İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÇERÇEVE TİPİ YAPILARIN BİRİNCİ TEMEL PERİYOTLARININ HESABI İÇİN YAKLAŞIK YÖNTEMLER

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Emre DİRİOĞLU

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

ŞUBAT 2005

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÇERÇEVE TİPİ YAPILARIN BİRİNCİ TEMEL PERİYOTLARININ HESABI İÇİN YAKLAŞIK YÖNTEMLER

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Emre Dirioğlu
(501021086)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 21 Şubat 2005
Tezin Savunulduğu Tarih : 24 Ocak 2005

Tez Danışmanı : Prof.Dr. Hasan BODUROĞLU (İ.T.Ü.)

Diğer Jüri Üyeleri : Prof.Dr. Faruk YÜKSELER (Y.T.Ü.)

Prof.Dr. Reha ARTAN (İ.T.Ü.)

ŞUBAT 2005

ÖNSÖZ

Çalışmalarımın her aşamasında bilgi ve hoşgörü ile yardımlarını esirgemeden, bana yol gösteren değerli hocam ve tez danışmanım Prof.Dr. Hasan Boduroğlu'na çok teşekkür ederim.

Tez çalışmam boyunca maddi manevi desteğini esirgemeyen sevgili Ceren Zeynep Ak'a teşekkür ederim.

Hayatım boyunca, her zaman yanımda olan her türlü maddi manevi desteğini esirgemeyen aileme sonsuz teşekkür ederim. Bu çalışmayı sevgili kızkardeşim, merhum Yeşim Dirioğlu'na ithaf ediyorum.

İstanbul,2004 Emre Dirioğlu

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR v

TABLO LİSTESİ vi

ŞEKİL LİSTESİ viii

SEMBOL LİSTESİ ix

ÖZET xi

SUMMARY xiii

1. GİRİŞ 1

1.1. Giriş ve Çalışmanın Amacı 1

2. ÇERÇEVE TİPİ YAPILARIN KAYMA KİRİŞİ OLARAK MODELLENMESİ 3

2.1. Kayma Çerçevesi Modeli 3

2.2. Kayma Çerçeveli Bir Sistemin Dinamik Davranışı 6

2.2.1. Sönümsüz serbest titreşim 7

3. KAYMA ÇERÇEVELERİNİN DİNAMİK ANALİZİNE YÖNELİK YAKLAŞIK YÖNTEM 9

3.1. Yaklaşık Yöntemin Açıklanması 9

3.2. Kat Kirişlerinin Kolon Rijitliğine Olan Etkisi Gözönüne Alınarak Yöntem Yaklaşımının İyileştirilmesi 12

4. KATLAR ARASI KOLON KESİT DEĞİŞİMİNİN YAKLAŞIK YÖNTEMDE DİKKATE ALINMASI 14

5. UYGULAMA İÇİN SEÇİLEN 3, 9 ve 20 KATLI YAPILARIN DİNAMİK ANALİZİ 17

5.1. Uygulama İçin Seçilen Yapıların Tanım ve Özellikleri 17

5.1.1. 3 Katlı yapı 17

5.1.2. 9 Katlı yapı 18

5.1.3. 20 Katlı yapı 20

5.2. Yapıların Birinci Doğal Periyotlarının Hesaplanması 22

5.2.1. Yapıların SAP2000 bilgisayar programı ile birinci doğal periyotlarının hesaplanması 22

5.2.2. Yapıların kayma çerçevesi yaklaşımı ile birinci doğal periyotlarının hesaplanması 25

5.2.2.1. 3 Katlı yapı 25
5.2.2.2. 9 Katlı yapı 27
5.2.2.3. 20 Katlı yapı 29
5.2.3. Yapıların yaklaşık yöntem ve onun geliştirilimiş halleriyle birinci doğal periyotlarının hesaplanması 31
5.2.3.1. 3 Katlı yapı 31
5.2.3.2. 9 Katlı yapı 34
5.2.3.3. 20 Katlı yapı 35

6. UYGULAMA İÇİN SEÇİLEN YAPILARIN DEPREM HESAPLARI 38

6.1. Mod Birleştirme Yöntemi 39

6.2. Yapıların SAP2000 Bilgisayar Programı ile Deprem Hesapları 42

6.3. Yapıların Yaklaşık Yönteme Göre Deprem Hesapları 43

7. SONUÇLAR 49

KAYNAKLAR 53

EKLER 54

ÖZGEÇMİŞ 71

KISALTMALAR

ABYYHY : Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
SDYGÇ : Süneklik Düzeyi Yüksek Güçlendirilmemiş Çerçeve (Moment-Resisting Frame)
SRSS : Karelerinin Toplamının Kare Kökü Kuralı
CQC : Tam Karesel Birleştirme Kuralı

TABLO LİSTESİ

Sayfa No

Tablo 5.1 Bilgisayar programı ile bulunan serbest titreşim periyotları ve frekansları 24
Tablo 5.2 Bilgisayar programında kayma çerçevesi yaklaşımı ile bulunan serbest titreşim periyotları ve frekansları 24
Tablo 5.3 3 Katlı yapının kayma çerçevesi yaklaşımına göre serbest titreşim frekansları ve periyotları 26
Tablo 5.4 9 Katlı yapının kat rijitlikleri 27
Tablo 5.5 9 Katlı yapının kayma çerçevesi yaklaşımına göre serbest titreşim frekansları ve periyotları 29
Tablo 5.6 20 Katlı yapının kat rijitlikleri 30
Tablo 5.7 20 Katlı yapının kayma çerçevesi yaklaşımına göre serbest titreşim frekansları ve periyotları 31
Tablo 5.8 3 Katlı yapıya ait ortalama kat kütlesi ve kat rijitliği ile bulunan serbest titreşim frekansları ve periyotları 32
Tablo 5.9 Kat rijitliklerinin dikkate alındığı 3 katlı yapının serbest titreşim periyotları ve frekansları 32
Tablo 5.10 3 Katlı yapıya ait kiriş rijitliklerinin kolon rijitliğine olan etkisi gözönüne alınarak bulunan serbest titreşim periyotları ve frekansları 33
Tablo 5.11 9 Katlı yapıya ait ortalama kat kütlesi yükseklik ve kat rijitliği ile bulunan serbest titreşim frekansları ve periyotları 34
Tablo 5.12 9 Katlı yapıya ait kiriş rijitliklerinin kolon rijitliğine olan etkisi gözönüne alınarak bulunan serbest titreşim periyotları ve frekansları 35
Tablo 5.13 20 Katlı yapıya ait ortalama kat kütlesi yükseklik ve kat rijitliği ile bulunan serbest titreşim frekansları ve periyotları ... 36
Tablo 5.14 20 Katlı yapıya ait kiriş rijitliklerinin kolon rijitliğine olan etkisi gözönüne alınarak bulunan serbest titreşim periyotları ve frekansları 36
Tablo 6.1 SAP2000 bilgisayar programına göre dinamik analiz sonuçları 43
Tablo 6.2 3 Katlı yapının etkili modal kütle ve etkin kütle oranları 44
Tablo 6.3 9 Katlı yapının etkili modal kütle ve etkin kütle oranları 45
Tablo 6.4 20 Katlı yapının etkili modal kütle ve etkin kütle oranları 45
Tablo 6.5 Yaklaşık yöntem ile bulunan yapıların tepe deplasmanları, taban kesme kuvvetleri ve taban devrilme momentleri 48
Tablo 7.1 SAP2000 bilgisayar programına göre dinamik analiz sonuçları 51
Tablo 7.2 Yaklaşık yöntem ile bulunan yapıların tepe deplasmanları, taban kesme kuvvetleri ve taban devrilme momentleri 51

Tablo Ek-C.1 3 Katlı yapının kiriş rijitliklerinin kolon rijitliğine olan etkisi gözönüne alınarak bulunan eşdeğer kolon rijitlikleri 65
Tablo Ek-C.2 9 Katlı yapının kiriş rijitliklerinin kolon rijitliğine olan etkisi gözönüne alınarak bulunan eşdeğer kolon rijitlikleri 65
Tablo Ek-C.3 20 Katlı yapının kiriş rijitliklerinin kolon rijitliğine olan etkisi gözönüne alınarak bulunan eşdeğer kolon rijitlikleri 67
Tablo Ek-D.1 3 Katlı yapıya ait periyotlar, spektrum katsayılar ve ivme spektrum ordinatları 70
Tablo Ek-D.2 9 Katlı yapıya ait periyotlar, spektrum katsayılar ve ivme spektrum ordinatları 70
Tablo Ek-D.3 20 Katlı yapıya ait periyotlar, spektrum katsayılar ve ivme spektrum ordinatları 70

ŞEKİL LİSTESİ

		Sayfa No
Şekil 2.1	**:** 3 Katlı kayma çerçeveli bir yapı	3
Şekil 2.2	**:** 3 Katlı kayma çerçevesinin tek açıklı model ile gösterimi	4
Şekil 2.3	**:** 3 Katlı kayma çerçevesinin tek bir konsol kiriş olarak idealleştirilmesi	5
Şekil 2.4	**:** 3 Katlı kayma çerçevesinin kütle yay modeli ile gösterimi	5
Şekil 2.5	**:** Çok katlı kayma çerçeveli yapı: (a) yapısal modeli; (b) serbest cisim diyagramları	6
Şekil 3.1	**:** Üniform kayma çerçeveli yapı sistemi: (a) yapının özellikleri; (b) i.kat parçası ve etki eden kuvvetleri	9
Şekil 4.1	**:** Kat rijitlikleri farklı 3 katlı kayma çerçeveli yapı	14
Şekil 5.1	**:** 3 Katlı yapının planı ve N-S yönündeki süneklik düzeyi yüksek güçlendirilmemiş çerçevesi	18
Şekil 5.2	**:** 9 Katlı yapının planı ve N-S yönündeki süneklik düzeyi yüksek güçlendirilmemiş çerçevesi	19
Şekil 5.3	**:** 20 Katlı yapının planı ve N-S yönündeki süneklik düzeyi yüksek güçlendirilmemiş çerçevesi	21
Şekil 5.4	**:** Yapıların: (a) kat kütlelerinin kat düğüm noktalarına paylaştırılması; (b) rijit döşeme etkisinin modellere tanıtılması	22
Şekil 5.5	**:** Programda sadece kesme ve normal kuvvet aktaran mafsalların tanımlanması	23
Şekil 5.6	**:** Programda düğüm noktaları sadece yatay deplasmanlarına izin verilmesi	23
Şekil 5.7	**:** Katsayılar matrisine ait determinant eğrisi	33
Şekil 7.1	**:** 3 Katlı yapının değişik yöntemler ile bulunan periyotları	50
Şekil 7.2	**:** 9 Katlı yapının değişik yöntemler ile bulunan periyotları	50
Şekil 7.3	**:** 20 Katlı yapının değişik yöntemler ile bulunan periyotları	50
Şekil Ek-A.1	**:** Kuvvet yöntemi ile analizi yapılan hiperstatik sistem	54
Şekil Ek-A.2	**:** Hiperstatik sistemin izostatik esas sistemi ve bilinmeyenleri ..	54
Şekil Ek-A.3	**:** X=0 yüklemesine ait M_0 diyagramı	55
Şekil Ek-A.4	**:** X_1=1 yüklemesine ait M_1 diyagramı	55
Şekil Ek-A.5	**:** X_2=1 yüklemesine ait M_2 diyagramı	55
Şekil Ek-A.6	**:** X_3=1 yüklemesine ait M_3 diyagramı	56
Şekil Ek-A.7	**:** X_4=1 yüklemesine ait M_4 diyagramı	56
Şekil Ek-A.8	**:** X_5=1 yüklemesine ait M_5 diyagramı	56
Şekil Ek-A.9	**:** X_6=1 yüklemesine ait M_6 diyagramı	57
Şekil Ek-A.10	**:** Başka bir izostatik sisteme ait $(\bar{M})$ diyagramı	59
Şekil Ek-B.1	**:** 3 Katlı yapının bilgisayar programındaki modeli	62
Şekil Ek-B.2	**:** 9 Katlı yapının bilgisayar programındaki modeli	63
Şekil Ek-B.3	**:** 20 Katlı yapının bilgisayar programındaki modeli	64

SEMBOL LİSTESİ

A(T) : Spektral ivme katsayısı
A_i,A : Denklem sabiti
A_o : Etkin yer ivmesi katsayısı
B_i,B : Denklem sabiti
c,c_i : Sönüm oranı; dalga hızı
$\bar{c}$, $\bar{c}_i$: Kat kirişlerinin kolon rijitliğine olan etkisi gözönüne alınarak bulunan dalga hızı
C_t : Eşdeğer deprem yükü yönteminde birinci doğal titreşim periyodunun yaklaşık olarak belirlenmesinde kullanılan katsayı
d_i : Binanın i'inci katında deprem yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirme
E : Elastisite modülü
F_i : Eşdeğer deprem yükü yönteminde i'inci kata etkiyen eşdeğer deprem yükü
f_n : Yapının n'inci frekansı
g : Yerçekimi ivmesi
h : Kat yüksekliği, kolon yüksekliği
H_N, L : Yapının temel üstünden itibaren ölçülen toplam yüksekliği
I : Kolon atalet momenti; bina önem katsayısı
I_b : Kiriş atalet momenti
k_i : i'inci katın öteleme rijitliği
$\bar{k}_i$: Kat kirişlerinin kolon rijitliğine olan etkisi gözönüne alınarak bulunan i'inci katın yanal ötelenme rijitliği
$k_{kenarkolon}$: Kat kirişlerinin kolon rijitliğine olan etkisi gözönüne alınarak tek bir kirişin bağlandığı kolonun eşdeğer kolon rijitliği
$k_{ortakolon}$: Kat kirişlerinin kolon rijitliğine olan etkisi gözönüne alınarak iki kirişin bağlandığı kolonun eşdeğer kolon rijitliği
l : Kiriş uzunluğu
m : Kütle; kütle matrisi
m_i : Yapının i'inci katının kütlesi
M_r : r'inci doğal titreşim moduna ait modal kütle
M_{xr} : Gözönüne alınan x deprem doğrultusunda binanın r'inci doğal titreşim modundaki etkin kütle
M_{yr} : Gözönüne alınan y deprem doğrultusunda binanın r'inci doğal titreşim modundaki etkin kütle
p_i : Yapının i'inci katına etki eden dış kuvvet
R : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
R_a(T) : Deprem yükü azaltma katsayısı
S(T) : Spektrum katsayısı
$S_{d,j}$: Yapının j. moduna ait yerdeğiştirme spektrum ordinatı
S_{pa}(Tr) : Binanın r.doğal titreşim modu için ivme spektrum ordinatı

$S_{pa,j}$, $S_{pa,n}$: Yapının j. moduna ait sözde ivme spektrum ordinatı
$S_{pv,j}$: Yapının j. moduna ait sözde hız spektrum ordinatı
T_1 : Yapının birinci doğal titreşim periyodu
T_{1A} : Yapının amprik bağıntı ile hesaplanan birinci doğal titreşim periyodu
T_A,T_B : Spektrum karakteristik periyotları
T_n,T_j : Yapının n'inci serbest titreşim periyodu
v_i : i'inci katın relatif yerdeğiştirmesi
V_i : i'inci kattaki kesme kuvveti
w_n, w_i : Yapının n'inci açısal frekansı
X_i : Hiperstatik bilinmeyen
δ_{ij} : X_j=1 yüklemesinden dolayı X_i hiperstatik bilinmeyeni doğrultusundaki yerdeğiştirme
ϕ_n, ϕ_i : n'inci mod şekli

ÇERÇEVE TİPİ YAPILARIN BİRİNCİ TEMEL PERİYOTLARININ HESABI İÇİN YAKLAŞIK YÖNTEMLER

ÖZET

Yapı sistemlerinin deprem hesaplarında kullanılan, deprem altında davranışlarını etkileyen faktörlerin başında, yapıların periyotları ve bunlara ait mod şekilleri gelir. Yapı dinamiğinde, bu periyotlar içersinde en büyük periyoda yapının birinci doğal periyodu, buna ait mod şekline de temel mod şekli denir. Yapının deprem yüklerinin hesaplanmasında özellikle eşdeğer deprem yükü yönteminde, bu periyot kullanılırken titreşim altında en fazla katkıda bu periyoda ait mod şeklinden gelir. Bu nedenle, yapıların dinamik analizinde bilhassa birinci doğal periyotlarının yeterli yaklaşıkta pratik ve hızlı bir biçimde hesaplanmasına yönelik yeni yöntemler geliştirilmesi büyük önem taşımaktadır. Bu amaçla, ortaya çıkartılan bu çalışmada mühendislerin sıkça karşılaştıkları çerçeve sistemler özellikle kayma çerçeveleri olarak modellenebilen çerçeve yapılar üzerinde durulmuş; kayma kirişinin titreşim ile kirişte boyuna titreşim arasındaki analojiden yararlanılarak, bu tip çerçevelerin dinamik analizi için yeter yaklaşıkta bir yöntem geliştirilmiştir.

Yedi bölümden oluşan bu çalışmanın ilk bölümünde çalışmanın amaçı ve kapsamı anlatılmıştır.

İkinci bölümde yöntemin uygulandığı kayma çerçeveleri hakkında bilgi verilmiştir.

Üçüncü bölümde kayma çerçevelerinin dinamik analizine yönelik yaklaşık yöntem açıklanmış, yaklaşımı iyileştirmeye yönelik kat kirişlerinin de kolon rijitliğine olan etkisi gözönüne alınarak yöntem yeniden düzenlenmiştir.

Dördüncü bölümde bir önceki bölümde verilen yaklaşık yöntem yapılarda katlararası rijitlik değişiminin etkisini içercek şekilde geliştirilmiştir.

Beşinci bölümde sayısal analiz için seçilen 3, 9 ve 20 katlı yapılar tanıtalarak dinamik analizleri yapılmıştır. Dinamik analizlerde, yapıların birinci doğal periyotları öncelikle sonlu eleman metodunu kullanan SAP2000 bilgisayar programı ile ardından kayma çerçeveleri olarak modellenerek ve son olarakta anlatılan yaklaşık yöntem ve bu yöntemin yaklaşımı geliştirilmiş halleriyle hesaplanmıştır.

Altıncı bölümde 3, 9 ve 20 katlı yapıların taban kesme, taban devrilme momenti ve tepe yerdeğiştirmeleri yaklaşık yöntem ve SAP2000 bilgisayar programı ile A.B.Y.Y.H.Y.' liğinde belirtilen Z3 zemin sınıfına göre hesaplanmıştır.

Son bölümde ise sonuçlar tartışılarak yaklaşık yöntemin değerlendirilmesi yapılmıştır.

APPROXIMATE FORMULAS FOR THE CALCULATION OF FUNDAMENTAL VIBRATION PERIODS OF FRAMED STRUCTURES

SUMMARY

As one of the first factors that affect the behaviour of buildings in the earthquakes and that can be used for earthquake calculations one can count the periods and related modes of structures. In structural dynamics the largest period among the periods is defined as the fundamental vibration period and the related kind of mode is called the fundamental mode. When calculating the earthquake forces of structures especially through the formula of equivalent seismic load if this period is used, under vibration the most participation comes from the mode that belongs to this period. Therefore, developing new formulas regarding the calculation of first natural periods most approximately and practically fast constitutes real importance in the dynamic analysis of structures. For this purpose, this research study emphasizes the framed structures which are modeled as the most frequent structures engineers work with especially as shear frames and through the accurate use of the analogy between vibration of beam in shear and longitudinal vibration of a beam, a new formula has been developed for analyzing these kinds of frames dynamically most approximately.

Constituting of seven sections, the first section of the study presents the purpose of this study and the topics included.

Second section is about the shear frames which the approximate formula has been applied to.

In the third section the approximate formula related to the dynamic analysis of shear frames have been explained and it has been improved after taking into account the effect of floor beams to columns rigidity in order to improve the approach.

Fourth section shows another improvement as to include the effect of the change in rigidity between floors that comes with the approximate formula in structures.

In the fifth section the dynamic analysis of the selected 3, 9 and 20 story buildings have been carried out numerically. In those dynamic analysis, the fundamental vibration periods of the structures have been calculated first with the computer program SAP2000 which uses the finite element method and then with the modeling of shear frames and finally using the approximate approach which has been explained and through the improved ways of the new method.

Sixth section presents the calculations of base shear, base overturning moment and top displacement of 3, 9 and 20 story buildings using the approximate approach and SAP2000 computer program together with Z3 local soil conditions discussed in A.B.Y.Y.H.Y. [4] .

Finally, in the last section the conclusions obtained through the new approximate approach are discussed and criticized.

1. GİRİŞ

1.1 Giriş ve Çalışmanın Amacı

Deprem kuşaklarından birinde bulunan ülkemiz de deprem etkileri, yapıların tasarımlarını etkiyen faktörlerin başında gelmektedir. Mevcut bilgiler ışığında, depremleri önceden bilmek, özelliklerini saptamak olanaksız gözükse de depremler sırasında yapılarımıza gelecek deprem kuvvetlerini tespit etmek, titreşim altında yapılarımızın davranışlarını bilmek ve tabiki bunların sonucu yapılarımızı depremlere karşı dayanıklı yapmak mümkündür. Yapıların depremler sırasında davranışlarını, titreşimlere karşı tepkilerini etkileyen faktörlerin başında, yapının titreşim periyotları gelmektedir[1,2,3]. Bu periyotlar içersinde yapının deprem sırasında davranışa en fazla katkıda bulunan ve deprem yüklerinin hesaplanmasında kullanılan periyoda, yapının birinci doğal periyodu adı verilir. Ancak, mevcut hesap yöntemleri ile bu periyodların hesaplanması oldukça zaman almakta ve genellikle ayrıntılı dinamik analiz gerektirmeyen az ve orta yükseklikte yapılar için bazı ampirik periyot formülleri kullanılmaktadır.

Bu konuda, yurdumuzda yürürlükteki A.B.Y.Y.H.Y.[4]'göre yüksekliği 25m'den küçük yapılar için deprem hesabında kullanılmak üzere birinci doğal periyodun, T_1

$$T_1 \cong T_{1A} = C_t H_N^{3/4} \tag{1.1}$$

ampirik formülü ile hesaplanabileceği belirtilmektedir. Ancak, 1999'da Özmen[5] bu formül ile yapının birinci doğal periyodunun çok düşük hesaplandığını, bu durumunda tasarımı olumsuz yönde etkileyecek şekilde toplam yatay yükün artmasına neden olduğunu belirtmiştir. Bu doğrultuda, Özmen[5] birinci doğal periyodun Rayleigh yöntemi ile daha gerçekçi olarak hesaplanmasını önermiştir.

Yine A.B.Y.Y.H.Y.'göre birinci doğal periyodun hesaplanmasına yönelik Rayleigh yöntemi olarak bilinen daha kesin bir hesap yapılmadıkça kabul edilebilir bir yaklaşıklıkla

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} m_i d_i^2}{\sum_{i=1}^{N} F_i d_i^2}} \tag{1.2}$$

bağıntısı ile hesaplanabileceği belirtilmektedir. Özmen[5], eşdeğer deprem yükü yönteminde bu bağıntının hesaplanmasına yönelik gösterdiği tabloda başlangıçta, T_1 periyot değeri belli olmadığı için S(spektrum katsayısı)=1 alınarak toplam deprem yükünün bulunabileceğini göstermiştir. Aynı tabloya göre toplam deprem yükü katlara dağıtıldıktan sonra yatay yük analizi yapılmakta ve bulunan yerdegiştirmeler kullanılarak Rayleigh yöntemi ile gerçek birinci doğal periyot hesaplanmaktadır. Açıklanan bu hesap düzeninden görülmektedir ki; yapının birinci doğal periyodunu bulmak için özellikle ön boyutlama safhasında gereksiz yere yapının yatay yük analizi yapılmış, böylelikle hesaplamalar uzatılmış zorlaştırılmıştır. Tüm bu nedenlerle, yapıların dinamik analizlerinde özellikle de birinci doğal periyotlarının hesaplanmasına yönelik yeter yaklaşıkta, hızlı ve pratik yeni yöntemlerin geliştirilmesine ihtiyaç olduğu gözükmektedir.

Uygulamada, çerçeve tipi yapılar mühendislerin sıkça karşılaştıkları yapı sistemleridir. Yapılan bazı ihmal ve kabuller altında bu sistemler kesme kuvvetlerinin etkin olduğu kayma çerçeveleri olarak modellenebilirler. Bu çalışmada, kayma çerçeveleri üzerinde durulmuş; kayma kirişinin titreşimi ile kirişte boyuna titreşim arasındaki analojiden yararlanılarak bu tip çerçevelerin dinamik analizine yönelik yeter yaklaşıkta pratik bir yöntem geliştirilmiş, yöntemin değerlendirilmesi yapılmıştır.

