

**PERDE-ÇERÇEVE SİSTEMLERİN  
DİNAMİK ANALİZİ**

**YÜKSEK LISANS TEZİ  
İnş. Müh. Bedri Sinan GÜL  
501021123**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 08 Mayıs 2006  
Tezin Savunulduğu Tarih : 12 Haziran 2006**

**Tez Danışmanı : Prof.Dr. İbrahim BAKIRTAŞ (İ.T.Ü)**  
**Diğer Jüri Üyeleri Prof.Dr. Mehmet BAKİOĞLU (İ.T.Ü)**  
**Prof.Dr. Yalçın AKÖZ (Maltepe Üniversitesi)**

**HAZİRAN 2006**

## ÖNSÖZ

Bu çalışma hazırlanırken yaptıkları katkılarından dolayı, tez danışmanım **Prof. Dr. İbrahim BAKIRTAŞ** başta olmak üzere, **Prof. Dr. Zekai CELEP**, **Arş.Gör. Murat YILMAZ**'a ve öğrencilik hayatım boyunca maddi ve manevi desteklerini esirgemeyen değerli **aileme** teşekkür eder saygılar sunarım.

Mayıs 2006

Bedri Sinan GÜL

<b>İÇİNDEKİLER</b>	
<b>KISALTMALAR</b>	<b>v</b>
<b>TABLO LİSTESİ</b>	<b>vi</b>
<b>ŞEKİL LİSTESİ</b>	<b>vii</b>
<b>SEMBOL LİSTESİ</b>	<b>ix</b>
<b>ÖZET</b>	<b>xi</b>
<b>SUMMARY</b>	<b>xii</b>
<b>1. GİRİŞ ve ÇALIŞMANIN AMACI</b>	<b>1</b>
<b>2. YAPI DİNAMİĞİNİN TEMEL BİLGİLERİ</b>	<b>2</b>
2.1. Dinamik Problemin Özellikleri	2
2.2. Tek Serbestlik Dereceli Sistemler	3
2.2.1. Sönümsüz Serbest Titreşim	3
2.2.1.1. Geiger Formülü	5
2.2.2. Sönümlü Serbest Titreşim	5
2.2.2.1. Sönümlü titreşim	7
2.2.2.2. Titreşimsiz Sönüm	7
2.2.2.3. Logaritmik Azalım	8
2.2.3. Sönümsüz Zorlanmış Titreşim	10
2.2.3.1. Harmonik Yük Altında Sönümsüz Zorlanmış Titreşim	11
2.2.3.1.1. Dinamik Büyütme Çarpanı	13
2.2.3.2. Ani Uygulanan Kuvvet Altında Sönümsüz Zorlanmış Titreşim	14
2.2.4. Sönümlü Zorlanmış Titreşim	15
2.2.4.1. Harmonik Yük Etkisinde Sönümlü Zorlanmış Titreşim	15
2.2.4.2. Ani Yük Etkisinde Sönümlü Zorlanmış Titreşim	16
2.3. Çok Serbestlik Dereceli Sistemler	17
2.3.1 Toplu Kütleli Sistem	17
2.3.1.1. Sönümsüz Serbest Titreşim	17
2.3.1.1.1. Ortogonalite Özelliği	18
2.3.1.1.2. Normalizasyon	19
2.3.1.2. Zorlanmış Titreşim-Mod Birleştirme Yöntemi	19
2.4. Sismik Kuvvetler	21
2.4.1 Tek Serbestlik Dereceli Sistemler	21
2.4.2 Çok Serbestlik Dereceli Yapılar	22
2.4.2.1. Hesaba Katılacak Yeterli Titreşim Modu Sayısı	23
2.5. Rijitlik Matrisinin Oluşturulması	23
2.5.1 Eleman Rijitlik Matrislerinden Faydalanarak Oluşturma	23
2.5.2 Genel Rijitlik Matrisini Direkt Oluşturma	29
2.6. Statik İndirgeme Yöntemi	31

<b>3. ÇOK KATLI YAPILARIN ANALİZLERİ İÇİN YAKLAŞIK YÖNTEMLER</b>	<b>33</b>
3.1. Tek Açıklık Yöntemi	33
3.1.1 Moment Sıfır Noktası Yaklaşımı	34
3.1.2 Sürekli Ortam Yaklaşımı	36
3.2. Eşdeğer Çerçeve Yöntemi	37
<b>4. BETONARME PERDE ve ÖZELLİKLERİ</b>	<b>41</b>
4.1. Betonarme Perde ve Kullanım Amaçları	41
4.2. Perdelerin Matematik Modellenmesi	41
4.3. Boşluksuz Perdeler	42
4.3.1 Boşluksuz Perdeler Üzerinde Kesme Kuvveti Etkisi	42
4.3.2 Zemin Deformasyonu Etkileri	44
4.4. Perdelerin Bilgisayar Modellemesi	46
4.5. Boşluklu Perdeler	47
4.5.1 Boşluklu Perdenin Eşdeğer Çerçeve Olarak İdealleştirilmesi	48
4.6. Kirişsiz Perde Çiftleri	50
<b>5. PERDE-ÇERÇEVE TAŞIYICI SİSTEMLER</b>	<b>51</b>
5.1. Perde-Çerçeve Karma Sistemlerin Davranışı	51
5.2. Eşdeğer Çerçeve Yöntemi İle Seri Bağlı Çerçeve Açılımı Metodu	51
5.3. Yatay Yüklerin Dağılımı	53
5.4. Eşdeğer Deprem Yükü Hesabı ve R Katsayısı Belirlenmesi	58
<b>6. SAYISAL ÖRNEK</b>	<b>59</b>
6.1. El İle Yaklaşık Yöntemleri Kullanarak Hesap	60
6.2. SAP 2000 Paket Programı Yardımı ile Hesap	83
6.2.1 Modellemede Yapılan Kabuller	83
6.2.2. Analiz sonuçları	85
<b>7. ANALİZLERİN KARŞILAŞTIRMASI ve SONUÇLAR</b>	<b>87</b>
7.1. Analizlerin Karşılaştırılması	87
6.2. Sonuçlar	89
<b>KAYNAKLAR</b>	<b>93</b>
<b>EKLER</b>	<b>94</b>
<b>ÖZGEÇMİŞ</b>	

## **KISALTMALAR**

<b>TSD</b>	: Tek Serbestlik Dereceli Sistem
<b>ÇSDS</b>	: Çok Serbestlik Dereceli Sistem
<b>MSN</b>	: Moment Sıfır Noktası
<b>ABYYHY</b>	: Afet Bölgelerinde Yapılan Yapılar Hakkında Yönetmelik
<b>RM</b>	: Rijitlik Matrisi

## TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>	
<b>Tablo 3.1</b>	Çeşitli v değerlerine karşı gelen $M_{max}/M_{kon}$ oranları	35
<b>Tablo 6.1</b>	Döşemelerin Özağırlık Hesabı	61
<b>Tablo 6.2</b>	Kirişlerin Özağırlık Hesabı	61
<b>Tablo 6.3</b>	Kolon ve Perdelerin Özağırlık Hesabı	61
<b>Tablo 6.4</b>	Toplam Kat Kütlesi Hesabı	61
<b>Tablo 6.5</b>	Kolon Eylemsizlik Momentlerinin Hesabı	62
<b>Tablo 6.6</b>	Perde Eylemsizlik Momentlerinin Hesabı	62
<b>Tablo 6.7</b>	Tablalı Kiriş Atalet Momentlerinin Hesabı	63
<b>Tablo 6.8</b>	$\Sigma W_i$ Hesabı	76
<b>Tablo 6.9</b>	Her iki Doğrultu İçin A(T) Hesabı	76
<b>Tablo 6.10</b>	Her iki Doğrultu İçin $V_t$ Hesabı	76
<b>Tablo 6.11</b>	R Katsayısı Belirlenmesi için Gerekli $\alpha M$ Katsayılarının Hesabı	77
<b>Tablo 6.12</b>	$\Sigma W_i$ Hesabı	78
<b>Tablo 6.13</b>	Her İki Doğ. İçin A(T) Hesabı	78
<b>Tablo 6.14</b>	Belirlenen R Katsayısına Göre Her İki Doğ. İçin $V_t$ Hesabı	78
<b>Tablo 6.15</b>	x Doğr. Eşd. Dep. Yükünün İkincil Eşd. Çer. Elemanlarına Dağıt.	79
<b>Tablo 6.16</b>	x Doğr. Eşd. Dep. Yükünün İkincil Eşd. Çer. Elemanlarına Dağıt.	79
<b>Tablo 6.17</b>	x Doğr. Eşd. Dep. Yükünün İkincil Eşd. Çer. Kirişlerine Dağıt.	79
<b>Tablo 6.18</b>	x Doğr. Eşd. Dep. Yükünün Asıl Çerçeve Elemanlarına Dağıt.	80
<b>Tablo 6.19</b>	y Doğr. Eşd. Dep. Yükünün İkincil Eşd. Çer. Elemanlarına Dağıt.	81
<b>Tablo 6.20</b>	y Doğr. Eşd. Dep. Yükünün İkincil Eşd. Çer. Elemanlarına Dağıt.	81
<b>Tablo 6.21</b>	y Doğr. Eşd. Dep. Yükünün İkincil Eşd. Çer. Kirişlerine Dağıt.	81
<b>Tablo 6.22</b>	y Doğr. Eşd. Dep. Yükünün Asıl Çerçeve Elemanlarına Dağıt.	82
<b>Tablo 6.23</b>	$\Sigma W_i$ Hesabı	84
<b>Tablo 6.24</b>	SAP2000 ile Hesaplanan $T_n$ 'e Göre Her İki Doğ. İçin A(T) Hesabı	84
<b>Tablo 6.25</b>	Her İki Doğ. İçin $V_t$ Hesabı	84
<b>Tablo 6.26</b>	SAP2000 Programı ile Yapılan Analizin Sonuçları (x doğrultusu)	85
<b>Tablo 6.27</b>	SAP2000 Programı ile Yapılan Analizin Sonuçları (y doğrultusu)	86
<b>Tablo 7.1</b>	Elemanlarda Mevd. Gelen İç Kuvvetlerin Karşılaştırması (x doğr)	87
<b>Tablo 7.2</b>	Elemanlarda Mevd. Gelen İç Kuvvetlerin Karşılaştırması (y doğr)	88
<b>Tablo 7.3</b>	Farklı Zemin Türleri İçin Yaklaşık Yönt-SAP2000 Karşılaştırması	89
<b>Tablo 7.4</b>	Farklı Kat Yükseklikleri İçin Yak. Yönt-SAP2000 Karşılaştırması	90

## ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>	
Şekil 2.1	Statik-Dinamik Yükleme	2
Şekil 2.2	Sönümsüz Serbest Titreşim	3
Şekil 2.3	Geiger Çubuğu	5
Şekil 2.4	Sönümlü Serbest Titreşim	5
Şekil 2.5	Krtik Sönüm, Sönüm Üstü ve Sönüm Altı Titreşim	6
Şekil 2.6	Titreşimli Sönüm	7
Şekil 2.7	Titreşimsiz Sönüm	7
Şekil 2.8	Sönüm Oranının $w_n / w_D$ Oranına Etkisi	8
Şekil 2.9	Çeşitli Sönüm Oranları için $t / T_n$ grafikeri	8
Şekil 2.10	Logaritmik Azalım	9
Şekil 2.11	Logaritmik Azalımın Gerçek ve Yaklaşık Değerlerinin Karş.	10
Şekil 2.12	Sönümsüz Zorlanmış Titreşim	10
Şekil 2.13	Harmonik Yük Altında Sönümsüz Zorlanmış Titreşim	11
Şekil 2.14	Harmonik Yükün Zaman Bağlı Değişim Grafiği	11
Şekil 2.15	Rezonans Durumu	14
Şekil 2.16	Ani Tatbik Edilen Yükün Zamana Göre Değişim Grafiği	14
Şekil 2.17	Harmonik Yük Altında Sönümsüz Zorlanmış Titreşim	15
Şekil 2.18	Geçici-Kararlı Titreşim	16
Şekil 2.19	Ani Tatbik Edilen Yükün Zamana Göre Değişim Grafiği	16
Şekil 2.20	Toplu Kütleli Sistem	17
Şekil 2.21	Mod Şekilleri	20
Şekil 2.22	TSD Bir Sistemin Yer Hareketi Etkisinde Davranışı	21
Şekil 2.23	Tek Açıklıklı İki Katlı Bir Yapının İdealleştirilmesi	23
Şekil 2.24	Kat Seviyelerinde Yığılmış Kütleli Sistem	24
Şekil 2.25	Düğüm Noktalarında Yığılmış Kütleli Sistem	29
Şekil 2.26	Her Serbestlik Durumu İçin Ortaya Çıkan İç Kuvvetler	30
Şekil 3.1	Moment Sıfır Noktası Yöntemine Örnek Çerçeve	33
Şekil 3.2	Moment Sıfır Noktası Yöntemine Örnek Çerçeve	34
Şekil 3.3	Çeşitli “v” değerlerine karşı gelen “ε” Grafiği	35
Şekil 3.4	Sürekli Ortam Yöntemi	36
Şekil 3.5	Eşdeğer Çerçeve Yöntemi	37
Şekil 3.6	Kirişlerde Moment Hesabına İlişkin Şekil	38
Şekil 3.7	Kirişlerde Moment Hesabına İlişkin Şekil	39
Şekil 3.8	Mesnetlerde Moment Dağılımı	40
Şekil 4.1	Perde Eleman	41
Şekil 4.2	Perde Elemanda Birim Kuv. Etkisi Sonucu Oluşan İç Kuvvetler	42
Şekil 4.3	Çeşitli Kesitler İçin Şekil Faktörleri	43
Şekil 4.4	Perdelerde L/H Oranına Göre Kesme Kuvveti Etkisi Grafiği	44
Şekil 4.5	Perde Elemanda Zemin Deformasyonu Etkisi	45
Şekil 4.6	Perde Elemanda Zemin Deformasyonu Etkisi	46
Şekil 4.7	Perde Elemanın Bilgisayar Modeli	47

<b>Şekil 4.8</b>	Boşluklu Perdenin Eşdeğer Çerçeve Olarak Modellenmesi	48
<b>Şekil 4.9</b>	Bağ Kirişinin Şekil Değiştirme Eğrisi	48
<b>Şekil 4.10</b>	Narin Döşemeler ile Birleşmiş Perde Çifti	50
<b>Şekil 5.1</b>	Perde-Çerçeve Karma Taşıyıcı Sistemin Davranışı	51
<b>Şekil 5.2</b>	Eşdeğer Çerçeve Yöntemi ile Seri Bağlı Çerçeve Açılımı	52
<b>Şekil 5.3</b>	Göreceli Rijitliklerine Göre Perde-Çerçeve Yatay Kuvvet	53
<b>Şekil 5.4</b>	Göreceli Rijitliklerine Göre Perde-Çerçeve Moment Paylaşımı	54
<b>Şekil 5.5</b>	Yatay Kuvvet Paylaşımı	55
<b>Şekil 5.6</b>	Eşdeğer Çerçeve Yöntemi ile Seri Bağlı Çerçeve Açılım. Örn.	56
<b>Şekil 5.7</b>	Eşdeğer Çerçeve Yöntemi ile Seri Bağlı Çerçeve Açılım. Örn.	58
<b>Şekil 6.1</b>	Sayısal Örnek.1 Üç Boyutlu Görünüş	59
<b>Şekil 6.2</b>	Sayısal Örnek.1 Kat Planı	59
<b>Şekil 6.3</b>	Sayısal Örnek.1 Seri Bağlı Çerçeve (x doğrultusu)	64
<b>Şekil 6.4</b>	Sayısal Örnek.1 İkincil Eşdeğer Çerçeve (x doğrultusu)	65
<b>Şekil 6.5</b>	Sayısal Örnek.1 Seri Bağlı Çerçeve (y doğrultusu)	66
<b>Şekil 7.1</b>	İki Hesap Yöntemi İle Hesaplanan $T_n$ 'lerin Karşılaştırılması	89
<b>Şekil 7.2</b>	Kat Sayısı Değişimine Karşı Gelen $T_n$ Değişimi	91
<b>Şekil 7.3</b>	Yapıya Etkiyen Yatay Kuvvetin Perde ve Çerçeveye Dağılımı	91
<b>Şekil 7.4</b>	Perde Elemanlara Gelen Yatay Kuvvetlerinin Karşılaştırılması	92

## SEMBOL LİSTESİ

- A(T)** = Spektral İvme Katsayısı  
**A<sub>o</sub>** = Etkin Yer İvmesi Katsayısı  
**A<sub>t</sub>** = Birinci doğal titreşim periyodunun hesabında kullanılan eşdeğer alan [m<sup>2</sup>]  
**g** = Yerçekimi ivmesi (9.81 m/s<sup>2</sup>)  
**H<sub>i</sub>** = Binanın i'inci katının temel üstünden itibaren ölçülen yüksekliği (Bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunduğu binalarda i'inci katın zemin kat döşemesi üstünden itibaren ölçülen yüksekliği) [m]  
**H** = Binanın temel üstünden itibaren ölçülen toplam yüksekliği [m]  
**h<sub>i</sub>** = Binanın i'inci katının kat yüksekliği  
**I** = Bina Önem Katsayısı  
**ℓ<sub>wj</sub>** = Binanın temel üstündeki ilk katında j'inci perdenin, göz önüne alınan deprem doğrultusunda çalışan uzunluğu [m]  
**M<sub>r</sub>** = r'inci doğal titreşim moduna ait modal kütle  
**M<sub>xr</sub>** = Göz önüne alınan x deprem doğrultusunda binanın r'inci doğal titreşim modundaki etkin kütle  
**M<sub>yr</sub>** = Gözönüne alınan y deprem doğrultusunda binanın r'inci doğal titreşim modundaki etkin kütle  
**m<sub>i</sub>** = Binanın i'inci katının kütlesi (**m<sub>i</sub> = w<sub>i</sub> / g**)  
**N** = Binanın temel üstünden itibaren toplam kat  
**q<sub>i</sub>** = Binanın i'inci katındaki toplam hareketli yük  
**R** = Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı  
**R<sub>a</sub>(T)** = Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı  
**S(T)** = Spektrum Katsayısı  
**S<sub>pa</sub>(T<sub>r</sub>)** = r'inci doğal titreşim modu için ivme spektrumu ordinatı [m/s<sup>2</sup>]  
**T<sub>n</sub>** = Bina doğal titreşim periyodu [s]  
**T<sub>n1</sub>** = Binanın birinci doğal titreşim periyodu [s]  
**T<sub>n1A</sub>** = Binanın amprik bağıntı ile hesaplanan birinci doğal titreşim periyodu [s]  
**T<sub>A</sub>, T<sub>B</sub>** = Spektrum Karakteristik Periyotları [s]  
**T<sub>r</sub>, T<sub>s</sub>** = Binanın r'inci ve s'inci doğal titreşim periyotları [s]  
**F<sub>i</sub>(\*)** = Göz önüne alınan deprem doğrultusunda binanın I'inci katına etki eden kat kesme kuvveti  
**V<sub>t</sub>** = Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminde göz önüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yüğü (taban kesme kuvveti)  
**V<sub>tB</sub>** = Mod Birleştirme Yönteminde, göz önüne alınan deprem doğrultusunda modlara ait katkıların birleştirilmesi ile bulunan bina toplam deprem yüğü (taban kesme kuvveti)  
**W** = Binanın, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı  
**w<sub>i</sub>** = Binanın i'inci katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığı

- Y** = Mod Birleştirme Yönteminde hesaba katılan yeterli doğal titreşim modu sayısı
- $\alpha_M$  (\*)** = Süneklik düzeyi yüksek perdelerin tabanında elde edilen eğilme momentleri toplamının, binanın tümü için tabanda meydana gelen toplam devrilme momentine oranı (Perde tabanındaki eğilme momentlerinin hesabında, perdeler düzlemi içinde saplanan kirişlerin uçlarında depremden meydana gelen kesme kuvvetlerinin katkısı da gözönüne alınabilir.)
- $\beta$**  = Mod Birleştirme Yöntemi ile hesaplanan büyüklüklerin alt sınırlarının belirlenmesi için kullanılan katsayı
- $\Phi_i$**  = Binanın j. Modu
- $M_{kon}$**  = Konsol kiriş momenti
- $M_{max}$**  = Maksimum Moment
- $k_{bi}$**  = i. kirişin rijitliği
- $k_{ci}$**  = i. kolonun rijitliği
- $v$**  = Kolon-kiriş rijitlik oranı
- $\varepsilon$**  = Moment Sıfır Noktası Oranı
- $M_T$**  = Yapıya etkiyen toplam moment
- $F_T$**  = Yapıya etkiyen toplam kuvvet
- $M_p$**  = Perde elemanlara etkiyen toplam devrilme momenti
- $M_ç$**  = Çerçvelere etkiyen toplam devrilme momenti
- $I_{bi}$**  = i. kirişin eylemsizlik momenti
- $I_{ci}$**  = i. kolonun eylemsizlik momenti
- $I_{pi}$**  = i. perdenin eylemsizlik momenti
- $I_i^*$**  = Seri bağlı çerçevenin i. elemanının rijitliği
- $I_i^e$**  = İkincil eşdeğer çerçevenin i. elemanının rijitliği
- $L^*$**  = İkincil eşdeğer çerçevenin açıklığı

## PERDE-ÇERÇEVE SİSTEMLERİN DİNAMİK ANALİZİ

### ÖZET

Yedi bölümden oluşan bu çalışmada, perde-çerçeve karma sistemlerin yatay yükler altında analizi yapılırken, çeşitli yaklaşık yöntemler kullanılması durumunda gerçek sonuçlara ne kadar yaklaşılabileceği incelenmiştir.

Birinci bölümde, bazı istatistiklere göre Türkiye'nin depremselliği ve dinamik analizin depreme dayanıklı yapı tasarımı açısından önemi anlatılmıştır.

İkinci bölümde, yapı dinamiğinin temel bilgileri verilmiş olup, serbestlik derecelerine göre sistemlerin serbest ve zorlanmış titreşimleri incelenmiş, hareket denklemleri ve rijitlik matrislerinin oluşturulması konularına değinilmiştir.

Üçüncü bölümde ise, çok katlı yapıların analizlerinde kullanılan yaklaşık yöntemlerden olan, tek açıklık yöntemi, moment sıfır noktası yaklaşımı ve eşdeğer çerçeve yöntemi incelenmiştir.

Çalışmanın dördüncü bölümünde betonarme perdenin kullanım amaçları, sayısal ve bilgisayar modeli incelenmiş, boşluksuz perdeler üzerinde kesme kuvvet ve zemin deformasyonu etkilerine değinilmiş ve boşluklu perdelerin eşdeğer çerçeve olarak idealleştirilmesi anlatılmıştır.

Beşinci bölümde perde-çerçeve karma taşıyıcı sistemlerin davranışı incelenmiş, karma sistemlerin, eşdeğer çerçeve yöntemi ile seri bağlı çerçeve olarak nasıl idealleştirileceği anlatılmış ve bu eşdeğer çerçevede yatay yüklerin nasıl dağıtılacağı konularına değinilmiştir.

Altıncı bölümde ise, önceki bölümlerde değinilen yaklaşık yöntemler kullanılarak ve SAP2000 paket programı kullanılarak çözülen sayısal örneğe ve analiz sonuçlarına yer verilmiştir.

Yedinci ve son bölümde ise altıncı bölümdeki sonuçların karşılaştırması yapılarak, yaklaşık yöntemler ile yapılan analiz ile bilgisayar sonuçları arasındaki farklar yorumlanmıştır. Ayrıca bazı tasarım özelliklerinin değişimine göre yapı davranışının nasıl değiştiği irdelenmiştir.

**DYNAMIC ANALYSIS  
of  
SHEAR WALL-FRAME SYSTEMS**

**SUMMARY**

In this thesis study, consisting of seven chapters, the approximate methods for the analysis of mixed shear wall-frame systems were examined and with a numerical example, the approximation of these methods to the real results was tested. And also the behavior of the system was monitored by changing various design values.

In the chapter one, consideration about the earthquake risk of Turkey and the importance of dynamic analysis in the scope of earthquake resistant structural design, was covered.

In the chapter two, some basic knowledge of structural dynamics was included, the free and forced vibrations of the systems related to the degrees of freedom was examined and also, the topics related to the equations of motion and stiffness matrices were covered.

In the chapter three, examinations for one bay method, zero moment point analogy and equivalent frame, three of the approximate methods for analysis of multi storey buildings, were covered.

In the chapter four, the purpose of the use of reinforced concrete shear walls was examined using digital computer model, the effects of shear force and soil deformation on shear walls with no opening were mentioned and also the idealization approach for shear walls with openings as equivalent frames was covered.

In the chapter five, the behavior of shear wall-frame mixed structural systems were examined, using the equivalent frame method, idealization of the mixed systems as serial connected frames was mentioned and also the distribution of the internal forces, generated from lateral loads influencing this equivalent frame, was covered.

In the chapter six, the numerical example solved using both the approximate methods mentioned in the previous chapters and SAP 2000 software and finally the results of the analysis were included.

In the last chapter, chapter seven, the results of the analysis performed in the chapter six were compared and the differences between the analysis results of the approximate methods and the software were construed. In addition, the changes in structural behavior considering the changes of design characteristics were covered.

## 1. GİRİŞ ve ÇALIŞMANIN AMACI

Dünyanın oluşumundan beri, sismik yönden aktif bulunan bölgelerde depremlerin ardışıklı olarak oluştuğu ve sonucundan da milyonlarca insanın ve barınakların yok olduğu bilinmektedir.

Bilindiği gibi yurdumuz dünyanın en etkin deprem kuşaklarından birinin üzerinde bulunmaktadır. Geçmişte yurdumuzda birçok yıkıcı depremler olduğu gibi, gelecekte de sık sık oluşacak depremlerle büyük can ve mal kaybına uğrayacağımız bir gerçektir.

Deprem Bölgeleri Haritası'na göre, yurdumuzun %92'sinin deprem bölgeleri içerisinde olduğu, nüfusumuzun %95'inin deprem tehlikesi altında yaşadığı ve ayrıca büyük sanayi merkezlerinin %98'i ve barajlarımızın %93'ünün deprem bölgesinde bulunduğu bilinmektedir.

Son 58 yıl içerisinde meydana gelen depremlerde, 58.202 vatandaşımız hayatını kaybetmiş, 122.096 kişi yaralanmış ve yaklaşık olarak 411.465 bina yıkılmış veya ağır hasar görmüştür. Sonuç olarak denilebilir ki, depremlerden her yıl ortalama 1.003 vatandaşımız ölmekte ve 7.094 bina yıkılmaktadır. 2005 yılı içerisinde yurdumuzda meydana gelen trafik kazalarında hayatını kaybeden vatandaşlarımızın sayısının 3.215 olduğu göz önüne alınırsa deprem tehlikesinin ciddiyeti açıkça görülebilir.

Binanın deprem anındaki davranışını doğru tespit edebilmek, depreme dayanıklı yapı tasarımı konusu için önem arz etmektedir. Günümüzde kullanılan çeşitli paket programlar sayesinde dinamik ve statik analiz yapmak mümkündür. Bu programları kullanarak yapılan bir analizi kontrol etmemiz gerektiğinde karmaşık ve uzun bir hesap silsilesi karşımıza çıkar. Bu noktada hesapları basitleştirecek yaklaşık yöntemler kullanılması, kontrol eden kişinin işini oldukça kolaylaştıracaktır.

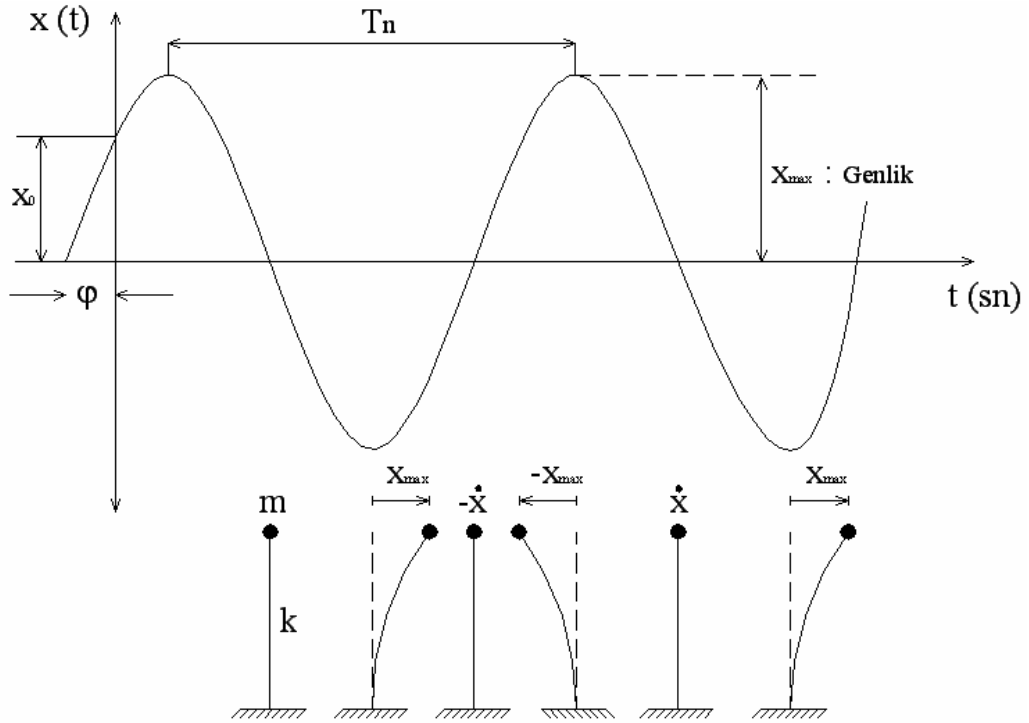
Bu tezde, bu yaklaşık yöntemlerin gerçek sonuçlara ne kadar yaklaştığı ve çeşitli tasarım değerlerinin değişimi sonucunda sistemin davranışının nasıl değiştiği incelenmiştir.



Statik ve dinamik yükleri birlikte taşıyan sistemlerde dinamik yük etkisi statik yük etkisine göre çok küçükse, bu tip sistemlerde dinamik etkinin ayrıntılı bir hesabı yerine eşdeğer bir statik yük tanımlayarak, çarpma katsayısı veya benzeri bir çarpan uygulayarak, bazen de güvenlik katsayısını azaltarak çözüme gidilebilir. Ancak, örneğin ağır makinelerin dinamik etkisindeki yapılar, kule türündeki yüksek binalar, büyük açıklıklı köprüler söz konusu olduğunda yapının dinamik davranışının detaylı incelenmesi gerekir. (Celep, 2001)

## 2.2. Tek Serbestlik Dereceli Sistemler

### 2.2.1. Sönümsüz Serbest Titreşim



Şekil 2.2

Herhangi bir dış etkiye maruz kalmadan, sadece  $t = 0$  anındaki başlangıç koşulları  $x(0)$  ve  $\dot{x}(0)$ 'dan dolayı serbest titreşim (basit harmonik hareket) yapan çubuğun zamana bağlı yer değiştirme grafiği Şekil 2.2'de verilmiştir.

Şekildeki sisteme etkiyen iç kuvvetler, elastik kuvvet ( $f_s$ ) ve eylemsizlik kuvveti ( $f_I$ )dir.

$f_s = k.x(t)$ ,  $f_I = m \ddot{x}(t)$  olup burada “k” rijitlik katsayısı, elastik çubuğa birim deplasman yaptırmak için gereken kuvvete eşittir.

Serbest titreşim yapan çubuğun hareket denklemi:

$$f_s + f_I = 0 \Rightarrow m \ddot{x}(t) + kx(t) = 0 \text{ olarak yazılabilir.} \quad (2.1)$$

( $\vec{\Sigma F} = m.a$  Newton’un 2. yasası)

$t = 0$  anında  $x(t=0) = x_0$  ve  $\dot{x}(t=0) = \dot{x}_0$  olsun;

Zamana bağlı yer değiştirmenin ifadesi  $x(t) = e^{st}$  olsun.

$\ddot{x}(t) = s^2 e^{st}$  ifadesi (1)’de yerine konursa;

$$m.s^2 e^{st} + k.e^{st} = 0$$

$$e^{st}(ms^2 + k) = 0 \Rightarrow s_{1,2} = \pm i \sqrt{\frac{k}{m}}$$

Titreşimin doğal dairesel frekansı  $\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \Rightarrow s_{1,2} = \pm i\omega_n$

$$x(t) = A e^{i\omega_n t} + B e^{-i\omega_n t}$$

$$\cos x = \frac{e^{ix} + e^{-ix}}{2}, \quad \sin x = \frac{e^{ix} - e^{-ix}}{2i} \text{ olduğuna göre,}$$

$$e^{\mp i\omega_n t} = \cos \omega_n t \mp i \sin \omega_n t = x$$

$$x(t) = A \cos \omega_n t + B \sin \omega_n t$$

$$\dot{x}(t) = -\omega_n A \sin \omega_n t + \omega_n B \cos \omega_n t$$

A ve B integral sabitleri olup başlangıç koşullarına bağlı olarak bulunabilir.

$$t = 0 \text{ için; } x(t=0) = A \cos 0 + B \sin 0 \Rightarrow A = x_0$$

$$t = 0 \text{ için; } \dot{x}(t=0) = -\omega_n A \sin 0 + \omega_n B \cos 0 \Rightarrow B = \frac{\dot{x}_0}{\omega_n}$$

O halde;

$$x(t) = x_0 \cos \omega_n t + \frac{\dot{x}_0}{\omega_n} \sin \omega_n t \quad (2.2)$$

Titreşimin genliği

$$A = \sqrt{x_0^2 + (\dot{x}_0 / \omega_n)^2}$$

ve titreşimin evre (faz) açısı

$$\varphi = \tan^{-1}(\dot{x}_0 / \omega_n x_0)$$

Olmak üzere, (2) denklemi

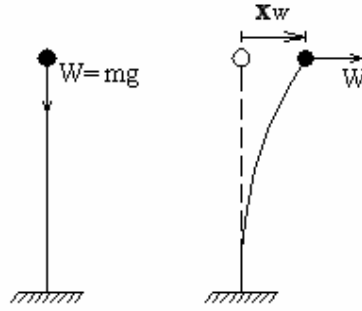
$$x(t) = A \cos(\omega_n t - \varphi) \quad (2.3)$$

biçiminde yazılabilir.

$$\text{Serbest titreşimin doğal periyodu : } T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

$$\text{Doğal frekans : } f_n = \frac{1}{T_n} = \frac{\omega_n}{2\pi}$$

### 2.2.1.1. Geiger Formülü



Şekil 2.3

W ağırlığının Şekil 2.3'teki gibi çubuğa yatay olarak etkimesi durumunda oluşacak yatay ötelemeye  $x_w$  dersek, sistemin serbest titreşim periyodu için, yaklaşık olarak;

$$T_n \cong 2\sqrt{x_w} \text{ ifadesi yazılabilir. } (T_n: \text{sn}, x_w: \text{m}) \text{ (Scarlat, 1996)}$$

### 2.2.2. Sönümlü Serbest Titreşim



Şekil 2.4

$$f_s = -kx, \quad f_D = -c \dot{x} \quad f_I = m \ddot{x}$$

$$f_s + f_D + f_I = 0 \Rightarrow -kx - c \dot{x} - m \ddot{x} = 0$$

$$\text{Hareket denklemi; } kx + c \dot{x} + m \ddot{x} = 0 \quad (2.4)$$

$$(\Sigma \vec{F}_x = m \cdot \vec{a}_x)$$

### Kritik Sönüm :

$$c_{cr} = 2m\omega_n \quad \xi = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2m\omega_n} = \frac{2k}{\omega_n} \text{ o halde (2.4) denklemini}$$

$$kx + c\dot{x} + m\ddot{x} = 0 \Rightarrow \frac{kx}{m} + \frac{c\dot{x}}{m} + \ddot{x} = 0 \Rightarrow \ddot{x} + 2\xi\omega_n\dot{x} + \omega_n^2 x = 0$$

yazılabilir.

