

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**BETONARME BACALARIN DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL OLMAYAN YAPISAL  
ÇÖZÜMLEME YÖNTEMLERİ**

**İnş. Müh. Ender Öz**

**Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde  
“İnşaat Yüksek Mühendisi”  
Unvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 24/07/2007  
Tezin Savunma Tarihi : 15/08/2007**

**Tez Danışmanı : Prof. Dr. Ing. Ahmet DURMUŞ  
Jüri Üyesi : Prof. Dr. Yusuf AYVAZ  
Jüri Üyesi : Prof. Dr. Muzaffer DOĞAN**

**Enstitü Müdürü : Prof. Dr. Emin Zeki Başkent**

**Trabzon 2007**

## ÖNSÖZ

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

“Betonarme Bacaların Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Yapısal Çözümleme Yöntemleri” adlı bu çalışmayı bana önererek, ağır görevine rağmen çalışmalarımı başlangıcından sonuna kadar takip edip çalışmam boyunca araştırma zevki ve bilimsel düşünme disiplinini aşlamaya çalışan danışman hocam, Prof. Dr. Ing. Sayın Ahmet DURMUŞ'a teşekkür, şükran ve saygılarımı sunmayı zevkli bir görev sayarım.

Çalışmalarım esnasında bana çeşitli konularda yardımcı olan çalışma arkadaşlarım Arş. Gör. Hasan Tahsin ÖZTÜRK ve Arş. Gör. Mehmet Emin ARSLAN'a samimi teşekkürlerimi sunarım.

Hayatım boyunca bana maddi ve manevi olarak en büyük desteği sağlayan ailemin bütün fertlerine müteşekkir olduğumu belirtir, bu çalışmamın yararlı olmasını gönülden dilerim.

Ender ÖZ  
Trabzon, 2007

## İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa No</u>
ÖNSÖZ.....	II
İÇİNDEKİLER.....	III
ÖZET.....	VI
SUMMARY.....	VII
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	VIII
ÇİZELGELER DİZİNİ.....	XI
SİMGELER DİZİNİ.....	XII
1. GENEL BİLGİLER.....	1
1.1. Giriş.....	1
1.2. Betonarme Bacalar Hakkında Bazı Hatırlatmalar.....	2
1.2.1. Tarihçe.....	2
1.2.2. Betonarme Baca Kısımları.....	2
1.2.2.1. Baca Gövdesi.....	3
1.2.2.2. Baca Kaplamaları.....	3
1.2.2.3. Baca Temelleri.....	4
1.2.3. Betonarme Başlıca Baca Tipleri.....	5
1.2.4. Bacalarda Çekimin Sağlanması.....	6
1.3. Baca Etkileri.....	6
1.3.1. Sabit Yükler.....	7
1.3.2. Rüzgar Etkileri.....	10
1.3.2.1. Çarpma Etkisi.....	10
1.3.2.2. Yanal Ötelenme Etkisi.....	13
1.3.2.3. Kesitin Ovalleşmesi Etkisi.....	14
1.3.3. Sıcaklık Etkisi.....	14
1.3.4. Deprem Etkisi.....	14
1.4. Boyutlandırma İlkeleri.....	15
2. YAPILAN ÇALIŞMALAR, BULGULAR VE İRDELEMELER.....	17
2.1. Betonarme Bacaların Doğrusal Yapısal Çözümlemesi.....	17

2.1.1.	Rüzgara Göre Yapısal Çözümleme.....	17
2.1.1.1.	CICIND 2001'e Göre Yapısal Çözümleme.....	20
2.1.1.2.	ACI 307/98'e Göre Yapısal Çözümleme.....	22
2.1.2.	Sıcaklık Değişimine Göre Yapısal Çözümleme.....	24
2.1.2.1.	Betonarme Gövdede Meydana Gelen Gerilmelerin Hesabı.....	27
2.1.3.	Depreme Göre Yapısal Çözümleme.....	30
2.1.3.1.	Modların Birleştirilmesi Yöntemiyle Yapısal Çözümleme.....	30
2.1.3.1.1.	Bacanın Genel Hareket Denklemine Çıkarılması.....	31
2.1.3.1.2.	Sönümsüz Serbest Titreşim Hareketi.....	33
2.1.3.1.3.	Sönümlü Zorlanmış Titreşim Hareketi.....	37
2.1.3.1.4.	Bacanın Yer Hareketinden Dolayı Dinamik Titreşim Hareketi.....	37
2.1.3.1.5.	Modal Birleştirme İçin SRSS ve CQC Yöntemleri.....	41
2.1.3.1.5.1.	Karelerin Karekökü Yöntemi (SRSS).....	41
2.1.3.1.5.2.	Tam Karesel Birleştirme Yöntemi (CQC).....	42
2.1.3.1.6.	Baca Doğal Periyotlarının Hesabı.....	43
2.1.3.1.6.1.	Kütelleri Sürekli Yayılı Sistemler İçin Periyot Hesabı.....	43
2.1.3.1.6.2.	Rayleigh Yöntemi İle Periyot Hesabı.....	46
2.1.3.1.6.3.	Stodola-Vienola Yöntemi İle Periyot Hesabı.....	48
2.1.3.1.7.	Başlangıç Yüklerin Seçimi.....	52
2.1.3.1.8.	Katkı Oranları.....	53
2.1.3.1.9.	Etkin Kütle Oranları.....	53
2.1.3.1.10.	Mod Birleştirme Yönteminin Hesap Sırası.....	54
2.1.3.2.	Türkiye Deprem Yönetmeliği'ne Göre Hesap.....	56
2.1.3.2.1.	Mod Birleştirme Yöntemi'ne Göre Hesap.....	60
2.1.3.2.2.	Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi'ne Göre Hesap.....	61
2.1.3.3.	Zaman-Tanım Alanında Yapısal Çözümleme.....	61
2.2.	Betonarme Bacaların Doğrusal Olmayan Yapısal Çözümlemesi.....	66
2.2.1.	Doğrusal Olmayan Yapısal Çözümlemenin Sağlaması Gereken Koşullar....	67
2.2.2.	Doğrusal Olmayan Davranış Nedenleri.....	68
2.2.3.	Doğrusal Olmayan Dinamik Çözümleme.....	70
2.2.4.	Betonarme Bacaların Doğrusal Olmayan Davranışları.....	72
2.2.5.	Geometri Yönünden Doğrusal Olmayan Yapısal Çözümleme.....	74

2.2.5.1.	Yük Yerdeğiştirme Eğrileri.....	74
2.2.5.2.	Geometrik Olarak Doğrusal Olmamaya İlişkin Temel Bazı Kavramlar.....	76
2.2.6.	Doğrusal Olmayan Yük-Yerdeğiştirme Eğrisine Göre Çözüm.....	76
2.2.6.1.	Arc-Length Yöntemi.....	76
2.2.6.2.	Newton-Raphson Yöntemleri.....	80
2.2.6.2.1.	Newton-Raphson Yöntemi.....	81
2.2.6.2.2.	Değiştirilmiş Newton-Raphson Yöntemi.....	83
2.2.6.2.3.	Başlangıç Gerilmeleri Yöntemi.....	84
2.3.	Baca Gövdesinin Hesabı.....	88
2.3.1.	ACI 307/98 Yönetmeliğine Göre.....	89
2.3.2.	Pinfold Yöntemiyle.....	95
2.3.3.	Baca Gövdesi İnşasına İlişkin Bazı Kurallar.....	109
2.4.	Baca Temellerinin Hesabı.....	110
2.4.1.	Dairesel Temellerin Statik Hesabı.....	112
2.4.1.1.	Simetrik Yük Altında Statik Hesap.....	113
2.4.1.2.	Asimetrik Yük Altında Statik Hesap.....	114
2.5.	Betonarme Baca-Zemin Etkileşimi.....	115
2.5.1.	Elastik Zemine Oturan Temeller .....	120
2.5.2.	Zeminin Sıvılaşması.....	121
2.6.	Sayısal Uygulama.....	122
2.6.1.	Bacanın Yapısal Özellikleri.....	122
2.6.2.	Bacanın Malzeme Özellikleri.....	123
2.6.3.	Bacanın Geometrik Özellikleri.....	124
2.6.4.	Bacaya Etkiyen Rüzgar Yüklerinin Belirlenmesi ve Yapısal Çözümleme....	124
2.6.4.1.	ACI 307/98'e Göre Yapısal Çözümlemede Kullanılacak Rüzgar Yüklerinin Belirlenmesi.....	125
2.6.4.2.	CICIND 2001'e Göre Yapısal Çözümlemede Kullanılacak Rüzgar Yüklerinin Belirlenmesi.....	128
2.6.5.	ACI 307/98 ve CICIND 2001'e Göre Belirlenen Rüzgar Yükleri Altında Yapısal Çözümlemelerden Elde Edilen Bulgular.....	135
3.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	139
4.	KAYNAKLAR.....	141
	ÖZGEÇMİŞ.....	144

## ÖZET

Özel mühendislik yapılarından biri olan betonarme bacaların tasarımları da özel çözümler gerektirmektedir. Ancak Türkiye’de betonarme bacalara ilişkin henüz bir yönetmelik mevcut olmadığı gibi bu konuda Türkçe olarak yazılmış, tasarımların kolaylıkla yapılmasını sağlayacak, yeterli düzeyde kaynak da bulunmamaktadır. Bu durumda Türkiye’deki mühendisler bu tip yapıların projelendirilmesinde yabancı yönetmelikleri ve genellikle yabancı kaynakları kullanmaktadırlar. Yabancı yönetmeliklerin birçoğu betonarme bacaların tasarımında doğrusal yapısal çözümlerle birlikte doğrusal olmayan yapısal çözümlerinin de yapılması gerektiğini vurgulamaktadırlar.

Bu çalışmanın temel amacı, betonarme bacalar konusunda inşaat mühendislerinin kullanabileceği bir sentez yardımıyla bacaların davranışlarının tartışılmasını takiben yapısal çözümlerine ilişkin doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemleri kullanabilmek için hesap sırasını açıklamaktır.

Çalışma üç bölümden oluşmaktadır. Birinci bölüm genel bilgiler bölümü olup burada bacalar hakkında bazı hatırlatmalar, baca kısımları, betonarme başlıca baca tipleri, baca etkileri ve bacaların boyutlandırmasına ilişkin ilkeler üzerinde durulmaktadır.

İkinci bölümde betonarme bacaların doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler yöntemleri, temel hesapları ile ilgili bazı bilgiler ve yapısal çözümlerinin rüzgâr yüklerine göre yapılmasının açıklandığı sayısal bir uygulama verilmektedir.

Üçüncü bölüm çalışmanın tamamından çıkarılan başlıca sonuç ve önerilere ayrılmış olup bu son bölümü kaynaklar dizini ile özgeçmiş izlemektedir.

**Anahtar Kelimeler:** Betonarme Bacalar, Baca Etkileri, Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Yapısal Çözümler, Rüzgâra Göre Yapısal Çözümleme

## SUMMARY

### **Linear and Nonlinear Structural Analysis Methods For Reinforced Concrete Chimneys**

The design of reinforced concrete chimneys, which is one of the structures of engineering speciality, requires special solutions. However, in Turkey, there still exists neither regulation as to the reinforced concrete chimneys nor source books or articles written in Turkish which will help such chimney designs to be easily made. Hence, Turkish engineers use mostly foreign regulations and sources in the designing of such structures. In the designing of reinforced concrete chimneys, most of such foreign regulations place an emphasis on the necessity of not only linear structural analysis but also nonlinear structural analysis.

The fundamental aim of this study is to explain or illustrate the sequence of calculations to enable civil engineers to employ linear and nonlinear techniques as regards structural solutions that came out following the discussions of chimney behaviours with the help of a synthesis which civil engineers can use for the design of reinforced concrete chimneys.

The study consists of three sections or parts. In the first section, which we can call it a part of general knowledge, are placed a review of chimneys, chimney parts, principal reinforced concrete chimney parts, effects of chimneys and criteria or principles for chimney dimensions or size.

In the second section are found the linear and nonlinear structural analysis methods for reinforced concrete chimneys, some information as to the calculations of a base and a numerical practise or application illustrating the fact that structural analysis should be done in terms of wind-load or wind-strength.

In the third section are placed the results of the whole study and suggestions. The third section is followed by references and a CV.

**Key Words:** Reinforced Concrete Chimneys, Chimney Effects, Linear and Non-Linear Structural Analysis, Structural Analysis with Respect to Wind

## ŞEKİLLER DİZİNİ

	<b><u>Sayfa No</u></b>
Şekil 1.1. Betonarme baca elemanları.....	4
Şekil 1.2. Betonarme bacalarda kullanılan bazı temel tipleri.....	5
Şekil 1.3. Betonarme baca boy kesitleri.....	6
Şekil 1.4. Baca dilimi üzerinde sabit yüklerin hesabı için şematik şekiller .....	7
Şekil 1.5. Rüzgar darbelerinin zamanla değişimi.....	11
Şekil 1.6. Rüzgar tasarım darbelerinin zamanla değişimi.....	11
Şekil 2.1. Boyuna rüzgâr etkisi ile baca gövdesinde oluşan eğilme momentinin yükseklik üzerinde dağılımı.....	17
Şekil 2.2. Fiktif kalınlık katsayısı (x) ile $R / r_1$ arasındaki ilişki diyagramı.....	25
Şekil 2.3. Baca gövdesinde sıcaklık farkından dolayı oluşan şekil değiştirme, gerilme ve iç kuvvetler.....	28
Şekil 2.4. Genel hareket denkleminin çıkarılışı için kullanılan model.....	32
Şekil 2.5. Bacaya ilişkin elastik eğri.....	43
Şekil 2.6. n adet ayrıklı kütleli baca modeli .....	46
Şekil 2.7. İlk üç moda( 1,2 ve 3) ilişkin deneme vektörlerinin $\frac{x}{H}$ oranıyla değişimi.....	49
Şekil 2.8. Türkiye Deprem Yönetmeliği'ne göre yerel zemin sınıflarının spektrum katsayısı ve periyotla değişimi.....	58
Şekil 2.9. Türkiye Deprem Yönetmeliği'nde önerilen spektrum katsayısının periyotla Değişimi.....	60
Şekil 2.10. Deprem yükleri altında bacaya etkiyen tasarım taban devrilme momentinin zamanla değişimi.....	65
Şekil 2.11. Bir (ij) Çubuk elamanın bağılı yerdeğiştirmeleri.....	69
Şekil 2.12. Örnek bir plastik davranış şeması .....	71
Şekil 2.13. İdeal bir elasto-plastik yükleme boşaltma diyagramı .....	71
Şekil 2.14. Birinci ve ikinci mertebe teorilerine göre elde edilen yük-yerdeğiştirme eğrileri.....	73
Şekil 2.15. (a) Snap-Through, (b) Snap-Back, (c) Brittle Collopose, (d) Ductule-Collopose'a göre yük sehim eğrileri .....	75
Şekil 2.16. Arc-Length Yöntemi'ne ilişkin şematik yük-yerdeğiştirme eğrisi üzerinde bazı gösterilimler.....	78



Şekil 2.17. Yük-sehim eğrisi üzerinde pozitif ve negatif tanjant rijitliklerinin Gösterilimi.....	81
Şekil 2.18. Newton-Raphson Yöntemi'ne ilişkin yük-sehim eğrisi ve şematik bazı bazı gösterimler .....	82
Şekil 2.19. Başlangıç tanjant problemi için Değiştirilmiş Newton-Raphson Yöntemi'ne ilişkin yük-sehim eğrisi ve şematik bazı gösterimler.....	84
Şekil 2.20. Artım içerisinde başlangıç tanjant problemi için Değiştirilmiş Newton-Raphson Yöntemi'ne ilişkin yük-sehim eğrisi ve şematik bazı gösterimler.....	85
Şekil 2.21. Başlangıç Gerilme Yöntemi'ne ilişkin yük-sehim eğrisi ve şematik bazı gösterimler.....	87
Şekil 2.22. Bacaya ilişkin halka kesit de şekildeğiştirme ve gerilme dağılımı.....	90
Şekil 2.23. Açıklıkları basınç bölgesinde (a) ve çekme bölgesinde (b) olan simetrik iki açıklıklı halka kesitler.....	91
Şekil 2.24. Betonun parabol-dikdörtgen tasarım gerilme ve şekil değiştirme diyagramı...	95
Şekil 2.25. Donatının tasarım gerilme ve şekil değiştirme diyagramı.....	96
Şekil 2.26. Taşıma gücüne erişmiş bir kesitte şekildeğiştirme ve gerilme dağılımları .....	97
Şekil 2.27. Kapalı ( $f_{yk} = 250 \text{ N/mm}^2$ , $2\beta = 20^\circ$ ) halka kesit tasarım abağı.....	99
Şekil 2.28. Bir açıklıklı ( $f_{yk} = 250 \text{ N/mm}^2$ , $2\beta = 10^\circ$ ) halka kesit tasarım abağı.....	100
Şekil 2.29. Bir açıklıklı ( $f_{yk} = 250 \text{ N/mm}^2$ , $2\beta = 20^\circ$ ) halka kesit tasarım abağı.....	101
Şekil 2.30. Bir açıklıklı ( $f_{yk} = 250 \text{ N/mm}^2$ , $2\beta = 30^\circ$ ) halka kesit tasarım abağı.....	102
Şekil 2.31. Bir açıklıklı ( $f_{yk} = 410 \text{ N/mm}^2$ , $2\beta = 0^\circ$ ) halka kesit tasarım abağı.....	103
Şekil 2.32. Kapalı ( $f_{yk} = 410 \text{ N/mm}^2$ , $2\beta = 10^\circ$ ) halka kesit tasarım abağı.....	104
Şekil 2.33. Bir açıklıklı ( $f_{yk} = 410 \text{ N/mm}^2$ , $2\beta = 20^\circ$ ) halka kesit tasarım abağı.....	105
Şekil 2.34. Bir açıklıklı ( $f_{yk} = 410 \text{ N/mm}^2$ , $2\beta = 20^\circ$ ) halka kesit tasarım abağı.....	106
Şekil 2.35. Bir açıklıklı ( $f_{yk} = 410 \text{ N/mm}^2$ , $2\beta = 30^\circ$ ) halka kesit tasarım abağı.....	107
Şekil 2.36. $\frac{m_t}{T'_c \cdot d^2}$ oranının tarafsız eksenin kesitin dışında olması durumunda $\rho_1$ donatı oranıyla değişimi.....	108
Şekil 2.37. Temel plağı simetrik ve asimetric yükleme şemaları .....	112

Şekil 2.38. Dairesel temel plağı koordinat sistemi ve kesit etkilerinin gösterilimi.....	112
Şekil 2.39. Yapı-zemin etkileşiminin incelenmesinde kullanılan bazı modeller.....	118
Şekil 2.40. Elastik zemine oturan bir kirişin şematik davranış modeli .....	120
Şekil 2.41. Çalışmamıza konu 80 m yüksekliğindeki bacaya ilişkin yapısal bazı Özellikler.....	123

## ÇİZELGELER DİZİNİ

	<b><u>Sayfa No</u></b>
Çizelge 1.1. Kesik koni hacminin Simpson yöntemiyle hesaplanabilmesi için gerekli olan parametreler.....	9
Çizelge 1.2. Yapımı bitirilmiş bazı betonarme bacaların yapısal özellikleri	16
Çizelge 2.1. Power Low Değişimine göre farklı alanlar için verilen $\alpha$ ve $z_g$ değerleri.....	19
Çizelge 2.2. Bazı malzemelerin birim ağırlık ve ısı iletkenlik katsayıları .....	26
Çizelge 2.3. Türkiye Deprem Yönetmeliği'ne göre etkin yer ivme katsayıları.....	56
Çizelge 2.4. Türkiye Deprem Yönetmeliği'ne göre zemin sınıfları için spektrum karakteristik periyotları.....	57
Çizelge 2.5. Türkiye Deprem Yönetmeliği'ne göre zemin grupları.....	59
Çizelge 2.6. Türkiye Deprem Yönetmeliği'ne göre zemin sınıfları.....	62
Çizelge 2.7. Yapı davranışlarının doğrusal olmama nedenleri .....	68
Çizelge 2.8. ACI 307/98 [35], Pinfold'a [5] göre baca boyuna ve enine (çembersel) donatı oranlarının minimum değerleri ve aralıkları.....	110
Çizelge 2.9. Çalışmamıza konu olan 80 m yüksekliğindeki bacaya ilişkin bazı malzeme özellikleri .....	123
Çizelge 2.10. Çalışmamıza konu olan 80 m yüksekliğindeki bacaya ilişkin bazı geometrik özellikler.....	124
Çizelge 2.11. ACI 307/98'e göre rüzgâr yükü hesap sırası ( $V=40m/sn$ ).....	125
Çizelge 2.12. ACI 307/98'e göre rüzgâr yükü hesap sırası ( $V=50m/sn$ ).....	127
Çizelge 2.13. CICIND 2001'e göre rüzgâr yükü hesap sırası ( $V=40m/sn$ ).....	129
Çizelge 2.14. CICIND 2001'e göre rüzgâr yükü hesap sırası ( $V=50m/sn$ ).....	132
Çizelge 2.15. ACI 307/98'e göre rüzgâr ve sabit yüklerden elde edilen yapısal çözümleme bulguları ( $V=40m/sn$ ).....	135
Çizelge 2.16. CICIND 2001'e göre rüzgâr ve sabit yüklerden elde edilen yapısal çözümleme bulguları ( $V=40m/sn$ ).....	136
Çizelge 2.17. ACI 307/98'e göre rüzgâr ve sabit yüklerden elde edilen yapısal çözümleme bulguları ( $V=50m/sn$ ).....	137
Çizelge 2.18. CICIND 2001'e göre rüzgâr ve sabit yüklerden elde edilen yapısal çözümleme bulguları ( $V=50m/sn$ ).....	138

## SİMGELER DİZİNİ

$A_0$	: Etkin yer ivme katsayısı
$A_t$	: Temel tabanın alanı
$A(T)$	: Spektral İvme katsayısı
$B$	: Teorik türbülans parametresi
$c$	: Şekil katsayısı
$C_i$	: Genelleştirilmiş sönüm matrisi
$d$	: Her bir baca diliminin üst kesitindeki ortalama çap
$d_m$	: Ortalama dilim çapı
$D$	: Her bir dilimin alt kesitindeki ortalama çap
$D_C$	: Bacanın kritik dış çapı
$D_x$	: Bacanın x derinliğindeki ortalama çap
$E$	: Enerji yoğunluk spektrumu
$E_c$	: Betonun elastisite modülü
$E_s$	: Donatının elastisite modülü
$f$	: Bacanın özel frekansı
$[f]$	: Esneklik matrisi
$f_{yk}$	: Donatının karakteristik akma dayanımı
$f''_{CTV}$	: Sıcaklıktan dolayı betondaki maksimum düşey gerilme
$f''_{STV}$	: Sıcaklıktan dolayı donatıdaki maksimum düşey gerilme
$F_A$	: Atalet kuvveti
$F_S$	: Sönüm kuvveti
$F_y$	: Elastik yay kuvveti
$g$	: Baca yüksekliğiyle ilgili maksimum tepe noktası katsayısı
$G_w$	: Boyuna rüzgâr etkilerinden dolayı dalgalanma yükünün belirlenmesine ilişkin ani rüzgâr katsayısı
$I$	: Yapı önem katsayısı

$i$	: Türbülans yoğunluğu
$k$	: Von Karman sabiti
$k_i$	: Engel katsayısı
$k_s$	: Ölçüm katsayısı
$k_t$	: Topografik katsayı
$k_z$	: Yükseklik katsayısı
$k^i$	: $i$ . ardışık yaklaşıma ilişkin yük parametresi
$K$	: Sürtünme katsayısı
$[K]$	: Sistemin rijitlik matrisi
$[K_G]$	: Geometrik rijitlik matrisi
$[K_L]$	: Doğrusal davranış rijitlik matrisi
$[K_T]$	: Tanjant rijitlik matrisi
$K_i$	: Genelleştirilmiş rijitlik
$m_w$	: Ovallık momenti
$m_t$	: Sıcaklıktan doğan moment
$[m]$	: Köşegen kütle matrisi
$M_i$	: Genelleştirilmiş kütle
$M_n$	: Anma momenti
$M_r$	: Direnme momenti
$M_U$	: Artırılmış moment, dilimin tepeye göre statik momenti
$M_t$	: Teğetsel moment
$M_w(b)$	: Ortalama boyuna rüzgâr yükünden dolayı baca tabanındaki eğilme momenti
$N_r$	: Bacanın merkezi taşıma gücü yükü
$\bar{p}(z)$	: Bacanın $z$ yüksekliğinde tasarım rüzgârının ortalama hızından dolayı meydana gelen basınç
$P_i$	: Genelleştirilmiş dış etki
$q$	: Temel rüzgâr basıncı
$q_d$	: Dinamik rüzgâr basıncı

$Q$	: Gerilme yüzeyi düzeltme parametresi
$R$	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$R_a(T)$	: Deprem yükü azaltma katsayısı
$R_c$	: Basınç kuvveti
$R_t$	: Çekme kuvveti
$R_{ij}$	: Etkileşimi incelenen modlara ilişkin frekansların oranı
$\{R\}$	: Dengelenmiş yük vektörü
$S$	: Strouhal sayısı, boyut azaltma katsayısı
$S(T)$	: Spektrum katsayısı
$S_{ae}(T)$	: Elastik spektral ivme
$[S_i]$	: Arıtma matrisi
$t_m$	: Ortalama cidar kalınlığı
$t_x$	: x derinliğindeki baca kesitinin ortalama kalınlığı
$T$	: Bacanın özel periyodu
$T_w$	: Darbe periyodu
$u_i$	: Yerdeğiştirme vektörü
$\{U\}$	: Vektörün kolon matrisi
$V(z)$	: Zemin seviyesinden itibaren bacanın z yükseklikte esas rüzgârın ortalama hızı
$V_b$	: Temel rüzgâr hızı
$V_c$	: Rüzgâr doğrultusuna dik doğrultuda kritik hız
$V_i$	: i. ayırık kütesinin hızı
$V_R$	: Referans tasarım rüzgâr hızı
$w(z)$	: Birim yüksekliğe düşen rüzgâr yükü
$w'(z)$	: Dalgalanma yükü
$\bar{w}(z)$	: Ortalama rüzgâr yükü
$w_g(z)$	: Ani rüzgâr etkisine göre hesaplanan birim boya düşen eşdeğer statik rüzgâr yükü
$w_m(z)$	: Birim boya düşen ortalama rüzgâr yükü

$W_t$	: Baca temel tabanı mukavemet momenti
$x_g$	: Her bir dilimin ağırlık merkezinin taban kesitine uzaklığı, bacanın referans eksenine göre yerdeğiştirmesi
$Y_i$	: i. moda ilişkin genlik
$z$	: Herhangi bir baca kesitinin tabandan itibaren yüksekliği
$z_0$	: Sürtünme boyu
$\alpha$	: Tarafsız eksenle çevrili merkez açısının yarısı
$\alpha_{iç}$	: Baca iç yüzeyindeki havanın ısı iletim katsayısı
$\alpha_{dış}$	: Baca dış yüzeyindeki havanın ısı iletim katsayısı
$\alpha_m$	: Dinamik çözümünde kullanılması gereken mod sayısının etkin kütle oranı
$\phi_i$	: Mod vektörü
$\phi_n$	: Her bir özdeğere karşı gelen mod vektörü
$\phi_1$	: Darbe katsayısı
$\phi_2$	: Tekrarlama ve sönümle ilgili bir katsayı
$\{\delta d\}^i$	: i. ardışık yaklaşımda artımsal yük vektörü
$\rho$	: Havanın birim kütlesi
$\rho_c$	: Betonun birim kütlesi
$\Delta$	: Logaritmik dekrement
$\Delta t$	: Baca içindeki gaz sıcaklığı ile dışarıdaki hava sıcaklığı arasındaki fark
$\varepsilon_{cu}$	: Betonun nihai birim şekildeğiştirmesi
$\sigma_{ct}$	: Kesitin dış lifindeki betonun çekme gerilmesi
$\sigma_{st}$	: Donatıdaki çekme gerilmesi
$\sigma_{zi}$	: Zeminin i. tabakasındaki gerilme
$\xi$	: Sönüm oranı
$\theta$	: Faz açısı
$\mu$	: ölçek parametresi
$\omega$	: İlgili modun açısal hızı

**Kısaltmalar**

ACI	: American Concrete Institute
ANSI/ASCE	: American National Standard Institute/American Society of Civil Engineers
CICIND	: Comité International des Cheminées Industrielles
CQC	: Tam Karesel Birleştirme
SRSS	: Modal Maksimumların Kareleri Toplamının Karekoku

Not: Simgeler Dizininde verilemeyen simgeler, metin içerisinde geçtikleri yerde açıklanmışlardır.



