

DOKUZ EYLÜL ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**SÜREKLİ PARAMETRELİ ÇERÇEVELERİN
TEK DEĞİŞKENLİ KAYMA DEFORMASYON
TEORİSİ VE DİNAMİK RİJİTLİK METODU
KULLANILARAK SERBEST TİTREŞİM VE
HARMONİK TEPKİ ANALİZLERİ**

Baran BOZYİĞİT

Temmuz, 2020
İZMİR

**SÜREKLİ PARAMETRELİ ÇERÇEVELERİN
TEK DEĞİŞKENLİ KAYMA DEFORMASYON
TEORİSİ VE DİNAMİK RİJİTLİK METODU
KULLANILARAK SERBEST TİTREŞİM VE
HARMONİK TEPKİ ANALİZLERİ**

Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü

Doktora Tezi

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Programı

Baran BOZYİĞİT

Temmuz, 2020

İZMİR

DOKTORA TEZİ SINAV SONUÇ FORMU

BARAN BOZYİĞİT, tarafından **DOÇ. DR. YUSUF YEŞİLCE** yönetiminde hazırlanan “**SÜREKLİ PARAMETRELİ ÇERÇEVELERİN TEK DEĞİŞKENLİ KAYMA DEFORMASYON TEORİSİ VE DİNAMİK RİJİTLİK METODU KULLANILARAK SERBEST TİTREŞİM VE HARMONİK TEPKİ ANALİZLERİ**” başlıklı tez tarafımızdan okunmuş, kapsamı ve niteliği açısından bir doktora tezi olarak kabul edilmiştir.

Doç. Dr. Yusuf YEŞİLCE

Yönetici

Prof. Dr. Hikmet Hüseyin ÇATAL

Tez İzleme Komitesi Üyesi

Prof. Dr. Meltem Evren TOYGAR

Tez İzleme Komitesi Üyesi

Doç.Dr. Bengi ARISOY

Jüri Üyesi

Doç.Dr. Fatih CETİŞLİ

Jüri Üyesi

Prof. Dr. Özgür ÖZÇELİK

Müdür

Fen Bilimleri Enstitüsü

TEŞEKKÜR

Lisansüstü eğitimim süresince ihtiyacım olan her anda bana değerli görüşleriyle yol gösteren, araştırma alanında bana kazandırdığı altyapı ve bakış açısıyla her yeni çalışmamda daha ileriye gitmemi sağlayan, danışmanım Doç. Dr. Yusuf YEŞİLCE'ye tüm emekleri için en derin teşekkürlerimi sunarım.

Mühendislik bilimi ve eğitimine bakış açısıyla bana çok değerli katkılar sunan, aynı zamanda tez izleme komitesi üyesi olarak bu teze önemli görüş ve önerileriyle destek olan Prof. Dr. Hikmet Hüseyin ÇATAL'a teşekkürlerimi sunarım. Tez izleme komitesinin diğer üyesi Prof. Dr. Meltem Evren TOYGAR'a tez izleme süresince sağladığı değerli görüş ve önerileri için teşekkür ederim.

Bu tezin yedinci bölümü, Oxford Üniversitesi'nde misafir araştırmacı olarak geçirdiğim dönemde oluşturulmuştur. Çok değerli görüşleri, önerileri ve bana ayırdığı zamanı için Oxford Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Departmanı öğretim üyesi Doç. Dr. Sinan AÇIKGÖZ'e teşekkürlerimi sunarım. Değerli yorumlarıyla ve önerileriyle çalışmalarına katkı sağlayan Gent Üniversitesi Uygulamalı Mekanik Kürsüsü Başkanı Prof. Dr. Ir. Magd Abdel WAHAB'a teşekkür ederim. Ayrıca, lisansüstü eğitimim süresince çok şey paylaştığım değerli araştırma görevlisi arkadaşlarıma ve bugüne kadar bana destek olan tüm hocalarıma teşekkürlerimi sunarım.

Hayatımın her döneminde yanımda olan annem Bedriye BOZYİĞİT'e ve babam İsmail BOZYİĞİT'e sonsuz sevgi ve emekleri için en derin teşekkürlerimi sunarım.

Bu tez çalışması süresince moralimi ve motivasyonumu sürekli yükselten sevgili eşim İrem BOZYİĞİT'e anlayışı ve sabrı için sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Bu tez, Türkiye Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Kurumu (TÜBİTAK) 2214-A Programı kapsamında desteklenmiştir.

Baran BOZYİĞİT

SÜREKLİ PARAMETRELİ ÇERÇEVELERİN TEK DEĞİŞKENLİ KAYMA DEFORMASYON TEORİSİ VE DİNAMİK RİJİTLİK METODU KULLANILARAK SERBEST TİTREŞİM VE HARMONİK TEPKİ ANALİZLERİ

ÖZ

Dinamik analiz; deprem, rüzgar ve trafik yükleri gibi dinamik uyarımlar altındaki çerçeve yapıların emniyetli tasarımında önemli bir rol oynamaktadır. Yapıların dinamik tepkilerinin doğruluğu, doğal frekanslar ve mod şekilleri ile doğrudan ilişkilidir. Bu nedenle, yapı mühendisliği uygulamalarında mümkün olduğunca gerçekçi matematiksel modellere dayalı serbest titreşim analizleri gerçekleştirmek oldukça önemlidir. Çerçeve yapıların teorik olarak kesin dinamik analizlerinin sadece çeşitli kiriş teorilerinin kullanıldığı sürekli parametrelî modeller ile yapılabileceği bilinmektedir. Dinamik analizde yaygın olarak kullanılan sonlu elemanlar metodu (SEM) sonuçları, sonlu eleman sayısı yeterince arttırıldığında teorik olarak kesin sonuçlara yakınsayabilse de; çok katlı, çok açıklıklı veya üç boyutlu çerçevelerde bu yakınsama için binlerce sonlu eleman kullanımı gerekebilmektedir. Bu nedenle, hesaplama süreleri kabul edilebilir sınırlardan daha fazla olabileceğinden, çerçeve yapılar için hızlı bir şekilde teorik olarak kesin sonuçlar veren bir dinamik analiz yaklaşımının gerekliliği ortaya çıkmıştır.

Bu tezde, sürekli parametrelî düzlem çerçevelerin serbest titreşim ve harmonik tepki analizleri; kiriş/kolon enkesiti boyunca parabolik kayma gerilmesi dağılımını dikkate alan tek değişkenli kayma deformasyon teorisi (TDKDT), Timoshenko kiriş teorisi (TKT) ve dinamik rijitlik metodu (DRM) kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Çalışmada dikkate alınan sürekli parametrelî çerçeveler sırasıyla; ankastre mesnetli klasik çerçeve, dolgu duvarlı çerçeve, yapı-zemin etkileşimli çerçeve ve kemer-çerçeve modelleridir. Tezde incelenen sürekli parametrelî çerçeve modelleri için, DRM kullanılarak TDKDT'den ve TKT'den elde edilen doğal frekans değerleri, SAP2000 yapısal analiz programından elde edilen SEM sonuçları ile karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Sistemlerin mod şekilleri sıfır olmayan bir düğüm noktası

deplasmanının birim deplasmana eşitlenmesiyle çizilmiştir. Bununla birlikte, çerçevelerin harmonik tepkileri noktasal harmonik yük etkileri için elde edilmiş olup, doğal frekansların tespitinde logaritmik ölçekli harmonik tepki eğrilerinin çok etkili bir araç olarak kullanılabileceği gözlemlenmiştir. Sonuçlar, TDKDT'nin DRM ile kombinasyonunun çerçeve yapıların dinamik analizinde oldukça etkili bir alternatif olarak kullanılabileceğini göstermiştir.

Anahtar Kelimeler: Çerçeve, dinamik rijitlik metodu, doğal frekans, harmonik tepki, mod şekli, tek değişkenli kayma deformasyon teorisi



FREE VIBRATION AND HARMONIC RESPONSE ANALYSES OF CONTINUOUS PARAMETER FRAMES BY USING SINGLE VARIABLE SHEAR DEFORMATION THEORY AND DYNAMIC STIFFNESS METHOD

ABSTRACT

Dynamic analysis plays an important role in the safe design of frame structures under dynamic excitations such as earthquake, wind and traffic loads. The accuracy of dynamic responses of structures is directly related to natural frequencies and mode shapes. Therefore, it is very important to perform free vibration analysis based on realistic mathematical models as much as possible in structural engineering applications. It is known that, theoretically exact dynamic analysis of frame structures can only be performed using continuous parameter models using various beam theories. Although the finite element method (SEM) that commonly used in dynamic analysis can provide close results to theoretically exact results when the finite element number is sufficiently increased, thousands of finite elements may be required for this convergence in multi-storey, multi-span or three-dimensional frames. For this reason, as computation times would be more than acceptable limits, the necessity of a dynamic analysis approach that quickly provides theoretically exact results for frame structures is arised.

In this thesis, free vibration and harmonic response analyses of continuous parameter plane frames are performed using a single variable shear deformation theory (TDKDT) which considers a parabolic shear stress distribution along cross-sections of beam/column, Timoshenko beam theory (TKT) and dynamic stiffness method (DRM). The continuous parameter frames considered in the study are the fixed supported classical frame, infilled frame, frame with soil-structure interaction effects and arch-frames. For the continuous parameter frame models examined in the thesis, natural frequency values obtained from TDKDT and TKT using DRM are presented in comparison with SEM results obtained from the SAP2000 structural analysis software. The mode shapes of the frame models are plotted by equating a non-zero nodal displacement to the unit displacement. Also, harmonic responses of the frames are obtained for point harmonic loads and it is observed that logarithmic scaled harmonic response curves can be used as a very

effective tool in the detection of natural frequencies. The results show that the combination of TDKDT with DRM can be used as an effective alternative in the dynamic analysis of frame structures.

Keywords: Frame, dynamic stiffness method, natural frequency, harmonic response, mode shape, single variable shear deformation theory



İÇİNDEKİLER

	Sayfa
DOKTORA TEZİ SINAV SONUÇ FORMU	ii
TEŞEKKÜR.....	iii
ÖZ	iv
ABSTRACT.....	vi
ŞEKİLLER LİSTESİ	xii
TABLolar LİSTESİ.....	xvii

BÖLÜM BİR - GİRİŞ..... 1

1.1 Çalışmanın Amacı	1
1.2 Çalışmanın Kapsamı.....	3
1.3 Yapılan Kabuller	5

BÖLÜM İKİ - KİRİŞ TEORİLERİ..... 6

2.1 Kiriş Teorilerinin Tarihsel Gelişimi	6
2.2 TDKDT İle İlgili Daha Önce Yapılan Çalışmalar.....	10
2.3 TKT'nin Hareket Denklemlerinin Elde Edilmesi	12
2.4 TKT'nin Hareket Denklemlerinin Analitik Çözümü ve Deplasman ve İç Kuvvet Fonksiyonlarının Elde Edilmesi	15
2.5 TDKDT'nin Hareket Denkleminin Elde Edilmesi.....	18
2.6 TDKDT'nin Hareket Denkleminin Analitik Çözümü ve Deplasman ve İç Kuvvet Fonksiyonlarının Elde Edilmesi	24
2.7 Eksenel Titreşime Ait Hareket Denklemlerinin Elde Edilmesi.....	26
2.8 Eksenel Titreşime Ait Hareket Denklemlerinin Analitik Çözümü ve Deplasman ve İç Kuvvet Fonksiyonlarının Elde Edilmesi.....	28

BÖLÜM ÜÇ - DİNAMİK RİJİTLİK METODU (DRM)..... 30

3.1 Daha Önce Yapılan Çalışmalar	32
--	----

3.2 TKT Kullanılarak Eleman Lokal Dinamik Rijitlik Matrisinin Elde Edilmesi	35
3.3 TDKDT Kullanılarak Eleman Lokal Dinamik Rijitlik Matrisinin Elde Edilmesi	37

BÖLÜM DÖRT - ANKASTRE MESNETLİ SÜREKLİ PARAMETRELİ ÇERÇEVELER..... 39

4.1 Daha Önce Yapılan Çalışmalar	39
4.2 Tez Kapsamında Dikkate Alınan Ankastre Mesnetli Sürekli Parametrelİ Çerçevenin Matematiksel Modeli	41
4.3 TKT Kullanılarak Serbest Titreşim ve Harmonik Tepki Analizi.....	43
4.4 TDKDT Kullanılarak Serbest Titreşim ve Harmonik Tepki Analizi.....	47
4.5 Sayısal Analiz ve Tartışmalar.....	49

BÖLÜM BEŞ - DOLGU DUVARLI SÜREKLİ PARAMETRELİ ÇERÇEVELER..... 59

5.1 Daha Önce Yapılan Çalışmalar	59
5.2 Tez Kapsamında Dikkate Alınan Dolgu Duvarlı Sürekli Parametrelİ Çerçevenin Matematiksel Modeli.....	60
5.3 TKT Kullanılarak Serbest Titreşim ve Harmonik Tepki Analizi.....	64
5.4 TDKDT Kullanılarak Serbest Titreşim ve Harmonik Tepki Analizi	67
5.5 Sayısal Analiz ve Tartışmalar.....	70

BÖLÜM ALTI - YAPI-ZEMİN ETKİLEŞİMLİ SÜREKLİ PARAMETRELİ ÇERÇEVELER..... 84

6.1 Daha Önce Yapılan Çalışmalar	84
6.2 Tez Kapsamında Dikkate Alınan Yapı-Zemin Etkileşimli Sürekli Parametrelİ Çerçevenin Matematiksel Modeli	86
6.3 TKT Kullanılarak Serbest Titreşim ve Harmonik Tepki Analizi.....	87
6.4 TDKDT Kullanılarak Serbest Titreşim ve Harmonik Tepki Analizi.....	91

6.5 Sayısal Analiz ve Tartışmalar.....	95
BÖLÜM YEDİ - SÜREKLİ PARAMETRELİ KEMER-ÇERÇEVELER.....	115
7.1 Daha Önce Yapılan Çalışmalar	115
7.2 Tez Kapsamında Dikkate Alınan Sürekli Parametrelİ Kemer-Çerçevenin Matematiksel Modeli.....	117
7.3 TKT Kullanılarak Serbest Titreşim ve Harmonik Tepki Analizi.....	118
7.4 TDKDT Kullanılarak Serbest Titreşim ve Harmonik Tepki Analizi	121
7.5 Sayısal Analiz ve Tartışmalar.....	123
BÖLÜM SEKİZ - SONUÇLAR.....	133
8.1 Sonuçlar ve Öneriler.....	133
8.2 Tezden Üretilen Eserler.....	137
KAYNAKLAR	139
EKLER.....	153
EK-1: Tezin Dördüncü Bölümünde Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Değişkenler Listesi	153
EK-2: Tezin Beşinci Bölümünde Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Değişkenler Listesi	154
EK-3: Tezin Altıncı Bölümünde Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Değişkenler Listesi	156
EK-4: Tezin Yedinci Bölümünde Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Değişkenler Listesi	157
EK-5: Tezin Dördüncü Bölümünde Serbest Titreşim Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Akış Diyagramı	158
EK-6: Tezin Beşinci Bölümünde Serbest Titreşim Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Akış Diyagramı	159

EK-7: Tezin Altıncı Bölümünde Serbest Titreşim Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Akış Diyagramı	160
EK-8: Tezin Yedinci Bölümünde Serbest Titreşim Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Akış Diyagramı	161
EK-9: Tezin Dördüncü, Beşinci, Altıncı ve Yedinci Bölümlerinde Serbest Titreşim Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Ana Akış Şeması	162
EK-10: Tezin Dördüncü Bölümünde Harmonik Tepki Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Akış Diyagramı.....	163
EK-11: Tezin Beşinci Bölümünde Harmonik Tepki Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Akış Diyagramı.....	164
EK-12: Tezin Altıncı Bölümünde Harmonik Tepki Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Akış Diyagramı.....	165
EK-13: Tezin Yedinci Bölümünde Harmonik Tepki Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Akış Diyagramı.....	166
EK-14: Tezin Dördüncü Bölümünde Harmonik Tepki Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Ana Akış Şeması.....	167
EK-15: Tezin Beşinci Bölümünde Harmonik Tepki Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Ana Akış Şeması.....	168
EK-16: Tezin Altıncı Bölümünde Harmonik Tepki Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Ana Akış Şeması.....	169
EK-17: Tezin Yedinci Bölümünde Harmonik Tepki Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Ana Akış Şeması.....	170

ŞEKİLLER LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1	a) EKT için yerdeğiştirmeler ve kesit dönmesi b) TKT için yerdeğiştirmeler ve kesit dönmesi c) yüksek mertebeden kayma deformasyon teorileri için yerdeğiştirmeler ve kesit dönmesi	8
Şekil 2.2	a) Sürekli parametrelili Timoshenko kirişi b) dx uzunluğundaki parça için serbest cisim diyagramı	12
Şekil 2.3	a) TDKDT'ye göre modellenmiş sürekli parametrelili kiriş b) TDKDT'ye göre modellenmiş sürekli parametrelili kiriş enkesiti	18
Şekil 2.4	a) Eksenel titreşim yapan sürekli parametrelili kiriş b) dx uzunluğundaki parça için serbest cisim diyagramı	27
Şekil 4.1	a) Sürekli parametrelili ankastre mesnetli çerçeve modeli b) Sürekli parametrelili ankastre mesnetli çerçeve modelinin serbestlik dereceleri ..	42
Şekil 4.2	Harmonik tepki eğrisinin şematik görünüşü	46
Şekil 4.3	a) Farklı kolon boyutları için TKT ve TDKDT arasındaki hata oranları (aa=0,30 m, cc=0,25 m, dd=0,50 m) b) Farklı kiriş boyutları için TKT ve TDKDT arasındaki hata oranları (aa=0,30 m, bb=0,50 m, cc=0,25 m) ..	52
Şekil 4.4	Sürekli parametrelili ankastre mesnetli çerçeve modelinin TDKDT kullanılarak elde edilen ilk üç mod şekli (aa=0,30 m, bb=0,50 m, dd=0,50 m)	53
Şekil 4.5	$\bar{\delta}_{10}$ için TKT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri (elastisite modülü 3400000 t/m ² seçilmiştir)	54
Şekil 4.6	$\bar{\delta}_{10}$ için TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri (elastisite modülü 3400000 t/m ² seçilmiştir)	54
Şekil 4.7	$\bar{\delta}_{10}$ için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri (P=2 ton, Elastisite modülü 3400000 t/m ² seçilmiştir)	55
Şekil 4.8	$\bar{\delta}_{12}$ için TKT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri (elastisite modülü 3400000 t/m ² seçilmiştir)	55
Şekil 4.9	$\bar{\delta}_{12}$ için TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri (elastisite modülü 3400000 t/m ² seçilmiştir)	56
Şekil 4.10	$\bar{\delta}_{12}$ için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri (P=2 ton, elastisite modülü 3400000 t/m ² seçilmiştir)	56

Şekil 4.11	$\bar{\delta}_{10}$ için TKT kullanılarak farklı elastisite modülü değerleri için elde edilen harmonik tepki eğrileri (P=2 ton).....	57
Şekil 4.12	$\bar{\delta}_{10}$ için TDKDT kullanılarak farklı elastisite modülü değerleri için elde edilen harmonik tepki eğrileri (P=2 ton).....	57
Şekil 4.13	$\bar{\delta}_{12}$ için TKT kullanılarak farklı elastisite modülü değerleri için elde edilen harmonik tepki eğrileri (P=2 ton).....	58
Şekil 4.14	$\bar{\delta}_{12}$ için TDKDT kullanılarak farklı elastisite modülü değerleri için elde edilen harmonik tepki eğrileri (P=2 ton).....	58
Şekil 5.1	a) Yumuşak katlı dolgu duvarlı sürekli parametrelili çerçeve b)Yumuşak katlı dolgu duvarlı sürekli parametrelili çerçevenin matematiksel modeli ve serbestlik dereceleri.....	61
Şekil 5.2	a) Tamamen dolgu duvarlı sürekli parametrelili çerçeve b) Tamamen dolgu duvarlı sürekli parametrelili çerçevenin matematiksel modeli ve serbestlik dereceleri	61
Şekil 5.3	Eşdeğer diyagonal çubuk formülasyonlarında kullanılan parametreler..	62
Şekil 5.4	TKT ve SAP2000 yapısal analiz programı sonuçları arasındaki göreceli hata oranları	72
Şekil 5.5	Farklı duvar kalınlıkları için TDKDT ve TKT ile hesaplanan birinci doğal frekans değerlerindeki artış oranları.....	73
Şekil 5.6	a) Duvarsız çerçeve modelinin ilk üç mod şekli b) YKÇ modelinin ilk üç mod şekli c) TDC modelinin ilk üç mod şekli ($t_{duv} = 20$ cm).....	74
Şekil 5.7	a) YKÇ modeline ait, TKT kullanılarak $\bar{\delta}_{10}^{T,YKÇ}$ harmonik tepki eğrileri b) YKÇ modeline ait, TDKDT kullanılarak $\bar{\delta}_{10}^{S,YKÇ}$ harmonik tepki eğrileri..	75
Şekil 5.8	a) TDC'nin $\bar{\delta}_{10}^{T,TDC}$ için harmonik tepki eğrileri b) TDC'nin $\bar{\delta}_{10}^{S,TDC}$ için harmonik tepki eğrileri	76
Şekil 5.9	a) TKT kullanılarak modellenmiş 10 cm kalınlığında dolgu duvarlı çerçevelerin harmonik tepki eğrileri b) TDKDT kullanılarak modellenmiş 10 cm kalınlığında dolgu duvarlı çerçevelerin harmonik tepki eğrileri ..	78
Şekil 5.10	a) TKT kullanılarak modellenmiş 15 cm kalınlığında dolgu duvarlı çerçevelerin harmonik tepki eğrileri b) TDKDT kullanılarak modellenmiş 15 cm kalınlığında dolgu duvarlı çerçevelerin için harmonik tepki eğrileri	79

Şekil 5.11	a) TKT kullanılarak modellenmiş 20 cm kalınlığında dolgu duvarlı çerçevelerin harmonik tepki eğrileri b) TDKDT kullanılarak modellenmiş 20 cm kalınlığında dolgu duvarlı çerçevelerin harmonik tepki eğrileri..	80
Şekil 5.12	a) 10 cm kalınlığında duvarlara sahip YKÇ modeli için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri b) 10 cm kalınlığında duvarlara sahip TDÇ modeli için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri	81
Şekil 5.13	a) 15 cm kalınlığında duvarlara sahip YKÇ modeli için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri b) 15 cm kalınlığında duvarlara sahip TDÇ modeli için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri	82
Şekil 5.14	a) 20 cm kalınlığında duvarlara sahip YKÇ modeli için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri b) 20 cm kalınlığında duvarlara sahip TDÇ modeli için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri	83
Şekil 6.1	a) YZE dikkate alınan sürekli parametrelili çerçeve b) YZE dikkate alınan sürekli parametrelili çerçevenin matematiksel modeli ve serbestlik dereceleri	87
Şekil 6.2	a) Ankastre mesnetli sürekli parametrelili çerçevenin ilk üç mod şekli (bb=0,50 m) b) Yapı-zemin etkileşimli sürekli parametrelili çerçevenin ilk üç mod şekli (bb=0,50 m, $G_s = 4000 \text{ t/m}^2$)	98
Şekil 6.3	Ankastre mesnet varsayımının, farklı zemin kayma modülü değerleri için birinci doğal frekanslarda neden olduğu göreceli hata oranları.....	101
Şekil 6.4	Ankastre mesnet varsayımının, farklı zemin kayma modülü değerleri için ikinci doğal frekanslarda neden olduğu göreceli hata oranları	101
Şekil 6.5	Ankastre mesnet varsayımının, farklı zemin kayma modülü değerleri için üçüncü doğal frekanslarda neden olduğu göreceli hata oranları.....	102
Şekil 6.6	a) $\bar{\delta}_{10}^{S,YZE}$ için harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 1e^{i\omega t}$, $P_2(t) = 0$, bb = 0,50 m) b) $\bar{\delta}_{11}^{S,YZE}$ için harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 0$, $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, bb = 0,50 m)	103
Şekil 6.7	a) $\bar{\delta}_{10}^{T,YZE}$ için harmonik tepki eğrileri ($P_1(t)=1e^{i\omega t}$, $P_2(t)=0$, bb = 0,50 m) b) $\bar{\delta}_{11}^{T,YZE}$ için harmonik tepki eğrileri ($P_1(t)=0$, $P_2(t)=1e^{i\omega t}$, bb = 0,50 m). 104	104

Şekil 6.8	a) $\bar{\delta}_{10}^{S,YZE}$ için harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 1e^{i\omega t}$, $P_2(t) = 0$, $bb = 0,60$ m) b) $\bar{\delta}_{11}^{S,YZE}$ için harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 0$, $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, $bb = 0,60$ m)	105
Şekil 6.9	a) $\bar{\delta}_{10}^{T,YZE}$ için harmonik tepki eğrileri ($P_1(t)=1e^{i\omega t}$, $P_2(t)=0$, $bb = 0,60$ m) b) $\bar{\delta}_{11}^{T,YZE}$ için harmonik tepki eğrileri ($P_1(t)=0$, $P_2(t)=1e^{i\omega t}$, $bb = 0,60$ m).	106
Şekil 6.10	a) $\bar{\delta}_{10}^{S,YZE}$ için harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 1e^{i\omega t}$, $P_2(t) = 0$, $bb = 0,70$ m) b) $\bar{\delta}_{11}^{S,YZE}$ için harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 0$, $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, $bb = 0,70$ m)	107
Şekil 6.11	a) $\bar{\delta}_{10}^{T,YZE}$ için harmonik tepki eğrileri ($P_1(t)=1e^{i\omega t}$, $P_2(t)=0$, $bb = 0,70$ m) b) $\bar{\delta}_{11}^{T,YZE}$ için göre harmonik tepki eğrileri ($P_1(t)=0$, $P_2(t)=1e^{i\omega t}$, $bb = 0,70$ m)	108
Şekil 6.12	a) $\bar{\delta}_{11}^{YZE}$ için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 0$, $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, $G_k = 4000$ t/m ² , $bb = 0,50$ m) b) $\bar{\delta}_{11}^{YZE}$ için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) =$ 0 , $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, $G_k = 8000$ t/m ² , $bb = 0,50$ m) c) $\bar{\delta}_{11}^{YZE}$ için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 0$, $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, G_k $= 12000$ t/m ² , $bb = 0,50$ m)	110
Şekil 6.13	a) $\bar{\delta}_{11}^{YZE}$ için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 0$, $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, $G_k = 4000$ t/m ² , $bb = 0,60$ m) b) $\bar{\delta}_{11}^{YZE}$ için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) =$ 0 , $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, $G_k = 8000$ t/m ² , $bb = 0,60$ m) c) $\bar{\delta}_{11}^{YZE}$ için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 0$, $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, G_k $= 12000$ t/m ² , $bb = 0,60$ m)	111
Şekil 6.14	a) $\bar{\delta}_{11}^{YZE}$ için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 0$, $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, $G_k = 4000$ t/m ² , $bb = 0,70$ m) b) $\bar{\delta}_{11}^{YZE}$ için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) =$ 0 , $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, $G_k = 8000$ t/m ² , $bb = 0,70$ m) c) $\bar{\delta}_{11}^{YZE}$ için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 0$, $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, G_k $= 12000$ t/m ² , $bb = 0,70$ m)	113

Şekil 7.1	Sürekli parametrelı kemer-çerçeve modeli	117
Şekil 7.2	Kemer elemanına ait doğru eksenli kiriş parçaları ve çerçevenin serbestlik dereceleri	118
Şekil 7.3	a) n=5 için kiriş birleşim sistemi ve kemerin karşılaştırmalı görüntüsü b) n=10 için kiriş birleşim sistemi ve kemerin karşılaştırmalı görüntüsü c) n=15 için kiriş birleşim sistemi ve kemerin karşılaştırmalı görüntüsü	124
Şekil 7.4	a) Sürekli parametrelı kemer-çerçevenin TDKDT'ye göre birinci mod şekli b) Sürekli parametrelı kemer-çerçevenin TDKDT'ye göre ikinci mod şekli c) Sürekli parametrelı kemer-çerçevenin TDKDT'ye göre üçüncü mod şekli	126
Şekil 7.5	a) Sürekli parametrelı kemer-çerçevenin birinci doğal frekans değerleri için TKT ve TDKDT arasındaki görelı hata oranları b) Sürekli parametrelı kemer-çerçevenin ikinci doğal frekans değerleri için TKT ve TDKDT arasındaki görelı hata oranları c) Sürekli parametrelı kemer-çerçevenin üçüncü doğal frekans değerleri için TKT ve TDKDT arasındaki görelı hata oranları	128
Şekil 7.6	Farklı kemer kalınlığı değerleri dikkate alınarak $\bar{\delta}_4^{T,kem}$ için elde edilen harmonik tepki eğrileri	129
Şekil 7.7	Farklı kemer kalınlığı değerleri dikkate alınarak $\bar{\delta}_4^{S,kem}$ için elde edilen harmonik tepki eğrileri	130
Şekil 7.8	TKT ve TDKDT kullanılarak $\bar{\delta}_4^{kem}$ için elde edilen harmonik tepki eğrileri ($h_k = 0,60$ m)	131
Şekil 7.9	TKT ve TDKDT kullanılarak $\bar{\delta}_4^{kem}$ için elde edilen harmonik tepki eğrileri ($h_k = 0,65$ m)	131
Şekil 7.10	TKT ve TDKDT kullanılarak $\bar{\delta}_4^{kem}$ için elde edilen harmonik tepki eğrileri ($h_k = 0,70$ m)	132

TABLÖLER LİSTESİ

Sayfa

Tablo 2.1 EKT, TKT ve bazı yüksek mertebeden kayma deformasyon teorileri için $f(z)$ fonksiyonları.....	10
Tablo 2.2 Daire, dikdörtgen ve ince halka kesitler için kayma düzeltme katsayıları	14
Tablo 4.1 Ankastre mesnetli sürekli parametrelî çerçevenin malzeme ve geometrik özellikleri.....	49
Tablo 4.2 Ankastre mesnetli çerçeve modelinin farklı kolon boyutları için ilk üç moda ait frekans değerleri ($aa=0,30$ m, $cc=0,25$ m, $dd=0,50$ m)	50
Tablo 4.3 Ankastre mesnetli çerçeve modelinin farklı kiriş boyutları için ilk üç moda ait frekans değerleri ($aa=0,30$ m, $bb=0,50$ m, $cc=0,25$ m)	51
Tablo 5.1 Dolgu duvarlı çerçeve modellerinin malzeme ve geometrik özellikleri....	70
Tablo 5.2 Duvarsız çerçeve modelinin ilk üç doğal frekans değerleri (rad/sn)	70
Tablo 5.3 Dolgu duvarlı çerçevelerin farklı duvar kalınlıkları için ilk üç doğal frekans değerleri (rad/sn).....	71
Tablo 6.1 YZE dikkate alınan sürekli parametrelî çerçeve için malzeme özellikleri	95
Tablo 6.2 Yapı-zemin etkileşimli çerçeve modelinin ilk üç mod frekansları ($bb=0,50$ m).....	96
Tablo 6.3 Yapı-zemin etkileşimli çerçeve modelinin ilk üç mod frekansları ($bb=0,60$ m).....	97
Tablo 6.4 Yapı-zemin etkileşimli çerçeve modelinin ilk üç mod frekansları ($bb=0,70$ m).....	98
Tablo 7.1 Sürekli parametrelî kemer-çerçeve için malzeme özellikleri	123
Tablo 7.2 $n=5$, $n=10$ ve $n=15$ için eşit uzunluklu kiriş elemanların transformasyon açıları (rad)	124
Tablo 7.3 Sürekli parametrelî kemer-çerçevelerin ilk üç moda ait doğal frekansları (rad/sn).....	125

BÖLÜM BİR

GİRİŞ

Yapıların dinamik zorlamalara karşı tepki analizleri ve rezonans problemi; yapı mühendisliği uygulamalarında önemli ve ilgi çekici bir araştırma alanıdır. Bina tipi yapılarda yaygın olarak kullanılan çerçeve taşıyıcı sistemler, aynı zamanda köprü ve viyadük gibi trafik yüklerine maruz yapılarda da görülmektedir. Bu nedenle; deprem, rüzgar ve hareketli yüklemelerin sebep olduğu dinamik zorlamalara, çerçeve yapıların vereceği tepkilerin doğru hesaplanması büyük önem taşımaktadır. Yapı mühendisliğinde, güvenli tasarımda çok önemli bir rol oynayan dinamik analizin ilk aşaması; yapının dinamik karakteristikleri olan doğal frekans ve mod şekillerinin elde edildiği serbest titreşim analizidir. Bu açıdan, serbest titreşim analizinin doğru sonuçlar vermesi, zorlanmış titreşim analizinden elde edilen ve tasarıma esas olacak tepki değerlerinin de doğruluğunu direkt olarak etkilemektedir.

Günümüzde yaygın olarak kullanılan yapısal analiz yazılımları genellikle sonlu eleman yaklaşımı ile çalışmaktadır. Sonlu eleman sayısı yeterince arttırıldığında elde edilen sonuçların teorik olarak kesin sonuçlara yakınsadığı bilinmektedir. Ancak, çok sayıda eleman içeren çerçeve sistemlerde veya önem düzeyi yüksek yapılarda yeterli hassasiyette sonuçlar elde edebilmek için binlerce sonlu eleman kullanımı gerekebilmesi; mevcut bilgisayar kapasiteleri ile analizlerin yapılmasını ciddi anlamda güçleştirebilmekte veya kabul edilebilir süreler içerisinde tamamlanamamasına sebep olmaktadır. Formülasyonlar ve çözüm teknikleri, SEM'e göre oldukça karmaşık olmasına karşın; teorik olarak kesin dinamik analiz sonuçları, sadece sürekli parametrelili modellerden elde edilebilmektedir. Bu nedenle; çeşitli kiriş teorileri ve analitik çözüm yöntemleri kullanılarak gerçekleştirilen serbest titreşim analizleri, çerçeve yapılar için büyük önem arz etmektedir.

1.1 Çalışmanın Amacı

İnce kiriş teorisi olarak da bilinen Euler-Bernoulli kiriş teorisi (EKT), eğilme etkisindeki kiriş enkesitinin, eğilmeden sonra düzlem ve kiriş eksenine dik kaldığını

varsaymaktadır. Bununla birlikte, EKT’de kayma deformasyonu ve dönme ataleti etkileri ihmal edilmektedir. Bu nedenle, EKT’nin kiriş uzunluğunun kiriş yüksekliğine oranının en az on olduğu sistemlerde uygulanabilir olduğu literatürde yer almaktadır (Rao, 2007).

TKT, eğilme titreşimi yapan kirişlerde kayma deformasyonu ve dönme ataletini dikkate alarak EKT’ye kıyasla daha gerçekçi dinamik analiz sonuçları sunmaktadır. TKT’ye göre eğilmeden önce düzlem ve kiriş eksenine dik olan kesitler, eğilmeden sonra düzlem kalmakla birlikte, kayma deformasyonu etkisiyle kiriş eksenine dik kalmamaktadır. TKT’nin kiriş enkesitinde sabit kayma gerilmesi dağılımı varsayımından doğan hatayı azaltmak için, kiriş geometrisine bağlı olan ve literatürde kayma düzeltme katsayısı olarak adlandırılan bir parametre kullanılmaktadır (Rao, 2007). Bu durum; araştırmacıların, eğilme etkisindeki kiriş enkesitlerinde gerçekçi bir kayma gerilmesi dağılımını dikkate alan yüksek mertebeden kayma deformasyon teorileri üzerinde çalışmalarına sebep olmuştur (Levinson, 1981; Bickford, 1982; Heyliger ve Reddy, 1988). EKT ve TKT’ye kıyasla daha gerçekçi sonuçlar sunan yüksek mertebeden kayma deformasyon teorilerinin hareket denklemleri genellikle altı veya sekizinci dereceden diferansiyel denklemler olup, kapalı çözümlerinin elde edilmesi ve çerçeve gibi farklı doğrultularda çok sayıda elemanın birleşiminden oluşan sistemlere uygulanması pratik olarak mümkün olmamaktadır.

Shimpi ve diğer. (2017), eğilme titreşimi yapan dikdörtgen enkesitli kirişler için enkesit boyunca parabolik bir kayma gerilmesi dağılımını kabul eden bir TDKDT sunmuşlardır. TDKDT, diğer yüksek mertebeden kayma deformasyon teorilerinin aksine dördüncü dereceden bir diferansiyel hareket denklemine sahiptir ve kayma düzeltme katsayısına gerek duymamaktadır.

Detaylı literatür araştırmasından, sürekli parametrelili çerçeve sistemlerin EKT veya TKT kullanılarak serbest titreşim analizleriyle ilgili az sayıda çalışma bulunduğu ve daha önce TDKDT ile serbest titreşim ve harmonik tepki analizi gerçekleştirilmediği anlaşılmaktadır. Bununla birlikte; dinamik davranışın dolgu duvar ve yapı-zemin etkileşimi (YZE) gibi önemli parametrelerden etkilendiği bilindiği halde, dolgu

duvarlı ve YZE dikkate alınan sürekli parametrelili çerçevelerin serbest titreşim ve harmonik tepki analizleri ile ilgili de literatürde bir boşluk bulunduğu anlaşılmıştır. Ayrıca; literatürde, tarihi kemer köprüler başta olmak üzere çeşitli yapılarda karşılaşılan kemer-çerçeve sistemlerin dinamik analizlerinde de EKT ve TKT dışında bir giriş teorisinin kullanılmadığı görülmüştür.

Bu tez, farklı tipteki çerçevelerin serbest titreşim ve harmonik tepki analizlerinde, TKT'ye alternatif olabilecek, enkesitte parabolik kayma gerilmesi dağılımı varsayımı ile gerçekçi sonuçlar sunan TDKDT'nin etkinliğini, dinamik rijitlik formülasyonlarını kullanarak ilk kez ortaya çıkarmaktadır. Tezin amacı teorik varsayımlar altında kesin dinamik analiz sonuçları elde etmek olduğundan, tezde kullanılacak yöntem, giriş elemanların hareket denklemlerinin kapalı çözümlerine dayanan ve SEM benzeri kodlama tekniğiyle çerçeve sistemlere pratik olarak uygulanabilen DRM olarak seçilmiştir. Bununla birlikte, bu tez ile sürekli parametrelili dolgu duvarlı, YZE dikkate alınan ve kemer-çerçeve sistemlerin doğal frekans tespitinde logaritmik ölçekli harmonik tepki eğrileri ilk kez kullanılmıştır.

1.2 Çalışmanın Kapsamı

Bu çalışma sekiz ana bölümden oluşmaktadır. Tezin birinci bölümünde; çalışmanın amacı, özgünlüğü ve kapsamı açıklanmıştır. Tezin ikinci bölümünde; giriş teorilerinin tarihi gelişimi ve karakteristikleri sunulduktan sonra, TKT ve TDKDT'nin hareket denklemleri, iç kuvvet ve deplasman fonksiyonları analitik olarak elde edilmiştir. Ayrıca, tez kapsamında kullanılan her iki teori için de geçerli olan, çerçeve elemanlarının eksenel titreşimine ait hareket denkleminin elde edilmesi ve kapalı çözümü de sunulmuştur. Tezin üçüncü bölümünde; DRM'nin gelişimi, kullanıldığı alanlar ve literatürde yer alan ilgili çalışmalar özetlendikten sonra, yöntemin karakteristikleri açıklanmış, sırasıyla TKT ve TDKDT için eksenel titreşimleri de kapsayan dinamik rijitlik formülasyonları elde edilmiştir. Tezin dördüncü bölümünde; ankastre mesnetli, sürekli parametrelili, çok katlı çerçeve dikkate alınmıştır. Bu bölümde öncelikle, matematiksel modelle ilgili literatür özeti sunulmuş ve ikinci bölümde elde edilen deplasman ve uç kuvvet fonksiyonları kullanılarak DRM

aracılığıyla, farklı elastisite modülü, kolon ve kiriş enkesit boyutları için sistemin doğal frekans değerleri, mod şekilleri ve harmonik tepki eğrileri elde edilmiştir. Doğal frekanslar TDKDT, TKT ve SAP2000 (2013) algoritmaları için karşılaştırmalı olarak tablolastırılmıştır. TDKDT kullanılarak elde edilen mod şekilleri sunulmuştur. Tezin beşinci bölümünde; dolgu duvarlı sürekli parametrelili çerçevelerin serbest titreşim ve harmonik tepki analizleri incelenmiştir. Dolgu duvar modellenmesinde, DRM formülasyonlarıyla etkili olarak çalışabilecek, sadece eksenel titreşim yapabilen iki ucu mafsallı eşdeğer diyagonal çubuk yaklaşımı kullanılmıştır. Uygulamada yaygın olarak karşılaşılan, yumuşak kat düzensizliğine sahip ve tüm katları dolgu duvarlı olmak üzere iki farklı tipte sürekli parametrelili çerçeve dikkate alınmıştır. Bu bölümde öncelikle, matematiksel modelle ilgili literatür özeti sunulmuş ve ikinci bölümde elde edilen deplasman ve uç kuvvet fonksiyonlarıyla birlikte, iki ucu mafsallı eşdeğer diyagonal çubukların uç kuvvet ve deplasman fonksiyonları kullanılarak sistem global dinamik rijitlik matrisleri elde edilmiştir. Farklı duvar kalınlıkları için doğal frekans değerleri TDKDT, TKT ve SAP2000 algoritmaları için tablolastırılmıştır. Duvarsız çerçeve, yumuşak kat düzensizliğine sahip çerçeve ve tüm katları dolgu duvarlı çerçeve modelleri için TDKDT kullanılarak çizilen mod şekilleri sunulmuştur. Farklı dolgu duvar kalınlıkları için logaritmik ölçekli harmonik tepki eğrileri elde edilmiştir. Tezin altıncı bölümünde; yapı-zemin etkileşimli, sürekli parametrelili çerçevelerin serbest titreşim ve harmonik tepki analizlerine yer verilmiştir. YZE modellenmesinde; literatürde üç-yay-yaklaşımı olarak da bilinen kolon-temel bağlantı noktasında yatay ve düşey yönde olmak üzere iki çökmeye karşı elastik yay ve bir dönmeye karşı elastik yay kullanılmıştır. Bu bölümde öncelikle, matematiksel modelle ilgili literatür özeti sunulmuş ve ikinci bölümde elde edilen deplasman ve uç kuvvet fonksiyonları kullanılarak, zemin kat kolonlarının dinamik rijitlik matrisleri, alt uçlarında bulunan elastik yayların etkisi de dikkate alınarak elde edilmiştir. Farklı kolon boyutları ve farklı zemin koşulları için hesaplanan doğal frekans değerleri TDKDT, TKT ve SAP2000 algoritmaları için karşılaştırmalı olarak tablolastırılmıştır. TDKDT kullanılarak elde edilen yapı-zemin etkileşimli sürekli parametrelili çerçevelerin mod şekilleri sunulmuştur. Farklı zemin kayma modülü değerleri ve kolon boyutları için çizilen logaritmik ölçekli harmonik tepki eğrilerine yer verilmiştir. Tezin yedinci bölümünde; kolonlar ve kemerden oluşan sürekli parametrelili kemer-çerçeve

sistemlerin serbest titreşim ve harmonik tepki analizleri gerçekleştirilmiştir. Bu bölümde öncelikle, matematiksel modelle ilgili literatür özeti sunulmuş, eğri eksenli bir kiriş olan kemer, çok sayıda doğru eksenli kiriş elemanın birleşimi olarak modellenmiştir. Bu yaklaşık yöntem ile, ikinci bölümde elde edilen deplasman ve uç kuvvet fonksiyonları kullanılarak sistem global dinamik rijitlik matrisleri oluşturulmuştur. Farklı kemer kalınlığı değerleri için TDKDT'den elde edilen doğal frekans değerleri, TKT'den elde edilen ve SAP2000'in sunduğu SEM algoritmaları sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Kemer idealizasyonunda kullanılan eleman sayısı sırasıyla beş, on ve onbeş olarak seçilmiştir. Onbeş adet doğru eksenli kiriş elemandan oluşan sürekli parametrelili kemer-çerçeve için mod şekilleri sunulmuş ve farklı kemer kalınlıkları için harmonik tepki eğrileri elde edilmiştir. Tezin sekizinci bölümü; TDKDT ve DRM'nin sürekli parametrelili çerçeve yapıların dinamik analizindeki etkinliği ile ilgili yorumların derlendiği ve gelecekte potansiyel oluşturabilecek çalışmaların önerildiği sonuç bölümüdür. Sonuç bölümünde ayrıca, tez kapsamında üretilmiş eserler de sunulmuştur. Ekler bölümünde, tez kapsamında hazırlanan bilgisayar programlarına ilişkin akış diyagramları sunulmuştur.

Bu tezde, DRM formülasyonları kullanılarak TDKDT ve TKT için sunulan tüm doğal frekans değerleri, mod şekilleri ve harmonik tepki eğrileri MATLAB (R2019b) ortamında hazırlanan bilgisayar programları yardımıyla elde edilmiştir.

1.3 Yapılan Kabuller

Çalışma kapsamında türetilen tüm formülasyonlar ve yapılan hesaplamalar aşağıda sıralanan varsayımlar altında geçerlidir:

- 1) Çerçeve elemanlarının üretildiği malzeme homojen ve izotropiktir.
- 2) Çerçeve elemanları lineer elastik davranış göstermektedir.
- 3) Çerçeve elemanlarının enkesitleri sabit ve dikdörtgen geometrilidir.
- 4) Sönüm etkileri ihmal edilmektedir.
- 5) İkinci mertebe etkileri ihmal edilmektedir.

BÖLÜM İKİ

KİRİŞ TEORİLERİ

2.1 Kiriş Teorilerinin Tarihsel Gelişimi

Kiriş titreşimlerini inceleyen ilk araştırmacılar tarafından, eğilme etkisinin kiriş titreşimindeki en önemli parametre olduğu kabul edilmiştir. EKT'nin oluşum süreci 18. yüzyıla dayanmaktadır. Dönemin önemli bilim insanlarından Jacob Bernoulli, elastik bir kirişin herhangi bir noktasındaki eğriliğin, o noktadaki eğilme momenti ile doğru orantılı olduğunu keşfetmiştir (Han ve diğer., 1999). Kirişlerin eğilme titreşimine ait hareket denklemi ise ilk kez Daniel Bernoulli tarafından elde edilmiş olup, denklemin ilk çözümleri ise çeşitli sınır koşulları için Euler tarafından yapılmıştır (Rao, 2007).

Yapılan kabuller sebebiyle, EKT kullanılarak hesaplanan doğal frekansların, özellikle yüksek modlarda ve kalın kirişlerde gerçekten daha yüksek olması, araştırmacıların daha gerçekçi teoriler üzerinde çalışmasını sağlamıştır. Rayleigh kiriş teorisi, enkesitin dönme ataletinin kirişin dinamik davranışı üzerindeki etkisini dikkate alarak, EKT'nin yüksek doğal frekans tahmini hatasını kısmen düzeltmiştir. Stephen Timoshenko'nun sunduğu ve TKT olarak bilinen teoride, kayma deformasyonu ve dönme ataleti dikkate alınmıştır (Han ve diğer., 1999).

Sürekli parametrelili kirişlerin dinamik analizinde, günümüzde halen EKT'nin sıklıkla kullanılmasının nedeni, TKT'nin hareket denkleminin kapalı çözümünün EKT'ye kıyasla daha karmaşık olması olarak açıklanabilir. Bununla birlikte; TKT, özellikle kalın kirişler ve yüksek modlar için EKT'den daha gerçekçi dinamik analiz sonuçları sunabilse de, eğilmeden önce düzlem olan kiriş enkesitinin, eğilmeden sonra da düzlem kaldığını ve kiriş enkesiti boyunca sabit kayma gerilmesi dağılımı olduğunu kabul etmektedir. Bu nedenle; TKT'de deformasyon enerjisini düzeltmek için, kiriş geometrisine bağlı olan kayma düzeltme katsayıları kullanılmaktadır. Bu durum, kiriş enkesitinde gerçekçi bir kayma gerilmesi dağılımı dikkate alan yüksek mertebeden kayma deformasyon teorileri üzerinde çalışmalar yapılmasına yol açmıştır. Yüksek

mertebeden kayma deformasyon teorilerinde deplasmanlar, enkesitte kalınlık üzerinde bir koordinata bağılı olarak değişen fonksiyonlar cinsinden elde edilmektedir (Ghugal ve Shimpi, 2002).

Levinson (1981), eğilme etkisindeki bir kirişin; eğilmeden önce düzlem olan enkesitinin, eğilmeden sonra düzlem kalmadığını öngören bir üçüncü mertebeden kayma deformasyon teorisi kullanmıştır. Çalışmada, farklı sınır koşulları için diferansiyel hareket denklemleri elde edilmiş olup, hesaplanan deplasman ve eğilme momenti fonksiyonları TKT ile karşılaştırılmıştır.

Bickford (1982), sadece izotropik kirişler için geçerli olan, Reddy (1984) ise tabakalı kompozit plaklar için de geçerli olan bir kayma deformasyon teorisini birbirlerinden bağımsız olarak sunmuşlardır.

Heyliger ve Reddy (1988)'ye ait çalışmada, yüksek mertebeden kayma deformasyon teorisi ile dikdörtgen enkesitli kirişlerin farklı sınır koşullarındaki titreşim analizleri incelenmiştir. Çalışmada, lineer titreşim analizi dışında lineer olmayan titreşim problemi de farklı sınır koşulları için incelenmiştir.

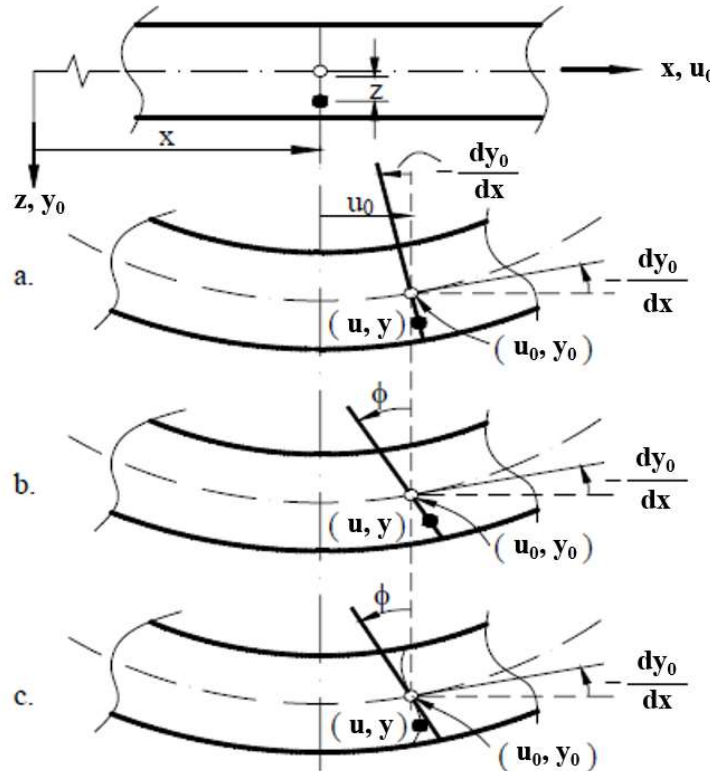
Literatürde; izotropik kalın kirişler için, deplasman fonksiyonlarının parabolik (Rychter, 1988; Valisetty, 1990; Bhimaraddi ve Chandrashekara, 1993), trigonometrik (Stein, 1989; Ghugal ve Sayyad, 2013) ve hiperbolik (Ghugal ve Sharma, 2009; Ghugal ve Sharma, 2011) tanımlandığı farklı yüksek mertebeden kayma deformasyon teorileri de mevcuttur.

TKT ile kıyaslandığında teorik olarak daha gerçekçi sonuçlar sunan yüksek mertebeden kayma deformasyon teorilerinin, genellikle altıncı veya sekizinci mertebeden diferansiyel hareket denklemlerine sahip olması, kiriş titreşim problemlerinin analitik çözümlerini zor ve zaman alıcı bir hale getirmektedir. Bununla birlikte; çerçeve gibi farklı doğrultularda çok sayıda elemanın birleşiminden oluşan sistemlerde, bu tip yüksek mertebeden kayma deformasyon teorilerinin uygulanabilirliği pratik olarak mümkün olmamaktadır. Bu durum; kiriş titreşimleri

üzerinde çalışan araştırmacıları, eğilme etkisindeki kirişlerde hem enkesitte gerçekçi bir kayma gerilmesi dağılımını kabul eden, hem de basit bir hareket denkleminde sahip olacak teoriler geliştirmeye yönlendirmektedir.

Shimpi ve diğer. (2017), izotropik dikdörtgen kirişler için, deplasman fonksiyonlarının eğilme ve kayma bileşenlerine ayrıldığı, TDKDT olarak adlandırdıkları bir kayma deformasyon teorisi sunmuşlardır. Eğilme etkisindeki kiriş enkesitinde kayma gerilmesinin parabolik olarak değiştiğini kabul eden TDKDT, diğer yüksek mertebeden kayma deformasyon teorilerinin aksine, EKT ve TKT gibi dördüncü dereceden bir diferansiyel hareket denkleminde sahiptir.

EKT, TKT ve yüksek mertebeden kayma deformasyon teorileri için, eğilme etkisindeki kirişlerin deplasman ve kesit dönmeleri şematik olarak sırasıyla Şekil 2.1a'da, Şekil 2.1b'de ve Şekil 2.1c'de sunulmuştur.



Şekil 2.1 a) EKT için yerdeğiştirmeler ve kesit dönmesi b) TKT için yerdeğiştirmeler ve kesit dönmesi c) yüksek mertebeden kayma deformasyon teorileri için yerdeğiştirmeler ve kesit dönmesi (Yeşilce, 2009)

Burada, x kiriş eksenini, z kiriş eksenine dik eksen, y kiriş eksenine dik deplasmanı, u_0 kiriş ortasından geçtiği düşünülen eksenin (x,0) noktasındaki eksenel deplasmanı, y_0 kiriş ortasından geçtiği düşünülen eksenin (x,0) noktasındaki kiriş eksenine dik deplasmanı, ϕ kesit dönmesini göstermektedir.

Şekil 2.1a’da, eğilmeden önce düzlem olan kesitin eğilmeden sonra düzlem kaldığı ve kayma deformasyonu ve dönme ataletinin ihmal edildiği EKT’ye ait deplasman ve kesit dönmesi gösterilmiştir. Şekil 2.1b ve Şekil 2.1c’de ise sırasıyla; TKT’ye ve düzlem enkesitin eğilmeden sonra düzlem kalmadığı, gerçekçi bir kayma deformasyonu dağılımına sahip olan yüksek mertebeden kayma deformasyon teorilerine ait deplasman ve kesit dönmeleri sunulmuştur (Yeşilce, 2009).

Eğilme etkisi altındaki bir kirişin $u(x,z)$ eksenel deplasman fonksiyonu (2.1) numaralı denklem ile tanımlanmaktadır (Sayyad ve Ghugal, 2018).

$$u(x,z) = -z \frac{dy_0}{dx} + f(z) \left(\frac{dy_0}{dx} - \phi \right) \quad (2.1)$$

Burada, $f(z)$ enkesit boyunca kayma deformasyonu ve kayma gerilmesi dağılımını ifade eden fonksiyondur.

Kiriş eksenine dik deplasman fonksiyonu, kiriş teorilerinde kiriş koordinatına bağlı bir fonksiyon olarak kabul edilmekte olup, (2.2) bağıntısı ile sunulmuştur (Yeşilce, 2009; Sayyad ve Ghugal, 2018).

$$y(x,z) = y_0(x) \quad (2.2)$$

Çeşitli kiriş teorileri için $f(z)$ fonksiyonları Tablo 2.1’de sunulmuştur. Tablo 2.1’den; araştırmacıların, yüksek mertebeden kayma deformasyon teorilerini oluştururken, $f(z)$ fonksiyonunun yapısını, kiriş enkesitinin alt ve üst ucunda kayma gerilmesini sıfıra eşitleyecek şekilde değiştirdikleri anlaşılmaktadır.

Tablo 2.1 EKT, TKT ve bazı yüksek mertebeden kayma deformasyon teorileri için $f(z)$ fonksiyonları

Kiriş Teorisi	$f(z)$
EKT (Yeşilce, 2009)	0
TKT (Yeşilce, 2009)	z
Reddy kiriş teorisi (RKT) (Yeşilce, 2009)	$z \left(1 - \frac{4z^2}{3h^2} \right)$
TDKDT (Shimpi ve diğer., 2018)	$h \left[\frac{1}{4} \left(\frac{z}{h} \right) - \frac{5}{3} \left(\frac{z}{h} \right)^3 \right]$
Hiperbolik kayma deformasyon teorisi (Sayyad ve Ghugal, 2018)	$z [\cosh(1/2) - h \sinh(z/h)]$
Trigonometrik kayma deformasyon teorisi (Liu, 2010)	$\frac{h}{\pi} \sin \left(\frac{\pi z}{h} \right)$

Burada, h kiriş yüksekliğini ifade etmektedir.

2.2 TDKDT İle İlgili Daha Önce Yapılan Çalışmalar

Shimpi ve diğer. (2017), TDKDT kullanarak çeşitli sınır koşulları altındaki kirişlerin analitik olarak statik, burkulma ve serbest titreşim analizlerini gerçekleştirmişlerdir. Bu çalışmada, her iki ucu basit mesnetli bir kiriş için, TDKDT kullanılarak hesaplanan doğal frekans değerleri; EKT, TKT ve RKT kullanılarak elde edilen sonuçlarla karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. TDKDT'nin EKT benzeri dördüncü mertebeden bir diferansiyel hareket denkleminde sahip olması, TKT'de kullanıldığı gibi herhangi bir kayma düzeltme kaysayısına gerek duyulmaması ve hareket denklemindeki kayma tesiri ile ilgili terimlerin ihmal edilmesi halinde doğrudan EKT sonuçlarının elde edilebilmesi teorisinin önemli avantajları olarak vurgulanmıştır. Çalışmada, TDKDT'nin dikdörtgen kesitli izotropik kirişlerin serbest titreşim analizlerinde oldukça etkili olduğu ifade edilmiştir.

Shimpi ve diğer. (2018), mikro ve nano ölçekli kirişler için, tek değişkenli lokal olmayan kayma deformasyon teorisi sunmuşlardır. TDKDT'nin klasik sürekli ortam

mekaniği ilkelerine bağılı olarak elde edilmesi makro ölçekli kirişler için kullanılabilir olmasına sebep olduğundan, bu teoride, küçük kiriş boyutlarının etkilerini dikkate alabilmek için Eringen lokal olmayan elastisite teorisi kullanılmıştır. Bu çalışma da; TDKDT’de olduğu gibi, seçilen deplasman fonksiyonları kiriş enkesitinde parabolik bir kayma gerilmesi dağılımını dikkate almaktadır. Çalışmada; sunulan teori ile birlikte, EKT, TKT ve RKT kullanılarak, her iki ucu ankastre mesnetli ve her iki ucu basit mesnetli kirişler için statik analizler gerçekleştirilmiştir.

Thai ve diğer. (2018), Eringen elastisite teorisini kullanarak nanokirişlerin statik eğilme ve titreşim analizleri için bir yüksek mertebeden kayma deformasyon teorisi sunmuşlardır. Sunulan teori kullanılarak, farklı sınır koşulları için hesaplanan birinci doğal açısal frekans değerleri EKT ve TKT ile karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.

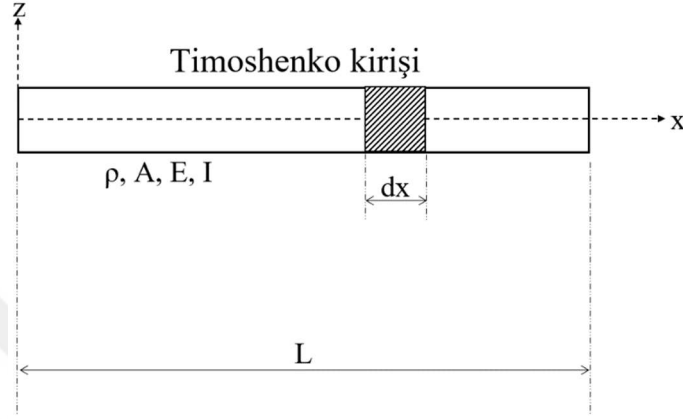
Pakhare ve diğer. (2019)’ne ait çalışmada, izotropik konsol kirişlerin düzgün yayılı yük altındaki statik analizleri, iki değişkenli kayma deformasyon teorisi ile incelenmiş; uç noktasındaki maksimum deplasman, eksenel gerilme ve kayma gerilmesi değerleri Levinson kiriş teorisi ve TDKDT ile karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.

Shimpi ve diğer. (2020), iki değişkenli kayma deformasyon teorisi kullanarak; çeşitli sınır koşullarında, düzgün yayılı yük etkisi altındaki kirişlerin statik analiz sonuçlarını ve her iki ucu basit mesnetli bir kirişin serbest titreşim analizine ait sonuçları TDKDT kullanılarak elde edilen sonuçlarla kıyaslamışlardır. Çalışmada, hesaplanan doğal frekans değerlerinin TDKDT’den elde edilen değerler ile aynı olduğu gözlemlenmiştir.

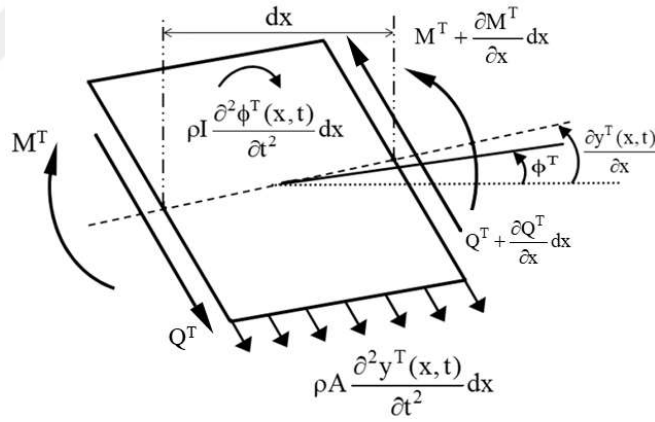
Bozyigit ve diğer. (2020a), transfer matrisi formülasyonları ve TDKDT kullanarak, farklı sınır koşullarına sahip çatlamış kirişlerin serbest titreşim analizlerini gerçekleştirmişlerdir. Çalışmada ayrıca, çatlak tespiti analizleri de yapılmış olup, elde edilen sonuçlar, TKT’den elde edilen sonuçlarla ve literatürde bulunan sonuçlarla karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.

2.3 TKT'nin Hareket Denklemlerinin Elde Edilmesi

Timoshenko kirişinin hareket denklemlerinin elde edilmesi için klasik sürekli ortam mekaniği ilkelerinden faydalanılabilir (Timoshenko, 1921). Sürekli parametrelili Timoshenko kirişi ve dx uzunluğundaki bir parçanın serbest cisim diyagramı sırasıyla Şekil 2.2a ve Şekil 2.2b'de sunulmuştur.



(a)



(b)

Şekil 2.2 a) Sürekli parametrelili Timoshenko kirişi b) dx uzunluğundaki parça için serbest cisim diyagramı

Burada, t zamanı, ρ birim hacim ağırlığı, A enkesit alanını, E elastisite modülünü, I alan atalet momentini, L kiriş uzunluğunu, M^T eğilme momentini, Q^T kesme kuvvetini, y^T kiriş eksenine dik deplasmanı ve ϕ^T sadece eğilme etkisindeki kesit dönmesini ifade etmektedir.

Küçük deplasmanlar için kayma deformasyonu (2.3) numaralı bağıntı ile ifade edilebilir (Timoshenko, 1921).

$$\gamma(x, t) = \frac{\partial y^T(x, t)}{\partial x} - \phi^T(x, t) \quad (2.3)$$

Burada, $\gamma(x, t)$ kayma deformasyonunu göstermektedir.

Eğilme momenti ve kesme kuvveti fonksiyonları sırasıyla (2.4) ve (2.5) numaralı bağıntılarda sunulmuştur (Timoshenko, 1921).

$$M^T(x, t) = EI \frac{\partial \phi^T(x, t)}{\partial x} \quad (2.4)$$

$$Q^T(x, t) = \frac{AG}{\bar{k}} \left(\frac{\partial y^T(x, t)}{\partial x} - \phi^T(x, t) \right) \quad (2.5)$$

Burada, $\bar{k}$ enkesit geometrisine bağlı olarak değişen kayma düzeltme katsayısıdır.

Kayma düzeltme katsayısını hesaplamaya yönelik olarak temelde iki yaklaşım ilgi görmüştür. Birinci yaklaşım; bir kiriş elemana ait doğal frekansların, elastisite teorisi sonuçları ile karşılaştırılması olup, Timoshenko (1922) bu yaklaşımla sadece malzemenin Poisson oranına bağlı olacak şekilde dikdörtgen enkesite sahip kirişler için (2.6) numaralı bağıntıyı sunmuştur.

$$\bar{k} = \frac{6 + 5\nu}{5(1 + \nu)} \quad (2.6)$$

Burada, ν , kirişin imal edildiği malzemenin Poisson oranını ifade etmektedir.

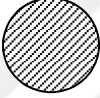
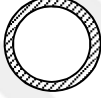
İkinci yaklaşımda; kirişlerde oluşan ortalama kesme kuvveti ve kayma deformasyonu ile elastisite teorisine göre hesaplanan kesme kuvveti ve kayma

deformasyonu arasındaki farktan faydalanılmıştır. Bu yöntem ile (2.7) numaralı bağıntıda sunulan katsayı elde edilmiştir (Kennedy ve diğer., 2011).

$$\bar{k} = \frac{12 + 11\nu}{10(1 + \nu)} \quad (2.7)$$

(2.6) ve (2.7) numaralı bağıntılar, TKT kullanılarak yapılan dinamik analizlerde yaklaşık olarak doğru sonuçlar sunabilse de; kayma düzeltme katsayısı, kesme kuvveti etkisindeki bir sistem dikkate alınarak, şekil değiştirme enerjisi ve kesme kuvvetinin yaptığı işin eşitlenmesi yaklaşımıyla analitik olarak elde edilebilmektedir. Analitik yaklaşım kullanılarak hesaplanmış $\bar{k}$ katsayıları bazı enkesit geometrileri için Tablo 2.2’de sunulmuştur (Bakioğlu, 2009).

