekil 5.10 gösterildiği üzere B noktasından itibaren sabit moment altında eğrilik veya birim dönme açısı artacağına bu davranış mafsallaşma davranışa benzetilebilir. Klasik mafsalla sünek davranış simgeleyen bu davranış arasındaki tek fark klasik mafsalda momentin sıfır olması; bunda ise dönmenin sabit bir moment altında olmasıdır. Bu tür davranışın gözlemlendiği kesit; yani sabit akma momenti altında; eğriliğin hızla arttığı nokta plastik mafsallaşma olarak tanımlanır. Herhangi bir betonarme yapı elemanında eksenel yükün çok düşük veya sıfır olduğu bir noktada çekme donatısı aktığında orada plastik mafsallaşma oluşacak o kesit sabit moment altında serbest dönebilecektir.[27]



Şekil 5.10- Moment eğrilik ilişkisinde plastik mafsallaşma noktası

Plastik mafsallar enerji yutumunu fazlalaştırır. Fakat plastikleşmenin artmasıyla plastik mafsalların sayısını da artırmakta; bu durum ise sistemin kısa süre içerisinde oynak bir mekanizma haline gelerek yıkılmasına sebep olmaktadır.

Plastik mafsallardan oluşan kesit; eğilmede taşıma gücüne ulaşmıştır. Plastik mafsallaşmalardan oluşabilecek göçme mekanizması Şekil 5.11’de gösterilmiştir.[15,17]



Şekil 5.11- Göçme mekanizmaları

Şekil 5.11.a’da plastik mafsallar tek bir katta yoğunlaşmış; b’de ise mafsallaşmalar taban dışında kiriş uçlarında oluşmuş ve katlara yayılmıştır. Kolonların eksenel yük taşıması sebebiyle sünekliği kirişlere oranla çok daha azdır. Bu nedenle gevrek davranış simgeleyen kolonların deprem sırasında ortaya çıkacak enerjiyi sönmömleri güç olacaktır. Kolonların enerji tüketmesi sağlanamadığından katlar arası rijitlik düzensizliliği ortaya çıkmakta rijitlik düzensizliliği olduğu katlarda o katın görelî yer değıştirmesi de çok büyük olmaktadır. [15,34]

Sağlıklı mekanizma için plastik mafsallaşmanın gevrek kolonlar yerine sünek kirişlerde sağlanması şarttır.

Bu durumun sağlanabilmesi için kolon kiriş düğüm noktasına göre bir düğüm noktasındaki kolonların taşıma gücü toplamı kirişlerinden büyük olması gerekir.[1,28]

Dış düğüm noktası için

$$(M_{c1}+M_{c2}) \geq 1.2 M_{k1} \quad (5-1)$$

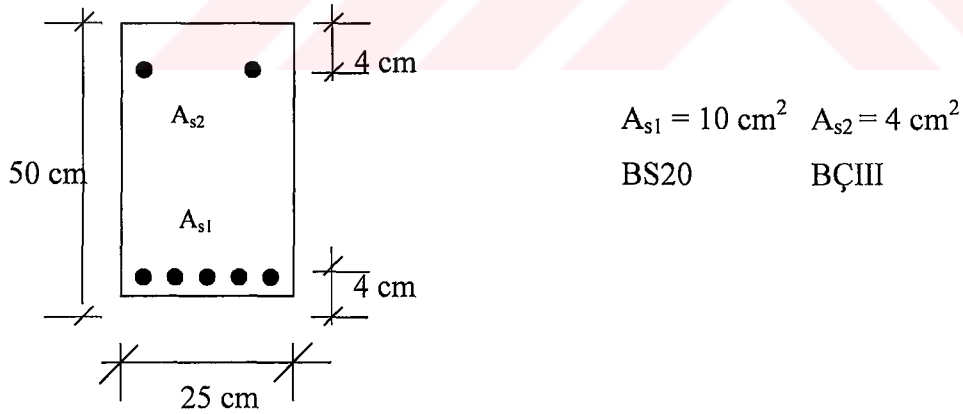
İç düğüm noktasında ise

$$(M_{c1}+M_{c2}) \geq 1.2 (M_{k1}+M_{k2}) \quad (5-2)$$

5.4 Kirişlerde Sünekliği Etkileyen Faktörler

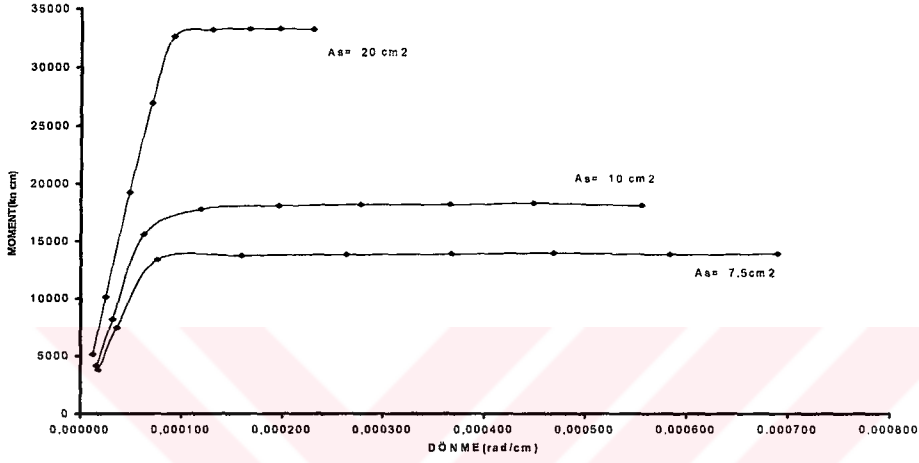
Donatı yüzdesi kirişlerde sünekliği etkileyen en önemli faktördür. Donatı yüzdesinin dengeli kırılmaya karşılık gelen donatı yüzdesinden az olması gerekmektedir.[7]

Şekil (5.12)'de gösterilen kesitin moment eğrilik ilişkisi incelenecektir.



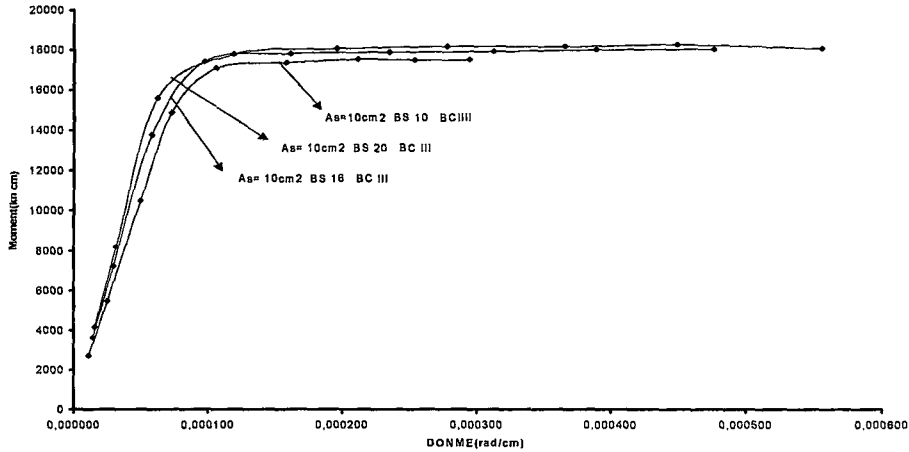
Şekil 5.12- Kirişlerde sünekliği etkileyen faktörlerin incelenmesinde çalışma yapılan kesit

Eşdeğer dikdörtgen dağılımı ile bu kesitin moment eğrilik ilişkisini tespit eden bilgisayar programı hazırlanmıştır. Kesitin çekme bölgesinde bulunan A_{s1} donatısının miktarı BS20 , BÇIII için $7,5 \text{ cm}^2$, 10 cm^2 , 20 cm^2 olarak alınmış moment eğrilik ilişkisi Şekil 5.13’de tespit edilmiştir. Şekil 5.13’de görüleceği üzere çekme donatısının alanının artışı kesitin moment kapasitesini artırmasına karşın süneklik katsayısını azalttığı görülmüştür.



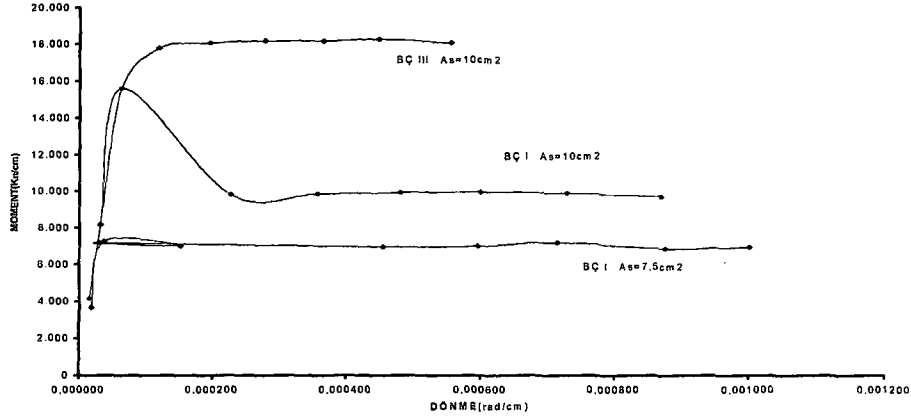
Şekil 5.13- Farklı çekme donatısı alanları için moment eğrilik ilişkisi

Aynı kesitin donatı sınıfı BÇIII sabit olması şartıyla çekme donatısı alanı $A_{s1}=10 \text{ cm}^2$ alınarak farklı beton sınıflarında beton kullanıldığında şekil 5.14’de moment eğrilik ilişkisi tespit edilmiştir. Şekilden görüleceği üzere beton sınıfları arasında farkın büyük olduğu durumlarda süneklik katsayısının azaldığı buna karşın kesitin moment kapasitesinde büyük değişiklikler olmadığı görülmüştür.



Şekil 5.14- Farklı beton sınıflarında moment eğrilik ilişkisi.

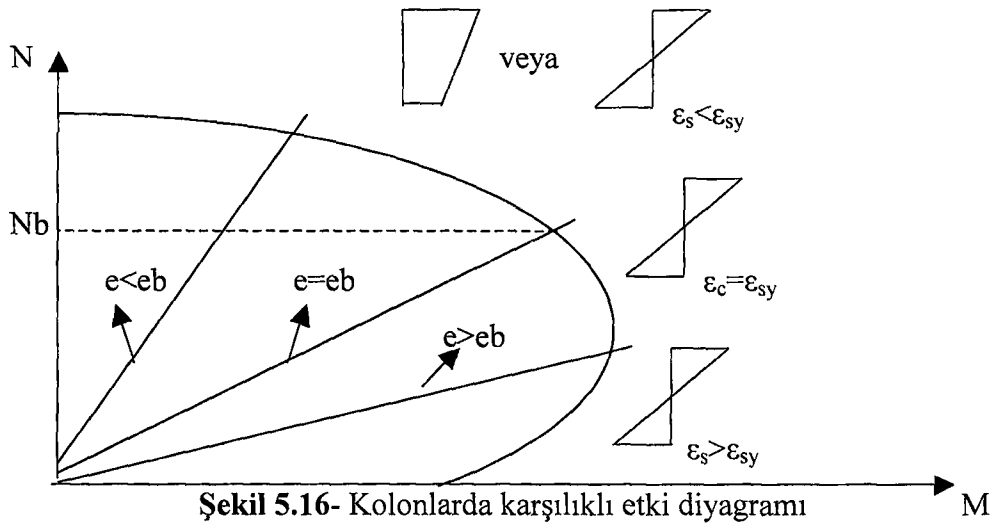
Aynı kesitte BS20 sınıfında beton kullanıldığında ve $A_{s1}=10 \text{ cm}^2$ alınarak değişik çelik sınıfları için moment eğrilik ilişkisi Şekil 5.15’de gösterilmiştir. Şekil 5.15’den görüleceği üzere kesitin BÇI için moment kapasitesinin düşük olmasına karşın süneklik katsayısının büyük olduğu görülmüştür.



Şekil 5.15- Farklı donatı sınıfları için moment eğrilik ilişkisi.

5.5 Kolonlarda Sünekliği Etkileyen Faktörler

Bileşik eğilme altındaki bir kesitin denge ve uygunluk denklemleri ile her bir tarafsız eksen derinliği için moment ve eksenel yük hesaplanabilir. Moment ve eksenel yük değerleri kullanılarak eksenel yükün moment ile değişimini gösteren eğri elde edilir. Şekil 5.16’da dikdörtgen bir kesit için gösterilen bu eğri karşılıklı etki diyagramı olarak adlandırılır.[15]



Şekil 5.16- Kolonlarda karşılıklı etki diyagramı

Şekil (5.16) da gösterilen A noktası dengeli durumu göstermektedir. Bu durumda kesitin en dış basınç lifindeki birim kısaltma $\epsilon_c=0.003$ değerine ulaşırken çekme yüzüne en yakın olan çekme donatısı akma birim uzamasına erişmektedir. Bu noktaya karşılık gelen eksenel yük N , dış merkezlik ise e_b olarak gösterilmiştir.

$N < N_b$ veya $e > e_b$ olduğunda dış yüze yakın çekme donatısı; beton ezilme konumuna ulaşmadan akacağından sünek bir kırılma oluşacaktır. Bu kırılmaya çekme kırılması olarak adlandırılır.

$N > N_b$ veya $e < e_b$ olduğunda en dıştaki beton ezilme konumuna ulaştığında çekme yüzüne en yakın donatı çekme nedeni ile akma birim uzamasına ulaşmayacaktır. Bu tür kırılma ise basınç kırılması olarak adlandırılır.

Kirişlerde kırılma türü çekme donatısı oranına bağlı olduğundan donatı için bir üst sınır konularak basınç ve dengeli kırılmayı önlemek mümkün kılınmıştır. Bileşik eğilmede ise kırılma türü donatı oranından bağımsız olup, eksenel yük düzeyine veya dışmerkezliğe bağlıdır. Bu durumda kirişlerdeki gibi donatı sınırlayarak gevrek kırılmayı önlemek mümkün değildir. Kolonun kesit boyutlarını büyütürken eksenel yükün dengeli yük düzeyi altında kalmasını sağlamak böylece gevrek kırılmayı önlemek mümkündür. Bu çözümün ekonomik ve pratik olmayacağından aşırı gevrek kırılmayı önlemek için bazı önlemler alınmıştır. Bunlar sık yerleştirilmiş sargı donatısı ve eksenel yükün TS 500 de verilen eksenel yükün geçilmesine izin vermemektedir.[27,40]

Donatı yüzdesi ve donatı akma gerilmesinin artmasıyla dengeli kırılma yükü N_b , kolonların taşıyabileceği eksenel yük oranını küçültmektedir. Bu durumda ise basınç kırılması olasılığı artmaktadır.[7]

Kolonun sünek davranışı için bir diğer önemli nokta ise enine donatı miktarıdır. Enine donatı kolonun kabuk betonu dökülse bile daha çok eksenel yük taşıyabilmesine olanak verdiği gibi; daha fazla enerji tüketebilecek şekilde sünek olmasını sağlamaktadır.

Betonarme çerçeveli yapılarda kolonların depremlerde elastik bölgede kalması gerektiğinden bunun için tasarımda kolonların moment kapasitelerinin kendilerine bağlanan kirişlerin moment kapasitelerinden fazla olması ve dolayısıyla kolonlardan önce kirişlerde mafsallık olması sağlanmalıdır.

5.6 Kolon Kiriş Ek Yerleri

Şiddetli depremlerde kolon kiriş ek yerlerindeki betonun ezilmesi kirişin boyuna donatısının taşıma gücünün tamamına ulaşmadan ek yerinden sıyrılıp akması; bütün taşıyıcı sistemin hasarına ve yıkılmasına yol açabilir. Kolon kiriş boyuna donatısı betonun parçalanıp kırılması sonucu burkulabilir veya betondan sıyrılabilir. Betonarme elemanların birbirine rijit eklemlerle bağlı olduğu varsayımı geçerliliğini yitirir.[26]

Kiriş donatısının kolon kiriş ek yerindeki betondan sıyrılması ile kirişin iki ucu ankestre yerine; mafsallı bir eleman durumuna dönüşür, mafsallaşma için gereken eğilme momentine ulaşamaz. Deprem sırasında betonarme yapılara gelen enerji yapının ankestre ek yerlerinin mafsallaşması ile tüketildiğine göre ek yerlerinin bu tür mafsallaşmaya olanak vermesi depreme dayanıklı yapıların bir özelliğidir.[29,10]

Betonarme yapılardaki kolon kiriş ek yerleri iki ana tipte olmaktadır.[7]

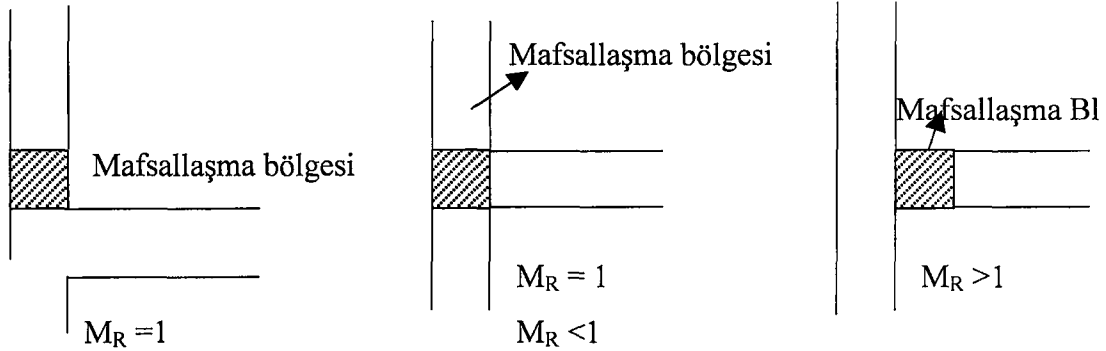
- a) İç aks kolon kiriş ek yerleri
- b) Dış aks kolon kiriş ek yerleri

Dış aks kolon kiriş ek yerlerinin deprem yükleri altındaki davranışı üzerinde yapılan deneyler sonucunda ek yerlerinin davranışına etki eden faktörler şu şekilde sıralanmıştır.[7]

- 1- Kolon, kirişin moment taşıma gücü oranı
- 2- Ek yerlerinde enine donatı yüzdesi
- 3- Ek yerindeki itibari kesme gerilmesi düzeyi
- 4- Ek yerindeki döşeme plağının ve yükleme yönüne dik yöndeki kirişlerin katkısı

Betonarme çerçeveli yapı elemanlarında kiriş uçlarının mafsallaşması ile enerji tüketimi sağlandığından bunun gerçekleşmesi için kolon moment taşıma gücünün kirişlerden daha büyük olması gerekmektedir. Afet yönetmenliğinde (1998) kolon moment taşıma gücünün kiriş moment taşıma gücünün 1.2 katı olarak verilmiştir. Ebsani ve Wiyht moment taşıma gücü oranına göre ek yeri davranışının değiştiğini belirtmektedir.[7]

Şekil 5.17 de kolon kiriş moment taşıma gücü oranına göre mafsallaşma bölgelerinin yeri gösterilmiştir.



Şekil 5.17- Moment taşıma gücü oranına göre mafsallaşma bölgeleri

Dış aks kolon kiriş ek yeri bölgesinde Afet yönetmeliğinde belirtilen oranına (1,2) göre; bu orandan küçük olan kolon kiriş ek yerlerinde (zayıf kolon kuvvetli kiriş) enine donatı yüzdesi ve bu bölgedeki betonu iyi kullanmasıyla ek yerindeki betonun daha yüksek kesme gerilmesine ulaşmasına olanak vermektedir. Kuvvetli kolon zayıf kiriş ek yeri bölgesinde ise en az donatı yüzdesinde; kesme gerilmesi etkilenmez.

Kesme gerilmesi az olan kolon kiriş ek yerlerinde az hasar olduğu tersine yüklemeler altında taşıma gücü kaybı da çok az olduğu araştırmacılar tarafından tespit edilmiştir.

Betonun taşıdığı kesme gerilmesi düzeyi; ek yeri betonunun parçalanma yükü üzerinde etkilidir. Ek yeri betonun parçalanması ise ek yerinde ankrajlı kiriş boyuna donatılarının betondan ayrılması sonucunu getirir. Kiriş boyuna donatısının sıyrılması kiriş momentlerinin azalmasına yol açar Ek yerinde betonun parçalanması kolonun düşey yük taşıma gücünü yitirmesine yol açabilir. Betonun kesme gerilmesi taşıma gücü, enine donatı ile artmaktadır. Ancak kırılma; kolon kiriş moment taşıma güçleri göz önüne alınarak kirişte olacak ise ek yerine çok miktarda etriye konmasının bir yararı olmayacaktır. Çünkü kiriş ve moment taşıma gücünü kiriş boyuna donatıları belirleyeceğinden ek yerine gelen kesme gerilmesini taşıyan enine donatı konulması yeterli olacaktır.[4,7,26]

6- DEPREMDE HASAR GÖREN BETONARME YAPI ELEMANLARININ ONARIM VE GÜÇLENDİRİLMESİ

Ülkemizin büyük bir kısmının 1.derecede deprem kuşağında olması deprem afetini artırmakta; depreme dayanıklı yapı tasarlamak ve üretmeyi gerekli kılmaktır. Depreme dayanıklı yapı kadar; depremden hasar görmüş yapıların onarım ve güçlendirilmesi de önemli bir konudur.

Uygun şekilde dizayn edilmemiş veya yapılmamış yapılarda erken yapı hasarlarının oluşması kaçınılmazdır. Bunun dışında yapı hasarlarını meydana getirecek en önemli etkenlerden birisi ise deprem yükleridir.

Betonarme yapılarda; yapı hasarlarının olmadığı zamanlarda da yapısal onarımlara ihtiyaç duyulabilmektedir. Tasarım gereksinimlerinin değişmesi bir önceki şartnamelerin yeterli güvenliği sağlayamayışı nedeniyle, hızla gelişen deprem yönetmenliği veya yeni deprem güvenliği anlayışı eski yapıların yetersizliğini ortaya çıkarmakta ve özellikle gelişmiş ülkelerde bu yapıların güçlendirilmesi konusu önem kazanmaktadır.