## 1. GENEL BİLGİLER

### 1.1. Giriş

Bacalar, duman ve diğer gazların taşınmasına dolayısıyla da çevre kirliliğinin kontrolü amacıyla inşa edilmektedirler. Duman miktarının az olduğu durumlarda, konutlar gibi, bu işlem tuğla duvarlar içinde oluşturulan kanallar yardımıyla yapılır ve bu kanallar genellikle binanın çatısından 50 ile 150 cm arasında yükselirler. Sanayi yapılarındaki bacalar da ise atmosfere bırakılacak duman ya da gaz miktarının çok fazla oluşu ve hava kirliliğinin kontrol edilerek belli değerler içerisinde tutulması zorunluluğu, yüksek düşey atık gaz kanallarının diğer bir deyişle, sanayi bacalarının yapımını gerekli kılmıştır [1].

Baca boyutları ve konstrüksiyonu sanayi tesisinin teknolojik parametrelerine bağlıdır. Baca yüksekliği, bacanın çekimiyle çok yakından ilişkilidir. Bunun yanı sıra çevredeki arazinin topografyası, rüzgâr akımları ve hâkim rüzgâr yönü bacanın inşa yerini ve yüksekliğini etkiler. Baca tepesindeki çap, atık gaz çıkış hızına; temel enkesitindeki çap ise atılacak gaz miktarı ve daha çok bacayı etkileyen statik ve dinamik etkilere bağlıdır.

Baca tipi yapıların hesabında, rüzgâr yükleri, deprem yükleri, sıcaklık yükleri ve bunlara ek olarak kalıcı yükler tasarımın esas yüklerini oluşturmaktadır. Rüzgâr, baca gibi yüksek yapılarda yüklerin hakim kaynağını oluşturmaktadır. Baca gibi yapılarda genel olarak rüzgâr etkisi iki önemli kısma ayrılmaktadır. Bunlar, “Boyuna Rüzgâr” ve “Enine Rüzgâr” etkileridir. Bu etkiler, bacalar da hem statik hem de dinamik etkiler meydana getirmektedirler [2].

Betonarme sanayi bacalarına etkiyen bir diğer önemli etki ise deprem yükleridir. Deprem etkileri, zemindeki titreşimlerin yapıya aktarılması ile oluşur. Bu etkiler, yapı kütlelerinin depreme tepkisi sonucu oluşan eylemsizlik kuvvetleri olduğundan zemin hareketine göre değişim göstermektedirler. Deprem kuşağında bulunan ülkelerde gerçekleştirilecek bütün bacaların hesap, yapım ve kullanım kurallarının yönetmelikler ile düzenlendiği bilinmektedir. Deprem etkisindeki betonarme sanayi bacalarının yatay yüklere göre hesabında doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri kullanılmaktadır.

## 1.2. Betonarme Bacalar Hakkında Bazı Hatırlatmalar

### 1.2.1 Tarihçe

Bacalar, endüstriyel tesislerden çıkan atık gazların bölgeden uzaklaştırılmasını sağlayan yapılardır. Hava kirliliğinin kontrolü için son yıllarda yüksek betonarme bacaların inşasında önemli bir artış olmuştur [3].

Betonarme bacaların çoğu Amerika Birleşik Devletleri'nde inşa edilmiştir. Bunlarla ilgili bir rapor "Portland Çimentosu Üreticileri Derneği'ne" sunulmuştur. Bu raporda birçok bacanın tamamlandığı kaydedilmiş ve bunlarla ilgili aksaklıklar üzerinde durulmuş, bacalar için birçok ayrıntı hesaba katılmış, birinci sınıf işçilik ve emniyetli tasarımın başarılı bir baca inşaatında önemi vurgulanarak, işçiliğin emniyetli bir baca tasarımında en az projelendirme kadar önemli olduğu belirtilmiştir [4].

Betonarme bacalar, yekpare ve prefabrike olarak inşa edilmektedirler. İlk yekpare bacalar, 1920'li yıllardan sonra tek olarak koni şeklinde yükselen baca gövdeleri şeklinde olmuş, çap ve gövde kalınlıkları baca boyunca lineer olarak değişmesi kesitlerde beton ve kaplamalarda bir tasarruf sağlamıştır. Prefabrike betonarme bacalarda ısıl gerilmelerden dolayı çatlak oluşma eğilimi, yekpare bacalarla hemen hemen aynıdır [5].

Prefabrike bacaların en bilineni Monoyer tipidir. Bu bacalar, yüksekliği 25 cm olan bağlantı donatısıyla prefabrike dilimlerden oluşmuş ardışık yatay elemanlarla inşa edilir [6]. Prefabrike baca türüne diğer bir örnek Fourré ve Rhodes tipi bacalardır. Bu tip bacalarda kalıba ihtiyaç yoktur. Gövde düzdün 20 kenarlıdır. Bu çokgenlerin köşeleri prefabrike I şeklindeki elemanlardan meydana gelir [4].

### 1.2.2. Betonarme Baca Kısımları

Bir baca yapısı, ana yapı elemanları olarak gövde ve temelden oluşur. Baca gövdesinde dıştan içe aşağıdaki elemanlar ile karşılaşılır:

- a. Asıl taşıyıcı olan betonarme kabuk,
- b. Yalıtım veya yalıtımla birlikte hava boşluğu,
- c. Kaplama

Buna ilaveten, kaplama ve yalıtımı taşımak üzere baca gövdesinde yaklaşık 7,5 ‘de bir çıkan halka şeklinde konsollar teşkil edilmektedir. Gövdenin üzerinde bakım için gerekli olan çelik merdivenler ve paratoner gibi baca donanımları yer almaktadır.

Bacanın görevini sağlıklı bir şekilde yerine getirebilmesi için boşluklar bulunması gerekir. Genellikle bacanın alt kısmında sanayi tesisinden çıkan atık gazın girdiği “giriş ağzı” için boşluklar bırakılır [1].

### **1.2.2.1. Baca Gövdesi**

Betonarme gövde silindirik ya da kesik konik bir kabuk olup kalınlığı sabit veya temelden yukarıya doğru gittikçe azalmaktadır. Baca gövdesi atık gaz çıkış ağzında tepe çemberi ile takviye edilir. Bu çember, atık gaz çıkış ağzını burkulmadan korur [1].

Amerikan Beton Enstitüsü ( ACI )’ ye göre baca cidarı; bacanın ağırlığı, sıcaklığın yatay ve düşey etkisi ve rüzgâr ya da deprem etkilerinden büyüğüne göre projelendirilmelidir [8]. İç çapı 6,10 m veya daha az olan bacalarda minimum cidar kalınlığı 18 cm olmalıdır. Eğer iç çap 6,10 m den daha büyük olursa her 61 cm’lik artış için cidar kalınlığı 0,635 cm artırılmalıdır [7].

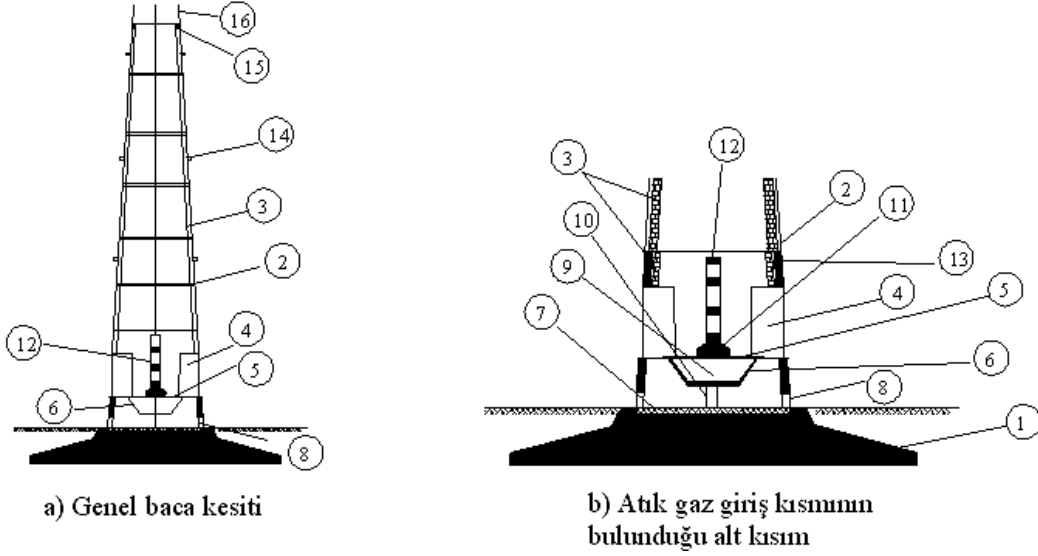
### **1.2.2.2. Baca Kaplamaları**

Baca gövdesi yüksek sıcaklık ve atık gazların zararlı etkilerine karşı içten korunmalıdır. Bu korumayı kaplamalar sağlamaktadır. Baca gövdesi ilk uygulamalarda kaplamasız olarak yapılmaktaydı. Günümüzde ise pek çok ülkede betonarme bacalar en az 11 cm kalınlığında tuğlalarla kaplanmaktadır. Betonun ısı korumasını daha da iyileştirmek için beton ile tuğla arasında birkaç cm hava boşluğu bırakılmalıdır [8].

Asit ihtiva eden atık gazların tuğla sıvaları arasından geçerek nispeten soğuk olan beton üzerinde yoğunlaşması sonucu betonda zararlı asidik etkiler oluşabilmektedir. Bu gibi durumlarda gövdeden bağımsız çelik kaplamalar kullanılarak daha iyi sonuçlar alınabilmektedir. Aşağıda genel baca elemanları Şekil 1.1’de verilmektedir.

Burada;

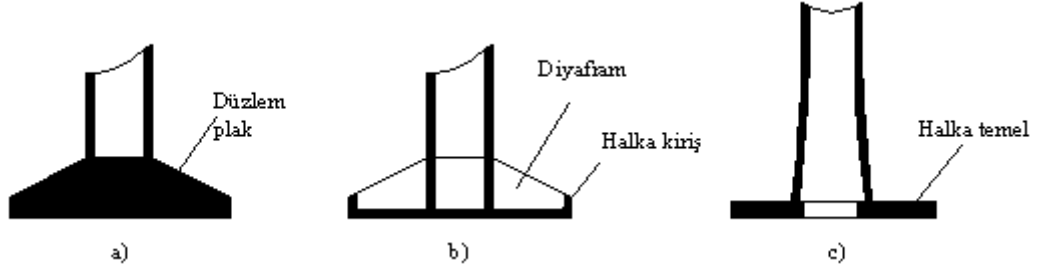
- |                              |                                     |
|------------------------------|-------------------------------------|
| 1.) Betonarme temel          | 10.) Huni eğimli döşemesi           |
| 2.) Betonarme gövde          | 11.) Kaplamalı perde duvar          |
| 3.) Tuğla kaplama            | 12.) Ateş tuğlasından ayırma duvarı |
| 4.) Atık gaz giriş ağızları  | 13.) Baca gövdesi rijitlik halkası  |
| 5.) Betonarme döşeme         | 14.) Kontrol ve dinlenme sahanlığı  |
| 6.) Kül Hunisi               | 15.) Atık gaz çıkış ağız            |
| 7.) Kum dolgu                | 16.) Paratoner                      |
| 8.) Kül atma boşluğu         |                                     |
| 9.) Kül hunisi boşaltma yeri |                                     |



Şekil 1.1. Betonarme baca elemanları

### 1.2.2.3. Baca Temelleri

Betonarme baca temelleri diğer yapı temellerinden çok da farklı bir özellik göstermez. Betonarme bacaların temeli çok fazla sıcaklığa maruz kalabileceğinden sıcaklık etkilerinden korunması gerekmektedir. Bacalar için şekil 1.2.'de gösterilen temel tipleri kullanılmakla beraber dairesel plak, halka ve kazıklı temeller daha sık kullanılmaktadır. Zemin gerilmesinin  $1,2 \text{ kgf/cm}^2$  den yüksek olması durumunda yüzeysel temeller kullanılmakla beraber daha düşük olması durumunda ise kazıklı temel inşasına gidilebilmektedir [1].



Şekil 1.2. Betonarme bacalarda kullanılan bazı temel tipleri [3].

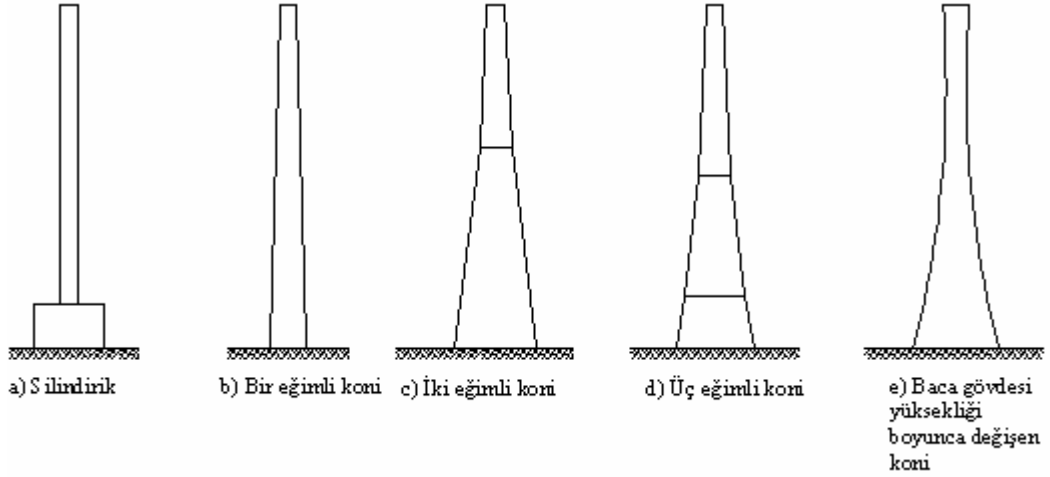
### 1.2.3. Betonarme Başlıca Baca Tipleri

İki eğimli bacalar temelde büyük bir çıkma sağladıklarından ekonomik olurlar. Buna karşılık kayar kalıp inşaatına olanak veren düşey cidarlı bacalara göre inşaat hızları daha düşüktür. İki ya da daha fazla eğimli bacalar ise tırmanan kalıpla inşa edilirler. 200 m yüksekliğe kadar olan bacaların tırmanan kalıpla yapılması daha uygun olmaktadır. 200 m den daha yüksek bacaların ise kayar kalıp tekniği ile inşa edilmeleri yapım aşamasını kolaylaştırmaktadır [7].

Betonarme bacalar kullanılan yalıtım, kaplama ve mesnetlenme yöntemine göre 4'e ayrılabilir. Bunlar:

- İzolasyonlu, beton duvarlı betonarme bacalar,
- Ana gövdesi gaz kanallarından bağımsız olarak inşa edilen betonarme bacalar,
- Ana gövdeden destek alarak inşa edilen betonarme bacalar,
- Önceden hazırlanmış, yalıtımlı, ateşe dayanıklı, beton kaplamalı, hazır beton gövdeli betonarme bacalardır.

Baca gövdesi düşey silindir ya da bir, iki veya üç eğimli kesik koni şeklinde olabilir (Şekil 1.3.a,b,c,d). Betonarme bacalar tepeden tabana kadar sürekli değişen bir eğimle inşa edilebilirler (Şekil 1.3.e). Bu tip bacalara eşit dayanımlı bacalarda denilebilir [3].



Şekil 1.3. Betonarme baca boy kesitleri [4].

#### 1.2.4. Bacalarda Çekimin Sağlanması

Baca verilen boyutları ile doğal olarak ya da ek düzenekler ile yapay olarak çeker.

Doğal çekim, baca girişindeki atı gaz basıncı ile dışarıdaki hava basıncı arasındaki farktan oluşur. Baca yüksekliği bu fark ile doğru orantılıdır. Bacada geçen atık gaz miktarı  $Q$ , baca enkesit alanı  $A$  ve atık gaz geçiş hızı  $V$  arasına  $Q=A.V$  bağıntısı vardır. Uygun bir atık gaz geçiş hızı ile gerekli baca enkesit alanı bulunabilir [1].

Yapay Çekim, büyük sanayi yapılarında doğal çekim, özellikle atık gazın sıcaklığı düşük olduğunda ya çok büyük baca en kesiti ya da büyük baca yüksekliği gerektirir. Bu gibi durumlarda bacada yapay çekim oluşturacak, diğer bir deyişle atık gazı dışarı doğru itecek bir düzenek bacaya yerleştirilir. Böyle bir düzenek baca yüksekliğini çekimden bağımsız kılmak ve atık gazın çıkış hızını düzenlemek için genellikle çoğu bacalara konur [1].

#### 1.3. Baca Etkileri

Betonarme bacaların projelendirilmesinde göz önüne alınması gereken etkiler şunlardır:

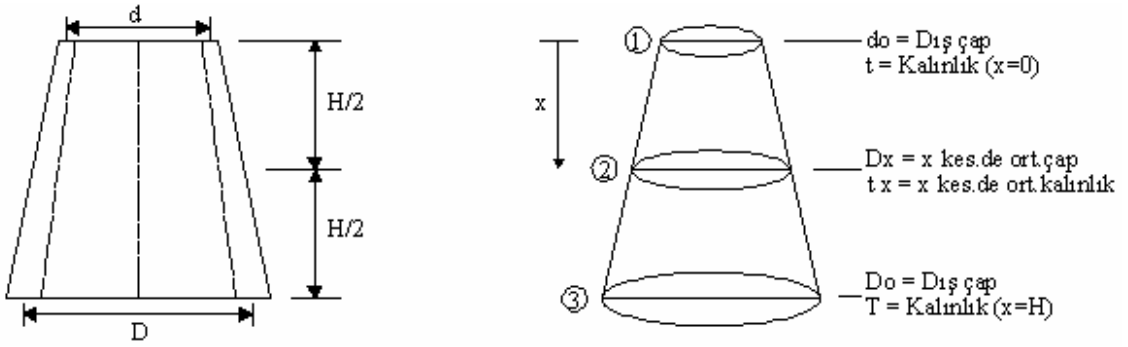
- 1) Kalıcı yük etkileri,
- 2) Rüzgâr etkileri,
- 3) Deprem etkileri,
- 4) Sıcaklık farkından oluşan etkiler,

Bunlarla birlikte, yerel eğilmeler, temel dönmesi ve dolayısıyla 2. mertebe etkileri, bacanın düşeylikten sapması ve burkulma da diğer önemli etkilerdir.

### 1.3.1. Sabit Yükler

Bacanın temelinden tepesine doğru baca çapı ve yatay yüklerden oluşan etkiler azalmaktadır. Diğer bir deyişle, betonarme baca gövdesinin kalınlığı tepeye doğru doğrusal veya kademeli olarak değişmektedir.

Çok rastlanılan kalınlık değişiminin doğrusal olması hali için ağırlık ve ağırlık merkezi hesabına yarayan bağıntılar Şekil 1.4'te baca eksenini boyunca alınmış H yükseklikli bir dilim üzerindeki semboller yardımıyla aşağıda verilmiştir [9].



Şekil 1.4. Baca dilimi üzerinde sabit yüklerin hesabı için şematik şekiller [4].

$d$  dilimin üst kesitindeki ortalama çap,  $D$  dilimin alt kesitindeki ortalama çap,  $t$  alt kesit cidar kalınlığı,  $T$  üst kesit cidar kalınlığı,  $H$  dilim yüksekliğini göstermek üzere,  $x$  kesitindeki ortalama çap  $D_x$  ;

$$D_x = d + \frac{x}{H} \cdot (D - d) \quad (1.1)$$

bağıntısı ile hesaplanır.  $x$  kesitindeki ortalama kalınlık  $t_x$  ;

$$t_x = t + \frac{x}{H} \cdot (T - t) \quad (1.2)$$

bağıntısı ile hesaplanır.  $x$  kesitindeki dilim hacmi  $V$ ;

$$V = \int_0^H \pi.D_x.t_x.d_x = \frac{1}{6}.\pi.H.[2.(d.t + D.T) + d.T + D.t] \quad (1.3)$$

bağıntıları ile hesaplanır.

Malzemenin birim ağırlığı  $\gamma$ , dilim hacmi  $V$  olmak üzere dilim ağırlığı  $G$ ;

$$G = \gamma.V \quad (1.4)$$

olarak bulunur.

Dilimin tepeye göre statik momenti  $M_U$ ;

$$M_U = \int_0^H \pi.D_x.t_x.x.d_x = \frac{1}{12}.\pi.H^2.[d.t + d.T + D.t + 3D.T] \quad (1.5)$$

olarak hesaplanır.

Dilimin ağırlık merkezinin taban kesitine uzaklığı  $x_g$ ;

$$x_g = H - \frac{M_u}{V} = \frac{H}{2} \cdot \frac{(3.d.t + D.T + D.t + d.T)}{[2.(d.T + D.T) + d.T + D.t]} \quad (1.6)$$

formülü ile hesaplanır.

Bacanın her bölgesi için hacim, ağırlık ve ağırlık merkezi değerlerini hesaplarırken, baca kesitlerinin değişken olması durumunda, simpson kuralının uygulanması genellikle kolaylık sağlar. Bu maksatla Çizelge 1.2'deki (1), (2), (3) kesitlerindeki alanlar, hacim ve dilim hacminin (3) kesitine göre ağırlık merkezi hesaplanır.

Çizelge 1.1'deki  $d_m$  ve  $t_m$  sırasıyla, ortalama dilim çapını ve ortalama cidar kalınlığını göstermek üzere;

$$d_m = \frac{(D + d)}{2} \quad (1.7)$$



$$t_m = \frac{(T+t)}{2} \quad (1.8)$$

şeklinde hesaplanır.

Çizelge 1.1. Kesik koni hacminin Simpson yöntemiyle hesaplanabilmesi için gerekli olan parametreler [1].

Kesit	$A/\pi$	Simpson çarpanı	$V/\pi$	x	$V_h/\pi$
Tepe kesiti (1)	d.t	1	d.t	H	d.t.H
Orta kesit (2)	$d_m \cdot t_m$	4	$4 \cdot d_m \cdot t_m$	H/2	$2 \cdot d_m \cdot t_m \cdot H$
Taban kesiti (3)	D.T	1	$\frac{D.T}{d.t + D.T + 4 \cdot d_m \cdot t_m}$	0	0

(1) ve (3) kesitleri arasındaki baca diliminin hacmi;

$$V = \frac{1}{6} \cdot \pi \cdot H \cdot (d.t + D.T + 4 \cdot d_m \cdot t_m) \quad (1.9)$$

ve (3) kesitine göre ağırlık merkezi;

$$x_g = \frac{1}{6} \cdot \pi \cdot H \cdot (d.t + 2 \cdot d_m \cdot t_m) / V = (d.t + 2 \cdot d_m \cdot t_m) / (d.t + D.T + 4 \cdot d_m \cdot t_m) \quad (1.10)$$

olur.

Simpson kuralı uygulandığında bulunan sonuçlar daha önce verilmiş olan kesin çözümlerle üst üste örtüşmektedir. İzolasyon ve kaplama ağırlıkları da benzer şekilde hesaplanabilir [1].

### 1.3.2. Rüzgâr Etkileri

Rüzgâr, baca gibi yüksek yapılarda yüklerin egemen kaynağını oluşturmaktadır. Baca gibi yapılarda genel olarak rüzgâr etkisi iki önemli kısma ayrılmaktadır. Bunlar; “boyuna rüzgâr etkileri” ve “enine rüzgâr etkileri”dir. Bu etkiler de bacalarda hem statik hem de dinamik etkiler oluşturmaktadır [2].

Bir bacadaki rüzgâr yükü ilk önce bacanın kurulacağı yere ve baca yüksekliğine bağlı olarak rüzgâr hızının değişeceği alanlarda rüzgâr hızının büyüklüğünden başka, rüzgâr yönü ile ilgili olarak, aşağıda belirtilen bazı etkenlerin bir bölümü veya tümü tarafından etkilenmektedir [4]. Bunlar;

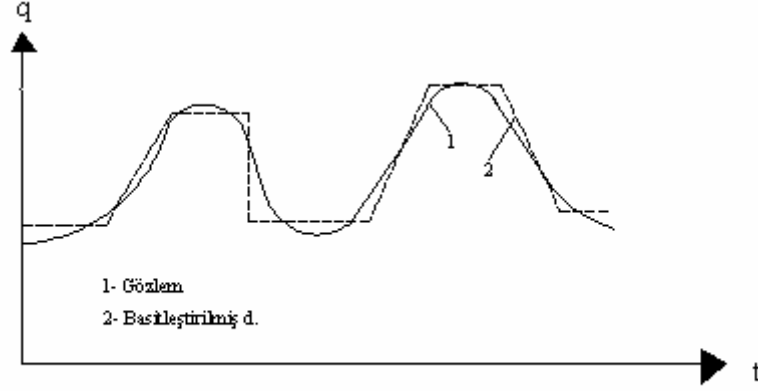
- Yapının yerden yüksekliği,
- Yapının geometrisi,
- Bölge topografyası,
- Türbülans seviyesi,
- Baca etrafında başka yapıların bulunması,
- Havanın yoğunluğu,
- Şekil katsayısı,
- Bacanın doğal titreşim frekansı,
- Yapı sönüm miktarı ve
- Yapının titreşim modu şekilleridir.

Narin ve yüksekliği boyunca konikleşen betonarme bacalar genel durum itibariyle boyuna rüzgâr etkilerine maruz kalmakta ve tasarımda bu yüklere göre hesap ağır basmaktadır [10].