Tablo 2.2 Daire, dikdörtgen ve ince halka kesitler için kayma düzeltme katsayıları

KESİT	Daire 	Dikdörtgen 	İnce halka 
$\bar{k}$	1,18	1,20	2,00

Şekil 2.2b’de yer alan serbest cisim diyagramında, kiriş eksenine dik hareket için, kiriş eksenine dik yönde kuvvet dengesi yazıldığında (2.8) numaralı bağıntı elde edilir.

$$\frac{\partial Q^T(x, t)}{\partial x} - \bar{m} \frac{\partial^2 y^T(x, t)}{\partial t^2} = 0 \quad (2.8)$$

Burada, $\bar{m}$, kirişin birim boyunun kütesini göstermektedir. (2.8) numaralı bağıntı, (2.5) numaralı bağıntı kullanılarak yeniden düzenlendiğinde (2.9) numaralı bağıntıya ulaşılır.

$$\frac{AG}{\bar{k}} \left(\frac{\partial^2 y^T(x, t)}{\partial x^2} - \frac{\partial \phi^T(x, t)}{\partial x} \right) - \bar{m} \frac{\partial^2 y^T(x, t)}{\partial t^2} = 0 \quad (2.9)$$

Şekil 2.2b’de yer alan serbest cisim diyagramında, kesit dönmesi hareketi için, eğilme momenti dengesi yazılarak (2.10) numaralı bağıntı elde edilir.

$$\frac{\partial M^T(x, t)}{\partial x} - \frac{\bar{m}I}{A} \frac{\partial^2 \phi^T(x, t)}{\partial t^2} + Q^T(x, t) = 0 \quad (2.10)$$

(2.10) numaralı bağıntı, (2.4) numaralı bağıntı kullanılarak yeniden düzenlendiğinde, (2.11) numaralı bağıntı elde edilir.

$$EI \frac{\partial^2 \phi^T(x, t)}{\partial x^2} - \frac{\bar{m}I}{A} \frac{\partial^2 \phi^T(x, t)}{\partial t^2} + \frac{AG}{k} \left(\frac{\partial y^T(x, t)}{\partial x} - \phi^T(x, t) \right) = 0 \quad (2.11)$$

(2.9) ve (2.11) numaralı bağıntılar, eğilme titreşimi yapan Timoshenko kirişinin hareket denklemleridir.

2.4 TKT'nin Hareket Denklemlerinin Analitik Çözümü ve Deplasman ve İç Kuvvet Fonksiyonlarının Elde Edilmesi

(2.9) ve (2.11) numaralı bağıntılarda verilen Timoshenko kirişinin hareket denklemleri, $\xi = x / L$ olmak üzere sırasıyla (2.12) ve (2.13) numaralı bağıntılardaki gibi düzenlenebilir.

$$\frac{AG}{kL^2} \frac{\partial^2 y^T(\xi, t)}{\partial \xi^2} - \frac{AG}{kL} \frac{\partial \phi^T(\xi, t)}{\partial \xi} - \bar{m} \frac{\partial^2 y^T(\xi, t)}{\partial t^2} = 0 \quad (2.12)$$

$$\frac{EI}{L^2} \frac{\partial^2 \phi^T(\xi, t)}{\partial \xi^2} + \frac{AG}{kL} \frac{\partial y^T(\xi, t)}{\partial \xi} - \frac{AG}{k} \phi^T(\xi, t) - \frac{\bar{m}I}{A} \frac{\partial^2 \phi^T(\xi, t)}{\partial t^2} = 0 \quad (2.13)$$

Kirişin yaptığı hareketin harmonik olduğu varsayımıyla değişkenlere ayırma yöntemi kullanılarak, $y^T(\xi, t)$ ve $\phi^T(\xi, t)$ fonksiyonları sırasıyla (2.14) ve (2.15) numaralı bağıntılarda tanımlanmıştır.

$$y^T(\xi, t) = y^T(\xi) e^{i\omega t} \quad (2.14)$$

$$\phi^T(\xi, t) = \phi^T(\xi) e^{i\omega t} \quad (2.15)$$

Burada, ω ve i sırasıyla kirişin doğal açısal frekansını ve imajiner birimi ifade etmektedir. (2.14) ve (2.15) numaralı bağıntılar, (2.12) ve (2.13) numaralı bağıntılarda

yerine yazılarak sırasıyla, (2.16) ve (2.17) numaralı adi diferansiyel denklemler elde edilir.

$$\frac{AG}{\bar{k}L^2} \frac{d^2 y^T(\xi)}{d\xi^2} - \frac{AG}{\bar{k}L} \frac{d\phi^T(\xi)}{d\xi} + \bar{m}\omega^2 y^T(\xi) = 0 \quad (2.16)$$

$$\frac{EI}{L^2} \frac{d^2 \phi^T(\xi)}{d\xi^2} + \frac{AG}{\bar{k}L} \frac{dy^T(\xi)}{d\xi} + \left(\frac{\bar{m}I\omega^2}{A} - \frac{AG}{\bar{k}} \right) \phi^T(\xi) = 0 \quad (2.17)$$

(2.16) ve (2.17) numaralı hareket denklemlerinin çözümü için, $y^T(\xi)$ ve $\phi^T(\xi)$ fonksiyonları sırasıyla (2.18) ve (2.19) numaralı bağıntıda tanımlanan formda kabul edilmektedir.

$$y^T(\xi) = \{c_n\} e^{ik_n \xi} \quad (2.18)$$

$$\phi^T(\xi) = \{d_n\} e^{ik_n \xi} \quad (2.19)$$

Burada, $\{c_n\}$ ve $\{d_n\}$ sırasıyla kiriş eksenine dik deplasman için ve eğilmeden kaynaklı kesit dönmesi için integrasyon sabitlerini, k_n , (2.18) ve (2.19) numaralı bağıntıların (2.16) ve (2.17) numaralı bağıntılarda yerine yazılmasıyla elde edilen denklem sisteminin çözümünün karakteristik köklerini, n ise denklem sisteminin derecesini ifade etmektedir. (2.18) ve (2.19) numaralı denklemler, (2.16) ve (2.17) numaralı bağıntılarda yerine yazıldığında, sırasıyla (2.20) ve (2.21) numaralı bağıntılar elde edilir.

$$\frac{-k_n^2 AG}{\bar{k}L^2} \{c_n\} - \frac{ik_n AG}{\bar{k}L} \{d_n\} + \bar{m}\omega^2 \{c_n\} = 0 \quad (2.20)$$

$$\frac{-k_n^2 EI}{L^2} \{d_n\} + \frac{ik_n AG}{\bar{k}L} \{c_n\} + \left(\frac{\bar{m}I\omega^2}{A} - \frac{AG}{\bar{k}} \right) \{d_n\} = 0 \quad (2.21)$$

(2.20) ve (2.21) numaralı bağıntılar, matris formda aşağıdaki gibi yazılabilir:

$$\begin{bmatrix} \frac{-k_n^2 AG}{\bar{k}L^2} + \bar{m}\omega^2 & -\frac{ik_n AG}{\bar{k}L} \\ \frac{ik_n AG}{\bar{k}L} & \frac{-k_n^2 EI}{L^2} + \frac{\bar{m}I\omega^2}{A} - \frac{AG}{\bar{k}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{c_n\} \\ \{d_n\} \end{Bmatrix} = 0 \quad (2.22)$$

Sıfırdan farklı çözümü elde edebilmek için, (2.22) numaralı bağıntının katsayılar matrisinin determinantı sıfıra eşitlenerek (2.23) numaralı bağıntı elde edilir.

$$\left[\left(\frac{AG}{\bar{k}L^2} \right) \left(\frac{EI}{L^2} \right) \right] k_n^4 - \left[\left(\frac{EI}{L^2} \right) (\bar{m}\omega^2) + \left(\frac{\bar{m}\omega^2 I}{A} - \frac{AG}{\bar{k}} \right) \left(\frac{AG}{\bar{k}L^2} \right) + \left(\frac{AG}{\bar{k}L} \right)^2 \right] k_n^2 + \left[\left(\frac{\bar{m}\omega^2 I}{A} - \frac{AG}{\bar{k}} \right) (\bar{m}\omega^2) \right] = 0 \quad (2.23)$$

(2.23) numaralı dördüncü dereceden denklem çözüldüğünde k_n ($n:1,2,3,4$) karakteristik kökleri elde edilir. Daha sonra, giriş eksenine dik deplasman ve eğilmeden kaynaklı kesit dönmesi fonksiyonları (2.24) ve (2.25) numaralı bağıntılardaki gibi yazılabilir.

$$y^T(\xi) = \sum_{n=1}^4 \{c_n\} e^{ik_n \xi} \quad (2.24)$$

$$\phi^T(\xi) = \sum_{n=1}^4 \{c_n\} j_n e^{ik_n \xi} \quad (2.25)$$

Burada, $j_n = (-AGik_n / L\bar{k}) / ((\bar{m}\omega^2 I / A) - (AG / \bar{k}) - (EI k_n^2 / L^2))$, $n = 1, 2, 3, 4$

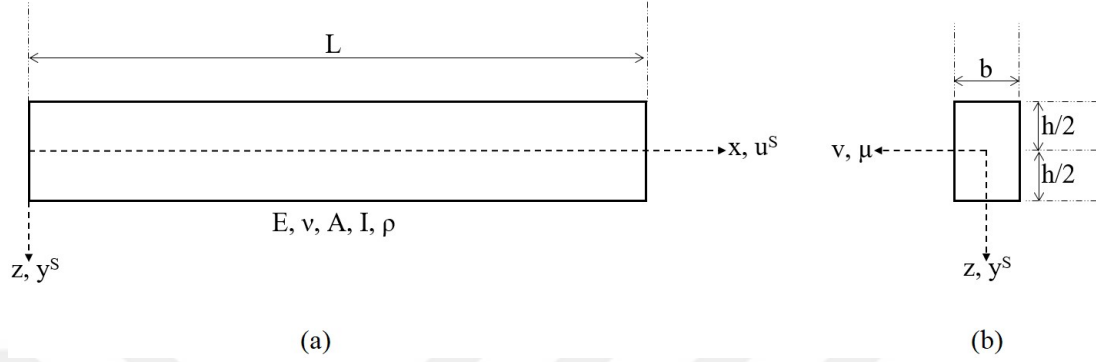
Eğilme momenti ve kesme kuvveti fonksiyonları, (2.4), (2.5), (2.24) ve (2.25) numaralı bağıntılar kullanılarak sırasıyla (2.26) ve (2.27) numaralı bağıntılar da sunulmuştur.

$$M^T(\xi) = \frac{EI}{L} \sum_{n=1}^4 ik_n \{c_n\} j_n e^{ik_n \xi} \quad (2.26)$$

$$Q^T(\xi) = \sum_{n=1}^4 \left(\frac{AG}{\bar{k}L} ik_n - \frac{AG}{\bar{k}} j_n \right) \{c_n\} e^{ik_n \xi} \quad (2.27)$$

2.5 TDKDT'nin Hareket Denklemlerinin Elde Edilmesi

TDKDT'nin hareket denklemlerinin elde edilmesi için Şekil 2.3'te sunulan sürekli parametrelili kiriş ve enkesit geometrisi dikkate alınmaktadır (Shimpi ve diğer., 2017).



Şekil 2.3 a) TDKDT'ye göre modellenmiş sürekli parametrelili kiriş b) TDKDT'ye göre modellenmiş sürekli parametrelili kiriş enkesiti

Burada, E elastisite modülünü, ν Poisson oranını, A enkesit alanını, I alan atalet momentini, ρ birim hacim ağırlığı, x , z ve v kartezyen koordinat sisteminde seçilen eksen takımını, y^s kiriş eksenin dik deplasmanı, u^s aksenal deplasmanı ve μ kiriş enkesitinde yatay yöndeki deplasmanı, b ve h ise sırasıyla kiriş genişliğini ve kiriş yüksekliğini ifade etmektedir.

TDKDT'nin formülasyonları aşağıda sıralanan varsayımlar dahilinde elde edilecektir (Shimpi ve diğer., 2017):

- 1) Eğilme etkisindeki kiriş elemanda meydana gelen deplasmanlar, kiriş kalınlığına kıyasla çok küçüktür, buna bağlı olarak, oluşan deformasyonlar sonsuz küçüktür. Bu kapsamda, (2.28) ve (2.29) numaralı lineer deformasyon-deplasman bağıntıları kullanılabilir.

$$\varepsilon_x(x, z, t) = \frac{\partial u^s(x, z, t)}{\partial x} \quad (2.28)$$

$$\gamma_{xz}(x, z, t) = \frac{\partial u^s(x, z, t)}{\partial z} + \frac{\partial y^s(x, t)}{\partial x} \quad (2.29)$$

- 2) σ_v ve σ_z normal gerilmeleri genellikle σ_x normal gerilmesinden daha küçüktür ve ihmal edilebilirler. Benzer olarak, τ_{xv} ve τ_{vz} kayma gerilmeleri de ihmal edilebilir. Bu durumda, sıfırdan farklı gerilmeler (2.30) ve (2.31) numaralı bağıntılar ile sunulabilir.

$$\sigma_x(x, z, t) = E \varepsilon_x(x, z, t) \quad (2.30)$$

$$\tau_{zx}(x, z, t) = G \gamma_{zx}(x, z, t) \quad (2.31)$$

Burada, G kayma modülünü ifade etmekte olup, $G = E / (2 \times (1 + \nu))$ ilişkisi geçerlidir.

- 3) $y^s(x, t)$; eğilme bileşeni $y_b(x, t)$ ve kayma bileşeni $y_s(x, t)$ 'nin toplamından oluşmaktadır.

$$y^s(x, t) = y_b(x, t) + y_s(x, t) \quad (2.32)$$

- 4) $u^s(x, z, t)$; eğilme bileşeni $u_b(x, z, t)$ ve kayma bileşeni $u_s(x, z, t)$ 'nin toplamından oluşmaktadır.

$$u^s(x, z, t) = u_b(x, z, t) + u_s(x, z, t) \quad (2.33)$$

- 5) $u_b(x, z, t)$; sadece eğilme etkilerini dikkate alan EKT'nin eksenel deplasman fonksiyonu ile analojiktir. Bu nedenle, $u_b(x, z, t)$, (2.34) numaralı bağıntı ile tanımlanabilir.

$$u_b(x, z, t) = -z \frac{\partial y_b(x, t)}{\partial x} \quad (2.34)$$

- 6) $u_b(x, z, t)$ ve $y_b(x, t)$ 'nin, kayma deformasyonu γ_{zx} ve kayma gerilmesi τ_{zx} 'e katkısı yoktur.

7) $u_s(x,z,t)$ ve $y_s(x,t)$; kayma deformasyonu γ_{xz} 'ye, kayma gerilmesi τ_{zx} kiriş yüksekliğince parabolik olarak değişecek şekilde katkı sağlamaktadır. τ_{zx} kayma gerilmesi, $z = +h/2$ ve $z = -h/2$ noktalarında sıfıra eşittir.

8) Eksenel deformasyon ϵ_x ; $u_s(x,z,t)$ bileşenini içerse de, $u_s(x,z,t)$ 'nin eğilme momenti üzerinde etkisi bulunmamaktadır.

Yukarıda sıralanan varsayımlara dayanarak ve Shimpi (2002) tarafından sunulan plak teorisinden esinlenilerek; $u_s(x,z,t)$ fonksiyonu (2.35) numaralı bağıntı ile ifade edilebilir (Shimpi ve diğer., 2017).

$$u_s(x, z, t) = h \left[\frac{1}{4} \left(\frac{z}{h} \right) - \frac{5}{3} \left(\frac{z}{h} \right)^3 \right] \frac{\partial y_s(x, t)}{\partial x} \quad (2.35)$$

(2.34) ve (2.35) numaralı bağıntılar, (2.33) numaralı bağıntıda yerine yazılarak, (2.36) numaralı bağıntı elde edilir.

$$u^s(x, z, t) = -z \frac{\partial y_b(x, t)}{\partial x} + h \left[\frac{1}{4} \left(\frac{z}{h} \right) - \frac{5}{3} \left(\frac{z}{h} \right)^3 \right] \frac{\partial y_s(x, t)}{\partial x} \quad (2.36)$$

(2.32) ve (2.36) numaralı bağıntılar, eksenel deplasman ve kiriş eksenine dik deplasman fonksiyonlarının, $y_b(x,t)$ ve $y_s(x,t)$ bilinmeyenlerine bağlı olduğunu göstermektedir. (2.36) numaralı bağıntı sırasıyla (2.28) ve (2.29) numaralı bağıntılarda yerine yazılarak, sırasıyla (2.37) ve (2.38) numaralı bağıntılar elde edilir.

$$\epsilon_x(x, z, t) = -z \frac{\partial^2 y_b(x, t)}{\partial x^2} + h \left[\frac{1}{4} \left(\frac{z}{h} \right) - \frac{5}{3} \left(\frac{z}{h} \right)^3 \right] \frac{\partial^2 y_s(x, t)}{\partial x^2} \quad (2.37)$$

$$\gamma_{zx}(x, z, t) = \left[\frac{5}{4} - 5 \left(\frac{z}{h} \right)^2 \right] \frac{\partial y_s(x, t)}{\partial x} \quad (2.38)$$

(2.37) ve (2.38) numaralı bağıntılar sırasıyla (2.30) ve (2.31) numaralı bağıntılarda yerine yazılarak, sırasıyla (2.39) ve (2.40) numaralı bağıntılara ulaşılır.

$$\sigma_x(x, z, t) = -Ez \frac{\partial^2 y_b(x, t)}{\partial x^2} + Eh \left[\frac{1}{4} \left(\frac{z}{h} \right) - \frac{5}{3} \left(\frac{z}{h} \right)^3 \right] \frac{\partial^2 y_s(x, t)}{\partial x^2} \quad (2.39)$$

$$\tau_{zx}(x, z, t) = \frac{E}{2(1+\nu)} \left[\frac{5}{4} - 5 \left(\frac{z}{h} \right)^2 \right] \frac{\partial y_s(x, t)}{\partial x} \quad (2.40)$$

TDKDT'ye göre eğilme momenti $M^s(x, z, t)$ ve kesme kuvveti $Q^s(x, z, t)$ fonksiyonları sırasıyla (2.41) ve (2.42) numaralı bağıntılar ile sunulmuştur.

$$M^s(x, z, t) = \int_{z=-h/2}^{z=h/2} \int_{v=-b/2}^{v=b/2} \sigma_x z dv dz \quad (2.41)$$

$$Q^s(x, z, t) = \int_{z=-h/2}^{z=h/2} \int_{v=-b/2}^{v=b/2} \tau_{zx} dv dz \quad (2.42)$$

(2.39) numaralı bağıntı, $y_s(x, t)$ ile ilişkili terimler ihmal edilerek, (2.41) numaralı bağıntıda; (2.40) numaralı bağıntı ise (2.42) numaralı bağıntıda yerine yazılırsa, sırasıyla (2.43) ve (2.44) numaralı bağıntılar elde edilir.

$$M^s(x, t) = -EI \frac{\partial^2 y_b(x, t)}{\partial x^2} \quad (2.43)$$

$$Q^s(x, t) = \frac{5Ebh}{12(1+\nu)} \frac{\partial y_s(x, t)}{\partial x} \quad (2.44)$$

İki boyutlu doğrusal elastisite teorisi yaklaşımına göre (2.45) ve (2.46) numaralı bağıntılarda sunulan denge denklemlerinin sağlanması gerekmektedir (Shimpi ve diğer., 2017).

$$\frac{\partial \sigma_x(x, z, t)}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zx}(x, z, t)}{\partial z} - \rho \frac{\partial^2 u^s(x, z, t)}{\partial t^2} = 0 \quad (2.45)$$

$$\frac{\partial \tau_{zx}(x, z, t)}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z(x, z, t)}{\partial z} - \rho \frac{\partial^2 y^s(x, z, t)}{\partial t^2} = 0 \quad (2.46)$$

(2.45) numaralı bağıntı z ile çarpılıp, τ_{zx} 'in $z = -h/2$ ve $z = h/2$ 'de sıfır olduğu da dikkate alınarak kiriş enkesit boyunca integre edilmesiyle (2.47) numaralı bağıntıya ulaşılır.

$$\frac{\partial M^s(x, t)}{\partial x} - Q^s(x, t) + \rho I \frac{\partial^3 y_b(x, t)}{\partial x^2 \partial t} = 0 \quad (2.47)$$

Benzer şekilde; σ_z 'nin $z = h/2$ 'de sıfır ve $z = -h/2$ 'de $-q(x, t)$ varsayımsal yayılı yüküne eşit olduğu dikkate alınarak, (2.46) numaralı bağıntı, kiriş yüksekliğince integre edilirse (2.48) numaralı bağıntı elde edilir.

$$\frac{\partial Q^s(x, t)}{\partial x} + q(x, t) - \rho A \frac{\partial^2 y^s(x, t)}{\partial t^2} = 0 \quad (2.48)$$

(2.47) ve (2.48) numaralı bağıntılar, TDKDT'ye göre genel kiriş denklemlerini ifade etmektedir. (2.43) ve (2.44) numaralı bağıntılar, (2.47) numaralı bağıntıda yerine yazılırsa, kiriş eksenine dik deplasmanın kayma bileşeni (2.49) numaralı bağıntıdaki şekilde elde edilir (Shimpi ve diğer., 2017).

$$y_s(x, t) = \frac{12(1 + \nu)}{5Eb h} \left[-EI \frac{\partial^2 y_b(x, t)}{\partial x^2} + \rho I \frac{\partial^2 y_b(x, t)}{\partial t^2} \right] \quad (2.49)$$

TDKDT'ye göre kiriş eksenine dik deplasmanın kayma ve eğilme bileşenleri arasındaki ilişki (2.49) numaralı bağıntıdan görülebilmektedir. (2.49) numaralı bağıntı, (2.32) ve (2.36) numaralı bağıntılarda yerine yazılarak, kiriş eksenine dik deplasman ve eksenel deplasman fonksiyonları; sadece kiriş eksenine dik deplasmanın eğilme bileşenine bağlı olarak, sırasıyla (2.50) ve (2.51) numaralı bağıntılardaki gibi elde edilir.

$$y^s(x, t) = y_b(x, t) + \frac{12(1 + \nu)}{5Eb h} \left[-EI \frac{\partial^2 y_b(x, t)}{\partial x^2} + \rho I \frac{\partial^2 y_b(x, t)}{\partial t^2} \right] \quad (2.50)$$

$$u^s(x, t) = -z \frac{\partial y_b(x, t)}{\partial x} + \frac{2(1 + \nu)}{Eb} \left[\frac{3}{10} \left(\frac{z}{h} \right) - 2 \left(\frac{z}{h} \right)^3 \right] \left[-EI \frac{\partial^3 y_b(x, t)}{\partial x^3} + \rho I \frac{\partial^3 y_b(x, t)}{\partial x \partial t^2} \right] \quad (2.51)$$

(2.50) ve (2.51) numaralı bağıntılarda sunulan TDKDT'nin deplasman fonksiyonları, $y_b(x,t)$ fonksiyonuna bağlı olarak elde edilmiştir. (2.50) ve (2.51) numaralı bağıntılar, (2.28) ve (2.29) numaralı bağıntılarda yerine yazılarak, eksenel deformasyon ve kayma deformasyonu fonksiyonları sırasıyla (2.52) ve (2.53) numaralı bağıntılardaki gibi elde edilir.

$$\varepsilon_x(x,t) = -z \frac{\partial^2 y_b(x,t)}{\partial x^2} + \frac{2(1+\nu)}{Eb} \left[\frac{3}{10} \left(\frac{z}{h} \right) - 2 \left(\frac{z}{h} \right)^3 \right] \left[-EI \frac{\partial^4 y_b(x,t)}{\partial x^4} + \rho I \frac{\partial^4 y_b(x,t)}{\partial x^2 \partial t^2} \right] \quad (2.52)$$

$$\gamma_{zx}(x,t) = \frac{2(1+\nu)}{Ebh} \left[\frac{3}{2} - 6 \left(\frac{z}{h} \right)^2 \right] \left[-EI \frac{\partial^3 y_b(x,t)}{\partial x^3} + \rho I \frac{\partial^3 y_b(x,t)}{\partial x \partial t^2} \right] \quad (2.53)$$

(2.52) ve (2.53) numaralı bağıntılar, (2.30) ve (2.31) numaralı bağıntılarda yerine yazılarak, eksenel gerilme ve kayma gerilmesi fonksiyonları sırasıyla (2.54) ve (2.55) numaralı bağıntılarda elde edilmiştir.

$$\sigma_x(x,t) = -Ez \frac{\partial^2 y_b(x,t)}{\partial x^2} + \frac{2(1+\nu)}{b} \left[\frac{3}{10} \left(\frac{z}{h} \right) - 2 \left(\frac{z}{h} \right)^3 \right] \left[-EI \frac{\partial^4 y_b(x,t)}{\partial x^4} + \rho I \frac{\partial^4 y_b(x,t)}{\partial x^2 \partial t^2} \right] \quad (2.54)$$

$$\tau_{zx}(x,t) = \frac{1}{bh} \left[\frac{3}{2} - 6 \left(\frac{z}{h} \right)^2 \right] \left[-EI \frac{\partial^3 y_b(x,t)}{\partial x^3} + \rho I \frac{\partial^3 y_b(x,t)}{\partial x \partial t^2} \right] \quad (2.55)$$

(2.54) ve (2.55) numaralı bağıntılar, sırasıyla (2.41) ve (2.42) numaralı bağıntılarda yerine yazılarak, TDKDT'ye göre eğilme momenti ve kesme kuvveti fonksiyonları sırasıyla (2.56) ve (2.57) numaralı bağıntılardaki şekliyle elde edilmiştir (Shimpi ve diğer., 2017).

$$M^s(x,t) = -EI \frac{\partial^2 y_b(x,t)}{\partial x^2} \quad (2.56)$$

$$Q^s(x,t) = -EI \frac{\partial^3 y_b(x,t)}{\partial x^3} + \rho I \frac{\partial^3 y_b(x,t)}{\partial x \partial t^2} \quad (2.57)$$

TDKDT'nin genel hareket denklemi; (2.50) ve (2.57) numaralı bağıntıların, (2.48) numaralı bağıntıda yerine yazılarak ve serbest titreşim hareketinde $-q(x,t)$ 'nin sıfıra eşit olduğu dikkate alınarak, (2.58) numaralı bağıntıda görüldüğü gibi elde edilir.

$$EI \frac{\partial^4 y_b(x,t)}{\partial x^4} - \rho I \left[1 + \frac{12(1+\nu)}{5} \right] \frac{\partial^4 y_b(x,t)}{\partial x^2 \partial t^2} + \rho A \frac{\partial^2 y_b(x,t)}{\partial t^2} + \frac{\rho^2 I}{E} \frac{12(1+\nu)}{5} \frac{\partial^4 y_b(x,t)}{\partial t^4} = 0 \quad (2.58)$$

2.6 TDKDT'ye Ait Hareket Denkleminin Analitik Çözümü ve Deplasman ve İç Kuvvet Fonksiyonlarının Elde Edilmesi

TDKDT'nin (2.58) numaralı genel hareket denklemi, $\xi = x / L$ olmak üzere boyutsuzlaştırılır ise (2.59) numaralı bağıntı elde edilir.

$$\frac{EI}{L^4} \frac{\partial^4 y_b(\xi,t)}{\partial \xi^4} - \frac{\rho I}{L^2} \left[1 + \frac{12(1+\nu)}{5} \right] \frac{\partial^4 y_b(\xi,t)}{\partial \xi^2 \partial t^2} + \rho A \frac{\partial^2 y_b(\xi,t)}{\partial t^2} + \frac{\rho^2 I}{E} \frac{12(1+\nu)}{5} \frac{\partial^4 y_b(\xi,t)}{\partial t^4} = 0 \quad (2.59)$$

TDKDT'ye göre modellenen kirişin eğilme titreşiminin harmonik olduğu dikkate alınarak değişkenlere ayırma yöntemi uygulanırsa, $y_b(\xi,t)$ fonksiyonu (2.60) numaralı bağıntıdaki gibi tanımlanabilir.

$$y_b(\xi,t) = y_b(\xi) e^{i\omega t} \quad (2.60)$$

(2.60) numaralı bağıntı, (2.59) numaralı boyutsuzlaştırılmış genel hareket denkleminde yerine yazılırsa, (2.61) numaralı adi diferansiyel denklem elde edilir.

$$\frac{EI}{L^4} \frac{d^4 y_b(\xi)}{d\xi^4} + \frac{\rho I \omega^2}{L^2} \left[1 + \frac{12(1+\nu)}{5} \right] \frac{d^2 y_b(\xi)}{d\xi^2} - \rho A \omega^2 y_b(\xi) + \frac{\rho^2 I \omega^4}{E} \frac{12(1+\nu)}{5} y_b(\xi) = 0 \quad (2.61)$$

(2.61) numaralı diferansiyel denklemin çözümü için, $y_b(\xi)$ fonksiyonunun (2.62) numaralı bağıntıda sunulan formda olduğu kabul edilmektedir.

$$y_b(\xi) = \{f_n\} e^{is_n \xi} \quad (2.62)$$

Burada, $\{f_n\}$ kiriş eksenine dik deplasman için integrasyon sabitlerini, s_n ise (2.62) numaralı bağıntının (2.61) numaralı bağıntıda yerine yazılmasıyla elde edilen denklemin çözümünün n adet karakteristik kökünü ifade etmektedir.

(2.62) numaralı bağıntı, (2.61) numaralı diferansiyel denklemde yerine yazıldığında, (2.63) numaralı eşitlik elde edilir.

$$\left(\frac{EI}{L^4}\right) s_n^4 - \left[\frac{\rho I \omega^2}{L^2} \left(1 + \frac{12(1+\nu)}{5}\right)\right] s_n^2 - \rho A \omega^2 + \frac{\rho^2 I \omega^4}{E} \frac{12(1+\nu)}{5} = 0 \quad (2.63)$$

(2.63) numaralı denklem çözüldüğünde s_n ($n:1,2,3,4$) karakteristik kökleri elde edilir. $y_b(\xi)$ fonksiyonu, s_1, s_2, s_3, s_4 köklerine bağlı olarak (2.64) numaralı bağıntıda sunulmuştur.

$$y_b(\xi) = \sum_{n=1}^4 \{f_n\} e^{is_n \xi} \quad (2.64)$$

TDKDT'ye göre kiriş eksenine dik deplasman fonksiyonu, (2.64) numaralı bağıntının (2.50) numaralı bağıntıda yerine yazılması suretiyle aşağıdaki gibi elde edilir:

$$y^s(\xi) = \sum_{n=1}^4 \left[1 - \frac{12I(1+\nu)}{5AL^2} s_n^2 - \frac{12(1+\nu)\rho I \omega^2}{5AE} \right] \{f_n\} e^{is_n \xi} \quad (2.65)$$

TDKDT'ye göre kesit dönmesi fonksiyonu, kesit dönmesinin eğilme ve kayma bileşenlerinin toplamı olarak elde edilmektedir. Bu amaçla, kesit dönmesinin eğilme bileşeni (2.66) numaralı bağıntıda sunulmuştur.

$$\frac{dy_b(\xi)}{d\xi} = \sum_{n=1}^4 \{f_n\} i s_n e^{i s_n \xi} \quad (2.66)$$

(2.49) numaralı bağıntı kullanılarak, TDKDT'ye göre kesit dönmesinin kayma bileşeni (2.67) numaralı bağıntıda sunulmuştur.

$$\frac{dy_s(\xi)}{d\xi} = \sum_{n=1}^4 \left[\frac{12(1+\nu)Ii}{5AL^3} s_n^3 - \frac{12(1+\nu)\rho I \omega^2 i}{5AEL} s_n \right] \{f_n\} e^{i s_n \xi} \quad (2.67)$$

TDKDT'ye göre kesit dönmesi fonksiyonu, (2.66) ve (2.67) numaralı bağıntıların toplamı olarak (2.68) numaralı bağıntıda sunulmuştur.

$$\frac{dy^s(\xi)}{d\xi} = \sum_{n=1}^4 \left[i s_n + \left(\frac{12(1+\nu)Ii}{5AL^3} s_n^3 - \frac{12(1+\nu)\rho I \omega^2 i}{5AEL} s_n \right) \right] \{f_n\} e^{i s_n \xi} \quad (2.68)$$

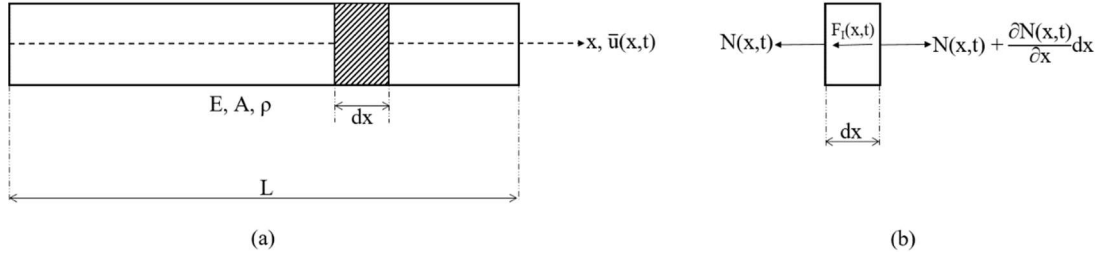
(2.56) ve (2.57) numaralı bağıntıların $\xi = x/L$ olmak üzere boyutsuzlaştırılmasını takiben; (2.64) numaralı bağıntının, boyutsuzlaştırılmış bu bağıntılarda yerine yazılması suretiyle; eğilme momenti ve kesme kuvveti fonksiyonları sırasıyla aşağıdaki gibi elde edilir.

$$M^s(\xi) = \sum_{n=1}^4 -\frac{EI}{L^2} s_n^2 \{f_n\} e^{i s_n \xi} \quad (2.69)$$

$$Q^s(\xi) = \sum_{n=1}^4 \left(\frac{EIi}{L^3} s_n^3 - \frac{\rho I \omega^2 i}{L} s_n \right) \{f_n\} e^{i s_n \xi} \quad (2.70)$$

2.7 Eksenel Titreşime Ait Hareket Denkleminin Elde Edilmesi

Eksenel titreşim hareketi yapan sürekli parametrelili bir kirişin hareket denkleminin elde edilmesi için Şekil 2.4a'da sunulan sürekli parametrelili kiriş ve Şekil 2.4b'de sunulan serbest cisim diyagramı dikkate alınmaktadır (Clough ve Penzien, 2003).



Şekil 2.4 a) Eksenel titreşim yapan sürekli parametrelili kiriş b) dx uzunluğundaki parça için serbest cisim diyagramı

Burada $\bar{u}(x,t)$ eksenel deplasman fonksiyonunu, $N(x,t)$ eksenel kuvvet fonksiyonunu, $F_I(x,t)$ ise diferansiyel parçacık üzerinde oluşan atalet kuvvetini göstermekte olup, $F_I(x,t)$ fonksiyonu (2.71) numaralı bağıntı ile tanımlanmıştır.

$$F_I(x,t) = \rho A \frac{\partial^2 \bar{u}(x,t)}{\partial t^2} dx \quad (2.71)$$

Şekil 2.4(b) üzerindeki kuvvet dengesi yazıldığında, (2.72) numaralı bağıntı elde edilir.

$$N(x,t) + \rho A \frac{\partial^2 \bar{u}(x,t)}{\partial t^2} dx - N(x,t) - \frac{\partial N(x,t)}{\partial x} dx = 0 \quad (2.72)$$

$N(x,t)$ eksenel kuvvet fonksiyonu, eksenel kuvvet-deformasyon ilişkisi kullanılarak aşağıdaki şekilde yazılabilir (Clough ve Penzien, 2003):

$$N(x,t) = AE \frac{\partial \bar{u}(x,t)}{\partial x} \quad (2.73)$$

(2.73) numaralı bağıntının, (2.72) numaralı bağıntıda yerine yazılmasıyla, eksenel titreşim yapan sürekli parametrelili kirişin hareket denklemi (2.74) numaralı bağıntıdaki gibi elde edilir (Clough ve Penzien, 2003).

$$E \frac{\partial^2 \bar{u}(x,t)}{\partial x^2} - \rho \frac{\partial^2 \bar{u}(x,t)}{\partial t^2} = 0 \quad (2.74)$$

2.8 Eksenel Titreşime Ait Hareket Denkleminin Analitik Çözümü ve Deplasman ve İç Kuvvet Fonksiyonlarının Elde Edilmesi

(2.74) numaralı eksenel serbest titreşime ait genel hareket denklemi, $\xi = x / L$ olmak üzere boyutsuzlaştırılır ise (2.75) numaralı bağıntı elde edilir.

$$\frac{E}{L^2} \frac{\partial^2 \bar{u}(\xi, t)}{\partial \xi^2} - \rho \frac{\partial^2 \bar{u}(\xi, t)}{\partial t^2} = 0 \quad (2.75)$$

Eksenel titreşim hareketinin harmonik olduğu dikkate alınarak değişkenlere ayırma yöntemi uygulanırsa, $\bar{u}(\xi, t)$ fonksiyonu (2.76) numaralı bağıntıdaki gibi tanımlanabilir.

$$\bar{u}(\xi, t) = \bar{u}(\xi) e^{i\omega t} \quad (2.76)$$

(2.76) numaralı bağıntı, (2.75) numaralı hareket denkleminde yerine yazılırsa, (2.77) numaralı adi diferansiyel denklem elde edilir.

$$\frac{E}{L^2} \frac{d^2 \bar{u}(\xi)}{d\xi^2} + \rho \omega^2 \bar{u}(\xi) = 0 \quad (2.77)$$

(2.77) numaralı diferansiyel denklemin çözümü için, $\bar{u}(\xi)$ boyutsuz eksenel deplasman fonksiyonunun, (2.78) numaralı bağıntıda sunulan formda olduğu kabul edilmektedir.

$$\bar{u}(\xi) = \{g_n\} e^{ir_n \xi} \quad (2.78)$$

Burada, $\{g_n\}$ eksenel deplasman fonksiyonu için integrasyon sabitlerini, r_n ise (2.78) numaralı bağıntının (2.77) numaralı bağıntıda yerine yazılmasıyla elde edilen denklemin çözümünün n adet karakteristik kökünü ifade etmektedir. (2.78) numaralı bağıntı, (2.77) numaralı diferansiyel denklemde yerine yazıldığında, (2.79) numaralı bağıntı elde edilir.

$$\frac{E r_n^2}{L^2} - \rho \omega^2 = 0 \quad (2.79)$$

(2.79) numaralı denklem çözüldüğünde r_n ($n:1,2$) karakteristik kökleri elde edilir. $\bar{u}(\xi)$ fonksiyonu, r_1 ve r_2 köklerine bağlı olarak (2.80) numaralı bağıntıda sunulmuştur.

$$\bar{u}(\xi) = \sum_{n=1}^2 \{g_n\} e^{ir_n \xi} \quad (2.80)$$

(2.73) numaralı bağıntı ve (2.80) numaralı bağıntıların kullanılması suretiyle elde edilen eksenel kuvvet fonksiyonu (2.81) numaralı bağıntıda sunulmuştur.

$$N(\xi) = \sum_{n=1}^2 \frac{AEi}{L} r_n \{g_n\} e^{ir_n \xi} \quad (2.81)$$

BÖLÜM ÜÇ

DİNAMİK RİJİTLİK METODU (DRM)

DRM ile ilgili ilk çalışma 1940'ların başında Koloušek (1941) tarafından gerçekleştirilmiştir. Çalışmada, Euler-Bernoulli kirişlerinin dinamik rijitlik katsayıları ilk kez sunulmuştur. Daha sonra bu katsayılar literatürde Koloušek katsayıları olarak da anılmıştır. DRM, ilk kullanımından bugüne kadar kapsamlı değişikliklere uğramıştır ve günümüzde sürekli eleman yöntemi ve spektral eleman yöntemi olarak bilinen alternatif formları da kullanılmaktadır. Koloušek (1941) tarafından sunulan orijinal konsept; araştırmacıların dinamik rijitlik matrisi kullanılarak serbest titreşim hareketi yapan yapısal elemanların uç kuvvet ve deplasman genlikleri arasındaki ilişkiyi kurmalarını sağlamıştır (Banerjee, 2019).

DRM'de; yapısal elemanların dinamik rijitlik matrisleri, her bir yapısal eleman için lokal koordinat sisteminden, global bir koordinat sistemine dönüştürülerek, tüm yapının global dinamik rijitlik matrisini oluşturacak şekilde, serbestlik dereceleri doğrultusunda birleştirilir. Bu açıdan bakıldığında; titreşim problemlerinin çözümünde DRM ile SEM arasında benzerlikler olduğu söylenebilir. Ancak, iki yöntem arasında önemli farklılıklar bulunmaktadır. SEM, deplasman fonksiyonlarının seçildiği veya varsayıldığı şekil fonksiyonlarına dayanan yaklaşık bir yöntemdir. Sonlu eleman yaklaşımında, bir yapısal elemanın kütle ve rijitlik matrisleri, kesin olmayan bu şekil fonksiyonları kullanılarak elde edilir. Oluşturulan kütle ve rijitlik matrisleri frekanstan bağımsızdır. Yapısal elemanın herhangi bir noktasındaki deplasmanlar, düğüm noktalarındaki deplasmanlar kullanılarak yine tahmin edilen şekil fonksiyonlarına bağlı olarak hesaplanabilir. SEM'de enerji formülasyonları uygulandığında, yapısal elemanın potansiyel enerjisi kullanılarak rijitlik matrisine, kinetik enerjisi kullanılarak da kütle matrisine ulaşılır. Tüm sistemin global rijitlik ve kütle matrislerini oluşturmak için standart kodlama tekniği kullanılır. SEM kullanılarak serbest titreşim analizinin son aşamasında, global rijitlik ve kütle matrisleri kullanılarak özdeğer-özvektör problemi çözülür ve doğal frekans ve mod şekilleri elde edilir (Banerjee, 2019).

DRM’de şekil fonksiyonlarının seçilmesine veya varsayılmasına ihtiyaç bulunmamaktadır. Çünkü; ilgili fonksiyonlar, yapısal elemanın serbest titreşimine ait diferansiyel hareket denkleminin analitik çözümünden elde edilmektedir. Bu nedenle, hareket denklemlerinin elde edilmesinde kullanılanlar haricinde herhangi bir varsayım yapılmaması sebebiyle, SEM’den farklı olarak DRM’deki şekil fonksiyonları kesindir. Bu kesin şekil fonksiyonları kullanılarak; eleman dinamik rijitlik matrisleri, elemanın düğüm noktalarında harmonik olarak değişen kuvvet ve deplasmanların ilişkilendirilerek, frekansa bağlı olarak elde edilir. Bu şekilde türetilen dinamik rijitlik matrisleri, elemanın hem kütle hem de rijitlik özelliklerini, yapısal parametrelere ve frekansa bağlı olarak içerir. Eleman dinamik rijitlik matrislerini birleştirme işlemi SEM’dekine çok benzer şekildedir ancak, ayrık kütle ve rijitlik matrisleri yerine sadece eleman dinamik rijitlik matrisleri kullanılarak sistemin global dinamik rijitlik matrisi oluşturulur. DRM kullanılarak serbest titreşim analizinin son aşamasında, özdeğer-özvektör problemi çözülerek doğal frekanslara ve mod şekillerine ulaşılır (Banerjee, 2019).

Bir yapısal sistemin global dinamik rijitlik matrisinin elde edilmesindeki işlemler aşağıdaki gibi özetlenebilir (Banerjee ve Ananthapuvirajah, 2019):

- 1) Yapısal sistemin her bir elemanı için, serbest titreşimlerine ait hareket denklemlerinin kapalı çözümünün, harmonik hareket varsayımıyla, integrasyon sabitlerine bağlı olarak elde edilmesi gerekmektedir. Bu integrasyon sabitlerinin sayısı, diferansiyel hareket denklemlerinin derecesine bağlıdır.
- 2) Analitik formülasyonlar kullanılarak, yapısal elemanların uç kuvvet ve deplasmanları hesaplanır.
- 3) İntegrasyon sabitleri, harmonik olarak değişen düğüm noktası kuvvet ve deplasman genlikleri kullanılarak yok edilir ve lokal dinamik rijitlik matrisleri elde edilir.
- 4) Klasik bir kodlama tekniği ile sistemin global dinamik rijitlik matrisi oluşturulur.

3.1 Daha Önce Yapılan Çalışmalar

Wittrick ve Williams (1971), daha sonra literatürde Wittrick-Williams (W-W) algoritması olarak adlandırılacak olan, DRM uygulamalarında etkili olarak kullanılabilecek bir algoritma sunmuşlardır. Bu çalışmada, W-W algoritması bir liman yapısının serbest titreşim analizinde EKT'ye göre dinamik rijitlik formülasyonları oluşturularak kullanılmıştır (Williams ve Wittrick, 1973). Daha sonra DRM uygulaması, eksenel yüklü Timoshenko kirişlerine (Howson ve Williams, 1973) ve düzlem çerçeve sistemlere (Williams ve Howson, 1977) uygulanarak genişletilmiştir.

DRM, havacılık endüstrisi ile ilgili mühendislik tasarımlarında ve araştırmalarda da kullanılmaya, eğilme-burulma etkileşimli kirişlerin titreşim analizleri ile başlamıştır (Friberg, 1983; Banerjee, 1989). Dinamik rijitlik yaklaşımı; değişken enkesitli kirişlerin (Eisenberger, 1990), dönen kirişlerin (Banerjee ve Kennedy, 2014), hareketli kirişlerin (Bozyigit ve Yesilce, 2016), çatlamış kirişlerin (Labib ve diğer., 2014) ve fonksiyonel derecelendirilmiş kirişlerin (Su ve Banerjee, 2015) serbest titreşim analizlerinde de başarıyla uygulanmıştır.

Literatürde, çerçeve yapılar için DRM uygulamaları, çeşitli kiriş yapıların dinamik analizine kıyasla daha az sayıda bulunmaktadır. Howson ve Williams (1973), eksenel yüklü, TKT'ye uygun olarak modellenmiş kolonları olan, H şeklinde bir çerçevenin serbest titreşim analizini DRM kullanarak gerçekleştirmiş, ilk dört mod frekansını deneysel sonuçlarla karşılaştırmalı olarak sunmuşlardır.

Akesson (1976), DRM kullanarak düzlem çerçevelerin serbest ve zorlanmış titreşimleri için PFVIBAT olarak isimlendirilen bir bilgisayar programı sunmuştur. Çalışmada; tek katlı, tek açıklıklı bir çerçevenin serbest titreşim, harmonik ve kararsız titreşim analiz sonuçları sunulmuştur.

Tuma ve Cheng (1983), dinamik rijitlik yaklaşımı ile portal çerçevelerin serbest titreşim analizlerini EKT kullanarak gerçekleştirmişlerdir. Çalışmada, farklı tipte kiriş yapılar için harmonik tepkiler hesaplanmıştır.

Leung ve Fung (1990), iki elemanlı düzlem çerçevelerin yüksek genlikli ve doğrusal olmayan kararlı hal titreşim analizleri için dinamik rijitlik formülasyonlarını kullanmışlardır.

Dumir ve diğer. (1992), tek katlı, tek açıklıklı bir çerçevenin giriş ortasındaki bir harmonik tekil yükü dikkate alarak serbest ve zorlanmış titreşim analizlerini gerçekleştirmişlerdir.

Tu ve diğer. (2008), EKT'yi ve eksenel titreşimleri dikkate alarak; uzaysal bir çerçevenin serbest titreşim analizini dinamik rijitlik formülasyonları ile gerçekleştirmiş ve sonuçlarını SEM sonuçları ile karşılaştırmalı olarak sunmuşlardır.

Caddemi ve Calio (2013), eksenel titreşimleri ihmal ederek, EKT'ye göre modellenmiş çok sayıda çatlak içeren çerçevelerin serbest titreşim analizlerini DRM ile gerçekleştirmişlerdir.

Labib ve diğer. (2014), çok katlı ve çok açıklı çerçevelerin doğal frekanslarını ve mod şekillerini DRM kullanarak elde etmişlerdir. Çalışmada, çeşitli çatlak senaryoları uygulanmış olup, çerçeve elemanları EKT'ye göre modellenmiştir. Ancak, giriş eksenel titreşimleri ihmal edilmiştir.

Caddemi ve diğer. (2017), tek katlı, tek açıklı ve EKT'ye göre modellenmiş, eksenel titreşimlerin ihmal edildiği, kolonları eksenel basınç yükü etkisindeki çatlama çerçevelerin doğal frekanslarını DRM kullanarak elde etmişlerdir.

Banerjee ve Ananthapuvirajah (2019), TKT ve eksenel titreşimler için Rayleigh-Love teorisini etkileşimli olarak kullanarak, düzlem bir çerçevenin doğal frekanslarını hesaplamışlardır. Elde edilen sonuçlar, EKT ve ayrık eksenel titreşim formülasyonları kullanılarak hesaplanan sonuçlar ile kıyaslanmış olup, önerilen daha gerçekçi teori kombinasyonunun daha düşük doğal frekanslar sunduğu vurgulanmıştır.

DRM'nin uygulanabilirliği sadece iyi bilinen ve yaygın olarak kullanılan kiriş teorileri EKT ve TKT ile sınırlı değildir. Literatürde, DRM'nin yüksek mertebeden kayma deformasyon teorileri kullanılarak çeşitli kiriş sistemlerin serbest titreşim analizlerinde etkili olarak kullanıldığđı görölmektedir.

Eisenberger (2003), eğilme etkisindeki kiriş enkesitinde oluşan eksenel deplasmanların, kübik varyasyonuna bağlı olan bir yüksek mertebeden kayma deformasyon teorisi için dinamik rijitlik yaklaşımını kullanmıştır. Çalışmada, farklı sınır koşullarına sahip kirişler için doğal frekans değerleri hesaplanmış, sonuçlar TKT'den elde edilen sonuçlarla karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.

Li ve diğer. (2007), eğilme etkisindeki kiriş enkesitinde oluşan eksenel deplasmanların, sinüzoidal değiştüğünü varsayan bir yüksek mertebeden trigonometrik kayma deformasyon teorisine göre dinamik rijitlik matrisi elde etmişlerdir. Çalışmada, çeşitli sınır koşulları için doğal frekanslar elde edilmiş ve üçüncü mertebeden kayma deformasyon teorisi sonuçları ile karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.

Jun ve Hongxing (2009), üçüncü mertebe kayma deformasyon teorisi ve dinamik rijitlik formölasyonlarını kullanarak, tabakalı kirişlerin serbest titreşim analizini incelemişlerdir. Çeşitli sınır koşulları için ilk dört mod doğal frekans değerleri, literatürdeki çalışmalardan elde edilen sonuçlarla karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.

Pagani ve diğer. (2013), Carrera birleşik formölasyonlarını ve yüksek mertebeden kayma deformasyon teorilerini kullanarak kiriş dinamik rijitlik matrislerini elde etmişlerdir. Çalışmada, ince cidarlı kirişlerin doğal frekans değerleri TKT ve EKT için elde edilen sonuçlarla karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.

Pagani ve diğer. (2014), deplasman fonksiyonları yüksek dereceden polinomlara bağlı olan yüksek mertebeden kayma deformasyon teorilerini kullanarak, Carrera birleşik formölasyonları ve DRM ile, tabakalı kompozit kirişlerin serbest titreşim analizlerini çeşitli sınır koşulları için incelemişlerdir.

Bozyigit ve Yesilce (2016), hareketli Reddy-Bickford kirişlerinin doğal frekans ve mod şekillerini farklı sınır koşulları için DRM ile elde etmişlerdir. Çalışmada, farklı eksenel çekme kuvveti ve hız değerleri için DRM ile hesaplanan doğal frekanslar, yarı-analitik bir çözüm tekniği olan diferansiyel transformasyon metodu (DTM) sonuçları ile karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.

3.2 TKT Kullanılarak Eleman Lokal Dinamik Rijitlik Matrisinin Elde Edilmesi

TKT'ye göre modellenmiş bir çerçeve elemanının (kolon veya kirişin) lokal dinamik rijitlik matrisinin oluşturulmasında ilk aşama olarak; (2.24), (2.25) ve (2.78) numaralı bağıntılar kullanılarak, eleman uç deplasmanları matris formda aşağıdaki gibi yazılır:

$$\{\delta^T\} = [\Delta^T] \{\bar{C}^T\} \quad (3.1)$$

(3.1) numaralı bağıntıda;

$$\{\delta^T\} = \begin{Bmatrix} \bar{u}_0 \\ y_0^T \\ \phi_0^T \\ \bar{u}_1 \\ y_1^T \\ \phi_1^T \end{Bmatrix}, [\Delta^T] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 0 & 0 \\ j_1 & j_2 & j_3 & j_4 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & e^{ir_1} & e^{ir_2} \\ e^{ik_1} & e^{ik_2} & e^{ik_3} & e^{ik_4} & 0 & 0 \\ j_1 e^{ik_1} & j_2 e^{ik_2} & j_3 e^{ik_3} & j_4 e^{ik_4} & 0 & 0 \end{bmatrix}, \{\bar{C}^T\} = \begin{Bmatrix} c_1 \\ c_2 \\ c_3 \\ c_4 \\ g_1 \\ g_2 \end{Bmatrix}$$

olup; burada,

$\bar{u}_0 = \bar{u}(\xi = 0)$, $y_0^T = y^T(\xi = 0)$, $\phi_0^T = \phi^T(\xi = 0)$, $\bar{u}_1 = \bar{u}(\xi = 1)$, $y_1^T = y^T(\xi = 1)$, $\phi_1^T = \phi^T(\xi = 1)$ göstermektedir.

Benzer şekilde, çerçeve elemanının TKT'ye göre elde edilmiş uç kuvvetleri; (2.26), (2.27) ve (2.81) numaralı bağıntılar kullanılarak matris formda (3.2) numaralı bağıntıda sunulmuştur.

$$\{F^T\} = [\kappa^T] \{\bar{C}^T\} \quad (3.2)$$

(3.2) numaralı bağıntıda;

$$\{F^T\} = \begin{Bmatrix} N_0 \\ Q_0^T \\ M_0^T \\ N_1 \\ Q_1^T \\ M_1^T \end{Bmatrix}, [\kappa^T] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & \Theta_1 & \Theta_2 \\ \Gamma_1^T & \Gamma_2^T & \Gamma_3^T & \Gamma_4^T & 0 & 0 \\ \Lambda_1^T & \Lambda_2^T & \Lambda_3^T & \Lambda_4^T & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\Theta_1 e^{ir_1} & -\Theta_2 e^{ir_2} \\ -\Gamma_1^T e^{ik_1} & -\Gamma_2^T e^{ik_2} & -\Gamma_3^T e^{ik_3} & -\Gamma_4^T e^{ik_4} & 0 & 0 \\ -\Lambda_1^T e^{ik_1} & -\Lambda_2^T e^{ik_2} & -\Lambda_3^T e^{ik_3} & -\Lambda_4^T e^{ik_4} & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

olup; burada,

$$N_0 = N(\xi = 0), Q_0^T = Q^T(\xi = 0), M_0^T = M^T(\xi = 0), N_1 = N(\xi = 1), Q_1^T = Q^T(\xi = 1),$$

$$M_1^T = M^T(\xi=1), \Gamma_n^T = (AGi / \bar{k}L) k_n - (AG / \bar{k}) j_n, \Lambda_n^T = (ELi / L) k_n j_n, \Theta = (AEi / L) r_n,$$

n:1,2,3,4 göstermektedir.

Çubuk uç kuvvetleri arasında; $N_0 = -N_1$, $Q_0^T = -Q_1^T$, $M_0^T = -M_1^T$ işaret kabulü dikkate alınmaktadır. (3.1) ve (3.2) numaralı bağıntılar kullanılarak (3.3) ve (3.4) numaralı bağıntılar yazılabilir.

$$\{\bar{C}^T\} = [\Delta^T]^{-1} \{\delta^T\} \quad (3.3)$$

$$\{\bar{C}^T\} = [\kappa^T]^{-1} \{F^T\} \quad (3.4)$$

(3.3) ve (3.4) numaralı bağıntıların birbirine eşitlenmesi suretiyle TKT'ye göre modellenmiş çerçeve elemanın uç kuvvet ve uç deplasmanları arasındaki ilişkiyi ifade eden (3.5) numaralı bağıntı elde edilir.

$$\{F^T\} = [LDR^T] \{\delta^T\} \quad (3.5)$$

Burada; $[LDR^T] = [\kappa^T][\Delta^T]^{-1}$ olup, TKT'ye göre eleman lokal dinamik rijitlik matrisini göstermektedir.

3.3 TDKDT Kullanılarak Eleman Lokal Dinamik Rijitlik Matrisinin Elde Edilmesi

TDKDT kullanılarak modellenmiş bir çerçeve elemanının (kolon veya kirişin) lokal dinamik rijitlik matrisini oluşturabilmek için öncelikle; (2.65), (2.68) ve (2.78) numaralı bağıntılar kullanılarak, eleman uç deplasmanları matris formda (3.6) numaralı bağıntıdaki gibi yazılır:

$$\{\delta^s\} = [\Delta^s] \{\bar{C}^s\} \quad (3.6)$$

(3.6) numaralı bağıntıda;

$$\{\delta^s\} = \begin{Bmatrix} \bar{u}_0 \\ y_0^s \\ \frac{dy_0^s}{d\xi} \\ \bar{u}_1 \\ y_1^s \\ \frac{dy_1^s}{d\xi} \end{Bmatrix}, [\Delta^s] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 \\ \Gamma_1^s & \Gamma_2^s & \Gamma_3^s & \Gamma_4^s & 0 & 0 \\ \Lambda_1^s & \Lambda_2^s & \Lambda_3^s & \Lambda_4^s & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & e^{ir_1} & e^{ir_2} \\ \Gamma_1^s e^{is_1} & \Gamma_2^s e^{is_2} & \Gamma_3^s e^{is_3} & \Gamma_4^s e^{is_4} & 0 & 0 \\ \Lambda_1^s e^{is_1} & \Lambda_2^s e^{is_2} & \Lambda_3^s e^{is_3} & \Lambda_4^s e^{is_4} & 0 & 0 \end{bmatrix}, \{\bar{C}^s\} = \begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ f_4 \\ g_1 \\ g_2 \end{Bmatrix}$$

olup; burada,

$$y_0^s = y^s(\xi=0), \frac{dy_0^s}{d\xi} = \frac{dy^s(\xi=0)}{d\xi}, y_1^s = y^s(\xi=1), \frac{dy_1^s}{d\xi} = \frac{dy^s(\xi=1)}{d\xi},$$

$$\Gamma_n^s = \left[1 - \frac{12I(1+\nu)}{5AL^2} s_n^2 - \frac{12(1+\nu)\rho I \omega^2}{5AE} \right], \Lambda_n^s = \left[is_n + \left(\frac{12(1+\nu)Ii}{5AL^3} s_n^3 - \frac{12(1+\nu)\rho I \omega^2 i}{5AEL} s_n \right) \right]$$

n:1,2,3,4 göstermektedir.

Benzer şekilde, çerçeve elemanının TDKDT'ye göre elde edilmiş uç kuvvetleri (2.69), (2.70) ve (2.81) numaralı bağıntılar kullanılarak matris formda aşağıdaki gibi yazılabilir:

$$\{F^s\} = [\kappa^s] \{\bar{C}^s\} \quad (3.7)$$

(3.7) numaralı bağıntıda;

$$\{F^S\} = \begin{Bmatrix} N_0 \\ Q_0^S \\ M_0^S \\ N_1 \\ Q_1^S \\ M_1^S \end{Bmatrix}, [\kappa^S] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & \Theta_1 & \Theta_2 \\ \Psi_1^S & \Psi_2^S & \Psi_3^S & \Psi_4^S & 0 & 0 \\ \Omega_1^S & \Omega_2^S & \Omega_3^S & \Omega_4^S & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\Theta_1 e^{ir_1} & -\Theta_2 e^{ir_2} \\ -\Psi_1^S e^{is_1} & -\Psi_1^S e^{is_2} & -\Psi_1^S e^{is_3} & -\Psi_1^S e^{is_4} & 0 & 0 \\ -\Omega_1^S e^{is_1} & -\Omega_2^S e^{is_2} & -\Omega_3^S e^{is_3} & -\Omega_4^S e^{is_4} & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

olup, burada,

$$Q_0^S = Q^S(\xi=0), M_0^S = M^S(\xi=0), Q_1^S = Q^S(\xi=1), M_1^S = M^S(\xi=1), \Omega_n^S = -(EI/L^2)s_n^2$$

$$\Psi_n^S = (EIs_n^3/L^3) - (\rho I \omega^2 is_n/L) \text{ göstermektedir.}$$

Çubuk uç kuvvetleri arasında; $Q_0^S = -Q_1^S$, $M_0^S = -M_1^S$ işaret kabulu dikkate alınmaktadır. (3.6) ve (3.7) numaralı bağıntılar kullanılarak (3.8) ve (3.9) numaralı bağıntılar yazılabilir.

$$\{\bar{C}^S\} = [\Delta^S]^{-1} \{\delta^S\} \quad (3.8)$$

$$\{\bar{C}^S\} = [\kappa^S]^{-1} \{F^S\} \quad (3.9)$$

(3.8) ve (3.9) numaralı bağıntıların birbirine eşitlenmesi suretiyle, TDKDT'ye göre modellenmiş çerçeve elemanın uç kuvvet ve uç deplasmanları arasındaki ilişki aşağıdaki gibi elde edilir:

$$\{F^S\} = [LDR^S] \{\delta^S\} \quad (3.10)$$

Burada; $[LDR^S] = [\kappa^S][\Delta^S]^{-1}$ olup, TDKDT'ye göre eleman lokal dinamik rijitlik matrisini göstermektedir.

BÖLÜM DÖRT

ANKASTRE MESNETLİ SÜREKLİ PARAMETRELİ ÇERÇEVELER

Zemine ankastre mesnetlerle bağlanmış kolon ve kirişlerden oluşan çerçeve taşıyıcı sistemler; basit çözümlere olanak sağlaması ve iyi zemin koşullarında başarılı sonuçlar vermesi nedeniyle yapı mühendisliğinde yaygın olarak kullanılmaktadır. Literatürde, ankastre mesnetli çerçevelerin dinamik analizi ile ilgili, yaklaşık sonuçlar sağlayan Rayleigh-Ritz yöntemi (Laura ve diğer., 1987) ve sonlu eleman yaklaşımı (Nikolakopoulos ve diğer., 1997; Wu, 2008; Minghini ve diğer., 2010; Ranjbaran, 2014; Di Paola ve Fileccia Scimemi, 2016; Ozel ve diğer., 2017) ile ilgili oldukça fazla sayıda çalışma yer almaktadır. Ancak, literatürde ankastre mesnetli sürekli parametrelî çerçevelerin titreşim analizlerinde kesin sonuçlar veren yöntemlerin kullanıldığı az sayıda çalışma bulunmaktadır.

4.1 Daha Önce Yapılan Çalışmalar

Mei (2010), doğal frekansların hesaplanmasını sağlayan dalga propagasyonu yaklaşımı ile, EKT ve eksenel titreşimler dikkate alınarak modellenmiş H tipi bir çerçevenin serbest titreşim analizini gerçekleştirmiştir. Çalışmada, hesaplanan doğal frekans değerleri, literatürde yer alan sonuçlarla karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.

Tsai (2010), Euler-Bernoulli çerçevelerinin serbest ve zorlanmış titreşim analizlerini, çerçeve elemanlarının eksenel titreşimlerini de dikkate alarak dinamik rijitlik formülasyonları ile gerçekleştirmiştir.

Tsai (2012), TKT kullanılarak ve eksenel titreşimler de dikkate alınarak modellenmiş düzlem çerçevelerin zorlanmış titreşim analizlerini DRM ile gerçekleştirmiştir. Çalışmada elde edilen sonuçlar, EKT kullanılarak modellenen çerçevelerden hesaplanan sonuçlarla karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.

Mei (2012), TKT'yi ve eksenel titreşimleri dikkate alarak, bir kolon ve bir kirişten oluşan ankastre mesnetli çerçevenin serbest titreşim analizini dalga titreşimi yaklaşımı

ile incelemiştir. Çalışmada, doğal frekans değerleri ile birlikte mod şekilleri de elde edilmiştir.

Grossi ve Albarracin (2013), EKT kullanılarak modellenmiş, iki kolon ve bir eğik kirişten oluşan çerçevenin serbest titreşim analizini varyasyonel yaklaşım ile gerçekleştirmişlerdir. Çalışmada, ilk beş mod frekansı ve mod şekilleri sunulmuştur.

Caddemi ve Calio (2013), kolonlarında birden fazla çatlak bulunan Euler-Bernoulli çerçevelerinin serbest titreşim analizini dinamik rijitlik formülasyonlarını kullanarak incelemiştir. Eksenel titreşimlerin ihmal edildiği bu çalışmada, ilk dört mod frekans değerleriyle birlikte mod şekilleri de elde edilmiştir.

Mei (2013), tek katlı, çok açıklıklı çerçevelerin serbest titreşim analizlerini EKT'yi ve eksenel titreşimleri dikkate alarak, dalga propagasyonu yaklaşımı ile gerçekleştirmiştir.

Labib ve diğer. (2014), tek katlı, iki açıklıklı ve iki katlı, iki açıklıklı çerçevelerin serbest titreşim analizlerini DRM ile incelemiştir. Eksenel titreşimler bu çalışmada ihmal edilmiş olup, doğal frekans değerleri ve mod şekilleri farklı çatlak senaryoları için sunulmuştur.