Bir yapının yetersiz görülen yapı elemanlarının gerekli dayanım ve davranışa yükseltebilmek için yapılan takviyeye güçlendirme adı verilmektedir.[6]. Değişen yapı şartnameleri; özellikle deprem şartnameleri; kötü işçilik yüzünden güçlendirme bir çok ülkede yapılmaktadır.

Onarım ve güçlendirmenin amacı yapıyı veya yapı elemanlarını eski dayanıma veya projede öngörülen dayanıma getirmektir.

Bir yapı deprem kuşağı içindeyse onarım ve güçlendirme sadece dayanım gereksinimlerini değil; süneklilik ve yeterli enerji yutumunu da sağlaması amaçlanmalıdır.

Deprem dayanımı bir çok ülkede en önemli problem haline gelmiştir. Bilhassa gelişmiş ülkelerde yeni çalışmalar sonucunda hızla gelişen deprem yönetmenlikleri ve yeni deprem güvenliği anlayışının sonucu olarak; çok yakın gelecekte mevcut yapıların güçlendirilmesi geniş bir çalışma alanı yaratacaktır.

6.1 Betonarme Yapıların Güvenlik Kontrolü

6.1.1 Düşey yüklere karşı güvenlik kontrolü

Bir binanın düşey yüklere karşı güvenliği kesin ve yaklaşık yöntemlerle yapılabilir. Kesin yöntemde yapının mevcut boyutları ile gelen zati yük ve o anda taşıdığı hareketli yükler hesaplanarak her kata gelen düşey yük bulunur. TS 500'deki yöntemler kullanılarak kolonların bu yükler altında emniyet gerilmelerini aşp aşmadıkları kontrol edilir. Aynı hesaplar kirişler içinde yapılır.

Yaklaşık yöntem ise daha çabuk uygulandığı için önce kullanılması uygun olmaktadır. Bu yöntemle bulunan emniyet katsayıları yönetmenlikteki katsayılardan daha düşük ise kesin yöntem kullanılarak düşey yüklere karşı kontrol yapılmalıdır. Yaklaşık yöntem ile yalnızca kolonların düşey yüklere karşı güvenlik katsayıları denklem 6.2'de belirtilmiştir.[6]

$$N_k = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_s \quad (6.1)$$

$$E_k = \frac{N_k}{N_d} \geq 2.5 \quad (6.2)$$

6.1.2 Yatay yüklere karşı güvenlik kontrolü

Bir yapının yatay yüklere karşı güvenliği; kesin yöntem ile yapıya gelen deprem yükü Afet bölgelerinde yapılacak yapılar hakkında yönetmelik uyarınca hesaplanır. Yapıdaki çerçeve ve perdeler bu yüklerden gelen paylar bulunur. Her kiriş ve kolonda depremden gelen yükler ve normal düşey yüklerden meydana gelen gerilmeler hesaplanır.

Yaklaşık yöntemde ise yapıdaki yatay kuvvetleri karşılayan kolon, perde duvarların yatay yük taşıma kapasiteleri hesaplanır ve gelen yatay kuvvetlerle karşılaştırılır. Deprem yatay kuvvetleri düşey taşıyıcılara rijitlikleri ile orantılı olarak dağıtılır; kat toplam yatay yük taşıma kapasitesi kata gelen deprem kuvveti ile karşılaştırılır. Perde duvar ve

kolonların yatay yük taşıma kapasitelerinin hesabı yaklaşık yöntemle iki biçimde yapılmıştır.

Kolon ve perde duvarların enine donatıları ve beton dayanımları kesin olarak bilinmiyorsa yapının bir katının kesme kuvveti taşıma kapasitesi denklem 6.3'den hesaplanır.

$$V_{kyk} = 0.06 \sum A_k + 0.08 \sum A_p \quad (6.3)$$

Kolon ve perde duvarın enine donatı miktarı biliniyorsa kesme dayanımı denklem (6.4)'den hesaplanır.

$$V_{yk} = 0.06 \cdot A_c + \frac{A_s \cdot f_{yd} \cdot A_c}{s \cdot b} \quad (6.4)$$

Her katın kesme kuvvet kapasitesi yönetmenliğe göre bulunan deprem kat kesme kuvvetine oranı 2,5'dan büyük olacağı tespit edilmiştir.[5,6]

6.2- Onarım Ve Güçlendirme

Onarım hasar gören bir yapı veya elemanın yapı güvenliğine sahip olabilmesi için yapılan işlemlerdir. Güçlendirme ise hasar görmemiş bir yapı veya yapı elemanlarının öngörülen bir yapı güvenliğine sahip olabilmesi için yapılan işlemler olarak tanımlanabilir. Bu tanımlardan anlaşılacağı üzere yapılan işlemlerin onarım veya güçlendirme olarak tanımlanmasında başlıca kriter hasar olmaktadır.

Bir yapının onarılması veya güçlendirilmesi sırasında mühendisliğin görevi rijitlik değişimlerini de hesaba katmaktır. Eğer rijitlik önemli derecede artmışsa deprem yüklerine karşı dayanımında artırılması gerekecektir. Dayanımı öngörülen yapı güvenliğine çıkarmak için yapılan onarım ve güçlendirmeler sonucu; doğal olarak yapının rijitliği artacaktır. Böyle bir durumda sismik hareketler altında yapının dayanımı artmayacak, tam tersine daha az olacaktır.

Onarım iki grup altında sınıflanabilir.

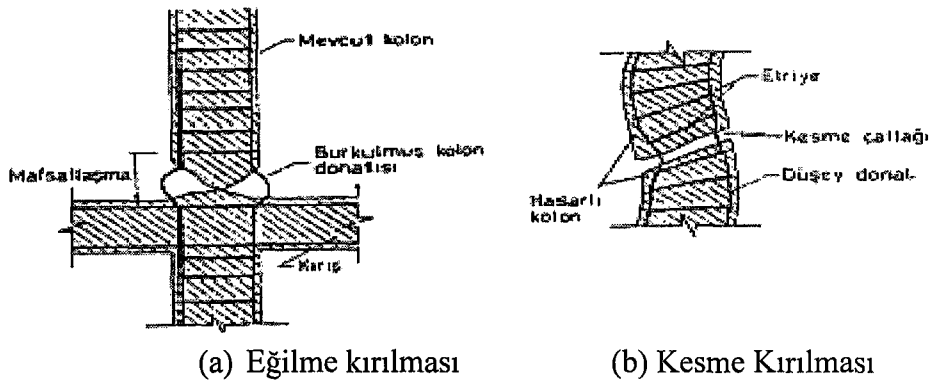
- a) Taşıyıcı yapı onarımı
- b) Taşıyıcı olmayan onarım

Taşıyıcı olmayan onarımda asıl amaç görünüm ve kullanım düzeltilmesidir. Dayanımın süreklilik ve rijitlikle ilgisi bulunmamaktadır. Bir deprem yaşamış insanların taşıyıcı olmasa da hasar görmüş bir binanın içinde olabilmeleri için o binanın olabilecek diğer depremler altında güvenli olduğuna ikna edilmeleri ve yaşanan deprem etkilerini tamamen yok edilmesi gerekmektedir. Bu nedenle taşıyıcı onarım, taşıyıcı sistemi hasar görmemiş yapılar için önemli olmasa da içinde yaşayan insanlar için son derece gereklidir. Taşıyıcı yapı onarımında asıl amaç yapısal davranışı ve dayanımını iyileştirmektir.

6.3- Deprem Hasarlarının Belirlenmesi

Taşıyıcı elemanlarda oluşan çatlakların sıva çatlağı olup olmadığı sıva tabakası kaldırılarak araştırılmalı, çatlakların taşıyıcı elemana geçip geçmediği kontrol edilmelidir.[6]

Hasarlı taşıyıcı elemanlarda eğilme ve kesme kırılmaları ayrı ayrı belirlenmelidir. Eğilme kırılmasında deprem etkilerinden kolona gelen eğilme momenti artmış, kolonun uçlarında mafsallaşmalar meydana gelmiştir. Şekil 6.1.a'da gösterilmiştir.

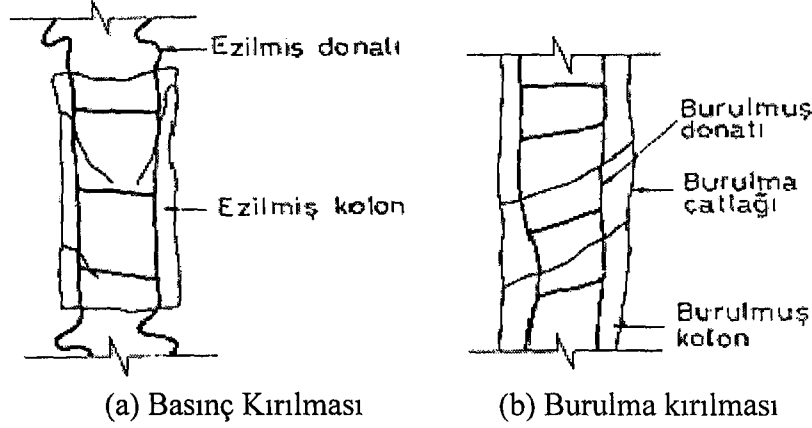


Şekil 6.1- Eğilme ve Kesme kırılması

Kolon kesitinin en dış lifindeki beton ezilemeye başladığında henüz donatı akma birim uzamasına ulaşmamış ise kolonda basınç kırılmaları ortaya çıkmaktadır.

Büyük eksenel yükler taşıyan donatı oranı yüksek kolonlarda basınç kırılması belirlenmiştir. Şekil 6.2.a'da gösterilmiştir.

Yapının planda kütle ve rijitlik merkezleri çakışık değil ise düşey taşıyıcı elemanlarda burulma kırılmaları meydana gelmiştir. Şekil 6.2.b'de gösterilmiştir.



Şekil 6.2- Basınç kırılması ve burulma kırılması

Depremde hasar gören yapılarda hasar düzeyine göre onarım yöntemleri bulunmuştur. Bu yöntemler ile taşıyıcı elemanların taşıma güçleri artırılmakta, kütle ve rijitlik merkezleri birbirine yaklaştırılarak burulma tesirleri azaltılmakta yapının doğal periyodu ile zemin hakim periyodu birbirinden uzaklaştırılmak suretiyle rezonans durumu önlenilmeye çalışılmıştır.[6,16,17]

6.4- Betonarme Elemanlarda Çatlama Olayı

Betonarme bir yapıda donatının fonksiyonu betonda oluşan çekme gerilmelerini karşılamaktır. Betonun kopma uzamasının çeliğin kopma uzaması yanında çok düşük olması nedeniyle betonda donatı civarında çatlamların olacağı tespit edilmiştir.[27]

Yönetmenlikler çatlak genişliklerini çeşitli ortam ve yapı cinslerine göre sınırlandırmışlardır. Çatlak genişliği ve uzaklığını etkileyen önemli faktörler olarak çelik gerilmesi çubuk tipi, çubuk çapı, donatı örtüsü ve betonun dayanımı, çekme dayanımı, donatı oranı etriyeler, rötre ve aderans dayanımı olarak belirtilmiştir.

Çekme çatlakları betondaki etkiler; dik olarak oluşur ve doğrultuları bellidir. Donatısız bir elemanda ilk çatlağın oluşması elemanın kırılması ile sonuçlanır. Birbirlerine az veya çok yakın çatlakların ard arda ortaya çıkmaları çatlayan kesitte bütün çekme kuvvetini donatı alacağı için ancak donatılı elemanlarda karşılaşılan bir olaydır.

Çatlakların birbirinden uzaklığı ve açılmaları hem beton dayanımını aşacak etkilerden hem betondaki etkileri donatıya ileten beton ve çelik arasındaki iç aderansın değerlerinden etkilendiği görülmüştür. Dolayısıyla nervurlu donatı ile donatılmış betonarme yapı elemanlarında düz donatı elemanlara göre çatlaklar daha küçük değerde kalmıştır.[27]

Betonarme yapılarda gözlenebilen çatlakların biçimi bellidir. Fakat bunların ne tür bir etki altında oldukları bilinemez. Bu etkilerin belli olmasıyla uygulanacak onarım yöntemi belirlenebilir. Çatlamanın nedeni kesme kuvveti veya eğilme momenti ise bunların karşılanması çalışmalıdır.

Yükleme durumlarına göre betonarme yapı elemanlarının asal gerilme yörüngeleri tespit edilerek; çekme ve basınç gerilmelerinin yoğun olduğu bölgelerde; çatlak biçimleri tespit edilmiştir.

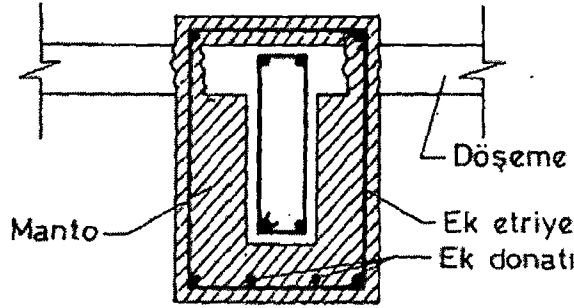
6.5- Betonarme Kirişlerin Onarım Ve Güçlendirilmesi

Hasar görmüş kirişlerin onarımı; çatlakların epoksi reçinesi yada çimento şerbeti ile doldurulmasından mantolama ve çelik levhalarla güçlendirmeye kadar geniş bir aralıkta incelenmiştir.[8]

Kirişlerde oluşan çatlakların genişliğine göre epoksi reçineleri veya çimento şerbeti basınçlı olarak enjekte edilmiştir.

0,1-5 mm arası genişliğindeki çatlaklara epoksi reçineleri yada 2-5 mm arasındaki çatlaklara ise çimento şerbeti enjekte edilmektedir. Epoksi reçineleri zaman içerisinde özelliğini kaybetmeyen su, asit ve alkalilerden etkilenmeyen çekme gerilmesi 1 kN/cm² 'ye kadar çıkabilen sentetik reçinelerdir.

Hasarlı betonarme kirişlerde mantolama bir üç yada dört yandan betonlama suretiyle yapılır. Mantolama işlemine ilave edilen donatılar mevcut donatılara kaynaklanarak ankrajı sağlanmıştır. Kirişlerde dört taraftan yapılan ve güçlendirmeye yönelik mantolamada kirişin sünekliğini artırmak için konulan etriyeler döşemede açılan deliklerden geçirilerek bağlanmalıdır. Kirişlerin mantolanmasında beton kalınlığı 8 cm.den az olmamalıdır. Dört taraftan kirişlerin montolanması Şekil 6.3 de gösterilmiştir.



Şekil 6.3- Dört taraftan mantolanmış kiriş kesiti

Kirişlere yapılan deneyler sonucunda gerek onarım gerekse güçlendirmede eklenen manto katmanının referans olarak kullanılan bir döküm kiriş kadar iyi davrandığı gözlenmiştir. Onarılmış ve güçlendirilmiş kirişlerin monolitikmiş gibi hesaplanan taşıma gücünün % 90'ı alınması, onarılmış rijitlik içinde benzer bir oran kullanılmıştır.[8,13]

6.6- Betonarme Kolonların Onarım Ve Güçlendirilmesi

Çatlamış hasarlı betonarme kolonlarda; kirişlerde olduğu gibi recinelerle veya çimento şerbeti kullanılmıştır. Az hasarlı donatıları burkulmamış betonu gevşemiş kolonlarda genel olarak gevşek beton kısmı kaldırılarak yeni beton dökülmesi suretiyle onarım yapılabilir. Kolonlarda oluşan hasar durumuna göre bir-iki-üç yada dört taraftan mantolama yapılabilir. Montolamada kirişlerde olduğu gibi yeni kullanılan malzemeleri mevcut malzemelerle ankrajı sağlanmıştır. Böylece kat döşemeleri delinmek suretiyle yapılan mantolamada kolonun hem aksenal yüke hemde eğilme momentine göre mukavemeti; döşemeler arasında kalan mantolamada ise kolonun aksenal yük kesme kuvveti taşıma kapasitesi artmıştır.

Kolonlarda hasar derecesi çok fazla ise onarılmadan önce çelik konsrüksiyonlarda askıya alınması gerekmiştir. Mevcut betonarme kolonların çelik profillerle oluşturulan çok parçalı basınç çubuklarını içerisine alabilir. Böylece mevcut kolonu eksenel yük taşıma kapasitesi ve sünekliği artırılmıştır.

Mantolu kolonlara eksenel yük ve eksenel yük ile birlikte eğilme altında deneyler yapılmıştır. Eksenel yük altında yapılan deneyler sonucunda güçlendirme mantosunun taşıma gücü monolitik olarak hesaplananın % 90'ı alınacağı , onarım mantosu yük kaldırıldıktan sonra yapılmışsa monolitik olarak hesaplanan taşıma gücünün % 90'ı alınacağı onarım yük altında yapılmışsa kapasite hesabından salt mantonun alınacağı ve onarım mantosundaki rijitliğin monolitik rijitliğin % 80'i alınacağı tespit edilmiştir.

Eksenel yük ve eğilme altındaki deneylerde ise güçlendirme mantosunda monolitik referans elemanlarının taşıma gücünün % 90'ı onarım mantoları için taşıma gücü hesaplanırken monolitik olarak hesaplanan kapasitenin % 80'i alınacağı önerilmiştir. Güçlendirilmiş kolonun rijitliği monolitik olarak hesaplanan rijitliğin % 90'ı onarılmış kolonun rijitliği; monolitik olarak hesaplananın % 75'i olduğu tespit edilmiştir.[14]

6.7- Montolanmış Betonarme Kolonlarla İlgili Çalışmalar ve Sonuçları

6.7.1- Hellsondu, Green (1972)

Yapılan deneysel çalışmada sabit eksantrisite altında yükleme yapılmış onarılmış kolonların yük taşıma kapasitesi ve deformasyonları incelenmiştir.[14]. Sonuç olarak

- a) Onarılmış kolonların yük taşıma kapasitesi tek yönlü ve tersinir yüklemeye tabi tutulmuş; referans elemanlarını kapasitelerinde yaklaşık % 20 daha az olduğu tespit edilmiştir.
- b) Onarılmış kolon bir döküm referans elemanları ile karşılaştırıldığında onarılmış kolonun servis yükünde yapmış olduğu eğilme önemli oranda büyük olduğu servis yüklemesi altında onarılmış eleman rijitliği bir döküm elemana oranla % 50-%90 civarındadır.

6.7.2- Lawrence (1980)

Mevcut betonarme kolonların depreme dayanımının sağlanması için güçlendirilmesini; deneysel olarak araştırmıştır.

Dört adet kolon üzerinde çalışma yapılmış bir kolon üzerinde deney yapıldıktan sonra portland çimentosu şerbeti ve çember kullanılarak onarılmış; diğer kolonlarda ise güçlendirmek için dışarıdan 6 mm.lik tel spirallerle gerçekleştirilen çelik sarmalama veya 8 mm U demirleri kullanılmıştır.

Sonuç olarak çelik bilezikler ve U demirleri betonarme kolonları güçlendirmiş bu sünekliği önemli şekilde artırmıştır. Güçlendirilmemiş kolonlar deplasman süneklik oranı ikinin altına düştüğünde dayanımını kaybederken; güçlendirilmiş kolonda bu oran dört olarak tespit edilmiştir.

6.7.3- Bett, Klinge ve Jirsa (1988)

Onarılmış ve güçlendirilmiş betonarme kolonların yanal yükleme altındaki sonuçları incelenmiştir.[9]. Onarım ve güçlendirme

- a) Eşit kesit metodu güçlendirmesiyle aynı dayanımı sağlanabilmesi için hasar görmüş çeliğin ve betonun yenilenmesi
- b) Sarmalama ile güçlendirme
- c) Mantolama ile güçlendirme, teknikleri kullanılmıştır.

Onarılmış ve güçlendirilmiş çerçevelerin tersinir yükler altında davranışını geniş çapta inceleme yapmıştır. Araştırmanın sonucunda onarılmış ve güçlendirilmiş kolonlar referans kolonlarına göre; ayrıca onarılmış kolonların güçlendirilmiş kolonlar kadar iyi performans gösterdiği tespit edilmiştir.

6.7.4- Aksan, Tankut ve Ersoy (1989)

Bu çalışmada monto türlerinin etkinliği yalnızca eksenel yük taşıma kapasitesi bakımından incelenmiştir. Hasar öncesi ve sonrası ayrıca yük altında ve yüksüz olarak güçlendirme ve onarım montosu incelenmiştir.

Yapılan deneyler sonucunda yüklü ve yüksüz olarak güçlendirilmiş montonun çok etkin olduğu onarım montosunun ise yüksüz yapıldığında oldukça etkili olmasına rağmen ancak yük altında uygulandığında fazla yarar sağlamadığı görülmüştür.[14]

6.7.5- Suleiman, Tankut ve Ersoy (1990)

Mantolanarak onarılmış ya da güçlendirilmiş betonarme kolonların eksenel yük ve tek eğrilikli eğilme altındaki davranımı deneysel olarak incelenmiştir. Deneyde monotonik yük altında onarılmış ve bir döküm elemanı tersinir yük altında ise güçlendirilmiş bir döküm elemanı incelenmiştir.[14,39]

Deney sonuçlarına göre

- a) Montolamanın kolonların güçlendirilmesi ve onarımında başarılı olduğu
- b) Monotonik ve tersinir yükleme altında onarılmış elemanların istenilen davranışı ve dayanımı gösterdiği; dayanım ise referans elemanından % 10 daha düşüktür.
- c) Onarılmış ve güçlendirilmiş elemanlardaki enerji tüketimi son tersinir yüklemeye kadar aynıdır. Buna rağmen elemanlardaki enerji tüketimi referans elemanına göre daha düşüktür.
- d) Onarılmış ve güçlendirilmiş elemanların deformasyon kapasiteleri referans elemanları ile karşılaştırıldığında daha az olduğu tespit edilmiştir.

