

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**ELASTİK ZEMİNE OTURAN KULE TİPİ YAPILARIN SAP2000-OAPI
KULLANILARAK YAPISAL ANALİZİ VE OPTİMUM TASARIMI**

DOKTORA TEZİ

İnş. Yük. Müh. Ali İhsan KARAKAŞ

**MART 2017
TRABZON**



KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**ELASTİK ZEMİNE OTURAN KULE TİPİ YAPILARIN SAP2000-OAPI
KULLANILARAK YAPISAL ANALİZİ VE OPTİMUM TASARIMI**

Ali İhsan KARAKAŞ

Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde
"DOKTOR (İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ)"
Unvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 16 / 02 / 2017
Tezin Savunma Tarihi : 17 / 03 / 2017

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Ayşe DALOĞLU

Trabzon 2017

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

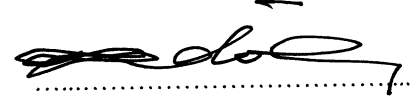
**İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında
Ali İhsan KARAKAŞ Tarafından Hazırlanan**

**ELASTİK ZEMİNE OTURAN KULE TİPİ YAPILARIN SAP2000-OAPI
KULLANILARAK YAPISAL ANALİZİ VE OPTİMUM TASARIMI**

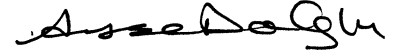
**başlıklı bu çalışma, Enstitü Yönetim Kurulunun 21 /02 /2017 gün ve 1690 sayılı
kararıyla oluşturulan jüri tarafından yapılan sınavda
DOKTORA TEZİ
olarak kabul edilmiştir.**

Jüri Üyeleri

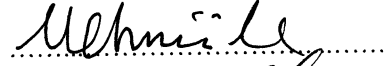
Başkan : Prof. Dr. Ragıp ERDÖL



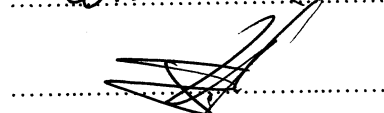
Üye : Prof. Dr. Ayşe DALOĞLU (Danışman)



Üye : Prof. Dr. Mehmet ÜLKER



Üye : Prof. Dr. Tevfik KÜÇÜKÖMEROĞLU



Üye : Doç. Dr. Korhan ÖZGAN



Prof. Dr. Sadettin KORKMAZ

Enstitü Müdürü

ÖNSÖZ

Bu çalışma Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda Doktora Tezi olarak hazırlanmıştır.

Tez çalışmam sırasında kıymetli bilgi, birikim ve tecrübeleri ile bana yol gösterici ve destek olan değerli danışman hocam sayın Prof. Dr. Ayşe DALOĞLU'na minnet ve saygılarımı sunarım.

Çalışmamı inceleyerek bilgi ve tavsiyelerini paylaşan tez izleme komitesindeki değerli hocalarım Prof. Dr. Tevfik KÜÇÜKÖMEROĞLU'na ve Doç. Dr. Korhan ÖZGAN'a ayrı ayrı teşekkürlerimi sunarım.

Jüri üyeliği yaparak tezimi titizlikle inceleyen değerli hocalarım Prof. Dr. Ragıp ERDÖL'e ve Prof. Dr. Mehmet ÜLKER'e teşekkürü bir borç bilirim.

Lisansüstü eğitimim boyunca çalışmalarımı Yurtiçi Yüksek Lisans ve Doktora Burslarıyla maddi olarak destekleyen TÜBİTAK Bilim İnsanı Destekleme Daire Başkanlığı'na teşekkür ederim.

Eğitimim boyunca maddi manevi destekleriyle beni hiçbir zaman yalnız bırakmayan aileme de sonsuz teşekkürler ederim.

Çalışmamın bilime katkı sağlamasını ve faydalı çalışmalara vesile olmasını temenni ederim.

Ali İhsan KARAKAŞ
Trabzon 2017

TEZ ETİK BEYANNAMESİ

Doktora Tezi olarak sunduğum ‘‘Elastik Zemine Oturan Kule Tipi Yapıların SAP2000-OAPI Kullanılarak Yapısal Analizi ve Optimum Tasarımı’’ başlıklı bu çalışmayı baştan sona kadar danışmanım Prof. Dr. Ayşe DALOĞLU’nun sorumluluğunda tamamladığımı, verileri/örnekleri kendim topladığımı, deneyleri/analizleri ilgili laboratuvarlarda yaptığımı, başka kaynaklardan aldığım bilgileri metinde ve kaynakçada eksiksiz olarak gösterdiğimi, çalışma sürecinde bilimsel araştırma ve etik kurallara uygun olarak davrandığımı ve aksinin ortaya çıkması durumunda her türlü yasal sonucu kabul ettiğimi beyan ederim. 17/03/2017

Ali İhsan KARAKAŞ

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa No</u>
ÖNSÖZ	III
TEZ ETİK BEYANNAMESİ.....	IV
İÇİNDEKİLER.....	V
ÖZET	VII
SUMMARY	VIII
ŞEKİLLER DİZİNİ	IX
TABLolar DİZİNİ.....	XII
SEMBOLLER DİZİNİ	XIV
1. GENEL BİLGİLER.....	1
1.1. Giriş.....	1
1.2. Tez Çalışması ile İlgili Literatür Araştırması.....	3
1.3. Elastik Zemin Modelleri.....	9
1.3.1. Tek Parametrelİ Zemin Modelleri	9
1.3.1.1. Winkler Zemin Modeli	9
1.3.1.2. Gazetas Zemin Modeli	11
1.3.2. İki Parametrelİ Zemin Modelleri	11
1.3.3. Geliştirilmiş Vlasov Zemin Modeli.....	13
1.4. Optimizasyon Süreci ve Yöntemleri	25
1.4.1. Diferansiyel Gelişim (DE) Algoritması	27
1.4.1.1. Mutasyon.....	27
1.4.1.2. Çaprazlama.....	28
1.4.1.3. Seçilim.....	28
1.4.2. Armoni Arama (HS) Algoritması.....	29
1.4.2.1. Armoni Hafıza Geliştirme	29
1.4.2.2. Ses Düzilmesi	30
1.4.3. Öğretme-Öğrenme Esaslı Optimizasyon (TLBO) Algoritması.....	30
1.4.3.1. Öğretme Aşaması	32
1.4.3.2. Öğrenme Aşaması	33
1.5. SAP2000 Açık Uygulama Programlama Arayüzü (OAPI).....	33
1.6. Kule Tipi Yapılar.....	35

1.7.	Rüzgâr Yüğü Hesabı	36
1.1.	Çalışmanın Amacı ve Kapsamı	40
2.	YAPILAN ÇALIŞMALAR, BULGULAR VE İRDELEME	42
2.1.	Elastik Zemin Modeli İçin Geliştirilen Programın Kontrolü	42
2.2.	Elastik Zemine Oturan Soğutma Kulesi Yapısal Analizi.....	43
2.2.1.	Geometri ve Malzeme Özellikleri	43
2.2.2.	Sonlu Eleman Modeli	46
2.2.3.	Elastik Zemin Özellikleri	47
2.2.4.	Serbest Titreşim Analizi.....	48
2.2.5.	Parametrik Serbest Titreşim Analizi	50
2.2.6.	Rüzgâr Yüğü Etkisinde Statik Analiz	60
2.2.7.	Deprem Etkisinde Dinamik Analiz	70
2.3.	Yapısal Optimizasyon Algoritmalarının Kontrolü	78
2.3.1.	25 Elemanlı Uzay Kafes.....	78
2.3.2.	Takviyeli Rüzgâr Türbin Kulesi.....	81
2.4.	Elastik Zemine Oturan Rüzgâr Türbini Taşıyıcı Sistem Optimum Tasarımı.....	87
2.4.1.	Problemin Tanımlanması	87
2.4.2.	Tasarım Değişkenleri	90
2.4.3.	Amaç Fonksiyonu.....	90
2.4.4.	Tasarım Sınırlayıcıları.....	90
2.4.4.1.	Boyut Sınırlayıcıları	91
2.4.4.2.	Frekans Sınırlayıcıları	91
2.4.4.3.	Yerel Burkulma Sınırlayıcıları	93
2.4.4.4.	Yer Değişirme Sınırlayıcıları	95
2.4.4.5.	Temel Boyutlandırma Sınırlayıcıları.....	96
2.4.5.	Tasarım Yükleri.....	97
2.4.5.1.	Türbin Yükleri.....	97
2.4.5.2.	Doğrudan Rüzgâr Basıncı	98
2.4.6.	Optimum Tasarım Sonuçları	99
3.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER	109
4.	KAYNAKLAR.....	113

ÖZGEÇMİŞ

Doktora Tezi

ÖZET

ELASTİK ZEMİNE OTURAN KULE TİPİ YAPILARIN SAP2000-OAPI
KULLANILARAK YAPISAL ANALİZİ VE OPTİMUM TASARIMI

Ali İhsan KARAKAŞ

Karadeniz Teknik Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Danışman: Prof. Dr. Ayşe DALOĞLU
2017, 119 Sayfa

Bu çalışmada, yapı-zemin etkileşiminin yapısal davranış üzerindeki etkilerini incelemek amacıyla elastik zemine oturan bir hiperbolik soğutma kulesinin parametrik serbest titreşim, simetrik rüzgâr etkisinde statik ve deprem etkisinde dinamik analizleri gerçekleştirilmiştir. Bunlara ek olarak, 1.5 MW rüzgâr türbinini taşıyan modüler çelik kule ve betonarme temel sistemin minimum malzeme maliyetli olacak şekilde farklı rüzgâr hızları ve elastik zemin modelleri için Diferansiyel Gelişim (DE), Armoni Arama (HS) ve Öğretme-Öğrenme Esaslı Optimizasyon (TLBO) algoritmaları yardımıyla optimum tasarımları elde edilerek yapı-zemin etkileşiminin bu tür kule tipi yapıların optimum tasarımları üzerindeki etkileri incelenmiştir. Bu amaçla SAP2000 ticari yapısal analiz programının OAPI (Açık Uygulama Programlama Arayüzü) özelliği ve MATLAB programlama dili kullanılarak geliştirilmiş Vlasov elastik zemin modeliyle birlikte DE, HS ve TLBO algoritmalarının SAP2000 programıyla eş zamanlı kullanımını sağlayan bilgisayar programları geliştirilmiştir.

Elastik zemin modeli kullanılarak elde edilen sayısal sonuçlar yapı-zemin etkileşimini dikkate almayan sonsuz rijit mesnet kabulünden elde edilen sonuçlar ile karşılaştırıldığında, yapı-zemin etkileşiminin hiperbolik soğutma kulesinin frekans, kabuk-kolon kuvvet ve moment değerlerini ve rüzgâr türbini taşıyıcı sistem optimum malzeme maliyetini önemli ölçüde etkilediği sonucuna varılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Geliştirilmiş Vlasov elastik zemin modeli, Hiperbolik soğutma kulesi, Rüzgâr türbin kulesi, Yapı-zemin etkileşimi, SAP2000 açık uygulama programlama arayüzü, Sezgisel optimizasyon yöntemleri

PhD. Thesis

SUMMARY

STRUCTURAL ANALYSIS AND OPTIMUM DESIGN OF TOWER-LIKE
STRUCTURES RESTING ON ELASTIC FOUNDATION

Ali İhsan KARAKAŞ

Karadeniz Technical University
The Graduate School of Natural and Applied Sciences
Civil Engineering Graduate Program
Supervisor: Prof. Dr. Ayşe DALOĞLU
2017, 119 Pages

In the present study, parametric free vibration, wind-influenced static and seismic dynamic analyses are conducted to investigate soil-structure interaction effects on the structural behavior of a hyperbolic cooling tower resting on elastic foundation. In addition to these, the effects of soil-structure interaction on the optimum design of tower-like structures is investigated by obtaining optimum designs with minimum material cost of a modular steel tower and concrete foundation system supporting a 1.5 MW wind turbine for various wind speeds and elastic foundation models using Differential Evolution (DE), Harmony Search (HS) and Teaching-Learning Based Optimization (TLBO) algorithms. For this purpose, computer programs enabling concurrent execution of SAP2000 with DE, HS, and TLBO algorithms as well as modified Vlasov foundation model are developed using OAPI (Open Application Programming Interface) feature of commercial structural analysis program SAP2000 and MATLAB programming language.

As far as the numerical results obtained using elastic foundation models are compared with those obtained considering soil as infinitely rigid, that is, without soil-structure interaction, it can be concluded that soil-structure interaction significantly affects the values of frequency, shell-column forces and moments of the hyperbolic cooling tower and optimum material cost of the wind turbine supporting system.

Key Words: Modified Vlasov elastic foundation model, Hyperbolic cooling tower, Wind turbine tower, Soil-structure interaction, SAP2000 open application programming interface, Metaheuristic optimization methods

ŞEKİLLER DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1. Winkler modeline göre değişik yüklemeler için yer değiştirmeler	10
Şekil 1.2. Zemin kesiti	13
Şekil 1.3. Zemin dilimine etkiyen kayma gerilmeleri.....	15
Şekil 1.4. Zemin tabakasına etkiyen normal gerilmeler	16
Şekil 1.5. Elastisite modülünün lineer değişimi.....	18
Şekil 1.6. Elastisite modülünün kuadratik değişimi	19
Şekil 1.7. Kabuk-yay zemin modeli.....	20
Şekil 1.8. Zemin yüzey parametresi (γ) hesabı için akış şeması.....	21
Şekil 1.9. Dörtgen kabuk sonlu eleman	21
Şekil 1.10. a) Klasik tasarım ve b) optimizasyon adımları	26
Şekil 1.11. İki farklı sınıftaki öğrencilerin aldığı notların dağılımı.....	31
Şekil 1.12. Programlar arası tipik veri akışı.....	34
Şekil 1.13. Çeşitli kule tipi yapılar.....	35
Şekil 1.14. Simetrik rüzgâr basıncı dağılımı.....	39
Şekil 1.15. Farklı yüzey pürüzlülük durumları için rüzgâr açısız basınç dağılımları	40
Şekil 2.1. Elastik zemine oturan halka plak.....	42
Şekil 2.2. Hiperbolik soğutma kulesi geometrisi	44
Şekil 2.3. Zemin elastisite modülünün E_s derinlik boyunca değişimi	47
Şekil 2.4. Elastik zemine oturan soğutma kulesi modeli	48
Şekil 2.5. Sonsuz rijit mesnetli hiperbolik soğutma kulesi için bazı mod şekilleri (LM : eğilme modu, EM : uzama modu).....	49
Şekil 2.6. Farklı narinlik oranları için soğutma kulesi görünüşleri.....	51
Şekil 2.7. Geliştirilmiş Vlasov zemin modeli ve sonsuz rijit mesnet durumlarında farklı narinlik oranları için a) 1. açısız, b) eğilme ve c) uzama modu frekans değerleri değişimi.....	52
Şekil 2.8. Geliştirilmiş Vlasov zemin modeli ve sonsuz rijit zemin durumlarında farklı kule duvarı yarıçap kalınlık oranları için a) 1. açısız, b) eğilme ve c) uzama modu frekans değerleri değişimi	54
Şekil 2.9. Farklı boyun seviyeleri için soğutma kulesi görünüşleri.....	55
Şekil 2.10. Farklı boyun çapları için soğutma kulesi görünüşleri.....	56

Şekil 2.11. Geliştirilmiş Vlasov zemin modeli ve sonsuz rijit mesnet durumlarında farklı boyun seviyesi oranları için a) 1. açısız, b) eğilme ve c) uzama modu frekans değerleri değişimi	57
Şekil 2.12. Geliştirilmiş Vlasov zemin modeli ve sonsuz rijit mesnet durumlarında farklı boyun çapları için a) 1. açısız, b) eğilme ve c) uzama modu frekans değerleri değişimi.....	58
Şekil 2.13. Geliştirilmiş Vlasov zemin modeli ve sonsuz rijit mesnet durumlarında farklı a) boyun çapları ve b) kule duvarı yarıçap kalınlık oranları için eğilme ve uzama mod numaraları değişimi	59
Şekil 2.14. Simetrik rüzgâr basıncı (kPa) dağılımının a) $\theta=0^\circ$ ve b) $\theta=180^\circ$ açılarından görünüşleri	60
Şekil 2.15. Elastik zemin yüzeyinin düşey yer değiştirme eğrisi	61
Şekil 2.16. Tek numaralı kolonlar için simetrik rüzgâr basıncı altında oluşan a) aksel kuvvet b) kesme kuvveti c) eğilme momenti değerleri	62
Şekil 2.17. Simetrik rüzgâr basıncı altında a) tepe b) boyun ve c) taban seviyelerinde oluşan çevresel kuvvet dağılımları	63
Şekil 2.18. Simetrik rüzgâr basıncı altında soğutma kulesinin a) boyun ve b) taban seviyelerinde oluşan meridyonel kuvvet dağılımı	64
Şekil 2.19. Simetrik rüzgâr basıncı altında soğutma kulesinin a) tepe b) boyun ve c) taban seviyelerinde oluşan çevresel moment dağılımı	65
Şekil 2.20. Simetrik rüzgâr basıncı altında a) boyun ve b) taban seviyelerinde oluşan meridyonel moment dağılımı.....	66
Şekil 2.21. Soğutma kulesi yükseklik boyunca kuvvet ve moment değerleri ($\theta=0^\circ$)	67
Şekil 2.22. Geliştirilmiş Vlasov zemin modeli için soğutma kulesinde oluşan radyal yer değiştirme değerlerinin (mm) a) $\theta=0^\circ$ b) $\theta=90^\circ$ c) $\theta=180^\circ$ açılarından boyuna ve d) üstten görünüşleri	68
Şekil 2.23. Simetrik rüzgâr basıncı altında $\theta=0^\circ$ açısında kule yüksekliği boyunca oluşan a) radyal ve b) düşey yer değiştirme değerleri.....	69
Şekil 2.24. a) Yatay ve b) düşey doğrultular için tasarım ivme spektrumları.	70
Şekil 2.25. Soğutma kulesinin sonsuz rijit model kabulü için etkili mod şekilleri.....	72
Şekil 2.26. Soğutma kulesi yüksekliği boyunca oluşan maksimum a) radyal ve b) düşey yer değiştirmeler	73
Şekil 2.27. Soğutma kulesi yükseklik boyunca $\theta=0^\circ$ açısındaki maksimum çevresel çekme kuvveti	74
Şekil 2.28. Soğutma kulesi yükseklik boyunca $\theta=0^\circ$ açısındaki maksimum çevresel basınç kuvveti	75
Şekil 2.29. Soğutma kulesi yükseklik boyunca $\theta=0^\circ$ açısındaki maksimum meridyonel çekme kuvveti	75
Şekil 2.30. Soğutma kulesi yükseklik boyunca $\theta=0^\circ$ açısındaki maksimum meridyonel basınç kuvveti	76

Şekil 2.31. Soğutma kulesi yükseklik boyunca $\theta=0^\circ$ açısındaki maksimum çevresel moment	76
Şekil 2.32. Soğutma kulesi yükseklik boyunca $\theta=0^\circ$ açısındaki maksimum meridiyenel moment	77
Şekil 2.33. 25 elemanlı uzay kafes yapısı	79
Şekil 2.34. Takviyeli rüzgâr türbin kulesi a) geometrisi ve b) moment dağılımı	81
Şekil 2.35. Halka takviye kesiti ve etkili kabuk genişliği	82
Şekil 2.36. Zemin etkileşimli yapısal optimizasyon algoritmalarının akış şeması	88
Şekil 2.37. Rüzgâr türbin yapısının sonlu eleman modeli ve rüzgâr basıncı dağılımı	89
Şekil 2.38. Kanat titreşim frekans değerleri (Zyl ve Van Zijl, 2015).	92
Şekil 2.39. Farklı optimizasyon yöntemleriyle a) sonsuz rijit mesnet b) Gazetas ve c) geliştirilmiş Vlasov zemin modelleri için elde edilen toplam maliyetin iterasyon adımları ile değişimi (Türbin rüzgâr sınıfı: II)	100
Şekil 2.40. Optimum toplam maliyetin farklı mesnet durumları ve optimizasyon yöntemleri için değişimi (Türbin rüzgâr sınıfı: II)	101
Şekil 2.41. Farklı mesnet durumları için a) DE b) HS ve c) TLBO yöntemleriyle optimum maliyet yakınsamaları (Türbin rüzgâr sınıfı: II)	102
Şekil 2.42. Optimum çelik kule ağırlığının farklı mesnet durumları ve optimizasyon yöntemleri için değişimi	104
Şekil 2.43. Optimum beton temel hacminin farklı mesnet durumları ve optimizasyon yöntemleri için değişimi	104
Şekil 2.44. Farklı mesnet durumları için a) DE b) HS ve c) TLBO yöntemleriyle çelik kule ağırlığının iterasyon adımları ile değişimi (Türbin rüzgâr sınıfı: II)	105
Şekil 2.45. Farklı mesnet durumları için a) DE b) HS ve c) TLBO yöntemleriyle beton temel hacminin iterasyon adımları ile değişimi (Türbin rüzgâr sınıfı: II)	106

TABLolar DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 1.1. Çeşitli zemin türleri için yatak katsayısı (Bowles, 1996).	10
Tablo 1.2. Gazetas zemin modeli yay sabitleri	11
Tablo 1.3. Rüzgâr basınç açısız dağılım katsayısı (C_{pe}) fonksiyonları	39
Tablo 1.4. Farklı yüzey pürüzlülük değerleri için değişkenler	39
Tablo 2.1. Geliştirilmiş Vlasov zemin model parametreleri, zemin merkez yer değiş- tirmesi ve $\theta=0^\circ$ 'de plak maksimum momentleri.....	43
Tablo 2.2. Hiperbolik soğutma kulesinin geometrik ve malzeme özellikleri	43
Tablo 2.3. Soğutma kulesi duvar kalınlığının yükseklik ile değişimi	45
Tablo 2.4. Kolon tabanında sonsuz rijit soğutma kulesi için karşılaştırma	46
Tablo 2.5. Farklı mesnet durumları için frekans değerleri (Hz)	50
Tablo 2.6. Farklı narinlik oranları (H/dT) için frekans değerleri	51
Tablo 2.7. Farklı yarıçap kalınlık oranları (R/t) için frekans değerleri	53
Tablo 2.8. Farklı boyun seviyeleri için frekans değerleri	55
Tablo 2.9. Farklı boyun çapları için frekans değerleri	56
Tablo 2.10. Tasarım tepki spektrum parametreleri.....	70
Tablo 2.11. Etkili modların periyotları ve modal kütle katılım oranları	71
Tablo 2.12. Soğutma kulesinin $\theta=0^\circ$ açısındaki ve taban seviyesindeki maksimum kuvvet ve moment değerleri	77
Tablo 2.13. Farklı mesnet durumları için maksimum kolon kuvvetleri	78
Tablo 2.14. 25 elemanlı kafes yapısının yükleme durumları	79
Tablo 2.15. 25 elemanlı kafes yapı için izin verilen gerilme değerleri	80
Tablo 2.16. 25 elemanlı uzay kafes yapısı için optimum boyutlar	80
Tablo 2.17. Takviyeli rüzgâr türbin kulesi optimum maliyet sonuçları, $K(\$)$	87
Tablo 2.18. Rüzgâr türbini karakteristikleri	87
Tablo 2.19. Malzeme özellikleri (LaNier, 2005).....	88
Tablo 2.20. Tasarım değişkenlerinin alt ve üst sınır değerleri	91
Tablo 2.21. Kanat çalışma frekans aralıkları (LaNier, 2005).....	93
Tablo 2.22. 1.5 MW türbin yükleri (LaNier, 2005).....	97
Tablo 2.23. Referans rüzgâr hızları (IEC 61400-1, 2005).....	98
Tablo 2.24. Farklı mesnet durumları için taşıyıcı sistem optimum tasarım değerleri.....	103

Tablo 2.25. Farklı rüzgâr sınıfları için 1.5 MW türbin taşıyıcı sistem optimum tasarım değerleri	107
Tablo 2.26. Farklı rüzgâr sınıfları ve mesnet durumları için türbin taşıyıcı sistem optimum tasarım değerleri	108



SEMBOLLER DİZİNİ

a	Soğutma kulesi rüzgar kirişleri arası mesafe
A_g	Kesit alanı
a_w	Kaynak kalınlığı
b	Soğutma kulesi kabuk karakteristik parametresi
$C(s)$	Amaç fonksiyonu
C_{pe}	Açısal basınç dağılım katsayısı
CR	Çaprazlama sabiti
D	Dış çap
D_b	Rüzgâr türbin kulesi taban dış çapı
$d_{dış}$	Soğutma kulesi temel dış çapı
D_e	Eğilme rijitliği
D_f	Rüzgâr türbin kulesi temel çapı
dH	Soğutma kulesi tepe çapı
d_i	i düğüm noktasının düşey yer değiştirmesi
$d_{iç}$	Soğutma kulesi temel iç çapı
D_t	Rüzgâr türbin kulesi tepe dış çapı
dT	Soğutma kulesi boyun çapı
dU	Soğutma kulesi taban çapı
E	Elastisite modülü
EM	Uzama modu
E_s	Zemin elastisite modülü
F	Ölçekleme faktörü
f	Rüzgâr türbin kanat çalışma hızı
f_1	Birinci doğal frekans
f_c	Beton basınç dayanım
F_{cr}	Kritik burkulma gerilmesi
F_e	Elastik burkulma gerilmesi
F^k	Cezalı amaç fonksiyonu
$F_w(z)$	Rüzgâr yükü
F_y	Akma gerilmesi

G	Kayma modülü
G_f	Fırtına etkisi faktörü
g_R	Rezonans faktörü
G_w	Rüzgar türbin ağırlığı
H	Kule yüksekliği
h	Soğutma kulesi kolon yüksekliği
$HMCR$	Hafıza kullanma oranı
h_r	Halka takviye yüksekliği
H_s	Zemin derinliği
HSM	Armoni arama hafızası
I	Yapı önem katsayısı
$I_{\bar{z}}$	Türbülans yoğunluğu
K	Burkulma katsayısı
k	Elastik yay sabiti
K_{F0}	Plaka üretim maliyeti
K_{F1}	Kaynak maliyeti
K_{F2}	Kaynak maliyeti
K_{F3}	Kesim maliyeti
K_{F4}	Montaj maliyeti
k_M	Birim kütle malzeme maliyeti
k_P	mm ² boyama maliyeti
K_P	Toplam boyama maliyeti
k_r	Soğutma kulesi rüzgâr kirişi kalınlığı
K_t	Yapı toplam maliyeti
L_c	Kesme uzunluğu
LM	Eğilme modu
M_i	i 'inci sınıf not ortalaması
M_n	Karakteristik eğilme moment dayanımı
m_t	Çelik kule kütlesi
M_u	Tasarım eğilme momenti
n	Halka takviye sayısı
N_i	i düğüm noktasının şekil fonksiyonu
NP	Popülasyon sayısı

P_n	Karakteristik normal kuvvet dayanımı
P_s	Sınırlayıcı ihlal değeri
P_u	Tasarım normal kuvvet
Q	Doğal tepki faktörü
q	Zemin tepki fonksiyonu
$q_p(z)$	Rüzgâr basıncı
r	Dairesel temel yarıçapı
R	Soğutma kulesi merkez yarıçapı
r_i	1 ile NP arasında rastgele seçilen tamsayı ($i=1, 2, 3$)
R_L	Rezonans tepki faktörü değişkeni
R_t	Halka takviye yarıçapı
R_{tf}	Rezonans tepki faktörü
S	Kesit çevre uzunluğu
s	Tasarım değişkenleri vektörü
S_e	Elastik kesit modülü
t	Duvar kalınlığı
T	Zar çekme kuvveti
TD	Tasarım değişken sayısı
T_F	Öğretme faktörü
t_f	Rüzgâr türbin kulesi temel kalınlığı
T_h	Soğutma kulesi temel kalınlığı
T_n	Tasarım burulma momenti
t_p	Plak kalınlığı
t_r	Halka takviye kalınlığı
T_s	Zaman
T_u	Karakteristik burulma momenti dayanımı
T_w	Soğutma kulesi temel genişliği
$\bar{u}, \bar{v}, \bar{w}$	x, y, z doğrultularındaki yer değiştirmeler
$U_{ji,L+1}$	Yeni deneme bireyi
X_j^l	j değişkeninin alt değeri
X_j^u	j değişkeninin üst değeri
V	Temel rüzgâr hızı
V_f	Beton temel hacmi

$V_{i,L+1}$	Mutasyona uğramış fark bireyi
V_n	Karakteristik kesme kuvveti dayanımı
V_u	Tasarım kesme kuvveti
w	Düşey yer değiştirme
$x_{ji,L}$	i bireyinin j tasarım değişkeninin L döngüsündeki değeri
Z_H	Boyun üstü uzunluk
Z_p	Plastik mukavemet momenti
Z_U	Boyun altı uzunluk
λ_i	i 'inci modun frekans değeri
μ_f	Beton birim hacim maliyeti
μ_t	Çelik birim kütle maliyeti
σ_{cr}	Kritik burkulma gerilmesi
σ_{zem}	Zemin emniyet gerilmesi
$2t$	Zemin kayma parametresi
K	Şekil parametresi
ν_s	Zemin Poisson oranı
β	Rüzgâr türbin kulesi çapının kalınlığına oranı
β_r	Azaltma faktörü
β_s	Yapısal sönüm oranı
γ	Zemin yüzey parametresi
γ_{ij}	Açısal şekil değiştirme
γ_y	Yük katsayısı
θ	Kule açısı
$\phi(z)$	Mod şekil fonksiyonu
ϕ_b	Eğilme moment dayanım azaltma katsayısı
ϕ_c	Normal kuvvet dayanım azaltma katsayısı
ϕ_t	Burulma momenti dayanım azaltma katsayısı
ϕ_v	Kesme kuvveti dayanım azaltma katsayısı
ζ, η	Doğal koordinatlar
σ	Normal gerilme
τ	Kayma gerilmesi
ϵ	Şekil değiştirme

1. GENEL BİLGİLER

1.1. Giriş

İnşaat mühendisliğinde yapısal tasarımı planlanan yapının sayısal modellemesi çeşitli ticari yapısal analiz programları kullanılarak yapılmaktadır. Bu programlar gelişen bilgisayar teknolojisi sayesinde karmaşık mühendislik yapılarının değişik yükler altındaki davranışlarını çeşitli sayısal yöntemler kullanarak elde edebilmektedir. Bu yöntemler arasından sonlu eleman yöntemi yapısal sisteme ait bilgileri, dış etkileri ve mesnet şartlarını kolaylıkla dikkate alma olanağı sağladığından en çok tercih edilendir. Ancak tek bir yapısal analiz programı kullanarak karmaşık geometri, yükleme ve mesnet koşullarının birlikte modellenmesi oldukça zor ve zaman alıcı bir süreçtir. Böyle bir modelleme bazen imkânsız hale gelebilmektedir. Bu sebeple uygulamada mühendislik yapıları tasarlanırken genelde üstyapı ve temel analizleri ayrı ayrı yapılarak basitleştirmeye gidilmektedir. Buna ek olarak üstyapı analizlerinde yapının şekil değiştirmeyen sonsuz rijitlikteki bir ortama oturduğu kabulü yapılmaktadır. Bir başka ifadeyle üstyapının temel-zemin sisteminden etkilenmediği varsayımı yapılmaktadır. Temel-zemin sisteminin çözümünde ise zemin, sabit yatak katsayısı ile tanımlanan basit yaylar ile modellenerek yapısal modellemede basitleştirme yapılmaktadır.

Üstyapı analizlerinin yapı-zemin etkileşiminden etkilenmediği varsayımının ve tek parametre ile tanımlanan yay modelinin kullanımının yapının statik ve dinamik davranışını belirlemede gerçekten uzak ve yetersiz kaldığı literatürde belirgin bir biçimde ortaya konulmaktadır. Özellikle son yıllarda meydana gelen depremler sonrasında gerçekçi yapı deprem davranışının belirlenmesi için yapılan çalışmalar temel ve zeminin analizlerde dikkate alınmasının ne derece önemli olduğunu ortaya koymaktadır. Bu sebeple zemini gerçeğe en yakın şekilde temsil eden sayısal modellerin yapıların tasarım aşamasında kullanılması gerekmektedir.

Zeminin oldukça karmaşık bir yapıya sahip oluşu gerçekçi zemin modeli üzerine çalışan araştırmacıları genellikle zemini yarı sonsuz elastik bir ortam olarak modellemeye zorlamıştır. Bu düşünce ile geliştirilen elastik modeller, modellenmesinde ihtiyaç duyulan parametre sayısına göre tek ve iki parametrelili zemin modelleri olarak iki ana grupta toplanmıştır. Tek parametrelili zemin modellerine Winkler ve Gazetas zemin modelleri;

iki parametrelili zemin modellerine ise Hetenyi, Pasternak, Filonenko-Borodich ve Vlasov zemin modelleri örnek olarak verilebilir.

İki parametrelili zemin modellerini tek parametrelili modellerden ayıran temel üstün özellik zemin tabakasındaki kayma şekil değiştirmelerini de dikkate almalarıdır. Bu üstünlüğe rağmen iki parametrelili zemin modellerinin birçoğu tek parametrelili zemin modellerinde olduğu gibi taban basıncının zemin derinliği boyunca değişimini dikkate almamaktadır. Ayrıca bu modelleri tanımlayan parametrelerin alabileceği değerler ile zemin özellikleri arasındaki ilişkiyi gösteren ifadeler de mevcut değildir. Bu eksikliklerin giderilmesi amacıyla geliştirilen Vlasov zemin modeli zemin parametrelerinin dışarıdan rastgele veri olarak kabulü yerine zeminin elastik özelliklerinden faydalanarak hesaplanmasına imkân sağlamaktadır.

Geliştirilmiş Vlasov zemin modeli proje mühendislerinin sıklıkla kullandığı ticari programlarda mevcut olmayan bir modeldir. Ticari yapısal analiz programları genellikle kullanıcıya tek parametrelili zemin modellerinin kullanımına imkân sağlamaktadır. Bu eksikliği gidermek adına SAP2000 yapısal analiz programı kullanıcıya dışarıdan Visual Basic Applications (VBA), Visual C#, Visual C++, Visual Fortran ve MATLAB gibi çeşitli programlama dilleri aracılığıyla programın işleyişine müdahale etme imkânı sağlamaktadır. SAP2000 programının bu özelliğine Açık Uygulama Programlama Arayüzü (OAPI) adı verilmektedir. Programın bu özelliği sayesinde geliştirilmiş Vlasov zemin modelinin programa entegre edilebilme imkanını sağlamaktadır. Böylece herhangi bir yapının yapısal analizi SAP2000 programı ile gerçekleştirilirken yapı-zemin etkileşiminin geliştirilmiş Vlasov zemin modeli ile daha doğru ve gerçekçi bir şekilde ortaya koyulması mümkün olmaktadır.

Yapısal tasarım aşamasında proje mühendislerinin hedeflerinden bir diğeri de tasarlanan yapının en ekonomik şekil ve boyutlarına ulaşma çabasıdır. Bu çaba bir optimizasyon problemine çözüm arayışı olarak da düşünülebilir. Bu süreçte mühendis, deneyimlerine dayanarak deneme yanılma yöntemiyle belirli koşullar altında mümkün olan alternatifler içinden en iyisini seçmeye çalışmaktadır. Oldukça zor ve zaman alıcı bu süreç sonunda elde edilen sonuçların gerçek optimum sonuçlar olması neredeyse imkansızdır.

Uygulamada kullanılan bazı ticari yapısal analiz programları bu süreçte çeşitli çubuk sistemler için optimum boyutları sınırlı koşullar altında elde edebilmektedir. Fakat yapısal sistemlerin birçoğunun çubuk elemanlarla temsil edilemediği düşünülürse bu tür yapıların tasarım aşamasında optimizasyon sürecinin ne kadar zahmetli olabileceği ortaya

çıkmaktadır. Bu sebeple tasarım aşamasında bilgisayar destekli optimizasyon yöntemlerinin yapısal analiz programlarıyla entegre olarak çalışmasına ihtiyaç duyulmaktadır. SAP2000 programının OAPI özelliği bu durumun gerçekleştirilmesine olanak sağlamaktadır. Böylece çeşitli mühendislik yapıları tasarımcının özel sınırlayıcı koşulları altında bilgisayar destekli olarak minimum maliyetli olacak şekilde kolayca tasarlanabilir.

1.2. Tez Çalışması ile İlgili Literatür Araştırması

Uzun yıllar mühendislik yapıları tasarlanırken yapı-zemin etkileşimi ihmal edilmiştir. Daha sonra yapılan çeşitli çalışmalar sonucunda yapı sistemlerinin davranışlarının gerçekçi olarak belirlenmesinde temellerin modellenmesi ve zemin özelliklerinin analizlere ilave edilmesinin önemi ortaya çıkmıştır (Bowles, 1996). Bu sebeple araştırmacılar yapısal analizlerde kullanılabilecek birçok elastik zemin modeli geliştirmişlerdir.

İlk elastik zemin modeli Winkler (1867) tarafından geliştirilmiş ve modelde zemin birbirinden bağımsız, sadece düşey doğrultuda çalışan, lineer elastik yaylardan oluşan süreksiz bir ortam olarak kabul edilmiştir. Benzer şekilde Gazetas (1983) da zemini süreksiz elastik ortam olarak fakat üç boyutlu bağımsız yaylar ile temsil etmiştir. Her iki model de tanımlanırken zemin parametresi olarak sadece yay rijitliklerini dikkate almaktadır. Gerçekte sürekli bir ortam olan zeminin daha iyi temsil edebilmesi amacıyla zemindeki kayma etkisini dikkate alan iki parametrelili zemin modelleri geliştirilmiştir.

Filonenko-Brodich (1940), Winkler modelindeki yayların üst yüzeyinin elastik bir zarla bağlı olduğunu varsaymışlardır. Yayları birbirine bağlayan zarda olduğu kabul edilen sabit çekme kuvveti Winkler modelindeki zemin yatak katsayısı parametresine ek ikinci zemin parametresidir. Hetenyi (1946) ise Winkler yaylarının üzerinde üç boyutlu problemler için elastik bir plak, iki boyutlu problemler için elastik bir kiriş olduğunu kabul etmiştir. Bu modelde plağın veya kirişin eğilme rijitliği ikinci elastik zemin parametresidir. Pasternak (1954), Winkler modelindeki yayların üzerinde sadece düşey deplasman yapabilen ve sıkışmayan elemanlardan oluşan bir kayma tabakası göz önüne almıştır. Vlasov ve Leont'ev (1966) ise geliştirdiği zemin modelinde zemin tabakasındaki kayma şekil değiştirmeleri dikkate almıştır.

Zemine oturan kiriş ve plakların çözümünde yukarıda ifade edilen zemin modelleri

sıklıkla kullanılmıştır. Voyiadjis ve Kattan (1986), Winkler tipi elastik zemine oturan kalın plakları dikkate alarak, zemin parametresinin ve plak kalınlığının artmasının plağın davranışına etkisini incelemişlerdir. Liu (2000), benzer şekilde Winkler elastik zeminine oturan kalın plakları çeşitli mesnet koşulları, yükleme durumları, plak kalınlıkları ve zemin parametreleri için inceleyerek söz konusu değişkenlerin plağın davranışına etkisini gösteren parametrik bir çalışma sunmuştur. Daloglu ve Vallabhan (2000), tekil yüke maruz Winkler tipi elastik zemine oturan plak problemlerinde yapı-zemin özelliklerine ve yükleme durumuna bağlı olarak zemin yatak katsayısının belirlenebilmesi için çeşitli grafikler sunmuşlardır.

Shen (1999) ve Teo ve Liew (2002), elastik zemine oturan kalın plakları inceledikleri çalışmalarında Pasternak zemin modelini kullanmışlardır. Zemin parametrelerini belirleme yoluna gitmeden bir veri olarak seçerek kayma şekil değiştirmelerinin, yükün ve plak kalınlığının plak davranışına etkisini incelemişlerdir. Benzer şekilde elastik zemine oturan plakları inceleyen birçok çalışma vardır (Rashed vd. 1999, Chucheepsakul ve Chinnaboon 2003, Buczkowski ve Torbacki 2001).

Vallabhan ve Das (1988) ise çalışmalarında zemin özelliklerine ve zemin derinliğine bağlı üçüncü bir parametreyi iteratif bir yaklaşımla hesaplayarak rijitlik ve kayma zemin parametrelerini üçüncü bir parametreye bağlı olarak elde edebilen geliştirilmiş Vlasov zemin modelini sunmuşlardır. Straughan (1990), Turhan (1992), Vallabhan ve Daloglu (1999) ve Ayvaz vd. (1998) elastik zemine oturan ince plakları yukarıda ifade edilen geliştirilmiş Vlasov zemin modelini kullanarak incelemişlerdir. Çelik ve Saygun (1999), bu zemin modelini plak dışında kalan zemin ortamıyla birlikte dikkate alan sonlu eleman modelini geliştirerek birbirine yakın iki plak arasındaki etkileşimi incelemişlerdir. Daloglu ve Ozgan (2004), bu modelde plağa etkileyen yükten ve plak boyutlarından etkilenen zemin derinliğinin belirlenmesi üzerine çalışılmışlardır. Omurtag ve Çelik (2005), bu model için zemin elastisite modülünün derinlik ile değişiminin ve zemin cinsinin parametreleri üzerindeki etkisini araştırmışlardır.

Yukarıdaki çalışmalar dikkate alındığında yapı-zemin etkileşiminin üst yapı üzerindeki etkilerinin incelenmediği fark edilmiştir. Bu sebeple bu çalışmada üst yapı geometrisi ve yüklemesi oldukça karmaşık olan hiperbolik soğutma kulesi yapı-zemin etkileşimi açısından incelenmiştir. Bu tür bir yapının sayısal modellemesinin oldukça zor oluşu birçok araştırmacının bu yapı üzerinde çalışmasına sebep olmuştur.

Soğutma kulesi yapısı kule-kolon-temel-zemin sisteminden oluşmasına rağmen bazı

araştırmacılar kuleyi tabanda sonsuz rijit kabul ederek üzerinde çalışmışlardır. Nasir vd. (2002), hiperbolik kabukların serbest titreşim ve sismik davranışlarının değişen kabuk kalınlığı, kule yüksekliği ve eğrilik oranlarına bağlı olarak değişimlerini incelemişlerdir. Benzer şekilde Krivoshapko (2002), dönel hiperbolik kabukların statik, serbest titreşim ve burkulma analizleri ve uygulamaları üzerinde durmuştur. Lang vd. (2002), halka sonlu elemanlar kullanarak dönel kabukların rüzgâr etkisinde lineer olmayan davranışlarını incelemişlerdir. Murali vd. (2012), 122m ve 200m yükseklikli iki soğutma kulesini rüzgâr yüklemesi altında ANSYS programı ile incelemişlerdir. Rüzgârı Hint standardına uygun olarak Fourier serisiyle temsil etmişlerdir. Zhang vd. (2013), de rüzgâr basıncının açısal dağılımının soğutma kulesi davranışı üzerindeki etkisini incelemişlerdir. Bu amaçla yapay açısal dağılımlar üretip kule kuvvet ve momentleri üzerindeki değişimleri incelemişlerdir.

Soğutma kulesini taşıyan esnek kolonların da dikkate alındığı birçok çalışma mevcuttur. Karisiddappa vd. (1998), çalışmasında soğutma kulesi duvarı ve kolonları için geliştirdiği yeni kabuk ve kiriş sonlu elemanları kullanarak kendi ağırlığı altında oluşan kuvvet ve momentleri literatürdeki sonuçlar ile karşılaştırmıştır. Castiau (1998), soğutma kulesi için meridyenel ve diyagonal kolon türlerini rüzgâr, serbest titreşim ve deprem açısından karşılaştırmıştır. Benzer şekilde Asadzadeh vd. (2012), alternatif mesnet sistemlerinin kule davranışı üzerindeki etkilerini incelemişlerdir. Sabouri-Ghomi (2006), zaman tanım alanında yapılan deprem analizleri sonucunda soğutma kulesi kolonlarında oluşan plastik mafsalların konumları ve plastik mafsalların kule stabilitesi üzerindeki etkilerini incelemişlerdir. Busch vd. (2002), 2002 yılına kadar inşa edilen en yüksek soğutma kulesinin tasarım ve yapısal analizleri üzerinde durmuşlardır. Ayrıca kule kabuğunda açılan boşlukların kule rüzgâr davranışı üzerindeki etkilerini incelemişlerdir.

Rüzgâr etkisindeki soğutma kulesinin stabilitesi üzerine çalışmalar yapılmıştır. Sabouri-Ghomi (2005), betonarme soğutma kulesinin burkulma stabilitesi üzerinde takviye halkalarının konumu, sayısı, ve boyutlarının etkilerini incelemişlerdir. Kratzig vd. (2014), burkulma güvenliği katsayısını elde ederken geometrik bozuklukların etkisini dikkate almışlardır. Bu amaçla yapılan deneysel ve yarı-deneysel sonlu eleman analiz teknikleri üzerine durmuşlardır.

Soğutma kulesi yapısal analizlerinde malzeme ve geometrik olarak lineer olmama durumlarını dikkate alan çalışmalar mevcuttur. Hara vd. (1995), donatı oranının ve beton çekme dayanımının çatlama yükü ve taşıma gücü üzerindeki etkisini incelemişlerdir. Jia (2013), daha önce tasarlanmış bir soğutma kulesi için yüksek dayanımlı fiber beton

kullanarak, kabuk kalınlığını azaltarak ve geometrideki anormallikleri dikkate alarak sonlu eleman analizlerini tekrar yapmıştır. Asadzadeh vd. (2014), hiperbolik soğutma kulesi kabuğundaki donatıları ve malzemede lineer olmama durumunu dikkate alarak kolon eğimlerinin kule kabuğunun dinamik davranışı üzerindeki etkisini incelemişlerdir.

Yukarıdaki çalışmalarda yapı-zemin etkileşimi dikkate alınmamış ya da temelde basit Winkler yayları kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir. Yapı-zemin etkileşiminin daha gerçekçi bir şekilde dikkate alındığı çalışmalar da gerçekleştirilmiştir.

Yang ve Lu (1992), statik yapı-zemin etkileşiminin soğutma kulesi üzerindeki etkilerini kendi ağırlığı etkisinde kule duvarı ve kolonlar için aksenal simetrik sonlu elemanları ve temel-zemin sistemi için sınır elemanları birlikte kullanarak incelemişlerdir. Bu şekilde analiz sũresini kısaltmaya çalışmışlardır. Bu çalışmaya gũre statik yapı-zemin etkileşiminin kule üzerindeki etkisi ihmal edilebilir dũzeydedir.

Viladkar vd. (2006), simetrik rũzgũr yũklemesi altında hiperbolik kule-kolon-temel-zemin sisteminin sonlu eleman yũntemi kullanılarak modellenmesi üzerine çalışmışlardır. Elastik zemini sekiz dũđũm noktalı lineer katı elemanlar ile modellemişlerdir. Bu çalışmaya gũre statik yapı-zemin etkileşimi kule radyal yer değiştirme, kuvvet ve momentlerini ũnemli ۆlũde değiştirmiştir. Noorzaei vd. (2006), benzer bir sistemin fiziksel ve malzeme modellemesi üzerine çalışmışlardır. Fiziksel modellemede 20 dũđũm noktalı katı sonlu eleman kullanmış ve zemin elemanların malzeme modelinde lineer olmayan elastik hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisini dikkate almışlardır.

Soğutma kulelerinin yapısal optimizasyonu üzerine de çalışmalar mevcuttur. Ansary vd. (2011), betonarme soğutma kulelerinin optimum şekli ve boyutlarını elde edebilmek amacıyla lineer olmayan sonlu eleman modelini ve Genetik Algoritmayı (GA) birlikte kullanan sayısal bir araç geliştirmişlerdir. Benzer şekilde Pieczara (2000) da optimizasyon algoritması olarak genetik algoritmayı kullanırken yapısal analiz için kesin sonlu eleman yaklaşımını kullanmıştır. Her iki çalışmada da minimum kule ağırlığı rũzgar yũkũ altında burkulma sınırlayıcılarını dikkate alarak elde edilmiştir. Izadi ve Bargi (2014) ise elik soğutma kulesini oluşturan diyagonal elemanların açılarını değiştirerek minimum ağırlıklı kuleyi burkulma faktũrũnũ dikkate alarak deneme-yanılma yũntemiyle elde etmeye çalışmışlardır.

Azalan hammadde ve artan maliyetler dolayısıyla inşaat mũhendisliđinde minimum maliyetli yapı tasarımlarının elde edilebilmesi için bilgisayar destekli optimizasyon yũntemlerinin kullanımı artmıştır. Birçok araştırmacı sezgisel optimizasyon yũntemlerinin

yapıların boyut ve şekil optimizasyonlarında kullanımı üzerine çalışmalar yapmıştır.

Degertekin (2011), uzay çelik çerçevelerin optimum tasarımını armoni arama (HS) yöntemi ile elde etmiştir. Armoni arama yöntemini tabu arama ve genetik algoritma yöntemleriyle kıyaslayarak armoni arama yöntemi ile daha hafif çerçeve tasarımı elde edildiği sonucuna varmıştır. Benzer şekilde Saka (2009) ve Saka ve Erdal (2009) da bu yöntemi kullanarak çelik çerçeve ve ızgara sistemlerin optimum tasarımları üzerine çalışmışlardır. Miguel ve Fadel Miguel (2013), iki ve üç boyutlu çeşitli kafes yapıların boyut ve şekil optimizasyonlarını gerilme, deplasman, burkulma ve frekans sınırlayıcıları altında armoni arama yöntemiyle gerçekleştirmiştir. Uray vd. (2015), betonarme konsol dayanma duvarının optimizasyonunu armoni arama algoritması kullanarak gerçekleştirmiştir. Optimum duvar boyutlarını farklı zemin ve şev parametre değerleri için minimum duvar ağırlığını verecek şekilde elde etmiştir.