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2} \quad T_D = \frac{T_n}{\sqrt{1 - \xi^2}}$$

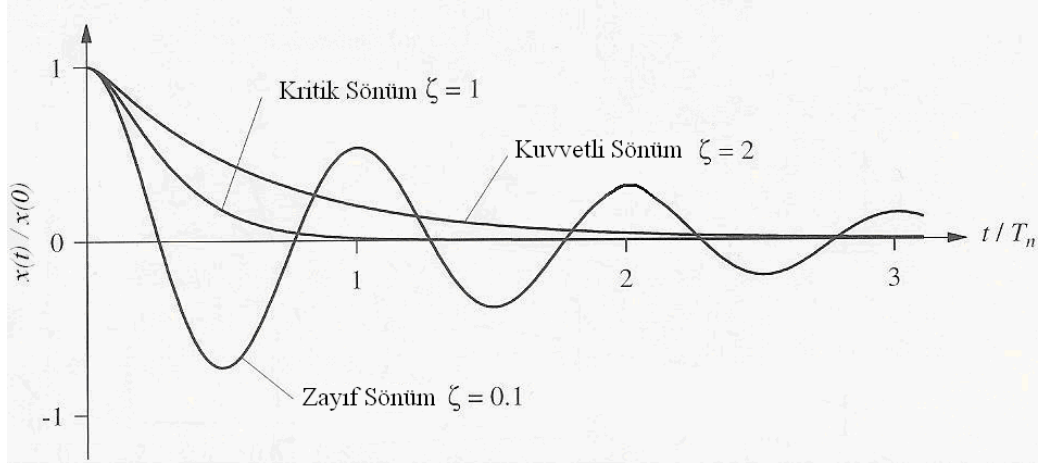
$$x(t) = e^{-\xi\omega_n t} \left[ x(0) \cos \omega_D t + \frac{\dot{x}(0) + \xi\omega_n x(0)}{\omega_D} \sin \omega_D t \right] \quad (2.5)$$

Olası durumlar:

$c > c_{cr} \rightarrow$  Titreşim yoktur.

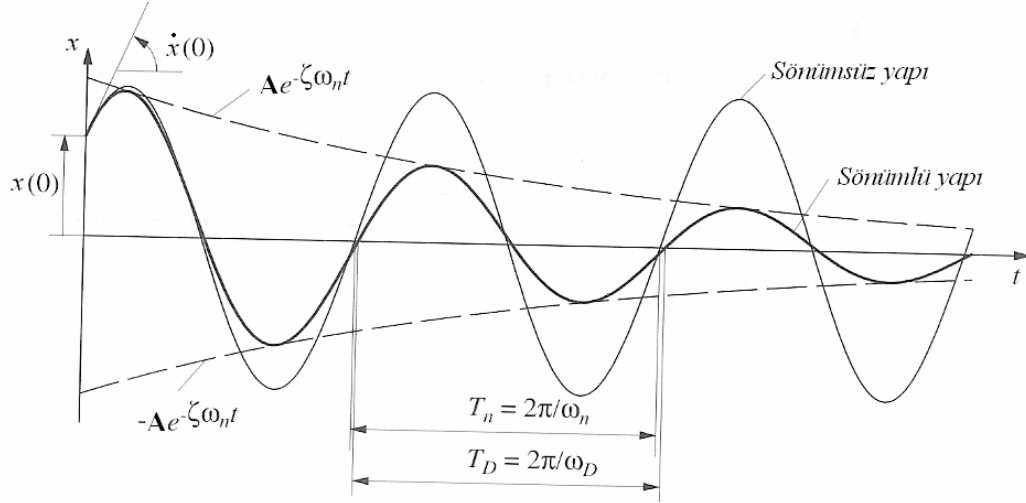
$c < c_{cr} \rightarrow$  Titreşim vardır.

$c = c_{cr} \rightarrow$  Kritik durum.



Şekil 2.5

### 2.2.2.1. Sönümlü Titreşim

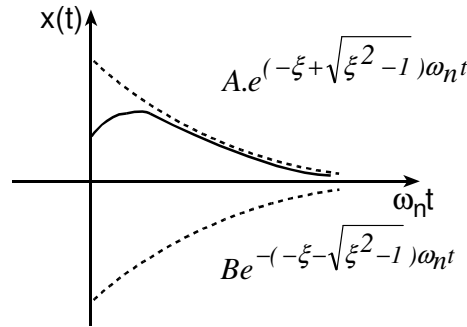


Şekil 2.6

$$A = \sqrt{[x(0)]^2 + \left[ \frac{\dot{x}(0) + \zeta \omega_n x(0)}{\omega_D} \right]^2} \quad (2.6)$$

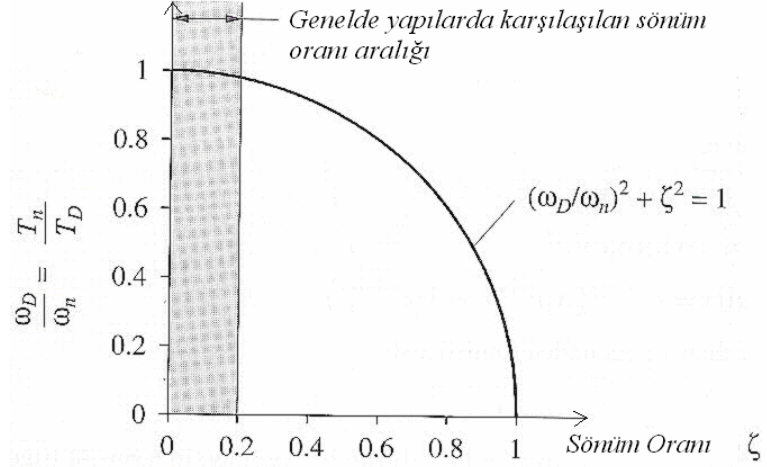
Sönümlü titreşimde genlik giderek azaldığından,  $T_D$  gerçek bir periyot değildir.

### 2.2.2.2. Titreşimsiz Sönüm



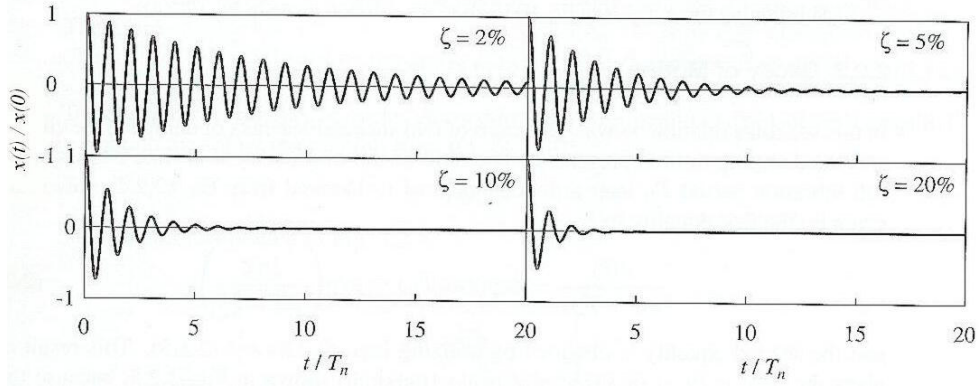
Şekil 2.7

Sönüm oranı büyüdükçe, sistemin doğal frekansı ( $\omega_n$ ) azalır ve  $\omega_D$  değerine yaklaşır, doğal titreşim periyodu ( $T_n$ ) artarak  $T_D$  değerine ulaşır. Sönüm oranı %20'yi geçmeyen sistemlerde bu farklar ( $\omega_n - \omega_D$ ,  $T_n - T_D$ ) ihmal edilebilir seviyededir. (Şekil 2.8)



**Şekil 2.8**

Titreşimin  $\left(\frac{t}{T_n}\right)$  azalım oranı sönüm oranından etkilenir. Şekil 2.9'da başlangıç deplasmanı  $x(0)$  olan bir sistemin çeşitli sönüm oranları ile ( $\zeta$ ) sönümlenmeleri gösterilmiştir.



**Şekil 2.9**

### 2.2.2.3. Logaritmik Azalım

Sistemin sönüm katsayısı kritik sönümden küçükse ( $c < c_{cr}$ ) kritik sönüm altı titreşim oluşur.

Titreşim denklemi:

$$x(t) = e^{-\zeta\omega_n t} \left[ x(0) \cos \omega_D t + \frac{\dot{x}(0) + \zeta\omega_n x(0)}{\omega_D} \sin \omega_D t \right] \quad (2.7)$$

Titreşimin Genliği :

$$A = \sqrt{[x(0)]^2 + \left[ \frac{\dot{x}(0) + \xi \omega_n x(0)}{\omega_D} \right]^2} \quad (2.8)$$

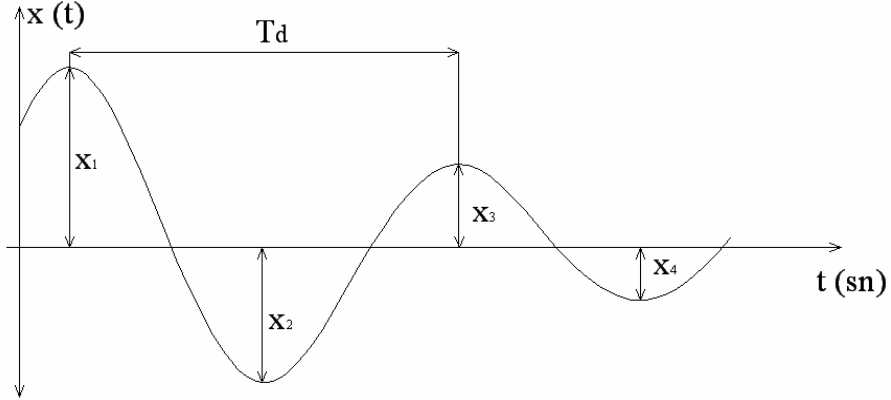
Titreşimin evre (faz) açısı:

$$\varphi = \arctan\left( \frac{\dot{x}(0) + x(0)\xi\omega_n}{\omega_D x(0)} \right) \quad (2.9)$$

olmak üzere :

$$x(t) = Ae^{-\xi\omega_n t} \cos(\omega_D t - \varphi) \text{ olarak yazılabilir.} \quad (2.10)$$

Şekil 2.10'da görüleceği üzere, sistemin periyodunun değişmemesine karşılık, genlik zamanla azalmaktadır.



Şekil 2.10

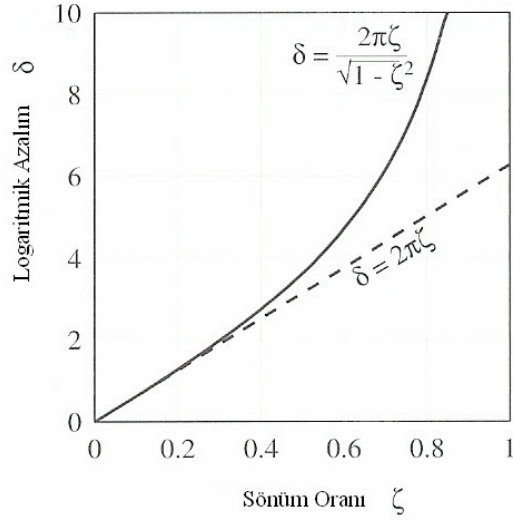
Art arda oluşan iki genliğin ( $x_n, x_{n+1}$ ) azalma oranlarının logaritmasına “Logaritmik Azalım” denir. ( $\delta$ )

$$\delta = \ln\left( \frac{x_n}{x_{n+1}} \right) = 2\pi\xi \frac{\omega}{\omega_D} = 2\pi \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad (2.11)$$

Sönüm oranının çok küçük olduğu durumlarda  $\delta = 2\pi\xi$  yazılabilir. ( $\omega_n \cong \omega_D$ ) Şekil

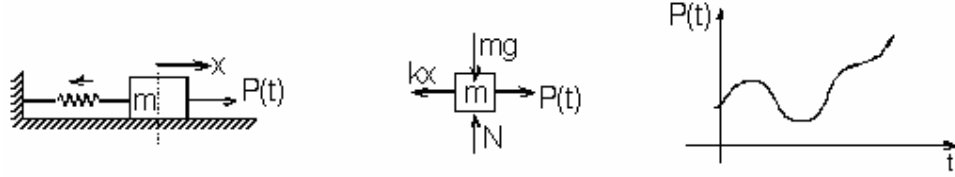
2.11'de logaritmik azalmanın gerçek  $\left( \xi = 2\pi \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \right)$  ve yaklaşık ( $\delta = 2\pi\xi$ ) değerleri

arasındaki oranın, ( $\xi$ ) sönüm oranına bağlı değişimi görülmektedir.



Şekil 2.11

### 2.2.3. Sönümsüz Zorlanmış Titreşim



Şekil 2.12

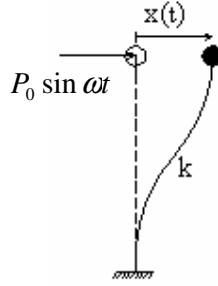
$P(t)$  : Uyarıcı dış kuvvet

$\Sigma \vec{F}_x = m \cdot \vec{a}_x \Rightarrow -kx(t) + P(t) = m \frac{d^2x}{dt^2}$  ise sistemin hareket denklemi;

$$m \ddot{x}(t) + kx = P(t) \quad (2.12)$$

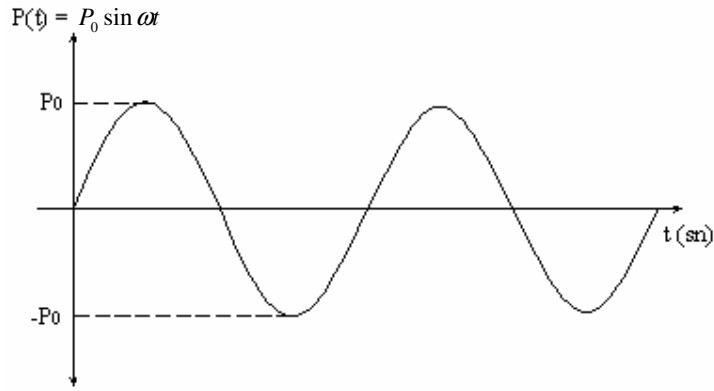
şeklinde yazılır.

### 2.2.3.1. Harmonik Yük Altında Zorlanmış Sönümsüz Titreşim



Şekil 2.13

Şekil 2.13'te  $P(t) = P_0 \sin \omega t$  harmonik yükü ile zorlanmış ve  $x(t)$  yanal deformasyonu yapan "k" rijitliğindeki çubuk görülmektedir.  $P(t)$  harmonik yükünün zamana göre değişimi Şekil 2.14'teki gibidir.



Şekil 2.14

Sistemin hareket denklemi :

$$m \frac{d^2 x}{dt^2} + kx = P_0 \sin \omega t \quad (2.13)$$

$$\frac{d^2 x}{dt^2} + \frac{k}{m} x = \frac{P_0}{m} \sin \omega t$$

$\omega_n^2 = k/m$ ,  $p = P_0/m$  olmak üzere, sönümsüz zorlanmış titreşimin türevli denklemi:

$$\frac{d^2 x}{dt^2} + \omega_n^2 x = p \sin \omega t \quad (2.14)$$

Türevli denklemin çözümü

1) Homogen çözüm :

$$\frac{d^2x}{dt^2} + \omega_n^2 x = 0$$

$x_h(t) = He^{\lambda t}$  yerine konularak;

$$(\lambda^2 + \omega_n^2)He^{\lambda t} = 0 \rightarrow \Delta(\lambda) = \lambda^2 + \omega_n^2$$

$$\lambda_{1,2} = \mp i\omega_n$$

$$x_h(t) = H_1 e^{i\omega_n t} + H_2 e^{-i\omega_n t} = H_1 (\cos \omega_n t + i \sin \omega_n t) + H_2 (\cos \omega_n t - i \sin \omega_n t)$$

$A=H_1+H_2$ ,  $B=i(H_1-H_2)$  olmak üzere,

$$x_h(t) = A \cos \omega_n t + B \sin \omega_n t \quad (2.15)$$

2) Özel çözüm :

$x_o(t) = K \cos \omega t + L \sin \omega t$  olsun. Bu eşitlik (2.14)'te yerine konulursa,

$$-K\omega^2 \cos \omega t - L\omega^2 \sin \omega t + \omega_n^2 K \cos \omega t + \omega_n^2 L \sin \omega t = p \sin \omega t$$

Özdeşliğin sağlanması için,  $K = 0$ ,  $L = \frac{P}{\omega_n^2 - \omega^2}$

$$x_o(t) = \frac{P}{\omega_n^2 - \omega^2} \sin \omega t \quad (2.16)$$

Genel çözüm:

$$x(t) = x_h(t) + x_o(t) = A \cos \omega_n t + B \sin \omega_n t + \frac{P}{\omega_n^2 - \omega^2} \sin \omega t \quad (2.17)$$

Başlangıç koşullarından, bilinmeyen integrasyon sabitleri olan  $A$  ve  $B$  bulunur.

$$x_o = x(t=0), \quad \dot{x}_o = v_o = \dot{x}(t=0) \rightarrow A = x_o, \quad B = \frac{x_o}{\omega_n} - \frac{p\omega}{\omega_n(\omega_n^2 - \omega^2)}$$

$$x(t) = x_o \cos \omega_n t + \left( \frac{\dot{x}_o}{\omega_n} - \frac{p\omega}{\omega_n(\omega_n^2 - \omega^2)} \right) \sin \omega_n t + \frac{P}{(\omega_n^2 - \omega^2)} \sin \omega t \quad (2.18)$$

$$p = \frac{P_0}{m}, \quad \frac{\omega}{\omega_n} = \beta,$$

$$\frac{p}{\omega_n^2 - \omega^2} = \frac{P_o}{m\omega_n^2} \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} = \frac{P_o}{m\left(\frac{k}{m}\right)} \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} = \frac{P_o}{k} \frac{1}{1 - \beta^2} \quad (2.19)$$

(2.19) ifadesi (2.18)'de yerine konularak,

$$\begin{aligned} x(t) &= x_o \cos \omega_n t + \left( \frac{\dot{x}_o}{\omega_n} - \frac{P_o}{k} \frac{1}{1 - \beta^2} \beta \right) \sin \omega_n t + \frac{P_o}{k} \frac{1}{1 - \beta^2} \sin \omega t \\ x(t) &= x_o \cos \omega_n t + \frac{\dot{x}_o}{\omega_n} \sin \omega_n t - \frac{P_o}{k} \frac{1}{1 - \beta^2} \beta \sin \omega_n t + \frac{P_o}{k} \frac{1}{1 - \beta^2} \sin \omega t \\ x(t) &= x_o \cos \omega_n t + \frac{\dot{x}_o}{\omega_n} \sin \omega_n t - \frac{P_o}{k} \frac{1}{1 - \beta^2} (\beta \sin \omega_n t - \sin \omega t) \end{aligned} \quad (2.20)$$

### 2.2.3.1.1. Dinamik Büyütme Çarpanı

Elastik çubuklardaki kesme kuvvetlerinin dolayısıyla eğilme momentlerinin  $x(t)$  dinamik yer değiştirme ile orantılı olduğu göz önüne alınır,  $x(t)$ 'nin  $x_{st}$ 'ye (statik yer değiştirme  $\frac{P_o}{k}$ ) oranına dinamik büyütme çarpanı denir.

$$R(t) = \frac{x(t)}{x_{st}} = \frac{\sin \omega t - \beta \sin \omega_n t}{1 - \beta^2} \quad (2.21)$$

$\sin \omega t = 1$  ve  $\sin \omega t = -1$  için  $R(t)$  en büyük değerine ulaşır.

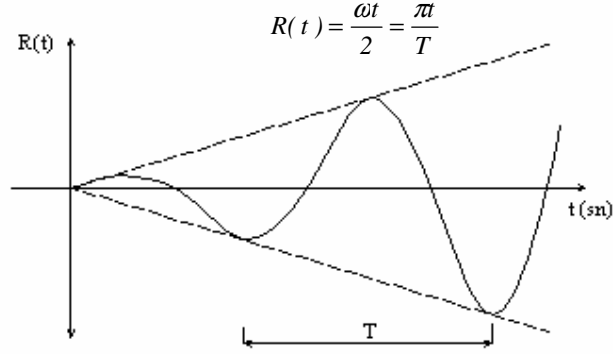
$$R(t)_{\max} = \mp \frac{1}{(1 - \beta)} \quad R(t)_{\max} = \begin{cases} \mp 1 \Rightarrow \beta \rightarrow 0 \\ 0 \Rightarrow \beta \rightarrow \infty \end{cases}$$

$\beta \rightarrow 0$  durumu  $\omega$  nin çok küçük olduğu, dolayısı ile dış yükün çok yavaş değiştiği anlamına gelir. Bu yavaş değişim sonucu dış yükün dinamik özelliği çok azalmaktadır ve statik bir etki ortaya çıkmaktadır.

$\beta \rightarrow \infty$  durumu ise  $\omega$  nin çok büyük olduğu durumu gösterir. Bu durumda kütle eylemsizlik kuvveti zorlanma frekansını izleyememekte ve neredeyse hareketsiz kalmaktadır. (Celep, 2001)

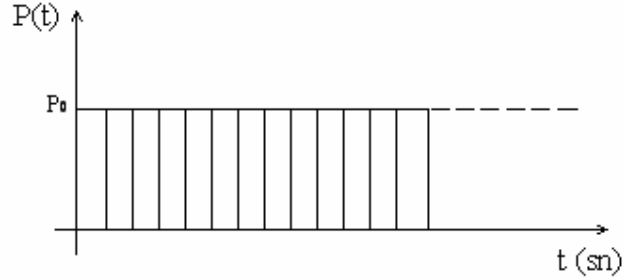
### Rezonans Durumu

Sistemin doğal titreşim frekansı  $\omega_n$  ile zorlanma frekansı  $\omega$  nin birbirine çok yakın olması halinde  $\beta \rightarrow 1$  durumu ortaya çıkar ve rezonans olayı meydana gelir. Bu durumda yer değiştirmeler sonsuza yaklaşacaktır. (Bkz. Şekil 2.15)



Şekil 2.15

### 2.2.3.2. Ani Uygulanan Kuvvet Altında Sönümsüz Zorlanmış Titreşim



Şekil 2.16

Zamana bağlı değişimi Şekil 2.16'daki gibi olan  $P_0$  kuvvetine maruz kalmış tek serbestlik dereceli sistemin hareket denklemi;

$$m\ddot{x}(t) + kx(t) = P_0 \rightarrow \ddot{x}(t) + \omega_n^2 x(t) = \frac{P_0}{m}$$

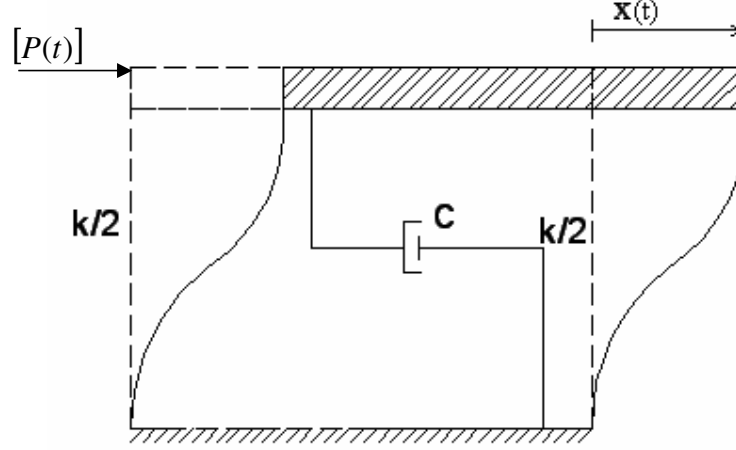
$$x(t) = \frac{P_0}{k} (1 - \cos \omega_n t)$$

## 2.2.4. Sönümlü Zorlanmış Titreşim

### 2.2.4.1. Harmonik Yük Etkisinde Sönümlü Zorlanmış Titreşim

Şekil 2.17'deki, harmonik yük etkisindeki sönümlü sistemin hareket denklemi;

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = P_0 \sin \omega t \Rightarrow \ddot{x}(t) + 2\xi\omega_n\dot{x}(t) + \omega_n^2 x = \frac{P_0}{m} \sin \omega t \quad (2.22)$$



Şekil 2.17

Türevli denklemin homojen ( $x_h$ ) ve özel ( $x_ö$ ) çözümleri sırasıyla;

$$x_h(t) = e^{-\xi\omega_n t} (A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t)$$

$$x_ö(t) = C \sin \omega t + D \cos \omega t$$

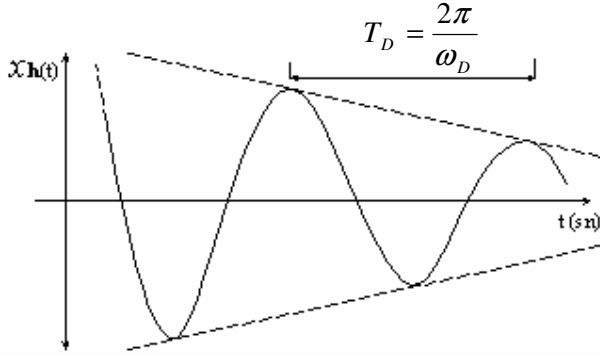
$$\left[ (\omega_n^2 - \omega^2)C - 2\xi\omega_n \omega D \right] \sin \omega t + \left[ 2\xi\omega_n \omega C + (\omega_n^2 - \omega^2)D \right] \cos \omega t = \frac{P_0}{m} \sin \omega t$$

A, B, C ve D integral sabitleri olup başlangıç koşullarından bulunur.

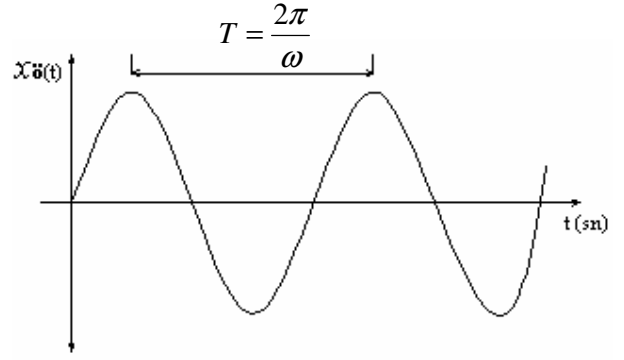
$$A = x(0) \quad C = \frac{P_0}{k} \frac{1 - \beta^2}{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}$$

$$B = \frac{\dot{x}(0) + \xi\omega_n x(0)}{\omega_D} \quad D = \frac{P_0}{k} \frac{-2\xi\beta}{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}$$

$$x(t) = x_h(t) + x_ö(t)$$



Şekil 2.18-a) Geçici Titreşim

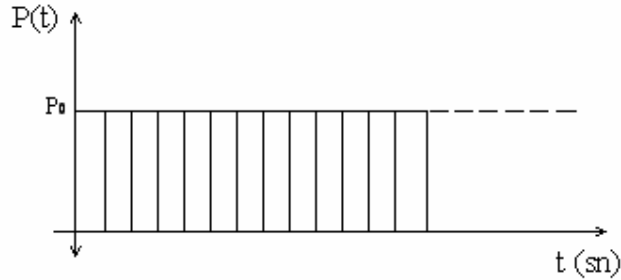


Şekil 2.18-b) Kararlı Titreşim

Çözümün ilk parçası ( $x_h$ ) nın sistemin davranışına olan etkisi üstel fonksiyondan dolayı zamanla söner (Şekil 2.18-a), bu nedenle bu parça “geçici titreşim” olarak isimlendirilir. İkinci parça ( $x_ö$ ) ise dış yükte aynı frekansta olup zamanla sönen bir titreşim değildir ve kalıcı olan “kararlı titreşim”i temsil eder. (Şekil 2.18-b) (Celep, 2001)

#### 2.2.4.2. Ani Yük Etkisindeki Sönümlü Zorlanmış Titreşim

Bu kez Şekil 2.17’deki sisteme etkiyen kuvvetin  $P_0$  kuvveti olduğu düşünölsün (Şekil 2.19).



Şekil 2.19

Sistemin hareket denklemleri:

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx = P_0$$

$$x(t) = \frac{P_0}{k} + e^{-\xi\omega_n t} (A\sin\omega_D t + B\cos\omega_D t)$$

$x(0) = \dot{x}(0) = 0$  başlangıç koşulları durumunda:

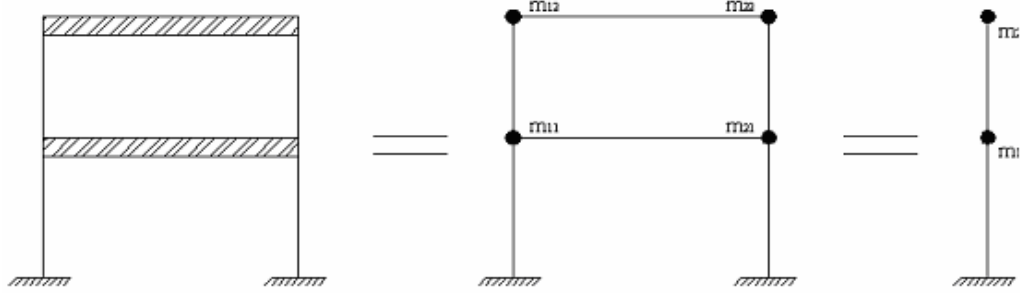
$$x(t) = \frac{P_0}{k} + \left[ 1 - e^{-\xi\omega_n t} \left( \cos\omega_D t + \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \sin\omega_D t \right) \right]$$

### 2.3. Çok Serbestlik Dereceli Sistemler

Bir sistemin hareket halinde bulunduğu konum, eğer birden fazla parametrenin verilmesi ile belirlenebiliyorsa, bu tür sistemler Çok Serbestlik Dereceli (ÇSD) olarak isimlendirilir. Bütün mühendislik yapıları çok serbestlik dereceli olup sistemin serbestlik derecesi, analiz yapılırken yapılan idealleştirmeler ile azaltulabilir (Örneğin kolonların boy değişimlerinin ihmalı)

#### 2.3.1. Toplu Kütleli Sistem

Sistemlerin kütlelerinin belirli noktalarda toplanması ile çok serbestlik dereceli sistem oluşturulabilir. (Şekil2.20)



Şekil 2.20

Serbestlik derecesi “n” olan çok serbestlik dereceli bir sistemin *i*. kütle için,

$$f_{li} : \text{Eylemsizlik kuvvetleri} \quad f_{li} = \sum_{j=1}^n m_{ij} \ddot{x}_j$$

$$f_{Di} : \text{Viskoz Sönüm kuvvetleri} \quad f_{Di} = \sum_{j=1}^n c_{ij} \dot{x}_j$$

$$f_{si} : \text{Doğrusal Elastik Kuvvetler} \quad f_{si} = \sum_{j=1}^n k_{ij} x_j$$

$$P_i : \text{Dış kuvvetler} \quad P_i = \sum_{j=1}^n P_j \quad \text{olmak üzere,}$$

Newton'un 2. ilkesine göre, *i*. kütle için hareket denklemi,

$$\sum_{j=1}^n P_j - \sum_{j=1}^n k_{ij} x_j - \sum_{j=1}^n c_{ij} \dot{x}_j = \sum_{j=1}^n m_{ij} \ddot{x}_j \quad \rightarrow \quad f_{li} + f_{Di} + f_{si} = P_i \quad \text{olarak yazılabilir.}$$

Buradan hareketle sistemin tümü için hareket denklemi

$$[m]_{n \times n} \{\ddot{x}\}_{1 \times n} + [c]_{n \times n} \{\dot{x}\}_{1 \times n} + [k]_{n \times n} \{x\}_{1 \times n} = \{P\}_{1 \times n} \quad \text{halini alır.} \quad (2.23)$$

**[m]**:Kütle Matrisi, **[k]**: Rijitlik Matrisi,

**[c]**: Sönüm Matrisi, **{P}**:Dış Kuvvet Vektörü

### 2.3.1.1. Sönümsüz Serbest Titreşim

Çok serbestlik dereceli sistemlerde sönümsüz serbest titreşim,

$m \ddot{x}(t) + kx(t) = 0$  hareket denklemi ile ifade edilir.

$x(t) = x_0 \sin(\omega_n t + \varphi)$  ( $x_0 = x(0)$ ) harmonik hareket için;

$$(k - \omega_n^2 m) x_0 = 0 \quad (a) \quad \text{ya da}$$

$$(I - \omega_n^2 d m) x_0 = 0 \quad (b) \quad (d = k^{-1})$$

Sistemin çözümünün sıfırdan farklı olabilmesi için;  $|k - \omega_n^2 m| = 0$  ya da  $|I - \omega_n^2 d m| = 0$  olması gerekir.

Bu son ifadelerin çözümünden “ $\omega_{n1}, \omega_{n2}, \dots, \omega_{nn}$ ” ile gösterilebilecek (n: serbestlik derecesi) “Serbest Titreşim Frekansı” elde edilir.

Bulunan  $\omega_{ni}$  ler homogen (a) ve (b) denklemlerinde  $x = \phi_i$  alınarak her bir serbest titreşim frekansına karşı gelen “Serbest Titreşim Mod Şekilleri” bulunur.

$$(k - \omega_{ni}^2 m) \phi_i = 0 \quad \text{ya da} \quad (I - \omega_{ni}^2 d m) \phi_i = 0 \quad (2.24)$$

Mod şekli vektörlerinin, kolonlarını oluşturduğu matrise “modal matris” denir.

$$[\phi] = [\phi_1, \phi_2, \phi_3, \dots, \phi_n]$$

#### 2.3.1.1.1. Ortogonallik Özelliği

Serbest titreşim modunu veren (2.24) denklemi  $\omega_{ni}$  ve  $\omega_{nj}$  gibi iki farklı titreşim frekansı için;

$$k \phi_i = \omega_{ni}^2 [m] \phi_i, \quad k \phi_j = \omega_{nj}^2 [m] \phi_j \quad \text{yazılabilir.}$$

Bu ifadeler sırasıyla  $\phi_j^T$  ve  $\phi_i^T$  ile çarpılırsa;

$$\phi_j^T [k] \phi_i = \omega_{ni}^2 \phi_j^T [m] \phi_i \quad (c) \quad \phi_i^T [k] \phi_j = \omega_{nj}^2 \phi_i^T [m] \phi_j \quad (d) \quad (2.25)$$

Kütle ve rijitlik matrisleri simetrik olduğu ve (2.25) eşitliklerinin her iki tarafında skaler büyüklükler olduğu göz önüne alınırsa;

$$(\phi_j^T [k] \phi_i)^T = \phi_i^T [k] \phi_j \quad (\phi_j^T [m] \phi_i)^T = \phi_i^T [m] \phi_j \quad (2.26)$$

$$(c) - (d) = (\omega_{ni}^2 - \omega_{nj}^2) \phi_i^T [m] \phi_j = 0 \quad i \neq j \Rightarrow \phi_i^T [m] \phi_j^T \quad (1^*)$$

$$\frac{1}{\omega_{ni}^2} \phi_j^T [k] \phi_i = \phi_j^T [m] \phi_i \quad (c') \quad \frac{1}{\omega_{nj}^2} \phi_i^T [k] \phi_j = \phi_i^T [m] \phi_j \quad (d')$$

$$(c') - (d') = \left( \frac{1}{\omega_{ni}^2} - \frac{1}{\omega_{nj}^2} \right) \phi_i^T [k] \phi_j = 0 \quad i \neq j \Rightarrow \phi_i^T [k] \phi_j \quad (2^*)$$

(1\*) ve (2\*) bağıntıları  $\phi_i$  ve  $\phi_j$  mod vektörlerinin hem kütle matrisine hem de rijitlik matrisine göre olan ortogonalite özelliğini göstermektedir.

### 2.3.1.1.2. Normalizasyon

Sistemin serbest titreşim frekansı  $\omega_{ni}$  (2.24) homojen denkleminin determinantı sıfır olacak şekilde hesaplandığı için  $\phi_i$  vektöründeki n tane bilinmeyene karşılık,  $\omega_{ni}$  tek katlı kökü (n-1) bağımsız denklemden bulunmaktadır. Dolayısı ile  $\phi_i$  vektörünün elemanlarından birisi keyfi seçildiğinde diğerleri ona bağlı olarak bulunabilir. Keyfi değerlerin değişmesi ile mod şekilleri değişirse de, genlikler değişecektir. Hesaplardaki bu keyfiliği ortadan kaldırmanın yolu normalizasyondur.

Keyfi değer ile bulunan genliklerin tümü, oluşan en büyük genliğe bölünerek normalize edilir.