6.7.6- Yumak, Tankut ve Ersoy (1990)

Çeşitli ankraj yöntemlerinin mantolanmış kolon davranışına etkileri incelenmiştir. Deneysel çalışmada 5 adet kolon elemanı kullanılmış. Bu elemanların dört tanesi onarılmış, bir tanesi ise referans olarak seçilmiştir. Bu elemanların eksenel yük ve tersinir eğilme altında davranışları incelenmiştir.[44]

Mantolama aşamasında aşağıdaki ankraj yöntemleri uygulanmıştır.

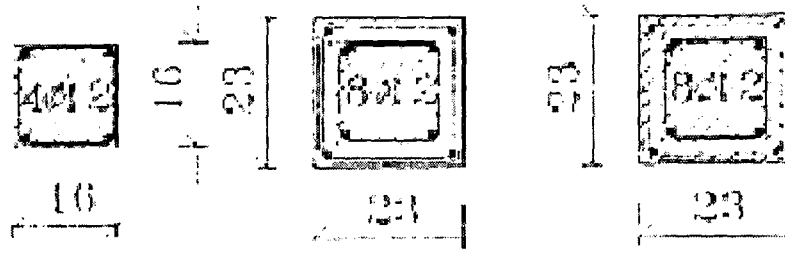
- a) Sürekli manto donatısı
- b) Epoksi ile kenetlenmiş manto donatısı
- c) Mekanik kenetlenme
- d) Manto donatısının giriş yüzeyinde kesilmesi

Deney sonuçlarından epoksi ve mekanik kenetlenme yöntemiyle mantolanmış kolonların iyi davranış sergiledikleri, boyuna donatının süreksiz olması durumunda elde edilen sonuçların güvenilir olmadığı, manto donatısının giriş yüzeyinde kesilmesi yüksek eksenel yük altında başarısız olduğunu ortaya çıkarmıştır.

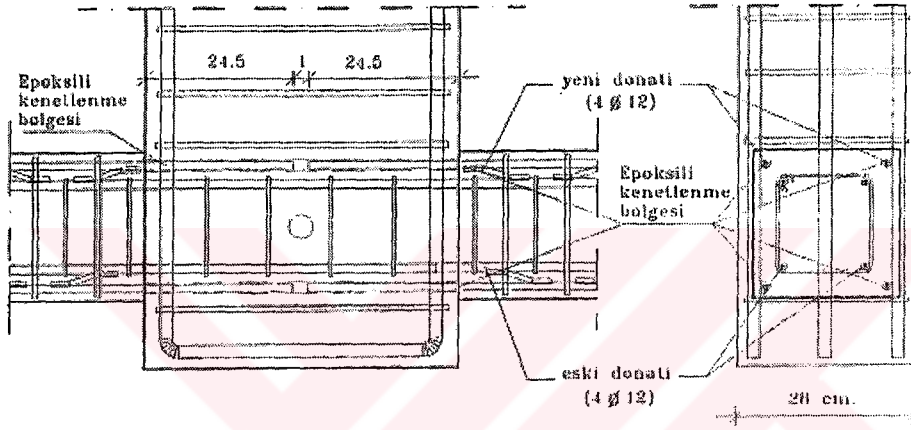
6.7.7- Tankut, Can ve Demirel (1995)

Onarılmış ve güçlendirilmiş betonarme kolonların dayanımı ve davranışı hakkında deneysel çalışmalar yapılmıştır. Bu çalışmanın içeriği eksenel yük altında betonarme kolonların onarım ve güçlendirilmesi, tek eğrilikli betonarme kolonların onarım ve güçlendirilmesi, tek eğrilikli kolonların donatı kenetleme yöntemlerinin kolon üzerinde etkilerini ve onarılmış ve güçlendirilmiş betonarme kolonların çift eğrilikli eğilme altında dayanımı ve davranışı incelenmiştir.[14]

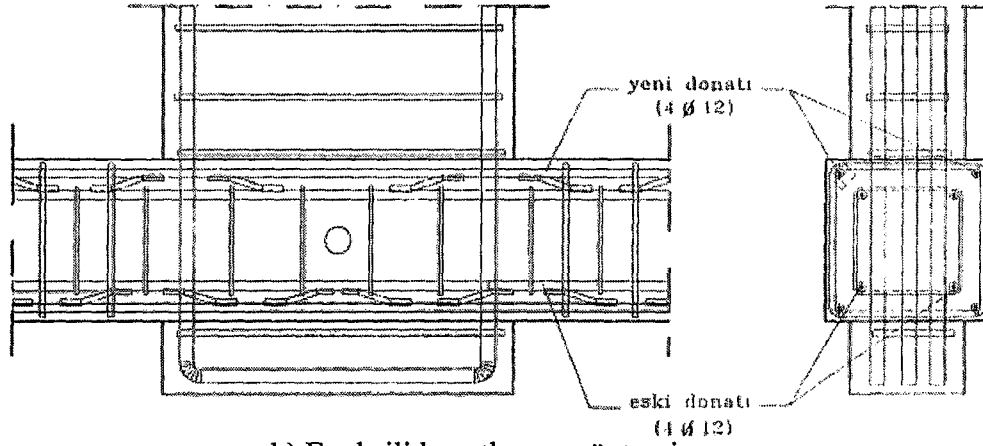
Yapılan deneysel çalışmada Şekil (6.4) de gösterilen deney elemanları kesitlerini çeşitli kenetlenme yöntemlerine göre onarılmış güçlendirilmiş kolonların dayanımı ve davranışı incelenmiştir. Mekanik ve epoksili kenetlenme yöntemleri Şekil (6.5)'de gösterilmiştir.



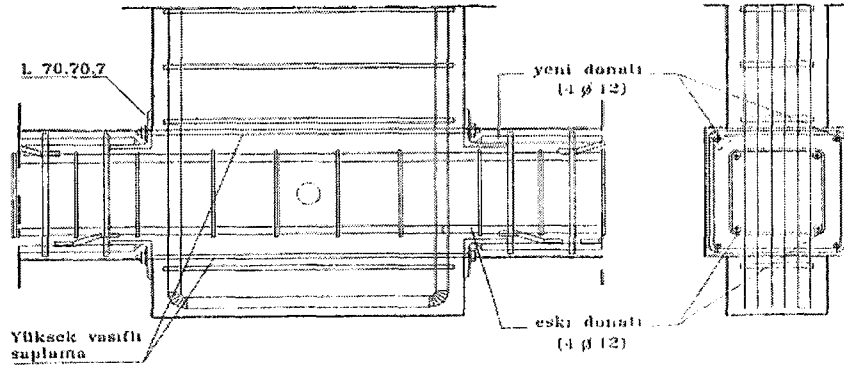
Şekil 6.4- Deney elemanlarının kesitleri



a) Mekanik kenetlenme yöntemi



b) Epoksili kenetlenme yöntemi



c) Sürekli kenetlenme yöntemi

Şekil 6.5- Kenetlenme yöntemleri

Bu çalışmada betonarme kolonlara aksel yükü olarak onarım ve güçlendirme mantosu uygulanmıştır. Kenetlenme yöntemleri hakkında aşağıda belirtilen sonuçlara varılmıştır.

- Mekanik kenetlenme yöntemiyle mantolanarak güçlendirilmiş kolonun bileşik aksel yük ve tersinir eğilme altındaki dayanımı referans elemandan % 5 düşük olduğu bununla birlikte dayanım azalması süneklik, enerji tüketimi ve rijitlik değişimi bakımından bir döküm referans elemanından daha iyi davranış sergilediği görülmüştür.
- Mekanik kenetlenme yöntemiyle mantolanarak onarılmış kolonların bileşik aksel yük tersinir eğimi altındaki dayanımları referans elemandan % 10 daha düşük olduğu ve bu oranın enerji tüketiminde ve rijitlik değişiminde aynı olduğu tespit edilmiştir.
- Sürekli kenetlenme yöntemiyle mantolanarak onarılmış kolonların dayanım ve davranışı bir döküm referans elemanının dayanım ve davranışı ile aynı olduğu tespit edilmiştir. Mantolanacak yalın kolonun hasar derecesi mantolanmış kolonun dayanım ve davranışını belirgin bir biçimde etkilemektedir.
- Epoksili kenetleme yöntemiyle mantolanan kolonlardan beklenen sonuç elde edilememiş bu elemanın maksimum dayanımları bir döküm referans elemanının dayanımından yüksek olmasına rağmen kolon kiriş birleşimi çabuk hasar gördüğü tespit edilmiştir.

- e) Epoksili kenetlenme yöntemi düz demirlerde aderans tükenmesi sonucu epoksiden ayrılmış nervürlü demirlerde bu sıyrılma gözlenmemiştir. Fakat kolon kiriş birleşiminde hasarlara sebebiyet verdiği tespit edilmiştir.
- f) Mekanik kenetlenme yöntemiyle mantolanmış ve onarılmış kolonların yalnızca tersiner eğim altındaki dayanımı bir döküm referans elemanının dayanımı ve davranışı ile aynı olduğu görülmüştür.
- g) Mekanik kenetlenme yönteminde kullanılan malzemelerin (kornier, saplama, vida dişleri ve somun dayanımları) kenetleme yönteminin dayanım ve davranışına etkili olduğu görülmüştür.
- h) Hangi kenetlenme yöntemi kullanılırsa kullanılsın betonarme mantolamada yalın kolonun hasar derecesi (mantolamadan önce eleman ve donatı deformasyonlarının giderilmesi ve hasarlı bölgenin temizlenmesi şartı ile) fazlaca önem taşımamaktadır.
- i) Manto boyuna donatılarını yalın kolon boyuna donatılarına birleştiren Z demirleri sürekli kenetleme yönteminde olmak üzere dayanım ve davranışı etkilediği ve bu demirlerin aralığına, yerleştiriliş düzenine ve boyuna donatılara kaynaklanmasına dikkat edilmesi gerektiği tespit edilmiştir.

6.8- Mantolama İşleminde Dikkat Edilecek Hususlar

Sarılacak ve güçlendirilecek kolonun beton alanı ve donatı alanını artırarak dayanımı önemli bir şekilde artırmaktadır. Ekstra uzunlamasına donatıların ve detayı iyi yapılmış sargılama donatılarının da süneklik ve enerji yutumunu da artıracığı tespit edilmiştir. Doğal olarak kolonun kesiti arttığı için kesitin rijitliği de artmaktadır.[13]

Mantolama da dikkat edilecek bir husus da mevcut kolona eklenen kısımların birlikte davranış göstermelerine çalışmak olmuştur. Ancak bu durum bazı koşullar altında mümkün olacağı görülmüştür.[14]

- a- Bu koşullar ise eski ve yeni dökülen beton arasındaki bağın zayıf olması ve iyi bilinmemesi nedeniyle davranışı iyi kestirilememiştir.

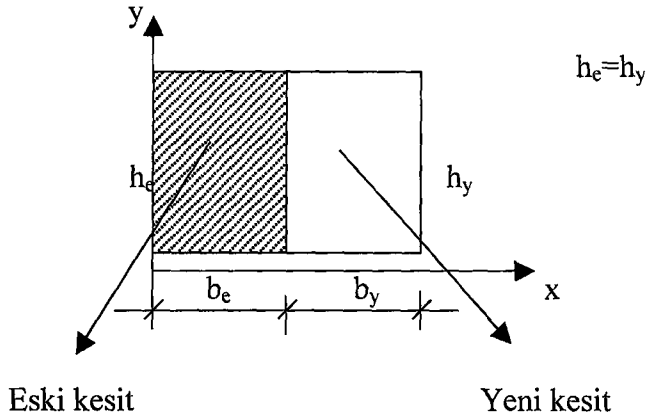
- b- Uygulanan yük mevcut kesit ve manto arasında eşit dağılmalıdır. Fakat bunun mümkün olmadığı görülmüş, eğer kolon yük altında mantolanmış ise problemin daha kompleks olduğu tespit edilmiştir.
- c- Onarım esnasında orijinal kesit hasara uğramış bu kesitin rijitliğini belirlemek zor olması nedeniyle mantonun sisteme katılma payı tespit edilememiştir.
- d- Mantolanmış kolonlar mantonun boyuna donatıları değişik kenetlenme yöntemiyle ankraj edilmiş bu yüzden ankrajın etkinliği tartışılmıştır.

Tüm bu nedenlerden dolayı mevcut kolon ve manto sismik hareketler altında davranışı, dayanımı, süneklik, enerji yutumu ve rijitlik açısından eşdeğer bir döküm elemandan beklenen sonucu göstermeyeceği tespit edilmiştir.[14]

6.9- Onarılacak Ve Güçlendirilecek Kesitlerin Moment Eğrilik İlişkisinin Teorik Hesabı

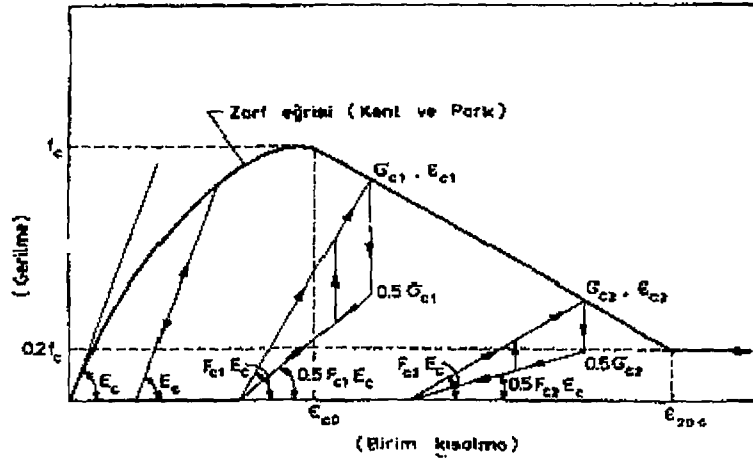
Onarım ve güçlendirme mantosu yapılacak kesitlerin eski ve yeni betonun kaynaştırılması; eski ve yeni donatının bağlantısının ve yeni donatının ankrajının iyi bir şekilde yapıldığı düşünülmüştür.

Şekil 6.6'da mantolama yapılmış kesitte eski ve yeni betonun elastisite modülleri farklı olduğundan bu kesit kompozit kesit olarak düşünülebilir.[3,27]

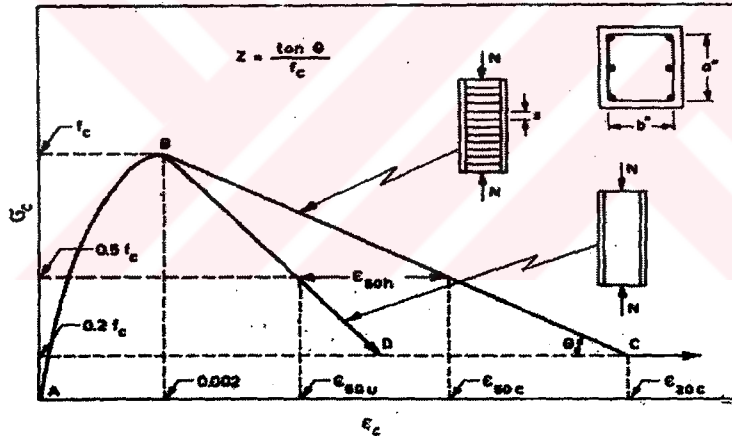


Şekil 6.6. Mantolanmış kesit

Eski betonun (onarılacak ve ya güçlendirilecek kesit betonu) elastisite modülünün hesaplanması gerekir. Bu hesaplamalar için beton için yapılan matematiksel modellerden Kent ve Park modeli, Thomson – Park modeli kullanılarak tespit edilecektir. Şekil (6.7)



a) Kent-Park modeli



b) Thomson-Park modeli

Şekil 6.7- σ - ϵ eğrisinin matematiksel modelleri

Thomson-Park modeli σ - ϵ eğrisi Kent – Park modeli ile aynıdır. Thomson – Park modelinde tek fark yükün boşalması ve yeniden yüklenmesi durumunda eğrinin izleyeceği yolların belirlenmiş olmasıdır.[33,38]

Şekil (6.7.b)'de görüleceği üzere Thomson-Park modelinde $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$ olduğu durumlarda yük boşalma eğrisi σ - ϵ eğrisinin orjindeki teğetine paralel olmaktadır. Eleman tekrar yüklendiğinde σ - ϵ eğrisi aynı yolu izlemektedir. $\epsilon_c > \epsilon_{cu}$ olduğu durumlarda ise yükün boşalma eğrisi iki doğru ile gösterilmektedir. Boşalma sırasındaki gerilmenin

%50'sine kadar inen eğrinin ilk bölümünün eğimi sonsuz; bu gerilmeden sıfır gerilmeye kadar olan bölümün eğimi ise $0,5E_cF_c$ olarak tanımlanmıştır.

Kent-Park modelinde σ - ϵ eğrisinin $\epsilon < \epsilon_{cu}$ olduğu durumlarda gerilme değeri kgf/cm^2 cinsinden,

$$\sigma_c = f_c \left(\frac{2\epsilon_c}{0,002} + \left(\frac{\epsilon_c}{0,002} \right)^2 \right) \quad (6.5)$$

$\epsilon > \epsilon_c$ olduğu durumlarda gerilme değeri

$$\sigma_c = f_c (1 - Z(\epsilon_c - 0,002)) \quad (6.6)$$

$$Z = \frac{0,5}{\epsilon_{50u} + \epsilon_{50h} - 0,002} \quad (6.7)$$

$$\epsilon_{50u} = \frac{3 + 0,0285f_c}{14,2f_c - 1000} \quad (6.8)$$

$$\epsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \left(\frac{b''}{s_c} \right)^{1/2} \quad (6.9)$$

$$\rho_s = \frac{A_{so} (a'' + b'')^2}{s_c (a'' \cdot b'')} \quad (6.10)$$

Thomson-Park modeline göre $\epsilon < \epsilon_{cu}$ olduğu durumlarda elastisite modülü

$$E_c = 126800 + 460f_c \quad (6.11)$$

TS 500'de ise j günlük betonun elastisite modülü

$$E_{cj} = 10270 \cdot (f_{cj})^{1/2} + 140000 \quad (6.12)$$

$$F_c = 0,8 \frac{0,7(\epsilon_c - 0,002)}{\epsilon_{20c} - 0,002} \quad (6.13)$$

$$\epsilon_{20c} = 1,6(\epsilon_{50h} + \epsilon_{50u}) - 0,0012 \quad (6.14)$$

Gerilme anında kesitin elastisite modülü

$$E_{cg} = F_c \cdot E_c \quad (6.15)$$

hesaplanır.

Şekil (6.6)'da güçlendirilecek veya onarılacak kesitin yük durumuna göre elastisite modülü E_e Thomson-Park modeli ile bulunan yeni betonun elastisite modülü de E_y tespit edilir.

Kompozit kesitlerin hesabı eski kesitin yüksekliği h_e sabit tutularak genişliğin elastisite modülü E_e yerine E_y olacak şekilde değiştirmek suretiyle basitleştirilmiştir. Bu şekilde kompozit kesit beton kalitesi yeni betonun kalitesinde olan bir kesit olacaktır. Bu kesitin hesabında [37]

$$\alpha_d = \frac{E_e}{E_y} \quad (6.16)$$

Mantolanacak kesitin genişliği ise b_e denk kesite değeri

$$b_d = \alpha_d \cdot b_e \quad (6.17)$$

Denk kesit alanı

$$A_{dk} = h_y \cdot b_y + \alpha_d(h_e \cdot b_e) \quad (6.18)$$

Denk kesitin ağırlık merkezinin tabana (x-x eksen) olan uzaklığı

$$Y_{1d} = \frac{h_y \cdot b_y \cdot y_y + \alpha_d (h_e \cdot b_e \cdot y_y)}{A_{dk}} \quad (6.19)$$

Bu kesitin atalet momenti ise

$$I_d = I_y + b_y \cdot h_y \cdot e_y^2 + \alpha_d (I_e + h_e \cdot b_e \cdot e_e^2) \quad (6.20)$$

$$e_e = Y_{1d} - y_e, \quad e_y = Y_{1d} - y_y \quad (6.21)$$

Tespit edilen bu kompozit kesit değerlerinden moment eğrilik ilişkisi; Bölüm 5'deki eşdeğer dikdörtgen dağılımı tablosundaki değerlerden faydalanılarak tespit edilir.



7. TABAN İZOLASYONU

Binalarda birinci katın esnek yapılması kavramı binaların izolasyon yapılarak depreme karşı güvenliğinin artırılmasındaki ilk yaklaşımlardan biri olmuştur. Fintel, Khan deprem hareketi sırasında oluşan taban kesme kuvvetlerini azaltmak amacıyla birinci kat kolonlarının akma dayanımının yüksek olması gerektiğini önermiştir.[24]

Binalarda birinci katın esnek yapılmasının zor olması nedeniyle taban izolasyonunun temini amacıyla hareketli mesnet mekanizmaları önerilmiştir. Deprem hareketini yapıya herhangi bir yönde gelebileceği gerçeği her yönde hareket için verilebilen küresel mesnetler veya iki yönde hareket edebilen mesnetlerin kullanılması gerektiği fikrini hakim kılmıştır.