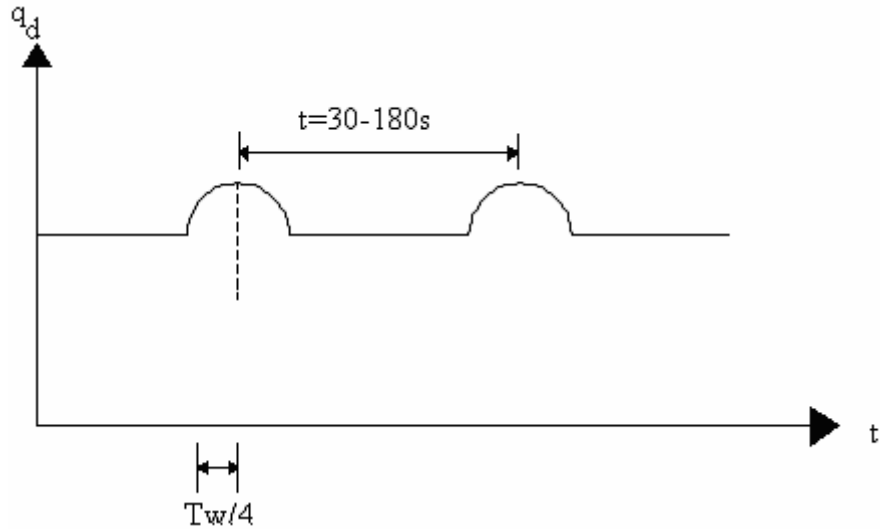
#### 1.3.2.1. Çarpma Etkisi

Rüzgâr hızı değişken olması nedeniyle rüzgâr yüklemesi dinamik özelliktedir ve bacada titreşim meydana getirmektedir. Baca rüzgârın tekil veya tekrarlı yükleri ile yanal doğrultuda titreşim hareketi yapmaktadır. Şekil 1.5’te rüzgar darbelerinin zamanla değişimini gösteren bir grafik görülmektedir. Rüzgar basıncının zamanla değişimi Şekil 1.6 daki gibi idealleştirerek ve baca bir serbestlik dereceli sistem varsayılarak, darbe etkisine karşılık gelen dinamik yük çarpanının (DYÇ) bulunması çalışılmaktadır [11,12].

Hızın sabit olduğu darbeden sonraki zaman sürecinde baca sönümlü titreşim hareketi yapmaktadır. Yapılan çalışmalar sonucunda darbe periyodu  $T_w = 8$  sn ve iki darbe arasındaki  $t$  zamanı  $5 T_w$  den daha büyük veya ona eşit olarak idealleştirilmiştir. Bu zaman, rüzgâr hızı ve arazinin pürüzlülüğüne bağlıdır. Yüksek hızlarda artar, düşük hızlarda azalır [1].



Şekil 1.5. Rüzgar darbelerinin zamanla değişimi



Şekil 1.6. Rüzgar tasarım darbelerinin zamanla değişimi

Birim alana gelen dinamik rüzgâr basıncı  $q_d$ , rüzgâr hızına bağlı olarak

$$q_d = (0.4 + 0.6 \cdot \phi_1 \cdot \phi_2) \quad q = (DYÇ) \cdot q \quad (1.11)$$

$$q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v^2 \quad (1.12)$$

bağıntısı ile hesaplanabilir. Buradaki,  $q$  baz rüzgar basıncı,  $\rho$  havanın kütle yoğunluğu,  $V$  rüzgar hızı (m/sn),  $\phi_1$  darbe katsayısı,  $\phi_2$  tekrarlar ve sönüm ile ilgili bir katsayıdır. Havanın kütle yoğunluğu için 1/8 alınır (  $\rho = \text{havanın özgül kütlesi/yer çekimi ivmesi} = 1.295/9.81 \cong 1/8 \text{ kg.sn}^2 / \text{m}^4$  olur. Böylece;

$$q = v^2 / 16 \quad (1.13)$$

bulunur. Darbe ve tekrarlar ile ilgili ifadeler aşağıdaki bağıntılar yardımıyla hesaplanabilir.

$$\phi_1 = 1 + \beta \quad (1.14)$$

$$\beta = \frac{\alpha}{|\alpha^2 - 1|} \cdot \left( 1 + \alpha^2 - 2 \cdot \alpha \cdot \sin \frac{\pi}{2\alpha} \right)^{1/2} \quad (1.15)$$

$$\phi_2 = 1 + e^{-\Delta \cdot t/T} \quad (1.16)$$

$$\alpha = T/T_w \quad , \quad \Delta = 2 \cdot \alpha \cdot \xi \quad (1.17)$$

Buradaki,  $T$  bacanın özel periyodu,  $\Delta$  logaritmik dekremantasyon,  $\xi$  kritik sönüm oranıdır.  $\xi$  oranı çelik için 0.02, betonarme için 0.05 değerindedir. Kesit zorları  $q_d$  yükü altında konsol kirişteki gibi hesaplanabilir.

Kararlı bir rüzgâr akımı içine bırakılan alttan ankastre düşey bir silindir, rüzgârın esiş doğrultusuna dik doğrultuda silindirin yan ve arka yüzeylerinde oluşan oldukça değişken girdap akımlarına ve akım kuvvetlerine maruz kalmaktadırlar. Son yıllarda yapılan araştırmalar ve gözlemler sonucunda girdap kopmalarının neden olduğu büyük genlikli titreşimlerin elastik yapılarda büyük önem taşıdığını bunların baca gibi yapılarda yıkıcı etkileri olduğunu ortaya koymuştur [13].

### 1.3.2.2. Yanal Ötelenme Etkisi

Rüzgâr akımları esnasında yapının gerisinde oluşan girdap akımlarından dolayı titreşimin, karmaşık bir problemdir. Bilindiği gibi yapıda titreşim oluşturacak girdap hareketine ait titreşimin frekansının yapının doğal frekansı ile aynı olduğu durumda tınlaşım meydana gelmektedir [1].

Bacanın rüzgâr doğrultusuna dik doğrultuda,  $V_c$  kritik hızı ile “birinci doğal modunda” titreşmesi durumunda,  $V_c$  kritik hızı,  $S$  strouhal sayısı,  $f$  bacanın doğal frekansı,  $D_c$  bacanın kritik dış çapını göstermek üzere,

$$V_c = \frac{f \cdot D_c}{S} \quad (1.18)$$

bağıntısı ile hesaplanabilmektedir.

$D_c$  kritik çapı olarak baca tepesinden  $H/3$  ile  $H/6$  arasındaki bir dış çapın alınması önerilmektedir [14].

Bu durumda periyodik olarak titreşen rüzgâr hareketinin birim boya gelen değerini bulmak üzere,  $F$  bileşke enine kuvvet ( $\text{kg/m}$ ),  $\rho$  havanın özgül kütlesi ( $\text{kg} - \text{sn}^2 / \text{m}^4$ ),  $D$  herhangi bir kesitteki dış çap ( $\text{m}$ ),  $\omega$  söz konusu modun doğal frekansı ( $\text{rad/sn}$ ) ve  $c$  kaldırma (şekil) katsayısını göstermek üzere;

$$F = c \cdot \left( \frac{\rho \cdot V_c^2}{2} \right) \cdot D \cdot \sin \omega t \quad (1.19)$$

bağıntısı ile hesaplanabilir.  $\rho$  'nun değeri  $0.12492 \text{ kg} - \text{sn}^2 / \text{m}^4$ ,  $c$  ise  $2/3$  tür.

$D$  değiştiği halde  $V_c$  değerinin sabit olduğu varsayılmışsa da bacanın üst kısmı için büyük hız değerleri ortaya çıkacağından bu kuvvet baca üstünde halim duruma geçer. Bununla birlikte baca yüksekliği boyunca üniform hız kullanmanın o bölgede çok farklı meteorolojik veriler bulunmadığı takdirde yeterli sonuçlar verdiğini ortaya koymuştur [1].

### 1.3.2.3. Kesitin Ovalleşmesi Etkisi

Bacada dairesel halka kesitin periyodu, girdap kopma periyodunun yarısı ile çakışırsa kesitte ovalleşme meydana gelebilmektedir.  $t$  baca enkesit kalınlığı (cm),  $r$  baca enkesit yarıçapı (cm) olmak üzere ovalleşme titreşimlerini veren rüzgar hızı  $V$  (km/h);

$$V = 7067 \cdot \left( \frac{t}{r} \right) \quad (1.20)$$

Betonarme bacalarda baca kesitinin yüksek rüzgar hızları nedeniyle ovalleşmesi nadiren görülmektedir. Örneğin 8 m çaplı ve 25 cm kalınlıklı bir betonarme bacada ovalleşme hızı 221 km/h gibi oldukça büyük bir değerdir.

### 1.3.3. Sıcaklık Etkisi

Betonarme baca cidarlarında, cidarların iç ve dış yüzeyleri arasındaki sıcaklık farkından dolayı gerilmeler meydana gelmektedir. Bu sıcaklık farkı iç yüzeyden dış yüzeye doğru yayılma eğilimindedir. Bütün cidarın tek bir parça olarak hareketinden dolayı farklı oranda bir genişleme oluşur. Böylece bu genişleme sonucunda kabuğun iç yüzeyinde basınç, dış yüzeyinde ise çekme gerilmesi oluşmaktadır [4].

### 1.3.4. Deprem Etkisi

Yer kabuğu içindeki bir kaynaktan ani olarak çıkan titreşimlerin dalgalar halinde yayılarak geçtikleri ortamları ve yeryüzünü sarsma olayına deprem adı verilmektedir. Deprem etkileri zemindeki titreşimlerin yapıya aktarılması ile oluşur. Bu etkiler, yapı kütesinin depreme tepkisi sonucu oluşan eylemsizlik kuvvetleri olduğundan zemin hareketine göre değişim göstermektedirler. Zemin hareketleri ise birçok değişkene bağlıdır. Yapının tepkisini etkileyen en önemli parametreler ise yapının kütlesi, rijitliği ve sönüm özellikleridir.

Yapıları etkileyecek deprem yüklerinin belirlenmesinde insanlık tarihi boyunca dünyanın aktif deprem kuşaklarında meydana gelmiş olan deprem bilgilerinden yararlanılmaktadır. Bu bilgiler ışığında gerçekleştirilen yapısal çözümler, bugün

yürürlükte bulunan deprem yönetmeliklerinde öngörülen deprem yüklerine göre tasarlanmış olan, betonarme yapıların elastik ötesi davranışa itilerek hasar görmeye mecbur edilmiş olduklarını ortaya koymaktadır.

Deprem kuşağında bulunan ülkelerde gerçekleştirilecek bütün yapıların hesap, yapım ve kullanım kurallarının yönetmeliklerle düzenlendiği bilinmektedir. Deprem etkisindeki betonarme sanayi bacalarının yatay yüklere göre hesabında genel olarak kullanılan yöntemler;

- 1) Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi,
- 2) Mod Birleştirme Yöntemi ve
- 3) Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemleridir.

Bu yöntemlerden birincisinde deprem yükleri, dinamik etkiler göz önüne alınarak betonarme sanayi bacasına eşdeğer statik yük olarak etki ettirilir. Mod Birleştirme ve Zaman tanım Alanında Hesap Yöntemleri ise doğrudan dinamik hesap yöntemleridir. Son iki yöntemde Eşdeğer Statik Deprem Yüğü Yöntemi gibi doğrusal elastik bir yöntemdir [15].

#### **1.4. Boyutlandırma İlkeleri**

Betonarme bacalar ön boyutlandırılırken atık gaz çekiş koşulları ve endüstriyel amaç olmak üzere başlıca iki önemli husus göz önüne alınmaktadır. Bazen yapay çekiş sistemleri de kullanılmaktadır. Bu tür sistemlerin kullanılmasındaki amaç zararlı gazların daha yükseklerde türbülanslı hava akımını içinde seyreltilmesiyle hava kirliliğinin azaltılmasıdır. Baca çapının seçimindeki en önemli unsur gazın çıkış hızıdır. Bu hız çok yavaş ise gazın yoğunlaşarak bacaya dönmesi sonucu kaplamanın soğumasıyla asit birikimi ihtimali olmakta, çok yüksek olması halinde ise bacanın alt kısımları basınç etkisinde kalabileceğinden baca gazının beton veya kaplamaya etkimesi ve sıcaklığın asit oluşturma noktasına düştüğü yerlerde de gazın yoğunlaşması ihtimali vardır [16].

Betonarme bacalar ön boyutlandırılırken dikkat edilmesi gereken diğer önemli unsurlar, bacanın çevresindeki arazinin topografyası, rüzgâr akımları ve egemen rüzgâr yönü bacanın inşa yerini ve yüksekliğini etkilemektedir. Betonarme bacalarda yüksekliğin artması ile rüzgâr ve deprem etkileri de boyutlandırmada önem kazanmaktadır [1].

Bacaların enkesitleri genellikle aerodinamik düşüncelerden dolayı yüksekliğı boyunca konikleşen bir yapı olarak düzenlenmişlerdir [10]. Tecrübeler genelde baca yüksekliğinin

dış çapa oranının 12–13 olmasının baca ve temelin projelendirilmesinde uygun olduğunu ortaya çıkarmıştır. İlk önce üst ve alt çaplar belirlenir. Dış çaplar, dikkate değer bir ekonomik kayba yol açmayacak şekilde, baca yüksekliğince doğrusal olarak değiştirilir [14]. Aşağıda Çizelge 1.2’de inşa edilmiş olan bazı bacaların boyutları ile ilgili bazı bilgiler verilmektedir [14].

Çizelge 1.2. Yapımı bitirilmiş bazı betonarme bacaların yapısal özellikleri [14].

Baca No:	H Yükseklik (m)	Tepe dış çapı (m)	Taban Dış Çapı (m)	Toplam Ağırlık (ton)	Oran H/Dta
1	107	7,19	9,42	2052	11,4
2	137	4,98	10,91	3053	12,6
3	163	5,69	10,68	3792	15,3
4	19	7,11	14,4	5676	13,2
5	244	11,14	119,81	11339	12,3
6	252	7,62	19,5	10405	12,9
7	252	8,75	20,67	10351	12,5
8	274	10,44	21,95	15311	12,5
9	305	10,26	25,3	-	12,1
10	366	11,28	29,04	29241	12,6

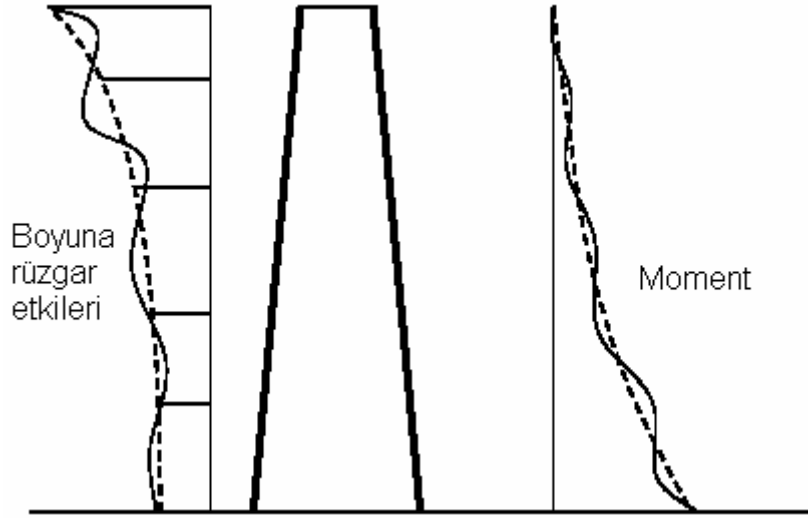


## 2. YAPILAN ÇALIŞMALAR, BULGULAR VE İRDELEMELER

### 2.1. Betonarme Bacaların Doğrusal Yapısal Çözümlemesi

#### 2.1.1. Rüzgâra Göre Yapısal Çözümleme

Rüzgâr akımı, yeryüzündeki yüzeylerle irtibatlı olması nedeniyle sürtünmeden dolayı yavaşlar. Günümüzde boyuna rüzgâr etkileri yüzeydeki sıfır noktasından atmosferik sınır tabakasının en üst noktasındaki maksimum değere kadar yükseklikle değişen bir etki olarak kabul edilmektedir. Yükseklik boyunca hızın değişimi en genel olarak "Power Law veya Logarithmic Law Değişimi" ile bulunabilmektedir. Bulunan rüzgâr etkilerinin baca yüzüne etkidiği kabul edilmektedir. Bacaya etkileyen boyuna rüzgar etkisi ve baca tepkisini gösteren ifade Şekil 2.1'de gösterilmektedir [2].



Şekil 2.1. Boyuna rüzgâr etkisi ile baca gövdesinde oluşan eğilme momentinin yükseklik üzerinde dağılımı [2].

Logarithmic Law Değişimi'ne göre rüzgar hızının belirlenmesi: Bu değişime göre,  $z$  yüzeyden itibaren herhangi bir yüksekliği,  $u_*$  sürtünme hızını,  $z_0$  sürtünme boyunu,  $k$  Von

Karman Sabitini ( $k \cong 0,4$ ) göstermek üzere, belirli bir yerdeki ortalama rüzgâr hızları  $V(z)$ :

$$V(z) = \frac{1}{k} \cdot u_* \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (2.1)$$

denklemleriyle hesap edilebilir. Aynı alanda herhangi bir yükseklikteki ortalama rüzgâr hızı bilinirse (2.1) denklemi istenilen yükseklikteki hızı bulmak için iki defa yazılıp taraf tarafa oranlanırsa istenilen yükseklikteki ortalama rüzgâr hızları yaklaşık olarak hesap edilebilir.

Farklı alanlara geçiş için  $u_{*1}$  ve  $u_{*2}$  sırasıyla farklı alanlar için sürtünme hızlarını,  $z_{01}$  ve  $z_{02}$  sırasıyla farklı alanlar için sürtünme boyunu göstermek üzere;

$$\frac{u_{*1}}{u_{*2}} = \left(\frac{z_{01}}{z_{02}}\right)^{0.0706} \quad (2.2)$$

bağıntısı kullanılmaktadır. İstenilen alanda hesap edilen  $u_*$  değerine karşılık, herhangi bir yükseklik için ortalama rüzgâr hızları (2.1) denklemi kullanılarak hesap edilir.

$z_0$  sürtünme boyunu ve  $K$  sürtünme katsayısını göstermek üzere,  $k$  Von Karman Sabiti daha hassas bir hesapla;

$$k = \sqrt{K} \cdot \ln\left(\frac{10}{z_0}\right) \quad (2.3)$$

formülüyle bulunabilir. Açık alanlı yerler için  $z_0$  sürtünme boyu 0.05m alınmaktadır. Logarithmic law Değişimi, doğal atmosferik akımda yatay olarak homojen yatay yüzey tabakaları içinde ortalama rüzgâr hızı etkilerinin iyi bir ifadesidir [4].

Power Low Değişimine göre rüzgâr hızının belirlenmesi: Yatay homojen alanlarda ortalama rüzgâr etkisinin ilk ifadesi “Power Low” olarak adlandırılmaktadır. Meteorolojik araştırmalar rüzgâr hızını yükseklikle arttığını ortaya koymaktadır. Bu değişim yeryüzündeki birçok fiziksel değişime bağlıdır. Bunun yanında dünyanın dönmesinden ileri gelen hız olarak adlandırılmaktadır [4].

$V(z_2)$  herhangi bir alandaki  $z_2$  yüksekliğindeki bilinen rüzgar hızını,  $z_1$  ve  $z_2$  sırasıyla belirtilen hızlardaki yüksekliği,  $\alpha$  alan pürüzlülüğüne bağlı bir üst katsayısını göstermek üzere, aynı alandaki  $z_1$  yüksekliğindeki rüzgar hızı  $V(z_1)$ ;

$$V(z_1) = V(z_2) \cdot \left( \frac{z_1}{z_2} \right)^\alpha \quad (2.4)$$

bağıntısı yardımıyla herhangi bir yükseklikteki rüzgar hızı bulunabilir. Ampirik Power Low Değişimi ile verilen (2.4) bağıntısı dünyanın dönmesinden meydana gelen hızın her alanda sabit olması eşitliğinden, farklı alanlara geçiş yapılabilir. (2.4) bağıntısındaki  $V(z_2)$  yerine dünyanın dönmesinden ileri gelen hız;  $V_g$ ,  $z_2$  yerine dünyanın dönmesinden meydana gelen hız yüksekliği  $z_g$  ve geçiş yapılan alana ait  $\alpha$  alan pürüzlülük katsayısı bilinirse farklı alandaki herhangi bir  $z$  yükseklikteki rüzgar hızları  $V(z)$ ;

$$V(z) = V_g \cdot \left( \frac{z}{z_g} \right)^\alpha \quad (2.5)$$

formülüyle hesap edilebilir. Bağıntıdaki farklı alanlar için verilen  $\alpha$  ve  $z_g$  değerleri Çizelge 2.1’de verilmektedir [17].

Çizelge 2.1. Power Low Değişimine göre farklı alanlar için verilen  $\alpha$  ve  $z_g$  değerleri [17].

	Kıyı alanları	Açık alanlar		Şehir dışı alanları		Şehir merkezleri	
$\alpha$	1/10	0.16	1/7	0.28	1/4.5	0.4	1/3
$z_g$ (m)	215	275	275	400	400	520	460

### 2.1.1.1. CICIND 2001'e Göre Yapısal Çözümleme

Baca yeri için uygun olan temel rüzgâr hızı ( $V_b$ ) açık alanlı ülkelerde yer seviyesinden 10 m yükseklikteki ortalama saatlik rüzgâr hızı olarak belirlenmektedir. Temel rüzgâr hızı meteorolojik ölçümlerle yapılmaktadır.

$k_z$  yükseklik katsayısını,  $k_t$  topografik katsayısı,  $k_i$  engel katsayısını ve  $V_b$  temel rüzgar hızını göstermek üzere, zemin seviyesinden itibaren z yükseklikte esas rüzgarın ortalama hızı  $V(z)$ ;

$$V(z) = V_b \cdot k_z \cdot k_t \cdot k_i \quad (2.6)$$

$k_s$  ölçüm katsayısını, z zemin seviyesinden itibaren ölçülen baca yüksekliğini ve  $\alpha$  arazi pürüzlülük katsayısını göstermek üzere;

$$k_z = k_s \cdot \left( \frac{z}{10} \right)^\alpha \quad (2.7)$$

Eğer  $k_t < 1$  ise o zaman  $k_t = 1$  alınır.  $\alpha$  arazi pürüzlülük katsayısı, yapının yıkılma olasılığının olmadığı durumlarda açık alanlı yerler için normal olarak 0.14 alınmaktadır.

Herhangi bir z yükseklikteki bir bacada,  $w_m(z)$  birim boya düşen ortalama rüzgâr yükünü ve  $w_g(z)$  ani rüzgâr etkisine göre hesaplanan birim boya düşen eşdeğer statik rüzgar yükünü göstermek üzere; birim yüksekliğe düşen rüzgar yükü  $w(z)$ ;

$$w(z) = w_m(z) \cdot w_g(z) \quad (2.8)$$

$\rho_a$  havanın yoğunluğunu,  $C_D$  şekil katsayısını ve  $d(z)$  z yükseklikte bacanın dıştan ölçülen çapını göstermek üzere, birim boydaki ortalama rüzgar yükü  $w_m(z)$ ;

$$w_m(z) = 0.5 \cdot \rho_a \cdot [V(z)]^2 \cdot C_D \cdot d(z) \quad (2.9)$$

Havanın birim kütlesi  $\rho_a = 1.25 \text{ kg/m}^3$  (deniz seviyesinde ılıman iklimde ) kabul edilmiştir.  $C_D$ , bacanın narınlığına bağlıdır. Zemin seviyesinden itibaren gövde yüksekliği  $h$  ve  $0.75.h$  seviyesindeki baca çapı  $d$  ile gösterilirse, daire kesitli bir baca için şekil katsayısı  $C_D$ ;

$$\frac{h}{d} < 5 \Rightarrow C_D = 0.6 \quad (2.10.a)$$

$$5 \leq \frac{h}{d} < 25 \Rightarrow C_D = 0.1 \cdot \frac{\log_{10}\left(\frac{h}{d}\right)}{\log_{10}(5)} + 0.5 \quad (2.10.b)$$

$$\frac{h}{d} \geq 25 \Rightarrow C_D = 0.7 \quad (2.10.c)$$

$G$  ani rüzgar katsayısını göstermek üzere, ani rüzgar etkisine göre rüzgar yükü  $w_g(z)$ ;

$$w_g(z) = \frac{3.(G-1)}{h^2} \cdot \frac{z}{h} \cdot \int_0^h w_m(z) \cdot z \cdot d(z) \quad (2.11)$$

$g$  yükseklikle ilgili azami tepe noktası katsayısını,  $i$  türbülans yoğunluğunu,  $B$  teorik türbülans parametresini,  $E$  enerji yoğunluk spektrumunu,  $S$  boyut azaltma katsayısını ve  $\xi$  kritik sönümün çok küçük bir değeri olarak ifade edilen sönüm miktarı olmak üzere, ani rüzgar katsayısı  $G$ ;

$$G = 1 + 2 \cdot g \cdot i \cdot \sqrt{B + \frac{E \cdot S}{\xi}} \quad (2.12)$$

$v$  etkin salınım oranını,  $T$  modal periyodu,  $g$  baca yüksekliğiyle ilgili maksimum tepe noktası katsayısı,  $f_1$  bacanın birinci moddaki hertz (Hz) olarak doğal titreşim frekansını,  $S$  boyut azaltma katsayısını göstermek üzere;

$$g = \sqrt{2 \cdot \log_e vT} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \cdot \log_e vT}} \quad (2.13)$$

$$vT = \frac{3600 \cdot f_1}{\left(1 + \frac{B \cdot \xi}{S.E}\right)^{\frac{1}{2}}} \quad (2.14)$$

$$i = 0.311 - 0.089 \cdot \log h \quad (2.15)$$

$$E = \frac{123 \cdot \frac{f_1}{V_b} \cdot h^{0.21}}{\left[1 + \left(\frac{330 \cdot f_1}{V_b}\right)^2 \cdot h^{0.42}\right]^{0.83}} \quad (2.16)$$

$$S = \left[1 + 5.78 \cdot \left(\frac{f_1}{V_b}\right)^{1.14} \cdot h^{0.98}\right]^{-0.88} \quad (2.17)$$

denklemleriyle hesap edilebilmektedir [18].

### 2.1.1.2. ACI 307/98'e Göre Yapısal Çözümleme

ACI 307/98 yönetmeliğine göre hesapta genel olarak eşdeğer statik yük dağılımı olarak kabul edilen basitleştirilmiş dinamik analizden elde edilmektedir.