Mei ve Sha (2016), iki kolon ve bir kirişten oluşan uzaysal bir yapının serbest titreşim ve harmonik tepki analizlerini EKT ve eksenel titreşimleri dikkate alarak, dalga propagasyonu yöntemi ile gerçekleştirmişlerdir. Çalışmada elde edilen doğal frekans değerleri, literatürde bulunan sonuçlarla ve deneysel çalışmalarla karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.

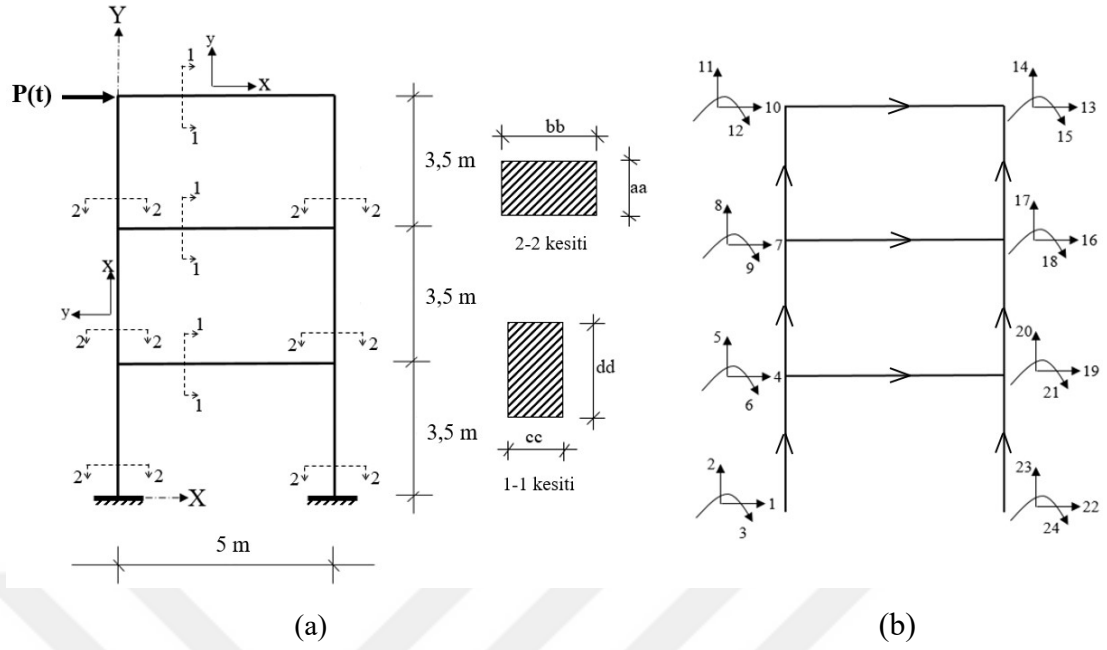
Caddemi ve diğer. (2017), tek katlı, tek açıklıklı ve kolonlarında ikişer adet çatlak bulunan bir çerçevenin serbest titreşim analizini DRM ve EKT kullanarak incelemiştir. Kolonlar üzerinde eksenel basınç yüklerinin dikkate alındığı bu çalışmada, eksenel titreşimler ihmal edilmiştir.

4.2 Tez Kapsamında Dikkate Alınan Ankastre Mesnetli Sürekli Parametrelî Çerçevenin Matematiksel Modeli

Dinamik rijitlik formülasyonları kullanılarak çerçeve sistemlerin serbest titreşim ve harmonik tepki analizlerinin gerçekleştirilebilmesi için, tüm kolon ve kirişlerinin lokal dinamik rijitlik matrislerinin elde edilmesi gerekmektedir. Daha sonra, eleman lokal dinamik rijitlik matrisleri, SEM yaklaşımında olduğu gibi açısall transformasyon matrisleri kullanılarak global bir eksen takımına göre globalleştirilir. Sistem global dinamik rijitlik matrisi, ilgili serbestlik derecelerine göre kodlama tekniği kullanılarak elde edilir. Oluşturulan sistem global dinamik rijitlik matrisi ise, sınır koşullarına göre sıfır deplasman olan serbestlik derecelerine göre indirgenir. İndirgenmiş global sistem dinamik rijitlik matrisinin determinantını sıfır yapan ω değerleri doğal frekanslar olarak elde edilir. Son olarak, sıfırdan farklı herhangi bir düğüm noktası deplasmanı herhangi bir sayıya eşitlenerek (örneğin bir), tüm elemanların eksenel ve eğilme titreşimlerine ait mod şekilleri birleştirilerek, her bir mod için çerçeve modelinin mod şekilleri çizilebilmektedir.

Tez kapsamında dikkate alınan; ankastre mesnetli sürekli parametrelî çerçeve modeli Şekil 4.1a'da, çerçevenin serbestlik dereceleri Şekil 4.1b'de sunulmuştur. Şekil 4.1a'da; X ve Y seçilen global eksenleri, aa ve bb kolon enkesit boyutlarını, cc ve dd kiriş enkesit boyutlarını, P(t) ise harmonik tepki analizinde kullanılacak olan harmonik noktasal yükü göstermektedir. Şekil 4.1b'de, sistemin serbestlik dereceleri ve (2.9), (2.11), (2.58), (2.74) numaralı hareket denklemlerinde yer alan lokal x eksenlerinin yönleri gösterilmiştir.

Şekil 4.1a'da görülen global eksen takımı ve lokal x eksen yönleri dikkate alındığında, açısall transformasyon matrisleri kirişler ve kolonlar için sırasıyla (4.1) ve (4.2) numaralı bağıntılarda sunulmuştur (Paz ve Kim, 2019).



Şekil 4.1 a) Sürekli parametrelı ankastra mesnetli çerçeve modeli b) Sürekli parametrelı ankastra mesnetli çerçeve modelinin serbestlik dereceleri

$$[ATM_{kr}] = \begin{bmatrix} \cos(0) & \sin(0) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin(0) & \cos(0) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos(0) & \sin(0) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin(0) & \cos(0) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

$$[ATM_{kl}] = \begin{bmatrix} \cos(1,5708) & \sin(1,5708) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin(1,5708) & \cos(1,5708) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos(1,5708) & \sin(1,5708) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin(1,5708) & \cos(1,5708) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (4.2)$$

Burada, $[ATM_{kr}]$ ve $[ATM_{kl}]$ matrisleri sırasıyla, kirişler ve kolonlar için açısıl transformasyon matrislerini göstermektedir.

4.3 TKT Kullanılarak Serbest Titreşim ve Harmonik Tepki Analizi

TKT formülasyonları ile serbest titreşim analizini gerçekleştirebilmek için, (3.5) ve (4.1) numaralı bağıntılar kullanılarak, çerçevenin kirişlerine ait global dinamik rijitlik matrisleri (4.3) numaralı bağıntıdaki gibi elde edilir.

$$[GDR_{kr}^T] = [ATM_{kr}]^{-1} [LDR_{kr}^T] [ATM_{kr}] \quad (4.3)$$

Burada, $[LDR_{kr}^T]$ matrisi, Şekil 4.1a'da sunulan çerçeve kirişlerinin malzeme ve geometrik özelliklerine göre (3.5) numaralı bağıntı kullanılarak elde edilen kiriş lokal dinamik rijitlik matrisini, $[GDR_{kr}^T]$ matrisi sistemdeki kirişlerin global dinamik rijitlik matrislerini göstermektedir. Tüm kirişler aynı uzunluğa, aynı geometrik ve malzeme özelliklerine sahip olduğundan, $[GDR_{kr}^T]$ matrisi tüm kirişler için geçerlidir.

(3.5) ve (4.2) numaralı bağıntılar kullanılarak, çerçeve modelinin kolonlarına ait global dinamik rijitlik matrisleri (4.4) numaralı bağıntıdaki gibi elde edilir.

$$[GDR_{kl}^T] = [ATM_{kl}]^{-1} [LDR_{kl}^T] [ATM_{kl}] \quad (4.4)$$

Burada, $[LDR_{kl}^T]$ matrisi, Şekil 4.1a'da sunulan çerçevenin kolonlarının malzeme ve geometrik özelliklerine göre (3.5) numaralı bağıntı kullanılarak elde edilen kolon lokal dinamik rijitlik matrisini, $[GDR_{kl}^T]$ matrisi sistemdeki kolonların global dinamik rijitlik matrislerini göstermektedir. Çerçevenin tüm kolonları aynı özelliklerine sahip olduğundan, $[GDR_{kl}^T]$ matrisi tüm kolonlar için geçerlidir.

Sistem global dinamik rijitlik matrisi, (4.3) ve (4.4) numaralı bağıntılar ve Şekil 4.1b'de sunulan serbestlik dereceleri dikkate alınarak, SEM'e benzer şekilde klasik bir kodlama tekniğiyle elde edilir. Sistem global dinamik rijitlik matrisi, düğüm noktası deplasmanları ve düğüm noktası kuvvetleri arasındaki ilişki (4.5) numaralı bağıntıda sunulmuştur.

$$\begin{Bmatrix} \bar{f}_1^T \\ \bar{f}_2^T \\ \bar{f}_3^T \\ \cdot \\ \cdot \\ \bar{f}_{22}^T \\ \bar{f}_{23}^T \\ \bar{f}_{24}^T \end{Bmatrix} = [SGDR^T]_{24 \times 24} \begin{Bmatrix} \bar{\delta}_1^T \\ \bar{\delta}_2^T \\ \bar{\delta}_3^T \\ \cdot \\ \cdot \\ \bar{\delta}_{22}^T \\ \bar{\delta}_{23}^T \\ \bar{\delta}_{24}^T \end{Bmatrix} \quad (4.5)$$

Burada, $\bar{f}_1^T, \bar{f}_2^T, \bar{f}_3^T, \dots, \bar{f}_{24}^T$ ve $\bar{\delta}_1^T, \bar{\delta}_2^T, \bar{\delta}_3^T, \dots, \bar{\delta}_{24}^T$ sırasıyla sistem serbestlik dereceleri doğrultularındaki düğüm noktası kuvvetlerini ve deplasmanlarını, $[SGDR^T]$ matrisi Şekil 4.1’de sunulan çerçevenin global dinamik rijitlik matrisini göstermekte olup, her düğüm noktasında üç adet deplasman olduğundan $[SGDR^T]$ matrisi 24×24 boyutundadır.

Şekil 4.1a’da görüldüğü üzere, 1, 2, 3, 22, 23 ve 24 numaralı serbestlik dereceleri doğrultusunda ankastre mesnet nedeniyle deplasman oluşmamaktadır. Bu nedenle, $[SGDR^T]$ matrisindeki ilgili satır ve sütunların silinmesiyle, indirgenmiş sistem global dinamik rijitlik matrisi $[ISGDR^T]_{18 \times 18}$ elde edilir. $P(t)$ dinamik dış yükü sıfıra eşitlenerek, TKT’ye göre sistemin doğal frekans değerleri (4.6) numaralı bağıntı ile hesaplanabilir.

$$|ISGDR^T| = 0 \quad (4.6)$$

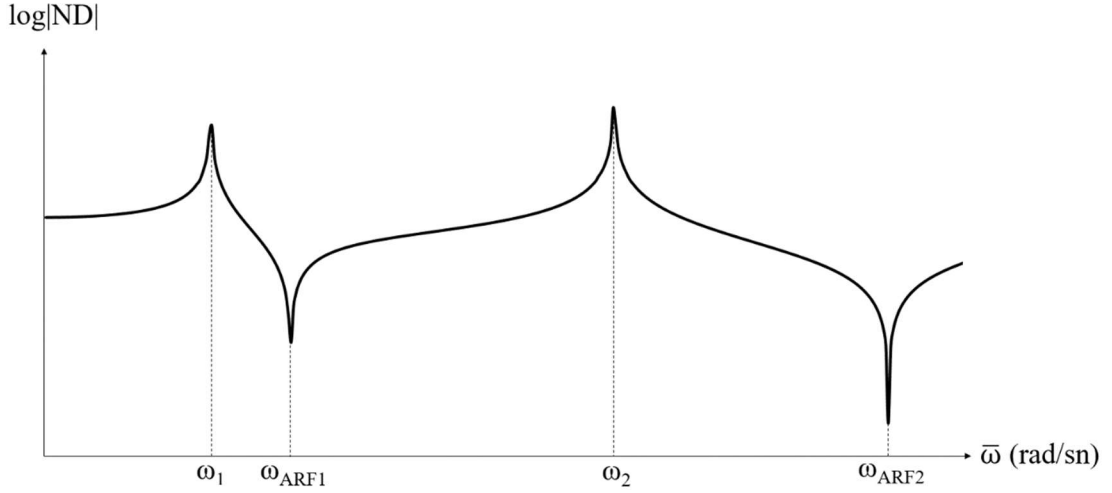
(4.6) eşitliğinin çözümü için deneme-yanılma ve enterpolasyona dayalı Bisection yöntemi uygulanabilir. Deneme yapılan iki doğal frekans değeri arasında determinantın işaretinde değişiklik olduğunda, bu aralıkta bir kök olduğu anlaşılmaktadır. İstenilen hassasiyete göre bir miktar iterasyon yapılarak doğal frekans değerleri elde edilir. Tez kapsamında, tüm doğal frekans değerleri virgülden sonra dört basamak olacak şekilde elde edilmiştir.

İndirgenmiş sistem global dinamik rijitlik matrisi kullanılarak, (4.5) numaralı bağıntı aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\begin{Bmatrix} \bar{f}_4^T \\ \bar{f}_5^T \\ \bar{f}_6^T \\ \cdot \\ \cdot \\ \bar{f}_{19}^T \\ \bar{f}_{20}^T \\ \bar{f}_{21}^T \end{Bmatrix} = [ISGDR^T]_{18 \times 18} \begin{Bmatrix} \bar{\delta}_4^T \\ \bar{\delta}_5^T \\ \bar{\delta}_6^T \\ \cdot \\ \cdot \\ \bar{\delta}_{19}^T \\ \bar{\delta}_{20}^T \\ \bar{\delta}_{21}^T \end{Bmatrix} \quad (4.7)$$

Doğal frekans değerleri elde edildikten sonra, mod şekillerinin çizilebilmesi için, (4.7) numaralı bağıntıdaki düğüm noktası kuvvetlerinin tümü sıfıra ve düğüm noktası deplasmanlarının herhangi biri bire eşitlenerek, diğer düğüm noktası deplasmanı değerleri buna bağlı olarak hesaplanır. Tüm düğüm noktası deplasmanı değerleri elde edildikten sonra, her bir çerçeve elemanının uçlarındaki düğüm noktası deplasmanları (3.1) numaralı bağıntıda yerine yazılır ve integrasyon sabitleri elde edilir. Daha sonra (2.24) ve (2.78) numaralı bağıntılar kullanılarak, tüm çerçeve elemanları için eksenel ve eleman eksenine dik olan deplasmanlar hesaplanarak istenilen moda ait mod şekilleri çizilebilir.

Çerçeveleri oluşturan eleman sayılarının artması, sistem global dinamik rijitlik matrisinin boyutunu arttıracaktır. Bu durum, kök bulma algoritmasının yavaş çalışmasına sebep olabilmektedir. Bu nedenle, doğal frekans tespitinde harmonik tepki eğrilerinin kullanılması etkili bir yöntem olarak kabul edilebilir. Herhangi bir kök bulma algoritması kullanmadan, doğrudan harmonik bir yük altında elde edilen herhangi bir düğüm noktası deplasmanı tepkisinin logaritmik ölçekli çizimleri kullanılarak doğal frekanslar elde edilebilir. Logaritmik ölçekli bir harmonik tepki eğrisi şematik olarak Şekil 4.2’de sunulmuştur.



Şekil 4.2 Harmonik tepki eğrisinin şematik görünüşü

Burada, ND harmonik dış yük altındaki sistemde elde edilen herhangi bir düğüm noktası deplasmanını, ω_1 ve ω_2 sistemin birinci ve ikinci doğal açısal frekans değerini, ω_{ARF1} ve ω_{ARF2} birinci ve ikinci anti-rezonans frekansı (ARF) değerlerini, $\bar{\omega}$ ise yükleme frekansını göstermektedir. ARF değerleri, özellikle deprem bölgelerinde yapısal olmayan elemanların korunması için önemli bir dinamik parametredir. Eğer yükleme frekansı ARF'ye yakınsa, sistemin dinamik tepkisinin sıfıra yakınsadığı söylenebilir. Logaritmik ölçekli bir harmonik tepki eğrisinde, yukarı yönlü tepe noktaları ve aşağı yönlü dip noktaları sırasıyla rezonans frekanslarını (doğal frekansları) ve ARF'leri göstermektedir. Bununla birlikte; ARF, kirişlerde çatlak tespiti ile ilgili çalışmalarda (Dilena ve Morassi, 2004) ve sonlu eleman model güncellemesinde etkili olarak kullanılmaktadır (Jones ve Turcotte, 2002; Hanson ve diğer., 2007).

Harmonik tepki analizleri; sisteme etkiyen bir noktasal harmonik dış yükün, etkidiği serbestlik derecesi doğrultusunda dış yük olarak tanımlanması ve buna karşı oluşacak tepkinin de harmonik olduğu varsayımıyla kararlı hale ait olmak üzere gerçekleştirilmiştir. Çerçeveye, yükün genlik değeri sabit tutularak, belirlenen bir aralıkta tüm frekanslarda sırayla yükleme yapılır ve seçilen bir düğüm noktası deplasmanı her bir yükleme için elde edilir. Hesaplanan değerler, tespitin kolaylaşması ve istendiğinde ARF'lerin de elde edilebilmesi için, logaritmik olarak ölçeklenir ve yükleme frekansı-deplasman grafikleri olan harmonik tepki eğrileri elde edilir.

Şekil 4.1a'da sunulan harmonik noktasal yük dikkate alınarak, TKT'ye göre ankastre mesnetli çerçeve modelinin harmonik tepki analizi (4.7) numaralı bağıntı ile gerçekleştirilir. (4.7) numaralı bağıntıda; $\bar{f}_{10}^T$, $P(t)$ harmonik yükünün genliğine; diğer tüm düğüm noktası kuvveti değerleri sıfıra eşitlenerek, istenilen düğüm noktası deplasmanı değerleri elde edilebilir. Bu aşamada; harmonik bir yük etkisi altındaki sönümsüz bir sistemin tepkileri harmonik yükün frekansında oluşacağından; belirlenen frekans aralığında, her bir yüklemede $[ISGDR^T]$ matrisinin yapısındaki doğal frekans değerleri yerine yükleme frekansı bulunmaktadır.

4.4 TDKDT Kullanılarak Serbest Titreşim ve Harmonik Tepki Analizi

TDKDT formülasyonları ile (3.10), (4.1) ve (4.2) numaralı bağıntılar kullanılarak, çerçevenin kirişlerine ve kolonlarına ait global dinamik rijitlik matrisleri sırasıyla (4.8) ve (4.9) numaralı bağıntılarda sunulmuştur.

$$[GDR_{kr}^s] = [ATM_{kr}]^{-1} [LDR_{kr}^s] [ATM_{kr}] \quad (4.8)$$

$$[GDR_{kl}^s] = [ATM_{kl}]^{-1} [LDR_{kl}^s] [ATM_{kl}] \quad (4.9)$$

Burada, $[LDR_{kr}^s]$ ve $[LDR_{kl}^s]$ matrisleri sırasıyla, Şekil 4.1a'da sunulan çerçeve kirişlerinin ve kolonlarının malzeme ve geometrik özelliklerine göre (3.10) numaralı bağıntı kullanılarak TDKDT'ye göre elde edilen kiriş ve kolon lokal dinamik rijitlik matrislerini; $[GDR_{kr}^s]$ ve $[GDR_{kl}^s]$ matrisleri sırasıyla, sistemdeki kirişlerin ve kolonların TDKDT'ye göre global dinamik rijitlik matrislerini ifade etmektedir.

TDKDT'ye göre sistem global dinamik rijitlik matrisi, (4.8) ve (4.9) numaralı bağıntılar ile Şekil 4.1b'de sunulan serbestlik dereceleri dikkate alınarak, standart kodlama tekniğiyle oluşturulur. Sistem global dinamik rijitlik matrisi, düğüm noktası deplasmanları ve düğüm noktası kuvvetleri arasındaki ilişki (4.10) numaralı bağıntıda sunulmuştur.

$$\begin{Bmatrix} \bar{f}_1^s \\ \bar{f}_2^s \\ \bar{f}_3^s \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \bar{f}_{22}^s \\ \bar{f}_{23}^s \\ \bar{f}_{24}^s \end{Bmatrix} = [SGDR^s]_{24 \times 24} \begin{Bmatrix} \bar{\delta}_1^s \\ \bar{\delta}_2^s \\ \bar{\delta}_3^s \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \bar{\delta}_{22}^s \\ \bar{\delta}_{23}^s \\ \bar{\delta}_{24}^s \end{Bmatrix} \quad (4.10)$$

Burada, $\bar{f}_1^s, \bar{f}_2^s, \bar{f}_3^s, \dots, \bar{f}_{24}^s$ ve $\bar{\delta}_1^s, \bar{\delta}_2^s, \bar{\delta}_3^s, \dots, \bar{\delta}_{24}^s$ sırasıyla sistem serbestlik dereceleri doğrultularındaki düğüm noktası kuvvetlerini ve deplasmanlarını, $[SGDR^s]$ matrisi Şekil 4.1’de sunulan çerçevenin TDKDT’ye göre global dinamik rijitlik matrisini göstermektedir.

Ankastre mesnet sınır koşullarına göre, $[SGDR^s]$ matrisindeki ilgili satır ve sütunların silinmesiyle, TDKDT’ye göre indirgenmiş sistem global dinamik rijitlik matrisi $[ISGDR^s]_{18 \times 18}$ elde edilir. P(t) dinamik dış yükü sıfıra eşitlenerek, TDKDT’ye göre çerçevenin doğal frekans değerleri (4.11) numaralı bağıntı ile elde edilir.

$$|ISGDR^s| = 0 \quad (4.11)$$

TDKDT’ye göre indirgenmiş sistem global dinamik rijitlik matrisi kullanılarak; (4.11) numaralı bağıntı aşağıdaki gibi yazılır:

$$\begin{Bmatrix} \bar{f}_4^s \\ \bar{f}_5^s \\ \bar{f}_6^s \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \bar{f}_{19}^s \\ \bar{f}_{20}^s \\ \bar{f}_{21}^s \end{Bmatrix} = [ISGDR^s]_{18 \times 18} \begin{Bmatrix} \bar{\delta}_4^s \\ \bar{\delta}_5^s \\ \bar{\delta}_6^s \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \bar{\delta}_{19}^s \\ \bar{\delta}_{20}^s \\ \bar{\delta}_{21}^s \end{Bmatrix} \quad (4.12)$$

Doğal frekans değerlerinin hesaplanmasının ardından, mod şekillerinin çizilebilmesi için, (4.12) numaralı bağıntıdaki düğüm noktası kuvvetlerinin tümü sıfıra ve düğüm noktası deplasmanlarının herhangi biri bire eşitlenerek, diğer düğüm noktası deplasmanı değerleri buna bağlı olarak hesaplanır. Tüm düğüm noktası deplasmanı değerleri elde edildikten sonra, her bir çerçeve elemanının uçlarındaki düğüm noktası deplasmanları (3.6) numaralı bağıntıda yerine yazılır ve integrasyon sabitleri elde edilir. Daha sonra (2.65) ve (2.78) numaralı bağıntılar kullanılarak, tüm çerçeve elemanları için eksenel ve eleman eksenine dik olan deplasmanlar hesaplanarak, istenilen moda ait mod şekilleri TDKDT için elde edilir.

Şekil 4.1a’da sunulan harmonik noktasal yük dikkate alınarak, TDKDT’ye göre ankastre mesnetli çerçeve modelinin harmonik tepki analizi (4.12) numaralı bağıntı kullanılarak gerçekleştirilir. (4.12) numaralı bağıntıda, $\bar{f}_{10}^s$, $P(t)$ harmonik yükünün genliğine, diğer tüm nodal kuvvet değerleri sıfıra eşitlenerek, istenilen nodal deplasman değerleri elde edilebilir. Bu işlem yapılırken, istenilen frekans aralığında, her bir yüklemde $[ISGDR^s]$ matrisinin yapısındaki doğal frekans değerleri yerine, yükleme frekansı bulunmaktadır.

4.5 Sayısal Analiz ve Tartışmalar

Şekil 4.1a’da sunulan çerçeve modeli dikkate alınarak, farklı elastisite modülü değerleri, kiriş enkesit boyutları ve kolon enkesit boyutları için serbest titreşim ve harmonik tepki analizleri gerçekleştirilmiştir. Tablo 4.1, bu bölümde gerçekleştirilen sayısal analizlerde kullanılan malzeme ve geometrik özellikleri göstermektedir.

Tablo 4.1 Ankastre mesnetli sürekli parametrelili çerçevenin malzeme ve geometrik özellikleri

Birim hacim ağırlık (t/m^3)	Poisson oranı	$\bar{k}$
2,5	0,2	1,20

TDKDT’ye göre, ankastre mesnetli çerçeve modeli için, farklı kolon boyutları ve elastisite modülü değerleri kullanılarak hesaplanan ilk üç moda ait doğal frekans

değerleri, TKT'den elde edilen sonuçlar ve SEM yaklaşımına göre çözüm yapan SAP2000 yapısal analiz programından elde edilen sonuçlarla karşılaştırmalı olarak Tablo 4.2'de sunulmuştur.

Tablo 4.2 Ankastre mesnetli çerçeve modelinin farklı kolon boyutları için ilk üç moda ait frekans değerleri (aa=0,30 m, cc=0,25 m, dd=0,50 m)

Elastisite modülü (t/m ²)		2700000			3400000		
bb (m)	Teori	Doğal frekans değerleri (rad/sn)					
		1.mod	2.mod	3.mod	1.mod	2.mod	3.mod
0,50	TDKDT	26,9420	96,1161	191,4551	30,1301	107,8583	214,8447
	TKT	29,6678	102,1814	194,7207	33,2946	114,6646	218,5092
	SAP2000	29,6701	102,2891	195,2063	33,2949	114,7854	219,0540
0,60	TDKDT	28,7317	108,6760	230,8168	32,2418	121,9526	259,0150
	TKT	31,7319	115,2223	234,0225	35,6085	129,2987	262,6123
	SAP2000	31,7341	115,4246	234,9352	35,6110	129,5257	263,6365
0,70	TDKDT	30,2862	121,0408	269,7608	33,9861	135,8280	302,7167
	TKT	33,3937	127,4333	272,2707	37,4733	143,0015	305,5333
	SAP2000	33,4000	127,7698	273,7915	37,4805	143,3791	307,2398

Tablo 4.2'ye göre, elastisite modülündeki artış her iki teori için de doğal frekansların yükselmesine sebep olmaktadır. Bununla birlikte, kolon genişliğinin artması da ilk üç doğal frekans değerlerinde bir artış sağlamaktadır.

TDKDT'ye göre, ankastre mesnetli çerçeve modeli için, farklı kiriş boyutları ve elastisite modülü değerleri kullanılarak hesaplanan ilk üç moda ait doğal frekans değerleri, TKT'den elde edilen sonuçlar ve SAP2000 yapısal analiz programı kullanılarak elde edilen sonuçlarla karşılaştırmalı olarak Tablo 4.3'te sunulmuştur.

Tablo 4.3'e göre, elastisite modülündeki artış farklı kiriş boyutları için de doğal frekanslarda bir artışa sebep olmaktadır. Bununla birlikte; kiriş yüksekliklerinin artırılması ilk iki doğal frekans değerini yükseltirken, üçüncü doğal frekans değerinde bir azalmaya sebep olmuştur.

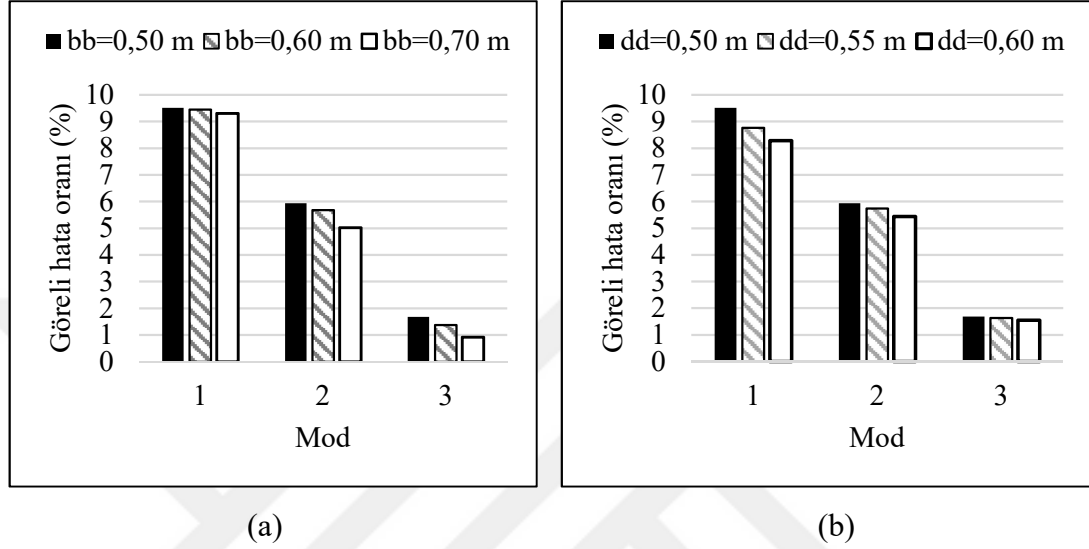
Tablo 4.3 Ankastre mesnetli çerçeve modelinin farklı kiriş boyutları için ilk üç moda ait frekans değerleri (aa=0,30 m, bb=0,50 m, cc=0,25 m)

Elastisite modülü (t/m ²)		2700000			3400000		
dd (m)	Teori	Doğal frekans değerleri (rad/sn)					
		1.mod	2.mod	3.mod	1.mod	2.mod	3.mod
0,50	TDKDT	26,9420	96,1161	191,4551	30,1301	107,8583	214,8447
	TKT	29,6678	102,1814	194,7207	33,2946	114,6646	218,5092
	SAP2000	29,6701	102,2891	195,2063	33,2949	114,7854	219,0540
0,55	TDKDT	28,4167	98,6293	189,8232	31,8883	110,6785	213,0133
	TKT	31,1536	104,6357	192,9838	34,9506	117,4188	216,5601
	SAP2000	31,1537	104,7389	193,4390	34,9596	117,5346	217,0709
0,60	TDKDT	29,7076	100,7278	188,1049	33,3369	113,0334	211,0851
	TKT	32,3926	106,5230	191,0546	36,3501	119,5366	214,3952
	SAP2000	32,3934	106,6219	191,4820	36,3508	119,6476	214,8748

Tablo 4.2 ve Tablo 4.3 birlikte dikkate alındığında, ankastre mesnetli sürekli parametrelili çerçeve modelinde; TDKDT'nin, TKT'den daha düşük doğal frekans değerleri sunduğu görülmektedir. Bu durumun; TKT'ye göre modellenmiş çerçeve elemanlarının enkesitlerinde, TDKDT'ye göre modellenmiş çerçeve elemanlarının enkesitlerinden farklı olarak çarpılma olmasının ve parabolik olarak değişen bir kayma deformasyonu oluşmasının sonucu olduğu söylenebilir.

Tablo 4.2 ve Tablo 4.3'te sunulan verilerin incelenmesi neticesinde; SAP2000 yapısal analiz programına ait sonuçların, TKT ile elde edilen sonuçlara oldukça yakın olduğu gözlemlenmiştir. Bu durumun sebebi, SAP2000'in TKT'ye benzer bir kayma kiriş teorisi kullanmasıdır. Ancak, SAP2000 dönme ataletini dikkate almamaktadır. Ayrıca, Tablo 4.2 ve 4.3'te sunulan SAP2000'e ait SEM sonuçları, her bir çerçeve elemanı (kolon ve kirişlerin herbiri) 50 adet sonlu elemana bölünerek elde edilmiştir. Başka bir ifadeyle; DRM ile 9 adet eleman kullanılarak elde edilen değerlere, SAP2000 ile 450 adet sonlu eleman kullanılarak yakınsanmıştır. Bu nedenle; DRM'nin aksine; SEM'de yüksek hassasiyetli serbest titreşim analizi gerektiren çok katlı, çok açıklıklı veya üç boyutlu çerçeve sistemlerde, binlerce sonlu eleman kullanımı gerekmekte olup, bu durum; analizlerin kabul edilebilir süreler içerisinde tamamlanmasına olanak sağlamayabilir.

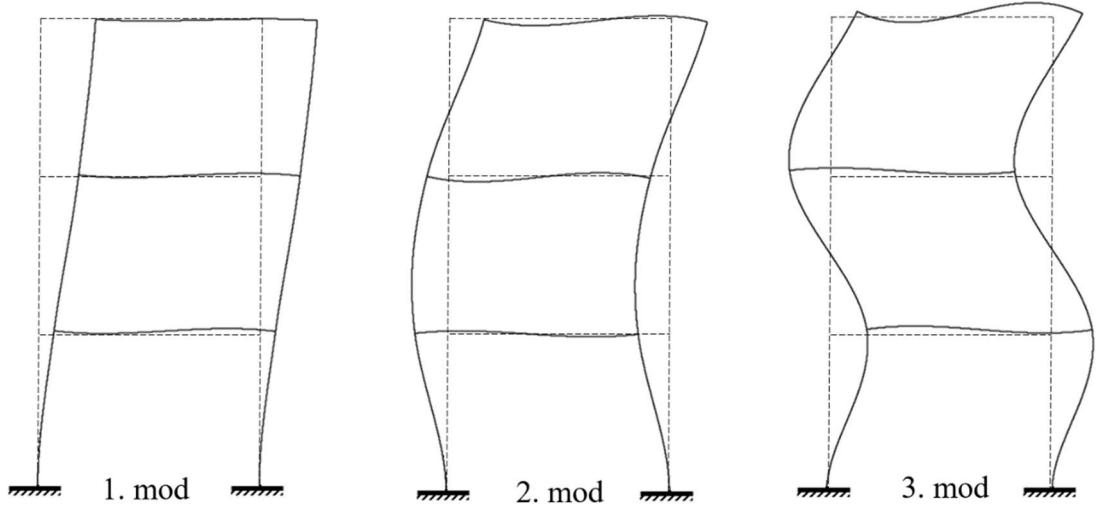
Tablo 4.2 ve Tablo 4.3'te sunulan veriler kullanılarak; elastisite modülünün 3400000 t/m² seçildiği durum için, TKT ve TDKDT arasındaki görelî hata oranları, farklı kolon boyutları ve farklı kiriş boyutları için sırasıyla Şekil 4.3a ve Şekil 4.3b'de sunulmuştur.



Şekil 4.3 a) Farklı kolon boyutları için TKT ve TDKDT arasındaki hata oranları (aa=0,30 m, cc=0,25 m, dd=0,50 m) b) Farklı kiriş boyutları için TKT ve TDKDT arasındaki hata oranları (aa=0,30 m, bb=0,50 m, cc=0,25 m)

Şekil 4.3, TKT ve TDKDT arasındaki görelî hatanın birinci mod için %9,5'a kadar yükseldiğini göstermektedir. Ayrıca, Şekil 4.3'e göre, artan kolon boyutları ve kiriş boyutlarının, TKT ve TDKDT arasındaki görelî hatayı bir miktar azalttığı anlaşılmaktadır. Şekil 4.3a ve Şekil 4.3b'ye göre sırasıyla; artan kolon boyutları ve artan kiriş boyutları için, TKT ve TDKDT arasındaki görelî hata oranının ilk üç mod frekansı dikkate alındığında en yüksek birinci modda, en düşük üçüncü modda olduğu görülmektedir.

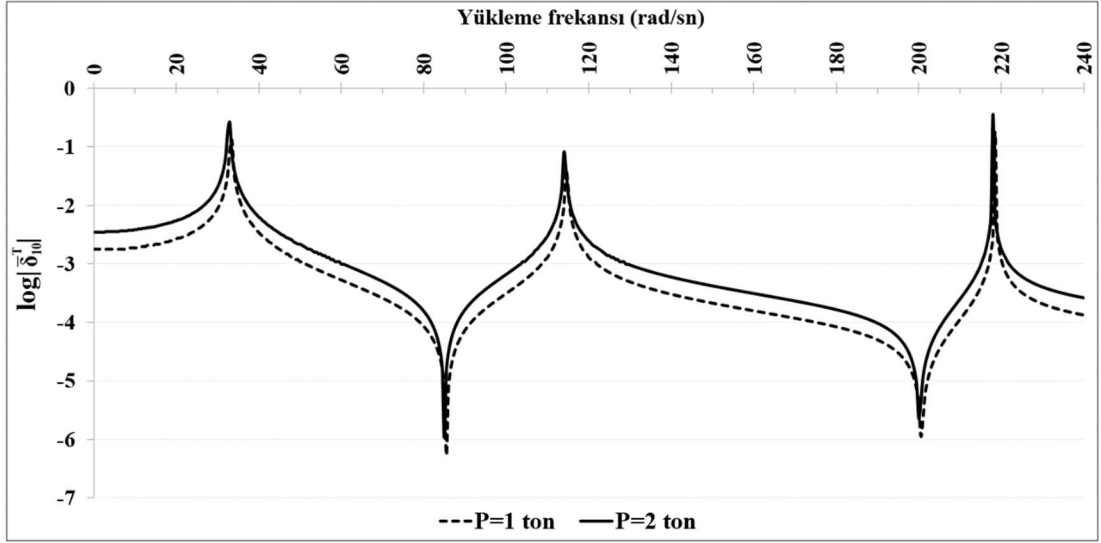
Serbest titreşim analizinin son aşamasında, TDKDT kullanılarak çerçeve sistemlerin mod şekillerinin de etkili olarak elde edilebildiğini göstermek amacıyla, örnek olarak elastisite modülünün 3400000 t/m² seçildiği durum için ilk üç mod şekli Şekil 4.4'te sunulmuştur. TKT kullanılarak elde edilen mod şekilleri, TDKDT kullanılarak elde edilen mod şekillerinden belirgin bir farka sahip olmadığı için, çalışmanın anlaşılabilirliğini arttırmak amacıyla sunulmamıştır.



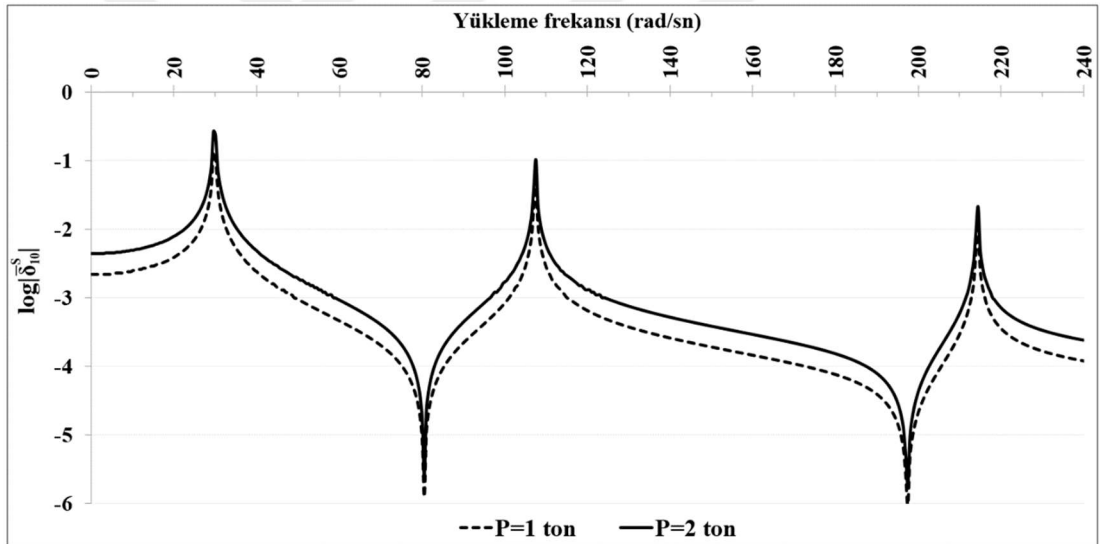
Şekil 4.4 Sürekli parametrelili ankastre mesnetli çerçeve modelinin TDKDT kullanılarak elde edilen ilk üç mod şekli (aa=0,30 m, bb=0,50 m, cc=0,25 m, dd=0,50 m)

Ankastre mesnetli sürekli parametrelili çerçevelerin zorlanmış titreşim analizleri için, Şekil 4.1a’da görülen harmonik yükün, $P(t) = Pe^{i\omega t}$ olduğu dikkate alınmıştır. Bu kapsamda, Şekil 4.1b’de görülen 10 ve 12 numaralı serbestlik dereceleri doğrultusundaki deplasmanlar (sırasıyla $\bar{\delta}_{10}$ ve $\bar{\delta}_{12}$) için harmonik tepki eğrileri çizilmiştir. Harmonik tepki eğrileri çizilirken kiriş ve kolon enkesit boyutları; aa=0,30 m, bb=0,50 m, cc=0,25 m ve dd=0,50 m olarak seçilmiştir.

Şekil 4.5 ve Şekil 4.6’da, harmonik yükün genlik değerinin harmonik tepki eğrileri üzerindeki etkisi sırasıyla TKT ve TDKDT için görülmektedir. Şekil 4.7 ise, aynı yükleme koşulunda, harmonik tepki eğrilerini TKT ve TDKDT için karşılaştırmalı olarak sunmaktadır. Şekil 4.5, Şekil 4.6 ve Şekil 4.7; çerçeve düğüm noktalarından birinin yatay deplasman tepkisi kullanılarak çizilen harmonik tepki eğrilerinin, sürekli parametrelili ankastre mesnetli çerçevelerin doğal frekans tespitinde etkili olarak kullanılabileceğini göstermiştir. Şekil 4.5 ve Şekil 4.6’ya göre, seçilen harmonik yük genliği değerinin doğal frekans tespiti doğruluğunu belirgin ölçüde etkilemediği her iki teori için de görülmektedir.

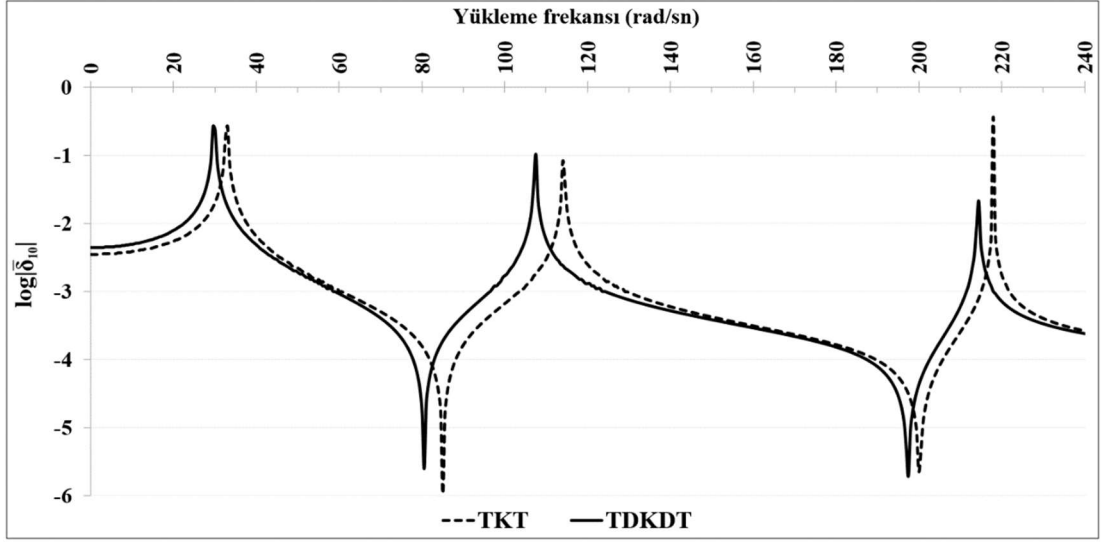


Şekil 4.5 $\bar{\delta}_{10}$ için TKT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri (Elastisite modülü 3400000 t/m^2 seçilmiştir)



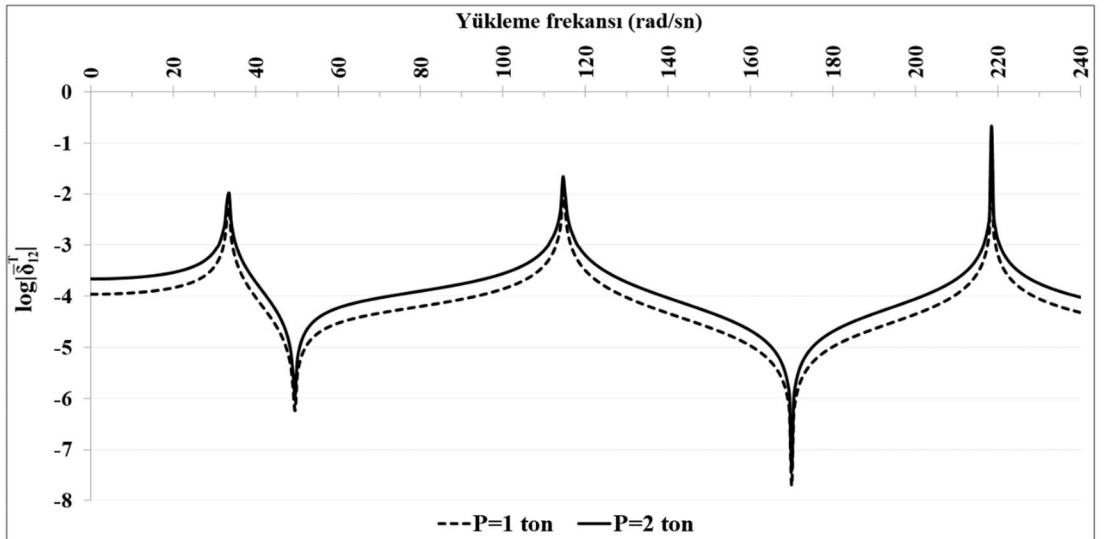
Şekil 4.6 $\bar{\delta}_{10}$ için TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri (Elastisite modülü 3400000 t/m^2 seçilmiştir)

Şekil 4.7'ye göre, TKT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrilerinin tepe ve dip noktaları, TDKDT'ye göre elde edilenlere göre daha düşük frekanslı yüklemelerde elde edilmiştir. Bu durum, Tablo 2 ve Tablo 3'teki verileri doğrulamakla birlikte, ankastre mesnetli sürekli parametrelili çerçeve modeli için, anti-rezonans frekanslarının da TKT için, TDKDT'ye kıyasla daha düşük olduğunu göstermektedir.

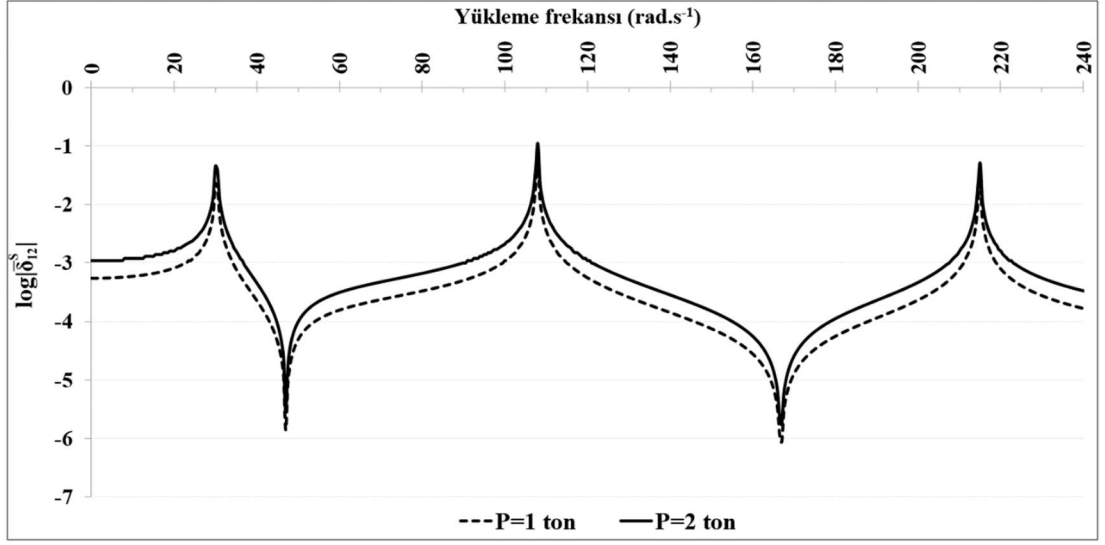


Şekil 4.7 δ_{10} için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri (P=2 ton, Elastisite modülü 3400000 t/m² seçilmiştir)

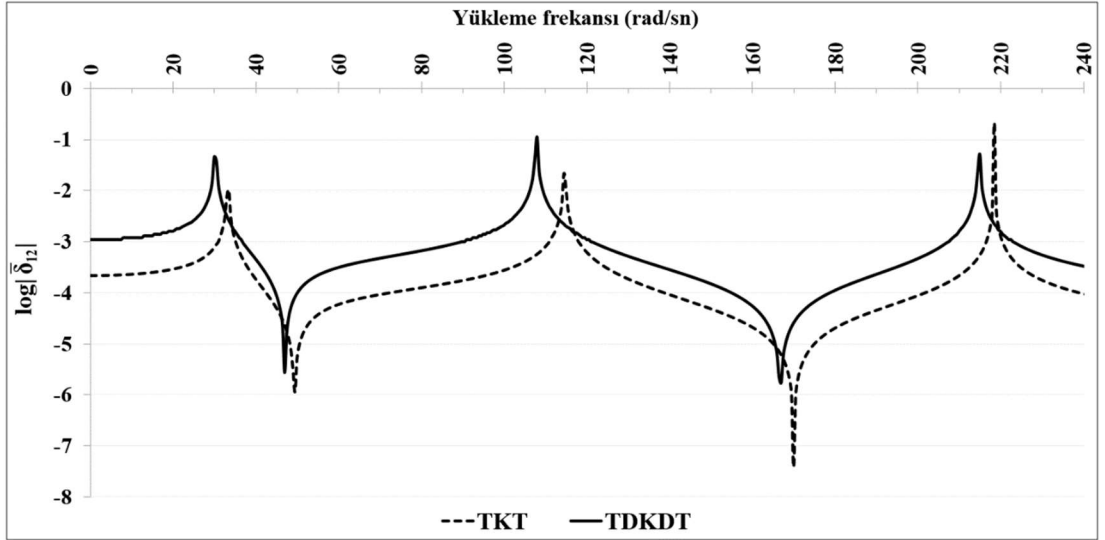
Şekil 4.8, Şekil 4.9 ve Şekil 4.10; çerçeve düğüm noktalarından birinin kesit dönmesi deplasman tepkisi kullanılarak çizilen harmonik tepki eğrilerinin de alternatif olarak doğal frekans tespitinde etkili olarak kullanılabileceğini göstermektedir. Şekil 4.8 ve Şekil 4.9'a göre, farklı harmonik yük genliği kullanılması, doğal frekans tespiti hassasiyetini hem TKT, hem de TDKDT için etkilememektedir.



Şekil 4.8 δ_{12} için TKT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri (Elastisite modülü 3400000 t/m² seçilmiştir)



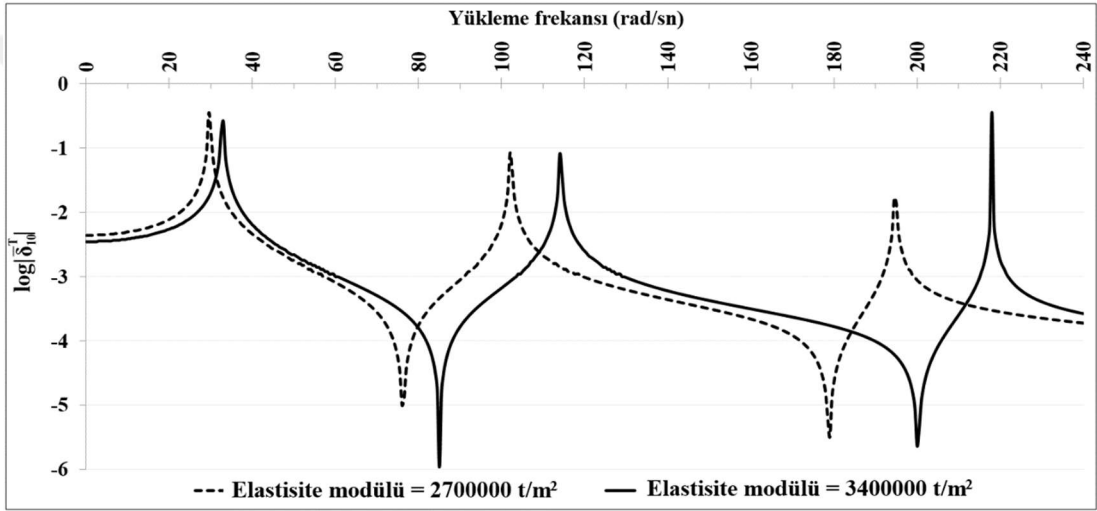
Şekil 4.9 $\bar{\delta}_{12}$ için TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri (Elastisite modülü 3400000 t/m² seçilmiştir)



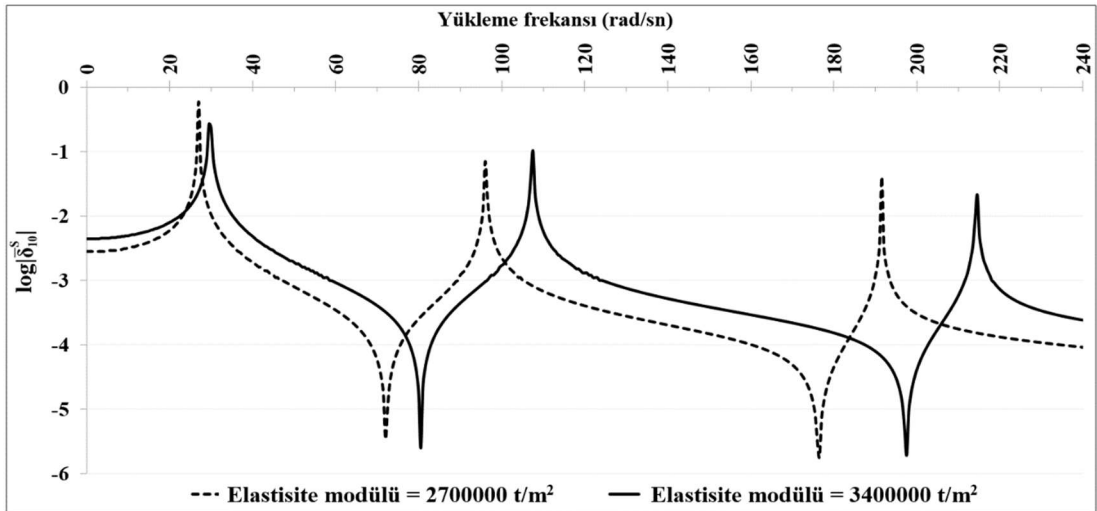
Şekil 4.10 $\bar{\delta}_{12}$ için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri (P=2 ton, Elastisite modülü 3400000 t/m² seçilmiştir)

Şekil 4.10'a göre, kesit dönmesi tepkisi için TKT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrilerinin tepe ve dip noktaları, TDKDT'ye göre elde edilenlere göre daha düşük frekanslı yüklemelerde elde edilmiştir. Bu durum, yatay deplasman tepkisinde olduğu gibi kesit dönmesi tepkisi kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrilerini de doğrulamaktadır.

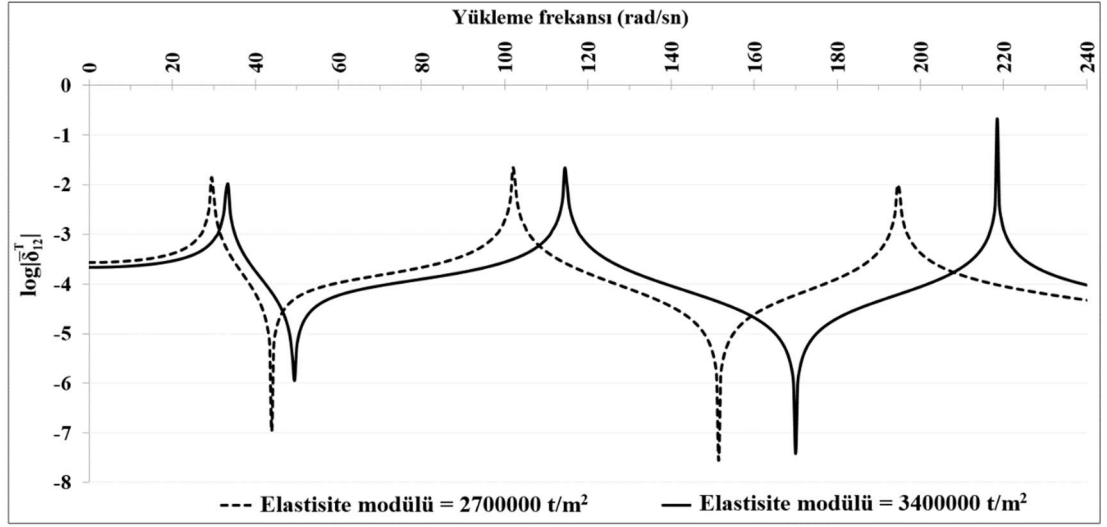
Elastisite modülünün harmonik tepki eğrileri üzerindeki etkisini görebilmek amacıyla; yatay deplasman tepkisi kullanılarak çizilen harmonik tepki eğrileri TKT ve TDKDT için sırasıyla, Şekil 4.11 ve Şekil 4.12’de; kesit dönmesi tepkisi kullanılarak çizilen harmonik tepki eğrileri ise, TKT ve TDKDT için sırasıyla, Şekil 4.13 ve Şekil 4.14’te sunulmuştur. Şekil 4.11, Şekil 4.12, Şekil 4.13 ve Şekil 4.14’e göre, elastisite modülündeki artış nedeniyle; yatay deplasman ve kesit dönmesi tepkileri için çizilmiş olan harmonik tepki eğrilerinin tepe ve dip noktaları sağa doğru ötelenmektedir. Bir başka ifadeyle; elastisite modülündeki artış; doğal frekans ve anti-rezonans frekansı değerlerinin yükselmesine sebebiyet vermektedir.



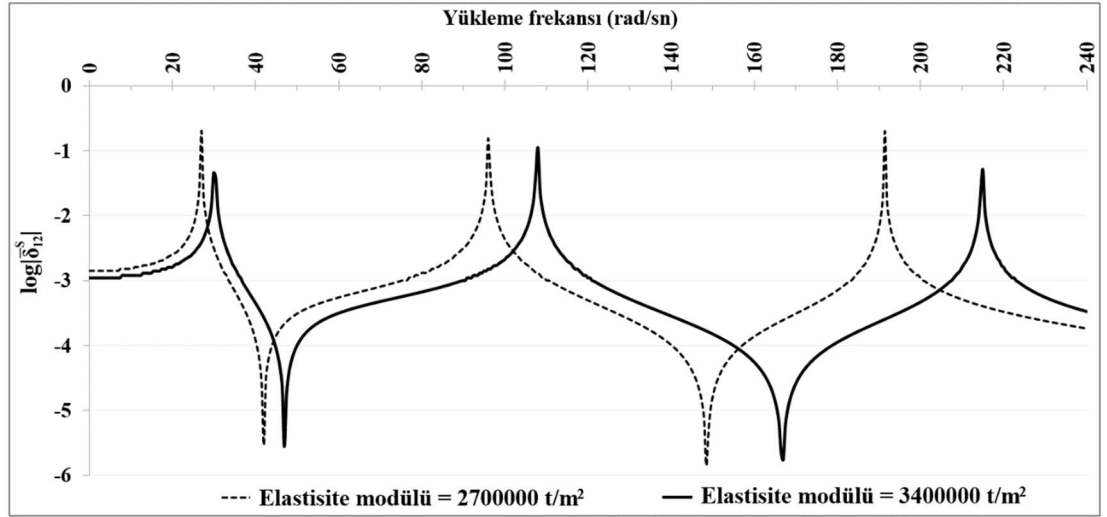
Şekil 4.11 $\bar{\delta}_{10}$ için TKT kullanılarak farklı elastisite modülü değerleri için elde edilen harmonik tepki eğrileri (P=2 ton)



Şekil 4.12 $\bar{\delta}_{10}$ için TDKDT kullanılarak farklı elastisite modülü değerleri için elde edilen harmonik tepki eğrileri (P=2 ton)



Şekil 4.13 $\bar{\delta}_{12}$ için TKT kullanılarak farklı elastisite modülü değerleri için elde edilen harmonik tepki eğrileri (P=2 ton)



Şekil 4.14 $\bar{\delta}_{12}$ için TDKDT kullanılarak farklı elastisite modülü değerleri için elde edilen harmonik tepki eğrileri (P=2 ton)

BÖLÜM BEŞ

DOLGU DUVARLI SÜREKLİ PARAMETRELİ ÇERÇEVELER

Bina tipi yapıların büyük bir çoğunluğu, mimari gereklilikler sebebiyle dolgu duvarlar kullanılarak inşa edilmektedir. Ancak, uygulamada proje mühendisleri tarafından da, araştırmacılar tarafından da dolgu duvarlar yapısal analizde genellikle dikkate alınmamaktadır. Çünkü, dolgu duvarlı çerçeve yapıların statik ve dinamik analizleri, duvarsız olanlarla karşılaştırıldığında çok daha karmaşıktır. Bu nedenle, dolgu duvar modellenmesi üzerine yapılan çalışmalar uzun yıllardır araştırmacıların ilgisini çekmektedir.

5.1 Daha Önce Yapılan Çalışmalar

Polyakov (1950), yapısal analizde dolgu duvarların etkileri ile ilgili ilk çalışmayı sunmuştur. Holmes (1961), dolgu duvar modellemesinde eşdeğer diyagonal çubuk yaklaşımını kullanmıştır. Çalışmada, iki ucu mafsallı eşdeğer diyagonal çubuğun malzeme özellikleri, dolgu duvarın malzeme özellikleri ile aynı kabul edilmiştir. Dolgu duvarların eşdeğer diyagonal çubuklar olarak modellenmesi yaklaşımı ile ilgili çeşitli varyasyonlar literatürde yer almaktadır (Holmes, 1963; Stafford Smith ve Carter, 1969; Mainstone, 1974; El-Dakhkhni ve diğer., 2003). Makro-model olarak da adlandırılan eşdeğer diyagonal çubuk yaklaşımı, taşıyıcı sistem tasarımı ile ilgili bazı yönetmeliklerde de kendine yer bulmuştur (Eurocode-6, 1996; FEMA-356, 2000). Eşdeğer diyagonal çubuk yaklaşımı, diyagonal çubuğun eksenel rijitliğinin çeşitli katsayılar ile azaltılarak, pencere ve kapı boşlukları gibi mimari etkileri dikkate alan boşluklu dolgu duvarlı çerçevelerin yapısal analizlerinde de başarıyla uygulanmıştır (Asteris ve diğer., 2011).

Dolgu duvarlar; yapısal analizlerde dikkate alınırken sadece makro-modelleme yaklaşımı ile değil, literatürde mikro-modelleme de denilen SEM yaklaşımı ile de tanımlanmıştır (Mondal ve Jain, 2008; Stavridis ve Shing, 2010; Moaveni ve diğer., 2013).

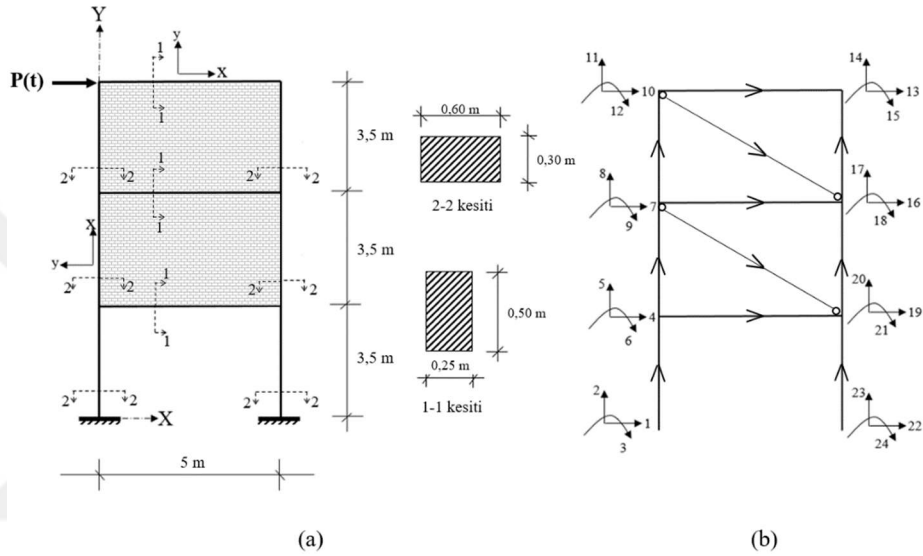
Dolgu duvarlı çerçevelerin dinamik analizi ile ilgili daha önce yapılan çalışmalar, statik analizle ilgili çalışmalar ile kıyaslandığında az sayıdadır. Thiruvengadam (1985), dolgu duvarlı düzlem çerçevelerin ilk üç doğal frekansını SEM ile elde etmiş, dolgu duvarların çerçevelerin doğal periyotlarını düşürdüğünü belirtmiştir. Chaker ve Cherifati (1999), bir binanın dolgu duvarlı ve duvarsız hallerinin doğal frekanslarını deneysel olarak elde etmiştir. Çalışmada, dolgu duvarlı binanın birinci doğal frekansının, duvarsız binaya göre çok daha yüksek olduğu sonucuna varılmıştır. Tamboli ve Karadi (2012), eşdeğer diyagonal çubuk yaklaşımı ile üç boyutlu çerçevelerin sismik analizlerini ETABS yapısal analiz programını kullanarak gerçekleştirmişlerdir. Beiraghi (2017), moment aktaran çelik çerçeve binaların birinci doğal periyotlarını, eşdeğer diyagonal çubuk yaklaşımı ve ETABS yapısal analiz programını kullanarak sunmuşlardır. Al-Balhawi ve Zhang (2017), betonarme çerçevelerin titreşim periyotlarını, çeşitli dolgu duvar kombinasyonları için eşdeğer diyagonal çubuk yaklaşımını ve SAP2000 yapısal analiz programını kullanarak elde etmişlerdir.