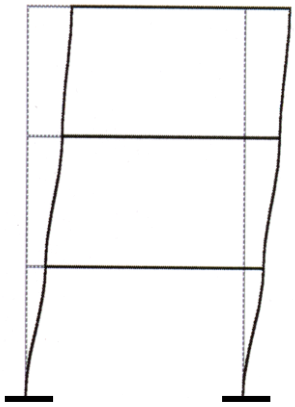
2. ÇERÇEVE TİPİ YAPILARIN KAYMA KİRİŞİ OLARAK MODELLENMESİ

2.1 Kayma Çerçevesi Modeli

Kayma çerçevesi olarak modellenebilen yapılar, mühendislerin uygulamada en çok karşılaştıkları yapı sistemleridir. Kısaca, kayma çerçeveli bir yapı kat seviyeleri hizasında döşeme sisteminin düzlemi içinde rijit olduğu varsayılan yapı sistemidir. Bu bağlamda, şekildeğiştirmiş bu tip yapı sadece kesme kuvvetleri ile şekildeğiştirmiş konsol kiriş olarak düşünebilinir. Bu tip bir modelleme için yapı ile iligili şu varsayımlarda bulunulur[6].

- Yapının kat kütleri döşeme seviyelerinde topludur.
- Döşeme sistemi düzlemi içersinde rijittir.
- Yapının şekil değiştirmesinde kolonlardaki eksenel kuvvetlerin etkileri ihmal edilir.

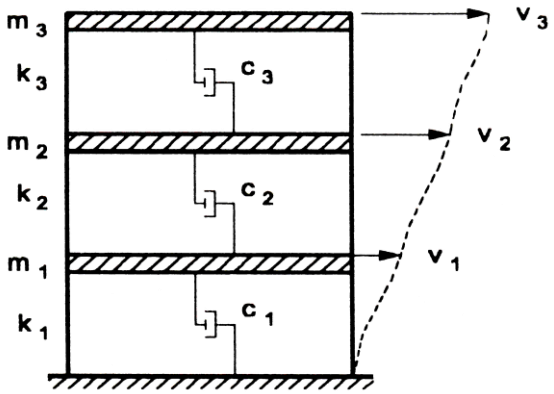
Bu varsayımlardan ilki ile problem kısalarak yapı sonsuz serbestlik dereceli sistemden kat hizalarında toplanan kütle adedi kadar serbestlik içeren sisteme dönüşür. Örneğin 3 katlı kayma çerçevesi olarak modellenen yapı kat hizasında toplanan kütle adedi kadar yani 3 serbestlik derecesine sahiptir. (Bkz. Şekil 2.1)



Şekil 2.1 3 katlı kayma çerçeveli bir yapı

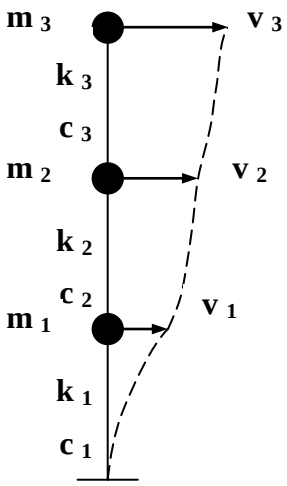
Ayrıca, döşeme sisteminin düzlemi içinde oldukça rijit olduğu varsayımı ile de her kattaki düğüm noktalarının aynı yatay yerdeğiştirmeyi yaptığı kabul edilir. Bu yolla, yeni serbestlik derecelerin eklenmesi önlenir. Yapılan ikinci varsayım ile birlikte düğüm noktalarının dönmeye karşı tutulduğu kabul edilir. Üçüncü ve son varsayım ile de kolonların yatay yerdeğiştirme yapabildikleri, ayrıca düşey doğrultuda boy değiştirmedikleri ve kirişlerin yatay kaldığı kabul edilir. Eğer kolon eksenel kuvvetlerinin şekil değiştirmiş sistem üzerinde etkisi dikkate alınmak istenir ise bahsedilen üçüncü varsayım terk edilmelidir. Böyle bir durumda rijit kirişlerin kolayca dönebileceği, kolon şekildeğiştirmesinin kesmeli eğilme etkisi altındaki kirişininkine benzeyeceği kolaylıkla söylenebilir. En başta kayma çerçevesi kabulü yapılarak bulunan sonuçların bu dönme etkilerinide içine alacak şekilde düzeltilmesi gereklidir.

Bu varsayımlarla birlikte, çerçeve tipi yapıların kayma kirişi olarak modellenmelerinde kolaylık getrimesi bakımından, yapı sistemi bir sürü açıklık yerine tek açıklıklı kayma çerçevesi olarak gösterilebilinir. (Bkz. Şekil 2.2)



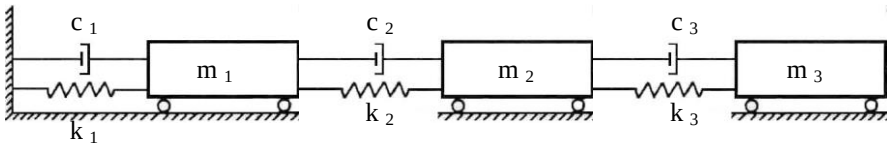
Şekil 2.2 Üç katlı kayma çerçevesinin tek açıklı model ile gösterimi

Hatta, döşeme seviyelerinde kat kütlelerinin toplandığı ve bu kütlelerin yalnızca yatayda yerdeğiştirme yapabildiği konsol kiriş olarakta idealleşiribilir. (Bkz. Şekil 2.3).



Şekil 2.3 Üç katlı kayma çerçevesinin tek bir konsol kiriş olarak idealleştirilmesi

Başka alternatif kayma çerçevesi modellemesi ise kütle yay birleşimi ile gösterimdir. (Bkz. Şekil 2.4)



Şekil 2. 4 Üç katlı kayma çerçevesinin kütle yay birleşimi olarak idealleştirilmesi

Her üç şekilde gösterildiği üzere c sönüm katsayısı iken rijitlik katsayısı yada iki kütle arasındaki yay katsayısı olarak ifaden edilen k_i'de iki kat arasında birim yerdeğiştirme oluşturmak için gereken kuvvettir. İki uçundan dönmeye karşı tutulu bir kolonda bu katsayısı

$$k = \frac{12EI}{h^3} \tag{2.1}$$

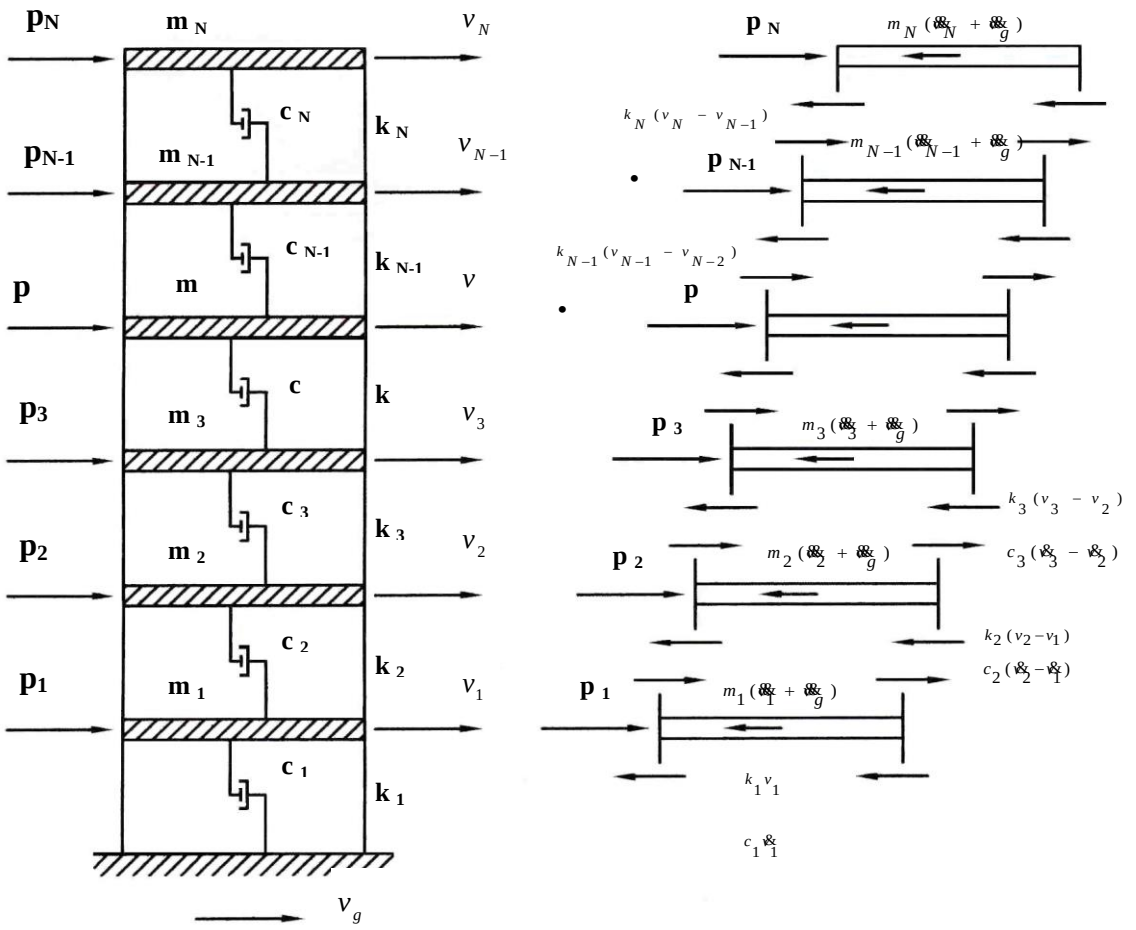
iken bir uçundan dönmeye karşı tutulu diğer uçu mafsallı bir kolonda bu katsayısı bu sefer

$$k = \frac{3EI}{h^3} \tag{2.2}$$

ifadesi ile belirtilir. Bu ifadelerde E elastisite modülünü, I atalet momentini göstermektedir.

2.2 Kayma Çerçeveli Bir Sistemin Dinamik Davranışı

Kayma çerçeveli bir sistemin dinamik davranışı, hareket denkleminin çözümü ile ortaya çıkar. Buna göre, daha önceden bahsedilen kabuller ışığında, Şekil 2.5 (a) daki N-katlı kayma çerçevesinin hareket denklemi katlarda dinamik denge yazılarak elde edilebilir. (Bkz. Şekil 2.5(b))



Şekil 2. 5 Çok katlı kayma çerçeveli yapı: (a) Yapısal modeli; (b) Serbest cisim diyagramları

$$m_1\ddot{v}_1 + k_1 v_1 - k_2(v_2 - v_1) + c_1\dot{v}_1 - c_2(\dot{v}_2 - \dot{v}_1) = -m_1\ddot{v}_g + p_1$$

$$m_2\ddot{v}_2 + k_2(v_2 - v_1) - k_3(v_3 - v_2) + c_2(\dot{v}_2 - \dot{v}_1) - c_3(\dot{v}_3 - \dot{v}_2) = -m_2\ddot{v}_g + p_2$$

g g g (2.3)

$$m_{N-1}\ddot{v}_{N-1} + k_{N-1}(v_{N-1} - v_{N-2}) - k_N(v_N - v_{N-1}) + c_{N-1}(\dot{v}_{N-1} - \dot{v}_{N-2}) - c_N(\dot{v}_N - \dot{v}_{N-1}) = -m_N\ddot{v}_g + p_{N-1}$$

$$m_N\ddot{v}_N + k_N(v_N - v_{N-1}) + c_N(\dot{v}_N - \dot{v}_{N-1}) = -m_N\ddot{v}_g + p_N$$

Bu ifadelerin (2.3) matris formuna getirilmesiyle

$$m\ddot{v}(t) + kv(t) + c\dot{v}(t) = -m\ddot{x}_g(t) + p(t) \qquad (2.4)$$

çerçevenin hareket denklemi elde edilmiş olunur. Burada m, c ve k; sırasıyla kütle, sönüm ve rijitlik matrislerini, v ise yerdeğiştirme vektörünü göstermektedir.

2.2.1 Sönümsüz Serbest Titreşim

Kayma çerçeveli bir yapının, dinamik davranışı (2.4)'de belirtilen hareket denklemimin çözümü olarak ortaya çıkacağını daha önce belirtmiştik. Çözümün elde edilmesinde, sönümsüz dış yüksüz durumdan yani homojen formdan yararlanılır. Bu durumdaki sistemin titreşimine serbest titreşim denir.

Buna göre, sönümsüz serbest titreşim altındaki bir yapı sisteminin dinamik davranışı

$$m\ddot{v} + kv = 0 \qquad (2.5)$$

hareket denklemi ile belirlenir. Çözümün

$$v(t) = \hat{v}\sin(wt + \theta) \qquad (2.6)$$

şeklinde basit harmonik hareket olduğu kabul edilerek (2.5) ifadesinde yerine yazılırsa

$$(k - w^2 m)\hat{v} = 0 \qquad (2.7)$$

şeklinde N bilinmeyenli homojen lineer denklem sistemi elde edilir. Bu şekildeki ifade tipik bir özdeğer problemi olup çözüm veya çözümlerin sıfırdan farklı olması için katsayılar matrisinin determinantının sıfıra eşit olması gerekir.

$$\left|k - w^2 m\right| = 0 \qquad (2.8)$$

Böylelikle determinat açılımı w_i^2'ye bağlı sabit katsayılı N'inci mertebeden denkleme indirgenir. Bu denkleme, sistemin frekans denklemi denir ve kökleri ($w_1^2, w_2^2, w_3^2, ..., w_N^2$) sistemin doğal açısal frekanslarının karelerini verir. Buna bağlı olarak sistemin doğal periyotlarıda

$$T_i = \frac{2\pi}{w_i} \qquad (2.9)$$

denklemi ile elde edilirler. Burada T_1 en küçük açısal frekansa ait periyottur ve yapının birinci doğal periyodu veya temel periyodu olarak isimlendirilir.

Yapının doğal açısal frekansları, w_i'ler bulunduktan sonra bu frekanslara ait ϕ_i serbest mod şekilleri veya yerdeğiştirme biçimleri

$$(k - w_i^2 m)\phi_i = 0 \qquad (2.10)$$

ifadesi ile bulunabilir. Bunun için, N bilinmeyenli homojen lineer denklem, bilinmeyenlerden biri seçilerek örneğin en üst kat için bir birim atanarak N-1 bilinmeyen bu seçilen bilinmeyen cinsinden hesaplanır. Bu işlemler diğer w_i açısal frekanslar içinde yapılarak modların alt alta yerleştirilmesiyle sistemin modal matrisi elde edilir.

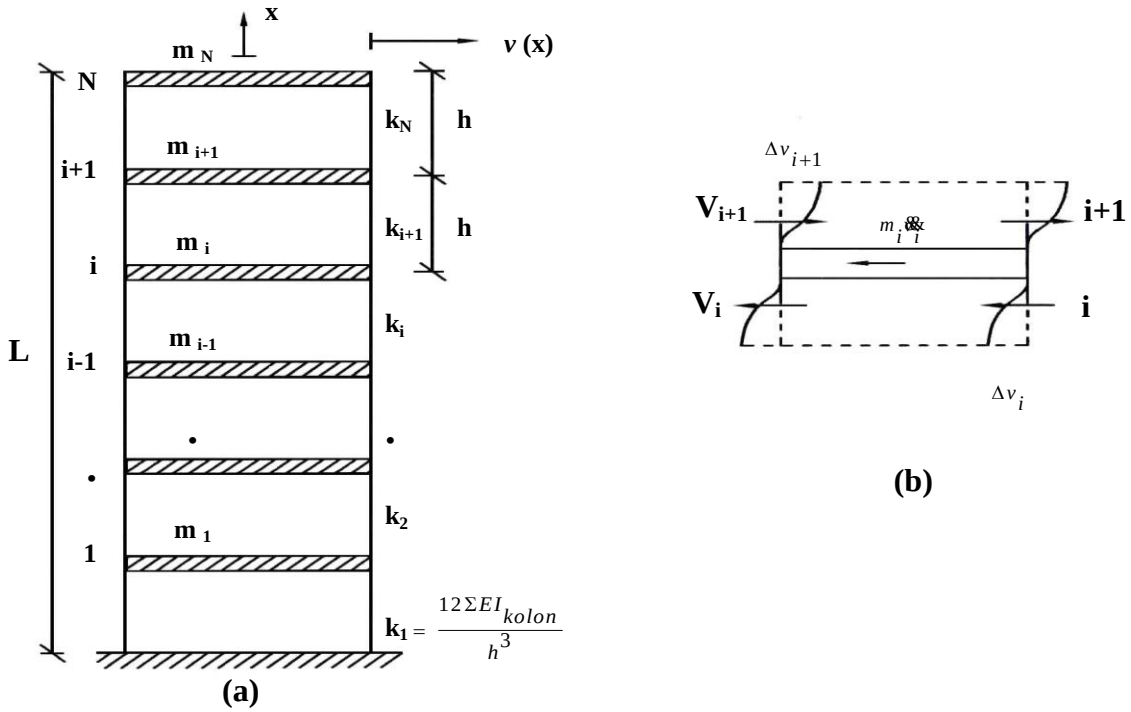
3. KAYMA ÇERÇEVELERİNİN DİNAMİK ANALİZİNE YÖNELİK YAKLAŞIK YÖNTEM

3.1 Yaklaşık Yöntemin Açıklanması

Gerçekte, yapılarımızda kütle rijitlik ve sönüm gibi özellikler sürekli yayılı olup yapı sistemlerimiz bu bakımdan sonsuz serbestlik dereceli sistemler olarak görülebilirler. Böyle sürekli parametreli bir sistemde, hareket denklemi sonsuz küçük bir eleman parçasının gözönüne alınmasıyla kismi türevli diferansiyel denklem şeklinde elde edilir[7].

Bu bilgiler ışığında, bu bölümde kayma çerçeveleri sürekli sistem olarak ele alınarak, bu tip yapı sistemlerinin dinamik analizlerine yönelik özelliklede birinci doğal periyotun hesaplanmasına yönelik pratik ve yaklaşık bir yöntem geliştirilecektir.

Buna göre, Şekil 3.1'deki kayma çerçeveli yapının serbest titreşim altında hareket denklemini bulmaya çalışırsak



Şekil 3. 1 Üniform kayma çerçeveli yapı sistemi : (a) Yapının özellikleri; (b) i. Kat parçası ve etki eden kuvvetler

Şekil 3.1'de verilen sistemden çıkartılan parça üzerinde denge denklemleri

$$m_i \ddot{v}_i + V_i - V_{i+1} = 0 \tag{3.1}$$

ve kuvvet şekil değiştirme bağıntısı

$$V_i = -k_i \Delta v_i = \frac{-12\Sigma EI}{h^3} \Delta v_i \tag{3.2}$$

olarak yazılabilir. Burada m_i kat kütlesini, k_i i.katın öteleme rijitliğine ve E malzemenin elastisite modülünü göstermektedir. Ayrıca, şekil değiştirmiş Şekil 3.1(b)'deki parça üzerinde

$$\begin{aligned} \Delta v &= \frac{\partial v(x,t)}{\partial x} h \\ \Delta V &= \frac{\partial V(x,t)}{\partial x} h \end{aligned} \tag{3.3}$$

bağıntılarınıda yazabiliriz. Yazılan (3.1), (3.2) ve (3.3) denklemlerinin birleştirilmesiyle

$$V(x,t) = \frac{-12\Sigma EI}{h^2} \frac{\partial v(x,t)}{\partial x} \tag{3.4}$$

olmak üzere,

$$m \frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial t^2} - \frac{12\Sigma EI}{h} \frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial x^2} = 0 \tag{3.5}$$

sistemin hareket denklemi olan kısmi türevli diferansiyel denklem elde edilir. Ayrıca, c dalga hızı

$$c^2 = \frac{12\Sigma EI}{mh} \tag{3.6}$$

olmak üzere (3.5) bağıntısı

$$\frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial t^2} - c^2 \frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial x^2} = 0 \tag{3.7}$$

şeklinde bir boyutlu dalga denklemi olarakta yazılabilir.

Yerdeğiştirme fonksiyonu *v*(x,t) değişkenlere ayırma yöntemi ile

$$v(x,t) = \phi(x)Y(t) = \phi(x)\sin(wt+\theta) \tag{3.8}$$

olarak kabul eldilirse,

$$\ddot{v}(x,t) = -w^2 v(x,t) \tag{3.9}$$

olmak üzere, (3.7) diferansiyel denklem

$$-w^2\phi(x)\sin(wt+\theta) - c^2\phi''(x)\sin(wt+\theta) = 0 \tag{3.10}$$

$$\phi''(x) + \frac{w^2}{c^2}\phi(x) = 0 \tag{3.11}$$

şeklinde elde edilir. Bu denklemin çözümü

$$\phi(x) = A\sin\frac{w}{c}x + B\cos\frac{w}{c}x \tag{3.12}$$

olarak yazabilir. Sistemin serbest titreşim frekansları ve mod şekilleride problemin sınır koşulları kullanılarak elde edilir.

Verilen (3.12) çözümü için $c^2 = \frac{12\Sigma EI}{mh}$ ile

$$\phi(x) = A\sin\frac{w}{c}x + B\cos\frac{w}{c}x$$

problemin sınır koşulları

$\phi(x=0) = 0$ (3.13)

$\phi'(x=L) = 0$, serbest titreşimde V(x=L)=0 (3.14)

yazılırsa, ilkinden B=0 ve diğerinden

$$A\frac{w}{c}\cos\frac{w}{c}L = 0 \tag{3.15}$$

bulunur. Çözümün varlığı için A≠0 kabul edilirse

$$\cos\frac{w}{c}L = 0 \qquad \frac{w}{c}L = \frac{(2n-1)\pi}{2} \qquad n = 1, 2, 3, \ldots \tag{3.16}$$

açısal frekans,

$$w_n = \frac{(2n-1)\pi}{2}\sqrt{\frac{12\Sigma EI}{mhL^2}} \tag{3.17}$$

serbest titreşim periyodu ise,

$$T_n = \frac{2\pi}{w_n} = \frac{4}{(2n-1)}\sqrt{\frac{mhL^2}{12\Sigma EI}} \tag{3.18}$$

elde edilir. Serbest titreşim mod şekli ise

$$\phi_n(x) = A\sin\frac{2n-1}{2}\frac{\pi x}{L} \qquad n = 1, 2, 3, \ldots \tag{3.19}$$

olarak bulunur.

3.2 Kat Kirişlerinin Kolon Rijitliğine Olan Etkisi Gözönüne Alınarak Yöntem Yaklaşımının İyileştirilmesi

Daha önceki bölümlerde tanımı yapıldığı üzere, kayma çerçevesi davranışı gösteren yapı sistemlerinde kat yerdeğiştirmeleri ve tabi ki bunlara bağlı kolon uçlarının relatif yerdeğiştirmelerinin, kesme kuvvetine bağlı olduğu kabul edilmişti. Gerçekte ise fiziksel sistemlerde, kat yerdeğiştirmesinde ve kat ötelenme rijitliğinde kat kirişleri de etkili olur. Buna göre, kolon uçlarının dönmesi kolonun iki uçta bağlandığı kirişlere göre olan relatif rijitliği ile artar; özellikle rijitliği küçük olan kirişlere bağlı kolon mafsallı mesnetlenmeye yakın dönebilirken rijitliği büyük kirişlere bağlı kolon ucu ankastre mesnetlenmeye yakın davranış gösterir.

Tüm bu anlatılanlar ışığında bu bölümde yaklaşık yöntem, yapının gerçek davranışınına daha da uygun olarak, kat kirişlerinin kolon rijitliğine olan etkisini içercek şekilde geliştirilmiştir.