Yapılarda taban izolasyonunun yapılmasının pek çok faydaları olabilmektedir. Bunlardan bir tanesi izolasyon işlemi yapının hakim frekansını azaltmaktadır. Dolayısıyla üst yapı relatif olarak rijit kalabilmektedir. Şekil değiştirmeler daha çok taban izolesinde meydana gelmektedir. Bunun sonucunda yapının depreme karşı direnci artmaktadır. Diğer bir faydası ise deprem hareketinden dolayı yapıya aktarılan ivmeler azalmakta izolasyon sistemi yapının kullanımında negatif değerlendirmelere neden olmaksızın yapıya esneklik kazandırabilmektedir.[21]

Depremlerde yapılara gelen yatay yükleri yapı periyotlarını uzatarak azaltmak taban yalıtımı olarak tanımlanmaktadır. Taban izolasyonu ile yapı periyodu 2,0-2,5 on civarında olması amaçlanmaktadır. Yapı periyodu kütle ile doğru rijitlikle ters orantılıdır. Yapı temeline yatay yüklere karşı rijitliği çok az olan lastikler konularak yapı periyodunun uzatılması ile yapıya gelen deprem kuvvetleri azaltılmış olur.[15,16,24]

Yapı temeline konulacak taban izolasyon araçlarının düşey yönde rijitliği büyük olmalı. Düşey yükleri sorunsuz taşınmalıdır. Düşey yönde rijitliğin büyük olmasının bir gereği de tabanda yatay yüklerin oluşturacağı devrilme momenti etkileri altında yapının rijit bir kütle olarak dönmesini önlemişir.[32]

Ancak yapı yumuşak bir zemin üzerinde ise yer hareketinin uzun periyotlu bileşenlerinin genlikleri daha büyük olduğu için yapının periyodunu uzatmak yapıya gelecek yatay yükü artıracığı için yumuşak zeminler üzerindeki yapılarda periyot uzatarak deprem yükünü azaltma olanağı olmamaktadır.[18]

7.1- Taban İzolasyon Sistemleri

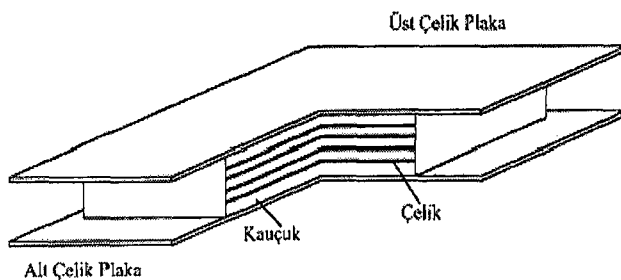
Zemin ve yapı arasındaki etkileşiminden dolayı yapıyı yerden ayırmak amacıyla kullanılan izolasyon teknikleri.

- 1- Tabakalı kauçuk mesnet
- 2- Yeni Zellanda mesnet
- 3- Sürtünmeli mesnet
- 4- Elastik sürtünmeli taban izolasyonu
- 5- Fransız elektrik sistemi
- 6- Kaygan elastik sürtünmeli mesnet
- 7- Sürtünmeli sarkaç sistemi

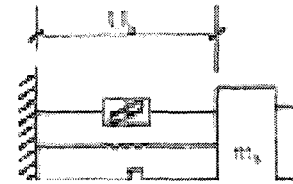
Bu çalışmada tabakalı kauçuk mesnet, yeni zellanda mesneti, sürtünmeli mesnet, sürtünmeli sarkaç sistemi hakkında bilgi verilecektir.

7.1.1-Tabakalı kauçuk mesnet:

Tabakalı kauçuk sistemleri izolasyonda en yaygın kullanılanıdır. Bu sistemde tabakalar halinde kullanılmakta olan çelik ve kauçuk plakalardır. Ayrıca sönümün ve rijitliğin paralel etkileri bu sistemin en önemli özelliğidir. Tabakalı kauçuk mesnetler yatayda esneklik ve düşeyde rijitlik özelliği ile yüksek sönüm kapasitesi gösterir. Yapılan çalışmalarda şekil değiştirme % 2 iken sönüm oranı 0,18 şekil değiştirme % 50 iken sönüm oranı % 0,10 olduğu tespit edilmiştir. Şekil 7.1 [24]



(a) Kesit ve elemanları

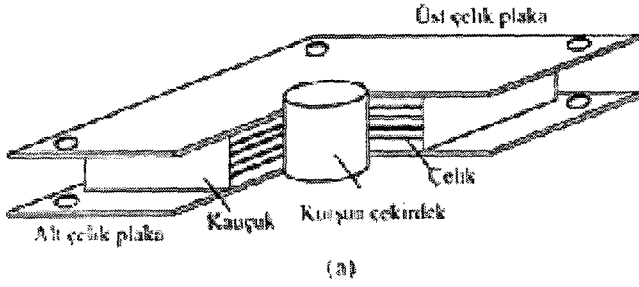


(b) Şematik modeli

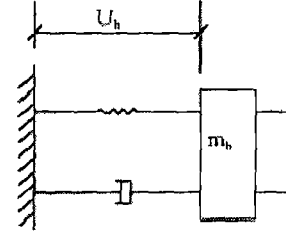
Şekil 7.1 Tabakalı kauçuk mesnet sistemi

7.1.2-Yeni Zelanda mesnet

Yeni Zelanda mesnet istemi tabakalı kauçuk sisteminin benzeridir. Fakat kurşun çekirdek enerji dağılımında ilave bir rijitlik sağlamak amacıyla kullanılmıştır. Kurşun çekirdeğin enerji absorbe edebilme kapasitesi mesnetin yatay yer değiştirmesini azaltır.



(a) Kesit ve elemanları



(b) Şematik Modeli

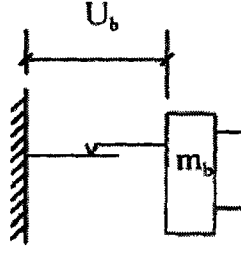
Şekil 8.2. Yeni Zelanda mesnet sistemi

7.1.3- Sürtünmeli sistem

Sürtünmeli taban izolasyonu sistemi prensipte bir sürtünmeli kayan mekanizmadır. Yatay sürtünme kuvvetleri enerjiyi yok eder ve harekete karşı koyar. Bina temelinde bir silindir veya bir kum tabakası kullanımı bu sisteme verilebilecek en basit örnektir. Sürtünmeli izolasyon sistemleri; geleneksel kauçuk mesnet sistemleri ile karşılaştırıldığında görünen üstünlükleri aşağıda belirtilmiştir.[18,19]

- Bu sürtünmeli izolasyon sistemi geniş frekans dağılımı için etkili olabilmektedir.
- Sürtünme kuvveti temelde meydana gelirken kayan mesnetin rijitlik merkezi ve kütle merkezi yapının kütlesiyle orantılı olabilmektedir. Bunun sonucu olarak simetrik olmayan yapılarda meydana gelen burulma etkileri azalmaktadır.

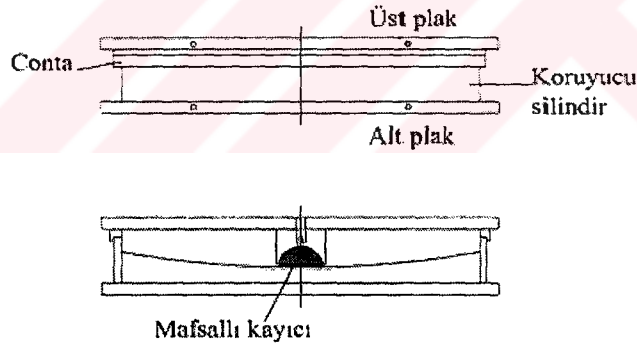
Sürtünmeli sistemin şematik modeli Şekil 7.3 de gösterilmiştir.



Şekil 7.3- Sürtünmeli sistemin şematik modeli

7.1.4- Sürtünmeli sarkaç sistemi (SSS)

Sürtünmeli sarkaç sisteminin; belirtilen sistemlere göre üretimi kolay ve dayanıklıdır. SSS Sisteminde mesnetlenen yapı deprem hareketlerine karşı küçük genlikli sarkaç hareketi ile tepki vermektedir. Ayrıca sistemin sürtünmeli olması özelliği; depremin enerjisini absorbe etmesini sağlamaktadır. (Şekil 7.4)

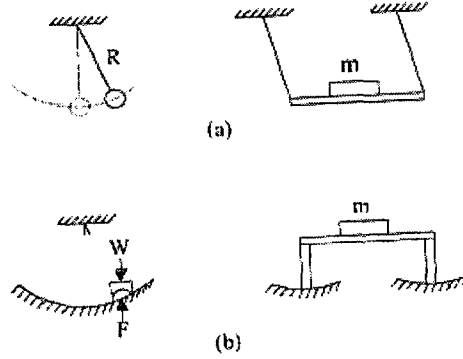


Şekil 7.4. Sürtünmeli sarkaç sistemin kesiti ve görünüşü

SSS Sisteminin prensipleri Zagors Mahha ve Costontinov tarafından verilmiş bu prensipler bütün sürtünmeli küresel kayıcı mesnetler içinde geçerlidir.[18,19]

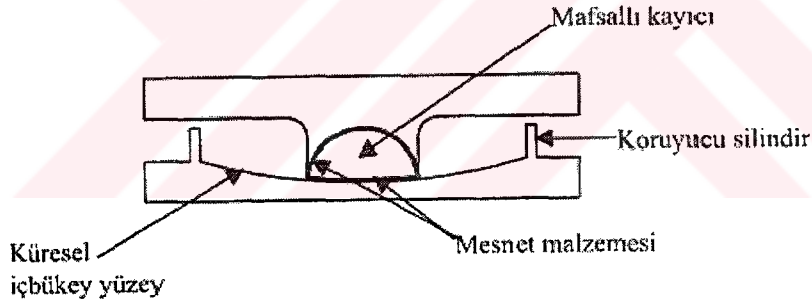
Sürtünmeli sarkaç sistemlerin geometrisi ve taşıdıkları ağırlık önemli parametrelerdir. Bu sistemin davranışı basit bir sarkaç hareketinin temel ilkelerine bağlıdır. Sürtünmeli sarkaç izolatörü ile mesnetlenen yapı deprem hareketine karşı küçük genlikli sarkaç hareketi ile tepki verebilmektedir. Sarkaç sistemi kayıcı olup silindirik iç bükü

yüzey üzerinde kayabilen ve yüzeyi kauçuk mesnet malzemesiyle kaplanan mafsallı bir kayıcıdan oluşmaktadır. Bu mesnet malzemesi yüksek basınç mukavemetine sahiptir.



Şekil 7.5- Sürtünmeli sarkaç sistemin bir mesnete dönüştürülebilme aşamaları

Sürtünmeli sarkaç sistemlerinde bulunan koruyucu silindir yatak; yer değiştirmelerin engellenmesinde etkili olmaktadır. Koruyucu silindir tarafından sağlanan yer değiştirme kontrolü; deprem yükleri hesap yüklerini aşırı olarak geçmesi durumunda çok önemli güvenlik sağlamaktadır. (Şekil 7.6)



Şekil 7.6- Sürtünmeli sarkaç sisteminin kesiti

SSS Olarak kullanılan izolatörler yapının periyodunun değiştirilmesinde önemli bir rol oynamaktadır.

$$T=2\pi (R/g)^{1/2} \quad (7.1)$$

R Küresel yüzeyin eğrilik yarıçapını g yer çekim ivmesini göstermektedir. Bu ifadelerin görüleceği üzere titreşim periyodu kütleden bağımsız fakat küresel yüzeyin eğrilik yarıçapı ile doğru orantılıdır. Bu periyot hem sürtünmeli sarkaç üzerinde kayan bir

kütlenin periyodu; hem de sürtünmeli sarkaç sistem üzerinde mesnetlenen rijit bir yapının izolasyonu periyodudur.[24]

7.2 Elastomer Mesnetler

Elastomer mesnet imalatında chloroprene, polyisoprene tabi kauçuk SBR gibi malzemeler kullanılmaktadır. Elastomer mesnetler aralarına çelik levhalar volkanize edilmiş elastomer tabakalarından veya sadece elastomerlerden ibaret prizmatik veya silindirik mesnetlerdir. Yüksek elastik şekil değiştirme özelliğine sahip olan elastomer mesnetler özellikle yatay deplasman ve dönme bakımından yüksek hareket serbestliği sağlamaktadır. Geri dönebilir şekil değiştirme özelliğine sahip olan elastomer malzeme yük veya deplasman tamamen kalkması halinde tekrar eski şeklini alabilmektedir. Düşey yöndeki rijitlik diğer mesnetler oranla düşüktür.[36]

Elastomer mesnetlerin techizatlı ve techizatsız ve kayıcı olmak üzere üç tipi mevcuttur. Techizatlı elastomer mesnetler aralarına sac levha volkanize edilmiş elastomer tabakalardan ibarettir. Bu tip mesnetlerde basınç altında sadece takviye saclar arasındaki lastik levhalar eşitliğinden düşey yük altında çökme ihmal edilebilecek seviyededir. Bu tip modeller Amerikan AASHTO şartnamesine göre $0,7 \text{ kN/cm}^2$ sine Alman DİN şartnamesine göre mesnet ebadına bağlı olarak $1-1,5 \text{ kN/cm}^2$ düşey yük taşıyabilirler. Yatay deplasman miktarı net elastomer yüksekliğinin % 70 i mertebesindedir.

Techizatsız elastomer Mesnetler, sadece elastomer den imal edilir. Genelde az yüklerin mevcut olduğu bina inşaatı temellerinde kullanılır. $1,5 \text{ kN}$ 'a kadar olan yüklerde ekonomiktir. Takviyesiz elastomer mesnetler ortalama yüzey basıncı $0,5 \text{ kN/cm}^2$ için dinamik yüklerin mevcut olmadığı yapılarda kullanılır. Kabul edilebilir yatay deplasman ise,

$$U_e = 0,70(t-2\text{mm}) \quad (7.2)$$

Kayıcı elastomer; mesnetler büyük yatay deplasmanların mesnet yüksekliğini fazla artırmadan karşılanabilesi amacıyla kullanılır. Standart elastomer mesnetin üst yüzeyine

volkanize edilen 1-2 mm kalınlığındaki teflon levha yatay hareketleri karşılarırken düşey yük ve dönme, elastomer mesnet tarafından aktarılır.

Elastomer mesnetlerin imalatı chloropren malzemesi ile imal edilmesi durumunda bu mesnetlerin adları neopren mesnet olarak adlandırılmıştır.

7.3- Neopren Taban İzolasyonları

Neopren yüksek bir basınç direncine sahip olduğu için bina yüklerine fazlasıyla taşıyacak kapasitededir. İyi projelendirilmiş bir neopren mesnet 0,7 kN/cm basınç gelmesine kadar çalışabilir. Buna göre yük taşıyabilecek durumdadır. Neoprenin basınç altında sünmesi de fazla değildir. Sadece kalınlığının beher cm.sinde 0,6-1,2 mm. Arasındadır. Sünmenin büyük bir kısmı yükün verilmesinden sonra 10 gün içinde oluşmaktadır. Neoprendeki sünme diğer kauçuk cinslerine göre daha fazla veya azdır denilemez. Ancak neoprenin eskimeye karşı olan direnci ve diğer fiziksel özellikleri doğal veya sentetik kauçuklardan üstündür.[36]

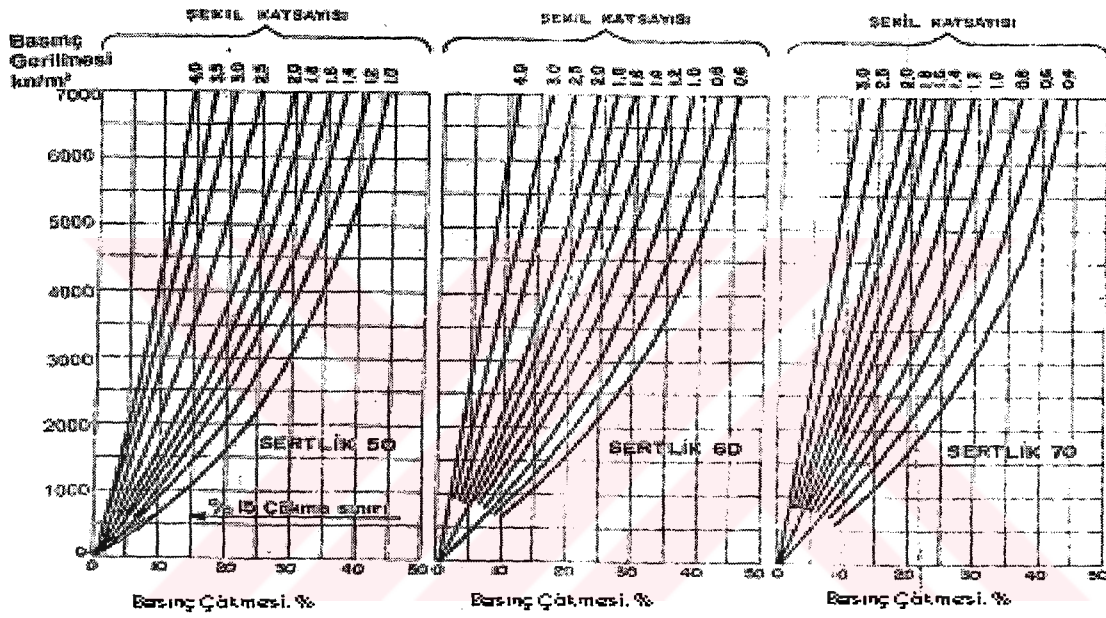
7.3.1- Neopren mesnetlerin basınçta durumu

7.3.1.1- Basınçta çökme sınırı

Bir neopren mesnet üzerinde düşey yükün etkisiyle düşey doğrultuda bir çökme; mesnet kalınlığının % 15'ini geçmemelidir. % 15'den fazla olan bir çökme kauçukta sünmenin oranını fazlalaştıracaktır.[23]

7.3.1.2- Basınçta elastisite modülü

Neopren mesnetin %15 çökme sınırı içindeki elastisite modülüne bilmemiz gerekmektedir. Neoprenin ve kauçukların elastisite modülünü kauçuğun sertlik derecesi ile mesnetin şekline göre iki değişkenin fonksiyonudur. Şekil 7.7 de çeşitli sertlik denemesi için şekil katsayısına bağlı olarak basınç çökmesi ve basınç gerilmeleri veren eğriler gösterilmiştir.



Şekil 7.7- Neopren mesnetlerde şekil ve çökme değerlerine göre basınç gerilmelerinin bulunmasında kullanılan grafikler.

7.3.1.3- Şekil katsayısı

Yatay kuvvetler hariç kauçuğun basınç altındaki gerilme ile çökmesi kauçuk parçasının şekline göre değişir. Kalınlıkları ile plan alanları eşit olan iki kauçuk parçasını gözüne alınırsa birinci parça 10x10 cm. ikinci parça 20x5 olsun aynı düşey yük ile yüklenecek olursa kauçuktaki çökmeler aynı olmayacak ikinci parça birinci parçadan daha fazla çökecektir. Bunun nedeni ise kauçuk parçalarının yan yüzey uzunluğu toplamalarının farklılığındandır. δ_K şekil katsayısı

$$\zeta_K = \frac{a_k \cdot b_k}{2(a_k + b_k)t_k} \quad (7.3)$$

a_k =Kauçuk mesnetin eni b_k kauçuk mesnetin boyu t_k kauçuk mesnetin kalınlığıdır.

Sertliği 60 ve boyları 25x25x2,5 cm. olan neopen mesnedi 4900 KN/m² basınç altında çökmesini bulmak için ζ_K 2,5 olarak bulunur. Şekil 7.7 den 60 sertlik 4900 KN/m² için basınç çökmesi % 15 olarak okunur. Çökme ise 0,15x2,5=0,37 cm.dir. Kalınlığı 5 cm. olsaydı ζ_K =1,29 için 60 sertlik 4900 KN/m² basınç için % 29 basınç çökmesi değeri elde edilirdi. Bu durumda çökmenin miktarı 0,29x5=1,45 cm. olarak bulunur. Çökmeyi %15 indirmek için 5 cm. kalınlığındaki mesnedi yarıya bölerek araya çok ince çelik levha konularak 2,5 cm. kalınlığında iki parçayı Şekil 7.8 gibi levhaya yapıştırılmış.



Şekil 7.8- Levhalı ve levhasız neopren mesnet kesitleri

Dolayısıyla 2,5 cm. kalınlığındaki tabakanın basınç çökmesi % 15 olacak yapraklı mesnetin toplam çökmesi 5x0,15 =0,75 cm. olacaktır. Bu durumda araya ince çelik yapraklar koymakla çökme azaltılabilir. Aynı zamanda muayyen aralıklarla konulan bu çelik yapraklarla mesnetin kalınlığı da artırılarak yatay deplasman fazlaştırılabilir.

Yatay Birim Deplasmanı=Yatay Deplasman / Mesnet Kalınlığı<% 50 olmalıdır.

7.3.1.4- Basınca eklenen sünme etkisi

Sünme miktarı mesnetin sertliği ve basınç çökmesine bağlıdır. Sertliği 70 olan kauçuğun basınç çökmesine ilaveten bu çökmenin % 45, 60 sertliğinde % 35, 50 sertliğinde ise % 25 kadar daha azalacaktır. Sünmenin büyük bir kısmı yük altında ilk on gün içinde tümü ise yüz günün içinde olacaktır.

7.3.2- Neopren mesnette kesme etkisi

7.3.2.1- Kesme deformasyonunun sınırlandırılması

Kauçuğun daha uzun ömürlü olması için bir mesnetin kesmedeki maksimum deplasmanı en fazla kalınlığının % 50 sine eşit olmalıdır. Aşırı deplasmanlarda arzulanan bazı haller meydana gelebilir. Aşırı deplasmanlarda köşeler oturduğu alandan bükülerek ayrılabilir; anormal gerilmelere sebep olabilirler. Bundan dolayı kesmedeki deplasmanlar sınırlandırılmalıdır.

7.3.2.2- Kesmenin elastisite modülü

Neopren mesnetlerin % 50 si kadar olan kesme deformasyonlarında kesme gerilmesiyle birim deformasyon ilişkisi lineerdir. Sertliği 50 olan 20°C ısıda tipik bir mesnet için bu modül 0,8 N/mm², 60 sertlik için 1,1 N/mm², 70 sertlik için 1,5 N/mm² dir.

$$E_{nk} = \frac{F_{nk} \cdot t_k}{a_k \cdot b_k \cdot u_k} \quad (7.4)$$

Neopren mesnet kesmedeki davranışını, basınç altındaki durumunun tersine şekil katsayısından etkilenmez kesme kuvveti hangi yönden gelirse gelsin momenti kesmedeki çalışma direnci değişmediği için şekil katsayısı etkili değildir.

7.3.2.3- Neopran mesnetlerin kesme altındaki yatay rijitliği

AASHTO-DIN Şartnamelerinde kesmedeki maksimum deplasmanı kalınlığının % 50 ile sınırlandırılmıştır. Kesmedeki elastisite modülü ise chloropren malzeme ile üretilen kauçuk mesnet için 20° C ısıda sertliği 50, 60, 70 olan kauçuklar için bu modül sırasıyla 0,8 N/mm², 1,1 N/mm², 1,5 N/mm² dir. Mesnetin yatay rijitliği ise,

$$K_y = \frac{G_m \cdot A_m}{n \cdot t} \quad (7.5)$$

Kesmedeki elastisite modülü G_n kesme gerilmesinin kesmedeki birim deformasyona oranıdır.