Detaylı literatür araştırmasından, dolgu duvarlı sürekli parametrelili çerçevelerin serbest titreşim karakteristiklerinin daha önce incelenmediği anlaşılmaktadır. Bu tez kapsamında kullanılan kiriş teorileri ve DRM dikkate alındığında, serbest titreşim hareketinde sadece eksenel titreşim yapan iki ucu mafsallı eşdeğer diyagonal çubuklar kullanılarak dolgu duvarlı çerçevelerin doğal frekanslarının, mod şekillerinin ve harmonik tepkilerinin elde edilebileceği görülmüştür.

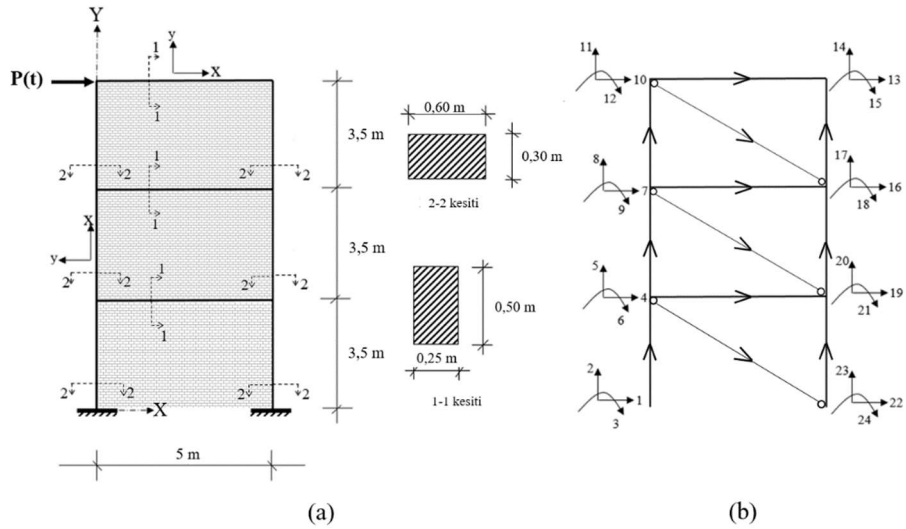
5.2 Tez Kapsamında Dikkate Alınan Dolgu Duvarlı Sürekli Parametrelili Çerçevenin Matematiksel Modeli

Bina tipi yapılarda, kullanım amacı farklılıkları ve mimari kaygılar sebebiyle bazen çerçevelerin zemin katları duvarsız, üst katları duvarlı olarak inşa edilmektedir. Bu yaklaşım, TBDY (2018)'de komşu katlar arası rijitlik düzensizliği olarak da ifade edilen, yumuşak kat düzensizliğine sebep olmaktadır. Bu kapsamda; tezin bu bölümünde, iki farklı dolgu duvarlı sürekli parametrelili çerçeve modeli dikkate alınmıştır. Şekil 5.1a'da zemin katı duvarsız, birinci ve ikinci katı dolgu duvarlı olan

ve yumuşak katlı çerçeve (YKÇ) olarak isimlendirilen taşıyıcı sistem, kolon ve kiriş enkesit geometrileri ile birlikte sunulmuştur. Şekil 5.1b’de, YKÇ’nin eşdeğer diyagonal çubuk yaklaşımı ile oluşturulan matematik modeli ve serbestlik dereceleri gösterilmiştir. Şekil 5.2a’da, tüm katları dolgu duvarlı olan ve tamamen dolgu duvarlı çerçeve (TDC) olarak isimlendirilen taşıyıcı sistem, kolon ve kiriş enkesit geometrileri ile birlikte sunulmuştur. Şekil 5.2b’de, TDC’nin matematiksel modeli ve serbestlik dereceleri gösterilmiştir.



Şekil 5.1 a) Yumuşak katlı dolgu duvarlı sürekli parametrelî çerçeve b) Yumuşak katlı dolgu duvarlı sürekli parametrelî çerçevenin matematiksel modeli ve serbestlik dereceleri



Şekil 5.2 a) Tamamen dolgu duvarlı sürekli parametrelî çerçeve b) Tamamen dolgu duvarlı sürekli parametrelî çerçevenin matematiksel modeli ve serbestlik dereceleri

Dolgu duvarlı sürekli parametrelı çerçeveslerin dinamik rijitlik matrislerini elde edebilmek için, dolgu duvarları temsil eden iki ucu mafsallı diyagonal çubukların enkesit geometrilerinin belirlenmesi gerekmektedir. Eşdeğer diyagonal çubukların elastisite modülü ve genişliğinin duvarla aynı olduğu kabul edilerek, diyagonal çubuk yüksekliği (5.1) numaralı bağıntı kullanılarak hesaplanabilir (FEMA-356, 2000).

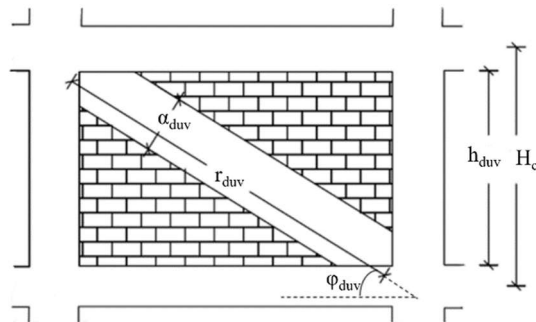
$$\lambda_{duv} = \sqrt[4]{\frac{E_{duv} t_{duv} \sin(2\varphi_{duv})}{4EI_k h_{duv}}} \quad (5.1)$$

Burada, λ_{duv} eşdeğer diyagonal çubuğun yüksekliğini hesaplamak için kullanılan bir katsayıyı, E_{duv} duvarın elastisite modülünü, φ_{duv} eşdeğer diyagonal çubuk ve yatay düzlem arasındaki açığı, I_k duvar kenarlarındaki kolonların alan atalet momentlerini, h_{duv} duvar yüksekliğini göstermektedir.

Eşdeğer diyagonal çubukların yükseklikleri, (5.1) numaralı bağıntı kullanılarak (5.2) numaralı bağıntıdaki gibi elde edilir (FEMA-356, 2000).

$$\alpha_{duv} = 0,175(\lambda_{duv} H_c)^{-0,4} r_{duv} \quad (5.2)$$

Burada, α_{duv} eşdeğer diyagonal çubuğun yüksekliğini, H_c kolon yüksekliğini ve r_{duv} eşdeğer diyagonal çubuğun uzunluğunu göstermektedir. (5.1) ve (5.2)'de kullanılan, dolgu duvar ile ilgili parametreler Şekil 5.3'de sunulmuştur.



Şekil 5.3 Eşdeğer diyagonal çubuk formülasyonlarında kullanılan parametreler

İki ucu mafsallı eşdeğer diyagonal çubukların lokal dinamik rijitlik matrisleri doğrudan (5.3) numaralı bağıntıda sunulan formda yazılabilir (Paz ve Kim, 2019).

$$[LDR_{duv}] = E_{duv} A_{duv} s_{duv} \begin{bmatrix} \cot(s_{duv} r_{duv}) & -\operatorname{cosec}(s_{duv} r_{duv}) \\ -\operatorname{cosec}(s_{duv} r_{duv}) & \cot(s_{duv} r_{duv}) \end{bmatrix} \quad (5.3)$$

Burada, $s_{duv} = \sqrt{\rho_{duv} \omega^2 / E_{duv}}$, ρ_{duv} eşdeğer diyagonal çubuğun birim hacim ağırlığı, $[LDR_{duv}]$ eşdeğer diyagonal çubuğun lokal dinamik rijitlik matrisidir. ρ_{duv} değeri, eşdeğer diyagonal çubuğun kütlelerinin, gerçek duvarın toplam kütlesi ile eşit olacak şekilde, dolgu duvarın birim hacim ağırlığının ($\bar{\rho}_{duv}$), (5.4) numaralı bağıntıda sunulduğu şekilde artırılması ile elde edilmektedir.

$$\rho_{duv} = \alpha_{dzt} \bar{\rho}_{duv} \quad (5.4)$$

Burada; α_{dzt} , ilgili duvarın gerçek hacminin, eşdeğer diyagonal çubuk hacmine oranı olarak hesaplanan katsayıyı göstermektedir.

Eşdeğer diyagonal çubuklar sadece eksenel yönde titreşim yapan çerçeve elemanları konumundadır. Ancak, bağlandıkları kolon-kiriş düğüm noktalarındaki yatay ve düşey global serbestlik derecelerindeki bileşenlerini elde edip, sistem global dinamik rijitlik matrisini oluşturabilmek için (5.5) numaralı eşitlikte sunulan eşdeğer diyagonal çubukların global dinamik rijitlik matrisi $[GDR_{duv}]$ kullanılır.

$$[GDR_{duv}] = E_{duv} A_{duv} s_{duv} \begin{bmatrix} \Lambda_{duv1} & 0 & -\Lambda_{duv3} & 0 \\ 0 & \Lambda_{duv2} & 0 & -\Lambda_{duv4} \\ -\Lambda_{duv3} & 0 & \Lambda_{duv1} & 0 \\ 0 & -\Lambda_{duv4} & 0 & \Lambda_{duv2} \end{bmatrix} \quad (5.5)$$

Burada, $\Lambda_{duv1} = \cot(\Lambda_{duv}) \cos(\varphi_{duv})$, $\Lambda_{duv2} = \cot(\Lambda_{duv}) \sin(\varphi_{duv})$, $\Lambda_{duv3} = \operatorname{cosec}(\Lambda_{duv}) \cos(\varphi_{duv})$, $\Lambda_{duv4} = \operatorname{cosec}(\Lambda_{duv}) \sin(\varphi_{duv})$, $\Lambda_{duv} = s_{duv} r_{duv}$

5.3 TKT Kullanılarak Serbest Titreşim ve Harmonik Tepki Analizi

TKT formülasyonları ile serbest titreşim analizini gerçekleştirmek üzere, kiriş global dinamik rijitlik matrisleri için (4.3) numaralı, kolon global dinamik rijitlik matrisleri için (4.4) numaralı ve eşdeğer diyagonal çubuk global dinamik rijitlik matrisleri için (5.5) numaralı bağıntı kullanılarak; Şekil 5.1b’de sunulan serbestlik dereceleri birleştirilerek YKÇ modelinin sistem global dinamik rijitlik matrisi, Şekil 5.2b’de sunulan serbestlik dereceleri birleştirilerek TDC modelinin sistem global dinamik rijitlik matrisi oluşturulur.

YKÇ modeli için, TKT kullanılarak oluşturulan global dinamik rijitlik matrisi, düğüm noktası deplasmanları ve düğüm noktası kuvvetleri arasındaki ilişki (5.6) numaralı bağıntıda sunulmuştur.

$$\begin{Bmatrix} \bar{f}_1^{T,YKÇ} \\ \bar{f}_2^{T,YKÇ} \\ \bar{f}_3^{T,YKÇ} \\ . \\ . \\ . \\ \bar{f}_{22}^{T,YKÇ} \\ \bar{f}_{23}^{T,YKÇ} \\ \bar{f}_{24}^{T,YKÇ} \end{Bmatrix} = [SGDR^{T,YKÇ}]_{24 \times 24} \begin{Bmatrix} \bar{\delta}_1^{T,YKÇ} \\ \bar{\delta}_2^{T,YKÇ} \\ \bar{\delta}_3^{T,YKÇ} \\ . \\ . \\ . \\ \bar{\delta}_{22}^{T,YKÇ} \\ \bar{\delta}_{23}^{T,YKÇ} \\ \bar{\delta}_{24}^{T,YKÇ} \end{Bmatrix} \quad (5.6)$$

Burada, $\bar{f}_1^{T,YKÇ}, \bar{f}_2^{T,YKÇ}, \bar{f}_3^{T,YKÇ}, ..., \bar{f}_{24}^{T,YKÇ}$ ve $\bar{\delta}_1^{T,YKÇ}, \bar{\delta}_2^{T,YKÇ}, \bar{\delta}_3^{T,YKÇ}, ..., \bar{\delta}_{24}^{T,YKÇ}$ sırasıyla sistem serbestlik dereceleri doğrultularındaki düğüm noktası kuvvetlerini ve deplasmanlarını, $[SGDR^{T,YKÇ}]$ matrisi Şekil 5.1b’de sunulan çerçevenin global dinamik rijitlik matrisini göstermektedir.

TDC modeli için, TKT kullanılarak oluşturulan global dinamik rijitlik matrisi, düğüm noktası deplasmanları ve düğüm noktası kuvvetleri arasındaki ilişki (5.7) numaralı bağıntıda sunulmuştur.

$$\begin{Bmatrix} \bar{f}_1^{T,TDÇ} \\ \bar{f}_2^{T,TDÇ} \\ \bar{f}_3^{T,TDÇ} \\ . \\ . \\ \bar{f}_{22}^{T,TDÇ} \\ \bar{f}_{23}^{T,TDÇ} \\ \bar{f}_{24}^{T,TDÇ} \end{Bmatrix} = [SGDR^{T,TDÇ}]_{24 \times 24} \begin{Bmatrix} \bar{\delta}_1^{T,TDÇ} \\ \bar{\delta}_2^{T,TDÇ} \\ \bar{\delta}_3^{T,TDÇ} \\ . \\ . \\ \bar{\delta}_{22}^{T,TDÇ} \\ \bar{\delta}_{23}^{T,TDÇ} \\ \bar{\delta}_{24}^{T,TDÇ} \end{Bmatrix} \quad (5.7)$$

Burada, $\bar{f}_1^{T,TDÇ}, \bar{f}_2^{T,TDÇ}, \bar{f}_3^{T,TDÇ}, \dots, \bar{f}_{24}^{T,TDÇ}$ ve $\bar{\delta}_1^{T,TDÇ}, \bar{\delta}_2^{T,TDÇ}, \bar{\delta}_3^{T,TDÇ}, \dots, \bar{\delta}_{24}^{T,TDÇ}$ sırasıyla sistem serbestlik dereceleri doğrultularındaki düğüm noktası kuvvetlerini ve deplasmanlarını, $[SGDR^{T,TDÇ}]$ matrisi Şekil 5.2b'de sunulan çerçevenin TKT'ye göre global dinamik rijitlik matrisini göstermektedir.

P(t) harmonik dış yükü sıfıra eşitlenerek; TKT'ye göre YKÇ modelinin ve TDC modelinin doğal frekans değerleri sırasıyla (5.8) ve (5.9) numaralı bağıntılar ile elde edilir.

$$|ISGDR^{T,YKÇ}| = 0 \quad (5.8)$$

$$|ISGDR^{T,TDÇ}| = 0 \quad (5.9)$$

Burada, $[ISGDR^{T,YKÇ}]$ ve $[ISGDR^{T,TDÇ}]$ matrisleri; ankastre mesnet koşullarına göre sırasıyla YKÇ modelinin ve TDC modelinin indirgenmiş global sistem dinamik rijitlik matrislerini ifade etmektedir.

$[ISGDR^{T,YKÇ}]$ ve $[ISGDR^{T,TDÇ}]$ matrisleri açık formda sırasıyla, (5.10) ve (5.11) numaralı bağıntılarda sunulmuştur.

$$\begin{Bmatrix} \overline{f}_4^{T,YKÇ} \\ \overline{f}_5^{T,YKÇ} \\ \overline{f}_6^{T,YKÇ} \\ . \\ . \\ \overline{f}_{19}^{T,YKÇ} \\ \overline{f}_{20}^{T,YKÇ} \\ \overline{f}_{21}^{T,YKÇ} \end{Bmatrix} = [ISGDR^{T,YKÇ}]_{18 \times 18} \begin{Bmatrix} \overline{\delta}_4^{T,YKÇ} \\ \overline{\delta}_5^{T,YKÇ} \\ \overline{\delta}_6^{T,YKÇ} \\ . \\ . \\ \overline{\delta}_{19}^{T,YKÇ} \\ \overline{\delta}_{20}^{T,YKÇ} \\ \overline{\delta}_{21}^{T,YKÇ} \end{Bmatrix} \quad (5.10)$$

$$\begin{Bmatrix} \overline{f}_4^{T,TDÇ} \\ \overline{f}_5^{T,TDÇ} \\ \overline{f}_6^{T,TDÇ} \\ . \\ . \\ \overline{f}_{19}^{T,TDÇ} \\ \overline{f}_{20}^{T,TDÇ} \\ \overline{f}_{21}^{T,TDÇ} \end{Bmatrix} = [ISGDR^{T,TDÇ}]_{18 \times 18} \begin{Bmatrix} \overline{\delta}_4^{T,TDÇ} \\ \overline{\delta}_5^{T,TDÇ} \\ \overline{\delta}_6^{T,TDÇ} \\ . \\ . \\ \overline{\delta}_{19}^{T,TDÇ} \\ \overline{\delta}_{20}^{T,TDÇ} \\ \overline{\delta}_{21}^{T,TDÇ} \end{Bmatrix} \quad (5.11)$$

Doğal frekans değerleri elde edildikten sonra, YKÇ modelinin ve TDÇ modelinin mod şekillerinin çizilebilmesi için, sırasıyla (5.10) ve (5.11) numaralı bağıntılardaki düğüm noktası kuvvetlerinin tümü sıfıra ve düğüm noktası deplasmanlarının herhangi biri bire eşitlenerek, diğer düğüm noktası deplasmanı değerleri buna bağlı olarak hesaplanır. Tüm düğüm noktası deplasmanı değerleri elde edildikten sonra, her bir çerçeve elemanının uçlarındaki düğüm noktası deplasmanları (3.1) numaralı bağıntıda yerine yazılır ve integrasyon sabitleri hesaplanır. Daha sonra (2.24) ve (2.78) numaralı bağıntılar kullanılarak, tüm kolon ve kirişler için eksenel ve eleman eksenine dik olan deplasmanlar hesaplanarak istenilen moda ait mod şekilleri elde edilebilir.

YKÇ modelinin harmonik tepki analizi, Şekil 5.1a'da gösterilen harmonik noktasal yük dikkate alınarak, (5.10) numaralı bağıntı ile gerçekleştirilir. (5.10) numaralı bağıntıda; $\overline{f}_{10}^{T,YKÇ}$, P(t) harmonik yükünün genliğine; diğer tüm düğüm noktası kuvveti değerleri sıfıra eşitlenerek, istenilen düğüm noktası deplasmanı değerleri elde edilebilir. Benzer şekilde, TDÇ modelinin harmonik tepki analizi için, Şekil 5.2a'da

gösterilen harmonik noktasal yük dikkate alınarak, (5.11) numaralı bağıntı kullanılır. (5.11) numaralı bağıntıda; $\bar{f}_{10}^{T,TD\check{C}}$, $P(t)$ harmonik yükünün genliğine, diğer tüm düğüm noktası kuvveti değerleri sıfıra eşitlenerek, istenilen düğüm noktası deplasmanı değerleri hesaplanır.

5.4 TDKDT Kullanılarak Serbest Titreşim ve Harmonik Tepki Analizi

TDKDT formülasyonlarını kullanarak dolgu duvarlı çerçevelerin serbest titreşim analizini yapabilmek için, (4.8), (4.9) ve (5.5) numaralı bağıntılarda sunulan global dinamik rijitlik matrisleri; sırasıyla Şekil 5.1b’de sunulan serbestlik dereceleri birleştirilerek YKÇ modelinin; Şekil 5.2b’de sunulan serbestlik dereceleri birleştirilerek TDÇ modelinin sistem global dinamik rijitlik matrisleri oluşturulur.

TDKDT kullanılarak, YKÇ modeli için global dinamik rijitlik matrisi, düğüm noktası deplasmanları ve düğüm noktası kuvvetleri arasındaki ilişki (5.12) numaralı bağıntıda sunulmuştur.

$$\begin{Bmatrix} \bar{f}_1^{S,YK\check{C}} \\ \bar{f}_2^{S,YK\check{C}} \\ \bar{f}_3^{S,YK\check{C}} \\ . \\ . \\ . \\ \bar{f}_{22}^{S,YK\check{C}} \\ \bar{f}_{23}^{S,YK\check{C}} \\ \bar{f}_{24}^{S,YK\check{C}} \end{Bmatrix} = [SGDR^{S,YK\check{C}}]_{24 \times 24} \begin{Bmatrix} \bar{\delta}_1^{S,YK\check{C}} \\ \bar{\delta}_2^{S,YK\check{C}} \\ \bar{\delta}_3^{S,YK\check{C}} \\ . \\ . \\ . \\ \bar{\delta}_{22}^{S,YK\check{C}} \\ \bar{\delta}_{23}^{S,YK\check{C}} \\ \bar{\delta}_{24}^{S,YK\check{C}} \end{Bmatrix} \quad (5.12)$$

Burada, $\bar{f}_1^{S,YK\check{C}}, \bar{f}_2^{S,YK\check{C}}, \bar{f}_3^{S,YK\check{C}}, \dots, \bar{f}_{24}^{S,YK\check{C}}$ ve $\bar{\delta}_1^{S,YK\check{C}}, \bar{\delta}_2^{S,YK\check{C}}, \bar{\delta}_3^{S,YK\check{C}}, \dots, \bar{\delta}_{24}^{S,YK\check{C}}$ sırasıyla sistem serbestlik dereceleri doğrultularındaki düğüm noktası kuvvetlerini ve deplasmanlarını, $[SGDR^{S,YK\check{C}}]$ matrisi Şekil 5.1b’de sunulan çerçevenin TDKDT’ye göre global dinamik rijitlik matrisini göstermektedir.

TDKDT kullanılarak, TDC modeli için sistem global dinamik rijitlik matrisi, düğüm noktası deplasmanları ve düğüm noktası kuvvetleri arasındaki ilişki (5.13) numaralı bağıntıda sunulmuştur.

$$\begin{Bmatrix} \bar{f}_1^{S,TDC} \\ \bar{f}_2^{S,TDC} \\ \bar{f}_3^{S,TDC} \\ . \\ . \\ . \\ \bar{f}_{22}^{S,TDC} \\ \bar{f}_{23}^{S,TDC} \\ \bar{f}_{24}^{S,TDC} \end{Bmatrix} = [SGDR^{S,TDC}]_{24 \times 24} \begin{Bmatrix} \bar{\delta}_1^{S,TDC} \\ \bar{\delta}_2^{S,TDC} \\ \bar{\delta}_3^{S,TDC} \\ . \\ . \\ . \\ \bar{\delta}_{22}^{S,TDC} \\ \bar{\delta}_{23}^{S,TDC} \\ \bar{\delta}_{24}^{S,TDC} \end{Bmatrix} \quad (5.13)$$

Burada, $\bar{f}_1^{S,TDC}, \bar{f}_2^{S,TDC}, \bar{f}_3^{S,TDC}, ..., \bar{f}_{24}^{S,TDC}$ ve $\bar{\delta}_1^{S,TDC}, \bar{\delta}_2^{S,TDC}, \bar{\delta}_3^{S,TDC}, ..., \bar{\delta}_{24}^{S,TDC}$ sırasıyla sistem serbestlik dereceleri doğrultularındaki düğüm noktası kuvvetlerini ve deplasmanlarını, $[SGDR^{S,TDC}]$ matrisi Şekil 5.2b'de sunulan çerçevenin TDKDT'ye göre global dinamik rijitlik matrisini göstermektedir.

P(t) harmonik dış yükü ihmal edilerek; TDKDT'ye göre YKÇ modelinin ve TDC modelinin doğal frekans değerleri sırasıyla (5.14) ve (5.15) numaralı bağıntılar ile elde edilir.

$$|ISGDR^{S,YKÇ}| = 0 \quad (5.14)$$

$$|ISGDR^{S,TDC}| = 0 \quad (5.15)$$

Burada, $[ISGDR^{S,YKÇ}]$ ve $[ISGDR^{S,TDC}]$ matrisleri sırasıyla; TDKDT'ye göre modellenmiş YKÇ modelinin ve TDC modelinin indirgenmiş global sistem dinamik rijitlik matrislerini ifade etmektedir.

İndirgenmiş global sistem dinamik rijitlik matrisleri kullanılarak, (5.12) ve (5.13) numaralı bağıntılar aşağıdaki gibi yazılabilir..

$$\begin{Bmatrix} \bar{f}_4^{S,YKÇ} \\ \bar{f}_5^{S,YKÇ} \\ \bar{f}_6^{S,YKÇ} \\ . \\ . \\ \bar{f}_{19}^{S,YKÇ} \\ \bar{f}_{20}^{S,YKÇ} \\ \bar{f}_{21}^{S,YKÇ} \end{Bmatrix} = [ISGDR^{S,YKÇ}]_{18 \times 18} \begin{Bmatrix} \bar{\delta}_4^{S,YKÇ} \\ \bar{\delta}_5^{S,YKÇ} \\ \bar{\delta}_6^{S,YKÇ} \\ . \\ . \\ \bar{\delta}_{19}^{S,YKÇ} \\ \bar{\delta}_{20}^{S,YKÇ} \\ \bar{\delta}_{21}^{S,YKÇ} \end{Bmatrix} \quad (5.16)$$

$$\begin{Bmatrix} \bar{f}_4^{S,TDÇ} \\ \bar{f}_5^{S,TDÇ} \\ \bar{f}_6^{S,TDÇ} \\ . \\ . \\ \bar{f}_{19}^{S,TDÇ} \\ \bar{f}_{20}^{S,TDÇ} \\ \bar{f}_{21}^{S,TDÇ} \end{Bmatrix} = [ISGDR^{S,TDÇ}]_{18 \times 18} \begin{Bmatrix} \bar{\delta}_4^{S,TDÇ} \\ \bar{\delta}_5^{S,TDÇ} \\ \bar{\delta}_6^{S,TDÇ} \\ . \\ . \\ \bar{\delta}_{19}^{S,TDÇ} \\ \bar{\delta}_{20}^{S,TDÇ} \\ \bar{\delta}_{21}^{S,TDÇ} \end{Bmatrix} \quad (5.17)$$

Doğal frekans değerlerinin hesaplanmasının ardından, TDKDT'ye göre YKÇ modelinin ve TDÇ modelinin mod şekillerini elde etmek için, sırasıyla (5.16) ve (5.17) numaralı bağıntılardaki düğüm noktası kuvvetlerinin tümü sıfıra ve düğüm noktası deplasmanlarının herhangi biri bire eşitlenerek, diğer düğüm noktası deplasmanı değerleri buna bağlı olarak hesaplanır. Tüm düğüm noktası deplasmanı değerleri elde edildikten sonra, her bir çerçeve elemanının uçlarındaki düğüm noktası deplasmanları (3.6) numaralı bağıntıda yerine yazılır ve integrasyon sabitleri elde edilir. Daha sonra (2.65) ve (2.78) numaralı bağıntılar kullanılarak; tüm kolon ve kirişler için eksenel ve eleman eksenine dik olan deplasmanlar hesaplanarak istenilen moda ait mod şekilleri çizilir.

TDKDT'ye göre YKÇ modelinin harmonik tepki analizi, Şekil 5.1a'da gösterilen harmonik noktasal yük dikkate alınarak, (5.16) numaralı bağıntı kullanılarak gerçekleştirilir. (5.16) numaralı bağıntıda; $\bar{f}_{10}^{S,YKÇ}$, $P(t)$ harmonik yükünün genliğine, diğer tüm düğüm noktası kuvveti değerleri sıfıra eşitlenerek, istenilen düğüm noktası

deplasmanı değerleri hesaplanır. Benzer şekilde, TDKDT'ye göre TDÇ modelinin harmonik tepki analizi için, Şekil 5.2a'da gösterilen harmonik noktasal yük dikkate alınarak, (5.17) numaralı bağıntı kullanılır. (5.17) numaralı bağıntıda; $\bar{f}_{10}^{S,TDÇ}$, $P(t)$ harmonik yükünün genliğine, diğer tüm düğüm noktası kuvveti değerleri sıfıra eşitlenerek, istenilen düğüm noktası deplasmanı tepkileri hesaplanır.

5.5 Sayısal Analiz ve Tartışmalar

Şekil 5.1a'da ve Şekil 5.2a'da sunulan dolgu duvarlı çerçeve modellerinin serbest titreşim ve harmonik tepki analizleri TKT ve TDKDT kullanılarak gerçekleştirilmiştir. YKÇ ve TDÇ modellerinin malzeme ve geometrik özellikleri Tablo 5.1'de sunulmuştur.

Tablo 5.1 Dolgu duvarlı çerçeve modellerinin malzeme ve geometrik özellikleri

Birim hacim ağırlık (t/m^3)	$\bar{\rho}_{duv}$ (t/m^3)	Poisson oranı	Çerçeve elemanlarının elastisite modülü (t/m^2)	Duvar elastisite modülü (t/m^2)	$\bar{k}$
2,5	0,35	0,2	3400000	210000	1,20

Dolgu duvarların, çerçevelerin doğal frekansları üzerindeki etkilerini görebilmek için, dikkate alınan çerçeve modelinin öncelikle duvarsız hali için, ilk üç moda ait doğal frekans değerleri hesaplanmış ve bu değerler Tablo 5.2'de sunulmuştur. Tablo 5.2'ye göre dolgu duvarlar dikkate alınmadığında, TDKDT, TKT'ye göre daha düşük doğal frekans değerleri vermektedir. SAP2000 yapısal analiz programından elde edilen SEM sonuçları, TKT'den elde edilen sonuçlara oldukça yakındır.

Tablo 5.2 Duvarsız çerçeve modelinin ilk üç doğal frekans değerleri (rad/sn)

Mod	TDKDT	TKT	SAP2000
1	32,2418	35,6085	35,6110
2	121,9526	129,2987	129,5257
3	259,0150	262,6123	263,6365

Dolgu duvar modellemesinde kullanılan eşdeğer diyagonal çubukların en kesit yükseklikleri, Şekil 5.1a ve (5.2) numaralı bağıntı dikkate alınarak; 10 cm, 15 cm ve

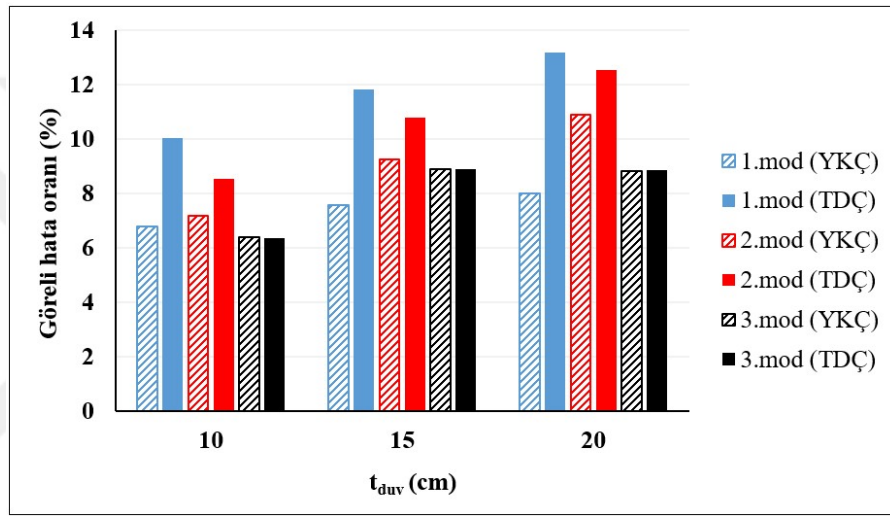
20 cm duvar kalınlıkları için sırasıyla; 71,9 cm, 69,1 cm ve 67,1 cm olarak hesaplanmıştır. α_{dzt} katsayıları ise; Şekil 5.1a ve Şekil 5.2a dikkate alınarak; 10 cm, 15 cm ve 20 cm duvar kalınlıkları için sırasıyla; 3, 3,13 ve 3,22 olarak elde edilmiştir.

Farklı duvar kalınlıkları için; YKÇ ve TDÇ modelleri dikkate alınarak, TDKDT kullanılarak elde edilen ilk üç moda ait doğal frekans değerleri, TKT ve SAP2000 yapısal analiz programı kullanılarak elde edilen sonuçlarla karşılaştırmalı olarak Tablo 5.3'te sunulmuştur. Tablo 5.2 ve Tablo 5.3 dikkate alındığında, dolgu duvarlı çerçevelerin doğal frekanslarının, duvarsız modele göre daha yüksek olduğu anlaşılmaktadır. Tablo 5.3'e göre; artan duvar kalınlığı TKT ve TDKDT için, YKÇ ve TDÇ modellerinde ilk üç doğal frekans değerlerini arttırmaktadır. YKÇ ve TDÇ modelleri için, analizde kullanılan tüm duvar kalınlıklarında TDKDT, TKT'ye kıyasla daha düşük doğal frekans değerleri vermektedir.

Tablo 5.3 Dolgu duvarlı çerçevelerin farklı duvar kalınlıkları için ilk üç doğal frekans değerleri (rad/sn)

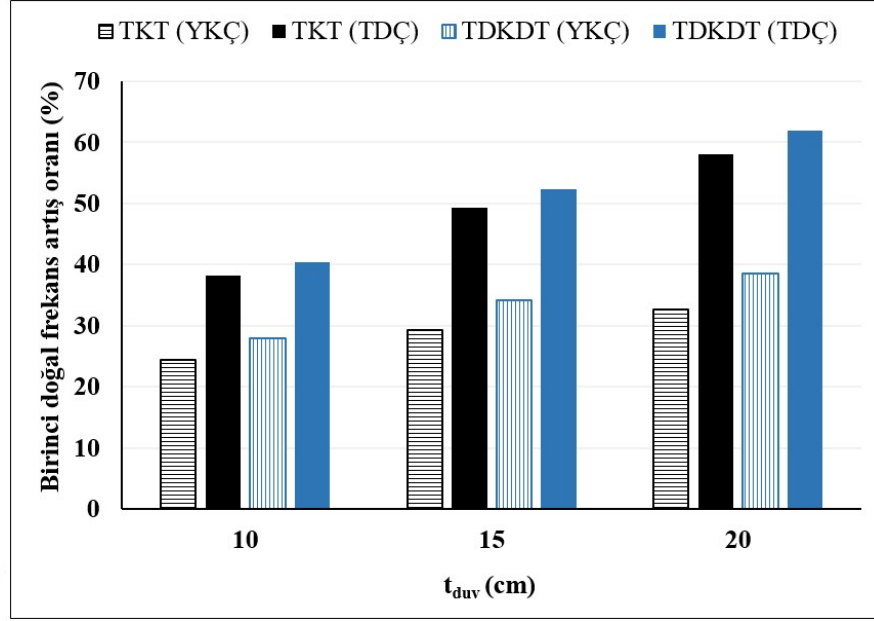
Çerçeve Modeli	t _{duv} (cm)	Mod	TDKDT	TKT	SAP2000
YKÇ	10	1	41,2541	44,2813	41,2730
		2	144,6280	153,7372	142,7194
		3	284,7719	293,7483	275,0075
TDÇ		1	45,2732	49,2146	44,2826
		2	150,4010	160,4986	146,8255
		3	286,3790	295,3652	276,5423
YKÇ	15	1	43,2849	46,0654	42,5754
		2	152,2092	161,6764	146,7501
		3	294,9184	305,6589	278,5116
TDÇ		1	49,0903	53,1413	46,8506
		2	159,8697	170,5465	152,1718
		3	296,6285	306,6065	279,4481
YKÇ	20	1	44,6910	47,2199	43,4438
		2	158,5909	168,2764	149,9407
		3	304,1265	307,5548	280,4786
TDÇ		1	52,1767	56,2804	48,8694
		2	167,8174	178,8456	156,4237
		3	305,7407	307,5567	280,5627

Tablo 5.3'te yer alan veriler kullanılarak, dinamik rijitlik formülasyonları ile TKT'ye göre elde edilen doğal frekans değerleri ve SAP2000 yapısal analiz programından elde edilen SEM sonuçları arasındaki görelî hata oranları Şekil 5.4'te sunulmuştur. Şekil 5.4'e göre duvar kalınlığı arttıkça, SAP2000 yapısal analiz programına ait görelî hata oranı yükselmekte olup, maksimum hata oranı 20 cm kalınlığındaki duvar için %14'ün altında kalmaktadır. Şekil 5.4, SAP2000 yapısal analiz programından elde edilen sonuçlara ilişkin hata oranının; YKÇ modeli için, TDC modeline kıyasla daha düşük olduğunu göstermektedir.



Şekil 5.4 TKT ve SAP2000 yapısal analiz programı sonuçları arasındaki görelî hata oranları

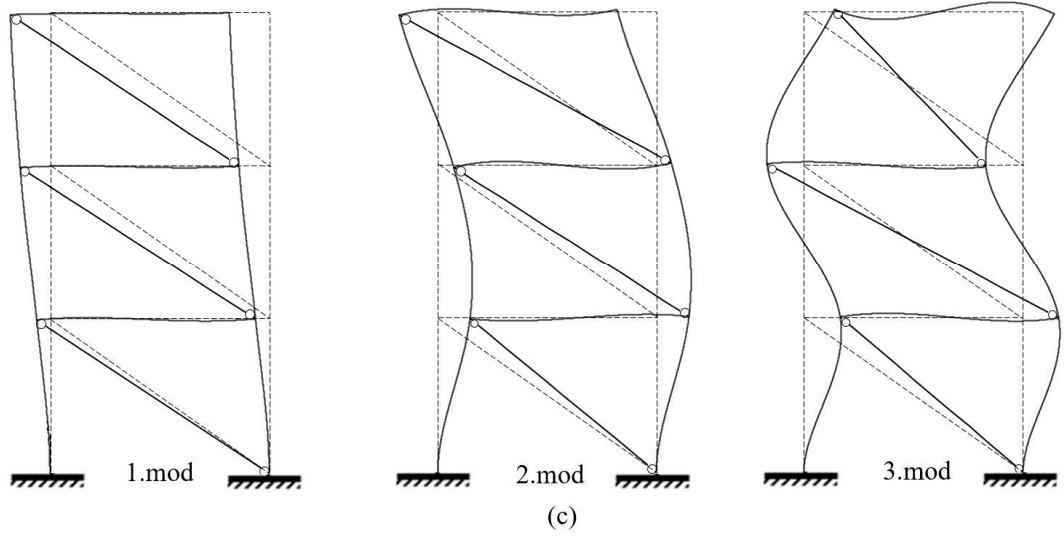
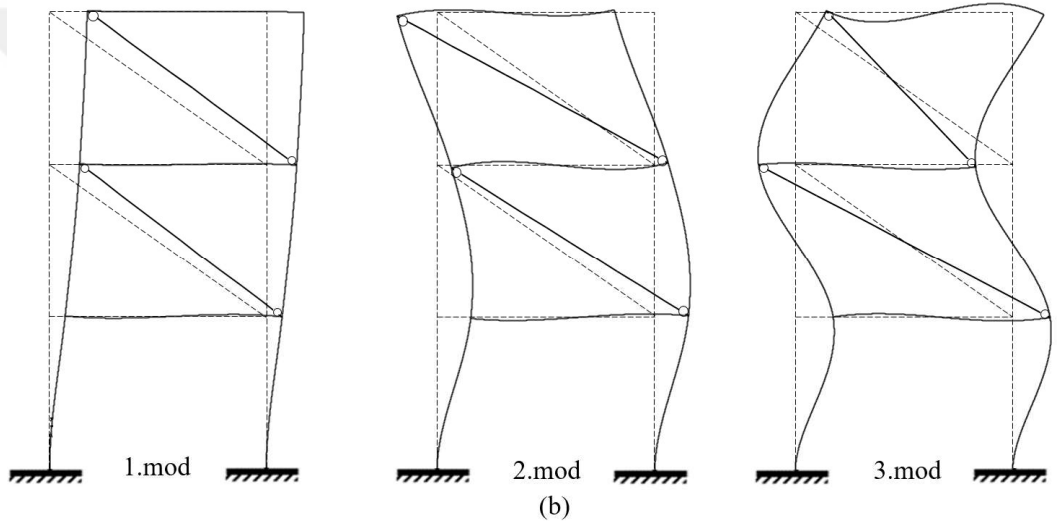
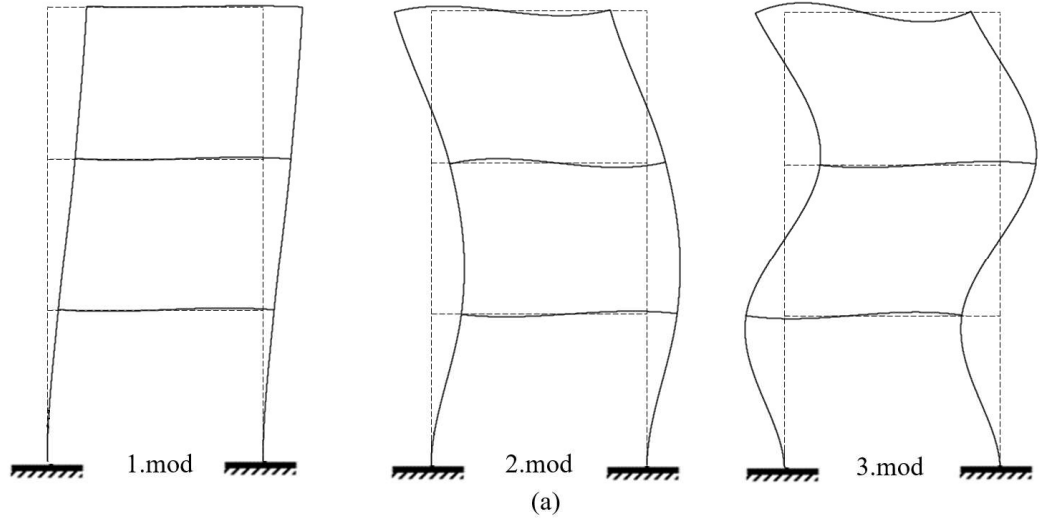
Farklı duvar kalınlıkları için; TDKDT ve TKT ile hesaplanan birinci doğal frekans değerlerindeki artış oranları karşılaştırmalı olarak Şekil 5.5'te sunulmuştur. Şekil 5.5'e göre, TDC modeli dikkate alındığında; dolgu duvarlı çerçevelerin birinci doğal frekans değerlerindeki artış oranı, duvar kalınlığı arttıkça TKT için %58'e ve TDKDT için %63'e kadar yükselmektedir. Şekil 5.5'te YKÇ modeli dikkate alındığında; dolgu duvarlı çerçevelerin birinci doğal frekans değerlerindeki artış oranı, 20 cm kalınlığındaki dolgu duvar için TDKDT'ye göre %39 ve TKT için %33 olarak hesaplanmıştır. Şekil 5.5'e göre; YKÇ ve TDC modelleri için, dolgu duvarların birinci doğal frekans üzerindeki etkileri, TDKDT'de, TKT'ye kıyasla daha yüksek olma eğilimindedir.



Şekil 5.5 Farklı duvar kalınlıkları için TDKDT ve TKT ile hesaplanan birinci doğal frekans değerlerindeki artış oranları

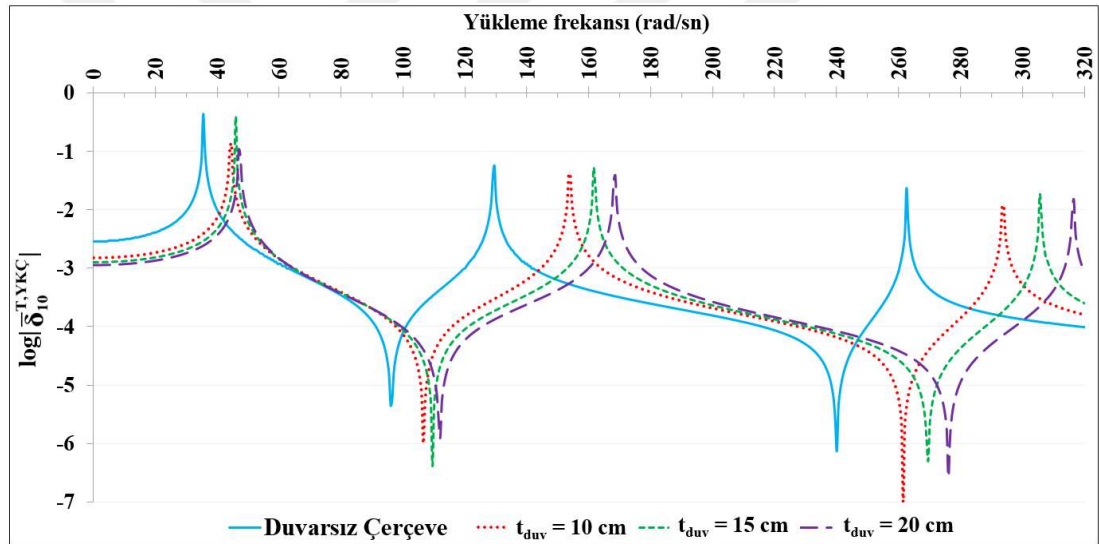
TDKDT'nin, sürekli parametrelili dolgu duvarlı çerçevelerin mod şekillerinin çizilmesinde de kullanılabileceğini göstermek üzere; duvarsız çerçeve modeline, YKÇ ve TDÇ modellerine ait ilk mod şekilleri sırasıyla Şekil 5.6a, Şekil 5.6b ve Şekil 6.5c'de sunulmuştur. TKT kullanılarak elde edilen mod şekilleri, TDKDT kullanılarak elde edilen mod şekillerinden belirgin bir farka sahip olmadığı için, çalışmanın anlaşılabilirliğini arttırmak amacıyla sunulmamıştır.

Dolgu duvarların, sürekli parametrelili çerçevelerin harmonik tepkileri üzerindeki etkilerini gözlemleyebilmek için, sırasıyla Şekil 5.1a ve Şekil 5.2a'da sunulan YKÇ ve TDÇ modeller dikkate alınarak zorlanmış titreşim analizleri gerçekleştirilmiştir. $P(t)=2e^{i\omega t}$ olduğu dikkate alınarak, 10 numaralı serbestlik derecesi doğrultusundaki deplasman ($\bar{\delta}_{10}$) için harmonik tepki eğrileri elde edilmiştir.



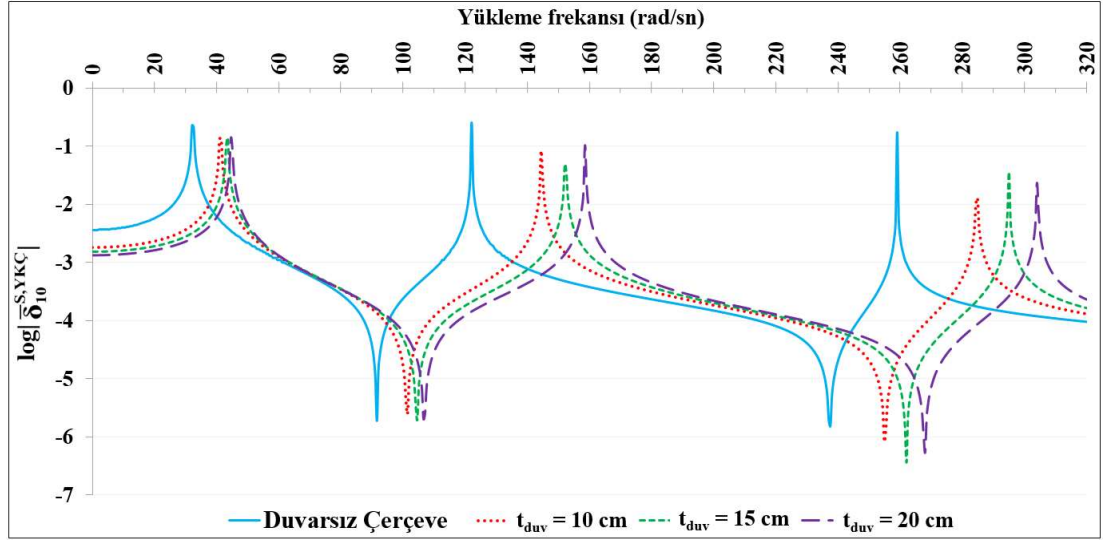
Şekil 5.6 a) Duvarsız çerçeve modelinin ilk üç mod şekli b) YKÇ modelinin ilk üç mod şekli c) TDC modelinin ilk üç mod şekli ($t_{duv} = 20$ cm)

YKÇ modeli için; Şekil 5.7a ve Şekil 5.7b’de sırasıyla TKT ve TDKDT kullanılarak, duvarsız çerçeve ve farklı duvar kalınlıkları için dolgu duvarlı çerçevelerin harmonik tepki eğrileri karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Şekil 5.8a ve Şekil 5.8b’de sırasıyla TKT ve TDKDT için, TDC modelinin duvarsız ve dolgu duvarlı durumlarının harmonik tepki eğrileri karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Şekil 5.7 ve Şekil 5.8’e göre, dolgu duvar kalınlıkları arttıkça, harmonik tepki eğrilerinin tepe ve dip noktaları sağa doğru ötelenmektedir. Bir başka ifadeyle; dolgu duvar kalınlığındaki artış, YKÇ ve TDC modellerinin her ikisinde de doğal frekans değerlerinin yükselmesine sebebiyet vermektedir. Şekil 5.7 ve Şekil 5.8 sırasıyla, YDÇ ve TDC modelleri için doğal frekans tespitinde, harmonik tepki eğrilerinin etkili bir şekilde kullanılabileceğini göstermektedir.

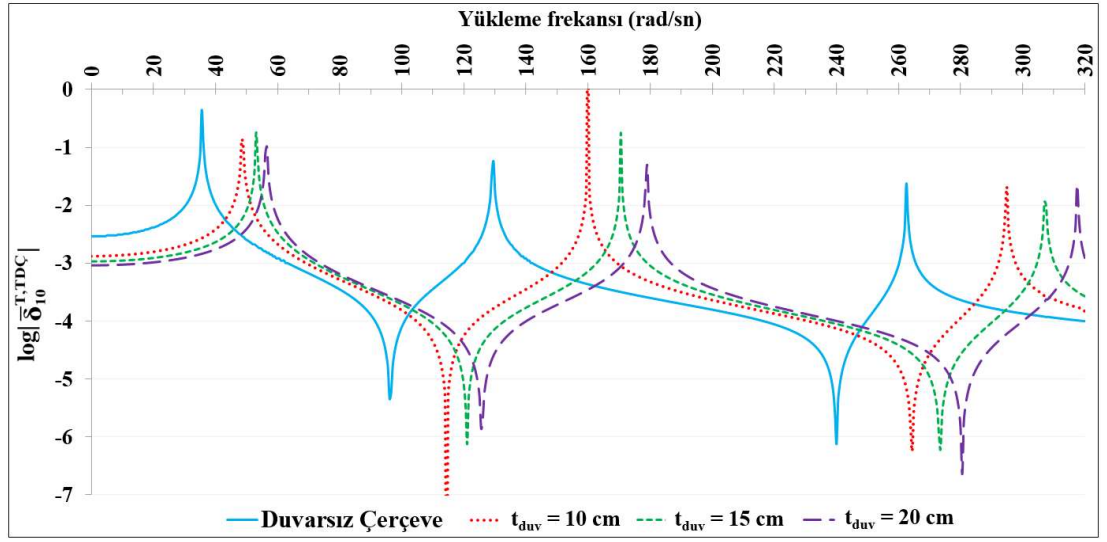


(a)

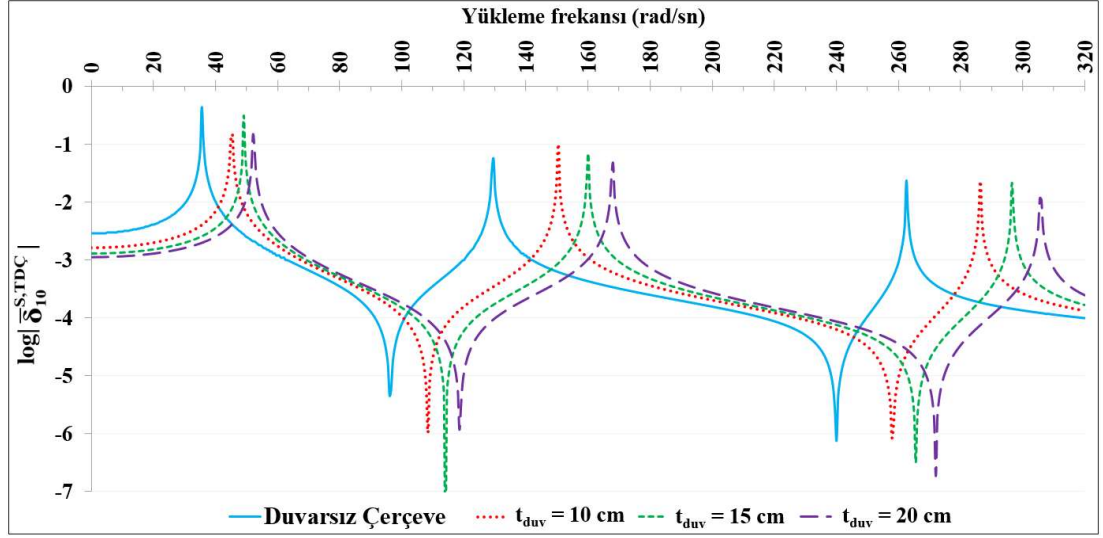
Şekil 5.7 a) YKÇ modeline ait, TKT kullanılarak $\bar{\delta}_{10}^{T,YKÇ}$ harmonik tepki eğrileri b) YKÇ modeline ait, TDKDT kullanılarak $\bar{\delta}_{10}^{S,YKÇ}$ harmonik tepki eğrileri



Şekil 5.7 devamı



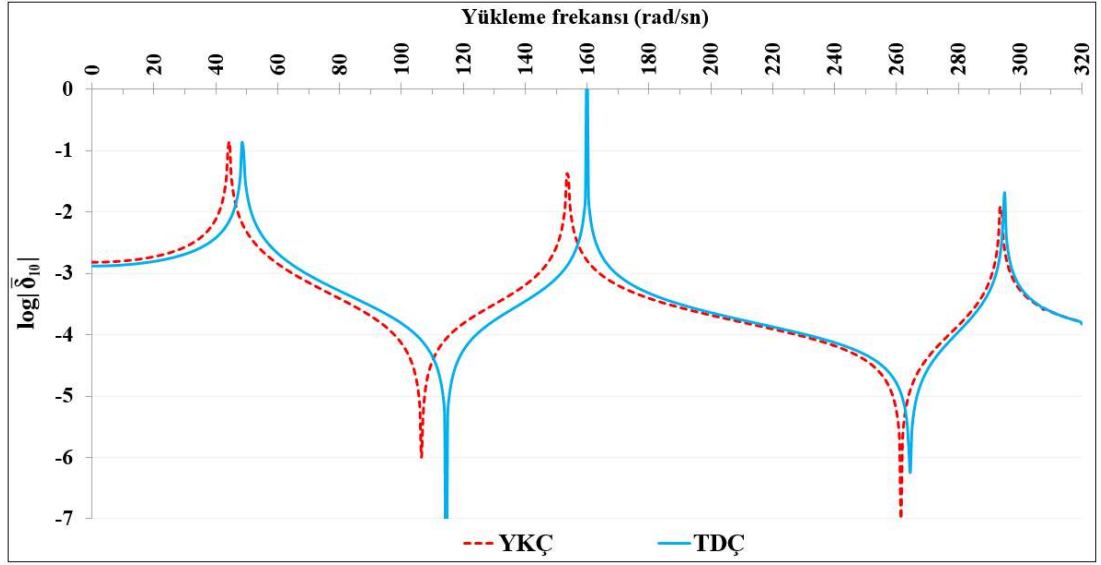
Şekil 5.8 a) TDC'nin $\bar{\delta}_{10}^{T, TDC}$ için harmonik tepki eğrileri b) TDC'nin $\bar{\delta}_{10}^{S, TDC}$ için harmonik tepki eğrileri



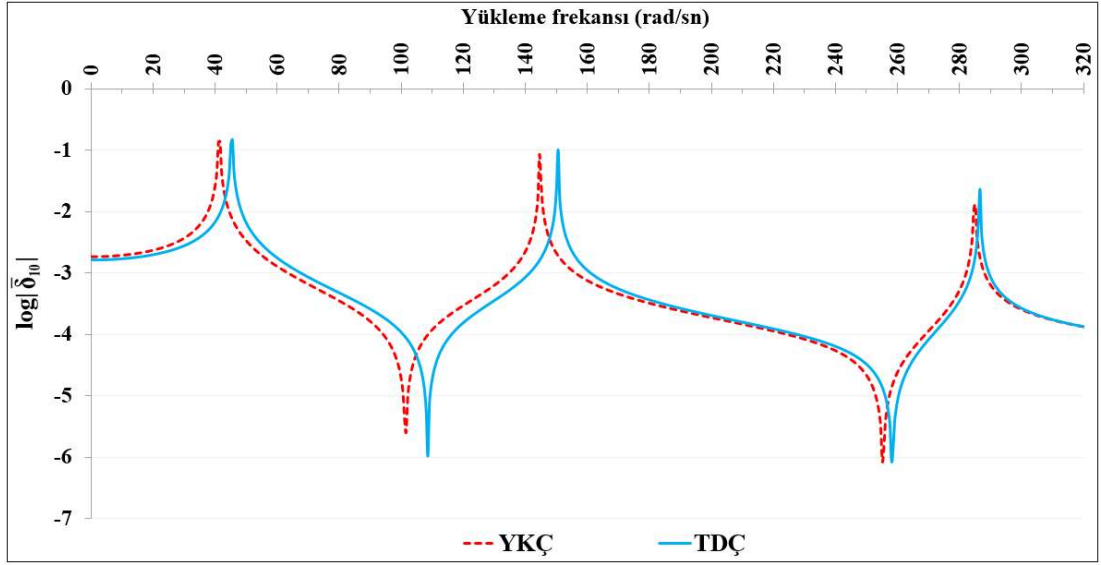
(b)

Şekil 5.8 devamı

YKÇ modelinin harmonik tepki eğrilerinin, TDC modelinin harmonik tepki eğrileri ile karşılaştırılabilmesi amacıyla; Şekil 5.9a ve Şekil 5.9b’de sırasıyla, TKT ve TDKDT kullanılarak modellenmiş 10 cm kalınlığında dolgu duvarlara sahip çerçevelerin harmonik tepki eğrileri; Şekil 5.10a ve Şekil 5.10b’de sırasıyla, TKT ve TDKDT kullanılarak modellenmiş 15 cm kalınlığında dolgu duvarlara sahip çerçevelerin harmonik tepki eğrileri ve Şekil 5.11a ve Şekil 5.11b’de sırasıyla, TKT ve TDKDT kullanılarak modellenmiş 20 cm kalınlığında dolgu duvarlara sahip çerçevelerin harmonik tepki eğrileri sunulmuştur. Şekil 5.9, Şekil 5.10 ve Şekil 5.11’e göre, TDC modeli, bu çalışmada dikkate alınan tüm dolgu duvar kalınlıklarında daha yüksek rezonant ve anti-rezonant frekans değerleri vermektedir.