Armoni arama yönteminden farklı olarak Toğan (2013), Rao vd. (2011) tarafından geliştirilen öğretme-öğrenme esaslı optimizasyon (TLBO) yöntemini mafsalı yapıların boyut optimizasyonu gerçekleştirmede kullanmıştır. Sınırlayıcı ihlalleri yapı ağırlığına ceza fonksiyonu uygulanarak dikkate alınmıştır. Benzer şekilde Baghlani ve Makiabadi (2013) düğüm noktalarına kütle atanmış çeşitli kafes türü yapıların boyut ve şekil optimizasyonlarını dinamik frekans sınırlayıcılarını dikkate alarak bu yöntemle gerçekleştirmişlerdir. Ayrıca Makiabadi vd. (2013) gerçekte uygulanmış bir kafes köprünün minimum ağırlıklı optimum tasarımını farklı grup tasarım değişkeni sayısını dikkate alarak gerilme ve deplasman sınırlayıcıları altında TLBO yöntemiyle elde etmiştir. Degertekin ve Hayalioglu (2015), bir uzay kafes yapısını TLBO yöntemi ile optimize ederek armoni arama, hibrid parçacık sürü optimizasyon ve karınca koloni optimizasyon yöntemlerine göre daha hafif bir yapı elde etmiştir.

HS ve TLBO algoritmalarına ek olarak Keskindürk (2006), işleyiş ve operatörleri itibariyle genetik algoritmaya (GA) dayanan popülasyon temelli diferansiyel gelişim (DE) algoritmasını tanıtmış ve aşamalarını anlatmıştır. Benzer şekilde Karaboğa ve Ökdem (2004) diferansiyel gelişim algoritması ile çeşitli genetik algoritma türlerini yakınsama hızı açısından karşılaştırmıştır. DE'nin yakınsama hızının genetik algoritmalarından çok daha iyi olduğu sonucuna varmışlardır. Bu sebeple mühendislik problemlerinin çözümünde etkili bir şekilde kullanılabileceğini ifade etmişlerdir.

Tez çalışması kapsamında yapı-zemin etkileşimli optimum tasarımı incelenen rüzgar türbin taşıyıcı sistem üzerine de birçok araştırmacı çalışmıştır.

Lavassas vd. (2003), 1.5 MW enerji kapasiteli dairesel kesitli çelik rüzgar türbin kulesinin analiz ve tasarımlarına ait temel özellikleri sunmuşlardır. Kule tasarımını Eurocode'a göre uygulanan deprem ve rüzgâr yüklemeleri için gerçekleştirmişlerdir. Ayrıca kule tabanındaki kapı boşluğunun ve takviye halkalarının kulede oluşan gerilmeler üzerindeki etkilerini incelenmişlerdir. Benzer şekilde Bazeos vd. (2002) 450 kW kapasiteli çelik rüzgâr türbin yapısının statik, sismik ve stabilite analizlerini gerçekleştirmişlerdir. Kulenin yay ve sönümleyicilerle temsil edilen elastik zemine oturduğu varsayımını yaparak yapı-zemin etkileşiminin etkisini incelemişlerdir.

Umut vd. (2011), dairesel kesitli rüzgâr türbin kulelerine alternatif olarak kare kesitli kuleleri farklı duvar kalınlığı, çapı ve yüksekliği için incelemişlerdir. Yapısal analizleri rüzgârın girdap etkisini de dikkate alarak SAP200 programını aracılığıyla gerçekleştirmişlerdir.

Hu vd. (2014), tabanda ankastre kabulü yapılan çelik rüzgâr türbin kulesinin rüzgâr etkisindeki davranışını incelemişlerdir. Üretim maliyetini azaltmak için kalınlık ve takviye halka sayısını farklı yükseklikteki kuleler için incelenmişlerdir.

Zyl ve Van Zijl (2015), Gazetas elastik zemine oturan betonarme rüzgâr türbin kule ve temel yapısının dinamik davranışını incelemişlerdir. Özellikle çatlak oluşumunun ve farklı zemin türlerinin kule frekansı üzerindeki etkilerini araştırmışlardır. Benzer şekilde Harte ve Zijl (2007), dinamik rüzgar etkisi altındaki betonarme rüzgar türbin kulesinin yapısal stabilitesini incelemişlerdir.

Uys vd. (2007), 45 m yükseklikli ve tabanda ankastre çelik rüzgar türbin kulesi tasarımını minimum malzeme ve üretim maliyetli olacak şekilde elde edebilmek amacıyla Rosenbrock doğrudan arama metodunu kullanmışlardır. Optimum kabuk kalınlığını, takviye sayısını ve takviye boyutlarını tasarım değişkenleri olarak dikkate almışlardır. Aynı özelliklere sahip kule Karpát (2013) tarafından parçacık sürü optimizasyon algoritması kullanılarak optimize edilmiştir.

Lagaros ve Karlaftis (2015), farklı yükseklikteki rüzgâr türbin kulelerini Eurocode'a uygun yükleme ve sınırlayıcılar altında minimum maliyetli olacak şekilde DE algoritması kullanarak farklı çelik akma dayanımları için optimize etmişlerdir. Bu çalışmaya benzer şekilde birçok rüzgar türbin kulesi optimizasyon çalışması literatürde mevcuttur (Chantharasenawong vd. 2011, Nicholson vd. 2013).

1.3. Elastik Zemin Modelleri

Ekonomik ve güvenilir bir yapı tasarımı için yapı ve geoteknik mühendisleri tarafından oldukça yaygın olarak çalışılan problemlerden biri yapı-zemin etkileşim problemidir. Bu tür problemlerde yapı ve zeminin davranışlarının birbirlerini karşılıklı etkilemesi çözümü karmaşıklaştıran en önemli etkidir. Bu karmaşık etkileşimi yansıtmak amacıyla birçok zemin modeli geliştirilmiştir.

Zemin modellerinin geliştirilmesi üç temel aşamadan oluşmaktadır. Birinci ve en önemli aşama yapının davranışı ve zeminle ilgili temel kabullerin yapılması, ikinci aşama zemin parametreleri, eleman kesiti ve malzeme özellikleri gibi gerekli büyüklüklerin belirlenmesi, ve üçüncü aşama ise gerçek çözümlere yakın sonuçlar verecek bir sayısal analiz tekniğinin seçilmesidir (Özgan, 2007).

Zeminin yükleme durumunda elastik davranış sergilediği kabulüyle araştırmacılar birçok kullanışlı ve basit zemin modelleri geliştirmişlerdir. Bu elastik modeller kabaca iki ana başlık altında özetlenebilirler. Bunlar tek ve iki parametrelilik elastik zemin modelleridir.

1.3.1. Tek Parametrelilik Zemin Modelleri

1.3.1.1. Winkler Zemin Modeli

Zemin ile yapı arasındaki etkileşimin dikkate alındığı en basit model Winkler modelidir. Bu modelde zemin, birbirinden bağımsız, sadece düşey doğrultuda çalışan lineer elastik yaylardan oluşmuş bir sistem olarak ifade edilmektedir. Zeminin düşey yer değiştirmesinin, w , sadece o noktaya etki eden taban basıncına ve idealleştirilmiş zemindeki yay sabitine, k , bağlı olduğu kabul edilmektedir. Bu kabule bağlı olarak zemin tepki fonksiyonu Denklem 1.1'deki gibi yazılabilir (Winkler, 1867).

$$q(x, y) = kw(x, y) \quad (1.1)$$

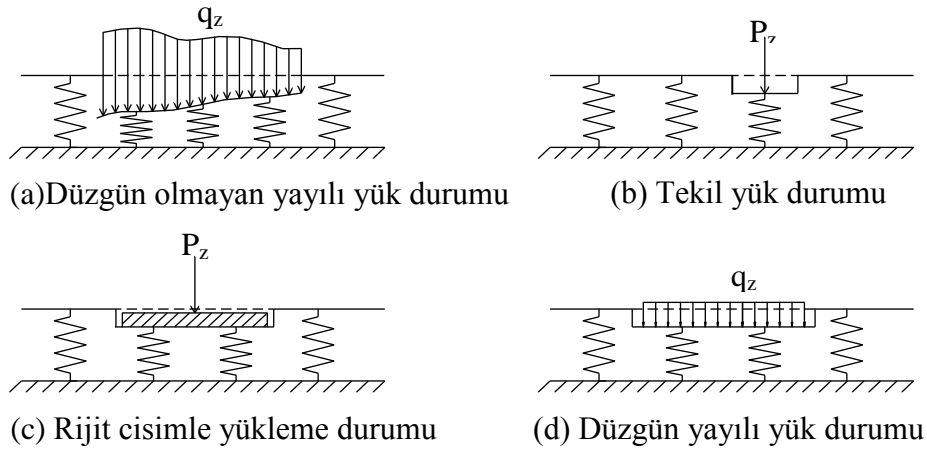
Bu ifadedeki basitliğin hesaplamalarda mühendislere sağladığı kolaylık nedeniyle yöntem günümüzde hala yaygın olarak kullanılmaktadır. Zemini temsil eden elastik yay sabiti mühendislik uygulamalarında "yatak katsayısı" olarak adlandırılmaktadır. Bu sabit katsayı, birim düşey yer değiştirme için birim alana gelen tepki kuvvetini ifade etmektedir. Zemini karakterize eden tek bir parametre olduğundan bu model 'tek parametrelilik zemin modeli' olarak adlandırılmaktadır. Bu parametrenin hesaplanması birçok değişkenin

dikkate alınmasını gerektirmektedir. Buna rağmen yatak katsayısı yayınlanmış çeşitli gözlemler ve arazi deneyleri yardımıyla çeşitli zeminler için Tablo 1.1'deki gibi verilmektedir. Fakat sunulan değer aralıklarının geniş olması bu parametrenin seçilmesini zorlaştırmaktadır

Tablo 1.1. Çeşitli zemin türleri için yatak katsayısı
(Bowles, 1996).

Zemin Türü	k (kN/m ³)
Gevşek kum	4800-16000
Orta sıklıkta kum	9600-80000
Sıkı kum	64000-128000
Killi orta sıklıkta kum	32000-80000
Siltli orta sıklıkta kum	24000-48000

Winkler modelinin yetersiz yanlarından biri de zemini temsil eden yayların sadece doğrudan doğruya yüklendiklerinde şekil değiştirdikleri ve yayların komşu yayların yüklenme durumundan etkilenmediği kabulüdür. Bu durum Şekil 1.1'de farklı yükleme durumları için gösterilmektedir.



Şekil 1.1. Winkler modeline göre değişik yüklemeler için yer değiştirmeler

Şekil 1.1 incelendiğinde elastik zemin üzerindeki bir yapının yapmış olduğu yer değiştirmeye yüklü alanın dışındaki zeminin etkisinin olmadığı görülmektedir. Böyle bir davranış sadece zeminin süreksiz bir ortam olmasıyla mümkün olabilir. Oysaki elastik zemindeki bir noktada oluşan yer değiştirme sadece o noktaya etki eden kuvvetten değil aynı zamanda komşu noktadaki kuvvetlerden de etkilenmektedir (Terzaghi, 1948).

1.3.1.2. Gazetas Zemin Modeli

Bu zemin modeli Gazetas (1983) tarafından lineer elastik ve homojen yarım-düzlem üzerine oturan rijit dairesel diskin titreşim hareketlerinden türetilmiştir. Zemin davranışı Winkler modeline benzemekle birlikte zemin üç boyutlu yaylar ile temsil edilmektedir. Modelde 3 ötelenme ve 3 dönme olmak üzere altı yer değiştirme bileşeni için altı yay sabiti hesaplanmaktadır. Yay sabitleri Tablo 1.2’de verilen bağıntılarla elde edilmektedir. Modelde yaylar arasındaki etkileşim ihmal edilmektedir. Tabloda kullanılan G , zeminin dinamik kayma modülünü; ν_s , zeminin Poisson oranını; k , yay sabitini; ve r , dairesel temelin yarıçapını göstermektedir.

Tablo 1.2. Gazetas zemin modeli yay sabitleri
(Gazetas, 1983).

Yön	Yay sabiti
Düşey	$k_z = \frac{4Gr}{(1 - \nu_s)}$
Yatay	$k_x = k_y = \frac{32(1 - \nu_s)Gr}{(7 - 8\nu_s)}$
Dönme	$k_\varphi = \frac{8Gr^3}{3(1 - \nu_s)}$
Burulma	$k_\psi = \frac{16Gr^3}{3}$

1.3.2. İki Parametrelili Zemin Modelleri

Tek parametrelili zemin modellerinin bazı eksik taraflarını gidermek amacıyla iki parametrelili zemin modelleri geliştirilmiştir. Bunlardan bazıları aşağıda verilmektedir (Selvaduari, 1979).

1. Filonenko-Borodich zemin modeli
2. Hetenyi zemin modeli
3. Pasternak zemin modeli
4. Vlasov zemin modeli

Bu modellerde de ilk parametre Winkler modelindeki gibi yay sabitini, ikinci parametre ise

yaylar arasındaki etkileşimi temsil etmektedir. Zemin parametrelerinin hesaplanma yöntemleri bu modelleri birbirinden ayırmaktadır.

Filonenko-Borodich (1940) zemin modelinde, Winkler modeline ek olarak yayların üst yüzeyinde sabit bir T gerilmesine sahip elastik bir zar olduğu kabul edilmektedir. Bu şekilde yaylar arasında süreklilik elde edilmektedir. Bu model için zemin tepki fonksiyonu T zar çekme kuvvetini göstermek üzere Denklem 1.2 ifadesinde verilmektedir. Bu denklemden de anlaşıldığı üzere bu model k ve T değerleri kullanılarak zeminin temsil edildiği iki parametrelili bir zemin modelidir.

$$q(x, y) = kw(x, y) - T\nabla^2 w(x, y) \quad (1.2)$$

Bu ifadede ∇^2 Laplace operatörüdür ve aşağıdaki gibi ifade edilir.

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \quad (1.3)$$

Hetenyi (1946) zemin modelinde Winkler yaylarının üzerinde eğilme rijitliği D_e olan bir plak olduğu varsayılmaktadır. Bu modele göre zeminin tepki fonksiyonu,

$$q(x, y) = kw(x, y) - D_e \nabla^2 w(x, y) \quad (1.4)$$

ifadesi ile verilmektedir.

Pasternak (1954) zemin modelinde, Winkler yaylarının üzerinde sıkışmayan, sadece düşey doğrultuda yer değiştirme yapabilen ve kesme etkisinde deformasyona uğrayabilen bir kayma tabakası olduğu düşünülmektedir. Kayma tabakasının (x, y) düzleminde izotropik olduğu varsayılmaktadır. Bu modele göre zeminin tepki fonksiyonu, G elastik zeminin kayma modülünü göstermek üzere

$$q(x, y) = kw(x, y) - G\nabla^2 w(x, y) \quad (1.5)$$

şeklinde ifade edilmektedir. Burada zemin kayma modülü G ikinci zemin parametresidir.

Vlasov ve Leont'ev (1966) zemin modelinde ise, zemin tabakasındaki kayma şekil değiştirmeleri dikkate alınmaktadır. Plaklar için geliştirilen bu modele göre zeminin tepki fonksiyonu, $2t$ zemin kayma parametresini göstermek üzere Denklem 1.6 ile elde edilmektedir.

$$q(x, y) = kw(x, y) - 2t\nabla^2 w(x, y) \quad (1.6)$$

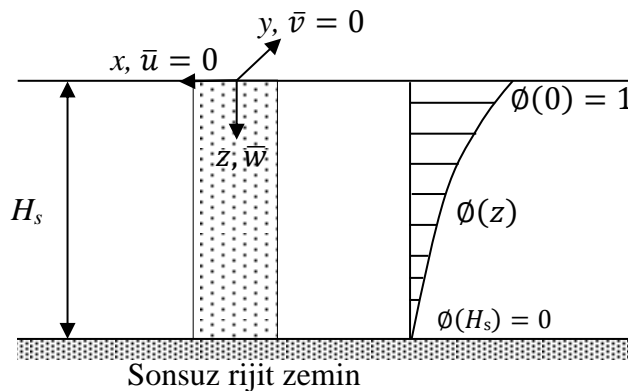
Bu iki parametrelili zemin modellerinin ortak özelliği zemin kayma Şekil deđiŐtirmelerini dikkate almalarıdır. Ancak bu modellerin de bazı dezavantajları mevcuttur. Bir parametrelili modellerde olduğu gibi zemin iŐerisindeki gerilme değişimin dikkate alınmaması ve modelde kullanılan parametrelerin elde edilmesindeki belirsizlikler modellerin olumsuz yanlarına örnek olarak verilebilir. Bu eksikliklerin farkında olan araştırmacılar zemindeki kayma etkilerini zemin derinliği boyunca dikkate alabilen Vlasov modeli üzerinde çalıŐarak gerekli zemin parametrelerinin hesabını üçüncü bir parametre yardımıyla gerçekleŐtirmeye çalışmışlardır. Böylece yay sabiti ve zemin kayma parametresi olarak adlandırılan zemin parametrelerinin bir veri olarak kabulü yerine zeminin elastik özelliklerinden faydalanılarak hesaplandığı geliştirilmiş Vlasov zemin modeli ortaya çıkmıştır. Bu alıŐma kapsamında bu zemin modeli ayrıntılı olarak incelenmekte ve yapı-zemin etkileşim modeli olarak kullanılmaktadır.

1.3.3. Geliştirilmiş Vlasov Zemin Modeli

Bu modeli iki parametrelili Vlasov modelinden ayıran özellik yay sabiti, k ve zemin kayma parametresi, $2t$ olarak adlandırılan zemin parametrelerinin bir veri olarak kabulü yerine zeminin elastik özelliklerinden faydalanılarak hesaplanmasıdır. Bu modele ait matematiksel ifadeler aşağıdaki gibi tanımlanmaktadır.

Bu modele göre Şekil 1.2’de gösterilen bir zemin dilimi iÇin yatay yer değiştirmeler sıfır kabul edilirken zemindeki herhangi bir noktadaki düşey yer değiştirme Denklem 1.7 ile ifade edilmektedir (Jones ve Xenophontos, 1977).

$$\bar{w}(x, y, z) = w(x, y)\phi(z) \quad (1.7)$$



Şekil 1.2. Zemin kesiti

Denklemdaki $\emptyset(z)$ fonksiyonu, x ve y düzlemindeki düşey yer değiştirme ya da bir başka ifadeyle yüzey çökme fonksiyonunun $w(x,y)$, zemin tabakaları boyunca (z doğrultusu boyunca) değişimini veren mod şekil fonksiyonudur. Bu fonksiyonun sınır durumları $\emptyset(0) = 1$ ve $\emptyset(H_s) = 0$ olacak şekilde kabul edilmektedir.

Herhangi bir x, y noktası civarında dx, dy, H_s boyutlu bir zemin dilimine etkiyen kayma gerilmeleri Şekil 1.3'te gösterilmektedir. H_s derinliği boyunca homojen bir yapıya sahip olduğu kabul edilen zeminin elastisite modülü E_s , kayma modülü G_s ve Poisson oranı ν_s olarak gösterilmektedir. $\bar{u}, \bar{v}, \bar{w}$ ifadeleri x, y, z doğrultularındaki yer değiştirmeleri gösterirse şekil değiştirme-yer değiştirme ifadeleri

$$\epsilon_x = \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} = 0 \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{u}}{\partial y} = 0 \quad (1.8)$$

$$\epsilon_y = \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} = 0 \quad \gamma_{xz} = \frac{\partial \bar{w}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{u}}{\partial z} = \frac{\partial w(x,y)}{\partial x} \emptyset(z) \quad (1.9)$$

$$\epsilon_z = \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} = w(x,y) \frac{\partial \emptyset(z)}{\partial z} \quad \gamma_{yz} = \frac{\partial \bar{w}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial z} = \frac{\partial w(x,y)}{\partial y} \emptyset(z) \quad (1.10)$$

ve gerilme-şekil değiştirme ifadeleri

$$\sigma_x = \bar{E} \left(\epsilon_x - \frac{\nu_s}{(1 - \nu_s)} (\epsilon_y + \epsilon_z) \right), \quad \tau_{xy} = G_s \gamma_{xy} = 0 \quad (1.11)$$

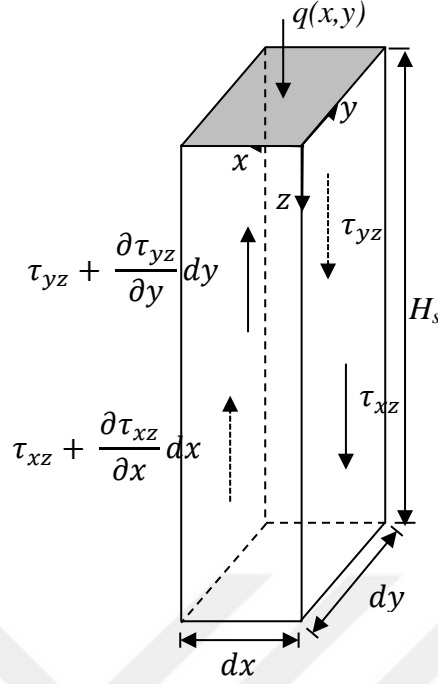
$$\sigma_y = \bar{E} \left(\epsilon_y - \frac{\nu_s}{(1 - \nu_s)} (\epsilon_x + \epsilon_z) \right), \quad \tau_{xz} = G_s \gamma_{xz} = G_s \frac{\partial w(x,y)}{\partial x} \emptyset(z) \quad (1.12)$$

$$\sigma_z = \bar{E} \left(\epsilon_z - \frac{\nu_s}{(1 - \nu_s)} (\epsilon_x + \epsilon_y) \right), \quad \tau_{yz} = G_s \gamma_{yz} = G_s \frac{\partial w(x,y)}{\partial y} \emptyset(z) \quad (1.13)$$

şeklinde verilmektedir. Burada

$$\bar{E} = \frac{E_s(1 - \nu_s)}{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} \quad (1.14)$$

olarak ifade edilmektedir. Zeminde oluşan kayma gerilmelerinin değişim ifadeleri aşağıdaki gibidir.



Şekil 1.3. Zemin dilimine etkiyen kayma gerilmeleri

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} = G_s \frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial x^2} \phi(z) \quad (1.15)$$

$$\frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} = G_s \frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial y^2} \phi(z) \quad (1.16)$$

Virtüel şekil değiştirme ($\bar{\epsilon}$) durumu olarak zemin diliminin üst yüzeyinin birim çökmesi alınarak Şekil 1.3'deki dilimde virtüel iş teoremi uygulandığında z derinliğinde herhangi bir noktanın yer değiştirmesi Denklem 1.17'deki gibi olacaktır.

$$\bar{w}(x, y, z) = 1 \cdot \phi(z) = \phi(z) \quad (1.17)$$

Dış kuvvetlerin işi:

$$\begin{aligned} q dx dy + \int_{z=0}^{H_s} \left\{ \left(\tau_{xz} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} dx - \tau_{xz} \right) \right\} dy \phi(z) dz \\ + \int_{z=0}^{H_s} \left\{ \left(\tau_{yz} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} dy - \tau_{yz} \right) \right\} dx \phi(z) dz \\ = \left\{ q + G_s \left(\frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial y^2} \right) \int_{z=0}^{H_s} \phi^2(z) dz \right\} dx dy \end{aligned} \quad (1.18)$$

İç kuvvetlerin işi:

$$\int_{z=0}^{H_s} (\sigma_z \bar{\epsilon}_z dx dy) dz = \left\{ \frac{E_s(1-\nu_s)}{(1+\nu_s)(1-2\nu_s)} w(x,y) \int_{z=0}^{H_s} \left(\frac{\partial \phi(z)}{\partial z} \right)^2 dz \right\} dx dy \quad (1.19)$$

şeklinde yazılabilir. Virtüel iş teoremi gereği iç kuvvetlerin işi dış kuvvetlerin işine eşitlenirse k ve $2t$ değerleri aşağıdaki gibi elde edilir:

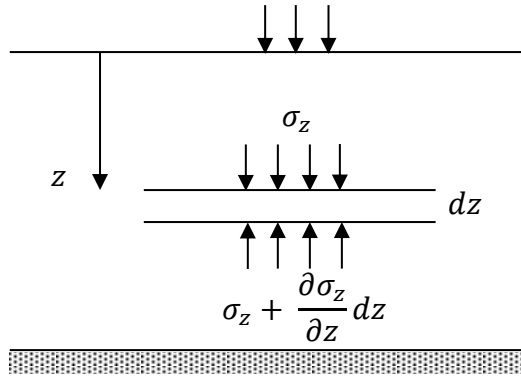
$$k = \frac{E_s(1-\nu_s)}{(1+\nu_s)(1-2\nu_s)} \int_{z=0}^{H_s} \left(\frac{\partial \phi(z)}{\partial z} \right)^2 dz \quad (1.20)$$

$$2t = G_s \int_{z=0}^{H_s} \phi^2(z) dz \quad (1.21)$$

Mod şekil fonksiyonu $\phi(z)$ 'yi elde edebilmek için z derinliğinde, dz kalınlığında kayma plağı gibi çalışan bir zemin tabakasının üst ve alt yüzeyine gelen zemin normal gerilmelerini dış kuvvetler, τ_{xz} ve τ_{yz} kayma gerilmelerini iç kuvvetler olarak düşünüp virtüel iş teoremi uygulanırsa (Şekil 1.4) z derinliğindeki tabakada dış yükler:

$$\sigma_z = \frac{E_s(1-\nu_s)}{(1+\nu_s)(1-2\nu_s)} w(x,y) \frac{\partial \phi(z)}{\partial z} \quad (1.22)$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \frac{E_s(1-\nu_s)}{(1+\nu_s)(1-2\nu_s)} w(x,y) \frac{\partial^2 \phi(z)}{\partial z^2} \quad (1.23)$$



Şekil 1.4. Zemin tabakasına etkiyen normal gerilmeler

iç kuvvetler ise:

$$\tau_{xz} = G_s \frac{\partial w(x, y)}{\partial x} \phi(z) \quad (1.24)$$

$$\tau_{yz} = G_s \frac{\partial w(x, y)}{\partial y} \phi(z) \quad (1.25)$$

bağıntılarıyla elde edilir. Virtüel şekil değiştirme durumu olarak temel yüzeyi altında sıfırdan farklı, temelden uzaklaştıkça azalarak sıfıra giden sınır şartlarını sağlayan herhangi bir çökme yüzeyi seçilebilir. Yüzey çökme fonksiyonu $w(x, y)$ bu şartları sağladığından tabakanın virtüel şekil değiştirme durumu alınır:

Dış kuvvetlerin işi:

$$\int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} w(x, y) dx dy \quad (1.26)$$

İç kuvvetlerin işi:

$$\int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \left(\tau_{xz} \frac{\partial w(x, y)}{\partial x} + \tau_{yz} \frac{\partial w(x, y)}{\partial y} \right) \phi(z) dx dy \quad (1.27)$$

olarak yazılabilir ve

$$m = \frac{E_s(1 - \nu_s)}{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} w^2(x, y) dx dy \quad (1.28)$$

$$n = G_s \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ \left(\frac{\partial w(x, y)}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w(x, y)}{\partial y} \right)^2 \right\} dx dy \quad (1.29)$$

kısaltmaları yapılarak virtüel iş teoreminden

$$-m \frac{\partial^2 \phi(z)}{\partial z^2} + n \phi(z) = 0 \quad (1.30)$$

eşitliği bulunur. $\phi(z)$ fonksiyonunun $z = 0$ ve $z = H_s$ 'deki sınır şartlarını ve homojen

diferansiyel denklemini sağlayan çözümü:

$$\emptyset(z) = \frac{\sinh\left(\gamma\left(1 - \frac{z}{H_s}\right)\right)}{\sinh(\gamma)} \quad (1.31)$$

şeklinde elde edilir. Denklemdaki zemin yüzey parametresi olarak adlandırılan boyutsuz γ değeri Denklem 1.32 ile elde edilir.

$$\gamma^2 = H_s^2 \frac{(1 - 2\nu_s) \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ \left(\frac{\partial w(x, y)}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w(x, y)}{\partial y} \right)^2 \right\} dx dy}{2(1 - \nu_s) \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} w^2(x, y) dx dy} \quad (1.32)$$

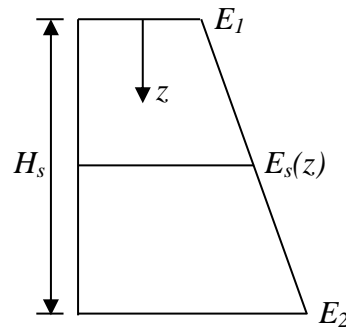
k ve $2t$ ifadelerinde $\emptyset(z)$ fonksiyonu yazılır ve integralleri alınırsa elastisite modülü sabit zeminler için

$$k = \frac{E_s(1 - \nu_s)}{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} \frac{\gamma \sinh(2\gamma) + 2\gamma}{H_s 4\sinh^2(\gamma)} \quad (1.33)$$

$$2t = G_s \frac{H_s (\sinh(2\gamma) - 2\gamma)}{\gamma 4\sinh^2(\gamma)} \quad (1.34)$$

şeklinde elde edilir. Elastisite modülünün Şekil 1.5'te gösterildiği gibi lineer değişmesi durumunda

$$E_s(z) = E_1 + (E_2 - E_1) \frac{z}{H_s} \quad (1.35)$$



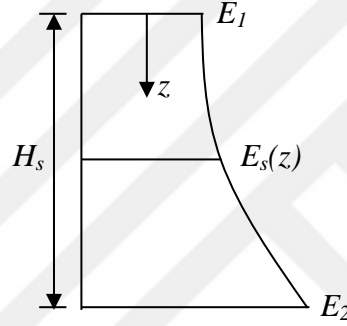
Şekil 1.5. Elastisite modülünün lineer değişimi

$$k = \frac{(1 - \nu_s)}{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} \frac{2E_1 \sinh 2\gamma + 2\gamma^2(E_2 + E_1) - (E_2 - E_1)(1 - \cosh 2\gamma)}{8H_s \sinh^2 \gamma} \quad (1.36)$$

$$2t = \frac{1}{(1 + \nu_s)} \frac{H_s}{\gamma^2} \frac{2E_1 \gamma \sinh 2\gamma + 2\gamma^2(E_2 + E_1) - (E_2 - E_1)(1 - \cosh 2\gamma)}{16 \sinh^2 \gamma} \quad (1.37)$$

olarak elde edilirken elastisite modülünün karesel değişmesi durumunda (Şekil 1.6) k ve $2t$ sabitleri:

$$E_s(z) = E_1 + (E_2 - E_1) \frac{z^2}{H_s^2} \quad (1.38)$$



Şekil 1.6. Elastisite modülünün karesel değişimi

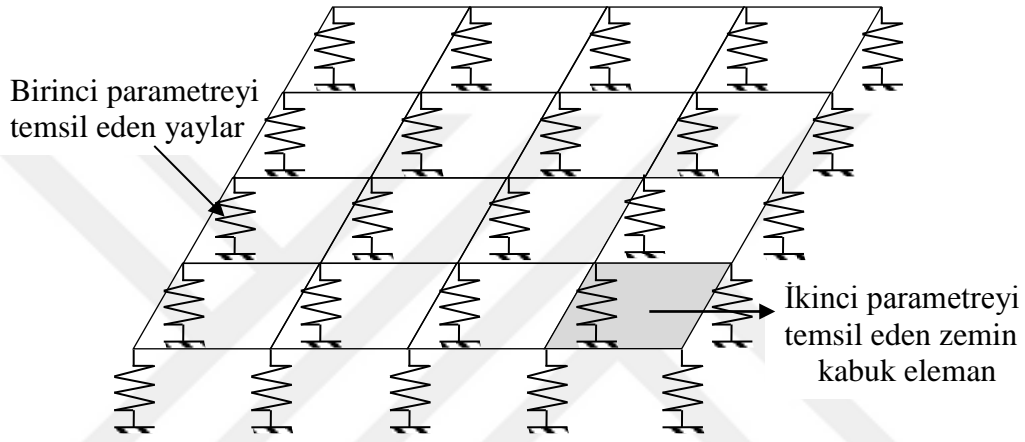
$$k = \frac{(1 - \nu_s)}{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} \frac{3[E_2 + E_1(2\gamma^2 - 1)] \sinh 2\gamma + 2\gamma[E_2(2\gamma^2 - 3) + E_1(3 + 4\gamma^2)]}{24H_s \gamma \sinh^2 \gamma} \quad (1.39)$$

$$2t = \frac{H_s}{(1 + \nu_s)} \frac{3[E_2 + E_1(2\gamma^2 - 1)] \sinh 2\gamma - 2\gamma[E_2(2\gamma^2 + 3) + E_1(4\gamma^2 - 3)]}{48\gamma^3 \sinh^2 \gamma} \quad (1.40)$$

şeklinde elde edilmektedir (Özgan, 2007).

Yay sabiti (k) ve kayma parametresinin ($2t$) hesaplanabilmesi için öncelikle γ değişkeninin hesaplanması gerekmektedir. γ değişkeni zeminin yüzey çökme ya da düşey yer değiştirme fonksiyonuna bağlıdır. Bu fonksiyon da yay sabiti ve kayma parametresi değerlerine bağlı olduğundan γ parametresi ancak iteratif bir yaklaşımla hesaplanabilir. Bu çalışmada γ parametresini iteratif olarak hesaplayan bir MATLAB programı SAP2000 OAPI özelliğinden yararlanarak geliştirilmiştir. Bu program kullanılarak SAP2000 programında oluşturulan model çağrılmakta, MATLAB ile hesaplanan zemin parametreleri

modele veri olarak aktarılmakta ve modelden elde edilen yüzey çökme değerleri ile yeni zemin parametreleri k ve $2t$ hesaplanmaktadır. γ parametresi önceden belirlenen bir hassasiyete yakınsayana kadar bu ardışık işlem devam ettirilmektedir. γ parametresinin hesaplanabilmesi için gerekli olan zemin yüzey çökme değerleri SAP2000 programında sonlu eleman yöntemi kullanılarak modellenen sistemin çözülmesi sonucunda elde edilmektedir. Şekil 1.7 de SAP2000 programında tanımlanan zemine ait model temsil edilmektedir. Uygulanan iteratif işlemin akış şeması Şekil 1.8’de verilmektedir.

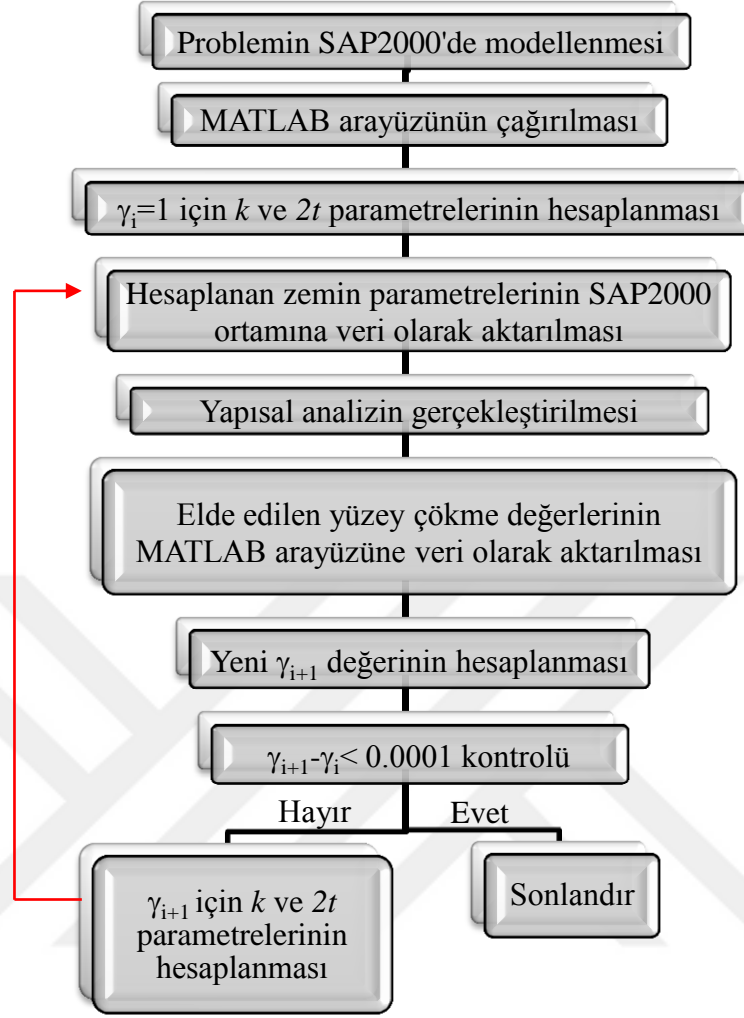


Şekil 1.7. Kabuk-yay zemin modeli

SAP2000 programında zeminin birinci parametresi olan yay sabiti lineer elastik alan yayları kullanılarak tanımlanmaktadır. Zeminin ikinci parametresi olan kayma parametresini temsil etmek için de malzeme özelliği ortotropik olan katmanlı kabuk (shell) elemanlar kullanılmaktadır. Zemin elemanlarının sadece düşey yer değiştirme yapmalarına izin verilmektedir. Yapı temeli zemin elemanlara çok yakın olacak şekilde modellenerek düşeyde eşit yer değiştirme yapmaları sağlanmaktadır (Hamarat, 2012).

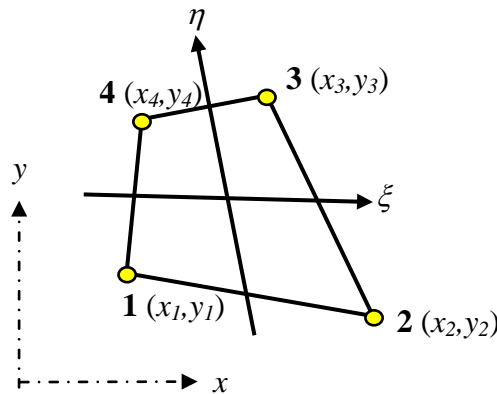
Geliştirilen MATLAB programında ilk olarak $\gamma=1$ değeri kullanılarak hesaplanan yay sabiti ve kayma parametresi SAP2000 programı ile etkileşime girerek gerekli alanlara eklenmekte ve SAP2000’deki model analiz edilmektedir. Analiz sonunda zemin elemanlarının düğüm noktalarındaki düşey yer değiştirme değerleri kullanılarak yeni γ parametresi Denklem 1.32’deki gibi elde edilmektedir.

Denklem 1.32’deki integraller Gauss sayısal integral yöntemi kullanılarak hesaplanmaktadır. Bu sebeple zemin ortamının modellenmesinde kullanılan Şekil 1.9’da gösterilen dört düğüm noktalı dörtgen kabuk elemandan yararlanılır.



Şekil 1.8. Zemin yüzey parametresi (γ) hesabı için akış şeması

Bu elemanın yüzeyindeki düşey yer değiştirme ve x , y değişkenlerine göre türevleri, elemanın düğüm noktalarındaki düşey yer değiştirme serbestliği d_i cinsinden aşağıdaki denklemlerle ifade edilmektedir.



Şekil 1.9. Dörtgen kabuk sonlu eleman

$$w = \sum_{i=1}^4 N_i d_i \quad (1.41)$$

$$\frac{\partial w}{\partial x} = \sum_{i=1}^4 \frac{\partial N_i}{\partial x} d_i \quad (1.42)$$

$$\frac{\partial w}{\partial y} = \sum_{i=1}^4 \frac{\partial N_i}{\partial y} d_i \quad (1.43)$$

Yukarıdaki ifadeler kullanılarak Denklem 1.32'deki integral ifadeleri aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} w^2(x, y) dx dy = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \left(\sum_{i=1}^4 N_i d_i \right) \left(\sum_{j=1}^4 N_j d_j \right) dx dy \quad (1.44)$$

$$\begin{aligned} \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ \left(\frac{\partial w(x, y)}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w(x, y)}{\partial y} \right)^2 \right\} dx dy \\ = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ \left(\sum_{i=1}^4 \frac{\partial N_i}{\partial x} d_i \right) \left(\sum_{j=1}^4 \frac{\partial N_j}{\partial x} d_j \right) \right. \\ \left. + \left(\sum_{i=1}^4 \frac{\partial N_i}{\partial y} d_i \right) \left(\sum_{j=1}^4 \frac{\partial N_j}{\partial y} d_j \right) \right\} dx dy \end{aligned} \quad (1.45)$$

Denklemlerdeki N_i düğüm noktalarındaki şekil fonksiyonlarıdır. Bu şekil fonksiyonları doğal koordinatlar cinsinden aşağıdaki gibi ifade edilmektedir (Zienkiewicz, 1997):

$$N_1 = \frac{1}{4}(1 - \xi)(1 - \eta) \quad (1.46)$$

$$N_2 = \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 - \eta) \quad (1.47)$$

$$N_3 = \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 + \eta) \quad (1.48)$$

$$N_4 = \frac{1}{4}(1 - \xi)(1 + \eta) \quad (1.49)$$

İntegral ifadelerindeki türevler ve integrallerin sınırları global x ve y koordinatlarına göre ifade edilirken şekil fonksiyonlarının doğal koordinatlar cinsinden olduğu görülmektedir. Bu sebeple bu türev ifadelerinin doğal koordinatlara dönüştürülmesi gerekmektedir. Bu dönüşüm Jakobiyen matrisi ve determinantı kullanılarak aşağıdaki gibi yapılabilir. Zincir kuralını uygulayarak x ve y cinsinden türevler aşağıdaki şekilde ifade edilebilir:

$$\frac{\partial N}{\partial x} = \frac{\partial N}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} \quad (1.50)$$

$$\frac{\partial N}{\partial y} = \frac{\partial N}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial y} + \frac{\partial N}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial y} \quad (1.51)$$

ξ ve η koordinatlarının doğrudan x ve y cinsinden kısmi türevleri bilinmediğinden aşağıdaki dönüşümler yapılır.

$$\frac{\partial N}{\partial \xi} = \frac{\partial N}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial \xi} + \frac{\partial N}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial \xi} \quad (1.52)$$

$$\frac{\partial N}{\partial \eta} = \frac{\partial N}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial \eta} + \frac{\partial N}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial \eta} \quad (1.53)$$

Matris notasyonda

$$\begin{Bmatrix} N_{,\xi} \\ N_{,\eta} \end{Bmatrix} = [J] \begin{Bmatrix} N_{,x} \\ N_{,y} \end{Bmatrix} \quad (1.54)$$

olarak ifade edilebilir. Burada Jakobiyen matrisi açık olarak

$$[J] = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} J_{11} & J_{12} \\ J_{21} & J_{22} \end{bmatrix} \quad (1.55)$$

şeklinde ifade edilebilir. Burada x ve y koordinatları eleman düğüm noktalarının koordinatları (x_i, y_i) cinsinden aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$x = N_1x_1 + N_2x_2 + N_3x_3 + N_4x_4 \quad (1.56)$$

$$y = N_1y_1 + N_2y_2 + N_3y_3 + N_4y_4 \quad (1.57)$$

Sonuç olarak x ve y cinsinden şekil fonksiyonlarının türevi doğal koordinatlar cinsinden aşağıdaki gibi yazılabilir:

$$\begin{Bmatrix} N_{,x} \\ N_{,y} \end{Bmatrix} = [G] \begin{Bmatrix} N_{,\xi} \\ N_{,\eta} \end{Bmatrix} \quad (1.58)$$

$$[G] = [J]^{-1} = \frac{1}{J} \begin{bmatrix} J_{22} & -J_{12} \\ -J_{21} & J_{11} \end{bmatrix} \quad (1.59)$$

Burada J jakobiyen matrisin determinantıdır ve

$$J = \det[J] = J_{11}J_{22} - J_{21}J_{12} \quad (1.60)$$

şeklinde bulunur. İntegrallerin doğal koordinatlar cinsinden ifade edilmesiyle her bir elemanda Gauss sayısal integralini uygulamak mümkün hale gelmektedir. Denklem 1.32'deki integrallerin sayısal değerleri bütün zemin elemanlarının Gauss sayısal integralinin toplanmasıyla elde edilir. Zemin yüzey parametresinin hesabında gerekli integral değerleri aşağıdaki nihai denklemler kullanılarak elde edilmektedir.

$$\int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} w^2(x, y) dx dy \cong \sum_{el} \left[\sum_{i=1}^4 \sum_{j=1}^4 N_i d_i N_j d_j g_i g_j J d\xi d\eta \right] \quad (1.61)$$

$$\begin{aligned} & \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ \left(\frac{\partial w(x, y)}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w(x, y)}{\partial y} \right)^2 \right\} dx dy \\ & \cong \sum_{el} \left[\sum_{i=1}^4 \sum_{j=1}^4 \left(\left(\frac{\partial N_i}{\partial x} d_i \right) \left(\frac{\partial N_j}{\partial x} d_j \right) \right. \right. \\ & \quad \left. \left. + \left(\frac{\partial N_i}{\partial y} d_i \right) \left(\frac{\partial N_j}{\partial y} d_j \right) \right) g_i g_j J d\xi d\eta \right] \quad (1.62) \end{aligned}$$

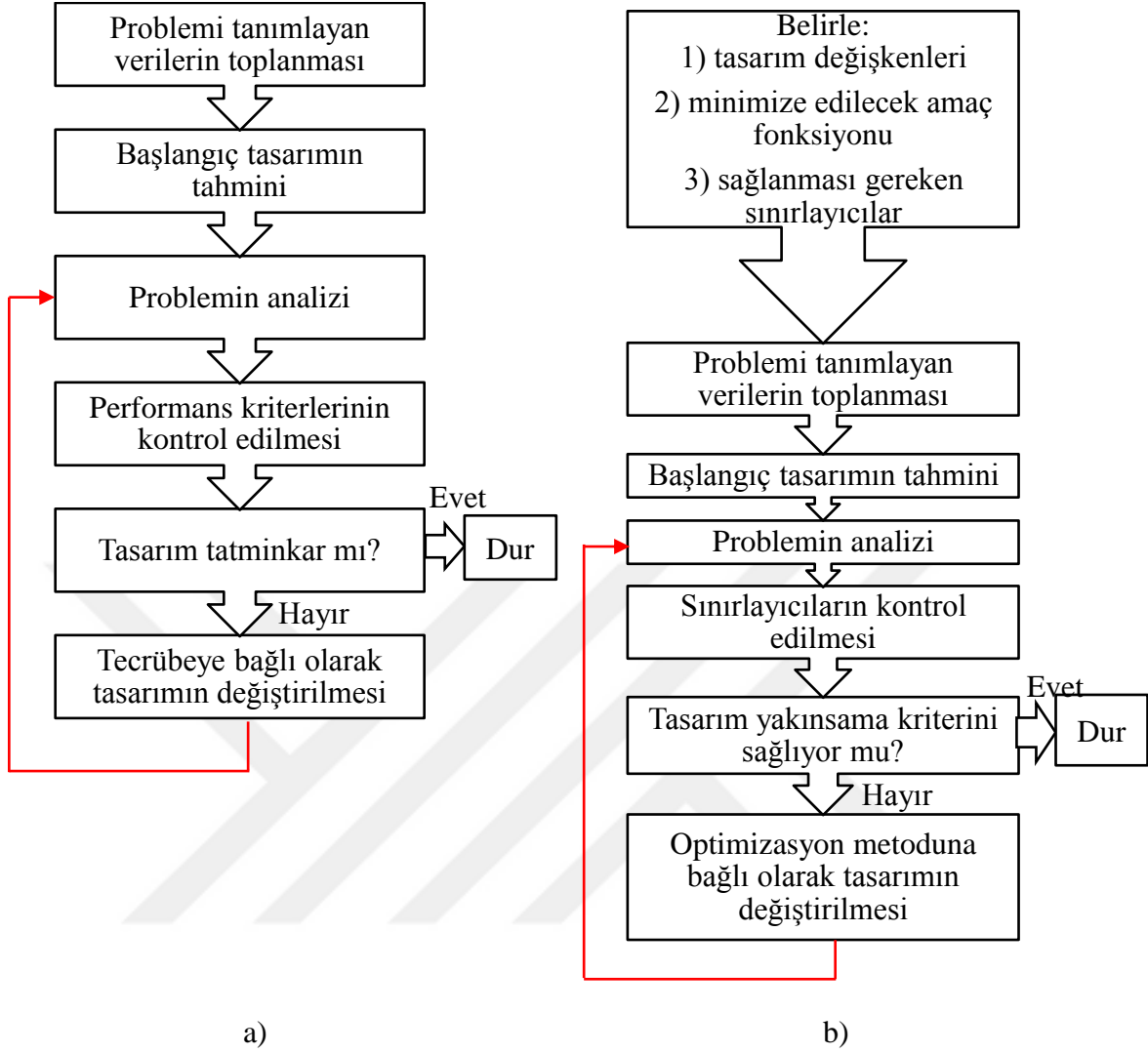
Denklemlerde g_i ve g_j Gauss ağırlık faktörlerini göstermektedir.

1.4. Optimizasyon Süreci ve Yöntemleri

Hammadde kaynaklarının sınırlı olması nedeniyle ekonomik tasarımların elde edilme arzusu araştırmacıları optimum tasarımları bulmaya yönlendirmiştir. Klasik tasarım yöntemi kullanılarak mühendislik sezgisiyle en ekonomik tasarımların elde edilmesi özellikle çok elemanlı ve karmaşık yapılar için oldukça zor bir süreçtir (Şekil 1.10a). Bu süreç çok sayıda tekrarlı tasarım gerektirmekte ve bu oldukça uzun zaman almaktadır. Bu süreç sonunda elde edilen tasarımın ise optimum olma olasılığı oldukça düşüktür. Bu sebeple optimum tasarım arayışında bu tekrarlı işlemler belli bir optimizasyon yöntemi kullanılarak gerçekleştirilebilir. Bu süreç gelişen bilgisayar teknolojisi sayesinde oldukça hızlı ve etkili bir şekilde yapılabilmektedir (Şekil 1.10b).