V ve I sırasıyla ANSI/ASCE 7-95'te [19] verilen temel rüzgâr hızı ve rüzgâr yükleri için önem katsayısı olmak üzere, referans tasarım rüzgâr hızı  $V_R$  ;

$$V_R = (I^{0.5}) \cdot V \quad (2.18)$$

ACI 307/98'e göre bütün bacalar ANSI/ASCE 7-95'te belirtilen IV. kategorideki yapılar olarak sınıflandırılmaktadır. I önem katsayısı, IV. kategorideki yapılar için

ANSI/ASCE 7-95'te 1.15 olarak verilmektedir. Buna göre ortalama tasarım rüzgâr hızı  $\bar{V}(z)$ ;

$$\bar{V}(z) = \frac{1.47 \cdot 0.65}{1.22} \cdot V_R \cdot \left( \frac{z}{33} \right)^{0.154} \quad (2.19)$$

$w(z)$ , dalgalanma yükü  $w'(z)$  ve ortalama yük  $\bar{w}(z)$ 'ün toplamı olmaktadır. Buna göre;  $C_{dr}(z)$  şekil katsayısını,  $d(z)$  z metre yükseklikteki baca dış çapını,  $\bar{p}(z)$  bacanın z yüksekliğinde tasarım rüzgârının ortalama hızından dolayı meydana gelen basıncı göstermek üzere; ortalama rüzgâr yükü  $\bar{w}(z)$ ;

$$\bar{w}(z) = C_{dr}(z) \cdot d(z) \cdot \bar{p}(z) \quad (2.20)$$

z herhangi bir yüksekliği, h baca yüksekliğini ve  $d(h)$  bacanın en üst seviyesindeki dış çapı göstermek üzere z herhangi bir yüksekliği, h baca yüksekliğini ve  $d(h)$  bacanın en üst seviyesindeki dış çapı göstermek üzere  $C_{dr}(z)$ ;

$$z < h - 1.5 \cdot d(h) \text{ ise } C_{dr}(z) = 0.65 \quad (2.21.a)$$

$$z \geq h - 1.5 \cdot d(h) \text{ ise } C_{dr}(z) = 1.00 \quad (2.21.b)$$

z yükseklikte ortalama tasarım rüzgâr hızından dolayı meydana gelen basınç  $\bar{p}(z)$ ;

$$\bar{p}(z) = 0.0013 \cdot [\bar{V}(z)]^2 \cdot 525.5 \quad (2.22)$$

$G_w$  boyuna rüzgâr etkilerinden dolayı dalgalanma yükü ani rüzgâr katsayısını,  $M_w(b)$  ortalama boyuna rüzgâr yükünden dolayı tabandaki eğilme momentini göstermek üzere, dalgalanma yükü  $w'(z)$ ;

$$w'(z) = \frac{3.0.z.G_w.M_w(b)}{h^3} \cdot 1.5 \quad (2.23)$$

$T_1$  bacanın birinci doğal titreşim periyodunu ve  $\bar{v}_{(10)}$ , 10 metre yükseklik için 2.19 denkleminde belirlenen ortalama tasarım rüzgar hızını,  $t(h)$  en üst seviyedeki gövde kalınlığını,  $t(b)$  tabandaki gövde kalınlığını,  $d(b)$  tabandaki ortalama çapı,  $\rho_c$  betonun birim kütesini ve  $E_c$  betonun elastisite modülünü göstermek üzere,  $G_w$  ve  $T_1$ ;

$$G_w = \left[ 0.30 + \frac{11.0 \cdot (T_1 \cdot \bar{V}_{(10)})^{0.47}}{(h+16)^{0.86}} \right] \quad (2.24)$$

$$T_1 = 5 \cdot \frac{h^2}{d(b)} \cdot \sqrt{\frac{\rho_c}{E_c}} \cdot \left( \frac{t(h)}{t(b)} \right)^{0.3} \quad (2.25)$$

şeklinde hesaplanabilir [18].

### 2.1.2. Sıcaklık Değişimine Göre Yapısal Çözümleme

Baca içinden çıkan atık gaz sıcaklığı belirlidir. Bu sıcaklık baca içinden dışına doğru kaplama, yalıtım ve-veya hava boşluğu ve betonarme gövde kalınlığı boyunca ısıl iletim özellikleri ve tabaka kalınlıklarına göre az veya çok düşerek iletilmektedir [1].

Bacada iç içe paralel silindirik tabakalar bulunmaktadır. Bu tabakalar genellikle 3 tanedir. Bunlar;

1. Betonarme gövde,
2. Yalıtımlı,
3. Kaplama

Bu üç tabakanın da ısı geçiş katsayıları, kalınlıkları ve eğrilik yarıçapları belirlidir. Büyük eğrilik yarıçaplarında ( $r_i > 3m$ ) eğriliğin etkisi ihmal edilebilir.  $\alpha_{iç}$  baca iç yüzeyindeki havanın ısı iletim katsayısı,  $\alpha_{dış}$  baca dış yüzeyindeki havanın ısı iletim katsayısı,  $e_{ba}, e_{iz}, e_k$  sırasıyla betonarme, yalıtım ve kaplama tabakasının metre cinsinden



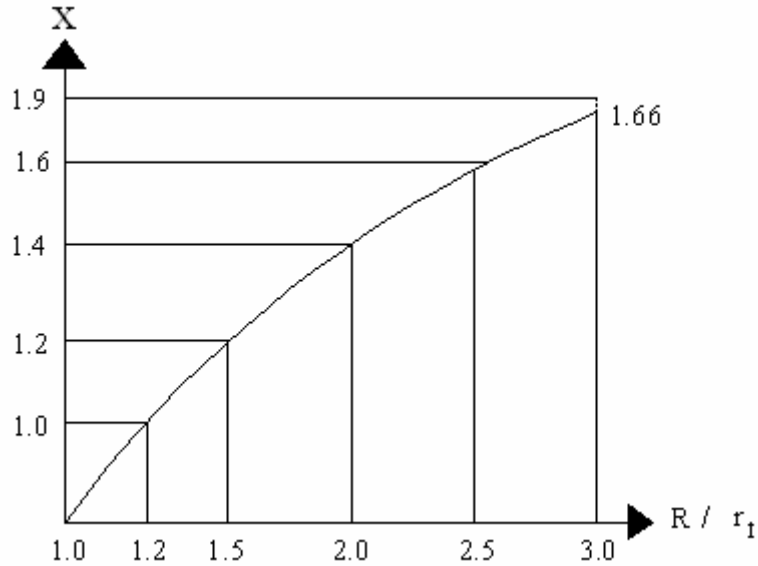
kalınlığı,  $\lambda_{ba}, \lambda_{iz}, \lambda_k$  sırasıyla betonarme, yalıtım ve kaplama tabaka malzemesinin ısı iletkenlik katsayısı olmak üzere aşağıdaki genel bağıntı yazılabilir;

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{\alpha_{iç}} + \sum_{i=1}^{t_s} \frac{e_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_{dış}} = \frac{1}{\alpha_{iç}} + \frac{e_k}{\lambda_k} + \frac{e_{iz}}{\lambda_{iz}} + \frac{e_{ba}}{\lambda_{ba}} + \frac{1}{\alpha_{dış}} \quad (2.26)$$

Eğriliğin dikkate alınması halinde ise bu bağıntı aşağıdaki gibi olmaktadır;

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{\alpha_{iç}} + \frac{1}{\alpha_{dış}} + \frac{e'_k}{\lambda_k} \cdot \frac{R}{r_k} + \frac{e'_{iz}}{\lambda_{iz}} \cdot \frac{R}{r_{iz}} + \frac{e_{ba}}{\lambda_{ba}} \quad (2.27)$$

olur. Burada  $e'_k, e'_{iz}$  sırasıyla kaplama ve yalıtım eğrisel tabakasının fiktif kalınlığı olup  $e'_i = x \cdot e_i$  bağıntısı ile bulunabilmektedir.  $x$ ,  $R/r_i$  oranına bağlı olarak Şekil 2.2'deki diyagramdan alınabilir.



Şekil 2.2. Fiktif kalınlık katsayısı ( $x$ ) ile  $R/r_i$  arasındaki ilişki diyagramı

$\alpha_{iç}$  baca iç yüzeyindeki havanın iletim katsayısı olup aşağıdaki bağıntı yardımı ile bulunabilir.

$$\alpha_{iç} = 2 + 10\sqrt{V} \quad (2.28)$$

$V$ , (m/sn) cinsinden olup gazın baca içerisinde geçiş hızıdır.  $\alpha_{dış}$  dış yüzeyin ısı geçiş katsayısı olup 5 ile 10 arasında bir değer almaktadır.  $\lambda_i$  değerleri deneysel olarak bulunabilmektedir. Bazı baca malzemelerine ait özgül ağırlıkları ve ısı iletkenlik katsayıları aşağıda Çizelge 2.2’de verilmektedir.

Çizelge 2.2. Bazı malzemelerin birim ağırlık ve ısı iletkenlik katsayıları

Malzeme	Birim ağırlık ( $\text{kN/m}^3$ )	Isı iletkenlik katsayısı ( $\lambda$ ), [ $\text{kcal/m}^2 \cdot \text{saat}^\circ\text{C}$ ]
Normal tuğla duvar	17–8	0.60–0.70
Baca tuğlasından yapılmış duvar	17-18	0.55–0.60
Şamot tuğlasından yapılmış duvar	18–20	0.60–1.10
Betonarme	25	1.50–1.75
Asbest karton	10	0.15
Granüle cüruf	6–10	0.15–0.25
Preslenmiş cam yünü	3	0.06

Düzlem bir tabakada sıcaklık farkı;

$$\Delta t_1 = \frac{e_i}{\lambda_i} \cdot k \cdot \Delta t \quad (2.29)$$

bağıntısı ile bulunabilmektedir. Silindirik bir duvarda ise;

$$\Delta t_1 = \frac{e_i}{\lambda_i} \cdot \frac{R}{r_i} \cdot k \cdot \Delta t \quad (2.30)$$

bağıntısı ile bulunabilir. Buradaki  $\Delta t$ , baca içindeki gaz ile dışarıdaki hava arasındaki sıcaklık farkıdır.

### 2.1.2.1. Betonarme Gövdede Meydana Gelen Gerilmelerin Hesabı

Beton kabuktaki sıcaklık farkından ( $\Delta t_{ba}$ ) dolayı önce düşey, boyuna doğrultuda, gerilmeler hesaplanacaktır. Kabuğun iç yüzü dış yüzeyine göre daha sıcak olacağından daha soğuk olan dış yüzeyde kısıalma eğilimi olacak; fakat kesit sürekliliği nedeniyle kısıalma mümkün olmayacağı için bu şekil değişimini dengelemek üzere iç kuvvet, eğilme momenti doğacaktır. Bu moment daha soğuk olan dış yüzeyde çekme, iç yüzeyde ise basınç gerilmeleri oluşturacaktır [1]. Aşağıda Şekil 2.3'te betonarme çeperde sıcaklık farkından oluşan şekil değiştirme, gerilme diyagramları ve iç kuvvetler görülmektedir.

Aşağıdaki şekilde,  $\sigma_{ct}$  dış lifteki beton gerilmesi,  $\sigma_{st}$  donatı hizasındaki donatı gerilmesi,  $E_C$  ve  $E_S$  beton ve donatı elastisite modülleri,  $\alpha_t$  her iki malzemenin sıcaklık genleşme katsayılarıdır. Diğer ifadeler Şekil 2.3'te gösterilmektedir.

$x$ , tarafsız eksenin en dışta beton basınç lifine uzaklığı,  $A_S$  dış lifteki çekme donatısı alanı,  $A'_S$  ise içteki donatı alanı olmak üzere;

$$\rho = A_S / t \quad (2.31.a)$$

$$\rho' = A'_S / t \quad (2.31.b)$$

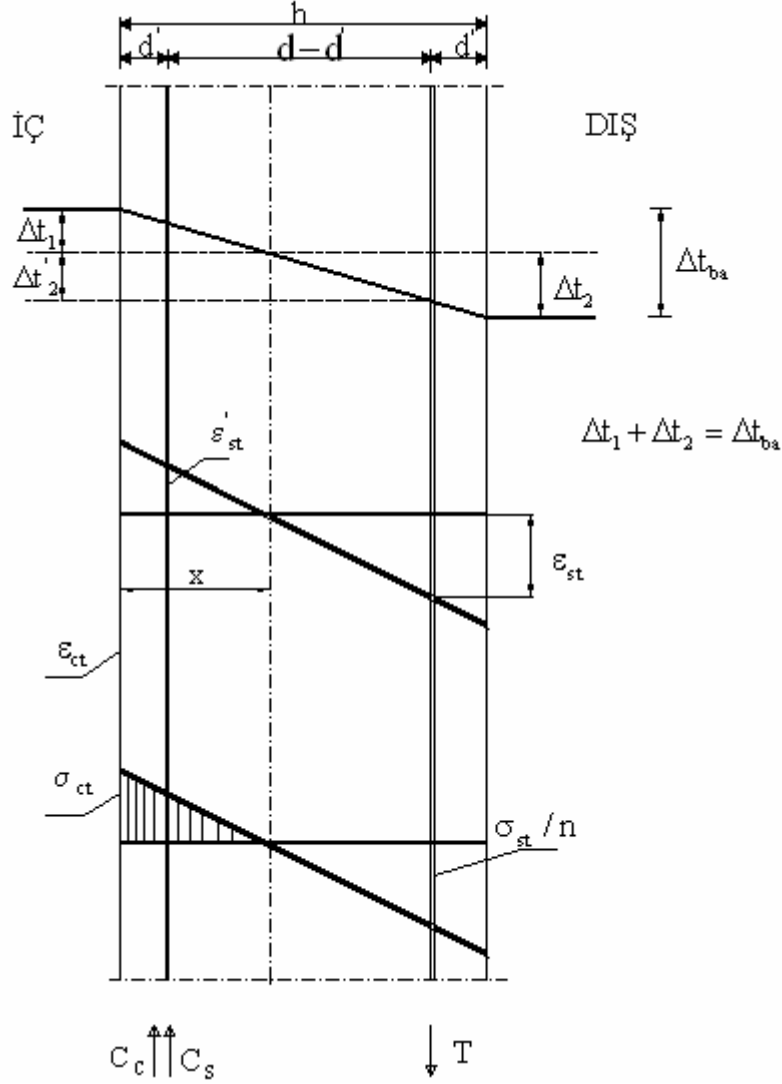
dir. Diğer ifadeler;

$$k_x = x / t \quad (2.32)$$

$$n = E_S / E_C \quad (2.33)$$

ile ifade edilsin.  $\Delta t_1$  iç yüz ile tarafsız eksen arasındaki sıcaklık farkı,  $\Delta t_2$  dış yüz ile tarafsız eksen arasındaki sıcaklık farkı,  $\Delta t'_2$  ve  $\Delta t'_1$  çekme ve basınç donatıları hizası ile tarafsız eksen arasındaki sıcaklık farkları olmak üzere ve sıcaklığı da kalınlık boyunca

değişimini de doğrusal kabul edersek, Şekil 2.3'teki diyagramlar yardımıyla aşağıdaki bağıntılar yazılabilir.



Şekil 2.3. Baca gövdesinde sıcaklık farkından dolayı oluşan şekil değiştirme, gerilme ve iç kuvvetler

$$\Delta t_1 / \Delta t_{ba} = x / t \quad \text{ise} \quad \Delta t_1 = \Delta t_{ba} \cdot x / t \quad (2.34)$$

$$\Delta t_1 / \Delta t'_1 = x / (x - d') \quad \text{ise} \quad \Delta t'_1 = \Delta t_1 \cdot x / (x - d') = (x - d') \cdot \Delta t_{ba} / t \quad (2.35)$$

$$\varepsilon_{ct} = \alpha_t \cdot \Delta t_1, \quad \varepsilon_{st} = \alpha_t \cdot \Delta t'_2, \quad \varepsilon'_{st} = \alpha_t \cdot \Delta t'_1 \quad (2.36)$$

$$\sigma_{ct} = E_C \cdot \varepsilon_{ct} \quad , \quad \sigma_{st} = E_S \cdot \varepsilon_{st} \quad , \quad \sigma'_{st} = E_S \cdot \varepsilon'_{st} \quad (2.37)$$

Ayrıca izdüşüm denge denkleminde;

$$C_C + C_S = T \quad (2.38)$$

$$C_C = \sigma_{ct} \cdot x / 2 \quad (2.39)$$

$$C_S = A'_S \cdot \sigma'_{st} = \rho' \cdot t \cdot \sigma'_{st} \quad (2.40)$$

$$T = A_S \cdot \sigma_{st} = \rho \cdot t \cdot \sigma_{st} \quad (2.41)$$

bağıntıları elde edilir. (2.38) denkleminde (2.34–2.37) eşitlikleri kullanılarak bulunan (2.40 ve 2.41) iç kuvvetleri yerine konulursa tarafsız eksenin yerini belirleyen;

$$x^2 + 2 \cdot n \cdot t \cdot (\rho + \rho') \cdot x = 2 \cdot n \cdot t \cdot (\rho \cdot d + \rho' \cdot d') \quad (2.42)$$

2° denklemi elde edilir. Buradan da boyutsuz tarafsız eksen (t.e.) mesafesi  $k_x$  ;

$$k_x = x / t = -n \cdot (\rho + \rho') + \sqrt{[n \cdot (\rho + \rho')]^2 + 2 \cdot n \cdot (\rho \cdot d + \rho' \cdot d')} / t \quad (2.43)$$

bağıntısı bulunur. Donatı ve beton kenar gerilmeleri (2.34–2.37) bağıntıları yardımıyla;

$$\sigma_{ct} = E_C \cdot \alpha_t \cdot \Delta t_{ba} \cdot x / t \quad (2.44)$$

$$\sigma_{st} = E_S \cdot \alpha_t \cdot \Delta t_{ba} \cdot (d - x) / t \quad (2.45)$$

hesaplanır. Sıcaklık farkından dolayı yatay, diğer bir deyişle çembersel doğrultudaki, gerilemelerin hesabı düşeydeki hesapla aynıdır. Bu durumda çembersel donatıya ait  $\rho$  ,  $\rho'$  ,  $d$  ,  $d'$  değerleri alınacaktır.

Her iki doğrultuda sıcaklık farkı için konulan donatı dışı, diğer bir deyişle soğuk yüze konulacaktır [1].

### **2.1.3. Depreme Göre Yapısal Çözümleme**

#### **2.1.3.1. Modların Birleştirilmesi Yöntemiyle Yapısal Çözümleme**

Modların Süperpozisyonu yönteminde, bacanın davranışı dinamik serbestlik derecesi kadar sayıda birbirinden bağımsız tek serbestlik dereceli sistemlerin davranışının doğrusal birleşimi ile belirlenir. Yapıda herhangi bir yükseklikteki kesme kuvveti, yapının deformasyonuna, o yükseklikteki yapının kütesine ve yükseklik boyunca doğrusal kabul edilen titreşim genliğine bağlıdır [20].

Bu yöntemde maksimum iç kuvvetler ve yer değiştirmeler, yapıda yeterli sayıda doğal titreşim modunun her biri için hesaplanan, maksimum katkıların istatistiksel olarak birleştirilmesi ile elde edilmektedir. Yatay kuvvetler elastik olmayan deformasyonlar oluşturmadıkça, her modun bir sonucu oluşan kuvvetlerin süperpozisyonu ile bulunur [21].

Modların Süperpozisyonu Yöntemi doğrusal elastik hesapta geçerlidir. Bu yöntem yönetmeliklere girmiş olup, yapıların depreme karşı davranışlarının oldukça gerçekçi bir şekilde yansıttığı kabul edilebilir. Yapının dinamik etkiler altındaki davranışı, dinamik serbestlik derecesine eşit sayıda ya da daha az sayıdaki birbirinden bağımsız tek serbestlik dereceli sistemlerin davranışlarının, doğrusal kombinezonu ile belirlenir. Burada 2. mertebe etkileri ve sönüm kuvvetleri hesaba katılabilirse de malzemenin lineer elastik olması zorunluluğu vardır [20].

Baca ve kule tipi yapılarda modların süperpozisyonu yöntemine göre hesapta 3 mod kullanılması halinde etkin kütle katılım oranının sağlanmadığı ortaya çıkmıştır. Bu sebeple etkin kütle katılım oranının sağlanması için en çok mod kullanılması gereken yapıların baca ve kule tipi yapılar olduğu görülmüştür. Ayrıca bu yapılar içinde toplam kütle katılım oranının %90'dan daha büyük olması şartı, mod sayısının saptanmasına esas oluşturan koşul olarak ortaya çıkmaktadır. İlk 3 mod kullanılarak bulunan kesme kuvvetleri, yer yer %15' varan hatalı olduğu görülmüştür. Baca ve kule tipi yapılarda bunu sonucu olarak daha fazla sayıda mod kullanılması gerekmektedir [22].

Bacaların büyük depremler esnasında büyük ölçüde elastik bölgede kalmaları istendiğinden doğrusal elastik hesaplardan elde edilen değerler aynen kullanılmaktadır.

Diğer taraftan baca tipi yapılar uzun periyotlu olduklarından bu periyotlarda doğrusal ve doğrusal olmayan yer değiştirmeler birbirine yakın olmaktadır.  $T > 1.5$  sn sonrasında genellikle bu durumla karşılaşıldığı görülmektedir. Bu durumda taslak yönetmeliklerce verilen süneklik değerinin dinamik kuvvetleri oldukça azaltıcı olduğu ve doğrusal olmayan bölgeye geçişe izin verileceği anlaşılmaktadır. Bu durum bacanın deprem sonrasında fonksiyonuna devam etmesi ile çelişmektedir [1].

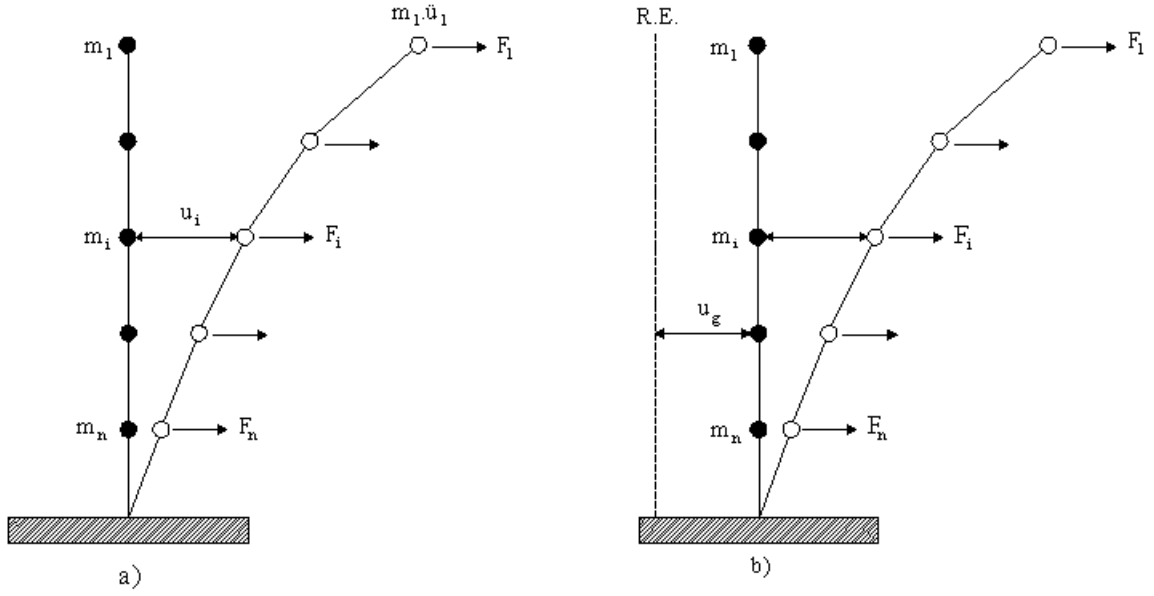
### 2.1.3.1.1. Bacanın Genel Hareket Denkleminin Çıkartılması

Bütün mühendislik yapıları çok serbestlik dereceli olup, serbestlik derecesi sayısı mühendislik hesabını yapana göre değişebilir. Bir yapıya ait gerçek çözüm ile aynı yapının basitleştirilmiş bir modelinin çözümü arasındaki fark mühendislik hesaplarını etkilemez ise, basitleştirme, çözüm kolaylığı diğer bir deyişle serbestlik derece sayısı ya da hareket denklem sayısını azaltmak bakımından yapılmaktadır [4].

Çok serbestlik dereceli,  $n$  ayrı kütleli bir baca düşünelim. Baca için dış dinamik zorlar altında yerdeğiştirme eğrisinin biçimi konsol kirişin yerdeğiştirme eğrisinin biçimine uygundur. Bu durumda  $i$ . düğüm noktasında,  $m_i$   $i$ . düğüm noktasının kütlelerini,  $\ddot{u}_{it}$   $t$  anında  $i$ . düğüm noktası ivmesini göstermek üzere, kütlelere etkiyen  $Q_i$  yay kuvvetler,  $F_i$  dış kuvvetleri ile  $m_i \cdot \ddot{u}_{it}$  eylemsizlik kuvvetlerinin cebirsel toplamından oluşmaktadır (Şekil 2.4) ve

$$Q_i = F_i(t) - m_i \cdot \ddot{u}_{it} \quad (2.46)$$

olarak ifade edilebilir.



Şekil 2.4. Genel hareket denkleminin çıkarılması için kullanılan model

Düğüm noktalarına etkiyen kuvvetler ile yer değiştirmeler arasında  $[K]$  sistemin rijitlik matrisini,  $\{u\}$  kütlelerin yer değiştirmelerini gösteren vektörler olmak üzere;

$$\{Q\}=[K].\{u\} \quad (2.47)$$

bağıntısı oluşur. (2.46) denklemini (2.47) denkleminde yerine koyarsak,  $[m]$  köşegen kütle matrisini göstermek üzere;

$$[m].\{\ddot{u}\}+[K].\{u\}=\{F\} \quad (2.48)$$

denklemini hareket denklemini olarak elde edilmiş olur. Bu denklem,  $[f]$  esneklik matrisi ile önden çarpılırsa;

$$[f].[m].\{\ddot{u}\}+\{u\}=[f].\{F\} \quad (2.49)$$

hareket denklemini esneklik matrisi cinsinden elde edilmiş olur. Buradaki esneklik matrisi ile rijitlik matrisinin çarpımının birim matris olma özelliği kullanılmıştır [1].