8. ÖRNEK PROBLEMLER

8.1. Örnek

Çok serbestlik dereceli sistemde sönüm matrisinin

$$c = a_1 m + a_2 k$$

şeklinde yazılması halinde a_1 , a_2 katsayılarının belirlenmesi.

Çözüm:

Sönüm matrisi c için verilen ortogonallik bağıntısı yazılır. Kütle ve rijitlik matrislerinin ortogonallik bağıntısı kullanılırsa,

$$\phi_j^T \cdot c \cdot \phi_i = a_1 \cdot \phi_j^T \cdot m \cdot \phi_i + a_2 \cdot \phi_j^T \cdot k \cdot \phi_i = 0$$

Genelleştirilmiş sönüm değeri $i=j$ için,

$$C_j = \phi_j^T \cdot c \cdot \phi_j = a_1 \cdot \phi_j^T \cdot m \cdot \phi_j + a_2 \cdot \phi_j^T \cdot k \cdot \phi_j$$

Veya,

$$C_j = 2\xi_j \cdot \omega_j \cdot M_j = a_1 \cdot M_j + a_2 \cdot \omega_j^2 \cdot M_j$$

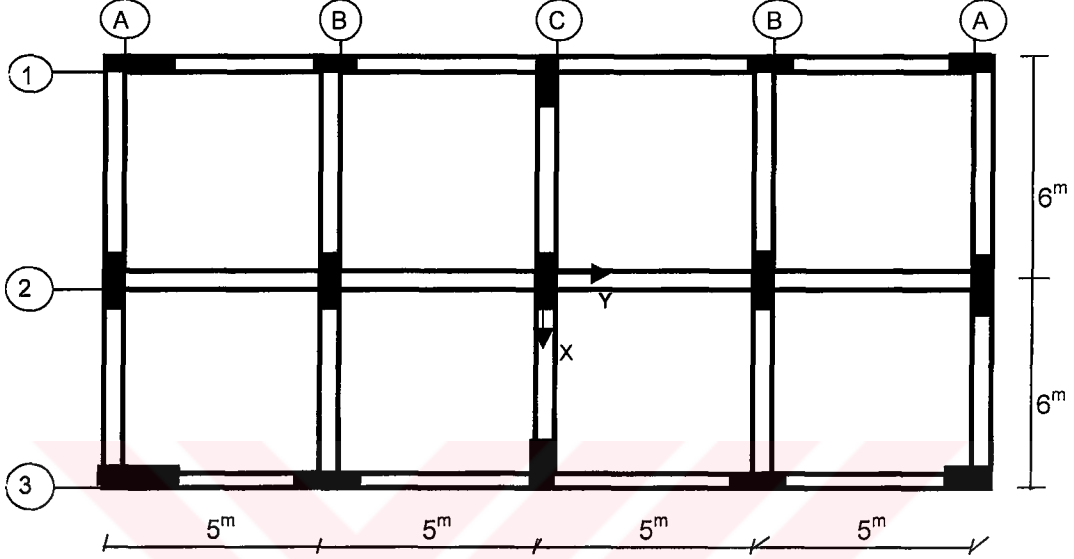
n serbestlik dereceli sistemde bu bağıntı n kere ayrı ayrı yazılırsa

$$\begin{vmatrix} \xi_1 \\ \xi_2 \\ \vdots \\ \xi_n \end{vmatrix} = \frac{1}{2} \begin{vmatrix} 1/\omega_1 & \omega_1 \\ 1/\omega_2 & \omega_2 \\ \vdots & \vdots \\ 1/\omega_n & \omega_n \end{vmatrix} \begin{vmatrix} a_1 \\ a_2 \end{vmatrix}$$

elde edilir. Birinci ve ikinci denklemin incelenmesinde a_1 ve a_2 iki vizkos sönümün verilmesiyle belirlenebileceği, diğer vizkos sönümlerinde bunlara bağlı olarak hesaplanacaktır.

8.2. Örnek

Şekil (8.1)'de 6 katlı binanın kalıp planı verilmiş olup bu binanın titreşim periyotları ve bu titreşim periyotlarının doğal modları, vizkos sönümleri hesaplanacaktır.



Şekil 8.1- Bina kalıp planı

Kolon Kesitleri				
Kat	A ₁	B ₁	C ₁ , A ₂	A ₂ , C ₂
6 – 5	40 x 30	60 x 30	30 x 40	30 x 40
4 – 3	40 x 30	60 x 30	30 x 50	30 x 60
2 – 1	40 x 30	60 x 30	30 x 60	30 x 80

Kat No	1	2	3	4	5	6
Kat Ağırlığı W (KN)	2912	2893	2875	2856	2838	2103

$h_{1,2,3,4,5,6} = 3,5 \text{ m}$

Kirişler = 30 x 60

Döşeme kalınlığı = 12 cm

Mlz = BS20

Çözüm:

x-x yönünde katların toplam eğilme rijitliği

$$K_z = 213,61 \text{ MN/m}$$

$$K_2 = 181,65 \text{ MN/m}$$

$$K_3 = 171,84 \text{ MN/m}$$

$$K_4 = 171,84 \text{ MN/m}$$

$$K_5 = 160,75 \text{ MN/m}$$

$$K_6 = 160,75 \text{ MN/m}$$

Katların kütleleri ise

$$m_1 = 296,84 \text{ KN.s}^2/\text{m}$$

$$m_2 = 294,9 \text{ KN.s}^2/\text{m}$$

$$m_3 = 293,07 \text{ KN.s}^2/\text{m}$$

$$m_4 = 291,13 \text{ KN.s}^2/\text{m}$$

$$m_5 = 289,3 \text{ KN.s}^2/\text{m}$$

$$m_6 = 214,37 \text{ KN.s}^2/\text{m}$$

Tespit edilen bu değerleri hazırlanan bilgisayar programında kullanılmak üzere en küçük değere göre değerlendirilirse,

$$K_1 = 1,328K_6$$

$$m_1 = 1,383m_6$$

$$K_2 = 1,129K_6$$

$$m_2 = 1,375m_6$$

$$K_3 = 1,068K_6$$

$$m_3 = 1,366m_6$$

$$K_4 = 1,068K_6$$

$$m_4 = 1,357m_6$$

$$K_5 = 1K_6$$

$$m_5 = 1,346m_6$$

$$K_6 = 1K_6$$

$$m_6 = m_6$$

Bilgisayar programından frekanslar,

$$\omega_1^2 = 0,05145K_6 / m_6$$

$$\omega_2^2 = 0,433K_6 / m_6$$

$$\omega_3^2 = 1,089K_6 / m_6$$

$$\omega_4^2 = 1,865K_6 / m_6$$

$$\omega_5^2 = 2,511K_6 / m_6$$

$$\omega_6^2 = 2,965K_6 / m_6$$

Mod şekilleri ise,

$\emptyset_1$	$\emptyset_2$	$\emptyset_3$	$\emptyset_4$	$\emptyset_5$	$\emptyset_6$
0,233	-0,609	0,931	-1,042	1,232	-2,293
0,459	-0,965	0,746	0,150	-1,146	3,373
0,657	-0,803	-0,495	1,050	-0,044	-3,513
0,831	-1,196	-1,047	-0,555	1,092	2,923
0,948	0,567	-0,089	-0,865	-1,511	-1,965
1	1	1	1	1	1

$$M_1 = 4,124\text{m}, M_2 = 4,164\text{m}, M_3 = 4,8\text{m}, M_4 = 5,469\text{m}, M_5 = 9,610\text{m}, M_6 = 57,59\text{m}$$

bulunur.

Tespit edilen bu değerlere göre,

$$\omega_1 = (0,05145 \times 160850 / 214,37)^{1/2} = 6,211 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_2 = 18,019 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_3 = 28,756 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_4 = 37,39 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_5 = 43,39 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_6 = 47,15 \text{ sn}^{-1}$$

$$T_1 = 2\pi / \omega_1 = 2\pi / 6,211 = 1,011 \text{ sn}$$

$$T_2 = 0,348 \text{ sn}$$

$$T_3 = 0,219 \text{ sn}$$

$$T_4 = 0,168 \text{ sn}$$

$$T_5 = 0,144 \text{ sn}$$

$$T_6 = 0,133 \text{ sn} \text{ olarak bulunur.}$$

Hız spektrum eğrisinden $S_v = 64,76 \text{ cm/sn}$ olarak tespit edildiğinde birinci mod şekline göre katlarda meydana gelen yerdeğiştirme,

$$L_1 = \Phi_1^T \cdot M_1$$

$$L_1 = \begin{vmatrix} 0,233 & 0,459 & 0,667 & 0,831 & 0,948 & 1 \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} 1,383 \\ 1,375 \\ 1,366 \\ 1,357 \\ 1,346 \\ 1 \end{vmatrix} = 5,268 \text{ m}$$

$$Y_{1\max} = L_1 \cdot S_v / M_1 \cdot \omega_1 = 5,268 \times 64,76 / 4,124 \times 6,211 = 13,319$$

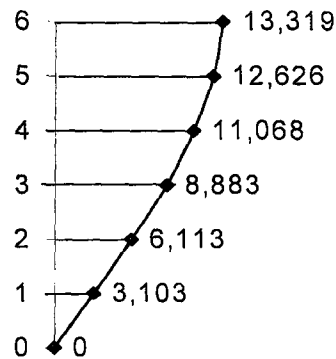
Kat yerdeğiştirmeleri,

$$V_{1\max} = \Phi_1 \cdot Y_{1\max}$$

$$V_{1\max} = \begin{vmatrix} 0,233 & 0,459 & 0,667 & 0,831 & 0,948 & 1 \end{vmatrix} \times 13,319$$

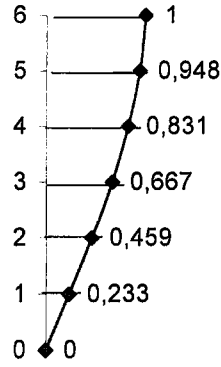
$$= \begin{vmatrix} 3,103 & 6,113 & 8,883 & 11,068 & 12,426 & 13,319 \end{vmatrix}$$

Bu durumda, kat yerdeğiştirmeleri Şekil 8.2'de gösterilmiştir.



Şekil 8.2- Kat yerdeğiştirmeleri

Yapının birinci mod şekli ise Şekil 8.3’de gösterilmiştir.



Şekil 8.3- Birinci mod şekli

Şekil 8.2 ve Şekil 8.3 karşılaştırıldığı zaman bunların birbiriyle aynı olduğu görülecektir. Şöyle ki kat yerdeğistirmeleri yapının en üst katında 13,319 cm’dir. Bunun birinci katta yerdeğistirme yüzdesi $3,103/13,319=0,233$; mod şekillerinde $0,233/1=0,233$ olduğu görülür. Aynı şekilde diğer katlardaki yerdeğistirmelerin en üst kattaki yerdeğistirmeye oranlarının da mod şekilleri ile aynı olduğu tespit edilmiştir.

Yapının vizkos sönümleri ise

ξ_1	= $\frac{1}{2}$	1/6,211	6,211	a ₁
ξ_2		1/18,02	18,02	
ξ_3		1/28,58	28,58	
ξ_4		1/37,39	37,39	
ξ_5		1/43,39	43,39	
ξ_6		1/47,15	47,15	

Yapının birinci ve ikinci doğal titreşim periyoduna göre sönüm oranları $\xi_1=0,05$, $\xi_2=0,1$ olarak kabul edilirse,

$a_1=0,218933$ ve $a_2=0,010425$ olarak bulunur.

Bu değerlere göre titreşim periyotlarına karşılık gelen sönüm oranları,

$$\begin{array}{c|c} \xi_1 & 0,05 \\ \xi_2 & 0,1 \\ \xi_3 & 0,153 \\ \xi_4 & 0,198 \\ \xi_5 & 0,229 \\ \xi_6 & 0,248 \end{array} =$$

Bu sonuçtan yapının titreşim periyotlarının küçülmesiyle sönüm oranlarının arttığı görülmüştür.

b) $h_z = 4,50$ m

x-x yönünde katların toplam eğilme rijitliği

$$K_z = 106,64 \text{ MN/m}$$

$$K_2 = 181,65 \text{ MN/m}$$

$$K_3 = 171,84 \text{ MN/m}$$

$$K_4 = 171,84 \text{ MN/m}$$

$$K_5 = 160,85 \text{ MN/m}$$

$$K_6 = 160,85 \text{ MN/m}$$

Katların kütleleri ise

$$m_1 = 296,84 \text{ KN.s}^2/\text{m}$$

$$m_2 = 294,9 \text{ KN.s}^2/\text{m}$$

$$m_3 = 293,07 \text{ KN.s}^2/\text{m}$$

$$m_4 = 291,13 \text{ KN.s}^2/\text{m}$$

$$m_5 = 289,3 \text{ KN.s}^2/\text{m}$$

$$m_6 = 214,37 \text{ KN.s}^2/\text{m}$$

Tespit edilen bu değerleri hazırlanan bilgisayar programında kullanılmak üzere en küçük değere göre değerlendirilirse,

$$K_1 = 1K_1$$

$$m_1 = 1,383m_6$$

$$K_2 = 1,703K_1$$

$$m_2 = 1,375m_6$$

$$K_3 = 1,611K_1$$

$$m_3 = 1,366m_6$$

$$K_4 = 1,611K_1$$

$$m_4 = 1,357m_6$$

$$K_5 = 1,508K_1$$

$$m_5 = 1,346m_6$$

$$K_6 = 1,508K_1$$

$$m_6 = m_6$$

Bilgisayar programından frekanslar,

$$\omega_1^2 = 0,0627K_1 / m_6$$

$$\omega_2^2 = 0,542K_1 / m_6$$

$$\omega_3^2 = 1,450K_1 / m_6$$

$$\omega_4^2 = 2,632K_1 / m_6$$

$$\omega_5^2 = 3,664K_1 / m_6$$

$$\omega_6^2 = 4,410K_1 / m_6$$

Mod şekilleri ise,

$\emptyset_1$	$\emptyset_2$	$\emptyset_3$	$\emptyset_4$	$\emptyset_5$	$\emptyset_6$
0,362	-0,841	1,009	-0,950	0,901	-1,292
0,554	-0,961	0,409	0,527	-1,256	2,597
0,728	-0,642	-0,731	0,904	0,391	-3,067
0,863	-0,029	-0,972	-0,737	0,823	2,737
0,958	0,640	-0,038	-0,745	-1,439	-1,924
1	1	1	1	1	1

$M_1 = 4,578\text{m}$, $M_2=4,367\text{m}$, $M_3=4,656\text{m}$, $M_4=5,236\text{m}$, $M_5=8,179\text{m}$, $M_6=40,604\text{m}$ bulunur.

Tespit edilen bu değerlere göre,

$$\omega_1 = (0,0627 \times 106640 / 214,37)^{1/2} = 5,583 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_2 = 16,416 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_3 = 26,849 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_4 = 36,173 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_5 = 42,679 \text{ sn}^{-1}$$

$$\omega_6 = 46,823 \text{ sn}^{-1}$$

$$T_1 = 2\pi / \omega_1 = 2\pi / 5,583 = 1,125 \text{ sn}$$

$$T_2 = 0,382 \text{ sn}$$

$$T_3 = 0,234 \text{ sn}$$

$$T_4 = 0,173 \text{ sn}$$

$$T_5 = 0,147 \text{ sn}$$

$$T_6 = 0,134 \text{ sn} \text{ olarak bulunur.}$$

Hız spektrum eğrisinden $S_v=64,76 \text{ cm/sn}$ olarak tespit edildiğinde birinci mod şekline göre katlarda meydana gelen yerdeğiştirme,

$$L_1 = \emptyset_i^T \cdot M_1$$

$$L_1 = \begin{vmatrix} 0,362 & 0,554 & 0,728 & 0,863 & 0,958 & 1 \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} 1,383 \\ 1,375 \\ 1,366 \\ 1,357 \\ 1,346 \\ 1 \end{vmatrix} = 5,7174 \text{ m}$$

$$Y_{1\max} = L_1 \cdot S_v / M_1 \cdot \omega_1 = 5,7174 \times 64,76 / 4,578 \times 5,583 = 14,486$$

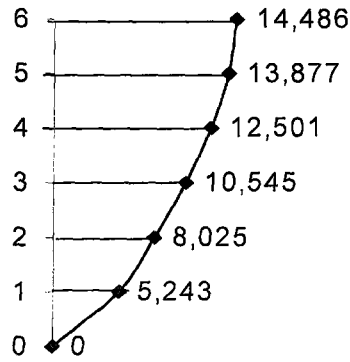
Kat yerdeşiftirmeleri,

$$v_{lmax} = \phi_i \cdot Y_{lmax}$$

$$v_{lmax} = \begin{vmatrix} 0,362 & 0,554 & 0,728 & 0,863 & 0,958 & 1 \end{vmatrix} \cdot 14,486$$

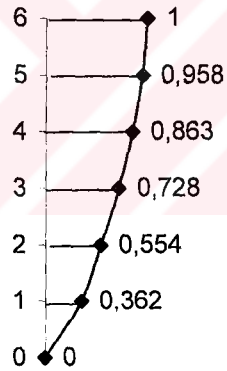
$$= \begin{vmatrix} 5,243 & 8,025 & 10,545 & 12,501 & 13,877 & 14,486 \end{vmatrix}$$

Bu durumda, kat yerdeşiftirmeleri şekil 8.4'de gsterilmiştir.



şekil 8.4- Kat yerdeşiftirmeleri

Yapının birinci mod şekli ise şekil 8.5'de gsterilmiştir.



şekil 8.5- Birinci mod şekli

Yapının vizkos sönümleri ise

ξ_1	$= \frac{1}{2}$	1/5,583	5,583	$\begin{vmatrix} a_1 \\ a_2 \end{vmatrix}$
ξ_2		1/1,416	14,416	
ξ_3		1/26,849	26,849	
ξ_4		1/36,173	36,173	
ξ_5		1/42,679	42,679	
ξ_6		1/4,823	46,823	

Yapının birinci ve ikinci doğal titreşim periyoduna göre sönüm oranları $\xi_1=0,05$, $\xi_2=0,1$ olarak kabul edilirse,

$a_1=0,201879$ ve $a_2=0,011433$ olarak bulunur.

Bu değerlere göre titreşim periyotlarına karşılık gelen sönüm oranları,

ξ_1	=	0,05
ξ_2		0,1
ξ_3		0,157
ξ_4		0,209
ξ_5		0,246
ξ_6		0,269

Bu sonuçtan yapının titreşim periyotlarının küçülmesiyle sönüm oranlarının arttığı görülmüştür.

Katlar arası rijitlik düzensizliği $\eta_{ki}=(\Delta_i)_{ort} / (\Delta_{i+1})_{ort}$ katsayısıyla belirlendiğinden $h_z=3,50$ m ise,

Kat yerdeğiştirmeleri;

Kat no:	Yerdeğiştirme	Ortalama Yerdeğiştirmesi	η katsayısı
1	3,103	3,103	1,030
2	6,113	3,01	1,087
3	8,883	2,77	1,268
4	11,068	2,185	1,402
5	12,626	1,558	2,248
6	13,319	0,693	

Birinci mod şekline göre η katsayıları bulunursa,

Kat no:	Δ_i	$\Delta_{i+1}-\Delta_i$	η katsayısı
1	0,233	0,233	1,030
2	0,459	0,226	1,087
3	0,667	0,208	1,268
4	0,831	0,164	1,402
5	0,948	0,117	2,250
6	1	0,052	

Görüldüğü üzere deprem sırasında kat yerdeğiştirmeleri ile yapının doğal titreşim periyodunun mod tespit edilen şekillerinden bulunan rijitlik düzensizlik katsayılarının aynı olduğu tespit edilmiştir. Ayrıca beşinci katta $\eta > 1,5$ olduğundan katlar arası rijitlik düzensizliğinin olduğu görülmüştür.

$h_z=4,50$ m için;

Kat no:	Yerdeğiştirme	Ortalama Yerdeğiştirmesi	η katsayısı
1	5,243	5,243	1,885
2	8,025	2,782	1,104
3	10,545	2,520	1,288
4	12,501	1,956	1,422
5	13,877	1,376	2,259
6	14,486	0,609	

Birinci mod şekline göre η katsayıları bulunursa,

Kat no:	Δ_i	$\Delta_{i+1}-\Delta_i$	η katsayısı
1	0,362	0,362	1,885
2	0,554	0,192	1,104
3	0,728	0,174	1,289
4	0,863	0,135	1,421
5	0,958	0,095	2,262
6	1	0,042	

h_z yüksekliğinin artırılmasıyla $\eta > 1,5$ olduğu ve diğer katlarda η_i 'nin değiştiği, kat yerdeğiştirmeleri ile elde edilen η_i katsayılarının mod şekliyle hesaplanan η_i katsayılarıyla aynı olduğu görülmüştür.

8.3. Örnek

1992 Erzincan, 1999 Bolu ve Kocaeli depremlerinin hız spektrum eğrilerinin karşılaştırılarak binalara gelecek kesme kuvvetlerinin bulunarak değerlendirilmesi yapılacaktır.