Bir optimizasyon probleminin çözümünde ilk olarak tasarım değişkenleri, amaç fonksiyonu, tasarım sınırlayıcıları ve optimizasyon yöntemi belirlenir. Tasarım değişkenleri optimizasyon sürecinde değişime uğrayan parametrelerdir. Bu değişkenler yapısal elemanların enkesit boyutları, malzeme özellikleri ve yapının geometrisini temsil eden parametreler olabilmektedir. Amaç fonksiyonu ise optimizasyon sürecinde maksimumu yada minimumu aranan fonksiyondur. Ayrıca tasarım değişkenlerinin skaler bir fonksiyonudur. Amaç fonksiyonu birçok kabul edilebilir tasarımdan en uygun olanını seçme imkânı sağlamaktadır. Tasarım amaç fonksiyonu yapı ağırlığını, maliyetini, yer değiştirme ve gerilme değerlerini ifade edebileceği gibi bunların ağırlıklı toplamlarını da içeren bir fonksiyon olabilmektedir. Optimizasyon probleminin sağlanması gereken koşullar sınırlayıcılar olarak adlandırılmaktadır. Yapısal problemlerde sınırlayıcı olarak genellikle boyut, dayanım, gerilme, geometri, yer değiştirme ve frekans özellikleri dikkate alınabilmektedir. Optimizasyon algoritmalarının genellikle sınırlayıcısız problemler için geliştirilmiş olması sınırlayıcıları dikkate almada çeşitli yöntemlerin geliştirilmesine sebep olmuştur. Bunlar içerisinde en genel yaklaşıma sahip olanı ceza fonksiyonu yöntemidir (Yeniay, 2005). Bu yöntemin esası amaç fonksiyonuna çözümdeki sınırlayıcı ihlali değerinin bir miktarını ekleyerek sınırlayıcılı optimizasyon problemini sınırlayıcısız probleme dönüştürmektir. Böylece amaç fonksiyonu cezalandırılmış amaç fonksiyonu olarak dikkate alınmaktadır. Bu çalışma kapsamında dikkate alınan cezalandırılmış amaç fonksiyonu aşağıdaki gibi ifade edilmektedir.

$$F^k = (1 + P_s)^2 C(s) \quad (1.63)$$



Şekil 1.10. a) Klasik tasarım ve b) optimizasyon adımları

Burada $C(s)$ tasarım değişkenlerine bağlı amaç fonksiyonunu, P_s ise sınırlamalara karşı yapılan ihlal değerlerini göstermektedir.

Optimizasyon sürecinde kullanılan yöntemler genel olarak klasik (deterministik) ve modern sezgisel (stokastik) yöntemler olarak iki ana gruba ayrılmaktadır. Klasik yöntemlerin türev bilgisine ihtiyaç duyması gerçek hayattaki karmaşık optimizasyon problemlerinin analitik olarak modellenmesini zorunlu hale getirmektedir. Analitik modellemenin oldukça zor ve hatta çoğu durumda imkânsız olması sezgisel yöntemlerin ortaya çıkmasına sebep olmuştur. Sezgisel yöntemler problemten ve modelden bağımsız, türev bilgisine ihtiyaç duymadan doğadaki kurallardan esinlenerek geliştirilmiştir. Böylece bu yöntemler birçok karmaşık optimizasyon probleminin çözümünde kullanılabilir. Bu yöntemlerin temel mantıkları komşu çözümleri araştırarak, adım adım iyileştirme

yaparak optimum sonuca yakın değerler elde etmeleridir (Venkataraman, 2001). Bu çalışma kapsamında optimizasyon problemlerinin çözümünde Diferansiyel Gelişim (Differential Evolution, DE), Armoni Arama (Harmony Search, HS) ve Öğretme-Öğrenme Esaslı Optimizasyon (Teaching-Learning Based Optimization, TLBO) sezgisel optimizasyon yöntemleri kullanılmaktadır.

1.4.1. Diferansiyel Gelişim (DE) Algoritması

Storn (1997) tarafından geliştirilen DE algoritması işleyiş ve operatörleri itibariyle genetik almıtmaya dayanan popölasyon tabanlı sezgisel optimizasyon tekniklerinden biridir. Algoritmanın temel prensibi popölasyondan rastgele seçilen iki bireyin arasındaki ağırlık farkının üçüncü bir bireye ilave edilmesidir.

DE algoritması üç temel operatöre sahiptir: mutasyon, çaprazlama ve seçim. Mutasyon ve çaprazlama operatörleri yeni bireyler üretir ve seçim operatörü ile uygun olanlar belirlenir. Bu şekilde başlangıçta TD adet tasarım değişkeni için popölasyon sayısınca (NP) Denklem 1.64 kullanılarak rastgele oluşturulan çözüm vektörü başarılı bir şekilde geliştirilir.

$$\forall i \leq NP \wedge \forall j \leq TD: X_{ji,L} = X_j^l + rand_j(X_j^u - X_j^l) \quad (1.64)$$

Denklemdaki i popölasyondaki bir bireyi, j tasarım değişkenini, L döngü değerini (jenerasyon), X_j^l ve X_j^u değişkenlerine ait alt ve üst değerleri, $rand_j$ $[0,1]$ aralığında rastgele seçilen bir reel sayıyı göstermektedir. Başlangıç popölasyonu oluşturulduktan sonra aşağıda açıklanan operatörler maksimum döngü sayısınca uygulanarak algoritma sonlandırılır ve popölasyondaki en iyi birey problemin çözümüdür (Keskintürk, 2006).

1.4.1.1. Mutasyon

Mutasyon ile mevcut bireyin bazı özelliklerinde ya da tasarım değişkenlerinde rastgele belirlenmiş oranlarda değişiklik yapılmaktadır. Her hedef birey $X_{i,L}$ için mutasyona uğramış fark bireyi $V_{i,L+1}$ aşağıdaki denklem kullanılarak üretilir:

$$V_{i,L+1} = X_{r1,L} + F(X_{r2,L} - X_{r3,L}) \quad (1.65)$$

Bu eşitlikte $i, r_1, r_2, r_3 \in \{1, 2, \dots, NP\}$ olacak şekilde rastgele ve birbirinden farklı olacak şekilde seçilen tamsayılardır. Ayrıca eşitlikteki F ölçekleme faktörü 0 ile 2 arasında değerler almaktadır (Storn, 1997).

1.4.1.2. Çaprazlama

Yeni deneme bireyi $U_{j_i, L+1}$ oluşturmak için hedef birey ile mutasyona uğramış fark bireyi karıştırılır. Deneme bireyine ait her bir değişken CR olasılıkla mutasyona uğramış fark bireyinden $1 - CR$ olasılıkla mevcut hedef bireyinden seçilir. Amaç belirlenen oranda değişkenin fark bireyinden alınmasıdır. Bu durum aşağıdaki şekilde uygulanır:

$$\forall j \leq TD: U_{j_i, L+1} = \begin{cases} V_{j_i, L+1} & \text{eğer } rand_j \leq CR \text{ veya } j = rand_i \\ x_{j_i, L} & \text{eğer } rand_j > CR \text{ ve } j \neq rand_i \end{cases} \quad (1.66)$$

Eşitlikte $CR \in [0, 1]$ aralığında seçilen çaprazlama sabiti ve $rand_i \in (1, 2, \dots, TD)$ aralığında rastgele seçilen bir indekstir. Bu çalışmada $CR = 0.2$ olarak dikkate alınmaktadır (Karaboğa ve Ökdem, 2004).

1.4.1.3. Seçim

Popülasyondaki bütün çözümler uygunluk değerlerinden bağımsız bir şekilde hedef birey olarak seçilmek şansına sahiptir. Mutasyon ve çaprazlamadan sonra üretilen deneme bireyleri amaç fonksiyonuna göre değerlendirilerek yeni bireyler yeni döngü için oluşturulur. Deneme bireyinin yeni döngüde var olması amaç fonksiyonundan almış olduğu uygunluk değerine bağlıdır. Eğer deneme bireyi hedef bireyden daha iyi bir performansa sahipse bir sonraki döngüde kullanılacak birey olarak seçilir. Aksi durumda popülasyondaki hedef bireyde değişiklik olmaz ve popülasyonda kalmaya devam eder. Seçim operatörüne ait işlem Denklem 1.67'de gösterilmektedir.

$$\forall i \leq NP: X_{i, L+1} = \begin{cases} U_{i, L+1} & \text{eğer } F^k(U_{i, L+1}) \leq F^k(X_{i, L}) \\ X_{i, L} & \text{diğer durumda} \end{cases} \quad (1.67)$$

1.4.2. Armoni Arama (HS) Algoritması

İlk olarak Geem (2000) tarafından geliştirilen HS algoritması, müzik icrası sırasında müzisyenlerin en iyi armoniyi bulmak için izledikleri süreci taklit eden sezgisel bir optimizasyon algoritmasıdır. Bu süreç müzikal olarak memnuniyet verici armoniyi (mükemmel durum) estetik bir standarda uygun olarak elde etme çabasıdır. Müzisyenler beste yaparken kullandıkları enstrümanlar vasıtasıyla farklı armoniler elde ederler. Bu armoniler içinde tecrübelerine göre beğenmediklerini elerken, iyi olanları daha iyi armoniler elde etmek için kullanırlar (Değertekin, 2011). Her bir enstrümanın tınısı estetik kaliteyi belirlediğinden akort işlemi uygulanarak enstrümanın tınısı ayarlanır. Böylece farklı tınların değişik kombinasyonları denenerek daha iyi bir armoni elde edilmeye çalışılır.

Bu süreç ile optimizasyon algoritması arasında ilişki kurulduğunda her enstrüman bir tasarım değişkenini ve elde edilen armoni ise amaç fonksiyonu değerini göstermektedir. Algoritma önceden belirlenen sayıda armoni geliştirilince sonlandırılır. Armoni geliştirme, armoni hafızasının geliştirilmesi ve ses düzeltilmesi işlemlerinin yapılmasıyla sağlanır.

1.4.2.1. Armoni Hafıza Geliştirme

Armoni hafıza (HM), armoni hafıza kapasitesi (HMS) kadar rastgele üretilen tasarımdan meydana gelen bir matris olarak aşağıdaki gibi verilebilir (Geem, 2000).

$$[HM] = \begin{bmatrix} X_{11} & X_{21} & \dots & \dots & X_{TD1} \\ X_{12} & X_{22} & \dots & \dots & X_{TD2} \\ \vdots & \vdots & \dots & \dots & \vdots \\ X_{1HMS} & X_{2HMS} & \dots & \dots & X_{TDHMS} \end{bmatrix} \begin{matrix} \rightarrow \\ \rightarrow \\ \rightarrow \\ \rightarrow \\ \rightarrow \end{matrix} \begin{matrix} F^k(X_1) \\ F^k(X_2) \\ \vdots \\ \vdots \\ F^k(X_{HMS}) \end{matrix} \quad (1.68)$$

Bu matriste her satır bir tasarım vektörünü, her sütün ise bir tasarım değişkenini göstermektedir. Armoni hafızasındaki tasarım vektörleri amaç fonksiyonundan almış oldukları uygunluk değerlerine göre sıralanmıştır. Bir minimum optimizasyon problemi için ilk satırdaki tasarım amaç fonksiyonundan en küçük değeri alan tasarımdır. Bu armoni hafıza matrisinin oluşum amacı elde edilen iyi tasarımları koruma altına almak ve bu tasarımlardan yararlanarak daha iyi tasarımlar elde etmektir.

Yeni bir armoni ya da tasarım geliştirilirken armoni hafızadan yararlanılır. Yeni tasarımdaki ilk tasarım değişkeni $HMCR$ hafıza kullanma oranı değerine bağlı olarak ya

armoni hafıza matrisinde mevcut olan ilk tasarım değişkenlerinden ya da uygun aralıktan (1- $HMCR$) olasılıkla rastgele seçilir. Örneğin, $HMCR=0.9$ değeri için tasarım değişkeni %90 armoni hafıza matrisinden seçilirken %10 olasılıkla rastgele üretilir. Yeni tasarımın diğer değişkenleri de aynı şekilde belirlenir. Bu işlem aşağıdaki gibi yapılır:

$$X_{j_i,L+1} = \begin{cases} X_{j_i,L+1} \in \{X_{j_1}, X_{j_2}, \dots, X_{j_{HMS}}\} & \text{eğer } rand_j \leq HMCR \\ X_{j_i,L+1} \in X_{j_i,L} & \text{eğer } rand_j > HMCR \end{cases} \quad (1.69)$$

Yeni tasarımın oluşumunda armoni hafızadan seçilen tasarım değişkeni için ses düzeltilmesi yapılır. Elde edilen yeni tasarımın amaç fonksiyonundan aldığı uygunluk değeri armoni hafızadaki en kötü tasarımdan daha iyi ise bu tasarımlar yer değiştirir ve armoni hafıza tekrar sıralanır (Geem, 2001).

1.4.2.2. Ses Düzeltmesi

Yeni tasarım elde edilirken armoni hafızadan seçilen tasarım değişkenine PAR ses düzeltme oranına bağlı olarak ses düzeltilmesi yapılır. Bu düzeltmenin amacı mevcut tasarıma komşu olan tasarımları da araştırmaktır. Düzeltme aşağıdaki şekilde uygulanır:

$$X_{j_i,L+1} = \begin{cases} X_{j_i,L+1} + rand_j b_w & \text{eğer } rand_j \leq PAR \\ X_{j_i,L+1} & \text{eğer } rand_j > PAR \end{cases} \quad (1.70)$$

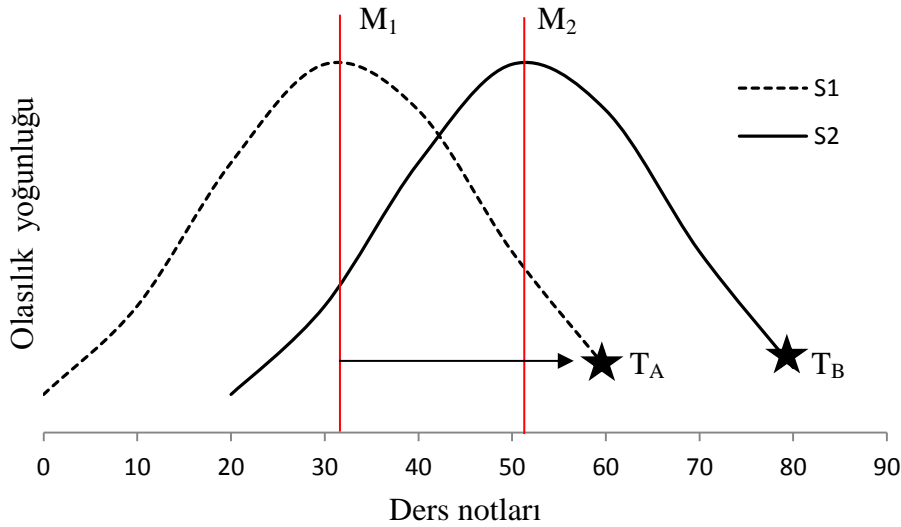
Denklemdaki b_w , bant genişliğini göstermektedir. Bant genişliği b_w tasarım değişkeninin üst ve alt sınır değerleri arasındaki farkın %5'i olarak alınmaktadır. Bu çalışmada $HMCR=0.9$ ve $PAR=0.1$ olarak dikkate alınmıştır (Miguel ve Fadel, 2013).

1.4.3. Öğretme-Öğrenme Esaslı Optimizasyon (TLBO) Algoritması

İlk kez Rao vd. (2011) tarafından mekanik optimizasyon problemlerinin çözümünde kullanılan TLBO yöntemi bir sınıftaki geleneksel eğitim sürecinden esinlenerek geliştirmiştir. Öğretmen ve öğrencilerden oluşan sınıfta bilgi paylaşımı iki ana mekanizma ile gerçekleşebilir. Bunlardan biri öğretmen ve öğrenci arasındaki etkileşim mekanizması diğeri ise öğrencilerin kendi aralarındaki etkileşim mekanizmasıdır. Bu yöntemin esas amacı bu iki mekanizmayı kullanarak sınıftaki öğrencilerin ortalama performansını arttırmaktır. Bir optimizasyon problemiyle bu eğitim süreci arasında benzerlik kurulmak

istenirse öğrencilerin geçmeleri gereken dersler tasarım değişkenlerine, her bir ders için bilgi seviyesi tasarım vektörüne ve bu derslerin sınavlarından alınan notlar da amaç fonksiyonuna benzetilebilir.

Örneğin iki farklı öğretmenin (T_1 ve T_2) iki farklı sınıfta (S_1 ve S_2) aynı bilgi seviyesindeki öğrencilere aynı içerikteki bir dersi anlattıklarını düşünelim. Bu ders için iki farklı sınıftaki öğrencilerin almış oldukları sınav notları dağılımları Şekil 1.11’de gösterilmektedir. Öğrencilerin aldıkları notların dağılımının normal dağılım eğrisi şeklinde olduğunu kabul edelim. Şekil 1.11 incelendiğinde S_2 sınıfının notlarının S_1 sınıfının notlarından daha iyi olduğu ve bu sebeple T_2 adlı öğretmenin öğretme açısından T_1 adlı öğretmenden daha başarılı olduğu söylenebilir. Bir başka ifadeyle sınıf not ortalaması daha yüksek olan öğretmenin daha başarılı bir öğretmen olduğu söylenebilir ($M_2 > M_1$). Ek olarak yüksek sınav notu alan öğrencilerin kendi aralarındaki bilgi aktarımının daha kuvvetli olduğu söylenebilir.



Şekil 1.11. İki farklı sınıftaki öğrencilerin aldığı notların dağılımı

Öğretmenler toplumunda kendi alanlarında bilgili insanlar olarak kabul edildiğinden S_1 ve S_2 sınıflarında en iyi notlara sahip olan T_A ve T_B ile gösterilen öğrenciler kendi sınıflarının öğretmeni olarak kabul edilirler. Her öğretmen, kendi bilgi ve tecrübesini öğrencileriyle paylaşarak sınıfının başarı seviyesini olabildiğince arttırmayı ve yüksek sınav notları aldırılmayı amaçlamaktadır. Bu sebeple sınıftaki ortalama başarı durumunun öğretmenin bilgi seviyesine bağlı olduğu söylenebilir. Bununla birlikte öğretmen bilgi

seviyesi ne kadar yüksek olursa olsun sınıftaki öğrencilerin de öğretmen tarafından kendilerine aktarılan bilgileri kavrayabilecek kapasitede olmaları gerekmektedir. Öğrencilerin kapasitesi sınıf not ortalamasıyla ilişkilendirilir. Sonuç olarak, öğretmenin bilgi seviyesi ve öğrencilerin kapasitesi arasında sürekli bir etkileşim bulunmaktadır (Rao vd., 2011). Şekil 1.11’de görüleceği üzere, S_1 sınıfının öğretmeni T_A , sınıfının not ortalaması M_1 ’i S_2 sınıfının not ortalaması M_2 ’ye yaklaştırmak için maksimum gayret sarf eder ve başarılı olması halinde sınıfın en başarılı öğrencisi T_B sınıfın yeni öğretmeni olur. Bu sürecin bu şekilde sürdürülmesi öğretmenin ve aynı zamanda sınıfın başarısının sürekli olarak artırılmasını sağlar.

Sonuç olarak öğretim ve öğrenme aşamaları eğitim sürecinde başarının artırılmasında gerçekleştirilen iki temel aşamadır. Bu aşamaların matematiksel ifadeleri aşağıda verilmektedir.

1.4.3.1. Öğretim Aşamaları

Bu aşamada sınıf öğretmenin öğrencilerin bilgi seviyelerini kendi bilgi seviyesine yakın bir duruma getirebilmek için uygulamış olduğu öğretim sürecinin modellenmesi amaçlanmaktadır. Bu süreç matematiksel olarak aşağıdaki gibi ifade edilebilir (Camp, 2014).

$$X_{ji,L+1} = X_{ji,L} \pm \Delta_{j,L} \quad (1.71)$$

$$\Delta_{j,L} = T_F \times rand_j |M_{j,L} - T_{j,L}| \quad (1.72)$$

Burada X_{ji} i ’inci tasarım vektörünün j ’inci tasarım değişkenini, $\Delta_{j,L}$ her bir tasarım değişkeni için öğretmen ile sınıf ortalaması arasındaki farkı göstermektedir. \pm işareti ise her zaman öğrencinin seviyesinin öğretmenin seviyesine yaklaşmasını sağlayacak şekilde seçilmelidir. Ayrıca T_F öğretim faktörünü, $M_{j,L}$ sınıf ortalamasını, ve $T_{j,L}$ ise öğretmenin durumunu göstermektedir. Bu optimizasyon yönteminde tek uyarlanabilir parametre T_F öğretim faktörüdür. Rao vd. (2011) tarafından $T_F=2$ değerinin alınmasının uygun olduğu çalışmalarında tavsiye edilmiş ve bu çalışmada da bu değer kullanılmıştır. TLBO iteratif bir süreç olduğundan her bir öğretim sürecinin sonunda en iyi öğrenci yeni öğretim süreci için öğretmen durumuna geçmektedir. Sınıf ortalamasının hesaplanması sınıfın bir sonraki adımdaki başarı durumunu etkilemektedir.

Rao vd. (2011) yöntemin elde edilmesinde sınıf ortalamasını aşağıdaki gibi hesaplamıştır.

$$M_{j,L} = \frac{1}{NP} \sum_{i=1}^{NP} X_{ji,L} \quad (1.73)$$

Burada NP sınıftaki öğrenci sayısını göstermektedir.

1.4.3.2. Öğrenme Aşaması

Sınıfın genel performansını arttıran diğer eğitim süreci öğrencilerin kendi aralarındaki etkileşimdir. Sınıf içindeki rastgele iki öğrenciden biri diğerinden daha bilgili ise bu ikisi arasındaki etkileşim az bilgili öğrencinin bilgi seviyesinin artmasına sebep olur. Öğrenme aşamasında aşağıdaki adımlar gerçekleştirilir.

- Sınıftan rastgele p ve q adlarındaki iki öğrenci seçilir.
- Bu öğrencilerin sınıf başarı durumları hesaplanır.
- Eğer p öğrencisi q öğrencisinden daha başarılı ise

$$X_{jp,L+1} = X_{jp,L} + rand_j [X_{jp,L} - X_{jq,L}] \quad (1.74)$$

- Eğer q öğrencisi p öğrencisinden daha başarılı ise

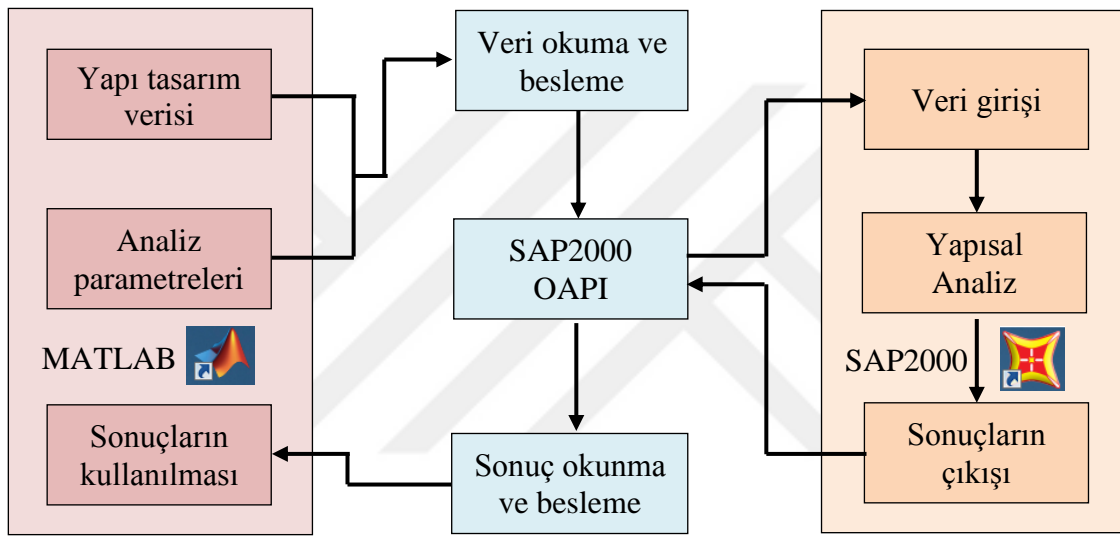
$$X_{jp,L+1} = X_{jp,L} + rand_j [X_{jq,L} - X_{jp,L}] \quad (1.75)$$

Şeklinde matematiksel olarak ifade edilen bilgi paylaşımı gerçekleştirilir. Her iki durumda da p öğrencisi daha iyi performans sergileyecek şekilde yönlendirilir.

1.5. SAP2000 Açık Uygulama Programlama Arayüzü (OAPI)

Yapı mühendisliğinin ihtiyaçlarını karşılayabilecek yeni, daha doğru ve dolayısıyla daha karmaşık yöntemler gelişirken mevcut yöntemlerin uygulamasının basitleştirilme ihtiyacı ve geliştirilmiş hesaplama yöntemlerinin etkili kullanımı sağlanmalıdır. Böylece günlük işlerin gerçekleştirilmesindeki verimlilik ve kalite artırılabilir. Bu kapsamda SAP2000 yapısal analiz programına eşlik eden SAP2000 OAPI (Açık Uygulama Programlama Arayüzü) özelliği SAP2000 programının sadece yapısal analiz amacıyla kullanımının ötesinde daha geniş araştırma alanlarında kullanımına imkan sağlamaktadır.

SAP2000 Açık Uygulama Programlama Arayüzü (OAPI), SAP2000 yapısal analiz yazılımının analiz ve tasarım teknolojisine etkili ulaşım sağlamayı amaçlayan bir programlama aracıdır. Bu amacı üçüncü bir uygulamanın SAP2000 programıyla doğrudan bağ kurmasına imkân sağlayarak gerçekleştirir. Bu bağ Şekil 1.12’de gösterilen veri akışıyla sağlanır. Ayrıca OAPI’nin kullanımı SAP2000 programına eklenti geliştirebilme imkânı da sağlayarak programın kullanılabilirliğini artırır. Bilgisayar programlama açısından OAPI, SAP2000 programının çalışmasını uzaktan kontrol edebilen nesne ve fonksiyonların toplamına ulaşım imkânı sağlayan yazılım kütüphanesinden oluşmaktadır.



Şekil 1.12. Programlar arası tipik veri akışı

OAPI'nin sağladığı temel özellikler aşağıdaki gibi özetlenebilir (Sextos ve Balafas, 2011):

- SAP2000 tasarım ve analiz metotları ile direk, hızlı ve güvenilir eşleşme sağlar,
- Analiz öncesi ve sonrası prosedürlerden yararlanma imkânı sağlayan iki yönlü veri akışı sağlar,
- Büyük modellerle çalışırken ara dosyalara ihtiyaç duymayarak veri değişim süresini azaltır,
- Birçok programlama diliyle uyumludur,
- Özel arayüz geliştirme imkânı sağlayarak SAP2000 programını kullanıcının ihtiyacına uygun hale getirme imkânı sağlar,
- Üçüncü bir uygulamanın yapısal modeli kontrol etmesine ve veri transferi gerçekleştirmesine olanak sağlar.

Yukarıdaki özelliklerin yeni bir hesaplama aracının geliştirilmesi amacıyla kullanılması programlama bilgisine ve becerisine ihtiyaç duymaktadır. SAP2000 OAPI'nin en önemli özelliklerinden biri de Visual Basic.NET, Visual Basic Applications (VBA), Visual C#, Visual C++, Visual Fortran ve MATLAB gibi birçok modern yazılım geliştirme dillerinin kullanımına imkân sağlamasıdır. Böylece kullanıcı kendi amaçlarına uygun arayüzü bu programlama dillerinden herhangi biriyle gerçekleştirebilir. Bu çalışma kapsamında kullanılacak olan arayüz programları MATLAB yazılım dili kullanılarak geliştirilmiştir.

1.6. Kule Tipi Yapılar

Sanayi bacaları, ayaklı su depoları, soğutma kuleleri ve rüzgâr türbini kuleleri akla ilk gelen kule tipi yapılardır (Şekil 1.13). Kule tipi yapıların en belirgin özelliği oldukça yüksek ve narin olmalarıdır. Yükseklikleri yanında bazıları oldukça geniş çaplarda bazıları ise oldukça küçük çaplarda inşa edilebilmektedir. Örneğin, aynı yükseklik için doğal soğutma kuleleri 100 m çapa ulaşırken sanayi bacaları 2-3 m çapında olabilmektedir. Bu sebeple soğutma kuleleri narin kabuk davranışı sergilerken sanayi bacaları narin kiriş benzeri bir davranış sergilemektedir.



Soğutma kulesi



Rüzgâr türbin kulesi



Sanayi bacası

Şekil 1.13. Çeşitli kule tipi yapılar

Rüzgâr türbin yapıları da sanayi bacalarına benzer davranış sergilemektedir. Bu çalışma kapsamında soğutma kuleleri ve rüzgâr türbin kuleleri yapı-zemin etkileşimi açısından incelenecek kule tipi yapılarıdır.

1.7. Rüzgâr Yüğü Hesabı

Çalışma kapsamında incelenen aksenal simetrik kule tipi yapılara etkiyen rüzgâr yüğü, rüzgârın düşey dağılımı yanında açısıl dağılımına da oldukça bağıdır. Düşeydeki dağılımı büyük oranda bölgesel iklim koşullarına ve zemin yüzeyindeki düzensizliklere bağı iken açısıl dağılımı yapı yüzeyindeki pürüzlülük oranına bağıdır. Çalışmada dikkate alınan rüzgâr yüğü ASCE 7-05 standardına uygun olarak aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

$$F_w(z) = q_p(z)G_f C_{pe}(\theta) \quad (1.76)$$

burada $q_p(z)$ rüzgâr basıncını, G_f fırtına etkisi faktörünü, C_{pe} açısıl basınç dağılım katsayısını göstermektedir. Rüzgâr basıncı (N/m^2) aşağıdaki denklem kullanılarak hesaplanır:

$$q_p(z) = 0.613K_z(z)K_{zt}K_dV^2I \quad (1.77)$$

Yükseklığe bağı olan K_z katsayısı aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$K_z = \begin{cases} 2.01(z/z_g)^{2/\alpha} & \text{eğer } 4.57 \leq z \leq z_g \\ 2.01(4.57/z_g)^{2/\alpha} & \text{eğer } z < 4.57 \text{ m} \end{cases} \quad (1.78)$$

Düz ve açık arazide bulunan yapılar için $\alpha = 11.5$ ve $z_g = 213.36$ m alınır. Düz araziler için $K_{zt} = 1.0$ ve dairesel kuleler için yön faktörü $K_d = 0.95$ olarak alınır. Ayrıca yapı önem katsayısı I rüzgar türbini için 1 soğutma kulesi için 1.5 olarak dikkate alınır, V ise 10 m yükseklikteki 3-saniyelik ortalama temel rüzgâr hızını göstermektedir. Fırtına etkisi faktörü kulenin temel doğal frekansına bağıdır. Bu sebeple analiz sürecinde kulenin önce serbest titreşim analizi yapılır gerekli frekans değerleri elde edildikten sonra rüzgar yüklemesi yapılır. Bu faktörü hesaplamak için aşağıdaki denklem kullanılır:

$$G_f = 0.925 \left(\frac{1 + 1.7I_{\bar{z}} \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2}}{1 + 1.7g_V I_{\bar{z}}} \right) \quad (1.79)$$

Burada $g_Q = 3.4$ ve $g_V = 3.4$ olarak alınırken rezonans faktörü g_R yapının birinci doğal frekansı f_1 (Hz) 'e bağlı olarak aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$g_R = \sqrt{2 \ln(3600f_1)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln(3600f_1)}} \quad (1.80)$$

Kulenin 10 m yüksekliğindeki türbülans yoğunluğunu ifade eden $I_{\bar{z}}$ ise

$$I_{\bar{z}} = c \left(\frac{10}{\bar{z}} \right)^{1/6} \quad (1.81)$$

olarak hesaplanır. Burada $c = 0.15$ olarak düz ve açık araziler için kabul edilen türbülans yoğunluğudur. $\bar{z} = 0.6H$ olarak alınırken H kule yüksekliğini göstermektedir. Rezonans tepki faktörü R_{tf} aşağıdaki denklem ile elde edilir:

$$R_{tf} = \sqrt{\frac{1}{\beta_s} R_n R_h R_B (0.53 + 0.47R_L)} \quad (1.82)$$

Burada $\beta_s = 0.02$ varsayılan yapısal sönüm oranını gösterirken diğer değişkenler aşağıdaki denklemler kullanılarak hesaplanır:

$$N^* = \frac{f_1 L_{\bar{z}}}{\bar{V}_{\bar{z}}} \quad (1.83)$$

$$R_n = \frac{7.47N^*}{(1 + 10.3N^*)^{5/3}} \quad (1.84)$$

$$L_{\bar{z}} = l \left(\frac{\bar{z}}{10} \right)^{0.125} \quad (1.85)$$

Düz ve açık araziler için $l = 198.2$ m olarak alınır.

$$\bar{V}_{\bar{z}} = 0.8 \left(\frac{\bar{z}}{10} \right)^{0.11} V \quad (1.86)$$

$$R_h = \frac{1}{4.6f_1 \frac{H}{\bar{V}_z}} - \frac{\left(1 - e^{-2\left(4.6f_1 \frac{H}{\bar{V}_z}\right)}\right)}{2\left(4.6f_1 \frac{H}{\bar{V}_z}\right)^2} \quad (1.87)$$

$$R_B = \frac{1}{4.6f_1 \frac{B}{\bar{V}_z}} - \frac{\left(1 - e^{-2\left(4.6f_1 \frac{B}{\bar{V}_z}\right)}\right)}{2\left(4.6f_1 \frac{B}{\bar{V}_z}\right)^2} \quad (1.88)$$

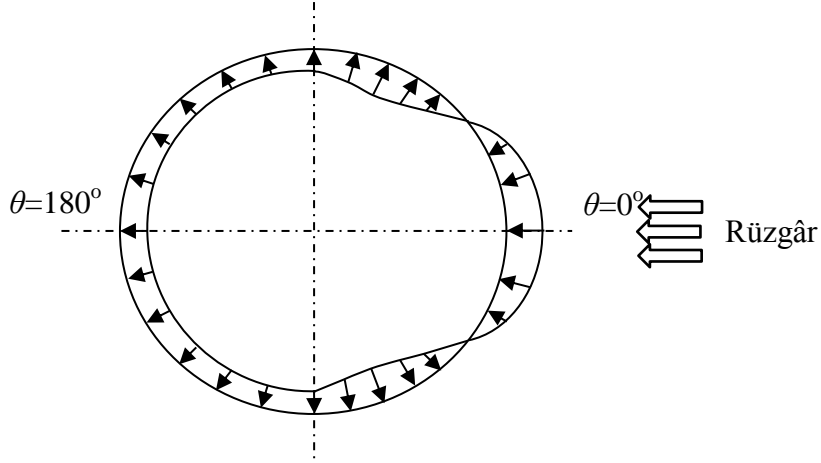
$$R_L = \frac{1}{15.4f_1 \frac{L}{\bar{V}_z}} - \frac{\left(1 - e^{-2\left(15.4f_1 \frac{L}{\bar{V}_z}\right)}\right)}{2\left(15.4f_1 \frac{L}{\bar{V}_z}\right)^2} \quad (1.89)$$

Dairesel kesit için B ve L kulenin ilgili yüksekliğindeki dış çap değerine eşittir. Doğal tepki faktörü Q ise aşağıdaki denklem ile hesaplanır:

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1 + 0.63 \left(\frac{B + H}{L_z}\right)^{0.63}}} \quad (1.90)$$

Duvar kalınlığının çapına oranı oldukça küçük olan soğutma kulesi gibi ince cidarlı aksenal simetrik yapıların davranışları çevresel kuvvetlerin dağılımına bağlıdır. Bu tür yapılarda açısız rüzgâr dağılımı yüzey pürüzlülüğüne bağlı olarak değişmektedir. Yüzey pürüzlülüğüne bağlı rüzgâr dağılımının belirlenmesine yönelik birçok çalışma yapılmıştır. Bu çalışmalar neticesinde rüzgâr açısız dağılımının Şekil 1.14'deki gibi rüzgâr eksenine göre simetrik olduğu sonucuna varılmıştır.

Yapılan çalışmalar sonucunda yüzey pürüzlülük oranına bağlı olarak elde edilen açısız dağılım fonksiyonları Tablo 1.3'de verilmektedir. Yüzey pürüzlülük oranı, k_r/a , kule duvar yüzeyinde dışa doğru kule boyunca yapılan küçük kirişlerin kalınlıkları (k_r) ile aralarındaki mesafenin (a) oranı olarak tanımlanmaktadır. Farklı pürüzlülük oranına göre Tablo 1.3'deki değişkenlerin değerleri Tablo 1.4'de verilmektedir.



Şekil 1.14. Simetrik rüzgâr basıncı dağılımı

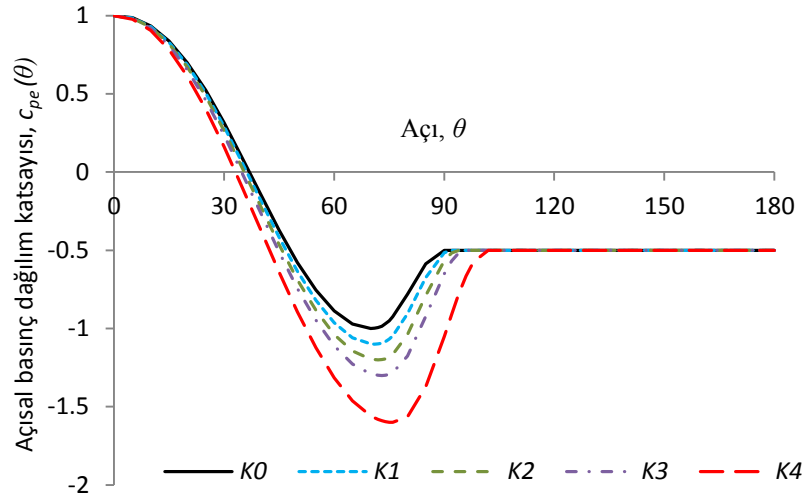
Tablo 1.3. Rüzgâr basıncı açısıl dağılım katsayısı (C_{pe}) fonksiyonları

Açı	Fonksiyon
$0 \leq \theta \leq 70 + \alpha_k$	$1 - (2 + 0.1\alpha_k) \left(\sin \frac{90}{70 + \alpha_k} \theta \right)^{m_1}$
$70 + \alpha_k \leq \theta \leq 90 + 2\alpha_k$	$-(1 + 0.1\alpha_k) + (0.5 + 0.1\alpha_k) \left[\sin \left[\frac{90}{20 + \alpha_k} (\theta - 70 - \alpha_k) \right] \right]^{2.395}$
$90 + 2\alpha_k \leq \theta \leq 180$	-0.5

Farklı yüzey pürüzlülük değerleri için elde edilen simetrik rüzgâr açısıl basınç dağılım katsayısı eğrileri Şekil 1.15’de gösterilmektedir. Bu çalışmada pürüzsüz yüzey durumu dikkate alınmaktadır.

Tablo 1.4. Farklı yüzey pürüzlülük değerleri için değişkenler

Yüzey durumu	Eğri	k_r/a	α_k	m_1
Pürüzlü	<i>K0</i>	0.025- 0.100	0	2.267
	<i>K1</i>	0.016- 0.025	1	2.239
	<i>K2</i>	0.010- 0.016	2	2.205
	<i>K3</i>	0.006- 0.010	3	2.166
Pürüzsüz	<i>K4</i>	-	6	2.085



Şekil 1.15. Farklı yüzey pürüzlülük durumları için rüzgâr açısız basınç dağılımları

1.1. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Tez çalışmasının amacı yapı-zemin etkileşiminin dairesel kesitli kule tipi yapıların serbest titreşim, statik ve dinamik davranışı yanında optimum tasarımları üzerindeki etkilerini incelemektir. Bu amaçla soğutma kulesi ve rüzgâr türbin kulesi çalışma kapsamında incelenmektedir. Yapı-zemin etkileşiminde sonsuz rijit mesnet, Gazetas ve geliştirilmiş Vlasov zemin modelleri dikkate alınmaktadır. Yapısal optimizasyon çözümlerinin elde edilmesinde ise Diferansiyel Gelişim, Armoni Arama ve Öğretme-Öğrenme Esaslı Optimizasyon yöntemleri kullanılmaktadır.

Yapı-zemin etkileşiminin dikkate alınmadığı sonsuz rijit mesnet durumunda yapının temel tabanında herhangi bir dönme ve yer değiştirmenin olmadığı kabul edilmektedir. Tek parametre ile tanımlanan Gazetas zemin modelinde zemin elastik birbirinden bağımsız yaylar ile temsil edilmektedir. Geliştirilmiş Vlasov zemin modelinde ise yaylar arasındaki etkileşim dikkate alınmakta ve zemini tanımlayan parametreler üst yapıdan aktarılan yükler ile zeminin rijit tabakaya kadar olan derinliğine ve zeminin malzeme özelliklerine bağlı olarak hesaplanmaktadır.

Çalışma kapsamında farklı geometrik özelliklere sahip hiperbolik soğutma kulesinin farklı mesnet durumları altında serbest titreşim, rüzgâr etkisi altında statik ve deprem etkisinde dinamik analizleri yapılmaktadır. Serbest titreşim analizleri sonucunda elde edilen frekans değerleri, statik ve dinamik analizler sonucunda ise elde edilen kesit tesirleri

farklı mesnet durumları için karşılaştırmalı olarak incelenmektedir. Rüzgâr yüklemesi MATLAB dilinde geliştirilen bir program aracılığıyla ASCE 7-05'e uygun olarak hesaplanmaktadır. Deprem analizleri ise lineer mod birleştirme yöntemi kullanılarak yapılmaktadır.

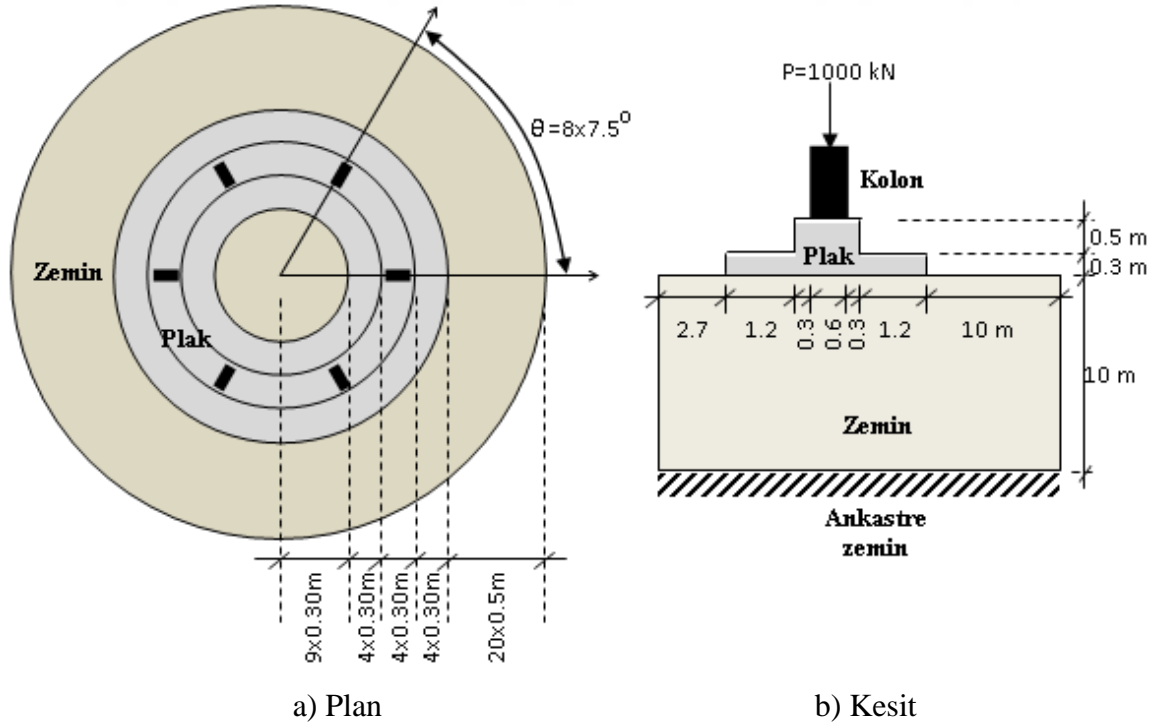
Hiperbolik soğutma kulesine ek olarak çalışma kapsamında rüzgar türbin kulesinin optimum boyutları üç farklı mesnet durumu için minimum maliyetli olacak şekilde üç farklı sezgisel optimizasyon algoritması kullanılarak elde edilmektedir. Dikkate alınan türbin 1.5 MW enerji kapasitesinde olup, konik çelik kule ve dairesel betonarme temel ile taşınmaktadır. Optimum tasarımlar IEC 61400-1 standardında tanımlanan farklı tasarım rüzgâr hızları için elde edilmektedir. Optimizasyon sürecinde IEC 61400-1 ve ANSI/AISC 360-05 standartlarına uygun yer değiştirme, frekans ve çeşitli gerilme sınırlayıcıları dikkate alınmaktadır.

Çalışma kapsamında ihtiyaç duyulan sayısal modeller sonlu eleman yöntemini kullanan SAP2000 ticari yapısal analiz programı yardımıyla elde edilmektedir. Analiz programının arayüzünde geliştirilmiş Vlasov zemin modeli, herhangi bir sezgisel optimizasyon algoritması ve kule tipi yapılar için otomatik rüzgar yüklemesi mevcut değildir. Ancak program kullanıcıya Açık Uygulama Programlama Arayüzü (OAPI) vasıtasıyla programın işleyişine müdahalede etme imkânını sağlamaktadır. Bu sebeple çalışma kapsamında MATLAB programlama dili kullanılarak geliştirilmiş Vlasov zemin modeli ve DE, HS, TLBO sezgisel optimizasyon algoritmaları SAP2000 programına entegre edilmektedir. Ayrıca karmaşık geometrik özellikler ve rüzgâr dağılımı geliştirilen MATLAB-OAPI programları aracılığıyla sonlu eleman modeline pratik olarak uygulanmaktadır. Geliştirilen programların doğruluğu literatürde daha önce incelenmiş elastik zemine oturan dairesel plak, kolon tabanında sonsuz rijit soğutma kulesi, 25 elemanlı uzay kafes ve takviyeli rüzgâr türbin kulesi problemleri çözülerek test edilmektedir.

2.YAPILAN ÇALIŞMALAR, BULGULAR VE İRDELEME

2.1. Elastik Zemin Modeli İçin Geliştirilen Programın Kontrolü

Geliştirilmiş Vlasov elastik zemin modeli için kodlanan programın doğruluğunun tespit edilmesi amacıyla daha önce Saygun ve Çelik (2003) tarafından incelenmiş olan, geometrisi ve yüklemesi Şekil 2.1’de gösterilen elastik zemine oturan halka plak örneği çözülmüştür. Plakın elastisite modülü 2.10^7 kN/m² ve Poisson oranı 0.16’dır. Zemin elastisite modülü kalınlık boyunca sabit olacak şekilde 80000 kN/m² ve, Poisson oranı 0.25 alınmaktadır. Yapısal analizinde sonlu eleman ağı, sistemin açısıl yönde 48 ve radyal yönde 41 elemana bölünmesiyle elde edilmektedir. Elde edilen zemin parametreleri, yer değiştirme ve maksimum momentler Tablo 2.1’de verilmektedir. Tablodaki değerler incelendiğinde sonuçların birbirine çok yakın olduğu görülmektedir. Bu sebeple geliştirilen programın doğruluğu tespit edilip yapı-zemin etkileşimli problemlerin analizlerinde güvenle kullanılabileceği kanıtlanmıştır.