### 2.1.3.1.2. Sönümsüz Serbest Titreşim Hareketi

Çok serbestlik dereceli sistemlerde serbest titreşimden doğal modlar bulunur. Çok serbestlik sistemlerde serbestlik derecesi sayısı kadar doğal mod ve bunlara karşılık gelen doğal titreşim periyotları mevcuttur. Sistemin koordinat noktalarının yer değiştirmelerinin birbirlerine oranları serbest titreşimin herhangi bir zamanında sabittir. Genel denklemden, sönüm kuvvetleri ve dış kuvvetler çıkarılırsa, çok serbestlik dereceli sistemin, serbest titreşim hareket denklemi elde edilir. Genel hareket denklemi;

$$[m].\{\ddot{u}\} + [c].\{\dot{u}\} + [k].\{u\} = \{p(t)\} \quad (2.50)$$

şeklindedir. Burada;

$$F_A = [m].\{\ddot{u}\}, \text{ atalet kuvvetini} \quad (2.51)$$

$$F_y = [k].\{u\}, \text{ elastik yay kuvvetini} \quad (2.52)$$

$$F_s = [c].\{\dot{u}\}, \text{ sönümsüz serbest titreşimde sönüm kuvvetini} \quad (2.53)$$

$$\{p(t)\}, \text{ dış kuvveti} \quad (2.54)$$

göstermektedir. Buradan hareketle sönümsüz serbest titreşim hareketi;

$$[m].\{\ddot{u}\} + [k].\{u\} = \{0\} \quad (2.55)$$

şeklini almaktadır. Bu denklemi sağlayacak sistem ötelenmeleri,  $\{u(t)\}$  harmonik bir fonksiyon olarak yazarsak,  $\{u(t)\}$  rölatif yerdeğiştirme,  $\{\ddot{u}(t)\}$  rölatif ivmedir. Yerdeğiştirme ve ivme formülleri sırasıyla;

$$\{u(t)\} = \{U\}.\sin(\omega t + \theta) \quad (2.56)$$

$$\{\ddot{u}(t)\} = -\omega^2.\{U\}.\sin(\omega t + \theta) \quad (2.57)$$

şeklindedir. Burada zamana bağlı olmayan,  $\{U\}$  vektörü modal sistemin şeklini modal yer değiştirmelerinin genliklerini gösteren kolon matrisi,  $\omega$  titreşim frekansını,  $\theta$  faz açısı ile belirlenen harmonik hareket genliklerinin serbestlik derecelerine göre dağılımını göstermektedir. Hareket denkleminde  $u(t)$  ve  $\ddot{u}(t)$  değerlerini yerine koyarsak ve zamana bağlı skaler sinüs terimi iptal edilirse;

$$-\omega^2 \cdot [m] \cdot \{U\} \cdot \sin(\omega t + \theta) + [k] \cdot \{U\} \cdot \sin(\omega t + \theta) = \{0\} \quad (2.58)$$

$$\{[k] - \omega^2 \cdot [m]\} \cdot \{U\} = \{0\} \quad (2.59)$$

ifadesi bulunur.  $U=0$  olamayacağından bu denklem takımı çözülür.  $U$  titreşim sisteminin her doğal frekansta mod şeklini gösterir. Bu mod şekli  $U'$  nun büyük elemanı ile bölünerek, boyutsuz duruma getirilir ve böylece;

$$\phi_n^T = [\phi_{1n}, \phi_{2n}, \dots, \phi_{Nn}] = \frac{1}{U_{Nn}} \cdot [U_{1n}, U_{2n}, \dots, 1] \quad (2.60)$$

mod şeklini alır. Sistemin serbestlik sayısı kadar,  $\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n$  frekans bulunur. Sistemin serbestlik derecesi kadar  $\phi_i$  titreşim mod şekilleri, her bir titreşim frekansı için lineer homojen (2.59) denkleminde bulunur. Bulunan  $\phi = [\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_n]$  matrisine sistemin modal matrisi denir.  $\phi_i^T m \phi_j = 0, \phi_i^T k \phi_j = 0, i \neq j$  olarak ortagonallik özelliği vardır. Karakteristik değer (2.59) denklemi elde edilir. Homojen denklemin çözümü için ilk önce,  $[k] - \omega^2 \cdot [m] = 0$  determinantı sıfıra eşitlenerek titreşim periyotları hesaplanır. Bu hesaplanan değerler denklemde yerine konarak titreşim hareketinin normal modları hesaplanır. Bütün mod şekilleri (2.59) denklemini sağlar.  $[k] - \omega_n^2 \cdot [m] \cdot \phi_n = 0, (n=1, 2, \dots, n)$

$\phi_n$ , her özdeğere karşı gelen bir mod vektörü (mod şekli) vardır ve modal vektörler denilen bu vektörler karşılıklı olarak birbirlerine diktir. Her özdeğere karşı gelen ve özdeğerlerin kareköküne eşit olan  $\omega$  bir açısal frekans ve buna bağlı bir dairesel modal frekans  $f$  ve modal periyot  $T$  vardır. Sonsuz serbestlik dereceli sistemde dinamik olarak en önemli özellik modların ortagonallığıdır. Denklem çözümünden bulunan titreşim

genlikleri birbirine bağımlıdır. Çözümde ilk değer 1 kabul edilerek diğer genlikler bu kabule bağılı olarak hesaplanır. hem bu kabulden kurtulmak, hem de diyagonal kütle matrisi elde etmek için modlar normalize edilerek ortagonal hale getirilir. N dereceli bir sistem için  $\omega^2$  ye bağılı N dereceli bir denklemdir. N tane kökü vardır. Bu köklerin karekökleri  $(\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_N)$  yapının n adet titreşim modlarının doğal titreşim frekanslarını belirler.

Yapıya ait her türlü yer değıştirmeler de mod vektörlerinin bir doğrusal birleşimi olarak ifade edilir.

$$\{u_i\} = \sum Y_i(\phi_i) \quad (2.61)$$

burada  $Y_i$  i' nolu moda ait modal genlik,  $\phi_i$  mod vektörü,  $u_i$  yerdeğıştirme vektörüdür. (2.61) nolu denklemdeki  $\{u\}$  değeri dinamik denge denkleminde kullanılarak  $[m].\{\ddot{u}\} + [c].\{\dot{u}\} + [k].\{u\} = \{p(t)\}$ , denklem solda mod vektörleri matrisinin transpozesi  $\{\phi_i\}^T$  ile çarpılarak, dinamik özellik matrisleri  $[m]$ ,  $[c]$ ,  $[k]$  mod vektörlerinin karşılık olarak birbirlerine dik olmaları özelliğinden dolayı diyagonal matrisler durumuna dönüştürülür. Diyagonal hale gelen sistemin özdeğerleri ile ilk haldeki sistemin özdeğerleri tamamen aynıdır. N serbestlik dereceli sistemde N adet birbirinden bağımsız denge denklemi elde edilir. (2.61) denklemde belirtilen dönüşüm neticesinde N adet birbirinden bağımsız tek serbestlik dereceli baca durumuna dönüştürülebilir. Bu tek serbestlik dereceli bacalardan her biri bir yapısal moda karşı gelir ve kendine ait frekans ve periyodu vardır. Her baca modu tek serbestlik dereceli basit bir baca gibi davrandığı için, mod süperpozisyonu yöntemi ile dinamik tepki spektrumu analizinde bacanın her moduna ait tepkiyi o moda ait bilgilerle spektruma girilip tepkiyi okuyarak bulabiliriz. Daha sonra her moda ait tepkiyi süperpoze ederek bacanın bütün modlardaki toplam tepkisini hesaplarız. Tepki spektrumundan alınan değerler, o baca moduna ait maksimum tepkiyi verirler. Baca modlarına ait maksimum tepkiler eş zamanlı oluşamayacağı için süperpozisyon cebirsel bir toplama işlemi gibi yapılamaz. Bu amaçla CQC (tam karesel birleşim) ve SRSS (kareler toplamının karekökü) yöntemleri kullanılır. Frekans denkleminde her  $\omega_i^2$ , değeri yerine konarak  $\phi_i$  vektörleri hesaplanır.  $(\omega_i^2, \phi_i)$  çiftine eigen çifti denir. N dereceli sistemin i modundaki serbest titreşim açısai frekansı  $\omega_i$ , titreşim şekli  $\phi_i$  vektörü ile belirlenir. Mod

frekansları  $\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$  sırasındadır. Periyotlarda  $T_1 > T_2 > \dots > T_n$  olmaktadır. En alt titreşim modunda sistem an yavaştır. Eigen vektörlerinin en önemli özelliği birbirlerine dik olmaları ve N boyutlu bir uzay oluşturmalarıdır. Maxwell-Betti kanunu kullanılarak i ve j doğal titreşim modları arasındaki ortagonallik gösterilebilir [20].

$$\{\phi_i\}^T [m] \{\phi_j\} = 0 \quad i \neq j \quad [k] \{\phi_i\} = \omega^2 [m] \{\phi_i\} \quad (2.62)$$

buradan da

$$\{\phi_i\}^T [k] \{\phi_j\} = 0 \quad i \neq j \quad (2.63)$$

denklemleri elde edilir. Ortagonallik özelliğinden yararlanarak sistemdeki herhangi bir ötelenme şekli modal vektörler cinsinden ifade edilebilir. Sistem ötelenme şeklini  $\{u\}$  vektörü ile gösterirsek;

$$\{u\} = Y_1 \{\phi_1\} + Y_2 \{\phi_2\} + \dots + Y_n \{\phi_n\} \quad (2.64)$$

elde edilir.  $\{u\} = [\phi] \{Y\}$  denklemindeki  $\{Y\}$  vektörünü bulmak istersek, bu denklemdeki u geometrik koordinatlar,  $\{Y\}$  ise genelleştirilmiş koordinatlar veya normal koordinatlar olarak adlandırılır.  $\{u\} = [\phi] \{Y\}$  denkleminin her iki tarafını  $\{\phi_i\}^T \{m\}$  ifadesi ile çarparsak;

$$\{\phi_i\}^T [m] \{u\} = \{\phi_i\}^T [m] [\phi] \{Y\} \quad (2.65)$$

ortagonallik özelliğinden de

$$\{\phi_i\}^T [m] \{u\} = \{\phi_i\}^T [m] \{\phi_i\} Y_i \quad (2.66)$$

ve buradan da

$$Y_i = \frac{\{\phi_i\}^T [m] \{u\}}{\{\phi_i\}^T [m] \{\phi_i\}} \quad (2.67)$$

elde edilir.  $Y_i$ ,  $i$  modundaki titreşim genliğinin zaman değişimidir. Her mod için  $Y_i$ ,  $\{u\} = [\phi] \{Y\}$  eşitliğinde konur ve bütün serbestlik derecelerini içeren yer değiştirme vektörü bulunur.

### 2.1.3.1.3. Sönümlü Zorlanmış Titreşim Hareketi

Çok serbestlik dereceli sistemde, her bir toplanmış kütleyle ait serbestlik derecesi için, kütleyle etkiyen yatay kuvvetlerin dengesi yazılabilir.  $M$ ,  $C$ ,  $K$  sistemin kütle, sönüm ve rijitlik matrisleridir.  $\ddot{u}$ ,  $\dot{u}$ ,  $u$  ise bilinmeyen ivme, hız ve yer değiştirme vektörleridir. Dügümlerin başlangıç yer değiştirmeleri, hızları ve ivmeleri önceden belirlenir. Bu yer değiştirme ve hızlara göre yay ve sönüm kuvvetleri hesaplanır. Kütle ve sönüm matrisleri diyagonal matris olarak kabul edilir. Her düğüme ait yay kuvvetleri hesaplanır. Bu düğümün ivmesinin hesaplanması ile kuvvet dengesi gerçekleştirilir. Daha sonra hız ve yer değiştirmeler bir sayısal integrasyon yöntemi kullanılarak bulunur. Bu işlemler sistemin bütün düğümleri için uygulanırsa sistemin davranışı bulunur. İstenen zaman aralığı için bu işlemler uygulanırsa, sistemin davranışı istenen zaman aralığında bulunur.  $m_i$  kütlesi üzerine etkiyen atalet, sönüm, yay kuvveti ve dış kuvvetler arasında denge denklemi yazılabilir.  $F_{Ai} + F_{Si} + F_{Yi} = P(t_i)$ , ( $i=1,2,\dots,n$ ),  $m_i$  kütlelerine tesir eden kuvvetlerin toplamı her bir zaman için kütle üzerine etki eden dış kuvvetlere eşit olacaktır. Genel olarak matrislerle gösterirsek;  $[m].\{\ddot{u}\} + [c].\{\dot{u}\} + [k].\{u\} = \{p(t)\}$  şeklindedir. Burada  $F_A = [m].\{\ddot{u}\}$ , atalet kuvvetini,  $F_y = [k].\{u\}$ , elastik yay kuvvetini,  $F_s = [c].\{\dot{u}\}$ , sönüm kuvvetini ve  $\{p(t)\}$ , dış kuvveti göstermektedir.

### 2.1.3.1.4. Bacanın Yer Hareketinden Dolayı Dinamik Titreşim Hareketi

Çok serbestlik dereceli sistemler ancak modları ile belirlenen şekillerde ve frekanslarda basit harmonik titreşim yapabilir.  $x_i$ ,  $i$ .düğüm noktasının referans eksenine göre yer

değiştirmesi,  $u_i$ , i. düğüm noktasının rölatif yer değiştirmesi,  $x_g$ , bacanın referans eksenine göre yer değiştirmesi olmak üzere;

$$x_i = u_i + x_g \quad (2.68)$$

denklemleri elde edilir. Buradan da  $\{x\} = \{u\} + \{I\}x_g$  esas denkleminde yerine koyarsak;

1) Titreşimin genel denklemleri,

$$[m].\{\ddot{u}\} + [c].\{\dot{u}\} + [k].\{u\} = \{p(t)\} \quad (2.69)$$

2) Sönümsüz sistemlerde genel denklemler,

$$[m].\{\ddot{u}\} + [k].\{u\} = -[m].\{I\}x_g \quad (2.70)$$

3) Sönümlü sistemlerde genel denklemler,

$$[m].\{\ddot{u}\} + [c].\{\dot{u}\} + [k].\{u\} = -[m].\{I\}.x_g \quad (2.71)$$

denklemleri elde edilmektedir. Burada  $\{u\} = [\phi].\{Y\}$  eşitliğini kullanarak;

$$[m].[\phi].\{\ddot{Y}\} + [c].[\phi].\{\dot{Y}\} + [k].[\phi].\{Y\} = -[m].\{I\}.x_g \quad (2.72)$$

denklemleri elde edilir. Daha sonra bu denklemin her iki tarafını  $\{\phi_i\}^T$  ile çarpar ve doğal modların ortogonallığı prensibini kullanırsak

$$\{\phi_i\}^T . [m].\{\phi_i\} . \{\ddot{Y}_i\} + \{\phi_i\}^T . [c].[\phi].\{\dot{Y}_i\} + \{\phi_i\}^T . [k].[\phi].\{Y_i\} = -\{\phi_i\}^T . [m].\{I\}.x_g \quad (2.73)$$

denklemleri elde edilir. Doğal modların sönüm matrisine göre de ortogonal olduğu kabulü ile

$$\{\phi_i\}^T [c] \{\phi_j\} = 0 \quad i \neq j \quad (2.74)$$

ifadesinden (2.73) denklemi yardımıyla

$$\{\phi_i\}^T . [c] . [\phi] . \{Y_i\} = \{\phi_i\}^T . [c] . [\phi_i] . \{Y_i\} = C_i . Y_i \quad (2.75)$$

şeklinde olacaktır. Burada  $C_i$ , genelleştirilmiş sönüm matrisidir.

$$M_i = \phi_i^T . m . \phi_i \quad (2.76.a)$$

$$C_i = \phi_i^T . c . \phi_i \quad (2.76.b)$$

$$K_i = \phi_i^T . k . \phi_i \quad (2.76.c)$$

$$P_i = \phi_i^T . q(t) \quad (2.76.d)$$

denklemlerini kullanarak aşağıdaki ifade elde edilir;

$$[M_i] . \{Y_i\} + [C_i] \{Y_i\} + [K_i] . \{Y_i\} = P_i(t) \quad (2.77)$$

denklemini elde edilir. Denklem (2.77) 'nin her iki tarafını  $M_i$  ile bölersek;

$$Y_i + 2\zeta_i . \omega_i . Y_i + \omega_i^2 . Y_i = P_i / M_i \quad (2.78)$$

denklemini bulunur. Burada  $\zeta_i$ , her bir titreşim modu için geçerli viskoz sönüm oranı,  $Y_i$  genelleştirilmiş koordinat,  $M_i$  genelleştirilmiş kütle,  $C_i$  genelleştirilmiş sönüm,  $K_i$  genelleştirilmiş rijitlik ve  $P_i$  genelleştirilmiş dış etkidir.

$$L_n = \sum_{i=1}^n m_i . \phi_{in} \quad (2.79)$$

denklemini yardımıyla,

$$Y_i + 2\zeta_i \omega_i Y_i + \omega_i^2 Y_i = \frac{L_i}{M_i} \ddot{u}_n(t) \quad (2.80)$$

hareketin orijinal denklemleri N bağımsız eşitliğe transfer edilir. Her bağımsız denklemden  $Y_n(t)$  tek serbestlik dereceli sistem gibi çözülür. Toplam yer değiştirme modal süperpozisyonu ile bulunur.

$$u(t) = \phi_1 Y_1(t) + \phi_2 Y_2(t) + \dots + \phi_n Y_n(t) \quad (2.81)$$

yukarıdaki denklem yardımıyla yer değiştirmeler bilince kuvvetler, gerilmeler ve diğer parametreler belirlenir. Yer değiştirmeler ekivalan yatay kuvvetin  $f(t)$ ' nin bulunmasında kullanılır.  $u(t)$  yer değiştirmelerini oluşturan statik kuvvetler;

$$f(t) = k \phi_1 y_1 + k \phi_2 y_2 + \dots + k \phi_n y_n \quad (2.82)$$

bulunur. İç kuvvetler, yapıya etki eden ekivalan yatay kuvvetlerin statik analizinden hesaplanır. Buraya kadar yaptıklarımızı özetleyecek olursak;

Hareket denklemini  $\{u\} = [\phi] \cdot \{Y\}$  dönüşümü ile

$$[M] \{Y\} + [C] \cdot \{Y\} + [K] \cdot \{Y\} = -\{\phi_i\}^T \cdot [m] \cdot \{I\} \cdot x_g \quad (2.83)$$

[M] genelleştirilmiş kütle diyagonal matrisi, [C] genelleştirilmiş sönüm matrisi, [K] genelleştirilmiş rijitlik diyagonal matrisi, {Y} genelleştirilmiş koordinatlardır.  $x_g$  yer hareketi ivmesi,  $\omega_i$  frekans ve  $\zeta_i$  sönüm oranı arasında

$$2\zeta_i \omega_i = C_i / M_i \quad (2.84)$$

özelliği kullanılırsa ve (2.83) denklemini  $M_i$  ile bölersek



$$Y_i + 2\zeta_i \cdot \omega_i \cdot Y_i + \omega_i^2 \cdot Y_i = q_i \cdot x_g \quad (2.85)$$

denklemini elde edilir. Bu denklem matris formunda yazılırsa

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 1 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \\ \cdot \\ Y_n \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 2\zeta_1\omega_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 2\zeta_2\omega_2 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & 2\zeta_n\omega_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \\ \cdot \\ Y_n \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \omega_1^2 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \omega_2^2 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & \omega_n^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \\ \cdot \\ Y_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \cdot \\ q_n \end{Bmatrix} \cdot \ddot{u}_g$$

$$[I] \quad \{Y\} \quad [2\zeta_i\omega_i] \quad \{Y\} \quad [\omega_i^2] \quad \{Y\} \quad \{q_i\} \ddot{u}_g$$

elde edilir

### 2.1.3.1.5. Modal Birleştirme İçin SRSS ve CQC Yöntemleri

#### 2.1.3.1.5.1. Karelerin Karekökü Yöntemi (SRSS)

Maksimum mod değerlerinin istatistiksel olarak bağımsız olduğu göze alınarak, maksimum mod değerlerinin karelerinin karekökü kullanılarak bu yöntemle yer değiştirme ya da kuvvetlerin tahmini yapılabilir. Üç boyutlu yapılarda çok sayıda frekansın özdeş olmasından, bu bağımsızlık geçerli değildir.  $T_1, T_2, T_3, T_n$  birleştirilecek N adet moda ait tesirler ise bileşke tesir;

$$T = (T_1^2 + T_2^2 + T_3^2 + T_n^2)^{1/2} \quad (2.86)$$

veya [I] birim matris, {T} modal tesirler vektörü olmak üzere;

$$T = \left( \{T\}^T [I] \{T\} \right)^{1/2} = (T_i^2)^{1/2}, \quad [i = 1, N; N = \text{analize dahil edilen mod adedi}] \quad (2.87)$$

olarak hesaplanır[20].

### 2.1.3.1.5.2. Tam Karesel Birleştirme Yöntemi (CQC)

Tam karesel birleştirme, mod katkılarının birleştirilmesi için karelerin toplamının karekökü kuralı uygulanır. Bu kuralın uygulanmasında kullanılacak çapraz ilgileşim katsayılarının hesabında, modal sönüm oranları bütün titreşim modları için %5 olarak alınacaktır.  $T_s < T_r < 0,80$  sağlanması durumunda, maksimum mod katkılarının birleştirilmesi için SRSS yöntemi uygulanır. Bu koşul sağlanmazsa tam karesel birleştirme CQC kuralı uygulanır.  $\beta_b =$  mod birleştirme yönteminde mod katkılarının birleştirilmesi ile bulunan herhangi bir büyüklük, B ise mod birleştirme yöntemi ile hesaplanan büyüklüklerin alt sınırlarının belirlenmesi için kullanılan bir katsayı olsun. Dikkate alınan deprem yönünde mod birleştirilmesinden elde edilen deprem yükü  $V_{IB}$  'nin eşdeğer deprem yükü yöntemi ile hesaplanan deprem yükü  $V_t$  ' ye oranı  $\beta$  değerinden küçük olması durumunda ( $V_{IB} < \beta V_t$ ), mod birleştirme yöntemine göre bulunan iç kuvvetler ve yer değiştirmeler;

$$B_D = (\beta V_t / V_{IB}) B_B \quad (2.88)$$

denklemine göre büyütülecektir. Yönetmeliklerde verilen A1, B2, B3 türü düzensizliklerden en az birinin yapıda bulunması durumunda  $\beta = 1,00$ , bu düzensizliklerin hiçbirinin bulunmaması durumunda ise  $\beta = 0,90$  değeri alınacaktır. Modalar arası etkileşimleri de dikkate alan bu yöntem, birleştirmeyi modal ilgileşim katsayıları bazında yapar. Modal ilgileşim matrisi [C] aşağıdaki ilgileşim katsayılarından oluşur;

$$C_{ij} = 8\beta^2 (1 + R_{ij}) R_{ij}^{3/2} / \left[ (1 - R_{ij}^2) + 4R_{ij} \cdot \beta^2 \cdot (1 + R_{ij}) \right] \quad (2.89)$$

elde edilir. Burada  $\beta$  yapısal sönüm oranını,  $R_{ij}$  etkileşimi incelenen modalara ait frekansların oranıdır.  $R_{ij} = w_i / w_j$ , bu katsayıların hesaplanması ile toplam tesir;

$$T = \left( \{T\}^T [I] \{T\} \right)^{1/2} = (T_i C_{ij} T_j)^{1/2} \quad (2.90)$$

olarak yazılır. Modlar arasındaki etkileşim çok az ise yapısal sönümün ihmal edilecek kadar küçük olması durumunda modal ilgileşim katsayıları  $C_{ij} = 0$ ,  $C_{ii} = 1,0$ ,  $[C] = [I]$  olacağında CQC ve SRSS yöntemleri arasında fark olmayacaktır. CQC yöntemi dinamik açıdan etkin olan modlarına ait periyotları birbirine çok yakın olan yapılarda önemlidir. SRSS yöntemine göre üstünlüğü bu tür yapılarda ortaya çıkmaktadır [20].

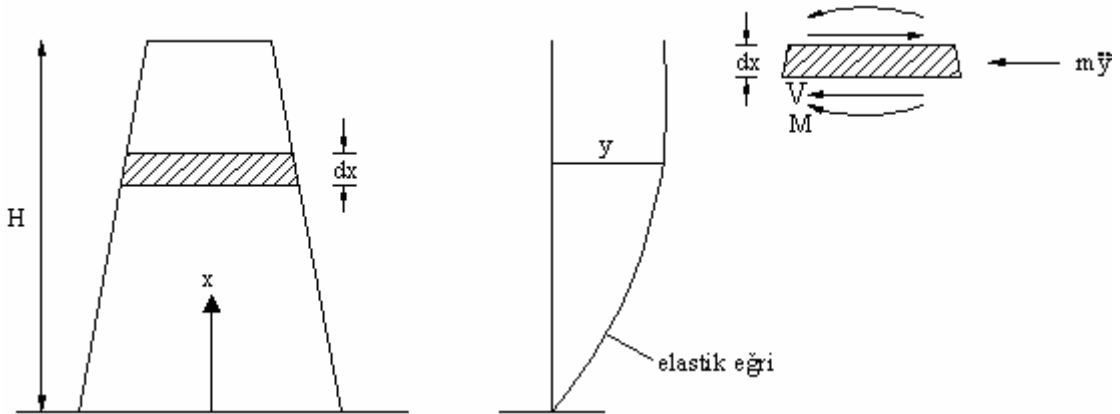
### 2.1.3.1.6. Baca Doğal Periyotlarının Hesabı

Genelde bacalar kütleleri sürekli yayılı sistemlerdir. Bu nedenle ilk önce kütleleri yayılı sistemler için, daha sonra da kütleleri n noktada toplanmış, ayrık sistemler için periyot hesaplarından bahsedilecektir. Bunlardan yayılı kütleli sistem durumu sabit enkesitli bacalar içindir ve bunlarda genelde alçak bacalardır. ( $H = 35 \text{ m} - 75 \text{ m}$ )

Bacanın 1. doğal moduna ait periyodunun bilgisayar kullanmadan hesaplamak için “Rayleigh Yöntemi” kullanılması gerekmektedir.  $75 \text{ m}'$  yi aşan durumlar da ise “Stodola-Vienola” yöntemi uygulanacaktır.

#### 2.1.3.1.6.1. Kütleleri Sürekli Yayılı Sistemler İçin Periyot Hesabı

Şekil 2.5'te görülen bacaya ait elastik eğride birinci esas mod sırasında  $dx$  sonsuz küçük uzunluğa etkiyen eylemsizlik kuvvetini hesaba katarak D' Lambert ilkesi gereğince denge yazılırsa;



Şekil 2.5. Bacaya ilişkin elastik eğri

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left( EI(x) \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right) = -m(x) \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \quad (2.91)$$

$EI = St$ ,  $m = St$ . Özel halinde;

$$\frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = -\frac{m}{EI} \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad (2.92)$$

olur. Karakteristik mod şeklinin;

$$y(x, t) = Y(x) \cdot \sin \omega t \quad (2.93)$$

şeklinde olduğu kabul edilsin. (2.93) eşitliği (2.91) denkleminde yerine konursa;

$$\frac{d^4 y}{dx^4} \cdot \sin \omega t - \frac{m}{EI} \cdot \omega^2 \cdot Y \cdot \sin \omega t = 0 \quad (2.94)$$

adi diferansiyel denklemi bulunur.  $Y(x) = C \cdot e^{kx}$  dönüşümü ve

$$\frac{m\omega^2}{EI} = r^4 \quad (2.95)$$

bağıntısı ile

$$(k^4 - r^4) \cdot C \cdot e^{kx} = 0, \quad k^4 - r^4 = 0 \quad (2.96)$$

ifadesi elde edilmektedir.  $k_{1,2} = \pm i \cdot r$ ,  $k_{3,4} = \pm r$  kökleri ile

$$Y(x) = C_1 e^{irx} + C_2 e^{-irx} + C_3 e^{rx} + C_4 e^{-rx} \quad (2.97)$$

$$Y(x) = A \cdot \sin rx + B \cos rx + D \cdot \sinh rx + E \cdot \cosh rx \quad (2.98)$$

olur. A, B, D, E katsayıları konsol kirişe ait uç konsolları yerine konularak bulunur.  
 $X=0$  da  $Y=0$  ve  $Y'=0$  ;  $x=H$  da  $T=0$ ,  $M=0$  ise buradan;

$$B = -E \quad , \quad A = -D$$

$$\begin{bmatrix} (\sin rH + shrH) & (\cos rH + ehrH) \\ (\cos rH + ehrH) & -(\sin rH - shrH) \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} A \\ B \end{bmatrix} = \{0\} \quad (2.99)$$

katsayılar matrisinin determinantı sıfıra eşitlenerek;

$$\cos rH \cdot \cosh rH + 1 = 0 \quad \text{ya da} \quad \cos rH = -1/\cosh rH \quad (2.100)$$

transandant denklemi elde edilmektedir.  $r_1H = 1,875$  ,  $r_2H = 4,694$  ,  $r_3H = 7,854$  ve

$n > 2$  için  $r_nH \cong \left(n - \frac{1}{2}\right)\pi$  alınabilir.