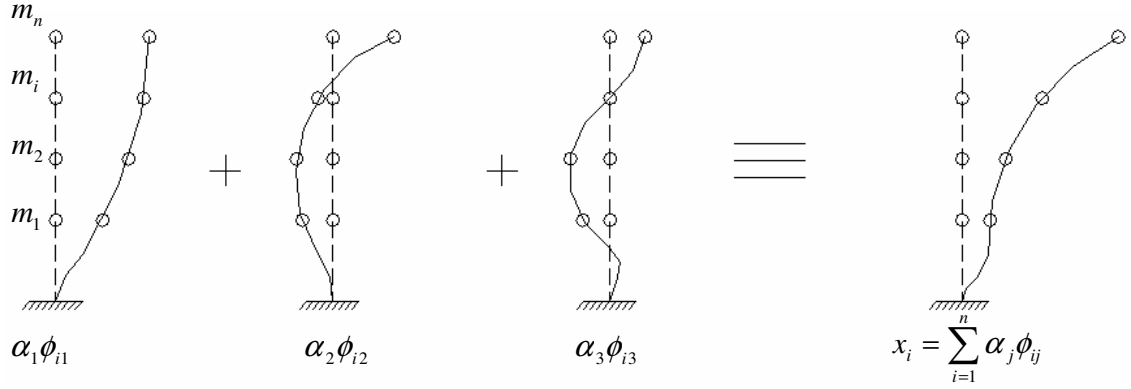
### 2.3.1.2. Zorlanmış Titreşim-Mod Birleştirme Yöntemi

Zorlanmış sistemin hareket denklemi;

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = P(t) \quad (2.27)$$

Yer değiştirme vektörü  $x(t)$  nin çözümünde, serbest titreşim çözümünden elde edilen  $\phi_i$  (mod vektörleri) ve  $\omega_{ni}$  (doğal frekanslar) kullanılır.

Zorlanmış titreşimin çözümünde, serbest titreşim karakteristiklerinin kullanıldığı bu çözüm yöntemine “Mod Birleştirme Yöntemi” denir. Mod birleştirme yönteminde, sistemdeki bir kütle için zorlamalara karşı tepkisi, sistemin her modu için, o kütle için deplasmanlarının toplamına eşittir.



Şekil 2.21-a: “ $\alpha_j$ ”  $j$ . modun katılım oranını, “ $\phi_{ij}$ ”  $i$ . kütlenin,  $j$  modundaki deplasmanını gösterir.

Bu durumda  $i$ . kütlenin toplam deplasmanı  $x_i = \sum_{j=1}^n \alpha_j \phi_{ij}$  şeklinde hesaplanır.

$$j. \text{ k\u00fctle i\u00e7in deplasman } x_j = \sum_{i=1}^n \phi_{ji}(x) Y_i(t) \text{ sistem i\u00e7in dep. } \{x\} = \{\phi\}\{Y\} \quad (2.28)$$

$\{Y\}$ : Sistemin zamana bağılı katsayıları olup “Sistemin Normal Koordinatları”dır.

$$\{Y\}^T = [Y_1, Y_2, Y_3, \dots, Y_n]$$

Bu katsayılar mod şekillerinin çözüme olan katkılarını ifade ederler.

(2.28) ifadesi (2.27)’de yerine konulursa;

$$[m]\{\phi_i\}\{\ddot{Y}_i\} + [c]\{\phi_i\}\{\dot{Y}_i\} + [k]\{\phi_i\}\{Y_i\} = \{P\}$$

olarak elde edilen ifade soldan  $\{\phi_i\}^T$  ile çarpılırsa;

$$\{\phi_i\}^T [m]\{\phi_i\}\{\ddot{Y}_i\} + \{\phi_i\}^T [c]\{\phi_i\}\{\dot{Y}_i\} + \{\phi_i\}^T [k]\{\phi_i\}\{Y_i\} = \{\phi_i\}^T \{P\} \quad (2.29)$$

$i$ . mod  $\phi_i$  için;

$$\{\phi_i\}^T [m]\{\phi_i\} : M_i^* : \text{Genelleştirilmiş Kütle Matrisi}$$

$$\{\phi_i\}^T [c]\{\phi_i\} : C_i^* : \text{Genelleştirilmiş Sönüm Matrisi}$$

$$\{\phi_i\}^T [k]\{\phi_i\} : K_i^* : \text{Genelleştirilmiş Rijitlik Matrisi}$$

$$\{\phi_i\}^T [P] : P_i^* : \text{Genelleştirilmiş Kuvvet Matrisi}$$

olmak üzere (2.29) düzenlenirse;

$$M_i^* \{\ddot{Y}_i\} + C_i^* \{\dot{Y}_i\} + K_i^* \{Y_i\} = P_i^*$$

$$\sum_{i=1}^n M_i^* \ddot{Y}_i(t) + C_i^* \dot{Y}_i(t) + K_i^* Y_i(t) = P_i^*(t)$$

$$\ddot{Y}_i(t) + 2\xi_i \omega_{n_i} \dot{Y}_i(t) + \omega_{n_i}^2 Y_i(t) = \frac{P_i^*(t)}{M_i^*}$$

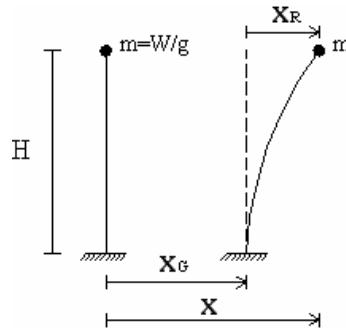
Başlangıç koşulları t = 0 için  $Y_i(0)$  ve  $\dot{Y}_i(0)$

$$Y_i(t) = \frac{1}{M_i \omega_{D_i}} \int_0^t P_i^*(\tau) e^{-\xi_i \omega_{n_i} (t-\tau)} \sin \omega_{D_i} (t-\tau) d\tau \quad (\text{Duhamel integrali})$$

## 2.4. Sismik Kuvvetler

### 2.4.1. Tek Serbestlik Dereceli Sistemler

Yer hareketi etkisindeki bir sistemin toplam yer değiştirmesi  $x = x_R + x_G$  olarak yazılır (Şekil 2.22)



Şekil 2.22

Yer hareketi etkisindeki sistem için, yer hareketi ivme değişimi  $\ddot{x}_G(t)$  olmak üzere, sistemin hareket denklemi;

$$m \ddot{x}(t) + c \dot{x}(t) + kx(t) = -m \ddot{x}_G(t)$$

$$x(t) + 2\xi \omega_n \dot{x}(t) + \omega_n^2 x(t) = -\ddot{x}_G(t)$$

$$x(t) = \frac{1}{\omega_n} \int_0^t \ddot{x}_G(\tau) e^{-\omega_n \xi (t-\tau)} \sin \omega_n (t-\tau) d\tau \quad \text{olup}$$

$S_v$  : Hız yayılgısı (Hız boyutunda integral)

$x(t)_{\max} = S_d$  : Deprem yönündeki en büyük bağıl deplasman

$\omega_n \cdot S_d = S_v$  : En büyük bağıl hız (Hız yayılgısı)

$\omega_n \cdot S_v = S_a$  : En büyük toplam ivme (İvme yayılgısı)

$$KS_d = m \cdot S_a = \frac{S_a}{g} W = m \ddot{x}_{total} = P_{\max} = \text{En büyük Deprem Kuvveti}$$

## 2.4.2. Çok Serbestlik Dereceli Yapılar

Çok katlı bir yapıda;

j. mod ve i. kat için en büyük deprem kuvveti  $P_{ij_{\max}}$  ;

$$P_{ij_{\max}} = \frac{m_i \phi_i \sum_{i=1}^n m_i \phi_{ij}}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{ij}^2} \cdot S_{a_j} = \frac{W_i \phi_{ij} \sum_{i=1}^n W_i \phi_{ij}}{g \sum_{i=1}^n W_i \phi_{ij}^2}$$

En büyük taban kesme kuvveti (Toplam  $P_{ij_{\max}}$  )

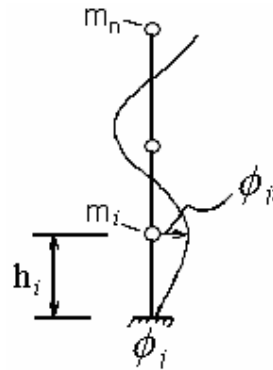
$$V_{j_{\max}} = \sum P_{ij_{\max}} = \frac{\left( \sum_{i=1}^n m_i \phi_{ij} \right)^2}{\sum_{i=1}^n (m_i \phi_{ij}^2)} S_{a_j} = M_j^c S_{a_j} = x_j S_{a_j} \sum_{i=1}^n m_i \phi_{ij}$$

$$\text{Etkin kütle } M_j^c = \frac{\left( \sum_{i=1}^n m_i \phi_{ij} \right)^2}{\sum_{i=1}^n (m_i \phi_{ij}^2)}$$

$$\text{Etkin ağırlık } W_j^c = \frac{\left( \sum_{i=1}^n W_i \phi_{ij} \right)^2}{\sum_{i=1}^n (W_i \phi_{ij}^2)}$$

j. modunun katılma oranı  $\alpha_j$ ;

$$\alpha_j = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{ji}}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{ji}^2}$$



Şekil 2.21-b

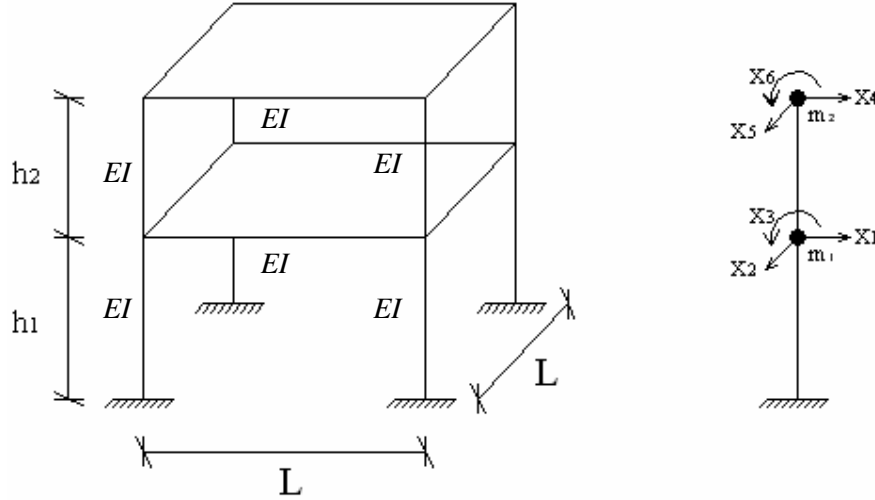
### 2.4.2.1. Hesaba Katılacak Yeterli Titreşim Modu Sayısı

Hesaba katılması gerekli yeterli titreşim modu sayısı  $Y$ , göz önüne alınan birbirine dik  $x$  ve  $y$  yatay deprem doğrultularının her birinde, her bir mod için hesaplanan etkin kütlelerin toplamının hiçbir zaman %90'ından daha az olmaması kuralına göre belirlenecektir. Ayrıca göz önüne alınan deprem doğrultusunda etkin kütlesi, bina toplam kütlelerinin %5'inden büyük olan bütün titreşim modları göz önüne alınacaktır (ABYYHK 6.8.3.1)

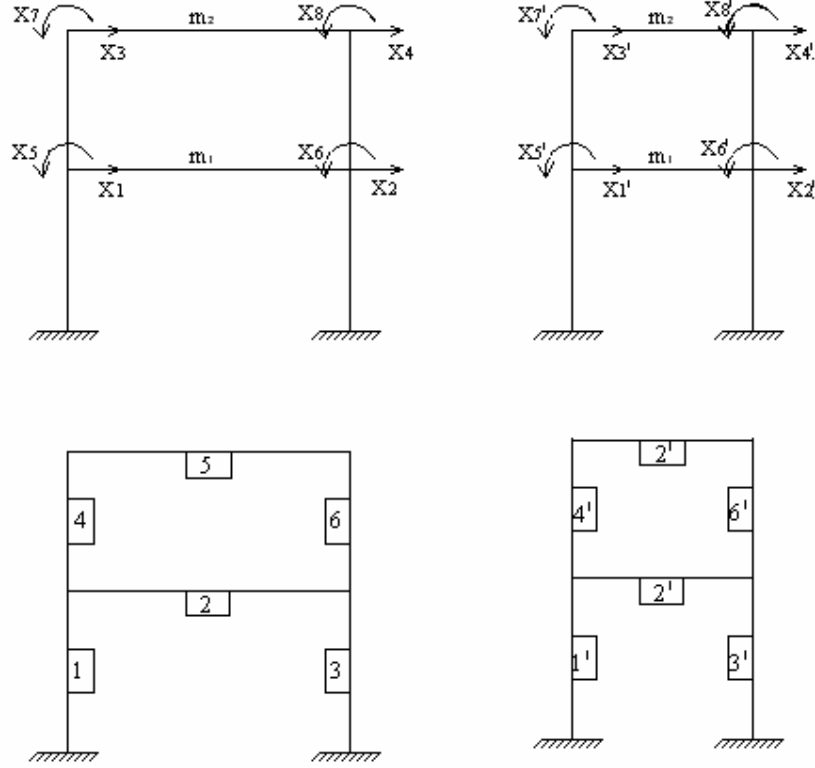
$$\sum_{i=1}^n M_i^e \geq 0,9 \sum_{i=1}^n m_i$$

## 2.5. Elemanların Rijitlik Matrislerinden Faydalanarak Genel RM Oluşturma

**2.5.1** Şekil 2.23'teki üç boyutlu yapıyı, kolonlardaki boy değişimini ihmal ederek, 8 serbestlik dereceli iki boyutlu çerçeveler olarak ele alalım.



Şekil 2.23



Şekil 2.24

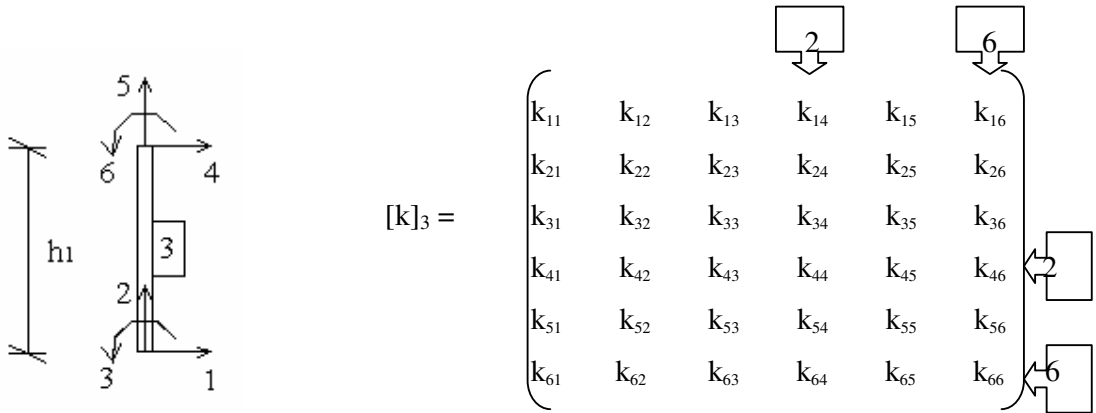
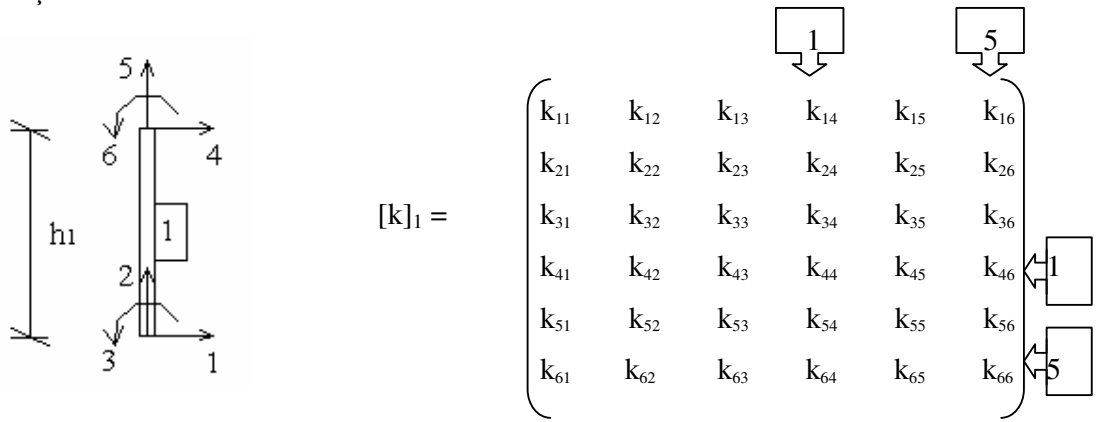
Çerçeveleri oluşturan çubukların her biri için 6 serbestlik derecesi alınarak 6x6 rijitlik matrisleri kullanılır. Elemanların rijitlik matrislerinin eksen takımı ile sistemin genel eksen takımı aynı değildir. Dolayısıyla eksen takımı dönüşüm matrisleri kullanılarak her elemanın rijitlik matrisi ortak eksen takımına göre çevrilir.

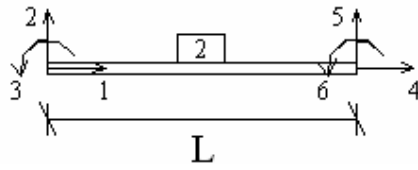
Yatay ve dikey çubuklar için ortak eksen takımına göre yazılmış rijitlik matrisleri ;

$$[k]_{yatay} = \begin{bmatrix} \frac{AE}{L} & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{AE}{L} & 0 & 0 & \frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

$$[k]_{düsey} = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{L^3} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & -\frac{12EI}{L^3} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{AE}{L} & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 \\ -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{4EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{2EI}{L} \\ \frac{12EI}{L^3} & 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & 0 & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 & \frac{AE}{L} & 0 \\ -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{2EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

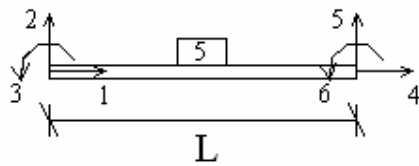
Şeklindedir.



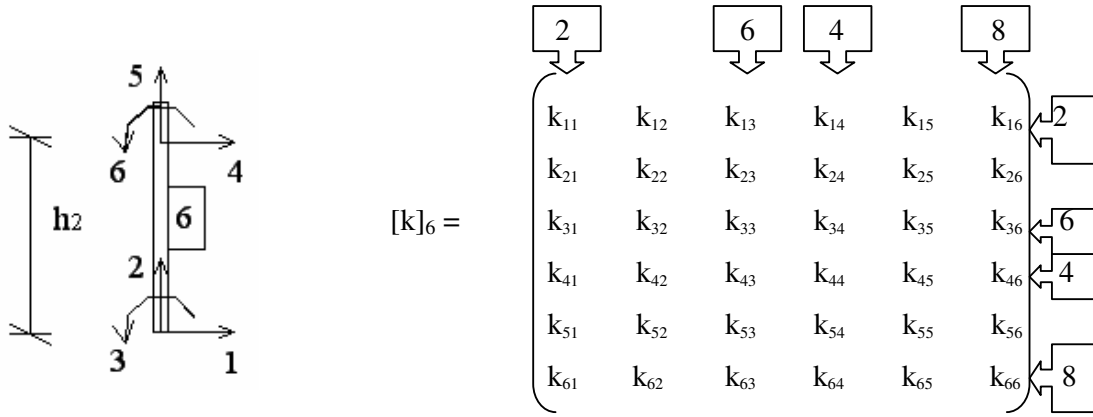


$$[k]_2 = \begin{matrix} \boxed{1} & & \boxed{5} & \boxed{2} & & \boxed{6} \\ \begin{matrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} & k_{15} & k_{16} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} & k_{25} & k_{26} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} & k_{35} & k_{36} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} & k_{45} & k_{46} \\ k_{51} & k_{52} & k_{53} & k_{54} & k_{55} & k_{56} \\ k_{61} & k_{62} & k_{63} & k_{64} & k_{65} & k_{66} \end{matrix} & \begin{matrix} \boxed{1} \\ \boxed{5} \\ \boxed{2} \\ \boxed{6} \end{matrix} \end{matrix}$$

$$[k]_4 = \begin{matrix} \boxed{1} & & \boxed{5} & \boxed{3} & & \boxed{7} \\ \begin{matrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} & k_{15} & k_{16} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} & k_{25} & k_{26} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} & k_{35} & k_{36} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} & k_{45} & k_{46} \\ k_{51} & k_{52} & k_{53} & k_{54} & k_{55} & k_{56} \\ k_{61} & k_{62} & k_{63} & k_{64} & k_{65} & k_{66} \end{matrix} & \begin{matrix} \boxed{1} \\ \boxed{5} \\ \boxed{3} \\ \boxed{7} \end{matrix} \end{matrix}$$



$$[k]_5 = \begin{matrix} \boxed{3} & & \boxed{7} & \boxed{4} & & \boxed{8} \\ \begin{matrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} & k_{15} & k_{16} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} & k_{25} & k_{26} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} & k_{35} & k_{36} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} & k_{45} & k_{46} \\ k_{51} & k_{52} & k_{53} & k_{54} & k_{55} & k_{56} \\ k_{61} & k_{62} & k_{63} & k_{64} & k_{65} & k_{66} \end{matrix} & \begin{matrix} \boxed{3} \\ \boxed{7} \\ \boxed{4} \\ \boxed{8} \end{matrix} \end{matrix}$$



### Sistemin “Rijitlik Matrisi”nin Oluşturulması

$$[K]_{\text{genel}} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & K_{14} & K_{15} & K_{16} & K_{17} & K_{18} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & K_{24} & K_{25} & K_{26} & K_{27} & K_{28} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} & K_{34} & K_{35} & K_{36} & K_{37} & K_{38} \\ K_{41} & K_{42} & K_{43} & K_{44} & K_{45} & K_{46} & K_{47} & K_{48} \\ K_{51} & K_{52} & K_{53} & K_{54} & K_{55} & K_{56} & K_{57} & K_{58} \\ K_{61} & K_{62} & K_{63} & K_{64} & K_{65} & K_{66} & K_{67} & K_{68} \\ K_{71} & K_{72} & K_{73} & K_{74} & K_{75} & K_{76} & K_{77} & K_{78} \\ K_{81} & K_{82} & K_{83} & K_{84} & K_{85} & K_{86} & K_{87} & K_{88} \end{bmatrix}$$

Çerçevenin genel rijitlik matrisi, her eleman için yazılan rijitlik matrislerinin, çerçevenin rijitlik matrisine karşı gelen terimleri toplanarak oluşturulur.

$$\mathbf{K}_{11} = k_{44} + k_{11} + k_{11} \quad \mathbf{K}_{12} = k_{41} \quad \mathbf{K}_{13} = k_{41} \quad \mathbf{K}_{14} = 0$$

$$\mathbf{K}_{15} = k_{64} + k_{31} + k_{31} \quad \mathbf{K}_{16} = k_{61} \quad \mathbf{K}_{17} = k_{61} \quad \mathbf{K}_{18} = 0$$

$$\mathbf{K}_{21} = k_{14} \quad \mathbf{K}_{22} = k_{44} + k_{44} + k_{11} \quad \mathbf{K}_{23} = 0 \quad \mathbf{K}_{24} = k_{41}$$

$$\mathbf{K}_{25} = k_{34} \quad \mathbf{K}_{26} = k_{64} + k_{64} + k_{31} \quad \mathbf{K}_{27} = 0 \quad \mathbf{K}_{28} = k_{61}$$

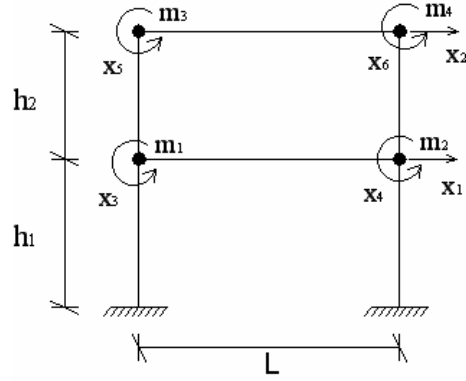
$$\mathbf{K}_{31} = k_{14} \quad \mathbf{K}_{32} = 0 \quad \mathbf{K}_{33} = k_{44} + k_{11} \quad \mathbf{K}_{34} = k_{41}$$

$$\begin{array}{llll}
\mathbf{K}_{35} = k_{34}^{4} & \mathbf{K}_{36} = 0 & \mathbf{K}_{37} = k_{31}^{5} + k_{64}^{4} & \mathbf{K}_{38} = k_{61}^{5} \\
\mathbf{K}_{41} = 0 & \mathbf{K}_{42} = k_{14}^{6} & \mathbf{K}_{43} = k_{14}^{5} & \mathbf{K}_{44} = k_{44}^{5} + k_{44}^{6} \\
\mathbf{K}_{45} = 0 & \mathbf{K}_{46} = k_{34}^{6} & \mathbf{K}_{47} = k_{34}^{5} & \mathbf{K}_{48} = k_{64}^{5} + k_{64}^{6} \\
\mathbf{K}_{51} = k_{46}^{1} + k_{13}^{2} + k_{13}^{4} & \mathbf{K}_{52} = k_{43}^{2} & \mathbf{K}_{53} = k_{43}^{4} & \mathbf{K}_{54} = 0 \\
\mathbf{K}_{55} = k_{66}^{1} + k_{33}^{2} + k_{33}^{4} & \mathbf{K}_{56} = k_{63}^{2} & \mathbf{K}_{57} = k_{63}^{4} & \mathbf{K}_{58} = 0 \\
\mathbf{K}_{61} = k_{16}^{2} & \mathbf{K}_{62} = k_{46}^{3} + k_{46}^{2} + k_{13}^{6} & \mathbf{K}_{63} = 0 & \mathbf{K}_{64} = k_{43}^{6} \\
\mathbf{K}_{65} = k_{36}^{2} & \mathbf{K}_{66} = k_{66}^{2} + k_{66}^{3} + k_{33}^{6} & \mathbf{K}_{67} = 0 & \mathbf{K}_{68} = k_{63}^{4} \\
\mathbf{K}_{71} = k_{16}^{4} & \mathbf{K}_{72} = 0 & \mathbf{K}_{73} = k_{46}^{4} + k_{13}^{5} & \mathbf{K}_{74} = k_{43}^{5} \\
\mathbf{K}_{75} = k_{36}^{4} & \mathbf{K}_{76} = 0 & \mathbf{K}_{77} = k_{66}^{4} + k_{33}^{5} & \mathbf{K}_{78} = k_{63}^{5} \\
\mathbf{K}_{81} = 0 & \mathbf{K}_{82} = k_{16}^{6} & \mathbf{K}_{83} = k_{16}^{5} & \mathbf{K}_{84} = k_{46}^{5} + k_{46}^{6} \\
\mathbf{K}_{85} = 0 & \mathbf{K}_{86} = k_{36}^{6} & \mathbf{K}_{87} = k_{36}^{5} & \mathbf{K}_{88} = k_{66}^{5} + k_{66}^{6}
\end{array}$$

$$[K] = EI \begin{bmatrix} 12 \left( \frac{h_1^3 + h_2^3}{h_1^3 h_2^3} \right) & -\frac{A}{L} & -\frac{12}{h_2^3} & 0 & 6 \left( \frac{h_2^2 - h_1^2}{h_1^2 h_2^2} \right) & 0 & -\frac{6}{h_2^2} & 0 \\ -\frac{A}{L} & 12 \left( \frac{h_1^3 + h_2^3}{h_1^3 h_2^3} \right) & 0 & -\frac{12}{h_2^3} & 0 & 6 \left( \frac{h_2^2 - h_1^2}{h_1^2 h_2^2} \right) & 0 & -\frac{6}{h_2^2} \\ -\frac{12}{h_2^3} & 0 & \frac{12}{h_2^3} + \frac{A}{L} & -\frac{A}{L} & \frac{6}{h_2^2} & 0 & \frac{6}{h_2^2} & 0 \\ 0 & -\frac{12}{h_2^3} & -\frac{A}{L} & \frac{12}{h_2^3} + \frac{A}{L} & 0 & \frac{6}{h_2^2} & 0 & \frac{6}{h_2^2} \\ 6 \left( \frac{h_2^2 - h_1^2}{h_1^2 h_2^2} \right) & 0 & \frac{6}{h_2^2} & 0 & \frac{4}{h_1} + \frac{4}{h_2} + \frac{4}{L} & \frac{2}{L} & \frac{2}{h_2} & 0 \\ 0 & 6 \left( \frac{h_2^2 - h_1^2}{h_1^2 h_2^2} \right) & 0 & \frac{6}{h_2^2} & \frac{2}{L} & \frac{4}{h_1} + \frac{4}{h_2} + \frac{4}{L} & 0 & \frac{2}{h_2} \\ -\frac{6}{h_2^2} & 0 & \frac{6}{h_2^2} & 0 & \frac{2}{h_2} & 0 & 4 \frac{(L+h_2)}{Lh_2} & \frac{2}{L} \\ 0 & -\frac{6}{h_2^2} & 0 & \frac{6}{h_2^2} & 0 & \frac{2}{h_2} & \frac{2}{L} & 4 \frac{(L+h_2)}{Lh_2} \end{bmatrix}$$

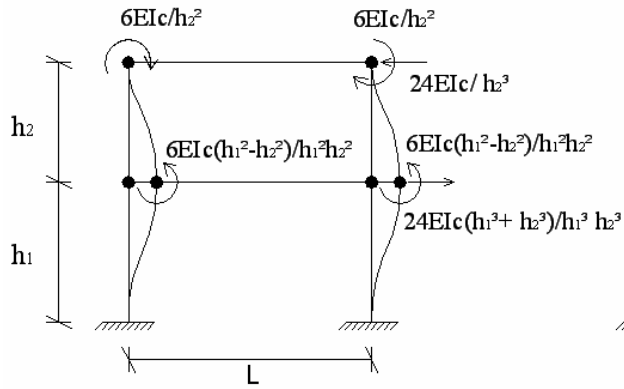
## 2.5.2 Birim Deplasmanlara Karşı Gelen İç Kuvvetlerden RM Oluşturma

Şekil 2.25'te görülen 6 serbestlik dereceli çubuğun her bir düğüm noktasına birim deplasman yaptırmak için düğüm noktalarında olması gereken dış kuvvetlerin oluşturduğu matris rijitlik matrisidir.



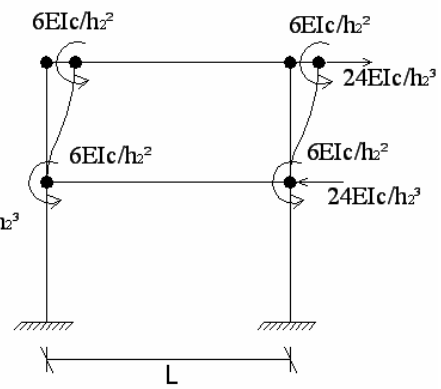
Şekil 2.25

$X_1=1$



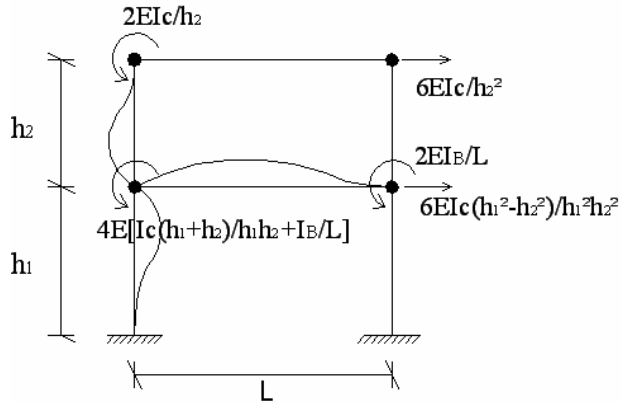
Şekil.26-a

$X_2=1$



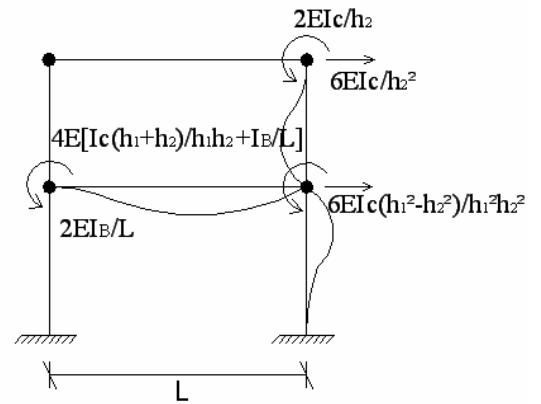
Şekil.26-b

$X_3=1$



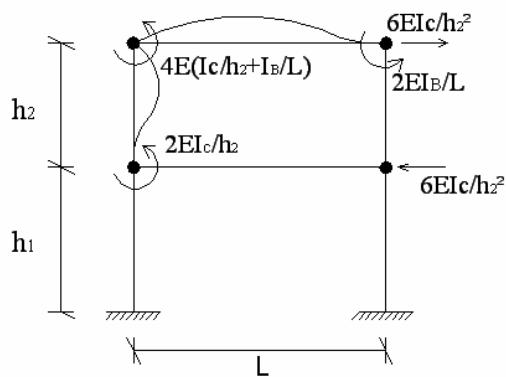
Şekil.26-c

$X_4=1$



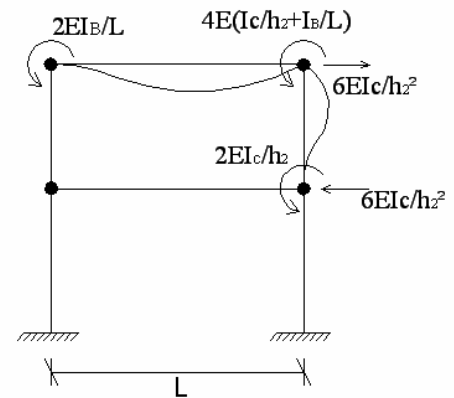
Şekil.26-d

$X_5=1$



Şekil.26-e

$X_6=1$



Şekil.26-f

$$K = \begin{bmatrix} 24EI_C \left( \frac{h_1^3 + h_2^3}{h_1^3 h_2^3} \right) & -\frac{24EI_C}{h_2^3} & 6EI_C \left( \frac{h_1^2 - h_2^2}{h_1^2 h_2^2} \right) & 6EI_C \left( \frac{h_1^2 - h_2^2}{h_1^2 h_2^2} \right) & -\frac{6EI_C}{h_2^2} & -\frac{6EI_C}{h_2^2} \\ -\frac{24EI_C}{h_2^3} & \frac{24EI_C}{h_2^3} & \frac{6EI_C}{h_2^2} & \frac{6EI_C}{h_2^2} & -\frac{6EI_C}{h_2^2} & -\frac{6EI_C}{h_2^2} \\ 6EI_C \left( \frac{h_1^2 - h_2^2}{h_1^2 h_2^2} \right) & \frac{6EI_C}{h_2^2} & 4E \left[ I_C \left( \frac{h_1 + h_2}{h_1 h_2} \right) + \frac{I_B}{L} \right] & \frac{2EI_B}{L} & \frac{2EI_C}{h_2} & 0 \\ 6EI_C \left( \frac{h_1^2 - h_2^2}{h_1^2 h_2^2} \right) & \frac{6EI_C}{h_2^2} & \frac{2EI_B}{L} & 4E \left[ I_C \left( \frac{h_1 + h_2}{h_1 h_2} \right) + \frac{I_B}{L} \right] & 0 & \frac{2EI_C}{h_2} \\ -\frac{6EI_C}{h_2^2} & -\frac{6EI_C}{h_2^2} & \frac{2EI_C}{h_2} & 0 & 4E \left( \frac{I_C + I_B}{h_2} \right) & \frac{2EI_B}{L} \\ -\frac{6EI_C}{h_2^2} & -\frac{6EI_C}{h_2^2} & 0 & \frac{2EI_C}{h_2} & \frac{2EI_B}{L} & 4E \left( \frac{I_C + I_B}{h_2} \right) \end{bmatrix}$$

## 2.6. Statik İndirgeme Yöntemi

Rijitlik matrisini daha basit hale getirmek için kullanılan bu yöntem aşağıdaki gibi uygulanır.

$$\begin{pmatrix} k_{tt} & k_{t\theta} \\ k_{\theta t} & k_{\theta\theta} \end{pmatrix}$$

$$k_{tt} = \begin{bmatrix} 24EI_C \left( \frac{h_1^3 + h_2^3}{h_1^3 h_2^3} \right) & -\frac{24EI_C}{h_2^3} \\ -\frac{24EI_C}{h_2^3} & \frac{24EI_C}{h_2^3} \end{bmatrix} \quad m_{tt} = \begin{bmatrix} m_1 + m_2 & 0 \\ 0 & m_3 + m_4 \end{bmatrix}$$

$$[k_{t\theta}] = [k_{\theta}]^T = \begin{bmatrix} 6I_C \left( \frac{h_1^2 - h_2^2}{h_1^2 h_2^2} \right) & 6EI_C \left( \frac{h_1^2 - h_2^2}{h_1^2 h_2^2} \right) & -\frac{6EI_C}{h_2^2} & -\frac{6EI_C}{h_2^2} \\ \frac{6EI_C}{h_2^2} & \frac{6EI_C}{h_2^2} & -\frac{6EI_C}{h_2^2} & -\frac{6EI_C}{h_2^2} \end{bmatrix}$$

$$[k_{\theta\theta}] = \begin{bmatrix} 4E \left[ I_C \left( \frac{h_1 + h_2}{h_1 h_2} \right) + \frac{I_B}{L} \right] & \frac{2EI_B}{L} & \frac{2EI_C}{h_2} & 0 \\ \frac{2EI_B}{L} & 4E \left[ I_C \left( \frac{h_1 + h_2}{h_1 h_2} \right) + \frac{I_B}{L} \right] & 0 & \frac{2EI_C}{h_2} \\ \frac{2EI_C}{h_2} & 0 & 4E \left( \frac{I_C}{h_2} + \frac{I_B}{L} \right) & \frac{2EI_B}{L} \\ 0 & \frac{2EI_C}{h_2} & \frac{2EI_B}{L} & 4E \left( \frac{I_C}{h_2} + \frac{I_B}{L} \right) \end{bmatrix}$$

İndirgenmiş Rijidlik Matrisi  $\hat{k}_t$  indirgenmiş kütle matrisi  $m_t$  ile işleme girer

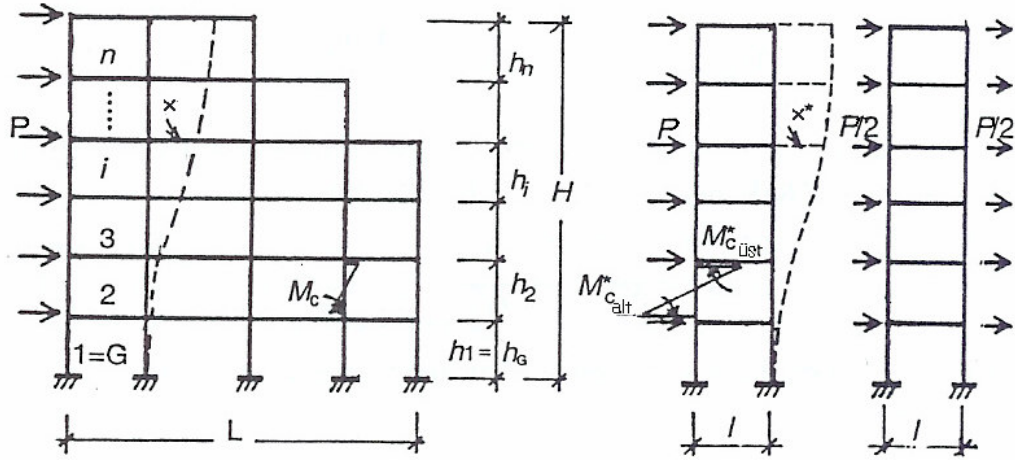
$$[\hat{k}_t] = [k_t] - [k_{t\theta}] \cdot [k_{\theta\theta}]^{-1} \cdot [k_{\theta}]$$

$$[m_t] \{\ddot{x}\} + [\hat{k}_t] \{x\} = 0$$

### 3. ÇOK KATLI YAPILARIN ANALİZLERİ İÇİN YAKLAŞIK YÖNTEMLER

Yaklaşık yöntemlerde, hesabı basitleştirmek için yapılan başlıca kabuller şunlardır:

- i) Yatay yükler kat seviyelerinde toplanmıştır.
- ii) Kesme kuvveti etkilerinden doğan deformasyonlar ihmal edilmiştir. (bu ihmal çubuk elemanlarından oluşan çerçevelerde önemsizdir. Ancak perde elemanların bulunduğu karma sistemlerde kesme kuvveti etkileri göz önüne alınmalıdır.)
- iii) Elemanlarda, aksenal kuvvet etkisinden kaynaklanan boy kısaltmaları ihmal edilmiştir.