Bu doğrultuda, Ek-A'da belirtilen örnek sistemin kuvvet yöntemi ile yapılan analizinde kat kirişlerinin kolon rijitliğine olan etkisi gözönüne alınmış, tek bir kirişe bağlanan kenar kolonun ve her iki yandan kirişlere bağlanan orta kolonun eşdeğer kolon rijitlikleri tanımlanarak, toplamda o katın eşdeğer yanal rijitliği $\overline{k_i}$ hesaplanmıştır.

$$k_{kenarkolon} = \frac{12EI_1(3I_{b1}h + I_1l_1)}{h^3(3I_{b1}h + 4I_1l_1)} \tag{3.20}$$

$$k_{ortakolon} = \frac{12EI_2\left[l_1 l_2 I_2 + 3h(l_1 I_{b2} + l_2 I_{b1})\right]}{h^3\left[4l_1 l_2 I_2 + 3h(l_1 I_{b2} + l_2 I_{b1})\right]} \tag{3.21}$$

$$\bar{k}_i = k_{kenarkolon} + k_{ortakolon} + \ldots \tag{3.22}$$

Tanımlanan $\bar{k}_i$ ile birlikte (3.2) ve (3.3) eşitlikleri ile yeni kuvvet-şekildeğiştirme bağıntısı

$$V_i = -\bar{k}_i \Delta v_i = -\bar{k}_i h \frac{\partial v}{\partial x} \tag{3.23}$$

olarak yazılır, $\bar{c}$ dalga hızına

$$\bar{c} = \frac{\bar{k}_i h^2}{m} \tag{3.24}$$

bağlı olarakta yaklaşımı artırmak amaçıyla kat kirişlerinin kolon rijitliklerine olan etkisini içeren sistemin, serbest titreşim hareket denklemi elde edilir.

$$\frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial t^2} - \bar{c}^2 \frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial x^2} = 0 \tag{3.25}$$

Bu denklemin çözümü

$$\phi(x) = A\sin\frac{w}{\bar{c}}x + B\cos\frac{w}{\bar{c}}x \tag{3.26}$$

kabul edilerek, (3.13) ve (3.14) sınır koşulları ile sistemin serbest titreşim açısal frekansı

$$w_n = \frac{(2n-1)\pi}{2}\frac{\bar{c}}{L} \tag{3.27}$$

serbest titreşim periyodu ise,

$$T_n = \frac{4L}{(2n-1)\bar{c}} \tag{3.28}$$

olarak bulunur. Serbest titreşim mod şekli ise

$$\phi_n(x) = A\sin\frac{2n-1}{2}\frac{\pi x}{L} \qquad n = 1, 2, 3, \ldots \tag{3.29}$$

olarak yazılır.

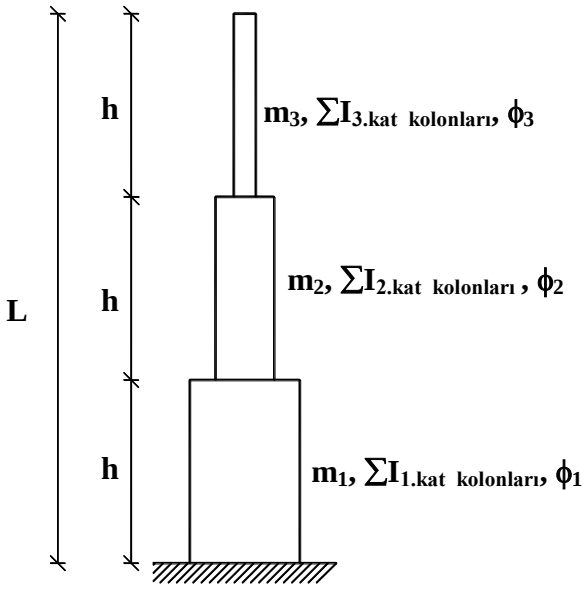
4. KATLAR ARASI KOLON KESİT DEĞİŞİMİNİN YAKLAŞIK YÖNTEMDE DİKKATE ALINMASI

Buraya kadar anlatılan dinamik analize yönelik yaklaşık yöntemde, sabit kat öteleme rijitliğine sahip üniform kayma çerçeveli taşıyıcı sistemler üzerinde durulmuştur. Halbuki, fiziksel sistemlerde örneğin temelden üst katlara çıkıldıkça azalan hesap yükleri ile birlikte kolon kesit boyutlarının küçülmesiyle kat öteleme rijitlikleri kattan kata değişkenlik göstermektedir. Bu nedenle, daha gerçekci modelleme ve buna bağlı daha iyi bir yaklaşımın bulunması için katlararası rijitlik değişiminin gözönüne alınması gereklidir. Bu doğrultuda hesap hacmi gözönünde bulundurularak sadece 3 katlı kayma çerçeveli bir yapıda katlararası rijitlik değişimi etkisi dikkate alınarak yaklaşık yöntemin etkinliği araştırılmıştır.

Buna göre, 3 katlı kayma çerçeveli yapı bölüm 2.1'de anlatıldığı üzere konsol kiriş olarak idealleştirilerek her bir katın (3.12)'de verilen çözümü

$$\phi_i(x) = A_i \sin\frac{w}{c_i}x + B_i \cos\frac{w}{c_i}x \qquad (4.1)$$

olarak yazılabilir. (Bkz. Şekil 4.1)



Şekil 4. 1 Kat rijitlikleri farklı 3. katlı kayma çerçeveli yapı

Problemin sınır koşulları:

$\phi_1(0) = 0$ $\qquad$ $\phi_1(h) = \phi_2(0)$ $\qquad$ $\phi_2(h) = \phi_3(0)$

$\phi_1'(h) = \phi_2'(0)$ $\qquad$ $\phi_2'(h) = \phi_3'(0)$ $\qquad$ $\phi_3'(h) = 0 \quad (V = 0)$

$k_i = \dfrac{12\Sigma EI}{h^3}$ ve $c_i = \sqrt{\dfrac{12\Sigma EI}{mh}}$ olmak üzere sırasıyla (4.1) çözümüne uygulanırsa

(1) $\phi_1(0) = B_1 \cos 0 = 0 \rightarrow B_1 = 0$

(2) $0 = \phi_1(h) - \phi_2(0)$

$= A_1 \sin(\dfrac{w}{c_1}h) + B_1 \cos(\dfrac{w}{c_1}h) - \left[A_2 \sin 0 + B_2 \cos 0\right]$

$= A_1 \sin(\dfrac{w}{c_1}h) - B_2$

(3) $0 = \phi_2(h) - \phi_3(0)$

$= A_2 \sin(\dfrac{w}{c_2}h) + B_2 \cos(\dfrac{w}{c_2}h) - \left[A_3 \sin 0 + B_3 \cos 0\right]$

$= A_2 \sin(\dfrac{w}{c_2}h) + B_2 \cos(\dfrac{w}{c_2}h) - B_3$

(4) $0 = \phi_1'(h) - \phi_2'(0)$

$= A_1 \dfrac{w}{c_1} \cos(\dfrac{w}{c_1}h) - \left[A_2 \dfrac{w}{c_2} \cos 0 - B_2 \dfrac{w}{c_2} \sin 0 \right]$

$= A_1 \dfrac{w}{c_1} \cos(\dfrac{w}{c_1}h) - A_2 \dfrac{w}{c_2}$

(5) $0 = \phi_2'(h) - \phi_3'(0)$

$= A_2 \dfrac{w}{c_2} \cos(\dfrac{w}{c_2}h) - B_2 \dfrac{w}{c_2} \sin(\dfrac{w}{c_2}h) - \left[A_3 \dfrac{w}{c_3} \cos 0 - B_3 \dfrac{w}{c_3} \sin 0 \right]$

$= A_2 \dfrac{w}{c_2} \cos(\dfrac{w}{c_2}h) - B_2 \dfrac{w}{c_2} \sin(\dfrac{w}{c_2}h) - A_3 \dfrac{w}{c_3}$

(6) $\phi_3'(h) = 0$

$$= A_3 \frac{w}{c_3}\cos(\frac{w}{c_3}h) - B_3 \frac{w}{c_3}\sin(\frac{w}{c_3}h)$$

veya matris formunda

$$\begin{bmatrix} \sin(\frac{w}{c_1}h) & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & \sin(\frac{w}{c_2}h) & \cos(\frac{w}{c_2}h) & 0 & -1 \\ \frac{w}{c_1}\cos(\frac{w}{c_1}h) & -\frac{w}{c_2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{w}{c_2}\cos(\frac{w}{c_2}h) & -\frac{w}{c_2}\sin(\frac{w}{c_2}h) & -\frac{w}{c_3} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{w}{c_3}\cos(\frac{w}{c_3}h) & -\frac{w}{c_3}\sin(\frac{w}{c_3}h) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A_1 \\ A_2 \\ B_2 \\ A_3 \\ B_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

(4.2) elde edilir. Katsayılar matrisinin determinantının sıfıra eşitlenmesiyle

$$\frac{1}{c_1 c_2^2 c_3^2}\left[w^3 \left(c_1 c_3 \cos(\frac{w}{c_3}h)\sin(\frac{w}{c_1}h)\sin(\frac{w}{c_2}h) + \frac{1}{2}c_1 c_2 \sin(\frac{w}{c_1}2h)\sin(\frac{w}{c_3}h) + c_2\cos(\frac{w}{c_1}h) \right.\right.$$
$$\left.\left. \left\{ -c_3\cos(\frac{w}{c_2}h)\cos(\frac{w}{c_3}h) + c_2\sin(\frac{w}{c_2}h)\sin(\frac{w}{c_3}h) \right\} \right) \right] = 0 \qquad (4.3)$$

denklemi elde edilir. Bu denklemin kökleri olan sistemin açısal frekansları w_n'ler c_1, c_2, c_3 ve h parametrelerine bağlı olarak interval halving metodu yani ϕ aralığında fonksiyonun işaret değiştirdiği bölgeler bulunarak bu bölgelerde aralık daraltılması ile fonksiyon köklerinin bulunması yöntemi ile bulunur. Sistemin serbest titreşim periyodları ise

$$T_n = \frac{2\pi}{w_n} \qquad (4.4)$$

olarak elde edilir.

5. UYGULAMA İÇİN SEÇİLEN 3, 9 ve 20 KATLI YAPILARIN DİNAMİK ANALİZİ

Bu bölümde, uygulama için seçilen 3, 9 ve 20 katlı kayma kirişi olarak modellenebilen çelik binaların dinamik analizleri yapılarak, birinci doğal periyotları hesaplanacaktır. Binaların özellikleri, matematik modellerinin oluşturulmasında izlenen yollar, yapıların dinamik analizlerde kullanılan SAP2000 bilgisayar programı, yapıların kayma çerçevesi modellemeleri ve son olarakta yaklaşık yöntem ile analizleri açıklanacaktır.

5.1 Uygulama için Seçilen Yapıların Tanım ve Özellikleri

Bu çalışmada kullanılan 3, 9 ve 20 katlı yapılar tipik düşük, orta ve yüksek katlı binaları temsil etmektedir. Aşağıdaki paragraflarda her bir binanın özel olarak açıklamaları yapılmıştır.

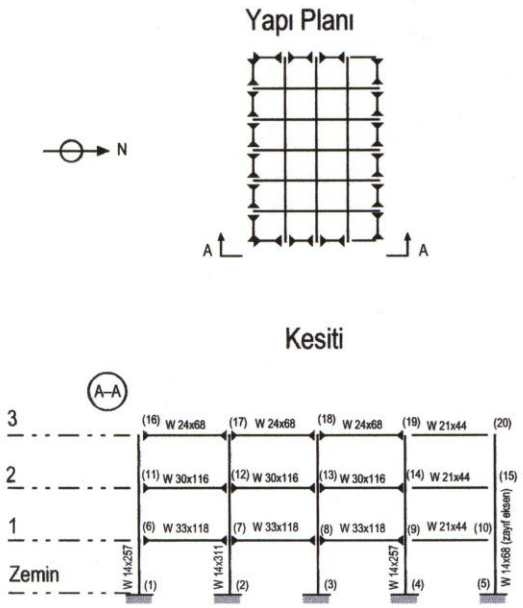
5.1.1 3 Katlı Yapı

Üç katlı yapı planda 36.58 m'e 54.87 m, yüksekliği de 11.89 m dir. Açıklıklar her iki yönde de 9.15 m dir. Bu açıklıkların dört tanesi kuzey-güney yönlerinde, altı tanesi ise doğu-batı yönlerinde de yer alır. Yapının yatay yüklere karşı dayanımını binayı çevreleyen süneklik düzeyi yüksek güçlendirilmemiş çerçeveler(Moment resisting frames)[8] sağlar. Bu çerçeveler en uzak iki doğu-batı çerçevesinin arasında yer alırlar. Yapının iç açıklıkları ise kompozit döşeme ve basit çerçevelerden oluşur. Köşe kolonlarda burulma etkilerinin meydana gelmemesi için S.D.Y.G.Ç.'lerin dış açıklıklarında basit yani sadece kesme kuvveti aktaran kolon kiriş birleşimleri kullanılmış ayrıca en dış kolon zayıf eksende yerleştirilmiştir.

Kolonlar 345 Mpa çeliğindendir. Süneklik düzeyi yüksek güçlendirilmemiş çerçevelerin kolonları geniş başlıklıdır. Üç katlı binanın katları zemin kata göre numaralandırılmıştır. Üçüncü kat çatı katıdır. Tipik katlar arası yükseklik (analiz amaçlı kirişin merkezinden kiriş merkezine ölçülen) 3.96 m dir. Kolon temelleri yere ankastre bağlı (zemin hizasında) olarak modellenmişlerdir.

Döşeme sistemi kompozit (beton ve çelik) yapıdadır. Döşeme sistemi, beton plak ve onunla rijit cisim hareketi yapan 248 Mpa çeliğinden geniş başlıklı kirişlerden oluşur. Genel uygulama açısından diyafram etkisi sağlayan döşeme sisteminin yatay düzlemde rijit olduğu varsayılır. Her katın iç kuvvetleri rijit diyafram etkisiyle süneklik düzeyi yüksek güçlendirilmemiş çerçevelere aktarılırlar. Bu çerçevelerden herbiri tüm yapıyla bağlantılı olan sismik kütlenin yarısına karşı koymaktadır.

Yapının sismik kütlesi çelik çerçevelerin öz ağırlığından, döşeme plağı ve üzerindeki kaplamadan, mekanik ve elektrik tesisatından ve çatıdan oluşmaktadır. Birinci ve ikinci katın sismik kütlesi $9.57\square 10^5$ kg üçüncü katın sismik kütlesi de $1.04\square 10^6$ kg dır. Tüm yapının sismik kütlesi ise $2.95\square 10^6$ kg dır. Üç katlı N-S yönündeki süneklik düzeyi yüksek güçlendirilmemiş tipik bir çerçeve Şekil 5.1'de gösterilmiştir.



NOTLAR

Kirişler (248 MPa):
kiriş kesitleri şekildeki gibidir.
Kolonlar (345 MPa):
kolon kesitleri yükseklik boyunca aynıdır.
Mesnetler :
kolonlar yere rijit baglıdır ;
Birleşimler :
⊣⊢ rijit birleşimleri gösterir ;
– –basit (mafsallı) birleşimleri gösterir.
Boyutlar :
boyutlar eksenden eksenedir ;
döşemeden döşemeye yükseklik 3.96 m ;
açıklık uzunlukları (hepsi) 9.15 m .
Sismik Kütle:
N-S yönündeki iki SDYGC için ;
1.- 2. katlar 9.57×10^5 kg;
3. kat 1.04×10^6 kg;
toplam yapı 2.95×10^6 kg.

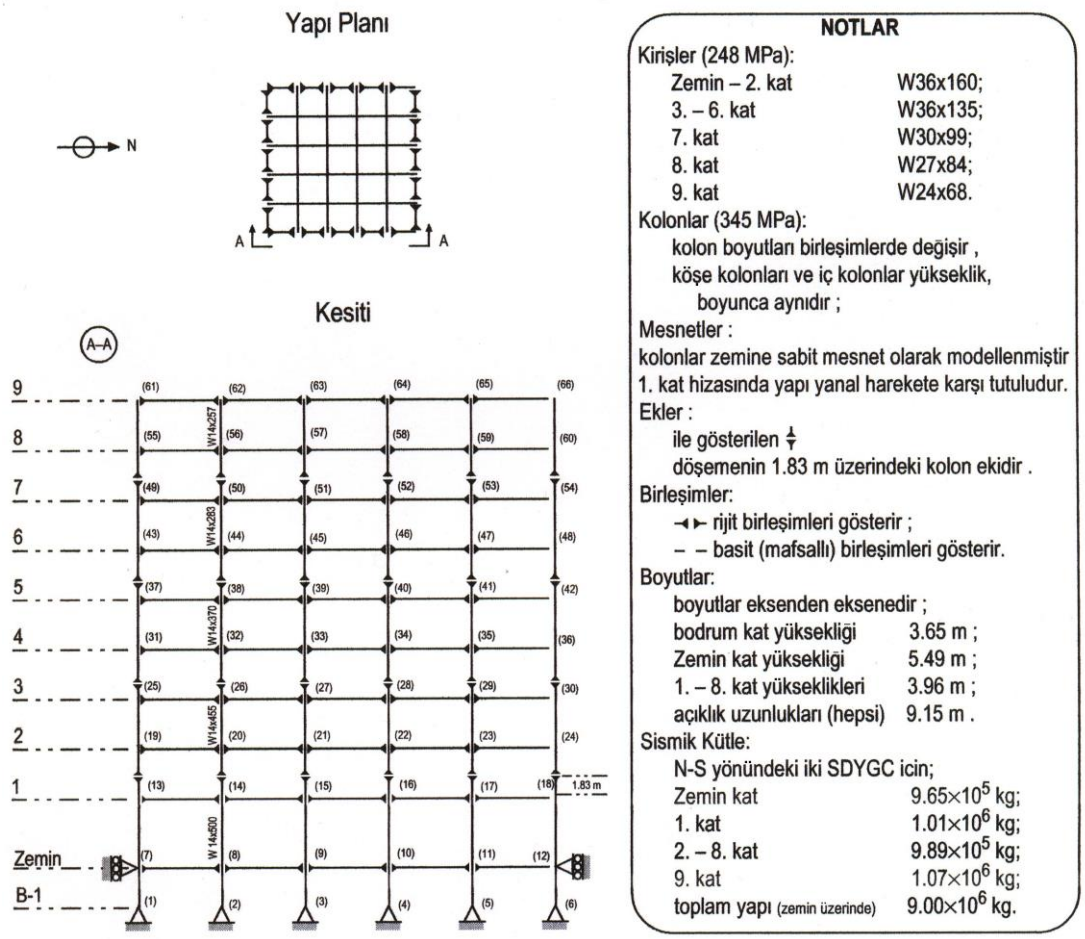
Şekil 5. 1 3 Katlı yapının planı ve N-S yönündeki süneklik düzeyi yüksek güçlendirilmemiş çerçevesi

5.1.2 9 Katlı Yapı

Dokuz katlı yapı planda 45.73 m'e 45.73 m, yüksekliği de 37.19 m dir. Açıklıklar her iki yönde, 5 açıklık kuzey-güney ve 5 açıklıkta doğu-batı yönlerinde olmak üzere 9.15 m uzunluğundadır. Yapının yatay yüklere karşı dayanımını binayı çevreleyen süneklik düzeyi yüksek güçlendirilmemiş çerçeveler sağlar. Bu çerçeveler, en uzak doğu-batı çerçevelerinin arasında yer alır. Yapının iç açıklıkları ise kompozit döşeme ve basit çerçevelerden oluşur. Köşe kolonlarda burulma etkileri meydana gelmemesi için süneklik düzeyi yüksek güçlendirilmemiş çerçevenin dış açıklıklarında sadece tek bir tarafta moment aktaran kolon kiriş birleşimleri kullanılmıştır. İç açıklıkların

çerçevelerinde ise basit yani sadece kesme kuvveti aktaran kolon kiriş birleşimleri kullanılmıştır.

Kolonlar 345 Mpa çeliğindendir. Süneklik düzeyi yüksek güçlendirilmemiş çerçevelerin kolonları geniş başlıklıdır. Dokuz katlı yapının her katı Şekil 5.2'de gözüktüğü gibi zemin katından başlayarak numaralandırılmıştır.



Şekil 5. 2 9 Katlı yapının planı ve N-S yönündeki süneklik düzeyi yüksek güçlendirilmemiş çerçevesi

Dokuzuncu kat çatı katıdır. Binanın B-1 ile belirtilen bir bodrum katı vardır. Tipik katlar arası yükseklik (analiz amaçlı kiriş merkezinden kiriş merkezine ölçülen) 3.96 m dir. Bodrum katının kattan kata yüksekliği ise 3.65 m dir. Birinci kat için bu yükseklik ise 5.49 m dir. Monolitik kolon parçaları birinci kattan başlayarak her iki katta bir kolon ekleri ile birleştirilirler. Kolon ekleri birinci, üçüncü, beşinci ve yedinci katlarda döşemenin 1.83 m üzerinde yapılırlar. Kolon temelleri B-1 katında mafsallı olarak modellenmişlerdir. Bodrum kat tamamen perdelerle çevrilidir. Bu perdeler ve çevreleyen toprak tabakasının zemin hizasında yapının yanal hareketini kısıtladığı varsayılmıştır.

Döşeme sistemi 3 katlı yapıda olduğu gibi beton plak ve döşeme ile rijit cisim hareketi yapan 248 Mpa çeliğinden geniş başlıklı kirişlerden oluşur. Yine 3 katlı yapıya benzer olarak her SDYGÇ'ler tüm yapının sismik kütlesinin yarısına karşı koymaktadır.

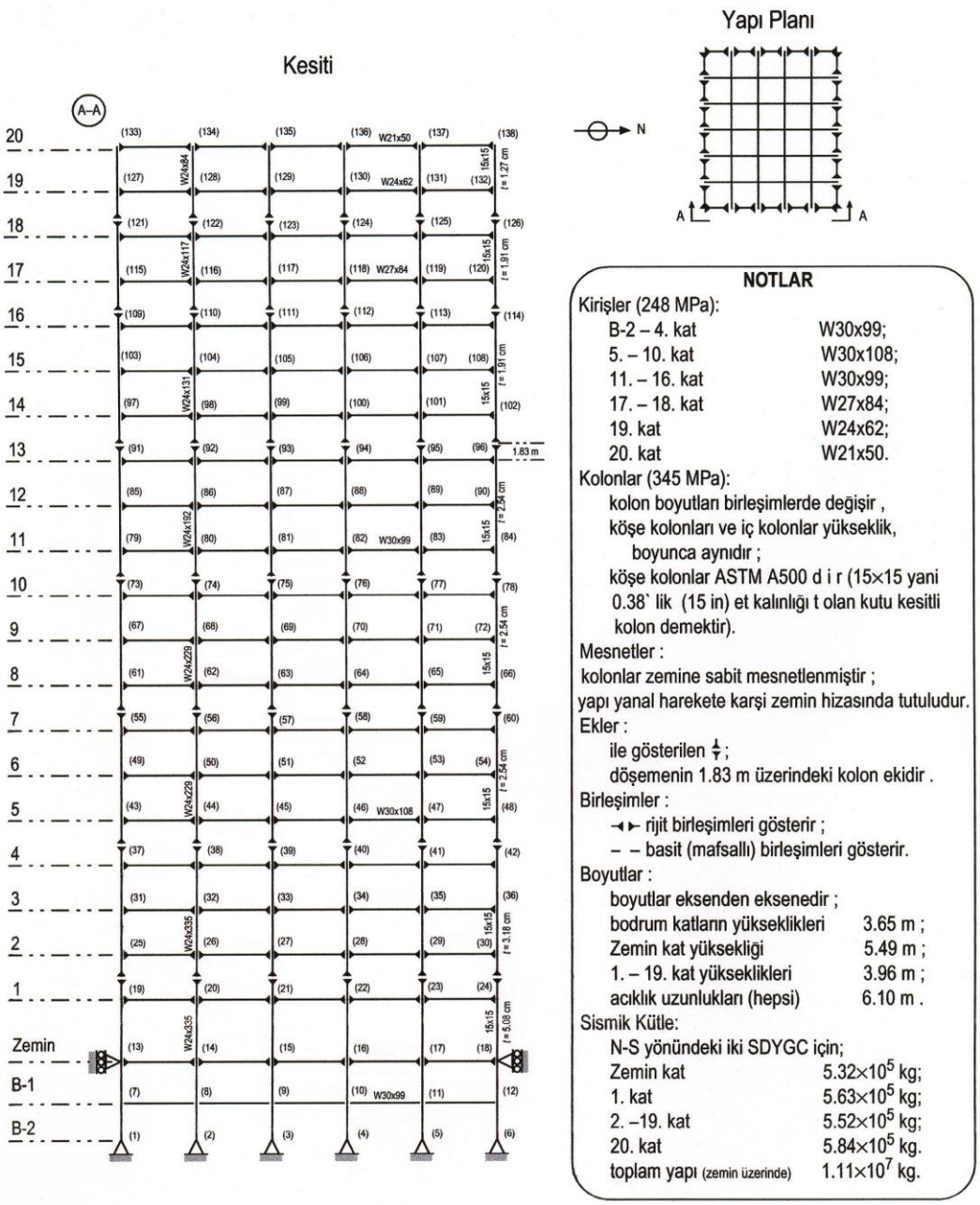
Yapının sismik kütlesi çelik çerçevelerin öz ağırlığından, döşeme plağı ve üzerindeki kaplamadan, mekanik ve elektrik tesisatından ve çatıdan oluşmaktadır. Zemin katın sismik kütlesi $9.65\square10^5$ kg, birinci katın sismik kütlesi $1.01\square10^6$ kg ve ikinci kattan 8. kata kadar $9.89\square10^5$ kg ve 9. katın sismik kütlesi de $1.07\square10^6$ kg dır. Yapının zemin üzerinde toplam sismik kütlesi $9.00\square10^6$ kg dır. Dokuz katlı N-S yönündeki tipik bir SDYGÇ Şekil 5.2'de gösterilmiştir.