Çözüm:

Örnek 8.2'deki binanın $h_z=3,50$ m, $h_z=4,50$ m olması durumunda yapının birinci mod şekline göre taban kesme kuvvetleri,

$h_z=3,50$ m için;

$$V = m \cdot \phi_i \cdot \omega \cdot S_v \cdot L_1 / M$$

Birinci doğal titreşim periyoduna göre 1999 Kocaeli depreminin hız spektrum eğrisinden $S_v=64,76$ cm/sn olarak tespit edilmiştir.

$$\begin{vmatrix} V_1 \\ V_2 \\ V_3 \\ V_4 \\ V_5 \\ V_6 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1,383 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1,375 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1,366 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1,357 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1,346 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{vmatrix} \times 1101,182 = \begin{vmatrix} 0,233 \\ 0,459 \\ 0,667 \\ 0,831 \\ 0,948 \\ 1 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} 354,843 \\ 694,983 \\ 1003,311 \\ 1241,766 \\ 1405,117 \\ 1101,182 \end{vmatrix}$$

$$V_{h=3,50} = 5801,202 \text{ KN}$$

$h_z=4,50$ m olduğu zaman binanın birinci doğal titreşim periyoduna göre $S_v=75$ cm/sn olarak hız spektrum eğrisinden tespit edilmiştir. Buna göre katlara gelen kesme kuvveti ve toplam taban kesme kuvveti hesaplanmıştır.

$$\begin{vmatrix} V_1 \\ V_2 \\ V_3 \\ V_4 \\ V_5 \\ V_6 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1,383 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1,375 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1,366 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1,357 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1,346 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{vmatrix} \times 1120,693 = \begin{vmatrix} 0,362 \\ 0,554 \\ 0,728 \\ 0,863 \\ 0,958 \\ 1 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} 561,070 \\ 853,687 \\ 1114,471 \\ 1312,433 \\ 1445,089 \\ 1120,693 \end{vmatrix}$$

$V_{hz} = 6407,453$ KN olarak bulunur.

Eğer hız spektrum eğrisinde $h_z = 4,50$ m olduğu durumdaki binanın doğal titreşim periyoduna göre $S_v = 64$ cm/sn olması durumunda katlara etkiyen kesme kuvveti ve toplam taban kesme kuvveti hesaplanırsa,

$$\begin{vmatrix} V_1 \\ V_2 \\ V_3 \\ V_4 \\ V_5 \\ V_6 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 478,780 \\ 728,480 \\ 951,015 \\ 1119,943 \\ 1233,150 \\ 956,324 \end{vmatrix}$$

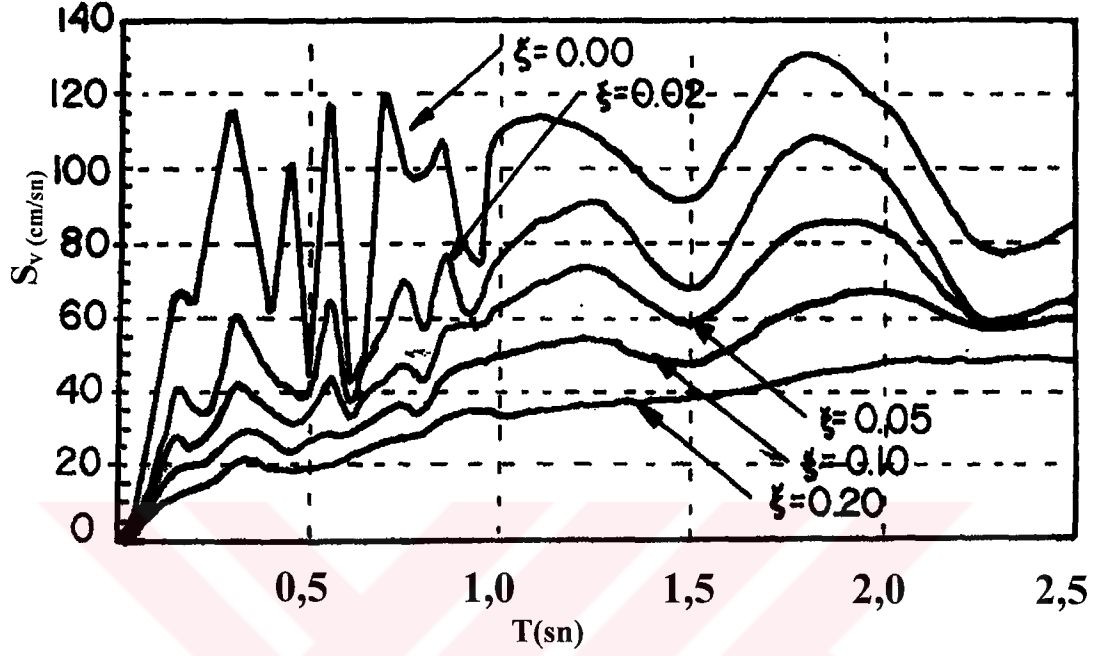
$$V_{hz=4.50} = 5467,692$$

Bu sonuçlara göre binanın doğal titreşim periyodunun büyümesi hız spektrum eğrisinde tespit edilen S_v değerine bağlı olarak yapıya gelen taban kesme kuvvetleri azalır veya büyür. 1999 Kocaeli depreminin hız spektrum eğrisi incelendiğinde $T = 0,75$ sn'de $\xi = 0,05$ için $S_{vort} = 70$ cm/sn dir. Deprem kaydının alındığı bu bölgede $T = 1,5$ sn, $\xi = 0,05$ için S_v değeri ortalama 60 cm/sn dir. Bu durumda $T = 1$ sn olan yapıya gelen taban kesme kuvveti $T = 0,75$ sn olan yapıya gelen taban kesme kuvvetinden daha az olacaktır.[17]

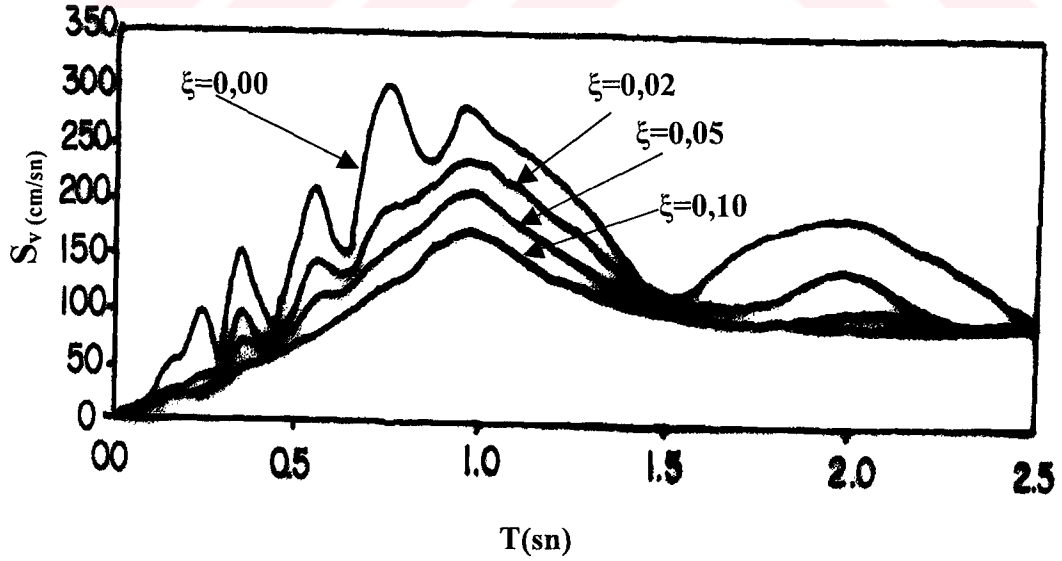
1999 Kocaeli depreminde tespit edilen hız spektrum eğrisi incelendiğinde eğrinin pik noktalarının belirli bir periyottan sonra aynı olduğu görülebilir. Bu değer yaklaşık olarak $T = 1,5$ sn'den sonra ortalama $S_v = 80$ cm/sn dir. Bu durumda $T = 1,5$ sn'den büyük olan yapılara gelen deprem kuvvetleri daha az olacaktır.

1999 Bolu depreminden elde edilen hız spektrum eğrisi incelendiğinde doğal titreşim periyodu $T = 1$ sn olan yapılara gelen taban kesme kuvvetleri $T = 1$ 'den büyük olan yapılara gelen taban kesme kuvvetinden daha büyük olacağı görülür.[17]

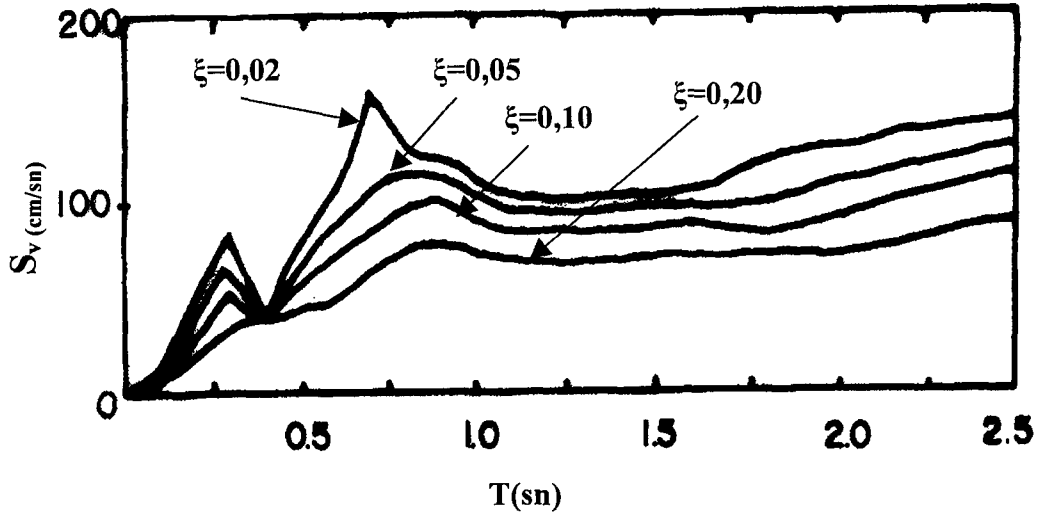
Aynı şekilde 1992 Erzincan depreminden elde edilen hız spektrum eğrisinden de $T=0,75$ sn'den büyük olan yapılara gelen taban kesme kuvvetlerinin $T=0,75$ sn olan yapılara gelen taban kuvvetinden küçük olacağı görülür.[17,28]



Şekil 8.6- 1999 Kocaeli depremi hız spektrum eğrisi



Şekil 8.7- 1999 Bolu depremi hız spektrum eğrisi



Şekil 8.8- 1992 Erzincan depremi hız spektrum eğrisi

8.4 Örnek

Örnek 8.2’de verilen altı katlı yapının 1999 Kocaeli depreminde x-x yönünde,

- Katların yerdeğiştirmesi ve taban kesme kuvvetini
- Taban izolasyonlu olarak katların yerdeğiştirmesi ve taban kesme kuvvetinin

Çözüm:

- Hazırlanmış olan bilgisayar programıyla mod şekilleri, frekanslar ve titreşim periyotları

ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	ϕ_4	ϕ_5	ϕ_6
0,233	-0,609	0,931	-1,042	1,232	-2,293
0,459	-0,965	0,746	0,150	-1,146	3,373
0,657	-0,803	-0,495	1,050	-0,044	-3,513
0,831	-1,196	-1,047	-0,555	1,092	2,923
0,948	0,567	-0,089	-0,865	-1,511	-1,965
1	1	1	1	1	1

$$k_6=160850 \text{ KN/m}, \quad m_6=2,145 \text{ KN.cm/sn}^2$$

$M_1 = 4,124m$, $M_2=4,164m$, $M_3=4,8m$, $M_4=5,469m$, $M_5=9,610m$, $M_6=57,59m$ bulunur.

$\omega_1^2 = 0,05145 \text{ k}_6/m_6$	$\omega_1 = 6,211 \text{ sn}^{-1}$	$T_1 = 0,11 \text{ sn}$
$\omega_2^2 = 0,433 \text{ k}_6/m_6$	$\omega_2 = 18,019 \text{ sn}^{-1}$	$T_2 = 0,348 \text{ sn}$
$\omega_3^2 = 1,089 \text{ k}_6/m_6$	$\omega_3 = 28,576 \text{ sn}^{-1}$	$T_3 = 0,219 \text{ sn}$
$\omega_4^2 = 1,865 \text{ k}_6/m_6$	$\omega_4 = 37,396 \text{ sn}^{-1}$	$T_4 = 0,168 \text{ sn}$
$\omega_5^2 = 2,511 \text{ k}_6/m_6$	$\omega_5 = 43,393 \text{ sn}^{-1}$	$T_5 = 0,144 \text{ sn}$
$\omega_6^2 = 2,965 \text{ k}_6/m_6$	$\omega_6 = 47,152 \text{ sn}^{-1}$	$T_6 = 1,133 \text{ sn}$

$\xi_1=0,05$ $\xi_2=0,10$ alınarak a_1 ve a_2 katsayıları hesaplanır.

$\begin{vmatrix} 0,05 \\ 0,1 \end{vmatrix} = \frac{1}{2}$	$\begin{vmatrix} 1/6,211 & 6,211 \\ 1/18,019 & 18,019 \end{vmatrix}$	$\begin{vmatrix} a_1 \\ a_2 \end{vmatrix}$	$a_1=0,218933$ $a_2=0,010425$
---	--	--	----------------------------------

Diğer sönüm oranları ise

$\begin{vmatrix} \xi_3 \\ \xi_4 \\ \xi_5 \\ \xi_6 \end{vmatrix} = 1/2$	$\begin{vmatrix} 1/28,57 & 28,57 \\ 1/37,39 & 37,39 \\ 1/43,39 & 43,39 \\ 1/47,15 & 47,15 \end{vmatrix}$	$\begin{vmatrix} 0,218933 \\ 0,010425 \end{vmatrix}$	$= \begin{vmatrix} 0,1527 \\ 0,1978 \\ 0,2287 \\ 0,2481 \end{vmatrix}$
--	--	--	--

Bu sönüm oranları, tespit edilen doğal titreşim periyotları Kocaeli depreminin hız spektrum eğrisinden S_v değerleri bulunur.

$S_{v1} = 65 \text{ cm/sn}$	$S_{v2} = 25 \text{ cm/sn}$	$S_{v3} = 15 \text{ cm/sn}$
$S_{v4} = 10 \text{ cm/sn}$	$S_{v5} = 5 \text{ cm/sn}$	$S_{v6} = 5 \text{ cm/sn}$

$L_1 = 5,268m$	$L_2 = -3,125m$	$L_3 = 1,096m$
$L_4 = -0,717m$	$L_5 = 0,636m$	$L_6 = -1,010m$

$$Y_1 = (L_1/S_{v1}) / (M_1 \cdot \omega_1) = 5,268 \cdot 65 / (4,124 \cdot 6,211) = 13,368 \text{ cm}$$

$$Y_2 = -1,041 \text{ cm} \quad Y_3 = 0,1190 \text{ cm} \quad Y_4 = -0,017 \text{ cm}$$

$$Y_5 = 0,008 \text{ cm} \quad Y_6 = 0,002 \text{ cm} \text{ bulunur.}$$

$$v_{1\max} = \emptyset_1 \cdot Y_1$$

$$v_{1\max} = \begin{vmatrix} 0,233 \\ 0,459 \\ 0,667 \\ 0,831 \\ 0,948 \\ 1 \end{vmatrix} 13,368 = \begin{vmatrix} 3,114 \\ 6,135 \\ 8,916 \\ 11,108 \\ 12,672 \\ 13,368 \end{vmatrix}, \quad v_{2\max} = \begin{vmatrix} 0,634 \\ -1,005 \\ 0,836 \\ -1,245 \\ -0,590 \\ -1,041 \end{vmatrix}, \quad v_{3\max} = \begin{vmatrix} 0,111 \\ 0,089 \\ -0,059 \\ -0,125 \\ -0,010 \\ 0,119 \end{vmatrix}$$

$$v_{4\max} = \begin{vmatrix} 0,018 \\ -0,002 \\ -0,018 \\ 0,009 \\ 0,015 \\ -0,017 \end{vmatrix}, \quad v_{5\max} = \begin{vmatrix} 0,009 \\ -0,008 \\ 0,003 \\ 0,008 \\ -0,011 \\ 0,008 \end{vmatrix}, \quad v_{6\max} = \begin{vmatrix} 0,004 \\ -0,006 \\ 0,006 \\ -0,005 \\ 0,003 \\ 0,002 \end{vmatrix}$$

Bulunan modal maksimumların karelerinin toplamının karekökü alınarak katların yaklaşık toplam yerdeğiştirmeleri bulunur.

$$v_{\max} = \begin{vmatrix} 3,180 \\ 6,218 \\ 8,955 \\ 11,179 \\ 12,686 \\ 13,408 \end{vmatrix} \text{ cm}$$

Modal maksimum kuvvetler ise,

$$f_{1\max} = m \cdot \phi_1 \frac{L_1}{M_1} \omega_1 \cdot S_{v1}$$

$$f_{1\max} = \begin{vmatrix} 1,383m & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1,375m & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1,366m & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1,357m & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1,346 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} 0,233 \\ 0,459 \\ 0,667 \\ 0,831 \\ 0,948 \\ 1 \end{vmatrix} \cdot 1106,19 = \begin{vmatrix} 356,15 \\ 697,55 \\ 1007,03 \\ 1246,37 \\ 1410,32 \\ 1106,19 \end{vmatrix}$$

$$f_{2\max} = \begin{vmatrix} 610,37 \\ 961,57 \\ 794,92 \\ 1176,16 \\ -553,07 \\ -724,69 \end{vmatrix}, f_{3\max} = \begin{vmatrix} 270,24 \\ 215,29 \\ -141,92 \\ -298,19 \\ -25,11 \\ 209,88 \end{vmatrix}, f_{4\max} = \begin{vmatrix} 75,81 \\ -10,85 \\ -75,45 \\ 39,62 \\ 61,25 \\ -52,60 \end{vmatrix}, f_{5\max} = \begin{vmatrix} 52,45 \\ -48,51 \\ 1,85 \\ 46,62 \\ -62,67 \\ 30,78 \end{vmatrix}, f_{6\max} = \begin{vmatrix} 28,113 \\ -41,11 \\ 42,54 \\ -35,16 \\ 23,447 \\ -8,86 \end{vmatrix}$$

Modal maksimum taban kesme kuvvetleri

$$V_{1\max} = 5822,70 \text{ KN}$$

$$V_{2\max} = 2265,257 \text{ KN}$$

$$V_{3\max} = 230,18 \text{ KN}$$

$$V_{4\max} = 37,760 \text{ KN}$$

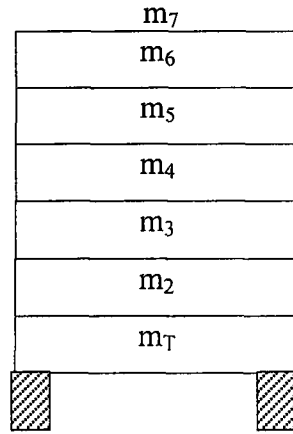
$$V_{5\max} = 19,585 \text{ KN}$$

$$V_{6\max} = 8,957 \text{ KN}$$

Maksimum kuvvetlerin toplamı olarak elde edilir. Karelerinin toplamının karekökü alınarak yaklaşık taban kesme kuvveti

$$V_{\max} = 6252,209 \text{ KN bulunur.}$$

b) Taban izolasyonlu yapılması durumunda taban kesme kuvvetinin bulunması,



Taban izolasyonunda; yapının periyodunun 2-2,5 sn olması hedeflendiğinden yapının birinci doğal titreşim periyodunun 2 sn olması için taban izolasyonunun rijitliği hazırlanmış olan bilgisayar programı ile $0,14K_6$ olması gerektiği tespit edilir. Bu değer ise

$$k_T = 0,14 \times 160850 = 22519 \text{ KN/m dir.}$$

$m_T = m_6 = 214,5 \text{ KN/m}$ dir. Bu durumda mod şekilleri.

ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	ϕ_4	ϕ_5	ϕ_6	ϕ_7
0,724	-0,934	0,905	-0,929	0,868	-1,211	8,617
0,791	-0,883	0,513	-0,0255	-0,450	1,164	-11,097
0,858	-0,597	-0,392	1,082	-0,815	0,0593	8,846
0,915	-1,135	-0,993	0,267	1,055	-1,317	-6,209
0,958	0,362	-0,694	-1,034	0,0255	1,913	3,934
0,987	0,792	0,292	-0,425	-1,149	-1,734	-2,173
1	1	1	1	1	1	1

$$\omega_1^2 = 0,01249 \text{ k}_6/m_6$$

$$\omega_1 = 3,064 \text{ sn}^{-1}$$

$$T_1 = 2,05 \text{ sn}$$

$$\omega_2^2 = 0,208 \text{ k}_6/m_6$$

$$\omega_2 = 12,516 \text{ sn}^{-1}$$

$$T_2 = 0,502 \text{ sn}$$

$$\omega_3^2 = 0,708 \text{ k}_6/m_6$$

$$\omega_3 = 23,099 \text{ sn}^{-1}$$

$$T_3 = 0,272 \text{ sn}$$

$$\omega_4^2 = 1,425 \text{ k}_6/m_6$$

$$\omega_4 = 32,724 \text{ sn}^{-1}$$

$$T_4 = 0,192 \text{ sn}$$

$$\omega_5^2 = 2,149 \text{ k}_6/m_6$$

$$\omega_5 = 40,276 \text{ sn}^{-1}$$

$$T_5 = 0,156 \text{ sn}$$

$$\begin{aligned}\omega_6^2 &= 2,734 \text{ k}_6/\text{m}_6 & \omega_6 &= 45,530 \text{ sn}^{-1} & T_6 &= 0,138 \text{ sn} \\ \omega_7^2 &= 3,173 \text{ k}_6/\text{m}_6 & \omega_7 &= 49,087 \text{ sn}^{-1} & T_7 &= 0,128 \text{ sn}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_1 &= 7,111 \text{ m} & M_2 &= 4,492 \text{ m} & M_3 &= 4,514 \text{ m} & M_4 &= 5,269 \text{ m} & M_5 &= 6,250 \text{ m} \\ M_6 &= 15,732 \text{ m} & M_7 &= 423,22 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{array}{c|c|c|c|c|c} 0,05 & & 1/3,064 & 3,064 & a_1 & \\ & = 1/2 & & & & \\ 0,1 & & 1/12,516 & 12,516 & a_2 & \end{array} \quad \begin{array}{l} a_1 = 0,166364 \\ a_2 = 0,014917 \end{array}$$

Diğer sönüm oranları ise

$$\begin{array}{c|c|c|c|c|c} \xi_2 & & 1/23,39 & 23,39 & & 0,1758 \\ \xi_3 & & 1/32,724 & 32,724 & 0,166364 & 0,2466 \\ \xi_4 & = 1/2 & 1/40,276 & 40,276 & 0,014917 & = 0,3024 \\ \xi_5 & & 1/45,530 & 45,530 & & 0,3414 \\ \xi_6 & & 1/49,087 & 49,087 & & 0,3678 \end{array}$$

Bu sönüm oranları, tespit edilen doğal titreşim periyotları 1999 Kocaeli depreminin hız spektrum eğrisinden S_v değerleri bulunur.

$$\begin{aligned}S_{v1} &= 83 \text{ cm/sn} & S_{v2} &= 30 \text{ cm/sn} & S_{v3} &= 20 \text{ cm/sn} & S_{v4} &= 10 \text{ cm/sn} \\ S_{v5} &= 5 \text{ cm/sn} & S_{v6} &= 5 \text{ cm/sn} & S_{v7} &= 0 \text{ cm/sn}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}L_1 &= 7,886 \text{ m} & L_2 &= -0,5945 \text{ m} & L_3 &= 0,1735 \text{ m} & L_4 &= -0,0916 \text{ m} \\ L_5 &= 0,0415 \text{ m} & L_6 &= -0,0757 \text{ m} & L_7 &= 0,3412 \text{ m}\end{aligned}$$

$$Y_1 = (L_1/S_{v1}) / (M_1 \cdot \omega_1) = 7,886 \cdot 83 / (7,111 \cdot 3,064) = 30,035 \text{ cm}$$

$$Y_2 = -0,317 \text{ cm} \quad Y_3 = 0,033 \text{ cm} \quad Y_4 = -0,005 \text{ cm}$$

$$Y_5 = 0,0008 \text{ cm} \quad Y_6 = -0,0005 \text{ cm} \text{ bulunur.}$$

$$v_{i\max} = \emptyset_1 \cdot Y_1$$

$$v_{1\max} = \begin{vmatrix} 0,724 \\ 0,791 \\ 0,858 \\ 0,915 \\ 0,958 \\ 0,987 \\ 1 \end{vmatrix} 30,035 = \begin{vmatrix} 21,745 \\ 23,757 \\ 25,770 \\ 27,482 \\ 28,773 \\ 29,644 \\ 30,035 \end{vmatrix}, v_{2\max} = \begin{vmatrix} 0,296 \\ 0,280 \\ 0,189 \\ 0,042 \\ -0,114 \\ -0,251 \\ -0,317 \end{vmatrix}, v_{3\max} = \begin{vmatrix} 0,030 \\ 0,017 \\ -0,013 \\ -0,033 \\ -0,023 \\ 0,009 \\ 0,033 \end{vmatrix}$$

$$v_{4\max} = \begin{vmatrix} 0,004 \\ 0,0001 \\ -0,005 \\ -0,001 \\ 0,005 \\ 0,002 \\ -0,005 \end{vmatrix}, v_{5\max} = \begin{vmatrix} 0,0007 \\ -0,0004 \\ -0,0006 \\ 0,0008 \\ 0,00002 \\ 0,0009 \\ 0,0008 \end{vmatrix}, v_{6\max} = \begin{vmatrix} 0,0006 \\ -0,0006 \\ -0,00003 \\ 0,0006 \\ -0,001 \\ 0,0009 \\ -0,0005 \end{vmatrix}, v_{7\max} = \begin{vmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

Bulunan modal maksimumların karelerinin toplamının karekökü alınarak katların yaklaşık toplam yerdeğiştirmeleri bulunur.

$$v_{\max} = \begin{vmatrix} 21,747 \\ 23,759 \\ 25,770 \\ 27,482 \\ 28,773 \\ 29,645 \\ 30,036 \end{vmatrix} \text{ cm}$$

Modal maksimum kuvvetler ise,

$$f_{1\max} = m \cdot \ddot{\theta}_1 \frac{L_1}{M_1} \quad \omega_1 \cdot S_{v1}$$

$$f_{1\max} = \begin{vmatrix} 1m & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1,383m & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1,375m & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1,366m & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1,357 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1,346 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} 0,724 \\ 0,791 \\ 0,858 \\ 0,915 \\ 0,958 \\ 0,987 \\ 1 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} 438,176 \\ 662,077 \\ 714,003 \\ 756,453 \\ 786,784 \\ 804,03 \\ 605,215 \end{vmatrix}$$

$$f_{2\max} = \begin{vmatrix} 99,559 \\ 130,171 \\ 87,500 \\ 19,657 \\ -52,362 \\ -113,63 \\ -106,59 \end{vmatrix}, f_{3\max} = \begin{vmatrix} 34,476 \\ 27,027 \\ -20,533 \\ -51,674 \\ -35,876 \\ 14,972 \\ 38,095 \end{vmatrix}, f_{4\max} = \begin{vmatrix} 11,343 \\ 0,430 \\ -18,17 \\ -4,45 \\ 17,13 \\ 6,98 \\ 12,21 \end{vmatrix}, f_{5\max} = \begin{vmatrix} 2,493 \\ -1,787 \\ -3,219 \\ 4,140 \\ 0,099 \\ -4,442 \\ 2,872 \end{vmatrix}, f_{6\max} = \begin{vmatrix} 2,848 \\ -3,786 \\ -0,191 \\ 4,231 \\ -6,105 \\ 5,489 \\ -2,35 \end{vmatrix}$$

Modal maksimum taban kesme kuvvetleri

$$V_{1\max} = 4766 \text{ KN}$$

$$V_{2\max} = 64,298 \text{ KN}$$

$$V_{3\max} = 6,488 \text{ KN}$$

$$V_{4\max} = 1,062 \text{ KN}$$

$$V_{5\max} = 0,156 \text{ KN}$$

$$V_{6\max} = 0,133 \text{ KN}$$

$$V_{7\max} = 0 \text{ KN}$$

Maksimum kuvvetlerin toplamı olarak elde edilir. Karelerinin toplamının karekökü alınarak yaklaşık taban kesme kuvveti

$$V_{\max} = 4766,438 \text{ KN bulunur.}$$

9. SONUÇLAR

Bu çalışmadan ortaya çıkan sonuçlar aşağıda maddeler halinde sıralanmıştır.

- 1- Yirmibeş kata kadar; çerçeve sistemlerinin; modların birleştirilmesi yöntemiyle mod şekillerini ve serbest titreşim frekanslarını tespiti için hazırlanan bilgisayar programından; binanın birinci mod şeklinin etki eden deprem yükü yönü doğrultusunda olduğu; en son mod şeklinin ise tek sayılı numaralı katlarda deprem yönünde; çift sayılı numaralı katlarda ise deprem yönünün tersine, ayrıca birinci mod şekilleri ile kat yer değiştirmeleri arasında bir uyum olduğu tespit edilmiştir.
- 2- Kat yatay rijitliğine dolgu duvarın büyük etkisi olduğu; kolon kiriş boyları arttıkça yanal rijitlik azalmasına karşın; duvar açıklığının artması; yanal rijitliği artırır. Duvar yüksekliğinin artması yanal rijitliği düşürmektedir.
- 3- Duvar açıklığının artması durumunda; çerçevenin yatay deplasmanında azalmalar olduğu tespit edilmiştir.
- 4- Dolgu duvarlı çerçevede, yatay yükün artması durumunda; duvarın kesme kuvveti değerine göre; dolgu duvarı temsil eden diagonal çubuk kesit alanlarında azalmalar olmaktadır.
- 5- Dolgu duvarların, yatay yük-diagonal çubuk kesit alanı ile deplasman-diagonal çubuk alanı grafiklerinin birbirlerine benzediği tespit edilmiştir.
- 6- Dolgu duvarlar; katlara gelen kesme kuvvetinin duvar açıklığının değişimine göre % 10-%25 arasındaki kısmını karşıladığı tespit edilmiştir.
- 7- Zemin katın dolgu duvarsız olması durumunda; çerçevedeki toplam deplasmanda; duvar açıklığının değişimine göre %6-%26 arasında bir artış olmaktadır.
- 8- Zemin katta dolgu duvar olmaması durumunda zemin kat kolonlarında duvar açıklığının değişimine göre %20-%83 arasında kesme kuvveti artış olmaktadır.
- 9- Dolgu duvarlı çerçevelerin yapmış olduğu deplasmanı, dolgu duvarsız çerçevelerin de yapması için; duvar açıklığının değişimine göre boş çerçevedeki kolon kesit alanlarındaki artış yüzdeleri %11-%56 arasında olmaktadır.
- 10- Katlara etkiyen kesme kuvvetleri; hız spektrum eğrileriyle tespit edilen S_v değerleriyle orantılıdır.
- 11- Zemin kat yüksekliğinin artması binanın birinci doğal titreşim periyodunu büyütmede aynı zamanda taban kesme kuvvetini de artırmaktadır.

- 12- Zemin kat yüksekliğinin belli bir değere artırılması (örneklerde $h_z=4.50m$) , yani zemin kat rijitliğinin diğer katlardan düşük veya eşit olması durumunda bina toplam yer değiştirmesi diğer durumlara göre daha az olmakta fakat η_{ki} katsayısı artmaktadır. Aynı zamanda taban kesme kuvveti de azalmaktadır. Taban kesme kuvvetinin azalması durumu, taban; izolasyon fikrini geliştirmektedir.
- 13- Depremın odak uzaklığına göre yapıya gelen taban kesme kuvvetlerinde artışlar olduğu tespit edilmiştir. Odak uzaklığı yakın olan depremlerde yapıya daha fazla taban kesme kuvveti gelmektedir.
- 14- Sert zeminlerde odak uzaklığına göre yapıya etkiyen taban kesme kuvveti; yumuşak zeminlere gelen taban kesme kuvvetinin yaklaşık % 50 kadar olmaktadır. Odak uzaklığının büyümesi durumunda sert ve yumuşak zeminlerdeki yapılara gelen taban kesme kuvvetleri birbirine yakınlaşmaktadır.
- 15- $M_L=8$ olan depremden yapıya gelen taban kesme kuvveti $M_L=7.1$ olan depremin taban kesme kuvvetinin yaklaşık 3.60 katı $M_L=6$ olan depremin taban kesme kuvvetinin ise 15.66 katıdır.
- 16- Kirişlerde plastik mafsallaşma olayında; çekme donatısının artışı; moment kapasitesini artırmasına karşın süneklilik düzeyini düşürdüğü, farklı beton sınıfları arasında farkın büyük olduğu durumda süneklilik katsayısının azaldığı, moment kapasitesinde büyük değişiklikler olmadığı, kesitte BÇİ donatıda moment kapasitesi düşük olmasına karşın, diğer donatı sınıflarına göre süneklilik düzeyinin yüksek olduğu gözlenmiştir.
- 17- Kolonlarda ise süneklilik normal kuvvetle değiştiğinden, normal kuvvet değeri azaltılarak süneklilik artırılabilir, bu durumda sistem tüp çerçeve durumuna dönüşür ve ekonomikliği azalır.
- 18- Kütle ve rijitlik merkezleri birbirine yaklaştırılırsa burulma momenti etkileri azaltılabilir.
- 19- Mevcut betonarme kolonların deprem dayanımını sağlanması ve güçlendirilmesi için telli sprallerle yapılan sarmalamanın kolonlarda sünekliliği artırdığı tespit edilmiştir.
- 20- Yüklü veya yüksüz yapılan güçlendirme mantosunun etkin olmasına karşın, yüklü onarım mantosunun etkin olmadığı,
- 21- Manto boyuna donatılarını yalın kolon boyuna donatılarına birleştiren Z demirlerinin sürekli kenetlenme yönteminde dayanım ve davranışı etkilediği, yapılan çalışmaların ortak sonucu olarak çıkarılmıştır.

- 22- Mantolanarak onarılabacak ve güçlendirilecek kesitlerin moment eğrilik ilişkisini tespit eden teorik hesap yapılmaya çalışılmış fakat örneklemelerle açıklanamamıştır.
- 23- Taban izolasyonu ile depremlerde yapılara gelen yatay yükler yapı periyodunu uzatarak azaltılabilir. Ancak yumuşak zeminlerdeki yapılarda yapı periyodunu uzatarak deprem yüklerini azaltmak mümkün olmamaktadır.
- 24- Taban izolasyonlu sistemlerde deprem sırasında yapıya gelen kuvvetleri azaltacak en iyi sistemin sürtünmeli sarkaç sistemi olduğu tespit edilmiştir.
- 25- Bina doğal titreşim periyodunun büyümesi ile hız-spektrum eğrisinde tespit edilen S_v değerine bağlı olarak taban kesme kuvvetleri küçülür veya büyür.
1999 Kocaeli depreminde bina doğal titreşim periyodu $T=1,5$ sn, 1999 Bolu depreminde $T=1$ sn, 1992 Erzincan depreminde ise $T=0,75$ sn'den büyük yapılara gelen taban kesme kuvvetleri, bu periyotlardan küçük olan binaların taban kesme kuvvetlerine göre daha az olacaktır.
- 26- Örnek çalışmalarda taban izolasyonlu sistemlerde yapının birinci doğal titreşim periyodunun arttığı, ayrıca taban kesme kuvvetinin de azaldığı tespit edilmiştir.

KAYNAKLAR

- 1- Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmenlik İMO İzmir-1997
- 2- Aktan E., “Deprem Etkileri altındaki Kirişlerde Çapraz Donatı ve Eğilme Donatısının Taşıma Gücü Enerji Tüketimine Katkıları”, TÜBİTAK-1979
- 3- Ansari Al S., Kirkely O.M., Gilette G. “Earthquake Response of Structures by Structural Mixture Theory”, Journal of Structural Engineers-1998 Pg:1200-1206
- 4- Aydoğdu M., “Kuvvetli Kolon ve Zayıf Kirişli Betonarme Çerçevelerin Eşdeğer Yatay Deprem Yükleri Altında doğrusal Olmayan Davranışlarına İlişkin Çalışma”, III.Deprem Mühendisliği Konferansı, İMO-1993
- 5- Bakioğlu M., “Depreme Dayanıklı Bina Tasarımında Pasif Kontrol”, III.Deprem Mühendisliği Konferansı, İMO-1993
- 6- Bayülke N., “Depremlerde Hasar Gören Yapıların Onarım ve Güçlendirilmesi”, İMO İzmir – 1995
- 7- Bayülke N., “Deprem ve Depreme Dayanıklı Betonarme Yapılar”, Teknik Yayınevi-1989
- 8- Betonarme Binaların Onarım ve Güçlendirilmesi Kurs Notları TÜBİTAK İMO 1999
- 9- Bett B.J. Klingher, Jirsa J.O. “Lateral Load Response of Strengthened and Repaired Reinforced Concrete Columns”, 1988
- 10- Biddah A., Ghobarah. A, Tarık S., “Journal of Structural Engineering, Upgrading of Nonductile Reinforced Concrete Frame Connections”, August 1997 1001-1009
- 11- Budak A., “Dolgu Duvarlı Çerçevelerin Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Hesabı”, K.T.Ü. Trabzon-1997

- 12- Calayır Y., “SRSS ve CQC Metodlarının Karşılaştırılması”, Fırat Üniversitesi-1997
- 13- Can H., Tankut T., “Betonarme Kirişlerin Eğilme İçin Güçlendirilmesi”, Türkiye İnşaat Mühendisliği X.Teknik Kogre Bildiriler Kitabı – 1989, 559-573
- 14- Can H., Tankut T., “Onarılmış Güçlendirilmiş Betonarme kolonların Dayanım ve Davranışı”, TÜBİTAK-1995
- 15- Celep Z. Kumbasar N. “Betonarme Yapılar”, Sema Matbaacılık – 1996
- 16- Celep Z. Kumbasar N. “Yapı Dinamiği Deprem Mühendisliğine Giriş”, 2.Baskı, Sema Matbaacılık İstanbul – 1996
- 17- Celep Z. Kumbasar N. “Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı”, Sema Matbaacılık İstanbul – 1993
- 18- Constatinou M., Mokha A., Reinhorn A. “Teflon Bearing in Base İsolation”, II.Modeling Journal of Structual Engineering ASCE 116-1990, 455-474
- 19- Constatinou M., Mokha A., Reinhorn A. “Teflon Bearing in Base İsolation”, Testing Journal of Structual Engineering ASCE 116-1990, 438-454
- 20- Cronopoulos M.P. “Response of Repaired Strengthened R.C. Coloumns Under Cyclic Actions” Proceedings of the 8 th European Conference on Earthquake Engineering”, Lizbon-1986
- 21- Cruz E.F., Chopra A.K., “Elastic Earthquarete Response Building Frames”, Stract Engre ASCE 112, Pg:443-459
- 22- Çakıroğlu A., “Rijit Bodrumlu Yapıların Deprem Hesabı”, III.Deprem Mühendisliği Konferansı, İMO-1993
- 23- DIM-4141 “Unreinforced Elastomeric Bearings Building Materials Requirements Testing İnspectinon”, 1985

- 24- Dumanoglu A., Ates S., "Taban İzolasyonlu Binaların Lineer Olmayan Deprem Analizi", TDV – 1990
- 25- Eggret V., Valmundsson V., James M., "Seismic Response of Building Frames With Vertical Structural Irregularities", Journal of Structural Engineers – 1997 Pg:30-41
- 26- Ersoy U., Aktan E., "Betonarme Kolon Kiriş Birleşimlerinin Deprem Etkisi Altında Davranışı", TÜBİTAK – 1976
- 27- Ersoy U., "Betonarme Temel İlkeleri Taşıma Gücü Hesabı", 1997
- 28- Ersoy U., Gülkan P., Sucuoğlu H., Tekyay M., "13 Mart 1992 Erzincan Depremi Mühendislik Raporu", İMO Ankara-1992
- 29- Ersoy U., Tankut T., "Jacketed Columns Subjected to Combined Axial Load and Reversed Cyclic Bending" Canada Conference on Earthquake Engineering Toronto – 1991
- 30- Gülkan P., Sözen M., Ersoy U., "Betonarme Binaların Deprem Güvenliğinin Tespiti İçin Alternatif Yollar", TÜBİTAK-1997
- 31- İnce R., "Betonarme Yapı Elemanlarında Basınç, Çekme Kırılmasının ve Boyut Etkisinin Deneysel ve Nümerik İncelenmesi", Fırat Üniversitesi, Elazığ-1998
- 32- Jangid N.S. "Seismic Behaviour of Base Isolated Buildings A State of Art Review Civil Engineers Structures", Buildings – 1995, 186-203
- 33- Kent D.Ç., Park R., "Flexural Members With Confined Concrete", Journal of Structural Division ASCE-1971
- 34- Korkut K., "Betonarme Binaların Deprem Etkileri Altında Elastoplastik Dinamik Davranışı", TÜBİTAK – 1987
- 35- Muto K., "Betonarme Yapıların Sismik Analizi ve Depreme Karşı Hesap Metodları", Çeviri, 1970

- 36- Neopren Köprü Mesnetleri El du Pont Memours RAA Firması ABD-1976
- 37- Özden K., Eren İ., “Öngerilmeli Beton”, İTÜ – 1988
- 38- Park R., Kent D.Ç., Sampson R.A., “Reinforced Concrete Members with Cyclic Loading”, Journal of Structural Division ASCE-1992 Pg:1341-1360
- 39- Suleiman R., Tankut T., Ersoy U., “Repair and Strengthenin of Reinforced Concrete Column”, ODTU – 1991
- 40- TS-500 “Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları”, 1984
- 41- Warszawski A., Gluck J., Segal D., “Economic Evaluation of desing Codes-Case of Seismic Desing”, Journal of Structural Engineering–1996, Pg:1401-1408
- 42- Wasti T.S., “UBC Design Priciples and The New Turkish Earthquake Code”, Dördüncü Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı Ankara-1997 497-507
- 43- Wasti T.S., Utku M. “Finite Elements in Structural Analysis”, Bizim Büro Basımevi Ankara – 1940
- 44- Yumak Y., Tankut T., Ersoy U., “Efelts of Bar Development Metods on Jacketed Column Behaviour”, ODTU – 1991
- 45- Yüzügüllü Ö., Erdik M., “Deprem Mühendisliği Açısından Deprem Mühendisliğine Giriş”, ODTÜ-1980

EK-1

MODLARIN SÜPERPOZİSYONU İLE 25 KATLI
ÇERÇEVELERİN MOD ŞEKİLLERİ VE TİTREŞİM
PERİYOTLARININ HESABI

REM "MODLARIN SÜPERPOZİSYONU YÖNTEMİ İLE 25 KATLI ÇERÇEVELERİN
REM "MOD PEKİLLERİ VE TİTREYİM PERİYOTLARININ HESABI"

```

DIM M(25): DIM MM(25, 25): DIM K(25): DIM KK(25, 25): DIM R(25)
DIM RR(25, 25): DIM S(25): DIM P(25): DIM Q(25, 1): DIM MMM(30)
DIM KKK(25): DIM KA(25): DIM KB(25): DIM KC(25): DIM LL(25)
CLS
10 LOCATE (10), (15): PRINT "KAT SAYISINI GIRIMIZ": A = 10
M(1) = 1.499: M(2) = 1.42: M(3) = 1.42: M(4) = 1.42: M(5) = 1.42
M(6) = 1.36: M(7) = 1.36: M(8) = 1.36: M(9) = 1.36: M(10) = 1
K(1) = 1.11: K(2) = 1.081: K(3) = 1.081: K(4) = 1.081: K(5) = 1.081
K(6) = 1: K(7) = 1: K(8) = 1: K(9) = 1: K(10) = 1
GOTO 22
CLS
20 FOR I = 1 TO A
LOCATE (I), (8): PRINT , I
LOCATE (I), (30): INPUT "KAT AGIRLIGI"; M(I)
NEXT I
CLS
21 FOR J = 1 TO A
LOCATE (J), (8): PRINT , J
LOCATE (J), (30): INPUT "KAT RIJITLIGI"; K(J)
NEXT J
22 CLS
FOR I = 1 TO A
FOR T = 1 TO A
IF I = T THEN 30 ELSE 50
30 MM(I, T) = M(I)
40 GOTO 60
50 MM(I, T) = 0
60 NEXT T
70 NEXT I
LOCATE 10, 10: PRINT "KUTLE MATRISI"
INPUT DD
CLS
FOR I = 1 TO A
FOR T = 1 TO A
LOCATE (1 * I), (3 * T): PRINT MM(I, T); ";
NEXT T
NEXT I
INPUT Z
FOR J = 1 TO A
FOR T = 1 TO A
IF J = T THEN 100 ELSE 130
100 KK(J, T) = K(J) + K(J + 1)
GOTO 220
130 IF (J + 1) = T THEN 150 ELSE 160
150 KK(J, T) = -K(J + 1)
GOTO 220
160 IF (J - 1) = T THEN 180 ELSE 200
180 KK(J, T) = -K(J)
GOTO 220'
200 KK(J, T) = 0
220 NEXT T
NEXT J
LOCATE 10, 10: PRINT "RIJITLIK MATRISI"
INPUT CC
CLS
FOR J = 1 TO A
FOR T = 1 TO A