Şekil 2.1. Elastik zemine oturan halka plak

Tablo 2.1. Geliştirilmiş Vlasov zemin model parametreleri, zemin merkez yer değiş-tirmesi ve $\theta=0^{\circ}$ 'de plak maksimum momentleri

Referans	γ	k (kN/m ³)	$2t$ (kN/m)	w (mm)	M_r (kN.m)	M_{θ} (kN.m)
Saygun and Çelik (2003)	1.323	10081.85	86809.74	2.40	180	368
Bu çalışma	1.326	10086.62	86719.06	2.45	186	377

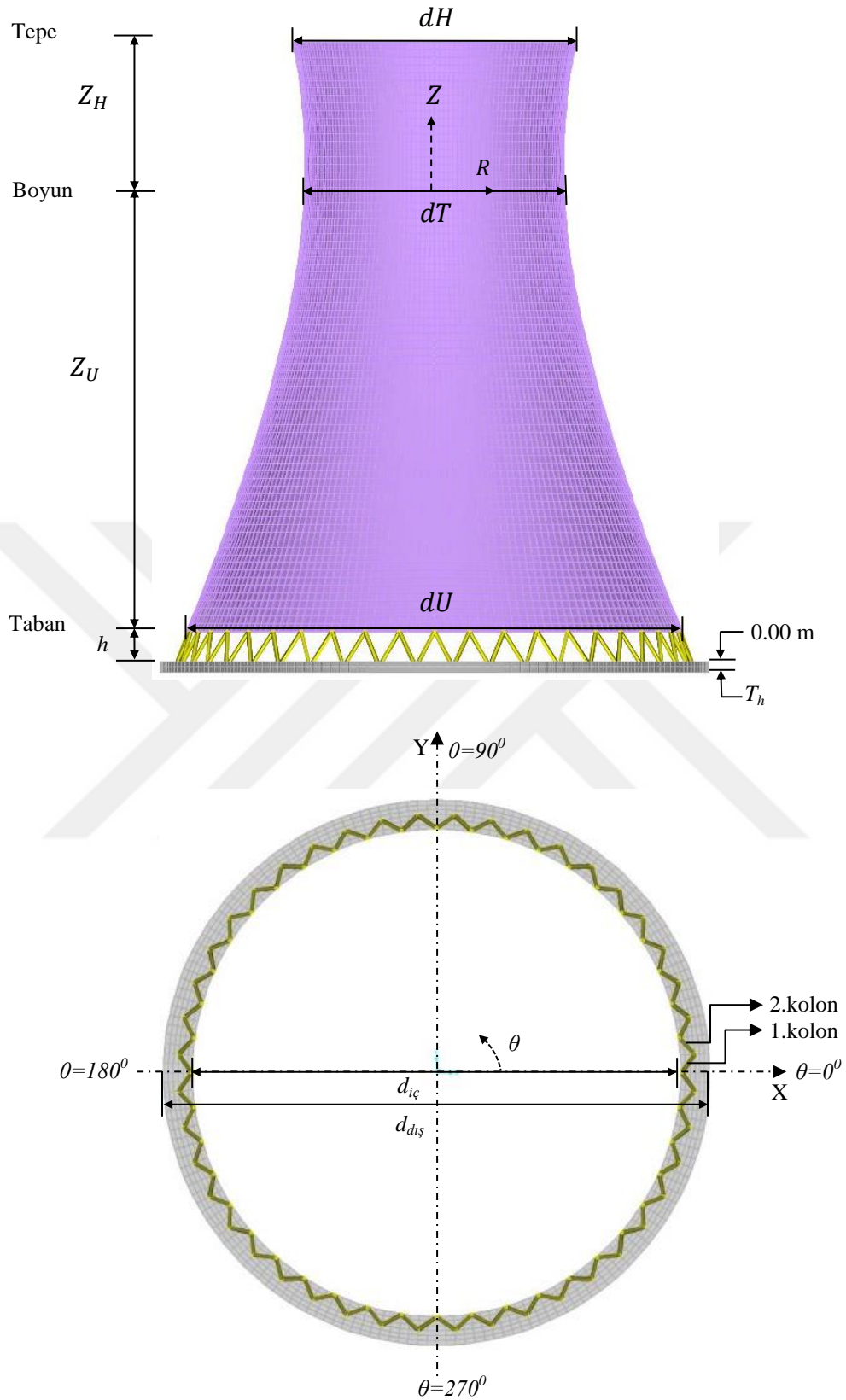
2.2. Elastik Zemine Oturan Soğutma Kulesi Yapısal Analizi

2.2.1. Geometri ve Malzeme Özellikleri

Bu çalışma kapsamında serbest titreşim, statik ve dinamik analizleri gerçekleştirilen üç parametrelili geliştirilmiş Vlasov elastik zemin modeliyle tanımlanan zemine oturan hiperbolik soğutma kulesinin geometrik ve malzeme özellikleri Tablo 2.22'de verilmekte ve Şekil 2.2'de gösterilmektedir (Karisiddappa vd., 1998).

Tablo 2.2. Hiperbolik soğutma kulesinin geometrik ve malzeme özellikleri

Parametre Tanımı	Sembol	Değer
Boyun üstü uzunluk	Z_H	45.72 m
Boyun altı uzunluk	Z_U	112.776 m
Tepe çapı	d_H	76.2 m
Taban çapı	d_U	115.824 m
Boyun çapı	d_T	70.104 m
Kolon çiftleri arası açı	-	10°
Kolon çapları	-	1.2192 m
Kolon sayısı	-	72
Kolon yüksekliği	h	9.144 m
Temel genişliği	T_w	6.0 m
Temel yüksekliği	T_h	3.0 m
Temel iç çapı	$d_{iç}$	115.92 m
Temel dış çapı	$d_{dış}$	127.92 m
Kabuk elastisite modülü	-	27579040 kN/m ²
Kolon ve temel elastisite modülü	-	34473800 kN/m ²
Kabuk, kolon ve temel Poisson oranı	-	0.15
Kabuk, kolon ve temel özgül ağırlık	-	23.56 kN/m ³



Şekil 2.2. Hiperbolik soğutma kulesi geometrisi

Kulenin duvar geometrisi çift eğrilikli hiperbol olup aşağıda verilen hiperbolik denklem kullanılarak elde edilmektedir. Denklemdaki aksenal Z koordinatı kulenin boyun seviyesinden ölçülmektedir. Bütün boyutlar duvarın orta düzlemine göre elde edilmektedir.

$$4R^2/dT^2 - Z^2/b^2 = 1 \quad (2.1)$$

Denklemden R kabuk yarıçapını gösterirken, b kabuğun karakteristik parametresi olup üst eğrilik için Denklem 2.2 ve alt eğrilik için Denklem 2.3 kullanılarak elde edilmiştir.

$$b = dTZ_H/\sqrt{(dH^2 - dT^2)} \quad (2.2)$$

$$b = dTZ_U/\sqrt{(dU^2 - dT^2)} \quad (2.3)$$

Kule duvar kalınlığının temel üst kotundan ölçülen yükseklik boyunca değişimi Tablo 2.3'te verilmektedir. Soğutma kulesinin duvar eğriliğini ifade eden şekil parametresi K Denklem 2.4'deki gibi tanımlanmıştır. Şekil parametresinin alt ve üst eğrilikler için birim değer alması durumunda geometrik şekil silindir olmaktadır.

Tablo 2.3. Soğutma kulesi duvar kalınlığının yükseklik ile değişimi

Yükseklik (m)	Kalınlık (m)
9.144	1.2192
15.240	0.7620
30.480	0.3048
45.720	0.2895
60.960	0.2743
76.200	0.2590
91.440	0.2438
106.68	0.2286
121.920	0.2286
137.160	0.2286
152.400	0.2286
161.544	0.3048
166.116	0.3810
167.640	0.4053

$$K = 1 + \frac{dT^2}{4b^2} \quad (2.4)$$

2.2.2. Sonlu Eleman Modeli

Soğutma kulesi açısız yönde 144 ve yükseklik boyunca 60 kabuk sonlu eleman ağına bölünmüştür. Kabuk elemanların kalınlığı lineer olarak yükseklik boyunca Tablo 2.3'teki gibi değişmektedir. Kolonlar iki düğüm noktalı çerçeve eleman olarak modellenmiştir ve kolonların alt ve üst uçları kesişmektedir. Kolonların kabuk ve temelle birleşen alt ve üst düğüm noktalarında altı serbestlik derecesi bulunmaktadır. Dairesel sürekli betonarme kule temeli radyal yönde 6 ve kalınlık boyunca 5 katı elemana bölünmüştür. Sonlu eleman modelinde zemin çapı kule çapının 3 katı olarak dikkate alınmıştır. Zemin radyal yönde 100 ve açısız yönde 144 kabuk elemana bölünmüştür. Zemin kabuk elemanlara düşey doğrultuda alan yayları eklenmiştir. Kabuk, kolon ve temel yapısal elemanları için kullanılan malzeme özellikleri Tablo 2.2'de verilmektedir.

Kule için oluşturulan sonlu eleman modelinin doğruluğunun tespit edilmesi için literatürden alınan ve Tablo 2.2 ve Tablo 2.3'te özellikleri verilen kolon tabanında sonsuz rijit (tüm serbestlikleri tutulmuş) soğutma kulesi örneği incelenmiştir. Kolon ve kabuk iç kuvvetleri sadece yapının kendi ağırlığı dikkate alınarak elde edilmiştir. Tablo 2.4'de bu soğutma kulesi için kolon ve kabuk kuvvetleri yanında frekans değerleri de literatürdeki değerler ile karşılaştırılmıştır. Tablo 2.4 incelendiğinde değerlerin birbirine oldukça yakın olduğu ve bu nedenle kabuk ve çerçeve elemanlar kullanılarak geliştirilen sonlu eleman modelinin yeterli hassasiyette sonuçlar verdiği görülmektedir.

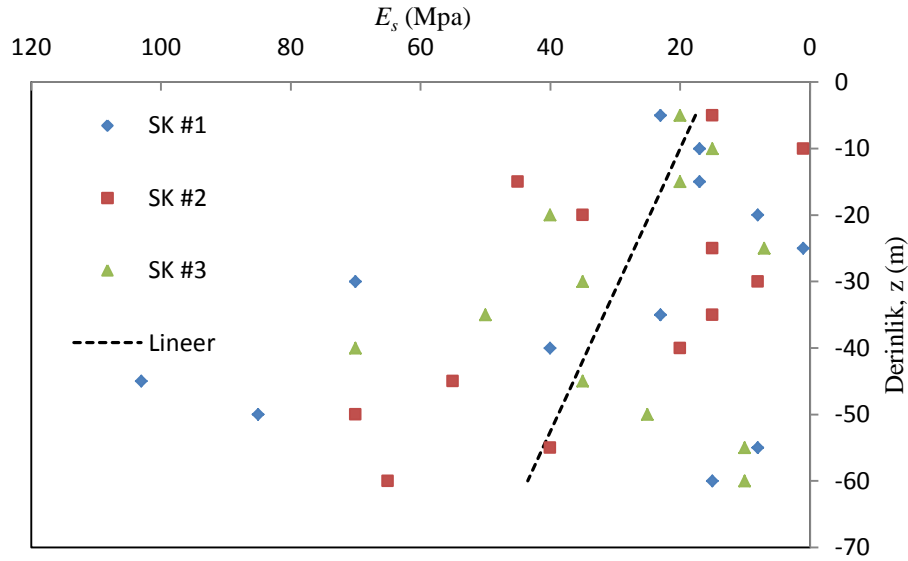
Tablo 2.4. Kolon tabanında sonsuz rijit soğutma kulesi için karşılaştırma

	Gould (2005)	Karisiddappa vd. (1998)	Bu çalışma
Kolon normal kuvvet (kN)	-5541.2	-5528.8	-5564.6
Kolon burulma momenti (kN.m)	10.1	9.6	9.9
Kabuk meridyenel kuvvet (taban seviyesinde) (kN/m)	875.6	915.2	879.4
Kabuk çevresel kuvvet (taban seviyesinde) (kN/m)	291.8	249.9	301.5
1. doğal mod frekans değeri (Hz)	0.842	-	0.838
Eğilme modu frekans değeri (Hz)	2.202	-	2.195

2.2.3. Elastik Zemin Özellikleri

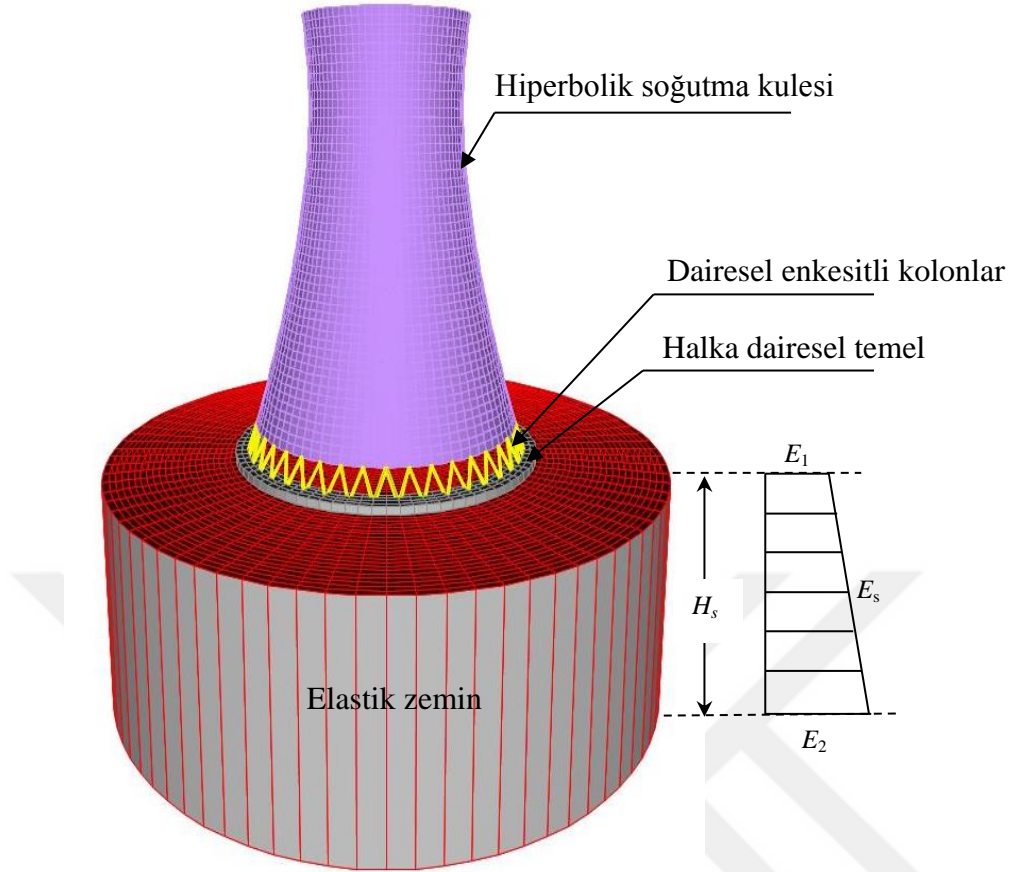
Çalışma kapsamında yapısal analizleri gerçekleştirilen soğutma kulesi ve rüzgar türbini yapılarının üzerinde oturduğu varsayılan zemin tabakasının elastisite modülü değişimi Şekil 2.3'te gösterilmektedir. Zeminin karakteri hakkındaki bilgiler Hammam ve Eliwa (2013) tarafından zeminin farklı bölgelerinde açılmış üç sondaj kuyusu (SK) aracılığıyla elde edilmiştir. Her 5.0 m'de bir 60 m derinliğe kadar veri okuması yapılmıştır. Şekil 2.3 incelendiğinde zemin elastisite modülünün derinlik boyunca dağınık olduğu herhangi bir eğilimde olmadığı fark edilmektedir. Bu sebeple çalışmada kullanılan üç parametrelili geliştirilmiş Vlasov zemin modelinde dağılımın lineer olduğu durum dikkate alınmaktadır. Lineer dağılım fonksiyonu da noktaları en iyi temsil eden lineer eğilim fonksiyonu olarak Denklem 2.5'teki gibi elde edilmiştir (Hammam ve Eliwa, 2013).

$$E_s(z) = 15.3 + 0.47 \times z \text{ (MPa)} \quad (2.5)$$



Şekil 2.3. Zemin elastisite modülünün E_s derinlik boyunca değişimi

Denklem 2.5 kullanılarak lineer değişimli geliştirilmiş Vlasov zemin modeli için zemin üst bölgesindeki elastisite modülü $E_1=15300$ kPa ve zemin alt bölgesindeki elastisite modülü $E_2=43500$ kPa olarak elde edilmektedir. Zeminin Poisson oranı zemin derinliği boyunca sabit tutulmakta ve değeri 0.3 alınmaktadır. Zemin modelinde dikkate alınan zemin derinliği (H_s) sondaj derinliği kadardır. Yapısal analizi gerçekleştirilecek kule-kolon-temel-zemin sistemi Şekil 2.4'de gösterilmektedir.



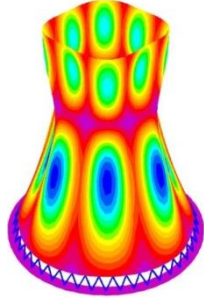
Şekil 2.4. Elastik zemine oturan soğutma kulesi modeli

2.2.4. Serbest Titreşim Analizi

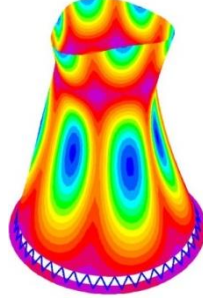
Çalışmanın bu bölümünde hiperbolik soğutma kulesinin serbest titreşim davranışları farklı mesnet durumları için incelenmiştir. Zemin derinliği boyunca elastisite modülü dağılımının lineer kabul edildiği geliştirilmiş Vlasov zemin modeli ve temel tabanında zemin etkileşiminin dikkate alınmadığı sonsuz rijit mesnet bu bölümde dikkate alınan iki farklı mesnet durumudur. Hiperbolik soğutma kulesi için sonsuz rijit mesnet kabulü durumunda elde edilen karakteristik mod şekilleri Şekil 2.5'te gösterilmektedir.

Şekilde verilen sayılar mod numaralarını göstermektedir. X ve Y eksenleri için aynı mod şekli olduğundan aynı şekil için iki farklı mod numarası verilmektedir. Mod numaraları ve şekilleri incelendiğinde açılal mod şekillerinin eğilme ve uzama mod şekillerine göre daha önce oluştuğu görülmektedir. Açılal mod şekilleri kule duvarının kule kesitinde net bir ötelenme meydana getirmeden göstermiş olduğu kabuk salınım hareketlerini temsil etmektedir. Eğilme ve uzama mod şekillerinde ise kule duvarında açılal herhangi bir deformasyon oluşmadan dairesel enkesitte net bir ötelenmenin meydana

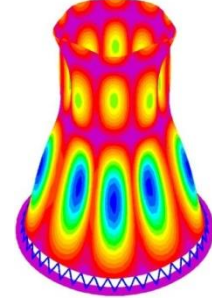
geldiği görülmektedir. Bu sebeple deprem analizlerinde etkili modlar konsol kiriş benzeri davranış gösteren eğilme ve uzama modlarıdır.



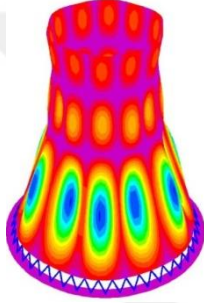
Mod 1,2



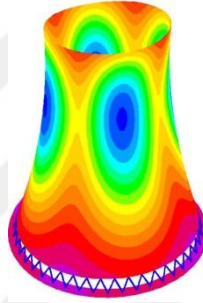
Mod 3,4



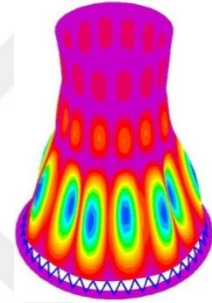
Mod 5,6



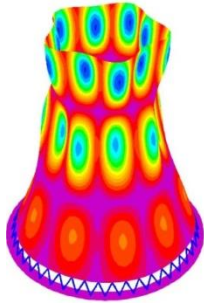
Mod 7,8



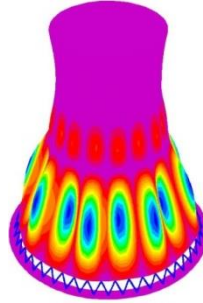
Mod 9,10



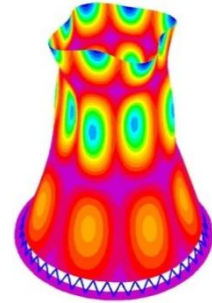
Mod 11,12



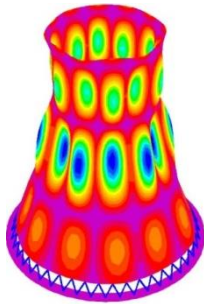
Mod 13,14



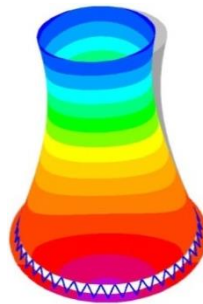
Mod 15,16



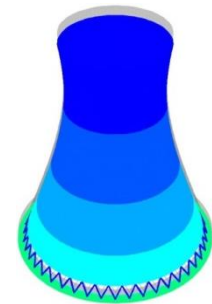
Mod 17,18



Mod 19,20



Mod 46,47 (LM)



Mod 204 (EM)

Şekil 2.5. Sonsuz rijit mesnetli hiperbolik soğutma kulesi için bazı mod şekilleri (LM: eğilme modu, EM: uzama modu)

Farklı zemin modelleri için soğutma kulesinde oluşan frekans değerleri Tablo 2.5’de verilmektedir. Parantez içindeki değerler mod numaralarını göstermektedir. Tablo 2.5 incelendiğinde geliştirilmiş Vlasov zemin modeli durumunda frekans değerlerinin sonsuz rijit mesnete göre önemli ölçüde azaldığı görülmektedir.

Tablo 2.5. Farklı mesnet durumları için frekans değerleri (Hz)

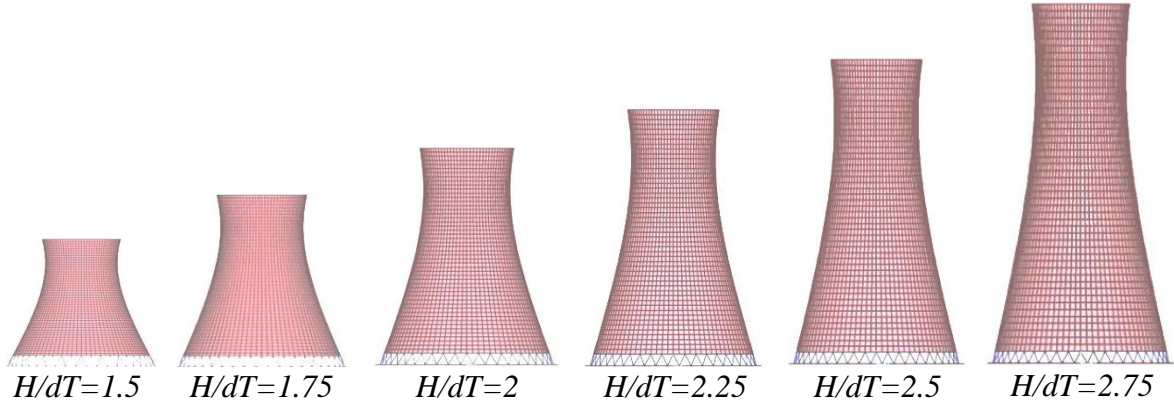
Mod numarası	Sonsuz rijit mesnet	Geliştirilmiş Vlasov model
1,2	0,828	0,548
3,4	0,945	0,613
5,6	1,074	0,646
7,8	1,118	0,847
9,10	1,200	0,997
<i>LM</i>	2,172 (46)	0,997 (10)
<i>EM</i>	5,656 (204)	1,859 (39)

2.2.5. Parametrik Serbest Titreşim Analizi

Bu bölümde soğutma kulesinin serbest titreşim davranışı yapının çeşitli geometrik özelliklerine bağlı olarak incelenmektedir. Kule yüksekliği, duvar kalınlığı, boyun çapı ve boyun seviyesi bu kapsamda değiştirilen geometrik parametrelerdir. Bu parametrelerdeki değişimlerin soğutma kulesinin frekans değerleri üzerindeki etkileri sonsuz rijit mesnet ve geliştirilmiş Vlasov zemin modeli için ayrı ayrı incelenmektedir. Çok sayıda yapısal analiz gerektiren bu parametrik çalışma, SAP2000 programının OAPI özelliğinden yararlanarak geliştirilen MATLAB programı tarafından otomatik ve hızlı bir şekilde gerçekleştirilmiştir.

Parametrik çalışma; kule yüksekliğinin boyun çapına oranı (H/dT), kule yarıçapının duvar kalınlığına oranı (R/t), boyun seviyesinin alt ve üst yüksekliklerinin oranı (Z_U/Z_H) ve boyun çapı ile değişen şekil parametresi K ’ya bağlı olarak gerçekleştirilmiştir.

İlk olarak kulenin narinlik durumunu ifade eden H/dT oranına 1.5 ile 2.75 arasında değerler verilerek inceleme yapılmaktadır. Bu aşamada boyun çapı (dT), boyun alt ve üst yükseklik oranı ($Z_U/Z_H=2.47$) sabit tutulmaktadır. Ayrıca değişen kule yüksekliğinin etkisini daha iyi anlayabilmek amacıyla duvar kalınlığı da $R/t=47.5$ oranına bağlı olarak değiştirilmektedir. Diğer geometrik değerler Tablo 2.2’deki gibi alınmaktadır. Farklı H/dT oranları için kulenin boyuna görünüşleri Şekil 2.6’deki gibi olmaktadır.



Şekil 2.6. Farklı narinlik oranları için soğutma kulesi görünüşleri

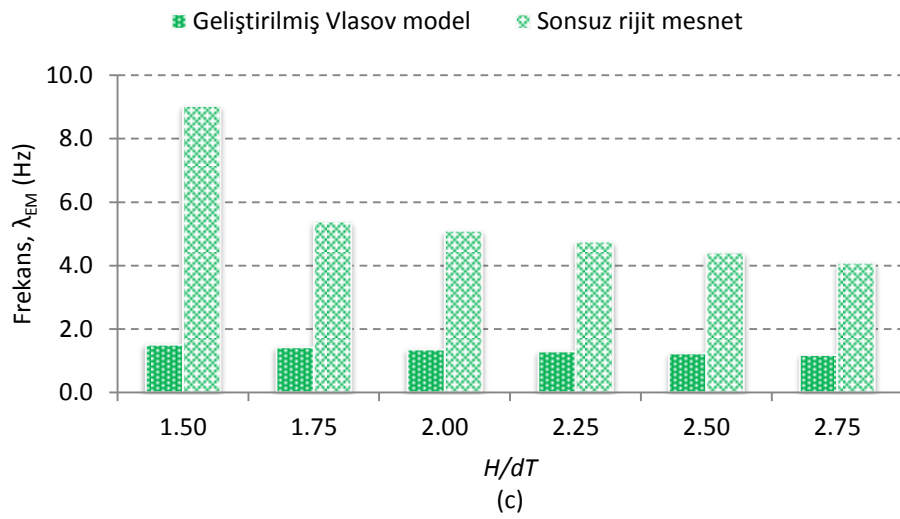
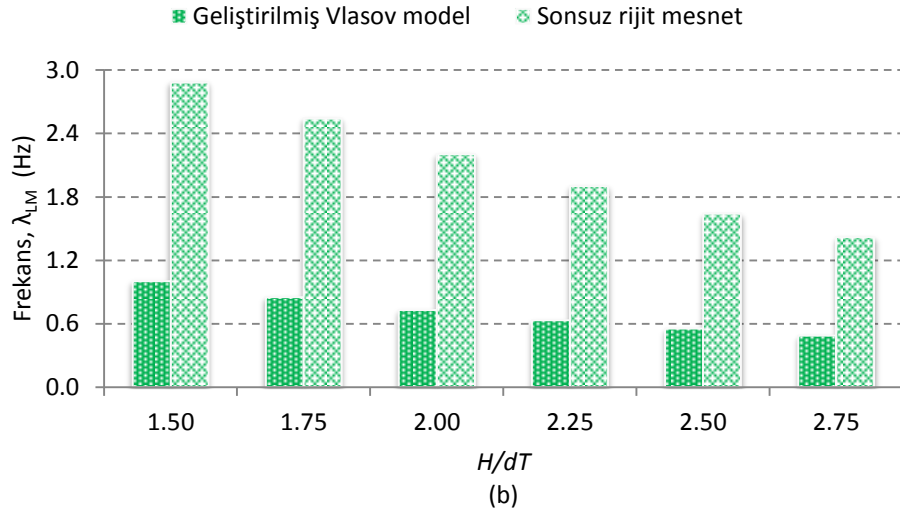
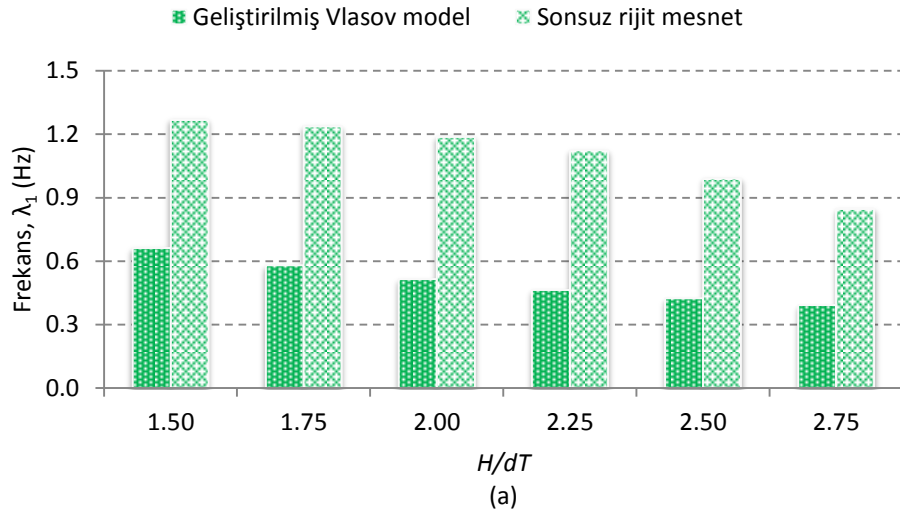
Tablo 2.6’da geliştirilmiş Vlasov modeli ile temsil edilen zemin üzerine oturan soğutma kulesinin ilk 8 moduyla birlikte eğilme ve uzama modlarının frekans değerleri değişen narinlik oranları için verilmektedir.

Tablo 2.6. Farklı narinlik oranları (H/dT) için frekans değerleri

H/dT	Frekans (Hz)					
	$\lambda_{1,2}$	$\lambda_{3,4}$	$\lambda_{5,6}$	$\lambda_{7,8}$	λ_{LM}	λ_{EM}
1,50	0,662	0,858	1,002	1,380	1,002 (5)	1,504 (9)
1,75	0,579	0,811	0,851	1,326	0,851 (5)	1,424 (9)
2,00	0,514	0,729	0,776	1,287	0,729 (3)	1,352 (9)
2,25	0,464	0,632	0,750	1,257	0,632 (3)	1,290 (9)
2,50	0,424	0,553	0,729	1,177	0,553 (3)	1,234 (9)
2,75	0,392	0,488	0,712	1,061	0,488 (3)	1,184 (9)

Tablo 2.6 incelendiğinde frekans değerlerinin artan narinlik oranıyla azaldığı görülmektedir. Narinlik oranının en büyük etkisinin eğilme frekansı üzerinde olduğu görülmektedir. Tüm oranlar için ilk iki modun açılal mod olduğu eğilme ve uzama mod numaraları incelendiğinde fark edilmektedir. Ayrıca artan narinlik oranı eğilme modlarının daha erken oluşmasına neden olmaktadır.

Şekil 2.7’de değişen narinlik oranına bağlı olarak birinci açılal (λ_I), eğilme (λ_{LM}) ve uzama (λ_{EM}) modlarına ait frekans değerlerinin değişimi sonsuz rijit mesnet ve geliştirilmiş Vlasov model kullanılarak modellenen zemine oturan soğutma kuleleri için gösterilmektedir. Zemin koşulları karşılaştırıldığında yapı-zemin etkisinin dikkate alındığı durumda tüm frekans değerlerinin sonsuz rijit duruma göre daha küçük olduğu görülmektedir.



Şekil 2.7. Geliştirilmiş Vlasov zemin modeli ve sonsuz rijit mesnet durumlarında farklı narinlik oranları için a) 1. açısai, b) eğilme ve c) uzama modu frekans değerleri değişimi

Yapı-zemin etkileşiminden en çok etkilenen mod uzama modu olurken en az etkilenen mod birinci açısıl mod olmaktadır.

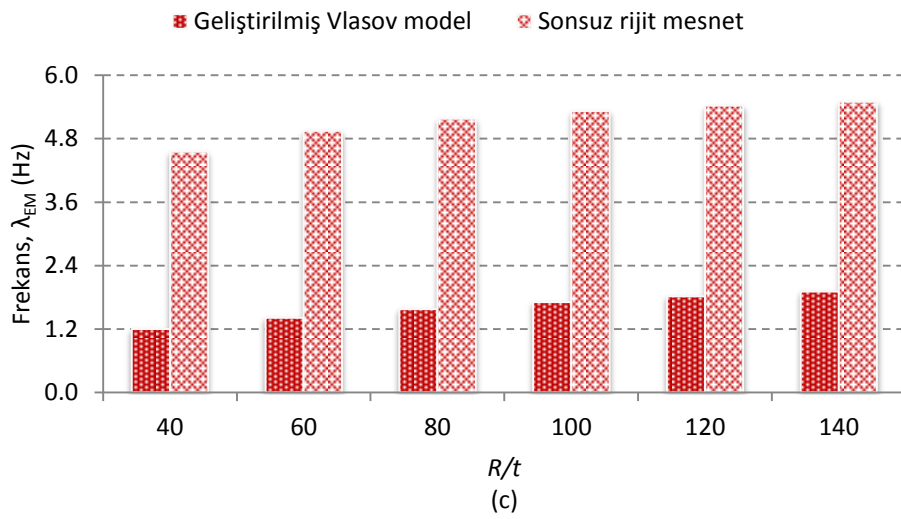
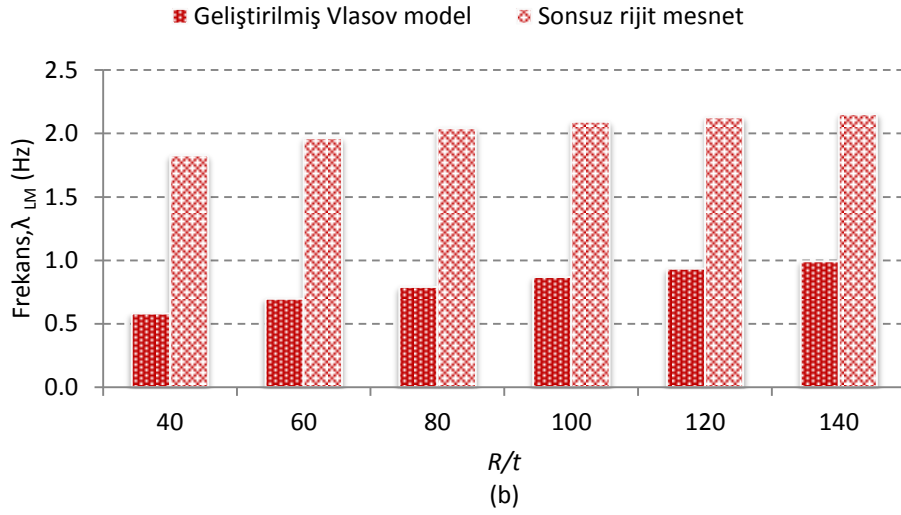
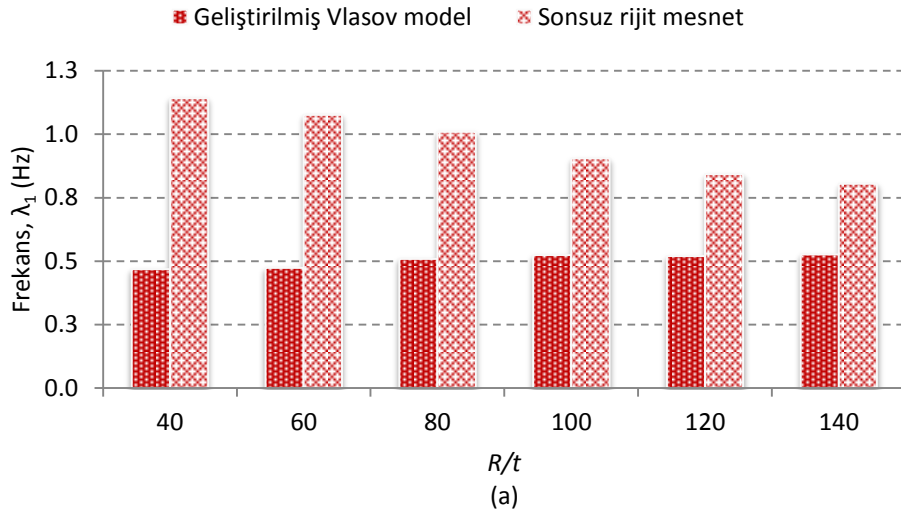
Kule duvar kalınlığının soğutma kulesi frekans değerleri üzerindeki etkisi kule kabuk yarıçapı sabit tutularak yarıçap kalınlık oranının (R/t) 40 ile 140 arasında değiştirilmesiyle incelenmektedir. Diğer geometrik özellikler Tablo 2.2' deki gibi alınmaktadır. Tablo 2.7 geliştirilmiş Vlasov elastik zemin modeli kullanılan soğutma kulesinin değişen R/t oranları için frekans değerlerini içermektedir. Frekans değerleri ilk 10 mod, eğilme ve uzama modları için verilmektedir. Azalan duvar kalınlığı ile eğilme ve uzama frekans değerleri artarken açısıl frekanslarda kesin bir eğilime sebep olmamaktadır. Eğilme ve uzama mod numaraları dikkate alındığında verilen oranlar için ilk iki modun açısıl mod olduğu anlaşılmaktadır. Kalınlığın artırılması eğilme ve uzama modlarının daha erken oluşmasına neden olmaktadır. Bu sebeple kalınlık artışı soğutma kulesi kabuk davranışını konsol kiriş davranışına benzettiği sonucuna varılmaktadır. Yapı-zemin etkileşiminin 1. açısıl mod üzerindeki etkisi artan R/t oranıyla azalırken eğilme ve uzama modları üzerindeki etkisi artmaktadır.

Tablo 2.7. Farklı yarıçap kalınlık oranları (R/t) için frekans değerleri

R/t	Frekans (Hz)						
	$\lambda_{1,2}$	$\lambda_{3,4}$	$\lambda_{5,6}$	$\lambda_{7,8}$	$\lambda_{9,10}$	λ_{LM}	λ_{EM}
40	0,468	0,581	0,859	1,198	1,402	0,581 (3)	1,198 (7)
60	0,473	0,636	0,697	1,028	1,257	0,697 (5)	1,413 (11)
80	0,509	0,553	0,790	0,814	1,192	0,790 (6)	1,577 (19)
100	0,524	0,549	0,695	0,867	1,004	0,867 (7)	1,708 (25)
120	0,520	0,588	0,625	0,884	0,933	0,933 (9)	1,816 (31)
140	0,527	0,584	0,623	0,803	0,991	0,991 (9)	1,907 (41)

Şekil 2.8 duvar kalınlığındaki değişimin soğutma kulesi frekans değerleri üzerindeki etkisini mesnet koşullarını dikkate alarak yansıtmaktadır. Mesnet koşulları birinci açısıl, eğilme ve uzama frekansları için karşılaştırılmaktadır. Şekil 2.8 incelendiğinde zemin etkisinin hesaba katıldığı durumda frekans değerlerinin sonsuz rijit mesnet kabulüne göre en az iki kat azaldığı görülmektedir. Ayrıca en büyük frekans farklarının uzama modunda meydana geldiği anlaşılmaktadır.

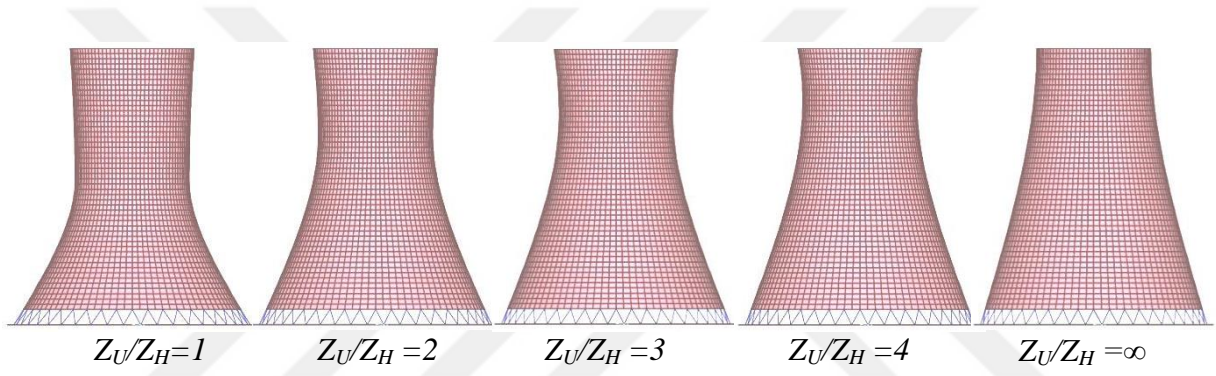
Boyun seviyesinin konumunu ifade eden Z_U/Z_H oranı soğutma kuleleri için önemli bir geometrik parametredir. Boyun seviyesinin frekans değerleri üzerindeki etkisini



Şekil 2.8. Geliştirilmiş Vlasov zemin modeli ve sonsuz rijit zemin durumlarında farklı kule duvarı yarıçap kalınlık oranları için a) 1. açısız, b) eğilme ve c) uzama modu frekans değerleri değişimi

incelemek amacıyla Z_U/Z_H oranı 1 ile ∞ (sonsuz) arasında değiştirilmekte ve diğer parametreler Tablo 2.2'deki gibi sabit tutulmaktadır. Belli oranlar için soğutma kulesi boyuna görünüşleri Şekil 2.9'da gösterilmektedir.

Tablo 2.8'de geliştirilmiş Vlasov zemin model etkisindeki soğutma kulesinin değişen boyun seviyeleri için elde edilen frekans değerleri verilmektedir. Tablo 2.8 incelendiğinde boyun seviyesinin yukarı doğru hareket etmesinin frekans değerlerinin birçoğunu azalttığı görülmektedir. Eğilme ve uzama frekans değerleri de artan boyun seviyesi oranı için azalırken mod numaralarında herhangi bir değişim olmamaktadır. Frekanslar arasındaki yüzde değişimler dikkate alındığında artan oranlar için birinci açılal frekans dışında önemli bir değişimin olmadığı fark edilmektedir.



Şekil 2.9. Farklı boyun seviyeleri için soğutma kulesi görünüşleri

Tablo 2.8. Farklı boyun seviyeleri için frekans değerleri

Z_U/Z_H	Frekans (Hz)						
	$\lambda_{1,2}$	$\lambda_{3,4}$	$\lambda_{5,6}$	$\lambda_{7,8}$	λ_9	λ_{LM}	λ_{EM}
1.0	0,614	0,630	0,744	1,041	1,316	0,630 (3)	1,316 (9)
1.5	0,526	0,631	0,759	1,303	1,304	0,631 (3)	1,304 (9)
2.0	0,484	0,630	0,757	1,277	1,294	0,630 (3)	1,294 (9)
2.5	0,461	0,628	0,748	1,255	1,286	0,628 (3)	1,286 (9)
3.0	0,445	0,626	0,739	1,239	1,281	0,626 (3)	1,281 (9)
3.5	0,435	0,625	0,732	1,228	1,276	0,625 (3)	1,276 (9)
4.0	0,428	0,623	0,726	1,220	1,272	0,623 (3)	1,272 (9)
4.5	0,422	0,622	0,721	1,214	1,269	0,622 (3)	1,269 (9)
5.0	0,418	0,621	0,717	1,210	1,266	0,621 (3)	1,266 (9)
5.5	0,415	0,620	0,714	1,206	1,264	0,620 (3)	1,264 (9)
6.0	0,412	0,619	0,711	1,203	1,262	0,619 (3)	1,262 (9)
∞	0,374	0,608	0,679	1,164	1,239	0,608 (3)	1,239 (9)

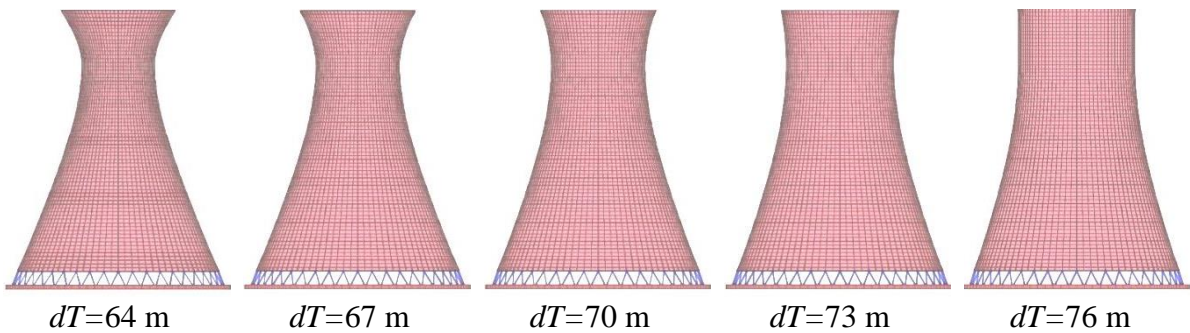
Geliştirilmiş Vlasov model ve sonsuz rijit mesnet için 1. açısız, eğilme ve uzama modlarına ait frekans değişimleri farklı boyun seviyelerine bağlı olarak Şekil 2.11’de gösterilmektedir. Şekil 2.11’e göre boyun seviyesi oranı 3-3.5 seviyelerine gelene kadar frekans üzerindeki yapı-zemin etkisi artmakta bu değerden sonra azalmaktadır. Ayrıca yapı-zemin etkileşiminin eğilme ve uzama modlarında daha etkili olduğu anlaşılmaktadır.

İncelenmesi gereken bir diğer önemli geometrik parametre, kule kabuğunun boyun seviyesine göre alt ve üst eğrilikleridir. Bu eğrilikleri değiştirmek amacıyla boyun çapı 64 m ve 76 m arasında diğer parametreleri sabit tutarak değiştirilmektedir. Şekil 2.10’da değişen boyun çapı için soğutma kulesinin boyuna görünüşleri verilmektedir.

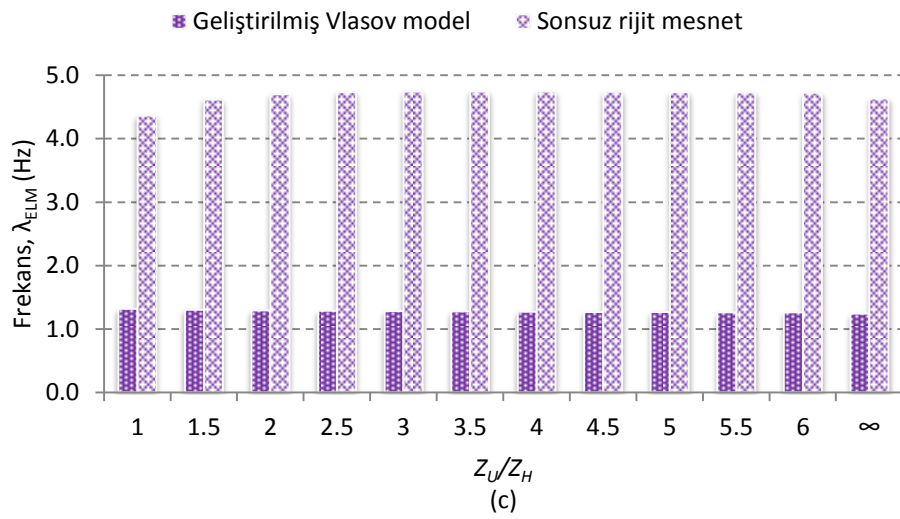
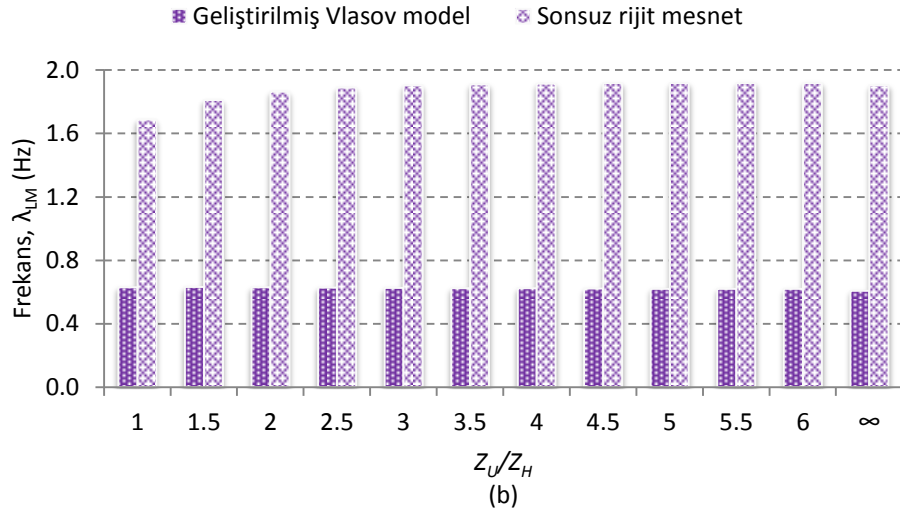
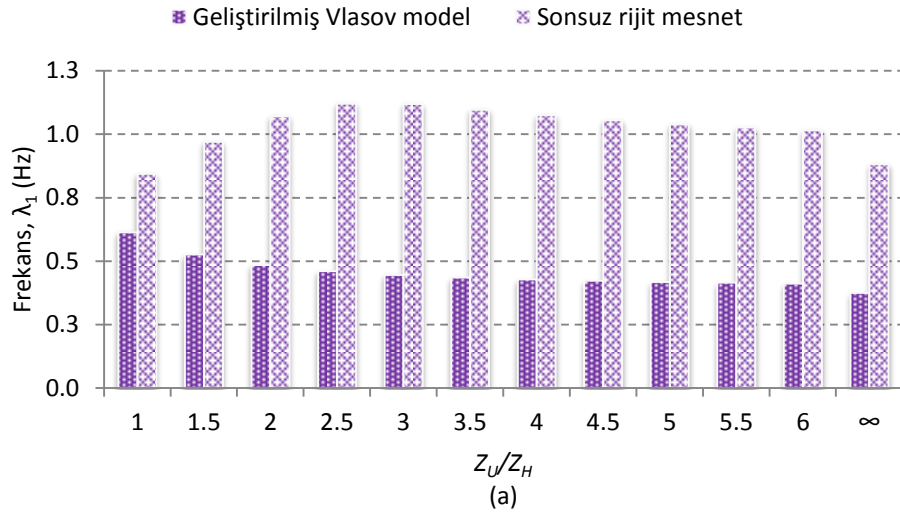
Değişen boyun çaplarına karşılık gelen alt ve üst eğrilik şekil parametresi (κ) değerleri ve geliştirilmiş Vlasov model için frekans değerleri Tablo 2.9’da verilmektedir. Tablo 2.9’a göre azalan eğrilik ya da boyun çapı 1. doğal frekans dışında diğer tüm frekans değerlerinde azalmaya neden olmaktadır. Azalma yüzdeleri açısız modlarda daha yüksektir. Eğilme ve uzama mod numaraları azalan eğrilik ile artma eğilimindedir. Geliştirilmiş Vlasov model ve sonsuz rijit mesnet için değişen boyun çapına bağlı olarak elde edilen frekans değerleri Şekil 2.12’de gösterilmektedir.