Şekil 3.1

#### 3.1. Tek Açıklık Yöntemi

Yatay yüklere maruz kalmış çok katlı, tek açıklıklı çerçevelerin analizi için iki yaklaşım vardır.

- i) Moment Sıfır Noktası Yaklaşımı
- ii) Sürekli Ortam Yaklaşımı ( Sadece düzgün çerçevelerde kullanılabilir.)

### 3.1.1. Moment Sıfır Noktası (MSN) Yaklaşımı

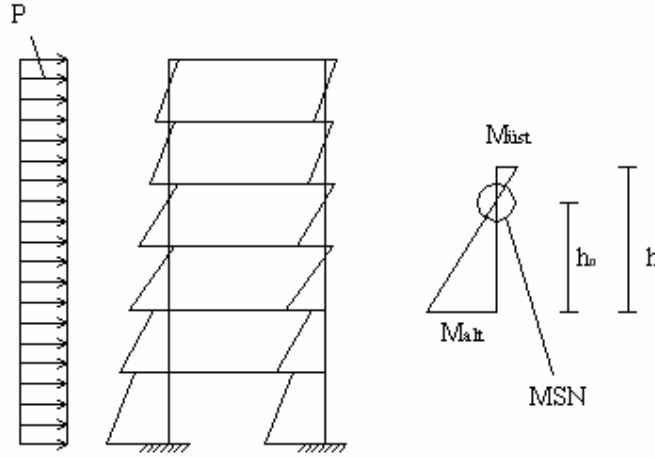
Şekil 3.2'deki çerçevede i. kolon ekseninde momentin sıfır olduğu noktaya “ $h_0$ ”, kolon üst ucuna etkiyen toplam yatay kuvvete “ $P$ ” ve kat yüksekliğine “ $h$ ” dersek ;

$$M_{alt} = (P \cdot h_0)/2 \quad : \text{Kolon alt ucundaki moment}$$

$$M_{üst} = [P \cdot (h_0 - h)]/2 \quad : \text{Kolon üst ucundaki moment}$$

$$\varepsilon = h_0/h = 1/(1 - M_{üst}/M_{alt}) \quad : \text{Moment sıfır noktası oranı olmak üzere ;}$$

$$M_{alt} = (P \cdot \varepsilon \cdot h)/2 \quad M_{üst} = [P \cdot (1 - \varepsilon) \cdot h]/2$$



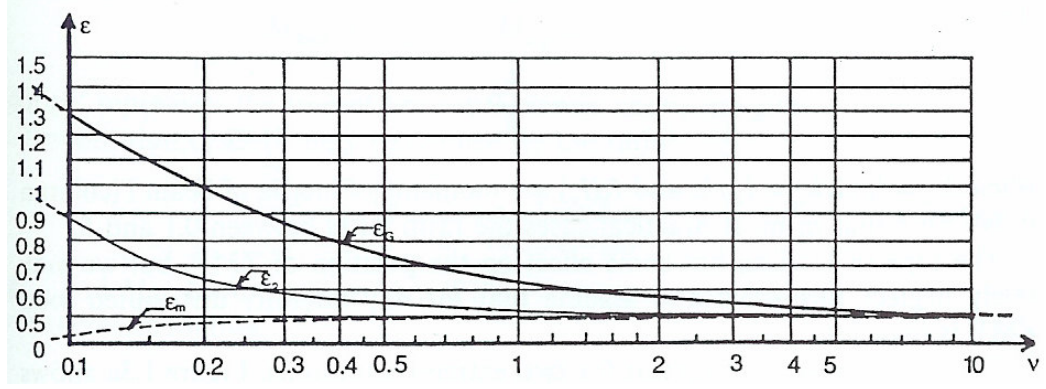
Şekil 3.2

$$k_{bi} \quad : \text{Kiriş Rijitliği} = I_{bi} / l$$

$$k_{ci} \quad : \text{Kolon Rijitliği} = I_{ci} / h \quad \text{olmak üzere ;}$$

$$\text{Rijitlik oranı } v = k_{bi}/k_{ci}$$

Kat yüksekliği ( $h$ ) ve kolon kiriş eylemsizlik momentlerinin ( $I_c, I_b$ ) çerçeve yüksekliği boyunca eşit olan, yatay üçgen yayılı yük etkisindeki, 6, 8 ve 10 katlı, düzgün çerçevelerde, çeşitli  $v$  değerleri ile (0,01-0,10-0,50-1,00-2,00-5,00-10,00-1000,00) yapılan analizler sonucu  $\varepsilon$  oranının, yapının zemin katında ( $\varepsilon_G$ ), birinci normal katında ( $\varepsilon_2$ ) ve yapı yüksekliğinin ortasına denk gelen katta ( $\varepsilon_m$ ) belirli bölümlerinde belirli aralıklarda kaldığı görülmüştür. Bu analizler sonucu çizilen  $v - \varepsilon_G, \varepsilon_m, \varepsilon_2$  grafiği Şekil 3.3'teki gibidir.



**Şekil 3.3**

Grafikte de görüldüğü gibi,

$$v > 2 \quad \text{için} \quad 0,5 < \varepsilon_G < 0,6$$

$$v < 0,2 \quad \text{için} \quad \varepsilon_G > 1$$

$$v > 0,5 \quad \text{için} \quad \varepsilon_m \approx 0,5$$

$$0,1 < v < 0,3 \quad \text{için} \quad 0,5 < \varepsilon_2 < 0,9 \text{ aralıklarında kalmaktadır.}$$

Yine yapılan analizler sonucu,  $\varepsilon_m \neq 0,5$  olması durumunda oluşacak en büyük momentin  $M_{\max}$ ,  $\varepsilon_m = 0,5$  alınarak hesaplanan momentten %10-20 oranında daha fazla çıktığı görülmüştür.

$v < 0,1$  olması durumuna karşı gelen  $\varepsilon$  değerleri çok geniş bir aralıkta değişmektedir. Bu yüzden bu gibi durumlarda  $M_{\max} = M_{\text{kon}}$  alınarak güvenli tarafta kalınabilir. Kirişlerin kolonlara göre rijitliğinin çok küçük olduğu anlamına gelen bu durumda çeşitli  $v$  değerleri için  $M_{\max}/M_{\text{kon}}$  oranları Tablo.1 de verilmiştir. Tablodaki değerlerden de anlaşılacağı gibi kiriş ne kadar zayıf olursa olsun yine de kirişsiz duruma göre (konsol kiriş durumu) hesaplanacak momente göre ortalama % 50 oranında azaltmaya neden olmaktadır.

**Tablo 3.1** : Çeşitli  $v$  değerlerine karşı gelen  $M_{\max}/M_{\text{kon}}$  oranları

$k_{bi}/k_{ci}$	$M_{\max}/M_{\text{kon}}$
0,001	0,80-0,90
0,01	0,40-0,60
0,1	0,15-0,30

Katlar arasında kolon eylemsizlik momentlerinin değişik olması durumunda v oranı;

$$v = k_b / k_{cmax} \text{ şeklinde hesaplanır.}$$

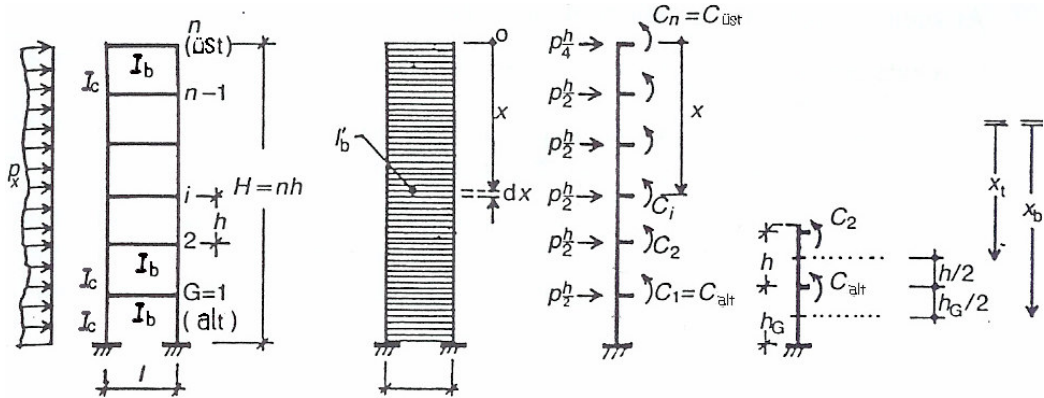
Zemin kat yüksekliğinin, normal katlardan farklı olması durumunda ise,

$$\varepsilon_G = k_b / k_{cG} = (I_{bi} / l) / (I_{ci} / h_G) \text{ (Scarlat, 1996)}$$

### 3.1.2. Sürekli Ortam Yaklaşımı

Bu yöntem çok katlı, çok açıklıklı çerçeveleri, sürekli ortam yaklaşımı ile tek açıklıklı çerçeveye dönüştürmeye dayanmakta ve genel itibari ile düzgün çerçeveler için ( her katta eşit eylemsizlik momentine sahip kolon ve kirişler ve birbirine yakın kat yükseklikleri olan ( $2/3 < h_i/h_j < 3/2$ ) çerçeveler) tatmin edici yaklaşıklıkta sonuçlar vermektedir.

Şekil 3.4'te da görüleceği gibi yatay  $P_x$  yayılı kuvveti etkisindeki çerçevenin kirişleri, çerçeve yüksekliği boyunca, dx kalınlığında tabakalardan oluşan bir sürekli ortama dönüştürülmüştür.



Şekil 3.4

dx kalınlığındaki fiktif kirişlerin eylemsizlik momenti  $I_b' = I_b dx/h$

Kat seviyesine etkiyen kuvvet P olmak üzere;

Düzgün yayılı yük etkisindeki çerçeve için  $p = \Sigma P/H$

$$\alpha = (6I_b/I_c h l)^{1/2} \quad \gamma = [\sinh(\alpha H) - \alpha H] / \cosh(\alpha H) \quad (H < 20 \text{ mt için } \alpha = 1)$$

$$C_i = (p/\alpha^2) \sinh(\alpha h/2) [\gamma \cosh(\alpha x_i) - \sinh(\alpha x_i)] + (p h x_i/2)$$

$$C_{üst} = (p/2\alpha^2) [\gamma \sinh(\alpha h/2) - \cosh(\alpha h/2) + 1] + (p h^2/16)$$

$$C_{alt} = (p/2\alpha^2) \{ \gamma [\sinh(\alpha x_B) - \sinh(\alpha x_T)] - \cosh(\alpha x_B) - \cosh(\alpha x_T) \} + (p(x_B^2 - x_T^2)/4)$$

Her kolon için yukarıdaki formülasyon ile belirlenecek  $C_i$  (en üst kat için  $C_{üst}$  ve kat yüksekliğinin farklı olması durumunda zemin kat için  $C_{alt}$ ) ler ve kat üst seviyesinde etkiyen P kuvvetleri belirlenince, problem statik açıdan belirli probleme dönüşür. Bu durumda eğilme momentleri ;

$$M_i = M_{pi}/2 + M_{Ci}$$

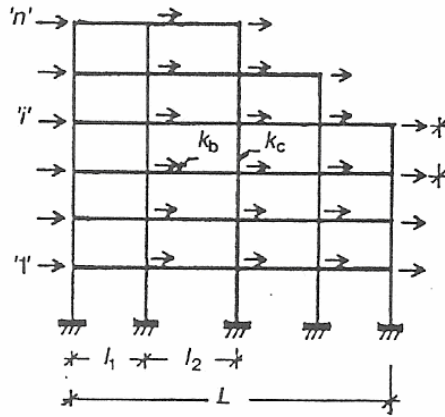
$$M_{Ci} = \sum_{i=1}^n C_i \quad M_{pi} = \frac{px_i^2}{2}$$

İfadeleri ile hesaplanabilir.

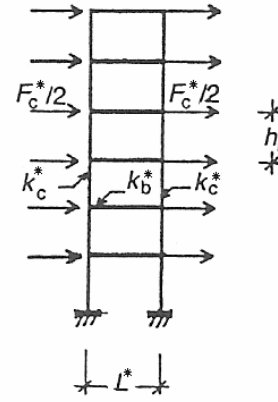
Sürekli ortam yaklaşımı, MSN yaklaşımına oranla çok daha fazla hesap işlemi ve daha fazla dikkat gerektirmektedir.

### 3.2. Eşdeğer Çerçeve Yöntemi

Eşdeğer çerçeve yöntemi çok katlı, çok açıklıklı bir çerçeveyi, çok katlı tek açıklıklı bir çerçeveye indirgeyen yaklaşık bir yöntemdir.



Şekil 3.5-a



Şekil 3.5-b

Şekil 3.5-a'da görülen çerçevenin, eşdeğer çerçeve yöntemiyle tek açıklıklı çerçeveye indirgenmiş hali Şekil 3.5-b'de görülmektedir. Asıl çerçeve ile eşdeğer çerçevenin kat yükseklikleri ve çerçevelere etkiyen dış kuvvetler aynıdır. Ancak eşdeğer çerçevenin açıklığı  $L^*$  keyfi olarak seçilebilir.

j. kat için :

$k_{cij}$  : Asıl çerçevedeki kolonların rijitliği,

$k_{cij}^*$  : Eşdeğer çerçevedeki kolonların rijitliği,

$k_{bij}$  : Asıl çerçevedeki kirişlerin rijitliği,

$k_{bij}^*$  : Eşdeğer çerçevedeki kirişlerin rijitliği,

$F_j$  : Asıl çerçeveye etkiyen yatay yük,

$F_j^*$  : Eşdeğer çerçeveye etkiyen yatay yük,  
 $M_{cij}$  : Asıl çerçeve kolonlarında oluşan eğilme momenti,  
 $M_{cij}^*$  : Eşdeğer çerçeve kolonlarında oluşan eğilme momenti,  
 $x_j$  : Asıl çerçevede yatay yükler sebebiyle meydana gelen yanal ötelenme  
 $x_j^*$  : Eşdeğer çerçevede yatay yükler sebebiyle meydana gelen yanal ötelenme  
 olmak üzere, eşdeğer çerçevenin karakteristikleri aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\Sigma k_{cij}^* = 2 k_{cij}^* = \Sigma k_{cij} \quad \rightarrow \quad k_{cij}^* = \Sigma k_{cij} / 2$$

$$\Sigma k_{bij}^* = \Sigma k_{bij}$$

$$F_j^* = F_j$$

$$\Sigma M_{cj}^* = 2M_{cj}^* = \Sigma M_{cj} \quad \rightarrow \quad M_{cj}^* = \Sigma M_{cj} / 2$$

$$x_j^* = x_j$$

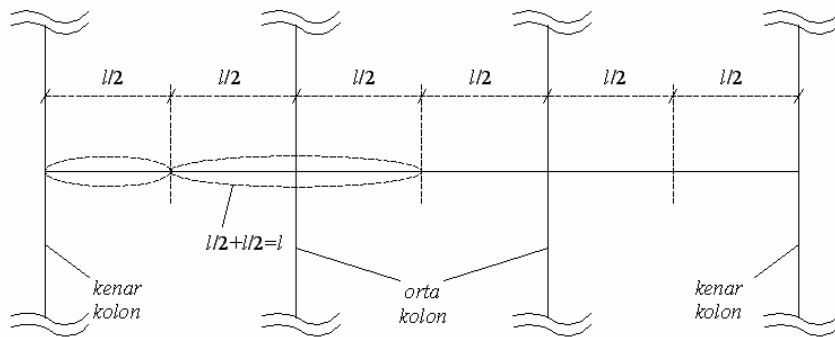
Eşdeğer çerçevede hesaplanan  $M_{cj}^*$  momenti asıl çerçeve kolonlarına dağıtılırken, kolon rijitlikleri oranında dağıtılır.

$$M_{cij} = 2 M_{cij}^* ( I_{cij} / \Sigma I_{cij} ) \quad (i: \text{kolon no, } j: \text{kat no})$$

Kolonlar arasında moment dağılımı yukarıdaki gibi yapılması sadece iki durumda kesin doğru olur

- i) Rijit kiriş ( $v \rightarrow \infty$ )
- ii) Esnek kiriş ( $v \rightarrow 0$ )

Standart yapılarda ise bu iki uç durumun arasında bir durumla karşı karşıya geliriz. Bu durumda kenar kolonlar ile orta kolonların göreceli rijitlikleri birbirinden farklıdır. Çünkü kenar kolonlara birleşen toplam kiriş uzunluğu  $l / 2$  iken orta kolonlarda bu uzunluk  $(l + l) / 2 = l$  olmaktadır. (Bkz.:Şekil 3.6)



**Şekil 3.6**

Yapılan hesaplarda bu detay göz önüne alınmazsa hesaplanan momentler, gerçek moment değerlerinden, kenar kolonlarda daha büyük, orta kolonlarda ise daha küçük çıkacaktır.

$v < 0,05$  ve  $v > 10$  aralıklarında bu durumun yarattığı etkiler ihmal edilebilir. Ancak  $0,05 < v < 10$  aralığında hesaplanan eğilme momentleri orta kolonlar için, zemin katta %10-20, diğer katlarda ise %10-30 oranında arttırılır. Hesapların güvenli tarafta kalması için kenar kolonlarda herhangi bir azaltma yapılmaz.

Kolon uçlarındaki eğilme momentleri belirlendikten sonra, giriş uçlarındaki eğilme momentleri belirlenir.

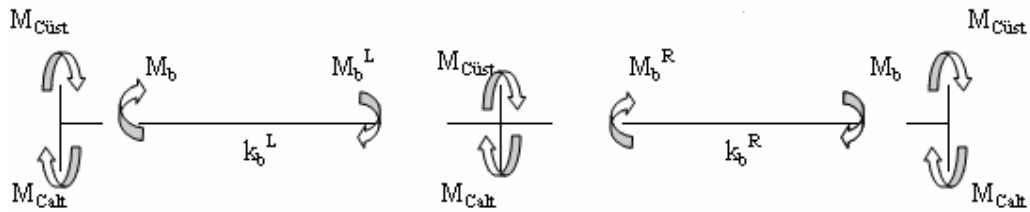
Dış kolonlar için :

$$M_b = M_{cağ} + M_{calt}$$

Orta kolonlar için :

$$M_b^L = (M_{cağ} + M_{calt}) \frac{k_b^L}{(k_b^L + k_b^R)}$$

$$M_b^R = (M_{cağ} + M_{calt}) \frac{k_b^R}{(k_b^L + k_b^R)}$$



**Şekil 3.7**

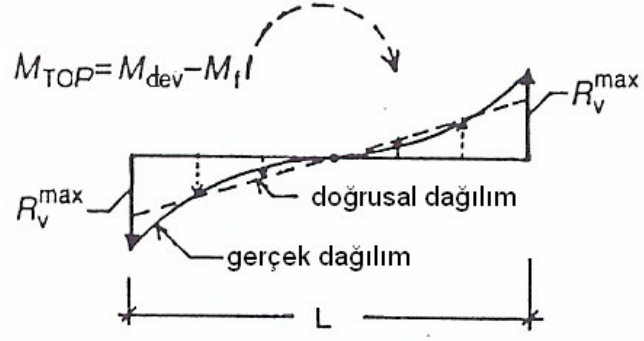
Yatay yüklerden kaynaklanan en büyük düşey tepkiyi ( $R_v^{\max}$ ) belirlerken, doğrusal dağılım yapıldığında, uç noktalarda, gerçek dağılım sonucu ortaya çıkan tepkilerden daha düşük tepkiler elde edileceğinden (Şekil 3.8) gerçek sonuca yaklaşmak için ;

$M_{dev}$  : Devrilme momenti,

$\Sigma M_f$  : Mesnet momentleri toplamı, olmak üzere ;

$$R_v^{\max} = \frac{M_{Tep}}{L^*} = \frac{(M_{dev} - \Sigma M_f)}{L} = \frac{(M_{dev} - F_{Tep} \epsilon_G h_G)}{L}$$

Göreceli olarak yüksek olmayan ( $L > H$ ) çerçevelerde, yatay yüklerden kaynaklanan düşey tepkiler, düşey yüklerden kaynaklanana oranla daha düşüktürler. Bu sebeple ihmal edilebilirler. Ancak göreceli yüksek ( $L < H$ ) çerçevelerde yatay yük etkisinden kaynaklanan düşey tepkileri hesaba katmak gerekir.



**Şekil 3.8**

Daha önce de belirtildiği gibi eşdeğer çerçevenin açıklığı  $L^*$  keyfi değer olabilir. Ancak, düşey reaksiyonları direkt olarak eşdeğer çerçeve analizinden bulabilmek için  $L^*=L$  seçilebilir.

## 4. BETONARME PERDE ve ÖZELLİKLERİ

### 4.1. Betonarme Perde ve Kullanım Amaçları

Yapı yüksekliğinin artmaya başlaması ile yatay kuvvetler yapı tasarımında önem kazanır.

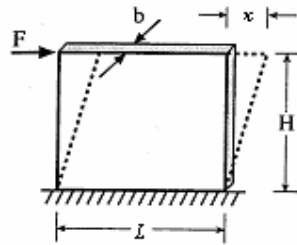
Çok katlı betonarme yapılarda, deprem kuvveti altında taşıyıcı sistemin yanal rijitliğini yeterli hale getirebilmek için yalnızca çerçevelerden oluşturmak ekonomik olmamakta ve taşıyıcı sisteme betonarme perde elemanlar yerleştirmek uygun düşmektedir.

Yapı içinde, taşıyıcı sisteme uygun şekilde yerleştirilen betonarme perde elemanlar, şiddetli deprem etkileri altında, yatay yüklerin önemli bir kısmını karşılamakta ve sağladığı büyük ötelenme rijitliği ile yapıda oluşacak yatay ötelenmeleri sınırlamaktadır.

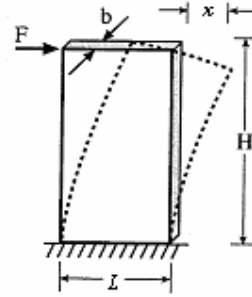
### 4.2. Perdelerin Matematik Modellenmesi

Yatay yükler etkisinde düzlemsel perdelerin yatay ötelenme rijitliğinin belirlenmesi son derece önem kazanmaktadır, çünkü perdelerin toplam deprem kuvvetinden alacakları yük payı, göreceli yanal ötelenme rijitlikleri ile orantılıdır.

Yanal ötelenme rijitliklerinin belirlenmesinde düşey taşıyıcıların narinlik oranları göz önünde tutulur.



Şekil 4.1-a



Şekil 4.1-b

Narinlik oranı küçük perdelerin (Şekil 4.1-a) toplam ötelenmesinde kayma deformasyonun, narinlik oranı büyük perdelerin toplam ötelenmesinde ise eğilme deformasyonun katkısı büyüktür (Şekil 4.1-b)

Perdelerin rijitliğini azaltan iki önemli faktör kesme kuvvet etkisi ve zemin deformasyonudur.

### 4.3. Boşluksuz Perdeler

#### 4.3.1. Boşluksuz Perdeler Üzerinde Kesme Kuvveti Etkisi

Perde boyu " $L$ " ve perde yüksekliği " $H$ " olmak üzere,  $L/H$  oranı büyüdükçe perde elemanın davranışı kısa kolon davranışına yaklaşır, yani perdenin toplam deformasyonunda kesme kuvvetlerinden meydana gelen deformasyonların payı büyür. Dolayısı ile perde kayma kirişi davranışı gösterir. Bu durum perdenin rijitliğinde önemli bir azalma meydana getirir.

Perde eleman için  $L/H$  oranı  $1/5$ 'ten küçük kaldığı sürece, perdeye etkileyen kesme kuvveti etkileri ihmal edilebilir.

Kesme kuvvetinin etkisini hesaplarda göz önüne almak için,

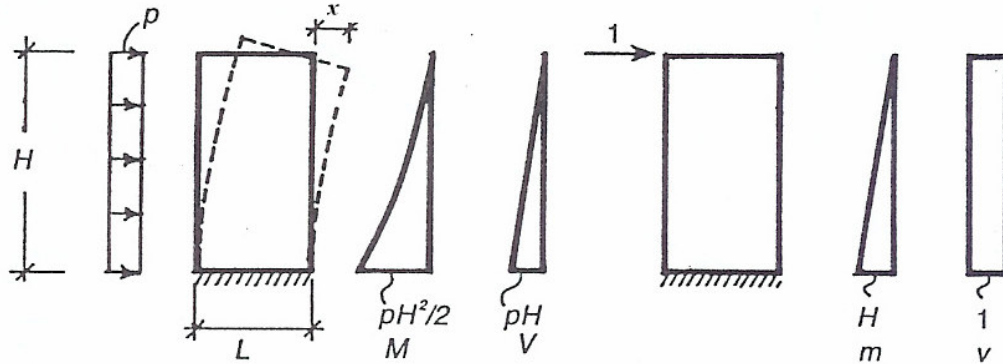
$x$  : Perdenin toplam yer değişirmesi

$x_M$  : Sadece eğilme momenti etkilerinden kaynaklanan yer değişirme

$x_V$  : Kesme kuvveti etkilerinden kaynaklanan yer değişirme

olmak üzere, perde elemanın toplam yer değişirmesi;

$x = x_M + x_V$  olarak göz önüne alınır.



Şekil 4.2

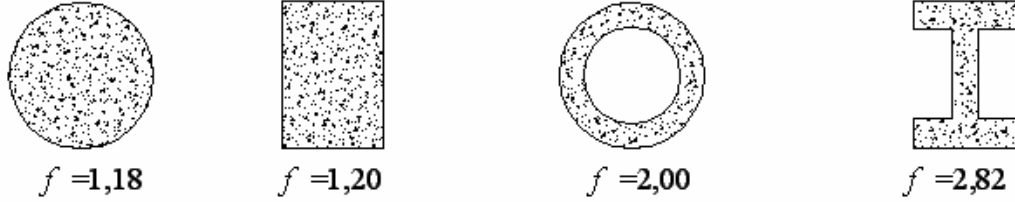
$$x_M = \int \frac{mMdx}{EI}$$

$$x_V = \int \frac{fvdx}{GA}$$

$m$  : Birim kuvvet etkisinde oluşan moment

$v$  : Birim kuvvet etkisinde oluşan kesme kuvveti

$f$  : Şekil faktörü (Şekil 4.3)



**Şekil 4.3**

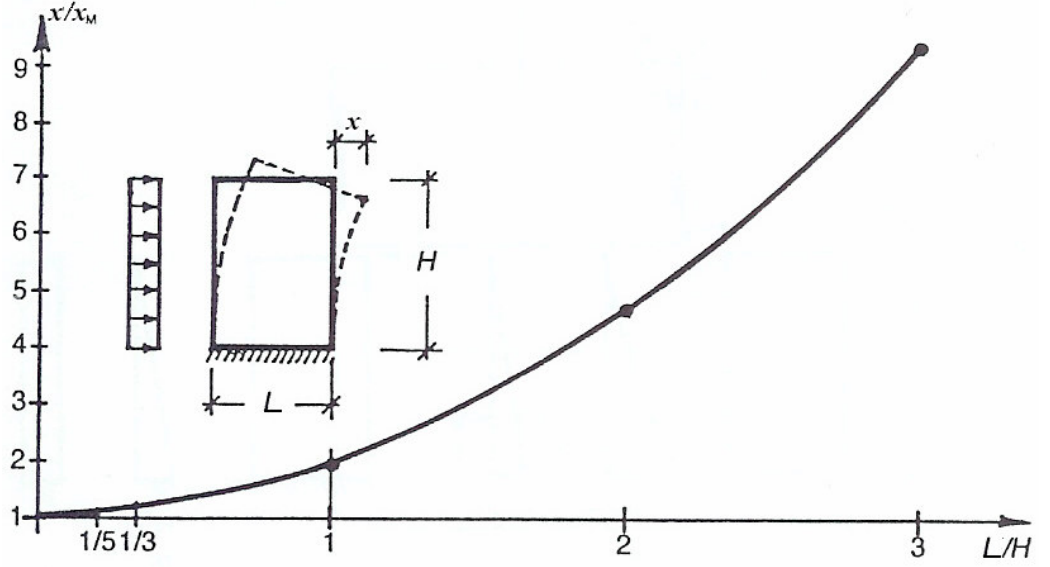
Kesme kuvvetinden kaynaklanan yanal yer değiştirmeyi hesaba katmanın bir başka yolu ise, eğilme etkilerinden kaynaklanan yer değiştirmeyi  $(1+(2/3)s)$  ifadesiyle çarparak arttırmaktır.

$$x = x_M \left(1 + \frac{2}{3}s\right) \quad s = \frac{6fEI}{GAH^2}$$

Dikdörtgen kesitler için  $f = 1,2$ , ve betonarme için  $G \approx 0,425E$  olduğu göz önüne alınırsa, ( $L$ : Perde uzunluğu,  $H$ :Yapı yüksekliği)

$$s = 1,41 \frac{L^2}{H^2}$$

Şekil 4.4'te dikdörtgen kesitli betonarme perdenin deformasyonunda, kesme kuvvetinin etkisinin  $L/H$  oranına bağlı grafiği verilmiştir. Grafikte de görüleceği gibi,  $L/H < 1,5$  kaldığı sürece kesme kuvveti etkileri %4 civarında olup ihmal edilebilir seviyededir.  $L/H$  oranı  $1/3$  değerine yaklaştığında kesme kuvveti etkileri % 10 mertebesine ulaşmaktadır ve bu durumda bu etkilerin ihmali hatalara yol açabilir.  $L/H$  değeri 1 e yaklaştığında ve geçtiğinde ise perde eleman kısa kolon durumuna yaklaşır ve kayma kirişi davranışı sergiler.



Şekil 4.4

Perde elemanların, perde-çerçeve karma sistemlerin bir ögesi olmaları durumunda, kesme kuvveti etkilerini göz önünde bulundurmak için, perde elemanların eylemsizlik momentleri  $(1+2s)$  ifadesine bölünerek azaltılır.

$$I_p^* = \frac{I_p}{(1+2s)} \quad s = 1,41 \frac{L^2}{H^2}$$

#### 4.3.2. Zemin Deformasyonu Etkileri

Çoğu yapı analiz yönteminde yapı mesnetleri ankastre kabul edilerek zemin deformasyonu ihmal edilir. Ancak zemin etkileri çok önemlidir ve ihmal edilmeleri hatalara yol açabilir.

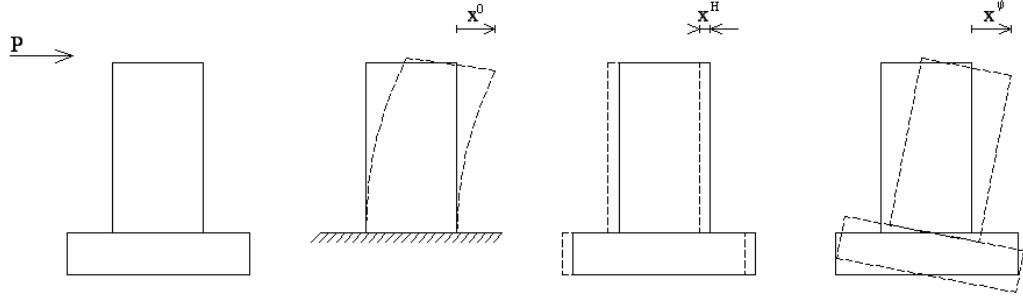
Zemin deformasyonlarının, perde elemanların rijitlikleri üzerinde yarattığı olumsuz etkiler, sismik kuvvetler kadar önemlidir.

Zemin deformasyonunun temel parametresi “ $k_s$ ” (taban modülü) dir. Genellikle zemin cinsine bağlı olarak  $20000 \text{ kNm}^{-3}$  (yumuşak zemin),  $- 10000 \text{ kNm}^{-3}$  (sert zemin) değerleri arasında değişir.

Ankastre mesnetli bir perde elemanın en büyük yanal ötelenme değeri  $x^0$  ve buna karşı gelen rijitlik  $k_p^0 = 1/x^0$  olsun.