5.1.3 20 Katlı Yapı

Yirmi katlı yapı planda 30.48 m'e 36.58 m, yüksekliği de 80.77 m dir. Açıklıklar kuzey-güney yönünde 5 açıklık, doğu-batı yönünde de 6 açıklık olmak üzere 6.10 m uzunluğundadır. Yapının yatay yüklere karşı dayanımını binayı çevreleyen süneklik düzeyi yüksek güçlendirilmemiş çerçeveler sağlar. Yapının iç açıklıkları ise kompozit döşeme ve basit çerçevelerden oluşur.

Kolonlar 345 Mpa çeliğindendir. Süneklik düzeyi yüksek güçlendirilmemiş çerçevelerin kolonları geniş başlıklıdır. Kenar kolonlarda burulma meydana gelmemesi için kutu kesit seçilmiştir. 20 Katlı yapının her katı Şekil 5.3'de gözüktüğü gibi zemin katından başlayarak numaralandırılmıştır. Yapının 2 bodrum katı vardır. Zemin katının hemen altındaki kat birinci bodrum katıdır (B-1). Birinci bodrum katının altındaki kat ise ikinci bodrum katıdır (B-2). Tipik kattan kata yükseklikler 3.96 m dir. Bodrum katlarının kattan kata yükseklikleri 3.65 m olup birinci kat için bu yükseklik 5.49 m dir. Monolitik kolon parçaları birinci kattan başlayarak her üç katta bir kolon ekleri ile birleştirilirler. Kolon ekleri birinci, dördüncü, yedinci, onuncu, onüçüncü, onaltıncı ve onsekizinci katlarda döşemenin 1.83 m üzerinde yapılırlar. Kolon temelleri B-2 katında mafsallı olarak modellenmişlerdir. Bodrum kat tamamen perdelerle çevrilidir. Bu perdeler ve çevreleyen toprak tabakasının zemin hizasında yapının yanal hareketini kısıtladığı varsayılmıştır.

Döşeme sistemi 3 katlı yapıda olduğu gibi beton plak ve döşeme ile rijit cisim hareketi yapan 248 Mpa çeliğinden geniş başlıklı kirişlerden oluşur. Yine 3 katlı yapıya benzer olarak her SDYGÇ'ler tüm yapının sismik kütlesinin yarısına karşı koymaktadır. Yirmi katlı N-S yönündeki tipik bir SDYGÇ Şekil 5.3'de gösterilmiştir.



Şekil 5. 3 20 Katlı yapının planı ve N-S yönündeki süneklik düzeyi yüksek güçlendirilmemiş çerçevesi

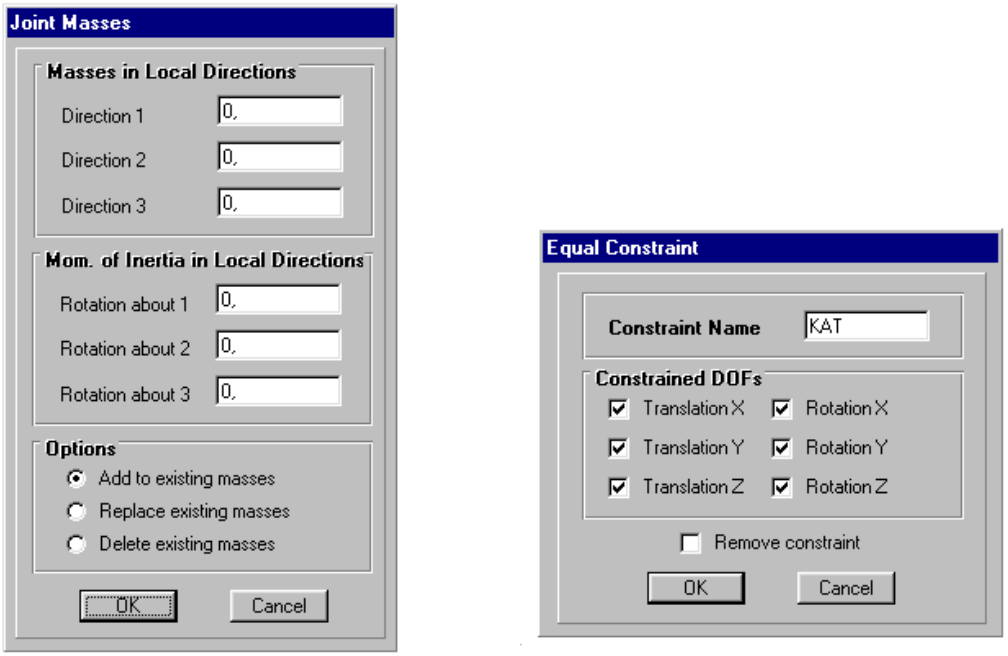
Yapının sismik kütlesi çelik çerçevelerin öz ağırlığından, döşeme plağı ve üzerindeki kaplamadan, mekanik ve elektrik tesisatından ve çatıdan oluşmaktadır. Zemin katın sismik kütlesi $5.32\square10^5$ kg, birinci kat için $5.63\square10^6$ kg, 2.kattan itibaren ondokuzuncu kata kadar $5.52\square10^5$ kg ve 20. kat için de $5.84\square10^5$ kg dır. Yapının zemin üzerinde toplam sismik kütlesi $1.11\square10^7$ kg dır.

5.2 Yapıların Birinci Doğal Periyotlarının Hesaplanması

5.2.1 Yapıların SAP2000 Bilgisayar Programı ile Birinci Doğal Periyotlarının Hesaplanması

İlerki bölümlerde verilecek kayma çerçevesi modellemeleri ve yaklaşık yöntemlerden elde edilen sonuçların değerlendirilebilmesi, kontrol edilebilmesi ve kayma çerçevesi modelinde yapılan kabullerin doğruluğunun ispatlanması için yapıların bilgisayar modellerinin kurulmasına gerek görülmüştür. Bu aşamada, dinamik analizler SAP2000 programı ile gerçekleştirilmiştir. Yapıların bölüm 5.1'de verilen özellikleri doğrultusunda N-S yönünde tek bir SDYGÇ'leri modellenmiştir.

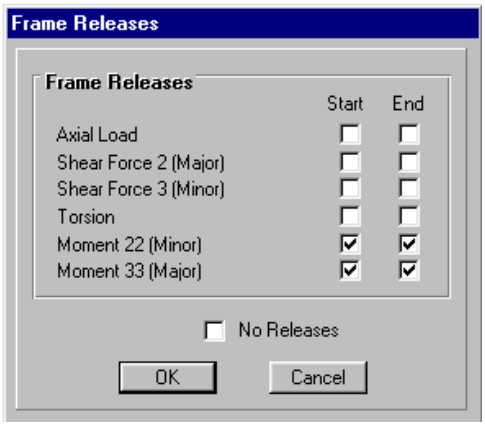
Yapının gerçek davranışı temsil edilmesi bakımından kat kütleleri Şekil 5.4 deki gibi kat düğüm noktalarına paylaştırılmış, rijit döşeme etkiside Şekil 5.5 de olduğu üzere düğüm noktalarının eşit yerdeğiştirme yapması olarak taşıyıcı sistemlerde tanımlanmıştır.



(a) **(b)**

Şekil 5. 4 Yapıların: (a) Kat kütlelerinin kat düğüm noktalarına paylaştırılması; (b) Rijit döşeme etkisinin modellere tanıtılması

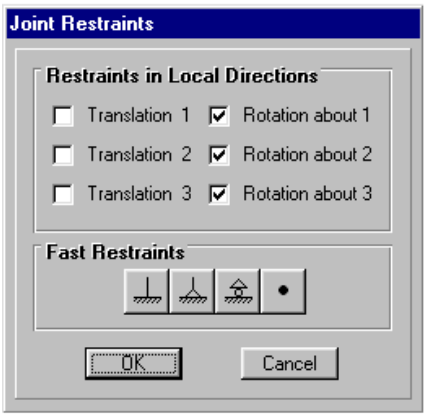
Burulma etkilerinin gelmemesi için yapılarda kullanılan ve (– –) ve olarak gösterilen moment aktarmayan birleşimler program modelinde çubuk elemanların uçlarında Şekil 5.5'de olduğu gibi sadece kesme ve normal kuvvet aktaran mafsallar olarak tanımlanmışlardır.



Şekil 5. 5 Programda sadece kesme ve normal kuvvet aktaran mafsalların tanımlanması

Yapıların yukarıda açıklanan işlemler ile yapılan dinamik analizleri sonuçu elde edilen serbest titreşim periyotları ve frekansları da Tablo 5.1'de verilmiştir. Yapıların programda kullanılan 2 boyutlu modelleri Ek-B gösterilmiştir.

Bunların dışında, kullanılan program ile yapılar kayma çerçevesi olarak da modellenmişlerdir. Düğüm noktalarının serbestlikleri Şekil 5.6'da görüldüğü gibi kısıtlanarak kayma çerçevesi davranışına uygun olarak sadece yatay yerdeğiştirmelerine izin verilmiştir. Bu şekilde yapılan analiz sonucu elde edilen serbest titreşim periyotları ve frekansları Tablo 5.2'de gösterilmiştir.



Şekil 5. 6 Programda düğüm noktaların sadece yatay yerdeğiştirmelerine izin verilmesi

Tablo 5. 1 Bilgisayar programı ile bulunan serbest titreşim periyotları ve frekansları

Yapı	Mod	T (Periyot) (sn)	f (Frekans) (Hz)	w (Frekans) (rad/sn)
3 Katlı Yapı	1	**1.065556**	0.938478	5.896629
	2	0.347938	2.874077	18.058357
	3	0.187488	5.333688	33.512553
9 Katlı Yapı	1	**2.277927**	0.438996	2.758291
	2	0.858914	1.164260	7.315263
	3	0.494191	2.023508	12.714077
	4	0.326460	3.063158	19.246391
	5	0.237862	4.204113	26.415223
	6	0.179027	5.585754	35.096328
	7	0.146976	6.803840	42.749789
	8	0.123348	8.107168	50.938837
	9	0.102214	9.783376	61.470762
20 Katlı Yapı	1	**3.824841**	0.261449	1.642731
	2	1.361239	0.734625	4.615782
	3	0.823166	1.214822	7.632952
	4	0.586288	1.705646	10.716891
	5	0.448385	2.230226	14.012921
	6	0.358564	2.788901	17.523183
	7	0.296876	3.368409	21.164339
	8	0.250849	3.986457	25.047648
	9	0.213617	4.681270	29.413285
	10	0.186561	5.360167	33.678921
	11	0.164725	6.070735	38.143551
	12	0.147376	6.785360	42.633672
	13	0.134577	7.430713	46.688546
	14	0.122095	8.190373	51.461631
	15	0.114833	8.708298	54.715852
	16	0.104946	9.528730	59.870777
	17	0.096331	10.380828	65.224668
	18	0.089281	11.200626	70.375606
	19	0.084191	11.877798	74.630404
	20	0.075821	13.189043	82.869202

Tablo 5. 2 Bilgisayar programında kayma çerçevesi yaklaşımı ile bulunan serbest titreşim periyotları ve frekansları

Yapı	Mod	T (Periyot) (sn)	f (Frekans) (Hz)	w (Frekans) (rad/sn)
3 Katlı Yapı	1	**0.704144**	1.420164	8.923153
	2	0.264375	3.782502	23.766158
	3	0.199264	5.018456	31.531886
9 Katlı Yapı	1	**1.417044**	0.705695	4.434010
	2	0.521189	1.918691	12.055493
	3	0.302269	3.308311	20.786728
	4	0.215689	4.636298	29.130721
	5	0.192719	5.188891	32.602762
	6	0.173108	5.776740	36.296330
	7	0.148564	6.731103	42.292767
	8	0.144844	6.903979	43.378979
	9	0.137513	7.272063	45.691721

Yapı	Mod	T (Periyot) (sn)	f (Frekans) (Hz)	w (Frekans) (rad/sn)
20 Katlı Yapı	1	**2.218988**	0.450656	2.831554
	2	0.837948	1.193392	7.498302
	3	0.509024	1.964543	12.343587
	4	0.363798	2.748782	17.271106
	5	0.284444	3.515633	22.089372
	6	0.230824	4.332299	27.220635
	7	0.199998	5.000038	31.416164
	8	0.174623	5.726616	35.981392
	9	0.156912	6.373012	40.042818
	10	0.141837	7.050349	44.298652
	11	0.141480	7.068152	44.410507
	12	0.130528	7.661191	48.136680
	13	0.122318	8.175443	51.367825
	14	0.114980	8.697187	54.646039
	15	0.113588	8.803785	55.315812
	16	0.109781	9.109070	57.233977
	17	0.104585	9.561574	60.077139
	18	0.102469	9.759014	61.317693
	19	0.102115	9.792883	61.530496
	20	0.101929	9.810709	61.642504

5.2.2 Yapıların Kayma Çerçevesi Yaklaşımı ile Birinci Doğal Periyotlarının Hesaplanması

Bu bölümde, uygulama için seçilen yapılar ele alınacak ve çerçeve yaklaşımı ile dinamik analizleri yapılarak birinci doğal periyotları hesaplanacaktır.

5.2.2.1 3 Katlı Yapı

Yapının kayma çerçevesi modeli bölüm 5.1.1'deki 2 boyutlu model baz alınarak yapılmıştır. Modellemede yapının N-S yönündeki iki SDYGÇ'sinden bir tanesi gözönüne alındığından sismik kütlenin yarısı dikkate alınmıştır.

Bölüm 2'de anlatılan bilgiler ışığında yapının sönümsüz serbest titreşimi ve tabii ki birinci doğal periyodu

$$m\ddot{v} + kv = 0$$

hareket denklemi ile belirlenecektir. Burada

$$m\ddot{v} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_1 \\ \ddot{v}_2 \\ \ddot{v}_3 \end{Bmatrix} = (10^5 kg) \begin{bmatrix} 4.785 & 0 & 0 \\ 0 & 4.785 & 0 \\ 0 & 0 & 5.200 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_1 \\ \ddot{v}_2 \\ \ddot{v}_3 \end{Bmatrix}$$

$$kv = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \end{bmatrix}$$

olarak yazılır. Çerçevenin k_i kat öteleme rijitlikleri kattaki kolonların atalet momentleri üzerine toplam alarak hesaplanırsa

$$k_i = \frac{12\Sigma E I_{kolon}}{h^3} \qquad (E = 2\times10^{11} N/m^2)$$

olmak üzere

$$\Sigma I_{1.katkolonları} = \Sigma I_{2.katkolonları} = \Sigma I_{3.katkolonları} = 648036\times10^{-8} m^4$$

$$k_1 = k_2 = k_3 = \frac{12\times2\times10^{11}\times648036\times10^{-8}}{3.96^3} = 250452180.2 \ (N/m)$$

$$k = (N/m)\begin{bmatrix} 500904360.4 & -250452180.2 & 0 \\ -250452180.2 & 500904360.4 & -250452180.2 \\ 0 & -250452180.2 & 250452180.2 \end{bmatrix}$$

olarak oluşturulur. Yapının serbest titreşim frekans ve periyotları, frekans denkleminin (2.8) Mathematica programı ile çözümünden

$$\left|k - w^2 m\right| = 0$$

$$= (10^5)\begin{bmatrix} 5009.04360 - 4.785w^2 & -2504.52180 & 0 \\ -2504.52180 & 5009.04360 - 4.785w^2 & -2504.52180 \\ 0 & -2504.52180 & 2504.52180 - 5.2w^2 \end{bmatrix}$$

$$0 = 11906037\times10^{10} w^6 + 3.06614\times10^{20} w^4 - 1.87897\times10^{23} w^2 + 1.57099\times10^{25}$$

elde edilir. Bulunan sonuçlar Tablo 5.3'de verilmiştir.

Tablo 5. 3 3 Katlı yapının kayma çerçevesi yaklaşımına göre serbest titreşim frekansları ve periyotları

Mod	w_n (rad/sn)	T_n (sn)	f_n (Hz)
1	9.949	**0.632**	1.583
2	28.124	0.223	4.476
3	41.053	0.153	6.534

5.2.2.2 9 Katlı Yapı

Dokuz katlı yapının kayma çerçevesi modeli bölüm 5.1.2'deki 2 boyutlu modeli baz alınarak yapılmıştır. Modellemede yapının N-S yönündeki iki SDYGÇ'sinden birtanesi gözönüne alınmış ve dolayısıyla da sismik kütlenin yarısı dikkate alınmıştır.

ABYYHY[4] gereği bodrum kat tamamen perdelerle çevrili olduğundan modellemede yapı bodrum katın üzerinde ankastre olarak tanımlanmıştır.

Bu bilgiler ve bölüm 2'de anlatılanlar ışığında 9 katlı yapının sönümsüz serbest titreşimi

$$m\ddot{v} + kv = 0$$

hareket denklemi ile belirlenecektir. Burada

$m = \left[m_{ij} \right]$ Kütle matrisi

$k = \left[k_{ij} \right]$ Rijitlik matrisi

$v = \left[v_i \right]$ Yatay yerdegiştirme vektörü

Buaradaki rijitlik matrisi, her kattaki kolonların atalet momentleri üzerine toplam alınarak bulunan kat rijitlikleri ile oluşturulur. Elastisite modülü E=2□10^{11} N/m^2 olarak alınmıştır. Elde edilen sonuçlar Tablo 5.4'de verilmiştir.

Tablo 5. 4 9 Katlı yapının kat rijitlikleri

Kat	ΣI_{kolon} ($10^{-8} m^4$)	$k_i = \frac{12 \Sigma E I_{kolon}}{h^3}$ (N/m)
1	2052600	297713503.1
2	2052600	793286399.3
3	1797000	694502416.3
4	1797000	694502416.3
5	1356600	524297149.6
6	1356600	524297149.6
7	957600	370092105.6
8	957600	370092105.6
9	847800	327656732.6

Tablo 5.4'deki sonuçlara bakılarak k rijitlik matrisi

$$k = (10^8\ N/m)\begin{bmatrix} 10.9100 & -7.9329 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -7.9329 & 14.8779 & -6.9450 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -6.9450 & 13.8900 & -6.9450 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -6.9450 & 12.1880 & -5.2430 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -5.2430 & 10.4860 & -5.2430 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -5.2430 & 8.9439 & -3.7009 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -3.7009 & 7.4018 & -3.7009 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -3.7009 & 6.9775 & -3.2766 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -3.2766 & 3.2766 \end{bmatrix}$$

olarak yazılır. Yapının serbest titreşim frekans ve periyotları frekans denkleminin (2.8) Mathematica programı ile çözümünden

$$\left|k - w^2 m\right| = 0$$

$$= (10^5)\begin{bmatrix} 10910 - 5.05w^2 & -7932.9 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -7932.9 & 14877.9 - 4.945w^2 & -6945 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -6945 & 13890 - 4.945w^2 & -6945 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -6945 & 12188 - 4.945w^2 & -5243 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -5243 & 10486 - 4.945w^2 & -5243 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -5243 & 8943.9 - 4.945w^2 & -3700.9 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -3700.9 & 7401.8 - 4.945w^2 & -3700.9 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -3700.9 & 6977.5 - 4.945w^2 & -3276.6 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -3276.6 & 3276.6 - 5.35w^2 \end{bmatrix}$$

$$0 = 1.4053\times10^{78} - 6.56367\times10^{76}w^2 + 5.50578\times10^{74}w^4 - 1.70793\times10^{72}w^6 +$$
$$+2.55638\times10^{69}w^8 - 2.08012\times10^{66}w^{10} + 9.64901\times10^{62}w^{12} - 2.53554\times10^{59}w^{14} +$$
$$+3.4952\times10^{55}w^{16} - 1.95348\times10^{51}w^{18}$$

elde edilir. Bulunan sonuçlar Tablo 5.5 de verilmiştir.

Tablo 5. 5 9 Katlı yapının kayma çerçevesi yaklaşımına göre serbest titreşim frekansları ve periyotları

Mod	w_n (rad/sn)	T_n (sn)	f_n (Hz)
1	5.202	**1.208**	0.828
2	13.882	0.453	2.209
3	23.553	0.267	3.749
4	32.680	0.192	5.201
5	40.642	0.155	6.468
6	48.225	0.130	7.675
7	54.947	0.114	8.745
8	62.341	0.101	9.922
9	71.880	0.087	11.440

5.2.2.3 20 Katlı Yapı

Yirmi katlı yapının kayma çerçevesi modeli Bölüm 5.1.3'deki 2 boyutlu modeli baz alınarak yapılmıştır. Dokuz katlıda olduğu gibi modellemede yapının N-S yönündeki iki SDYGÇ'sinden bir tanesi gözönüne alınmış ve dolayısıyla sismik kütlenin yarısı dikkate alınmıştır.

ABYYHY gereği B-1 ve B-2 bodrum katları tamamen perdelerle çevrili olduğundan modellemede yapı bodrum katın üzerinde ankastre olarak tanımlanmıştır. Çerçevenin zemin ile etkileşimi dikkate alınmamıştır.

Bu bilgiler ve Bölüm 2'de anlatılanlar ışığında 20 katlı yapının sönümsüz serbest titreşimi

$$m\ddot{v} + kv = 0$$

hareket denklemi ile belirlenecektir. Diğer yapılarda olduğu gibi burada da

$m = \left[m_{ij} \right]$ Kütle matrisi

$k = \left[k_{ij} \right]$ Rijitlik matrisi

$v = \left[v_i \right]$ Yatay yerdeğiştirme vektörü

Yine 9 katlıda olduğu gibi rijitlik matrisi her kattaki kolonların atalet momentleri üzerine toplam alınarak bulunan kat rijitlikleri ile oluşturulur. Elastisite modülü E $2\square 10^{11}$ N/m^2 alınarak elde edilen sonuçlar Tablo 5.6 da verilmiştir.

Tablo 5. 6 20 Katlı yapının kat rijitlikleri

Kat	ΣI_{kolon} (10^{-8}m^4)	$k_i = \frac{12\Sigma E I_{kolon}}{h^3}$ (N/m)
1	2226200	322892819.1
2	2226200	860379120.3
3	2159300	834523688.1
4	2159300	834523688.1
5	2159300	834523688.1
6	1424980	550724570.5
7	1424980	550724570.5
8	1424980	550724570.5
9	1424980	550724570.5
10	1424980	550724570.5
11	1424980	550724570.5
12	1194580	461679853.3
13	1194580	461679853.3
14	1194580	461679853.3
15	791640	305952082.8
16	791640	305952082.8
17	791640	305952082.8
18	708840	273951637.6
19	708840	273951637.6
20	478600	184968757.1

Tablo 5.6 daki sonuçlara bakılarak k rijitlik matrisi yazılır. Yapının serbest titreşim frekans ve periyotları frekans denkleminin (2.8) Mathematica programı ile çözümünden

$$\left|k - w^2 m\right| = 0$$

$$0 = 1.76238\times10^{173} - 1.98865\times10^{172}w^2 + 4.44102\times10^{170}w^4 - 4.00746\times10^{168}w^6 +$$
$$+1.90874\times10^{166}w^8 - 5.51108\times10^{163}w^{10} + 1.04865\times10^{161}w^{12} - 1.38909\times10^{158}w^{14} +$$
$$+1.32996\times10^{155}w^{16} - 9.4474\times10^{151}w^{18} + 5.06922\times10^{148}w^{20} - 2.07847\times10^{145}w^{22} +$$
$$+6.55187\times10^{141}w^{24} - 1.58931\times10^{138}w^{26} + 2.95324\times10^{134}w^{28} - 4.15722\times10^{130}w^{30} +$$
$$+4.3453\times10^{126}w^{32} - 3.2604\times10^{122}w^{34} + 1.65645\times10^{118}w^{36} - 5.0922\times10^{113}w^{38} +$$
$$+7.13728\times10^{108}w^{40}$$

elde edilir. Bulunan sonuçlar Tablo 5.7'de verilmiştir.