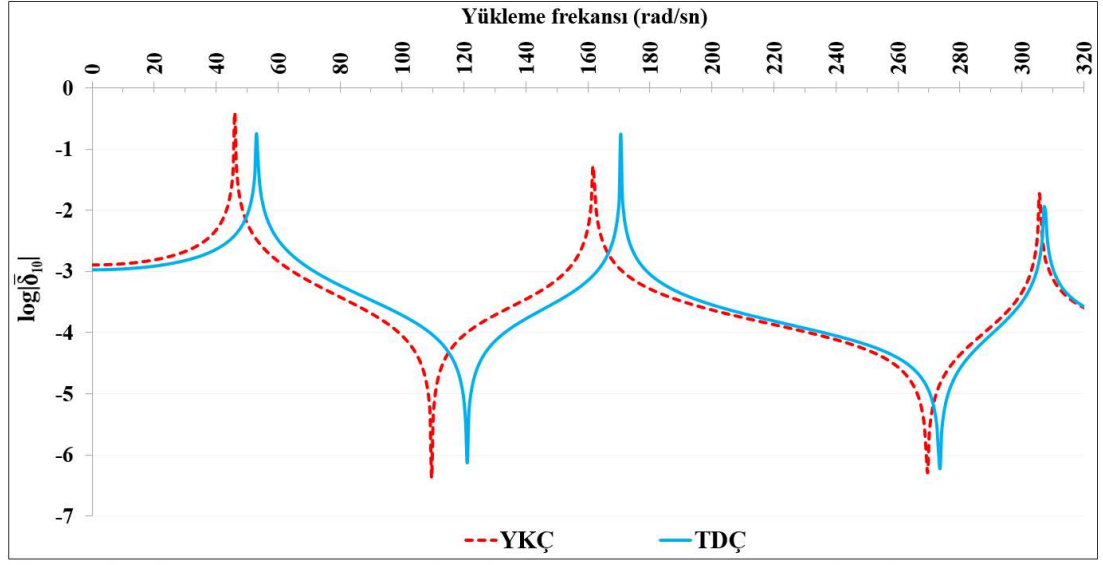


(a)

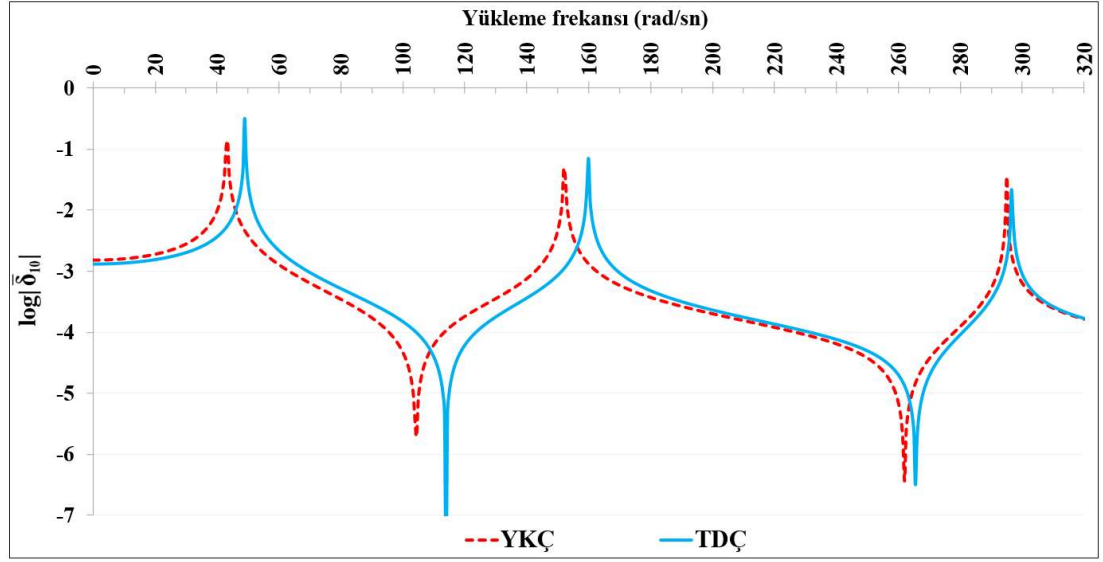


(b)

Şekil 5.9 a) TKT kullanılarak modellenmiş 10 cm kalınlığında dolgu duvarlı çerçevelerin harmonik tepki eğrileri b) TDKDT kullanılarak modellenmiş 10 cm kalınlığında dolgu duvarlı çerçevelerin harmonik tepki eğrileri

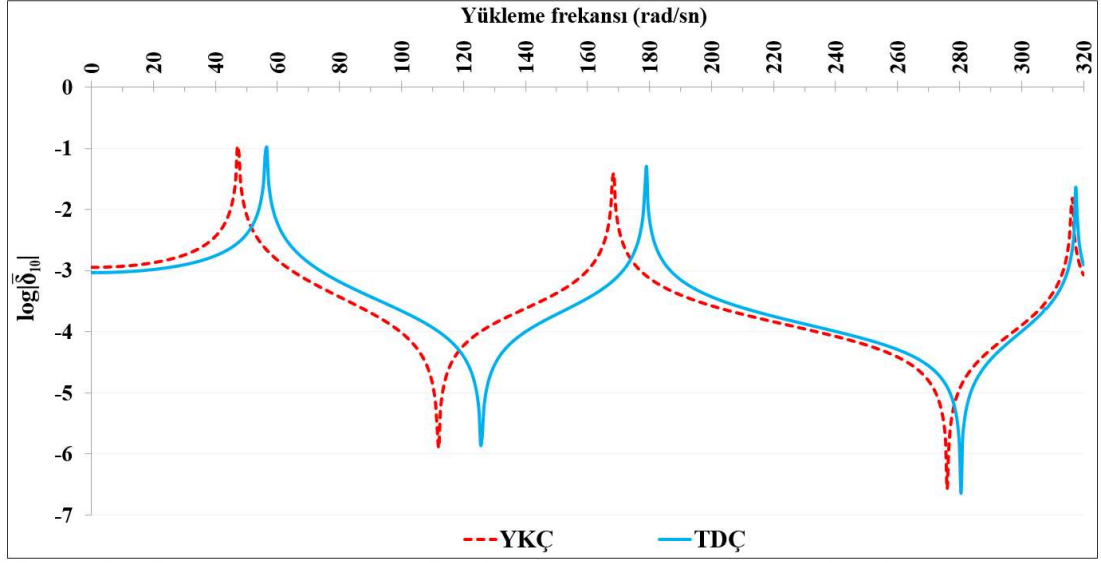


(a)

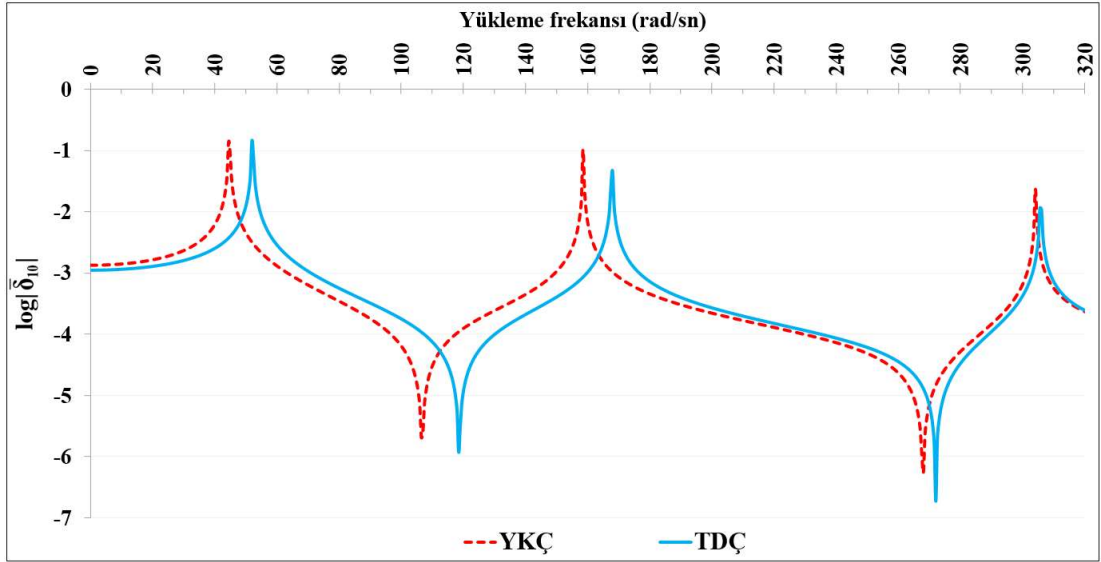


(b)

Şekil 5.10 a) TKT kullanılarak modellenmiş 15 cm kalınlığında dolgu duvarlı çerçevelerin harmonik tepki eğrileri b) TDKDT kullanılarak modellenmiş 15 cm kalınlığında dolgu duvarlı çerçevelerin harmonik tepki eğrileri



(a)

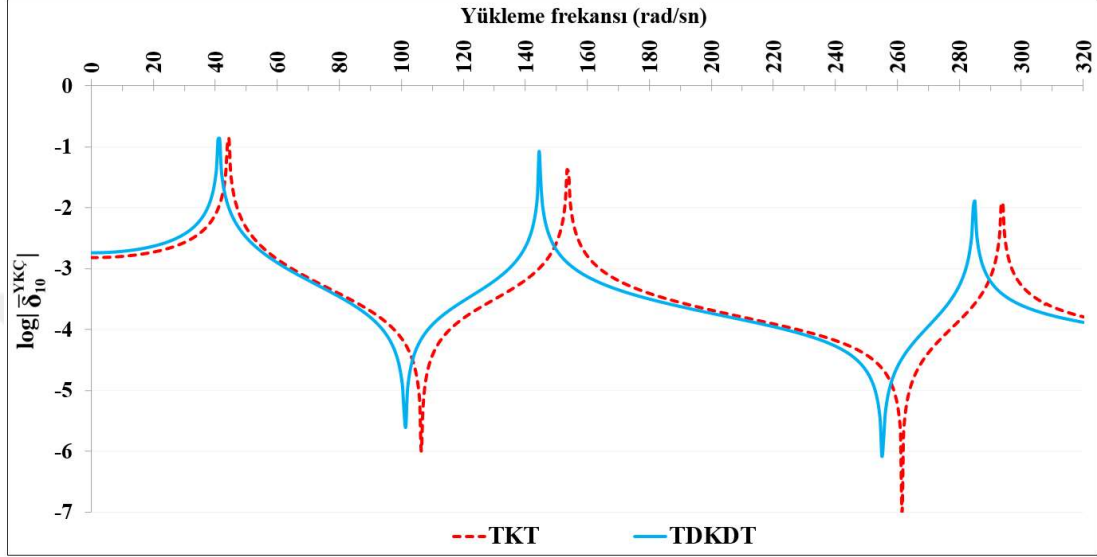


(b)

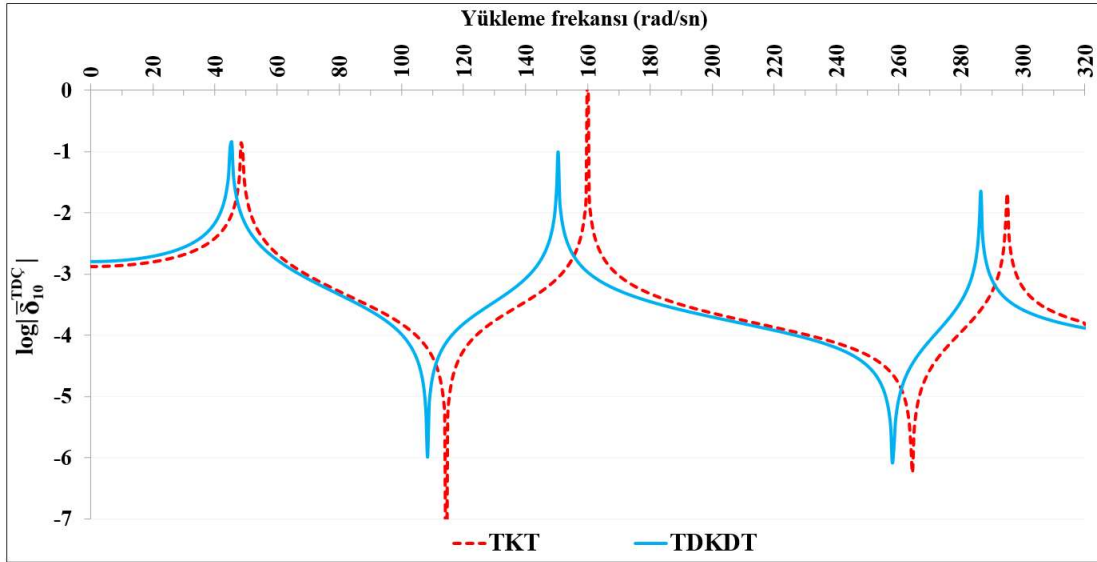
Şekil 5.11 a) TKT kullanılarak modellenmiş 20 cm kalınlığında dolgu duvarlı çerçevelerin harmonik tepki eğrileri b) TDKDT kullanılarak modellenmiş 20 cm kalınlığında dolgu duvarlı çerçevelerin harmonik tepki eğrileri

TKT ve TDKDT kullanılarak modellenen dolgu duvarlı çerçevelerin harmonik tepki eğrilerinin karşılaştırılması amacıyla; Şekil 5.12a ve Şekil 5.12b’de sırasıyla, YKÇ ve TDÇ modelleri için 10 cm kalınlığındaki duvarlar dikkate alınarak harmonik tepki eğrileri; Şekil 5.13a ve Şekil 5.13b’de sırasıyla, YKÇ ve TDÇ modelleri için 15 cm kalınlığındaki duvarlar dikkate alınarak harmonik tepki eğrileri; Şekil 5.14a ve Şekil 5.14b’de sırasıyla, YKÇ ve TDÇ modelleri için 20 cm kalınlığındaki duvarlar

dikkate alınarak harmonik tepki eğrileri sunulmuştur. Şekil 5.12, Şekil 5.13 ve Şekil 5.14'e göre, sayısal analizde kullanılan tüm duvar kalınlıkları için; YKÇ ve TDÇ modellerinde; TKT, TDKDT'ye kıyasla daha yüksek rezonant ve anti-rezonant değerleri sunmaktadır.

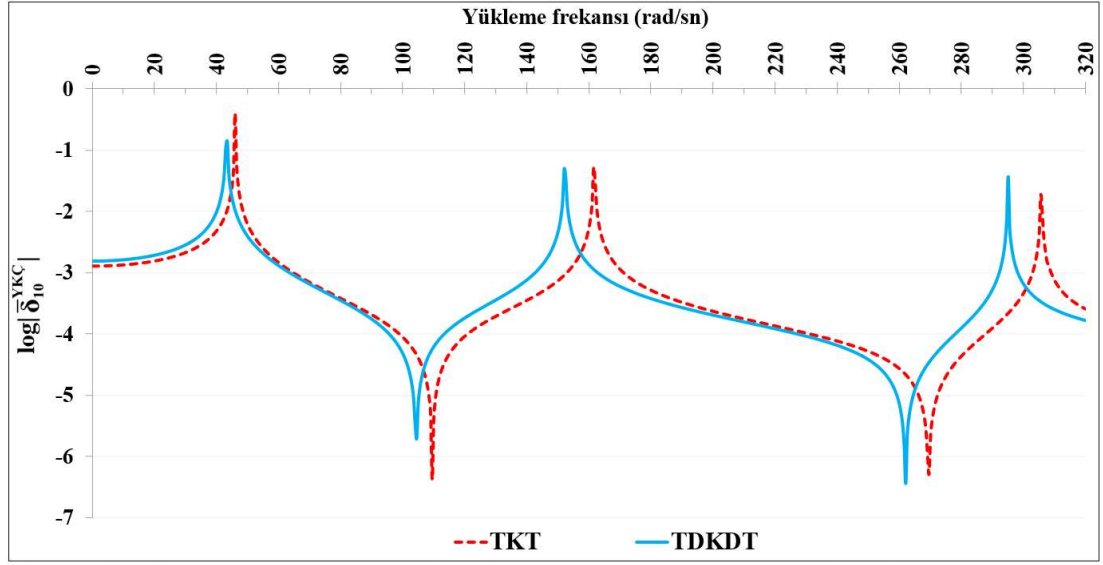


(a)

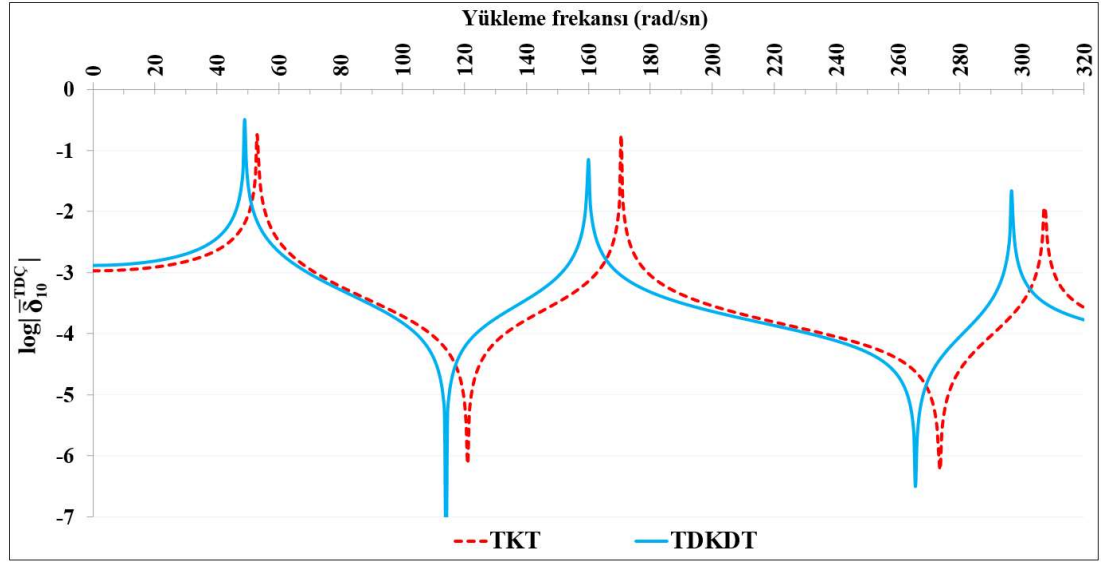


(b)

Şekil 5.12 a) 10 cm kalınlığında duvarlara sahip YKÇ modeli için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri b) 10 cm kalınlığında duvarlara sahip TDÇ modeli için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri

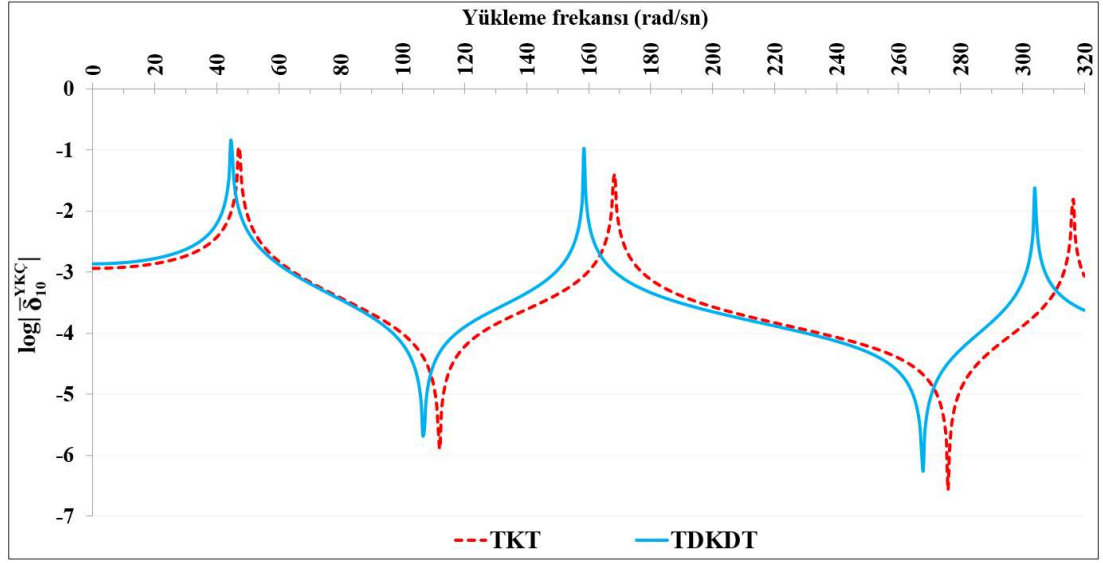


(a)

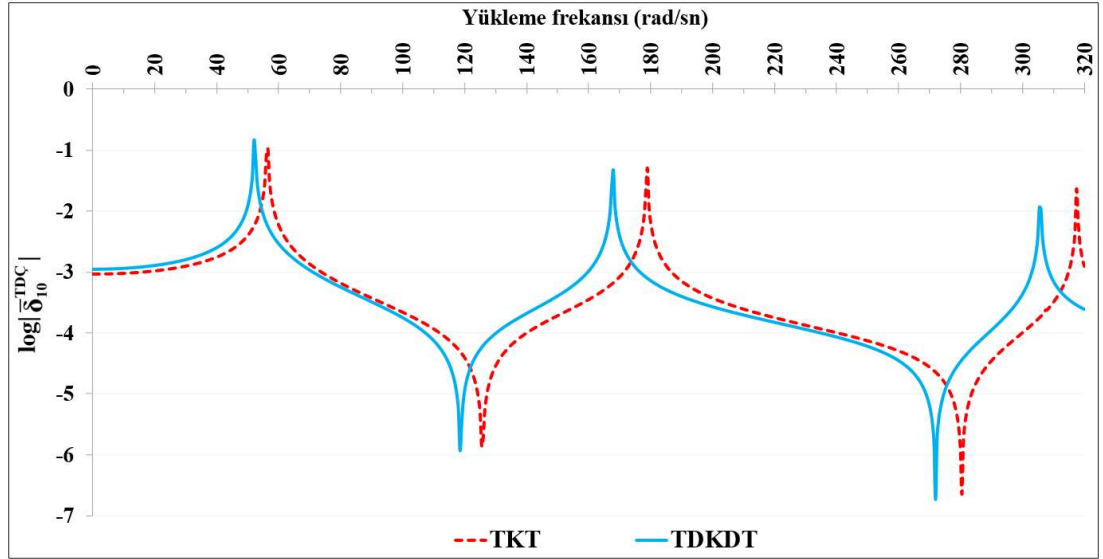


(b)

Şekil 5.13 a) 15 cm kalınlığında duvarlara sahip YKÇ modeli için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri b) 15 cm kalınlığında duvarlara sahip TDÇ modeli için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri



(a)



(b)

Şekil 5.14 a) 20 cm kalınlığında duvarlara sahip YKÇ modeli için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri b) 20 cm kalınlığında duvarlara sahip TDÇ modeli için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri

Şekil 5.12, Şekil 5.13 ve Şekil 5.14'te görülen $\bar{\delta}_{10}^{YKÇ}$ ve $\bar{\delta}_{10}^{TDÇ}$ sırasıyla, 10 numaralı serbestlik derecesinde YKÇ modeli ve TDÇ modeli için oluşan deplasmanları göstermektedir.

BÖLÜM ALTI

YAPI-ZEMİN ETKİLEŞİMLİ SÜREKLİ PARAMETRELİ ÇERÇEVELER

Çerçeve yapıların statik ve dinamik analizinde; çerçeve kolonlarının, temele bağlandığı düğüm noktalarının genellikle ankastre mesnetli kabul edilmesi, analizi basitleştiren bir varsayım olmakla birlikte, gerçekte imalat süreçleri ve zemin koşulları nedeniyle, kolon-temel düğüm noktaları tamamen rijit olmayabilir. Bu bakımdan, çerçevelerin matematiksel modelinin mümkün olduğunca gerçekçi olması için, farklı zemin koşullarında ankastre mesnet varsayımının, çerçevelerin özellikle dinamik davranışı üzerindeki etkilerini gözlemlemek oldukça önemlidir. YZE, literatürde farklı yöntem ve yaklaşımlarla çerçeve sistemlerin dinamik analizinde dikkate alınmıştır. Yapılan detaylı literatür araştırmasında, sürekli parametrelî çerçevelerin DRM formülasyonları kullanılarak dinamik analizinde, YZE'nin etkili olarak üç-yay yaklaşımı olarak bilinen teknikle modellenebileceği görülmüştür. Düzlem çerçeveler için üç-yay yaklaşımında; yatay yönde ve düşey yönde olmak üzere iki adet çökmeye karşı elastik yay ve bir adet de dönmeye karşı elastik yay kullanılmaktadır.

6.1 Daha Önce Yapılan Çalışmalar

Manolis ve Markou (2012), ankastre mesnetli sürekli parametrelî kiriş modelini dikkate alarak, YZE'yi üç-yay yaklaşımı ile modelleyip, sismik izolasyonlu yapıların zaman tanım alanında dinamik analizlerini gerçekleştirmişlerdir.

Xing ve Wang (2013), eksenel basınç yükü altındaki iki ucu elastik mesnetli kirişlerin serbest titreşim analizini, kiriş uçlarına birer adet dönmeye karşı elastik ve birer adet çökmeye karşı elastik yay yerleştirilerek analitik çözümler aracılığıyla gerçekleştirmişlerdir.

Arany ve diğer. (2015), üç-yay yaklaşımı ile kazıklı rüzgar türbinlerinin dinamik analizlerini gerçekleştirmişlerdir. Bu çalışmada; rüzgar türbini sabit enkesitli olarak basitleştirilerek, EKT ve TKT kullanılarak modellenmiştir. Elde edilen doğal frekansların, ölçülen doğal frekanslar ile karşılaştırılması sonucunda; sabit enkesit

varsayımının hesaplanan doğal frekansların gerçek doğal frekanslardan biraz daha düşük olmasına sebep olduğu ifade edilmiştir.

Rezaiee-Pajand ve diğer. (2016), dönmeye karşı elastik mesnetli, tek katlı, tek açıklıklı çerçevelerin stabilite analizlerini gerçekleştirmişlerdir. Çalışmada; kolon-kiriş birleşim noktalarına düşey yönde etkiyen yükler dikkate alınarak, kritik burkulma yükleri hesaplanmıştır.

Mitropoulou ve diğer. (2016), çok katlı, çok açıklıklı, betonarme ve çelik çerçevelerin kırılma eğrilerini YZE'yi dikkate alarak elde etmişlerdir. Çalışmada; YZE modellemesinde, tek düğüm noktalı Winkler yaklaşımı olarak da ifade edilen, üç-yay yaklaşımı kullanılmıştır.

Taciroglu ve diğer. (2017), YZE modellemesinde kullanılan, zemin-temel rijitlik değerleri olarak ifade edilen elastik yay rijitliklerini, yüksek bir yapı için deprem tepki sinyallerini kullanarak elde etmişlerdir. Çalışmada kullanılan çok katlı bina, dönmeye karşı elastik ve çökmeye karşı elastik yaylara mesnetlenmiş eşdeğer Timoshenko kirişi olarak modellenmiştir.

Ramezani ve diğer. (2017), istinat duvarlarının doğal frekanslarını YZE'yi dikkate alarak hesaplamışlardır. Çalışmada; EKT'ye göre modellenmiş istinat duvarı için YZE, üç-yay yaklaşımı kullanılarak dikkate alınmış olup, elde edilen sonuçlar ANSYS analiz programından elde edilen SEM sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

Beegam ve Sebastian (2017), uzay çerçeve sistemlerden oluşan binaların, YZE dikkate alınarak serbest titreşim analizlerini SAP2000 yapısal analiz programını kullanarak gerçekleştirmişlerdir. Çalışmada; YZE modellenmesinde, yapısal sistem üç boyutlu olduğu için; üç adet çökmeye karşı elastik yay ve üç adet dönmeye karşı elastik yay kullanılmıştır. YZE modellenmesinde kullanılan elastik yayların rijitlikleri ise Gazetas (1991)'ın sunduğu çalışmaya göre hesaplanmıştır.

Jalbi ve Bhattacharya (2018), kazık temelli rüzgar türbinlerini eşdeğer kiriş yöntemi ile idealize ederek, YZE'yi dönmeye ve çökmeye karşı elastik yaylar kullanarak modellemiş, kapalı çözümden elde edilen sonuçları SAP2000 yapısal analiz programından elde edilen SEM sonuçları ile karşılaştırmışlardır. Çalışmada ayrıca; ankastre mesnet varsayımıyla modellenmiş sistemin doğal frekansları, YZE dikkate alınarak modellenen sistemin doğal frekansları ile karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.

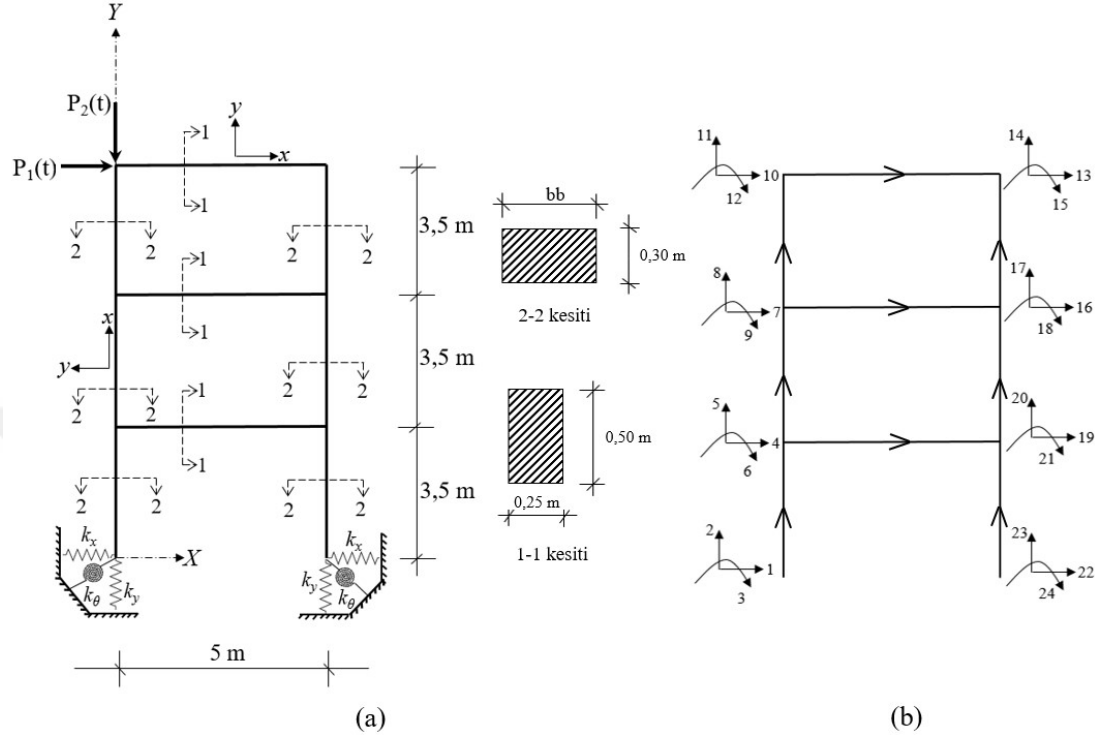
Huergo ve Hernández (2020), ayarlı kütle sönümleyicili yüksek binaların serbest titreşim analizlerini ve sismik tepkilerini, eşdeğer kiriş yöntemini kullanarak ve YZE'yi dikkate alarak incelemişlerdir. Çalışmada; YZE modellemesinde, dönmeye karşı elastik ve çökmeye karşı elastik yaylar kullanılmıştır.

6.2 Tez Kapsamında Dikkate Alınan Yapı-Zemin Etkileşimli Sürekli Parametrelili Çerçevenin Matematiksel Modeli

YZE'nin dikkate alındığı sürekli parametrelili çerçeve modeli, yatay ve düşey yönde olmak üzere iki adet çökmeye karşı elastik yay ve bir adet dönmeye karşı elastik yay kullanılarak Şekil 6.1a'da sunulmuştur. Çerçevenin serbestlik dereceleri ve çerçeve elemanlarının eğilme titreşimlerinin ve eksenel titreşimlerinin hareket denklemlerinde kullanılacak olan lokal x eksenlerinin yönleri Şekil 6.1b'de sunulmuştur. Şekil 6.1a'da; k_x ve k_y , sırasıyla yatay yönde ve düşey yönde kullanılan elastik yay rijitliğini; k_θ , dönmeye karşı elastik yay rijitliğini, $P_1(t)$ ve $P_2(t)$ ise sırasıyla sisteme etkiyen yatay harmonik noktasal yükü ve düşey harmonik noktasal yükü göstermektedir.

Yapı-zemin etkileşimli çerçeve modelinin DRM ile serbest titreşim ve harmonik tepki analizlerini gerçekleştirebilmek için; TKT ve TDKDT için tezin dördüncü bölümünde elde edilen eleman lokal ve global dinamik rijitlik matrislerinin dışında; elastik mesnetli zemin kat kolonlarına özgü lokal ve global dinamik rijitlik matrislerinin oluşturulması gerekmektedir. Dikkate alınan çerçevenin kirişlerinden ve üst kat kolonlarından farklı olarak; zemin kat kolonlarının alt uçlarındaki kuvvet ve deplasmanların TKT ve TDKDT için; k_x , k_y ve k_θ 'ya bağlı olarak hesaplanması

gerekmektedir. Takiben, sistem global dinamik rijitlik matrisi oluşturularak serbest titreşim ve harmonik tepki analizleri gerçekleştirilebilir.



Şekil 6.1 a) YZE dikkate alınan sürekli parametrelili çerçeve b) YZE dikkate alınan sürekli parametrelili çerçevenin matematiksel modeli ve serbestlik dereceleri

Tez kapsamında daha önceki bölümlerde sunulan; ankastre mesnetli sürekli parametrelili çerçeve modeli ve dolgu duvarlı çerçeve modelinden farklı olarak; yapı-zemin etkileşimli çerçevenin global dinamik rijitlik matrisi, serbest titreşim analizi öncesinde indirgenememektedir. Bunun sebebi, Şekil 6.1b’de sunulan; 1, 2, 3 ve 22, 23, 24 numaralı serbestlik dereceleri de dahil olmak üzere, sistemin tüm düğüm noktalarının serbestlik derecelerinde deplasman ve kesit dönmelerinin oluşmasıdır.

6.3 TKT Kullanılarak Serbest Titreşim ve Harmonik Tepki Analizi

TKT’ye göre modellenmiş, YZE dikkate alınan çerçeve yapının zemin kat kolonlarının lokal dinamik rijitlik matrisi oluşturulurken, (2.24), (2.25), (2.78) numaralı bağıntılar ve Şekil 6.1a kullanılarak, eleman uç deplasmanları matris formda aşağıdaki gibi yazılabilir:

$$\{\delta^{T,ZK}\} = [\Delta^{T,ZK}] \{\bar{C}^T\} \quad (6.1)$$

(6.1) numaralı bağıntıda;

$$\{\delta^{T,ZK}\} = \begin{Bmatrix} \bar{u}_0^{T,ZK} \\ y_0^{T,ZK} \\ \phi_0^{T,ZK} \\ \bar{u}_1^{T,ZK} \\ y_1^{T,ZK} \\ \phi_1^{T,ZK} \end{Bmatrix}, [\Delta^{T,ZK}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 1 - \frac{\Theta_1}{k_y} & 1 - \frac{\Theta_2}{k_y} \\ 1 - \frac{\Gamma_1^T}{k_x} & 1 - \frac{\Gamma_2^T}{k_x} & 1 - \frac{\Gamma_3^T}{k_x} & 1 - \frac{\Gamma_4^T}{k_x} & 0 & 0 \\ j_1 + \frac{\Lambda_1^T}{k_0} & j_2 + \frac{\Lambda_2^T}{k_0} & j_3 + \frac{\Lambda_3^T}{k_0} & j_4 + \frac{\Lambda_4^T}{k_0} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & e^{ir_1} & e^{ir_2} \\ e^{ik_1} & e^{ik_2} & e^{ik_3} & e^{ik_4} & 0 & 0 \\ e^{ik_1} & j_2 e^{ik_2} & j_3 e^{ik_3} & j_4 e^{ik_4} & 0 & 0 \end{bmatrix}, \{\bar{C}^T\} = \begin{Bmatrix} c_1 \\ c_2 \\ c_3 \\ c_4 \\ g_1 \\ g_2 \end{Bmatrix}$$

olup; burada; $\bar{u}_0^{T,ZK}, y_0^{T,ZK}, \phi_0^{T,ZK}$ sırasıyla, zemin kat kolonlarının alt uçları için eksenel deplasmanı, kolon eksenine dik deplasmanı ve kesit dönmesini; $\bar{u}_1^{T,ZK}, y_1^{T,ZK}, \phi_1^{T,ZK}$ sırasıyla, zemin kat kolonlarının üst uçları için eksenel deplasmanı, kolon eksenine dik deplasmanı ve kesit dönmesini göstermektedir.

Yapı-zemin etkileşimli çerçevenin zemin kat kolonlarının TKT'ye göre elde edilmiş uç kuvvetleri; (2.26), (2.27), (2.81) numaralı bağıntılar ve Şekil 6.1a kullanılarak, matris formda (6.2) numaralı bağıntıda sunulmuştur.

$$\{F^{T,ZK}\} = [\kappa^{T,ZK}] \{\bar{C}^T\} \quad (6.2)$$

(6.2) numaralı bağıntıda;

$$\{F^{T,ZK}\} = \begin{Bmatrix} N_0^{ZK} \\ Q_0^{T,ZK} \\ M_0^{T,ZK} \\ N_1^{ZK} \\ Q_1^{T,ZK} \\ M_1^{T,ZK} \end{Bmatrix}, [\kappa^{T,ZK}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & \Theta_1 - k_y & \Theta_2 - k_y \\ \Gamma_1^T - k_x & \Gamma_2^T - k_x & \Gamma_3^T - k_x & \Gamma_4^T - k_x & 0 & 0 \\ \Lambda_1^T + j_1 k_0 & \Lambda_2^T + j_2 k_0 & \Lambda_3^T + j_3 k_0 & \Lambda_4^T + j_4 k_0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\Theta_1 e^{ir_1} & -\Theta_2 e^{ir_2} \\ -\Gamma_1^T e^{ik_1} & -\Gamma_2^T e^{ik_2} & -\Gamma_3^T e^{ik_3} & -\Gamma_4^T e^{ik_4} & 0 & 0 \\ -\Lambda_1^T e^{ik_1} & -\Lambda_2^T e^{ik_2} & -\Lambda_3^T e^{ik_3} & -\Lambda_4^T e^{ik_4} & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

olup; burada; $N_0^{ZK}, Q_0^{T,ZK}, M_0^{T,ZK}$ sırasıyla, zemin kat kolonlarının alt uçlarına ait eksenel kuvveti, kesme kuvvetini ve eğilme momentini; $N_1^{ZK}, Q_1^{T,ZK}, M_1^{T,ZK}$ sırasıyla, zemin kat kolonlarının üst uçlarına ait eksenel kuvveti, kesme kuvvetini ve eğilme momentini göstermektedir.

(6.1) ve (6.2) numaralı bağıntılar kullanılarak, sırasıyla (6.3) ve (6.4) numaralı bağıntılar yazılabilir.

$$\{\bar{C}^T\} = [\Delta^{T,ZK}]^{-1} \{\delta^{T,ZK}\} \quad (6.3)$$

$$\{\bar{C}^T\} = [\kappa^{T,ZK}]^{-1} \{F^{T,ZK}\} \quad (6.4)$$

(6.3) ve (6.4) numaralı bağıntıların birbirine eşitlenmesi suretiyle, TKT'ye göre modellenmiş, YZE dikkate alınan çerçevenin zemin kat kolonlarının uç kuvvet ve uç deplasmanları arasındaki ilişkiyi ifade eden (6.5) numaralı bağıntı elde edilir.

$$\{F^{T,ZK}\} = [LDR^{T,ZK}] \{\delta^{T,ZK}\} \quad (6.5)$$

Burada; $[LDR^{T,ZK}] = [\kappa^{T,ZK}] [\Delta^{T,ZK}]^{-1}$ olup, TKT'ye göre yapı-zemin etkileşimli çerçevenin zemin kat kolonları için lokal dinamik rijitlik matrisini göstermektedir.

TKT formülasyonları ile serbest titreşim analizini gerçekleştirebilmek için; (6.5) ve (4.2) numaralı bağıntılar kullanılarak, çerçevenin zemin kat kolonlarına ait global dinamik rijitlik matrisleri (6.6) numaralı bağıntıdaki gibi elde edilir.

$$[GDR_{ZK}^T] = [ATM_{kl}]^{-1} [LDR^{T,ZK}] [ATM_{kl}] \quad (6.6)$$

Burada, $[GDR_{ZK}^T]$ matrisi, yapı-zemin etkileşimli sürekli parametrelili çerçevenin zemin kat kolonları için TKT'ye göre global dinamik rijitlik matrisini göstermektedir.

TKT'ye göre modellenmiş yapı-zemin etkileşimli çerçevenin global dinamik rijitlik matrisi; sistemdeki kirişler için (4.3) numaralı, birinci ve ikinci kat kolonları için (4.4) numaralı ve zemin kat kolonları için ise (6.6) numaralı bağıntı ve Şekil 6.1b'de sunulan serbestlik dereceleri dikkate alınarak, kodlama tekniğiyle elde edilir. Sistem global dinamik rijitlik matrisi, düğüm noktası deplasmanları ve düğüm noktası kuvvetleri arasındaki ilişki (6.7) numaralı bağıntıda sunulmuştur.

$$\begin{Bmatrix} \bar{f}_1^{T,YZE} \\ \bar{f}_2^{T,YZE} \\ \bar{f}_3^{T,YZE} \\ . \\ . \\ . \\ \bar{f}_{22}^{T,YZE} \\ \bar{f}_{23}^{T,YZE} \\ \bar{f}_{24}^{T,YZE} \end{Bmatrix} = [SGDR^{T,YZE}]_{24 \times 24} \begin{Bmatrix} \bar{\delta}_1^{T,YZE} \\ \bar{\delta}_2^{T,YZE} \\ \bar{\delta}_3^{T,YZE} \\ . \\ . \\ . \\ \bar{\delta}_{22}^{T,YZE} \\ \bar{\delta}_{23}^{T,YZE} \\ \bar{\delta}_{24}^{T,YZE} \end{Bmatrix} \quad (6.7)$$

Burada, $\bar{f}_1^{T,YZE}, \bar{f}_2^{T,YZE}, \bar{f}_3^{T,YZE}, \dots, \bar{f}_{24}^{T,YZE}$ ve $\bar{\delta}_1^{T,YZE}, \bar{\delta}_2^{T,YZE}, \bar{\delta}_3^{T,YZE}, \dots, \bar{\delta}_{24}^{T,YZE}$ sırasıyla sistem serbestlik dereceleri doğrultularındaki düğüm noktası kuvvetlerini ve deplasmanlarını, $[SGDR^{T,YZE}]$ matrisi Şekil 6.1a'da sunulan çerçevenin global dinamik rijitlik matrisini göstermektedir. $P_1(t)$ ve $P_2(t)$ dinamik dış yükleri sıfıra eşitlenerek, TKT'ye göre modellenmiş yapı-zemin etkileşimli çerçevenin doğal frekans değerleri (6.8) numaralı bağıntı ile hesaplanabilir.

$$|SGDR^{T,YZE}| = 0 \quad (6.8)$$

Sistemin doğal frekansları elde edildikten sonra, mod şekillerinin çizilebilmesi için, (6.7) numaralı bağıntıdaki düğüm noktası kuvvetlerinin tümü sıfıra ve düğüm noktası deplasmanlarının herhangi biri bire eşitlenerek, diğer nodal deplasman değerleri buna bağlı olarak hesaplanır. Tüm düğüm noktası deplasmanları değerleri elde edildikten sonra, her bir çerçeve elemanının uçlarındaki düğüm noktası deplasmanları (3.1) numaralı bağıntıda yerine yazılarak integrasyon sabitleri hesaplanır. Daha sonra (2.24) ve (2.78) numaralı bağıntılar kullanılarak, tüm çerçeve elemanları için eksenel ve

eleman eksenine dik olan deplasmanlar hesaplanarak istenilen moda ait mod şekilleri çizilebilir.

Şekil 6.1a’da sunulan harmonik noktasal yükler dikkate alınarak, TKT’ye göre yapı-zemin etkileşimli çerçeve modelinin harmonik tepki analizi (6.7) numaralı bağıntı ile gerçekleştirilir. Tez kapsamında daha önceki bölümlerde sunulan; ankastre mesnetli sürekli parametrelili çerçeve modelinin ve dolgu duvarlı sürekli parametrelili çerçeve modelinin harmonik tepki analizlerinde birer adet yatay harmonik yük dikkate alınmıştır. Ancak, tezin bu bölümünde sunulan yapı-zemin etkileşimli çerçevede elastik mesnet koşulları sebebiyle; çerçeve genelinde eksenel doğrultuda hakim modlar oluşabileceği ve bu modların, yatay dinamik yük için oluşturulan harmonik tepki eğrilerinden tespit edilemeyebileceği öngörüldüğünden; Şekil 6.1a’da sunulan bir adet yatay ve bir adet düşey harmonik yük dikkate alınmıştır. Yapı-zemin etkileşimli çerçeve modeli için, (6.7) numaralı bağıntıda, $P_1(t)$ yükü dikkate alınırken; $\bar{f}_{10}^{T,YZE}$, $P_1(t)$ harmonik yükünün genliğine, diğer tüm düğüm noktası kuvveti değerleri ise sıfıra eşitlenerek; $P_2(t)$ yükü dikkate alınırken; $\bar{f}_{11}^{T,YZE}$, $P_2(t)$ harmonik yükünün genliğine, diğer tüm düğüm noktası kuvveti değerleri ise sıfıra eşitlenerek istenilen düğüm noktası deplasmanı değerleri elde edilir. Bu deplasman değerleri, logaritmik olarak ölçeklenerek harmonik tepki eğrileri çizilir.

6.4 TDKDT Kullanılarak Serbest Titreşim ve Harmonik Tepki Analizi

TDKDT’ye göre modellenmiş, yapı-zemin etkileşimli çerçevenin zemin kat kolonlarının lokal dinamik rijitlik matrisi oluşturulurken, (2.65), (2.68), (2.78) numaralı bağıntılar ve Şekil 6.1a kullanılarak, eleman uç deplasmanları matris formda aşağıdaki gibi yazılabilir:

$$\{\delta^{S,ZK}\} = [\Delta^{S,ZK}] \{\bar{C}^S\} \quad (6.9)$$

(6.9) numaralı bağıntıda;

$$\{\delta^{S,ZK}\} = \begin{Bmatrix} \bar{u}_0^{S,ZK} \\ y_0^{S,ZK} \\ \frac{dy_0^{S,ZK}}{d\xi} \\ \bar{u}_1^{S,ZK} \\ y_1^{S,ZK} \\ \frac{dy_1^{S,ZK}}{d\xi} \end{Bmatrix}, [\Delta^{S,ZK}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 1 - \frac{\Theta_1}{k_y} & 1 - \frac{\Theta_2}{k_y} \\ \Gamma_1^S - \frac{\Psi_1^S}{k_x} & \Gamma_2^S - \frac{\Psi_2^S}{k_x} & \Gamma_3^S - \frac{\Psi_3^S}{k_x} & \Gamma_4^S - \frac{\Psi_4^S}{k_x} & 0 & 0 \\ \Lambda_1^S + \frac{\Omega_1^S}{k_\theta} & \Lambda_2^S + \frac{\Omega_2^S}{k_\theta} & \Lambda_3^S + \frac{\Omega_3^S}{k_\theta} & \Lambda_4^S + \frac{\Omega_4^S}{k_\theta} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & e^{ir_1} & e^{ir_2} \\ \Gamma_1^S e^{is_1} & \Gamma_2^S e^{is_2} & \Gamma_3^S e^{is_3} & \Gamma_4^S e^{is_4} & 0 & 0 \\ \Lambda_1^S e^{is_1} & \Lambda_2^S e^{is_2} & \Lambda_3^S e^{is_3} & \Lambda_4^S e^{is_4} & 0 & 0 \end{bmatrix}, \{\bar{C}^S\} = \begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ f_4 \\ g_1 \\ g_2 \end{Bmatrix}$$

olup; burada; $\bar{u}_0^{S,ZK}, y_0^{S,ZK}, \frac{dy_0^{S,ZK}}{d\xi}$ sırasıyla, TDKDT'ye göre zemin kat kolonlarının alt uçları için eksenel deplasmanı, kolon eksenine dik deplasmanı ve kesit dönmesini; $\bar{u}_1^{S,ZK}, y_1^{S,ZK}, \frac{dy_1^{S,ZK}}{d\xi}$ sırasıyla, TDKDT'ye göre zemin kat kolonlarının üst uçları için eksenel deplasmanı, kolon eksenine dik deplasmanı ve kesit dönmesini göstermektedir.

Yapı-zemin etkileşimli çerçevenin zemin kat kolonlarının TDKDT'ye göre elde edilmiş uç kuvvetleri; (2.69), (2.70), (2.81) numaralı bağıntılar ve Şekil 6.1a kullanılarak, matris formda (6.10) numaralı bağıntıda sunulmuştur.

$$\{F^{S,ZK}\} = [\kappa^{S,ZK}] \{\bar{C}^S\} \quad (6.10)$$

(6.10) numaralı bağıntıda;

$$\{F^{S,ZK}\} = \begin{Bmatrix} N_0^{S,ZK} \\ Q_0^{S,ZK} \\ M_0^{S,ZK} \\ N_1^{S,ZK} \\ Q_1^{S,ZK} \\ M_1^{S,ZK} \end{Bmatrix}$$

$$[\kappa^{S,ZK}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & \Theta_1 - k_y & \Theta_2 - k_y \\ \Psi_1^S - \Gamma_1^S k_x & \Psi_2^S - \Gamma_2^S k_x & \Psi_3^S - \Gamma_3^S k_x & \Psi_4^S - \Gamma_4^S k_x & 0 & 0 \\ \Omega_1^S + \Lambda_1^S k_\theta & \Omega_2^S + \Lambda_1^S k_\theta & \Omega_3^S + \Lambda_1^S k_\theta & \Omega_4^S + \Lambda_1^S k_\theta & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\Theta_1 e^{ir_1} & -\Theta_2 e^{ir_2} \\ -\Psi_1^S e^{is_1} & -\Psi_1^S e^{is_2} & -\Psi_1^S e^{is_3} & -\Psi_1^S e^{is_4} & 0 & 0 \\ -\Omega_1^S e^{is_1} & -\Omega_2^S e^{is_2} & -\Omega_3^S e^{is_3} & -\Omega_4^S e^{is_4} & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

blup; burada; $N_0^{ZK}, Q_0^{S,ZK}, M_0^{S,ZK}$ sırasıyla, TDKDT'ye göre zemin kat kolonlarının alt uçlarına ait eksenel kuvveti, kesme kuvvetini ve eğilme momentini; $N_1^{ZK}, Q_1^{S,ZK}, M_1^{S,ZK}$ sırasıyla, TDKDT'ye göre zemin kat kolonlarının üst uçlarına ait eksenel kuvveti, kesme kuvvetini ve eğilme momentini.

(6.9) ve (6.10) numaralı bağıntılar kullanılarak, sırasıyla (6.11) ve (6.12) numaralı bağıntılar yazılabilir.

$$\{\bar{C}^S\} = [\Delta^{S,ZK}]^{-1} \{\delta^{S,ZK}\} \quad (6.11)$$

$$\{\bar{C}^S\} = [\kappa^{S,ZK}]^{-1} \{F^{S,ZK}\} \quad (6.12)$$

(6.11) ve (6.12) numaralı bağıntıların birbirine eşitlenmesi suretiyle, TDKDT'ye göre modellenmiş yapı-zemin etkileşimli çerçevenin zemin kat kolonlarının uç kuvvet ve uç deplasmanları arasındaki ilişkiyi ifade eden (6.13) numaralı bağıntı elde edilir.

$$\{F^{S,ZK}\} = [LDR^{S,ZK}] \{\delta^{S,ZK}\} \quad (6.13)$$

Burada; $[LDR^{S,ZK}] = [\kappa^{S,ZK}][\Delta^{S,ZK}]^{-1}$ olup, TDKDT'ye göre yapı-zemin etkileşimli çerçevenin zemin kat kolonları için lokal dinamik rijitlik matrisini göstermektedir.

TDKDT formülasyonları kullanılarak, YZE dikkate alınan çerçevenin serbest titreşim analizini gerçekleştirebilmek için; çerçevenin zemin kat kolonlarına ait global dinamik rijitlik matrisleri (6.14) numaralı bağıntıdaki gibi elde edilir.

$$[GDR_{ZK}^S] = [ATM_{kl}]^{-1} [LDR^{S,ZK}] [ATM_{kl}] \quad (6.14)$$

Burada, $[GDR_{ZK}^S]$ matrisi, TDKDT'ye göre yapı-zemin etkileşimli sürekli parametrelili çerçevenin zemin kat kolonları için global dinamik rijitlik matrisini göstermektedir.

TDKDT'ye göre modellenmiş yapı-zemin etkileşimli çerçevenin global dinamik rijitlik matrisi; sistemdeki kirişler için (4.8) numaralı, birinci ve ikinci kat kolonları için (4.9) numaralı ve zemin kat kolonları için (6.14) numaralı bağıntı ve Şekil 6.1b'de sunulan serbestlik dereceleri dikkate alınarak, kodlama tekniğiyle elde edilir. Sistem global dinamik rijitlik matrisi, düğüm noktası deplasmanları ve düğüm noktası kuvvetleri arasındaki ilişki (6.15) numaralı bağıntıda yer almaktadır.

$$\begin{Bmatrix} \bar{f}_1^{S,YZE} \\ \bar{f}_2^{S,YZE} \\ \bar{f}_3^{S,YZE} \\ \vdots \\ \bar{f}_{22}^{S,YZE} \\ \bar{f}_{23}^{S,YZE} \\ \bar{f}_{24}^{S,YZE} \end{Bmatrix} = [SGDR^{S,YZE}]_{24 \times 24} \begin{Bmatrix} \bar{\delta}_1^{S,YZE} \\ \bar{\delta}_2^{S,YZE} \\ \bar{\delta}_3^{S,YZE} \\ \vdots \\ \bar{\delta}_{22}^{S,YZE} \\ \bar{\delta}_{23}^{S,YZE} \\ \bar{\delta}_{24}^{S,YZE} \end{Bmatrix} \quad (6.15)$$

Burada, $\bar{f}_1^{S,YZE}, \bar{f}_2^{S,YZE}, \bar{f}_3^{S,YZE}, \dots, \bar{f}_{24}^{S,YZE}$ ve $\bar{\delta}_1^{S,YZE}, \bar{\delta}_2^{S,YZE}, \bar{\delta}_3^{S,YZE}, \dots, \bar{\delta}_{24}^{S,YZE}$ sırasıyla sistem serbestlik dereceleri doğrultularındaki düğüm noktası kuvvetlerini ve deplasmanlarını, $[SGDR^{S,YZE}]$ matrisi, Şekil 6.1a'da sunulan çerçevenin TDKDT'ye göre global dinamik rijitlik matrisini göstermektedir. $P_1(t)$ ve $P_2(t)$ dinamik dış yükleri sıfıra eşitlenerek, TDKDT'ye göre modellenmiş yapı-zemin etkileşimli çerçevenin doğal frekans değerleri (6.16) numaralı bağıntı kullanılarak elde edilir.

$$|SGDR^{S,YZE}| = 0 \quad (6.16)$$

Sistemin doğal frekansları elde edildikten sonra, mod şekillerinin çizilebilmesi için, (6.16) numaralı bağıntıdaki düğüm noktası kuvvetlerinin tümü sıfıra ve düğüm noktası deplasmanlarının herhangi biri bire eşitlenerek, diğer düğüm noktası deplasmanı

değerleri buna bağlı olarak hesaplanır. Tüm düğüm noktası deplasmanı değerleri elde edildikten sonra, her bir çerçeve elemanının uçlarındaki düğüm noktası deplasmanları (3.6) numaralı bağıntıda yerine yazılarak integrasyon sabitleri elde edilir. Daha sonra (2.65) ve (2.78) numaralı bağıntılar kullanılarak, tüm çerçeve elemanları için eksenel ve eleman eksenine dik olan deplasmanlar hesaplanarak istenilen moda ait mod şekilleri çizilebilir.

Şekil 6.1a’da sunulan harmonik noktasal yükler dikkate alınarak, TDKDT’ye göre YZE dikkate alınarak modellenen çerçevenin harmonik tepki analizi (6.15) numaralı bağıntı ile gerçekleştirilir. Yapı-zemin etkileşimli çerçeve modeli için, (6.15) numaralı bağıntıda, $P_1(t)$ yükü dikkate alınırken; $\bar{f}_{10}^{S,YZE}$, $P_1(t)$ harmonik yükünün genliğine, diğer tüm düğüm noktası kuvveti değerleri ise sıfıra eşitlenerek; $P_2(t)$ yükü dikkate alınırken; $\bar{f}_{11}^{S,YZE}$, $P_2(t)$ harmonik yükünün genliğine, diğer tüm düğüm noktası kuvveti değerleri ise sıfıra eşitlenerek istenilen nodal deplasman değerleri elde edilir. Bu deplasman değerleri, logaritmik olarak ölçeklenerek harmonik tepki eğrileri elde edilir.

6.5 Sayısal Analiz ve Tartışmalar

YZE dikkate alınan sürekli parametrelili çerçeve modelinin serbest titreşim ve harmonik tepki analizlerinde Tablo 6.1’de sunulan malzeme özellikleri dikkate alınmıştır.

Tablo 6.1 YZE dikkate alınan sürekli parametrelili çerçeve için malzeme özellikleri

Birim hacim ağırlık (t/m ³)	Poisson oranı	Elastisite modülü (t/m ²)	$\bar{k}$
2,5	0,2	3000000	1,20

Temel esnekliğini modellemede kullanılan elastik yayların rijitlikleri ASCE/SEI 41-06 (2007) yönetmeliğine göre, (6.17) ve (6.18) numaralı bağıntılar kullanılarak elde edilmiştir.

$$k_x = k_y = \frac{G_k B_{tem}}{2 - \nu_{tem}} \left[3,4 \left(\frac{L_{tem}}{B_{tem}} \right)^{0,65} + 1,2 \right] \quad (6.17)$$

$$k_\theta = \frac{G_k B_{tem}^3}{1 - \nu_{tem}} \left[0,4 \left(\frac{L_{tem}}{B_{tem}} \right) + 0,1 \right] \quad (6.18)$$

Burada; G_k , zeminin kayma modülünü; ν_{tem} , temelin Poisson oranını; L_{tem} ve B_{tem} sırasıyla, temel uzunluğunu ve temel genişliğini ifade etmektedir. Bu çalışmada, basitlik açısından, temeller 1×1 (m) kare olacak şekilde, temel Poisson oranı ise çerçeve elemanlarının Poisson oranına eşit olacak şekilde seçilmiştir.

Farklı kolon boyutlarının, yapı-zemin etkileşimli sürekli parametrelili çerçevelerin doğal frekansları üzerindeki etkilerini görebilmek için; üç farklı kolon boyutu kullanılarak sistemin ilk üç doğal frekansı farklı zemin özellikleri için hesaplanmıştır. Tablo 6.2, Tablo 6.3 ve Tablo 6.4'te; sırasıyla, $bb = 0,50$ m, $bb = 0,60$ m ve $bb = 0,70$ m olarak dikkate alınmış ve yapı-zemin etkileşimli sürekli parametrelili çerçeve modelinin ilk üç moda ait doğal frekansı, farklı zemin kayma modülü değerleri için sunulmuştur. Tablo 6.2, Tablo 6.3 ve Tablo 6.4'te; YZE dikkate alınan çerçeve modelinin sonuçları ile, ankastre mesnetli çerçeve modelinin sonuçları karşılaştırmalı olarak gösterilmiştir. Çalışmanın bu bölümünde dikkate alınan çerçeve modelinin; ankastre mesnetli mod şekilleri ve YZE dikkate alınan mod şekilleri TDKDT için sırasıyla Şekil 6.2a'da ve Şekil 6.2b'de sunulmuştur. TKT kullanılarak elde edilen mod şekilleri, TDKDT kullanılarak elde edilen mod şekillerinden belirgin bir farka sahip olmadığı için, çalışmanın anlaşılabilirliğini arttırmak amacıyla sunulmamıştır.

Tablo 6.2 Yapı-zemin etkileşimli çerçeve modelinin ilk üç mod frekansları ($bb = 0,50$ m)

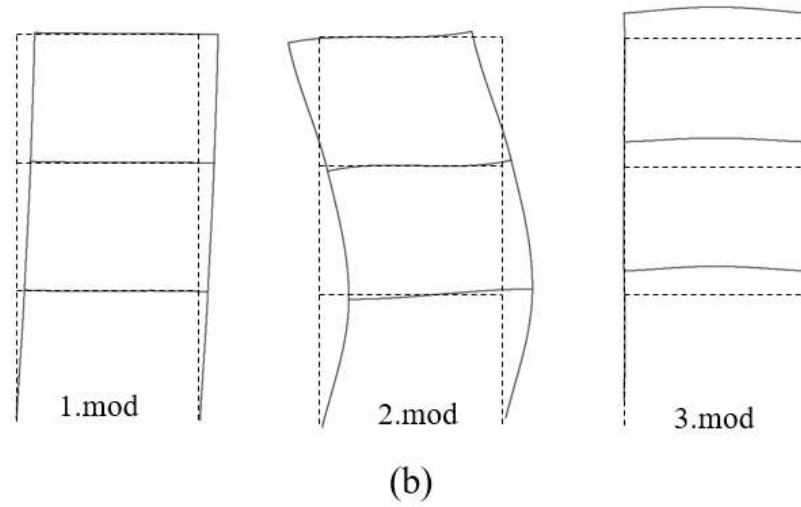
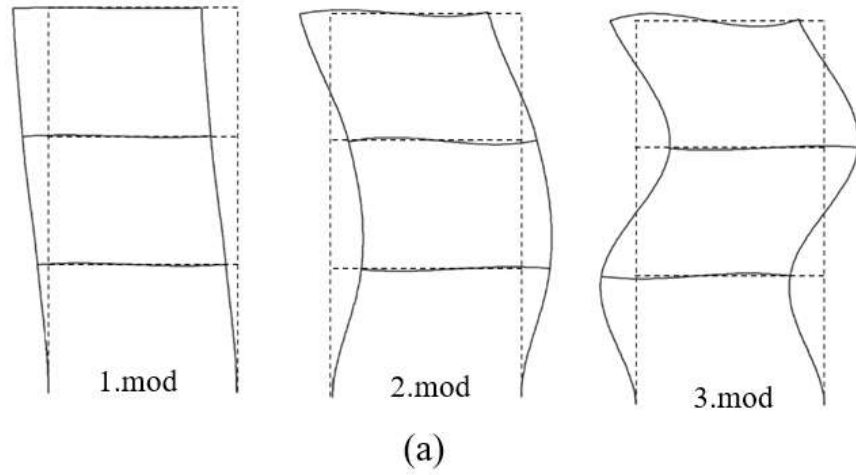
G_k (t/m ²)	Teori	Doğal frekans (rad/sn)		
		1.mod	2.mod	3.mod
4000	TDKDT	23,3121	86,8844	123,2825
	TKT	22,7629	85,7512	122,9535
	SAP2000	22,9401	85,9384	123,8015
6000	TDKDT	24,6833	90,7584	146,1414
	TKT	24,5314	89,7544	145,5407
	SAP2000	24,6020	89,9214	146,4592

Tablo 6.2 devamı

8000	TDKDT	25,4706	92,9748	163,4910
	TKT	25,6237	92,3350	162,5780
	SAP2000	25,6881	92,4902	163,5172
10000	TDKDT	25,9821	94,4163	177,2687
	TKT	26,4036	94,2024	176,0156
	SAP2000	26,4626	94,3481	176,9474
12000	TDKDT	26,3413	95,4308	187,7830
	TKT	26,9912	95,6388	186,9008
	SAP2000	27,0454	95,7769	186,8101
∞ (Ankastre mesnet)	TDKDT	28,3994	101,3153	201,8114
	TKT	31,2758	107,7087	205,2537
	SAP2000	31,2752	107,8222	205,7655

Tablo 6.3 Yapı-zemin etkileşimli çerçeve modelinin ilk üç mod frekansları (bb = 0,60 m)

G_k (t/m ²)	Teori	Doğal frekans (rad/sn)		
		1.mod	2.mod	3.mod
4000	TDKDT	23,5597	93,2986	117,8859
	TKT	22,7991	92,2757	117,7080
	SAP2000	23,1821	92,5393	118,5522
6000	TDKDT	25,2391	98,3632	140,6725
	TKT	24,5876	96,8514	140,3453
	SAP2000	24,6674	97,0944	141,2847
8000	TDKDT	26,2424	101,4079	158,3604
	TKT	25,8101	99,7887	157,8582
	SAP2000	25,8866	100,0245	158,8447
10000	TDKDT	26,9114	103,4658	172,7197
	TKT	26,7176	101,9526	172,0230
	SAP2000	26,7904	102,1845	173,0266
12000	TDKDT	27,3898	104,9578	184,6921
	TKT	27,4244	103,6601	183,7861
	SAP2000	27,4935	103,8890	184,7880
∞ (Ankastre mesnet)	TDKDT	30,2859	114,5545	243,3022
	TKT	33,4483	121,4550	246,6813
	SAP2000	33,4507	121,6682	247,6436



Şekil 6.2 a) Ankastre mesnetli sürekli parametrel çerçevenin ilk üç mod şekli ($bb = 0,50$ m) b) Yapı-zemin etkileşimli sürekli parametrel çerçevenin ilk üç mod şekli ($bb = 0,50$ m, $G_s = 4000$ t/m²)

Tablo 6.4 Yapı-zemin etkileşimli çerçeve modelinin ilk üç mod frekansları ($bb = 0,70$ m)

G_k (t/m ²)	Teori	Doğal frekans (rad/sn)		
		1.mod	2.mod	3.mod
4000	TDKDT	23,6379	98,7299	112,8775
	TKT	22,9680	97,9562	112,7734
	SAP2000	23,3543	98,3149	113,6027
6000	TDKDT	25,3720	104,8269	135,2911
	TKT	24,6861	103,1620	135,0992
	SAP2000	24,7727	103,4955	136,0381
8000	TDKDT	26,5759	108,6091	152,9442
	TKT	25,8636	106,3698	152,6483
	SAP2000	26,0304	106,6973	153,6514

Tablo 6.4 devamı

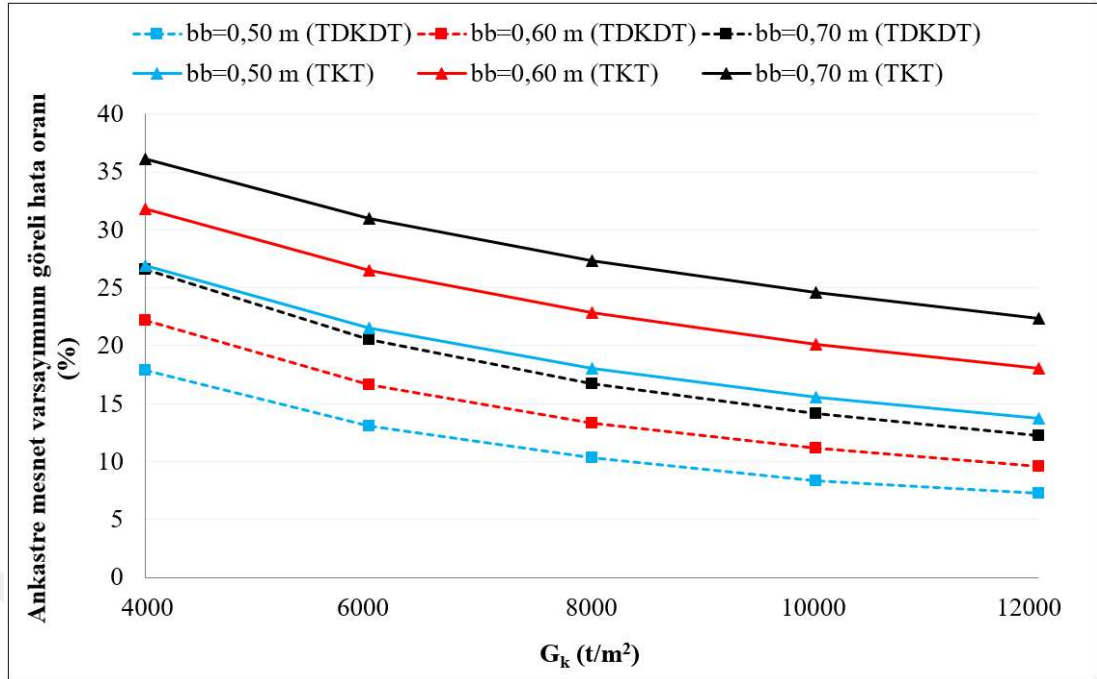
10000	TDKDT	27,4021	111,2498	167,4807
	TKT	27,5362	108,7098	167,0679
	SAP2000	26,9261	109,0372	168,1056
12000	TDKDT	28,0057	113,2202	179,7703
	TKT	27,3254	110,5677	179,2300
	SAP2000	27,9495	110,8969	180,2829
∞ (Ankastre mesnet)	TDKDT	31,9244	127,5882	284,3528
	TKT	35,2000	134,3265	286,9985
	SAP2000	35,2068	134,6813	288,6018

Tablo 6.2, Tablo 6.3 ve Tablo 6.4'e göre; çalışmada dikkate alınan tüm kolon enkesit geometrileri için, yapı-zemin etkileşimli sürekli parametrelili çerçevelerin ilk üç moda ait doğal frekansları, TKT ve TDKDT için artan zemin kayma modülü ile birlikte yükselmektedir. Tablo 6.2, Tablo 6.3 ve Tablo 6.4 karşılaştırmalı olarak incelendiğinde; yapı-zemin etkileşimli sürekli parametrelili çerçeve modeli için, ilk iki moda ait doğal frekans değerlerinin, artan kolon boyutları ile yükseldiği; ancak, üçüncü moda ait doğal frekans değerlerinin düştüğü gözlemlenmiştir. Bu durumun sebebi; Şekil 6.2b'de görülen; çalışmada dikkate alınan yapı-zemin etkileşimli çerçeve modelinin üçüncü karakteristik modunun, ilk iki modun aksine; eksenel doğrultuda hareketin hakim olduğu, kolonların sadece global Y eksenini yönünde eksenel titreşim yaptığı bir mod şekline sahip olmasıdır. (2.74) numaralı bağıntı incelendiğinde, eksenel titreşime ait hareket denkleminin enkesit alanından bağımsız olduğu anlaşılmaktadır. Bu kapsamda; alt ucu ankastre mesnetli, üst ucu serbest bir kolon dikkate alındığında, enkesit alanındaki değişim, kolonun eksenel mod frekanslarını değiştirmemektedir. Ancak; aynı kolon elemanının, düşey yönde doğrusal elastik davranan bir yaya mesnetlendiği dikkate alınırsa frekans denklemi, sınır koşulundan dolayı enkesit alanına bağımlı hale gelecek ve artan enkesit boyutları, kolonun doğal frekans değerlerini düşürecektir. Analogik olarak; yapı-zemin etkileşimli sürekli parametrelili çerçevelerin Şekil 6.2b'de görünen üçüncü mod şeklindeki eksenel kolon hareketleri dikkate alındığında; artan enkesit boyutları ile üçüncü doğal frekansın azalması olağandır.