Elastik mesnede oturan bir perdenin toplam yanal ötelenmesi  $x_T$  ise, eğilme etkilerinden kaynaklanan yanal ötelenme ( $x^0$ ), zeminin yanal ötelenmesinden

kaynaklanan yanal ötelenme ( $x^H$ ) ve mesnedin dönmesinden kaynaklanan yanal ötelenme ( $x^\theta$ ) nin toplamıdır. (Şekil 4.5)



Şekil 4.5

$$x_r = x^0 + x^H + x^\theta$$

Ankastre mesnet kabullü analizlerde zemin deformasyonunu hesaba katmak için perdenin etkin boyu L belli bir oranda azaltılabilir.

Yumuşak zeminlerde  $Le = (0,4-0,6)L$

Sert zeminlerde  $Le = (0,5-0,7)L$

Perde elemanlarda, zemin deformasyonlarından kaynaklanan rijitlik azalması sonucunda, doğal periyot  $T_n$  ve buna bağlı olarak da elemana etkiyen deprem kuvveti artar. Bu durumu hesaba katmanın bir başka yolu ise ;

i) Ankastre mesnetli elastik perde elemanın  $T_n$  doğal titreşim periyodunu hesaplanır.

ii) Zemin deformasyonunun göz önüne alındığı rijit perde kabulü ile,  $T_r$  dönme hareketi periyodu bulunur. (Şekil 4.6) (**Dunkerley, 1986**)

$\theta$  : Dönme açısı

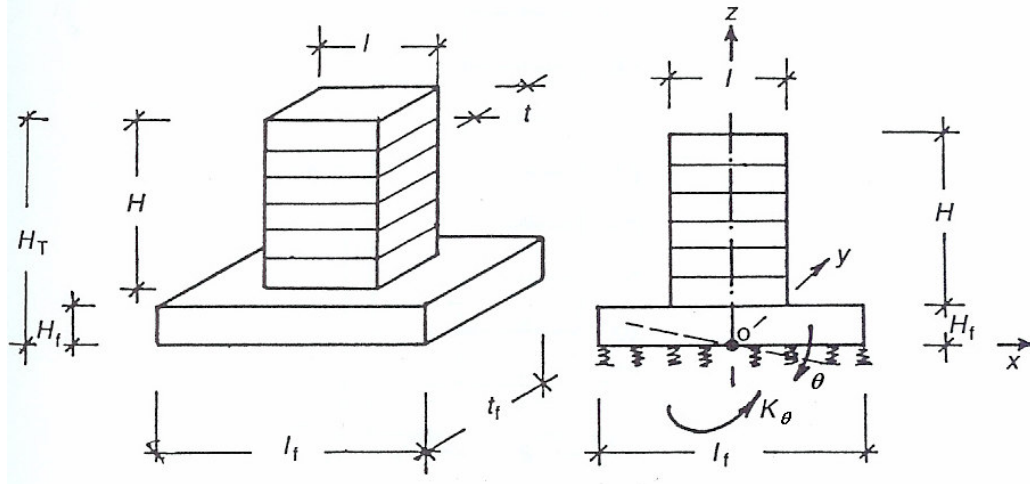
$I_f$  : Temel elemanın eylemsizlik momenti olmak üzere;

$$\omega_r^2 = \frac{gK_\theta}{W\left(\frac{H_T^2}{3}\right)} \quad K_\theta = k_s I_f$$

$$T_r = \frac{2\pi}{\omega_r} = 3,63 \sqrt{\frac{WH_T^2}{gK_\theta}}$$

iii) Zemin deformasyonunun göz önüne alındığı periyot hesaplanır.

$$T = \sqrt{T_n^2 + T_r^2}$$



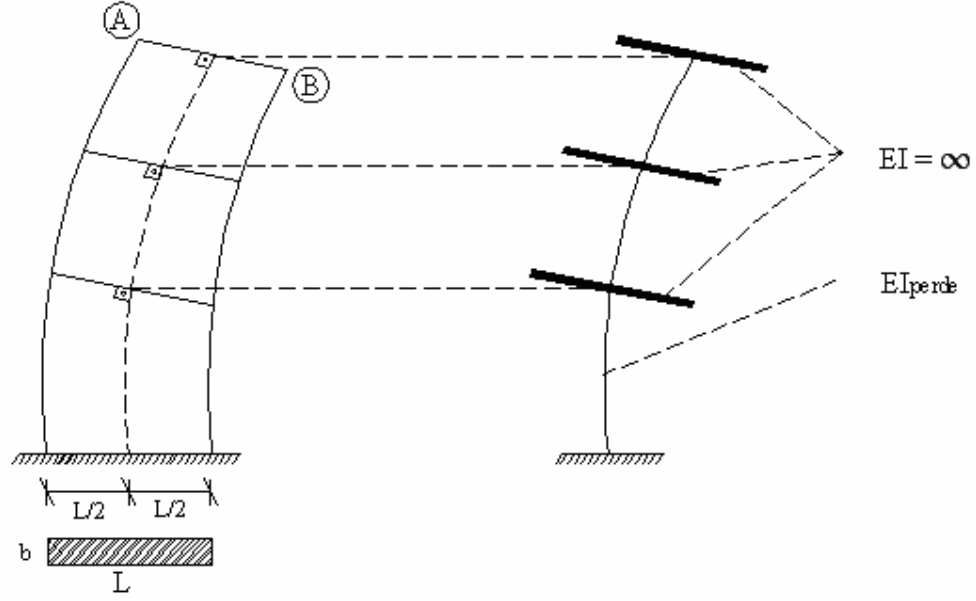
Şekil 4.6

#### 4.4. Perdelerin Bilgisayar Modellemesi

Perdelerin bilgisayar modelinin yapılmasında perdenin yatay yükler altında şekil değiştirmesi dikkatle incelenmeli ve bilgisayar modelinin perdenin önemli şekil değiştirme özelliklerini yansıtmaması sağlanmalıdır.

Perdelerin yanal ötelenmesinde dikkati çeken en önemli özellik perde kesit düzleminin (L) uzunluğunca eşit ( $\theta$ ) dönme açısını korumasıdır (eğilmeden önce düzlem olan kesitler eğilmeden sonra da düzlem kalırlar). (Şekil 4.7)

Perdelerin bilgisayar modeli, perde akslarından geçen bir geniş kolon olarak yapılabilir, ancak perdenin (L) genişliğince eşit ( $\theta$ ) açısı gösterme zorunluluğu, geniş kolon uçlarında (L) uzunluğunca eğilme rijitliği sonsuz olan ( $EI=\infty$ ) elemanların kullanılması ile sağlanır.



**Şekil 4.7**

Bu tür kolona, teknik literatürde “geniş kolon” adı verilir. Nümerik bilgisayar verisi olarak eylemsizlik momentinin perdeninkinden çok büyük alınması (örneğin 100 kez) yeterli olmaktadır.

#### **4.5. Boşluklu Perdeler**

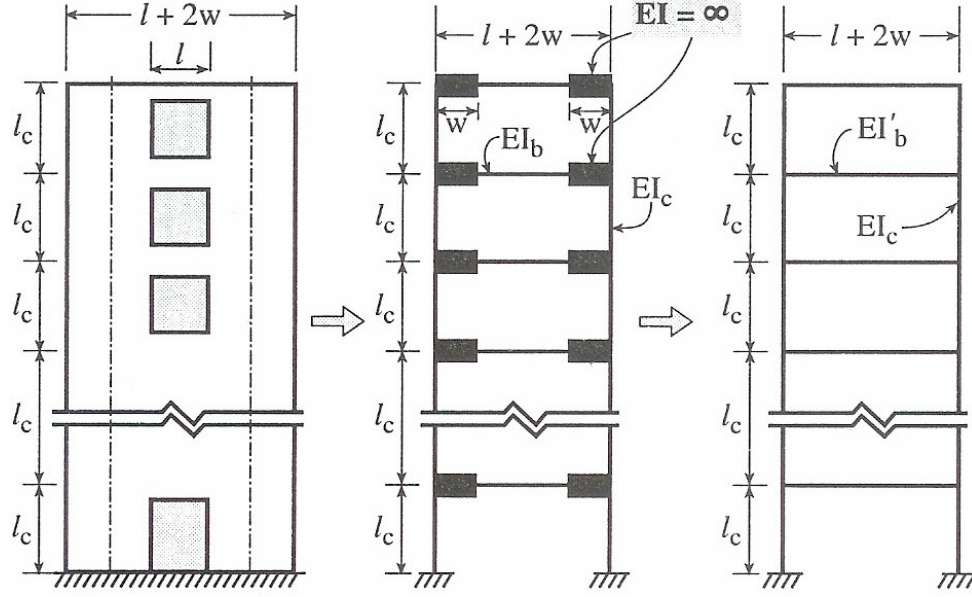
Mimari gereksinimlerin sonucu, dolu gövdeli perdelerde kapı ve pencere boşlukları bırakılması ile boşluklu perdeler oluşturulur. Bu tip perdeler dolu gövdeli boşluksuz perde davranışı ile çerçeve davranışı arasında bir davranış gösterirler. Boşlukların iki yanında bulunan geniş kolon(perde-kolon)ların rijitlikleri, aradaki bağ kirişlerinin rijitliklerine oranla çok yüksek olduğu için, boşluklu perde eğilme kirişi gibi davranır. Ancak geniş kolonları birbirine bağlayan bağ kirişleri çift eğrilikli bir deformasyon eğrisine sahip olduğundan kayma kirişi özelliği gösterirler.

Sonuç olarak boşluklu perdeler hem eğilme kirişi, hem de kayma kirişi özelliği gösterir. Ancak boşluklu perdelerin kesme kuvvetlerinden etkilenişi, boşluksuz perdelerle göre daha küçük mertebededir.

Bağ kirişleri yapının hassas elemanlarıdır. Deprem etkilerinden meydana gelen ilk çatlaklar bu elemanlarda görülür. Dolayısıyla bu elemanların dizaynı, tüm yapının depreme göstereceği mukavemet açısından önemlidir.

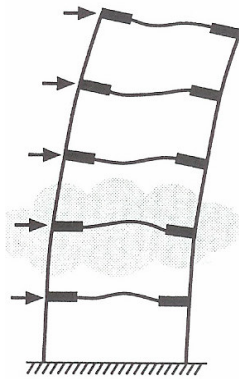
#### 4.5.1. Boşluklu Perdenin Eşdeğer Çerçeve Olarak İdealleştirilmesi

Boşluklu perdeler eşdeğer çerçeveye indirgenirken geniş kolon aksları arasında kalan kiriş uzantısı, eğilme rijitliği sonsuz elemanlar olarak modellenir. Bu modelleme bilgisayar çözümü için uygundur (Şekil 4.8)

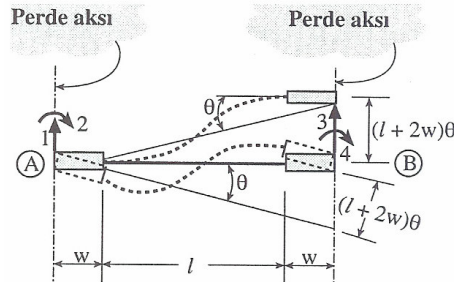


Şekil 4.8

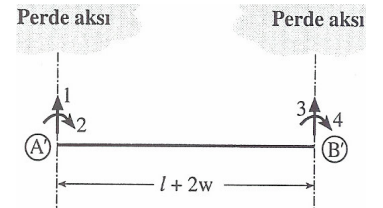
Ancak el ile hesap yapılırken bağ kirişi prizmatik bir eşdeğer kirişe çevrilir. (Şekil 4.9) Bu çevirim yapılırken eşdeğer kirişin geniş kolon düğüm noktalarında aynı rijitliği göstermesi gerektiği, kiriş uçlarının sonsuz rijit olduğu ve kiriş açıklığının değiştiği göz önüne alınmalıdır. Uçları sonsuz rijit bağ kirişinin yatay yükler altında şekil değiştirme eğrisi Şekil 4.9-b' deki gibidir.



Şekil 4.9-a



Şekil 4.9-b



Şekil 4.9-c

Bağ kirişinin aksenal boy kısılması ihmal edilirse, elemanın iki ucundaki geniş kolonlar aynı ötelenmeyi gösterir. Böylece bağ kirişi düzleminde oluşan dönmeler eşit olur. Şekil 4.9-b’de görüleceği gibi kirişin şekil değiştirme eğrisi, kiriş uçlarının düşey doğrultuda göreceli yer değiştirmeleri  $(L+2\omega)\theta$  kadar yer değiştirmesiyle oluşan deformasyon eğrisi ile özdeş olacaktır.

Bu durumda eşdeğer kiriş, karakteristiklerini saptamak için, kiriş uçlarının göreceli düşey yer değiştirmelerini yansıtan tek bir “uyarlama katsayısı” yeterli olacaktır.

(1) doğrultusu için;

Şekil 4.9-b’ deki kirişin rijitlik katsayısı

$$k_{11} = 12EI / L^3 \quad (a)$$

Şekil 4.9-c’deki eşdeğer kirişin rijitlik katsayısı

$$k_{11} = 12EI' / (L+2\omega)^3 \quad (b)$$

(a) = (b) yazılırsa;

$$I' = \frac{(L+2\omega)^3}{L^3} I \quad I' = KI \quad K = \frac{(L+2\omega)^3}{L^3}$$

ifadeleri elde edilir. Burada K yukarıda bahsedilen “uyarlama katsayısı”dır.

Bağ kirişlerinin kısa ve derin olmaları durumunda, kayma deformasyonları yapının tüm davranışlarında etkili olabilir. Bağ kirişlerini K uyarlama katsayısı ile eşdeğer kirişe dönüştürdükten sonra, kayma deformasyonunu göz ardı etmemek gerekir. Yapılacak analiz sadece eğilme etkileri altındaki bir sistem için yapılacaksa, kayma deformasyonu etkilerini hesaba katmak için eşdeğer kirişin eylemsizlik momenti  $I'$  bu etkiyi göz önünde tutmak için, bu kez

$$I' = \frac{(L+2\omega)^3}{(1+2g)L^3} I \quad g = \frac{6fEI}{GAL^2}$$

şeklinde hesaplanır.

Burada dikdörtgen betonarme kesitler için  $f = 1,2$  ve  $G = 0,425$  olduğu göz önüne alınırsa aşağıdaki ifade yazılabilir.

$$1+2g = 1+2,88\left(\frac{H}{L}\right)^2$$

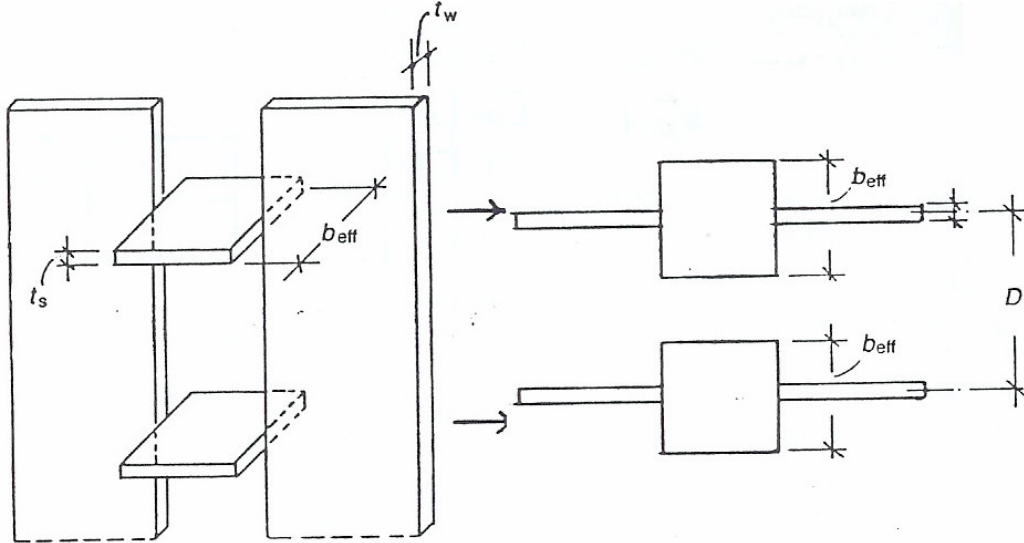
Eşdeğer kiriş ucundaki momentler hesaplandıktan sonra, “kk” küçültme katsayısı ile çarpılarak, bağ kirişinin mesnet yüzü momentleri yani geniş kolon elemanlarda oluşan momentler bulunur. (Atımtay, 2002)

$$k_k = \frac{1}{\left(1 + 2 \frac{w}{L}\right)}$$

#### 4.6. Kirişsiz Perde Çiftleri

Aynı akstaki iki perdenin narin kirişsiz döşemeler tarafından birleştirilmesi durumunda, (Şekil 4.10) efektif bağ kirişi genişliği  $b_{eff}$  aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$b_{eff} = 12t_s + t_w$$



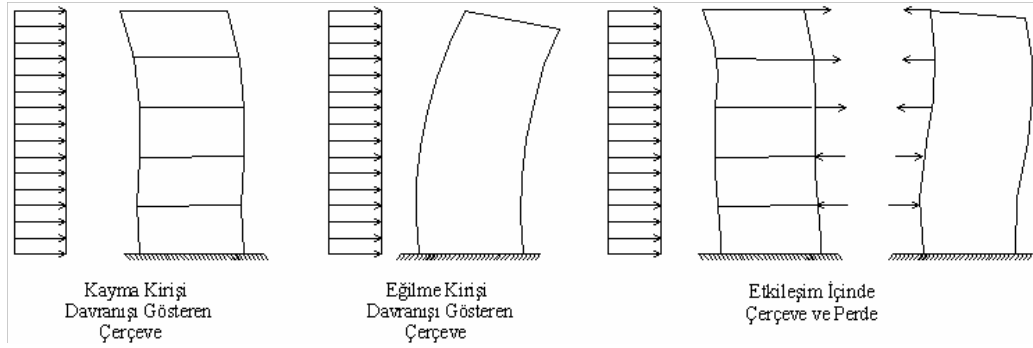
Şekil 4.10

## 5. PERDE-ÇERÇEVE TAŞIYICI SİSTEMLER

### 5.1. Perde-Çerçeve Karma Sistemlerin Davranışı

Perde ve çerçevelerin birlikte çalıştığı sistemlerde iki değişik davranış söz konusudur.

Perde duvar yatay yükler altında bir “eğilme kirişi” gibi, çerçeve ise bir “kayma kirişi” gibi davranır. Buna bağlı olarak perde duvarın deformasyon eğrisi dışbükey (Şekil 5.1-a), çerçevenin deformasyon eğrisi ise içbükey (Şekil 5.1-b) olma eğilimi gösterecektir. Ancak sistem bütün olarak perde ve çerçevenin birlikte çalışma prensibi gereği, hem “eğilme kirişi” hem de “kayma kirişi” özelliklerini taşıyan bir başka deformasyon eğrisi oluşturacaktır. (Şekil 5.1-c)



Şekil 5.1-a

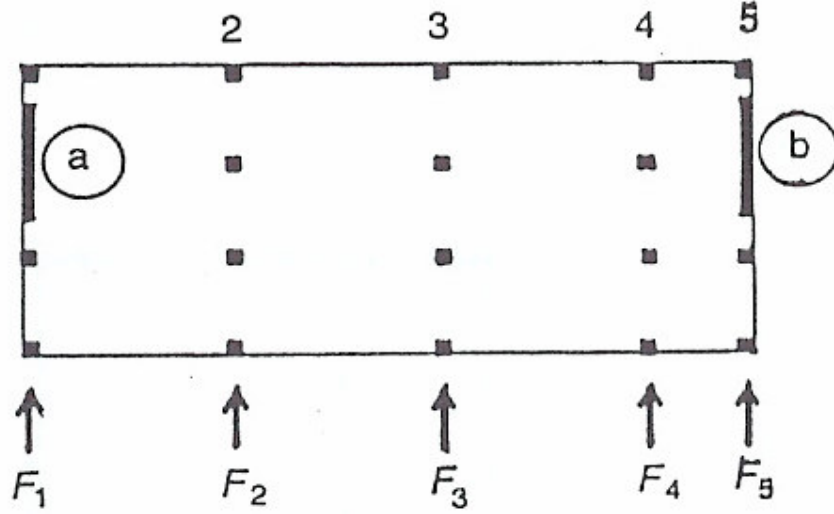
Şekil 5.1-b

Şekil 5.1-c

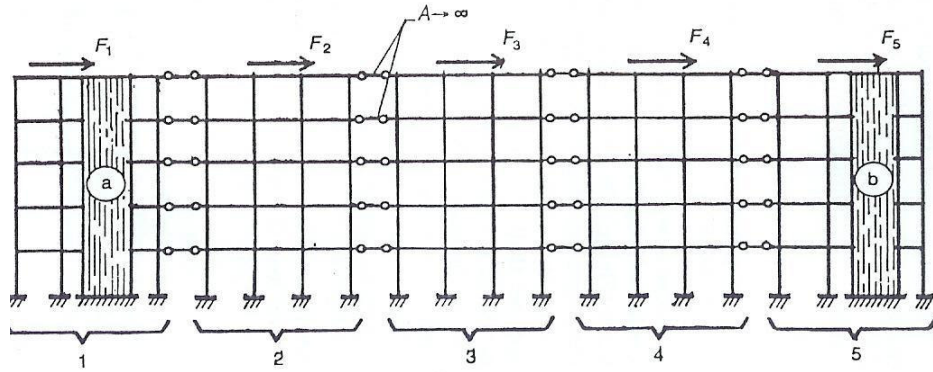
Perdenin ve çerçevenin göreceli rijitliklerinin bir fonksiyonuna bağlı olarak, oluşan deformasyon eğrisinde eğilme veya kayma kirişi davranışı ağır basacaktır.

### 5.2. Eşdeğer Çerçeve Yöntemi ile Seri Bağlı Çerçeve Açılımı Yöntemi

Kat planı Şekil 5.2-a'daki gibi olan yapının (Asıl Yapı) iki boyutlu bir seri çerçeveye indirgenmiş hali Şekil 5.2-b'de görülmektedir. (Eşdeğer Çerçeve). Eşdeğer çerçevede, kat seviyelerinde yerleştirilmiş olan düzlemi içinde sonsuz rijit çubuk elemanlar, perde elemanlar ile çerçeve elemanların eşit yanal ötelenme yapmasını sağlarlar.



Şekil 5.2-a



Şekil 5.2-b

Seri çerçeveler şeklinde olan eşdeğer çerçeve bölüm 3.1'deki esaslara göre tek açıklıklı çerçeveye dönüştürülerek analize tabi tutulur.

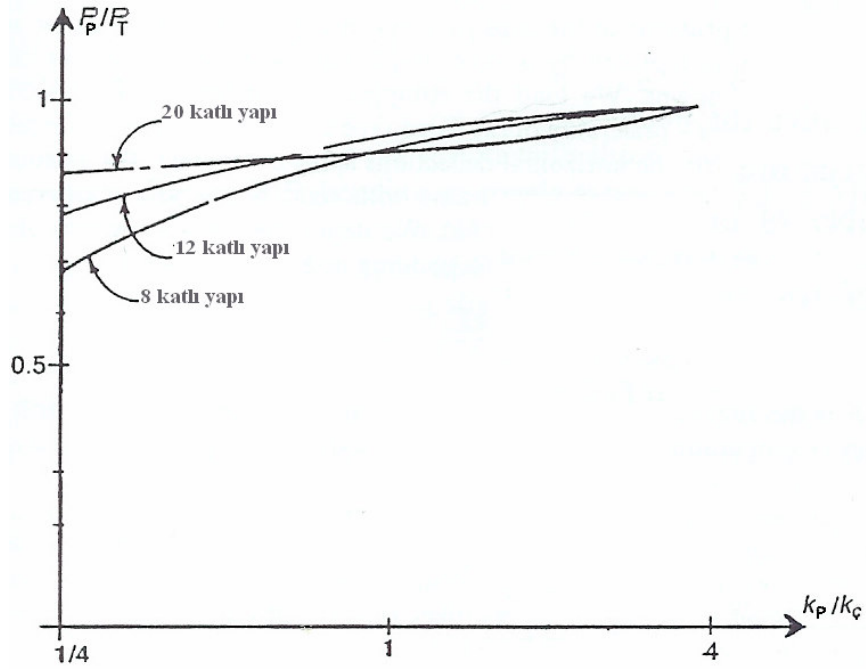
$L/H < 1/5$  durumu söz konusu olduğunda kesme kuvveti etkilerini hesaba katmak için perdenin rijitliği  $1/1+2s$  ifadesi ile çarparak azaltılır.

Eşdeğer çerçevenin analiz sonuçlarına göre "Asıl Çerçeve" deki her bir elemana düşen yatay yükler ve momentler aşağıda anlatıldığı gibi hesaplanır.

### 5.3. Yatay Yüklerin Dağıtımı

Yatay yükü, perde ve çerçeveler birlikte taşırlar. Analize karşılaşıcağımız başlıca problem, yatay yüklerin perde ve çerçeve elemanları arasında nasıl dağıtılacağıdır.

Eşdeğer perde-çerçeve elemanlarında bulunan yük etkileri bireysel elemanlara rijitlikler oranında dağılır. Perde elemanların toplam rijitliği " $k_p$ " ve çerçevenin toplam rijitliği " $k_ç$ " olmak üzere, " $k_p/k_ç$ " oranına göre yatay kuvvet ve eğilme momenti paylaşım grafikleri Şekil 5.3 ve Şekil 5.4 te görülebilir. (Scarlat, 1996)



Şekil 5.3

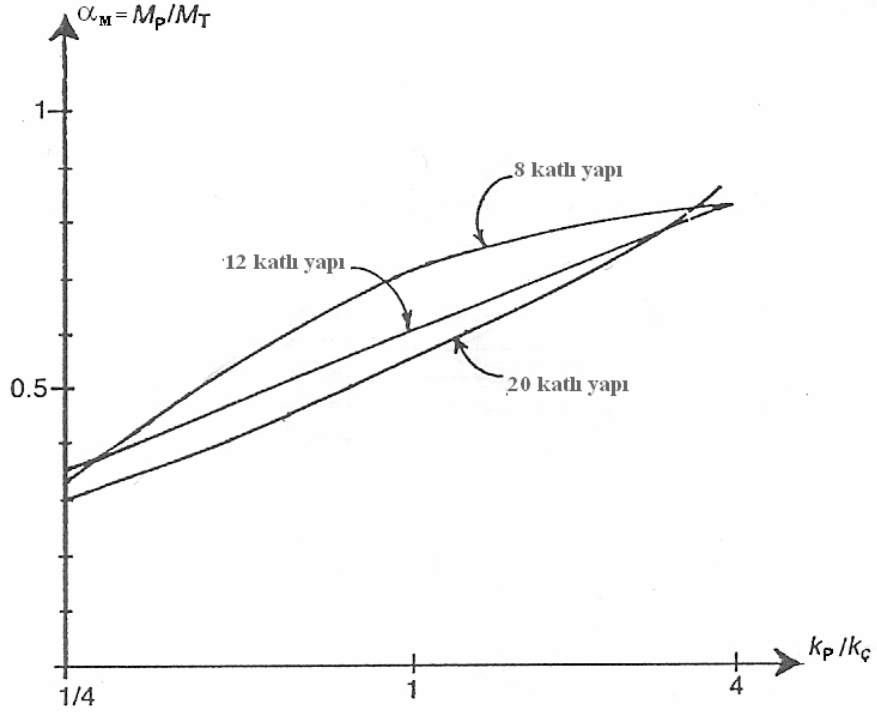
$M_T$ : Yapıya etkiyen toplam moment

$F_T$ : Yapıya etkiyen toplam kuvvet

$M_p$ : Perde elemanlara etkiyen toplam devrilme momenti

$M_ç$ : Çerçevelere etkiyen toplam devrilme momenti

Grafiklerde de görüldüğü gibi, göreceli rijitlikleri küçük dahi olsa, yatay yüklerin ve buna bağlı olarak da momentlerin büyük bir kısmı perde elemanlar tarafından karşılanır.



Şekil 5.4

$k_p/k_c \geq 6$  olan durumlarda yatay kuvvet ve etkilerinin tamamı perde elemanlar tarafından karşılanır.

$k_p/k_c = 1/4$  için  $M_p / M_T = 0,30$

$k_p/k_c = 4$  için  $M_p / M_T = 0,80$

(i) katı için :

$M_e$  = Eşdeğer çerçeve kolonun momenti (tek kolon)

$F_e$  = Edeğer çerçeve kolonun kesme kuvveti (tek kolon)

Kolonlar:

$$M_{c_i} = M_{c_e} (I_i / (\sum I_i / 2))$$

$$F_{c_i} = F_{c_e} (I_i / (\sum I_i / 2))$$

Kirişler :

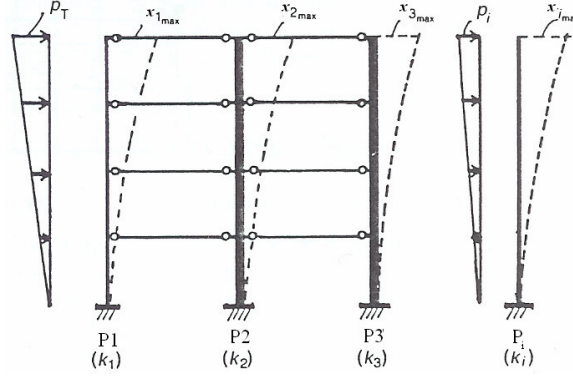
$$M_{b_i} = M_{b_e} (I_i / \ell_i) / (\sum I_i / \ell_i)$$

Perdeler :

$$M_{p_i} = M_{p_e} (I_{i \text{ perde}} / \sum I_{i \text{ perde}}^e)$$

$$F_{p_i} = F_{p_e} (I_{i \text{ perde}} / \sum I_{i \text{ perde}}^e)$$

Yapı yüksekliği boyunca rijitliği değişmeyen elemanlardan oluşan ve yatay yük etkisindeki sistem Şekil 5.5’de görülmektedir.



Şekil 5.5

$k_i$  i. Perdenin eğilme rijitliğini temsil etmek üzere, dağıtma katsayısı ( $d_i$ )

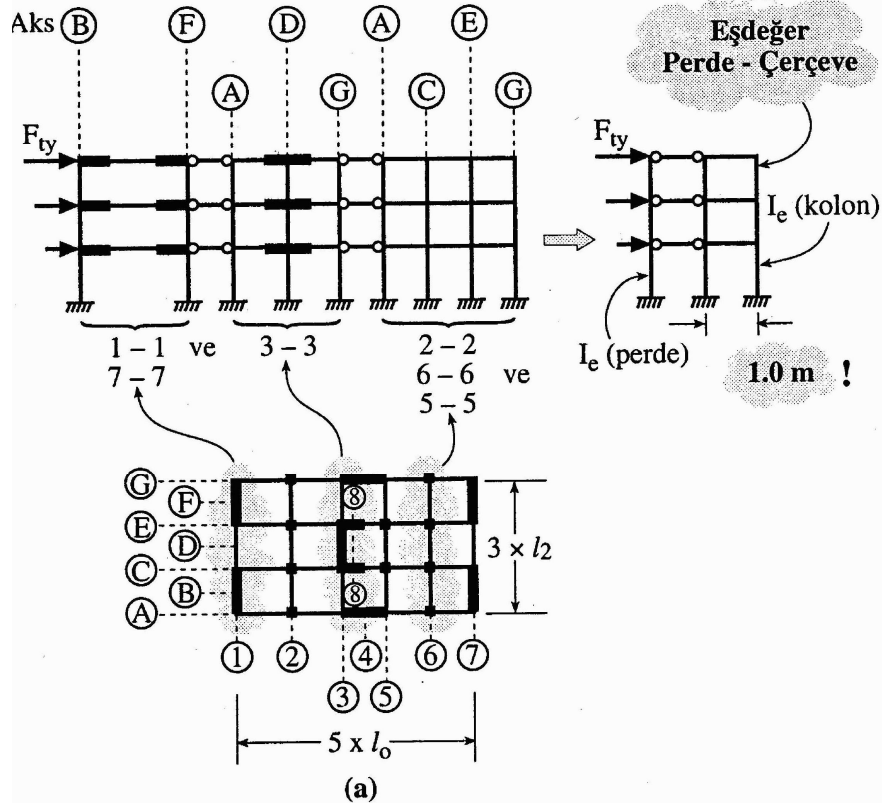
$d_i = k_i / \sum k_i$  olarak ifade edilir.

Seri çerçeveyi oluşturan her alt çerçeveye etkiyen yatay kuvvet ;

$$F_i = F_T d_i$$

### Örnek

Şekil.5.6’da, 3 katlı bir yapının tipik bir kat planı ve bu yapının (x) ve (y) yönlerinden gelebilecek depreme karşı koyan taşıyıcı sistemlerinin bilgisayar modeli göstermiştir.



Şekil 5.6

- a) (1-1) ve (7-7) aksları düzlemlerindeki taşıyıcı sistemler bir perde çifti olarak modellenmiştir. Perdeler geniş kolon olarak tanımlanır. (1-1) ve (7-7) akslarındaki taşıyıcılar bir arada modellendiklerinden her geniş kolon için eylemsizlik momenti 2 ile çarpılarak alınmalıdır.

$$I_{\text{genişkolon}} = 1/12bl_1^3 \times 2 \text{ (B ve F aksları)}$$

$$I_{\text{T-kiriş}} = 1/12bh^3 \cdot \eta_1 \times 2 \text{ (h:kiriş yüksekliği)}$$

Kirişin tablalı eylemsizlik momenti  $\eta_1$  çarpımı ile yansıtılmıştır. ( $\eta_1 > 1.0$ )

- b) (3-3) aksı düzlemindeki taşıyıcı sistem ortada bir geniş kolon ve iki dış uçta iki kolon olarak modellenmiştir.

$$I_{\text{genişkolon}} = 1/12bl_2^3 \times \eta_2 \text{ (D aksı, U kesit)}$$

$$I_{\text{uç perde}} = 1/12 (l_0/2)b^3 \cdot (A \text{ ve } G \text{ aksları})$$

$$I_{\text{kiriş}} = 1/12bh^3 \cdot \eta_1 \text{ (h:kiriş yüksekliği)}$$

Perde U şeklindedir ve eylemsizlik momenti dikdörtgen gövdenin I değerinin ( $\eta_2$ ) katsayısı ile büyütülerek yansıtılmıştır. ( $\eta_2 > 1.0$ )

(A-A) ve (G-G) akslarında (x) doğrultusuna paralel perdeler (3-3) aksındaki taşıyıcı sistemde kolon görevi yapmakta ve zayıf yönlerinde çalışmaktadırlar. Bu perdelerin yarısı (3-3) aksındaki, diğer yarısı da (4-4) aksındaki taşıyıcı sisteme paylaştırılmıştır.

c) (2-2), (6-6) ve (5-5) akslarındaki taşıyıcı sistemler üç açıklıklı bir çerçeve olarak modellenmiştir.

$$I_{\text{iç kolon}} = 1/12bh^3 \times 3 \text{ (C2, C5, C6 ve E2, E5, E6)}$$

$$I_{\text{dış kolon}} = 1/12bh^3 \times 2 + 1/12 (\ell_0/2).b^3 \text{ (A2, A5, A6 ve G2, G5, G6)}$$

$$I_{\text{uç perde}} = 1/12 (\ell_0/2)b^3 \text{ (A ve G aksları)}$$

$$I_{\text{kiriş}} = 1/12bh^3 \cdot \eta_{1,3}$$

d) iki ucu mafsallı bağlantı çubukları kat döşemelerinin diyafram etkisini modellemektedir.

A = çok büyük

$$\ell_{\text{çubuk}} = 1.0\text{m}$$

e) deprem yükünün (y) doğrultusunda etkimesi için seri bağlanmış taşıyıcı sistemler yerine eşdeğer tek perde-çerçeve sistemi kullanılabilir.

Çerçevenin iki kolonu vardır. Her bir kolonun eşdeğer eylemsizlik momenti hesaplanır.

$$I_{e \text{ kolon}} = \Sigma I_{\text{(Tüm Kolonlar)}} / 2$$

Çerçeve kirişinin açıklığı  $\ell = 1.0$  m olarak alınmıştır. Açıklığı  $\ell = 1.0$  m olan kirişin eşdeğer eylemsizlik momenti ( $I_{be}$ ) hesaplanır.

$$(I_{be}) / 1.0 = \Sigma I_{bi} / \ell_i$$

$I_{be}$  = Açıklığı 1.0 m olan eşdeğer kirişin eylemsizlik momenti.