Tablo 5. 7 20 Katlı yapının kayma çerçevesi yaklaşımına göre serbest titreşim frekansları ve periyotları

Mod	w_n (rad/sn)	T_n (sn)	f_n (Hz)
1	3.398	**1.849**	0.541
2	8.919	0.705	1.419
3	14.674	0.428	2.336
4	20.225	0.311	3.219
5	25.706	0.244	4.091
6	31.685	0.198	5.043
7	36.437	0.172	5.799
8	42.104	0.149	6.701
9	46.535	0.135	7.406
10	51.730	0.121	8.233
11	55.799	0.113	8.881
12	60.041	0.105	9.556
13	63.423	0.099	10.094
14	67.772	0.093	10.786
15	73.411	0.086	11.684
16	77.385	0.081	12.316
17	82.246	0.076	13.090
18	87.213	0.072	13.880
19	93.665	0.067	14.907
20	105.685	0.059	16.820

5.2.3 Yapıların Yaklaşık Yöntem ve Onun Geliştirilmiş Halleriyle Birinci Doğal Periyotlarının Hesaplanması

Daha önceki bölümlerde ele alınan yapıların hepsini uygulamada mühendislerin başvurdukları mevcut yöntemler (SAP2000 bilgisayar programı ile, kayma çerçevesi yaklaşımı gibi...) ile inceledik. Halbuki hemen belirtelim, aynı yapıların dinamik analizlerini başka bir yoldan incelemek de mümkündür.

İşte bu bölümde önceden Bölüm 3 ve 4'de altyapısını hazırladığımız kayma çerçevelerinin sürekli sistem olarak ele alındığı yaklaşık yöntem ile mevcut yapıların dinamik analizleri yapılacak, özellikle de konumuz olan birinci doğal periyotları üzerinde durulacaktır.

5.2.3.1 3 Katlı Yapı

Bölüm 3.1'de yaklaşık yöntem olarak verilen (3.18) denklemi ile yapının serbest titreşim periyotlarını belirleyecek olursak

$$T_n = \frac{4}{(2n-1)}\sqrt{\frac{mhL^2}{12\Sigma EI}} \qquad (3.18)$$

formülün m kat kütlesi ve ΣEI kat rijitliği parametreliğine bağlı olduğu açıkça görülür. İşte bu noktada yaklaşımı iyileştirmek üzere bu parametreleri farklı yollardan hesaplayarak denklemi üç farklı şekilde kullanabileceğimiz ortaya çıkar.

Öncelikle ortalama kavramından yararlanarak formülde ortalama kat kütlesi ve ortalama kat rijitliği uygulanmıştır. Bulunan sonuçlar Tablo 5.8'de verilmektedir.

Tablo 5. 8 3 Katlı yapıya ait ortalama kat kütlesi ve kat rijitliği ile bulunan serbest titreşim frekansları ve periyotları

Mod	$w_n = 2\pi / T_n^*$	T_n^*	$f_n = 1 / T_n^*$
	(rad/sn)	(sn)	(Hz)
1	11.810	**0.532**	1.880
2	35.498	0.177	5.650
3	59.275	0.106	9.434

$$T_n^* = \frac{4}{(2n-1)}\sqrt{\frac{m_{ort}hL^2}{12E(\Sigma I)_{ort}}}$$

$$m_{ort} = 4.923\times10^5\, kg$$
$$(\Sigma I)_{ort} = 648036\times10^{-8}\, m^4$$
$$E = 2\times10^{11}\, N/m^2$$

İkinci olarak kat rijitlikleri farklılığının dikkate alındığı bölüm 4'de açıklanan yaklaşık yöntemin geliştirilmiş hali uygulanmıştır. Katsayılar matrisinin (4.2) sıfıra eşitlenmesiyle bölüm 4'de anlatılan interval halving metodu ile denklemin kökleri olan frekanslar ardından da periyotlar bulunmuştur.

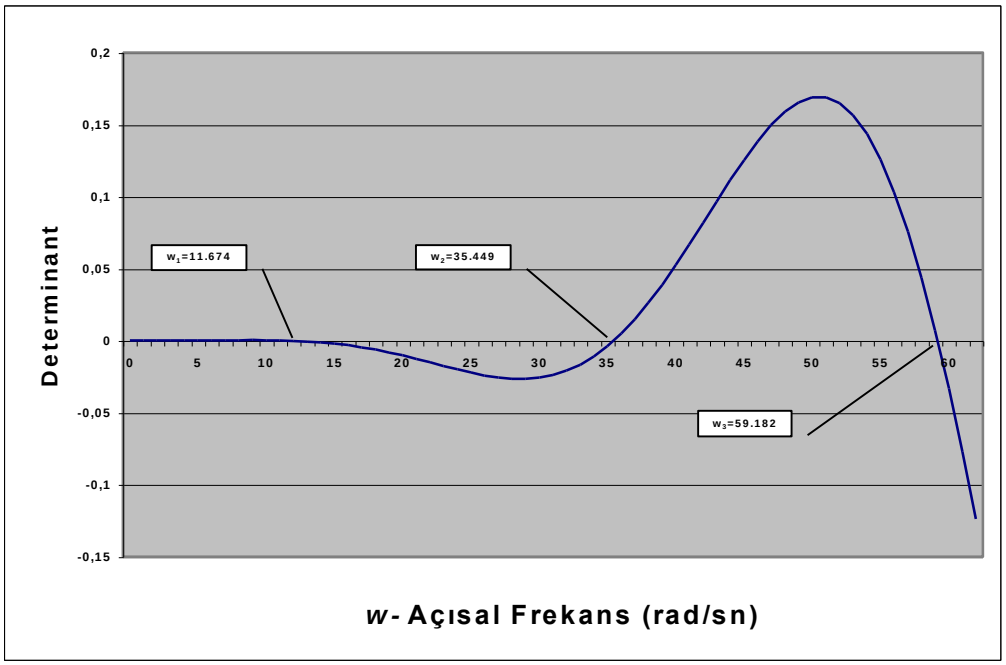
$$c_i = \sqrt{\frac{12\Sigma EI}{m_i h}}$$

$$c_1 = 90.5976\ m/sn$$
$$c_2 = 90.5976\ m/sn$$
$$c_3 = 86.9072\ m/sn$$

olmak üzere oluşturulan katsayılar matrisinin determinant eğrisi Şekil 5.7'de, bulunan periyot ve frekanslar da Tablo 5.9'da gösterilmektedir.

Tablo 5. 9 Kat rijitlikleri farklılığının dikkate alındığı 3 katlı yapının serbest titreşim periyotları ve frekansları

Mod	w_n (rad/sn)	T_n (sn)	f_n (Hz)
1	11.674	**0.538**	1.859
2	35.449	0.177	5.650
3	59.182	0.106	9.434



Şekil 5. 7 Katsayılar matrisine ait determinant eğrisi

Son olarak da kat kirişlerinin kolon rijitliğine olan etkisinin gözönüne alındığı bölüm 3.2'de açıklanan yaklaşık yöntemin geliştirilmiş hali uygulanmıştır. İlk olarak kolonların çerçeve içerisinde bulundukları konuma göre kenar kolon (3.20) veya orta kolon (3.21) için eşdeğer kolon rijitlikleri, ardından kat rijitlikleri hesaplanmıştır. Ortalama kat rijitlikleri ve ortalama kat kütlesi ile (3.18) denklemi vasıtasıyla yapının serbest titreşim periyotları ve frekansları bulunmuştur.

Kiriş rijitliklerinin kolon rijitliğine olan etkisi gözönüne alınarak bulunan eşdeğer kolon rijitlikleri Ek-C'de, hesaplanan titreşim periyot ve frekansları da Tablo 5.10'da verilmektedir.

Tablo 5. 10 3 Katlı yapıya ait kiriş rijitliklerinin kolon rijitliğine olan etkisi gözönüne alınarak bulunan serbest titreşim periyotları ve frekansları

Mod	$w_n = 2\pi / T_n^*$	T_n^*	$f_n = 1/T_n^*$
	(rad/sn)	(sn)	(Hz)
1	8.393	**0.749**	1.335
2	25.180	0.250	4.008
3	41.966	0.150	6.679

$$T_n^* = \frac{4}{(2n-1)}\sqrt{\frac{m_{ort}hL^2}{12E(\Sigma I')_{ort}}}$$

$$m_{ort} = 4.923\times10^5\,kg$$

$$(\Sigma I')_{ort} = 327865.1\times10^{-8}\,m^4$$

$$E = 2\times10^{11}\,N/m^2$$

5.2.3.2 9 Katlı Yapı

Dokuz katlı bina bodrum katlar perdelerle çevrili olduğundan bodrum katın üzerinde ankastre olarak modellenmiştir. Bu şekilde modellenen yapı üzerinde bölüm 3 ve 4'de anlatılan yaklaşık yöntemler ile dinamik analiz yapılarak serbest titreşim periyotları ve frekanslar hesaplanmıştır.

Ancak, 3 katlı yapıda ortalama kat kütlesi ve ortalama kat rijitliği alınarak bulunan sonuçlar ile kat rijitlikleri farklılığının dikkate alınmasıyla bulunan sonuçların birbirine yakın olmasından anlaşılmaktadır ki; kat rijitliği değişiminin açıklanan yaklaşık yönteme etkisi çok azdır. (Bknz Tablo 5.8 ve Tablo 5.9)

Dolayısıyla 9 ve 20 katlı yapıların kat rijitliği farklılığının dikkate alındığı yaklaşık yöntem ile analizlerinin yapılmasına gerek duyulmamıştır.

Buna göre öncelikle 9 katlı yapının ortalama kat kütlesi, yükseklik ve kat rijitliği bulunarak (3.18) denklemi vasıtasıyla serbest titreşim periyotları ve frekansları hesaplanmıştır. Bulunan sonuçlar Tablo 5.11'de gösterilmektedir.

Tablo 5. 11 9 Katlı yapıya ait ortalama kat kütlesi yükseklik ve kat rijitliği ile bulunan serbest titreşim frekansları ve periyotları

Mod	$w_n = 2\pi / T_n^*$	T_n^*	$f_n = 1 / T_n^*$
	(rad/sn)	(sn)	(Hz)
1	5.512	**1.140**	0.877
2	16.535	0.380	2.632
3	27.558	0.228	4.386
4	38.547	0.163	6.135
5	49.474	0.127	7.874
6	60.415	0.104	9.615
7	71.400	0.088	11.364
8	82.673	0.076	13.158
9	93.779	0.067	14.925

$$T_n^* = \frac{4}{(2n-1)}\sqrt{\frac{m_{ort} h L^2}{12 E (\Sigma I)_{ort}}}$$

$m_{ort} = 5.002 \times 10^5 kg$

$h_{ort} = 4.13m$

$(\Sigma I)_{ort} = 1463933.333 \times 10^{-8} m^4$

$E = 2 \times 10^{11} N / m^2$

Son olarak da yapıya, 3 katlı binada olduğu gibi kat kirişlerinin kolon rijitliğine olan etkisinin gözönüne alındığı bölüm 3.2'de açıklanan yaklaşık yöntemin geliştirilmiş hali uygulanmıştır.

9 katlı yapıya ait kiriş rijitliklerinin kolon rijitliğine olan etkisi gözönüne alınarak bulunan eşdeğer kolon rijitlikleri Ek-C'de, hesaplanan titreşim periyotları ve frekansları da Tablo 5.12'de verilmektedir.

Tablo 5. 12 9 Katlı yapıya ait kiriş rijitliklerinin kolon rijitliğine olan etkisi gözönüne alınarak bulunan serbest titreşim periyotları ve frekansları

Mod	$w_n = 2\pi / T_n^*$	T_n^*	$f_n = 1 / T_n^*$
	(rad/sn)	(sn)	(Hz)
1	4.028	**1.560**	0.641
2	12.085	0.520	1.923
3	20.141	0.312	3.206
4	28.197	0.223	4.488
5	36.254	0.173	5.770
6	44.310	0.142	7.052
7	52.367	0.120	8.334
8	60.423	0.104	9.617
9	68.479	0.092	10.899

$$T_n^* = \frac{4}{(2n-1)}\sqrt{\frac{m_{ort} h L^2}{12 E (\Sigma I')_{ort}}}$$

$$m_{ort} = 5.002 \times 10^5 kg$$
$$h_{ort} = 4.13m$$
$$(\Sigma I')_{ort} = 782022.5 \times 10^{-8} m^4$$
$$E = 2 \times 10^{11} N / m^2$$

5.2.3.3 20 Katlı Yapı

Dokuz katlı yapıda olduğu gibi bu yapıda da bodrum katları perdelerle çevrili olduğundan bodrum, katlar üzerinde ankastre olarak modellenmiştir.

Bu şekilde modellenen 20 katlı binada dinamik analize yine ortalama kat kütlesi, yükseklik ve kat rijitliğini (3.18) denklemine uygulayarak başlanılmıştır. Bulunan sönümsüz serbest titreşim periyotları ve frekansları Tablo 5.13'de gösterilmektedir.

Son olarak da yine yapıya ait kat kirişlerinin kolon rijitliğine olan etkisinin gözönüne alındığı yaklaşık yöntemin geliştirilmiş hali uygulanmıştır. 20 katlı yapıya ait kiriş rijitliklerinin kolon rijitliğine olan etkisi gözönüne alınarak bulunan eşdeğer kolon rijitlikleri Ek-C'de, burada bulunan titreşim periyotları ve frekanslar ise Tablo 5.14'de verilmiştir.

Tablo 5. 13 20 Katlı yapıya ait ortalama kat kütlesi yükseklik ve kat rijitliği ile bulunan serbest titreşim frekansları ve periyotları

Mod	$w_n = 2\pi / T_n^*$	T_n^*	$f_n = 1 / T_n^*$
	(rad/sn)	(sn)	(Hz)
1	3.331	**1.886**	0.530
2	9.989	0.629	1.590
3	16.666	0.377	2.653
4	23.358	0.269	3.717
5	29.920	0.210	4.762
6	36.744	0.171	5.848
7	43.332	0.145	6.897
8	49.867	0.126	7.937
9	56.605	0.111	9.009
10	63.467	0.099	10.101
11	69.813	0.090	11.111
12	76.624	0.082	12.195
13	83.776	0.075	13.333
14	89.760	0.070	14.286
15	96.664	0.065	15.385
16	103.003	0.061	16.393
17	110.231	0.057	17.544
18	116.355	0.054	18.519
19	123.200	0.051	19.608
20	130.900	0.048	20.833

$$T_n^* = \frac{4}{(2n-1)}\sqrt{\frac{m_{ort} h L^2}{12 E (\Sigma I)_{ort}}}$$

$$m_{ort} = 2.772 \times 10^5 kg$$
$$h_{ort} = 4.037 m$$

$$(\Sigma I)_{ort} = 1366756 \times 10^{-8} m^4$$
$$E = 2 \times 10^{11} N / m^2$$

Tablo 5. 14 20 Katlı yapıya ait kiriş rijitliklerinin kolon rijitliğine olan etkisi gözönüne alınarak bulunan serbest titreşim periyotları ve frekansları

Mod	$w_n = 2\pi / T_n^*$	T_n^*	$f_n = 1 / T_n^*$
	(rad/sn)	(sn)	(Hz)
1	2.384	**2.635**	0.379
2	7.153	0.878	1.138
3	11.922	0.527	1.897
4	16.690	0.376	2.656
5	21.459	0.293	3.415
6	26.228	0.240	4.174
7	30.996	0.203	4.933
8	35.765	0.176	5.692
9	40.533	0.155	6.451
10	45.302	0.139	7.210

Mod	$w_n = 2\pi / T_n^*$	T_n^*	$f_n = 1 / T_n^*$
	(rad/sn)	(sn)	(Hz)
11	50.071	0.125	7.969
12	54.839	0.115	8.728
13	59.608	0.105	9.487
14	64.377	0.098	10.246
15	69.145	0.091	11.005
16	73.914	0.085	11.764
17	78.683	0.080	12.523
18	83.451	0.075	13.282
19	88.220	0.071	14.041
20	92.989	0.068	14.800

$$T_n^* = \frac{4}{(2n-1)}\sqrt{\frac{m_{ort} h L^2}{12 E (\Sigma I')_{ort}}}$$

$m_{ort} = 2.772 \times 10^5 kg$

$h_{ort} = 4.037 m$

$(\Sigma I')_{ort} = 700000 \times 10^{-8} m^4$

$E = 2 \times 10^{11} N / m^2$

6. UYGULAMA İÇİN SEÇİLEN YAPILARIN DEPREM HESAPLARI

Bu bölümde, geliştirilen yaklaşık yöntemin deprem etkileri altında yapıların davranışlarını belirlemekteki, deprem kuvvetlerinin hesaplanmasındaki hassasiyetini göstermek maksatıyla, uygulama için seçilen yapıların SAP2000 bilgisayar programı ve yaklaşık yöntem ile deprem hesaplamaları gerçekleştirilmiş; sonuçlar karşılaştırılmıştır. Her iki yol ile yapılan dinamik analizlerde çözüm yöntemi olarak Mod birleştirme yöntemi kullanılmıştır.

Yönetmeliğe[4] göre gerçekleştirilen işlemlerde yapılar için etkin yer ivmesi ,A_o, birinci deprem bölgesine bağlı olarak 0.4 olarak alınmıştır. Bina önem katsayısı ,I, yapılarımızın konut olmaları dolasıyla 1.00 olarak verilmiştir. Spektrum katsayısı, S(T), ise yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyodu T'e bağlı olarak aşağıda verilen denklem ile hesaplanmıştır.

$$S(T) = 1 + 1.5 / T_A \qquad (6.1a)$$

$$S(T) = 2.5 \qquad (6.1b)$$

$$S(T) = 2.5(T_B / T)^{0.8} \qquad (6.1c)$$

Denklem 6.1 deki spektrum karakteristik periyotları T_A ve T_B yerel zemin sınıflarına bağlı olarak yapıların bulunduğu zemin sınıfı olan Z3 için sırasıyla 0.15 ve 0.6 olarak alınmıştır. Depremde taşıyıcı sistemlerin kendine özgü doğrusal elastik olmayan davranışlarını gözönüne almak üzere bulunacak deprem yükleri deprem yükü azaltma katsayısına ,R_a(T), bölünmüştür.

Deprem yükü azaltma katsayısı ,R_a(T), çeşitli taşıyıcı sistemler için tanımlanan taşıyıcı sistem davranış katsayısı, R'ye ve doğal titreşim periyodu T'ye bağlı olarak denklem (6.2) ile belirlenmiştir.

$$R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5)T / T_a \qquad 0 \le T \le T_A \qquad (6.2a)$$

$$R_a(T) = R \qquad T > T_A \qquad (6.2b)$$

Yapılarımız her iki doğrultuda da deprem yüklerini çerçevelerle taşıdığından yapı davranış katsayısı, R=5 alınmıştır.

6.1 Mod Birleştirme Yöntemi

Mod birleştirme yöntemi, elastik dinamik çözümleme yöntemi olup, sistem davranışının her bir serbest titreşim modunun deprem hareketine olan cevabının ayrı ayrı ele edilmesinden sonra birleştirilmesi ile bulunabileceği kabulüne dayanır.

Yöntemde öncelikle sistemin sönümsüz serbest titreşimi ele alınarak (2.8) ve (2.10) bağıntılarından serbest titreşim frekansları ve bu frekanslara karşı gelen serbest titreşim mod vektörleri bulunur. Daha sonra da sistemin deprem hareketi altında yani sönümlü ve zorlanmış davranışı ele alınarak hareket denklemi

$$m\ddot{v} + c\dot{v} + kv = -m\ddot{v}_g \tag{6.3}$$

$m = \left[m_{ij} \right]$ Kütle matrisi

$k = \left[k_{ij} \right]$ Rijitlik matrisi

$v = \left[v_{ij} \right]$ Yerdeğiştirme vektörü

$c = \left[c_{ij} \right]$ Sönüm matrisi

v_g Yer hareketi

olarak yazılır. Genel hareket denkleminden $v(t)$ yerdeğiştirme vektörünü bulmak kolay değildir. Çözümü bulmak için yerdeğiştirme vektörünün serbest titreşim şekillerinin uygun bir kombinezonu olduğu kabul edilir:

$$v(t) = \sum_{i=1}^{n} \phi_i Y_i(t) \tag{6.4}$$

Burada $\phi_i(x)$ modal matrisi $Y_i(t)$ de mod şekillerinin çözümü olan katkısını içeren katsayılar vektörünü göstermektedir. Denklem (6.4), denklem (6.3)'de gerekli türevler alınarak yerine konulup düzenlenirse;

$$\sum_{i=1}^{n} \left[m\phi_i \ddot{Y}_i + c\phi_i \dot{Y}_i + k\phi_i Y_i \right] = -m\ddot{v}_g \tag{6.5}$$

ve ϕ_j^T ile çarpılarak ($p(t) = -m\ddot{v}_g$)

$$\sum_{i=1}^{n} \left[\phi_j^T m\phi_i \ddot{Y}_i + \phi_j^T c\phi_i \dot{Y}_i + \phi_j^T k\phi_i Y_i \right] = \phi_j^T p(t) \tag{6.6}$$

elde edilir. Mod vektörlerinin ve sönüm matrisinin ortogonallik bağıntıları kullanılırsa

$M_j = \phi_j^T m \phi_j$ Genelleştirilmiş kütle

$K_j = \phi_j^T k \phi_j = w_j^2 M_j$ Genelleştirilmiş rijitlik

$c_j = \phi_j^T c \phi_j = 2\xi_j w_j M_j$ Genelleştirilmiş sönüm

$P_j = -\phi_j^T m \ddot{g}$ Genelleştirilmiş dış etki

ξ_j j'inci moddaki kritik sönüm oranı olmak üzere

$$\ddot{Y}_j(t) + 2\xi_j w_j \dot{Y}_j(t) + w_j^2 Y_j(t) = P_j(t) / M_j \qquad (6.7)$$

elde edilir. Böylece sistemin dinamik davranışını gösteren matris formundaki (6.3) diferansiyel denklem sistemi ayrık duruma getirilmiş olur.

Sönüm sistemin başlangıçta sükunette iken yer hareketi ile zorlandığı kabul edilirse (6.7) denkleminin çözümü

$$Y_j(t) = \frac{1}{M_j w_{dj}} \int_0^t P_j(\tau) e^{-\xi_j w_j (t-\tau)} \sin w_{dj}(t-\tau) d\tau \qquad (6.8)$$

veya

$$Y_j(t) = -\frac{L_j}{M_j w_{dj}} \int_0^t \ddot{g}(\tau) \exp\left[-\xi_j w_j (t-\tau)\right] \sin\left[w_{dj}(t-\tau)\right] d\tau \qquad (6.9)$$

$L_j = \phi_j^T m 1$

$w_{dj} = w_j (1 - \xi_j^2)^{1/2}$

şeklinde "Duhamel integrali" ile bulunur. Her bir mod periyodu ve belirtilen ξ_j sönüm oranı için integralin maksimum değeri alınırsa spektral yerdeğiştirme, S_{dj} elde edilmiş olunur.

$$Y_j(t) = \frac{L_j}{M_j} S_{dj}(t) \qquad (6.10)$$

İvme veya hız spektrumunundan birisine bağlı olarakta

$$Y_j(t) = \frac{L_j}{M_j} \frac{S_{vj}(t)}{w_i} = \frac{L_j}{M_j} \frac{S_{aj}(t)}{w_j^2} \qquad (6.11)$$

hesaplanır. Buradaki S_a ve S_v ivme ve hız spektrumlarını göstermektedir. Bundan sonra bir kere $Y_i(t)$ bulunduktan sonra i'inci moda ait yerdeğiştirmeler, kat kuvvetleri

$$v_i(t) = \phi_i Y_i(t) = \phi_i \frac{L_i}{M_i w_i} S_{di}(t) \tag{6.12}$$

$$f_{si}(t) = k_i v_i(t) = m\phi_i \frac{L_i}{M_i} w_i S_{di}(t) \tag{6.13}$$

denklemleri ile bulunur.

Yapının taban kesme kuvvetide tüm kat kuvvetlerinin toplamı olarak bulunur. Buna göre:

$$V_o(t) = \sum_{i=1}^{N} f_{si}(t) = 1 f_s(t) = \sum_{i=1}^{N} \frac{L_i^2}{M_i} w_i S_{di}(t) \tag{6.14}$$

$1 = \begin{bmatrix} 1 & 1 & \dots & 1 \end{bmatrix}^T$

Aynı şekilde sistemin taban devrilme momenti de

$$M_o(t) = \sum_{i=1}^{N} x_i f_{si}(t) = x f_s(t) = xm\phi \frac{L_i}{M_i} w_i S_{di}(t) \tag{6.15}$$

olarak hesaplanır. Burada x_i i'inci kütlenin temelden yüksekliği ve x de bu yüksekliklerin oluşturduğu ilgili yükseklik vektörüdür.