(2.100) denkleminde  $r$ ' nin değeri yerine konulursa;

$$\omega_1 = \frac{(1,875)^2}{H^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (2.101.a)$$

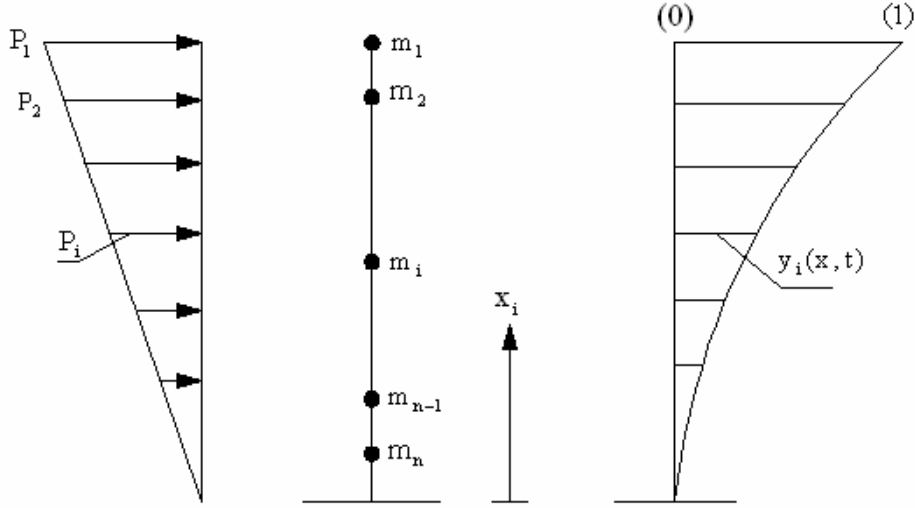
$$\omega_2 = \frac{(4,696)^2}{H^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (2.101.b)$$

$$\omega_n = \frac{\left(n - \frac{1}{2}\right)^2 \pi^2}{H^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (2.101.c)$$

ile doğal frekanslar bulunur [1].

### 2.1.3.1.6.2. Rayleigh Yöntemi İle Periyot Hesabı

Bu yöntemde sistem n kütleli ayrık bir sisteme idealleştirilir ve fiktif  $P_i$  yükleri altında 1. mod şekline uygun yerdeğiştirmeleri yapar ( Şekil 2.6 ).



Şekil 2.6. n adet ayrık kütleli baca modeli

Herhangi bir t anında 1. modda tabandan  $x_i$  uzaklıktaki ayrık kütle  $m_i$ , yanal yer değiştirmesi  $y_i$  olsun. Bu kütlenin kinetik enerjisi (0) konumundan geçerken maksimum olur. Enerji ise;

$$E_k = \frac{1}{2} \cdot m_i \cdot V_i^2 \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (2.102)$$

olur. Burada  $V_i$ , i ayrık kütlelerinin hızını göstermektedir.  $y_i$  yer değiştirmesi, zaman bağlı  $\omega_1$  doğal frekansında harmonik bir fonksiyon ile birinci mod biçimine uygun bir  $\phi(x)$  yer değiştirme fonksiyonunun çarpımı şeklinde alınabilir.  $x_i$  koordinatında,

$$y_i(t) = \phi(x_i) \cdot \sin \omega_1 t \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (2.103)$$

olur. Hız için ise;

$$\dot{y}_i(t) = \phi(x_i) \cdot \omega_1 \cdot \cos \omega_1 t \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (2.104)$$

ve maksimum hız için ise  $|y(t)|_{\text{maks}}$  alınacağından maksimum kinetik enerji de;

$$E_k = \frac{1}{2} \cdot \omega_1^2 \sum_{i=1}^n m_i \cdot \phi^2(x_i) \quad (2.105)$$

yazılabilir. Sistem (1) konumundan potansiyel enerjisi diğer bir deyişle şekil değiştirme enerjisi maksimum olacaktır. Bu enerjinin değişimi virtüel iş teoremine göre dış kuvvetlerin işine eşittir.

$$E_{\text{şek. değ.}} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n p_i \cdot \phi_i(x) \quad (2.106)$$

n adet kütle için toplam enerjiler yazılır ve bunlar birbirlerine eşitlenirse birinci moda ait doğal açısal frekans,  $\omega_1$  ;

$$\omega_1^2 = \frac{\sum_{i=1}^n p_i \cdot \phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \phi_i^2} \quad (2.107)$$

olur. Bu orana “Rayleigh Oranı” denilmektedir.

Başlangıçta 1. normal moda uygun  $\phi_i$  yer değiştirmeleri ve bunlara bağlı  $p_i$  statik kuvvetleri bilinmediğinden ardışık bir hesap yolu izlenmektedir. Bu sebeple başlangıçta  $\omega = 1$  alınıp  $p_i$  kuvvetleri tahmin edilir, örneğın ters üçgen yayılış varsayılır ve statik hesapla  $\phi_i$  yer değiştirmeleri bulunur. (2.107) formülü ile  $\omega_1$  hesaplanır. Başlangıçta statik olarak etkidiğı varsayılan  $p_i$  kuvvetleri ile  $(\omega_1^2 m_i \phi_i)$  değerine sonradan eşitlenen kuvvetler orantılı olmalıdır. Bu oran yeter derecede yakın oluncaya kadar her adımda son bulunan  $p_i$ ’ler kullanılarak hesap tekrarlanır. Genellikle hesabın tekrarına gerek kalmamaktadır.

$p_i$  kuvvetlerinin değişiminin 1. doğal moda ait periyodun hesabına çok az etkidiği, rüzgar kuvvetlerine ait yer değiştirmelerle yapılan hesabın yeteri yaklaşıklıkta olduğu gösterilmiştir [39]. Ancak deprem yüklerinin üçgen yayılışı göz önüne alınarak bulunan yer değiştirmeler 1. mod biçimine daha çok yaklaştığından Rayleigh yöntemi daha iyi sonuç vermektedir [1].

### 2.1.3.1.6.3. Stodola-Vienola Yöntemi İle Periyot Hesabı

Rüzgar ve deprem etkileri altında dinamik hesapta modal analiz için ilk üç moda ait periyot değerleri ve modaların hesabı gerekmektedir. Ayrıca modal analizde rijitlik  $[K]$  ve kütle  $[m]$  matrislerinin kullanılmasıyla elde edilen determinantın açılımı bize  $n$ . mertebeden frekans denklemini vermektedir.

Problem genelde özdeğer problemi olup çözümünü için çeşitli algoritmalar geliştirilmiştir. Bunlar içinde en çok kullanılanı ardışık yaklaşım yöntemine benzeyen Stodola-Vienola Yöntemidir. Bu yöntemde ilk önce  $n$  adet dilime bölünerek  $n$  serbestlik dereceli ayırık sistem haline getirilmiş bacaya ait  $[f]$  fleksibilite matrisi oluşturulması gerekir.

$$[f] = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} & f_{1n} \\ f_{21} & f_{22} & f_{2n} \\ f_{n1} & f_{n2} & f_{nn} \end{bmatrix} \quad (2.108)$$

fleksibilite matrisinin herhangi bir  $f_{ij}$  terimi,  $j$ . diliminin kütle merkezine birim yük etkimesi ve diğerlerinde yük olmaması halinde  $i$ . dilimin kütle merkezinin yatay yer değiştirmesinin gösterir.

Hesaplarda fleksibilite matrisi ile kütle matrisinin çarpımı olan  $[a]$  ‘‘Dinamik Matrisi’’ temel alınacaktır.

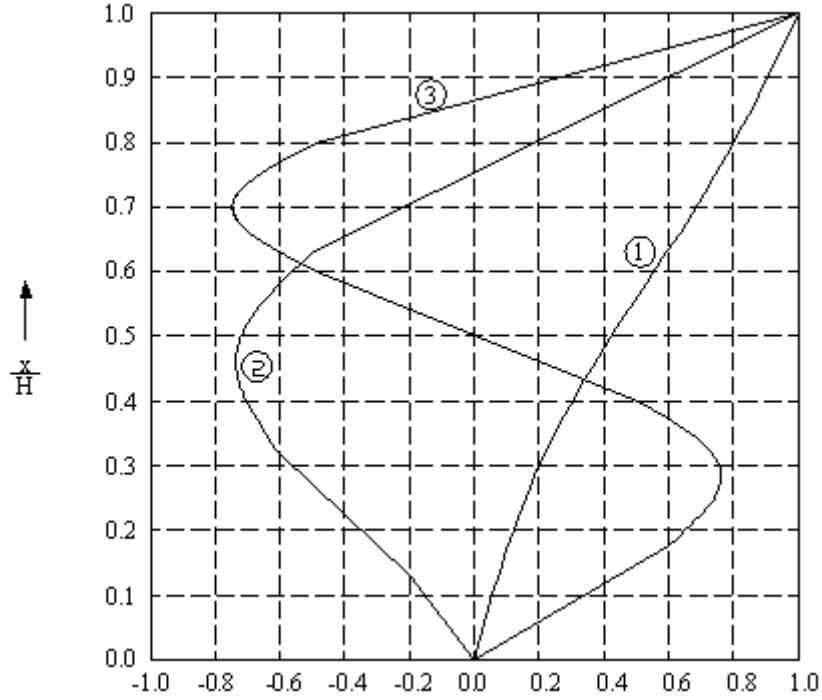
$$[a] = [f] \cdot [m] \quad (2.109)$$

Bundan sonra (şekil 2.7) yardımı ile  $\{\phi_1\}^\circ$ ,  $\{\phi_2\}^\circ$ ,  $\{\phi_3\}^\circ$  deneme vektörleri seçilir. Bunlar sırasıyla 1. , 2. ve 3. modun hesabında kullanılacak olan deneme vektörleridir.



İlk önce birinci modun hesabı yapılır. Bunun için  $\{\phi_1\}^0$  deneme vektörü dinamik matrisle solda çarpılarak yeni bir vektör elde edilir.

$$[a] \cdot \{\phi_1\}^0 = \left( \frac{1}{\omega_1^2} \right) \cdot \{\phi_1\}^1 \quad (2.110)$$



Şekil 2.7. İlk üç moda (1,2 ve 3) ilişkin deneme vektörlerinin  $x/H$  oranıyla değişimi

Bu yeni vektörün birinci elemanı  $\phi_{11}$ ' in birim yapılması ile elde edilen  $\{\phi_1\}^1$  vektörü gerçekten birinci moda ait değerlere eşit olsaydı  $\{\phi_1\}^0$  vektörünün değerleri ile çakışması gerekirdi. Bu durum ilk adımda sağlanamaz.  $\{\phi_1\}^1$  vektörü  $\{\phi_1\}^0$  yerine konularak işler n defa tekrarlanır.

$$[a] \cdot \{\phi_1\}^{(n)} = B_1^{(n+1)} = \frac{1}{\omega_1^2} \cdot \{\phi_1\}^{(n+1)} \quad (2.111)$$

En son adımda bulunan vektörün değerleri ile bir önceki adımdaki vektörün normalleştirilmiş değerleri yeter derecede yakınsayınca işleme son verilir. Normalleştirme katsayısı  $\left(\frac{1}{\omega_1^2}\right)$  olarak birinci modun doğal açısal frekansı  $\omega_1$  bulunur.

$$B_1^{(n+1)} = \frac{1}{\omega_1^2} \quad (2.112)$$

İkinci modun bulunması için birinci modun yer değiştirmeler üzerindeki etkisinin iterasyona başlamadan önce çıkarılması gerekir. Bu da modların diklik şartından bulunabilir. Bu etkinin birim matristen çıkarılması ile bulunan  $[S_1]$  matrisine “Aritma Matrisi” denir [23].

$$[S_1] = [I] - \frac{1}{M_1} \cdot \{\phi_1\}^{(n)} \cdot \{\phi_1\}^T \cdot [m] \quad (2.113)$$

şeklinde hesaplanabilir. Burada ;

$$M_1 = \sum_{j=1}^n \phi_{ij}^2 \cdot m_j \quad (2.114)$$

şeklindedir. (2.113) bağıntısı açık yazılırsa;

$$[S_1] = \begin{bmatrix} 0 & S_{12} & S_{13} & \dots & S_{1n} \\ 0 & 1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 1 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 1 \end{bmatrix} \quad (2.115)$$

olur. Birinci satırdaki matris terimleri (2.113) bağıntısından

$$S_{12} = -\frac{\phi_{12} \cdot m_{22}}{\phi_{11} \cdot m_{11}} \quad (2.116.a)$$

$$S_{1n} = -\frac{\phi_{1n} \cdot m_{nn}}{\phi_{11} \cdot m_{11}} \quad (2.116.b)$$

$$S_{1n} = -\frac{\phi_{1n} \cdot m_{nn}}{\phi_{11} \cdot m_{11}} \quad (2.116.c)$$

şeklinde yazılabilir. Bundan sonra  $[a]$  dinamik matrisi  $[a_2]$  matrisi ile çarpılıp elde edilen  $[a_2]$  matrisi temel modun etkisinden kurtulmuş olup mod deneme vektörü ile artık bu matris kullanılır. Burada;

$$[a_2] = [a] \cdot [S_1] \quad (2.117)$$

$$[a_2] \cdot \{\phi_2\}^\circ = B_2^{(1)} \cdot \{\phi_2\}^1 \quad (2.118)$$

matris iterasyonunun ilk yaklaşımı olur. (n) inci iterasyonda

$$[a_2] \cdot \{\phi_2\}^{(n)} = B_2^{(n+1)} \cdot \{\phi_2\}^{(n+1)} \quad (2.119)$$

elde edilir. Bu durumda

$$\{\phi_2\}^{(n+1)} = \{\phi_2\} \quad (2.120)$$

ikinci mod şekli,

$$B_2^{(n+1)} = \frac{1}{\omega_2^2} \quad (2.121)$$

ile ikinci açısal frekans bulunur.

Üçüncü modun hesabında, birinci ve ikinci modların etkisini yaklaşık olarak seçilen üçüncü mod biçiminden çıkarmak gerekmektedir. Bu işlem yine modların diklik koşulları yazılarak gerçekleştirilmektedir. Sonuç olarak  $[S_2]$  arıtma matrisi;

$$[S_2] = [S_1] - \frac{1}{M_2} \cdot \{\phi_2\} \cdot \{\phi_2\}^T \cdot [m] \quad (2.122)$$

şeklinde yazılabilir. Burada  $M_2$ , ikinci moda ait genelleştirilmiş kütedir. Yeni dinamik matris, yeni arıtma matrisi kullanılarak bulunur.

$$[a_3] = [a] \cdot [S_2] \quad (2.123)$$

Bu işlemden sonra ardışık yaklaşımlar  $[a_3]$  matrisi yardımıyla yapılır. Bunun için de  $\{\phi_3\}^0$  matrisi yardımıyla yapılır. Bunun için  $\{\phi_3\}^0$  deneme vektörü kullanılır. (n) inci adımda;

$$[a_3] \cdot \{\phi_3\}^{(n)} = B_3^{(n+1)} \cdot \{\phi_3\}^{(n+1)} \quad (2.124)$$

olur.  $\omega_3$  açısal frekansı bağıntısı ise;

$$B_3^{(n+1)} = \frac{1}{\omega_3^2} \quad (2.125)$$

şeklinde olur.

Başlangıçta deneme vektörlerinin seçiminin Stadola-Vienola yönteminin yaklaşımında önemli bir etkisi bulunmaktadır. (Şekil 2.10)'daki mod şekilleri sabit enkesitli konsolun eğilme titreşimlerinden çıkarıldığından bunlardan yararlanmak oldukça iyi sonuçlar vermektedir[1].

### 2.1.3.1.7. Başlangıç Yüklerin Seçimi

Baca, kule gibi yapılar tabandan zemine ankastre veya elastik ankastre bağlı olan üst uçları boşa bulunan konsol kiriş gibi çalışırlar. Özel periyotlarının bilinmesi deprem yüklerinin belirlenmesi için gereklidir. Serbest titreşimleri sırasında, birinci normal moda ait yer değiştirmeler tabanda sıfır olan ve yukarıya doğru artan değerler alırlar. Genel olarak kütlelerde aşağıya doğru artan değerler aldıklarından,  $(m_i, D_i)$ ' ler ile orantılı  $P_i$

statik kuvvetlerinin tabanda sıfır olan yukarıya doğru lineer olarak artan kuvvetler olarak tahmin edilip, hesaba başlanması uygun olacaktır [20].

#### 2.1.3.1.8. Katkı Oranları

Belirli sınır “Katılım Faktörü” olarak tarif edilir. Yönetmeliklerin çoğunda, deprem etkileri “Eşdeğer Statik Yükler” ile temsil edilmektedir. Standart olmayan yapı yükseklikleri belli bir değerden fazla ise çeşitli yapı yapısal düzensizlikleri olan yapılarda eşdeğer statik yükler yeterli güvenliği sağlayamadığından “Dinamik Yöntemle” hesap yapılır. Kullanılacak dinamik analiz yöntemi mod süperpozisyonu yöntemidir. Mod süperpozisyonu yönteminde kullanılacak en az mod sayısı, yapı serbestlik derecesine, kullanılan son moda ait özel periyodun belirli bir değerden küçük olmasına, toplam etkin kütle oranını gibi çeşitli faktörlere bağlıdır.

Yönetmelikte hesaba katılması gerekli titreşim modu sayısı, dikkate alınan deprem yönünde her bir mod için hesaplanan “Etkin Modal Kütlelerin” toplamının hiçbir zaman yapı toplam kütlelerinin %90 dan az olmaması gerekir.

#### 2.1.3.1.9. Etkin Kütle Oranları

Deprem yönetmeliklerinde, dinamik analizde kullanılması gereken mod sayısının etkin kütle oranı;

$$\alpha_m = \frac{\left(\sum m_i \cdot \phi_i\right)^2}{\sum m_i \cdot \phi_i^2} \quad (2.126)$$

katsayısına bağlı olarak bulunur.  $m_i \cdot \phi_i^2$ , i. kata ait kat kütlesi ile modal yer değiştirmeyi gösterir. Baca, kule tipi yapılarda 3 mod kullanılması halinde, etkin kütle oranı koşulları sağlanamamaktadır. Kütle katılım oranı %90 dan daha küçük olması durumunda, yeterli titreşim modu ile hesap yapılmamış demektir. Yeterli sayıda titreşim modu hesaba katılarak hesabın yeniden yapılması gerekmektedir. Bu nedenle baca, kule tipi yapılarda kullanılacak mod sayısı daha fazla sayıda olmalıdır. Bu tip yapılarda kullanılacak mod sayısı için toplam etkin kütle oranının % 90 dan büyük olması yeter ve gerek koşuldur.

Göz önüne alınmayan ilk moda ait etkin kütle oranının % 5 ten küçük olması koşulunun kullanılmasına gerek yoktur [24].

### 2.1.3.1.10. Mod Birleştirme Yönteminin Hesap Sırası

Sisteme dış yük etki ediyorsa, zorlanmış titreşim söz konusudur.

$$[M].\{\ddot{u}\} + [C].\{\dot{u}\} + [K].\{u\} = \{F\} \quad (2.127)$$

sistemin zorlanmış titreşimde diferansiyel hareket denklemdir. Denklem sistem matrisleri ve düzlemi içinde yüklenmiş kiriş elemanları için kullanılan matrislerden yararlanır.  $[M]$  sistem kütle matrisi,  $[C]$  sistem sönüm matrisi,  $[K]$  sistem rijitlik matrisi,  $u$  sistem yerdeğiştirme vektörü,  $F$  sistem yük vektörü olmak üzere yukarıdaki diferansiyel denklemin çözümü;

1. Adım:

$(K - \omega^2.M).\phi = 0$  denkleminde özdeğer problemi çözülerek sistemin modal ve spektral matrisleri hesaplanır. Spektral matris, diyagonal elamanları özdeğer olan matristir. Modal matris, her bir kolonu özvektör olan matristir.

2. Adım:

$Y=0$  modal yerdeğiştirme vektörü olmak üzere  $u = \phi.Y$  dönüşüm yapılır ve (2.127) denkleminde yerine konup uygun dönüşümler yapılırsa sistemin hareket denklemini;

$$u_i + 2\zeta\omega_i.u_i + \omega_i^2 u_i = F_i \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (2.128)$$

bu serbestlik derecesi kadar denklem takımı herhangi bir yöntemle çözülür.

$N$  serbestlik dereceli yapıya ait modal vektör, yapıya ait her tür yer değiştirmeler mod vektörlerinin doğrusal bir dönüşümü olarak ifade edilebilir.

$$\{u\}_r = \sum_{r=1}^n Y_r \{\phi\}_r \quad (2.129)$$

burada  $\{u\}_r$ , r nolu mod vektörü,  $Y_r$  r nolu moda ait modal genliktir.

3. Adım:

$Y=0$  modal yerdeğiştirme vektörü olmak üzere  $u = \phi.Y$  yardımıyla (modal yerdeğiştirmeler), aşağıdaki (2.130) denklemi ile sistemin asıl yerdeğiştirmeleri elde edilir.

$$u = \phi Y = \phi_1.Y_1 + \phi_2.Y_2 + \dots + \phi_n.Y_n \quad (2.130)$$

4. Adım:

Sistemin ter değiştirmeleri bulununca, sistemin elemanlarının kuvvetleri ve kesit tesirleri hesaplanır. mod süperpozisyonu ile yapılan hesaplarda, sistemin yer değiştirmelerine en büyük katkının, genel olarak en küçük modan geldiği görülmüştür. Sistemde az sayıda mod göz önüne alınarak yapılan çözümler uygun olmaktadır. Dinamik denge denkleminde, denklem soldan mod vektörlerinin transpozesi  $\{\phi\}^T$  ile çarpılarak, dinamik özellik matrisleri  $[M]$ ,  $[C]$ ,  $[K]$  mod vektörlerinin dik olma özelliğinden diyagonal matrisler haline dönüştürülür. Modal kütle, modal sönüm ve modal rijitlik matrisleri elde edilir. N serbestlik dereceli yapı için  $u = \phi.Y$  dönüşümü ile N adet birbirinden bağımsız denge denklemi elde edilir. Bu tek serbestlik dereceli yapılardan her biri, bir yapısal moda karşılık gelir ve kendilerine ait frekans ve periyoda sahiptir. Her yapı modu tek serbestlik dereceli basit bir yapı gibi davrandığı için mod süperpozisyonu yönteminde dinamik tepki spektrumu ile analiz yapılırken, yapının her moduna ait davranış, o moda ait bilgilerle spektrum grafiğine girilip davranış okunarak bulunur. Her moda ait tepkiler süperpoze edilerek yapının bütün modlardaki toplam davranışı hesaplanır.

### 2.1.3.2. Türkiye Deprem Yönetmeliği'ne Göre Hesap

Türkiye Deprem Yönetmeliği'ne göre [25] betonarme baca türü yapılarda deprem etkilerinin hesabı, taşıyıcı sistemi yeterince tanımlayan ayırık dinamik serbestlik dereceleri göz önüne alınarak, Mod Süperpozisyonu veya Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemlerinden birine göre hesap yapılması gerektiğini bildirmektedir. Bu nedenle, burada, Mod Süperpozisyonu ve Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemleri üzerinde durulacaktır.

Elastik deprem yüklerinin tanımlanması (Spektral ivme katsayısı): Deprem yüklerinin belirlenmesi için esas alınacak olan Spektral İvme katsayısı,  $A(T)$ , (2.131) denklemi ile verilmiştir. Burada,  $A_0$  etkin yer ivme katsayısını,  $I$  yapı önem katsayısını,  $S(T)$  spektrum katsayısını,  $S_{ae}(T)$  ise % 5 sönüm oranı için tanımlanan Elastik İvme Spektrumu'nun ordinatı olan Elastik Spektral İvme'yi ve  $g$  yerçekimi ivmesini göstermek üzere;

$$A(T) = A_0 \cdot I \cdot S(T) \quad (2.131)$$

$$S_{ae}(T) = A(T) \cdot g \quad (2.132)$$

denklemleriyle hesap edilebilir.

Etkin yer ivme katsayısının belirlenmesi: Denklem (2.131)'de yer alan  $A_0$ , etkin yer ivme katsayısı, aşağıdaki Çizelge 2.3'te belirtilmiştir.

Çizelge 2.3. Türkiye Deprem Yönetmeliği'ne göre etkin yer ivme katsayıları

Deprem bölgesi	$A_0$
1	0.40
2	0.30
3	0.20
4	0.10



Yapı önem katsayısı: Denklem (2.131)'de yer alan yapı önem katsayısı I, ilgili yönetmelikte belirtilmiş olup, bu değer I=1.0 alınmalıdır.

Spektrum katsayısı: Denklem (2.131)'de yer alan spektrum katsayısı S(T), yerel zemin koşullarına ve yapı doğal periyodu T'ye bağlı olarak denklem (2.133) ile hesaplanmaktadır.

$$S(T) = 1 + 1.5 \cdot \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (2.133.a)$$

$$S(T) = 2.5 \quad (T_A < T \leq T_B) \quad (2.133.b)$$

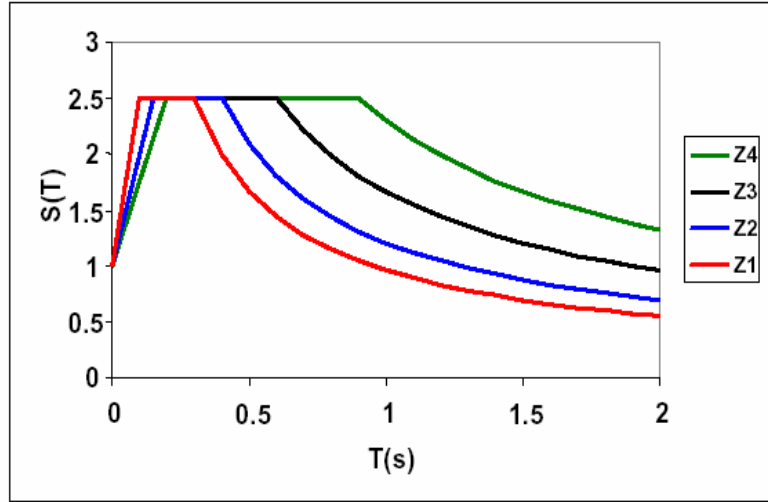
$$S(T) = 2.5 \cdot \left( \frac{T_B}{T} \right)^{0.8} \quad (T_B < T) \quad (2.133.c)$$

Denklem (2.133)'daki Spektrum karakteristik periyotları  $T_A$  ve  $T_B$ , zemin sınıflarına bağlı olarak Çizelge 2.4'te verilmiştir.