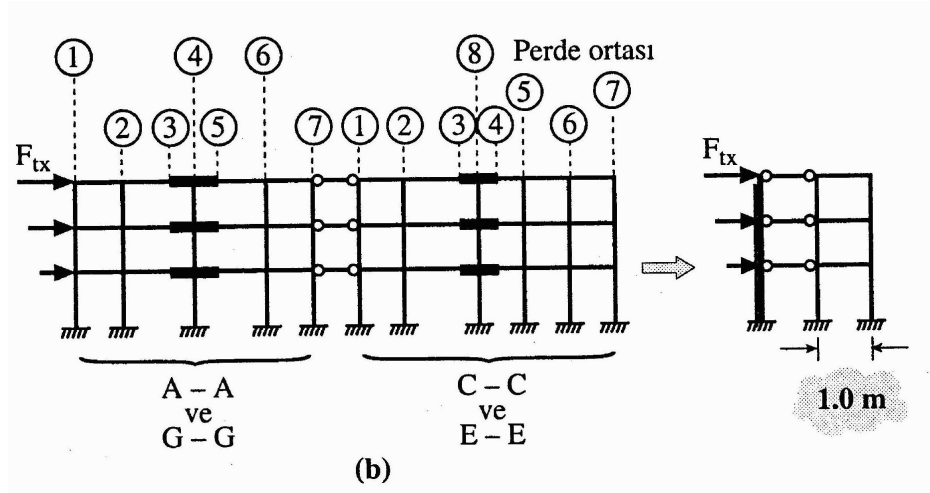
$I_{bi}$  = Herhangi bir (i) kirişinin eylemsizlik momenti

$\ell_i$  = (i) kirişinin açıklığı

Eşdeğer perdenin eylemsizlik momenti hesaplanır.

$$I_{e \text{ perde}} = \Sigma I_{i \text{ perde}}$$

Deprem kuvvetinin (x) doğrultusuna paralel olarak etkimesi durumunda seri bağlantılı taşıyıcı sistemler ve eşdeğer perde-çerçeve taşıyıcı sistem Şekil 5.7’de gösterilmiştir. (Atımtay, 2002)



Şekil 5.7

#### 5.4. Eşdeğer Deprem Yüğü Hesabı ve R Katsayısı Belirlenmesi

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkiyen Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü (Taban Kesme Kuvveti) ( $V_t$ ) aşağıdaki denkleme göre belirlenecektir.

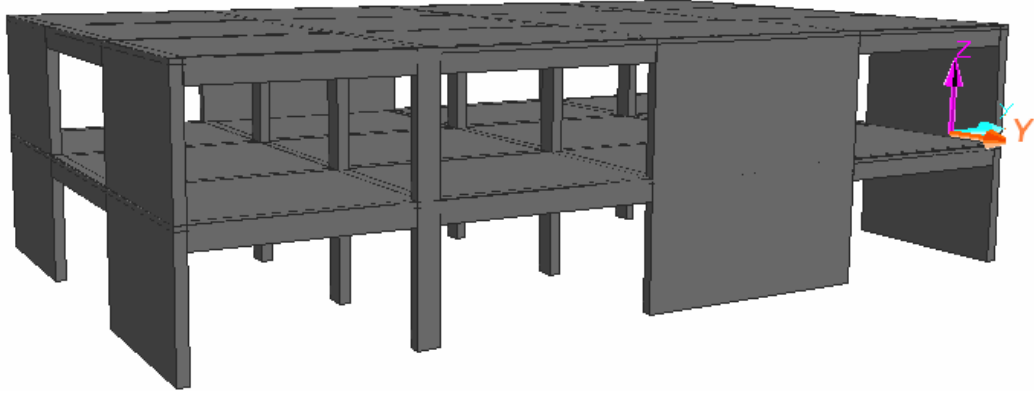
$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_d(T_1)} \geq 0,10A_oIW$$

Deprem yüklerinin süneklik düzeyi yüksek boşluksuz (bağ kirişsiz) betonarme perdeler ile, süneklik düzeyi yüksek betonarme veya çelik çerçeveler tarafından birlikte taşındığı binalara ilişkin koşullar aşağıda verilmiştir.

Bu tür sistemlerde  $R=7$  katsayısının kullanılabilmesi için, boşluksuz perdelerin tabanında deprem yüklerinden meydana gelen eğilme momentlerinin toplamı, binanın tümü için tabanda meydana gelen toplam devrilme momentinin % 75’inden fazla olmayacaktır. ( $\alpha_M \leq 0,75$ )

Yukarıdaki koşulun sağlanamaması durumunda  $0,75 < \alpha_M \leq 1,0$  aralığında kullanılacak R katsayısı için  $R = 10-4\alpha_M$  bağıntısı kullanılacaktır. (ABYYHY, 1998)

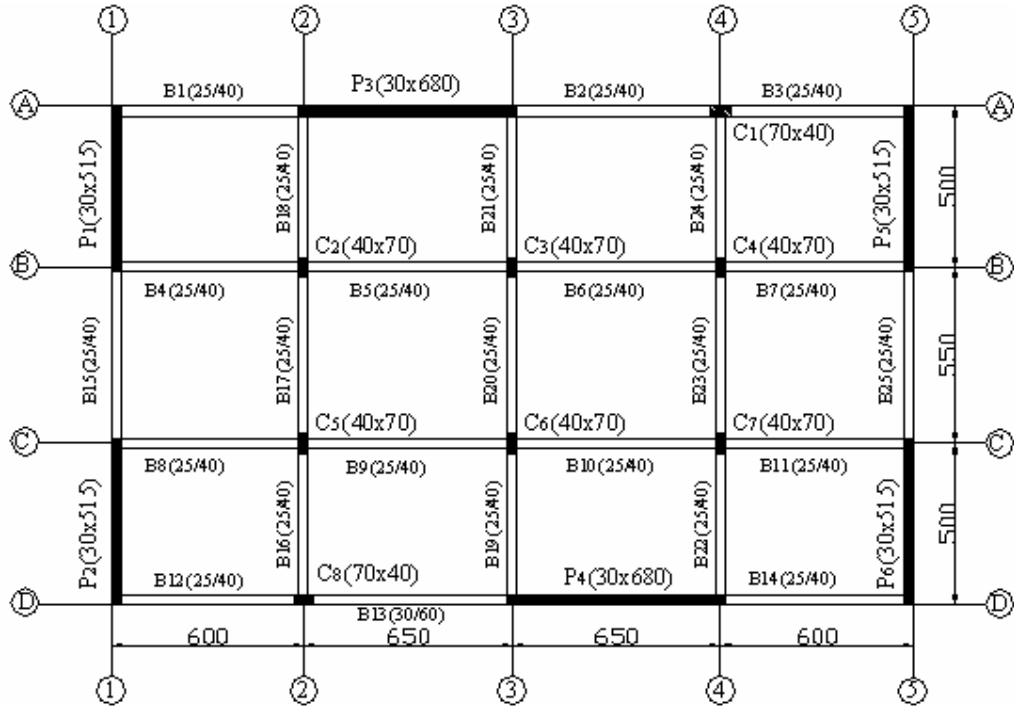
## 6. SAYISAL ÖRNEK



Şekil 6.1

Şekil 6.1’de görülen fabrika binasının kat planı Şekil 6.2’deki gibi olup yapıya ait bilgiler aşağıdaki gibidir.

Kat yüksekliği	$h = 4$ m	Deprem Bölgesi	I. Derece
Kat Adedi	2	Zemin Sınıfı	Z1
Malzeme Sınıfı	C25	Kullanım Amacı	Fabrika



Şekil 6.2 :Kat Planı

## 6.1. El İle Yaklaşık Yöntemleri Kullanarak Hesap

Problemin el ile çözümü Bölüm.3 ve Bölüm.5'teki bilgiler ışığında yapılacaktır.

İzlenecek yol sırasıyla ;

- i) Yapının ağırlığının ve kütesinin belirlenmesi
- ii) Yapıyı oluşturan elemanların eylemsizlik momentlerinin belirlenmesi,
- iii) Kat planındaki çerçevelerin, (x) ve (y) yönünde, ilk önce, seri bağlı birincil eşdeğer çerçevelere dönüştürülmesi, ardından ikincil eşdeğer çerçeveye dönüştürülmesi ( eylemsizlik momentleri ve rijitliklerin hesabı)
- iv) İkincil eşdeğer çerçevenin kütle ve rijitlik matrislerinin oluşturulması
- v) Dinamik analiz sonucu, doğal dairesel frekans ( $\omega_n$ ) serbest titreşim periyodunun ( $T_n$ ) belirlenmesi.
- vi) R katsayısı tespiti için ilk eşdeğer deprem yükü hesabı.
- vii) R katsayısının tespit edilmesi
- viii) Serbest titreşim karakteristiklerine ve binanın özelliklerine göre eşdeğer deprem yükünün hesaplanması.
- ix) Yapıya etkiyen eşdeğer deprem yükü neticesinde, ikincil eşdeğer çerçevenin elemanlarında oluşan iç kuvvetlerin belirlenmesi ve bu kuvvetlerin “Asıl Çerçeve” elemanlarına dağıtılması.

i) Yapının ağırlığının ve kütesinin belirlenmesi

**Tablo 6.1: Döşemelerin Özağırlık Hesabı**

Döşeme No	Döşeme Tabakası	Boyutlar			Birim Ağırlık	Döşeme Özağırlığı (kN)
Tüm Döşemeler	Tabliye	0,13	25,00	15,50	(24,53 (kN/m <sup>3</sup> ))	1.259,38
	Karo Kaplama	-	25,00	15,50	(2,07 kN/m <sup>2</sup> )	817,63
	<b>Toplam Döşeme Ağırlığı</b>					<b>2.077,01</b>

**Tablo 6.2: Kirişlerin Özağırlık Hesabı**

Kiriş No	bw (m)	h-0,13 (m)	Birim Hacim Ağırlık (kN/m <sup>3</sup> )	Birim Ağırlık (kN/m)	Sıva Ağırlığı (kN/m)	Duvar Ağırlığı (kN/m)	Kiriş Birim Boy Özağırlığı (kN/m)
Tüm Kirişler	0,25	0,27	24,53	1,66	0,31	8,50	10,47
Toplam Kiriş Uzunluğu (m)							177,50
Toplam Kiriş Ağırlığı (kN)							1857,67

**Tablo 6.3: Kolonların ve Perdelerin Özağırlık Hesabı**

Eleman No	x (m)	y (m)	h (m)	Birim Hacim Ağırlık (kN/m <sup>3</sup> )	Betonarme Ağırlığı (kN)	Sıva Ağırlığı (kN)	Kolon Özağırlığı (kN)
P <sub>1</sub> -P <sub>2</sub> -P <sub>5</sub> -P <sub>6</sub>	0,30	5,15	3,60	24,53	136,44	14,55	150,99
Toplam Perde Adedi							4
P <sub>3</sub> -P <sub>4</sub>	0,30	6,80	3,60	24,53	180,15	19,21	199,36
Toplam Perde Adedi							2
Toplam Perde Ağırlığı (kN)							1002,68
Kolonlar	0,70	0,40	3,60	24,53	24,73	3,11	27,84
Toplam Kolon Adedi							8
Toplam Kolon Ağırlığı (kN)							222,72

**Tablo 6.4: Toplam Kat Kütle Hesabı**

Toplam Döşeme Ağırlığı (kN)	2.077,01
Toplam Kiriş Ağırlığı (kN)	1857,67
Toplam Perde Ağırlığı (kN)	1202,04
Toplam Kolon Ağırlığı (kN)	222,72
<b>Toplam Kat Ağırlığı (kN)</b>	<b>5359,44</b>
<b>Toplam Yapı Ağırlığı (kN)</b>	<b>10718,89</b>
<b>Toplam Kat Kütle (kNs<sup>2</sup>/m)</b>	<b>546,32</b>

ii) Yapıyı oluşturan elemanlarının eylemsizlik momentlerinin belirlenmesi,

**Tablo 6.5:** Kolon Eylemsizlik Momentlerinin Hesabı

Kolon No*	Boyutlar (m)		Atalet Momenti $I_{ci}$ ( $m^4$ )		Rijitlik	
	x	y	$I_{ci_y}$ ( $(1/12)yx^3$ )	$I_{ci_x}$ ( $(1/12)xy^3$ )	kx	ky
C <sub>1</sub>	0,70	0,40	0,01143	0,00373	0,0033	0,0011
C <sub>2</sub>	0,40	0,70	0,00373	0,01143	0,0011	0,0033
C <sub>3</sub>	0,40	0,70	0,00373	0,01143	0,0011	0,0033
C <sub>4</sub>	0,40	0,70	0,00373	0,01143	0,0011	0,0033
C <sub>5</sub>	0,40	0,70	0,00373	0,01143	0,0011	0,0033
C <sub>6</sub>	0,40	0,70	0,00373	0,01143	0,0011	0,0033
C <sub>7</sub>	0,40	0,70	0,00373	0,01143	0,0011	0,0033
C <sub>8</sub>	0,70	0,40	0,01143	0,00373	0,0033	0,0011

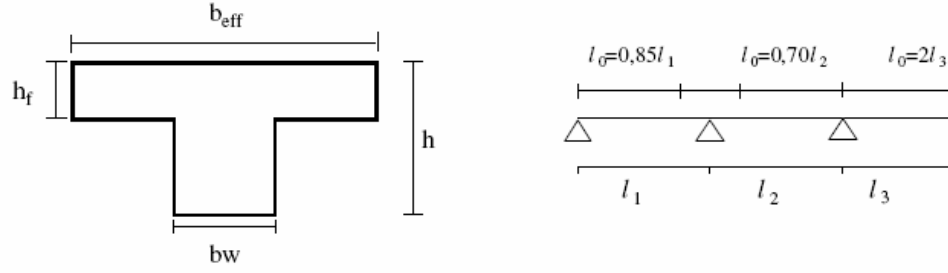
\* : Katlar arasında kolon boyutları değişmediği için her kolonun atalet momenti iki kat için de aynıdır

**Tablo 6.6:** Perde Eylemsizlik Momentlerinin Hesabı

Perde No*	Boyutlar (m)		Atalet Momenti $I_{pi}$ ( $m^4$ )		H (m)	(L/H) <sup>2</sup>	$s^{**}$ $1,41x(L/H)^2$	$I_{pi_y}$ ( $(1/1+2s)I_{pi_y}$ ) ( $m^4$ )	$I_{pi_x}$ ( $(1/1+2s)I_{pi_x}$ ) ( $m^4$ )
	x	y	$I_{pi_y}$ ( $(1/12)yx^3$ )	$I_{pi_x}$ ( $(1/12)xy^3$ )					
P <sub>1</sub>	0,30	5,15	0,01159	3,41477	8,00	0,414	0,58374	0,00535	1,57546
P <sub>2</sub>	0,30	5,15	0,01159	3,41477		0,414	0,58374	0,00535	1,57546
P <sub>3</sub>	6,80	0,30	7,86080	0,01530		0,723	1,01943	2,58676	0,00503
P <sub>4</sub>	6,80	0,30	7,86080	0,01530		0,723	1,01943	2,58676	0,00503
P <sub>5</sub>	0,30	5,15	0,01159	3,41477		0,414	0,58374	0,00535	1,57546
P <sub>6</sub>	0,30	5,15	0,01159	3,41477		0,414	0,58374	0,00535	1,57546

\* : Katlar arasında perde boyutları değişmediği için her perdenin atalet momenti iki kat için de aynıdır

\*\* : Perde elemanlarına etkiyen kesme kuvveti etkilerine hesaba katmak için perde elemanların atalet momentleri,  $1/(1+2s)$  ifadesiyle çarpılarak azaltılır.

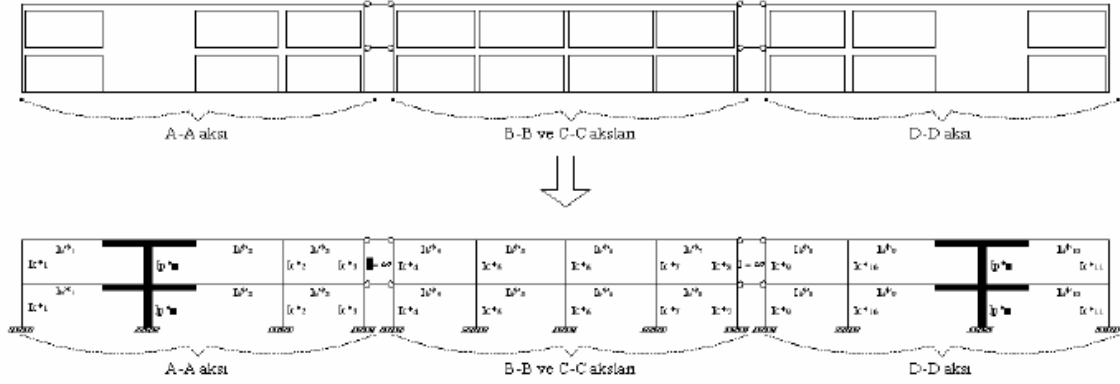


**Tablo 6.7:** Tablalı Kiriş Eylemsizlik Momentlerinin Hesabı

Kiriş Cinsi	Kiriş No	$l_1$ (m)	$b_w$ (m)	$l_0$ (m)	$b_{eff}$ (m)	$h$ (m)	$h_f$ (m)	$I$ (m <sup>4</sup> )
Kenar	B1	6,0	0,25	5,10	0,76	0,40	0,13	0,00215
Orta	B2	6,5	0,25	4,55	0,71	0,40	0,13	0,00256
Kenar	B3	6,0	0,25	5,10	0,76	0,40	0,13	0,00215
Kenar	B4	6,0	0,25	5,10	1,27	0,40	0,13	0,00215
Orta	B5	6,5	0,25	4,55	1,16	0,40	0,13	0,00249
Orta	B6	6,5	0,25	4,55	1,16	0,40	0,13	0,00249
Kenar	B7	6,0	0,25	5,10	1,27	0,40	0,13	0,00215
Kenar	B8	6,0	0,25	5,10	1,27	0,40	0,13	0,00215
Orta	B9	6,5	0,25	4,55	1,16	0,40	0,13	0,00249
Orta	B10	6,5	0,25	4,55	1,16	0,40	0,13	0,00249
Kenar	B11	6,0	0,25	5,10	1,27	0,40	0,13	0,00215
Kenar	B12	6,0	0,25	5,10	0,76	0,40	0,13	0,00215
Orta	B13	6,5	0,25	4,55	0,71	0,40	0,13	0,00256
Kenar	B14	6,0	0,25	5,10	0,76	0,40	0,13	0,00215
Orta	B15	5,5	0,25	3,85	0,64	0,40	0,13	0,00201
Kenar	B16	5,0	0,25	4,25	1,10	0,40	0,13	0,00249
Orta	B17	5,5	0,25	3,85	1,02	0,40	0,13	0,00239
Kenar	B18	5,0	0,25	4,25	1,10	0,40	0,13	0,00249
Kenar	B19	5,0	0,25	4,25	1,10	0,40	0,13	0,00249
Orta	B20	5,5	0,25	3,85	1,02	0,40	0,13	0,00239
Kenar	B21	5,0	0,25	4,25	1,10	0,40	0,13	0,00249
Kenar	B22	5,0	0,25	4,25	1,10	0,40	0,13	0,00249
Orta	B23	5,5	0,25	3,85	1,02	0,40	0,13	0,00239
Kenar	B24	5,0	0,25	4,25	1,10	0,40	0,13	0,00249
Orta	B25	5,5	0,25	3,85	0,64	0,40	0,13	0,00201

iii) Kat planındaki çerçevelerin, (x) ve (y) yönünde, seri bağlı eşdeğer çerçeveye dönüştürülmesi,

x doğrultusunda atalet momentleri



Şekil 6.3

$$I_{P1}^* = I_{P3} = 2,58676 = 2,58676 \text{ m}^4$$

$$I_{P2}^* = I_{P4} = 2,58676 = 2,58676 \text{ m}^4$$

$$I_{c1}^* = \frac{I_{P1}}{2} = \frac{0,00535}{2} = 0,00268 \text{ m}^4$$

$$I_{c2}^* = I_{c1} = 0,01143 = 0,01143 \text{ m}^4$$

$$I_{c3}^* = \frac{I_{P5}}{2} = \frac{0,00535}{2} = 0,00268 \text{ m}^4$$

$$I_{c4}^* = \frac{I_{P1} + I_{P2}}{2} = \frac{0,00535 + 0,00535}{2} = 0,00535 \text{ m}^4$$

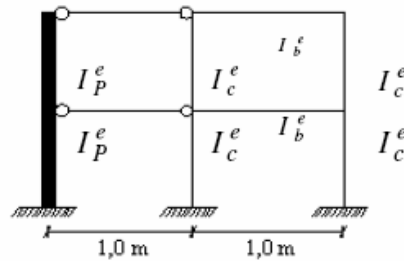
$$I_{c5}^* = I_{c2} + I_{c5} = 0,0037333 + 0,0037333 = 0,00747 \text{ m}^4$$

$$I_{c6}^* = I_{c3} + I_{c6} = 0,0037333 + 0,0037333 = 0,00747 \text{ m}^4$$

$$I_{c7}^* = I_{c4} + I_{c7} = 0,0037333 + 0,0037333 = 0,00747 \text{ m}^4$$

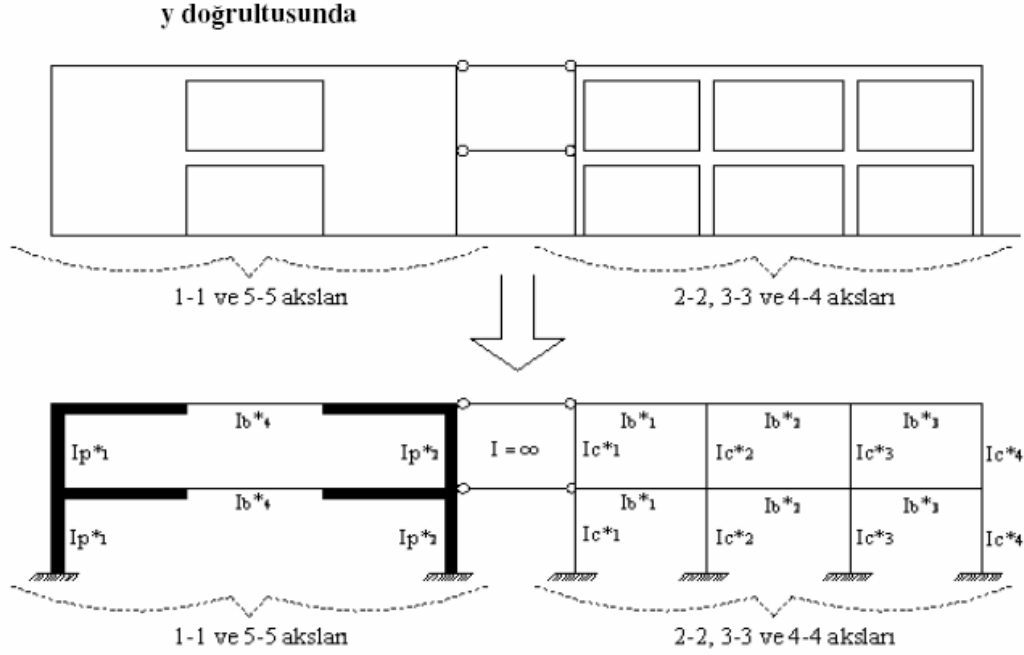
$$I_{c8}^* = \frac{I_{P5} + I_{P6}}{2} = \frac{0,00535 + 0,00535}{2} = 0,00535 \text{ m}^4$$

$$\begin{aligned}
I_{c9}^* &= \frac{I_{P2}}{2} &= \frac{0,00535}{2} &= 0,00268 \text{ m}^4 \\
I_{c10}^* &= I_{c8} &= 0,01143 &= 0,01143 \text{ m}^4 \\
I_{c11}^* &= \frac{I_{P6}}{2} &= \frac{0,00535}{2} &= 0,00268 \text{ m}^4 \\
I_{b1}^* &= I_{b4} + I_{b8} &= 0,00215 + 0,00215 &= 0,00431 \text{ m}^4 \\
I_{b2}^* &= I_{b5} + I_{b9} &= 0,00249 + 0,00249 &= 0,00498 \text{ m}^4 \\
I_{b3}^* &= I_{b6} + I_{b10} &= 0,00249 + 0,00249 &= 0,00498 \text{ m}^4 \\
I_{b4}^* &= I_{b7} + I_{b11} &= 0,00215 + 0,00215 &= 0,00431 \text{ m}^4 \\
I_{b5}^* &= I_{b1} &= 0,00215 &= 0,00215 \text{ m}^4 \\
I_{b6}^* &= I_{b2} &= 0,00256 &= 0,00256 \text{ m}^4 \\
I_{b7}^* &= I_{b3} &= 0,00215 &= 0,00215 \text{ m}^4 \\
I_{b8}^* &= I_{b12} &= 0,00215 &= 0,00215 \text{ m}^4 \\
I_{b9}^* &= I_{b13} &= 0,00256 &= 0,00256 \text{ m}^4 \\
I_{b10}^* &= I_{b14} &= 0,00215 &= 0,00215 \text{ m}^4
\end{aligned}$$



Şekil 6.4-a

$$\begin{aligned}
I_P^e &= \sum_{i=1}^2 I_{Pi}^* = I_{P1}^* + I_{P2}^* &= 2,58676 + 2,58676 &= 5,17352 \text{ m}^4 \\
I_C^e &= \frac{\sum_{i=1}^{11} I_{Ci}^*}{2} &= \frac{0,06667}{2} &= 0,03333 \text{ m}^4 \\
\frac{I_b^e}{L^*} &= \sum_{i=1}^{10} \frac{I_{bi}^*}{l_i} &= 0,00519 &= 0,00519 \text{ m}^4
\end{aligned}$$



**Şekil 6.5**

$$I_{P1}^* = I_{P1} + I_{P5} = 1,57546 + 1,57546 = 3,15092 \text{ m}^4$$

$$I_{P2}^* = I_{P6} + I_{P2} = 1,57546 + 1,57546 = 3,15092 \text{ m}^4$$

$$I_{C1}^* = I_{P3} + I_{C1} = 0,00503 + 0,003733 = 0,00876 \text{ m}^4$$

$$I_{C2}^* = I_{C2} + I_{C3} + I_{C4} = 3 \times 0,01143 = 0,03430 \text{ m}^4$$

$$I_{C3}^* = I_{C5} + I_{C6} + I_{C7} = 3 \times 0,01143 = 0,03430 \text{ m}^4$$

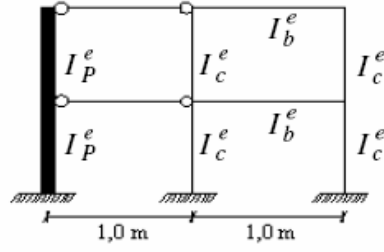
$$I_{C4}^* = I_{P4} + I_{C8} = 0,00503 + 0,00373 = 0,00876 \text{ m}^4$$

$$I_{b1}^* = I_{b18} + I_{b21} + I_{b24} = 3 \times 0,00249 = 0,00746 \text{ m}^4$$

$$I_{b2}^* = I_{b17} + I_{b20} + I_{b23} = 3 \times 0,00239 = 0,00716 \text{ m}^4$$

$$I_{b3}^* = I_{b16} + I_{b19} + I_{b22} = 3 \times 0,00249 = 0,00746 \text{ m}^4$$

$$I_{b4}^* = I_{b15} + I_{b25} = 0,00201 + 0,00201 = 0,00402 \text{ m}^4$$



Şekil 6.4-b

$$I_P^e = \sum_{i=1}^2 I_{Pi}^* = I_{P1}^* + I_{P2}^* = 3,15092 + 3,15092 = 6,30184 \text{ m}^4$$

$$I_C^e = \frac{\sum_{i=1}^4 I_{Ci}^*}{2} = \frac{I_{C1}^* + I_{C2}^* + I_{C3}^* + I_{C4}^*}{2} = \frac{0,08613}{2} = 0,04306 \text{ m}^4$$

$$\frac{I_b^e}{L^*} = \sum_{i=1}^{10} \frac{I_{bi}}{l_i} = 0,00502 = 0,00502 \text{ m}^4$$

x doğrultusundaki rijitlikler

$$k_{P1}^* = \frac{I_{P3}}{h} = \frac{2,58676}{4,00} = 0,64669 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{P2}^* = \frac{I_{P4}}{h} = \frac{2,58676}{4,00} = 0,64669 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{c1}^* = \left(\frac{1}{2}\right) \frac{I_{P1}}{h} = \frac{0,50 \times 0,00535}{4,00} = 0,00067 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{c2}^* = \frac{I_{c1}}{h} = \frac{0,01143}{4,00} = 0,00286 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{c3}^* = \left(\frac{1}{2}\right) \frac{I_{P5}}{h} = \frac{0,50 \times 0,00535}{4,00} = 0,00067 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{c4}^* = \left(\frac{1}{2}\right) \frac{I_{P1} + I_{P2}}{h} = \frac{0,00535 + 0,00535}{2 \times 4,00} = 0,00134 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{c5}^* = \frac{I_{c2} + I_{c5}}{h} = \frac{0,003733 + 0,003733}{4,00} = 0,00187 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{c6}^* = \frac{I_{c3} + I_{c6}}{h} = \frac{0,003733 + 0,003733}{4,00} = 0,00187 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{c7}^* = \frac{I_{c4} + I_{c7}}{h} = \frac{0,003733 + 0,003733}{4,00} = 0,00187 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{c8}^* = \left(\frac{1}{2}\right) \frac{I_{P5} + I_{P6}}{h} = \frac{0,00535 + 0,00535}{2 \times 4,00} = 0,00134 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{c9}^* = \left(\frac{1}{2}\right) \frac{I_{P2}}{h} = \frac{0,50 \times 0,00535}{4,00} = 0,00067 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{c10}^* = \frac{I_{c8}}{h} = \frac{0,01143}{4,00} = 0,00286 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{c11}^* = \left(\frac{1}{2}\right) \frac{I_{P6}}{h} = \frac{0,50 \times 0,00535}{4,00} = 0,00067 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{b1}^* = \frac{I_{b4} + I_{b8}}{l} = \frac{0,00215 + 0,00215}{6,00} = 0,00072 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{b2}^* = \frac{I_{b5} + I_{b9}}{l} = \frac{0,00249 + 0,00249}{6,50} = 0,00077 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{b3}^* = \frac{I_{b6} + I_{b10}}{l} = \frac{0,00249 + 0,00249}{6,50} = 0,00077 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{b4}^* = \frac{I_{b7} + I_{b11}}{l} = \frac{0,00215 + 0,00215}{6,00} = 0,00072 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{b5}^* = \frac{I_{b1}}{l} = \frac{0,00215}{6,00} = 0,00036 \text{ m}^4/\text{m}$$

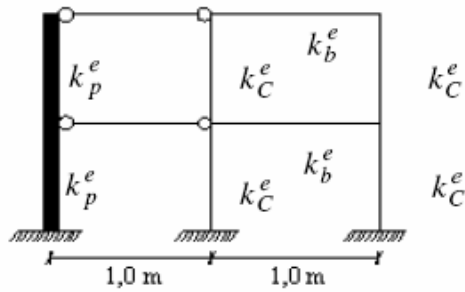
$$k_{b6}^* = \frac{I_{b2}}{l} = \frac{0,00256}{6,50} = 0,00039 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{b7}^* = \frac{I_{b3}}{l} = \frac{0,00215}{6,00} = 0,00036 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{b8}^* = \frac{I_{b12}}{l} = \frac{0,00215}{6,00} = 0,00036 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{b9}^* = \frac{I_{b13}}{l} = \frac{0,00256}{6,50} = 0,00039 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{b10}^* = \frac{I_{b14}}{l} = \frac{0,00215}{6,00} = 0,00036 \text{ m}^4/\text{m}$$



Şekil 6.4-c

$$k_p^e = \sum_{i=1}^2 k_{pi}^* = k_{p1}^* + k_{p2}^* = 0,64669 + 0,64669 = 1,29338 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_C^e = \frac{\sum_{i=1}^{11} k_{ci}^*}{2} = \frac{0,01667}{2} = 0,00833 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_b^e = \sum_{i=1}^{10} k_{bi}^* = 0,00519 \text{ m}^4/\text{m}$$

**y doğrultusundaki rijitlikler**

$$k_{p1}^* = \frac{I_{p1} + I_{p5}}{h} = \frac{1,57546 + 1,57546}{4,00} = 0,78773 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{p2}^* = \frac{I_{p2} + I_{p6}}{h} = \frac{1,57546 + 1,57546}{4,00} = 0,78773 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{c1}^* = \frac{I_{c3} + I_{c1}}{h} = \frac{0,00503 + 0,0037333}{4,00} = 0,00219 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{c2}^* = \frac{I_{c2} + I_{c3} + I_{c4}}{h} = \frac{3 \times 0,01143}{4,00} = 0,00858 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{c3}^* = \frac{I_{c5} + I_{c6} + I_{c7}}{h} = \frac{3 \times 0,01143}{4,00} = 0,00858 \text{ m}^4/\text{m}$$

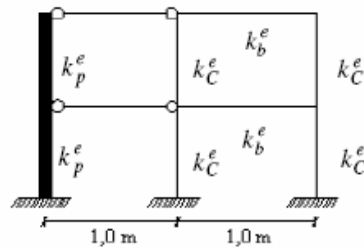
$$k_{c4}^* = \frac{I_{c4} + I_{c8}}{h} = \frac{0,00503 + 0,00373}{4,00} = 0,00219 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{b1}^* = \frac{I_{b18} + I_{b21} + I_{b24}}{l} = \frac{3 \times 0,00249}{5,00} = 0,00149 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{b2}^* = \frac{I_{b17} + I_{b20} + I_{b23}}{l} = \frac{3 \times 0,00239}{5,50} = 0,00130 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{b3}^* = \frac{I_{b16} + I_{b19} + I_{b22}}{l} = \frac{3 \times 0,00249}{5,00} = 0,00149 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_{b4}^* = \frac{I_{b15} + I_{b25}}{l} = \frac{0,00201 + 0,00201}{5,50} = 0,00073 \text{ m}^4/\text{m}$$



**Şekil 6.4-d**

$$k_p^e = \sum_{i=1}^2 k_{pi}^* = k_{p1}^* + k_{p2}^* = 0,78773 + 0,78773 = 1,57546 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_C^e = \frac{\sum_{i=1}^4 k_{ci}^*}{2} = \frac{k_{c1}^* + k_{c2}^* + k_{c3}^* + k_{c4}^*}{2} = \frac{0,00219 + 0,00858 + 0,00858 + 0,00219}{2} = 0,01077 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_b^e = \sum_{i=1}^4 k_{bi}^* = k_{b1}^* + k_{b2}^* + k_{b3}^* + k_{b4}^* = 0,00149 + 0,00130 + 0,00149 + 0,00073 = 0,00502 \text{ m}^4/\text{m}$$

iv) İkincil eşdeğer çerçevenin kütle ve rijitlik matrislerinin oluşturulması

Şekil 6.4'teki eşdeğer çerçevenin rijitlik matrisi Bölüm 2.5.1'de değinilen yöntemle, ikincil eşdeğer çerçeveyi oluşturan elemanların her biri için ayrı ayrı rijitlik matrisleri oluşturulup bu eleman rijitlik matrislerini çerçeve rijitlik matrisi ile ilişkilendirerek kurulur. Bu problemde karşımıza çıkan iki ucu mafsallı çubuğun rijitlik matrisi ise çubuğun düğüm noktasına bağlılık durumuna göre değişen “ $\alpha$ ” katsayıları kullanılarak kurulmuştur.