Tüm bu anlatılanlar doğrultusunda Mod birleştirme yöntemi'inde maksimum iç kuvvetler ve yerdeğiştirmeler, binada yeterli sayıda doğal titreşim modunun herbiri için hesaplanan maksimum katkıların istatiksel olarak birleştirilmesi olarak özetlenebilir.

Deprem yönetmeliğine(ABYYHY) göre herhangi bir i'inci titreşim modunda gözönüne alınacak ivme spektrumu ordinatı denklem (6.16) ile belirlenir.

$$S_{pa}(T_r) = A(T_r) g / R_a(T_r) \tag{6.16}$$

Ayrıca, uygulamada dinamik hesaplar için bütün modları hesaba katmaya gerek yoktur. Yönetmeliğe göre hesaba katılması gereken yeterli titreşim modu sayısı ,Y, gözönüne alınan birbirine dik x, y yatay deprem doğrultularının her birinde , her mod

için hesaplanan etkin kütlelerin toplamının denklem (6.17)'de belirtildiği üzere bina toplam kütlesinin %90'ından daha az olmaması kuralına göre belirlenir. Ayrıca gözönüne alınan deprem doğrultusunda etkin kütlesi bina toplam kütlesinin %5'inden büyük olan bütün titreşim modlarının gözönüne alınması gerekmektedir.

$$\sum_{r=1}^{Y} M_{xr} = \sum_{r=1}^{Y} \left\{ \left[\sum_{i=1}^{N} \left(m_i \phi_{xir} \right) \right]^2 / M_r \right\} \geq 0.90 \sum_{i=1}^{N} m_i \qquad (6.17a)$$

$$\sum_{r=1}^{Y} M_{yr} = \sum_{r=1}^{Y} \left\{ \left[\sum_{i=1}^{N} \left(m_i \phi_{yir} \right) \right]^2 / M_r \right\} \geq 0.90 \sum_{i=1}^{N} m_i \qquad (6.17b)$$

Yöntemde her titreşim mod şekli için bulunan değerlerin depremin belirli bir zamanında oluştuğu, aynı anda ortaya çıkmadıkları için, elde edilen maksimum değerlerin üst üste toplanması uygun değildir. Bunun yerine sisteme etkiyen toplam deprem yükü, kat kesme kuvveti...vs gibi her mod için elde edilen büyüklüklerin, r_{io}, birleştirilmesi, T_i ve T_j gibi herhangi iki mod periyotlarının yönetmeliğe göre birbirinden $T_i/T_j<0.80$ koşulunu sağlayacak kadar ayrık olması durumunda Karelerinin Toplamının Karekökü Kuralı(SRSS) kullanılarak:

$$r(t)_{\max} \approx \sqrt{(r_{1o})^2 + (r_{2o})^2 + (r_{3o})^2} \qquad (6.18)$$

mod periyotlarının yeterli ayrık olmaması durumunda da Tam Karesel Birleştirme Kuralı kullanılarak(CQC) modal etkiler birleştirilmelidir.

$$r(t)_{\max} \approx \sqrt{\sum_{i=1}^{3N} \sum_{j=1}^{3N} \rho_{ij} r_{io} r_{jo}} \qquad (6.19)$$

Burada ρ_{ij} çapraz korelasyon katsayısını göstermektedir.

6.2 Yapıların SAP2000 Bilgisayar Programı ile Deprem Hesapları

Uygulama için seçilen yapılarımızın belirlenen spektrum diyagramı kullanarak mod birleştirme yöntemi ile SAP2000 bilgisayar programı yardımıyla deprem kuvvetleri, kat yerdeğiştirmeleri, kat kesme kuvvetleri ve devrilme momentleri belirlenmiştir. Bu amaçla programda hazır olarak tanımlı bulunan spektrum diyagramları yerine Z3 zemin sınıfı için ABYYHY'liği baz alınarak ivme spektrum eğrisi tanımlanmıştır. Bu aşamada problemli zemin gruplarına giren yumuşak ve orta sertlikte killer ve kumlar içermesi nedeniyle Z3 sınıfına ait spektrum eğrisi seçilmiştir.

Etkin yer ivmesi katsayısı 0.4, bina önem katsayısı 1 olarak alınmıştır. Analiz sonucu bulunan değerler taşıyıcı sistemin davranış katsayısı R=5 göre ölçeklendirilmiştir. Analiz sonucu elde edilen tepe yerdeğiştirmeleri, taban kesme kuvvetleri ve taban devrilme momentleri Tablo 6.1'de verilmiştir.

Tablo 6. 1 SAP2000 bilgisayar programına göre dinamik analiz sonuçları

	3 Katlı Yapı	9 Katlı Yapı	20 Katlı Yapı
Tepe Yerdeğiştirmesi (m)	0.045	0.122	0.138
Taban Kesme Kuvveti (kN)	1578.088	2664.816	1343.973
Taban Devrilme Momenti (kNm)	14744.634	71334.556	73813.192

6.3 Yapıların Yaklaşık Yönteme Göre Deprem Hesapları

Yaklaşık yöntemin binaların serbest titreşim periyotlarının hesaplanması yanında deprem sırasında binalarımıza gelecek deprem yüklerinin gerçeğe yakın belirlenmesindeki hassasiyeti incelenmek istenmiş; bu maksatla uygulama için seçilen yapıların deprem kuvvetleri, tepe yerdeğiştirmeleri, taban kesme kuvvetleri ve taban devrilme momentleri son kez olarakta yeni yöntem ile belirlenmiştir.

Kayma çerçevelerinin sürekli sistem olarak ele alındığı yöntemde, bölüm 6.1 deki çok serbestlik dereceli sistemlerde olduğu gibi burada da mod birleştirme yöntemi uygulanmıştır. Buna göre sistemin deprem hareketi altındaki hareket denklemi çok serbestlik dereceli sistemlerde olduğu gibi (bölüm 6.1)

$$\ddot{Y}_j(t) + 2\xi_j w_j \dot{Y}_j(t) + w_j^2 Y_j(t) = \frac{P_j(t)}{M_j} = \frac{L_j}{M_j}\ddot{u}_g(t) \qquad (6.20)$$

yazılır. Ancak, genelleştirilmiş kütle, yayılı kütleye $m(x) = \frac{m_i}{h}$ bağlı olarak

$$M_j = \int_0^L \phi_j^2(x) m(x) dx = \int_0^L \sin^2\left(\frac{2n-1}{2}\frac{\pi x}{L}\right)\frac{m_i}{h}dx \qquad (6.21a)$$

$$= \frac{m_i}{h}\frac{2L}{(2n-1)\pi}\left\{\frac{1}{2}\left(\frac{2n-1}{2}\frac{\pi x}{L}\right) - \frac{1}{4}\sin\left[\left(2n-1\right)\frac{\pi x}{L}\right]\right\}\Bigg|_0^L \qquad (6.21b)$$

$$= \frac{m_i}{h}\frac{2L}{(2n-1)\pi}\frac{1}{2}\frac{(2n-1)\pi}{2} = \frac{m_i}{h}\frac{L}{2} \qquad (6.21c)$$

ve modal deprem katılma faktöründe

$$L_j = \int_0^L \phi_j(x) m(x) dx = \int_0^L \sin\left(\frac{2n-1}{2}\frac{\pi x}{L}\right)\frac{m_i}{h} dx \qquad (6.22a)$$

$$= \frac{m_i}{h}\left[-\frac{2L}{(2n-1)\pi}\cos\left(\frac{2n-1}{2}\frac{\pi x}{L}\right)\right]_0^L = \frac{m_i}{h}\frac{2L}{(2n-1)\pi} \qquad (6.22b)$$

yapı boyunca integre edilerek bulunur. Bu durumda M_j^* etkili modal kütle M_j ve L_j bağlı olarak

$$M_j^* = \frac{L_j^2}{M_j} = \frac{\left[\frac{m_i}{h}\frac{2L}{(2n-1)\pi}\right]^2}{\frac{m_i}{h}\frac{L}{2}} = \frac{m_i}{h}\frac{8L}{(2n-1)^2\pi^2} \qquad (6.23)$$

yapının toplam kütlesi de

$$M_T = \frac{m_i}{h}L \qquad (6.24)$$

olmak üzere her bir modun etkin kütle oranları

$$\frac{M_j^*}{M_T} = \frac{L_j^2 / M_j}{M_T} = \frac{8}{(2n-1)^2\pi^2} \qquad (6.25)$$

olarak hesaplanırlar. Verilen bu ifadeler ışığında yapılarımızın her mod için etkili modal kütleleri ve etkin kütle oranları Tablo 6.2, 6.3 ve 6.4 te verilmiştir. Tabloda koyu olarak ifade edilen değerler denklem 6.17 de belirtilen etkin kütle toplamının bina toplam kütlesinin %90'ını aştığını göstermektedir.

Tablo 6. 2 3 Katlı yapının etkili modal kütle ve etkin kütle oranları

Mod	$M_j^* = L_j^2 / M_j$ (10^5 kg)	M_j^* / M_T (%)	Toplam %
1	11.981	81.06	
2	1.331	9.01	
3	0.479	3.24	**93.37**

$$m_{ort} = 4.923 \times 10^5 kg$$

$$h_{ort} = 3.96m$$

Tablo 6. 3 9 Katlı yapının etkili modal kütle ve etkin kütle oranları

Mod	$M_j^* = L_j^2 / M_j$ (10^5 kg)	M_j^* / M_T (%)	Toplam %
1	36.490	81.06	
2	4.054	9.01	
3	1.460	3.24	
4	0.745	1.65	
5	0.450	1.00	**95.96**

$$m_{ort} = 5.002 \times 10^5 kg$$

$$h_{ort} = 4.13m$$

Tablo 6. 4 20 Katlı yapının etkili modal kütle ve etkin kütle oranları

Mod	$M_j^* = L_j^2 / M_j$ (10^5 kg)	M_j^* / M_T (%)	Toplam %
1	44.932	81.06	
2	4.992	9.01	
3	1.797	3.24	
4	0.917	1.65	
5	0.555	1.00	**95.96**

$$m_{ort} = 2.772 \times 10^5 kg$$

$$h_{ort} = 4.037m$$

Yapıların yaklaşık yöntem ile kat yerdeğiştirmeleride denklem 6.12 yardımıyla

$$v(x,t) = \sum_{j=1}^{\infty} \phi_j(x) \frac{L_j}{M_j w_j} V_j(t) \tag{6.26}$$

olarak yazılır ise

$$\frac{S_a}{w}(\xi,t) = V_{\max}(\xi,t) \tag{6.27}$$

$$v_{i,\max}(L) = \phi_j \frac{L_j}{M_j} \frac{S_{a,j}}{w_j^2} \tag{6.28a}$$

$$= \sin\left(\frac{2n-1}{2}\pi\right) \frac{\dfrac{m_i}{h} \dfrac{2L}{(2n-1)\pi}}{\dfrac{m_i}{h} \dfrac{L}{2} \left[\left(\dfrac{2n-1}{2}\pi\right)\left(\dfrac{12\Sigma EI}{m_i h L^2}\right)^{1/2}\right]^2} S_{a,j} \tag{6.28b}$$

$$= 16\frac{(-1)^{n-1}}{(2n-1)^3\pi^3}\left(\frac{m_i hL^2}{12\Sigma EI}\right)S_{a,j} \qquad (6.28c)$$

karelerinin toplamının karekökü kuralı (SRSS) kullanılarak

$$v_{\max} = \sqrt{(v_1)^2_{\max} + (v_2)^2_{\max} + \ldots} \qquad (6.29)$$

tepe yerdeğiştirmesi,

$$v_{\max} = \frac{16}{\pi^3}\left(\frac{m_i hL^2}{12\Sigma EI}\right)\sqrt{(S_{a,1})^2 + \left(-\frac{S_{a,2}}{27}\right)^2 + \left(\frac{S_{a,3}}{125}\right)^2 + \ldots} \qquad (6.30)$$

olarak bulunur.

Yapılara etki eden modal elastik kuvvetlerden denklem 6.13'den yararlanılarak

$$fs(x,t) = \sum_{j=1}^{\infty} m(x)\phi_j(x)\frac{L_j}{M_j}w_j V_j(t) \qquad (6.31)$$

ve modal maksimum taban kesme kuvvetleri

$$V_o(t) = \int_0^L fs(x,t)dx = \int_0^L \sum_{j=1}^{\infty} m(x)\phi_j(x)\frac{L_j}{M_j}w_j V_j(t)dx \qquad (6.32a)$$

$$= \sum_{j=1}^{\infty}\left[\int_0^L m(x)\phi_j(x)dx\right]\frac{L_j}{M_j}w_j V_j(t) = \sum_{j=1}^{\infty}\frac{L_j^2}{M_j}w_j V_j(t) \qquad (6.32b)$$

olmak üzere,

$$V_{oj,\max} = \frac{L_j^2}{M_j}w_j S_{v,j} = \frac{L_j^2}{M_j}S_{a,j} \qquad (6.33a)$$

$$= \frac{m_i}{h}\frac{8L}{(2n-1)^2\pi^2}S_{a,j} \qquad (6.33b)$$

şeklinde elde edilirler. Karelerin toplamının karekökü alınarakta taban kesme kuvveti

$$V_{o,\max} = \sqrt{(V_{o1})^2_{\max} + (V_{o2})^2_{\max} + \ldots} \qquad (6.34a)$$

$$V_{o,\max} = \frac{m_i}{h}\frac{8L}{\pi^2}\sqrt{(S_{a,1})^2 + \left(\frac{S_{a,2}}{9}\right)^2 + \left(\frac{S_{a,3}}{25}\right)^2 + \ldots} \qquad (6.34b)$$

bulunur.

Son olarakta yapıların modal taban momentleri denklem 6.15'den yararlanılarak

$$M_o(t) = \int_0^L fs(x,t)xdx = \int_0^L \sum_{j=1}^{\infty} m(x)\phi_j(x)\frac{L_j}{M_j} w_j V_j(t)xdx \qquad (6.35a)$$

$$= \sum_{j=1}^{\infty}\left[\int_0^L m(x)\phi_j(x)xdx\right]\frac{L_j}{M_j} w_j V_j(t) \qquad (6.35b)$$

ve modal maksimum taban devrilme momentleri

$$M_{oj,\max} = \left[\int_0^L m(x)\phi_j(x)xdx\right]\frac{L_j}{M_j} S_{a,j} \qquad (6.36a)$$

$$= \left[\int_0^L \frac{m_i}{h}\sin\left(\frac{2n-1}{2}\frac{\pi x}{L}\right)xdx\right]\frac{L_j}{M_j} S_{a,j} \qquad (6.36b)$$

$$= \frac{m_i}{h}\left[\frac{2L}{(2n-1)\pi}\right]^2\left[\sin\left(\frac{2n-1}{2}\frac{\pi x}{L}\right)-\left(\frac{2n-1}{2}\frac{\pi x}{L}\right)\cos\left(\frac{2n-1}{2}\frac{\pi x}{L}\right)\right]_0^L \frac{L_j}{M_j} S_{a,j} \qquad (6.36c)$$

$$= \frac{m_i}{h}\left[\frac{2L}{(2n-1)\pi}\right]^2 (-1)^{n-1}\frac{L_j}{M_j} S_{a,j} \qquad (6.36d)$$

$$= \frac{m_i}{h}\left[\frac{2L}{(2n-1)\pi}\right]^2 (-1)^{n-1}\frac{\frac{m_i}{h}\frac{2L}{(2n-1)\pi}}{\frac{m_i}{h}\frac{L}{2}} S_{a,j} \qquad (6.36e)$$

$$= \frac{16L^2 m_i}{\pi^3(2n-1)^3 h}(-1)^{n-1} S_{a,j} \qquad (6.36f)$$

şeklinde elde edilirler. Karelerinin toplamının karekökü alınarakta taban devrilme momenti

$$M_{o,\max} = \sqrt{(M_{o1})^2_{\max} + (M_{o2})^2_{\max} + (M_{o3})^2_{\max} + \ldots} \qquad (6.37a)$$

$$M_{o,\max} = \frac{16L^2 m_i}{\pi^3 h}\sqrt{(S_{a,1})^2 + \left(-\frac{S_{a,2}}{27}\right)^2 + \left(\frac{S_{a,3}}{125}\right)^2 + \ldots} \qquad (6.37b)$$

bulunur.

Yukarıda verilen bilgiler ve (6.30), (6.34), (6.37) ifadeleri doğrultusunda yapılarımızın elde edilen maksimum tepe yerdeğiştirmeleri, taban kesme kuvvetleri ve taban devrilme momentleri Tablo 6.5'te verilmiştir. Hesaplamalar sırasında bulunan değerler yapılarımızın deprem yükü azaltma katsayısı R=5 ile azaltılmıştır.

Ayrıca hesaplamalarda kullanılan yapıların serbest titreşim periyotları, Z3 zemin sınıfına bağlı olarak bu periyotlara ait S(T) spektrum katsayıları ve ivme spektrum ordinatları Ek D'deki tablolarda gösterilmiştir.

Tablo 6. 5 Yaklaşık yöntem ile bulunan yapıların tepe yerdeğiştirmeleri, taban kesme kuvvetleri ve taban devrilme momentleri

	3 Katlı Yapı	9 Katlı Yapı	20 Katlı Yapı
Tepe Yerdeğiştirmesi (m)	0.029	0.072	0.135
Taban Kesme Kuvveti (kN)	1988.018	3444.934	2821.092
Taban Devrilme Momenti (kNm)	14915.933	79184.013	139162.701

7. SONUÇLAR

Yapıların olası depremler sırasında davranışlarının belirlenmesinde, taşıyıcı sistemlere gelecek deprem kuvvetlerinin hesaplanmasında yapı sistemlerinin birinci doğal periyotlarının kesin, hızlı ve pratik bir şekilde tespit edilmesi gerekmektedir. Bu konuda yurdumuzda yürürlükteki ABYYHY'e göre, birinci doğal periyodun bulunmasına yönelik yöntem ve ampirik periyot formülleri kullanılmaktadır.

Bu çalışmada, uygulamada sıkça karşılaşılan kayma çerçevesi olarak modellenebilen yapı örnekleri ele alınarak; SAP2000 bilgisayar programı, kayma çerçevesi modellemesi ve son olarakta yaklaşık yöntem ile birinci doğal periyotları belirlenerek, karşılaştırılmaları amaçlanmıştır. Tez çalışmasının son kısmında ayrıca, yapı örneklerinin SAP2000 bilgisayar programı ve yaklaşık yöntem ile tepe yerdeğiştirmeleri, taban kesme kuvvetleri ve taban devrilme momentleri hesaplanıp karşılaştırılmaları yapılmştır.

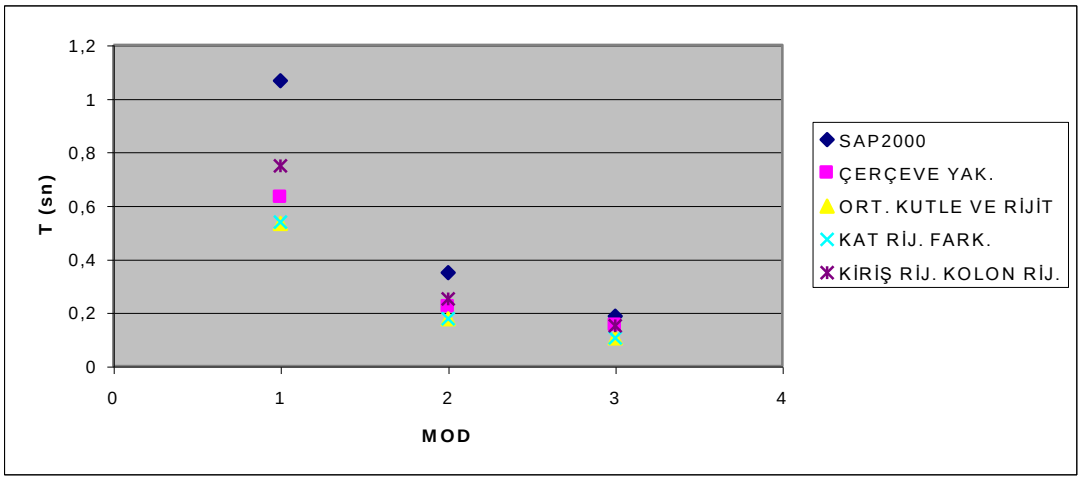
Örnek olarak seçilen sistemler, yapı stoğunu ifade etmesi bakımından üç tür seçilmiştir.

- Az katlı-3 Katlı yapı
- Orta katlı-9 Katlı yapı
- Yüksek katlı-20 Katlı yapı

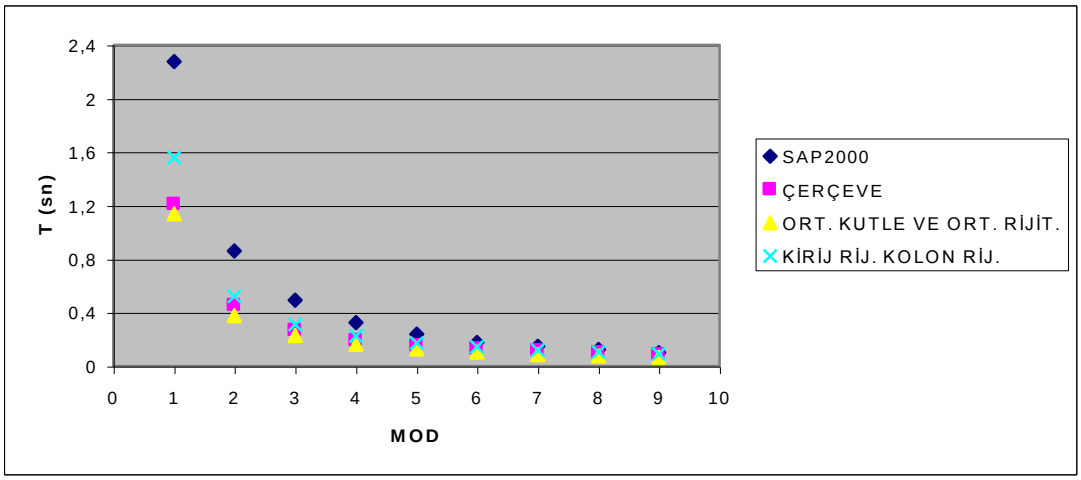
İncelenen yapıların analizlerinden aşağıdaki sonuçlara ulaşılmştır.

<u>Bulunan birinci doğal periyotlar açısından bakıldığında</u>:

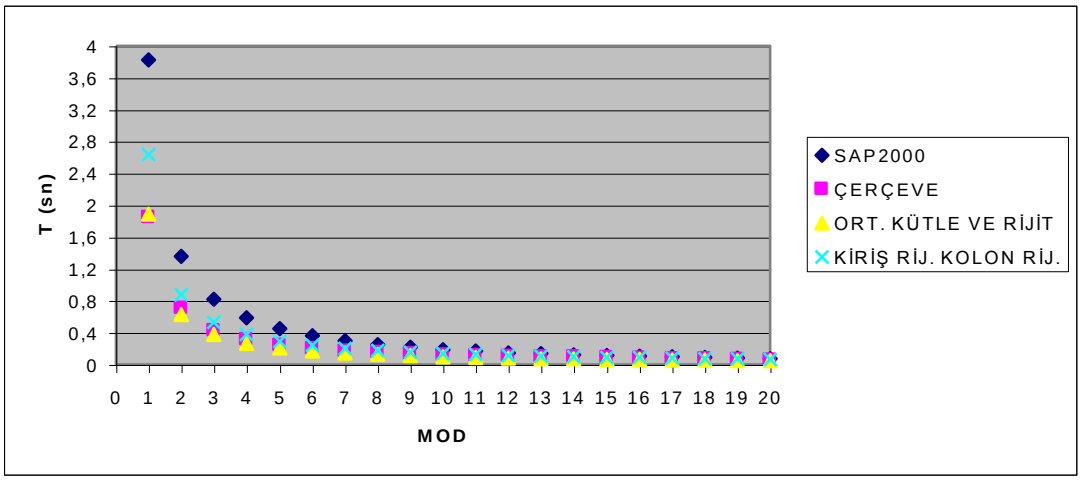
1. Dinamik analizler sonucu, her üç tür (3, 9 ve 20 katlı yapı) yapı birinci doğal periyotlar açısından karşılaştırıldığında (Bkz. Şekil 7.1, 7.2, 7.3); gerçek davranışı temsil eden iki boyutlu bilgisayar modelinin değerlerine en yakın, kiriş rijitliklerinin kolon rijitliklerine etkisinin gözönüne alındığı yaklaşık yöntem sonuçları olduğu gözlenmiştir. Üç katlı yapıda %29, 9 katlı yapıda %31 ve 20 katlı yapıda %32'e varan farklılıklar ortaya çıkmıştır. Farklılığın giderek artması kat adedinin artması ile açıklanabilir.