```

```

LOCATE (1 * J), (3 * T): PRINT KK(J, T); "";
NEXT T
NEXT J
INPUT ZZ
CLS
FOR J = 1 TO A
FOR T = 1 TO A
IF J = T THEN 500 ELSE 400
400 RR(J, T) = KK(J, T)
500 NEXT T
NEXT J
CLS
550 FOR W = 0 TO .5 STEP .00001

FOR J = 1 TO A

FOR T = 1 TO A
IF J = T THEN 1000 ELSE 20000
1000 RR(J, T) = KK(J, T) - MM(J, T) * W
P3 = RR((A-2), (A-2)) * ((RR((A-1), (A-1)) * RR(A, A)) - (RR(A, (A-1)) *
  RR((A-1), A)))
Q3 = RR((A - 2), (A - 1)) * RR((A - 1), (A - 2)) * RR(A, A)
S3 = P3 - Q3
IF A > 3 THEN 1050 ELSE 10000
1050 P4 = RR((A - 3), (A - 3)) * S3
Q4 = RR((A-3), (A-2)) * RR((A-2), (A-3)) * ((RR((A-1), (A-1)) * RR(A, A)) -
  (RR(A, (A-1)) * RR((A-1), A)))
S4 = P4 - Q4
IF A > 4 THEN 1100 ELSE 10000
1100 P5 = RR((A - 4), (A - 4)) * S4
Q5 = RR((A - 4), (A - 3)) * RR((A - 3), (A - 4)) * S3
S5 = P5 - Q5
IF A > 5 THEN 1150 ELSE 10000
1150 P6 = RR((A - 5), (A - 5)) * S5
Q6 = RR((A - 5), (A - 4)) * RR((A - 4), (A - 5)) * S4
S6 = P6 - Q6
IF A > 6 THEN 1200 ELSE 10000
1200 P7 = RR((A - 6), (A - 6)) * S6
Q7 = RR((A - 6), (A - 5)) * RR((A - 5), (A - 6)) * S5
S7 = P7 - Q7
IF A > 7 THEN 1250 ELSE 10000
1250 P8 = RR((A - 7), (A - 7)) * S7
Q8 = RR((A - 7), (A - 6)) * RR((A - 6), (A - 7)) * S6
S8 = P8 - Q8
IF A > 8 THEN 1300 ELSE 10000
1300 P9 = RR((A - 8), (A - 8)) * S8
Q9 = RR((A - 8), (A - 7)) * RR((A - 7), (A - 8)) * S7
S9 = P9 - Q9
IF A > 9 THEN 1350 ELSE 10000
1350 P10 = RR((A - 9), (A - 9)) * S9
Q10 = RR((A - 9), (A - 8)) * RR((A - 8), (A - 9)) * S8
S10 = P10 - Q10
IF A > 10 THEN 1400 ELSE 10000
1400 P11 = RR((A - 10), (A - 10)) * S10
Q11 = RR((A - 10), (A - 9)) * RR((A - 9), (A - 10)) * S9
S11 = P11 - Q11
IF A > 11 THEN 1450 ELSE 10000
1450 P12 = RR((A - 11), (A - 11)) * S11
Q12 = RR((A - 11), (A - 10)) * RR((A - 10), (A - 11)) * S10
S12 = P12 - Q12

```

```

IF A > 12 THEN 1500 ELSE 10000
1500 P13 = RR((A - 12), (A - 12)) * S12
Q13 = RR((A - 12), (A - 11)) * RR((A - 11), (A - 12)) * S11
S13 = P13 - Q13
IF A > 13 THEN 1550 ELSE 10000
1550 P14 = RR((A - 13), (A - 13)) * S13
Q14 = RR((A - 13), (A - 12)) * RR((A - 12), (A - 13)) * S12
S14 = P14 - Q14
IF A > 14 THEN 1600 ELSE 10000
1600 P15 = RR((A - 14), (A - 14)) * S14
Q15 = RR((A - 14), (A - 13)) * RR((A - 13), (A - 14)) * S13
S15 = P15 - Q15
IF A > 15 THEN 1650 ELSE 10000
1650 P16 = RR((A - 15), (A - 15)) * S15
Q16 = RR((A - 15), (A - 14)) * RR((A - 14), (A - 15)) * S14
S16 = P16 - Q16
IF A > 16 THEN 1700 ELSE 10000
1700 P17 = RR((A - 16), (A - 16)) * S16
Q17 = RR((A - 16), (A - 15)) * RR((A - 15), (A - 16)) * S15
S17 = P17 - Q17
IF A > 17 THEN 1750 ELSE 10000
1750 P18 = RR((A - 17), (A - 17)) * S17
Q18 = RR((A - 17), (A - 16)) * RR((A - 16), (A - 17)) * S16
S18 = P18 - Q18
IF A > 18 THEN 1800 ELSE 10000
1800 P19 = RR((A - 18), (A - 18)) * S18
Q19 = RR((A - 18), (A - 17)) * RR((A - 17), (A - 18)) * S17
S19 = P19 - Q19
IF A > 19 THEN 1850 ELSE 10000
1850 P20 = RR((A - 19), (A - 19)) * S19
Q20 = RR((A - 19), (A - 18)) * RR((A - 18), (A - 19)) * S18
S20 = P20 - Q20
10000 IF A = 3 THEN 10001 ELSE 10002
10001 S(A) = S3: GOTO 10500
10002 IF A = 4 THEN 10003 ELSE 10004
10003 S(A) = S4: GOTO 10500
10004 IF A = 5 THEN 10005 ELSE 10006
10005 S(A) = S5: GOTO 10500
10006 IF A = 6 THEN 10007 ELSE 10008
10007 S(A) = S6: GOTO 10500
10014 IF A = 10 THEN 10015 ELSE 10016
10015 S(A) = S10: GOTO 10500
10016 IF A = 11 THEN 10017 ELSE 10018
10017 S(A) = S11: GOTO 10500
10018 IF A = 12 THEN 10019 ELSE 10020
10019 S(A) = S12: GOTO 10500
10020 IF A = 13 THEN 10021 ELSE 10022
10021 S(A) = S13: GOTO 10500
10022 IF A = 14 THEN 10023 ELSE 10024
10023 S(A) = S14: GOTO 10500
10024 IF A = 15 THEN 10025 ELSE 10026
10025 S(A) = S15: GOTO 10500
10026 IF A = 16 THEN 10027 ELSE 10028
10027 S(A) = S16: GOTO 10500
10028 IF A = 17 THEN 10029 ELSE 10030
10029 S(A) = S17: GOTO 10500
10030 IF A = 18 THEN 10031 ELSE 10032
10031 S(A) = S18: GOTO 10500
10032 IF A = 19 THEN 10033 ELSE 10034
10033 S(A) = S19: GOTO 10500

```

```

10034 IF A = 20 THEN 10035
10035 S(A) = S20: GOTO 10500
10500 IF S(A) >= -.05 AND S(A) <= .05 THEN 10050 ELSE 10100
10050 LOCATE 10, 10: PRINT "FREKENS KARESI", W
LOCATE 12, 10: PRINT "DETERMINAT"; S(A)
LOCATE 14, 10: INPUT "ISLEME DEVAMSA E HAYIRSA H GIRINIZ"; B$
IF B$ = "E" THEN 20000 ELSE 22000
10100 LOCATE 5, 10: PRINT "FREKENS KARESI", W
LOCATE 8, 10: PRINT "DETERMINAT"; S(A)
20000 NEXT T
NEXT J
NEXT W
22000 CLS
LOCATE 15, 15: PRINT "ISLEM SONA ERDI"
22095 CLS
22100 LOCATE 10, 10: INPUT "FREKANSI GIRINIZ"; W
FOR J = 1 TO A
FOR T = 1 TO A
IF J = T THEN 22800 ELSE 22900
22800 RR(J, T) = KK(J, T) - MM(J, T) * W
GOTO 23000
22900 RR(J, T) = KK(J, T)
23000 NEXT T
NEXT J
LOCATE 10, 10: PRINT " DETERMINAT MATRISI"
CLS
FOR J = 1 TO A
FOR T = 1 TO A
LOCATE (1 * J), (3 * T): PRINT RR(J, T); " ";
NEXT T
NEXT J
INPUT DD
CLS
Q(A, 1) = 1
Q((A - 1), 1) = -(RR(A, A)) / RR(A, (A - 1))
FOR J = (A - 2) TO 1 STEP -1
Q(J, 1) = -((RR((J+1), (J+1)) * Q((J+1), 1)) + (RR((J+1), (J+1+1)) *
Q((J+1+1), 1))) / RR((J+1), J)
NEXT J
CLS
FOR J = 1 TO A
LOCATE 1, 10: PRINT "TITRESIM MODU"
LOCATE 1 + J, 4: PRINT Q: LOCATE 1 + J, 10: PRINT ; Q(J, 1)
NEXT J
INPUT "ISLEME DEVAMSA E DEGILSE H"; B$
IF B$ = "E" THEN 22100 ELSE 24000
24000 FOR J = 1 TO A
25000 MMM(J) = Q(J, 1) * MM(J, J) * Q(J, 1)
MMA = MMA + MMM(J)
NEXT J
CLS
LOCATE 10, 10: PRINT "GENELLESTIRILMIS KUTLE MATRISI"; MMA
INPUT "ISLEME DEVAMSA E DEGILSE H"; D$
IF D$ = "E" THEN 24500 ELSE 24600
24500 CLS
FOR J = 1 TO A
KA(J) = Q((J - 1), 1) * KK((J - 1), J)
KB(J) = Q(J, 1) * KK(J, J)
KC(J) = Q((J + 1), 1) * KK((J + 1), J)
KKK(J) = (KA(J) + KB(J) + KC(J)) * Q(J, 1)

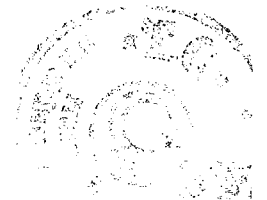
```

```
KKD = KKD + KKK(J)
NEXT J
24600 CLS
LOCATE 10, 10: PRINT "GENELLESTIRILMIS RIJITLIK"; KKD
INPUT "ISLEME DEVAMSA E DEGILSE H"; DD$
IF DD$ = "E" THEN 24700 ELSE 24800
24700 FOR J = 1 TO A
LL(J) = Q(J, 1) * MM(J, J)
LLA = LLA + LL(J)
NEXT J
CLS
LOCATE 10, 10: PRINT "GENELLESTIRILMIS KUTLE"; LLA
INPUT "ISLEME DEVAMSA E DEGILSE H"; DA$
IF DA$ = "E" THEN 24750 ELSE 24800
24750 GOTO 22095
24800 END
```



EK-2

BETONARME YAPI ELEMANLARI KESİTLERİNİN
MOMENT EĞRİLİK İLİŞKİSİNİN TESPİTİ



```

REM "BETONARME YAPI ELEMANLARI KESITLERININ MOMENT EGRILIK"
REM "ILISKISININ TESPITI"
CLS
DIM R(10): DIM RR(10): DIM P(10): DIM PP(10)
DIM F(10): DIM FF(10): DIM FFF(10): DIM FS(10)
DIM M(10): DIM K(10): DIM TTT(10): DIM FST(10)
DIM BF(10): DIM BFF(10): DIM BFFF(10):
DIM BRR(10): DIM BPP(10)
DIM Z(10): DIM ZZ(10): DIM ZF(10): DIM BZZ(10): DIM BZF(10)
B = 40: H = 50: PA = 4: PU = 4: C = 1.2: CD = .002: S = 22
SD = .0021: N = 1250: EM = 20000: AAA = 6.03: UAA = 6.03
OAA = 4: AG = 25: AGG = 0: UM = 21: AM = 21: AH = 25
GOTO 5
LOCATE 3, 10: INPUT "KESIT GENISLIGI"; B
LOCATE 4, 10: INPUT "KESIT YUKSEKLIGI"; H
LOCATE 5, 10: INPUT "KESIT ALT OAS PAYI"; PA
LOCATE 6, 10: INPUT "KESIT UST PAS PAYI"; PU
LOCATE 7, 10: INPUT "BETON SINIFI KN CM2"; C
LOCATE 8, 10: INPUT "BETON AKMA DEFORMASYONU"; CD
LOCATE 9, 10: INPUT "CELIK SINIFI KN CM2"; S
LOCATE 10, 10: INPUT "CELIK AKMA DEFORMASYONU"; SD
LOCATE 11, 10: INPUT "NORMAL KUVVET KN"; N
LOCATE 12, 10: INPUT "CELIK ELASTISITE MODULU"; EM
LOCATE 13, 10: INPUT "ALT DONATI ALANI CM2"; AAA
LOCATE 14, 10: INPUT "UST DONATI ALANI CM2"; UAA
LOCATE 15, 10: INPUT "ORTA DONATI ALANI CM2"; OAA
LOCATE 16, 10: INPUT "ORTA DON ALT MES CM"; AG
LOCATE 17, 10: INPUT "ORTA DON KES AG MES CM"; AGG
LOCATE 18, 10: INPUT "UST DON KES AG MES CM"; UM
LOCATE 19, 10: INPUT "ALT DON KES AG MES CM"; AM
LOCATE 20, 10: INPUT "KESIT ALT AG MER CM"; AB
5 FOR J = 1 TO 9
FOR T = PU TO (H - PA) STEP .2
IF J = 1 THEN 10 ELSE 20
10 E = .00025: AA = .178: BA = .674
15 GOTO 300
20 IF J = 2 THEN 30 ELSE 40
30 E = .0005: AA = .336: BA = .682
GOTO 300
40 IF J = 3 THEN 50 ELSE 60
50 E = .001: AA = .595: BA = .7
GOTO 300
60 IF J = 4 THEN 70 ELSE 80
70 E = .0015: AA = .779: BA = .722
GOTO 300
80 IF J = 5 THEN 90 ELSE 100
90 E = .002: AA = .889: BA = .75
GOTO 300
100 IF J = 6 THEN 110 ELSE 120
110 E = .0025: AA = .931: BA = .781
GOTO 300
120 IF J = 7 THEN 130 ELSE 140
130 E = .003: AA = .93: BA = .82
GOTO 300
140 IF J = 8 THEN 150 ELSE 160
150 E = .0035: AA = .92: BA = .845
GOTO 300
160 E = .004: AA = .91: BA = .874
300 IF T < AG THEN 301 ELSE 305
301 Z(J) = ((H - AG) - T) / T * E

```

```

IF Z(J) >= SD THEN 302 ELSE 303
302 ZF(J) = S * OAA
GOTO 350
303 ZZ(J) = Z(J)
ZF(J) = ZZ(J) * OAA * EM
GOTO 350
305 Z(J) = ((T - AG) / T) * E
IF Z(J) >= SD THEN 310 ELSE 315
310 ZF(J) = S * OAA
GOTO 350
315 ZZ(J) = Z(J)
ZF(J) = ZZ(J) * OAA * EM
GOTO 350
350 R(J) = ((H - PA) - T) / T * E
IF R(J) >= SD THEN 360 ELSE 370
360 F(J) = S * AAA
GOTO 400
370 RR(J) = R(J)
F(J) = RR(J) * EM * AAA
400 P(J) = ((T - PA) / T) * E
IF P(J) >= SD THEN 410 ELSE 450
410 FF(J) = S * UAA
GOTO 500
450 PP(J) = P(J)
FF(J) = PP(J) * UAA * EM
500 FFF(J) = AA * BA * (C) * T * B
IF T < AG THEN 510 ELSE 520
510 FS(J) = FFF(J) + FF(J) - F(J) - ZF(J)
GOTO 530
520 FS(J) = FFF(J) + FF(J) - F(J) + ZF(J)
530 IF FS(J) >= (N - 20) AND FS(J) <= (N + 20) THEN 550 ELSE 600
550 FST(J) = FS(J)
M(J) = (F(J)*AM)+(FF(J)*UM)+(FFF(J)*((H-AH)-((BA*T)/2)))+(ZF(J)*AGG)
K(J) = E / T
TTT(J) = FFF(J) / (AA * BA * B * C)
BF(J) = -F(J): BFF(J) = FF(J): BFFF(J) = FFF(J)
BPP(J) = P(J): BRR(J) = R(J)
IF T < AG THEN 551 ELSE 552
551 BZF(J) = -ZF(J)
GOTO 555
552 BZF(J) = ZF(J)
555 BZZ(J) = Z(J)
IF M(J) > 0 THEN 560 ELSE 600
560 CLS
LOCATE 2, 5: PRINT "BIRIM KISALMA "; E
LOCATE 4, 5: PRINT " MESAFE "; T
LOCATE 6, 5: PRINT "NORMAL KUV"; FS(J)
LOCATE 8, 5: PRINT "MOMENT"; M(J)
LOCATE 16, 35: PRINT "MOMENTALT"; -(F(J) * ((H / 2) - PA))
LOCATE 18, 35: PRINT "MOMENTUST"; (FF(J) * ((H / 2) - PU))
LOCATE 20, 35: PRINT "BET MOMENT UST"; (FFF(J)*((H/2)-((BA*T)/2)))
600 CLS
LOCATE 2, 5: PRINT "BIRIM KISALMA "; E
LOCATE 4, 5: PRINT " MESAFE "; T
LOCATE 6, 5: PRINT "NORMAL KUV"; FS(J)
LOCATE 8, 5: PRINT "MOMENT"; M(J)
LOCATE 10, 5: PRINT " DONME"; K(J)
LOCATE 2, 35: PRINT "DEPALT"; RR(J)
LOCATE 4, 35: PRINT "DEPUST"; PP(J)
LOCATE 6, 35: PRINT "ALT KUV"; F(J)

```

```

LOCATE 8, 35: PRINT "UST KUV"; FF(J)
LOCATE 10, 35: PRINT "BET KUV"; FFF(J)
LOCATE 12, 35: PRINT "ALFA"; AA
LOCATE 14, 35: PRINT "BETA"; BA
LOCATE 16, 35: PRINT "MOMENTALT"; -(F(J) * ((H / 2) - PA))
LOCATE 18, 35: PRINT "MOMENTUST"; (FF(J) * ((H / 2) - PU))
LOCATE 20, 35: PRINT "BET MOMENT UST"; (FFF(J) * ((H/2) - ((BA*T)/2)))
700 NEXT T
710 NEXT J
800 CLS
LOCATE 2, 2: PRINT "BIR KIS"
LOCATE 2, 15: PRINT "KUVVET"
LOCATE 2, 25: PRINT "DONME"
LOCATE 2, 45: PRINT "MOMENT"
LOCATE 2, 60: PRINT "K FARKI"
LOCATE 2, 70: PRINT "MESAFE"
LOCATE (2 + 1), 2: PRINT ; .00025: LOCATE (2 + 1), 15: PRINT ; N
LOCATE (2 + 2), 2: PRINT ; .0005: LOCATE (2 + 2), 15: PRINT ; N
LOCATE (2 + 3), 2: PRINT ; .001: LOCATE (2 + 3), 15: PRINT ; N
LOCATE (2 + 4), 2: PRINT ; .0015: LOCATE (2 + 4), 15: PRINT ; N
LOCATE (2 + 5), 2: PRINT ; .002: LOCATE (2 + 5), 15: PRINT ; N
LOCATE (2 + 6), 2: PRINT ; .0025: LOCATE (2 + 6), 15: PRINT ; N
LOCATE (2 + 7), 2: PRINT ; .003: LOCATE (2 + 7), 15: PRINT ; N
LOCATE (2 + 8), 2: PRINT ; .0035: LOCATE (2 + 8), 15: PRINT ; N
LOCATE (2 + 9), 2: PRINT ; .004: LOCATE (2 + 9), 15: PRINT ; N
FOR J = 1 TO 9
LOCATE (2 + J), 25: PRINT ; K(J)
LOCATE (2 + J), 45: PRINT ; M(J)
LOCATE (2 + J), 60: PRINT ; FST(J)
LOCATE (2 + J), 70: PRINT ; TTT(J)
NEXT J
INPUT ; DAS
CLS
LOCATE 2, 2: PRINT "ALT KUV"
LOCATE 2, 20: PRINT "UST KUV"
LOCATE 2, 40: PRINT "ORTA KUV"
LOCATE 2, 60: PRINT "BET KUV"
LOCATE 14, 10: PRINT "ALT KIS"
LOCATE 14, 30: PRINT "ORTA KIS"
LOCATE 14, 50: PRINT "UST KIS"
LOCATE 14, 65: PRINT "MESAFE"
FOR J = 1 TO 9
LOCATE (2 + J), 2: PRINT ; BF(J)
LOCATE (2 + J), 20: PRINT ; BFF(J)
LOCATE (2 + J), 40: PRINT ; BZF(J)
LOCATE (2 + J), 60: PRINT ; BFFF(J)
LOCATE (14 + J), 50: PRINT ; BPP(J)
LOCATE (14 + J), 10: PRINT ; BRR(J)
LOCATE (14 + J), 30: PRINT ; BZZ(J)
LOCATE (14 + J), 65: PRINT ; TTT(J)
NEXT J
INPUT ; YY
IF YY = 1 THEN 810 ELSE 820
810 GOTO 800
820 END

```

TC YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
DOKÜMAN