Yatay bir çubuğun ortak eksene dönüştürülmüş rijitlik matrisi genel olarak

$$[k]_{yatay} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3}\beta_1 & \frac{6EI}{L^2}\beta_2 & 0 & -\frac{12EI}{L^3}\beta_1 & \frac{6EI}{L^2}\beta_4 \\ 0 & \frac{6EI}{L^2}\beta_2 & \frac{4EI}{L}\beta_3 & 0 & -\frac{6EI}{L^2}\beta_2 & \frac{2EI}{L}\beta_5 \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3}\beta_1 & -\frac{6EI}{L^2}\beta_2 & 0 & \frac{12EI}{L^3}\beta_1 & -\frac{6EI}{L^2}\beta_4 \\ 0 & \frac{6EI}{L^2}\beta_4 & \frac{2EI}{L}\beta_5 & 0 & -\frac{6EI}{L^2}\beta_4 & \frac{4EI}{L}\beta_6 \end{bmatrix}$$

yazılabilir. Buradaki “ $\beta$ ” katsayıları “ $\alpha$ ” katsayılarına bağlıdır. (Aköz, 2005)

$$\beta_1 = \frac{1 + \alpha_2 + \alpha_1}{\alpha} \quad \beta_2 = \frac{1 + 2\alpha_2}{\alpha} \quad \beta_3 = \frac{1 + 3\alpha_2}{\alpha}$$

$$\beta_4 = \frac{1 + 2\alpha_1}{\alpha} \quad \beta_5 = \frac{1}{\alpha} \quad \beta_6 = \frac{1 + 3\alpha_1}{\alpha}$$

$$\alpha = 1 + 4\alpha_1 + 4\alpha_2 + 12\alpha_1\alpha_2 \quad \text{olmak üzere;}$$

Sol ucu mafsallı çubuk için,  $\alpha_1 = \infty$  ve sağ ucu mafsallı çubuk için,  $\alpha_2 = \infty$  dolayısıyla  $\beta_i = 0$  alınmıştır. Bu durumda iki ucu mafsallı yatay çubuğun rijitlik matrisi;

$$[k]_{yatay} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

şeklini alır.

Bu durumda, iki ucu mafsallı yatay çubuk elemanlar için yukarıdaki, diğer elemanlar için Bölüm.2.5.1’de verilen genelleştirilmiş rijitlik matrisleri kullanılarak çerçevenin rijitlik matrisi kurulur.

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{24I_P^e + A_2}{h^3 + L^*} & \frac{A_2}{L^*} & 0 & \frac{12I_P^e}{h^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6I_P^e}{h^2} & 0 & 0 \\ \frac{A_2}{L^*} & \frac{24I_C^e + A_2 + A_1}{h^3 + L^*} & \frac{A_1}{L^*} & 0 & \frac{12I_C^e}{h^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6I_C^e}{h^2} & 0 \\ 0 & \frac{A_1}{L^*} & \frac{24I_C^e + A_1}{h^3 + L^*} & 0 & 0 & \frac{12I_C^e}{h^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6I_C^e}{h^2} \\ \frac{12I_P^e}{h^3} & 0 & 0 & \frac{12I_P^e + A_2}{h^3 + L^*} & \frac{A_2}{L^*} & 0 & \frac{6I_P^e}{h^2} & 0 & 0 & \frac{6I_P^e}{h^2} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12I_C^e}{h^3} & 0 & \frac{A_2}{L^*} & \frac{12I_C^e + A_1 + A_2}{h^3 + L^*} & \frac{A_1}{L^*} & 0 & \frac{6I_C^e}{h^2} & 0 & 0 & \frac{6I_C^e}{h^2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{12I_C^e}{h^3} & 0 & \frac{A_1}{L^*} & \frac{12I_C^e + A_1}{h^3 + L^*} & 0 & 0 & \frac{6I_C^e}{h^2} & 0 & 0 & \frac{6I_C^e}{h^2} \\ 0 & 0 & 0 & \frac{6I_P^e}{h^2} & \frac{6I_C^e}{h^2} & 0 & \frac{8I_P^e}{h} & 0 & 0 & \frac{2I_P^e}{h} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{8I_C^e + 4I_b^e}{h + L^*} & \frac{2I_b^e}{L^*} & 0 & \frac{2I_C^e}{h} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6I_C^e}{h^2} & 0 & \frac{2I_b^e}{L^*} & \frac{8I_C^e + 4I_b^e}{h + L^*} & 0 & 0 & \frac{2I_C^e}{h} \\ \frac{6I_P^e}{h^2} & 0 & 0 & \frac{6I_P^e}{h^2} & 0 & 0 & \frac{2I_P^e}{h} & 0 & 0 & \frac{4I_P^e}{h} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6I_C^e}{h^2} & 0 & 0 & \frac{6I_C^e}{h^2} & 0 & 0 & \frac{2I_C^e}{h} & 0 & 0 & \frac{4I_C^e + 4I_b^e}{h + L^*} & \frac{2I_b^e}{L^*} \\ 0 & 0 & \frac{6I_C^e}{h^2} & 0 & 0 & \frac{6I_C^e}{h^2} & 0 & 0 & \frac{2I_C^e}{h} & 0 & \frac{2I_b^e}{L^*} & \frac{4I_C^e + 4I_b^e}{h + L^*} \end{bmatrix}$$

x doğrultusu

[k] =  $3 \times 10^7$

101,9401	-100,0000	0	-0,9700	0	0	0	0	0	0	-1,9401	0	0
-100,0000	100,1125	-0,1000	0	-0,0063	0	0	0	0	0	0	-0,0125	0
0	-0,1000	0,1125	0	0	-0,0063	0	0	0	0	0	0	-0,0125
-0,9700	0	0	100,9700	-100,0000	0	1,9401	0	0	0	1,9401	0	0
0	-0,0063	0	-100,0000	100,1063	-0,1000	0	0,0125	0	0	0	0,0125	0
0	0	-0,0063	0	-0,1000	0,1063	0	0	0,0125	0	0	0	0,0125
0	0	0	1,9401	0	0	10,3470	0	0	0	2,5868	0	0
0	0	0	0	0,0125	0	0	0,0874	0,0104	0	0	0,0167	0
0	0	0	0	0	0,0125	0	0,0104	0,0874	0	0	0	0,0167
-1,9401	0	0	1,9401	0	0	2,5868	0	0	0	5,1735	0	0
0	-0,0125	0	0	0,0125	0	0	0,0167	0	0	0	0,0541	0,0104
0	0	-0,0125	0	0	0,0125	0	0	0,0167	0	0	0,0104	0,0541

[m] =

182,108	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	182,108	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	182,108	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	182,108	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	182,108	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	182,108	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

y doğrultusu

[ k ] =  $3 \times 10^7$

102,3632	-100,0000	0	-1,1816	0	0	0	0	0	-2,3632	0	0
-100,0000	100,1161	-0,1000	0	-0,0081	0	0	0	0	0	-0,0161	0
0	-0,1000	0,1161	0	0	-0,0081	0	0	0	0	0	-0,0161
-1,1816	0	0	101,1816	-100,0000	0	2,3632	0	0	2,3632	0	0
0	-0,0081	0	-100,0000	100,1081	-0,1000	0	0,0161	0	0	0,0161	0
0	0	-0,0081	0	-0,1000	0,1081	0	0	0,0161	0	0	0,0161
0	0	0	2,3632	0	0	12,6037	0	0	3,1509	0	0
0	0	0	0	0,0161	0	0	0,1062	0,0100	0	0,0215	0
0	0	0	0	0	0,0161	0	0,0100	0,1062	0	0	0,0215
-2,3632	0	0	2,3632	0	0	3,1509	0	0	6,3018	0	0
0	-0,0161	0	0	0,0161	0	0	0,0215	0	0	0,0631	0,0100
0	0	-0,0161	0	0	0,0161	0	0	0,0215	0	0,0100	0,0631

[ m ] =

182,108	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	182,108	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	182,108	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	182,108	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	182,108	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	182,108	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

v) Doğal Dairesel Frekans ( $\omega_n$ ), Doğal Periyot ( $T_n$ ) bulunması

$$[K] - \omega_n^2 [m] \{\Phi\} = \{0\}$$

ifadesinin anlamlı olabilmesi için  $\det[K_{ij} - \omega_n^2 m_{ij}] = 0$  olmalıdır.

$\frac{\omega_n^2 m}{E} = \lambda$  kabul edilirse, ifade  $\det[K_{ij} - \lambda I] = 0$  halini alarak bir özdeğer problemine dönüşür.

Yapının doğal titreşim periyodu en küçük özdeğere göre hesaplanır.

x doğrultusunda

$$\lambda_{min} = 0,0096832 \quad \omega_n^2 = 1595,18846 \text{ rad}^2/\text{sn}^2 \quad \omega_n = 39,93981 \text{ rad/sn}$$

$$T_n = 0,15732 \text{ sn}$$

y doğrultusunda

$$\lambda_{min} = 0,0123137 \quad \omega_n^2 = 2028,52479 \text{ rad}^2/\text{sn}^2 \quad \omega_n = 45,03915 \text{ rad/sn}$$

$$T_n = 0,13950 \text{ sn}$$

**Tablo 6.8:**  $\Sigma W_i$  Hesabı

Aks No	Kat No	Kat Ağırlığı (kN) ( $W_i$ )	Hareketli Yük (kN) ( $Q_i$ )	Hareketli Yük Katılımı ( $0,80 \times Q_i$ )	Toplam Ağırlık (kN) ( $\Sigma W_i$ )
x doğrultusu	1	5359,44	1937,50	1550,00	13818,880
	2	5359,44	1937,50	1550,00	
y doğrultusu	1	5359,44	1937,50	1550,00	13818,880
	2	5359,44	1937,50	1550,00	

**Tablo 6.9:** Her iki Doğrultu İçin A(T) Hesabı

Hesap Doğrultusu	Bina Önem Katsayısı* (I)	Deprem Bölgesi (1) ( $A_0$ )	Zemin Cinsi (Z1)		Doğal Titreşim Periyodu (sn)	S(T)	A(T)
			$T_A$	$T_B$			$T_n$
x doğrultusu	1,00	0,40	0,10	0,30	0,15732	2,500	1,000
y doğrultusu					0,13950		2,500

\* Fabrika binaları için  $I=1,0$ **Tablo 6.10:** Her iki Doğrultu İçin  $V_t$  Hesabı

Hesap Doğrultusu	A(T)	Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı	Toplam Ağırlık (kN)	Taban Kesme Kuvveti (kN) ( $V_t$ )	Kat No	Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüku (kN)	Katlara Etkiyen Toplam Kesme Kuvveti (kN) ( $F_i$ )
	$A_0 \times I \times$ S(T)	(R)	( $\Sigma W_i$ )	( $\Sigma W_i$ ) x A(T) / R		$V_t \times \frac{W_i \times H_i}{\Sigma (W_i \times H_i)}$	
x doğrultusu	1,000	7	13818,880	1974,126	1	575,787	1891,871
					2	1316,084	1316,084
y doğrultusu	1,000	7	13818,880	1974,126	1	658,042	1974,126
					2	1316,084	1316,084

vii) "R" Katsayısının Belirlenmesi

Başlangıçta R=7 seçilerek hesaplanan eşdeğer deprem kuvveti SAP 2000 programındaki modele etkilip, perde elemanların alt ucunda oluşan momentler ile yapının tümünde oluşan toplam devrilme momentlerine göre, her iki doğrultu için  $\alpha_M$  katsayıları belirlenmiştir.

**Tablo 6.11: R Katsayısı Belirlenmesi için Gerekli  $\alpha_M$  Katsayılarının Hesabı**

Doğrultu	Perde No	Perde Tabanında Oluşan Moment	Perdelerin Tabanında Oluşan Momentlerin Toplamı	Binanın Tümünde Oluşan Toplam Devrilme Momenti	$\alpha_M = \frac{\sum Mp}{\sum M}$
		Mp (kNm)	$\sum Mp$ (kNm)	$\sum M$ (kNm)	
x doğrultusu	P3	6328,407	12656,814	12859,858	0,98
	P4	6328,407			
y doğrultusu	P1	3162,215	12648,867	12845,973	0,98
	P2	3162,218			
	P5	3162,215			
	P6	3162,219			

x doğrultusu için hesaplanan  $\alpha_M = 0,984 > 0,75$  olduğundan ABYYHY madde 6.5.2.2. uyarınca  $R = 10 - 4 \times 0,98 = 6,06$  olarak belirlenmiştir.

y doğrultusu için hesaplanan  $\alpha_M = 0,984 > 0,75$  olduğundan ABYYHY madde 6.5.2.2. uyarınca  $R = 10 - 4 \times 0,98 = 6,06$  olarak belirlenmiştir.

viii) Serbest titreşim karakteristiklerine ve binanın özelliklerine göre eşdeğer deprem yükünün hesaplanması.

**Tablo 6.12:**  $\Sigma W_i$  Hesabı

Aks No	Kat No	Kat Ağırlığı (kN) ( $W_i$ )	Hareketli Yük (kN) ( $Q_i$ )	Hareketli Yük Katılımı ( $0,80 \times Q_i$ )	Toplam Ağırlık (kN) ( $\Sigma W_i$ )
x doğrultusu	1	5359,44	1937,50	1550,00	13818,880
	2	5359,44	1937,50	1550,00	
y doğrultusu	1	5359,44	1937,50	1550,00	13818,880
	2	5359,44	1937,50	1550,00	

\* Fabrika binaları için hareketli yük katılım katsayısı 0,8

**Tablo 6.13:** Her iki Doğrultu İçin  $A(T)$  Hesabı

Hesap Doğrultusu	Bina Önem Katsayısı* (I)	Deprem Bölgesi (1) ( $A_0$ )	Zemin Cinsi (Z1)		Doğal Titreşim Periyodu (sn) $T_n$	S(T)	A(T)
			$T_A$	$T_B$			$A_0 \times I \times S(T)$
x doğrultusu	1,00	0,40	0,10	0,30	0,15732	2,500	1,000
y doğrultusu					0,13950		1,000

\* Fabrika binaları için I=1,0

**Tablo 6.14:** Belirlenen R Katsayısına Göre Her İki Doğ. İçin  $V_t$  Hesabı

Hesap Doğrultusu	A(T)	Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı	Toplam Ağırlık (kN)	Taban Kesme Kuvveti (kN) ( $V_t$ )	Kat No	Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüku (kN)	Katlara Etkiyen Toplam Kesme Kuvveti (kN) ( $F_i$ )
	$A_0 \times I \times S(T)$	(R)	( $\Sigma W_i$ )	( $\Sigma W_i$ ) x A(T) / R		$V_t \times \frac{W_i \times H_i}{\Sigma (W_i \times H_i)}$	
x doğrultusu	1,000	6,06	13818,880	2280,343	1	760,114	2280,343
					2	1520,229	1520,229
y doğrultusu	1,000	6,06	13818,880	2280,343	1	760,114	2280,343
					2	1520,229	1520,229

ix) Yapıya etkiyen eşdeğer deprem yükü neticesinde, ikincil eşdeğer çerçevenin elemanlarında oluşan iç kuvvetlerin belirlenmesi ve bu kuvvetlerin “Asıl Çerçeve” elemanlarına dağıtılması.

**Tablo 6.15 : x Doğrultusunda Eşdeğer Deprem Yükünün İkincil Eşdeğer Çerçeve Elemanlarına Dağıtılması**

Kat No	Eleman No	$I_{yi}^e$ (m <sup>4</sup> )	$\sum I_{yi}^e$ (m <sup>4</sup> )	D	Kat Kesme Kuv. (kN)	Fi (kN)
1	P <sup>e</sup>	5,17352	5,24019	0,987	2280,343	2251,332
	2C <sup>e</sup>	0,06667		0,013		29,011
2	P <sup>e</sup>	5,17352	5,24019	0,987	1520,229	1500,888
	2C <sup>e</sup>	0,06667		0,013		19,341

**Tablo 6.16 : x Doğrultusunda Eşdeğer Deprem Yükünün İkincil Eşdeğer Çerçeve Elemanlarına Dağıtılması**

Kat No	Eleman No	Fi (kN)	$k_{C1}$ (m <sup>4</sup> /m)	$k_{B1}$ (m <sup>4</sup> /m)	$\nu$ (kbi/k <sub>C1</sub> )	$\epsilon$	M <sub>alt</sub> (kNm)	M <sub>üst</sub> (kNm)
1	P <sup>e</sup>	2251,332	1,29338	0,00519	0,004		15008,882	6003,553
	C <sub>1</sub> <sup>e</sup>	14,505	0,00833	0,00519	0,623	0,720	20,888	-8,123
	C <sub>2</sub> <sup>e</sup>	14,505	0,00833	0,00519	0,623	0,720	20,888	-8,123
2	P <sup>e</sup>	1500,888	1,29338	0,00519	0,004		6003,553	0,000
	C <sub>1</sub> <sup>e</sup>	9,670	0,00833	0,00519	0,623	0,575	11,121	-8,220
	C <sub>2</sub> <sup>e</sup>	9,670	0,00833	0,00519	0,623	0,575	11,121	-8,220

**Tablo 6.17 : x Doğrultusunda Eşdeğer Deprem Yükünün İkincil Eşdeğer Kirişlerine Dağıtılması**

Kat No	Eleman No	M <sub>alt</sub> (kNm)	M <sub>üst</sub> (kNm)	M <sub>B</sub> (kNm)
1	B <sub>1</sub> <sup>e</sup>	11,121	-8,123	2,998
2	B <sub>2</sub> <sup>e</sup>	-	-8,220	-8,220

Tablo 6.18 : x Doğrultusunda Eşdeğer Deprem Yükünün Asıl Çerçeve Elemanlarına Dağıtılması

Kat No	Eleman No	$I_{yi}$ (m <sup>4</sup> )	$\Sigma I_{yi}^e$ (m <sup>4</sup> )	$D$	$F_i$ (kN)	$M_{alt}$ (kNm)	$M_{üst}$ (kNm)
1	P <sub>1</sub>	0,00535	0,06667	0,0803	2,328	3,353	-1,304
	P <sub>2</sub>	0,00535	0,06667	0,0803	2,328	3,353	-1,304
	P <sub>3</sub>	2,58676	5,17352	0,5000	1125,666	7504,441	3001,777
	P <sub>4</sub>	2,58676	5,17352	0,5000	1125,666	7504,441	3001,777
	P <sub>5</sub>	0,00535	0,06667	0,0803	2,328	3,353	-1,304
	P <sub>6</sub>	0,00535	0,06667	0,0803	2,328	3,353	-1,304
	C <sub>1</sub>	0,01143	0,06667	0,1715	4,975	7,165	-2,786
	C <sub>2</sub>	0,00373	0,06667	0,0560	1,625	2,339	-0,910
	C <sub>3</sub>	0,00373	0,06667	0,0560	1,625	2,339	-0,910
	C <sub>4</sub>	0,00373	0,06667	0,0560	1,625	2,339	-0,910
	C <sub>5</sub>	0,00373	0,06667	0,0560	1,625	2,339	-0,910
	C <sub>6</sub>	0,00373	0,06667	0,0560	1,625	2,339	-0,910
	C <sub>7</sub>	0,00373	0,06667	0,0560	1,625	2,339	-0,910
	C <sub>8</sub>	0,01143	0,06667	0,1715	4,975	7,165	-2,786
2	P <sub>1</sub>	0,00535	0,06667	0,0803	1,552	1,785	-1,319
	P <sub>2</sub>	0,00535	0,06667	0,0803	1,552	1,785	-1,319
	P <sub>3</sub>	2,58676	5,17352	0,5000	750,444	3001,777	0,000
	P <sub>4</sub>	2,58676	5,17352	0,5000	750,444	3001,777	0,000
	P <sub>5</sub>	0,00535	0,06667	0,0803	1,552	1,785	-1,319
	P <sub>6</sub>	0,00535	0,06667	0,0803	1,552	1,785	-1,319
	C <sub>1</sub>	0,01143	0,06667	0,1715	3,317	3,815	-2,819
	C <sub>2</sub>	0,00373	0,06667	0,0560	1,083	1,246	-0,921
	C <sub>3</sub>	0,00373	0,06667	0,0560	1,083	1,246	-0,921
	C <sub>4</sub>	0,00373	0,06667	0,0560	1,083	1,246	-0,921
	C <sub>5</sub>	0,00373	0,06667	0,0560	1,083	1,246	-0,921
	C <sub>6</sub>	0,00373	0,06667	0,0560	1,083	1,246	-0,921
	C <sub>7</sub>	0,00373	0,06667	0,0560	1,083	1,246	-0,921
	C <sub>8</sub>	0,01143	0,06667	0,1715	3,317	3,815	-2,819

**Tablo 6.19 :** y Doğrultusunda Eşdeğer Deprem Yükünün İkincil Eşdeğer Çerçeve Elemanlarına Dağıtılması

Kat No	Eleman No	$I_{xi}^e$ (m <sup>4</sup> )	$\sum I_{xi}^e$ (m <sup>4</sup> )	D	Kat Kesme Kuv. (kN)	Fi (kN)
1	P <sup>e</sup>	6,30184	6,38797	0,987	2280,343	2249,598
	2C <sup>e</sup>	0,08613		0,013		30,745
2	P <sup>e</sup>	6,30184	6,38797	0,987	1520,229	1499,732
	2C <sup>e</sup>	0,08613		0,013		20,497

**Tablo 6.20 :** y Doğrultusunda Eşdeğer Deprem Yükünün İkincil Eşdeğer Çerçeve Elemanlarına Dağıtılması

Kat No	Eleman No	Fi (kN)	$k_{ci}$ (m <sup>4</sup> /m)	$k_{bi}$ (m <sup>4</sup> /m)	$\nu$ (kbi/k <sub>ci</sub> )	$\epsilon$	M <sub>alt</sub> (kNm)	M <sub>üst</sub> (kNm)
1	P <sup>e</sup>	2249,598	1,57546	0,00502	0,003		14997,321	5998,928
	C <sub>1</sub> <sup>e</sup>	15,373	0,01077	0,00502	0,466	0,760	23,366	-7,379
	C <sub>2</sub> <sup>e</sup>	15,373	0,01077	0,00502	0,466	0,760	23,366	-7,379
2	P <sup>e</sup>	1499,732	1,57546	0,00502	0,003		5998,928	0,000
	C <sub>1</sub> <sup>e</sup>	10,248	0,01077	0,00502	0,466	0,585	11,991	-8,506
	C <sub>2</sub> <sup>e</sup>	10,248	0,01077	0,00502	0,466	0,585	11,991	-8,506

**Tablo 6.21 :** y Doğrultusunda Eşdeğer Deprem Yükünün İkincil Eşdeğer Kirişlerine Dağıtılması

Kat No	Eleman No	M <sub>alt</sub> (kNm)	M <sub>üst</sub> (kNm)	M <sub>B</sub> (kNm)
1	B <sub>1</sub> <sup>e</sup>	11,991	-7,379	4,612
2	B <sub>2</sub> <sup>e</sup>	-	-8,506	-8,506

Tablo 6.22 : y Doğrultusunda Eşdeğer Deprem Yükünün Asıl Çerçeve Elemanlarına Dağılımı

Kat No	Eleman No	$I_{yi}$ (m <sup>4</sup> )	$\Sigma I_{yi}^e$ (m <sup>4</sup> )	D	Fi (kN)	M <sub>alt</sub> (kNm)	M <sub>üst</sub> (kNm)
1	P <sub>1</sub>	1,57546	6,30184	0,2500	562,400	3749,330	1499,732
	P <sub>2</sub>	1,57546	6,30184	0,2500	562,400	3749,330	1499,732
	P <sub>3</sub>	0,00503	0,08613	0,0584	1,796	2,729	-0,862
	P <sub>4</sub>	0,00503	0,08613	0,0584	1,796	2,729	-0,862
	P <sub>5</sub>	1,57546	6,30184	0,2500	562,400	3749,330	1499,732
	P <sub>6</sub>	1,57546	6,30184	0,2500	562,400	3749,330	1499,732
	C <sub>1</sub>	0,00373	0,08613	0,0433	1,333	2,026	-0,640
	C <sub>2</sub>	0,01143	0,08613	0,1328	4,081	6,204	-1,959
	C <sub>3</sub>	0,01143	0,08613	0,1328	4,081	6,204	-1,959
	C <sub>4</sub>	0,01143	0,08613	0,1328	4,081	6,204	-1,959
	C <sub>5</sub>	0,01143	0,08613	0,1328	4,081	6,204	-1,959
	C <sub>6</sub>	0,01143	0,08613	0,1328	4,081	6,204	-1,959
	C <sub>7</sub>	0,01143	0,08613	0,1328	4,081	6,204	-1,959
	C <sub>8</sub>	0,00373	0,08613	0,0433	1,333	2,026	-0,640
2	P <sub>1</sub>	1,57546	6,30184	0,2500	374,933	1499,732	0,000
	P <sub>2</sub>	1,57546	6,30184	0,2500	374,933	1499,732	0,000
	P <sub>3</sub>	0,00503	0,08613	0,0584	1,197	1,401	-0,994
	P <sub>4</sub>	0,00503	0,08613	0,0584	1,197	1,401	-0,994
	P <sub>5</sub>	1,57546	6,30184	0,2500	374,933	1499,732	0,000
	P <sub>6</sub>	1,57546	6,30184	0,2500	374,933	1499,732	0,000
	C <sub>1</sub>	0,00373	0,08613	0,0433	0,888	1,040	-0,737
	C <sub>2</sub>	0,01143	0,08613	0,1328	2,721	3,184	-2,258
	C <sub>3</sub>	0,01143	0,08613	0,1328	2,721	3,184	-2,258
	C <sub>4</sub>	0,01143	0,08613	0,1328	2,721	3,184	-2,258
	C <sub>5</sub>	0,01143	0,08613	0,1328	2,721	3,184	-2,258
	C <sub>6</sub>	0,01143	0,08613	0,1328	2,721	3,184	-2,258
	C <sub>7</sub>	0,01143	0,08613	0,1328	2,721	3,184	-2,258
	C <sub>8</sub>	0,00373	0,08613	0,0433	0,888	1,040	-0,737

## 6.2 SAP 2000 Paket Programı Kullanılarak Yapılan Hesap

### 6.2.1 Modellemede Yapılan Kabuller

- Modellemede kullanılan malzeme C25'in özelliklerine göre tanımlanmıştır. Kütle, kullanıcı tarafından tanımlanacağı için malzeme özellikleri tanımlanırken, birim hacim ağırlık sıfır alınmıştır.
- Modal analizde kütle tanımı için elemanların özağırlıkları toplanıp yer çekimi ivmesine bölünerek, yapının ağırlık merkezine kütle olarak atanmıştır.
- Modal analiz sonucu bulunan doğal titreşim periyoduna bağlı olarak yapıya etkiyen eşdeğer deprem kuvveti hesaplanmıştır.
- Döşeme tanımlanmamış, yatay deplasmanların eşit olması için düzlemi içinde rijit olan kat diyaframları tanımlanmıştır.
- Perde elemanlar çubuk eleman olarak tanımlanmış, kat seviyelerinde perdenin uzun doğrultusu boyunca, eylemsizlik momentleri arttırılmış rijit çubuk elemanlar kullanılmıştır.
- Hesaplanan eşdeğer deprem kuvvetleri, her iki doğrultuda, yapıya ağırlık merkezinden etkilmiştir.
- Deprem kuvveti etkisindeki çerçevelerin statik analiz sonucunda, elemanlarda meydana gelen iç kuvvetleri Bölüm.6.2.2. de tablolar halinde verilmiştir.

Tablo 6.23 :  $\Sigma W_i$  Hesabı

Aks No	Kat No	Kat Ağırlığı (kN) ( $W_i$ )	Hareketli Yük (kN) ( $Q_i$ )	Hareketli Yük Katılımı ( $0,80 \times Q_i$ )	Toplam Ağırlık (kN) ( $\Sigma W_i$ )
x doğrultusu	1	5359,44	1937,50	1550,00	13818,880
	2	5359,44	1937,50	1550,00	
y doğrultusu	1	5359,44	1937,50	1550,00	13818,880
	2	5359,44	1937,50	1550,00	

\* Fabrika binaları için hareketli yük katılım katsayısı 0,8

Tablo 6.24: SAP2000 ile Hesaplanan  $T_n$ 'e Göre Her İki Doğ. İçin  $A(T)$  Hesabı

Hesap Doğrultusu	Bina Önem Katsayısı* (I)	Deprem Bölgesi (I) ( $A_0$ )	Zemin Cinsi (Z1)		Doğal Titreşim Periyodu (sn) $T_n$	S(T)	A(T)
			$T_A$	$T_B$			$A_0 \times I \times S(T)$
x doğrultusu	1,00	0,40	0,10	0,30	0,11709	2,500	1,000
y doğrultusu					0,11488		

\* Fabrika binaları için  $I=1,0$

Tablo 6.25: Her İki Doğ. İçin  $V_t$  Hesabı

Hesap Doğrultusu	A(T)	Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı	Toplam Ağırlık (kN)	Taban Kesme Kuvveti (kN) ( $V_t$ )	Kat No	Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüğü (kN)	Katlara Etkiyen Toplam Kesme Kuvveti (kN) ( $F_d$ )
	$A_0 \times I \times S(T)$	(R)	( $\Sigma W_i$ )	( $\Sigma W_i$ ) x A(T) / R		$V_t \times \frac{W_i \times H_i}{\Sigma (W_i \times H_i)}$	
x doğrultusu	1,000	6,06	13818,880	2280,343	1	760,114	2280,343
					2	1520,229	1520,229
y doğrultusu	1,000	6,06	13818,880	2280,343	1	760,114	2280,343
					2	1520,229	1520,229

## 6.2.2. SAP 2000 Programı ile Yapılan Analizin Sonuçları

**Tablo 6.26:** SAP2000 Programı ile Yapılan Analizin Sonuçları (x doğrultusu)

<i>Kat No</i>	<i>Eleman No</i>	<i>Fi</i> ( <i>kN</i> )	<i>M<sub>alt</sub></i> ( <i>kNm</i> )	<i>M<sub>ost</sub></i> ( <i>kNm</i> )
1	P <sub>1</sub>	8,699	29,148	-5,647
	P <sub>2</sub>	6,659	29,096	-5,540
	P <sub>3</sub>	1103,907	7310,040	2894,413
	P <sub>4</sub>	1103,907	7310,040	2894,413
	P <sub>5</sub>	8,659	29,096	-5,540
	P <sub>6</sub>	8,699	29,148	-5,647
	C <sub>1</sub>	8,271	27,950	-5,132
	C <sub>2</sub>	3,576	10,384	-3,919
	C <sub>3</sub>	3,511	10,299	-3,745
	C <sub>4</sub>	3,550	10,350	-3,850
	C <sub>5</sub>	3,550	10,350	-3,850
	C <sub>6</sub>	3,511	10,299	-3,745
	C <sub>7</sub>	3,576	10,384	-3,919
	C <sub>8</sub>	8,271	27,950	-5,132
2	P <sub>1</sub>	4,130	5,919	-10,601
	P <sub>2</sub>	3,333	4,812	-8,522
	P <sub>3</sub>	739,706	2924,413	-34,410
	P <sub>4</sub>	739,706	2924,413	-34,410
	P <sub>5</sub>	3,333	4,812	-8,522
	P <sub>6</sub>	4,130	5,919	-10,601
	C <sub>1</sub>	4,117	6,069	-10,400
	C <sub>2</sub>	3,003	5,201	-6,810
	C <sub>3</sub>	2,816	4,866	-6,397
	C <sub>4</sub>	3,010	5175,000	-6,865
	C <sub>5</sub>	3,010	5175,000	-6,865
	C <sub>6</sub>	2,816	4,866	-6,397
	C <sub>7</sub>	3,003	5,201	-6,810
	C <sub>8</sub>	4,117	6,069	-10,400

**Tablo 6.27:** SAP2000 Programı ile Yapılan Analizin Sonuçları (y doğrultusu)

<i>Kat No</i>	<i>Eleman No</i>	<i>Fi</i> ( <i>kN</i> )	$M_{alt}$ ( <i>kNm</i> )	$M_{üst}$ ( <i>kNm</i> )
1	P <sub>1</sub>	554,295	3652,723	1435,541
	P <sub>2</sub>	554,293	3652,727	1435,555
	P <sub>3</sub>	8,891	32,717	-2,846
	P <sub>4</sub>	8,891	32,717	-2,846
	P <sub>5</sub>	554,293	3652,727	1435,555
	P <sub>6</sub>	554,295	3652,723	1435,541
	C <sub>1</sub>	2,521	8,427	-1,656
	C <sub>2</sub>	6,730	24,240	-2,681
	C <sub>3</sub>	6,717	24,223	-2,644
	C <sub>4</sub>	6,725	24,233	-2,665
	C <sub>5</sub>	6,725	24,233	-2,665
	C <sub>6</sub>	6,717	24,223	-2,644
	C <sub>7</sub>	6,730	24,240	-2,681
	C <sub>8</sub>	2,521	8,427	-1,656
2	P <sub>1</sub>	369,204	1453,580	-23,234
	P <sub>2</sub>	369,192	1453,585	-23,181
	P <sub>3</sub>	5,105	9,250	-11,171
	P <sub>4</sub>	5,105	9,250	-11,171
	P <sub>5</sub>	369,192	1453,585	-23,181
	P <sub>6</sub>	369,204	1453,580	-23,234
	C <sub>1</sub>	2,279	4,123	-4,993
	C <sub>2</sub>	4,807	8,757	-10,471
	C <sub>3</sub>	4,805	8,734	-10,485
	C <sub>4</sub>	4,723	8,642	-10,251
	C <sub>5</sub>	4,723	8,642	-10,251
	C <sub>6</sub>	4,805	8,734	-10,485
	C <sub>7</sub>	4,807	8,757	-10,471
	C <sub>8</sub>	2,279	4,123	-4,993

## 7. ANALİZLERİN KARŞILAŞTIRMASI ve SONUÇLAR

### 7.1. Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması

**Tablo 7.1:** Elemanlarda Meydana Gelen İç Kuvvetlerin Karşılaştırması (x doğrultusu)

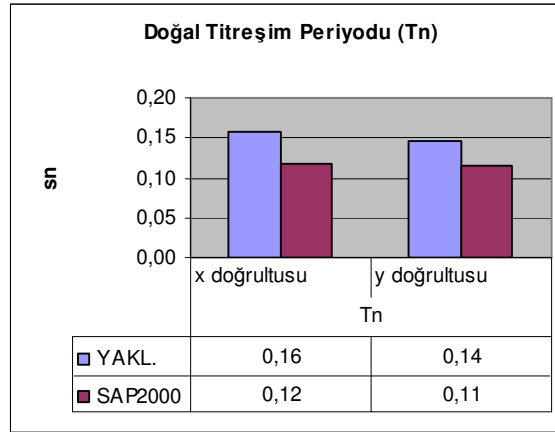
Kat No	Eleman No	Fi (kN)		M <sub>alt</sub> (kNm)		M <sub>üst</sub> (kNm)	
		YAKL.	SAP2000	YAKL.	SAP2000	YAKL.	SAP2000
1	P <sub>1</sub>	2,328	8,699	3,353	29,148	-1,304	-5,647
	P <sub>2</sub>	2,328	6,659	3,353	29,096	-1,304	-5,540
	P <sub>3</sub>	1125,666	1103,907	7504,441	7310,040	3001,777	2894,413
	P <sub>4</sub>	1125,666	1103,907	7504,441	7310,040	3001,777	2894,413
	P <sub>5</sub>	2,328	8,659	3,353	29,096	-1,304	-5,540
	P <sub>6</sub>	2,328	8,699	3,353	29,148	-1,304	-5,647
	C <sub>1</sub>	4,975	8,271	7,165	27,950	-2,786	-5,132
	C <sub>2</sub>	1,625	3,576	2,339	10,384	-0,910	-3,919
	C <sub>3</sub>	1,625	3,511	2,339	10,299	-0,910	-3,745
	C <sub>4</sub>	1,625	3,550	2,339	10,350	-0,910	-3,850
	C <sub>5</sub>	1,625	3,550	2,339	10,350	-0,910	-3,850
	C <sub>6</sub>	1,625	3,511	2,339	10,299	-0,910	-3,745
	C <sub>7</sub>	1,625	3,576	2,339	10,384	-0,910	-3,919
	C <sub>8</sub>	4,975	8,271	7,165	27,950	-2,786	-5,132
2	P <sub>1</sub>	1,552	4,130	1,785	5,919	-1,319	-10,601
	P <sub>2</sub>	1,552	3,333	1,785	4,812	-1,319	-8,522
	P <sub>3</sub>	750,444	739,706	3001,777	2924,413	0,000	-34,410
	P <sub>4</sub>	750,444	739,706	3001,777	2924,413	0,000	-34,410
	P <sub>5</sub>	1,552	3,333	1,785	4,812	-1,319	-8,522
	P <sub>6</sub>	1,552	4,130	1,785	5,919	-1,319	-10,601
	C <sub>1</sub>	3,317	4,117	3,815	6,069	-2,819	-10,400
	C <sub>2</sub>	1,083	3,003	1,246	5,201	-0,921	-6,810
	C <sub>3</sub>	1,083	2,816	1,246	4,866	-0,921	-6,397
	C <sub>4</sub>	1,083	3,010	1,246	5175,000	-0,921	-6,865
	C <sub>5</sub>	1,083	3,010	1,246	5175,000	-0,921	-6,865
	C <sub>6</sub>	1,083	2,816	1,246	4,866	-0,921	-6,397
	C <sub>7</sub>	1,083	3,003	1,246	5,201	-0,921	-6,810
	C <sub>8</sub>	3,317	4,117	3,815	6,069	-2,819	-10,400

**Tablo 7.2:** Elemanlarda Meydana Gelen İç Kuvvetlerin Karşılaştırması (y doğrultusu)

Kat No	Eleman No	Fi (kN)		M <sub>alt</sub> (kNm)		M <sub>ost</sub> (kNm)	
		YAKL.	SAP2000	YAKL.	SAP2000	YAKL.	SAP2000
1	P <sub>1</sub>	562,400	554,295	3749,330	3652,723	1499,732	1435,541
	P <sub>2</sub>	562,400	554,293	3749,330	3652,727	1499,732	1435,555
	P <sub>3</sub>	1,796	8,891	2,729	32,717	-0,862	-2,846
	P <sub>4</sub>	1,796	8,891	2,729	32,717	-0,862	-2,846
	P <sub>5</sub>	562,400	554,293	3749,330	3652,727	1499,732	1435,555
	P <sub>6</sub>	562,400	554,295	3749,330	3652,723	1499,732	1435,541
	C <sub>1</sub>	1,333	2,521	2,026	8,427	-0,640	-1,656
	C <sub>2</sub>	4,081	6,730	6,204	24,240	-1,959	-2,681
	C <sub>3</sub>	4,081	6,717	6,204	24,223	-1,959	-2,644
	C <sub>4</sub>	4,081	6,725	6,204	24,233	-1,959	-2,665
	C <sub>5</sub>	4,081	6,725	6,204	24,233	-1,959	-2,665
	C <sub>6</sub>	4,081	6,717	6,204	24,223	-1,959	-2,644
	C <sub>7</sub>	4,081	6,730	6,204	24,240	-1,959	-2,681
	C <sub>8</sub>	1,333	2,521	2,026	8,427	-0,640	-1,656
2	P <sub>1</sub>	374,933	369,204	1499,732	1453,580	0,000	-23,234
	P <sub>2</sub>	374,933	369,192	1499,732	1453,585	0,000	-23,181
	P <sub>3</sub>	1,197	5,105	1,401	9,250	-0,994	-11,171
	P <sub>4</sub>	1,197	5,105	1,401	9,250	-0,994	-11,171
	P <sub>5</sub>	374,933	369,192	1499,732	1453,585	0,000	-23,181
	P <sub>6</sub>	374,933	369,204	1499,732	1453,580	0,000	-23,234
	C <sub>1</sub>	0,888	2,279	1,040	4,123	-0,737	-4,993
	C <sub>2</sub>	2,721	4,807	3,184	8,757	-2,258	-10,471
	C <sub>3</sub>	2,721	4,805	3,184	8,734	-2,258	-10,485
	C <sub>4</sub>	2,721	4,723	3,184	8,642	-2,258	-10,251
	C <sub>5</sub>	2,721	4,723	3,184	8,642	-2,258	-10,251
	C <sub>6</sub>	2,721	4,805	3,184	8,734	-2,258	-10,485
	C <sub>7</sub>	2,721	4,807	3,184	8,757	-2,258	-10,471
	C <sub>8</sub>	0,888	2,279	1,040	4,123	-0,737	-4,993

## 7. 2. SONUÇLAR

Yaklaşık yöntemler olan “Tek Açıklık Yöntemi”, ve “Eşdeğer Çerçeve Yöntemi”nin bir arada kullanılarak, her iki doğrultu için hesaplanan doğal titreşim periyotları ile, SAP2000 programı ile hesaplanan doğal titreşim periyotları birbirlerine tatmin edici derecede yakındır. (Bkz. Şekil 7.1) Her iki yol ile hesaplanan periyot da ABYYHY’ de tanımlanan Z1 zemin cinsi için  $T_A$ - $T_B$  aralığında kaldığından, iki durum için hesaplanan taban kesme kuvvetleri, dolayısıyla eşdeğer deprem yükü değişmemektedir.