Tablo 2.9. Farklı boyun çapları için frekans değerleri

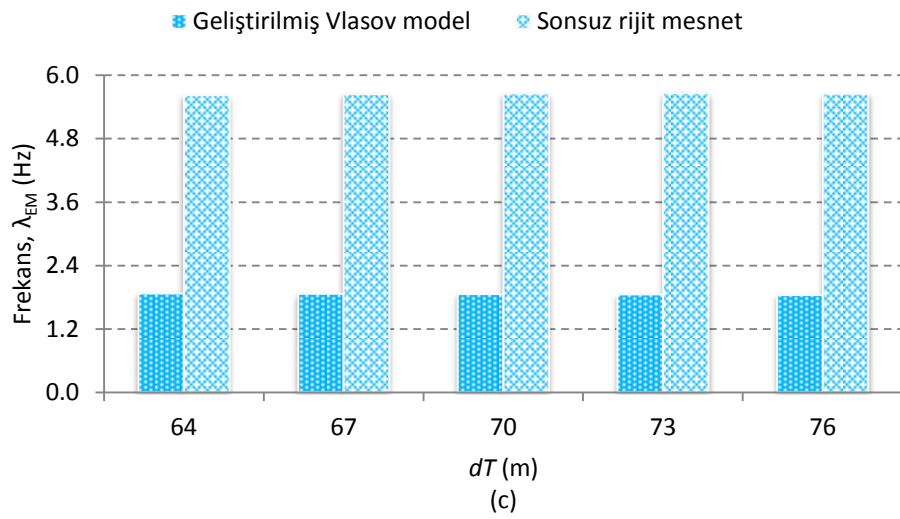
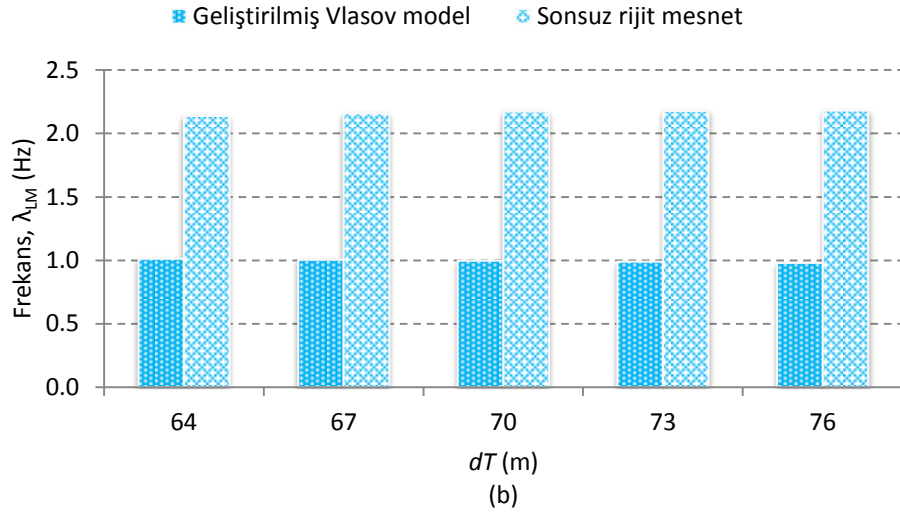
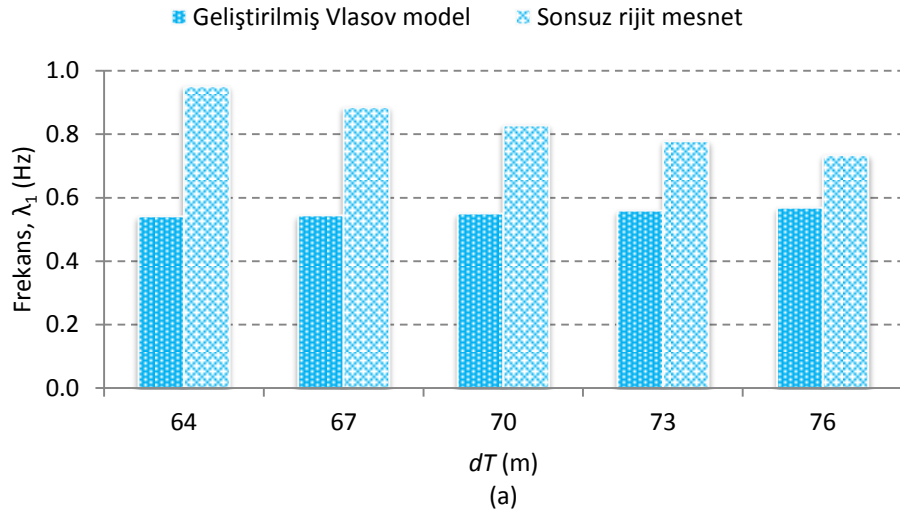
Boyun çapı (m)	$\kappa_{üst}$	κ_{alt}	Frekans (Hz)						
			$\lambda_{1,2}$	$\lambda_{3,4}$	$\lambda_{5,6}$	$\lambda_{7,8}$	$\lambda_{9,10}$	λ_{LM}	λ_{EM}
64	1,205	1,183	0,541	0,664	0,700	0,890	1,013	1,013 (10)	1,874 (37)
67	1,158	1,175	0,544	0,640	0,676	0,879	1,006	1,006 (10)	1,867 (37)
70	1,108	1,167	0,550	0,615	0,647	0,849	0,997	0,997 (10)	1,859 (39)
73	1,057	1,159	0,559	0,597	0,616	0,807	0,988	0,988 (10)	1,850 (43)
76	1,004	1,150	0,568	0,585	0,588	0,789	0,877	0,978 (12)	1,842 (43)



Şekil 2.10. Farklı boyun çapları için soğutma kulesi görünüşleri



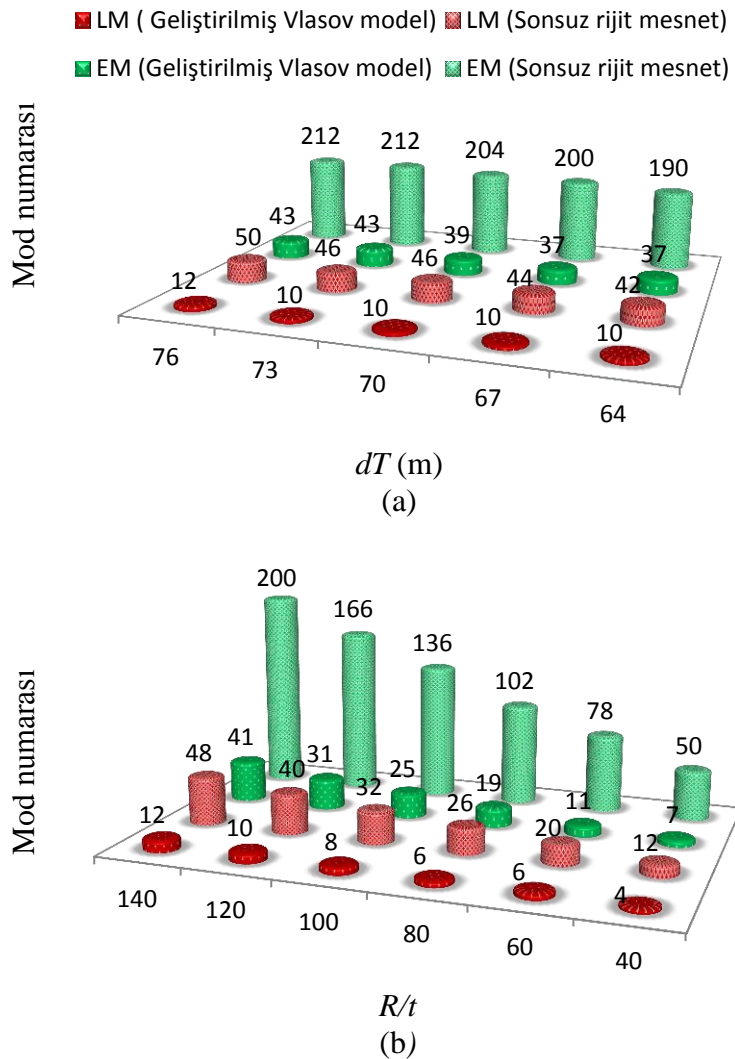
Şekil 2.11. Geliştirilmiş Vlasov zemin modeli ve sonsuz rijit mesnet durumlarında farklı boyun seviyesi oranları için a) 1. açısıl, b) eğilme ve c) uzama modu frekans değerleri değişimi



Şekil 2.12. Geliştirilmiş Vlasov zemin modeli ve sonsuz rijit mesnet durumlarında farklı boyun çapları için a) 1. açisal, b) eğilme ve c) uzama modu frekans değerleri değişimi

Artan boyun çapıyla 1. açılal mod için yapı-zemin etkileşimi azalırken diğel konsol kiriş modları için önemli bir değışim olmamaktadır. Vlasov zemin modeli için elde edilen değerler sonsuz rijit mesnete göre oldukça küçüktür. Örneğ olarak, 1. açılal, eğilme ve uzama frekansları Vlasov zemin modeli dikkate alındığında sonsuz rijit mesnete göre sırasıyla en az %22.6, %52.6 ve %66.6 oranlarında azalmaktadır.

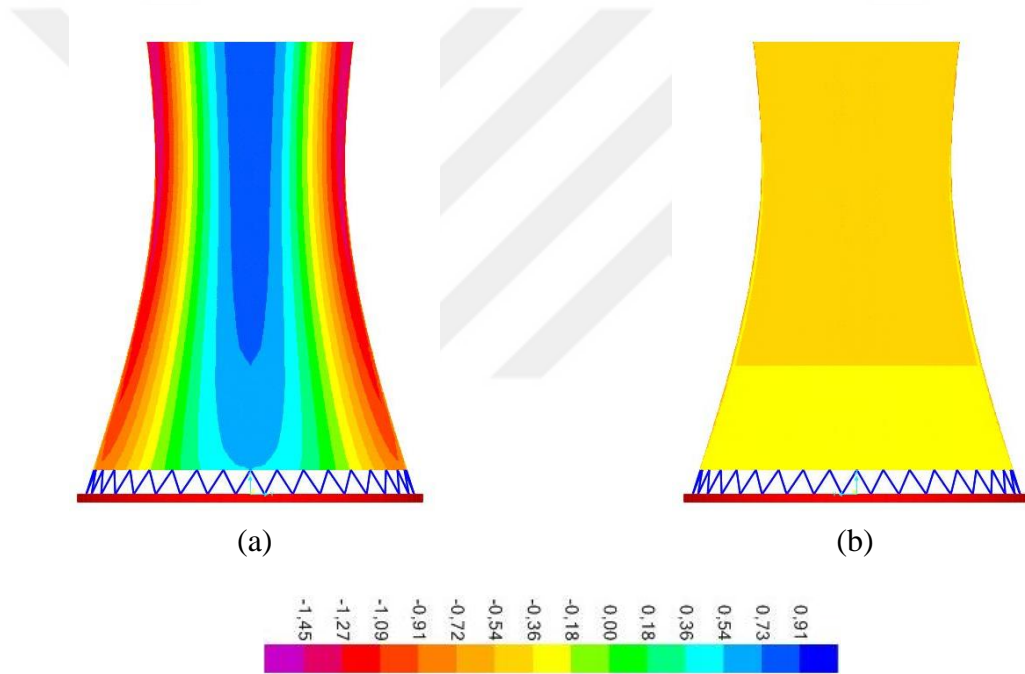
Eğilme (LM) ve uzama (EM) modlarının azalan boyun çapı ile daha erken oluştukları Şekil 2.13'teki mod numaraları incelendiğinde görölmektedir. Ayrıca bu modlar sonsuz rijit mesnet durumunda Vlasov zemin modeline göre oldukça geç meydana gelmektedir.



Şekil 2.13. Geliştirilmiş Vlasov zemin modeli ve sonsuz rijit mesnet durumlarında farklı a) boyun çapları ve b) kule duvarı yarıçap kalınlık oranları için eğilme ve uzama mod numaraları değışimi

2.2.6. Rüzgâr Yükü Etkisinde Statik Analiz

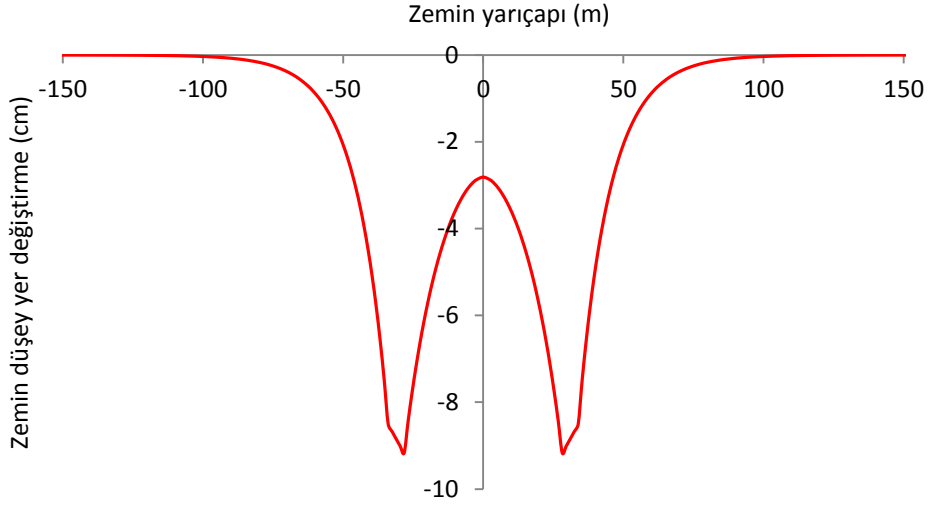
Bu bölümde yapı-zemin etkileşiminin rüzgâr yüküne maruz soğutma kulesinin statik davranışı üzerindeki etkisi incelenmektedir. Bu amaçla ASCE 7-05 standardına göre rüzgâr yükünü hesaplayabilen ve sonlu eleman modelinde karmaşık rüzgâr yükü dağılımını kule yüksekliğine ve çevresine gerçeğe en yakın şekilde uygulayabilen bir MATLAB programı geliştirilmiştir. İlgili standarda uygun olarak hesaplanan ve soğutma kulesine uygulanan açısız simetrik rüzgâr basıncı dağılımı Şekil 2.14'de gösterilmektedir. Şekil 2.14'de boyuna ve açısız olarak gösterilen rüzgâr basıncı dağılımında negatif değerler çekme etkisini göstermektedir.



Şekil 2.14. Simetrik rüzgâr basıncı (kPa) dağılımının a) $\theta=0^\circ$ ve b) $\theta=180^\circ$ açılarından görünüşleri

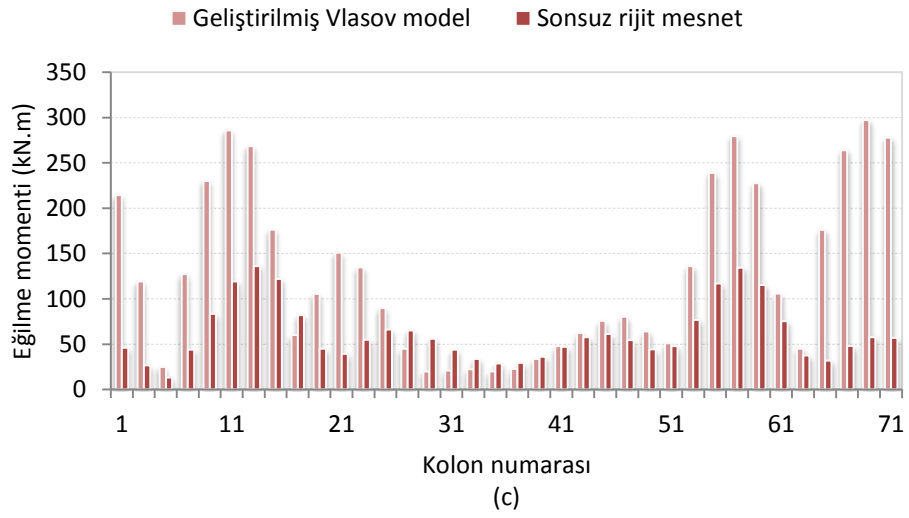
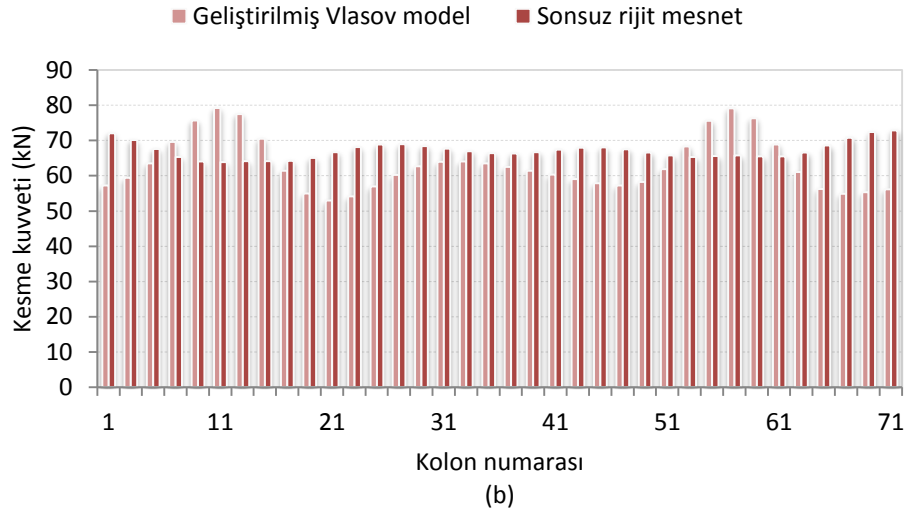
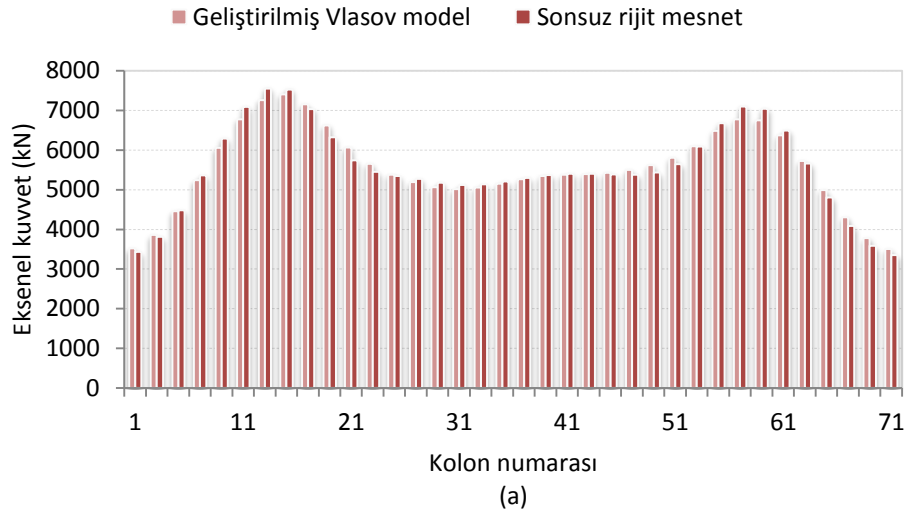
Elastik zemine oturan soğutma kulesinin kendi ağırlığı ve rüzgâr yükü altında zemin derinliği boyunca elastisite modülü değişiminin lineer olduğu durum için zemin yüzeyinde oluşan düşey yer değiştirme eğrisi Şekil 2.15'te gösterilmektedir. Şekil 2.15 incelendiğinde yaklaşık 200 m zemin çapından sonra düşey yer değiştirmelerin sıfıra yakın değerler aldığı görülmektedir. Böylece analizlerde dikkate alınan elastik zemin çapının yeterli olduğu anlaşılmaktadır.

Şekil 2.16 soğutma kulesinin tek numaralı kolonlarında (Şekil 2.2) simetrik rüzgâr yüklemesi altında oluşan aksenal kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerlerini iki farklı mesnet durumu için göstermektedir. Aksenal kuvvette pozitif değerler kolonun çekmeye maruz kaldığını göstermektedir. Yapı-zemin etkileşimi hesaba katıldığında simetrik yükleme için kolonlarda sırasıyla %9.7 ve %118 daha büyük maksimum kesme kuvveti ve eğilme momenti oluşmaktadır. Sonsuz rijit mesnet için maksimum aksenal çekme kuvveti yaklaşık %4 daha büyük değer almaktadır.

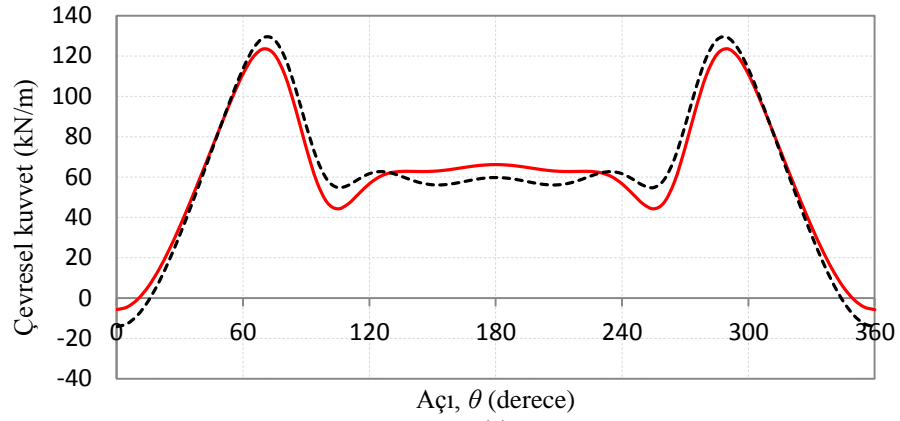


Şekil 2.15. Elastik zemin yüzeyinin düşey yer değiştirme eğrisi

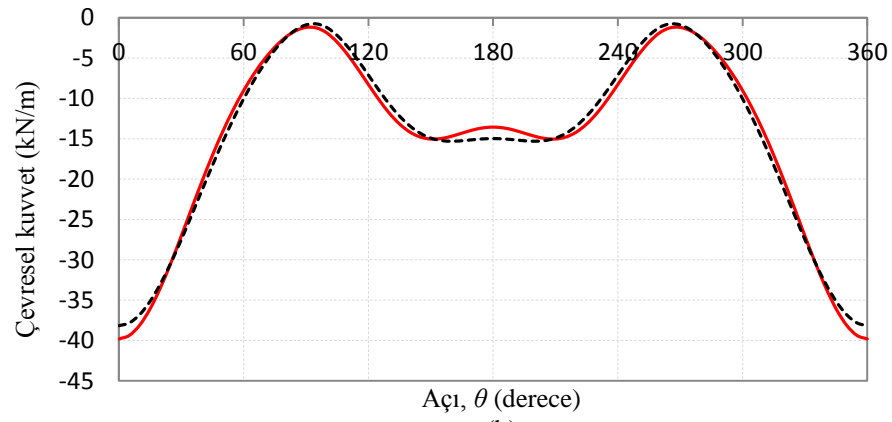
Şekil 2.17 ve Şekil 2.18 sırasıyla çevresel ve meridyenel kuvvetlerin açısâl yöndeki değişimlerini kulenin tepe, boyun ve taban bölgeleri için göstermektedir. Şekil 2.17(a) incelendiğinde kule tepe bölgesinin büyük bir kısmında çevresel çekme kuvvetinin oluştuğu ve tepeden tabana doğru inildikçe bu kuvvetin belli bir yükseklikte tamamen basınca dönüştüğü görülmektedir. Taban seviyesinde ise çevresel çekme kuvvetinin kulenin farklı açılarında tekrar oluştuğu ve maksimum değerini aldığı görülmektedir. Çevresel ve meridyenel kuvvetler kule tabanında kolonların etkisiyle zikzaklı bir davranış sergilemektedir. Ayrıca bu kuvvetler maksimum çekme değerlerini 60° ve 90° arasında almaktadır. Vlasov zemin modeli kullanıldığında taban bölgesinde oluşan maksimum çevresel basınç sonsuz rijit mesnet durumuna göre %5 oranında azalmakta ve maksimum çevresel çekme %11 oranında artmaktadır. Yapı-zemin etkileşiminin dikkate alındığı durumda meridyenel kuvvetler ise yaklaşık %3 daha büyük değerler almaktadır.



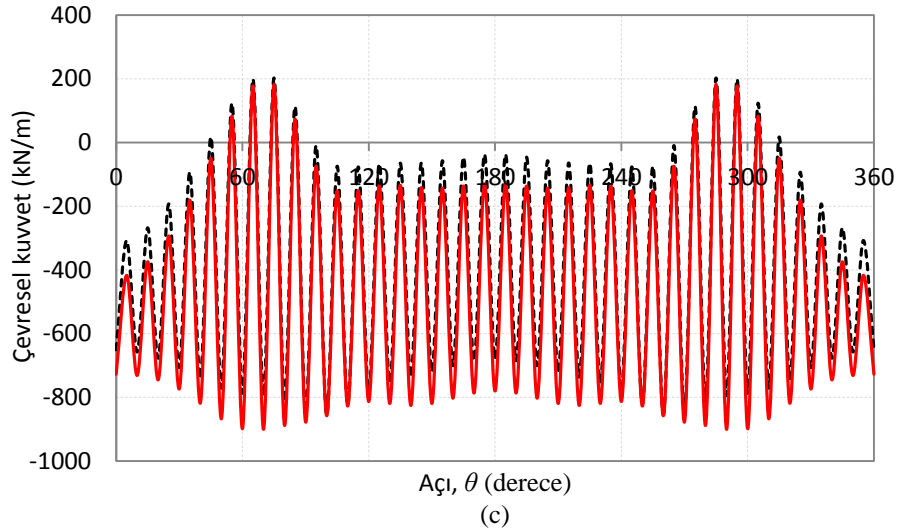
Şekil 2.16. Tek numaralı kolonlar için simetrik rüzgâr basıncı altında oluşan
a) eksenel kuvvet b) kesme kuvveti c) eğilme momenti değerleri



(a)



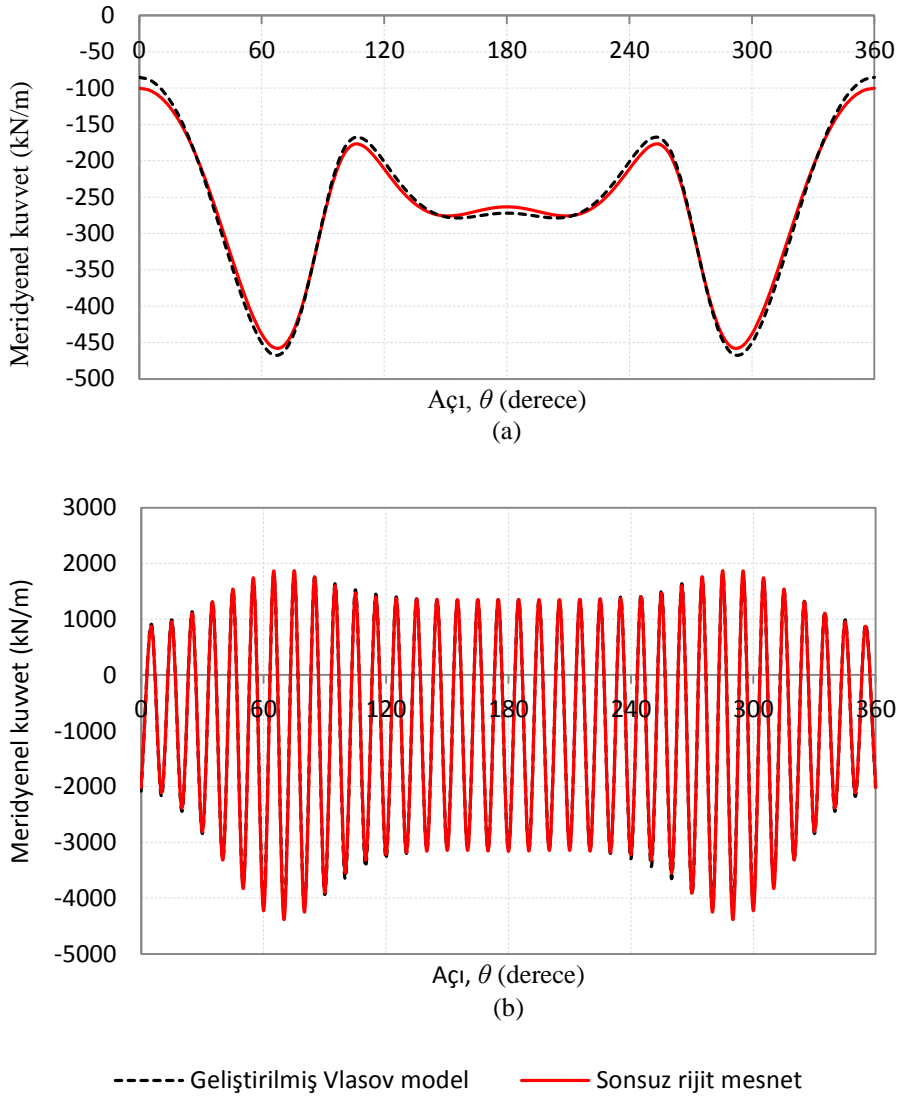
(b)



(c)

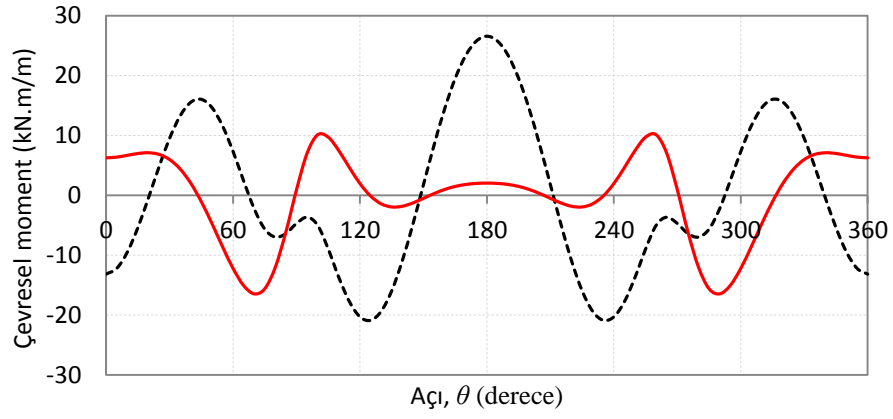
----- Geliştirilmiş Vlasov model — Sonsuz rijit mesnet

Şekil 2.17. Simetrik rüzgâr basıncı altında a) tepe b) boyun ve c) taban seviyelerinde oluşan çevresel kuvvet dağılımları

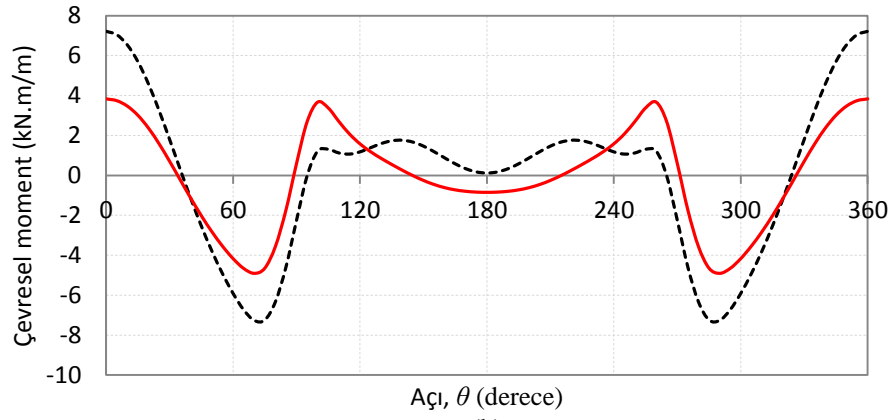


Şekil 2.18. Simetrik rüzgâr basıncı altında soğutma kulesinin a) boyun ve b) taban seviyelerinde oluşan meridiyenel kuvvet dağılımı

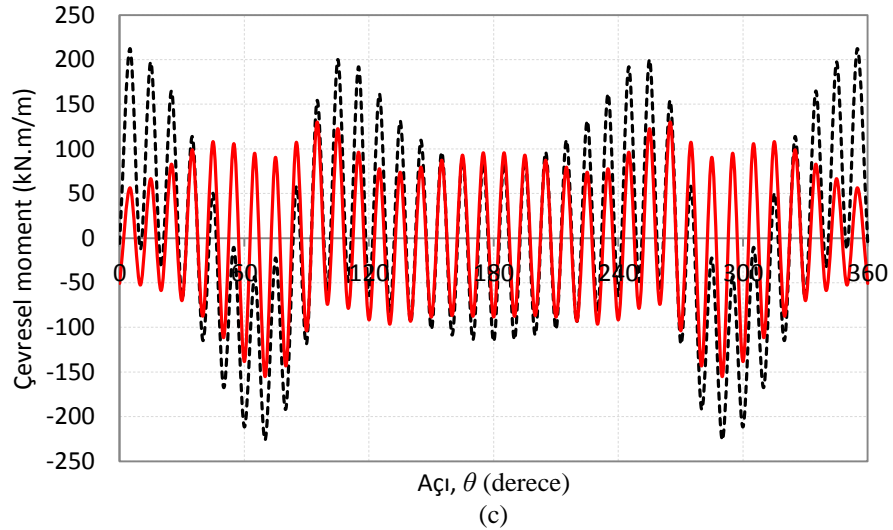
Benzer şekilde çevresel ve meridiyenel momentlerin kule çevresindeki değişimleri kulenin çeşitli seviyeleri için Şekil 2.19 ve Şekil 2.20’de gösterilmektedir. Yapı-zemin etkileşiminin hesaba katıldığı Vlasov zemin modeli için taban bölgesinde elde edilen maksimum negatif çevresel ve meridiyenel moment değerleri sırasıyla %45 ve %150 oranlarında artış göstermektedir.



(a)



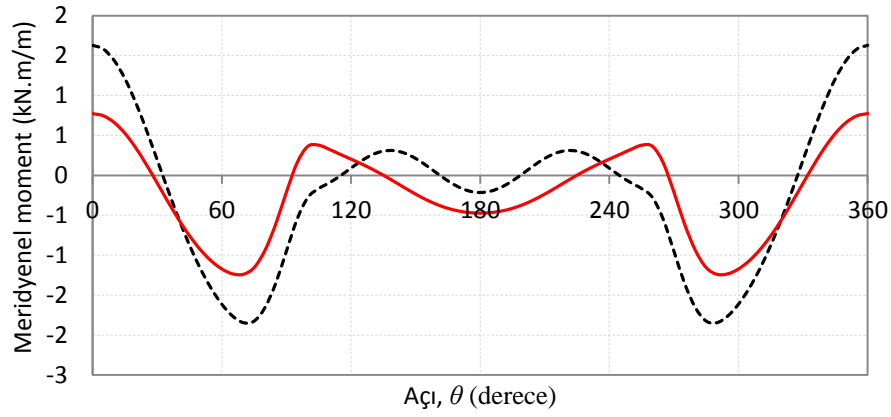
(b)



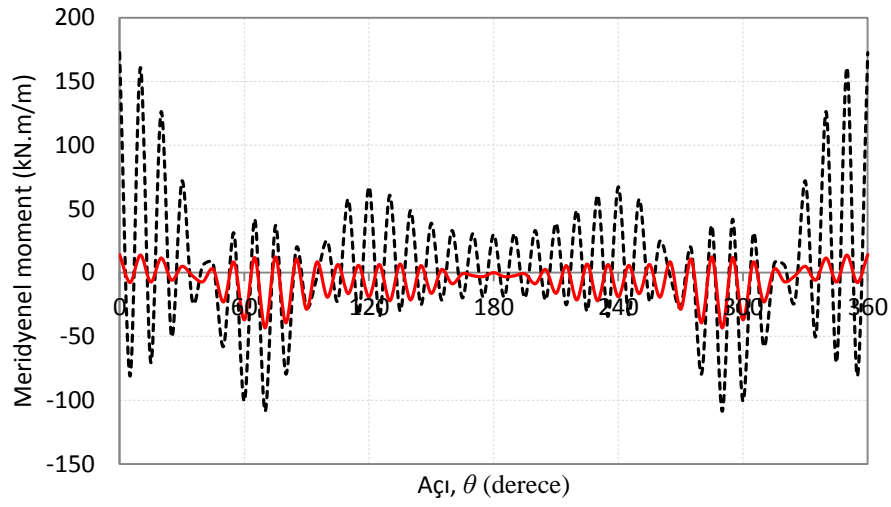
(c)

----- Geliştirilmiş Vlasov model — Sonsuz rijit mesnet

Şekil 2.19. Simetrik rüzgâr basıncı altında soğutma kulesinin a) tepe b) boyun ve c) taban seviyelerinde oluşan çevresel moment dağılımı



(a)

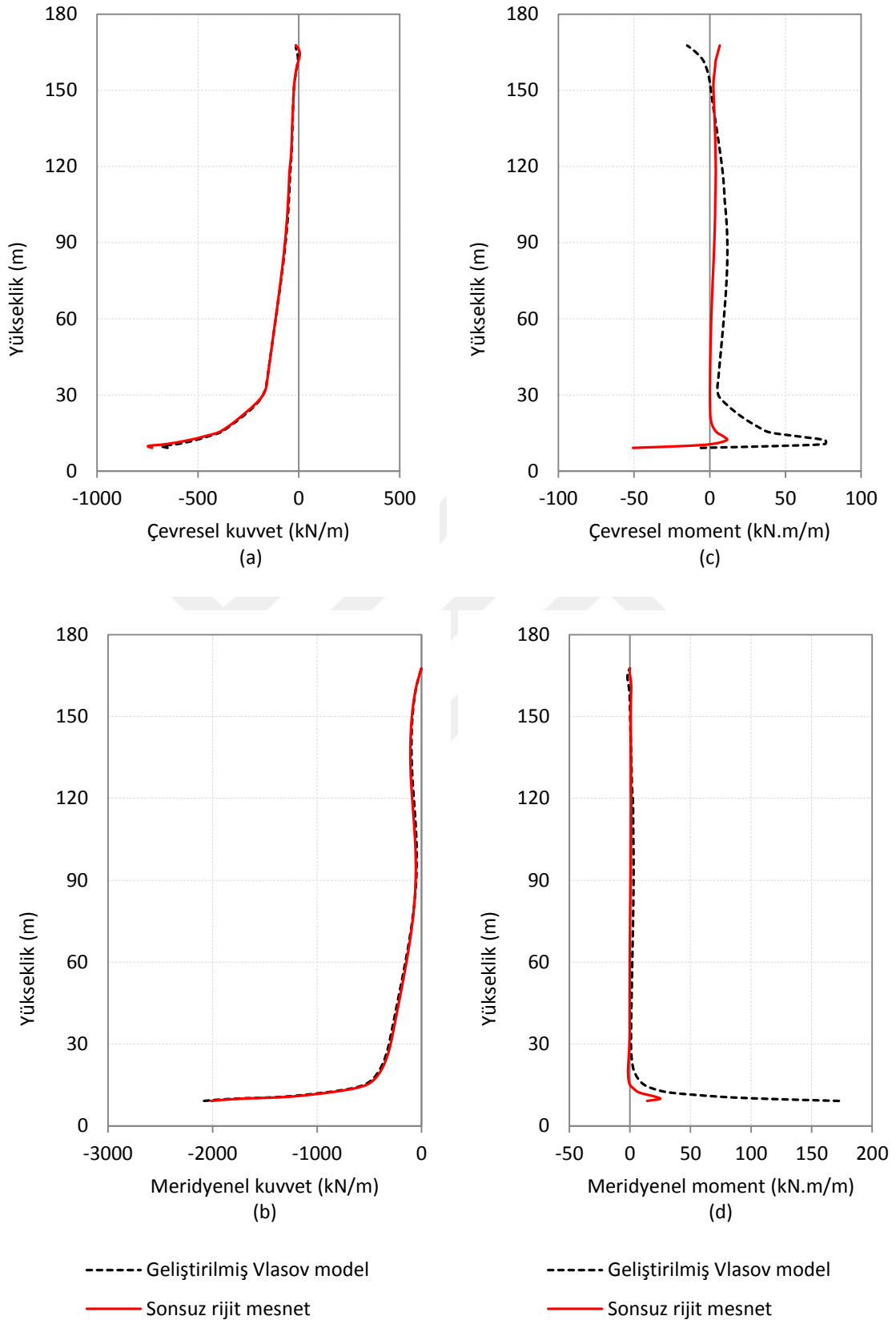


(b)

----- Geliştirilmiş Vlasov model — Sonsuz rijit mesnet

Şekil 2.20. Simetrik rüzgâr basıncı altında a) boyun ve b) taban seviyelerinde oluşan meridyenel moment dağılımı

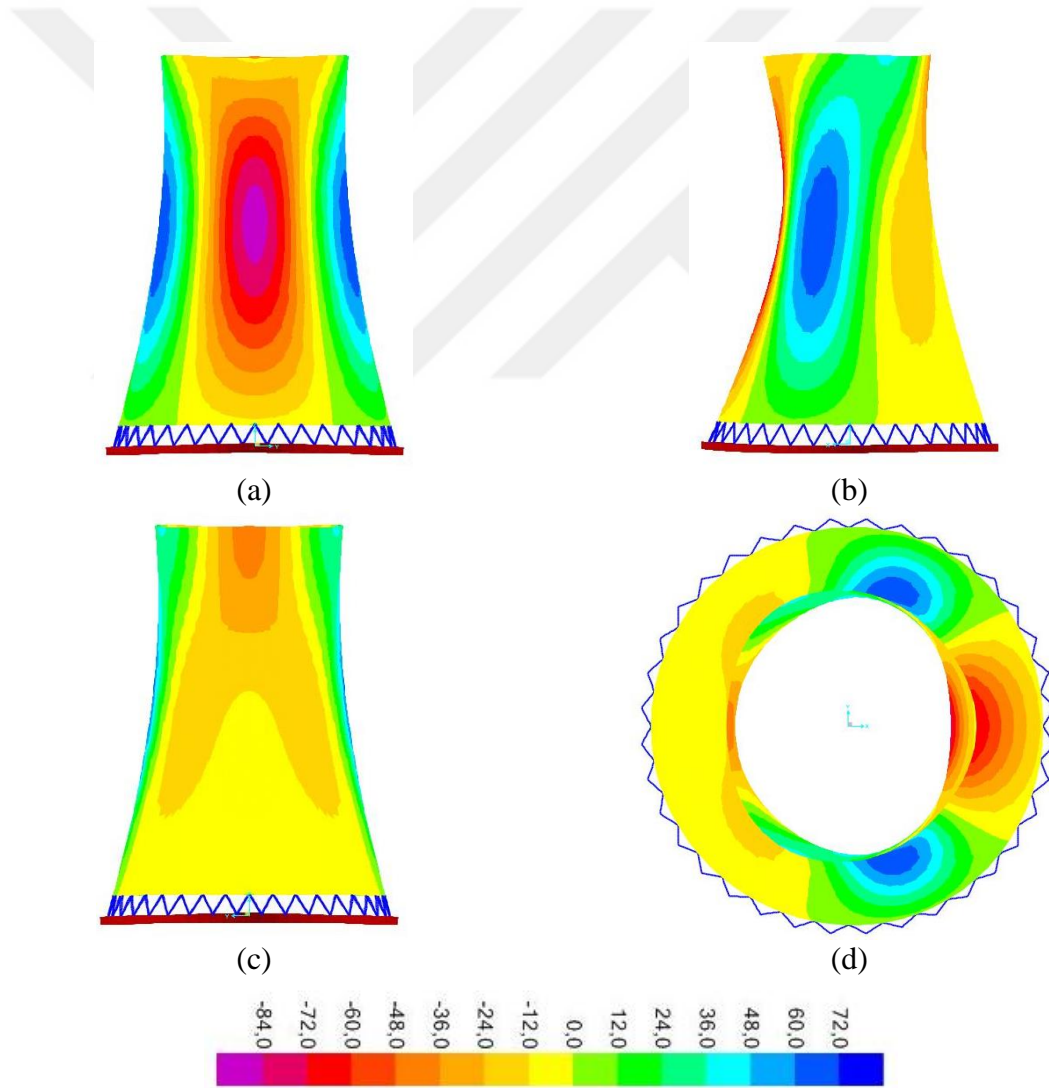
Soğutma kulesinin $\theta=0^\circ$ açısında kule duvarlarında yükseklik boyunca oluşan çevresel ve meridyenel kuvvetler Şekil 2.21’de gösterilmektedir. Yapı-zemin etkileşimi dikkate alındığında ilgili kuvvet ve moment değerlerinde taban bölgesi hariç önemli bir değişimin meydana gelmediği görülmektedir. Geliştirilmiş Vlasov zemin modeli için kule tabanında oluşan çevresel kuvvette %9.2 oranında azalma, meridyenel kuvvette ise %3.3 oranında artış meydana gelmektedir. Çevresel moment maksimum pozitif değerini kolon kabuk kesişim bölgesinden yaklaşık 3 m yukarıda alarak taban seviyesinde yön değiştirmektedir. Sonsuz rijit mesnet için maksimum çevresel ve meridyenel momentler sırasıyla 11 kN.m/m ve 25 kN.m/m iken Vlasov zemin modeli için 76 kN.m/m ve 173 kN.m/m değerlerini almaktadır.



Şekil 2.21. Soğutma kulesi yükseklik boyunca kuvvet ve moment değerleri ($\theta=0^\circ$)

Elde edilen değerlere göre yapı-zemin etkileşimi rüzgâr etkisi altında kule kabuğunda meydana gelen çevresel kuvvette kayda değer bir azalmaya, meridyenel kuvvette ise oldukça küçük bir artışa sebep olmaktadır. Ayrıca moment değerlerinde yüzde olarak değişimler fazla olsa da değerlerin küçük olması bu değişimlerin önemini azaltmaktadır.

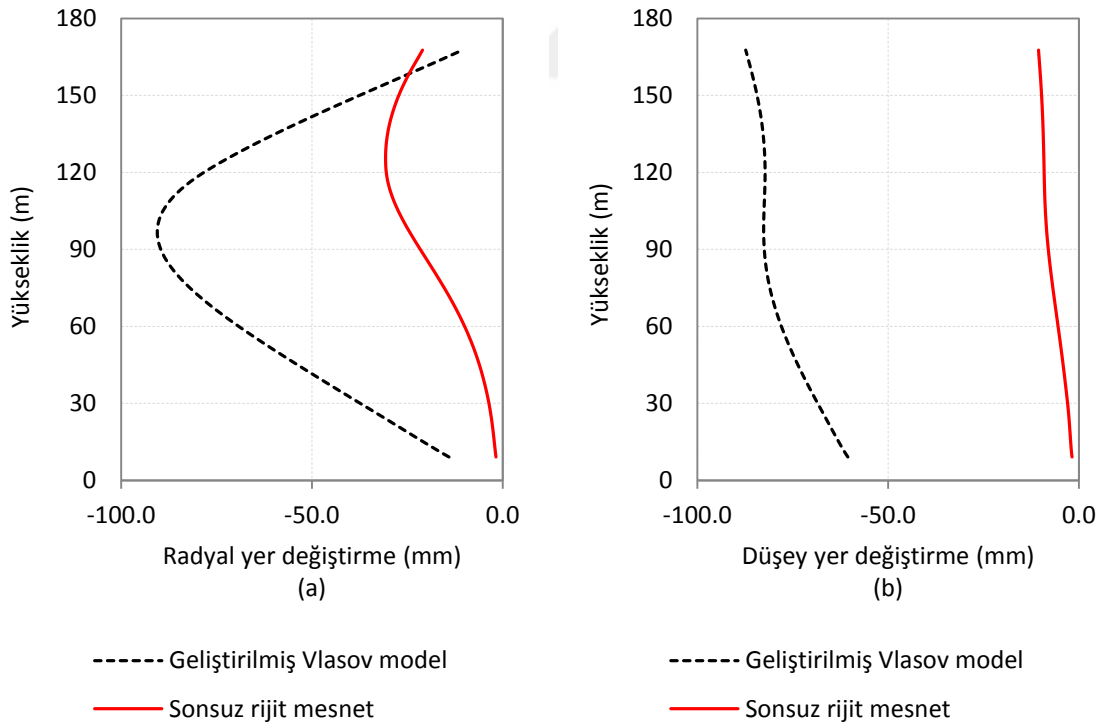
Soğutma kulesinde meydana gelen radyal yer değiştirmelerin farklı açılardan yükseklik boyunca değişimleri ve üstten görünüşü Şekil 2.22’de gösterilmektedir. Şekil 2.22(d)’den radyal yer değiştirmelerin rüzgâr basıncının açısal dağılımına benzer şekilde meydana geldiği görülmektedir. Rüzgâr üstü (rüzgâr yönü) ve rüzgâr altı bölgelerinde deformasyonlar merkeze doğru olup kulenin daralmasına sebep olmaktadır.