Çizelge 2.4. Türkiye Deprem Yönetmeliği'ne göre zemin sınıfları için spektrum karakteristik periyotları

Zemin sınıfı	$T_A$ (sn)	$T_B$ (sn)
$Z_1$	0.10	0.30
$Z_2$	0.15	0.40
$Z_3$	0.15	0.60
$Z_4$	0.20	0.90

Ayrıca aşağıda Şekil 2.8'de yerel zemin sınıfları için spektrum katsayıları verilmektedir.



Şekil 2.8. Türkiye Deprem Yönetmeliği'ne göre yerel zemin sınıflarının spektrum katsayısı ve periyotla değişimi [26].

Zemin grupları Çizelge 2.5'de ve zemin sınıfları Çizelge 2.6'da verilmektedir.

Çizelge 2.5. Türkiye Deprem Yönetmeliği'ne göre zemin grupları

Zemin grubu	Zemin grubu tanımı	Standart penetrasyon (N/30)	Rölatif sıkılık (%)	Serbest basınç direnci (kPa)	Kayma dalgası hızı (m/sn)
(A)	1) Masif volkanik kayalar ve ayrışmamış sağlam metamorfik kayalar, sert çimentolu tortul kayalar 2) Çok sıkı kum, çakıl 3) Sert kil ve siltli kil	- >50 >32	- 85-100 -	>1000 - >400	>1000 >700 >700
(B)	1) Tüf ve aglomera gibi gevşek volkanik kayalar, süreksizlik düzlemleri bulunan ayrışmış çimentolu tortul kayalar 2) Sıkı kum, çakıl 3) Çok katı kil ve siltli kil	- 30-50 16-32	- 65-85 -	500-1000 - 200-400	700-1000 400-700 300-700
(C)	1) Yumuşak süreksizlik düzlemleri bulunan çok ayrışmış metamorfik kayalar ve çimentolu tortul kayalar 2) Orta sıkı kum, çakıl 3) Katı kil, ve siltli kil	- 10-30 8-16	- 35-65 -	<500 - 100-200	400-700 200-400 200-300
(D)	1) Yer altı su seviyesinin yüksek olduğu yumuşak, kalın alüvyon tabakalar 2) Gevşek kum 3) Yumuşak kil, siltli kil	- <10 <8	- <35 -	- - <100	<200 <200 <200

Çizelge 2.6. Türkiye Deprem Yönetmeliği'ne göre zemin sınıfları

Zemin Sınıfı	Çizelge 2.5' e Göre Zemin Grubu ve en Üst Zemin Tabakası Kalınlığı ( $h_1$ )
$Z_1$	( A ) grubu zeminler $h_1 \leq 15$ m olan ( B ) grubu zeminler
$Z_2$	$h_1 > 15$ m olan ( B ) grubu zeminler $h_1 \leq 15$ m olan ( C ) grubu zeminler
$Z_3$	$15\text{m} < h_1 \leq 50\text{m}$ olan ( C ) grubu zeminler $h_1 < 10\text{m}$ olan ( D ) grubu zeminler
$Z_4$	$h_1 > 50\text{m}$ olan ( C ) grubu zeminler $h_1 > 10\text{m}$ olan ( D ) grubu zeminler

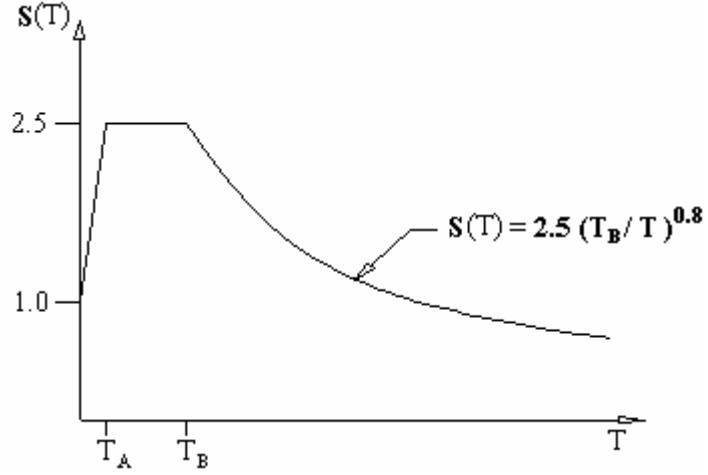
Elastik deprem yüklerinin azaltılması: Depremde taşıyıcı sistemin kendine özgü doğrusal elastik olmayan davranışını göz önüne alırsak, daha önce verilen spektral ivme katsayısına göre bulunacak elastik deprem yükleri, aşağıda tanımlanan “Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı’ na” bölünecektir. Burada, R taşıyıcı sistem davranış katsayısı, T doğal titreşim periyodu olmak üzere  $R_a(T)$  deprem yüğü azaltma katsayısı;

$$R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5) \cdot \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (2.134.a)$$

$$R_a(T) = R \quad (T_A < T) \quad (2.134.b)$$

denklemleriyle elde edilmektedir. Türkiye Deprem Yönetmeliği, kütlesi yüksekliği boyunca yayılı betonarme sanayi bacaları için yapı davranış katsayısının  $R=3$  alınması gerektiğini belirtmektedir.

Özel tasarım ivme spektrumları: Gerekli durumlarda elastik tasarım ivme spektrumu, yerel deprem ve zemin koşulları göz önüne alınarak yapılacak özel araştırmalar ile de belirlenebilir. Ancak, bu şekilde belirlenecek ivme spektrumu ordinatlarına karşı gelen spektral ivme katsayıları, bütün periyotlar için Çizelge 2.5’ te ki ilgili karakteristik periyotlar göz önüne alınarak denklem (2.134)’ ten alınan değerlerden hiçbir zaman küçük olmayacaktır.



Şekil 2.9. Türkiye Deprem Yönetmeliği'nde önerilen spektrum katsayısının periyotla değişimi

#### 2.1.3.2.1. Mod Birleştirme Yöntemi' ne Göre Hesap

İvme spektrumu: Herhangi bir n' inci titreşim modunda göz önüne alınacak azaltılmış ivme spektrumu ordinatı denklem (2.135) ile belirlenmektedir. Burada  $S_{aR}(T_n)$  azaltılmış ivme spektrumu,  $S_{ae}(T_n)$  elastik spektral ivme,  $R_a(T_n)$  deprem yükü azaltma katsayısını göstermek üzere;

$$S_{aR}(T_n) = \frac{S_{ae}(T_n)}{R_a(T_n)} \quad (2.135)$$

ile belirlenmektedir. Elastik ivme spektrumunun özel tasarım ivme spektrumundan belirlenmesi durumunda,  $S_{ae}(T_n)$  yerine, ilgili özel spektrum ordinatı göz önüne alınacaktır.

Hesaba katılacak yeterli titreşim modu sayısı: Baca, kule tipi yapılarda 3 mod kullanılması halinde, etkin kütle oranı koşulları sağlanamamaktadır. Kütle katılım oranı %90 dan daha küçük olması durumunda, yeterli titreşim modu ile hesap yapılmamış demektir. Yeterli sayıda titreşim modu hesaba katılarak hesabın yeniden yapılması gerekmektedir.

### 2.1.3.2.2. Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi'ne Göre Hesap

Yapay deprem yer hareketleri: Yapay yer hareketlerinin kullanılması halinde, aşağıdaki özellikleri taşıyan en az üç deprem yer hareketi üretilecektir.

a) Kuvvetli yer hareketi kısmının süresi, yapının birinci doğal titreşim periyodunun 5 katından ve 15 saniyeden daha kısa olmayacaktır.

b) Üretilen deprem yer hareketinin sıfır periyoda karşı gelen spektral ivme değerlerinin ortalaması  $A_0.g$  ' den daha küçük olmayacaktır.

c) Yapay olarak üretilen her bir ivme kaydına göre %5 sönüm oranı için yeniden bulunacak spektral ivme değerlerinin ortalaması, göz önüne alınan deprem doğrultusundaki birinci (hâkim)  $T_1$  ' e göre  $0.2T_1$  ile  $2T_1$  arasındaki periyodlar için (2.132) denkleminde tanımlanan  $S_{ae}(T)$  elastik spektral ivmelerin %90'ından daha az olmayacaktır. Zaman tanım alanında doğrusal elastik analiz yapılması durumunda, azaltılmış deprem yer hareketinin elde edilmesi için esas alınacak spektral ivme değerleri denklem (2.135) ile hesaplanacaktır.

Zaman tanım alanında hesap: Zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan hesap yapılması durumunda, taşıyıcı sistem elemanlarının tekrarlı yükler altındaki dinamik davranışını temsil eden iç kuvvet-yer değiştirme bağıntıları, teorik ve deneysel geçerlilikleri kanıtlanmış olmakla beraber ilgili literatürden yararlanılarak tanımlanacaktır. Doğrusal veya doğrusal olmayan hesapta, üç yer hareketi kullanılması durumunda sonuçların maksimumu, en az yedi yer hareketi kullanılması durumunda ise sonuçların ortalaması alınacaktır.

### 2.1.3.3. Zaman-Tanım Alanında Yapısal Çözümleme

Sistemin tepki kuvveti, yer değiştirme ile sönüm kuvveti hıza orantılı değil ise bu durumların her birinde (ya da her ikisi ile birlikte) hareket denklemleri doğrusal olmuyor ve matematik çözümü genelde sayısal yöntemler ile çözüme gidilmektedir. Diğer taraftan hareket denklemleri doğrusal olsalar bile sistemdeki sönüm klasik değil ise ( yani sönüm, kütle ve rijitlikle orantılı değil ise) bu sistemlerin çözümü sadece sayısal yöntemler ile gerçekleştirilebilmektir [27].

Lineer olmayan bağıllığı sonlu sayıda kısımlara ayırarak ve her bir  $i$ . zaman adımında  $(t_i ; t_{i+1} = t_i + \Delta t)$ , rijitliğe bağlı  $\Delta F_k(\{u\}_i)$  ve sönüme bağlı  $\Delta F_c(\{u\}_i)$  kuvvetlerinin uygun olarak yerdeğiştirme ve hız artışlarına  $(\{u\}_i, \{\dot{u}\}_i)$  orantılı olduğunu diğer bir deyişle  $\Delta t$  zaman aralığında  $[k]_i, [c]_i$  nin sabit olduğu kabul edilerek, sistemin hareket denklemi aşağıdaki gibi olmaktadır.

$$[m] \cdot \{\Delta \ddot{u}\}_i + [c]_i \cdot \{\Delta \dot{u}\}_i + [k]_i \cdot \{\Delta u\}_i = \{\Delta F\}_i \quad (2.136)$$

burada:

$$\{\Delta u\}_i = \{u(t_i + \Delta t)\} - \{u(t_i)\} \quad (2.137.a)$$

$$\{\Delta \dot{u}\}_i = \{\dot{u}(t_i + \Delta t)\} - \{\dot{u}(t_i)\} \quad (2.137.b)$$

$$\{\Delta \ddot{u}\}_i = \{\ddot{u}(t_i + \Delta t)\} - \{\ddot{u}(t_i)\} \quad (2.137.c)$$

$$\{\Delta F\}_i = \{F(t_i + \Delta t)\} - \{F(t_i)\} \quad (2.137.d)$$

Her bir  $i$ . zaman adımında doğrusal (2.136) denklemi Newmark Beta Metodu ile gerçekleştirilebilir. İki sayısal  $\beta$  ve  $\gamma$  parametre içeren bu yöntem  $\gamma = \frac{1}{2}$  ve  $\beta = \frac{1}{6}$  olduğunda adım adım doğrusal ivme metoduna dönüşmektedir. Her bir  $\tau = \theta \cdot \Delta t$  zaman adımında doğrusal fonksiyon şeklinde ifade edilebilirliğini kabul ederek adım adım doğrusal ivme yöntemi Wilson tarafından geliştirilmiştir.  $\theta \geq 1.38$  olduğunda bu yöntem herhangi bir koşulsuz stabil olur uygulamalarda genelde  $\theta \geq 1.40$  kabul edilir. Doğrusal olmayan hareket denklemlerinin zaman-tanım alanında Wilson- $\theta$  Yöntemi ile adım adım integrallenmesi aşağıdaki algoritma sırası ile yapılır [27]:

- Başlangıç yerdeğiştirme  $\{u\}_0$ , hız  $\{\dot{u}\}_0$ , başlangıç kuvveti  $\{F\}_0$  değerleri belirlenir.
- Başlangıç ivme değeri  $\{\ddot{u}\}_0$  hesaplanır.

$$\{\ddot{u}\}_0 = \{F\}_0 - [c] \cdot \{\dot{u}\}_0 - [k] \cdot \{u\}_0 \quad (2.138)$$

- Zaman adımı  $\Delta t$ ,  $\theta$  faktörü ( $\theta \geq 1.40$ ) kabul edilerek aşağıdaki bağıntılardan  $\tau$ ,  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$ ,  $\alpha_4$  parametreleri belirlenir.

$$\tau = \theta \cdot \Delta t ; \alpha_1 = \frac{3}{\tau} ; \alpha_2 = \frac{6}{\tau} ; \alpha_3 = \frac{\tau}{2} ; \alpha_4 = \frac{6}{\tau^2}$$

- Doğrusal interpolasyon ile  $t_{i+1} = t_i + \tau$  zaman aralığı için kuvvet artışı hesaplanır.

$$\{\Delta F\}_i = \{F\}_{i+1} + (\{F\}_{i+2} + \{F\}_{i+1}) \cdot (\theta - 1) - \{F\}_i \quad (2.139)$$

- $t_{i+1} = t_i + \tau$  zaman aralığında etkin kuvvet artışı hesaplanır.

$$\{\Delta F_e\}_i = \{\Delta F\}_i + (\alpha_2 \cdot [m] + 3[c]) \cdot \{\dot{u}\}_i + (3[m] + \alpha_3 \cdot [c]) \cdot \{\ddot{u}\}_i \quad (2.140)$$

- Uygun bağılıktan yerdeğiştirme artışı bulunur.

$$[k_e] \cdot \{\Delta u_e\}_i = [k_e] \text{ ise } \{\Delta u_e\}_i = [k_e]^{-1} \cdot [k_e] \quad (2.141)$$

- $\tau$  zaman artışına uygun ivme artışı  $\{\Delta \ddot{u}_e\}_i$  bulunur.

$$\{\Delta \ddot{u}_e\}_i = \alpha_4 \cdot \{\Delta u_e\}_i - \alpha_2 \cdot \{\dot{u}\}_i - 3\{\ddot{u}\}_i \quad (2.142)$$

- Normal interval (aralık) için ivme artışı bulunur.

$$\{\Delta \ddot{u}\}_i = \frac{\{\Delta \ddot{u}_e\}_i}{\theta} \quad (2.143)$$

- $t_{i+1} = t_i + \Delta t$  zaman aralığında hız artışı  $\{\Delta \dot{u}\}_i$  ve yerdeğiştirme artışı  $\{\Delta u\}_i$  hesaplanır.

$$\{\Delta \dot{u}\}_i = \{\ddot{u}\}_i \cdot \Delta t + \frac{1}{2} \{\Delta \ddot{u}\}_i \cdot \Delta t \quad (2.144)$$

$$\{\Delta u\}_i = \{\dot{u}\}_i \cdot \Delta t + \frac{1}{2} \{\ddot{u}\}_i \cdot \Delta t^2 + \frac{1}{6} \{\Delta \ddot{u}\}_i \cdot \Delta t^2 \quad (2.145)$$

- $t_{i+1} = t_i + \Delta t$  zamanı için yerdeğiştirme ve hız hesaplanır.

$$\{u\}_{i+1} = \{u\}_i + \{\Delta u\}_i \quad (2.146)$$

$$\{\dot{u}\}_{i+1} = \{\dot{u}\}_i + \{\Delta \dot{u}\}_i \quad (2.147)$$

- $t_{i+1} = t_i + \Delta t$  zamanı için direkt denge denklemlerinden ivme  $\{\ddot{u}\}_{i+1}$  bulunur.

$$[m] \cdot \{\ddot{u}\}_{i+1} = \{F\}_{i+1} - [c] \cdot \{\dot{u}\}_{i+1} - [k] \cdot \{u\}_{i+1} \quad (2.148)$$

buradan

$$\{\ddot{u}\}_{i+1} = [m]^{-1} \cdot (\{F\}_{i+1} - [c] \cdot \{\dot{u}\}_{i+1} - [k] \cdot \{u\}_{i+1}) \quad (2.149)$$

Yerdeğiştirme, hız, ivme değerleri için (2.146), (2.147), (2.149) denklemleri ile hesaplama sonuçları  $t_{i+1} = t_i + \Delta t$  zamanına uygun olup integralleme işleminin (i+1) döngüsünü oluşturmaktadır. Bu (i+1) döngü sırasında belirlenmiş yerdeğiştirmelere  $\{u\}_{i+1}$  dayanarak dinamik serbestlik dereceleri yönünde etkiyen sismik kuvvetler  $\{S\}_{i+1}$ , dilim noktalarına etkiyen kesme kuvvetleri  $\{V\}_{i+1}$ , baca taban kesme kuvveti  $\{V_t\}_{i+1}$  ve baca taban devrilme momenti  $\{M_t\}_{i+1}$  değerleri bulunur.



$$\{S\}_{i+1} = [k] \cdot \{u\}_{i+1} \quad (2.150)$$

$$\{V\}_{i+1} = (V_1 V_2 \dots V_j \dots V_N)_{i+1}^T \quad (2.151)$$

$$\{V_j\}_{i+1} = \sum_{i=j.N} S_i \quad (2.152)$$

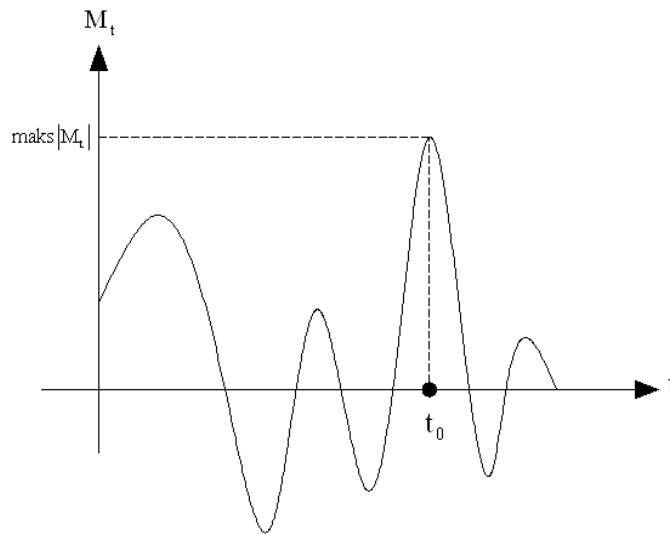
$$\{V_t\}_{i+1} = \sum_{i=1.N} S_i \quad (2.153)$$

$$\{M_t\}_{i+1} = \sum_{i=1.N} S_i \cdot H_i \quad (2.154)$$

Burada,  $H_i$  baca tabanından  $i$ . dilime kadar olan yüksekliktir.

Taban devrilme momentinin zamana bağıllığında (Şekil 2.10) mutlak değerce maksimum devrilme momentine denk zaman ( $t_0$ ) esas alınarak, bacaya etkiyen tasarım sismik kuvvetleri, bu zaman karşılık gelenleri ele alınır:

$$\{S_{\text{tasarım}}\} = \{S(t_0)\} \quad (2.155)$$



Şekil. 2.10. Deprem yükleri altında bacaya etkiyen tasarım taban devrilme momentinin zamanla değişimi

Görüldüğü gibi gösterilen yöntem ile hedefe ulaşmak için hacimsel sayısal incelemelerin aşılması gerekmektedir. Bu yönetime alternatif bir çözüm yöntemi de baca tabanına direk deprem kaydı yerine deprem spektrumunun uygulaması ile hareket denklemlerinin incelenmesidir [27].

## **2.2. Betonarme Bacaların Doğrusal Olmayan Yapısal Çözümlemesi**

Çağdaş deprem mühendisliği, standartlarda sınırları belirtilen küçük ya da orta şiddetli depremlerde yapıların elastik, daha yüksek şiddetli depremlerde ise yapıların elasto-plastik sınırlar içinde deformasyonlar yapmasını öngörür [28]. Diğer bir deyişle, orta şiddetli büyüklükte kabul edilecek bir deprem için herhangi bir ekonomik kayba sebep olmadan ya da hasar oluşmayacak şekilde yapının yanıt vermesi, bundan daha büyük depremlerde ise yapıda geçici ya da kalıcı çeşitli deformasyonlar oluşsa da yapı elemanlarını gevrek ve ani kırılmalar yapmaması veya tamamıyla mekanizma durumuna geçmemesi istenir. Bu amaçlara ulaşmak; yapının tasarlanması, analizi ve gerçekleştirilmesi süresince pek çok faktöre bağlıdır; fakat yapı sistemlerinin analizi kapsamında her zaman; daha hassas sonuçlara daha az bilgisayar ihtiyacı ve daha kısa zaman kullanarak ulaşmak esastır. Yani elde edilecek çözümün ekonomik olması istenir. Fiziksel bir sistemin matematik modelinin elde edilmesi, mühendislik uygulamalarındaki ilk aşamadır. Bu denklem, sistemin sürekli ve ayrık kabul çözümüne göre, kısmi ya da adi türevli diferansiyel, bir integral ya da ender olarak bir doğrusal denklem sistemi elde edilir. Gerek mühendisliğin, akışkanlar ve katı cisimler mekaniği, sürekli ortamlar mekaniği gibi uygulamalı alanlarında ve gerekse temel bilimlerinde karşılaşılan denklem genelde doğrusal ya da doğrusal olmayan türde bir kısmi diferansiyel denklem olmakta ve problem neticede bir sınır değer veya başlangıç değer probleminin çözümüne indirgenmektedir [29,30].

Bazı özel durumlar dışında, yapı sistemleri işletme yükleri altında genellikle doğrusal davranış gösterirler. Bu genellemenin dışında kalan sistemler arasında narin yapılar, elastik zemine oturan sistemler ile stabilite yetersizlikleri içeren yapılar sayılabilir. Doğrusal sistem davranışını esas alan analiz yöntemlerinde, malzemenin gerilme-şekil değiştirme bağıntıları doğrusal-elastik olarak alınmakta ve yerdeğiştirmelerin çok küçük olduğu varsayılmaktadır. Buna karşılık dış etkiler, işletme yükü sınırını aşarak yapının taşıma

gücüne yaklaştıkça, gerilmeler doğrusal elastik sınırı aşmakta ve yerdeğiştirmeler çok küçük kabul edilemeyecek değerler almaktadır.

Günümüzde, yapı mühendisliğinde genellikle uygulanmakta olan doğrusal teoriye göre sistem analizine dayanan tasarım yaklaşımlarda (güvenlik gerilmeleri esasına göre ve taşıma gücü yöntemine göre tasarım), yapı sisteminin doğrusal olmayan davranışı çeşitli şekillerde göz önüne alınmaya çalışılmaktadır. Örneğin, ikinci mertbe etkilerini hesaba katmak ve burkulma katsayılarından yararlanılmakta, doğrusal olmayan şekil değiştirmeler nedeniyle iç kuvvet dağılımının değişmesi, yeniden dağılım ilkesi yardımı ile göz önüne alınmaya çalışılmaktadır. Diğer taraftan, deprem etkilerine göre hesapta malzemenin doğrusal-elastik sınır ötesindeki davranışını hesaba katmak üzere, taşıyıcı sistem davranış katsayısı tanımlanmakta ve elastik deprem yükleri bu katsayıya bağlı deprem yükü azaltma katsayısı ile bölünerek küçültülmektedir.

Yapı malzemelerinin doğrusal-elastik sınır ötesindeki taşıma kapasitesini göz önüne almak, çok küçük olmayan yerdeğiştirmelerin denge denklemlerine ve gerekli olduğu hallerde geometrik uygunluk koşullarına etkilerini hesaba katmak suretiyle, yapı sistemlerinin dış etkiler altındaki davranışlarını daha yakından izlemek ve bunun sonucunda daha gerçekçi çözümler elde etmek mümkün olabilmektedir.

Doğrusal olmayan sistem davranışını esas alan hesap yöntemlerinin geliştirilmesinde ve uygulanmasında genel olarak iki durum ile karşı karşıya gelinmektedir. Bunlardan birincisi, yapı sisteminin doğrusal olmamasına neden olan etkenlerin belirlenerek sistem davranışının gerçeğe yakın bir biçimde temsil eden bir hesap modelinin oluşturulması, ikincisi ise bu hesap modelinin analizi sonucunda elde edilen doğrusal olmayan denklem sisteminin etkin bir şekilde çözümlenmesidir.

### **2.2.1. Doğrusal Olmayan Yapısal Çözümlemenin Sağlaması Gereken Koşullar**

Bir yapı sisteminin dış etkiler altında analizi ile elde edilen iç kuvvetler, şekildeğiştirmeler ve yerdeğiştirmelerin çözüm olabilmeleri için aşağıdaki üç koşulu sağlamaları gerekmektedir. Bunlar;

1. Bünye denklemleri: Malzemenin cinsine ve özelliklerine bağlı olan gerilme-şekildeğiştirme bağıntılarına bünye denklemleri denilmektedir.

2. Denge koşulları: Sistemi oluşturan elemanların ve bu elemanların birleştiği düğüm noktalarının denge denklemlerinden oluşmaktadır.
3. Geometrik uygunluk koşulları: Elemanların ve düğüm noktalarının süreklilik denklemleri ile mesnetlerdeki geometrik koşullardır.

### 2.2.2. Doğrusal Olmayan Davranış Nedenleri

Bir yapı sisteminin dış yükler altındaki davranışının doğrusal olmaması genel olarak iki sebepten kaynaklanmaktadır. Bunlar;

1. Malzemenin doğrusal-elastik olmaması nedeniyle gerilme-şekildeğiştirme bağıntılarının (bünye denklemlerinin) doğrusal olmaması.
2. Geometri değişimleri nedeni ile denge denklemlerinin doğrusal olmaması.

Yapı sistemlerinin doğrusal olmamasına sebep olan etkenler ve bu etkenleri göz önüne alan teoriler Çizelge 2.7’de gösterilmiştir.