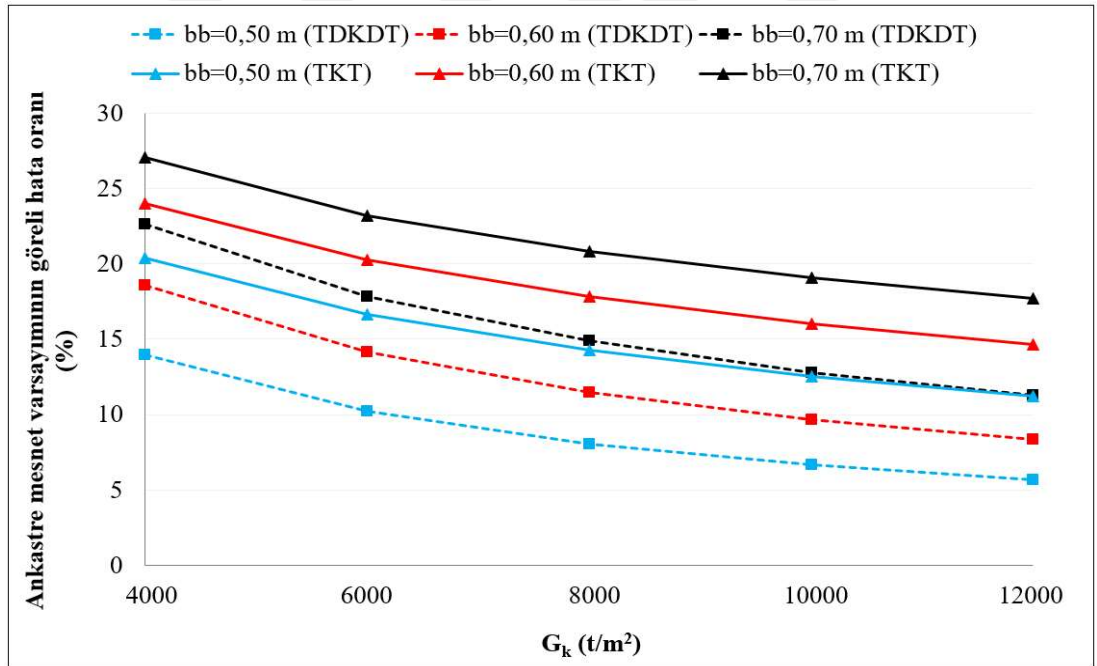
Tablo 6.2, Tablo 6.3 ve Tablo 6.4'ün birlikte değerlendirilmesi neticesinde; ankastre mesnet varsayımı yapıldığında, TDKDT'nin TKT'den daha düşük doğal frekans sağladığı gözlemlenmektedir. Bununla birlikte; YZE dikkate alınan sürekli parametrelili çerçeveler için; ikinci ve üçüncü doğal frekans değerlerinde TDKDT'nin, TKT'den az da olsa yüksek değerler verdiği, birinci doğal frekans için ise zemin kayma modülü yükseldikçe TDKDT'nin TKT'den daha düşük değerler sunma eğiliminde olduğu gözlemlenmiştir. Bu durum, mesnet esnekliğinin yüksek olduğu sistemlerde TDKDT'nin varsayımlarının etkilerinin belirgin hale gelmediğini göstermektedir. Yapı-zemin etkileşimli çerçevelerin Şekil 6.2b'de görünen üçüncü mod şekli dikkate alındığında; sistemdeki kolonlarda eğilme titreşimi görülmemesi sebebiyle, TDKDT'nin karakteristiklerinin ön plana çıkması beklenmemektedir.

Tablo 6.2, Tablo 6.3 ve Tablo 6.4'ün birlikte değerlendirilmesi neticesinde; TKT'den elde edilen sonuçların, TKT'ye benzer bir kayma teorisi kullanan SAP2000 yapısal analiz programının verdiği sonlu eleman sonuçları ile çok iyi bir uyum içinde olduğu görülmektedir. Çalışmanın dördüncü ve beşinci bölümlerinde olduğu gibi; bu bölümde de SAP2000 yapısal analiz programı kullanılırken çerçeve elemanları elli adet sonlu elemana bölünmüştür.

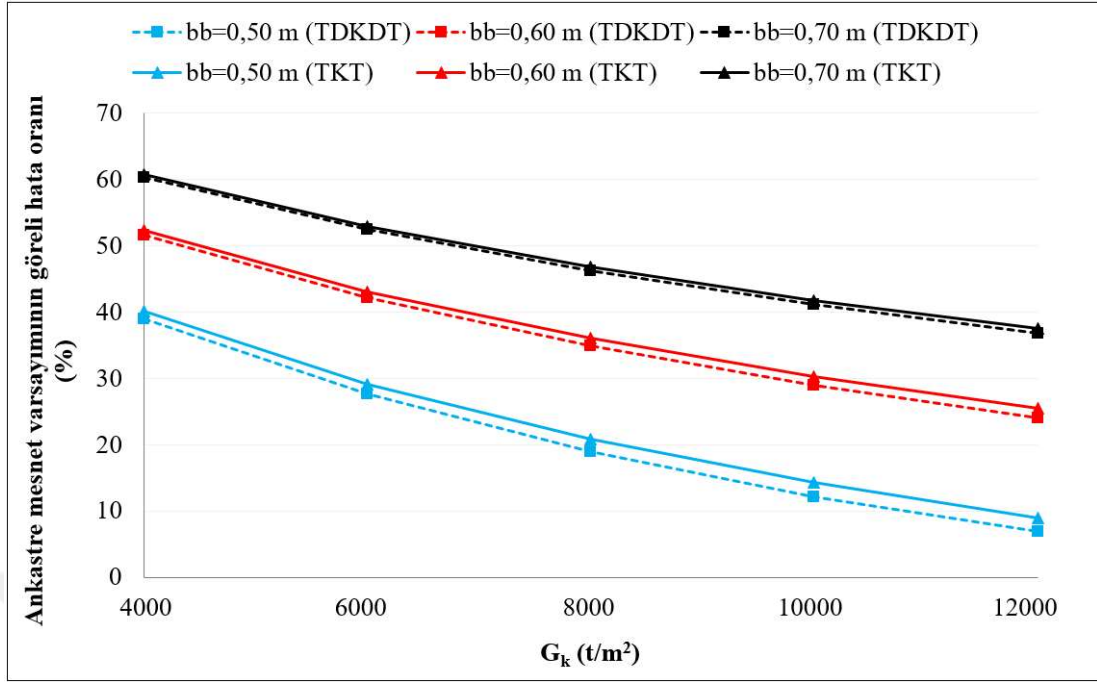
Sürekli parametrelili çerçevelerin serbest titreşim analizinde YZE'nin ihmal edilmesi nedeniyle, doğal frekanslardaki hata oranlarını gözlemleyebilmek için; Şekil 6.3, Şekil 6.4 ve Şekil.6.5'te sırasıyla; birinci doğal frekanslar için hata oranları, ikinci doğal frekanslar için göreceli hata oranları ve üçüncü doğal frekanslar için göreceli hata oranları TKT ve TDKDT için karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.



Şekil 6.3 Ankastr mesnet varsayımının, farklı zemin kayma modülü değerleri için birinci doğal frekanslarda neden olduğu görelî hata oranları



Şekil 6.4 Ankastr mesnet varsayımının, farklı zemin kayma modülü değerleri için ikinci doğal frekanslarda neden olduğu görelî hata oranları

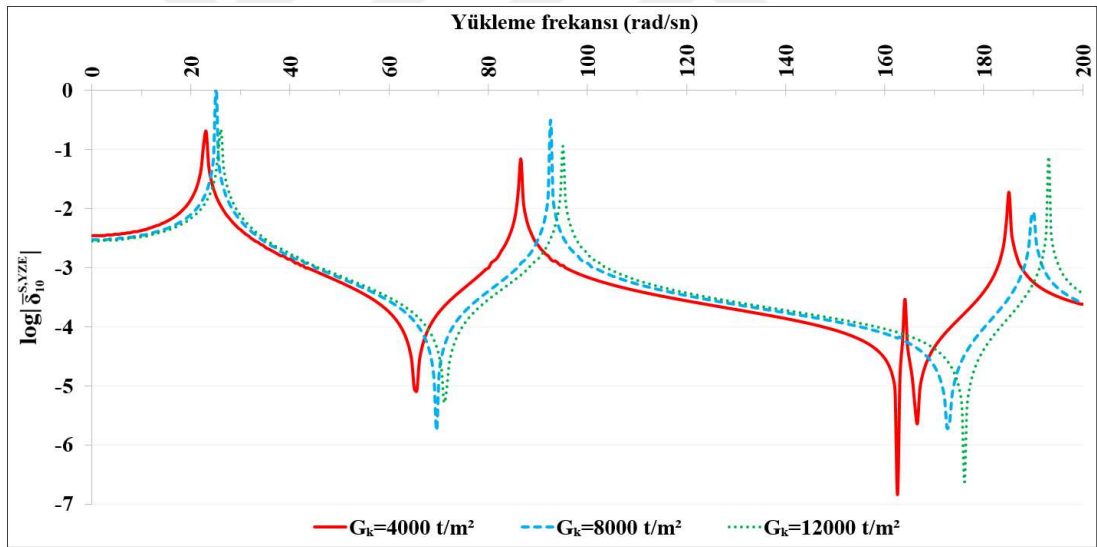


Şekil 6.5 Ankastre mesnet varsayımının, farklı zemin kayma modülü değerleri için üçüncü doğal frekanslarda neden olduğu göreceli hata oranları

Şekil 6.3, Şekil 6.4 ve Şekil 6.5'e göre; $G_k = 4000 \text{ t/m}^2$ değeri için, yapı-zemin etkileşiminin ihmal edilmesi, birinci doğal frekans hesabında TKT için en fazla %36, TDKDT için en fazla %27; ikinci doğal frekans hesabında TKT için en fazla %27, TDKDT için en fazla %23; üçüncü doğal frekans hesabında her iki teori için %60 hataya sebep olmaktadır. Şekil 6.3, Şekil 6.4 ve Şekil 6.5 dikkate alındığında; ilk üç mod frekansındaki göreceli hata oranlarının, kolon enkesitinin genişlemesiyle yükseldiği, zemin kayma modülünün yükselmesiyle azaldığı görülmektedir. Bu nedenle, YZE etkisinin özellikle zayıf zeminler üzerine inşa edilen, rijit çerçeveler üzerinde daha etkili olduğu anlaşılmaktadır. Şekil 6.3 ve Şekil 6.4'te, ankastre mesnet varsayımına bağlı olarak, ilk iki mod frekansları için TDKDT'den elde edilen hata oranlarının, TKT'den elde edilen hata oranlarına göre belirgin şekilde düşük olduğu görülmektedir. Şekil 6.5'te ise, üçüncü mod frekansı için, ankastre mesnet varsayımından kaynaklanan hata oranının, TDKDT ve TKT için oldukça yakın olduğu gösterilmiştir. Bu durumun nedeni; yapı-zemin etkileşimli çerçevenin üçüncü mod şeklinin karakteristik bir eksenel hareket sunması ve TDKDT ile TKT arasındaki farkın sadece kirişlerin eğilme titreşimlerinde ortaya çıkması nedeniyle oldukça düşük olmasıdır.

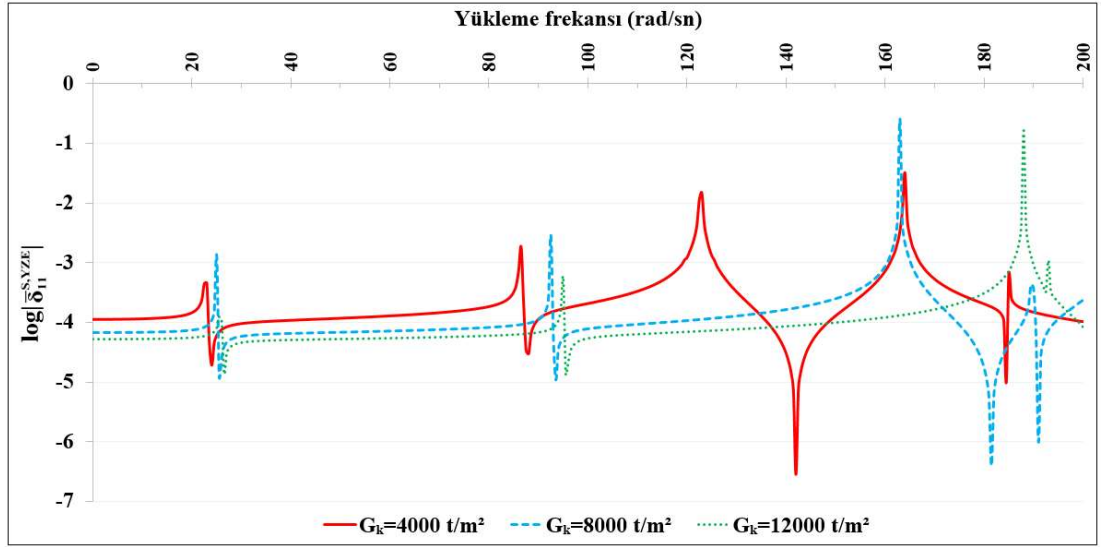
YZE dikkate alınan sürekli parametrelı çerçevelerin harmonik tepki analizleri, Şekil 6.1a'da görülen $P_1(t)$ ve $P_2(t)$ harmonik yükleri kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Bu bölümde, harmonik tepki eğrileri iki farklı durum için elde edilmiştir. Birinci durumda; sadece $P_1(t)$ yükü dikkate alınarak, Şekil 6.1b'de görülen 10 numaralı serbestlik derecesi doğrultusunda oluşan deplasmana ait harmonik tepki eğrileri, ikinci durumda ise; sadece $P_2(t)$ yükü dikkate alınarak, Şekil 6.1b'de görülen 11 numaralı serbestlik derecesi doğrultusunda oluşan deplasmana ait harmonik tepki eğrileri oluşturulmuştur.

Farklı zemin kayma modülü değerleri dikkate alınarak; kolon genişliği $b_b=0,50$ m olmak üzere, Şekil 6.6a ve Şekil 6.6b, TDKDT kullanılarak sırasıyla, $P_1(t)$ yüklemesi ve $P_2(t)$ yüklemeleri için harmonik tepki eğrilerini; Şekil 6.7a ve Şekil 6.7b, TKT kullanılarak sırasıyla, $P_1(t)$ yüklemesi ve $P_2(t)$ yüklemeleri için harmonik tepki eğrilerini göstermektedir.



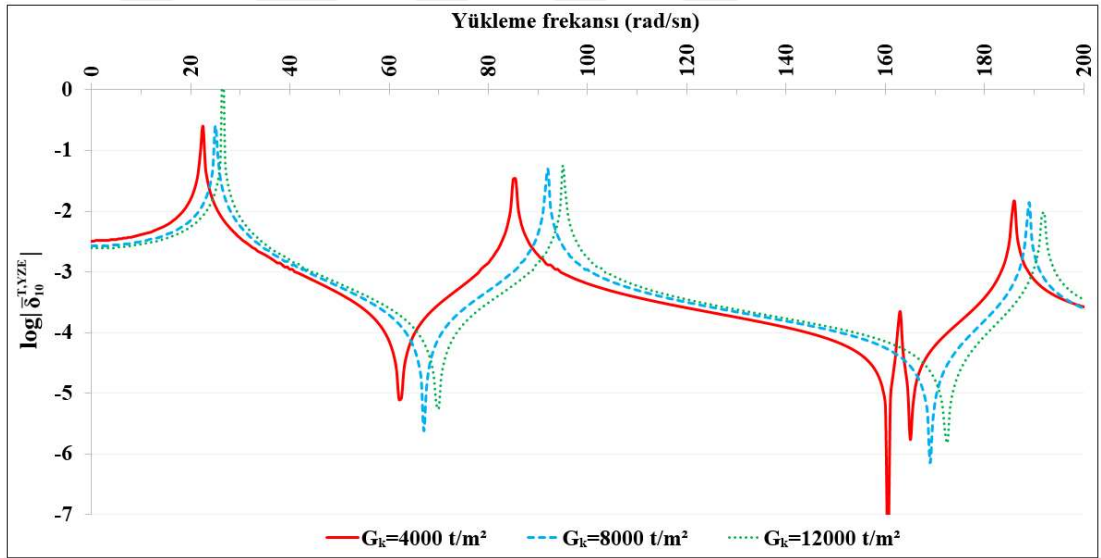
(a)

Şekil 6.6 a) $\bar{\delta}_{10}^{S,YZE}$ için harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 1e^{i\omega t}$, $P_2(t) = 0$, $b_b = 0,50$ m) b) $\bar{\delta}_{11}^{S,YZE}$ için harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 0$, $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, $b_b = 0,50$ m)



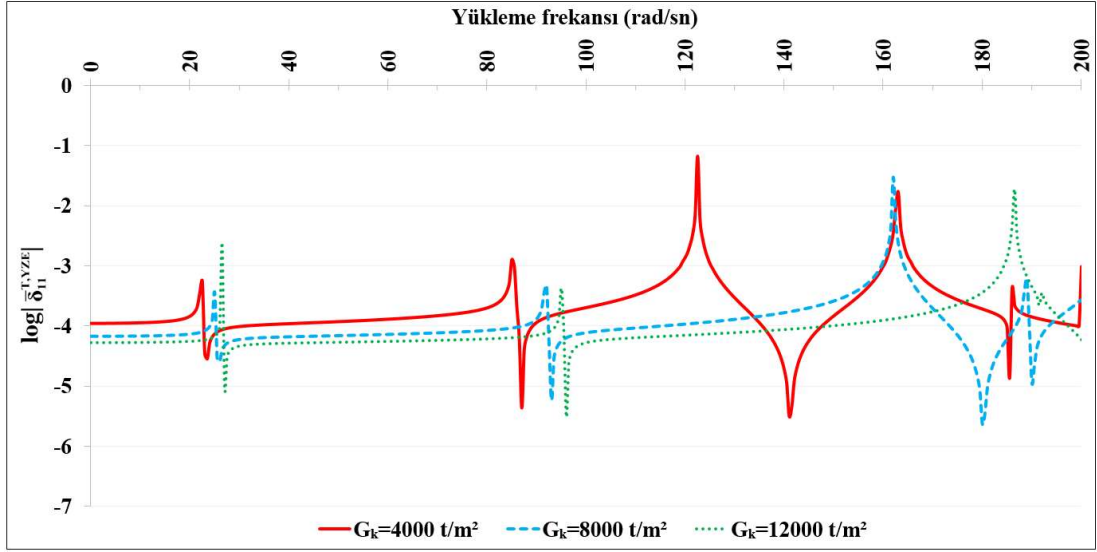
(b)

Şekil 6.6 devamı



(a)

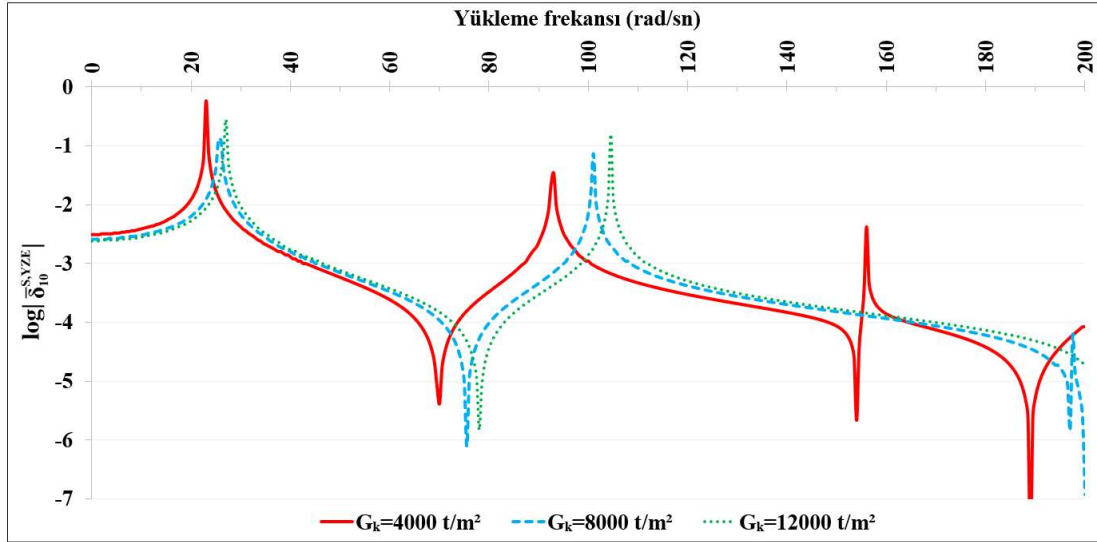
Şekil 6.7 a) $\delta_{10}^{T,YZE}$ için harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 1e^{i\omega t}$, $P_2(t) = 0$, $bb = 0,50$ m) b) $\delta_{11}^{T,YZE}$ için harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 0$, $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, $bb = 0,50$ m)



(b)

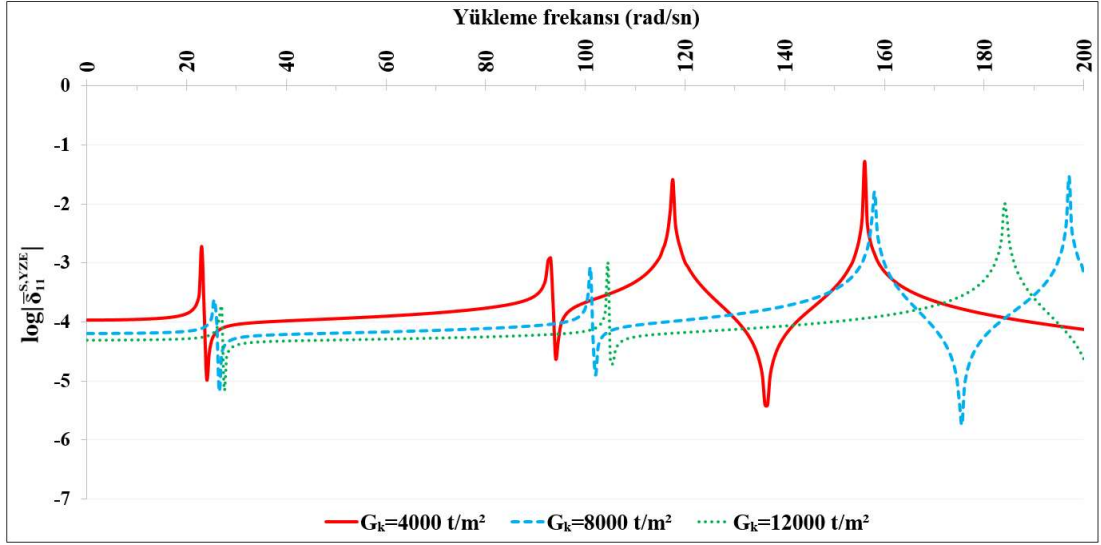
Şekil 6.7 devamı

Farklı zemin kayma modülü değerleri için; kolon genişliği $bb=0,60$ m olmak üzere, Şekil 6.8a ve Şekil 6.8b, TDKDT kullanılarak sırasıyla, $P_1(t)$ yüklemesi ve $P_2(t)$ yüklemeleri için harmonik tepki eğrilerini; Şekil 6.9a ve Şekil 6.9b, TKT için sırasıyla, $P_1(t)$ yüklemesi ve $P_2(t)$ yüklemeleri için harmonik tepki eğrilerini göstermektedir.



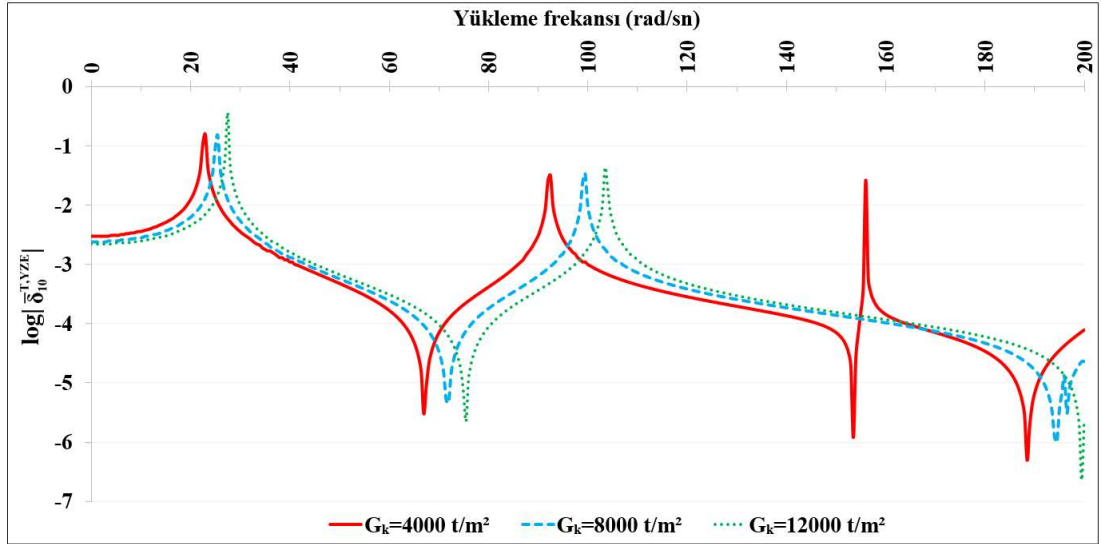
(a)

Şekil 6.8 a) $\bar{\delta}_{10}^{S,YZE}$ harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 1e^{i\omega t}$, $P_2(t) = 0$, $bb = 0,60$ m) b) $\bar{\delta}_{11}^{S,YZE}$ için TDKDT'ye göre harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 0$, $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, $bb = 0,60$ m)



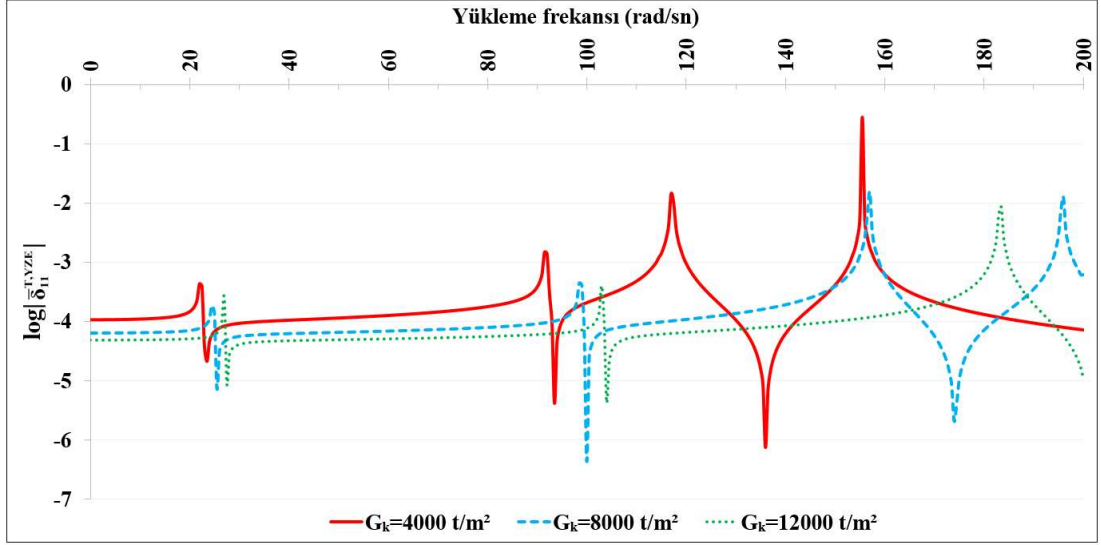
(b)

Şekil 6.8 devamı



(a)

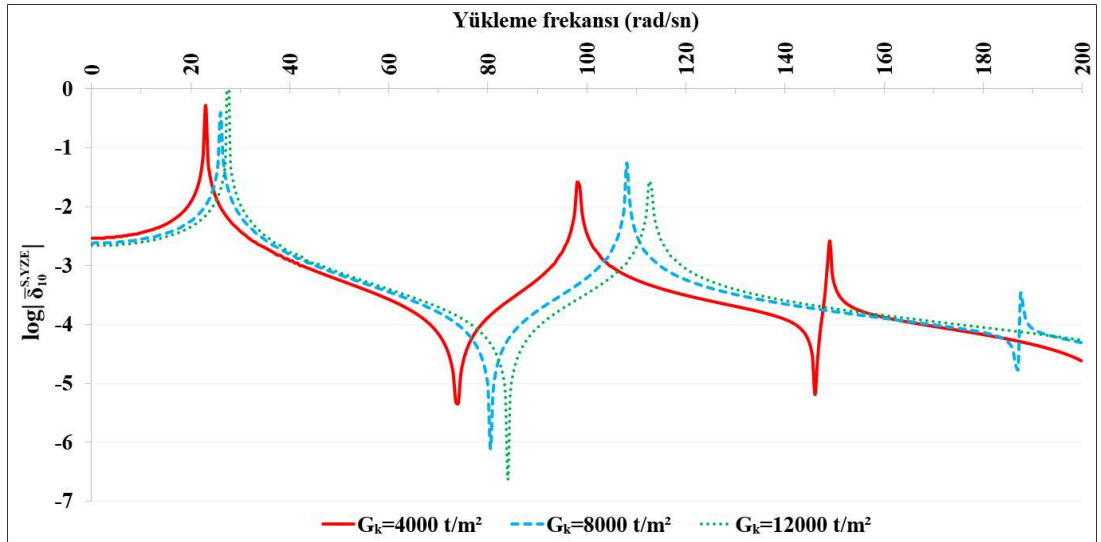
Şekil 6.9 a) $\delta_{10}^{T, YZE}$ harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 1e^{i\omega t}$, $P_2(t) = 0$, $bb = 0,60$ m) b) $\delta_{11}^{T, YZE}$ harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 0$, $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, $bb = 0,60$ m)



(b)

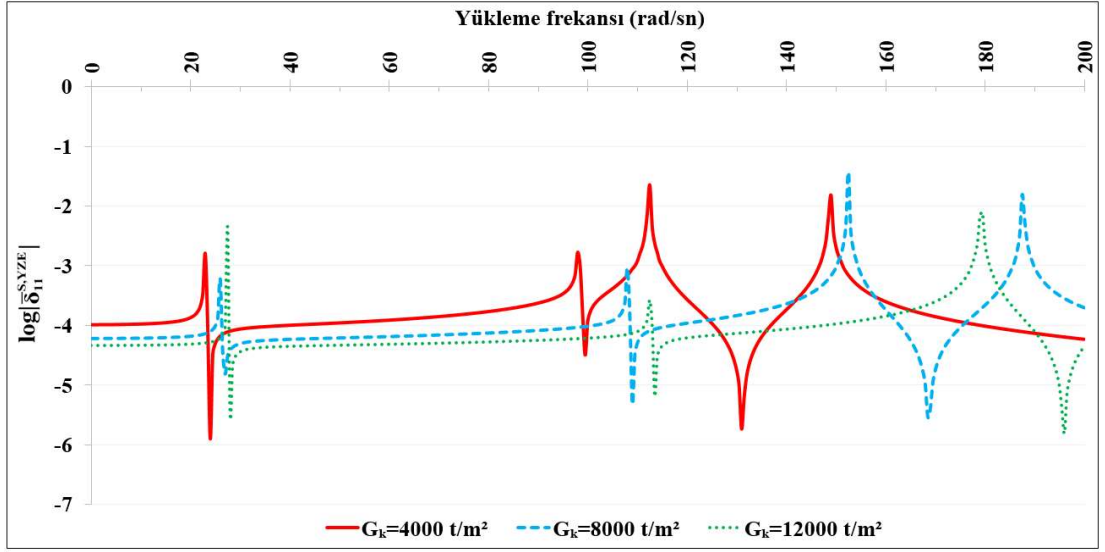
Şekil 6.9 devamı

Farklı zemin kayma modülü değerleri için; kolon genişliği $bb=0,70$ m olmak üzere, Şekil 6.10a ve Şekil 6.10b, TDKDT kullanılarak sırasıyla, $P_1(t)$ yüklemesi ve $P_2(t)$ yüklemeleri için harmonik tepki eğrilerini; Şekil 6.11a ve Şekil 6.11b, TKT için sırasıyla, $P_1(t)$ yüklemesi ve $P_2(t)$ yüklemeleri için harmonik tepki eğrilerini göstermektedir.



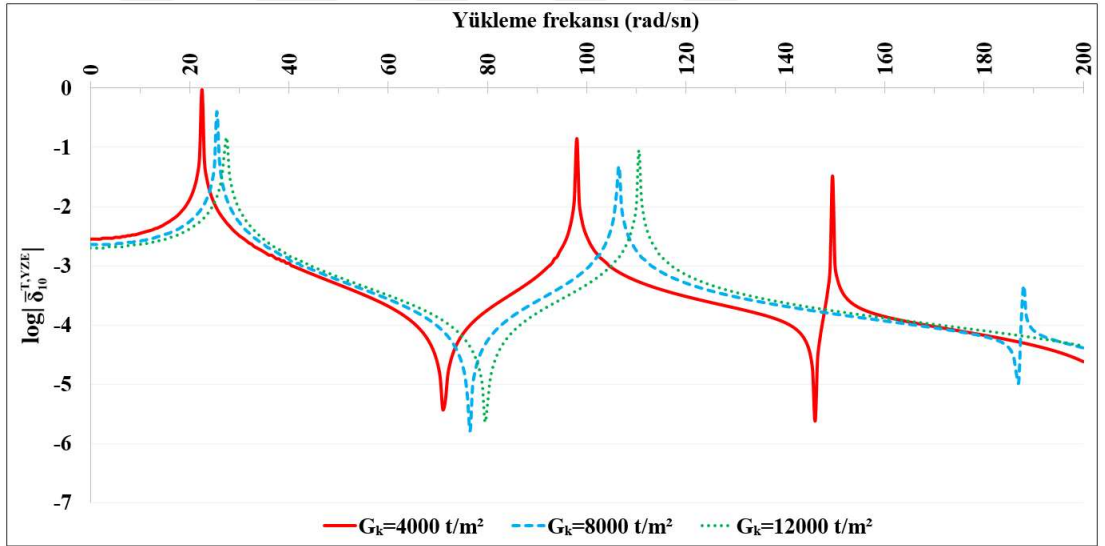
(a)

Şekil 6.10 a) $\bar{\delta}_{10}^{S,YZE}$ için harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 1e^{i\omega t}$, $P_2(t) = 0$, $bb = 0,70$ m) b) $\bar{\delta}_{11}^{S,YZE}$ için harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 0$, $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, $bb = 0,70$ m)



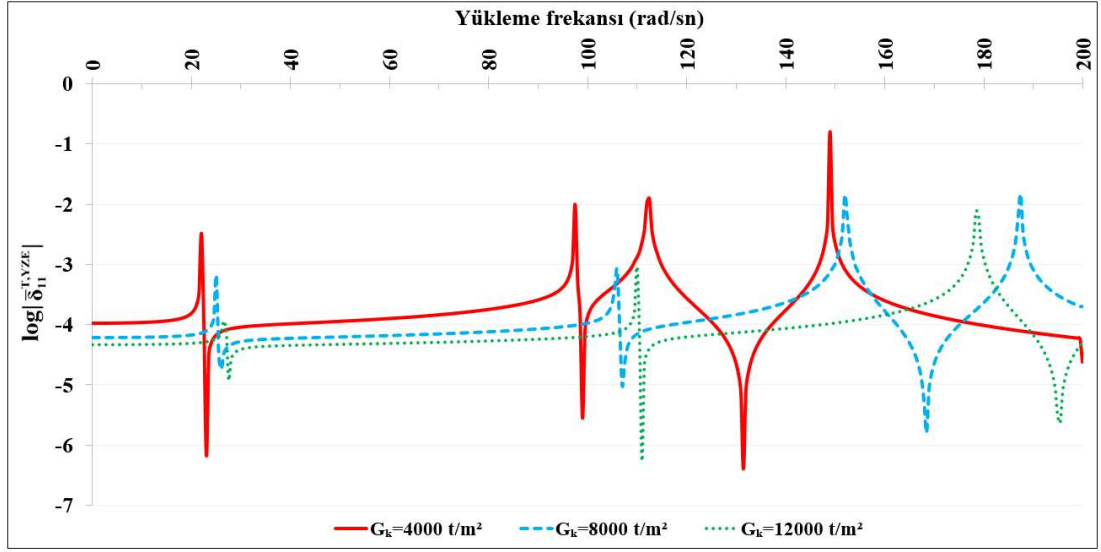
(b)

Şekil 6.10 devamı



(a)

Şekil 6.11 a) $\tilde{\delta}_{10}^{T,YZE}$ için harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 1e^{i\omega t}$, $P_2(t) = 0$, $bb = 0,70 \text{ m}$) b) $\tilde{\delta}_{11}^{T,YZE}$ için harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 0$, $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, $bb = 0,70 \text{ m}$)

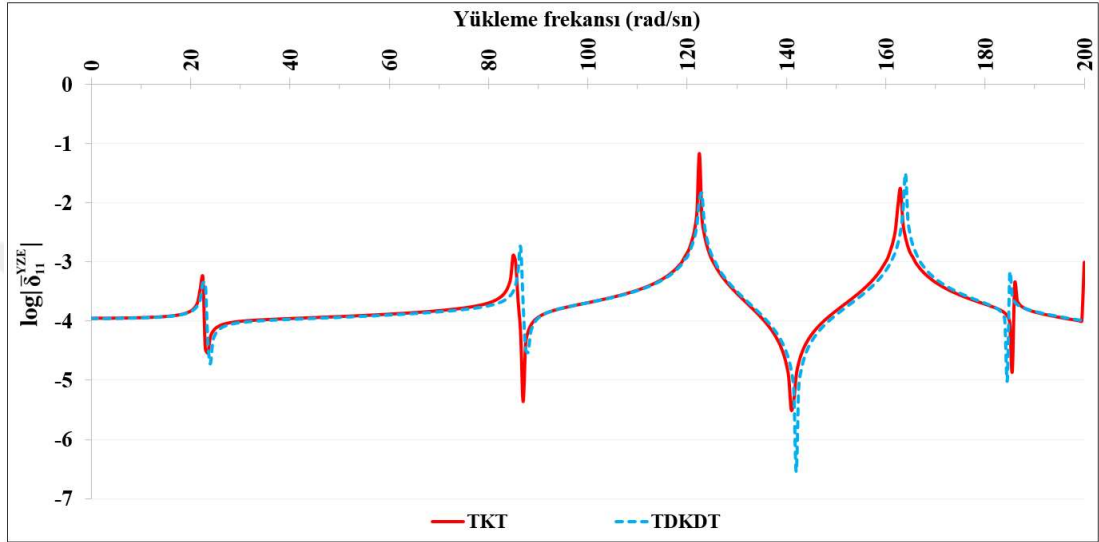


(b)

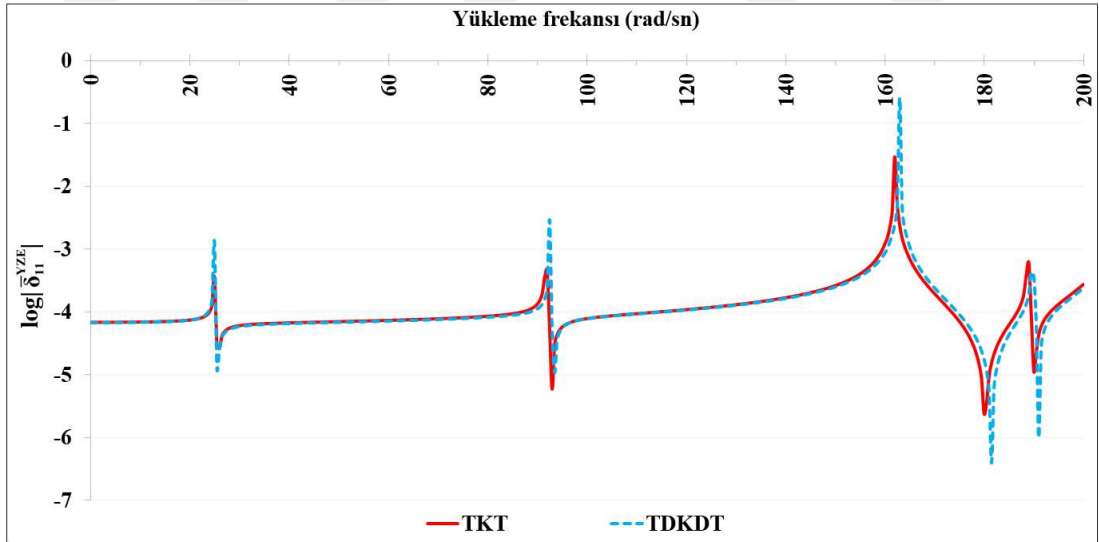
Şekil 6.11 devamı

Şekil 6.6a, Şekil 6.7a, Şekil 6.8a, Şekil 6.9a, Şekil 6.10a ve Şekil 6.11a'ya göre; çalışmanın bu bölümünde dikkate alınan tüm kolon enkesit geometrileri için, ankastre mesnetli ve dolgu duvarlı sürekli parametrelili çerçeve modellerinin aksine; yapı-zemin etkileşimli sürekli parametrelili çerçeve modelinin yatay yönde bir nodal deplasman için elde edilen harmonik tepki eğrileri kullanılarak, üçüncü moda ait doğal frekans değerleri tespit edilememektedir. Bu durumun nedeni; YZE dikkate alınan çerçeve modelinin üçüncü modunun, karakteristik eksenel doğrultuda bir mod şekline sahip olması sonucunda; harmonik yatay yük etkisindeki yatay düğüm noktası deplasmanlarının sıfıra yakın olmasıdır. Bu nedenle, Şekil 6.6b, Şekil 6.7b, Şekil 6.8b, Şekil 6.9b, Şekil 6.10b ve Şekil 6.11b'de alternatif olarak sunulan; düşey bir harmonik yük altında belirgin şekilde oluşan, düşey bir düğüm noktası deplasmanı kullanılarak çizilmiş olan harmonik tepki eğrileri kullanılarak, yapı-zemin etkileşimli çerçeve modelinin ilk üç doğal frekans değerlerinin tümünün TKT ve TDKDT için tespit edilebildiği görülmüştür. Şekil 6.6b, Şekil 6.7b, Şekil 6.8b, Şekil 6.9b, Şekil 6.10b ve Şekil 6.11b'ye göre; harmonik tepki eğrilerinin doğal frekansları gösteren tepe noktalarının, artan zemin kayma modülü değerleri için sağa doğru ötelenme eğiliminde olduğu gözlemlenebilmektedir.

TKT ve TDKDT kullanımının, YZE dikkate alınan çerçeve modeli üzerindeki etkilerini gösterebilmek amacıyla, 11 numaralı serbestlik derecesi doğrultusundaki harmonik tepki eğrileri, farklı zemin kayma modülü ve kolon genişlik değerleri için elde edilmiş ve Şekil 6.12, Şekil 6.13 ve Şekil 6.14'te, TKT ve TDKDT için karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.

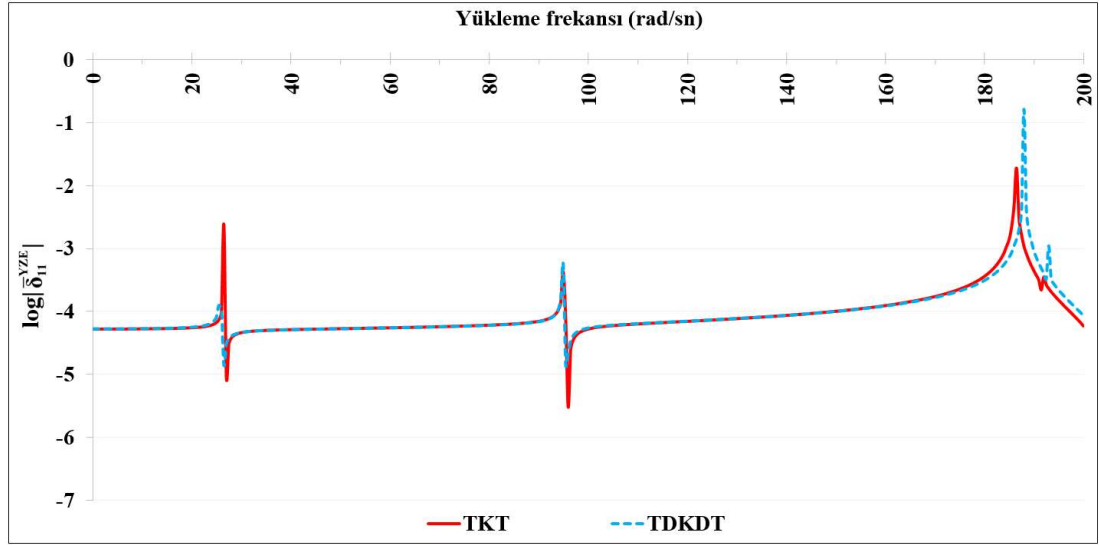


(a)



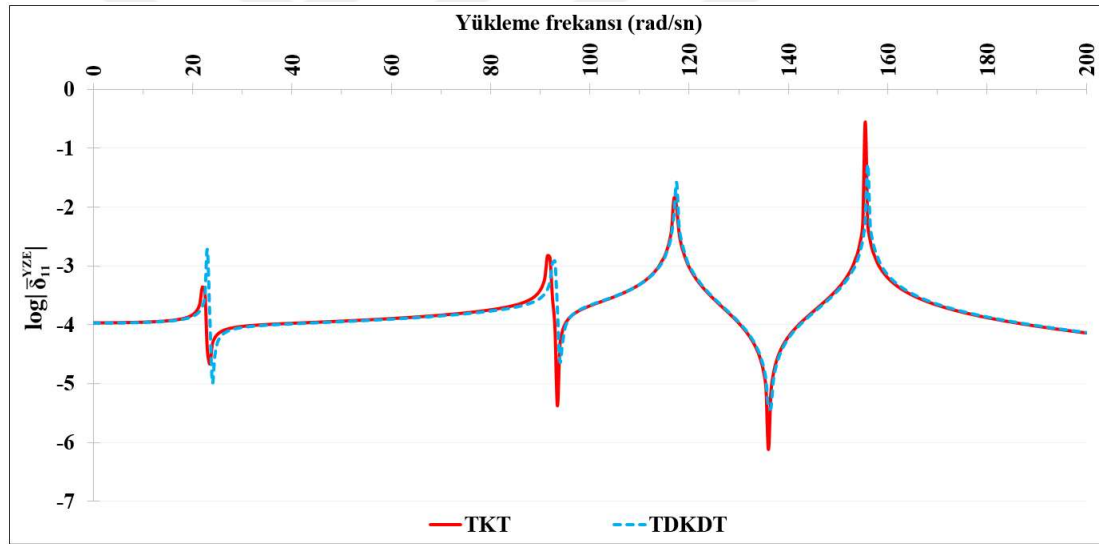
(b)

Şekil 6.12 a) $\bar{\delta}_{11}^{YZE}$ için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 0$, $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, $G_k = 4000 \text{ t/m}^2$, $bb = 0,50 \text{ m}$) b) $\bar{\delta}_{11}^{YZE}$ için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 0$, $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, $G_k = 8000 \text{ t/m}^2$, $bb = 0,50 \text{ m}$) c) $\bar{\delta}_{11}^{YZE}$ için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 0$, $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, $G_k = 12000 \text{ t/m}^2$, $bb = 0,50 \text{ m}$)



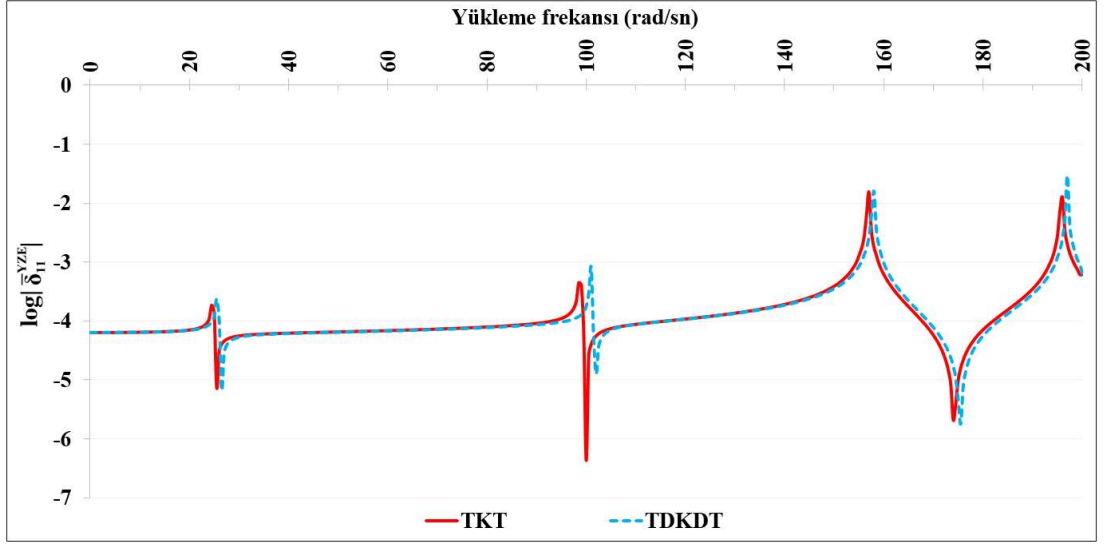
(c)

Şekil 6.12 devamı

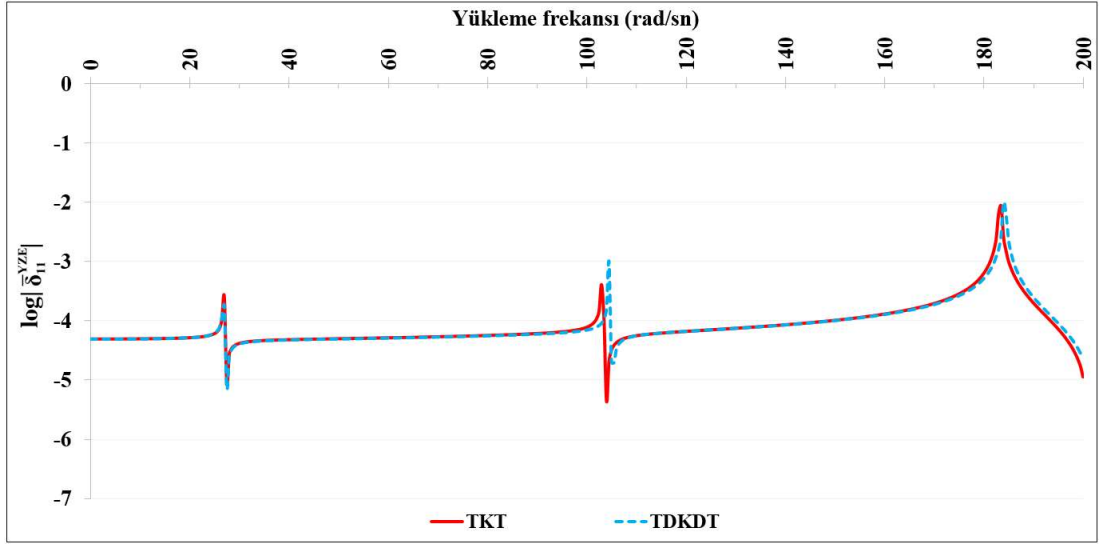


(a)

Şekil 6.13 a) $\bar{\delta}_{11}^{YZE}$ için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 0$, $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, $G_k = 4000 \text{ t/m}^2$, $bb = 0,60 \text{ m}$) b) $\bar{\delta}_{11}^{YZE}$ için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 0$, $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, $G_k = 8000 \text{ t/m}^2$, $bb = 0,60 \text{ m}$) c) $\bar{\delta}_{11}^{YZE}$ için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 0$, $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, $G_k = 12000 \text{ t/m}^2$, $bb = 0,60 \text{ m}$)

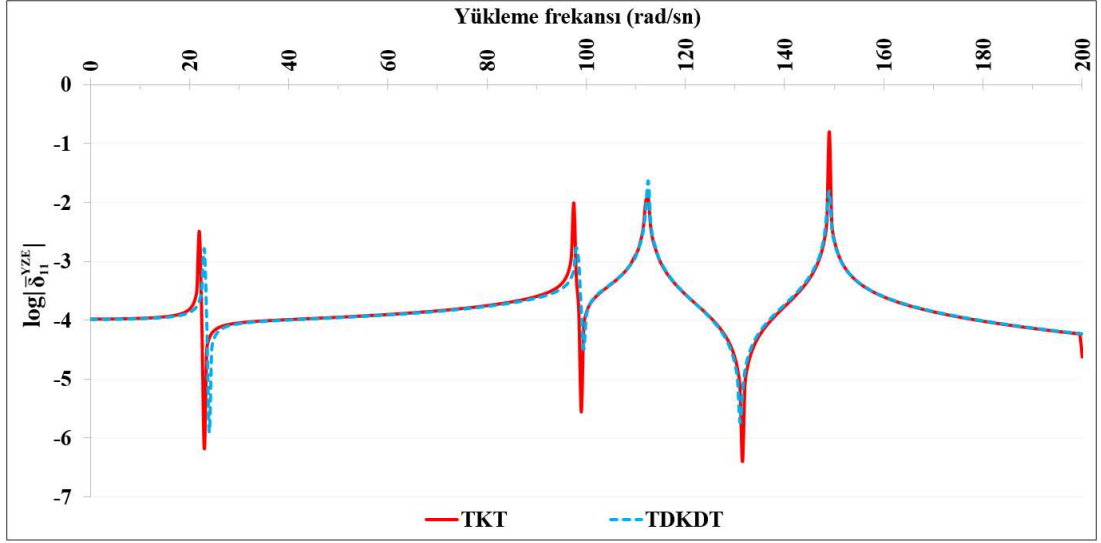


(b)

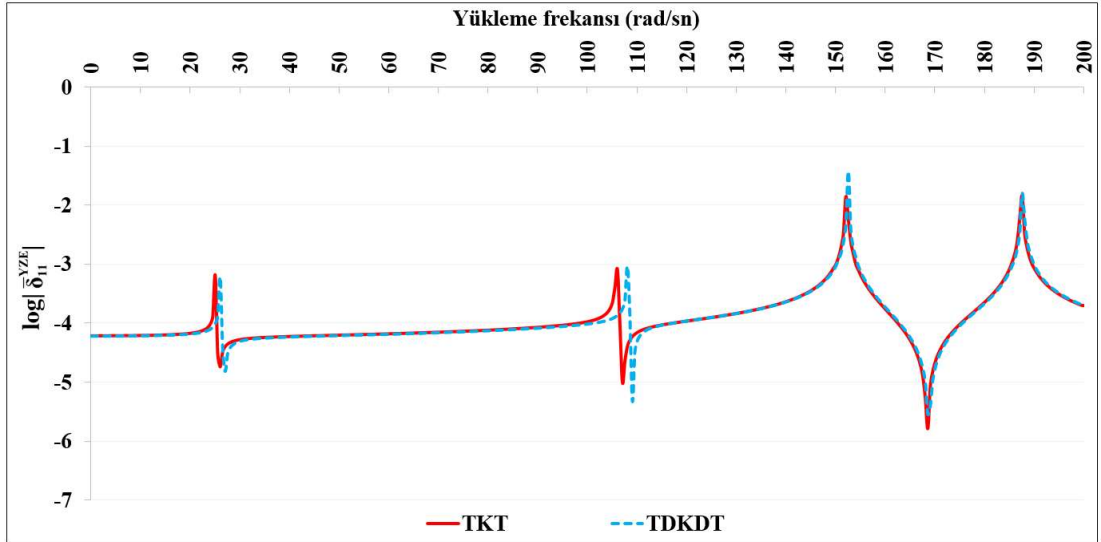


(c)

Şekil 6.13 devamı

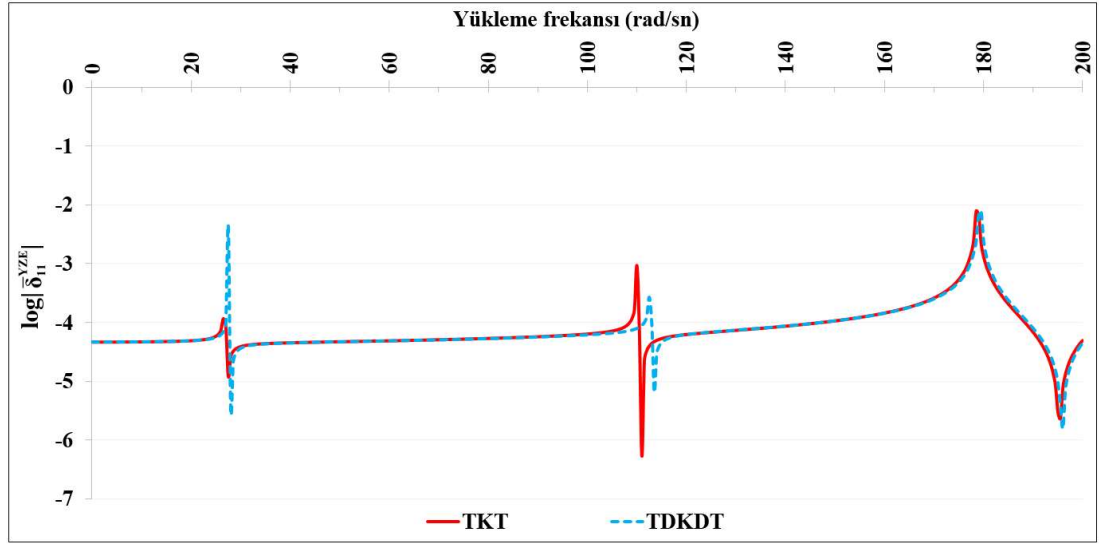


(a)



(b)

Şekil 6.14 a) $\bar{\delta}_{11}^{YZE}$ için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 0$, $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, $G_k = 4000 \text{ t/m}^2$, $bb = 0,70 \text{ m}$) b) $\bar{\delta}_{11}^{YZE}$ için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 0$, $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, $G_k = 8000 \text{ t/m}^2$, $bb = 0,70 \text{ m}$) c) $\bar{\delta}_{11}^{YZE}$ için TKT ve TDKDT kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri ($P_1(t) = 0$, $P_2(t) = 1e^{i\omega t}$, $G_k = 12000 \text{ t/m}^2$, $bb = 0,70 \text{ m}$)



(c)

Şekil 6.14 devamı

Şekil 6.12, Şekil 6.13 ve Şekil 6.14'te yer alan $\bar{\delta}_{11}^{YZE}$, yapı-zemin etkileşimli sürekli parametrelî çerçeve modelinin, 11 numaralı serbestlik derecesi doğrultusunda oluşan deplasmanı göstermektedir.

BÖLÜM YEDİ

SÜREKLİ PARAMETRELİ KEMER-ÇERÇEVELER

Kemer-çerçeve yapıların dinamik davranışı, köprü mühendisliği uygulamaları için büyük önem arz etmektedir. Kemer-çerçevelerin doğal frekans ve mod şekillerinin doğruluğu; trafik yükleri, rüzgar ve deprem gibi dinamik zorlamalara karşı oluşan tepkilerin doğru olarak hesaplanmasıyla oldukça ilişkilidir. Yapısal analizde, kemer-çerçevelerin kolonları farklı kiriş teorilerine göre modellenen düz eksenli elemanlar olarak dikkate alınabilirken, kemerler eğrisel kirişler olarak da modellenmektedir. Literatürde, düz eksenli kirişlerle ilgili çalışmalara kıyasla, karmaşık formülasyonları sebebiyle, eğri eksenli kirişlerin dinamik davranışı ile ilgili sınırlı sayıda çalışma bulunmaktadır.

7.1 Daha Önce Yapılan Çalışmalar

Düz eksenli kirişlerde olduğu gibi, eğri eksenli kirişlerin serbest titreşim özelliklerini araştırabilmek için, öncelikle hareket denkleminin elde edilmesi gerekmektedir. Eğri eksenli kirişlerin hareket denklemleri; eksenel deformasyon, kayma deformasyonu ve dönme ataleti dikkate alındığında oldukça karmaşıktır. Bu nedenle, özellikle sabit eğrilikli olmayan eğrisel kirişlerin kesin çözümünü elde etmek zor ve zaman alıcıdır (Henrych, 1981). Eğrisel kirişlerin dinamik analizleri eksenel deformasyon, kayma deformasyonu ve dönme ataleti ihmal edilerek incelenmiştir (Henrych, 1981; Irie ve diğer., 1982; Chidamparam ve Leissa, 1993).

Karmaşık formülasyonları nedeniyle; eksenel deformasyon, kayma deformasyonu ve dönme ataleti dikkate alınarak eğri eksenli kirişlerin titreşim analizleriyle ilgili oldukça az sayıda çalışma bulunmaktadır. Issa ve diğer. (1987), çok açıklıklı eğrisel kirişlerin serbest titreşim analizini eksenel deformasyon, kayma deformasyonu ve dönme ataletini dikkate alınarak dinamik rijitlik formülasyonları ile incelemişlerdir.

Friedman ve Kosmatka (1998), eksenel deformasyon, kayma deformasyonu ve dönme ataletini dikkate alarak, iki düğüm noktalı bir sonlu eleman modeli

sunmuşlardır. Çalışmada, eğrisel kirişin hareket denkleminin elde edilmesinde; düz eksenli bir Timoshenko kirişinin hareket denkleminin elde edilmesine benzer bir prosedür izlendiği, ancak farklı olarak; eğrisel kiriş sisteminde eğrisel bir koordinat sistemi kullanıldığı ve eksenel deplasman ve kiriş eksenine dik deplasmanların etkileşim halinde olduğu, bu etkileşimin sonucunda; eksenel deplasman, kiriş eksenine dik deplasman ve kesit dönmesi olmak üzere üç adet bilinmeyenin diferansiyel hareket denkleminde bulunduğu ifade edilmiştir.

Eisenberger ve Efraim (2001), eğri eksenli kirişlerin doğal frekanslarını eksenel deformasyon, kayma deformasyonu ve dönme ataletini dikkate alarak ve almayarak ayrı ayrı elde etmişlerdir. Çalışmada, sonuçlar literatürde yer alan bazı sonuçlarla kıyaslanarak tablolastırılmıştır. Ayrıca, ilk on mod için mod şekilleri sunulmuştur.

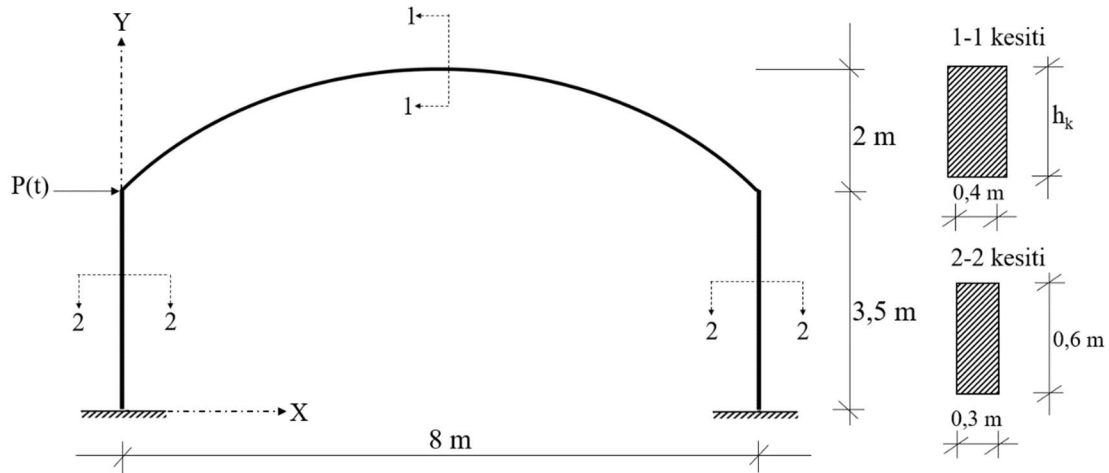
Lee (2003), eğri eksenli kirişlerin serbest titreşim analizini eksenel deformasyon, kayma deformasyonu ve dönme ataletini dikkate alarak ve Chebyshev polinomlarını sınır koşullarına uygun olarak seçerek gerçekleştirmişlerdir. Çalışmada, farklı sınır koşulları ve enkesit geometrileri dikkate alınmıştır.

Caliò ve diğer. (2014), eksenel deformasyon, kayma deformasyonu ve dönme ataleti dikkate alınarak modellenen kubbe şeklindeki eğri eksenli kirişlerden oluşan uzaysal sistemlerin, DRM kullanarak serbest titreşim analizlerini gerçekleştirmişlerdir.

Yang ve diğer. (2018), sundukları derleme çalışmada, eğri eksenli kirişler için eksenel deformasyon, kayma deformasyonu ve dönme ataletinin ihmal edildiği ve dikkate alındığı durumlara ait hareket denklemlerini karşılaştırmalı olarak sunmuşlardır. Çalışmada, DRM, SEM, transfer matrisi metodu ve Frobenius metodu, eğri eksenli kirişlerin dinamik analizinde etkili olarak kullanılabilecek yöntemler olarak sıralanmıştır.

7.2 Tez Kapsamında Dikkate Alınan Sürekli Parametrelı Kemer-Çerçevenin Matematiksel Modeli

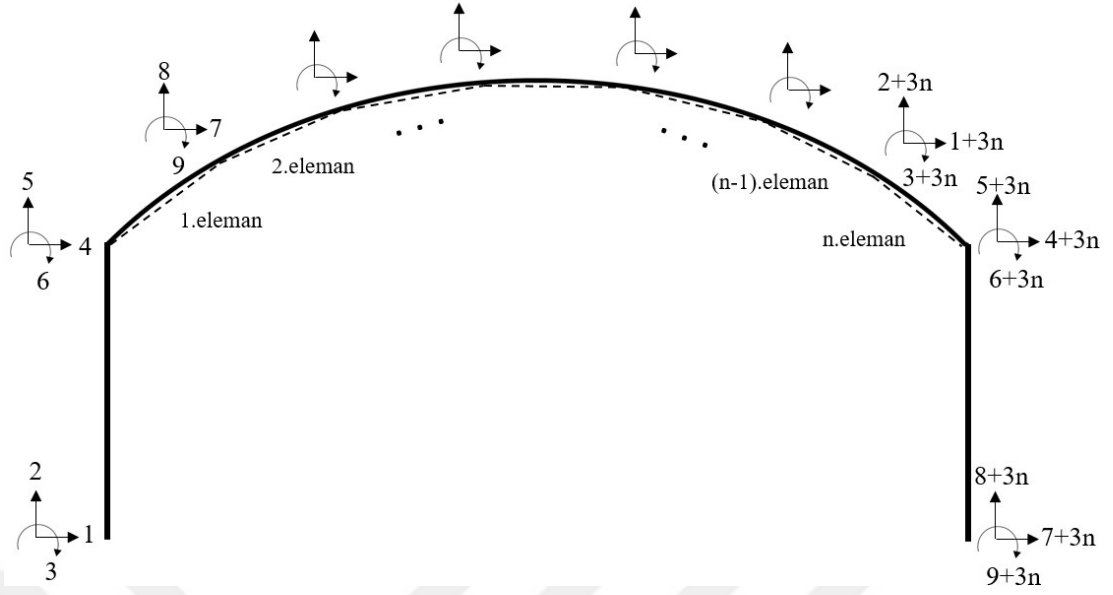
Doğru eksenli kolon ve kirişlerden oluşan sürekli parametrelı çerçeve sistemlerin aksine, eğri eksenli elemanlar içeren kemer-çerçeve yapıların dinamik analizinde, doğru eksenli elemanlar için sunulan TKT ve TDKDT'yi kullanmak mümkün değildir. Sürekli parametrelı eğri eksenli kirişlerin hareket denklemi; eksenel deplasman, kesit dönmesi ve kiriş eksenine dik deplasmanın birbiriyle ilişkili olduğu, altıncı mertebeden diferansiyel denklemdir. Bu denklemin analitik çözümü, yapısı sebebiyle karmaşık ve zaman alıcıdır. Bu nedenle tezin bu bölümünde; enkesit boyunca parabolik olarak değişen gerçekçi bir kayma gerilmesi dağılımını dikkate alan, TDKDT'nin de uygulanabilir olduğu, aynı zamanda hesaplama süreleri açısından daha iyi sonuçlar veren yaklaşık bir yöntem dikkate alınmıştır. Bu yaklaşımda; eğri eksenli kemer, eşit boyda çok sayıda doğru eksenli kiriş parçasının birleşimi olarak modellenmiştir. Şekil 7.1'de, sürekli parametrelı kemer-çerçeve modeli, çerçeve boyutları ve enkesit geometrileri sunulmuştur.