Şekil 7. 1 3 Katlı yapının değişik yöntemler ile bulunan periyotları



Şekil 7. 2 9 Katlı yapının değişik yöntemler ile bulunan periyotları



Şekil 7. 3 20 Katlı yapının değişik yöntemler ile bulunan periyotları

2. Yapı örneklerinin genel olarak gerçek sistemler baz alınarak yapılan iki boyutlu bilgisayar modellerinden elde edilen birinci doğal periyotları ile diğer yöntemlerden (kayma çerçevesi, anlatılan yaklaşık yöntem ve yaklaşımı geliştirilmiş halleri) bulunan sonuçların farklı olduğu gözlenmiştir. Bu farklılıklar 3 katlı yapıda dış kolonların zayıf eksende yerleştirilmesi, 3 ve 9 katlı yapılarda bazı birleşimlerin mafsallı teşkil edilmeleri ve son olarakta örnek yapıların kolon rijitliklerinin kiriş rijitliklerine oranla büyük olması ve dolasıyla tam bir rijit katlı çerçeve davranışı gösterememesi ile açıklanabilir. Zaten bu yönde bilgisayardaki gerçek model sonuçları ile kayma çerçevesi sonuçları arasında üç katlı yapıda 41%, 9 katlı yapıda %47 ve 20 katlı yapıda %51'e varan farklılıklar gözlenmiştir.

Bulunan tepe yerdeğiştirmeleri, taban kesme ve taban devrilme momentleri açısından bakıldığında:

Tablo 7. 1 SAP2000 bilgisayar programına göre dinamik analiz sonuçları

	3 Katlı Yapı	9 Katlı Yapı	20 Katlı Yapı
Tepe Yerdeğiştirmesi (m)	0.045	0.122	0.138
Taban Kesme Kuvveti (kN)	1578.088	2664.816	1343.973
Taban Devrilme Momenti (kNm)	14744.634	71334.556	73813.192

Tablo 7. 2 Yapıların yaklaşık yöntem ile bulunan tepe yerdeğiştirmeleri, taban kesme kuvvetleri ve taban devrilme momentleri

	3 Katlı Yapı	9 Katlı Yapı	20 Katlı Yapı
Tepe Yerdeğiştirmesi (m)	0.029	0.072	0.135
Taban Kesme Kuvveti (kN)	1988.018	3444.934	2821.092
Taban Devrilme Momenti (kNm)	14915.933	79184.013	139162.701

1. SAP2000 bilgisayar modeli ve yaklaşık yöntem, tepe yerdeğiştirmeleri açısından karşılaştırıldıklarında (Bkz. Tablo 7.1, 7.2) aralarındaki farkın yapı yüksekliği (kat adedi) artıkça azaldığı gözlenmiştir. Üç katlı yapıda bu fark %36 iken yirmi katlı yapıda bu fark %2 mertebesine düşmüştür. Yöntemler arasında tepe yerdeğiştirmeleri değer farklılığının yapı yüksekliği ile birlikte artan konsol kiriş etkisi ile açıklanabilir.

2. Yapı örneklerinin, SAP2000 bilgisayar programı ile daha sonra da yaklaşık yöntem ile bulunan taban kesme kuvvetleri karşılaştırıldığında (Bkz. Tablo 7.1, 7.2) yaklaşık yöntemden bulunan değerler güvenlikli tarafta kalmakla birlikte yakın değerler aldıkları gözlenmiştir. Farkın kat adedi arttıkça fazlalaştığı ayrıca gözlenmiştir.

3. Yapı örneklerinin, bilgisayar programı daha sonra da yaklaşık yöntem ile bulunan taban devrilme momentleri karşılaştırıldığında (Bkz. Tablo 7.1, 7.2) farkların 3 ve 9 katlı yapılar için ihmal edilebilecek düzeyde olduğu, 20 katlı yapıda bu farkın %46 mertebesine kadar çıktığı gözlenmiştir.

Sonuç olarak, bu çalışmada üç adet yapı üzerinde durulması nedeniyle daha çok sayıda yapı üzerinde inceleme yapılması gereklidir. Ancak, üniform olmayan bu kayma çerçeveli yapılardan elde edilen sonuçlar ışığında, burada verilen yaklaşık yöntem (özellikle kiriş rijitliklerinin kolon rijitliğindeki üzerindeki etkisinin gözönüne alındığı) dinamik analizlerde, özellikle az ve orta katlı yapıların birinci doğal periyotların hesaplanmasında diğer, klasik yöntemlere alternatif olarak önerilebilinir.

KAYNAKLAR

[1] **Goel, R.K. and Chopra, A.K.,** 1998. Period formulas for concrete shear wall buildings, J. Struct. Engrg., ASCE, 124(4), 426-433.

[2] **Li, Y. and Mau, S.T.,** 1997. Learning from recorded eartquake motion of buildings, J. Struct. Engrg., ASCE, 123(1), 62-69.

[3] **Ambrose, J. and Vergun, D.**, 1999. Design for Earthquakes, John Wiley & Sons Inc., New York.

[4] **Afet bölgelerinde yapılacak yapılar hakkında yönetmelik**, 1997. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.

[5] **Özmen, G.**, 1999. 1997 Türkiye deprem yönetmeliğine göre tasarım uygulamaları, Türkiye Deprem Vakfı, İstanbul.

[6] **Mario, P.**, 1994. International handbook of earthquake engineering:codes, programs, and examples, Chapman & Hall, New York.

[7] **Clough, R.W. and Penzien, J.**, 1993. Dynamics of structures, Mc Graw-Hill, New York.

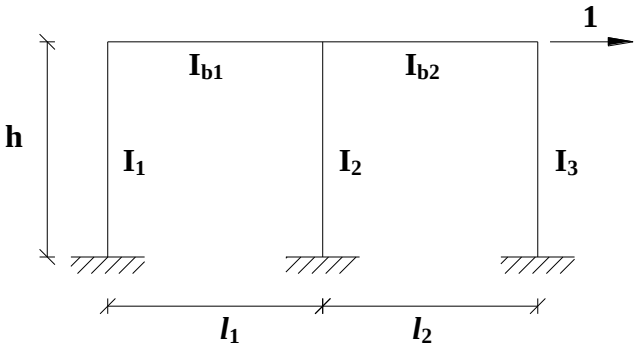
[8] **Uzgider, E., Deren, H. ve Piroğlu, F.**, 2003. Çelik Yapılar, Cağlayan Kitabevi, İstanbul.

EKLER

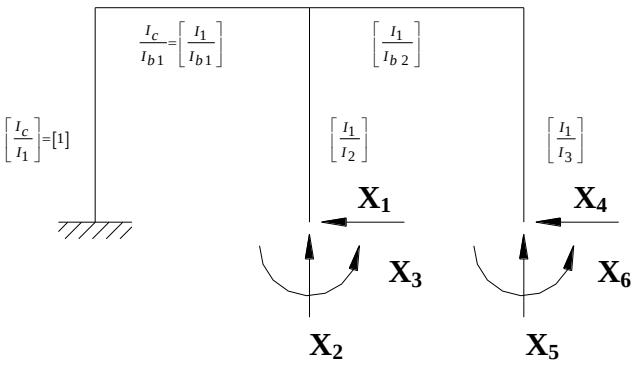
1. EK-A

Bölüm 3-2'de sonuçları verildiği üzere kat kirişlerinin kolon öteleme rijitliğine ve toplamda kat öteleme rijitliğine etkisini incelemek üzere Şekil E.1'deki sistem incelenmiştir.

Çerçevenin kuvvet yöntemi ile yapılan analizinde birim yüklemeden meydana gelen yerdeğiştirme hesaplanarak sistemin yanal öteleme rijitliği veya kat öteleme rijitliği bulunmuştur. Çerçevenin bulunan bu kat öteleme rijitliğinde ilgili kiriş ve kolonların atalet momentleri sıfır alınarak öncelikle tek bir kirişe bağlanan kenar kolon ve daha sonrada iki kirişe bağlanan orta kolon için eşdeğer kolon rijitlikleri elde edilmiştir.



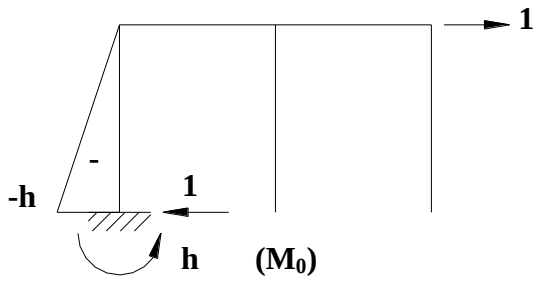
Şekil Ek-A. 1 Kuvvet yöntemi ile analizi yapılan hiperstatik sistem



$I_c=I_1$

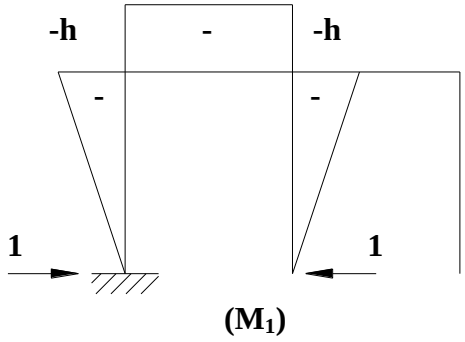
Şekil Ek-A. 2 Hiperstatik sistemin izostatik esas sistemi ve bilinmeyenleri

a) X=0 yüklemesine ait M_0 kesit tesirleri Şekil E.3'de gösterilmiştir.



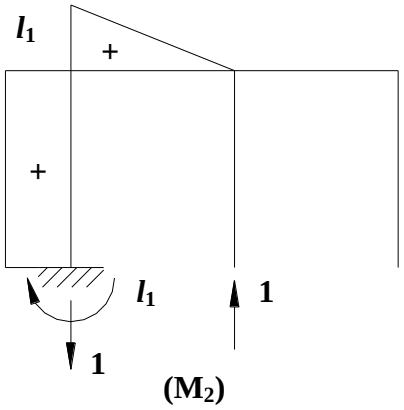
Şekil Ek-A. 3 X=0 yüklemesine ait M_0 diyagramı

b) X_1=1 yüklemesine ait M_1 kesit tesirleri Şekil E.4'de gösterilmiştir.



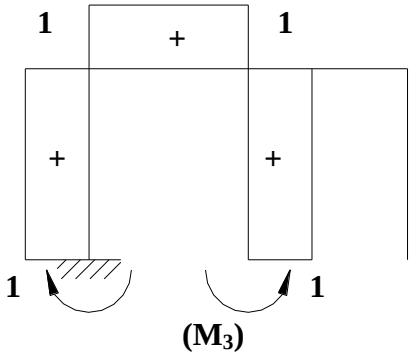
Şekil Ek-A. 4 X_1=1 yüklemesine ait M_1 diyagramı

c) X_2=1 yüklemesine ait M_2 kesit tesirleri Şekil E.5'de gösterilmiştir.



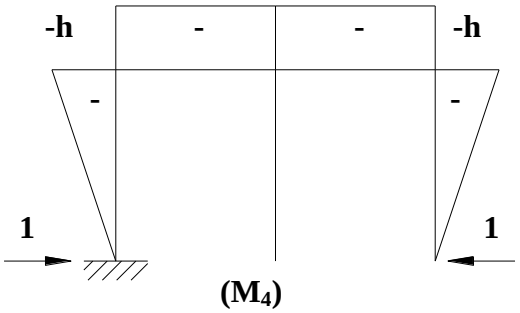
Şekil Ek-A. 5 X_2=1 yüklemesine ait M_2 diyagramı

d) X_3=1 yüklemesine ait M_3 kesit tesirleri Şekil E.6'de gösterilmiştir.



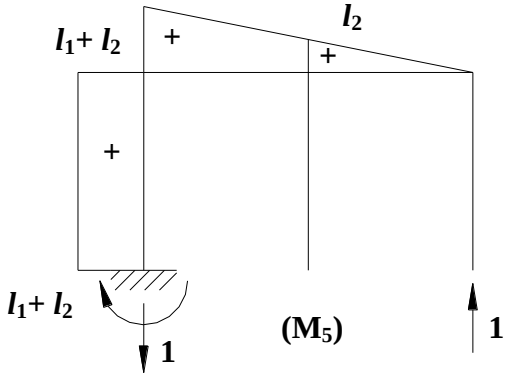
Şekil Ek-A. 6 X_3=1 yüklemesine ait M_3 diyagramı

e) X_4=1 yüklemesine ait M_4 kesit tesirleri Şekil E.7'de gösterilmiştir.



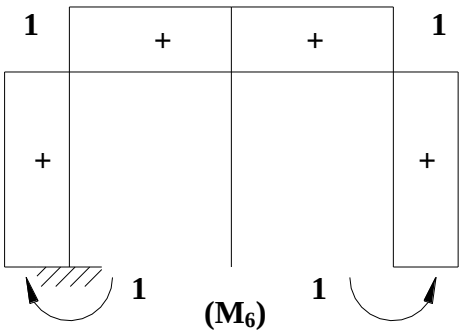
Şekil Ek-A. 7 X_4=1 yüklemesine ait M_4 diyagramı

f) X_5=1 yüklemesine ait M_5 kesit tesirleri Şekil E.8'de gösterilmiştir.



Şekil Ek-A. 8 X_5=1 yüklemesine ait M_5 diyagramı

g) X_6=1 yüklemesine ait M_6 kesit tesirleri Şekil E.9'de gösterilmiştir.



Şekil Ek-A. 9 X_6=1 yüklemesine ait M_6 diyagramı

h) Süreklilik denklemleri

δ'ların hesabında normal ve kesme kuvvetinin şekil değiştirme üzerindeki etkisi eğilme momentinin etkisi yanında ihmal edilecektir. Buna göre, I_c= I_1 olmak üzere

$$EI_C\delta_{11} = \int M_1^2 \frac{I_C}{I} ds = \frac{h^3}{3} + \left[\frac{I_1}{I_{b1}}\right] l_1 h^2 + \left[\frac{I_1}{I_2}\right] \frac{h^3}{3}$$

$$EI_C\delta_{12} = \int M_1 M_2 \frac{I_C}{I} ds = -\frac{h^2 l_1}{2} - \left[\frac{I_1}{I_{b1}}\right] \frac{l_1^2 h}{2}$$

$$EI_C\delta_{13} = \int M_1 M_3 \frac{I_C}{I} ds = -\frac{h^2}{2} - \left[\frac{I_1}{I_{b1}}\right] l_1 h - \left[\frac{I_1}{I_2}\right] \frac{h^2}{2}$$

$$EI_C\delta_{14} = \int M_1 M_4 \frac{I_C}{I} ds = \frac{h^3}{3} + \left[\frac{I_1}{I_{b1}}\right] l_1 h^2$$

$$EI_C\delta_{15} = \int M_1 M_5 \frac{I_C}{I} ds = -\frac{h^2}{2}(l_1 + l_2) - \left[\frac{I_1}{I_{b1}}\right] \frac{l_1 h(l_1 + 2l_2)}{2}$$

$$EI_C\delta_{16} = \int M_1 M_6 \frac{I_C}{I} ds = -\frac{h^2}{2} - \left[\frac{I_1}{I_{b1}}\right] l_1 h$$

$$EI_C\delta_{22} = \int M_2^2 \frac{I_C}{I} ds = h l_1^2 + \left[\frac{I_1}{I_{b1}}\right] \frac{l_1^3}{3}$$

$$EI_C\delta_{23} = \int M_2 M_3 \frac{I_C}{I} ds = h l_1 + \left[\frac{I_1}{I_{b1}}\right] \frac{l_1^2}{2}$$

$$EI_C\delta_{24} = \int M_2 M_4 \frac{I_C}{I} ds = -\frac{h^2 l_1}{2} - \left[\frac{I_1}{I_{b1}}\right]\frac{l_1^2 h}{2}$$

$$EI_C\delta_{25} = \int M_2 M_5 \frac{I_C}{I} ds = h l_1 (l_1 + l_2) + \left[\frac{I_1}{I_{b1}}\right]\frac{l_1^2 (2l_1 + 3l_2)}{6}$$

$$EI_C\delta_{26} = \int M_2 M_6 \frac{I_C}{I} ds = h l_1 + \left[\frac{I_1}{I_{b1}}\right]\frac{l_1^2}{2}$$

$$EI_C\delta_{33} = \int M_3^2 \frac{I_C}{I} ds = h + \left[\frac{I_1}{I_{b1}}\right] l_1 + \left[\frac{I_1}{I_2}\right] h$$

$$EI_C\delta_{34} = \int M_3 M_4 \frac{I_C}{I} ds = -\frac{h^2}{2} - \left[\frac{I_1}{I_{b1}}\right] l_1 h$$

$$EI_C\delta_{35} = \int M_3 M_5 \frac{I_C}{I} ds = h(l_1 + l_2) + \left[\frac{I_1}{I_{b1}}\right]\frac{l_1 (l_1 + 2l_2)}{2}$$

$$EI_C\delta_{36} = \int M_3 M_6 \frac{I_C}{I} ds = h + \left[\frac{I_1}{I_{b1}}\right] l_1$$

$$EI_C\delta_{44} = \int M_4^2 \frac{I_C}{I} ds = \frac{h^3}{3} + \left[\frac{I_1}{I_{b1}}\right] l_1 h^2 + \left[\frac{I_1}{I_{b2}}\right] l_2 h^2 + \left[\frac{I_1}{I_3}\right]\frac{h^3}{3}$$

$$EI_C\delta_{45} = \int M_4 M_5 \frac{I_C}{I} ds = -\frac{h^2 (l_1 + l_2)}{2} - \left[\frac{I_1}{I_{b1}}\right]\frac{l_1 h (l_1 + 2l_2)}{2} - \left[\frac{I_1}{I_{b2}}\right]\frac{l_2^2 h}{2}$$

$$EI_C\delta_{46} = \int M_4 M_6 \frac{I_C}{I} ds = -\frac{h}{2} - \left[\frac{I_1}{I_{b1}}\right] l_1 h - \left[\frac{I_1}{I_{b2}}\right] l_2 h - \left[\frac{I_1}{I_3}\right]\frac{h^2}{2}$$

$$EI_C\delta_{55} = \int M_5^2 \frac{I_C}{I} ds = h(l_1 + l_2)^2 + \left[\frac{I_1}{I_{b1}}\right]\frac{l_1 (2l_1^2 + 6l_1 l_2 + 6l_2^2)}{6} + \left[\frac{I_1}{I_{b2}}\right]\frac{l_2^3}{3}$$

$$EI_C\delta_{56} = \int M_5 M_6 \frac{I_C}{I} ds = h(l_1 + l_2) + \left[\frac{I_1}{I_{b1}}\right]\frac{l_1 (l_1 + 2l_2)}{2} + \left[\frac{I_1}{I_{b2}}\right]\frac{l_2^2}{2}$$

$$EI_C\delta_{66} = \int M_6^2 \frac{I_C}{I} ds = h + \left[\frac{I_1}{I_{b1}}\right] l_1 + \left[\frac{I_1}{I_{b2}}\right] l_2 + \left[\frac{I_1}{I_3}\right] h$$

$$EI_C\delta_{10} = \int M_1 M_0 \frac{I_C}{I} ds = \frac{h^3}{6}$$

$$EI_C\delta_{20} = \int M_2 M_0 \frac{I_C}{I} ds = -\frac{h^2 l_1}{2}$$

$$EI_C\delta_{30} = \int M_3 M_0 \frac{I_C}{I} ds = -\frac{h^2}{2}$$

$$EI_C\delta_{40} = \int M_4 M_0 \frac{I_C}{I} ds = \frac{h^3}{6}$$

$$EI_C\delta_{50} = \int M_5 M_0 \frac{I_C}{I} ds = -\frac{h^2 (l_1 + l_2)}{2}$$

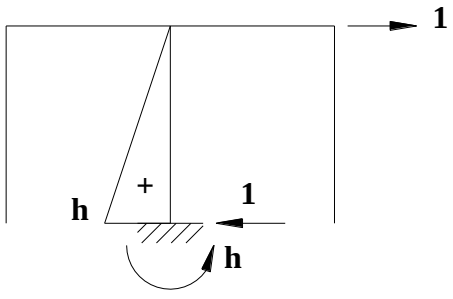
$$EI_C\delta_{60} = \int M_6 M_0 \frac{I_C}{I} ds = -\frac{h^2}{2}$$

i) Bilinmeyenlerin tayini ve kat öteleme rijitliğinin hesaplanmasına yönelik birim yüklemeden oluşan yerdeğiştirmenin bulunması

Mathematica 4.2 bilgisayar programı ile süreklilik denklemlerinin alt alta yazılmasıyla elde edilen lineer denklem takımının çözümü ile X_1, X_2,... hiperstatik bilinmeyenler elde edilmiştir. Yerdeğiştirmenin, δ, hesaplanmasında ise virtüel iş teoreminden

$$\delta = \int M\bar{M} \frac{ds}{EI} \qquad (E.1)$$

yararlanılır. Burada, M hiperstatik sistemde yüklerden meydana gelen eğilme momentini $\bar{M}$ çerçeveye yatay doğrultuda etkiyen birim kuvvetten meydana gelen birim yüklemeye ait eğilme momentini göstermektedir. Burada $\bar{M}$ yerine herhangi bir izostatik sistemden alınan $(\bar{M})$ eğilme momenti kullanılarak (Bkz. Şekil E.10)