Şekil 7.1

ABYYHY’ de tanımlanmış zemin cinsleri için, sayısal örneğin iki şekilde çözümü ile hesaplanan doğal titreşim periyotlarına karşı gelen taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırması Tablo 7.3’te görülmektedir. Görüldüğü gibi iki farklı şekilde bulunan periyotlar  $T_A$ - $T_B$  aralığında kalmadığından taban kesme kuvveti yaklaşık yöntemler ile yapılan analizde %11-16 daha fazla çıkmaktadır. Yaklaşık yöntemler ile yapılan hesap sonuçları güvenli tarafta kaldığından, bu durum büyük bir probleme yol açmamaktadır

**Tablo 7.3 :** Farklı Zemin Türleri İçin Yaklaşık Yönt-SAP2000 Karşılaştırması

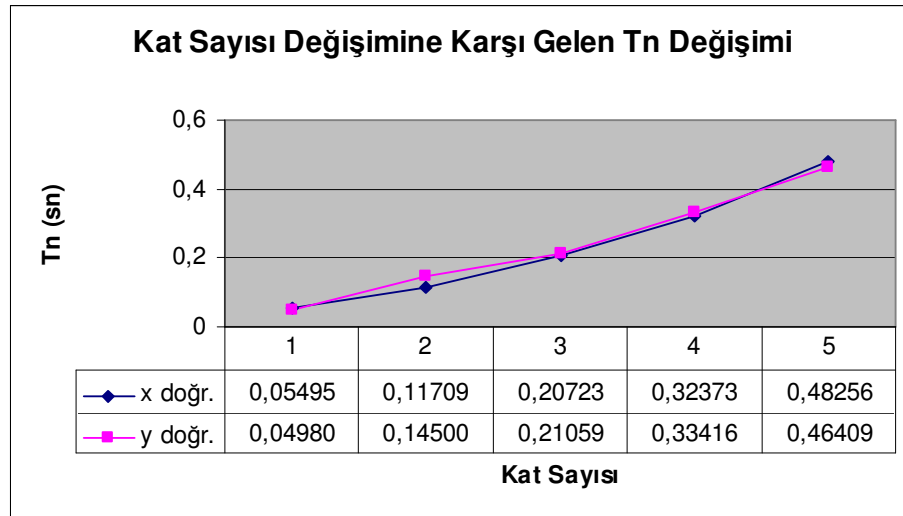
Zemin Cinsi	x doğrultusu			y doğrultusu		
	YAKL.	SAP2000	FARK	YAKL.	SAP2000	FARK
Z1	2280,343	2280,343	% 0	2280,343	2280,343	% 0
Z2	2347,078	1971,129	% 16	2234,701	1951,062	% 13
Z3	2347,078	1971,129	% 16	2234,701	1951,062	% 13
Z4	1988,343	1706,381	% 14	1904,060	1691,331	% 11

Yaklaşık yöntemler ile hesap yapılırken, perde elemanlara etkiyen kesme kuvveti etkisini göz önüne almak için bu elemanların rijitlikleri,  $s=1,41L^2/H^2$  olmak üzere,  $(1/(1+2s))$  ifadesi ile çarpılarak azaltıldığı daha önce belirtilmişti. Yapı yüksekliğinin çeşitli değerleri için, iki yöntemle hesaplanan doğal titreşim periyotlarının değerleri ve bu değerlerin karşılaştırması Tablo 7.4'te görülmektedir. Yapı yüksekliği, dolayısı ile kat yüksekliği arttıkça yani L/H oranı küçüldükçe, başka bir deyişle ise perdeler kısa kolon durumundan uzaklaştıkça ve kesme kuvveti etkisi azaldıkça, yaklaşık yöntem sonuçlarının SAP2000 sonuçlarına yaklaştığı görülmektedir.

**Tablo 7.4:** Farklı Kat Yükseklikleri İçin Yak. Yönt-SAP2000 Karşılaştırması

Kat Yüksekliği (m)	x doğrultusu			y doğrultusu		
	YAKL.	SAP2000	FARK	YAKL.	SAP2000	FARK
3,5	0,13687	0,09729	% 29	0,12315	0,09391	% 24
4,0	0,15732	0,11709	% 26	0,13950	0,11488	% 18
4,5	0,18202	0,13905	% 24	0,16854	0,13820	% 18
5,0	0,20743	0,16388	% 21	0,19438	0,16318	% 16

SAP2000 programında kurulan modelde, kat sayısı artırıldıkça  $T_n$  doğal titreşim periyodunun nasıl değiştiği Şekil 7.2'de görülmektedir.

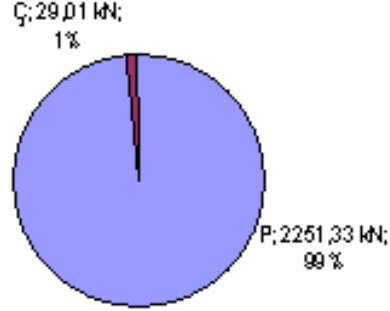


**Şekil 7.2**

Doğal titreşim periyodu  $T_n$ , 1 ve 2 katlı durumlarda, x doğrultusunda, kat sayısı 3 veya daha fazla olduğunda ise y doğrultusunda daha büyük çıkmıştır.

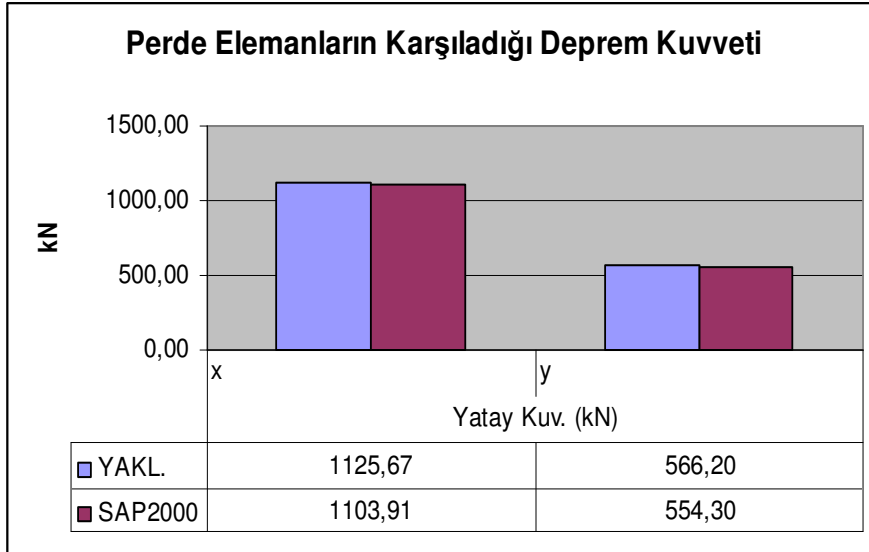
Her iki yol ile yapılan hesapta da yapıya etkiyen yatay kuvvetlerin büyük bölümü perde elemanlar tarafından karşılandığı görülmüştür.

Yapıya Etkiyen Yatay Kuvvetin Perde ve Çerçeveselere Dağılımı



Şekil 7.3

Yaklaşık yöntemler ile ve SAP2000 ile yapılan analiz sonuçlarına göre, zemin katta perde elemanların karşıladığı yatay kuvvet değerleri birbirine oldukça yakın çıkmıştır. (Bkz. Şekil 7.4)



Şekil 7.4

Hesap sonuçlarının karşılaştırmasında, perde elemanlar için görülen yakınsama kolonlar için görülemedi. İki farklı yol ile hesaplanan kolonların payına düşen yatay kuvvet değerleri birbirinden oldukça farklı çıkmıştır. Ancak, yatay kuvvetlerin sadece % 1 inin kolonlar tarafından karşılandığı düşünülürse bu durumun büyük bir probleme yol açmayacağı anlaşılmaktadır.

Yaklaşık yöntemler ve SAP 2000 ile çözülen sayısal örnekte, kolon ve perde elemanların alt ve üst uç momentlerinin, iki çözüm yolu ile hesaplanan sonuçlarının da birbirinden oldukça farklı çıkmasında, kolonlara etkiyen yatay kuvvetlerin farklı oluşundan kaynaklandığı görülmüştür.

Moment sıfır noktasının gerçek sonuçlara yakınsama derecesini gözlemleyebilmek için eşit yatay kuvvet etkisindeki elemanların iki farklı yolla çözümü gerekmektedir.

Yapıda çeşitli nedenlerden dolayı (burulma, rijit kirişler) meydana gelebilecek ilave kesme kuvvetleri, yaklaşık yöntemler ile analiz yapılırken işleme sokulamadığı için, bu tür durumlarda gerçek sonuçlardan oldukça uzaklaşıldığı görülmüştür.

Yaklaşık yöntemlerle yapılan hesap sonuçlarında kolon elemanların karşıladığı yatay kuvvetlerin ve buna bağlı olarak kolon alt ve üst uç momentlerinin SAP2000 sonuçlarına göre düşük çıkmasının sebebi perde elemanların karşıladığı yatay kuvvetin yaklaşık yöntemlerde daha büyük çıkmasıdır. Perde ve çerçeve arasındaki yatay kuvvet dağılımının rijitlikleri oranında yapıldığından ve yaklaşık yöntemler uygulanırken perde elemanlara etkiyen kesme kuvveti etkisini göz önüne almak için perde rijitliğinin  $(1/1+2s)$  ifadesi ile çarpılarak azaltıldığından bahsedilmiştir. Bu bilgiler ışığında, perde elemanların karşıladığı yatay kuvvetin, yaklaşık yöntemlerle yapılan hesap sonuçlarında daha büyük, dolayısıyla kolonların karşıladığı yatay kuvvetin de daha küçük çıkmasının sebebi, kesme kuvveti etkisini hesaba yansıtılmak için yapılan bu kabulden kaynaklandığı görülmüştür. Doğal titreşim periyodunun da kesme kuvveti etkisi azaldıkça gerçek sonuçlara yaklaştığı hatırlanırsa (Bkz:Tablo 7.4) uygulanan yaklaşık yöntemlerde, perde elemanlara etkiyen kesme kuvveti etkilerinin hesaba yansıtılması için yapılan  $(1/1+2s)$  ifadesi ile rijitlik azaltması yapılması kabulünde problem olduğu, yani perde elemanlara etkiyen kesme kuvvetinin yeterince yaklaşıklıkta hesaba yansıtılmadığı sonucuna varılmıştır.

## KAYNAKLAR

### Kitap Ve Ders Notlarından

**Bakırtaş, İ.,** 2005 Yaylar,Çubuklar ve Çubuk Sistemlerde Mekanik Titreşimler Ders Notları. İ.T.Ü İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul

**Aköz, A.Y.,** 2005 Enerji Yöntemleri ve Yapı Sistemleri. Birsen Yayınevi. İstanbul.

**Tezcan, S.,** 1970 Çubuk Sistemlerin Elektronik Hesap Makineleri İle Çözümü. Arı Kitabevi İstanbul.

**Özmen, G., Orakdöğen E. ve Darılmaz, K.,** 2004 Örneklerle SAP 2000. Birsen Yayınevi Lord Matbaası –İstanbul

**Kasımzade, A. A.,** 2004.Yapı Dinamiği. Bireysel Yayınevi, İstanbul

**Celep, Z. ve Kumbasar N.,** 2001 Yapı Dinamiği İ.T.Ü İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.

**Celep, Z. ve Kumbasar, N.,** 2000.Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı. İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul

**Atımtay E.,** 2001 Çerçevesiz ve Perdeli Betonarme Sistemlerin Tanıtımı. Cilt I-II ODTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası. Ankara

**Chopra, Anil, K.,** 2001 Dynamics Of Structures California Univercity USA

**Scarlat, A., S.,** Approximate Methods İn Structural Selsmic Desing Hanifa –İsrael

**Murashaev, V., İ., Sigalov, E, E. ve Baikov V., N.,** 1971 Design Of Reinforced Constructures Mir. Publishers. Moskova

### Standartlar

**ABYYHY-98,**1998. Afet Bölgesinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik. TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi, İstanbul

**TS 500,** 1984 Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü

# **EKLER**

EK A ABYYHY'de Tanımlanan Çeşitli Zemin Türleri İçin SAP2000 ile Hesaplanan Doğal Titreşim Periyotları ile Eşdeğer Deprem Yüğü Hesabı

1) Z2 İçin Hesap

Aks No	Kat No	Kat Ağırlığı (kN) (Wi)	Hareketli Yük (kN) (Qi)	Hareketli Yük Katılımı (0,80*xiQi)	Toplam Ağırlık (kN) (ΣWi)
x doğrultusu	1	5359,44	1937,50	1550,00	13818,880
	2	5359,44	1937,50	1550,00	
y doğrultusu	1	5359,44	1937,50	1550,00	13818,880
	2	5359,44	1937,50	1550,00	

\* Fabrika binaları için hareketli yük katılım katsayısı 0,8

Hesap Doğrultusu	Bina Önem Katsayısı* (I)	Deprem Bölgesi (1) (A <sub>0</sub> )	Zemin Cinsi (Z2)		Doğal Titreşim Periyodu (sn) T <sub>n</sub>	S(T)	A(T)
			T <sub>A</sub>	T <sub>B</sub>			A <sub>0</sub> x I x S(T)
x doğrultusu	1,00	0,40	0,15	0,40	0,11610	2,161	0,864
y doğrultusu					0,11390	2,139	0,856

\* Fabrika binaları için I=1,0

Hesap Doğrultusu	A(T)	Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı	Toplam Ağırlık (kN)	Taban Kesme Kuvveti (kN) (Vt)	Kat No	Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüğü (kN)	Katlara Etkiyen Toplam Kesme Kuvveti (kN) (F <sub>i</sub> )
	A <sub>0</sub> x I x S(T)	(R)	(ΣWi)	(ΣWi) x A(T) / R		Vt x $\frac{W_i \times H_i}{\sum (W_i \times H_i)}$	
x doğrultusu	0,864	6,06	13818,880	1971,129	1	657,043	1971,129
					2	1314,086	1314,086
y doğrultusu	0,856	6,06	13818,880	1951,062	1	650,354	1951,062
					2	1300,708	1300,708

II) Z3 İçin Hesap

Aks No	Kat No	Kat Ağırlığı (kN) (Wi)	Hareketli Yük (kN) (Qi)	Hareketli Yük Katılımı (0,80*xQi)	Toplam Ağırlık (kN) ( $\Sigma Wi$ )
x doğrultusu	1	5359,44	1937,50	1550,00	13818,880
	2	5359,44	1937,50	1550,00	
y doğrultusu	1	5359,44	1937,50	1550,00	13818,880
	2	5359,44	1937,50	1550,00	

\* Fabrika binaları için hareketli yük katılım katsayısı 0,8

Hesap Doğrultusu	Bina Önem Katsayısı* (I)	Deprem Bölgesi (1) ( $A_0$ )	Zemin Cinsi (Z2)		Doğal Titreşim Periyodu (sn) $T_n$	S(T)	A(T)
			$T_A$	$T_B$			$A_0 \times I \times S(T)$
x doğrultusu	1,00	0,40	0,15	0,60	0,11610	2,161	0,864
y doğrultusu					0,11390	2,139	0,856

\* Fabrika binaları için I=1,0

Hesap Doğrultusu	A(T)	Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı	Toplam Ağırlık (kN)	Taban Kesme Kuvveti (kN) ( $V_t$ )	Kat No	Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüğü (kN)	Katlara Etkiyen Toplam Kesme Kuvveti (kN) ( $F_i$ )
	$A_0 \times I \times S(T)$	(R)	( $\Sigma Wi$ )	( $\Sigma Wi$ ) x A(T) / R		$V_t \times \frac{W_i \times H_i}{\Sigma (W_i \times H_i)}$	
x doğrultusu	0,864	6,06	13818,880	1971,129	1	657,043	1971,129
					2	1314,086	1314,086
y doğrultusu	0,856	6,06	13818,880	1951,062	1	650,354	1951,062
					2	1300,708	1300,708

iii) Z4 İçin Hesap

Aks No	Kat No	Kat Ağırlığı (kN) (Wi)	Hareketli Yük (kN) (Qi)	Hareketli Yük Katılımı (0,80*xiQi)	Toplam Ağırlık (kN) (ΣWi)
x doğrultusu	1	5359,44	1937,50	1550,00	13818,880
	2	5359,44	1937,50	1550,00	
y doğrultusu	1	5359,44	1937,50	1550,00	13818,880
	2	5359,44	1937,50	1550,00	

\* Fabrika binaları için hareketli yük katılım katsayısı 0,8

Hesap Doğrultusu	Bina Önem Katsayısı* (I)	Deprem Bölgesi (1) (A <sub>0</sub> )	Zemin Cinsi (Z2)		Doğal Titreşim Periyodu (sn) T <sub>n</sub>	S(T)	A(T)
			T <sub>A</sub>	T <sub>B</sub>			A <sub>0</sub> x I x S(T)
x doğrultusu	1,00	0,40	0,20	0,60	0,11610	1,871	0,748
y doğrultusu					0,11390	1,854	0,742

Hesap Doğrultusu	A(T)	Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı	Toplam Ağırlık (kN)	Taban Kesme Kuvveti (kN) (V <sub>t</sub> )	Kat No	Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüğü (kN)	Katlara Etkiyen Toplam Kesme Kuvveti (kN) (F <sub>i</sub> )
	A <sub>0</sub> x I x S(T)	(R)	(ΣWi)	(ΣWi) x A(T) / R		V <sub>t</sub> x $\frac{W_i \times H_i}{\sum (W_i \times H_i)}$	
x doğrultusu	0,748	6,06	13818,880	1706,381	1	568,794	1706,381
					2	1137,587	1137,587
y doğrultusu	0,742	6,06	13818,880	1691,331	1	563,777	1691,331
					2	1127,554	1127,554

**EK B ABYYHY'de Tanımlanan Çeşitli Zemin Türleri İçin Yaklaşık Yöntemler ile Hesaplanan Doğal Titreşim Periyotları ile Eşdeğer Deprem Yükü Hesabı**

**1) Z2 İçin Hesap**

Aks No	Kat No	Kat Ağırlığı (kN) (Wi)	Hareketli Yük (kN) (Qi)	Hareketli Yük Katılımı (0,80*xiQi)	Toplam Ağırlık (kN) (ΣWi)
x doğrultusu	1	5359,44	1937,50	1550,00	13818,880
	2	5359,44	1937,50	1550,00	
y doğrultusu	1	5359,44	1937,50	1550,00	13818,880
	2	5359,44	1937,50	1550,00	

\* Fabrika binaları için hareketli yük katılım katsayısı 0,8

Hesap Doğrultusu	Bina Önem Katsayısı* (I)	Deprem Bölgesi (1) (A <sub>0</sub> )	Zemin Cinsi (Z2)		Doğal Titreşim Periyodu (sn) T <sub>a</sub>	S(T)	A(T)
			T <sub>A</sub>	T <sub>B</sub>			A <sub>0</sub> x I x S(T)
x doğrultusu	1,00	0,40	0,15	0,40	0,15732	2,573	1,029
y doğrultusu							0,958

\* Fabrika binaları için I=1,0

Hesap Doğrultusu	A(T)	Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı	Toplam Ağırlık (kN)	Taban Kesme Kuvveti (kN) (Vt)	Kat No	Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükü (kN)	Katlara Etkiyen Toplam Kesme Kuvveti (kN) (Fi)
	A <sub>0</sub> x I x S(T)	(R)	(ΣWi)	(ΣWi) x A(T) / R		Vt x $\frac{W_i \times H_i}{\sum (W_i \times H_i)}$	
x doğrultusu	1,029	6,06	13818,880	2347,078	1	782,359	2347,078
					2	1564,719	1564,719
y doğrultusu	0,958	6,06	13818,880	2184,614	1	728,205	2184,614
					2	1456,409	1456,409

ii) Z3 İçin Hesap

Aks No	Kat No	Kat Ağırlığı (kN) ( $W_i$ )	Hareketli Yük (kN) ( $Q_i$ )	Hareketli Yük Katılımı ( $0,80 \times Q_i$ )	Toplam Ağırlık (kN) ( $\Sigma W_i$ )
x doğrultusu	1	5359,44	1937,50	1550,00	13818,880
	2	5359,44	1937,50	1550,00	
y doğrultusu	1	5359,44	1937,50	1550,00	13818,880
	2	5359,44	1937,50	1550,00	

\* Fabrika binaları için hareketli yük katılım katsayısı 0,8

Hesap Doğrultusu	Bina Önem Katsayısı* (I)	Deprem Bölgesi (I) ( $A_0$ )	Zemin Cinsi (Z2)		Doğal Titreşim Periyodu (sn) ( $T_n$ )	S(T)	A(T)
			$T_A$	$T_B$			$A_0 \times I \times S(T)$
x doğrultusu	1,00	0,40	0,15	0,60	0,15732	2,573	1,029
y doğrultusu							0,958

\* Fabrika binaları için I=1,0

Hesap Doğrultusu	A(T)	Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı	Toplam Ağırlık (kN)	Taban Kesme Kuvveti (kN) ( $V_t$ )	Kat No	Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüğü (kN)	Katlara Etkiyen Toplam Kesme Kuvveti (kN) ( $F_i$ )
	$A_0 \times I \times S(T)$	(R)	( $\Sigma W_i$ )	( $\Sigma W_i$ ) x A(T) / R		$V_t \times \frac{W_i \times H_i}{\Sigma (W_i \times H_i)}$	
x doğrultusu	1,029	6,06	13818,880	2347,078	1	782,359	2347,078
					2	1564,719	1564,719
y doğrultusu	0,958	6,06	13818,880	2184,614	1	728,205	2184,614
					2	1456,409	1456,409

III) Z4 İçin Hesap

Aks No	Kat No	Kat Ağırlığı (kN) (Wi)	Hareketli Yük (kN) (Qi)	Hareketli Yük Katılımı (0,80*Qi)	Toplam Ağırlık (kN) (ΣWi)
x doğrultusu	1	5359,44	1937,50	1550,00	13818,880
	2	5359,44	1937,50	1550,00	
y doğrultusu	1	5359,44	1937,50	1550,00	13818,880
	2	5359,44	1937,50	1550,00	

\* Fabrika binaları için hareketli yük katılım katsayısı 0,8

Hesap Doğrultusu	Bina Önem Katsayısı* (I)	Deprem Bölgesi (I) (A <sub>0</sub> )	Zemin Cinsi (Z2)		Doğal Titreşim Periyodu (sn) T <sub>n</sub>	S(T)	A(T)
			T <sub>A</sub>	T <sub>B</sub>			A <sub>0</sub> x I x S(T)
x doğrultusu	1,00	0,40	0,20	0,60	0,15732	2,180	0,872
y doğrultusu					0,13950	2,046	0,819

s-

Hesap Doğrultusu	A(T)	Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı	Toplam Ağırlık (kN)	Taban Kesme Kuvveti (kN) (Vt)	Kat No	Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüğü (kN)	Katlara Etkiyen Toplam Kesme Kuvveti (kN) (Fi)
	A <sub>0</sub> x I x S(T)	(R)	(ΣWi)	(ΣWi) x A(T) / R		Vt x $\frac{W_i \times H_i}{\sum (W_i \times H_i)}$	
x doğrultusu	0,872	6,06	13818,880	1988,343	1	662,781	1988,343
					2	1325,562	1325,562
y doğrultusu	0,819	6,06	13818,880	1866,495	1	622,165	1866,495
					2	1244,33	1244,33

EK C Çeşitli Kat Yüksekliği Değerleri İçin x ve y doğrultusundaki rijitlik ve kütle matrisleri

**h=3,5 m x doğrultusu**

[k] =  $3 \times 10^7$

102,4031	-100,0000	0	-1,2016	0	0	0	0	0	-2,1027	0	0
-100,0000	100,1178	-0,1000	0	-0,0089	0	0	0	0	0	-0,0156	0
0	-0,1000	0,1178	0	0	-0,0089	0	0	0	0	0	-0,0156
-1,2016	0	0	101,2016	-100,0000	0	2,1027	0	0	2,1027	0	0
0	-0,0089	0	-100,0000	100,1089	-0,1000	0	0,0156	0	0	0,0156	0
0	0	-0,0089	0	-0,1000	0,1089	0	0	0,0156	0	0	0,0156
0	0	0	2,1027	0	0	9,8128	0	0	2,4532	0	0
0	0	0	0	0,0156	0	0	0,0935	0,0104	0	0,0182	0
0	0	0	0	0	0,0156	0	0,0104	0,0935	0	0	0,0182
-2,1027	0	0	2,1027	0	0	2,4532	0	0	4,9064	0	0
0	-0,0156	0	0	0,0156	0	0	0,0182	0	0	0,0571	0,0104
0	0	-0,0156	0	0	0,0156	0	0	0,0182	0	0,0104	0,0571

[m]=

170,860	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	170,860	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	170,860	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	170,860	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	170,860	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	170,860	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

**h=3,5 m y doğrultusu**

[k] =  $3 \times 10^7$

103,0273	-100,0000	0	-1,5137	0	0	0	0	0	-2,6489	0	0
-100,0000	100,1241	-0,1000	0	-0,0121	0	0	0	0	0	-0,0211	0
0	-0,1000	0,1241	0	0	-0,0121	0	0	0	0	0	-0,0211
-1,5137	0	0	101,5137	-100,0000	0	2,6489	0	0	2,6489	0	0
0	-0,0121	0	-100,0000	100,1121	-0,1000	0	0,0211	0	0	0,0211	0
0	0	-0,0121	0	-0,1000	0,1121	0	0	0,0211	0	0	0,0211
0	0	0	2,6489	0	0	12,3616	0	0	3,0904	0	0
0	0	0	0	0,0211	0	0	0,1185	0,0100	0	0,0246	0
0	0	0	0	0	0,0211	0	0,0100	0,1185	0	0	0,0246
-2,6489	0	0	2,6489	0	0	3,0904	0	0	6,1808	0	0
0	-0,0211	0	0	0,0211	0	0	0,0246	0	0	0,0693	0,0100
0	0	-0,0211	0	0	0,0211	0	0	0,0246	0	0,0100	0,0693

[m] =

170,860	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	170,860	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	170,860	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	170,860	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	170,860	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	170,860	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

**h=4,5 m x doğrultusu**

[k] =  $3 \times 10^7$

101,5863	-100,0000	0	-0,7932	0	0	0	0	0	-1,7846	0	0
-100,0000	100,1091	-0,1000	0	-0,0046	0	0	0	0	0	-0,0103	0
0	-0,1000	0,1091	0	0	-0,0046	0	0	0	0	0	-0,0103
-0,7932	0	0	100,7932	-100,0000	0	1,7846	0	0	1,7846	0	0
0	-0,0046	0	-100,0000	100,1046	-0,1000	0	0,0103	0	0	0,0103	0
0	0	-0,0046	0	-0,1000	0,1046	0	0	0,0103	0	0	0,0103
0	0	0	1,7846	0	0	10,7077	0	0	2,6769	0	0
0	0	0	0	0,0103	0	0	0,0824	0,0104	0	0,0154	0
0	0	0	0	0	0,0103	0	0,0104	0,0824	0	0	0,0154
-1,7846	0	0	1,7846	0	0	2,6769	0	0	5,3539	0	0
0	-0,0103	0	0	0,0103	0	0	0,0154	0	0	0,0516	0,0104
0	0	-0,0103	0	0	0,0103	0	0	0,0154	0	0,0104	0,0516

[m] =

199,385	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	199,385	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	199,385	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	199,385	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	199,385	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	199,385	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

**h=4.5 m v doğrultusu**

[ k ] =  $3 \times 10^7$

101,8716	-100,0000	0	-0,9358	0	0	0	0	0	-2,1055	0	0
-100,0000	100,1113	-0,1000	0	-0,0057	0	0	0	0	0	-0,0128	0
0	-0,1000	0,1113	0	0	-0,0057	0	0	0	0	0	-0,0128
-0,9358	0	0	100,9358	-100,0000	0	2,1055	0	0	2,1055	0	0
0	-0,0057	0	-100,0000	100,1057	-0,1000	0	0,0128	0	0	0,0128	0
0	0	-0,0057	0	-0,1000	0,1057	0	0	0,0128	0	0	0,0128
0	0	0	2,1055	0	0	12,6332	0	0	3,1583	0	0
0	0	0	0	0,0128	0	0	0,0966	0,0100	0	0,0191	0
0	0	0	0	0	0,0128	0	0,0100	0,0966	0	0	0,0191
-2,1055	0	0	2,1055	0	0	3,1583	0	0	6,3166	0	0
0	-0,0128	0	0	0,0128	0	0	0,0191	0	0	0,0584	0,0100
0	0	-0,0128	0	0	0,0128	0	0	0,0191	0	0,0100	0,0584

[ m ] =

199,385	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	199,385	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	199,385	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	199,385	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	199,385	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	199,385	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

**h=5,0 m x doğrultusu**

[k] =  $3 \times 10^7$

101,3108	-100,0000	0	-0,6554	0	0	0	0	0	0	-1,6385	0	0
-100,0000	100,1069	-0,1000	0	-0,0034	0	0	0	0	0	0	-0,0086	0
0	-0,1000	0,1069	0	0	-0,0034	0	0	0	0	0	0	-0,0086
-0,6554	0	0	100,6554	-100,0000	0	1,6385	0	0	1,6385	0	0	0
0	-0,0034	0	-100,0000	100,1034	-0,1000	0	0,0086	0	0	0,0086	0	0
0	0	-0,0034	0	-0,1000	0,1034	0	0	0,0086	0	0	0	0,0086
0	0	0	1,6385	0	0	10,9233	0	0	2,7308	0	0	0
0	0	0	0	0,0086	0	0	0,0782	0,0104	0	0,0144	0	0
0	0	0	0	0	0,0086	0	0,0104	0,0782	0	0	0,0144	0
-1,6385	0	0	1,6385	0	0	2,7308	0	0	5,4616	0	0	0
0	-0,0086	0	0	0,0086	0	0	0,0144	0	0	0,0495	0,0104	0
0	0	-0,0086	0	0	0,0086	0	0	0,0144	0	0,0104	0,0495	0

[m] =

213,645	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	213,645	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	213,645	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	213,645	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	213,645	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	213,645	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

**h=5,0 m v doğrultusu**

[k] =  $3 \times 10^7$

101,5009	-100,0000	0	-0,7505	0	0	0	0	0	-1,8761	0	0
-100,0000	100,1083	-0,1000	0	-0,0041	0	0	0	0	0	-0,0103	0
0	-0,1000	0,1083	0	0	-0,0041	0	0	0	0	0	-0,0103
-0,7505	0	0	100,7505	-100,0000	0	1,8761	0	0	1,8761	0	0
0	-0,0041	0	-100,0000	100,1041	-0,1000	0	0,0103	0	0	0,0103	0
0	0	-0,0041	0	-0,1000	0,1041	0	0	0,0103	0	0	0,0103
0	0	0	1,8761	0	0	12,5076	0	0	3,1269	0	0
0	0	0	0	0,0103	0	0	0,0890	0,0100	0	0,0172	0
0	0	0	0	0	0,0103	0	0,0100	0,0890	0	0	0,0172
-1,8761	0	0	1,8761	0	0	3,1269	0	0	6,2538	0	0
0	-0,0103	0	0	0,0103	0	0	0,0172	0	0	0,0545	0,0100
0	0	-0,0103	0	0	0,0103	0	0	0,0172	0	0,0100	0,0545

[m] =

213,645	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	213,645	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	213,645	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	213,645	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	213,645	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	213,645	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

## **ÖZGEÇMİŞ**

1980 yılında İstanbul'da doğdu. İlk ve orta ve lise öğrenimini İstanbul'da tamamladıktan sonra, 2002 yılında Sakarya Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nden mezun oldu. 2002 yılında İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Mekaniği Programında yüksek lisans öğrenimine başladı. 2002 yılından bu yana özel sektörde mühendislik hizmeti vermektedir.