Şekil 7.1 Sürekli parametrelı kemer-çerçeve modeli

Burada, h_k kemerin yüksekliğini, $P(t)$ harmonik dış yükü, X ve Y eksenleri ise sistemin global eksenlerini göstermektedir.

Şekil 7.2'de dikkate alınan kemer-çerçevenin kemer elemanına ait doğru eksenli kiriş parçaları ve çerçevenin serbest dereceleri sunulmuştur.



Şekil 7.2 Kemer elemanına ait doğru eksenli kiriş parçaları ve çerçevenin serbestlik dereceleri

Burada, n , kemerin yaklaşık modellemesinde kullanılan doğru eksenli kiriş elemanların sayısını göstermektedir.

7.3 TKT Kullanılarak Serbest Titreşim ve Harmonik Tepki Analizi

Şekil 7.2 dikkate alındığında, eşit uzunluklu n adet Timoshenko kirişinin global dinamik rijitlik matrislerinin elde edilmesi gerektiği anlaşılmaktadır. Kemer modellemesinde kullanılan her kiriş için, açısız transformasyon matrisleri farklı formda olmaktadır. Modellemede kullanılan doğru eksenli kiriş parçalarına ait açısız transformasyon matrisi (7.1) numaralı bağıntıda sunulmuştur (Paz ve Kim, 2019).

$$[ATM_{k,j}] = \begin{bmatrix} \cos(\alpha_j) & \sin(\alpha_j) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin(\alpha_j) & \cos(\alpha_j) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos(\alpha_j) & \sin(\alpha_j) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin(\alpha_j) & \cos(\alpha_j) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}; j = 1, \dots, n \quad (7.1)$$

Burada; α_j , j inci doğru eksenli kiriş parçasının lokal ekseninin, sistemin global eksenine yaptığı açığı göstermektedir.

(3.5) ve (7.1) numaralı bağlantılar kullanılarak, kemerleri oluşturan doğru eksenli Timoshenko kirişlerinin global dinamik rijitlik matrisleri (7.2) numaralı bağıntıdaki gibi elde edilir.

$$\left[\text{GDR}_{k,j}^T \right] = \left[\text{ATM}_{k,j} \right]^{-1} \left[\text{LDR}_{kr}^T \right] \left[\text{ATM}_{k,j} \right] \quad (7.2)$$

Burada, $\left[\text{GDR}_{k,j}^T \right]$ matrisi kemerleri oluşturan j inci Timoshenko kirişinin global dinamik rijitlik matrisini ifade etmektedir.

TKT'ye göre sistem global dinamik rijitlik matrisi, (4.4) ve (7.2) numaralı bağıntılar ve Şekil 7.2'de sunulan serbestlik dereceleri dikkate alınarak oluşturulur. Sistem global dinamik rijitlik matrisi, düğüm noktası deplasmanları ve düğüm noktası kuvvetleri arasındaki ilişki (7.3) numaralı bağıntıda sunulmuştur.

$$\begin{Bmatrix} \bar{f}_1^{T,kem} \\ \bar{f}_2^{T,kem} \\ \bar{f}_3^{T,kem} \\ . \\ . \\ . \\ \bar{f}_{7+3n}^{T,kem} \\ \bar{f}_{8+3n}^{T,kem} \\ \bar{f}_{9+3n}^{T,kem} \end{Bmatrix} = \left[\text{SGDR}^{T,kem} \right]_{(9+3n) \times (9+3n)} \begin{Bmatrix} \bar{\delta}_1^{T,kem} \\ \bar{\delta}_2^{T,kem} \\ \bar{\delta}_3^{T,kem} \\ . \\ . \\ . \\ \bar{\delta}_{7+3n}^{T,kem} \\ \bar{\delta}_{8+3n}^{T,kem} \\ \bar{\delta}_{9+3n}^{T,kem} \end{Bmatrix} \quad (7.3)$$

Burada, $\bar{f}_1^{T,kem}, \bar{f}_2^{T,kem}, \bar{f}_3^{T,kem}, ..., \bar{f}_{9+3n}^{T,kem}$ ve $\bar{\delta}_1^{T,kem}, \bar{\delta}_2^{T,kem}, \bar{\delta}_3^{T,kem}, ..., \bar{\delta}_{9+3n}^{T,kem}$ sırasıyla sistem serbestlik dereceleri doğrultularındaki düğüm noktası kuvvetleri ve deplasmanlarını, $\left[\text{SGDR}^{T,kem} \right]$ matrisi kemerleri doğru eksenli kirişler kullanılarak TKT'ye göre modellenmiş sistemin global dinamik rijitlik matrisini göstermekte olup, kullanılan doğru eksenli kiriş sayısına bağlı olarak bu matris, $(9+3n) \times (9+3n)$ boyutundadır.

Şekil 7.2'de göre görüldüğü üzere, 1, 2, 3, $7 + 3n$, $8 + 3n$ ve $9 + 3n$ numaralı serbestlik dereceleri doğrultusunda ankastre mesnet nedeniyle deplasman ve kesit

dönmesi oluşmamaktadır. Bu nedenle, $[SGDR^{T,kem}]$ matrisinin ilgili satır ve sütunların silinmesiyle, indirgenmiş sistem global dinamik rijitlik matrisi $[ISGDR^{T,kem}]_{(6+3n) \times (6+3n)}$ elde edilir. $P(t)$ dinamik dış yükü sıfıra eşitlenerek, TKT'ye göre sistemin doğal frekans değerleri (7.4) numaralı bağıntı ile hesaplanabilir.

$$|ISGDR^{T,kem}| = 0 \quad (7.4)$$

İndirgenmiş sistem global dinamik rijitlik matrisi kullanılarak, (7.3) numaralı bağıntı aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\begin{Bmatrix} \bar{f}_4^{T,kem} \\ \bar{f}_5^{T,kem} \\ \bar{f}_6^{T,kem} \\ \cdot \\ \cdot \\ \bar{f}_{4+3n}^{T,kem} \\ \bar{f}_{5+3n}^{T,kem} \\ \bar{f}_{6+3n}^{T,kem} \end{Bmatrix} = [ISGDR^{T,kem}]_{(6+3n) \times (6+3n)} \begin{Bmatrix} \bar{\delta}_4^{T,kem} \\ \bar{\delta}_5^{T,kem} \\ \bar{\delta}_6^{T,kem} \\ \cdot \\ \cdot \\ \bar{\delta}_{4+3n}^{T,kem} \\ \bar{\delta}_{5+3n}^{T,kem} \\ \bar{\delta}_{6+3n}^{T,kem} \end{Bmatrix} \quad (7.5)$$

Doğal frekans değerleri hesaplandıktan sonra, (7.5) numaralı bağıntıda bulunan düğüm noktası kuvvetlerinin tümü sıfıra ve düğüm noktası deplasmanlarının herhangi biri bire eşitlenerek, diğer düğüm noktası deplasmanı değerleri buna bağlı olarak hesaplanır. Tüm düğüm noktası deplasmanı değerleri elde edildikten sonra, her bir çerçeve elemanının uçlarındaki düğüm noktası deplasmanları (3.1) numaralı bağıntıda yerine yazılır ve integrasyon sabitleri elde edilir. Daha sonra (2.24) ve (2.78) numaralı bağıntılar kullanılarak, tüm kolon ve kirişler için eksenel ve eleman eksenine dik olan deplasmanlar hesaplanarak istenilen moda ait mod şekilleri elde edilebilir.

Sürekli parametrelili kemer-çerçevelerin TKT'ye göre harmonik tepki analizleri; Şekil 7.1'de gösterilen harmonik noktasal yük dikkate alınarak, (7.5) numaralı bağıntı ile gerçekleştirilir. (7.5) numaralı bağıntıda; $\bar{f}_4^{T,kem}$, $P(t)$ harmonik yükünün genliğine; diğer tüm düğüm noktası kuvveti değerleri ise sıfıra eşitlenerek, istenilen düğüm

noktası deplasmanı değerleri hesaplanır. Hesaplanan nodal deplasman değerleri logaritmik olarak ölçeklenerek, harmonik tepki eğrileri istenilen şekilde çizdirilir.

7.4 TDKDT Kullanılarak Serbest Titreşim ve Harmonik Tepki Analizi

Tez kapsamında dikkate alınan kemer modellemesinde kullanılan eşit uzunluklu kiriş parçalarının TDKDT'ye göre global dinamik rijitlik matrisleri; (3.10) ve (7.1) numaralı bağıntılar kullanılarak, (7.6) numaralı bağıntıdaki şekilde elde edilir.

$$[GDR_{k,j}^S] = [ATM_{k,j}]^{-1} [LDR_{kr}^S] [ATM_{k,j}] \quad (7.6)$$

Burada, $[GDR_{k,j}^S]$ matrisi kemeri oluşturan, TDKDT'ye göre modellenmiş j inci kirişin global dinamik rijitlik matrisini ifade etmektedir.

TDKDT'ye göre sistem global dinamik rijitlik matrisi, (4.9) ve (7.6) numaralı bağıntılar ve Şekil 7.2'de sunulan serbestlik dereceleri dikkate alınarak elde edilebilir. TDKDT'ye göre sistemin global dinamik rijitlik matrisi, düğüm noktası deplasmanı ve düğüm noktası kuvvetleri arasındaki ilişki (7.7) numaralı bağıntıda sunulmuştur.

$$\begin{Bmatrix} \bar{f}_1^{S,kem} \\ \bar{f}_2^{S,kem} \\ \bar{f}_3^{S,kem} \\ . \\ . \\ \bar{f}_{7+3n}^{S,kem} \\ \bar{f}_{8+3n}^{S,kem} \\ \bar{f}_{9+3n}^{S,kem} \end{Bmatrix} = [SGDR^{S,kem}]_{(9+3n) \times (9+3n)} \begin{Bmatrix} \bar{\delta}_1^{S,kem} \\ \bar{\delta}_2^{S,kem} \\ \bar{\delta}_3^{S,kem} \\ . \\ . \\ \bar{\delta}_{7+3n}^{S,kem} \\ \bar{\delta}_{8+3n}^{S,kem} \\ \bar{\delta}_{9+3n}^{S,kem} \end{Bmatrix} \quad (7.7)$$

Burada, $\bar{f}_1^{S,kem}, \bar{f}_2^{S,kem}, \bar{f}_3^{S,kem}, ..., \bar{f}_{9+3n}^{S,kem}$ ve $\bar{\delta}_1^{S,kem}, \bar{\delta}_2^{S,kem}, \bar{\delta}_3^{S,kem}, ..., \bar{\delta}_{9+3n}^{S,kem}$ sırasıyla sistem serbestlik dereceleri doğrultularındaki düğüm noktası kuvvetlerini ve deplasmanlarını, $[SGDR^{S,kem}]$ matrisi kemeri doğrusal elemanlar kullanılarak TDKDT'ye göre modellenmiş sistemin global dinamik rijitlik matrisini göstermektedir.

$\left[\text{SGDR}^{S, \text{kem}} \right]$ matrisi sınır koşullarına göre indirgenerek, indirgenmiş sistem global dinamik rijitlik matrisi olan $\left[\text{ISGDR}^{S, \text{kem}} \right]_{(6+3n) \times (6+3n)}$ elde edilir. $P(t)$ harmonik dış yükünün sıfıra eşitlenmesiyle, TDKDT'ye göre sistemin doğal frekans değerleri (7.8) numaralı bağıntı kullanılarak elde edilir.

$$\left| \text{ISGDR}^{S, \text{kem}} \right| = 0 \quad (7.8)$$

İndirgenmiş sistem global dinamik rijitlik matrisi kullanılarak, (7.7) numaralı bağıntı aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\begin{Bmatrix} \bar{f}_4^{S, \text{kem}} \\ \bar{f}_5^{S, \text{kem}} \\ \bar{f}_6^{S, \text{kem}} \\ . \\ . \\ . \\ \bar{f}_{4+3n}^{S, \text{kem}} \\ \bar{f}_{5+3n}^{S, \text{kem}} \\ \bar{f}_{6+3n}^{S, \text{kem}} \end{Bmatrix} = \left[\text{ISGDR}^{T, \text{kem}} \right]_{(6+3n) \times (6+3n)} \begin{Bmatrix} \bar{\delta}_4^{S, \text{kem}} \\ \bar{\delta}_5^{S, \text{kem}} \\ \bar{\delta}_6^{S, \text{kem}} \\ . \\ . \\ . \\ \bar{\delta}_{4+3n}^{S, \text{kem}} \\ \bar{\delta}_{5+3n}^{S, \text{kem}} \\ \bar{\delta}_{6+3n}^{S, \text{kem}} \end{Bmatrix} \quad (7.9)$$

TDKDT'ye göre doğal frekans değerleri hesaplandıktan sonra, (7.9) numaralı bağıntıda bulunan düğüm noktası kuvvetlerinin tümü sıfıra ve düğüm noktası deplasmanlarının herhangi biri bire eşitlenerek, diğer düğüm noktası deplasmanı değerleri normalize edilmiş şekilde elde edilir. Tüm düğüm noktası deplasmanı değerleri elde edildikten sonra, her bir çerçeve elemanının uçlarındaki düğüm noktası deplasmanları (3.6) numaralı bağıntıda yerine yazılır ve integrasyon sabitleri hesaplanır. Daha sonra (2.65) ve (2.78) numaralı bağıntılar kullanılarak, tüm kolon ve kiriş elemanlar için eksenel ve eleman eksenine dik olan deplasmanlar hesaplanarak istenilen moda ait mod şekilleri çizilebilir.

Sürekli parametrelı kemer-çerçevelerin TDKDT'ye göre harmonik tepki analizleri; Şekil 7.1'de gösterilen harmonik noktasal yük etkisinde, (7.9) numaralı bağıntı ile gerçekleştirilir. (7.9) numaralı bağıntıda; $\bar{f}_4^{S, \text{kem}}$, $P(t)$ harmonik yükünün genliğine;

diğer tüm düğüm noktası kuvveti değerleri ise sifıra eşitlenerek, istenilen nodal deplasman değerleri hesaplanır. Hesaplanan nodal deplasman değerleri logaritmik olarak ölçeklenerek, harmonik tepki eğrileri elde edilir.

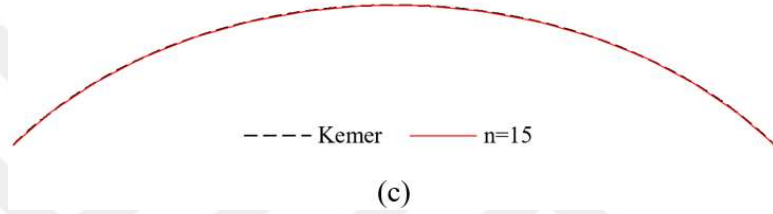
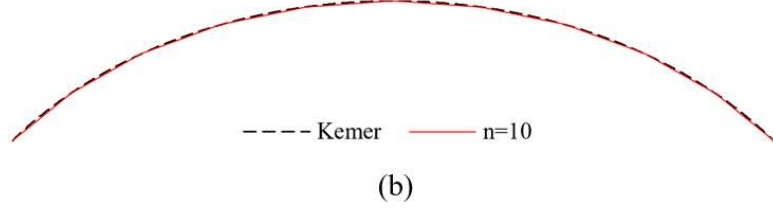
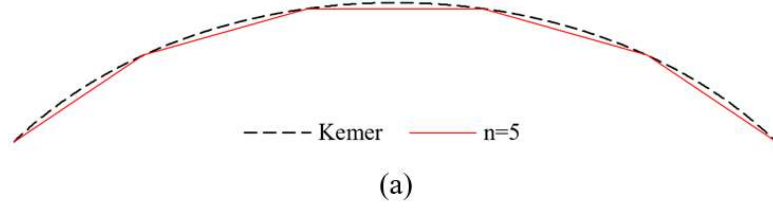
7.5 Sayısal Analiz ve Tartışmalar

Sürekli parametrelili kemer-çerçeve modelinin serbest titreşim ve harmonik tepki analizlerinde, Tablo 7.1’de sunulan malzeme özellikleri dikkate alınmıştır.

Tablo 7.1 Sürekli parametrelili kemer-çerçeve için malzeme özellikleri

Birim hacim ağırlık (t/m ³)	Poisson oranı	Elastisite modülü (t/m ²)	$\bar{k}$
2,5	0,2	2800000	1,2

Tez kapsamında dikkate alınan kemer modelleme tekniğinde kullanılacak olan eşit uzunluklu kiriş elemanı sayısının belirlenmesi için, kemerin ve eşdeğer kiriş parçası birleşim sisteminin görsel karşılaştırması kullanılabilir. Şekil 7.3a’da, kemerin 5 adet eşit uzunluklu doğru eksenli kiriş birleşimi olarak modellenmesine ait görsel; Şekil 7.3b ve Şekil 7.3c’de ise sırasıyla, kemerin 10 adet ve 15 adet eşit uzunluklu doğru eksenli kiriş eleman kullanılarak modellenmesine ait görseller, gerçek kemer modeli görseli ile karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Şekil 7.3a, Şekil 7.3b ve Şekil 7.3c’nin birlikte değerlendirilmesi neticesinde; kemerin, 15 adet eşit uzunluklu kiriş elemanından oluşacak şekilde modellenmesinin kemerin gerçek geometrisi ile son derece uyumlu olacağı tespit edilmiştir. Bu uyumun, kemer açıklığı ve kemer yüksekliği gibi geometrik özelliklere bağlı olarak değişebileceği yadsınamaz bir gerçektir. Şekil 7.3c dikkate alınarak; bu bölümde, kemer modellemesi için en fazla 15 adet eşit uzunluklu kiriş elemanı kullanılmıştır. Bu kapsamda; serbest titreşim analizleri sırasıyla $n=5$, $n=10$ ve $n=15$ için gerçekleştirilmiştir. $n=5$ seçildiğinde, kiriş elemanların uzunlukları 1,844 m; $n=10$ ve $n=15$ seçildiğinde ise kiriş elemanların uzunlukları sırasıyla 0,926 m ve 0,618 m olarak hesaplanmıştır. Serbest titreşim ve harmonik tepki analizlerinde kullanılacak olan, kiriş elemanların transformasyon açıları; $n=5$, $n=10$ ve $n=15$ için Tablo 7.2’de sunulmuştur.



Şekil 7.3 a) $n=5$ için kiriş birleşim sistemi ve kemerin karşılaştırmalı görüntüsü b) $n=10$ için kiriş birleşim sistemi ve kemerin karşılaştırmalı görüntüsü c) $n=15$ için kiriş birleşim sistemi ve kemerin karşılaştırmalı görüntüsü

Tablo 7.2 $n=5$, $n=10$ ve $n=15$ için eşit uzunluklu kiriş elemanların transformasyon açıları (rad)

Transformasyon açısı	$n=5$	$n=10$	$n=15$
α_1	0,7419	0,8345	0,8655
α_2	0,3709	0,6492	0,7418
α_3	0,0000	0,4636	0,6183
α_4	-0,3709	0,2782	0,4945
α_5	-0,7419	0,0927	0,3709
α_6	-	-0,0927	0,2474
α_7	-	-0,2782	0,1235
α_8	-	-0,4636	0,0000
α_9	-	-0,6492	-0,1235
α_{10}	-	-0,8345	-0,2474
α_{11}	-	-	-0,3709
α_{12}	-	-	-0,4945

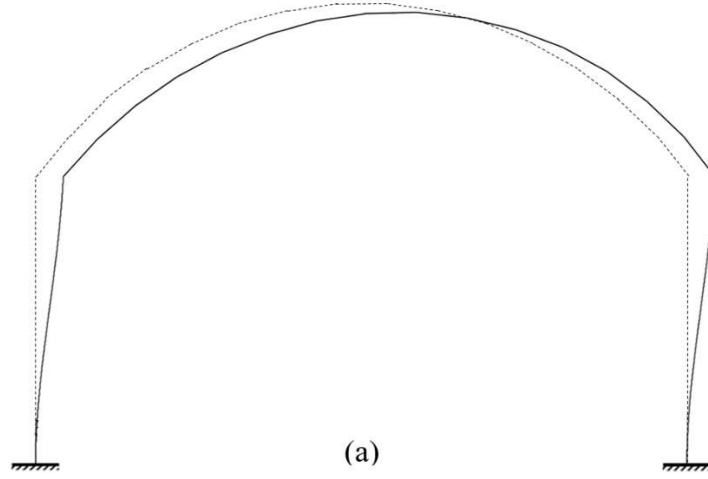
Tablo 7.2 devamı

α_{13}	-	-	-0,6183
α_{14}	-	-	-0,7418
α_{15}	-	-	-0,8655

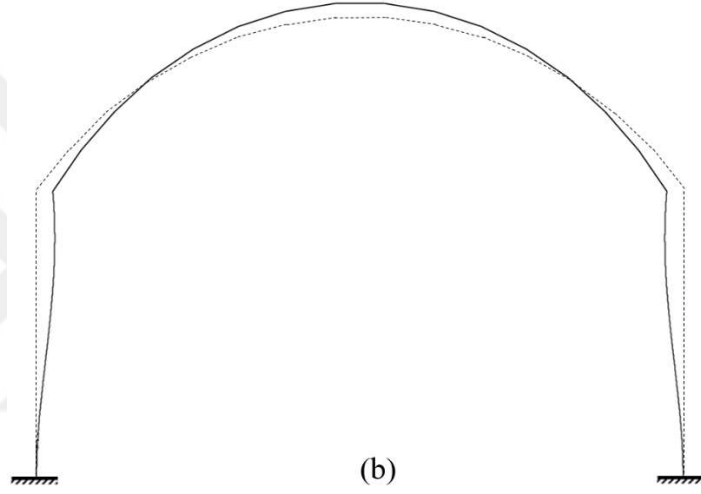
Farklı kemer kalınlıkları için, TDKDT kullanılarak hesaplanan ilk üç moda ait doğal frekans değerleri, TKT kullanılarak hesaplanan sonuçlarla ve SAP2000 yapısal analiz programından elde edilen SEM sonuçlarıyla karşılaştırmalı olarak Tablo 7.3'te sunulmuştur. Tablo 7.3'te sunulan SAP2000 yapısal analiz programına ait sonuçların hesabı için, kolon elemanları 50 adet sonlu elemana, kemer ise 250 adet sonlu elemana bölünmüştür. TDKDT'nin kemer-çerçeve sistemlerin mod şekillerinin çizimlerinde de etkili olarak kullanılabileceğini göstermek üzere; $h_k = 0,60$ m için, sürekli parametrelili kemer-çerçeve sistemin ilk üç moduna ait mod şekilleri Şekil 7.4'te sunulmuştur.

Tablo 7.3 Sürekli parametrelili kemer-çerçevelerin ilk üç moda ait doğal frekansları (rad/sn)

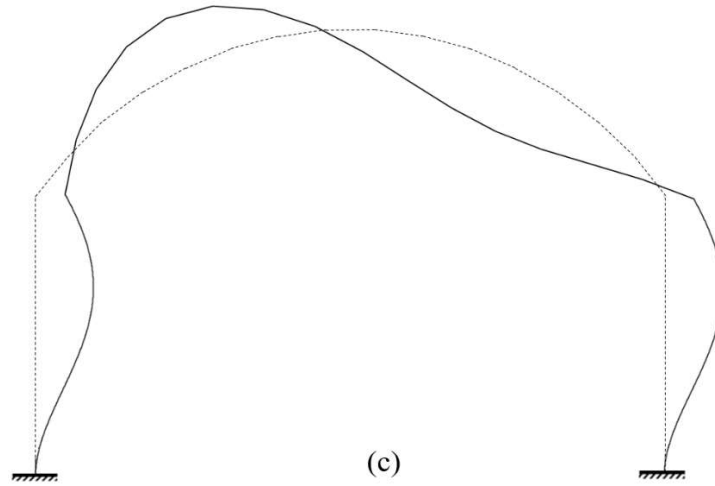
h_k (m)	n = 5		n = 10		n = 15		SAP2000
	TDKDT	TKT	TDKDT	TKT	TDKDT	TKT	
1.mod	46,8748	46,9259	45,9766	46,5306	46,3750	46,4542	46,3954
2.mod 0,60	105,3634	115,3386	99,0270	115,6274	97,5291	115,6592	115,8936
3.mod	270,2845	274,7895	266,6638	273,9182	266,2012	273,7189	274,9996
1.mod	46,1613	46,6174	45,0285	46,2661	45,3469	46,1979	46,1450
2.mod 0,65	107,9778	117,6860	102,0356	118,0320	100,6417	118,0748	118,3581
3.mod	287,3118	289,9914	284,7341	289,0051	284,6483	288,7844	290,3420
1.mod	45,3716	46,1617	44,0589	45,8493	44,3152	45,7885	45,7409
2.mod 0,70	110,8982	120,1842	105,3939	120,5679	104,1141	120,6177	120,9518
3.mod	304,2458	305,3115	302,5377	304,2208	302,7868	303,9803	305,8396



(a)



(b)



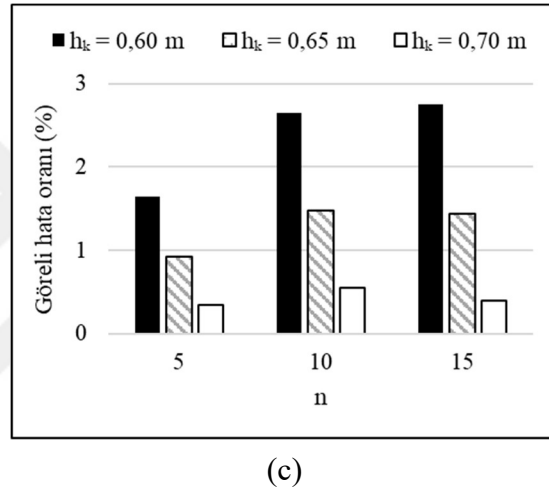
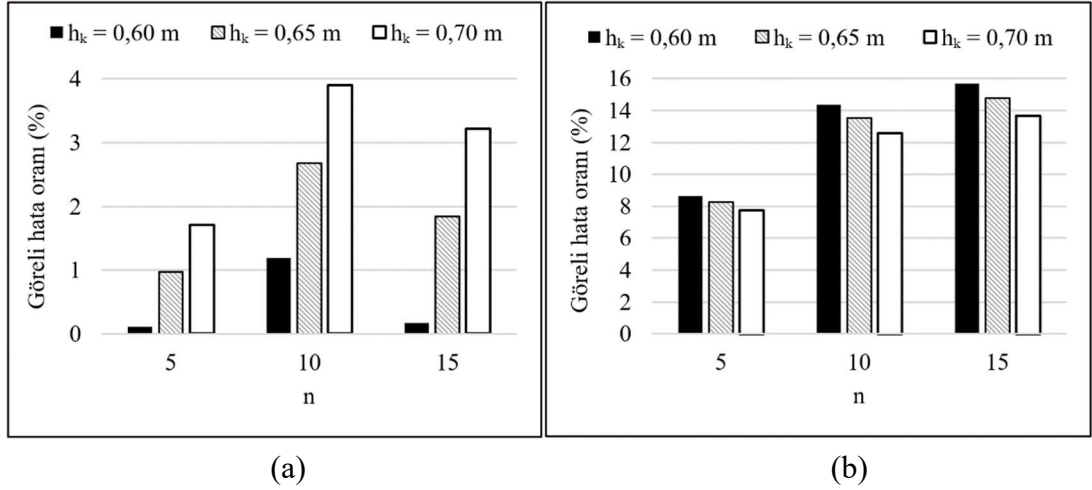
(c)

Şekil 7.4 a) Sürekli parametrelı kemer-çerçevenin TDKDT'ye göre birinci mod şekli b) Sürekli parametrelı kemer-çerçevenin TDKDT'ye göre ikinci mod şekli c) Sürekli parametrelı kemer-çerçevenin TDKDT'ye göre üçüncü mod şekli

TKT kullanılarak elde edilen mod şekilleri, TDKDT kullanılarak elde edilen mod şekillerinden belirgin bir farka sahip olmadığı için, çalışmanın anlaşılabilirliğini arttırmak amacıyla sunulmamıştır.

Tablo 7.3'ün incelenmesi neticesinde; DRM formülasyonları ve TKT kullanılarak elde edilen doğal frekans değerleri; SAP2000 yapısal analiz programının SEM yaklaşımı ile hesapladığı doğal frekans değerlerine, $n=15$ için oldukça başarılı bir şekilde yakınsadığı tespit edilmiştir. Şekil 7.4a dikkate alındığında; sistemin birinci karakteristik mod şeklinde, kemerde eğilme deformasyonu oluşmadığı, sadece kolonlarda yatay ötelenme hareketi olduğu gözlemlenmiştir. Bu nedenle; kemer kalınlığındaki artıştan kaynaklanan kütle artışı, sadece birinci mod için, eğilme rijitliği artışından daha belirgin hale geldiğinden, Tablo 7.3'e göre artan kemer kalınlığı, sistemin birinci doğal frekans değerlerini düşürmektedir. Ancak, sürekli parametrelili kemer-çerçevelerin ikinci ve üçüncü doğal frekans değerleri, artan kemer kalınlığına bağlı olarak yükselmektedir.

Sayısal analizde dikkate alınan tüm n değerleri ve tüm kemer kalınlıkları için; TDKDT, TKT'ye kıyasla daha düşük doğal frekans değerleri vermektedir. Sürekli parametrelili kemer-çerçevelerin doğal frekansları için, TDKDT ve TKT arasındaki göreceli hata oranları; birinci mod, ikinci mod ve üçüncü mod için sırasıyla, Şekil 7.5a, Şekil 7.5b ve Şekil 7.5c'de sunulmuştur.

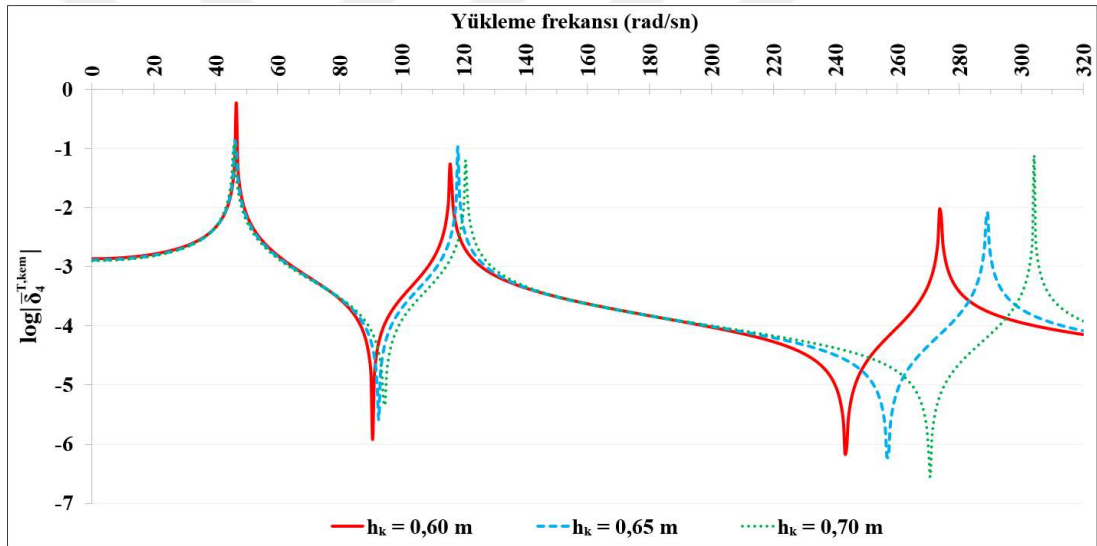


Şekil 7.5 a) Sürekli parametrelî kemer-çerçevenin birinci doğal frekans değerleri için TKT ve TDKDT arasındaki görelî hata oranları b) Sürekli parametrelî kemer-çerçevenin ikinci doğal frekans değerleri için TKT ve TDKDT arasındaki görelî hata oranları c) Sürekli parametrelî kemer-çerçevenin üçüncü doğal frekans değerleri için TKT ve TDKDT arasındaki görelî hata oranları

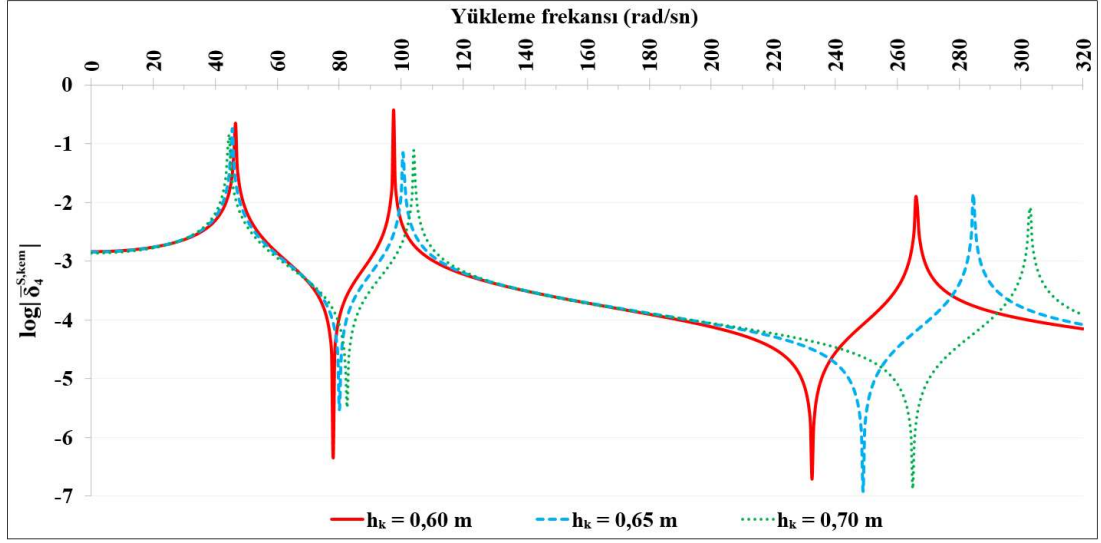
Şekil 7.5a'ya göre; birinci moda ait doğal frekans değerleri için, TKT ve TDKDT arasındaki görelî hata oranı kemer kalınlığı arttıkça yükselmektedir. Buna karşın; Şekil 7.5b ve Şekil 7.5c'de, TKT ve TDKDT arasındaki görelî hata oranlarının, ikinci ve üçüncü modlara ait doğal frekans değerleri için kemer kalınlığı arttıkça azaldığı görülmüştür. Ayrıca; birinci ve üçüncü modlara ait doğal frekans değerleri için, TKT ve TDKDT arasındaki görelî hata oranlarının, ikinci moda ait doğal frekans değerlerine oranla kıyasla belirgin şekilde daha düşük olduğu tespit edilmiştir.

Sürekli parametrelı kemer-çerçeveselerin harmonik tepki analizleri, Şekil 7.1’de görülen $P(t)$ harmonik yükünün $2e^{i\omega t}$ değerine eşit olduğu dikkate alınarak gerçekleştirilmiştir. Sistemin harmonik tepki eğrileri, Şekil 7.2’de görülen 4 numaralı serbestlik derecesi doğrultusundaki deplasman için, $n=15$ dikkate alınarak elde edilmiştir.

Şekil 7.6 ve Şekil 7.7’de sırasıyla; TKT ve TDKDT için farklı kemer kalınlıkları kullanılarak elde edilen harmonik tepki eğrileri sunulmuştur. Şekil 7.6 ve Şekil 7.7’nin incelenmesi neticesinde; TKT ve TDKDT için, artan kemer kalınlığıyla, harmonik tepki eğrilerinin birinci tepe noktalarının çok az miktarda sola doğru gerilediği, ikinci ve üçüncü tepe noktalarının ise sağa doğru ötelendiği görölmektedir.

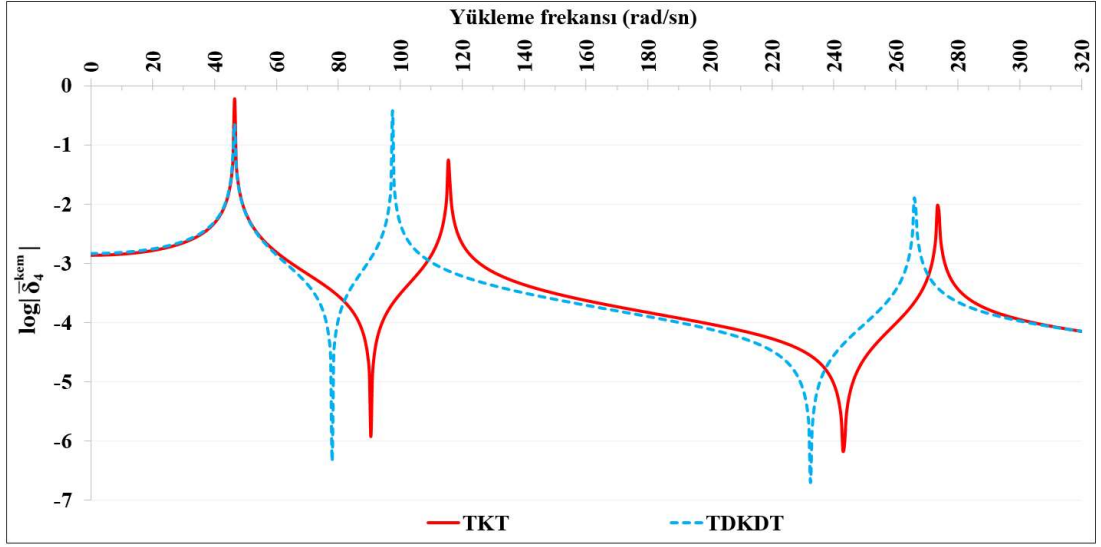


Şekil 7.6 Farklı kemer kalınlığı değerleri dikkate alınarak $\bar{\delta}_4^{T,kem}$ için elde edilen harmonik tepki eğrileri

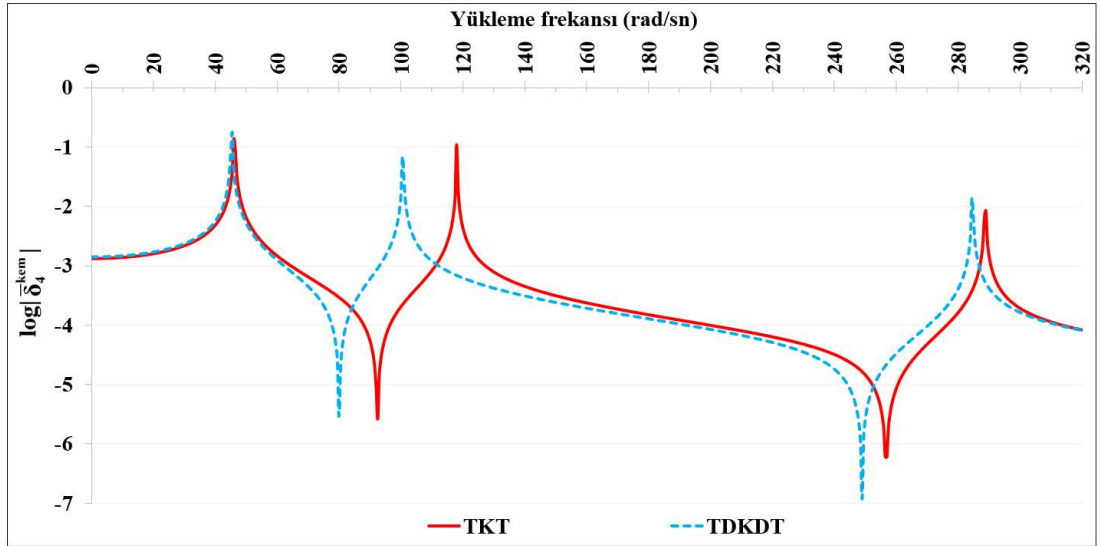


Şekil 7.7 Farklı kemer kalınlığı değerleri dikkate alınarak $\bar{\delta}_4^{S,kem}$ için elde edilen harmonik tepki eğrileri

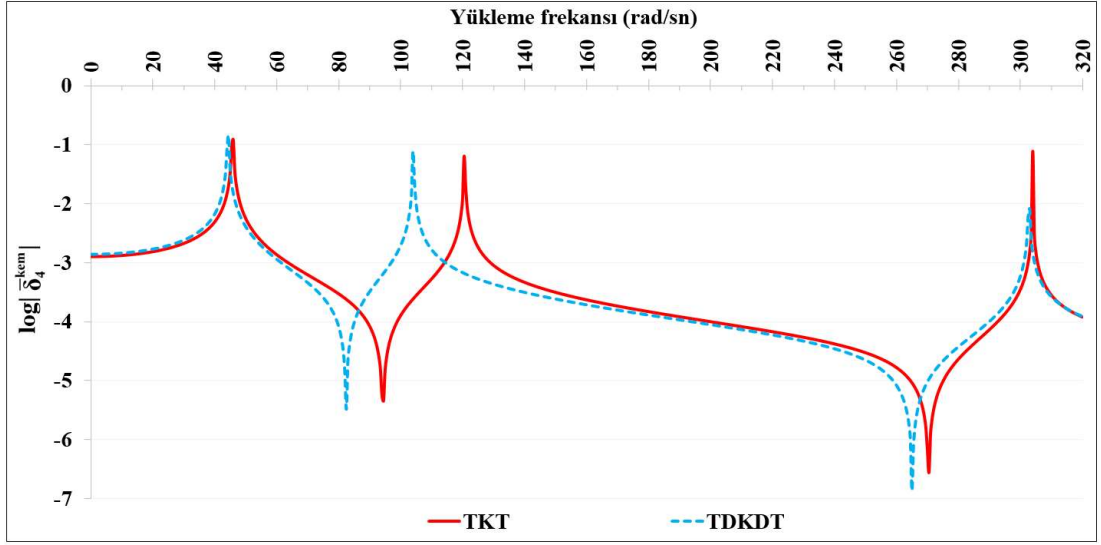
Sürekli parametrelili kemer-çerçevelerin harmonik tepki eğrilerinin TDKDT ve TKT için karşılaştırmalı olarak gözlemlenebilmesi için; farklı kemer kalınlıklarına ait harmonik tepki eğrileri Şekil 7.8, Şekil 7.9 ve Şekil 7.10’da sunulmuştur. Şekil 7.8’e göre; $h_k = 0,60$ m için, TKT ve TDKDT’nin harmonik tepki eğrilerindeki birinci tepe noktaları arasında belirgin bir fark bulunmuyorken, TDKDT için ikinci ve üçüncü tepe noktaları daha geridedir. Sırasıyla $h_k = 0,65$ m ve $h_k = 0,70$ m için sunulan Şekil 7.9 ve Şekil 7.10 dikkate alındığında; TDKDT için elde edilen harmonik tepki eğrisinin tüm tepe noktalarının TKT’ye göre daha solda bulunduğu anlaşılmaktadır. Şekil 7.8, Şekil 7.9 ve Şekil 7.10 birlikte değerlendirildiğinde; TKT ve TDKDT kullanılarak çizilen harmonik tepki eğrilerinin birinci tepe noktaları arasındaki fark, kemer kalınlığı arttıkça belirginleşmektedir. Bu sonuç aynı zamanda, birinci doğal frekans değerleri için TDKDT’nin karakteristiklerinin, kemer kalınlığı arttıkça belirginleştiğini göstermektedir.



Şekil 7.8 TKT ve TDKDT kullanılarak $\bar{\delta}_4^{kem}$ için elde edilen harmonik tepki eğrileri ($h_k = 0,60$ m)



Şekil 7.9 TKT ve TDKDT kullanılarak $\bar{\delta}_4^{kem}$ için elde edilen harmonik tepki eğrileri ($h_k = 0,65$ m)



Şekil 7.10 TKT ve TDKDT kullanılarak $\bar{\delta}_4^{\text{kem}}$ için elde edilen harmonik tepki eğrileri ($h_k = 0,70$ m)

Şekil 7.8, Şekil 7.9 ve Şekil 7.10'da yer alan $\bar{\delta}_4^{\text{kem}}$, sürekli parametrelili kemer-çerçeve modelinin, 4 numaralı serbestlik derecesi doğrultusunda oluşan deplasmanını göstermektedir.

BÖLÜM SEKİZ

SONUÇLAR

8.1 Sonuçlar ve Öneriler

Yapı mühendisliği uygulamalarının taşıyıcı sistemlerinde yaygın olarak tercih edilen çerçevelerin dinamik analizlerinin doğruluğu hayati önem taşımaktadır. Bu nedenle, çerçeve yapıların önemli dinamik karakteristikleri olan doğal frekans ve mod şekillerinin elde edilmesini sağlayan serbest titreşim analizlerinin, mümkün olan en gerçekçi matematiksel modeller kullanılarak gerçekleştirilmesi oldukça önemlidir. Bu kapsamda, yaygın olarak kullanılan sonlu eleman yaklaşımı gibi yaklaşık yöntemler yerine; karmaşık formülasyonlara sahip olsa da belirli varsayımlar altında teorik olarak kesin sonuçlar sağlayan sürekli parametrelili çerçeve modelleri ön plana çıkmaktadır.

Bu tezde, eleman enkesiti boyunca gerçekçi bir kayma gerilmesi ve deformasyonu dağılımına sahip TDKDT, dinamik rijitlik formülasyonları kullanılarak sürekli parametrelili çerçevelerin serbest titreşim ve harmonik tepki analizlerinde uygulanmıştır. Çerçeve elemanlarının eksenel titreşimleri de dikkate alınarak; TDKDT kullanılarak hesaplanan doğal frekans değerleri, TKT'den elde edilen doğal frekans değerleri ve sonlu eleman yaklaşımı ile çözüm yapan SAP2000 yapısal analiz programından elde edilen verilerle karşılaştırılmıştır. Kiriş teorilerine ait hareket denklemlerinin analitik çözümünden elde edilen uç kuvvet ve deplasmanlarını kullanan DRM, doğal frekans hesabı aşamasında bir kök bulma algoritmasına ihtiyaç duymaktadır. Bu tezde alternatif olarak, herhangi bir kök bulma algoritması kullanmadan, doğrudan sisteme uygulanan bir harmonik yük etkisinde elde edilen logaritmik ölçekli harmonik tepki eğrilerinin tepe noktaları ile de sürekli parametrelili çerçevelerin doğal frekanslarının hızlı bir şekilde hesaplanabileceği, kayma deformasyonu ve dönme ataletini dikkate alan ve teorik varsayımları kapsamında TKT'den daha gerçekçi bir teori olan TDKDT için gösterilmiştir. TDKDT, diğer yüksek mertebeden kayma deformasyon teorilerinin aksine, dördüncü mertebeden bir diferansiyel hareket denkleminin sahiptir. Ayrıca, hareket denkleminin yapısı

nedeniyle, kayma deformasyonu ilişkili terimler ihmal edilerek, doğrudan EKT için serbest titreşim analizleri gerçekleştirilebilir.

Bina tipi çerçeve yapıların statik ve dinamik analizlerinde yaygın olarak kullanılan çok katlı ankastre mesnetli çerçeve modeli için, TDKDT'den elde edilen doğal frekans değerleri, TKT'ye göre daha düşüktür. Farklı elastisite modülü, kolon ve kiriş enkesit boyutları için gerçekleştirilen serbest titreşim analizlerinde hesaplanan doğal frekans değerlerinin, daha hızlı sonuç veren logaritmik ölçekli harmonik tepki eğrilerinden de tespit edilebileceği görülmüştür. TDKDT ve TKT arasındaki göreceli hata oranlarının, birinci modda, ikinci ve üçüncü moda kıyasla daha yüksek olduğu, farklı kiriş ve kolon boyutları için gözlemlenmiştir. TDKDT, ankastre mesnetli sürekli parametrelili çerçevelerin mod şekillerinin çiziminde de etkili olarak kullanılmıştır.

Binalarda mimari gerekçelerle kullanılan dolgu duvarlar, sürekli parametrelili çerçevelerin matematiksel modellerine iki ucu mafsallı eşdeğer çubuk yaklaşımı ile entegre edilmiştir. Uygulamada yaygın olarak karşılaşılan, yumuşak kat düzensizliğine sahip dolgu duvarlı, çok katlı çerçeve modeli ile tamamen dolgu duvarlı çerçeve modeli dikkate alınarak; farklı duvar kalınlığı değerleri için doğal frekanslar hesaplanmıştır. Dolgu duvar kalınlığındaki artışın; tezde dikkate alınan her iki duvarlı çerçeve modeli için de doğal frekans değerlerini arttırdığı gözlemlenmiş olup; tüm katları dolgu duvarlı çerçeve modelinde, dolgu duvarları ihmal etmenin birinci doğal frekans değerleri için %60'ın üzerinde hata oranlarına sebep olduğu anlaşılmıştır. Farklı dolgu duvar senaryoları için; TKT'nin, TDKDT'den daha yüksek doğal frekanslar sunduğu görülmüştür. TDKDT'ye göre çizilen ilk üç moda ait mod şekilleri sunulmuştur. Çeşitli dolgu duvar kalınlıkları kullanılarak, tezde kullanılan her iki kiriş teorisi için logaritmik ölçekli harmonik tepki eğrileri elde edilmiş, eğrilerin tepe noktalarının dolgu duvarlı sürekli parametrelili çerçeve modeli için de doğal frekans tespitinde etkili olarak kullanılabileceği anlaşılmıştır.

Yapısal analizde kullanılan ankastre mesnet varsayımı, formülasyonları basitleştirip hesaplama sürelerini iyileştirse de; imalat hataları ve zemin koşulları sebebiyle, kolon-temel birleşim bölgeleri tam olarak rijit davranış göstermeyebilir. Bu

tezde; yapı-zemin etkileşimli sürekli parametrelili çerçevelerin serbest titreşim ve harmonik tepki analizleri, kolonların yatay ve düşey yönde olmak üzere çökmeye karşı elastik ve dönmeye karşı elastik olmak üzere, üç-yay yaklaşımı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Farklı kolon enkesit boyutları ve zemin koşulları için hesaplanan ilk üç moda ait doğal frekans değerleri; TDKDT, TKT ve SAP2000 yapısal analiz programı kullanılarak hesaplanmış ve karşılaştırmalı olarak tablolştırılmıştır. TDKDT kullanılarak elde edilen ilk üç moda ait mod şekilleri sunulmuştur. YZE dikkate alınan sürekli parametrelili çerçeveler için, ikinci ve üçüncü modlara ait doğal frekans değerlerinde TDKDT'nin, TKT'den az da olsa yüksek değerler verdiği; birinci moda ait doğal frekans değerleri için ise zemin kayma modülü yükseldikçe, TDKDT'nin, TKT'den daha düşük değerler sunma eğiliminde olduğu gözlemlenmiştir.

Zemin kayma modülü değeri arttıkça doğal frekansların yükseldiği gözlemlenmiştir. Kolon boyutlarının artmasıyla ilk iki moda ait doğal frekansların yükseldiği, üçüncü moda ait doğal frekansın ise azaldığı gözlemlenmiştir. Bu durum, çerçeve kolonlarının neredeyse kusursuz bir düşey eksenel titreşim yaptığı üçüncü karakteristik mod şekli ile ilişkilidir. Ankastre mesnet varsayımının, özellikle zayıf zeminler üzerindeki rijit çerçevelerin doğal frekans hesabında ihmal edilemeyecek düzeyde hatalara sebep olduğu gözlemlenmiştir. Tezde dikkate alınan yapı-zemin etkileşimli sürekli parametrelili çerçeve modelinin, birinci moda ait doğal frekans değeri için, kolon boyutları arttıkça ankastre mesnet varsayımının, TKT'de % 35'in üzerinde, TDKDT için % 25'in üzerinde hatalı hesaplara sebebiyet verdiği görülmüştür. Ankastre mesnet varsayımının, TKT'de TDKDT'ye kıyasla daha yüksek hata oranlarına sebep olduğu tespit edilmiştir. Farklı zemin koşulları için çizilen harmonik tepki eğrilerinin, yapı-zemin etkileşimli çerçevelerin doğal frekans tespitinde etkili olarak kullanılabileceği, ancak, eksenel hakim mod olan üçüncü doğal frekansın atlanmaması için, YZE dikkate alınan çerçevelerde sisteme uygulacak harmonik noktasal yükün, düşey yönde seçilmesinin büyük önem arz ettiği tespit edilmiştir.

Tarihi yığma köprüler başta olmak üzere, yeni yapılan çelik ve betonarme köprülerde de yaygın olarak kullanılan kemer-çerçeve taşıyıcı sistemlerin, deprem ve

trafik yüklerine tepkileri, can ve mal güvenliği için büyük önem arz etmektedir. Kemer-çerçevelerin eğri eksenli bir kiriş olan kemer elemanının analitik formülasyonları altıncı mertebeden bir diferansiyel denklem olup, özellikle kayma deformasyonu ve dönme ataleti dikkate alındığında oldukça karmaşık ve zaman alıcı çözümler gerektirdiği literatürde ifade edilmiştir. Tez kapsamında, sürekli parametrelili kemer-çerçevelerin serbest titreşim ve harmonik tepki analizleri; eğri eksenli bir kiriş olan kemerin, eşit uzunluklu çok sayıda düz eksenli kiriş parçasının birleşimi şeklinde idealize edildiği bir matematiksel model dikkate alınarak gerçekleştirilmiştir. Kemerin sırasıyla beş, on ve onbeş doğru eksenli kiriş parçasından oluştuğu dikkate alınan sürekli parametrelili kemer-çerçeve modelinin TDKDT ve TKT kullanılarak, farklı kemer kalınlıkları için doğal frekans değerleri hesaplanmıştır. Önerilen yaklaşık matematiksel modelin sunduğu sonuçların, beş elemandan oluşan kemerden itibaren oldukça iyi yakınsadığı görülmüş olup; onbeş kiriş parçasından oluşan kemer-çerçeve modelinin mod şekilleri çizilmiştir. Sürekli parametrelili kemer-çerçeveler için TDKDT'nin, TKT'ye kıyasla daha düşük doğal frekans değerleri sunduğu görülmüştür. Kemer kalınlığının artmasıyla, ikinci ve üçüncü moda ait doğal frekans değerleri yükselirken, birinci doğal frekans değerlerinde küçük bir azalış gözlemlenmiştir. Bu durum; sistemin kolonlarının yatay ötelenme hareketinin hakim olduğu birinci karakteristik mod şekli dikkate alındığında, kemerin deforme olmadan yatay yönde bir hareket yapması, bu nedenle sistemdeki kütle artışının frekans üzerinde etkisinin ön plana çıkması ile açıklanmıştır. Farklı kemer kalınlıkları için logaritmik ölçekli harmonik tepki eğrileri elde edilmiştir. Sürekli-parametrelili kemer çerçevelerin serbest titreşim ve harmonik tepki analizlerinde de TDKDT'nin DRM ile birlikte etkili olarak kullanılabileceği gözlemlenmiştir.

Tez kapsamında yapılan analizler ve elde edilen sonuçların ışığında; ilerisi için önerilebilecek, DRM ve TDKDT kombinasyonunun etkili olarak kullanılabileceği bazı önemli potansiyel çalışmalar aşağıda sıralanmıştır:

- Çalışmada dikkate alınan sürekli parametrelili çerçeve modelleri için; dönmeye karşı elastik yaylar kullanılarak etkili olarak modellenebilen çatlamış kolon ve kirişler

dikkate alınarak; hasarlı çerçevelerin serbest titreşim analizlerinin, harmonik tepki analizlerinin ve hasar tespitlerinin yapılabilmesi mümkündür.

- Analitik olarak hesaplanan doğal frekans ve mod şekilleri kullanılarak; sürekli parametrelili çerçevelerin, genelleştirilmiş kütle ve rijitlik değerlerinin elde edilmesi suretiyle; çerçevelerin eşdeğer tek serbestlik dereceli yay-kütle modeli olarak idealize edilmesi neticesinde, deprem tepki analizleri etkili olarak gerçekleştirilebilir.
- Dolgu duvarların modellenmesinde; eşdeğer diyagonal çubukların enkesit boyutlarının hesabı için, literatürde rijitlik azaltma faktörü olarak adlandırılan katsayı kullanılarak; kısmi boşluklu dolgu duvarlı sürekli parametrelili çerçevelerin dinamik analizlerinin gerçekleştirilebilmesi mümkündür.
- Kemer-çerçevelerin yaygın olarak trafik yüklerine maruz kaldığı düşünüldüğünde, analitik olarak hesaplanan doğal frekans ve mod şekilleri kullanılarak; kemer-çerçevelerin, genelleştirilmiş kütle ve rijitlik değerlerinin elde edilmesi suretiyle; eşdeğer tek serbestlik dereceli yay-kütle modeli olarak idealize edilmesi neticesinde, hareketli yük tepki analizleri gerçekleştirilebilir.

8.2 Tezden Üretilen Eserler

Tezin farklı bölümlerinden çok sayıda akademik eser üretilmiş olup, bu eserlere ait detaylı bilgiler aşağıda sunulmuştur:

- Tezin dördüncü bölümünden elde edilen sonuç ve bulguları içeren makaleler, Structural Engineering and Mechanics'te (Bozyigit ve Yesilce, 2018a) ve Mechanics Research Communications'ta (Bozyigit ve Yesilce, 2018b) yayımlanmıştır.
- Tezin beşinci bölümünden üretilen makaleler, Structural Engineering and Mechanics'te (Bozyigit ve Yesilce, 2018c) ve Sigma Journal of Engineering and Natural Sciences'ta (Bozyigit ve Yesilce, 2019) yayımlanmıştır.

- Tezin altıncı bölümünden elde edilen sonuç ve bulguları içeren makale, Engineering Structures'ta (Bozyigit ve diğer., 2020b) yayımlanmıştır.
- Tezin yedinci bölümünden üretilen makale 44. Uluslararası Vibroengineering Konferansı'nda (Bozyigit ve diğer., 2020c) sunulmuş olup, Vibroengineering Procedia'da (Bozyigit ve diğer., 2020d) yayımlanmıştır.



KAYNAKLAR

- Åkesson, B. Å. (1976). PFVIBAT—a computer program for plane frame vibration analysis by an exact method. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 10(6), 1221-1231.
- Al-Balhawi, A., ve Zhang, B. (2017). Investigations of elastic vibration periods of reinforced concrete moment-resisting frame systems with various infill walls. *Engineering Structures*, 151, 173-187.
- Arany, L., Bhattacharya, S., Adhikari, S., Hogan, S. J., ve Macdonald, J. H. G. (2015). An analytical model to predict the natural frequency of offshore wind turbines on three-spring flexible foundations using two different beam models. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 74, 40-45.
- ASCE. (2007). Seismic rehabilitation of existing buildings. ASCE/SEI 41-06. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- Asteris, P. G., Antoniou, S. T., Sophianopoulos, D. S., ve Chrysostomou, C. Z. (2011). Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of the Art. *Journal of Structural Engineering*, 137(12), 1508-1517.
- Bakioğlu, M. (2009). *Cisimlerin Mukavemeti - Cilt 2 (2. Baskı)*. İstanbul: Beta Yayıncılık.
- Banerjee, J. R. (1989). Coupled bending–torsional dynamic stiffness matrix for beam elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 28(6), 1283-1298.
- Banerjee, J. R. (2019). Review of the dynamic stiffness method for free-vibration analysis of beams. *Transportation Safety and Environment*, 1(2), 106-116.

- Banerjee, J. R., ve Ananthapuvirajah, A. (2019). An exact dynamic stiffness matrix for a beam incorporating Rayleigh–Love and Timoshenko theories. *International Journal of Mechanical Sciences*, 150, 337-347.
- Banerjee, J. R., ve Kennedy, D. (2014). Dynamic stiffness method for inplane free vibration of rotating beams including Coriolis effects. *Journal of Sound and Vibration*, 333(26), 7299-7312.
- Beegam, T. T., ve Sebastian, T. (2017). Free Vibration Analysis of Building Considering Soil Structure Interaction. *Applied Mechanics and Materials*, 857, 125-130.
- Beiraghi, H. (2017). Fundamental period of masonry infilled moment-resisting steel frame buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 26(5), e1342.
- Bhimaraddi, A., ve Chandrashekhara, K. (1993). Observations on higher order beam theory. *Journal of Aerospace Engineering*, 6(4), 408-413.
- Bickford, W. B. (1982). A consistent higher order beam theory. *Developments Theoretical and Applied Mechanics*, 11, 137-150.
- Bozyigit, B., ve Yesilce, Y. (2016). Dynamic stiffness approach and differential transformation for free vibration analysis of a moving Reddy-Bickford beam. *Structural Engineering and Mechanics*, 58(5), 847-868.
- Bozyigit, B., ve Yesilce, Y. (2018a). Investigation of natural frequencies of multi-bay and multi-storey frames using a single variable shear deformation theory. *Structural Engineering and Mechanics*, 65(1), 9-17.
- Bozyigit, B., ve Yesilce, Y. (2018b). Natural frequencies and harmonic responses of multi-story frames using single variable shear deformation theory. *Mechanics Research Communications*, 92, 28-36.

- Bozyigit, B., ve Yesilce, Y. (2018c). Dynamic stiffness formulations for harmonic response of infilled frames. *Structural Engineering and Mechanics*, 68(2), 183-191.
- Bozyigit, B., ve Yesilce, Y. (2019). Effects of infill walls on free vibration characteristics of multi-storey frames using dynamic stiffness method. *Sigma Journal of Engineering and Natural Sciences*, 37(3), 885-902.
- Bozyigit, B., Yesilce, Y., ve Acikgoz, S. (2020c). Free vibration analysis of arch-frames using the dynamic stiffness approach. *44th International JVE Conference*, United Arab Emirates.
- Bozyigit, B., Yesilce, Y., ve Acikgoz, S. (2020d). Free vibration analysis of arch-frames using the dynamic stiffness approach. *Vibroengineering Procedia*, 30, 72-78.
- Bozyigit, B., Yesilce, Y., ve Wahab, M. A. (2020a). Transfer matrix formulations and single variable shear deformation theory for crack detection in beam-like structures. *Structural Engineering and Mechanics*, 73(2), 109-121.
- Bozyigit, B., Yesilce, Y., ve Wahab, M. A. (2020b). Single variable shear deformation theory for free vibration and harmonic response of frames on flexible foundation. *Engineering Structures*, 208, 110268.
- Caddemi, S., ve Calìo, I. (2013). The exact explicit dynamic stiffness matrix of multi-cracked Euler–Bernoulli beam and applications to damaged frame structures. *Journal of Sound and Vibration*, 332(12), 3049-3063.
- Caddemi, S., Calio, I., ve Cannizzaro, F. (2017). The dynamic stiffness matrix (DSM) of axially loaded multi-cracked frames. *Mechanics Research Communications*, 84, 90-97.
- Calìo, I., Greco, A., ve D'Urso, D. (2014). Free vibrations of spatial Timoshenko arches. *Journal of Sound and Vibration*, 333(19), 4543-4561.

- Chaker, A. A., ve Cherifati, A. (1999). Influence of masonry infill panels on the vibration and stiffness characteristics of R/C frame buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 28(9), 1061-1065.
- Chidamparam, P., ve Leissa, A. W. (1993). Vibrations of Planar Curved Beams, Rings, and Arches. *Applied Mechanics Reviews*, 46(9), 467-483.
- Clough, R. W., ve Penzien, J. (2003). *Dynamics of Structures, Third Edition*. Berkeley, USA: Computers & Structures, Inc.
- Di Paola, M., ve Fileccia Scimemi, G. (2016). Finite element method on fractional visco-elastic frames. *Computers & Structures*, 164, 15-22.
- Dilena, M., ve Morassi, A. (2004). The use of antiresonances for crack detection in beams. *Journal of Sound and Vibration*, 276(1), 195-214.
- Dumir, P. C., Saha, D. C., ve Sengupta, S. (1992). Dynamic stiffness method for space frames under distributed harmonic loads. *Computers & Structures*, 45(3), 495-503.
- Eisenberger, M. (1990). Exact static and dynamic stiffness matrices for general variable cross section members. *AIAA Journal*, 28(6), 1105-1109.
- Eisenberger, M. (2003). Dynamic stiffness vibration analysis using a high-order beam model. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 57(11), 1603-1614.
- Eisenberger, M., ve Efraim, E. (2001). In-plane vibrations of shear deformable curved beams. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 52(11), 1221-1234.
- El-Dakhakhni, W. W., Elgaaly, M., ve Hamid, A. A. (2003). Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames. *Journal of Structural Engineering*, 129(2), 177-185.

- Eurocode-6. (1996). Design of masonry structures-Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. *European Committee for Standardization, Brussels, Belgium*.
- FEMA-356. (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *Federal Emergency Management Agency, Washington, DC*.
- Friberg, P. O. (1983). Coupled vibrations of beams—an exact dynamic element stiffness matrix. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 19(4), 479-493.
- Friedman, Z., ve Kosmatka, J. B. (1998). An accurate two-node finite element for shear deformable curved beams. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 41(3), 473-498.
- Gazetas, G. (1991). Formulas and Charts for Impedances of Surface and Embedded Foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(9), 1363-1381.
- Ghugal, Y. M., ve Sayyad, A. S. (2013). Stress analysis of thick laminated plates using trigonometric shear deformation theory *International Journal of Applied Mechanics*, 05(01), 1350003.
- Ghugal, Y. M., ve Sharma, R. (2009). A hyperbolic shear deformation theory for flexure and vibration of thick isotropic beams. *International Journal of Computational Methods*, 06(04), 585-604.
- Ghugal, Y. M., ve Sharma, R. (2011). A refined shear deformation theory for flexure of thick beams. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 8, 183-195.
- Ghugal, Y. M., ve Shimpi, R. P. (2002). A review of refined shear deformation theories of isotropic and anisotropic laminated plates. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, 21(9), 775-813.