Şekil 2.22. Geliştirilmiş Vlasov zemin modeli için soğutma kulesinde oluşan radyal yer değiştirme değerlerinin (mm) a) $\theta=0^\circ$ b) $\theta=90^\circ$ c) $\theta=180^\circ$ açılardan boyuna ve d) üstten görünüşleri

Maksimum radyal deformasyonun $\theta=0^\circ$ (rüzgâr yönü) açısındaki meridyende meydana geldiği Şekil 2.22'den anlaşılmaktadır. Bu sebeple bu meridyendeki yer değiştirmeler farklı mesnet durumları için detaylı olarak incelenmiştir.

Elastik zemine oturan ve sonsuz rijit temelli soğutma kulesinin $\theta=0^\circ$ açısındaki meridyeninde oluşan radyal ve düşey yer değiştirmeler Şekil 2.23'te gösterilmektedir. Sonsuz rijit temelli kulede maksimum radyal yer değiştirme yaklaşık olarak kulenin boyun seviyesinde meydana gelirken zemin etkileşimi hesaba katıldığında bu seviyenin aşağıya doğru kaydığı fark edilmektedir. Sonsuz rijit mesnet için maksimum yer değiştirme değeri simetrik rüzgâr altında 127 m yüksekliğinde 30.7 mm ve geliştirilmiş Vlasov zemin modeli için 97 m yüksekliğinde 90.5 mm olarak meydana gelmektedir. Benzer şekilde maksimum düşey yer değiştirme, sonsuz rijit mesnet ve geliştirilmiş Vlasov modeli için sırasıyla 10.6 mm ve 87.3 mm olarak tepe seviyesinde meydana gelmektedir. Radyal ve düşey yer değiştirme değerleri dikkate alındığında yapı-zemin etkileşiminin kule deplasmanını önemli ölçüde etkilediği anlaşılmaktadır.



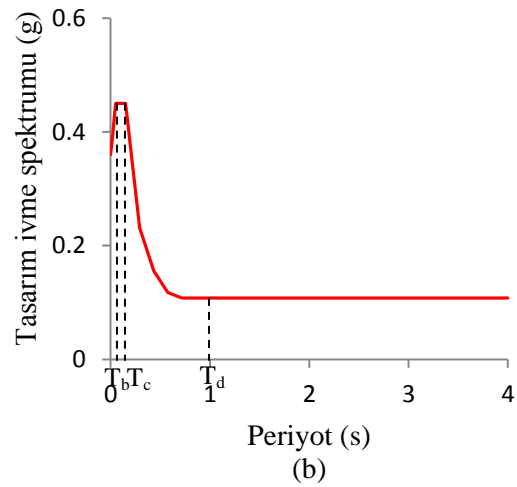
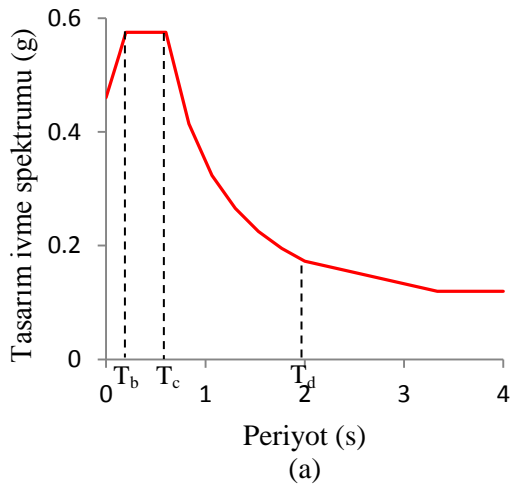
Şekil 2.23. Simetrik rüzgâr basıncı altında $\theta=0^\circ$ açısında kule yüksekliği boyunca oluşan a) radyal ve b) düşey yer değiştirme değerleri

2.2.7. Deprem Etkisinde Dinamik Analiz

Yapı-zemin etkileşiminin hiperbolik soğutma kulesinin deprem davranışı üzerindeki etkileri mod birleştirme yöntemi kullanılarak incelenmiştir. Tasarım ivme spektrum fonksiyonları yatay ve düşey doğrultular için Tablo 2.10'da verilen sismik parametrelere bağlı olarak Eurocode 8'e göre elde edilmiştir. Yatay ve düşey doğrultular için elde edilen tasarım ivme spektrum eğrileri Şekil 2.24'de gösterilmektedir (EN 1998-1, 2004).

Tablo 2.10. Tasarım ivme spektrum parametreleri

Sismik parametreler	Yön	
	Yatay	Düşey
PGA (g)	0.4	0.4
Önem katsayısı, I	1.5	1.5
Spektrum tipi	Tip 1	Tip 1
Zemin tipi	C	-
Zemin faktörü, S	1.15	-
Spektrum periyodu (s), T_b	0.2	0.05
Spektrum periyodu (s), T_c	0.6	0.15
Spektrum periyodu (s), T_d	2.0	1.0
Alt sınır faktörü, β	0.2	0.2
Davranış faktörü, q	3	3



Şekil 2.24. a) Yatay ve b) düşey doğrultular için tasarım ivme spektrumları

Mod birleştirme analizi yapılırken kule için 300 modunun katkısı dikkate alınmaktadır. Kullanılan mod sayısının fazla olmasının nedeni narin kabuk davranışına sahip soğutma kuleleri için depremde etkili olan eğilme ve uzama modlarının oldukça geç oluşmasıdır. Mod birleştirme yönteminde modların katkıları tam kare birleştirme (Complete Quadratic Combination) metodu ile elde edilmektedir. Yapının maksimum tepkisi yatay ve düşey doğrultu bileşenlerinin karelerinin toplamının karekökü (Square Root of Sum of Squares) metodu kullanılarak birleştirilmesiyle elde edilmektedir.

Soğutma kulesinin toplam maksimum tepkisini belirlemek amacıyla dikkate alınan kritik modların kütle katılım oranları ve periyotları Tablo 2.11’de verilmektedir. Tabloda parantez içinde verilen değerler mod numaralarıdır. Yatayda X ve Y doğrultularındaki ve düşeyde Z doğrultusunda dikkate alınan modların toplam kütle katılım oranları %90’nın üzerindedir. Böylece dikkate alınan mod sayısının yeterli olduğu sonucuna varılmıştır.

Tablo 2.11. Etkili modların periyotları ve modal kütle katılım oranları

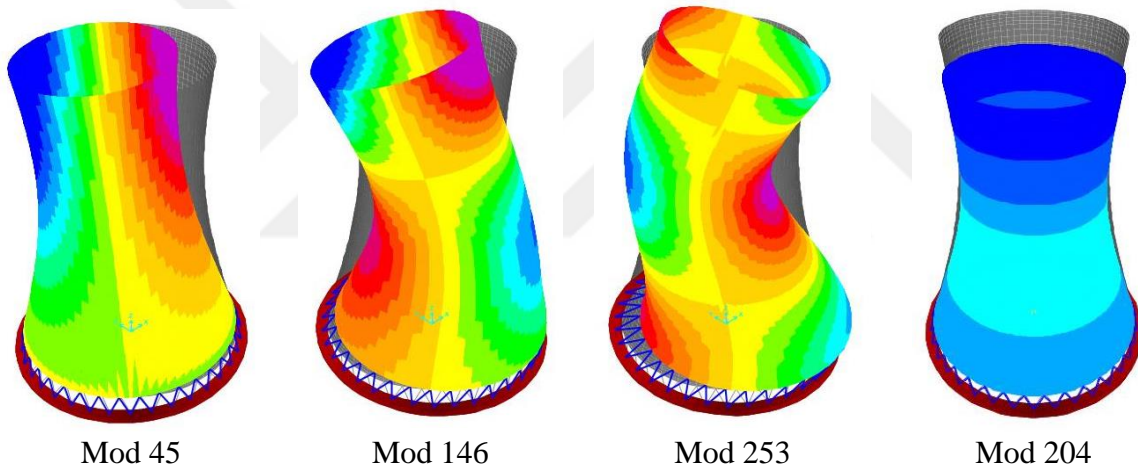
Mesnet durumu	Periyot (s)			
	1. Eğilme	2. Eğilme	3. Eğilme	Uzama
Geliştirilmiş Vlasov	1.005(9,10)	0.242(130,131)	0.146(271,272)	0.539(39)
Sonsuz Rijit	0.460(45,46)	0.224(146,147)	0.152(253,254)	0.176(204)

Mod numarası	Geliştirilmiş Vlasov model için kütle katılım oranları (%)		
	X-doğrultusu	Y-doğrultusu	Z-doğrultusu
9	25.08	24.08	0
10	24.08	25.08	0
130	23.43	9.37	0
131	9.37	23.43	0
271	6.97	6.73	0
272	6.73	6.97	0
39	0	0	99.95
Toplam	95.66	95.66	99.95

Tablo 2.11’deki periyot değerleri incelendiğinde sonsuz rijit mesnetli soğutma kulesinin birinci eğilme periyodu seçilen zemin türü için tasarım ivme spektrumunda kritik periyot aralığına (T_b , T_c) düşmektedir. Bu sebeple sonsuz rijit mesnet kabulü durumunda kule için depremde rezonansa girebileceği söylenebilir. Geliştirilmiş Vlasov zemin modeli durumunda ise ilgili periyodun kritik periyot aralığından oldukça uzak olduğu

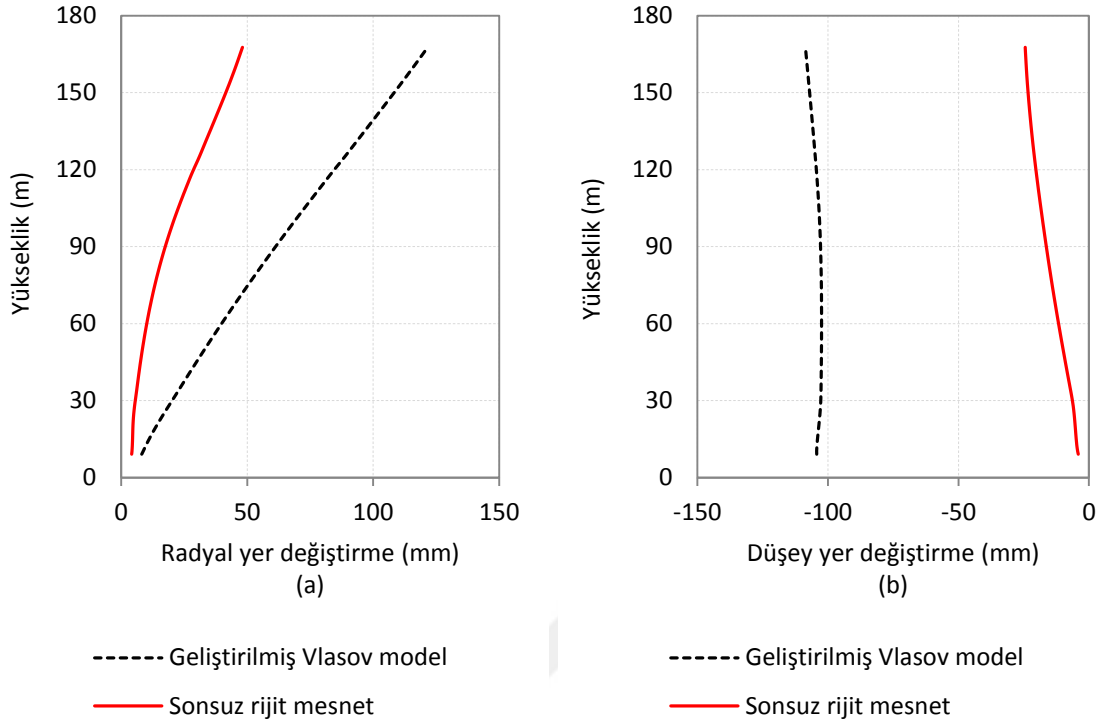
görülmektedir. Ayrıca yapı-zemin etkileşiminin dikkate alınmadığı durumda etkili eğilme modları elastik zemin durumuna göre daha geç meydana gelmektedir. Bir başka ifadeyle, elastik zemin yapısal sistemin toplam rijitliğini azaltarak kritik modların daha büyük periyot değerleriyle daha önce oluşmasına neden olmaktadır.

Şekil 2.25'te sonsuz rijit mesnetli soğutma kulesinin sismik tepkisinde etkili olan üç eğilme ve bir uzama mod şekli gösterilmektedir. Geliştirilmiş Vlasov model ve sonsuz rijit mesnet için sırasıyla 9. ve 45. modlardan önce kabuk salınım modları oluşmaktadır. Bu modlar net ötelenme hareketi oluşturmadığından deprem anındaki etkilerinin çok az olduğu söylenebilir. Tablo 2.11'deki kütle katılım oranları incelendiğinde toplam kabuk salınım modlarının etkisinin %5'in altında olduğu sonucuna varılır. Ayrıca Şekil 2.25'te gösterilen kiriş benzeri eğilme ve uzama modlarının sırasıyla yatayda ve düşeyde etkili modlar olduğu anlaşılmaktadır.



Şekil 2.25. Soğutma kulesinin sonsuz rijit mesnet kabulü için etkili mod şekilleri

Şekil 2.26 sonsuz rijit mesnet ve elastik zemin durumu için kule yüksekliği boyunca meydana gelen maksimum radyal ve düşey yer değiştirme eğrilerini göstermektedir. Maksimum radyal ve düşey yer değiştirmeler sırasıyla 122 mm ve 109 mm olarak geliştirilmiş Vlasov modeli kullanıldığında meydana gelmektedir. Zemin rijitliğinin sonsuz kabul edildiği durumda ise bu değerler sırasıyla 48 mm ve 24 mm'ye düşmektedir. Bu sebeple yapı-zemin etkileşiminin kule duvarında deprem etkisinde oluşan düşey ve yatay yer değiştirmeleri ciddi ölçüde etkilediği söylenebilir.



Şekil 2.26. Soğutma kulesi yüksekliği boyunca oluşan maksimum a) radyal ve b) düşey yer değiştirmeler

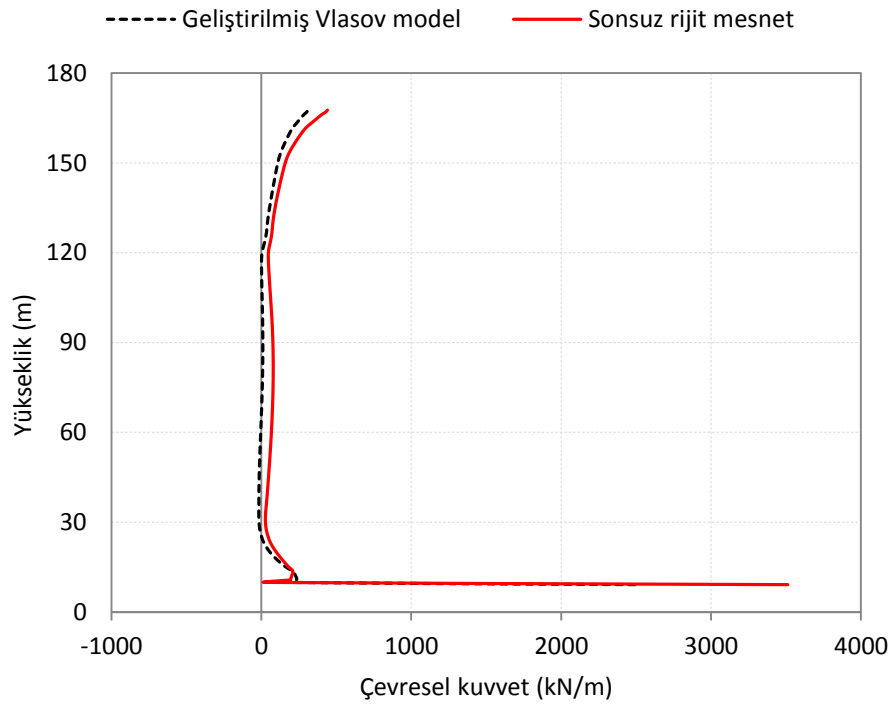
Farklı mesnet durumları için soğutma kulesinin yüksekliği boyunca $\theta=0^\circ$ meridyeninde oluşan maksimum ve minimum çevresel kuvvet dağılımları sırasıyla Şekil 2.27 ve Şekil 2.28'de gösterilmektedir. Şekillere göre elastik zemin kabulünde çevresel çekme ve basınç kuvvetleri kule yüksekliği boyunca sırasıyla en çok %30 ve %22.5 oranlarında azalmaktadır.

Şekil 2.29 ve Şekil 2.30 ise farklı zemin durumları için kule yüksekliği boyunca $\theta=0^\circ$ meridyeninde oluşan maksimum ve minimum meridyenel kuvvet dağılımlarını sırasıyla gösterilmektedir. Şekil 2.29'a göre Vlasov zemin modeli için kulenin tepe ve taban bölgelerinde meridyenel çekme kuvveti oluşmamaktadır. Kulenin orta bölgesinde oluşan maksimum çekme kuvveti Vlasov zemin modeli için %73.7 oranında azalmaktadır. Benzer şekilde maksimum meridyenel basınç kuvveti ise taban seviyesinde %17.7 oranında azalmaktadır (Şekil 2.30).

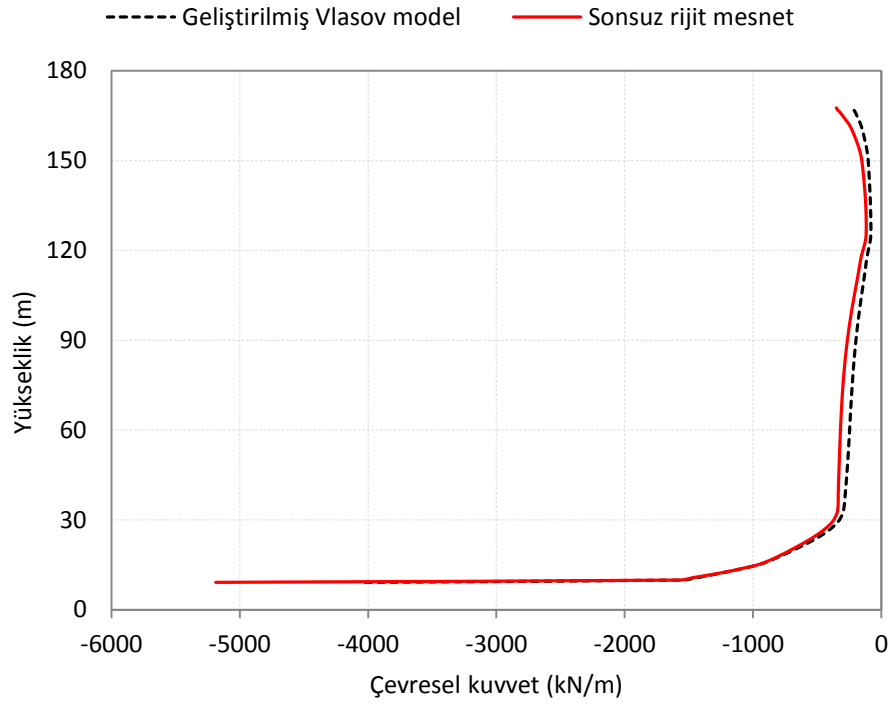
Kule yüksekliği boyunca çevresel ve meridyenel moment dağılımları sırasıyla Şekil 2.31 ve Şekil 2.32'de farklı mesnet durumları için gösterilmektedir. Yapı-zemin etkileşimi dikkate alındığı Vlasov zemin modelinde çevresel ve meridyenel momentler taban seviyesinde sırasıyla %13.3 ve %29 oranlarında azalmaktadır. Ayrıca şekiller incelendi-

ğinde moment etkisinin sadece kule duvarı yüksekliğinin yaklaşık %10'undan daha az yükseklikteki taban bölgesinde var olduğu görülmektedir. Buradan kolonların etkisinin azalmasıyla kule duvarının büyük ölçüde kabuk davranışı gösterdiği sonucuna varılabilir.

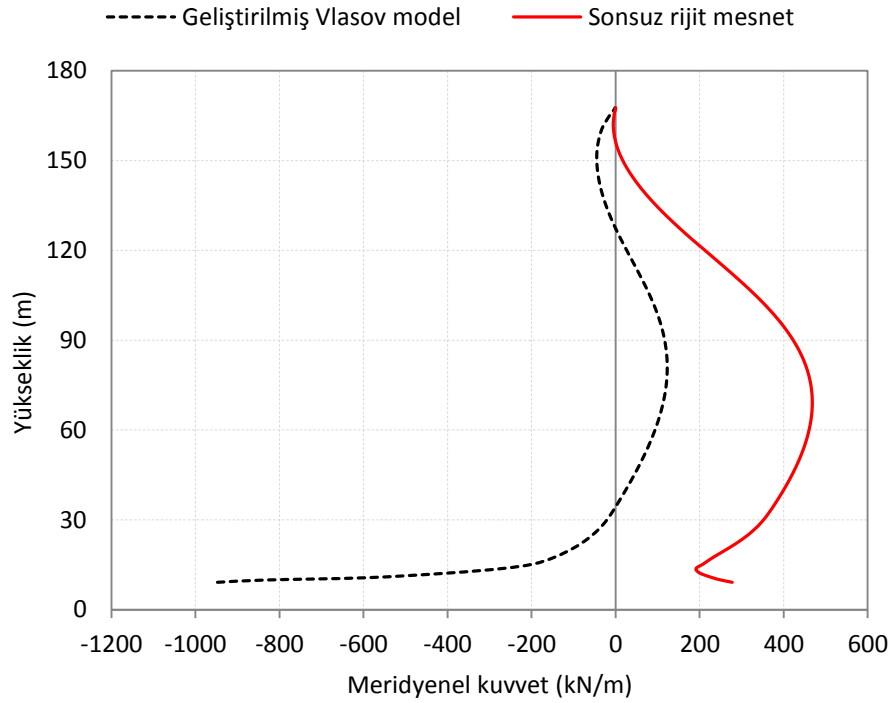
Yapı-zemin etkileşiminin çevresel ve meridyenel kuvvetler ve momentler üzerindeki etkilerini sayısal olarak inceleyebilmek amacıyla Tablo 2.12'de kulenin $\theta=0^\circ$ açısında kolon ve duvar birleşim bölgesinde oluşan iç kuvvetlerin maksimum değerleri verilmektedir.



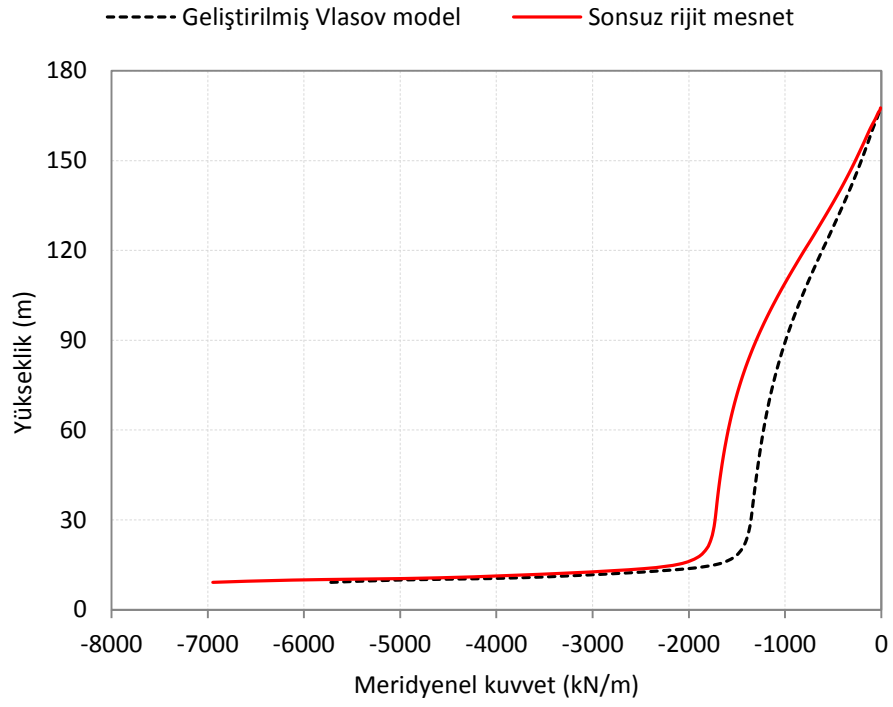
Şekil 2.27. Soğutma kulesi yükseklik boyunca $\theta=0^\circ$ açısındaki maksimum çevresel çekme kuvveti



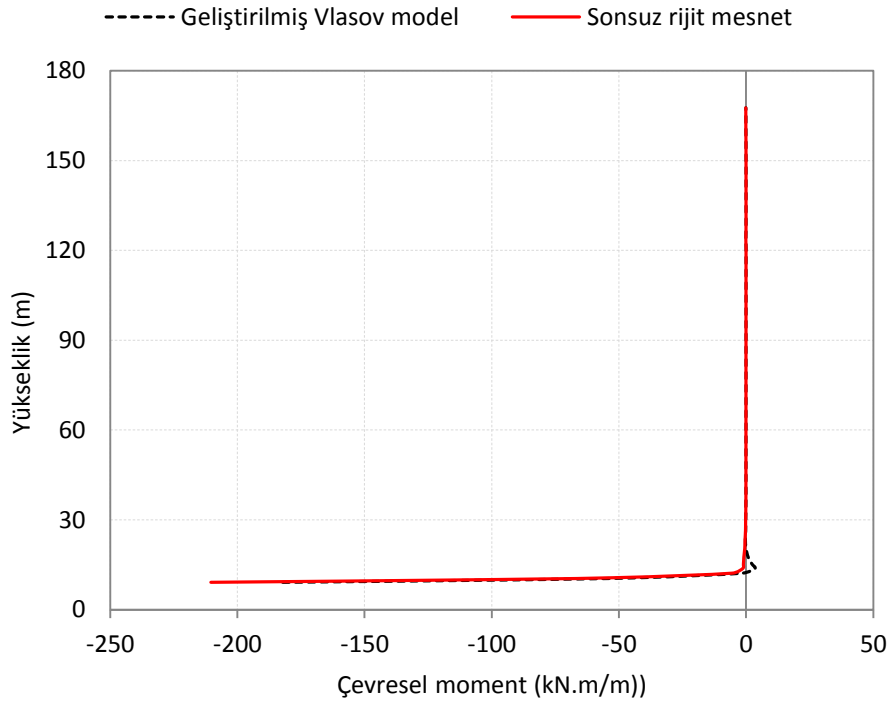
Şekil 2.28. Soğutma kulesi yükseklik boyunca $\theta=0^\circ$ açısındaki maksimum çevresel basınç kuvveti



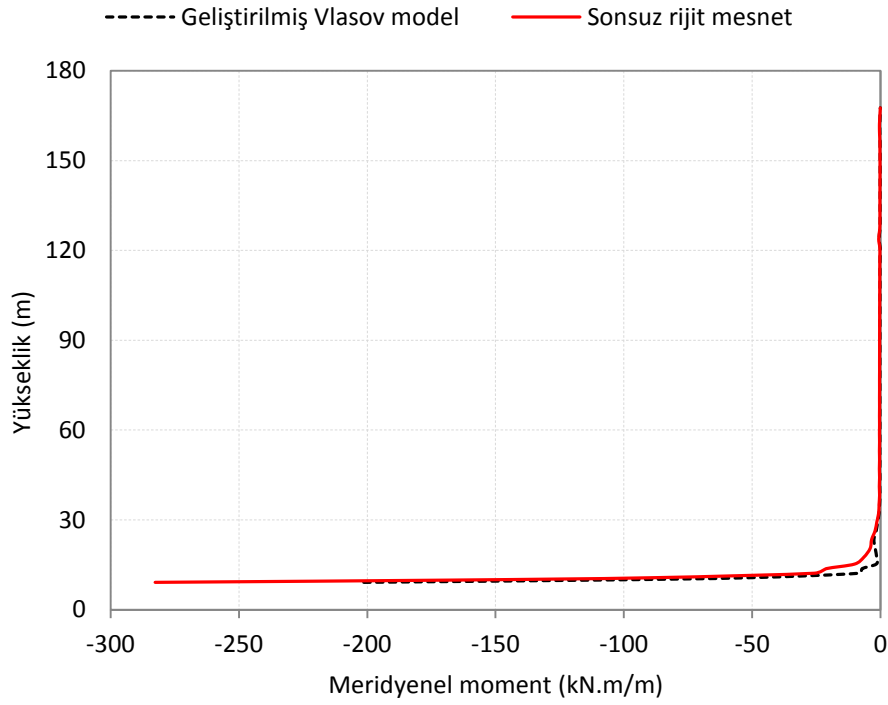
Şekil 2.29. Soğutma kulesi yükseklik boyunca $\theta=0^\circ$ açısındaki maksimum meridyenel çekme kuvveti



Şekil 2.30. Soğutma kulesi yükseklik boyunca $\theta=0^\circ$ açısındaki maksimum meridyenel basınç kuvveti



Şekil 2.31. Soğutma kulesi yükseklik boyunca $\theta=0^\circ$ açısındaki maksimum çevresel moment



Şekil 2.32. Soğutma kulesi yükseklik boyunca $\theta=0^\circ$ açısındaki maksimum meridyenel moment

Tablo 2.12. Soğutma kulesinin $\theta=0^\circ$ açısındaki ve taban seviyesindeki maksimum kuvvet ve moment değerleri

Maksimum değerler	Sonsuz rijit mesnet	Geliştirilmiş Vlasov model
Çevresel basınç kuvveti (kN/m)	-5188	-4022
Çevresel çekme kuvveti (kN/m)	3512	2493
Meridyenel basınç kuvveti (kN/m)	-6947	-5720
Meridyenel çekme kuvveti (kN/m)	277	0
Çevresel moment (kN.m/m)	-210	-182
Meridyenel moment (kN.m/m)	-283	-201

Son olarak iki mesnet kabulü için kolon kuvvetleri Tablo 2.13'te sunulmaktadır. Kolonlarda oluşan kesme ve moment değerlerinin aksenal kuvvet değerlerine göre oldukça küçük olduğu görülmektedir. Bu sebeple aksenal kuvvetteki değişim oranının kolon tasarımında etkili olacağı düşünülebilir. Tablo 2.13 incelendiğinde Vlasov elastik zemin modeli için kolonda oluşan aksenal basınç kuvveti sonsuz rijit mesnet durumunda oluşan değerden %17.6 oranında küçüktür. Sonsuz rijit mesnet durumunda kolonlarda oldukça

büyük değerlerde aksel çekme kuvveti oluşurken Vlasov zemin modelinde çekme kuvveti oluşmamaktadır. Bunun yanında eğilme momentinde %27 oranında azalma meydana gelirken burulma momentinde önemli bir değişim olmamaktadır.

Tablo 2.13. Farklı mesnet durumları için maksimum kolon kuvvetleri

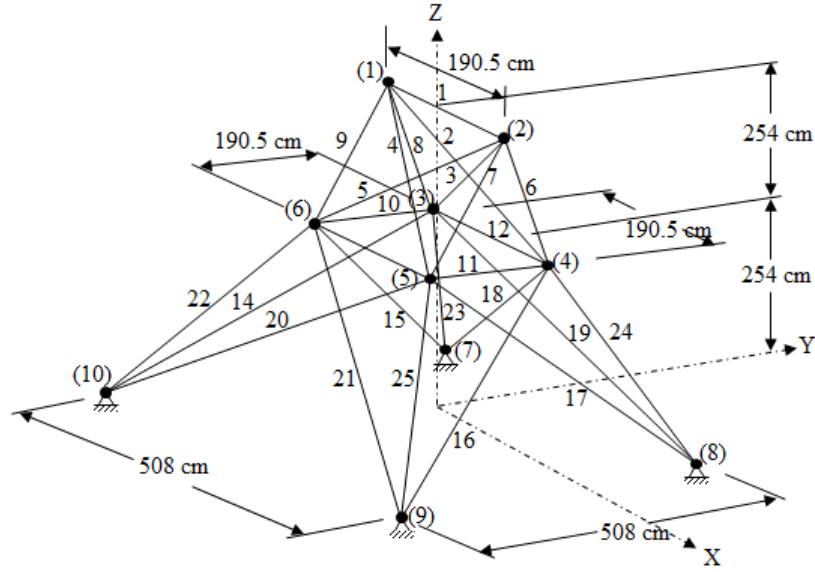
Kolon kuvvetleri	Sonsuz rijit mesnet	Geliştirilmiş Vlasov model
Eksenel basınç (kN)	-13596	-11190
Eksenel çekme (kN)	2446	0
Kesme (kN)	110	93
Eğilme momenti (kN.m)	473	345
Burulma momenti (kN.m)	94	95

2.3. Yapısal Optimizasyon Algoritmalarının Kontrolü

Kule tipi yapılar için yapı-zemin etkileşimi dikkate alınarak gerçekleştirilecek yapısal optimizasyon çalışmasında kullanılacak optimizasyon algoritmalarının sonuçlarının güvenilirliğini kontrol etmek amacıyla literatürde daha önce farklı optimizasyon algoritmalarıyla çözülmüş iki yapısal optimizasyon problemi incelenmektedir. Bu problemler aşağıda detaylı olarak anlatılmakta ve elde edilen optimum sonuçlar karşılaştırılmaktadır.

2.3.1. 25 Elemanlı Uzay Kafes

Kontrol problemlerinden ilki Kaveh ve Talatahari (2012) ve Li vd. (2007) tarafından hibrit parçacık küme karınca koloni optimizasyon (HPSACO) ve hibrit parçacık sürü optimizasyon (HPSO) algoritmaları kullanılarak minimum ağırlıklı olarak boyutlandırılmış 25 çubuk elemanlı uzay kafes yapısıdır. İlgili kafes yapısının boyutları, düğüm noktası ve eleman numaralandırması Şekil 2.33'te gösterilmektedir. Yapının elastisite modülü ve özgül ağırlığı sırasıyla 68950 MPa ve 2767.991 kg/m³ olarak dikkate alınmaktadır.



Şekil 2.33. 25 elemanlı uzay kafes yapısı

Tablo 2.14’de kafes yapıya uygulanan yükleme durumları verilmektedir. Yapısal analizlerde yapının kendi ağırlığı dikkate alınmamaktadır.

Tablo 2.14. 25 elemanlı kafes yapısının yükleme durumları

Düğüm no.	Yükleme durumu 1		
	$F_x(\text{kN})$	$F_y(\text{kN})$	$F_z(\text{kN})$
1	4.448	44.48	-22.24
2	0	44.48	-22.24
3	2.224	0	0
6	2.224	0	0
Yükleme durumu 2			
1	0	88.96	-22.25
2	0	-88.96	-22.25

Tablo 2.15’de kafes yapısına ait tasarım değişkenleri (eleman grupları) ve bu değişkenler için izin verilen gerilme değerleri verilmektedir. A_i , i’inci elemanın kesit alanını göstermektedir. Her eleman grubuna atanabilecek minimum ve maksimum kesit alanları sırasıyla 0.064516 cm^2 ve 21.94 cm^2 ’dir.

Tablo 2.15. 25 elemanlı kafes yapı için izin verilen gerilme değerleri

Tasarım değişkenleri	İzin verilen basınç gerilmesi (MPa)	İzin verilen çekme gerilmesi (MPa)
A ₁	241.95934	275.80
A ₂ -A ₅	79.91305	275.80
A ₆ -A ₉	119.31797	275.80
A ₁₀ -A ₁₁	241.95934	275.80
A ₁₂ -A ₁₃	241.95934	275.80
A ₁₄ -A ₁₇	46.60330	275.80
A ₁₈ -A ₂₁	47.98230	275.80
A ₂₂ -A ₂₅	76.41039	275.80

Tablo 2.16’da bu çalışma kapsamında kullanılan DE, HS ve TLBO algoritmalarından elde edilen optimum tasarım değerleri ile literatürde HPSACO ve HPSO optimizasyon yöntemleri kullanılarak elde edilmiş değerler verilmektedir. Tablo 2.16 incelendiğinde bu çalışmada elde edilen minimum kafes ağırlıklarının literatürdeki sonuçlara oldukça yakın olduğu görülmektedir. Sonuçlar arasındaki küçük farkların optimizasyon yöntemlerinde dikkate alınan parametre değerlerinden ve analiz sayılarındaki farklılıktan kaynaklandığı söylenebilir. Bu sebeple geliştirilen optimizasyon algoritmalarının doğru sonuçlar ürettiği sonucuna varılmıştır.

Tablo 2.16. 25 elemanlı uzay kafes yapısı için optimum boyutlar

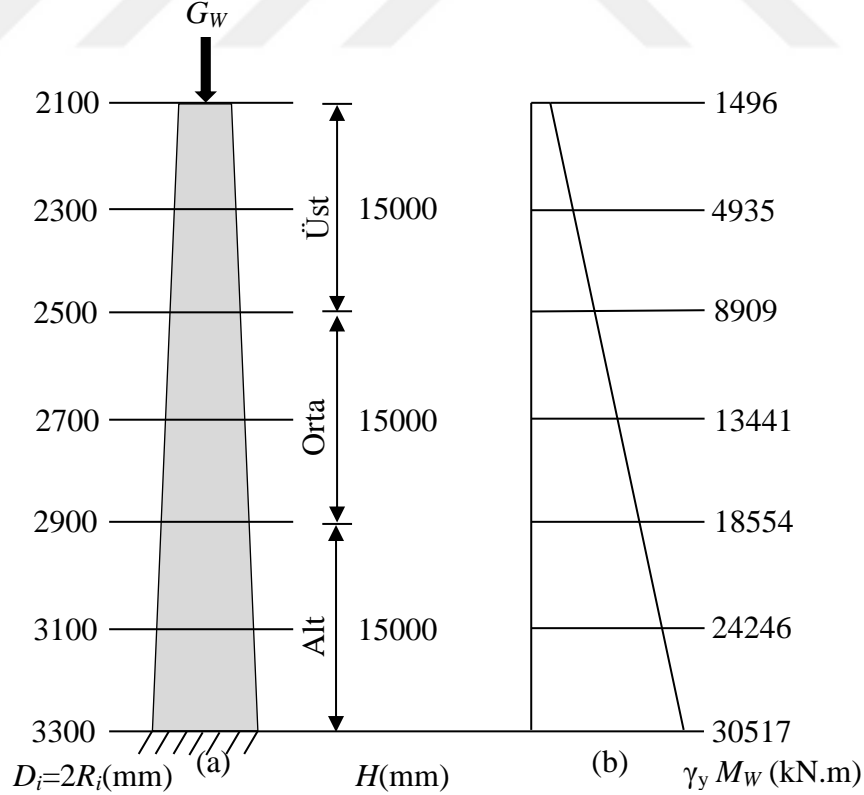
Tasarım değişkenleri A _i (cm ²)	Kaveh ve Talahari (2012)	Li vd. (2007)	Bu çalışma		
	HPSACO	HPSO	DE	HS	TLBO
A ₁	0.0645	0.0645	0.0645	0.0697	0.0645
A ₂ -A ₅	13.2515	12.7096	13.0702	11.9330	12.9672
A ₆ -A ₉	19.4064	19.4580	18.1189	19.9796	18.6356
A ₁₀ -A ₁₁	0.0645	0.0645	0.0645	0.0724	0.0645
A ₁₂ -A ₁₃	0.0645	0.0645	0.0645	0.0645	0.0645
A ₁₄ -A ₁₇	4.3806	4.4774	4.3134	4.4178	4.7633
A ₁₈ -A ₂₁	10.3935	10.8451	11.3512	11.3680	11.0234
A ₂₂ -A ₂₅	17.2773	17.0515	17.5011	16.8626	16.9136
Ağırlık (kg)	247.2074	247.2981	248.2248	247.6952	247.6388
Analiz sayısı	9875	125000	10050	10100	9075

2.3.2. Takviyeli Rüzgâr Türbin Kulesi

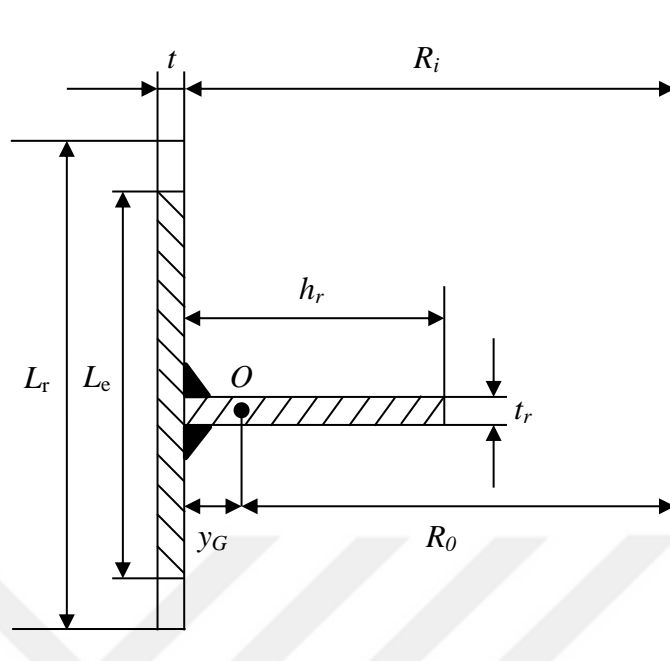
Optimizasyon algoritmalarının doğruluğu ikinci kez literatürde optimum maliyet hesabı yapılan takviyeli rüzgâr türbin kulesinin yapısal optimizasyonunun gerçekleştirilmesiyle kontrol edilmektedir.

Taban ve tepe dış çapları sırasıyla 3.3 m ve 2.1 m olan 45 m yüksekliğindeki çelik kulenin (Şekil 2.34(a)) kabuk kalınlığı ve halka takviye boyutları tasarım değişkenleri olarak dikkate alınmaktadır. Kule yüksekliği boyunca rüzgâr ve türbin yüklerinden oluşan moment değerleri Şekil 2.34 (b)'de verilmektedir. Türbin ağırlığı, yük katsayısı $\gamma_y=1.5$ alınarak $G_W = 950$ kN olarak dikkate alınmaktadır.

Optimizasyon problemi için kulenin sabit ortalama çaplı ve sabit kalınlıklı 15 m yükseklikli üç farklı silindirin üst üste eklenmesiyle elde edildiği varsayılmaktadır. 15 m'lik silindirler de aynı özelliklere sahip 3 m'lik beş silindir kabuk elemanın kaynaklanmasıyla oluşturulmaktadır. Kabuğun yerel stabilitesini sağlayabilmek amacıyla her bir 15 m'lik silindir parçaya 5 adet takviye halkası yerleştirilmektedir (Şekil 2.35).



Şekil 2.34. Takviyeli rüzgâr türbin kulesi a) geometrisi ve b) moment dağılımı



Şekil 2.35. Halka takviye kesiti ve etkili kabuk genişliği

Optimizasyon probleminde halka takviye ve kule duvarı için yerel burkulma sınırlayıcıları dikkate alınarak minimum maliyet hesaplanmaktadır. Dikkate alınan tasarım değişkenleri kule duvar kalınlığı (t), halka takviyelerin yüksekliği (h_r) ve kalınlığıdır (t_r). Kullanılan maliyet fonksiyonu Denklem 2.6'da verilmektedir.

$$K_t = K_M + 5(K_{F0} + K_{F1}) + K_{F2} + K_{F3} + K_{F4} + K_P \quad (2.6)$$

Toplam maliyet (K_t) malzeme ve üretim maliyetlerini kapsamaktadır. Üretim aşamasında silindir şekillerin düz plakalardan oluşum maliyeti (K_{F0}), kaynak maliyeti (K_{F1} ve K_{F2}), halka takviyelerin kesim (K_{F3}), montaj ve kaynak maliyeti (K_{F4}) ve boyama maliyeti (K_P) dikkate alınmaktadır. Üretim aşamasında öncelikle beş adet 3 m'lik kabuk silindirler takviyesiz olarak üretilmektedir. 3 m genişliğindeki düz bir plakanın silindir hale getirilmesinde geçen sürenin fonksiyonu Denklem 2.7'de verilmektedir (Farkas vd., 2003).

$$\ln T_s = 6.85825 - 4.5272t^{-0.5} + 0.0095419D_i^{0.5} \quad (2.7)$$

Yukarıdaki ifadede t plağın kalınlığını ve D_i çapını göstermektedir. Zamana (T_s) bağlı silindir üretim maliyeti ise Denklem 2.8'de verilmektedir.

$$K_{F0} = k_F \theta_F T, \quad (2.8)$$

Burada $\theta_F = 2$ üretimdeki zorluk faktörü ve $k_F = 1$ \$/dak birim zaman için üretim maliyetidir.

3 m'lik bir silindirin boyuna kaynak maliyeti Denklem 2.9 ile ifade edilmektedir.

$$K_{F1} = k_F(\theta_W\sqrt{\kappa_n\rho V_1} + 1.3 \times 0.224 \times 10^{-3}t^2(2 \times 3000)) \quad (2.9)$$

Denklem 2.9'da $\theta_W = 2$ montaj zorluk faktörü ve $\kappa_n = 2$ montaj yapılan parça sayısıdır. Kabuk elemanın hacmi V_1 ise Denklem 2.10 ile bulunur.

$$V_1 = 2R\pi t \times 3000 \quad (2.10)$$

Beş parça 3 m'lik silindir elemanın dört küt kaynak ile birleştirilmesinden dolayı oluşan kaynak maliyeti

$$K_{F2} = k_F(\theta_W\sqrt{5\rho V_1} + 1.3 \times 0.224 \times 10^{-3}t^2 \times 4 \times 2R\pi), \quad (2.11)$$

şeklinde hesaplanmaktadır. Asetilen gazı kullanılarak n adet düz plak halkanın kesim maliyeti aşağıdaki ifadeyle hesaplanmaktadır.

$$K_{F3} = k_F\theta_c C_c t_r^{0.25} L_c, \quad (2.12)$$

burada $\theta_c = 3$, $C_c = 1.1388 \times 10^{-3}$ ve L_c sırasıyla kesme zorluk faktörü, kesme parametresi ve kesme uzunluğudur. Kesme uzunluğu aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$L_c \approx 2R\pi n + 2(R - h_r)\pi n \quad (2.13)$$

Bir silindir parçaya n adet halkanın çift taraflı köşe kaynak ile kaynaklama maliyet fonksiyonu Denklem 2.14'de verilmektedir.

$$K_{F4} = k_F(\theta_W\sqrt{(n+1)\rho V_2} + 1.3 \times 0.3394 \times 10^{-3}a_w^2 \times 4R\pi n) \quad (2.14)$$

Kaynak kalınlığı minimum 3 mm olmak kaydıyla $a_w = 0.5t_r$ şeklinde hesaplanmaktadır. Malzeme hacmi V_2

$$V_2 = 5V_1 + 2\left(R - \frac{h_r}{2}\right)\pi h_r t_r n, \quad (2.15)$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır ve 15 m'lik takviyeli silindir için malzeme maliyeti ve boyama maliyeti sırasıyla Denklem 2.16 ve 2.17 kullanılarak hesaplanmaktadır.

$$K_M = k_M \rho V_2 \quad (2.16)$$

$$K_P = k_P S_P, \quad (2.17)$$

burada

$$S_P = 4R\pi 1500 + 5 \times 2 \times 2 \left(R - \frac{h_r}{2} \right) h_r \quad (2.18)$$

olarak elde edilmektedir. Yukarıdaki ifadelerde $k_M = 1 \$/kg$ ve $k_P = 14.4 \times 10^{-6} \$/mm^2$ olarak dikkate alınmaktadır (Karpat, 2013).