$(\bar{M})$

Şekil Ek-A. 10 Başka bir izostatik sisteme ait $(\bar{M})$ diyagramı

$$EI_C\delta = \int M\bar{M} \frac{I_C}{I} ds = \frac{I_1}{I_2}\frac{1}{6} h^2 (-hX_1 + X_3 + 2X_3)$$

$$\delta = \frac{h^2}{6EI_2}(-hX_1 + 3X_3)$$

$$P = \bar{k}\,\delta \qquad P \to 1$$

$$\bar{k} = \frac{1}{\delta} = \frac{6EI_2}{h^2(-hX_1 + 3X_3)}$$

yazılarak sistemin yanal öteleme rijitliği $\bar{k}$ Mathematica bilgisayar programı ile kapalı çözülür. Buna göre

$$\bar{k} = (3E(12l_1^2 I_2 I_3^2 l_2 I_1(I_2 + I_1)(I_{b2} + l_2 I_1) +$$
$$12h^4 I_{b1} I_{b2}(l_1 I_{b2} + l_2 I_{b1})(I_2(3I_3^2 - 6I_3 I_1 - I_1^2) - I_1(-3I_3^2 + 7I_3 I_1 + I_1^2)) +$$
$$h^3(-3l_1^2 I_{b2}^2 I_1(4I_2(-3I_3^2 + 6I_3 I_1 + I_1^2) + I_1(-3I_3^2 + 10I_3 I_1 + I_1^2)) -$$
$$3I_3 I_{b1}^2 l_2(4I_2(6I_3 I_{b2} - 6I_{b2} I_1 + 3I_3 l_2 I_1 + l_2 I_1^2 + I_1(24I_3 I_{b2} - 24I_1 I_{b2} + 13I_3 l_2 I_1 + 4l_2 I_1^2)) -$$
$$2l_1 I_{b1} I_{b2}(2I_2^2 l_2(-3I_3^2 + 6I_3 I_1 + I_1^2) + I_1(2l_2 I_1^3 + I_3^2(36I_{b2} + 17l_2 I_1) + I_3 I_1(-36I_{b2} + 25l_2 I_1))$$
$$2I_2(11l_2 I_1^3 + 18I_3^2(I_{b2} - l_2 I_1) + I_3 I_1(-18I_{b2} + 77l_2 I_1)))) +$$
$$hl_1 I_3(3I_3 I_1^2(4I_{b1} l_2(I_{b2} + l_2 I_1) + l_1 I_{b2}(3I_{b2} + 4l_2 I_1)) + 4I_2^2 l_2$$
$$(l_1 I_1^2(6I_{b2} - l_2 I_1) + 3I_3(I_{b1}(I_{b2} + l_2 I_1) - l_1 I_1(2I_{b2} + l_2 I_1))) +$$
$$4I_2 I_1(33I_3 I_{b1} l_2(I_{b2} + l_2 I_1) + l_1(l_2 I_1^2(6I_{b2} - l_2 I_1) + I_3(9I_{b2}^2 + 9I_{b2} l_2 I_1 - 4l_2^2 I_1^2)))) +$$
$$2h^2(18I_3^2 I_{b1}^2 l_2(I_2 + I_1)(I_{b2} + l_2 I_1) + l_1^2 I_{b2} I_1(2I_2^2 l_2(3I_3^2 - 6I_3 I_1 - I_1^2) - I_3 I_1(9I_3 I_{b2}$$
$$-9I_{b2} I_1 + 8I_3 l_2 I_1 + 2l_2 I_1^2) - 2I_2(l_2 I_1^3 + 6I_3^2(3I_{b2} + 2l_2 I_1) + I_3 I_1(-18I_{b2} + 17l_2 I_1))) -$$
$$l_1 I_3 I_{b1}(2I_2^2 l_2(6I_3 I_{b2} - 6I_{b2} I_1 + 3I_3 l_2 I_1 + l_2 I_1^2) + I_1(2l_2 I_1^2(-6I_{b2} + l_2 I_1) + I_3(-18I_{b2}^2 - 9I_{b2} l_2 I_1 +$$
$$8l_2^2 I_1^2)) + 2I_2(11l_2 I_1^2(-6I_{b2} + l_2 I_1) + I_3(-9I_{b2}^2 + 51I_{b2} l_2 I_1 + 34l_2^2 I_1^2))))) /$$
$$(h^3(12l_1^2 I_2 I_3^2 l_2 I_1(I_{b2} + l_2 I_1) + 3h^4 I_{b1} I_{b2}(l_1 I_{b2} + I_{b1} l_2)(3I_3^2 - 6I_3 I_1 - I_1^2) +$$
$$h^3(-3l_1^2 I_{b2}^2 I_1(-3I_3^2 + 6I_3 I_1 + I_1^2) - 3I_3 I_{b1}^2 l_2(6I_3 I_{b2} - 6I_{b2} I_1 + 3I_3 l_2 I_1 + l_2 I_1^2) -$$
$$2l_1 I_{b1} I_{b2}(I_3^2(9I_{b2} - 6I_2 l_2) + 2l_2 I_1^2(I_2 + I_1) + I_3 I_1(-9I_{b2} + 12I_2 l_2 + 14l_2 I_1))) -$$
$$h^2(-9I_3^2 I_{b1}^2 l_2(I_{b2} + l_2 I_1) + l_1 I_3 I_{b1}(4l_2 I_1(I_2 + I_1)(-6I_{b2} + l_2 I_1) +$$
$$3I_3(-3I_{b2}^2 + 4l_2^2 I_1(I_2 + I_1) + 4I_{b2} l_2(2I_2 + I_1))) +$$
$$2l_1^2 I_{b2} I_1(2I_2 l_2 I_1^2 + I_3^2(9I_{b2} + 6l_2(-I_2 + I_1)) + I_3 I_1(-9I_{b2} + 2l_2(6I_2 + I_1)))) +$$
$$hl_1 I_3(3I_3 I_1(4I_{b1} l_2(I_{b2} + l_2 I_1) + l_1 I_{b2}(3I_{b2} + 4l_2 I_1)) +$$
$$4I_2 l_2(l_1 I_1^2(6I_{b2} - l_2 I_1) + 3I_3(I_{b1}(I_{b2} + l_2 I_1) - l_1 I_1(2I_{b2} + l_2 I_1))))))$$

olarak bulunur. Kat kirişlerinin kolon rijitliğine olan etkisini tek bir kirişin bağlandığı kenar kolonda eşdeğer kolon rijitliği tarifiyle hesaplayabiriz. Buna göre $I_2 \to 0$, $I_3 \to 0$ ve $I_{b2} \to 0$ alınırsa

$$\lim_{\substack{I_2 \to 0 \\ I_3 \to 0 \\ I_{b2} \to 0}} \left[\bar{k}\right] = k_{kenarkolon} \qquad \text{(E.2)}$$

$$k_{kenarkolon} = \frac{12EI_1(3I_{b1}h + I_1l_1)}{h^3(3I_{b1}h + 4I_1l_1)} \qquad (E.3)$$

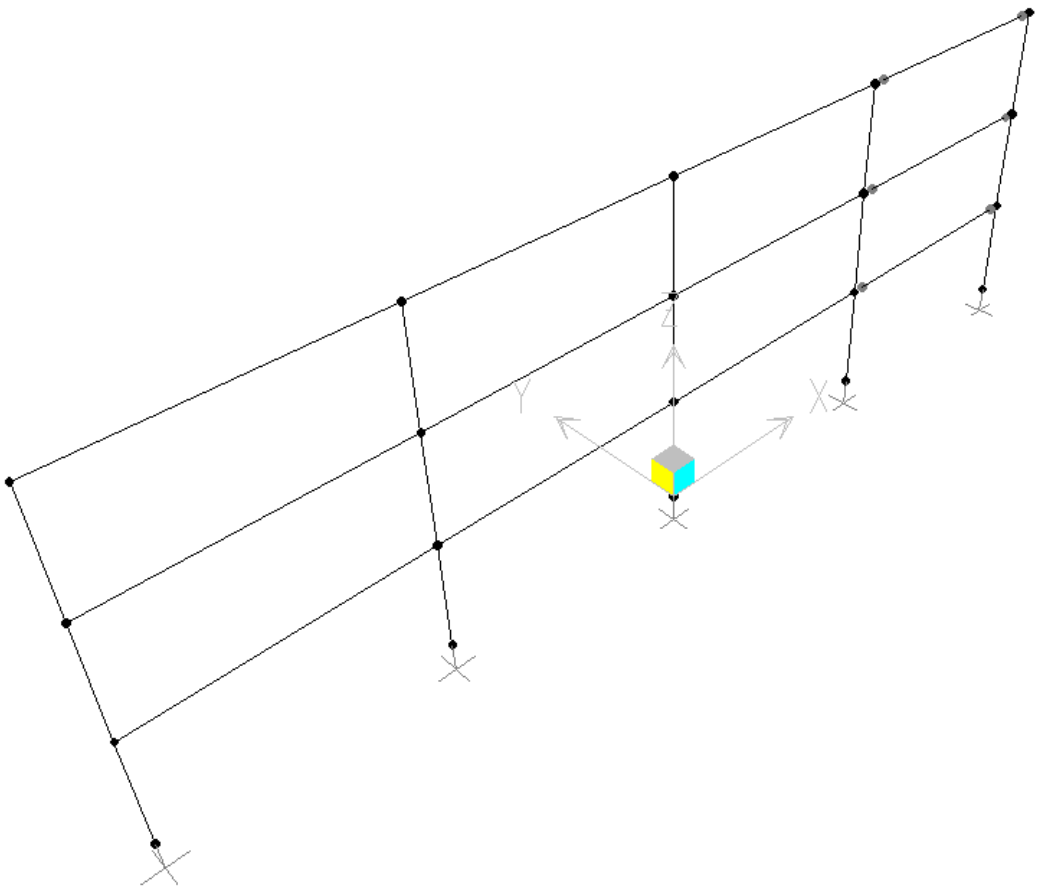
elde edilir. Aynı işlemi iki kirişin bağlandığı orta kolon içinde $I_1 \rightarrow 0$ ve $I_3 \rightarrow 0$ alarak uygularsak

$$\lim_{\substack{I_1 \rightarrow 0 \\ I_3 \rightarrow 0}} \left[\bar{k}\right] = k_{ortakolon} \qquad (E.4)$$

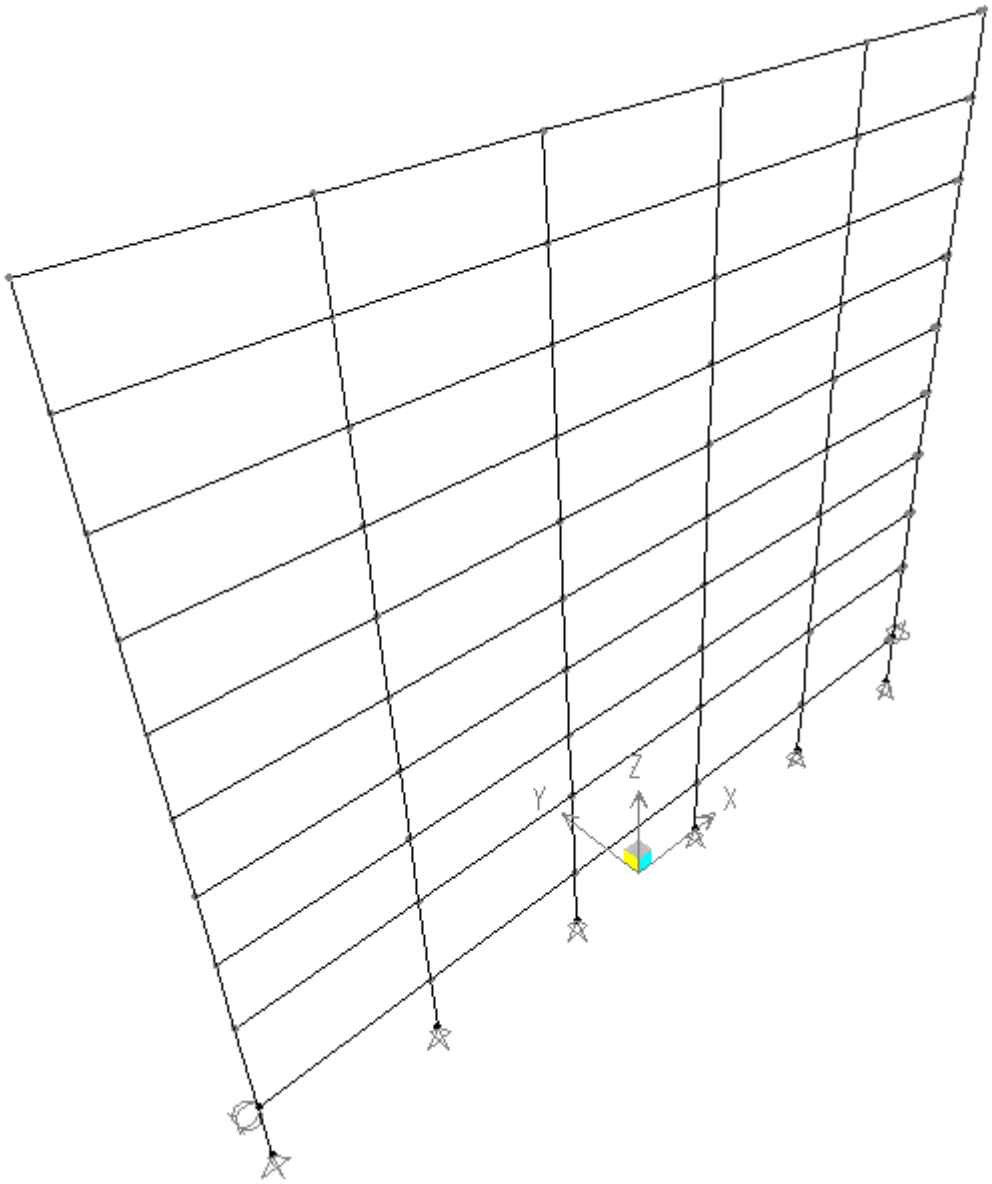
$$k_{ortakolon} = \frac{12EI_2\left[l_1l_2I_2 + 3h(l_1I_{b2} + l_2I_{b1})\right]}{h^3\left[4l_1l_2I_2 + 3h(l_1I_{b2} + l_2I_{b1})\right]} \qquad (E.5)$$

olarak hesaplanır.

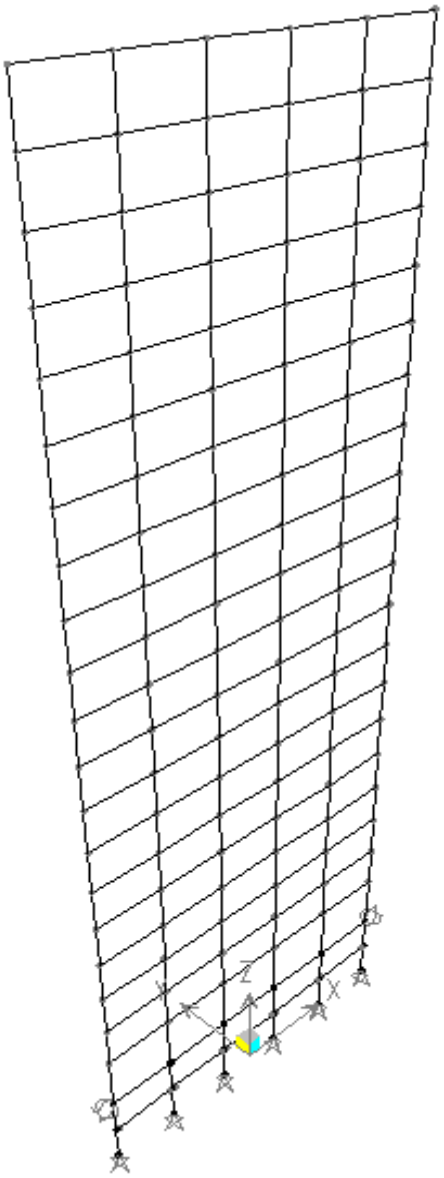
2. EK-B



Şekil Ek-B. 1 3 Katlı yapının bilgisayar programındaki modeli



Şekil Ek-B. 2 9 Katlı yapının bilgisayar programındaki modeli



Şekil Ek-B. 3 20 Katlı yapının bilgisayar programındaki modeli

3. EK-C

$$I'_{kenarkolon} = I_1 \frac{(3I_{b1}h + I_1 l_1)}{(3I_{b1}h + 4I_1 l_1)}$$

$$I'_{ortakolon} = I_2 \frac{\left[l_1 l_2 I_2 + 3h(l_1 I_{b2} + l_2 I_{b1})\right]}{\left[4l_1 l_2 I_2 + 3h(l_1 I_{b2} + l_2 I_{b1})\right]}$$

Tablo Ek-C. 1 3 Katlı yapının kiriş rijitliklerinin kolon rijitliğine olan etkisi gözönüne alınarak bulunan eşdeğer kolon rijitlikleri

KAT	KOLON	I (m^4)	I' (m^4)	KAT I' (m^4)	Ortalama I' (m^4)
KAT 1	1	0,001413	0,000736286		
	2	0,001802	0,001086038		
	3	0,001802	0,001086038		
	4	0,001413	0,000769411		
	5	0,00005036	0,0000387797	0,003716552	
KAT 2	1	0,001413	0,000693432		
	2	0,001802	0,001025903		
	3	0,001802	0,001025903		
	4	0,001413	0,00073077		
	5	0,00005036	0,0000387797	0,003514786	
KAT 3	1	0,001413	0,000511595		
	2	0,001802	0,000742405		
	3	0,001802	0,000742405		
	4	0,001413	0,00056943		
	5	0,00005036	0,0000387797	0,002604614	0,003278651

Tablo Ek-C. 2 9 Katlı yapının kiriş rijitliklerinin kolon rijitliğine olan etkisi gözönüne alınarak bulunan eşdeğer kolon rijitlikleri

KAT	KOLON	I (m^4)	I' (m^4)	KAT I' (m^4)	Ortalama I' (m^4)
KAT 1	1	0,003421	0,001749045		
	2	0,003421	0,002181005		
	3	0,003421	0,002181005		
	4	0,003421	0,002181005		
	5	0,003421	0,002181005		
	6	0,003421	0,001749045	0,012222108	
KAT 2	1	0,003421	0,001569274		
	2	0,003421	0,001972404		
	3	0,003421	0,001972404		
	4	0,003421	0,001972404		
	5	0,003421	0,001972404		
	6	0,003421	0,001569274	0,011028165	

KAT	KOLON	I (m^4)	I' (m^4)	KAT I' (m^4)	Ortalama I' (m^4)
KAT 3	1	0,002995	0,001334117		
	2	0,002995	0,001677463		
	3	0,002995	0,001677463		
	4	0,002995	0,001677463		
	5	0,002995	0,001677463		
	6	0,002995	0,001334117	0,009378088	
KAT 4	1	0,002995	0,001334117		
	2	0,002995	0,001677463		
	3	0,002995	0,001677463		
	4	0,002995	0,001677463		
	5	0,002995	0,001677463		
	6	0,002995	0,001334117	0,009378088	
KAT 5	1	0,002261	0,001104958		
	2	0,002261	0,001384062		
	3	0,002261	0,001384062		
	4	0,002261	0,001384062		
	5	0,002261	0,001384062		
	6	0,002261	0,001104958	0,007746164	
KAT 6	1	0,002261	0,001104958		
	2	0,002261	0,001384062		
	3	0,002261	0,001384062		
	4	0,002261	0,001384062		
	5	0,002261	0,001384062		
	6	0,002261	0,001104958	0,007746164	
KAT 7	1	0,001596	0,000701254		
	2	0,001596	0,000881637		
	3	0,001596	0,000881637		
	4	0,001596	0,000881637		
	5	0,001596	0,000881637		
	6	0,001596	0,000701254	0,004929057	
KAT 8	1	0,001596	0,000631425		
	2	0,001596	0,000788266		
	3	0,001596	0,000788266		
	4	0,001596	0,000788266		
	5	0,001596	0,000788266		
	6	0,001596	0,000631425	0,004415913	
KAT 9	1	0,001413	0,000511595		
	2	0,001413	0,000628772		
	3	0,001413	0,000628772		
	4	0,001413	0,000628772		
	5	0,001413	0,000628772		
	6	0,001413	0,000511595	0,003538279	0,007820225

Tablo Ek-C. 3 20 Katlı yapının kiriş rijitliklerinin kolon rijitliğine olan etkisi gözönüne alınarak bulunan eşdeğer kolon rijitlikleri

KAT	KOLON	I (m^4)	I' (m^4)	KAT I' (m^4)	Ortalama I' (m^4)
KAT 1	1	0,0012370	0,0007503		
	2	0,0049470	0,0023940		
	3	0,0049470	0,0023940		
	4	0,0049470	0,0023940		
	5	0,0049470	0,0023940		
	6	0,0012370	0,0007503	0,0110766	
KAT 2	1	0,0012370	0,0006760		
	2	0,0049470	0,0021509		
	3	0,0049470	0,0021509		
	4	0,0049470	0,0021509		
	5	0,0049470	0,0021509		
	6	0,0012370	0,0006760	0,0099557	
KAT 3	1	0,0009025	0,0005455		
	2	0,0049470	0,0021509		
	3	0,0049470	0,0021509		
	4	0,0049470	0,0021509		
	5	0,0049470	0,0021509		
	6	0,0009025	0,0005455	0,0096948	
KAT 4	1	0,0009025	0,0005455		
	2	0,0049470	0,0021509		
	3	0,0049470	0,0021509		
	4	0,0049470	0,0021509		
	5	0,0049470	0,0021509		
	6	0,0009025	0,0005455	0,0096948	
KAT 5	1	0,0009025	0,0005647		
	2	0,0049470	0,0022313		
	3	0,0049470	0,0022313		
	4	0,0049470	0,0022313		
	5	0,0049470	0,0022313		
	6	0,0009025	0,0005647	0,0100548	
KAT 6	1	0,0007589	0,0004994		
	2	0,0031830	0,0016617		
	3	0,0031830	0,0016617		
	4	0,0031830	0,0016617		
	5	0,0031830	0,0016617		
	6	0,0007589	0,0004994	0,0076457	
KAT 7	1	0,0007589	0,0004994		
	2	0,0031830	0,0016617		
	3	0,0031830	0,0016617		
	4	0,0031830	0,0016617		
	5	0,0031830	0,0016617		
	6	0,0007589	0,0004994	0,0076457	
KAT 8	1	0,0007589	0,0004994		
	2	0,0031830	0,0016617		
	3	0,0031830	0,0016617		
	4	0,0031830	0,0016617		
	5	0,0031830	0,0016617		
	6	0,0007589	0,0004994	0,0076457	

KAT	KOLON	I (m^4)	I' (m^4)	KAT I' (m^4)	Ortalama I' (m^4)
KAT 9	1	0,0007589	0,0004994		
	2	0,0031830	0,0016617		
	3	0,0031830	0,0016617		
	4	0,0031830	0,0016617		
	5	0,0031830	0,0016617		
	6	0,0007589	0,0004994	0,0076457	
KAT 10	1	0,0007589	0,0004994		
	2	0,0031830	0,0016617		
	3	0,0031830	0,0016617		
	4	0,0031830	0,0016617		
	5	0,0031830	0,0016617		
	6	0,0007589	0,0004994	0,0076457	
KAT 11	1	0,0007589	0,0004834		
	2	0,0031830	0,0016001		
	3	0,0031830	0,0016001		
	4	0,0031830	0,0016001		
	5	0,0031830	0,0016001		
	6	0,0007589	0,0004834	0,0073671	
KAT 12	1	0,0007589	0,0004834		
	2	0,0026070	0,0014004		
	3	0,0026070	0,0014004		
	4	0,0026070	0,0014004		
	5	0,0026070	0,0014004		
	6	0,0007589	0,0004834	0,0065682	
KAT 13	1	0,0007589	0,0004834		
	2	0,0026070	0,0014004		
	3	0,0026070	0,0014004		
	4	0,0026070	0,0014004		
	5	0,0026070	0,0014004		
	6	0,0007589	0,0004834	0,0065682	
KAT 14	1	0,0007589	0,0004834		
	2	0,0026070	0,0014004		
	3	0,0026070	0,0014004		
	4	0,0026070	0,0014004		
	5	0,0026070	0,0014004		
	6	0,0007589	0,0004834	0,0065682	
KAT 15	1	0,0006002	0,0004084		
	2	0,0016790	0,0010376		
	3	0,0016790	0,0010376		
	4	0,0016790	0,0010376		
	5	0,0016790	0,0010376		
	6	0,0006002	0,0004084	0,0049673	
KAT 16	1	0,0006002	0,0004084		
	2	0,0016790	0,0010376		
	3	0,0016790	0,0010376		
	4	0,0016790	0,0010376		
	5	0,0016790	0,0010376		
	6	0,0006002	0,0004084	0,0049673	

KAT	KOLON	I (m^4)	I' (m^4)	KAT I' (m^4)	Ortalama I' (m^4)
KAT 17	1	0,0006002	0,0003707		
	2	0,0016790	0,0009326		
	3	0,0016790	0,0009326		
	4	0,0016790	0,0009326		
	5	0,0016790	0,0009326		
	6	0,0006002	0,0003707	0,0044718	
KAT 18	1	0,0006002	0,0003707		
	2	0,0014720	0,0008531		
	3	0,0014720	0,0008531		
	4	0,0014720	0,0008531		
	5	0,0014720	0,0008531		
	6	0,0006002	0,0003707	0,0041537	
KAT 19	1	0,0006002	0,0003047		
	2	0,0014720	0,0006983		
	3	0,0014720	0,0006983		
	4	0,0014720	0,0006983		
	5	0,0014720	0,0006983		
	6	0,0006002	0,0003047	0,0034024	
KAT 20	1	0,0004200	0,0002064		
	2	0,0009865	0,0004596		
	3	0,0009865	0,0004596		
	4	0,0009865	0,0004596		
	5	0,0009865	0,0004596		
	6	0,0004200	0,0002064	0,0022514	0,007000

4. EK-D

Tablo Ek-D. 1 3 Katlı yapıya ait periyotlar, spektrum katsayıları ve ivme spektrum ordinatları

Mod n	T_n (sn)	S(T)	$S_{pa,n}$ (m/sn^2)
1	0.749	2.094	1.643
2	0.250	2.5	1.962
3	0.150	2.5	1.962

Tablo Ek-D. 2 9 Katlı yapıya ait periyotlar, spektrum katsayıları ve ivme spektrum ordinatları

Mod n	T_n (sn)	S(T)	$S_{pa,n}$ (m/sn^2)
1	1.560	1.164	0.914
2	0.520	2.5	1.962
3	0.312	2.5	1.962
4	0.223	2.5	1.962
5	0.173	2.5	1.962

Tablo Ek-D. 3 20 Katlı yapıya ait periyotlar, spektrum katsayıları ve ivme spektrum ordinatları

Mod n	T_n (sn)	S(T)	$S_{pa,n}$ (m/sn^2)
1	2.635	0.765	0.600
2	0.878	1.844	1.447
3	0.527	2.5	1.962
4	0.376	2.5	1.962
5	0.293	2.5	1.962

ÖZGEÇMİŞ

Emre Dirioğlu, 1979 yılında Ankara'da doğdu. İlkokulu Özel Yükseliş İlkokulu'nda, ortaokulu Özel Arı Ortaokulunda ve liseyi Özel Arı Fen Lisesi'nde okudu. 1997 yılında girdiği İTÜ İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nü 2002 yılında bitirdi. Aynı yıl girdiği İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Müh. Yapı Müh. Programında yüksek lisans öğrenimine devam etmektedir.