- Grossi, R. O., ve Albarracín, C. M. (2013). Variational approach to vibrations of frames with inclined members. *Applied Acoustics*, 74(3), 325-334.
- Han, S. M., Benaroya, H., ve Wei, T. (1999). Dynamics of transversely vibrating beams using four engineering theories. *Journal of Sound and Vibration*, 225(5), 935-988.
- Hanson, D., Waters, T. P., Thompson, D. J., Randall, R. B., ve Ford, R. A. J. (2007). The role of anti-resonance frequencies from operational modal analysis in finite element model updating. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 21(1), 74-97.
- Henrych, J. (1981). *Dynamics of Arches and Frames (Developments in Civil Engineering)*. Newyork: Elsevier.
- Heyliger, P. R., ve Reddy, J. N. (1988). A higher order beam finite element for bending and vibration problems. *Journal of Sound and Vibration*, 126(2), 309-326.
- Holmes, M. (1961). Steel frames with brickwork and concrete infilling. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 19(4), 473-478.
- Holmes, M. (1963). Combined loading on infilled frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 25(1), 31-38.
- Howson, W. P., ve Williams, F. W. (1973). Natural frequencies of frames with axially loaded Timoshenko Members. *Journal of Sound and Vibration*, 26(4), 503-515.
- Huergo, I. F., ve Hernández, H. (2020). Coupled-two-beam discrete model for dynamic analysis of tall buildings with tuned mass dampers including soil–structure interaction. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 29(1), e1683.
- Irie, T., Yamada, G., ve Tanaka, K. (1982). Natural Frequencies of Out-of-Plane Vibration of Arcs. *Journal of Applied Mechanics*, 49(4), 910-913.

- Issa, M. S., Wang, T. M., ve Hsiao, B. T. (1987). Extensional vibrations of continuous circular curved beams with rotary inertia and shear deformation, I: Free vibration. *Journal of Sound and Vibration*, 114(2), 297-308.
- Jalbi, S., ve Bhattacharya, S. (2018). Closed form solution for the first natural frequency of offshore wind turbine jackets supported on multiple foundations incorporating soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 113, 593-613.
- Jones, K., ve Turcotte, J. (2002). Finite element model updating using antiresonant frequencies. *Journal of Sound and Vibration*, 252(4), 717-727.
- Jun, L., ve Hongxing, H. (2009). Variationally Consistent Higher-Order Analysis of Harmonic Vibrations of Laminated Beams. *Mechanics Based Design of Structures and Machines*, 37(3), 299-326.
- Kennedy, G. J., Hansen, J. S., ve Martins, J. R. R. A. (2011). A Timoshenko beam theory with pressure corrections for layered orthotropic beams. *International Journal of Solids and Structures*, 48(16), 2373-2382.
- Koloušek, V. (1941). Anwendung des Gesetzes der virtuellen Verschiebungen und des Reziprozitätssatzes in der Stabwerksdynamik. *Ingenieur-Archiv*, 12(6), 363-370.
- Labib, A., Kennedy, D., ve Featherston, C. (2014). Free vibration analysis of beams and frames with multiple cracks for damage detection. *Journal of Sound and Vibration*, 333(20), 4991-5003.
- Laura, P. A. A., Valerga de Greco, B. H., ve Filipich, C. P. (1987). In-plane vibrations of frames carrying concentrated masses. *Journal of Sound and Vibration*, 117(3), 447-458.
- Lee, J. (2003). In-plane free vibration analysis of curved Timoshenko beams by the pseudospectral method. *KSME International Journal*, 17(8), 1156.

- Leung, A. Y. T., ve Fung, T. C. (1990). Non-linear vibration of frames by the incremental dynamic stiffness method. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 29(2), 337-356.
- Levinson, M. (1981). A new rectangular beam theory. *Journal of Sound and Vibration*, 74(1), 81-87.
- Li, J., Hua, H., ve Shen, R. (2007). Dynamic Stiffness Analysis of a Beam Based on Trigonometric Shear Deformation Theory. *Journal of Vibration and Acoustics*, 130(1).
- Liu, Y. (2010). A Beam Element Using Touratier Theory. *International Journal for Computational Methods in Engineering Science and Mechanics*, 11(3), 142-145.
- Mainstone, R. J. (1974). *Supplementary Note on the Stiffness and Strenght of Infilled Frame*. Building Research Establishment, London, England.
- Manolis, G. D., ve Markou, A. (2012). A distributed mass structural system for soil-structure-interaction and base isolation studies. *Archive of Applied Mechanics*, 82(10), 1513-1529.
- MATLAB. (R2019b). MathWorks Inc.
- Mei, C. (2010). In-plane Vibrations of Classical Planar Frame Structures — an Exact Wave-based Analytical Solution. *Journal of Vibration and Control*, 16(9), 1265-1285.
- Mei, C. (2012). Wave Analysis of In-Plane Vibrations of L-Shaped and Portal Planar Frame Structures. *Journal of Vibration and Acoustics*, 134(2).
- Mei, C. (2013). Free vibration analysis of classical single-story multi-bay planar frames. *Journal of Vibration and Control*, 19(13), 2022-2035.

- Mei, C., ve Sha, H. (2016). Analytical and experimental study of vibrations in simple spatial structures. *Journal of Vibration and Control*, 22(17), 3711-3735.
- Minghini, F., Tullini, N., ve Laudiero, F. (2010). Vibration analysis of pultruded FRP frames with semi-rigid connections. *Engineering Structures*, 32(10), 3344-3354.
- Mitropoulou, C. C., Kostopanagiotis, C., Kopanos, M., Ioakim, D., ve Lagaros, N. D. (2016). Influence of soil–structure interaction on fragility assessment of building structures. *Structures*, 6, 85-98.
- Moaveni, B., Stavridis, A., Lombaert, G., Conte, J. P., ve Shing, P. B. (2013). Finite-Element Model Updating for Assessment of Progressive Damage in a 3-Story Infilled RC Frame. *Journal of Structural Engineering*, 139(10), 1665-1674.
- Mondal, G., ve Jain, S. K. (2008). Lateral Stiffness of Masonry Infilled Reinforced Concrete (RC) Frames with Central Opening. *Earthquake Spectra*, 24(3), 701-723.
- Nikolakopoulos, P. G., Katsareas, D. E., ve Papadopoulos, C. A. (1997). Crack identification in frame structures. *Computers & Structures*, 64(1), 389-406.
- Ozel, H. F., Saritas, A., ve Tasbahji, T. (2017). Consistent matrices for steel framed structures with semi-rigid connections accounting for shear deformation and rotary inertia effects. *Engineering Structures*, 137, 194-203.
- Pagani, A., Boscolo, M., Banerjee, J. R., ve Carrera, E. (2013). Exact dynamic stiffness elements based on one-dimensional higher-order theories for free vibration analysis of solid and thin-walled structures. *Journal of Sound and Vibration*, 332(23), 6104-6127.
- Pagani, A., Carrera, E., Boscolo, M., ve Banerjee, J. R. (2014). Refined dynamic stiffness elements applied to free vibration analysis of generally laminated composite beams with arbitrary boundary conditions. *Composite Structures*, 110, 305-316.

- Pakhare, K. S., Guruprasad, P. J., ve Shimpi, R. P. (2019). On flexure of shear deformable isotropic rectangular propped cantilever beams. *7th International Congress on Computational Mechanics and Simulation, Mandi, India*, 1-11.
- Paz, M., ve Kim, Y. H. (2019). *Structural Dynamics Theory and Computation*. Cham: Springer.
- Polyakov, S. V. (1950). Investigation of the strength and of the deformational characteristics of masonry filler walls and facing on framed structures. *Construction Industry Institute*, 3.
- Ramezani, M. S., Ghanbari, A., ve Hosseini, S. A. A. (2017). New mathematical model for computing natural frequencies of retaining walls considering soil–structure interaction. *Applied Mathematical Modelling*, 45, 179-191.
- Ranjbaran, A. (2014). Free-Vibration Analysis of Stiffened Frames. *Journal of Engineering Mechanics*, 140(9), 04014071.
- Rao, S. S. (2007). *Vibration of continuous systems*. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.
- Reddy, J. N. (1984). A simple higher-order theory for laminated composite plates. *Journal of Applied Mechanics*, 51(4), 745-752.
- Rezaiee-Pajand, M., Shahabian, F., ve Bambaeechee, M. (2016). Stability of non-prismatic frames with flexible connections and elastic supports. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 20(2), 832-846.
- Rychter, Z. (1988). A simple and accurate beam theory. *Acta Mechanica*, 75(1), 57-62.
- SAP2000. (2013). Integrated Solution For Structural Analysis & Design. *Computer & Structures Inc., USA*.

- Sayyad, A. S., ve Ghugal, Y. M. (2018). Bending, buckling and free vibration responses of hyperbolic shear deformable FGM beams. *Mechanics of Advanced Composite Structures*, 5(1), 13-24.
- Shimpi, R. P. (2002). Refined Plate Theory and Its Variants. *AIAA Journal*, 40(1), 137-146.
- Shimpi, R. P., Guruprasad, P. J., ve Pakhare, K. S. (2020). Simple two variable refined theory for shear deformable isotropic rectangular beams. *Journal of Applied and Computational Mechanics*, 6(3), 394-415.
- Shimpi, R. P., Shetty, R. A., ve Guha, A. (2017). A simple single variable shear deformation theory for a rectangular beam. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part C: Journal of Mechanical Engineering Science*, 231(24), 4576-4591.
- Shimpi, R. P., Shetty, R. A., ve Guha, A. (2018). A single variable shear deformable nonlocal theory for transversely loaded micro- and nano-scale rectangular beams. *Sādhanā*, 43(5), 73.
- Stafford Smith, B., ve Carter, C. (1969). A method of analysis for infilled frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 44(1), 31-48.
- Stavridis, A., ve Shing, P. B. (2010). Finite-Element Modeling of Nonlinear Behavior of Masonry-Infilled RC Frames. *Journal of Structural Engineering*, 136(3), 285-296.
- Stein, M. (1989). Vibration of beams and plate strips with three-dimensional flexibility. *Journal of Applied Mechanics*, 56(1), 228-231.
- Su, H., ve Banerjee, J. R. (2015). Development of dynamic stiffness method for free vibration of functionally graded Timoshenko beams. *Computers & Structures*, 147, 107-116.

- Taciroglu, E., Ghahari, S. F., ve Abazarsa, F. (2017). Efficient model updating of a multi-story frame and its foundation stiffness from earthquake records using a timoshenko beam model. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 92, 25-35.
- Tamboli, H. R., ve Karadi, U. N. (2012). Seismic Analysis of RC Frame Structure with and without Masonry Infill Walls. *Indian Journal of Natural Sciences*, 3(14), 1137-1194.
- TBDY. (2018). Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Ankara.
- Thai, S., Thai, H.-T., Vo, T. P., ve Patel, V. I. (2018). A simple shear deformation theory for nonlocal beams. *Composite Structures*, 183, 262-270.
- Thiruvengadam, V. (1985). On the natural frequencies of infilled frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 13(3), 401-419.
- Timoshenko, S. P. (1921). LXVI. On the correction for shear of the differential equation for transverse vibrations of prismatic bars. *The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science*, 41(245), 744-746.
- Timoshenko, S. P. (1922). X. On the transverse vibrations of bars of uniform cross-section. *The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science*, 43(253), 125-131.
- Tsai, H.-C. (2010). A distributed-mass approach for dynamic analysis of Bernoulli–Euler plane frames. *Journal of Sound and Vibration*, 329(18), 3744-3758.
- Tsai, H.-C. (2012). A distributed-mass approach for dynamic analysis of Timoshenko plane frames. *Journal of Sound and Vibration*, 331(21), 4754-4762.
- Tu, T.-H., Yu, J.-F., Lien, H.-C., Tsai, G.-L., ve Wang, B. P. (2008). Free Vibration Analysis of Frames Using the Transfer Dynamic Stiffness Matrix Method. *Journal of Vibration and Acoustics*, 130(2).

- Tuma, J. J., ve Cheng, F. Y. (1983). *Dynamic Structural Analysis: Schaum's Outline of Theory and Problems*. USA: McGraw-Hill Inc.,US.
- Valisetty, R. R. (1990). Refined bending theory for beams of circular cross section. *Journal of Engineering Mechanics*, 116(9), 2072-2079.
- Williams, F. W., ve Howson, W. P. (1977). Compact computation of natural frequencies and buckling loads for plane frames. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 11(7), 1067-1081.
- Williams, F. W., ve Wittrick, W. H. (1973). Efficient calculation of natural frequencies of certain marine structures. *International Journal of Mechanical Sciences*, 15(10), 833-843.
- Wittrick, W. H., ve Williams, F. W. (1971). A general algorithm for computing natural frequencies of elastic structures. *The Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics*, 24(3), 263-284.
- Wu, J.-J. (2008). Transverse and longitudinal vibrations of a frame structure due to a moving trolley and the hoisted object using moving finite element. *International Journal of Mechanical Sciences*, 50(4), 613-625.
- Xing, J.-Z., ve Wang, Y.-G. (2013). Free vibrations of a beam with elastic end restraints subject to a constant axial load. *Archive of Applied Mechanics*, 83(2), 241-252.
- Yang, F., Sedaghati, R., ve Esmailzadeh, E. (2018). Free in-plane vibration of curved beam structures: A tutorial and the state of the art. *Journal of Vibration and Control*, 24(12), 2400-2417.
- Yeşilce, Y. (2009). *Yayıllı kütleli sistemlerin yüksek mertebeden kesme deformasyonu teorisi diferansiyel quadrature (DQM) ve diferansiyel transformasyon (DTM)*

yöntemleri kullanılarak dinamik analizi. Doktora Tezi, Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir.



EKLER

EK-1: Tezin Dördüncü Bölümünde Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Değişkenler listesi

Tezin dördüncü bölümünde; DRM uygulamaları için geliştirilen, hesap algoritmalarına dayalı bilgisayar programlarına ait değişkenler aşağıda sunulmuştur.

V	: Çerçeve elemanlarının Poisson oranıdır.
E	: Çerçeve elemanlarının elastisite modülüdür.
G	: Çerçeve elemanlarının kayma modülüdür.
AKOL	: Çerçeve kolonlarının enkesit alanıdır.
IKOL	: Çerçeve kolonlarının alan atalet momentidir.
AKİR	: Çerçeve kirişlerinin enkesit alanıdır.
IKİR	: Çerçeve kirişlerinin alan atalet momentidir.
RO	: Çerçeve elemanlarının birim hacim ağırlığıdır.
LKOL	: Çerçeve kolonlarının boyudur.
LKİR	: Çerçeve kirişlerinin boyudur.
K	: Çerçeve elemanlarının kayma düzeltme katsayısıdır.
ALFAKOL	: Çerçeve kolonlarının lokal eksenleri ile çerçevenin global eksenleri arasındaki açıdır.
ALFAKİR	: Çerçeve kirişlerinin lokal eksenleri ile çerçevenin global eksenleri arasındaki açıdır.
F	: Çerçeveye etkiyen harmonik noktasal yükün genliğidir.
FR	: Çerçeveye etkiyen harmonik noktasal yükün frekansıdır.
KT	: Kullanılacak kiriş teorisidir (TKT, Timoshenko kiriş teorisini; TDKDT, tek değişkenli kayma deformasyon teorisini tanımlamaktadır).
MOD	: Serbest titreşim analizinde dikkate alınan mod sayısıdır.
MAKS	: Harmonik tepki analizinde kullanılan en yüksek yükleme frekansıdır.

EK-2: Tezin Beşinci Bölümünde Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Değişkenler listesi

Tezin beşinci bölümünde; DRM uygulamaları için Matlab R2019b kullanılarak geliştirilen, hesap algoritmalarına dayalı bilgisayar programlarına ait değişkenler aşağıda sunulmuştur.

V	: Çerçeve elemanlarının Poisson oranıdır.
E	: Çerçeve elemanlarının elastisite modülüdür.
G	: Çerçeve elemanlarının kayma modülüdür.
AKOL	: Çerçeve kolonlarının enkesit alanıdır.
IKOL	: Çerçeve kolonlarının alan atalet momentidir.
AKİR	: Çerçeve kirişlerinin enkesit alanıdır.
IKİR	: Çerçeve kirişlerinin alan atalet momentidir.
RO	: Çerçeve elemanlarının birim hacim ağırlığıdır.
LKOL	: Çerçeve kolonlarının boyudur.
LKİR	: Çerçeve kirişlerinin boyudur.
K	: Çerçeve elemanlarının kayma düzeltme katsayısıdır.
ALFAKOL	: Çerçeve kolonlarının lokal eksenleri ile çerçeve global eksenleri arasındaki açıdır.
ALFAKİR	: Çerçeve kirişlerinin lokal eksenleri ile çerçeve global eksenleri arasındaki açıdır.
EDUV	: Dolgu duvarların elastisite modülüdür.
RODUV	: Dolgu duvarların birim hacim ağırlığıdır.
TDUV	: Dolgu duvarların kalınlığıdır.
HDUV	: Dolgu duvarların yüksekliğidir.
LDUV	: Dolgu duvarların genişliğidir.
LÇUB	: Eşdeğer diyagonal çubukların uzunluğudur.
ADUV	: Eşdeğer diyagonal çubukların enkesit alanıdır.
ALFADUV	: Eşdeğer diyagonal çubukların yatay düzlem ile yaptığı açıdır.
F	: Çerçeveye etkileyen harmonik noktasal yükün genliğidir.
FR	: Çerçeveye etkileyen harmonik noktasal yükün frekansıdır.

- KT : Kullanılacak kiriş teorisidir (KT=TKT; Timoshenko kiriş teorisini, KT=TDKDT; tek değişkenli kayma deformasyon teorisini tanımlamaktadır).
- MOD : Serbest titreşim analizinde dikkate alınan mod sayısıdır.
- MAKS : Harmonik tepki analizinde kullanılan en yüksek yükleme frekansıdır.



EK-3: Tezin Altıncı Bölümünde Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Değişkenler listesi

Tezin altıncı bölümünde; DRM uygulamaları için geliştirilen, hesap algoritmalarına dayalı bilgisayar programlarına ait değişkenler aşağıda sunulmuştur.

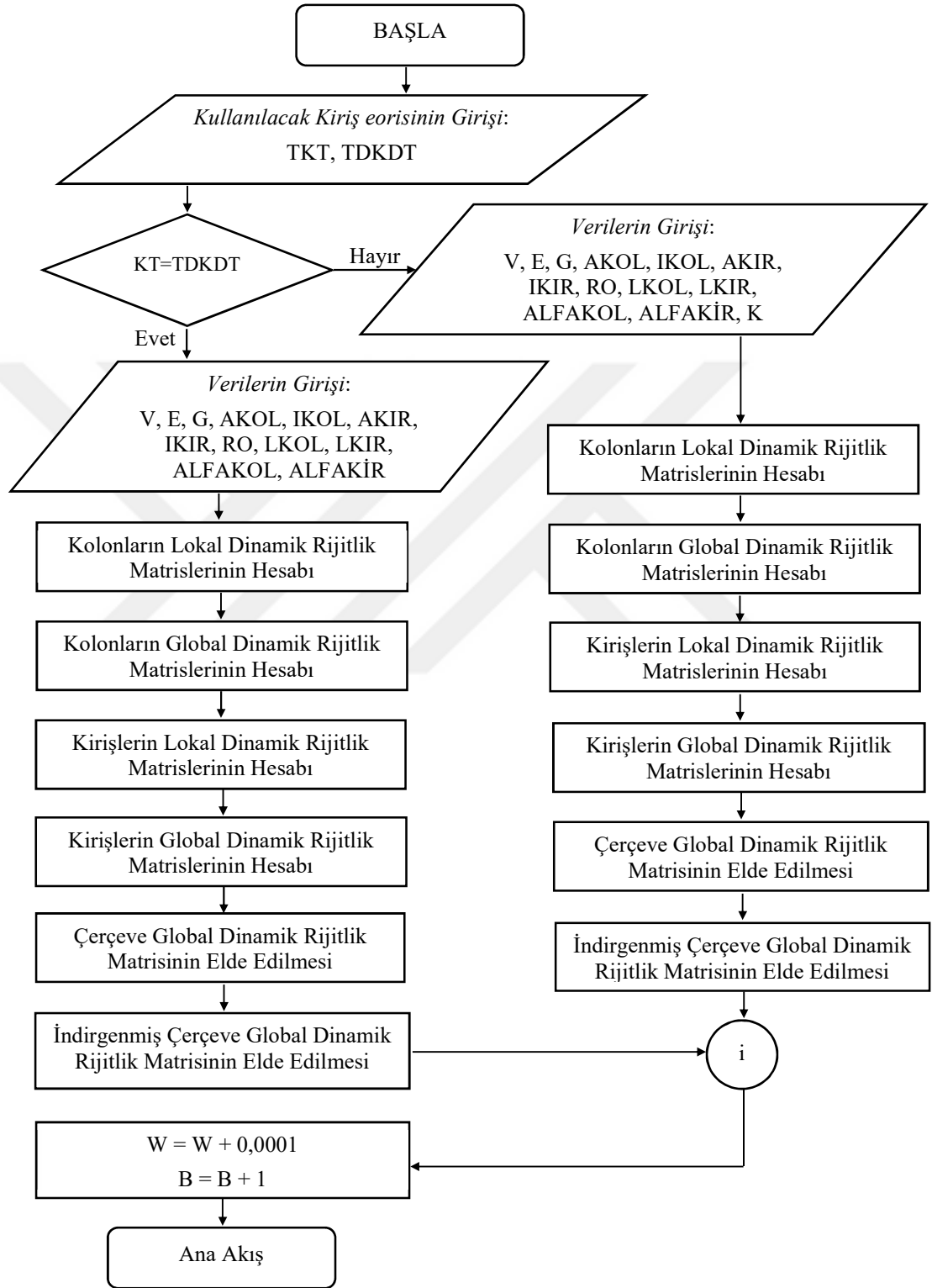
V	: Çerçeve elemanlarının Poisson oranıdır.
E	: Çerçeve elemanlarının elastisite modülüdür.
G	: Çerçeve elemanlarının kayma modülüdür.
AKOL	: Çerçeve kolonlarının enkesit alanıdır.
IKOL	: Çerçeve kolonlarının alan atalet momentidir.
AKİR	: Çerçeve kirişlerinin enkesit alanıdır.
IKİR	: Çerçeve kirişlerinin alan atalet momentidir.
RO	: Çerçeve elemanlarının birim hacim ağırlığıdır.
LKOL	: Çerçeve kolonlarının boyudur.
LKİR	: Çerçeve kirişlerinin boyudur.
K	: Çerçeve elemanlarının kayma düzeltme katsayısıdır.
ALFAKOL	: Çerçeve kolonlarının lokal eksenleri ile çerçeve global eksenleri arasındaki açıdır.
ALFAKİR	: Çerçeve kirişlerinin lokal eksenleri ile çerçeve global eksenleri arasındaki açıdır.
VZEM	: Zeminin Poisson oranıdır.
GZEM	: Zeminin kayma modülüdür.
BTEM	: Temelin genişliğidir.
LTEM	: Temelin uzunluğudur.
FX	: Çerçeveye yatay yönde etkiyen harmonik noktasal yükün genliğidir.
FY	: Çerçeveye düşey yönde etkiyen harmonik noktasal yükün genliğidir.
FR	: Çerçeveye etkiyen harmonik noktasal yükün frekansıdır.
KT	: Kullanılacak kiriş teorisidir (TKT, Timoshenko kiriş teorisini; TDKDT, tek değişkenli kayma deformasyon teorisini tanımlamaktadır).
MOD	: Serbest titreşim analizinde dikkate alınan mod sayısıdır.
MAKS	: Harmonik tepki analizinde kullanılan en yüksek yükleme frekansıdır.

EK-4: Tezin Yedinci Bölümünde Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Değişkenler listesi

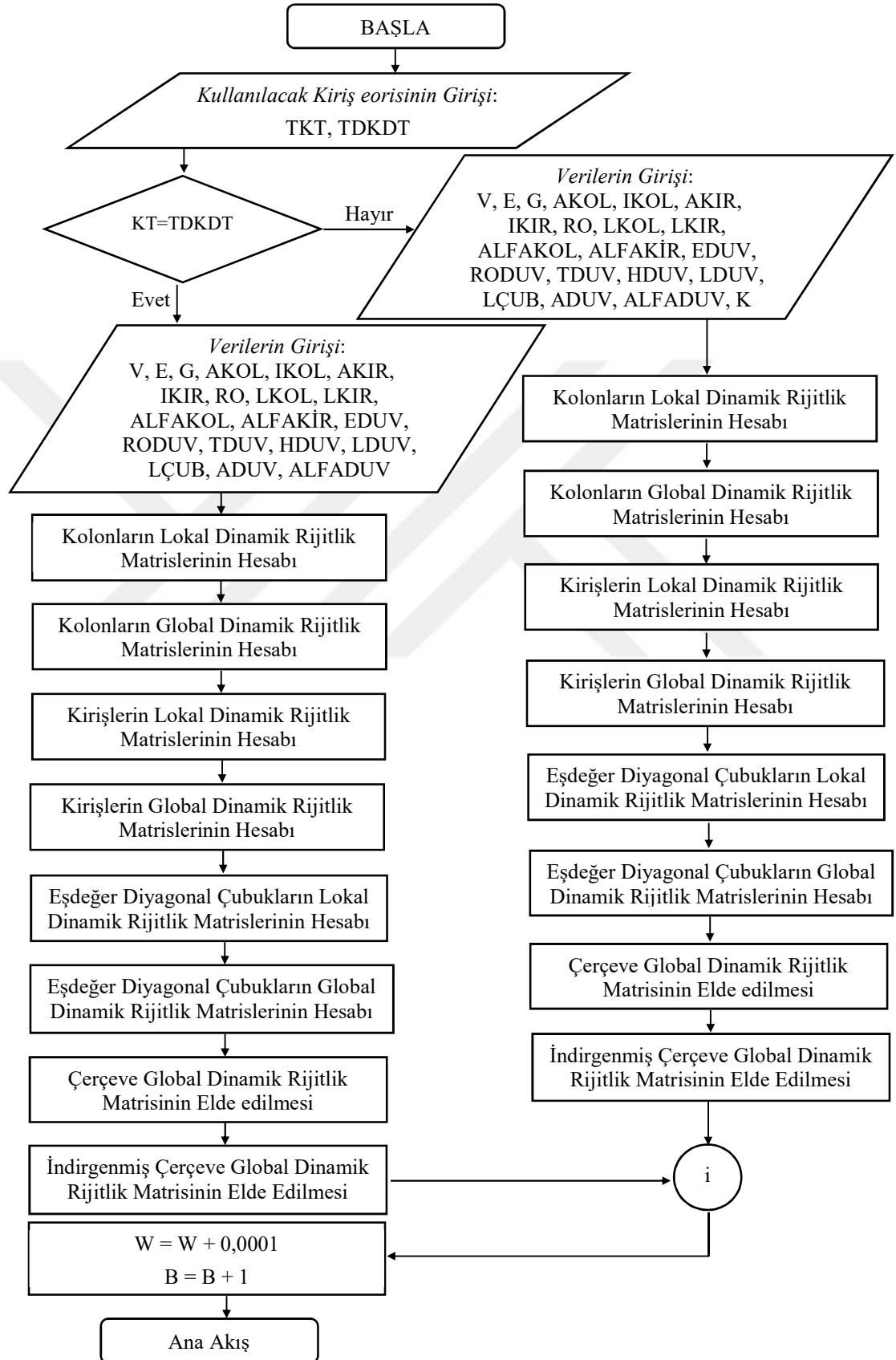
Tezin yedinci bölümünde; DRM uygulamaları için geliştirilen, hesap algoritmalarına dayalı bilgisayar programlarına ait değişkenler aşağıda sunulmuştur.

V	: Çerçeve elemanlarının Poisson oranıdır.
E	: Çerçeve elemanlarının elastisite modülüdür.
G	: Çerçeve elemanlarının kayma modülüdür.
AKOL	: Çerçeve kolonlarının enkesit alanıdır.
IKOL	: Çerçeve kolonlarının alan atalet momentidir.
AKEM	: Kemerli temsil eden kiriş parçalarının enkesit alanıdır.
IKEM	: Kemerli temsil eden kiriş parçalarının alan atalet momentidir.
RO	: Çerçeve elemanlarının birim hacim ağırlığıdır.
LKOL	: Çerçeve kolonlarının boyudur.
LKEM	: Kemerli temsil eden kiriş parçalarının boyudur.
K	: Çerçeve elemanlarının kayma düzeltme katsayısıdır.
ALFAKOL	: Çerçeve kolonlarının lokal eksenleri ile çerçeve global eksenleri arasındaki açıdır.
[ALFAKEM]	: Kemerli temsil eden kiriş parçalarının lokal eksenleri ile çerçevenin global eksenleri arasındaki açıları içeren matristir.
F	: Çerçeveye etkiyen harmonik noktasal yükün genliğidir.
FR	: Çerçeveye etkiyen harmonik noktasal yükün frekansıdır.
KT	: Analizde kullanılacak kiriş teorisidir (TKT, Timoshenko kiriş teorisini; TDKDT, tek değişkenli kayma deformasyon teorisini tanımlamaktadır.
MOD	: Serbest titreşim analizinde dikkate alınan mod sayısıdır.
MAKS	: Harmonik tepki analizinde kullanılan en yüksek yükleme frekansıdır.

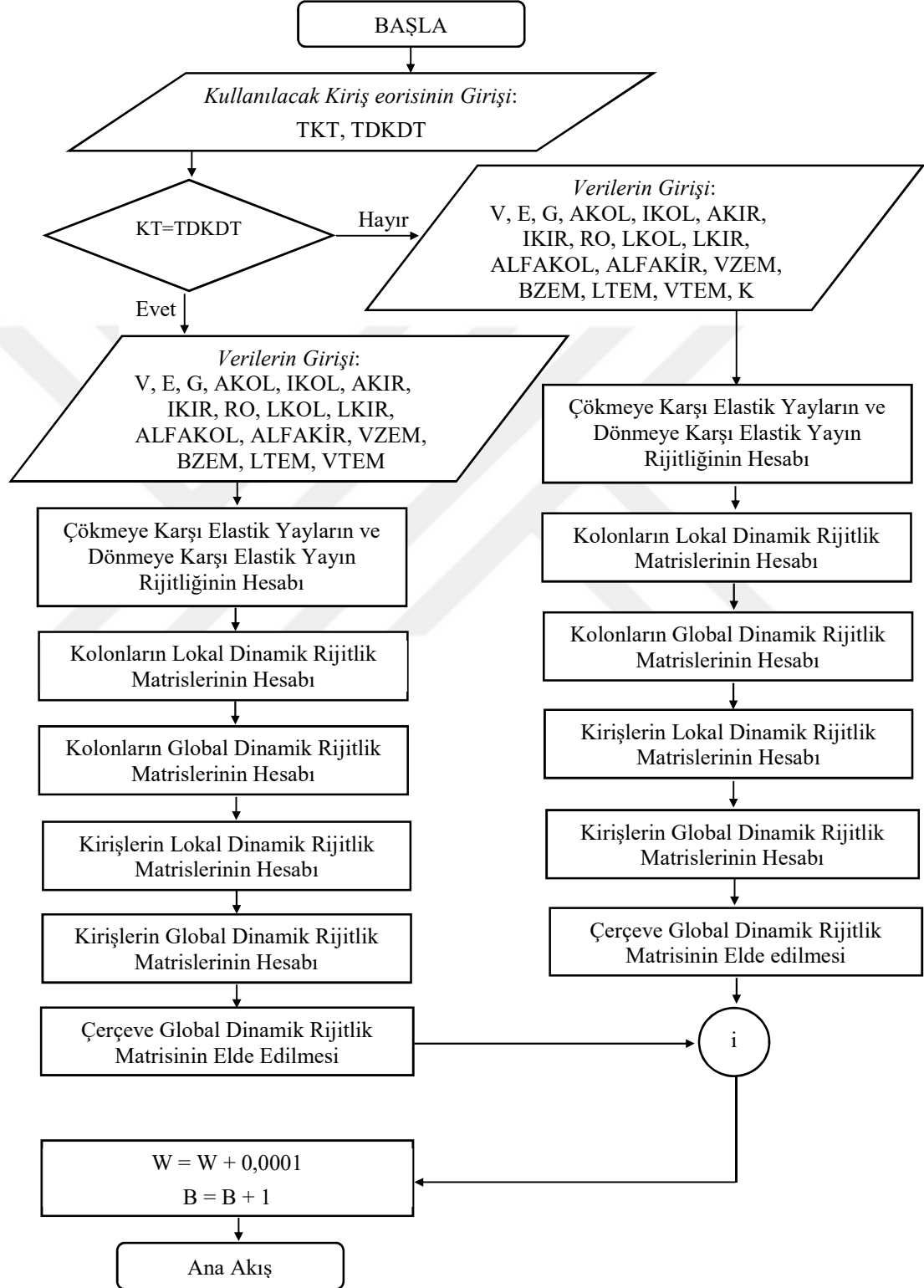
EK-5: Tezin Dördüncü Bölümünde Serbest Titreşim Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Akış Diyagramı



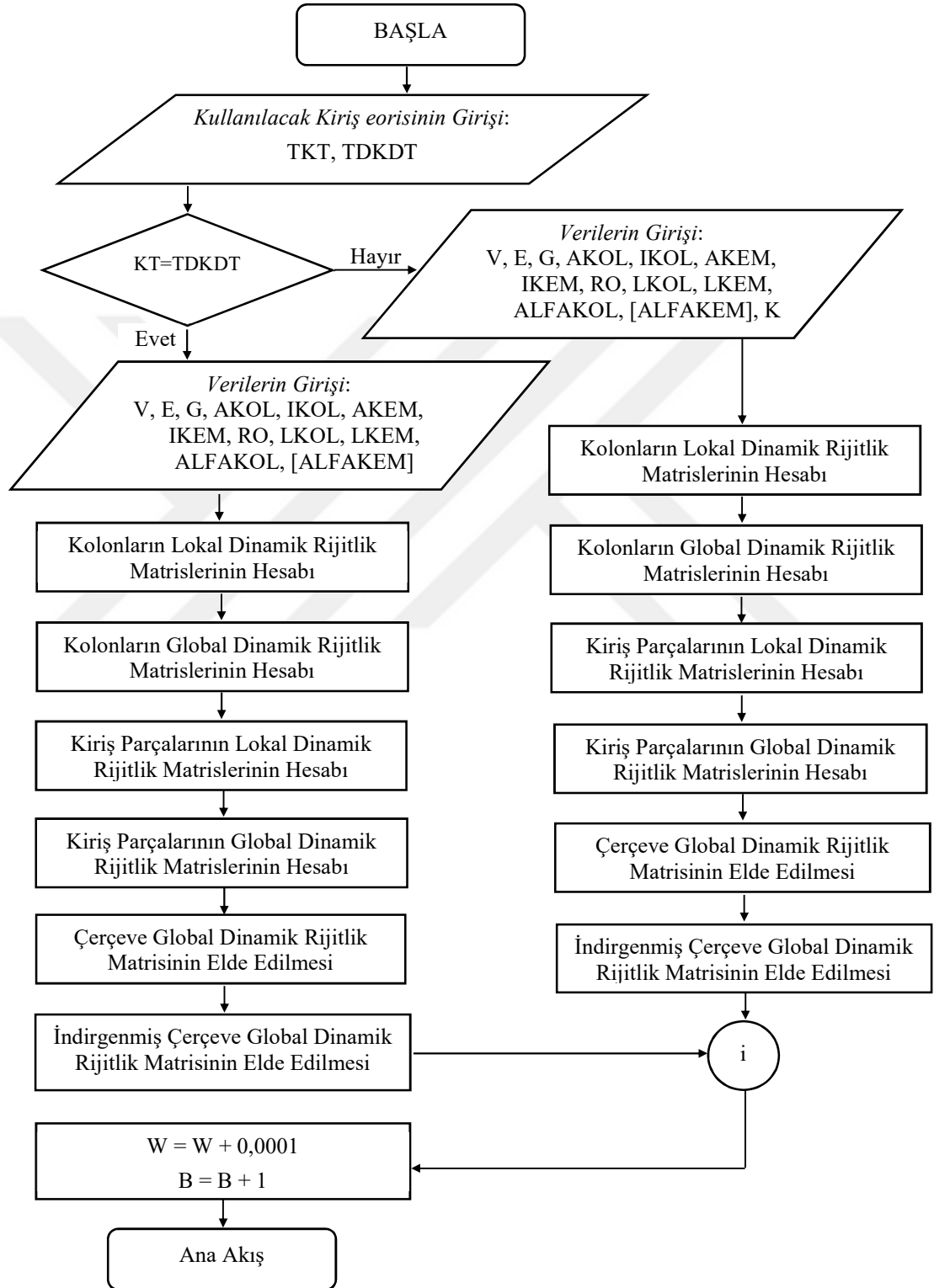
EK-6: Tezin Beşinci Bölümünde Serbest Titreşim Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Akış Diyagramı



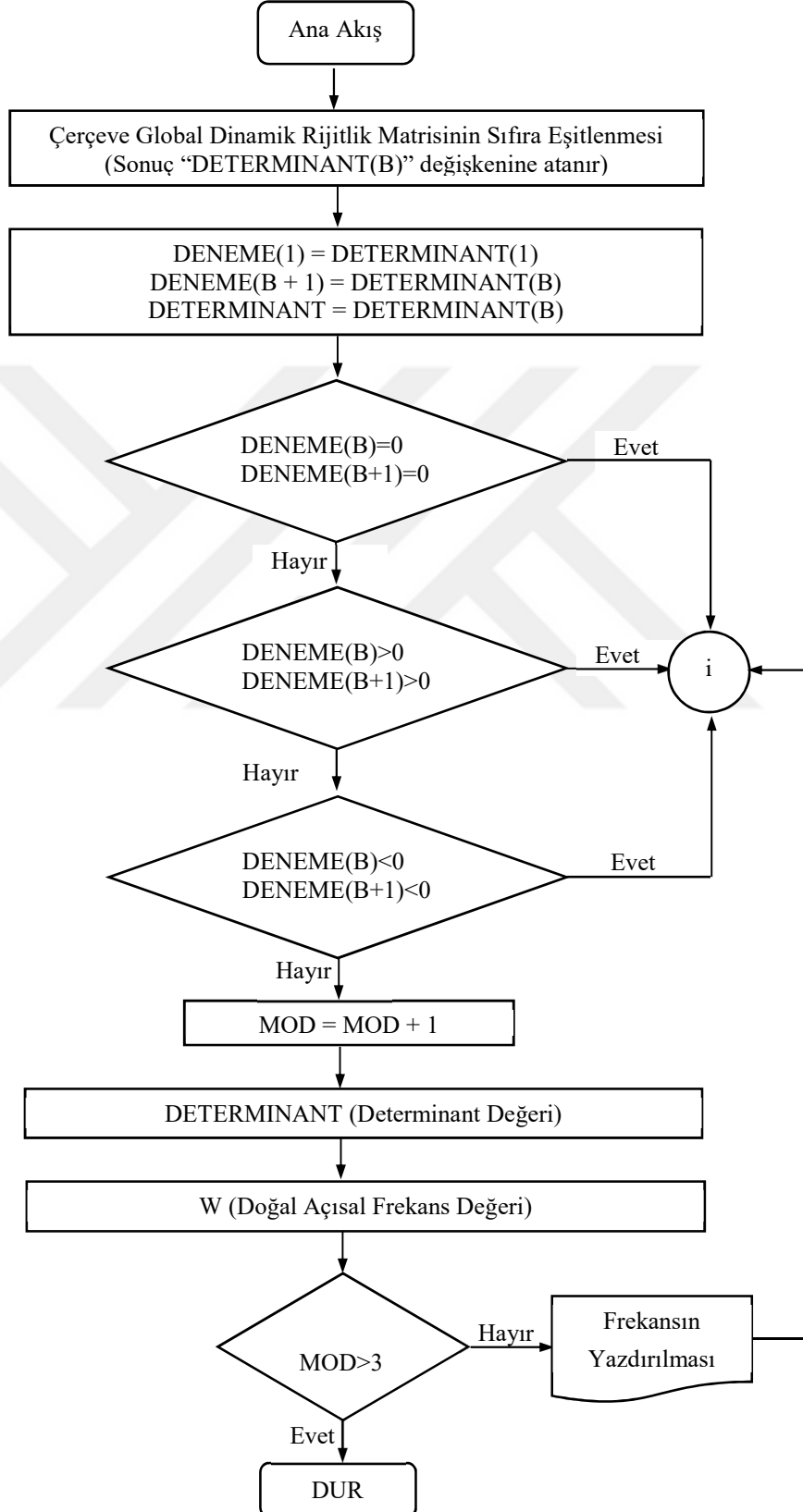
EK-7: Tezin Altıncı Bölümünde Serbest Titreşim Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Akış Diyagramı



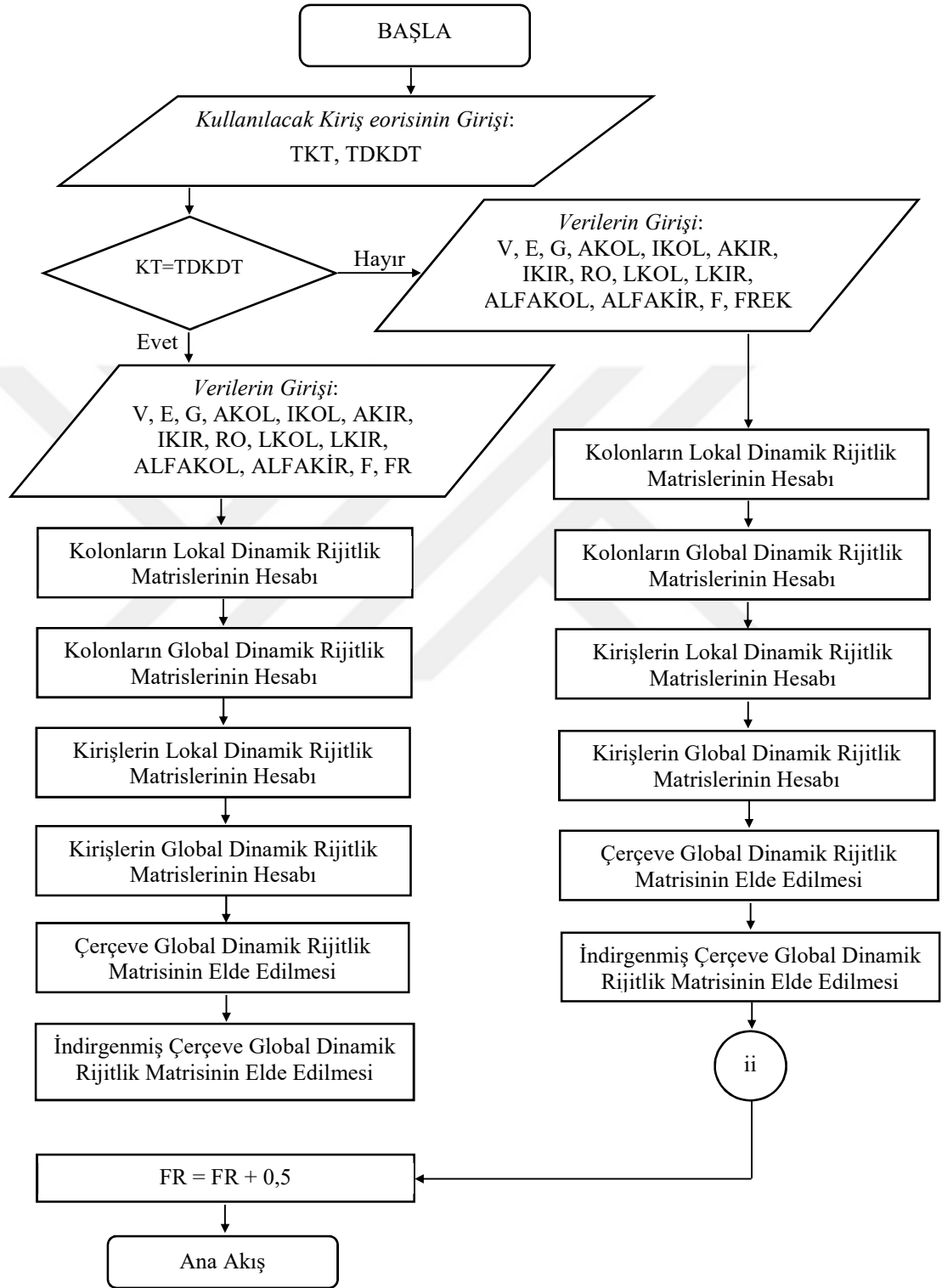
EK-8: Tezin Yedinci Bölümünde Serbest Titreşim Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Akış Diyagramı



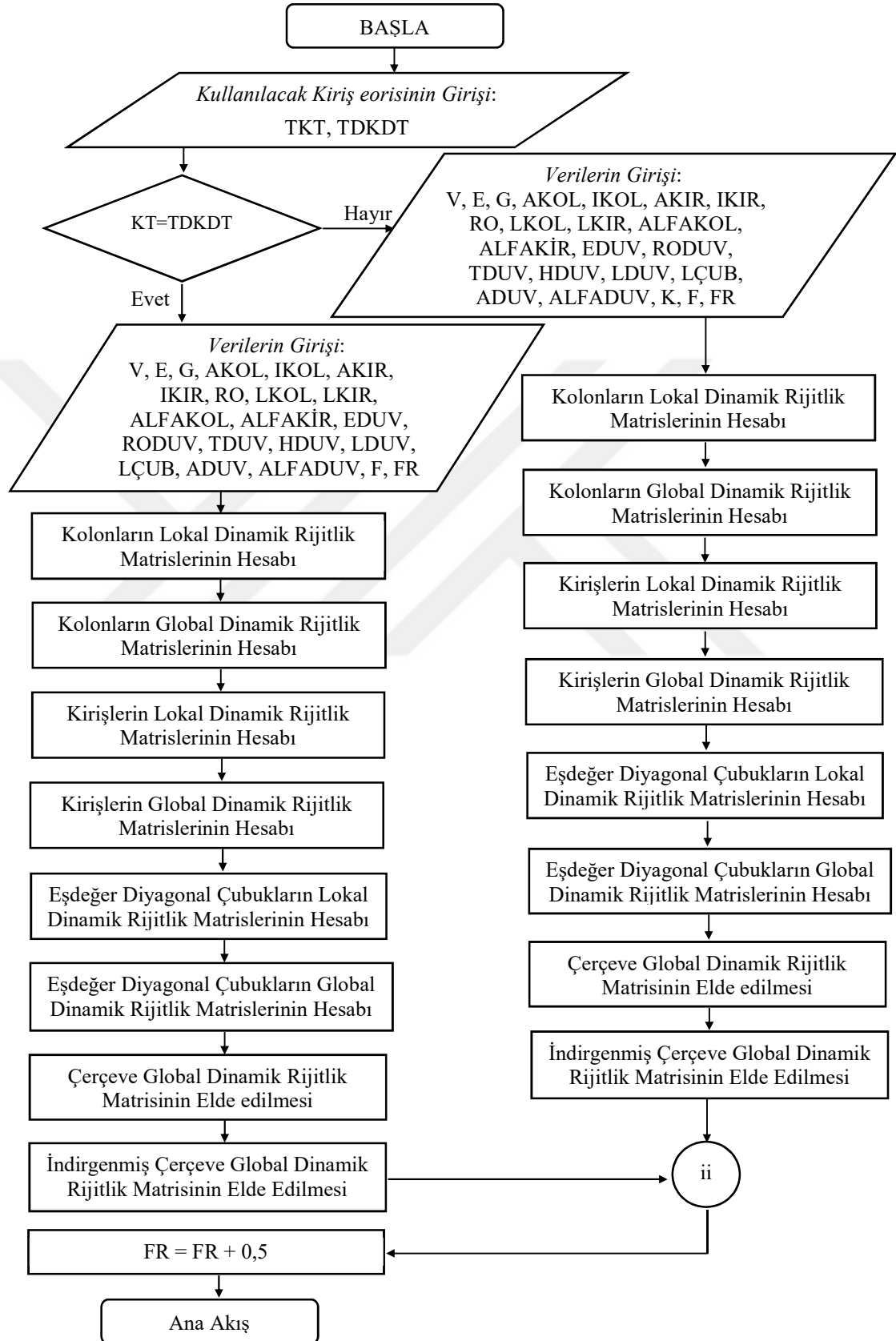
EK-9: Tezin Dördüncü, Beşinci, Altıncı ve Yedinci Bölümlerinde Serbest Titreşim Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Ana Akış Şeması



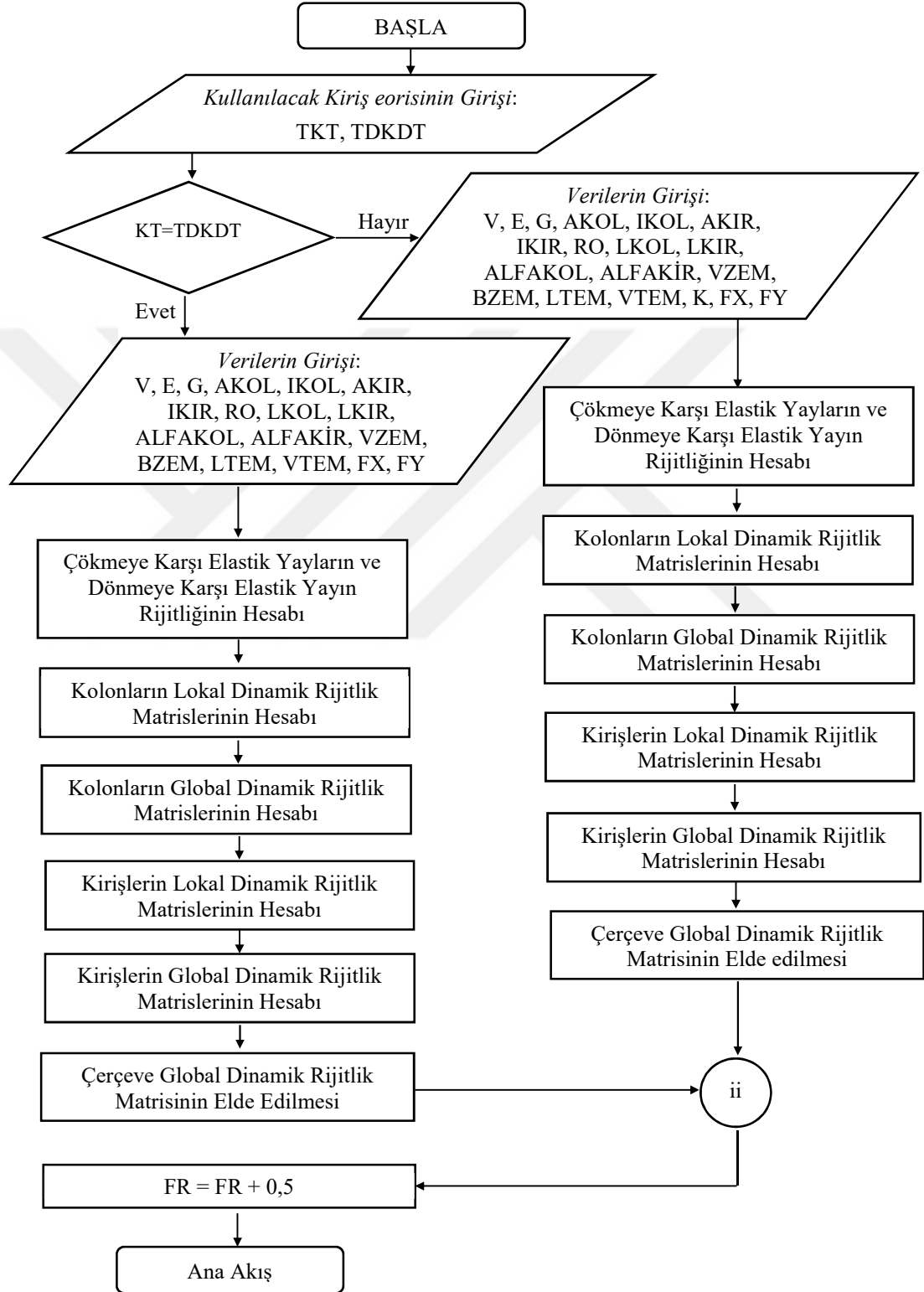
EK-10: Tezin Dördüncü Bölümünde Harmonik Tepki Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Akış Diyagramı



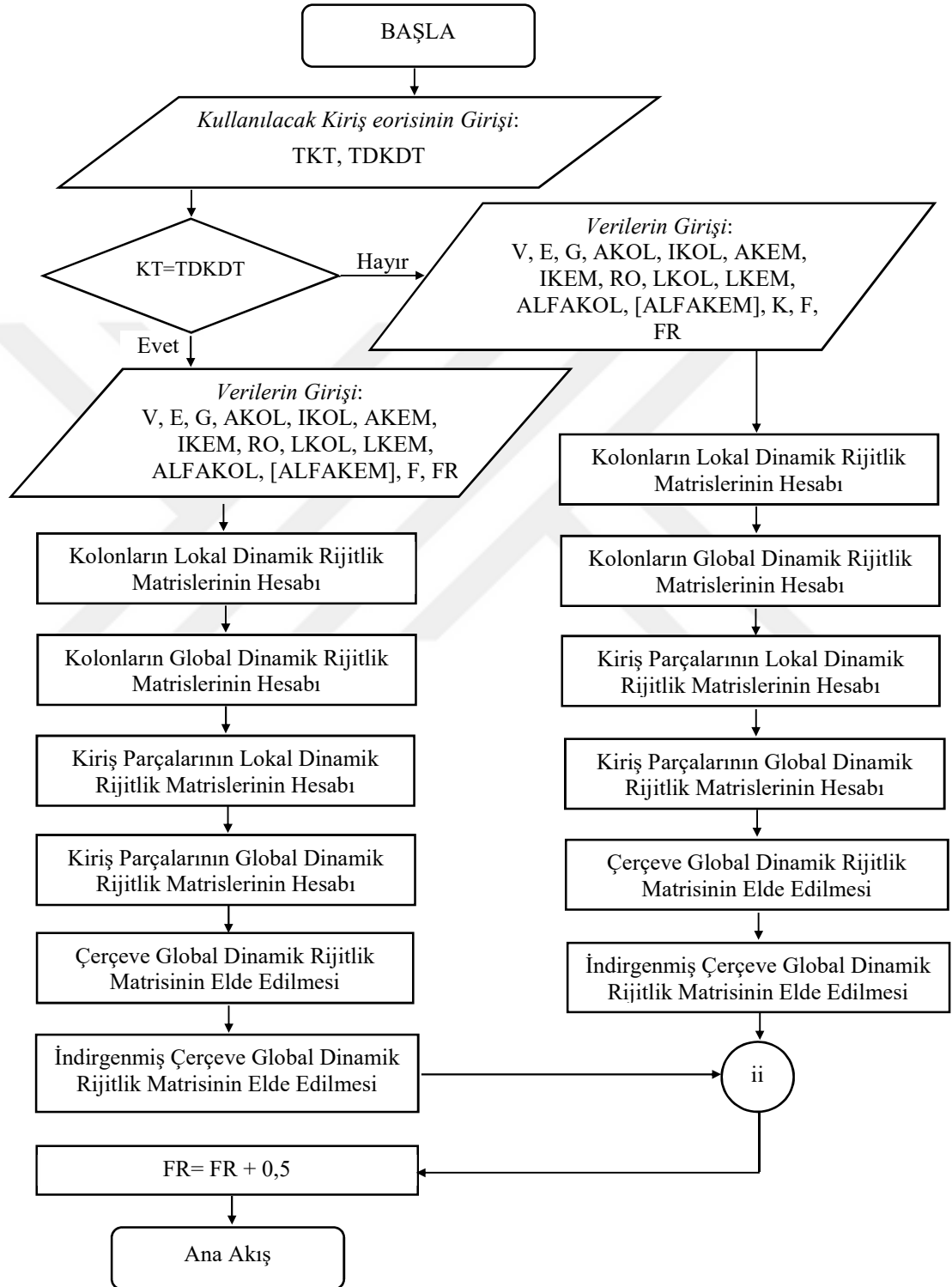
EK-11: Tezin Beşinci Bölümünde Harmonik Tepki Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Akış Diyagramı



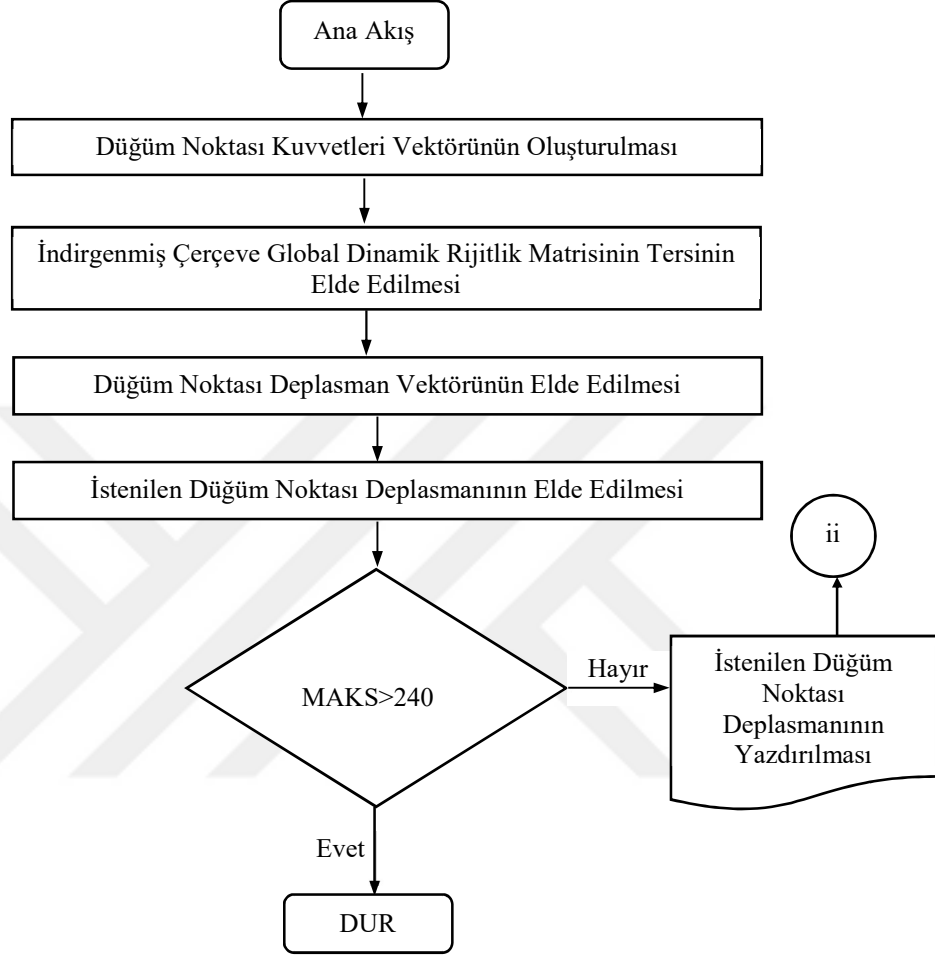
EK-12: Tezin Altıncı Bölümünde Harmonik Tepki Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Akış Diyagramı



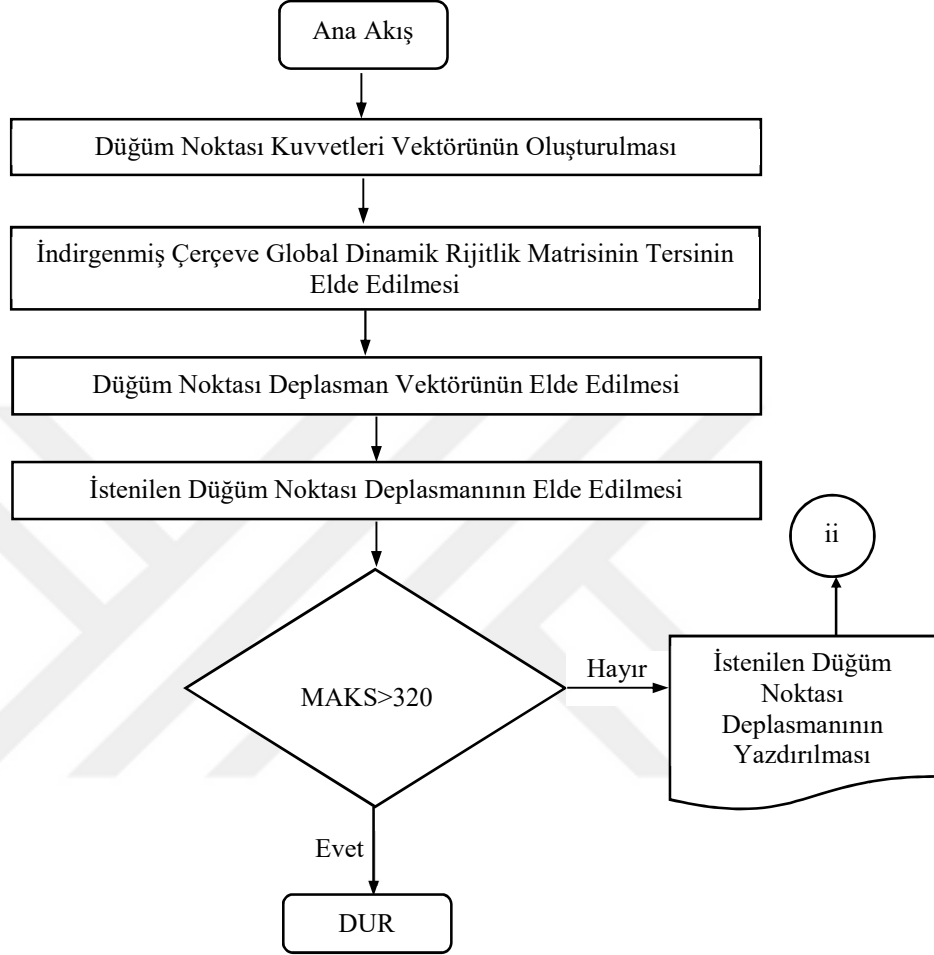
EK-13: Tezin Yedinci Bölümünde Harmonik Tepki Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Akış Diyagramı



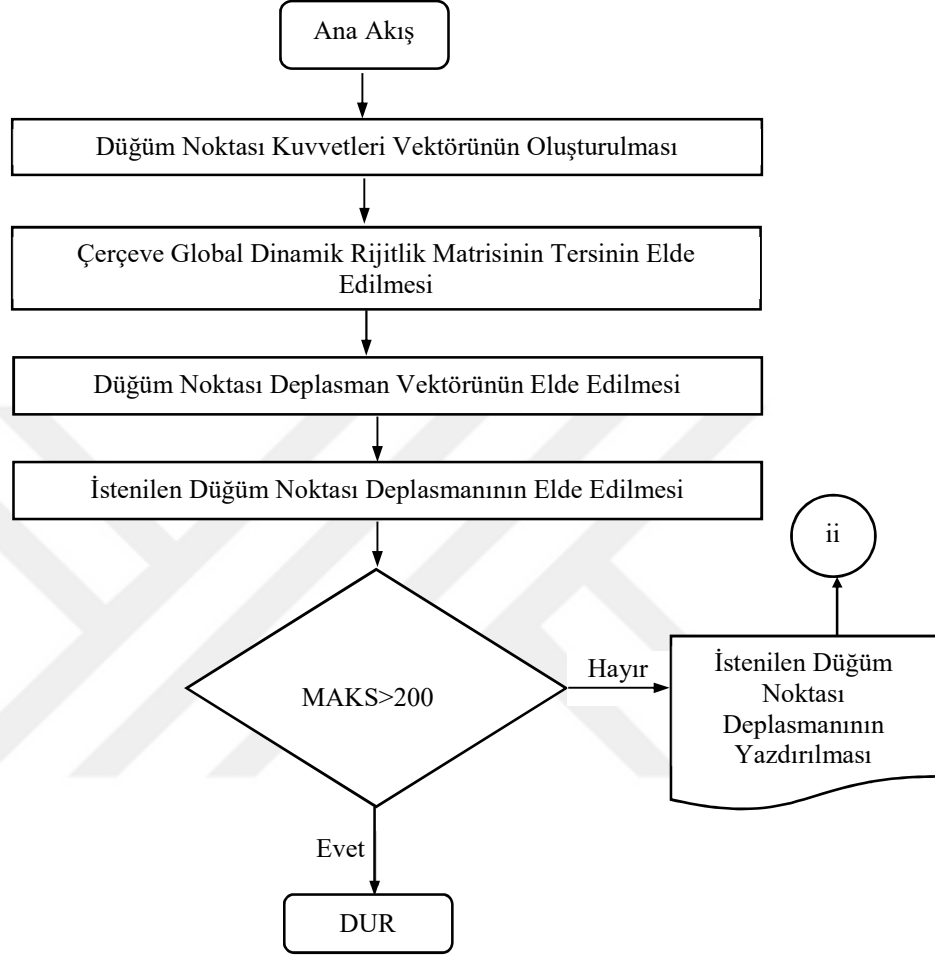
EK-14: Tezin Dördüncü Bölümünde Harmonik Tepki Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Ana Akış Şeması



EK-15: Tezin Beşinci Bölümünde Harmonik Tepki Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Ana Akış Şeması



EK-16: Tezin Altıncı Bölümünde Harmonik Tepki Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Ana Akış Şeması



EK-17: Tezin Yedinci Bölümünde Harmonik Tepki Analizleri İçin Kullanılan Bilgisayar Programlarına Ait Ana Akış Şeması