Problemin çözümünde dikkate alınan sınırlayıcılar aşağıdaki gibi ifade edilmektedir. Halka takviyenin yerel burkulma sınır durumu Denklem 2.19'de verilmektedir.

$$\frac{h_r}{t_r} \leq 0.375 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \quad (2.19)$$

burada elastisite modülü $E = 2.1 \times 10^5$ MPa ve akma gerilmesi $F_y = 355$ MPa olarak alınmıştır. Kabuk yerel burkulma sınır durumu ise Denklem 2.20 ile ifade edilmektedir.

$$\sigma_{maks} = \sigma_a + \sigma_b = \frac{G_w}{2R_i \pi t} + \frac{\gamma_y M_w}{\pi R_i^2 t} \leq \sigma_{cr} = \frac{F_y}{\sqrt{1 + \lambda^4}} \quad (2.20)$$

Denklem 2.20 türbin ağırlığından ve eğilme momentinden kaynaklanan aksel maksimum basınç gerilmesi değerinin (σ_{maks}) kritik burkulma gerilmesinden (σ_{cr}) küçük olması gerektiğini göstermektedir. Kritik burkulma gerilmesi aşağıdaki denklemler kullanılarak elde edilmektedir.

$$\lambda^2 = \frac{F_y}{\sigma_a + \sigma_b} \left(\frac{\sigma_a}{\sigma_{Ea}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{Eb}} \right) \quad (2.21)$$

$$\sigma_{Ea} = (1.5 - 50\beta_r) C_a \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{L_r} \right)^2 \quad (2.22)$$

$$\sigma_{Eb} = (1.5 - 50\beta_r)C_b \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{L_r}\right)^2 \quad (2.23)$$

$$C_a = \sqrt{1 + (\rho_a \xi)^2} \quad (2.24)$$

$$C_b = \sqrt{1 + (\rho_b \xi)^2} \quad (2.25)$$

$$\rho_a = 0.5 \left(1 + \frac{R_i}{150t}\right)^{-0.5} \quad (2.26)$$

$$\rho_b = 0.5 \left(1 + \frac{R_i}{300t}\right)^{-0.5} \quad (2.27)$$

$$\xi = 0.702Z \quad (2.28)$$

$$Z = \frac{L_r^2}{R_i t} \sqrt{1 - \nu^2} \quad (2.29)$$

$$L_r = \frac{H}{n + 1} \quad (2.30)$$

Denklem 2.22 ve 2.23'deki β_r azaltma faktörü aşağıdaki denklemler kullanılarak hesaplanır:

$$0.01 \leq \beta_r = \frac{u_{max}}{4\sqrt{R_i t}} \leq 0.02 \quad (2.31)$$

$$\frac{u_{max}}{4\sqrt{R_i t}} < 0.01 \text{ için } \beta_r = 0.01 \quad (2.32)$$

$$\frac{u_{max}}{4\sqrt{R_i t}} > 0.02 \text{ için } \beta_r = 0.02 \quad (2.33)$$

$$u_{max} = 0.64A_T t \sqrt{R_i/t} \quad (2.34)$$

$$A_T t = 0.844 \times 10^{-3} Q_T \quad (2.35)$$

$$Q_T = 60.7A_W \quad (A_W, mm^2) \quad (2.36)$$

$$t \leq 10 \text{ mm} \quad \text{için} \quad A_W = 10t \quad (2.37)$$

$$t > 10 \text{ mm} \quad \text{için} \quad A_W = 3.05t^{1.45} \quad (2.38)$$

Yukarıdaki sınırlayıcılara ek olarak halka takviyelerin burkulmasını engellemek amacıyla aşağıdaki koşulların da sağlanması gerekmektedir (Uys vd., 2007).

$$A_r = h_r t_r \geq \left(\frac{2}{Z^2} + 0.06 \right) L_r t \quad (2.39)$$

$$I_r = \frac{h_r^3 t_r}{12} \left(\frac{1 + 4\omega}{1 + \omega} \right) \geq \frac{\sigma_{maks} t R_0^4}{500 E L_r} \quad (2.40)$$

Denklem 2.40'daki bazı terimler aşağıdaki şekilde hesaplanır:

$$R_0 = R_i - y_G \quad (2.41)$$

$$y_G = \frac{h_r}{2(1 + \omega)} \quad (2.42)$$

$$\omega = \frac{L_e t}{h_r t_r} \quad (2.43)$$

$$L_e = \min(L_r, L_{e0} = 1.5\sqrt{R_i t}) \quad (2.44)$$

Şekil 2.34'de verilen yükleme durumu için Denklem 2.6'da verilen maliyet fonksiyonu yukarıda tanımlanan sınır koşullarını sağlayacak şekilde minimize edilmektedir. Bu amaçla Uys vd. (2007) Rosenbrock Arama (RA) Algoritmasını ve Karpat (2013) Parçacık Sürü Algoritmasını (PSO) kullanarak daha önce bu problemi incelemişlerdir. Bu çalışmada da aynı problem DE, HS ve TLBO optimizasyon algoritmaları kullanılarak tekrar çözülmüş ve elde edilen minimum maliyetler Tablo 2.17'de sunulmuştur. Türbin kulesinin üç ana parçasının ayrı ayrı maliyet optimizasyonu yapılmıştır. Her üç yöntemle elde edilen değerlerin birbirine çok yakın olduğu ve literatürden alınan sonuçlarla uyumlu olduğu görülmektedir. Böylece geliştirilen optimizasyon algoritmalarının yapısal optimizasyon problemlerinin çözümünde güvenilir bir şekilde kullanılabilceği sonucuna varılmıştır.

Tablo 2.17. Takviyeli rüzgâr türbin kulesi optimum maliyet sonuçları, K(\$)

Kısım	Uys vd. (2007)	Karpat (2013)	Bu çalışma		
	RA	PSO	DE	HS	TLBO
Üst	15316	14770	14238.6716	14238.6736	14238.6716
Orta	23574	23453	23902.3417	23902.4312	23902.3417
Alt	35330	32201	33567.8210	33567.8232	33567.8210
Toplam	74220	70424	71708.8343	71708.928	71708.8343

2.4. Elastik Zemine Oturan Rüzgâr Türbini Taşıyıcı Sistem Optimum Tasarımı

Doğaya salınan sera gazlarının azaltılması ve enerji üretimindeki verimliliğin artırılması amacıyla yenilenebilir enerji kaynaklarının kullanımı önem kazanmaktadır. Rüzgâr ve güneş gibi temiz ve yenilenebilir enerji kaynaklarının kullanımındaki verimlilik, enerji üretiminde kullanılan teknolojilerin maliyetine bağlıdır. Bu sebeple temiz enerji üretiminde kullanılan mühendislik yapılarının optimum tasarımı önem arz etmektedir. Bu çalışma kapsamında rüzgâr enerjisinin elektrik enerjisine dönüşümünde kullanılan rüzgâr türbinini taşıyan kule-temel sisteminin yapısal optimizasyonu farklı rüzgâr hızları ve zemin modelleri için DE, HS ve TLBO sezgisel optimizasyon algoritmaları kullanılarak irdelenmektedir.

2.4.1. Problemin Tanımlanması

Optimizasyon probleminin amacı rüzgâr türbinlerini taşıyan çelik kule ve betonarme dairesel temel yapılarının minimum maliyetli olacak şekilde optimum boyutlarının elde edilmesidir. Optimum boyutlar Tablo 2.18’de özellikleri verilen türbin için elde edilmektedir. Kule yüksekliği 98 m olarak dikkate alınmaktadır.

Tablo 2.18. Rüzgâr türbini karakteristikleri (LaNier, 2005).

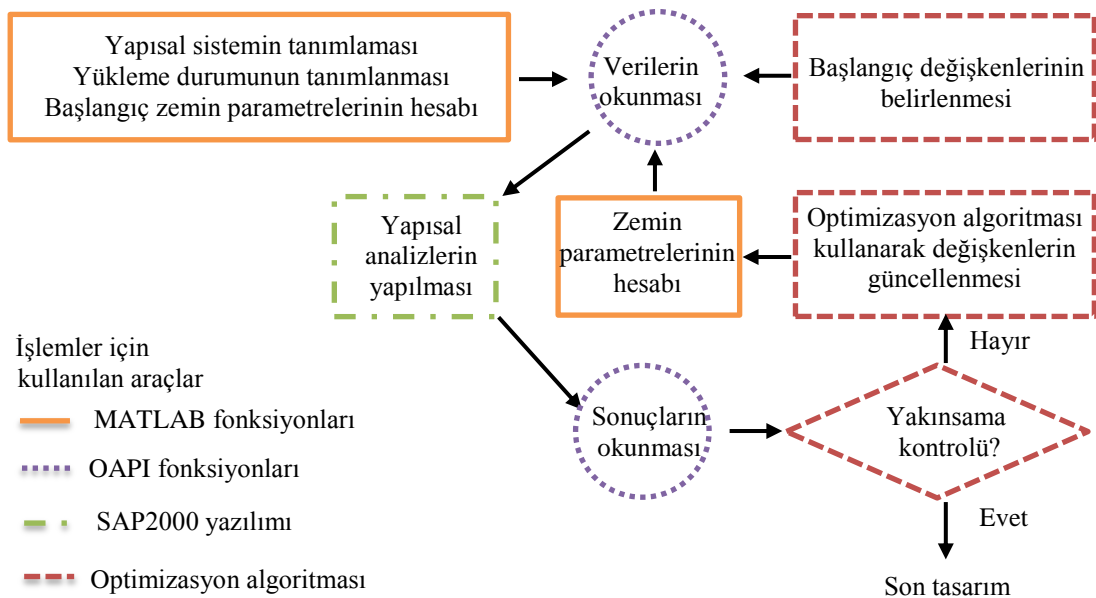
Anma Gücü (MW)	1.5
Kanat Sayısı	3
Rotor Çapı (m)	70.5
Türbin Şaft Çapı (m)	3.5
Türbin toplam ağırlığı (kg)	84800

Gerçeğe yakın optimum tasarımın elde edilmesinde deneme-yanılma yönteminin çok zahmetli ve bazen imkansız oluşu sebebiyle bu problemin çözümünde bilgisayar destekli yapısal optimizasyon algoritmaları kullanılmaktadır. Bu amaçla SAP2000 yapısal analiz programının OAPI özelliğinden yararlanarak MATLAB programlama dilinde yazılan optimizasyon algoritmaları SAP2000 programının içine entegre edilmiştir. Kullanılan optimizasyon yöntemleri birinci bölümünde detaylı olarak açıklanmaktadır. SAP2000 programında sayısal analizler için sonlu eleman yöntemi kullanılmaktadır. Çelik kule ve betonarme temelin sonlu eleman modellemesinde kullanılan malzeme özellikleri Tablo 2.19'da verilmektedir.

Tablo 2.19. Malzeme özellikleri (LaNier, 2005).

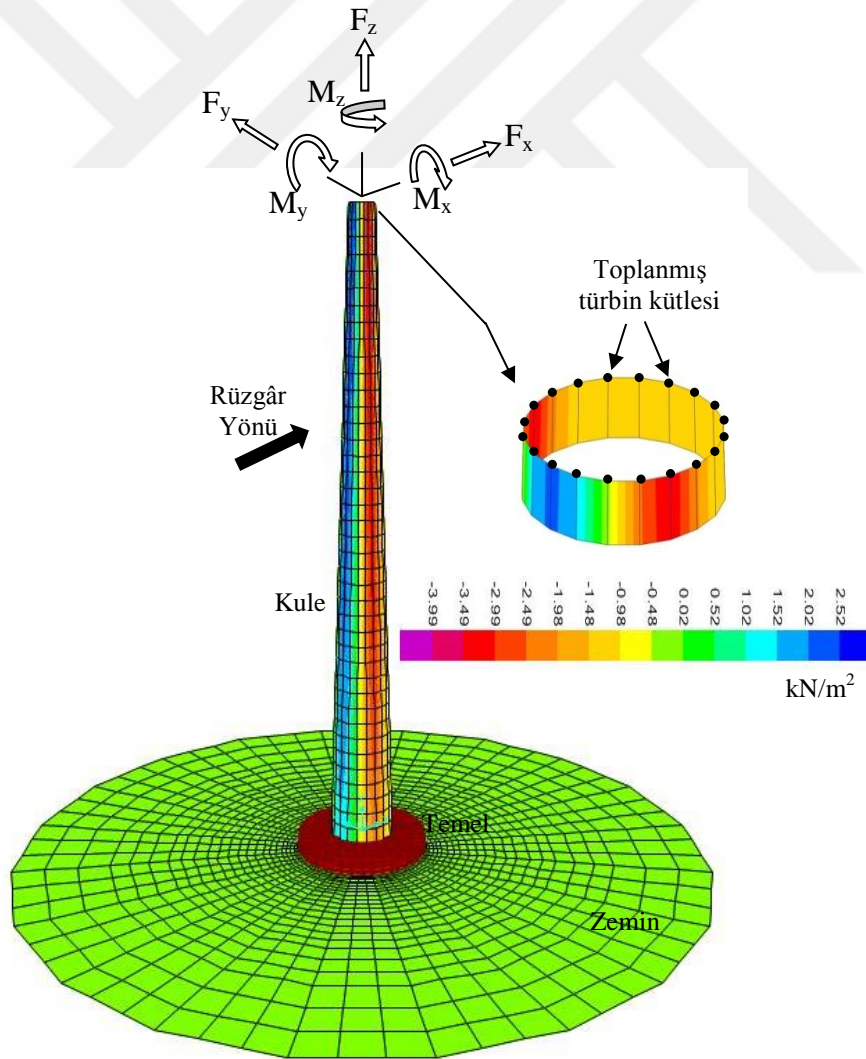
Özellik	Çelik	Beton
Elastisite modülü (MPa)	205000	26436
Poisson oranı	0.3	0.15
Özgül ağırlık (kN/m ³)	76.97	23.56
Basınç dayanımı (MPa)	-	30
Akma dayanımı (MPa)	355	-

Çalışma kapsamında geliştirilen yapı-zemin etkileşimli yapısal optimizasyon algoritmalarının akış şeması Şekil 2.36'da gösterilmektedir.



Şekil 2.36. Zemin etkileşimli yapısal optimizasyon algoritmalarının akış şeması

Optimum boyutları belirlenmeye çalışılan kule, yükseklik boyunca lineer değişen çap ve kalınlığa sahip konik bir yapıdır. Kule temeli dairesel geometriye sahiptir. Sistemin sonlu eleman modellemesinde türbin sistemi rijit dönmeyen kütleler olarak dikkate alınmaktadır. Ayrıca türbin şaftının kule tepesindeki kabuk dalgalanma hareketini engellediğinden tepe bölgesinin rijit hareket yaptığı varsayılmaktadır. Yapı-zemin etkileşiminde ise sonsuz rijit mesnet, tek parametrelî Gazetas ve geliştirilmiş Vlasov elastik zemin modelleri dikkate alınmaktadır. Kule-temel-zemin sisteminin sonlu eleman modellemesinde sırasıyla her bir düğüm noktasında 6 serbestlik derecesine sahip kabuk (shell), katı (brick solid) ve kabuk-yay (shell-spring) elemanları kullanılmaktadır. İkinci mertebe etkileri yapısal analizlerde dikkate alınmaktadır. İncelenmekte olan rüzgâr türbini destek yapısının sonlu eleman modeli ve rüzgâr basıncı dağılımı Şekil 2.37'de gösterilmektedir.



Şekil 2.37. Rüzgâr türbin yapısının sonlu eleman modeli ve rüzgâr basıncı dağılımı

2.4.2. Tasarım Değişkenleri

Rüzgâr türbini kule ve temel optimizasyon probleminde değişime maruz kalan tasarım değişkenleri kule tepe dış çapı (D_t), taban dış çapı (D_b), kule kalınlığının çapına oranı (β), temel çapı (D_f) ve temel kalınlığı (t_f) olarak seçilmiştir. Tasarım değişkenleri vektörü aşağıdaki gibi gösterilebilir:

$$s = [D_b, D_t, \beta, D_f, t_f] \quad (2.45)$$

Kulenin z yüksekliğindeki duvar kalınlığının kule dış çapına bağlı olarak lineer değiştiği kabul edilmektedir:

$$t(z) = \beta D(z) \quad (2.46)$$

Böyle bir kabulün amacı, tasarım değişkenleri sayısını azaltmak ve optimizasyon sonucunda elde edilen sonuçların uygulanabilir olmasını sağlamaktır.

2.4.3. Amaç Fonksiyonu

Optimizasyon probleminde belli tasarım sınırlayıcılarını sağlayan tasarım değişkenlerinin aynı zamanda en ekonomik tasarımı sağlaması gerekmektedir. En ekonomik tasarım Denklem 2.47'da verilen amaç fonksiyonunun minimize edilmesiyle sağlanabilir. Maliyet amaç fonksiyonunun $C(s)$, matematiksel modeli kullanılan çelik kule kütle ve beton temel hacminin birim maliyet değerleriyle çarpılıp toplanmasıyla elde edilmektedir.

$$C(s) = m_t \mu_t + V_f \mu_f, \quad (2.47)$$

burada m_t ve V_f sırasıyla kule kütle ve temel hacmini, μ_t ve μ_f ise sırasıyla çelik birim kütle ve beton birim hacim maliyetlerini göstermektedir. Bu çalışma kapsamında $\mu_t = 1.13 \text{ \$/kg}$ ve $\mu_f = 82.61 \text{ \$/m}^3$ olarak dikkate alınmaktadır (Silva vd., 2008).

2.4.4. Tasarım Sınırlayıcıları

Optimum boyutlu rüzgâr türbini yapısının çeşitli standartlardaki belli koşulları sağlaması gerekmektedir. Bu koşullar optimizasyon sürecinde tasarım sınırlayıcıları olarak

adlandırılmaktadır. Yapının güvenli ve uygulanabilir olmasını sağlamak adına belirlenen sınırlayıcılar boyutsal ve/veya yapısal davranışına bağlı olmaktadır. Rüzgâr türbini taşıyıcı sistem optimizasyonunda dikkate alınan sınırlayıcılar aşağıda açıklanmaktadır.

2.4.4.1. Boyut Sınırlayıcıları

Tasarım değişkenlerinin alabileceği boyutsal alt ve üst sınır değerler belirlenmelidir. Bu değerler genellikle taşınabilirlik ve üretilebilirlik sınırlamalarından elde edilmektedir. Bu çalışmada kule çapı için taşınabilirlik adına herhangi bir sınırlama konulmamaktadır. Bunun sebebi kulenin modüler inşa edileceği varsayımının yapılmasıdır. Yine de optimizasyon süreci için kule çapları ve temel boyutları daha önce inşa edilen destek yapılarına bakılarak sınırlandırılmaktadır. Kule tepe çapı türbin şaftının genişliğinden küçük değerler almalıdır. Çelik kule duvar kalınlığı yerel stabilite bozukluğuna sebep olmamak için bir alt sınır değerden küçük olmamalı ve üretiminin yapılabilmesi için ise bir üst sınır değerden büyük olmamalıdır. Bu şartları sağlayan tasarım değişkenleri için kabul edilen alt ve üst sınır değerler Tablo 2.20’de verilmektedir.

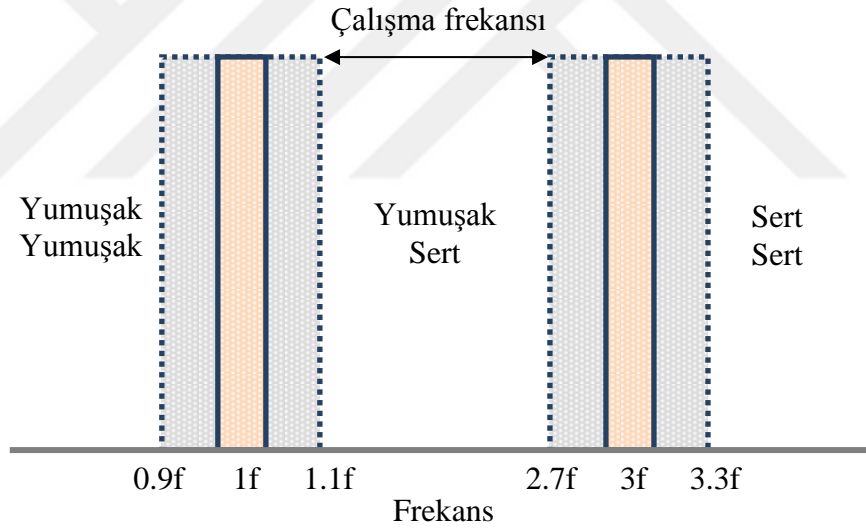
Tablo 2.20. Tasarım değişkenlerinin alt ve üst sınır değerleri

Tasarım Değişkeni		Alt sınır	Üst sınır
Duvar kalınlığı	t (mm)	1	40
Taban çapı	D_b (m)	1	10
Tepe çapı	D_t (m)	1	3.5
Kalınlık çap oranı	β	0.001	0.01
Temel çapı	D_f (m)	10	30
Temel kalınlığı	t_f (m)	0.5	5

2.4.4.2. Frekans Sınırlayıcıları

Dinamik yüklere maruz kalan yapıların temel frekansları yapının rezonansa girmesini engellemek adına dikkate alınmalıdır. Rezonans, yapının doğal frekansı ile dinamik titreşim frekansının çakışması durumunda meydana gelmekte ve bu durum yapının büyük yer değiştirmeler göstererek göçmesine sebep olabilmektedir. Bu durumu engellemek ve yapının dinamik olarak güvenilir olduğunu söyleyebilmek için uygulanabilecek iki yöntem vardır. Birincisi yapının temel doğal frekansının yapıya kullanım sürecinde etki edebilecek

herhangi bir dinamik titreşim frekansı ile çakışmamasını sağlamaktır. İkincisi ise dinamik etkileri azaltıcı sönümleyicilerin yapıda kullanılmasıdır. Rüzgâr türbini yapısında genelde birinci yöntem kullanılmaktadır (Zyl ve Van Zijl, 2015). Rüzgâr türbinlerinde en önemli dinamik titreşim kaynağı kanatların hareketidir. Kanatın dönmesinden kaynaklanan titreşim frekansı $1f$ ile kanat geçişinden kaynaklanan titreşimin frekansı $3f$ ile ifade edilmektedir. Modern türbinler değişken hızlı türbinler olduğundan bu titreşim frekansları sabit değerler olarak alınmayıp bir aralık olarak ifade edilmektedir. Şekil 2.38’de gösterilen titreşim frekanslarına göre yapı üç farklı şekilde tasarlanabilmektedir. Tasarımlardan ilki, yapının temel doğal frekansının $3f$ değerinden büyük olmasının sağlandığı sert-sert olarak adlandırılan tasarımıdır. Yumuşak-sert olarak adlandırılan ikinci tür tasarımda ise yapı frekansının $1f$ ve $3f$ frekansları arasında olmasını sağlar. Son tasarım türünde ise yapının doğal frekansı $1f$ değerinin altında elde edilir ve tasarım yumuşak-yumuşak olarak adlandırılır (Harte ve Van Zijl, 2007).



Şekil 2.38. Kanat titreşim frekans değerleri (Zyl ve Van Zijl, 2015).

Yapının doğal frekansını belirlemedeki belirsizliklerden dolayı yapı frekansı bu frekans değerlerinin $\pm\%10$ dışında tutulmaktadır. $1.1f$ ve $2.7f$ frekansları arasındaki frekans çalışma frekansı olarak adlandırılmaktadır. Bu çalışmada rüzgâr türbini taşıyıcı sistemi Tablo 2.21’de verilen çalışma frekansları aralığında olacak şekilde yumuşak-sert türünde optimum olarak tasarlanmaktadır.

Tablo 2.21. Kanat çalışma frekans aralıkları
(LaNier, 2005).

Türbin	Çalışma hızı (f)		Çalışma frekansı	
	Rpm	Hz	1.1P	2.7P
1.5 MW	20.5	0.342	0.376	0.923

2.4.4.3. Yerel Burkulma Sınırlayıcıları

Çelik kulede oluşabilecek yerel burkulma durumunun engellenmesi ANSI/AISC 360-05 yönetmeliğine göre kule yüksekliği boyunca aşağıdaki koşulun sağlanmasını gerektirmektedir.

$$\left(\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \right) + \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n} + \frac{T_u}{\phi_t T_n} \right)^2 \leq 1.0 \quad (2.48)$$

Denklemdaki P_u , M_u , V_u ve T_u terimleri yük faktörleriyle çarpılmış tasarım yüklerinden kaynaklanan sırasıyla aksenal kuvvet, eğilme momenti, kesme kuvveti ve burulma momenti değerleridir. P_n , M_n , V_n ve T_n terimleri ise sırasıyla aksenal basınç, eğilme, kayma ve burulma karakteristik dayanım değerlerini ifade etmektedir. ϕ_c , ϕ_b , ϕ_v ve ϕ_t terimleri de sırasıyla basınç, eğilme, kesme ve burulma dayanım azaltma katsayılarını göstermektedir. Bu çalışmada dayanım azalma faktörleri 0.9 olarak alınmaktadır. Yani dayanım değeri %10 azaltılmaktadır. Dayanım değerleri ANSI/AISC 360-05 yönetmeliğine uygun olarak aşağıdaki denklemler kullanılarak hesaplanmaktadır.

Eksenal basınç dayanımı için yönetmelik öncelikle kesiti *narin* ya da *kompakt olmayan* durumuna göre sınıflandırır. Eğer kesitin dış çapının et kalınlığına oranı (D/t) belirlenen sınır değerden büyükse kesit *narin* küçükse *kompakt olmayan* olarak adlandırılır.

$$\frac{D}{t} \leq 0.11 E_s / F_y, \quad (2.49)$$

burada E_s çeliğin elastisite modülünü ve F_y çeliğin akma dayanımını göstermektedir. *Kompakt olmayan* kesitler için kesitin aksenal basınç dayanımı:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (2.50)$$

şeklinde ifade edilmektedir. Burada F_{cr} kritik burkulma gerilmesini ve A_g kesit alanını göstermektedir. F_{cr} elastik burkulma gerilmesi (F_e) kullanılarak aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$F_e = \frac{\pi^2 E_s}{\left(\frac{KH}{i_a}\right)^2} \quad (2.51)$$

Denklemdaki i_a kesitin atalet yarıçapını, H kule yüksekliğini ve K burkulma katsayısını göstermektedir. Konsol benzeri bu yapı için burkulma katsayı 2 olarak alınmıştır. Kritik burkulma değeri, elastik ve elastik olmayan burkulma durumları için aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$F_{cr} = \begin{cases} \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y & \text{eğer } F_e \geq 0.44F_y \\ 0.877F_e & \text{eğer } F_e < 0.44F_y \end{cases} \quad (2.52)$$

Kesit *narin* bir kesit ise F_y terimi QF_y çarpım ifadesiyle değiştirilir ve kıyaslama $0.44QF_y$ değeri için yapılır. Burada Q

$$Q = \frac{0.038E_s}{F_y \left(\frac{D}{t}\right)} + \frac{2}{3} \quad (2.53)$$

olarak hesaplanır. Eğilme durumu için kesit üç gruba ayrılmaktadır. Kesit aşağıdaki koşulu sağlıyorsa *kompakt*;

$$\frac{D}{t} < 0.07E_s/F_y \quad (2.54)$$

eğer aşağıdaki koşulu sağlıyorsa *kompakt olmayan*;

$$\frac{D}{t} < 0.31E_s/F_y \quad (2.55)$$

ve bu koşulların dışında kalanlar ise *narin* olarak gruplandırılmaktadır. Eğilme dayanımı farklı kesit sınıfları için aşağıdaki gibi ifade edilmektedir.

$$M_n = \begin{cases} F_y Z_p & \text{Kompakt olmayan} \\ \left(\frac{0.021 E_s}{\frac{D}{t}} + F_y \right) S_e & \text{Kompakt} \\ F_{cr} S_e & \text{Narin} \end{cases} \quad (2.56)$$

Yukarıdaki ifadede Z_p plastik mukavemet momentini, S_e elastik mukavemet momentini göstermektedir. Kritik elastik burkulma gerilmesi ise Denklem 2.57 kullanılarak hesaplanır.

$$F_{cr} = \frac{0.33 E_s}{\frac{D}{t}} \quad (2.57)$$

Burulma dayanımı Denklem 2.58 kullanılarak elde edilir.

$$T_n = F_{cr} C \quad (2.58)$$

$$C = \frac{\pi (D - t)^2 t}{2} \quad (2.59)$$

$$F_{cr} = \frac{0.60 E_s}{\left(\frac{D}{t} \right)^{\frac{3}{2}}} \quad (2.60)$$

Kesme dayanımı da aşağıdaki denklemler yardımıyla hesaplanır.

$$V_n = F_{cr} A_g / 2 \quad (2.61)$$

$$F_{cr} = \frac{0.78 E_s}{\left(\frac{D}{t} \right)^{\frac{3}{2}}} \quad (2.62)$$

2.4.4.4. Yer Değiştirme Sınırlayıcıları

İkinci merteye etkilerini azaltmak için kulenin tepe bölgesinde meydana gelen maksimum yer değiştirme değerinin izin verilen bir değerden küçük olması gerekmektedir. Yer değiştirmenin izin verilen değeri kule yüksekliğinin %1.25'i olarak kabul edilmiştir (Nicholson, 2011).

2.4.4.5. Temel Boyutlandırma Sınırlayıcıları

Sığ geniş temel boyutlarının belirlenmesinde en etkili sınırlayıcılardan biri zeminde oluşan gerilme değerinin zeminin taşıma kapasitesinden büyük olmamasıdır. Zemine etki eden maksimum gerilme $\sigma_{z\text{mak}}$ sonlu eleman modelinden yük faktörleri kullanılmadan elde edilmektedir.

$$\sigma_{z\text{mak}} < \sigma_{z\text{em}} \quad (2.63)$$

Zemin emniyet gerilmesi ($\sigma_{z\text{em}}$) ya da taşıma kapasitesi yerel zemin durumuna bağlı olarak değişmektedir. Bu sebeple bu çalışmada taşıma kapasitesi 350 kN/m² varsayılan zemin için tasarım yapılmıştır. Temelin boyutlandırılmasında ikinci önemli sınırlayıcı devrilme tahkikidir. Temel tabanında yapının devrilmesini engellemeye yönelik temel uç noktasında oluşan moment değerinin (M_r) devirmeye çalışan moment değerine (M_o) oranı belli bir güvenlik katsayısının üzerinde olmalıdır. Bu çalışmada devirmeye karşı güvenlik katsayısı 2 olarak dikkate alınmaktadır.

$$\frac{M_r}{M_o} \geq 2 \quad (2.64)$$

Temel kalınlığının belirlenmesinde betonun kesme dayanımı üzerine yapılan sınırlamalar etkili olmaktadır. Kule dış çapından temel kalınlığının yarısı kadar uzaklıktaki kesitte yük faktörleri kullanılarak elde edilen kesme kuvveti (V_{tu}) kesitin kesme dayanımından küçük olmalıdır. Kesme dayanımı sınırlayıcısı aşağıdaki gibi ifade edilmektedir (Bowles, 1996).

$$V_{tu} \leq \frac{1}{6} \phi \sqrt{f_c} S t_f \quad (2.65)$$

Denklemdaki yük azaltma faktörü $\phi=0.85$ olarak kabul edilmiştir. f_c betonun basınç dayanımını (MPa), S ilgili kesitin çevre uzunluğunu (mm) ve t_f temelin kalınlığını (mm) göstermektedir.

2.4.5. Tasarım Yükleri

Rüzgâr türbinlerinin sertifikalandırılabilmesi için belirli standartları sağlamaları gerekmektedir. Bu standartlardan biri de IEC 61400-1 standardıdır. Bu standarda göre rüzgâr türbini taşıyıcı sistem yapısal analizinde dikkate alınan yükler uç koşullarda ortaya çıkabilecek ani yükleri kapsamalıdır. Bu kapsamda rüzgâr türbinlerinin deprem riski düşük bölgelerde inşa edildiği varsayılarak ani rüzgâr yükleri altında optimum tasarımları elde edilmiştir. Bu yükleme durumu türbinin enerji üretmediği durgun hali yansıtmaktadır. Ani rüzgâr durumu 50 yılda bir gerçekleşen en yüksek rüzgâr hızını dikkate almaktadır. Rüzgâr türbini kulesine etki eden yükler, kule tepesine etki eden türbin yüklerini ve kule duvarına etki eden doğrudan rüzgâr basıncını kapsamaktadır. Ayrıca yükleme durumunda kule ve temel ağırlıkları da dikkate alınmaktadır. Tasarım yük kombinasyonu ASCE 7-05 ve IEC 61400-1 standartlarına göre 1.2DL (Ölü yük) + 1.6WL (Rüzgâr yükü) + 1.35TL (Türbin yükü) olacak şekilde dikkate alınmaktadır.

2.4.5.1. Türbin Yükleri

Türbin yükleri türbin üreticisi tarafından türbin özelliklerine, göbek yüksekliğine ve rüzgâr hızına bağlı olarak sunulmaktadır. Bu çalışmada dikkate alınan türbin yükleri Tablo 2.22'de verilmektedir (LaNier, 2005). Bu değerler zeminden 100 m yükseklikteki türbin göbek noktasında 10-dakikalık ortalama en yüksek rüzgâr hızının 59.5 m/s olduğu durum için verilmektedir.

Tablo 2.22. 1.5 MW türbin yükleri (LaNier, 2005).

Kuvvet	Değer
F_x (kN)	190
F_y (kN)	334
F_z (kN)	-832
M_x (kN.m)	3398
M_y (kN.m)	1713
M_z (kN.m)	1966

2.4.5.2. Doğrudan Rüzgâr Basıncı

Kuleye doğrudan etki eden rüzgâr basıncı ASCE 7-05 standardına göre hesaplanmıştır. Rüzgâr basıncı değerlerinin hesabı için türbin yapısının geniş, açık ve rüzgârı engelleyen yapıların olmadığı bir bölgede inşa edildiği varsayılmaktadır. Bu standarda göre bu bölgenin rüzgâr özellikleri, 10 m yükseklikteki 3-saniyelik ortalama fırtına hızına göre belirlenmektedir. IEC 61400-1 standardı da rüzgâr türbinlerini Tablo 2.23'de verilen referans rüzgâr hızlarına göre üç sınıfa ayırmaktadır. Rüzgâr yükü hesaplamalarında türbin göbek yüksekliğinde dikkate alınması gereken 50 yılda bir gerçekleştirme olasılıklı 10-dakikalık ortalama rüzgâr hızı bu referans hıza bağlı olarak hesaplanmıştır.

Tablo 2.23. Referans rüzgâr hızları (IEC 61400-1, 2005).

Türbin rüzgâr sınıfı	I	II	III
V_{ref} (m/s)	50	42.5	37.5

Referans rüzgâr hızı kullanılarak 50 yılda bir gerçekleştirme olasılıklı 10-dakikalık ortalama rüzgâr hızı kule yüksekliğine bağlı olarak aşağıdaki gibi hesaplanır (Simiu ve Scanlan, 1996):

$$V_{e50} = 1.4V_{ref} \left(\frac{z}{z_{göbek}} \right)^{0.11} \quad (2.66)$$

Bu rüzgâr hızı da ASCE 7-05 rüzgâr hesaplarında dikkate alınması gereken 10 m. yükseklikteki 3-saniyelik ortalama fırtına hızına aşağıdaki denklemler kullanılarak dönüştürülür.

$$V_{ortalama-saat}(z) = \frac{V_{e50}}{\left(1 + \frac{\alpha^{0.5} c(10 \text{ dakika})}{2.5 \ln(z/z_0)} \right)} \quad (2.67)$$

Geniş ve açık rüzgâr bölgesi için $c(10 \text{ dakika})=0.36$, $z_0=0.005$ m. ve $\alpha=6.5$ olarak dikkate alınmaktadır.

$$V_{3-saniye} = V_{ortalama-saat}(z) \left(1 + \frac{\alpha^{0.5} c(3 \text{ saniye})}{2.5 \ln(z/z_0)} \right) \quad (2.68)$$

Denklemdaki $c(3 \text{ saniye})=2.85$ olarak dikkate alınmaktadır (Simiu ve Scanlan, 1996). Hız dönüşümleri yapılarak IEC 61400-1 standardına uygun olarak doğrudan rüzgâr basıncı ASCE 7-05 standardına göre kuleye uygulanmıştır. ASCE 7-05 standardına uygun olarak rüzgâr yükü hesabı genel bilgiler bölümünde detaylı bir şekilde anlatılmıştır.

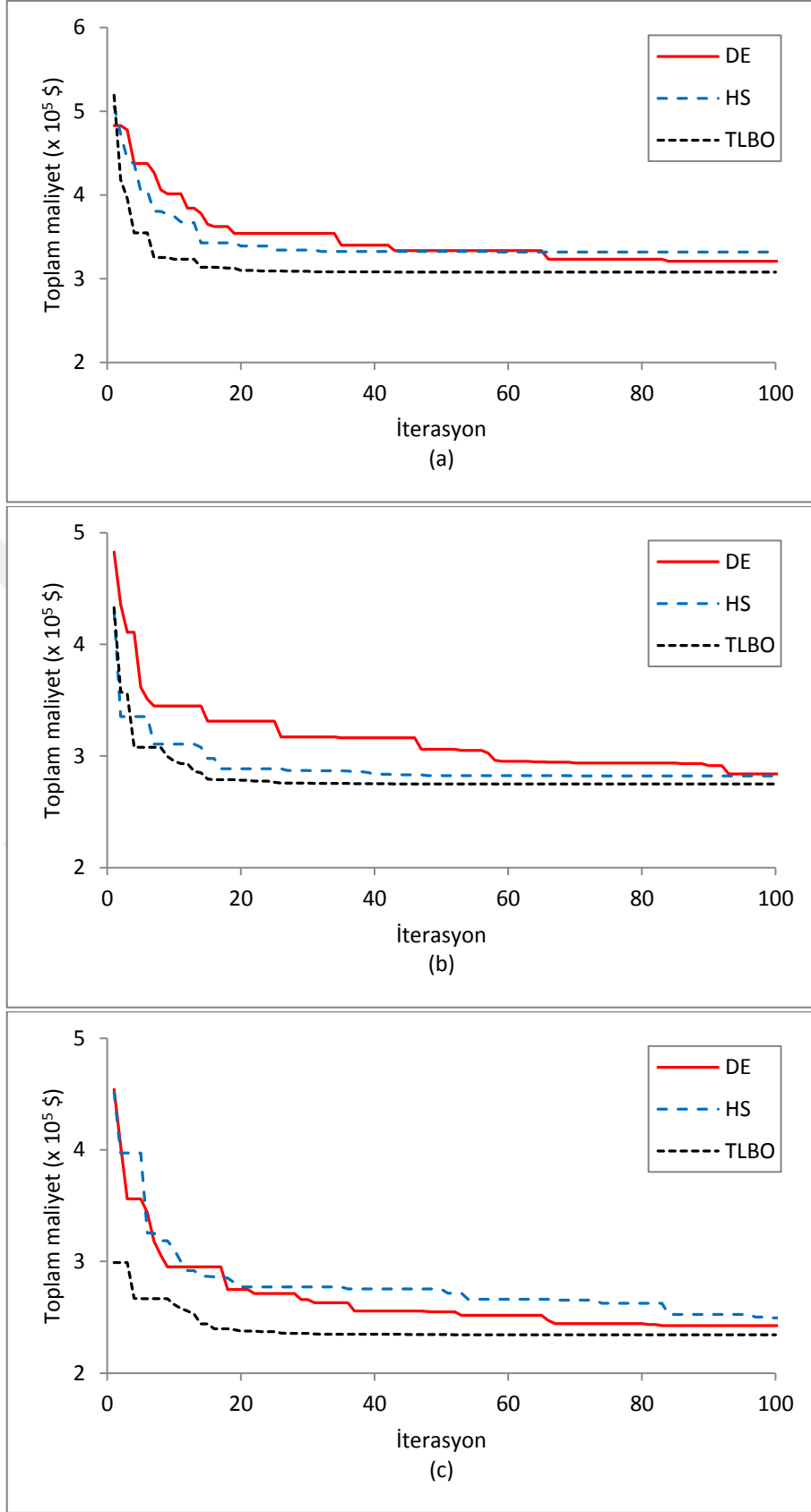
2.4.6. Optimum Tasarım Sonuçları

Yukarıda tanımlanan tasarım yükleri etkisi altında 1.5 MW enerji üretim gücüne sahip rüzgâr türbininin taşıyıcı sistem optimizasyonu minimum maliyetli olacak şekilde DE, HS ve TLBO yöntemleri kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Yapı-zemin etkileşiminin optimum maliyet üzerindeki etkisi dairesel temel altındaki farklı mesnet durumları dikkate alınarak irdelenmiştir. Rüzgâr türbini temelini hiperbolik soğutma kulesi örneğinde dikkate alınan zemin üzerine oturduğu varsayılmıştır. Mesnet durumlarından sonsuz rijit mesnet, yapı-zemin etkileşiminin dikkate alınmadığı durumu; Gazetas model, kayma etkilerinin dikkate alınmadığı tek parametrelili basit zemin durumunu göstermektedir. Geliştirilmiş Vlasov model ise elastisite modülünün zemin derinliği boyunca lineer olarak değiştiği varsayılan zemin modelini ifade etmektedir. Ayrıca tasarım yüklerinde dikkate alınan türbin rüzgâr sınıfı değiştirilerek optimum maliyet üzerindeki etkisi incelenmiştir.

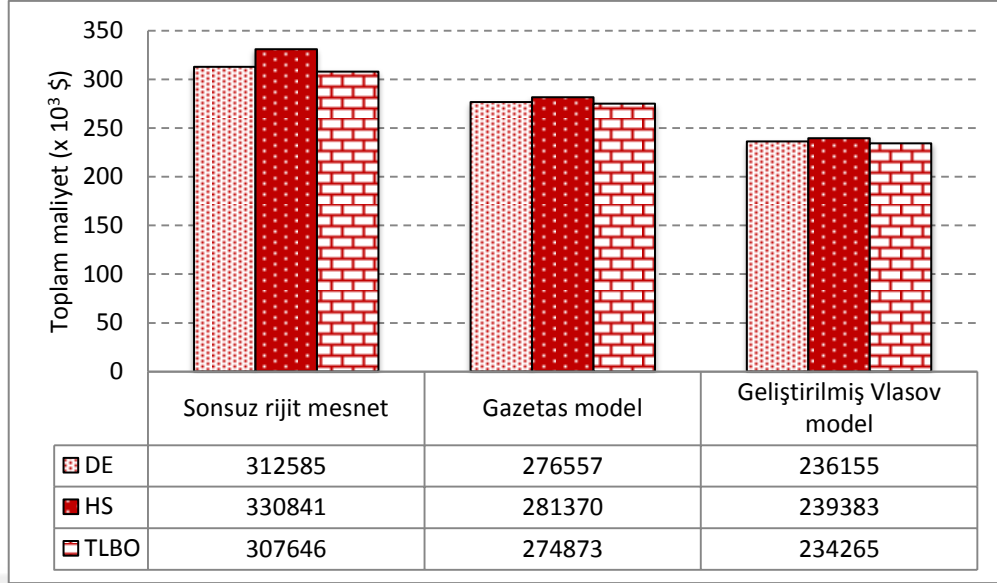
DE, HS ve TLBO yöntemleri için popülasyon sayısı 50 ve maksimum iterasyon sayısı sırasıyla 200, 200, ve 100 olarak kabul edilmiş ve optimum tasarımlar elde edilmiştir. TLBO yönteminde dikkate alınan maksimum iterasyon sayısının daha az olmasının sebebi optimizasyon sürecinde gerçekleştirilen yapısal analiz sayısının üç yöntemde de aynı olmasını sağlamaktır. Böylece yaklaşık aynı sürede maksimum iterasyon sayısına ulaşan optimizasyon yöntemleri tasarım sonuçları açısından karşılaştırılabilir.

1.5 MW rüzgâr türbini kulesi ve temeli için gerekli toplam malzeme maliyetinin iterasyon adımları ile değişimi farklı zemin modelleri ve optimizasyon algoritmaları için Şekil 2.39'de verilmektedir. Şekil 2.39 incelendiğinde DE, HS ve TLBO algoritmalarının birbirine yakın değerlere doğru yakınsadığı görülmektedir. Üç farklı yöntemin aynı anda yerel maksimuma yakınsamayacağı varsayılırsa elde edilen optimum değerlerin global optimuma yakın değerler olduğu kabul edilebilir.

Şekil 2.40'da ve Şekil 2.41'de sunulan optimum toplam maliyet değerleri incelendiğinde TLBO algoritmasının tüm mesnet durumları için diğer iki yönteme göre daha küçük değerler ürettiği görülmektedir.



Şekil 2.39. Farklı optimizasyon yöntemleriyle a) sonsuz rijit mesnet b) Gazetas ve c) geliştirilmiş Vlasov zemin modelleri için elde edilen toplam maliyetin iterasyon adımları ile değişimi (Türbin rüzgâr sınıfı: II)

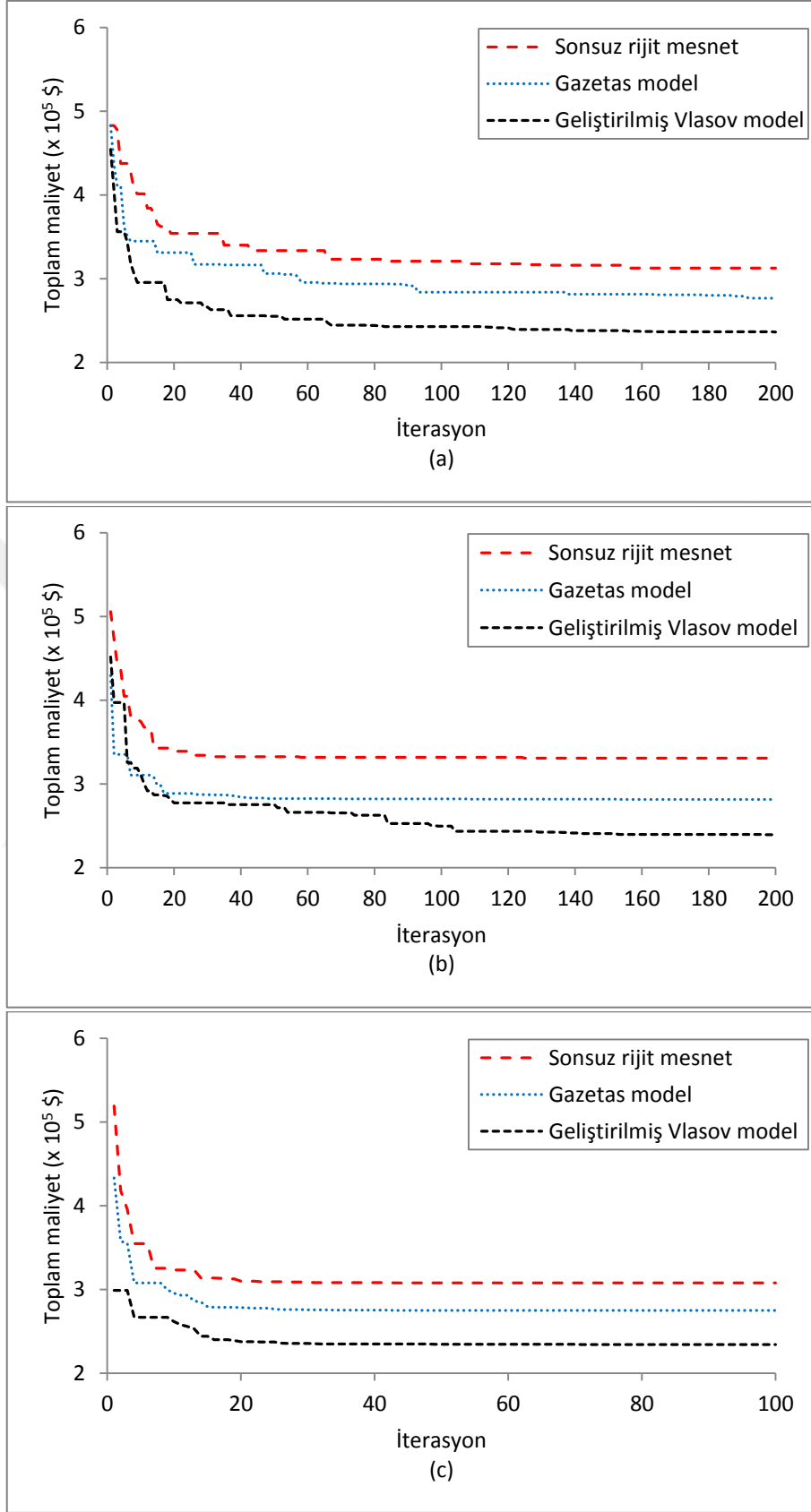


Şekil 2.40. Optimum toplam maliyetin farklı mesnet durumları ve optimizasyon yöntemleri için değişimi (Türbin rüzgâr sınıfı: II)

Bu durumda TLBO yönteminin aynı sayıda yapısal analiz gerçekleştirerek global optimuma daha yakın değerler ürettiği sonucuna varılmıştır. Bu sebeple çalışma kapsamında farklı zemin durumları için sadece TLBO yönteminden elde edilen optimum sonuçlar tablo yardımıyla sunulmaktadır. Şekil 2.40'da verilen minimum maliyet değerlerine yakınsama eğrileri Şekil 2.41'de gösterilmektedir.

Yapı-zemin etkileşiminin optimum toplam maliyet üzerindeki etkisini anlayabilmek için Şekil 2.40 incelendiğinde toplam çelik ve beton malzeme maliyetinin geliştirilmiş Vlasov zemin modeli için en az olduğu görülmektedir. Geliştirilmiş Vlasov model ve yapı-zemin etkileşiminin dikkate alınmadığı sonsuz rijit mesnet karşılaştırılırsa sonsuz rijit mesnet yapı malzeme maliyetini en az %31.3 (TLBO) oranında arttırmaktadır. Gazetas ve geliştirilmiş Vlasov zemin modelleri karşılaştırıldığında ise Gazetas zemin modelinde toplam maliyet en az %17.3 (TLBO) daha fazla olmaktadır. Gazetas zemin modeli sonsuz rijit modele göre %10.6 (TLBO) daha ekonomik bir tasarımın elde edilmesini sağlamıştır. Sonuç olarak yapı-zemin etkileşiminin rüzgâr türbini taşıyıcı sistem optimizasyonunda dikkate alınması tasarımı daha ekonomik hale getirmektedir.

Farklı mesnet durumları için TLBO yöntemi kullanılarak elde edilen optimum tasarım değişkenlerinin değerleri Tablo 2.24'de verilmektedir. Tabloda ayrıca optimum tasarımlar için elde edilen tepe yer değiştirme ve doğal frekans değerleri verilmektedir.



Şekil 2.41. Farklı mesnet durumları için a) DE b) HS ve c) TLBO yöntemleriyle optimum maliyet yakınsamaları (Türbin rüzgâr sınıfı: II)

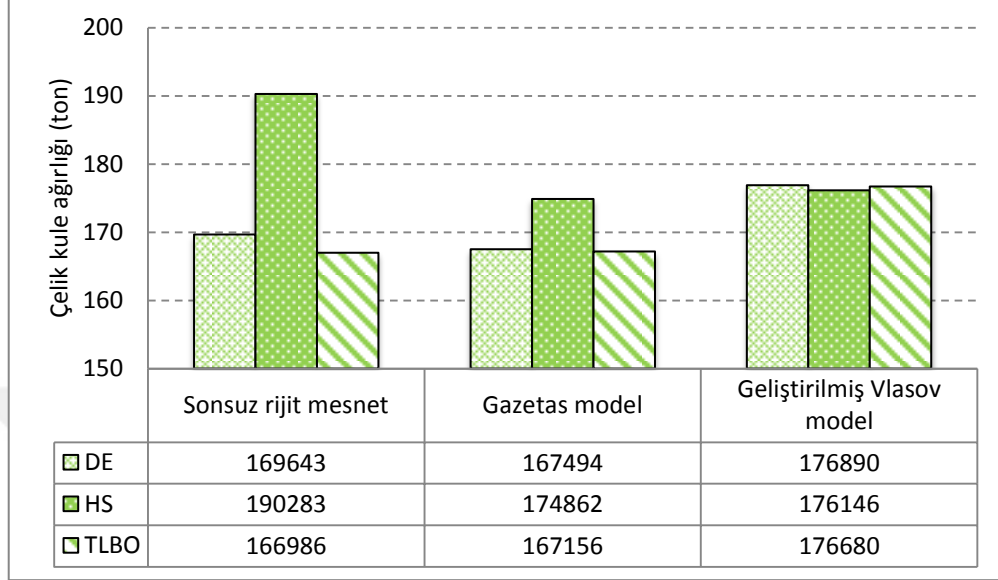
Tablo 2.24. Farklı mesnet durumları için taşıyıcı sistem optimum tasarım değerleri

Türbin rüzgâr sınıfı	II		
Optimizasyon yöntemi	TLBO		
Mesnet durumu	Sonsuz rijit mesnet	Gazetas model	Geliştirilmiş Vlasov model
Kule taban çapı, D_b (m)	6.376	6.388	6.983
Kule tepe çapı, D_t (m)	3.646	3.652	3.940
Kalınlık çap oranı, β	0.002693	0.002686	0.002395
Temel yarıçapı, R_f (m)	13.854	11.749	8.166
Temel kalınlığı, t_f (m)	2.388	2.400	2.000
Çelik kule ağırlığı (kg)	166986	167156	176680
Beton temel hacmi (m^3)	1440	1041	419
Toplam maliyet (\$)	307646	274873	234265
Kule tepe yer değiştirmesi (cm)	64.8	64.9	67.3
Kule doğal frekansı (Hz)	0.376	0.376	0.376

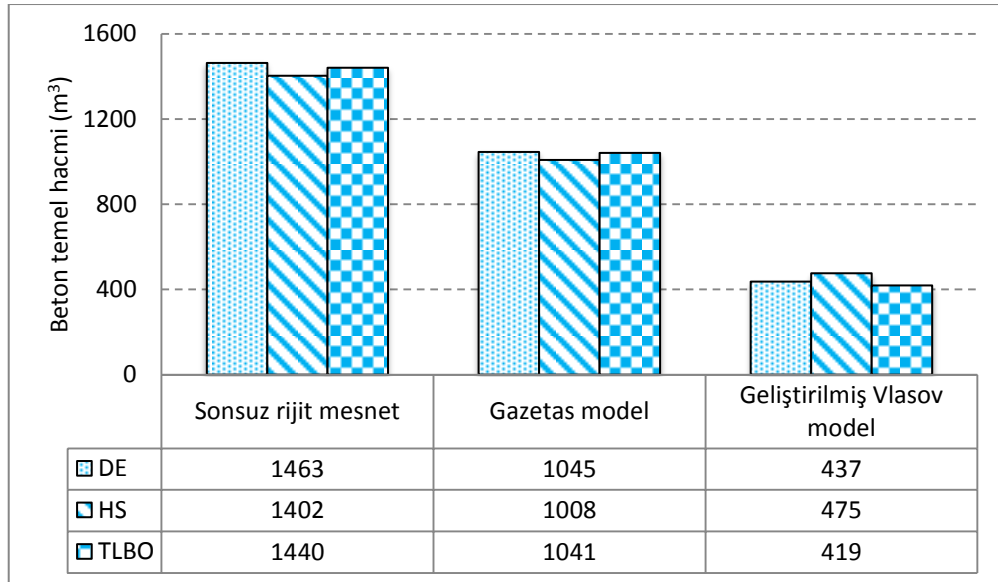
Tablo 2.24'deki optimum tasarımlar incelendiğinde minimum ve maksimum ağırlıklı çelik kule sırasıyla sonsuz rijit mesnet ve geliştirilmiş Vlasov model durumlarında elde edilmiştir. Minimum ve maksimum beton temel hacmi değerleri ise tam tersi durumda oluşmaktadır. Farklı mesnet koşulları için elde edilen tepe yer değiştirmeleri birbirlerine oldukça yakındır. Doğal frekans değerleri ise tüm zemin durumları için izin verilen minimum frekans değerine yakınsamaktadır.

Şekil 2.42 ve Şekil 2.43 farklı optimizasyon algoritmalarını ve mesnet durumlarını dikkate alarak elde edilen minimum maliyetli tasarımlardaki çelik kule ağırlıklarını ve beton temel hacimlerini göstermektedir. DE ve TLBO algoritmaları kullanılarak elde edilen çelik kule ağırlıkları birbirine yakın iken, HS algoritması ile bulunan ağırlıklar Vlasov zemin modeli dışında oldukça farklıdır. Beton temel hacmi sonuçlarında ise üç algoritma birbirine yakın sonuçlar elde etmektedir. DE ve TLBO algoritmalarıyla kıyaslandığında HS algoritması beton hacmini daha küçük çelik ağırlığını ise daha büyük olarak elde etmektedir. Bu sebeple HS kullanılarak elde edilen minimum maliyet diğer iki yöntemden elde edilenlerden daha fazla çıkmaktadır. Optimizasyon sürecinde çelik kule ağırlıklarının ve beton temel hacimlerinin iterasyon adımları ile değişimleri farklı mesnet durumları ve optimizasyon algoritmaları için sırasıyla Şekil 2.44 ve Şekil 2.45'te gösterilmektedir. Şekiller incelendiğinde en iyi ve en erken yakınsamanın TLBO

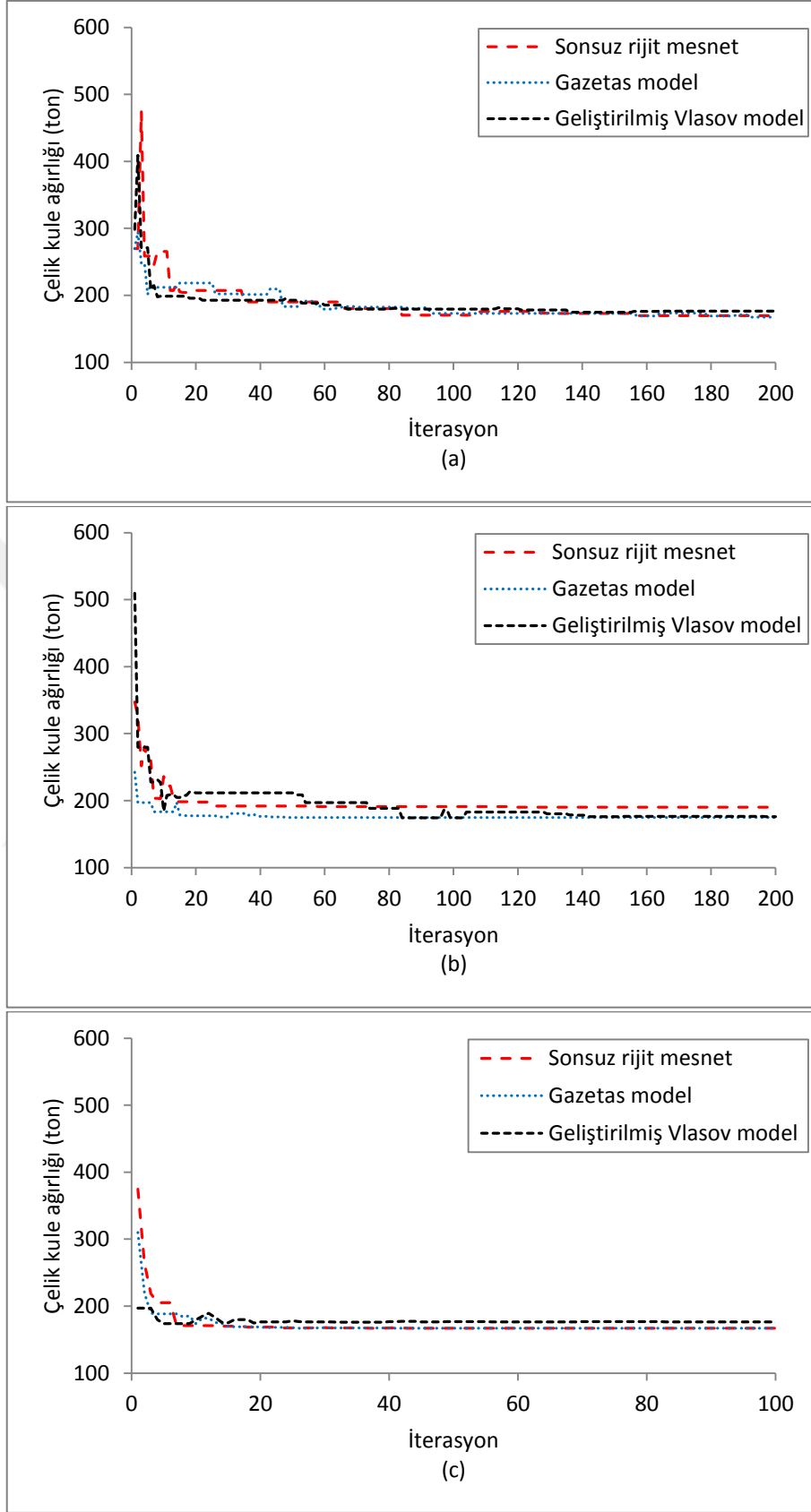
algoritması tarafından gerçekleştirildiği görülürken en geç yakınsamayı DE algoritması gerçekleştirmektedir.



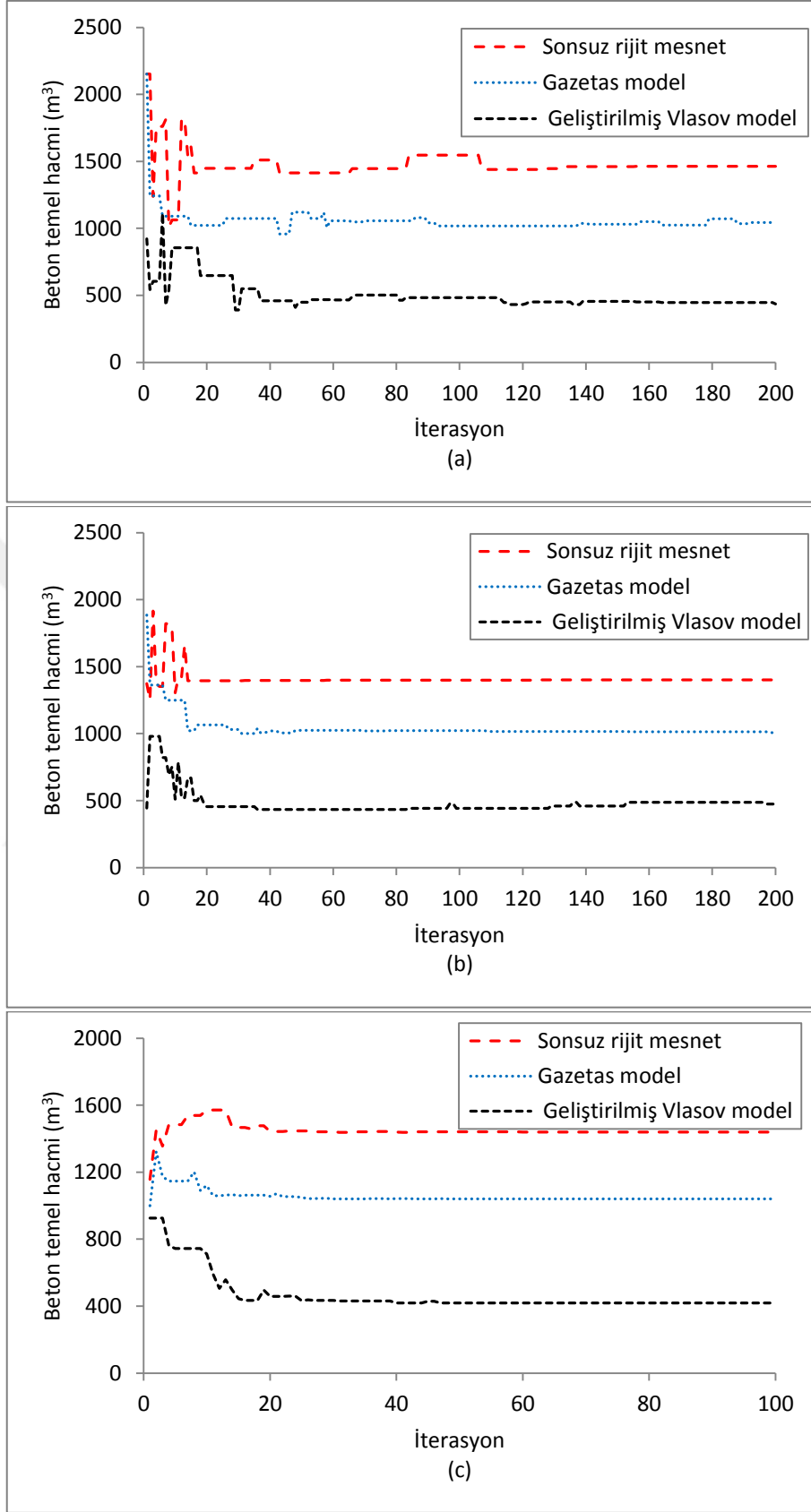
Şekil 2.42. Optimum çelik kule ağırlığının farklı mesnet durumları ve optimizasyon yöntemleri için değişimi



Şekil 2.43. Optimum beton temel hacminin farklı mesnet durumları ve optimizasyon yöntemleri için değişimi



Şekil 2.44. Farklı mesnet durumları için a) DE b) HS ve c) TLBO yöntemleriyle çelik kule ağırlığının iterasyon adımları ile değişimi (Türbin rüzgâr sınıfı: II)



Şekil 2.45. Farklı mesnet durumları için a) DE b) HS ve c) TLBO yöntemleriyle beton temel hacminin iterasyon adımları ile değişimi (Türbin rüzgâr sınıfı: II)

IEC 61400-1 standardında farklı rüzgâr bölgelerinde dikkate alınması gereken rüzgâr hızı sınıfının optimum maliyet ve tasarım değişkenleri üzerindeki etkisini incelemek amacıyla üç rüzgâr sınıfı için optimizasyon analizleri gerçekleştirilmektedir. Tablo 2.25’de sonsuz rijit mesnet için analizler sonucunda elde edilen tasarım değişkenleri değerleri verilmektedir. Rüzgâr sınıfları için rüzgâr hızları Tablo 2.23’de verilmektedir. Dikkate alınan referans rüzgâr hızının azalması kule tepe çapında artışa taban çapında ise azalmaya sebep olmaktadır. Rüzgâr hızının azalması temel boyutlarını önemli ölçüde etkilemektedir. Rüzgâr sınıfı I için dikkate alınan rüzgâr hızı en büyük olmasına rağmen elde edilen optimum tasarımın yer değiştirme değeri en düşüktür. Frekans değerleri karşılaştırıldığında rüzgâr sınıfı I için elde edilen optimum tasarımın diğerlerine göre oldukça rijit olduğu söylenebilir.

Tablo 2.25. Farklı rüzgâr sınıfları için 1.5 MW türbin taşıyıcı sistem optimum tasarım değerleri

Optimizasyon yöntemi	TLBO		
Mesnet durumu	Sonsuz rijit mesnet		
Türbin rüzgâr sınıfı	I	II	III
Kule taban çapı, D_b (m)	7.643	6.376	6.480
Kule tepe çapı, D_t (m)	3.007	3.646	3.762
Kalınlık çap oranı, β	0.00378	0.002693	0.002500
Temel yarıçapı, R_f (m)	15.000	13.854	7.640
Temel kalınlığı, t_f (m)	2.4092	2.388	4.703
Kule tepe yer değiştirmesi (cm)	28.8	64.8	39.3
Kule doğal frekansı (Hz)	0.528	0.376	0.377

Tablo 2.26’da TLBO algoritması kullanılarak elde edilen optimum çelik kule ağırlığı, beton hacmi ve toplam maliyet değerleri farklı rüzgâr sınıfları ve mesnet durumları için verilmektedir. Minimum ağırlıklı ve minimum maliyetli türbin taşıyıcı sistemi Vlasov zemin modeli için rüzgâr sınıfının III olduğu durumda elde edilmektedir. Rüzgâr sınıfının I olması durumunda ise minimum maliyetin %28.8 oranında arttığı görülmektedir. Bu artış oranı Gazetas model ve sonsuz rijit mesnet dikkate alındığında sırasıyla %45,7 ve %78.2 olmaktadır. Farklı rüzgâr sınıfları için optimum maliyet değerleri en fazla yapı-zemin etkileşiminin olmadığı sonsuz rijit mesnet durumunda meydana gelmektedir. Bu değerler Gazetas ve geliştirilmiş Vlasov zemin modelleri için elde edilen

değerlerden rüzgâr sınıfı I için sırasıyla %28.4 ve %64.5 oranlarında daha büyüktür. Bu oranların rüzgâr sınıf III için sırasıyla %5.0 ve %15.1 olması yapı-zemin etkileşiminin optimum maliyet üzerindeki etkisinin rüzgâr hızının azalmasıyla azaldığını göstermektedir. Sonuç olarak en düşük rüzgar hızında dahi yapı-zemin etkileşiminin optimum maliyet üzerindeki etkisi oldukça önemlidir.

Tablo 2.26. Farklı rüzgâr sınıfları ve mesnet durumları için türbin taşıyıcı sistem optimum tasarım değerleri

Optimizasyon yöntemi	TLBO		
Türbin rüzgâr sınıfı	I	II	III
	Sonsuz rijit mesnet		
Çelik kule ağırlığı (kg)	274396	166986	161698
Beton temel hacmi (m ³)	1703	1440	862
Toplam maliyet (\$)	452516	307645	253965
	Gazetas model		
Çelik kule ağırlığı (kg)	193808	167156	159780
Beton temel hacmi (m ³)	1614	1041	741
Toplam maliyet (\$)	352505	274874	241852
	Geliştirilmiş Vlasov model		
Çelik kule ağırlığı (kg)	192681	176680	169865
Beton temel hacmi (m ³)	694	419	347
Toplam maliyet (\$)	275087	234265	220712

3. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Çalışmanın ilk bölümünde yapı-zemin etkileşiminin dikkate alınmasında kullanılan tek ve iki parametrelili zemin modellerine değinilerek geliştirilmiş Vlasov elastik zemin modelinin teorik arka planı sunulmuştur. Bu bölümde ayrıca elastik zemine oturan kule tipi yapıların optimum tasarımında kullanılan Diferansiyel Gelişim (DE), Armoni Arama (HS) ve Öğretme-Öğrenme Esaslı Optimizasyon (TLBO) algoritmalarının ve analizlerde dikkate alınan ASCE 7-05 standardına uygun rüzgar yükünün matematiksel ifadeleri verilmiştir. Ek olarak zemin modellerinin ve optimizasyon yöntemlerinin kullanımını sağlayan programların geliştirilmesinde kullanılan SAP2000 Açık Uygulama Programlama Arayüzü (OAPI) hakkında bilgi verilmiştir.

Çalışmanın ikinci bölümünde ise dairesel kolonlarla ve elastik zemine oturan dairesel sürekli betonarme temelle desteklenmiş hiperbolik soğutma kulesinin serbest titreşim, statik ve dinamik analizleri yapılarak yapı-zemin etkileşiminin yapı davranışı üzerindeki etkilerini anlamak amacıyla geliştirilmiş Vlasov zemin modeli ve sonsuz rijit mesnet karşılaştırılmıştır. Ayrıca soğutma kulesinin serbest titreşim analizleri çeşitli geometrik özelliklerin değiştirilmesiyle parametrik olarak gerçekleştirilmiştir.

İkinci bölümde ayrıca 1.5 MW rüzgâr türbinini taşıyan konik çelik kule ve dairesel betonarme temel sisteminin minimum maliyetli olacak şekilde optimum tasarımları farklı rüzgâr hızları ve mesnet durumları için DE, HS ve TLBO yöntemleri kullanılarak irdelenmiştir. Optimizasyon sürecinde sınırlayıcılar boyutsal ve/veya yapısal davranışına bağlı olarak ANSI/AISC 360-05 ve IEC 61400-1 standartlarına uygun olarak elde edilmiştir.

Yukarıda ifade edilen yapı-zemin etkileşimli yapısal davranış ve optimizasyon analizleri SAP2000 programının OAPI özelliğinden yararlanılarak MATLAB dilinde geliştirilen programlar aracılığı ile otomatik ve hızlı bir şekilde gerçekleştirilmiştir. Bu programlarda kullanılan geliştirilmiş Vlasov zemin modelinin ve yapısal optimizasyon algoritmalarının güvenilirliği literatürden alınan çeşitli problemler çözülerek tespit edilmiştir.

Çalışma kapsamında geliştirilen programlar kullanılarak gerçekleştirilen yapısal davranış ve optimum tasarım analizleri neticesinde elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

1. Geliştirilmiş Vlasov zemin modelinde kullanılan zemin parametrelerinin üst yapıya gelen yüklemeyi, yapının geometrisini ve zeminin malzeme özellikleri ile derinliğini dikkate alarak hesaplanması zemini diğer iki parametrelili zemin modellerine göre daha gerçekçi bir şekilde yansıtmıştır.
2. SAP2000 Açık Uygulama Programlama Arayüzü (OAPI) model oluşturma, analiz etme ve tasarlama süreçlerini otomatikleştirerek ve iki yönlü veri akışı sağlayarak karmaşık problemlerin çözümlenmesine imkân sağlamıştır.
3. Serbest titreşim analizleri sonucunda soğutma kulesi kesitinde net ötelenme meydana getirmeyen açılal mod şekillerinin konsol giriş benzeri eğilme ve uzama mod şekillerine göre daha önce oluştuğu görülmüştür. Bu durumun soğutma kulesinin narin duvarının kabuk davranışı sergilemesinden kaynaklandığı sonucuna varılmıştır.
4. Artan soğutma kulesi yüksekliği ve duvar kalınlığı frekans değerlerinin azalmasına ve eğilme modlarının daha erken oluşmasına sebep olmuştur. Böylece artan değerler için soğutma kulesinin kabuk davranışı konsol giriş davranışına benzemiştir.
5. Yapı-zemin etkileşiminin dikkate alındığı durumda soğutma kulesinin tüm frekans değerleri sonsuz rijit duruma göre oldukça azalmıştır. Örnek olarak, geometri ve malzeme özellikleri Tablo 2.2’de verilen soğutma kulesi için 1. açılal, eğilme ve uzama frekansları geliştirilmiş Vlasov zemin modeli dikkate alındığında sonsuz rijit mesnet kabulüne göre sırasıyla yaklaşık %34, %54 ve %67 oranlarında azalmıştır. Yapı-zemin etkileşiminden en çok etkilenen mod uzama modu olurken en az etkilenen mod birinci açılal mod olmuştur.
6. Yapı-zemin etkileşimi dikkate alındığında 1. açılal mod üzerindeki etkisinin artan duvar kalınlığı ile azalırken eğilme ve uzama modları üzerindeki etkisi artmıştır. Eğilme ve uzama modları sonsuz rijit mesnet durumunda geliştirilmiş Vlasov model durumuna göre oldukça geç meydana gelmiştir. Bir başka ifadeyle, elastik zemin yapısal sistemin toplam rijitliğini azaltarak kritik modların daha büyük periyot değerleriyle daha erken oluşmasına neden olmuştur.
7. Çevresel ve meridyenel kuvvetler soğutma kulesinin tabanında kolonların etkisiyle zikzaklı bir davranış sergilemiştir. Geliştirilmiş Vlasov zemin modeli kullanıldığında kule taban bölgesinde oluşan maksimum çevresel basınç kuvveti sonsuz rijit mesnete göre %5 oranında azalırken maksimum çevresel çekme kuvveti ise %11 oranında artmıştır. Yapı-zemin etkileşimi dikkate alındığında meridyenel kuvvetler ise yaklaşık %3 daha büyük değerler almıştır. Yapı-zemin etkileşimi dikkate alındığında

ilgili kuvvet ve moment değerlerinde soğutma kulesi taban bölgesi hariç önemli bir değişimin meydana gelmediği görülmüştür. Bu sonuçlara göre yapı-zemin etkileşimi rüzgâr etkisindeki soğutma kulesi kabuğunda oluşan çevresel çekme kuvvetinde kayda değer bir artışa, meridyenel kuvvette ise oldukça küçük bir artışa sebep olmuştur.

8. Sonsuz rijit mesnetli soğutma kulesinin birinci eğilme periyodu seçilen zemin türü için tasarım ivme spektrumunda kritik hâkim zemin periyot aralığına düşmektedir. Bu sebeple sonsuz rijit mesnet durumunda kulenin depremde rezonansa girebileceği söylenebilir. Geliştirilmiş Vlasov zemin modeli uygulandığında ise ilgili periyodun kritik periyot aralığından oldukça uzak olduğu görülmüştür.
9. Yapı-zemin etkileşiminin soğutma kulesi kabuğunda rüzgâr ve deprem etkisinde oluşan düşey ve yatay yer değiştirmeleri ciddi ölçüde etkilediği görülmüştür.
10. Geliştirilmiş Vlasov zemin modeli için deprem etkisinde oluşan çevresel çekme ve basınç kuvvetleri sonsuz rijit mesnete göre kule yüksekliği boyunca sırasıyla maksimum %30 ve %22.5 oranlarında azalmıştır. Benzer şekilde maksimum meridyenel çekme ve basınç kuvvetleri sırasıyla %73.7 ve %17.7 oranlarında azalmıştır. Geliştirilmiş Vlasov zemin modeli ile çevresel ve meridyenel momentler ise taban seviyesinde sırasıyla %13.3 ve %29 oranlarında azalmıştır. Ayrıca moment etkisinin kule duvarı yüksekliğinin yaklaşık %10'undan daha az yükseklikteki taban bölgesinde etkili olduğu görülmüştür. Buradan kolonların etkisinin azalmasıyla kule duvarının büyük ölçüde kabuk davranışı gösterdiği sonucuna varılmıştır.
11. Optimizasyon problemlerinin çözümünde kullanılan DE, HS ve TLBO algoritmaları birbirine yakın değerlere doğru yakınsadığından sonuçların global optimuma yakınsadığı sonucuna varılmıştır. Ayrıca tüm optimizasyon çözümlerinde TLBO algoritması ile en küçük yapı maliyeti en az iterasyonla elde edilirken en geç yakınsama DE algoritması ile gerçekleştirilmiştir.
12. Geliştirilmiş Vlasov ve Gazetas modelleri kullanılarak elde edilen sonuçlar sonsuz rijit mesnetli türbin modeliyle elde edilenlerle karşılaştırıldığında sonsuz rijit mesnet rüzgâr türbini taşıyıcı sistem malzeme maliyetini Vlasov zemin modeline göre en az %31.3 oranında Gazetas zemin modeline göre en az %10.6 oranında arttırmıştır. Böylece yapı-zemin etkileşiminin rüzgâr türbini taşıyıcı sistem optimizasyonunda dikkate alınması tasarımı daha ekonomik hale getirdiği sonucuna varılmıştır.

13. Rüzgar sınıfı II için sonsuz rijit mesnet kabulünde minimum ağırlıklı çelik kule ve maksimum beton temel hacmi elde edilirken geliştirilmiş Vlasov zemin modeli durumunda maksimum çelik kule ağırlığı ve minimum beton temel hacmi değerleri elde edilmiştir.
14. Optimizasyon sürecinde dikkate alınan rüzgâr hızının azalması rüzgar türbini kulesinin tepe çapında artışa taban çapında ise azalmaya sebep olurken temel çapında önemli ölçüde azalmaya neden olmuştur.
15. Rüzgâr sınıfının I olarak dikkate alınması taşıyıcı sistem optimum maliyetini rüzgâr sınıfı III'e göre geliştirilmiş Vlasov zemin modeli, Gazetas zemin modeli ve sonsuz rijit mesnet kabulü durumlarında sırasıyla %24.6, %45.7 ve %78.2 oranlarında arttırmıştır. Farklı rüzgâr sınıfları için optimum maliyet en fazla yapı-zemin etkileşiminin olmadığı sonsuz rijit mesnet durumunda meydana gelmiştir. Optimum çözümlerde Vlasov zemin modeli dikkate alındığında optimum maliyet sonsuz rijit mesnete göre rüzgar sınıfı I, II ve III için sırasıyla %39.2, %23.8 ve %13 oranlarında azalmıştır. Buradan yapı-zemin etkileşiminin optimum maliyet üzerindeki etkisinin rüzgâr hızının azalmasıyla azaldığı sonucu çıkarılmıştır.

Bu tez çalışmasında yapı-zemin etkileşiminin yapısal davranış ve optimum tasarım üzerindeki etkileri sadece soğutma kulesi ve rüzgâr türbin kulesi yapıları için incelenmiştir. Benzer bir çalışma SAP2000 yapısal analiz programında modellenebilen köprüler, tüneller, barajlar, istinat yapıları ve depo gibi farklı yapı türleri için de gerçekleştirilebilir. Ayrıca bu çalışmada ele alınanlardan farklı birçok optimizasyon yöntemi ve zemin modeli MATLAB-SAP2000-OAPI etkileşimi aracılığıyla SAP2000 yapısal analiz programında dikkate alınabilir ve programın arayüzüne görsel olarak eklenebilir.

4. KAYNAKLAR

- Ansary, A., M., Damatty, A., A. ve Nassef A. O., 2011. Optimum Shape and Design of Cooling Towers, International Journal of Civil, Environmental, Structural, Constructional and Architectural Engineering, 5, 12, 655-664.
- ANSI/AISC 360-05, 2005. Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, USA.
- Asadzadeh, E. ve Alam, M., 2014. A Survey on Hyperbolic Cooling Towers, International Journal of Civil, Structural, Construction and Architectural Engineering, 8, 10, 1027-1039.
- Asadzadeh, E., Alam, M. ve Asadzadeh, S., 2014. Dynamic Response of Layered Hyperbolic Cooling Tower Considering the Effects of Support Inclinations, Structural Engineering and Mechanics, 50, 6, 797-816.
- ASCE 7-05, 2005. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, Chapter 6: Wind Loads, American Society of Civil Engineers.
- Ayvaz, Y., Daloğlu, A. ve Doğangün, A., 1998. Application of a Modified Vlasov Model to Earthquake Analysis of Plates Resting on Elastic Foundations, Journal of Sound and Vibration, 213, 3, 499-509.
- Baghlani, A. ve Makiabadi, M., H., 2013. Teaching-Learning Based Optimization algorithm for Shape and Size Optimization of Truss Structures with Dynamic Frequency Constraints, Transactions of Civil Engineering, 37, 409-421.
- Bazeos, N., Hatzigeorgiou, G., D., Hondros, I., D., Karamaneas, H., Karabalis, D., L. ve Beskos, D., E., 2002. Static, Seismic, and Stability Analyses of a Prototype Wind Turbine Steel Tower, Engineering Structures, 24, 1015-1025.
- Bowles, J., E., 1996. Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill Companies, New York, USA.
- Buczowski, R. ve Torbacki, W., 2001. Finite Element Modeling of Thick Plates on Two-Parameter Elastic Foundation, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 25, 1409-1427.
- Busch, D., Harte, R., Kratzig, W., B. ve Montag, U., 2002. New Natural Draft Cooling Tower of 200m of Height, Engineering Structures, 24, 1509-1521.
- Camp, C., V. ve Farshchin, M., 2014. Design of Space Trusses Using Modified Teaching-Learning-Based Optimization, Engineering Structures, 62,63, 87-97.
- Castiau, T., 1998. Tower on Meridional Supports: Is it Really the Solution, Engineering Structures, 20, 10, 868-873.

- Çelik, M. ve Saygun, A., 1999. A Method for the Analysis of Plates on a Two-Parameter Foundation, International Journal of Solids and Structures, 36, 2891-2915.
- Chantharasenawong, C., Jongpradist, P. ve Laoharatchapruerk, S., 2011. Preliminary Design of 1.5-MW Modular Wind Turbine Tower, The 2nd TSME International Conference on Mechanical Engineering, Thailand.
- Chucheepsakul, S. ve Chinnaboon, B., 2003. Plates on Two Parameter Elastic Foundations with Nonlinear Boundary Conditions by The Boundary Element Method, Computers&Structures, 81, 2739-2748.
- Daloglu, A. T. ve Ozgan, K., 2004. The Effective Depth of Soil Stratum for Plates Resting on Elastic Foundation, Structural Engineering and Mechanics, 18, 2, 263-276.
- Daloglu, A. T. ve Vallabhan, C. V., 2000. Values of k for Slab on Winkler Foundation, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126, 5, 463-471.
- Değertekin, S., Ö. ve Hayalioğlu, M., S., 2015. Kafes Yapıların Öğretme-Öğrenme Esaslı Optimizasyon Yöntemiyle Boyutlandırılması, 6. Çelik Yapılar Sempozyumu, 409-417, Türkiye.
- Degertekin, S., O., 2011. Çelik Çerçevelerin Armoni Arama Yöntemiyle Optimum Tasarımı, Engineering Sciences, 6, 2, 651-662.
- EN 1998-1, 2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels.
- Farkas., J., Jarmai, K. ve Virag, Z., 2003. Optimum Design of a Belt-Conveyor Bridge Constructed as a Welded Ring Stiffened Cylindrical Shell, 56th Annual Assmby of International Institute of Welding, Bucharest.
- Filenenko-Borodich, M. M., 1940. Some Approximate Theories of Elastic Foundation, Uchenyie Zapiski Moskovskogo Gosurdarstvennogo Universiteta Mekhanika, 46, 3-18.
- Gazetas, G., 1983. Analysis of Machine Foundation Vibrations: State of the Art, Soil Dynamics and Eartquake Engineering, 2, 1, 2-43.
- Geem, Z., W. Kim, J., H. ve Loganathan, G., V., 2001. A New Huristic Optimization Algorithm: Harmony Search, Simulation, 76, 2, 60-68.
- Geem, Z., W., 2000. Optimal Cost Design of Water Distribution Networks Using Harmony Search, Dissertation, Korea University.
- Gould, P., L. ve Krätzig, W., B., 2005. Handbook of Structural Engineering, CRC Press, Germany.
- Hamarat, M., A., 2012. İki Parametrelili Zeminler Üzerine Oturan Yapı Sistemlerinin Dinamik Analizi, Yüksek Lisans Tezi, İ.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

- Hammam, A.,H. ve Eliwa, M., 2013. Comparison Between Results of Dynamic&Static Moduli of Soil Determined by Different Methods, Housing and Building National Research Center HBRC Journal, 9, 144-149.
- Hara, T., Kato, S. ve Nakamura, H., 1996. Non-linear Finite Element Analysis of a Reinforced Concrete Cooling Tower Shell, Engineering Computations, 13, 2, 26-40.
- Harte, R. ve Van Zijl, G., P., A., G., 2007. Structural Stability of Concrete Wind Turbines and Solar Chimney Towers Exposed to Dynamic Wind Action, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 95, 1079-1096.
- Hetenyi, M., 1946. Beams on Elastic Foundations, The University of Michigan Press, Ann Arbor, Michigan.
- Hu, Y., Baniotopoulos, C. ve Yang, J., 2014. Effect of Internal Stiffening Rings and Wall Thickness on the Structural Response of Steel Wind Turbine Towers, Engineering Structures, 81, 148-161.
- IEC 61400-1, 2005. International Electro-technical Commission, Wind Turbines-Part I: Design Requirements, Third Edition.
- Izadi, M. ve Bargi, K., 2014. Natural Draft Steel Hyperbolic Cooling Towers: Optimization and Performance Evaluation, The Structural Design of Tall and Special Buildings, 23, 713-720.
- Jia, X., 2013. Revisiting the Failure Mode of a RC Hyperbolic Cooling Tower Considering Changes of Material and Geometric Properties, Engineering Structures, 47, 148-154.
- Karaboğa, D. ve Ökdem, S., 2004. A Simple and Global Optimization Algorithm for Engineering Problems: Differential Evolution Algorithm, Turkish Journal of Electrical Engineering, 12, 1 , 53-60.
- Karisiddappa, Viladkar, M., N., Godbole, P., N. ve Krishna, P., 1998. Finite Element Analysis of Column Supported Hyperbolic Cooling Towers Using Semi-Loof Shell and Beam Elements, Engineering Structures, 20, 75-85.
- Karpat, F., 2013. A virtual Tool for Minimum Cost Design of a Wind Turbine Tower with Ring Stiffeners, Energies, 6, 3822-3840.
- Kaveh, A. ve Talatahari, S., 2012. A Hybrid CSS and PSO Algorithm for Optimal Design of Structures, Structural Engineering and Mechanics, 42, 6, 783-797.
- Keskintürk, T., 2006. Diferansiyel Gelişim Algoritması, İstanbul Ticaret Üniversitesi Fen Bilimleri Dergisi, 5, 9, 85-99.

- Kratzig, W., B., Andres, M. ve Eckstein, U., 2014. Buckling of Natural Draft Cooling Towers and Structural Safety-Retrospect and Prospect, International Symposium on Industrial Chimneys and Cooling Towers, Prague.
- Krivoshapko, S.,N., 2002. Static, Vibration, and Buckling Analyses and Applications to One-Sheet Hyperboloidal Shells of Revolution, Applied Mechanics and Revision, 55, 241-270.
- Lagaros, N., D. ve Karlaftis, M., G., Life-Cycle Cost Structural Design Optimization of Steel Wind Towers, Computers and Structures, doi.org/10.1016/j.compstruc.13.09.2015.
- Lang, C., Meiswinkel, R. ve Filippou, F., C., 2002. Nonlinear Analysis of Shells of Revolution with Ring Elements, Engineering Structures, 24, 163-177.
- LaNier, M., W., 2005. LWST Phase I Project Conceptual Design Study: Evaluation of Design and Construction Approaches for Economical Hybrid Steel/Concrete Wind Turbine Towers, National Renewable Energy Laboratory, Midwest Research Institute, USA.
- Lavassas, I., Nikolaidis, G., Zervas, P., Efthimiou E., Doudoumis I., N. ve Baniotopoulos C., C., 2003. Analysis and Design of the Prototype of a Steel 1-MW Wind Turbine Tower, Engineering Structures, 25, 1097-1106.
- Li, L., J., Huang, Z., B., Liu, F. ve Wu, Q., H., 2007. A Heuristic Particle Swarm Optimizer for Optimization of Pin Connected Structures, Computers&Structures, 85, 340-349.
- Liu, F. L., 2000. Rectangular Thick Plates on Winkler Foundation: Differential Quadrature Element Solution, International Journal of Solids and Structures, 37, 1743-1763.
- Makiabadi, M., H., Baghlani, A., Rahnema, H. ve Hadianfard, M., A., 2013. Optimal Design of Truss Bridges Using Teaching-Learning-Based Optimization Algorithm, International Journal of Optimization in Civil Engineering, 3, 3, 499-510.
- MATLAB v.7.10 (R2010a), 2010. The language of technical computing. Mathworks, Massachusetts, ABD.
- Miguel, L., F., F. ve Fadel Miguel L., F., 2013. Size and Shape Optimization of Structures by Harmony Search, 22nd International Congress of Mechanical Engineering, 9051-9063, Brazil.
- Murali, G., Vardhan, C., M., V. ve Reddy, B., V., P., K., 2012. Response of Cooling Towers to Wind Loads, ARPJ Journal of Engineering Applications and Science, 7, 114-120.
- Nasir, A., M., Thambiratnam, D., P., Butler, D. ve Austin, P., 2002. Dynamics of Axisymmetric Hyperbolic Shell Structures, Thin-Walled Structures, 40, 665-690.

- Nicholson, J., C., 2011. Desig of Wind Turbine Tower and Foundation Systems: Optimization Approach, Master Dissertation, University of Iowa.
- Nicholson, J., C., Arora, J., S., Goyal, D. ve Tinjum, J., M., 2013. Multi-objective Structural Optimization of Wind Turbine Tower and Foundation Systems Using Isight: A Process Automation and Design Exploration Software, 10th World Congress on Structural and Multidisciplinary Optimization, USA.
- Noorzaei, J., Naghshineh, A., AbdulKadir, M., R., Thanoon, W., A. ve Jaafar, M., S., 2006. Nonlinear Interactive Analysis of Cooling Tower-Foundation-Soil Interaction Under Unsymmetrical Wind Load, Thin-Walled Structures, 44, 997-1005.
- Omurtag, M., H. ve Çelik, M., 2005. Determination of the Vlasov Foundation Parameters- Quadratic Variation of Elasticity Modulus-Using FE Analysis, Structural Engineering and Mechanics, 19,6,619-637.
- Özgan, K., 2007. Geliştirilmiş Vlasov Modelini Kullanarak Elastik Zemine Oturan Kalın Plakların Sonlu Elemanlar Yöntemiyle Analizi Ve Etkin Zemin Derinliğinin Belirlenmesi, Doktora Tezi, K.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Pasternak, P.,L., 1954. On a New Method of Analysis of an Elastic Foundations by means of Two Foundation Constants, Gosudarstvennoe Izdatelstvo Literaturi po Stroitelstvu i Arkhitekture, Moskov, Russia.
- Pieczara, J., 2000. Optimization of Cooling Tower Shells Using a Simple Genetic Algorithm, Structural Multidisciplinary Optimization, 19, 311-316.
- Rao, R., V., Savsani, V., J. ve Vakharia, D., P., 2011. Teaching-learning Based Optimization: A novel Method for Constrained Mechanical Design Optimization Problems, Computer Aided Design, 43, 303-315.
- Rashed, Y. F., Aliabadi, M. H. ve Brebbia, C.A., 1999. A Boundary Element Formulation for a Reissner Plate on a Pasternak Foundation, Computers&Structures, 70, 515-532.
- Sabouri-Ghomi, S., Kharrazi, M., H., K., Asghari, A. ve Javidan, P., 2005. Effect of Stiffening Rings on Buckling Stability of RC Hyperbolic Cooling Towers, International Journal of Civil Engineering, 3, 1, 20-30.
- Sabouri-Ghomi, S., Nik, F., A., Roufegarinejad, A. ve Bradford, M., A., 2006. Numerical Study of the Nonlinear Dynamic Behaviour of Reinforced Concrete Cooling Towers Under Earthquake Excitation, Advances in Structural Engineering, 9, 3, 433-442.
- Saka, M., P. ve Erdal, F., 2009. Harmony Search Based Algorithm for the Optimum Design of Grillage Systems to LRFD-AISC, Structural and Multidisciplinary Optimization, 38, 1, 25-41.

- Saka, M., P., 2009. Optimum Design of Steel Sway Frames to BS5950 Using Harmony Search Algorithm, Journal of Constructional Steel Research, 65, 1, 36-43.
- SAP2000 v.15, 2011. Structural Analysis Program, Computers and Structures Inc., Berkeley, California.
- Saygun, A. ve Çelik, M., 2003. Analysis of Circular Plates on Two Parameter Elastic Foundation. Structural Engineering and Mechanics, 15, 2, 249-267.
- Selvaduari, A. P. S., 1979. Elastic Analysis of Soil-Foundation Interaction, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam.
- Sextos, A.,G. ve Balafas, G.,K., 2011. Using the New SAP2000 Open Application Programming Interface To Develop An Interactive Front-End for the Modal Pushover Analysis of Bridges, 3rd Eccomas Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Corfu, Greece.
- Shen, H. S., 1999. Nonlinear Bending of Reissner-Mindlin Plates with Free Edges under Transverse and in-plane Loads and resting on Elastic Foundations, International Journal of Mechanical Sciences, 41, 845-864.
- Silva, M., A., Brasil, R., M., L., R., F. ve Arora, J., S., 2008. Formulations for the Optimal Design of RC Wind Turbine Towers, International Conference on Engineering Optimization, Brazil.
- Simiu, E. ve Scanlan R., H., 1996. Wind Effects on Structures: Fundamentals and Applications to Design, Wiley, USA.
- Storn, R. ve Price, K., 1997. Differential Evolution: A Simple and Efficient Adaptive Scheme for Global Optimization Over Continuous Spaces, Journal of Global Optimization, 11, 341-359.
- Straughan, W. T., 1990. Analysis of Plates on Elastic Foundation, Ph. D. Thesis, The Graduate School of Texas Tech. University, Lubbock, Texas.
- Teo, T. M. ve Liew, K. M., 2002. Differential Cubature Method for Analysis of Shear Deformable Rectangular Plates on Pasternak Foundations, International Journal of Mechanical Sciences, 44, 1179-1194.
- Terzahgi, H. ve Peck, R. B., 1948. Soil Mechanics in Engineering Practice, J.Wiley, NewYork.
- Toğan, V., 2013. Design of Pin-Jointed Structures Using Teaching-Learning Based Optimization, Structural Engineering and Mechanics, 47, 2, 209-225.
- Turhan, A., 1992. A Consistent Vlasov Model for Analysis of Plates on Elastic Foundations Using The Finite Element Method, Ph. D. Thesis, The Graduate School of Texas Tech. University, Lubbock, Texas.

- Umut, Ö., Akbas, B. ve Shen, J., 2011. Design Issues of Wind Turbine Towers, Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, 1592-1598, Belgium.
- Uray, E., Çarbaş, S., Erkan İ., H. ve Tan Ö., 2015. Harmoni Arama Algoritması ile Betonarme Konsol Dayanma Duvarlarının Optimum Tasarımı, 6. Geoteknik Sempozyumu, Çukurova Üniversitesi, Adana.
- Uys, P., E., Farkas, J., Jarmai, K. ve Tonder, F., 2007. Optimization of a Steel Tower for a Wind Turbine Structure, Engineering Structures, 29, 1337-1342.
- Vallabhan, C., V., G. ve Daloglu, A., 1999. Consistent FEM-Vlasov Model for Plates on Layered Soil, Journal of Structural Engineering, ASCE, 125, 1, 108-113.
- Vallabhan, C., V., G. ve Das, Y., C., 1988. Parametric Study of Beams on Elastic Foundations, Journal of Engineering Mechanics, 114, 14, 2072-2082.
- Venkataraman, P., 2001. Applied Optimization with MATLAB Programming, John Wiley & Sons, New York, USA.
- Viladkar, M., N., Karisiddappa, Bhargava, P. ve Godbole, P., N., 2006. Static Soil-Structure Interaction Response of Hyperbolic Cooling Towers to Symmetrical Wind Loads, Engineering Structures, 28, 1236-1251.
- Vlasov, V. Z. ve Leont'ev, N. N., 1966. Beams, Plates and Shells on Elastic Foundations, Translated from Russian, Israel Program for Scientific Translations, Jerusalem.
- Voyiadjis, G. Z. ve Kattan, P. I., 1986. Thick Rectangular Plates on an Elastic Foundation, Journal of Engineering Mechanics, 112, 11, 1218-1240.
- Winkler, E., 1867. Die Lehre von der Elustizitat und Festigkeit, Dominicus, Prague.
- Yang, Z., W. ve Lu, W., D., 1992. Static Soil-Structure Interaction Analysis by FE-BE Coupling Method, Applied Mathematical Modeling, 16, 384-389.
- Yeniay, Ö., 2005. Penalty Function Methods for Constrained Optimization with Genetic Algorithms, Mathematical and Computational Applications, 10, 1, 45-56.
- Zhang, J., F., Ge, Y., J. ve Zhao, L., 2013. Influence of Latitude Wind Pressure Distribution on the Responses of Hyperboloidal Cooling Tower Shell, Wind and Structures, 16, 6, 579-601.
- Zienkiewicz, O. C., 1977. The Finite Element Method, McGraw-Hill, London.
- Zyl, W., S. ve Zijl G., P., A., G., 2015. Dynamic Behavior of Normally reinforced Concrete Wind Turbine Support Structures, Journal of the South African Institution of Civil Engineering, 57, 4, 38-44.

ÖZGEÇMİŞ

Ali İhsan KARAKAŞ 1986 yılında Trabzon'da doğdu. İlk ve orta öğrenimini 1992-2000 yılları arasında bu ildeki İsmetpaşa İlkokulunda, lise öğrenimini ise 2000-2004 yılları arasında Trabzon Lisesinde tamamladı. 2004 yılında Boğaziçi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde başladığı yükseköğrenimini 2009 yılında bölüm birincisi olarak tamamladı. Lisansüstü eğitimine 2010 yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında araştırma görevlisi olarak başladı. Yüksek lisans öğrenimini 2012 yılında tamamlayarak aynı anabilim dalında ara vermeden doktora programına devam etti. Yüksek lisans ve doktora öğrenimleri boyunca TÜBİTAK Bilim İnsanı Destekleme Daire Başkanlığı tarafından verilen Yurt İçi Yüksek Lisans ve Doktora burslarını almaya hak kazandı. Ali İhsan KARAKAŞ evli olup iyi derecede İngilizce bilmektedir.

SCI/SCIE kapsamındaki dergilerde yayınlanmış tez çalışması ile ilgili yayınları:

1. Daloglu, A., T., Artar, M., Ozgan, K. ve Karakas, A., I., 2016, Optimum Design of Steel Space Frame Including Soil-Structure Interaction, Structural and Multidisciplinary Optimization, 54,117-131.
2. Ozgan, K., Daloglu, A., T. ve Karakas, A., I., 2013. A Parametric Study for Thick Plates Resting on Elastic Foundation with Variable Soil Depth, Archieve of Applied Mechanics, 83, 549-558.
3. Karakas, A., I., Ozgan, K. ve Daloglu, A., T., 2016. A Consistent FEM-Vlasov Model for Hyperbolic Cooling Towers on Layered Soil Under Unsymmetrical Wind Load, Wind and Structures, 12, 6, 617-633.
4. Karakas, A., I., Ozgan, K. ve Daloglu, A., T., 2016. A Parametric Study for Free Vibration Anaysis of Hyperbolic Cooling Towers on Elastic Foundation Using Consistent FEM-Vlasov Model, Archieve of Applied Mechanics, 86, 869-882.