Çizelge 2.7. Yapı davranışlarının doğrusal olmama nedenleri

Çözümün sağlanması gereken koşullar	Doğrusal sistemler	Doğrusal olmayan sistemler				
		Malzeme bakımından	Geometri değişimleri bakımından		Her iki bakımdan	
			İkinci mertebe teorisi	Sonlu deplasman teorisi	İkinci mertebe teorisi	Sonlu deplasman teorisi
Bünye denklemleri (Gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları)	Doğrusal-elastik	Doğrusal-elastik değil	Doğrusal-elastik	Doğrusal-elastik	Doğrusal-elastik değil	Doğrusal-elastik değil
Denge denklemlerinde yerdeğiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük değil	Küçük değil	Küçük değil	Küçük değil
Geometrik uygunluk koşullarında yerdeğiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük	Küçük değil	Küçük	Küçük değil

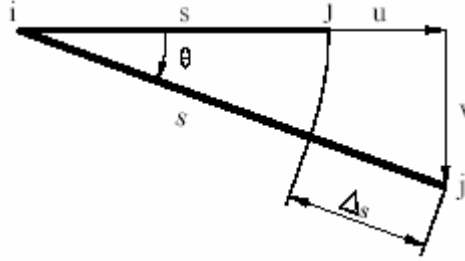
Denge denklemlerinde yerdeğiştirmelerin küçük olmadığı sistemlerde denge denklemleri şekildeğiştirmiş eksen üzerinde yazılmaktadır. Geometrik uygunluk koşullarında yerdeğiştirmelerin küçük olmadığı sistemlerde ise geometrik süreklilik denklemlerinin de şekildeğiştirmiş eksen üzerinde yazılması gerekmektedir.

Bir ucunun diğer ucuna göre bağıl yerdeğiştirmeleri  $u$  ve  $v$  olan  $ij$  çubuğunun  $\Delta s$  boy değiştirmesi;

$$(u + s)^2 + v^2 = (s + \Delta s)^2 \quad (2.156)$$

$$\Delta s \cong s \cdot \left[ \frac{u}{s} + \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{u}{s} \right)^2 + \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{v}{s} \right)^2 \right] \quad (2.157)$$

şeklinde yazılabilir. şekil 2.11, (2.157) denkleminde sadece birinci terimin esas alınması geometrik uygunluk koşullarında yerdeğiştirmelerin küçük olduğu varsayımını ifade etmektedir. Buna karşılık, diğer terimlerin de katılması geometri değişimlerinin geometrik uygunluk koşullarına etkisi göz önüne alındığı sonlu deplasman teorisine karşı gelmektedir.



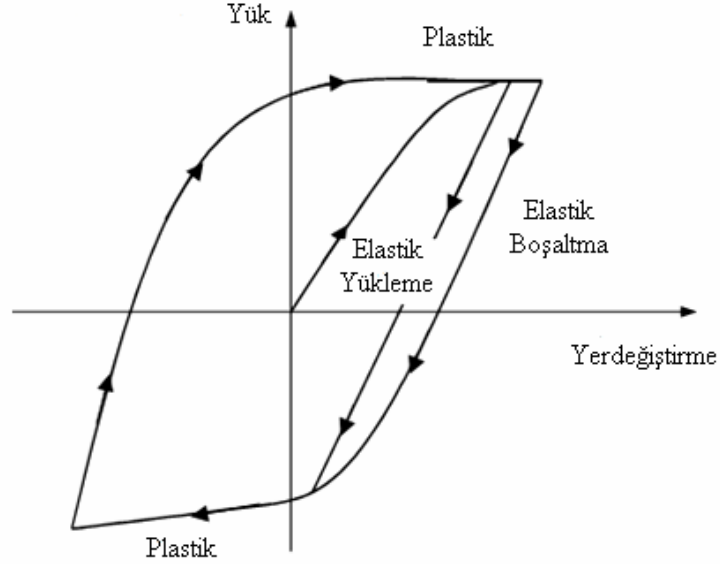
şekil 2.11. Bir  $(ij)$  Çubuk elamanın bağıl yerdeğiştirmeleri

Bazı yapı sistemlerinde, sistemin özelliklerinden kaynaklanan nedenler ile geometrik uygunluk koşulları sağlanmayabilir. Bu durumda, sistemde geometrik süreksizlikler meydana gelir. Özellikle sistemi meydana getiren elemanların sınır koşullarındaki bu süreksizlikler nedeniyle, sistemin davranışı doğrusal olmaz. Bu tür sistemlere geometrik süreksizlikler bakımından doğrusal olmayan sistemler denir. Bu sistemler malzeme bakımından doğrusal olmayan sistemler gibi incelenebilir.

### 2.2.3. Doğrusal Olmayan Dinamik Çözümleme

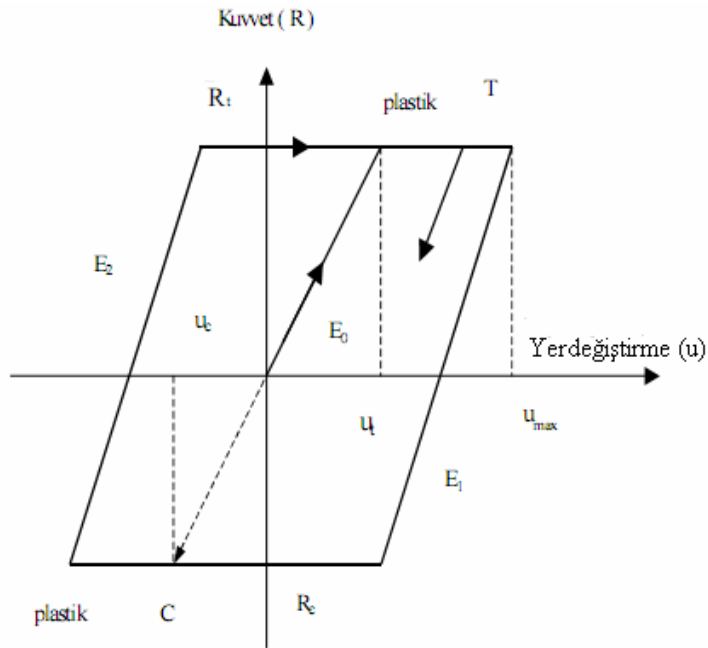
Herhangi bir sistemde, malzemenin yük-deformasyon eğrisi tek değerli ve daha önce oluşan hareketten etkilenmiyorsa esnek davranış, tersi duruma ise esnek olmayan davranış denilir. Diğer taraftan, yapının esnek olması aynı zamanda yapının doğrusal davranmasını gerektirmez. Esneklik sınırları üzerinde deformasyona uğrayan birçok yapı elemanı doğrusal olmayan davranış gösterebilir ve iç sürtünmeler, plastik kaymalar nedeni ile sahip olduğu mekanik enerjinin bir kısmını kaybeder. Bu olaya histeresis, bu gibi elemanlardan oluşan esnek olmayan sistemlere ise histeristik sistemler denir. Betonarme ve çelik yapı elemanlarının çoğunda deformasyonlar belirli bir değeri aşınca doğrusal olmayan histeristik davranış oluşturur. Dinamik sistemlerin doğrusal analizinde; yay eleman ile kazanılan yük yerdeğiştirme ile, vizkos sönümlenme mekanizması vasıtasıyla sönümlenen enerjinin hız ile orantılı olduğu kabul edilmiştir. Bu modelde kütle, zaman ile değişmez özelliktedir. Böylece sistemin hareket denklemi ikinci mertebeden sabit katsayılı doğrusal bir diferansiyel denklem olur. Bununla birlikte, yapının dinamik karakteristiklerinin doğrusal durumda olduğu gibi hemen ifade edilmesi mümkün olmayan bazı fiziksel durumlarda vardır. Böyle sistemlerin analizi, yay kuvvetinin yerdeğiştirme ya da sönüm kuvvetinin hız ile orantılı olarak değişmediği bir model ile tanımlanır. Sonuç olarak hareket denklemi doğrusal olmayan bir denklem olur ve çözümü biraz daha karmaşık olup bazı sayısal işlemler ve yöntemler ile yapılır. Bu yöntemler arasında en fazla bilinen adım integrasyon veya ardışık yaklaşım metotlarıdır. Bu yöntemler içinde bilinen ve en fazla kullanılanlar; matris iterasyona dayalı Stodola-Vianello, transfer matrisi olarak da bilinen Holzer, Rayleigh, Newmark- $\beta$ , Wilson- $\theta$ , Adams-Stormer metodu, Hilber- $\alpha$  metodu, merkezi farklar, sonlu elemanlar, Houbolt, sayısal integrasyona dayalı; trapez kural, sabit ivme ve ortalama ivme yöntemleri verilebilir. Doğrusal olmayan analizde sistemin ivmesi sabit olmaz.

Herhangi bir yapı sisteminde plastik akmaya yani plastik bölgede deformasyona izin verilirse tekrar kazanılan kuvvet Şekil 2.12'de gösterildiği gibi olur [31].



Şekil 2.12. Örnek bir plastik davranış şeması

Bu eğride doğrusal elastik davranışın olduğu bir bölge ve daha büyük şekildeğişimler için plastik akma bölgesi oluşur. Yapı yüklenmediği zaman, ilave ters yüklemenin oluşturduğu basınç, plastik akma oluşuncaya kadar davranış tekrar elastik olur. Bu duruma karşı gelen kuvvet-yerdeğiştirme eğrisi Şekil 2.13'te verilmiştir [31]. Bu şekilde  $R_t$  ve  $R_c$  çekme ve basınçtaki kuvveti,  $u_t$  ve  $u_c$  ise bunlara karşılık gelen yerdeğiştirmeleri gösterir.



Şekil 2.13. İdeal bir elasto-plastik yükleme boşaltma diyagramı

Malzeme ve/veya geometrik bakımdan doğrusal olmayan bir sistemin davranışı eşdeğer bir doğrusal yani davranışı doğrusal olan sistemden bazı bakımlardan farklıdır.

Bunlar;

- Doğrusal olmayan bir sistem, doğrusal sisteme göre daha yumuşaktır. Bu nedenle görünür frekansı daha düşüktür.
- Doğrusal olmayan bir sistemde histeresis varsa sistemin titreşim enerjisinin bir kısmını bu histeresis nedeniyle kaybeder.

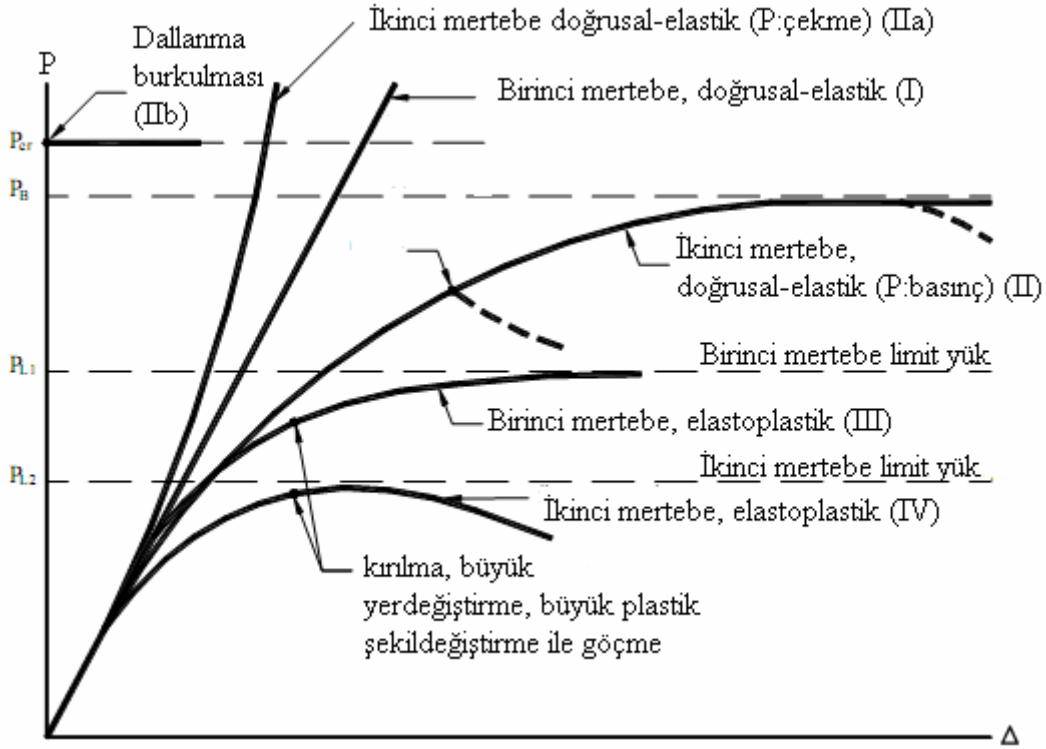
#### 2.2.4. Betonarme Bacaların Doğrusal Olmayan Davranışları

Düşey ve yatay yükler etkisindeki bir baca sisteminin doğrusal ve doğrusal olmayan teorilere göre hesabı ile elde edilen yük parametresi-yerdeğiştirme ( $P - \Delta$ ) bağıntıları Şekil 2.14'te şematik olarak gösterilmişlerdir.

Malzemenin sınırsız olarak doğrusal-elastik varsayıldığı bir baca sisteminin, artan dış yükler altında, birinci mertbe teorisine göre elde edilen davranışı şekildeki (I) doğrusu ile temsil edilmektedir. Geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisinin, başka bir ifadeyle, eksenel kuvvetlerden oluşan ikinci mertbe etkilerinin hesaba katıldığı ikinci mertbe teorisinde ise eksenel kuvvetin basınç ya da çekme olmasına göre farklı sistem davranışları ile karşılaşılabilir. Örneğin eksenel kuvvetin basınç olması halinde, (II) eğrisinden görüldüğü gibi, artan dış yüklerle daha hızla artan yerdeğiştirmeler karşı gelmektedir. Dış yüklerin şiddetini ifade eden yük parametresi artarak “doğrusal-elastik burkulma yükü” adı verilen bir  $P_B$  değerine eşit olunca yerdeğiştirmeler artarak sonsuza erişir ve sistem burkularak geçer. Bazı özel durumlarda, burkulmadan sonra, artan yerdeğiştirmelere azalan yük parametresi karşı gelebilir. Örneğin asma sistemler gibi eksenel kuvvetin çekme olduğu durumlarda ise şekilde (IIa) ile gösterilen ( $P - \Delta$ ) diyagramı pekleşen özellik gösterir. Yanal yük etkisinde olmayan ve bu nedenle burkulmadan önce şekil değiştirmeyen sistemlerde, yük parametresinin bir  $P_{cr}$  değerinde dallanma burkulması oluşur ve şekildeki (IIb) diyagramında görüldüğü gibi yerdeğiştirmeler birden artarak sonsuza erişir. Dallanma burkulmasına neden olan yüke “kritik yük” denilmektedir. Kritik yük genellikle burkulma yükünden biraz büyük ya da ona eşittir. Dallanma burkulması, bazı hallerde burkulmadan önce şekil değiştiren sistemlerde de oluşabilir, (II eğrisi).



Doğrusal olmayan bir malzemeden yapılmış sistemlerde, artan dış yükler ile birlikte iç kuvvetler de artarak bazı kesitlerde doğrusal-elastik sınırı aşmakta ve bu kesitler etrafında doğrusal olmayan (plastik) şekil değiştirmeler meydana gelmektedir. Doğrusal olmayan şekil değiştirmeler genel olarak sistem üzerinde sürekli olarak yayılmaktadır. Buna karşılık, kopma sırasındaki toplam şekil değiştirmelerin doğrusal şekil değiştirmelere oranının büyük olduğu sünek malzemeden yapılmış sistemlerde, doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin plastik mafsalları verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal-elastik davrandığı söylenebilir. Bu varsayım “plastik mafsalları hipotezi” olarak adlandırılmaktadır.



Şekil 2.14. Birinci ve ikinci mertebe teorilerine göre elde edilen yük-yerdeğiştirme eğrileri

plastik mafsalları hipotezinin esas alındığı bir baca sisteminin birinci mertebe teorisine göre hesabında (III eğrisi), oluşan plastik mafsallar nedeniyle sistemin bütününün ya da bir bölümünün mekanizma durumuna gelmesi taşıma gücünün sona geldiğini gösterir. Bu yük “birinci mertebe limit yük” adını alır.

Doğrusallığı bozan her iki etkinin birlikte göz önüne alınması durumunda, yani baca sisteminin ikinci merteye elastoplastik teoriye göre hesabı ile elde edilen  $(P-\Delta)$  diyagramı şekilde (IV) eğrisi ile gösterilmiştir. Bu diyagram ilk kritik kesitte doğrusal-elastik sınırın aşılmasına kadar (II) eğrisini izlemekte, daha sonra oluşan plastik şekil değiştirmeler nedeniyle yer değiştirmeler daha hızlı olarak artmaktadır. Plastik mafsallık hipotezinin esas alındığı baca sistemlerinde, dış yükler artarak bir  $P_{L2}$  sınır değerine eşit olunca, meydana gelen plastik mafsallar nedeniyle rijitliği azalan sistemin burkulma yükü dış yük parametresinin altına düşer, başka bir ifadeyle,  $(P-\Delta)$  diyagramında artan yer değiştirmelere azalan yükler karşı gelir. Sistemin stabilite yetersizliği sebebiyle taşıma gücünü yitirmesine neden olan bu yük parametresine “ikinci merteye limit yük” denilmektedir. Bazı hallerde dış yükler limit yüke erişmeden önce, meydana gelen büyük yer değiştirmeler, büyük plastik şekil değiştirmelere ile betonarme sistemlerde oluşan çatlaklar ve kırılma bacanın göçmesine sebep olabilmektedir.

### 2.2.5. Geometri Yönünden Doğrusal Olmayan Yapısal Çözümleme

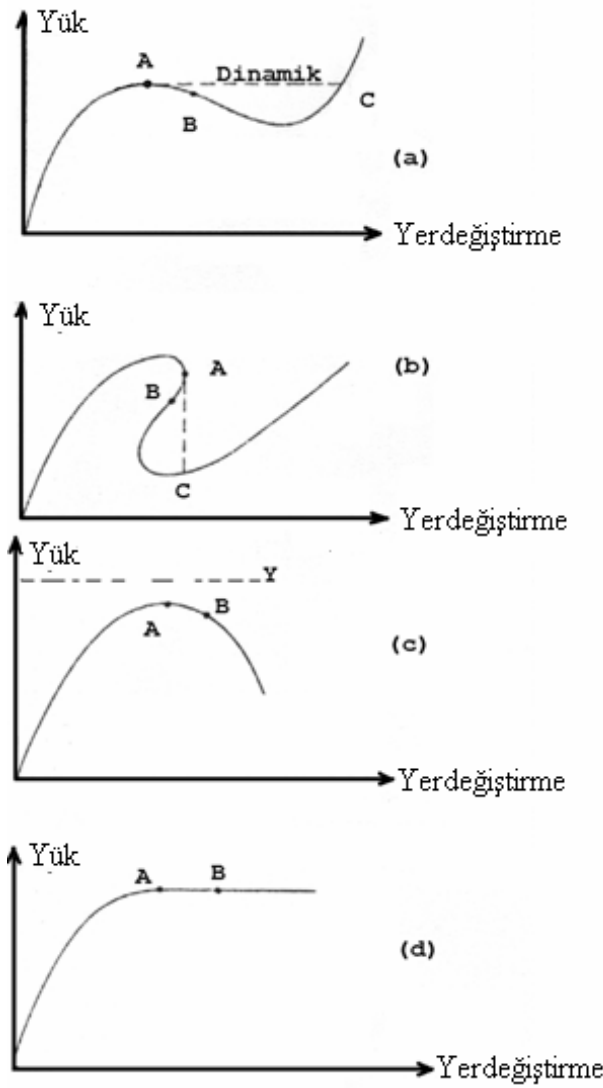
Doğrusal yapı problemlerinde yer değiştirmeler ve uç kuvvetler arasındaki ilişki  $[K] \cdot \{D\} = \{R\}$  şeklinde formüle edilmektedir. Burada,  $[K]$  doğrusal-elastik rijitlik matrisi,  $\{D\}$  yer değiştirme vektörü,  $\{R\}$  yük vektörüdür.

Geometri bakımından doğrusal olmayan problemler genel olarak büyük sehimleri ihtiva ederler. Bu tip problemlerde  $[K]$  rijitlik matrisi sabit değildir. Ve deforme olmuş geometri ile alakalı olarak ifade edilir. Geometri bakımından doğrusal olmayan problemlerde yük sehim eğrisini bulmak için üç ana izlek bulunmaktadır. Bunlar, doğrusal artımsal yöntemler, doğrusal olmayan artımsal yöntemler ve son olarak da direkt yöntemlerdir.

#### 2.2.5.1. Yük-Yer Değiştirme Eğrileri

Yapı analizinde genel olarak dört tip yük-sehim eğrisinden bahsetmek mümkündür. Şekil 2.13'te çeşitli yük-sehim eğrileri verilmiştir. Bu yük sehim eğrilerinden a, b, c ' de verilenler limit noktalara sahip eğrilerdir. a' da snap-through, b' de snap-back eğrileri

verilmiştir. Snap-through dinamik analizde, snap-back ise statik analizde ortaya çıkmaktadır. Burada a ve b atalet ve dinamik etkileri kapsamaktadır. Şekil 2.15.a' da yük kontrolü altında dinamik davranış, C noktası civarında küçük sönümlü salınımla kesik çizgiyi takip etmektedir. A' dan C' ye sürekli çizgi ise yük kontrolü altında dengesi sabit olmadığını gösterirken, yerdeğiştirme kontrolü altında stabil olduğunu gösterir. Şekil 2.15.b' de yerdeğiştirme kontrolü altında, dinamik davranış, statik olan fakat yeniden sabit olmayan eşdeğer sürekli çizgi ile A ve C arasında kesik çizgiyi takip etmekte veya dinamikte kesik çizgiyi takip etmektedir. Şekil 2.15.c' de göçme, Şekil 2.15.d' de ise malzeme akmasından dolayı duktıl göçme haline ait yük-sehim eğrileri verilmiştir.



Şekil 2.15 (a) Snap-Through, (b) Snap-Back, (c) Brittle-Colloypse, (d) Ductule-Colloypse'a göre yük sehim eğrileri [32].

### 2.2.5.2. Geometrik Olarak Doğrusal Olmama İlişkin Temel Bazı Kavramlar

Geometrik nonlinearite, aksenal kuvvetten dolayı meydana gelen sehimleri, deforme olmuş elemanın geometrisinin değişimini, büyük yerdeğişimleri, elemanlardaki doğrusal elastik şekildeğişirmeleri kapsar.

Elemanlarda ya da sistemde meydana gelen deformasyonlar küçük ise instabilite etkileri ihmal edilir. Böylece, aksenal kuvvet ile birlikte diğer kesit tesirlerine maruz elemanlarda, aksenal kuvvet ve kesit tesirleri arasındaki etkileşim ihmal edilir.

İnstabilite etkilerinin ihmal edildiği durumlarda kuvvetler ile yerdeğişirmeler arasındaki ilişkiyi ifade eden  $[K]$  matrisi sabit ve doğrusaldır. Eğer instabilite etkileri ihmal edilmiyorsa, diğer bir deyişle, yerdeğişirmeler büyük ise  $[K]$  doğrusal olmayan bir matristir. Doğrusal olmayan  $[K]$  matrisi, iki matristen meydana gelir.

$$[K_T] = [K_L] + [K_G] \quad (2.158)$$

Burada,  $[K_L]$  doğrusal davranış rijitlik matrisi,  $[K_G]$  ise geometrik rijitlik matrisi olarak adlandırılmaktadır. Denklem ile verilen  $[K_T]$  ise “Tanjant” rijitlik matrisi olarak adlandırılmaktadır.  $[K_T]$  matrisi, düğüm yüklerinin artımsal değerleri ile düğüm yerdeğişirmelerinin artımsal değerleri arasındaki ilişkiyi ifade eder. Malzemenin elastik ya da elastik olmaması durumuna göre, elastik tanjant rijitlik matrisi ya da elastik olmayan tanjant rijitlik matrisi olarak adlandırılmaktadır.

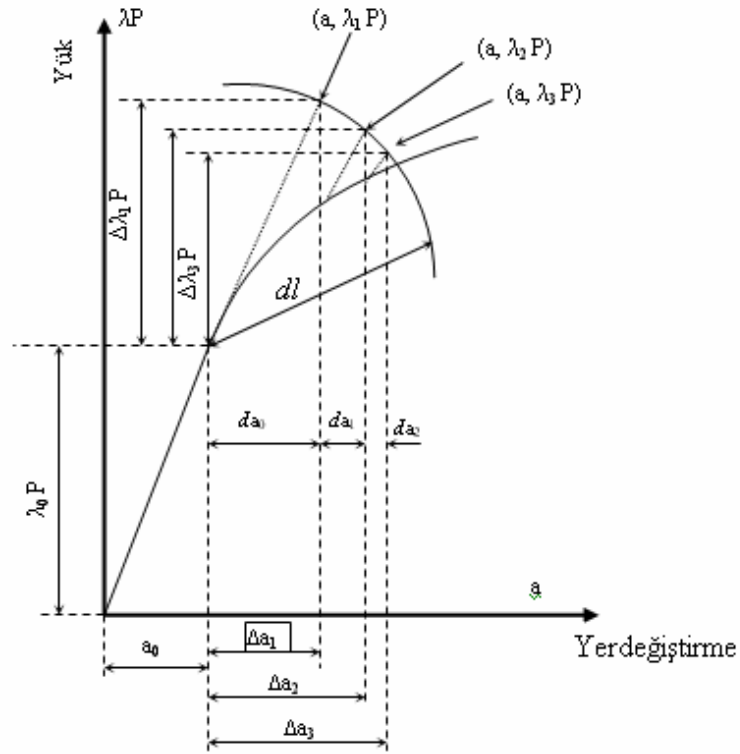
### 2.2.6. Doğrusal Olmayan Yük-Yerdeğiştirme Eğrisine Göre Çözüm

#### 2.2.6.1. Arc-Length Yöntemi

Bütün yapılar gerçekte limit nokta ötesinde bir davranış sergilerler. Newton-Raphson ve Değiştirilmiş Newton-Raphson yöntemleri yapıların doğrusal olmayan davranışında burkulma yükünün hesabında oldukça geniş bir uygulama alanına sahiptir. Fakat değişik Newton yaklaşımları tek başlarına, limit nokta civarındaki noktalarda çözümün sağlanmasında başarısız kalmaktadırlar. Yakın zamanlarda ilk önce Riks ve Wepner tarafından önerilen Arc-Length yöntemi, limit nokta civarında, Newton yöntemlerinin tek

başlarına kullanıldığı zamanki başarısızlığını ortadan kaldırmaktadır. Bu yöntem de yük parametresi de bilinmeyen yerdeğiştirmeler gibi değişken olarak alınmıştır. Sınırlama denklemi yerdeğiştirmeleri ve yükleri kapsayacak Arc-Length algoritmaları mevcuttur. Bu algoritmalarda sınırlama denkleminde yük terimi ihmal edilmemekte, yerdeğiştirmelerin ve yüklerin farklı büyüklükler de olduğu bilinmektedir. Bu Arc-Length algoritmaların hepsinde ölçek parametrelerinin otomatik hesabı esastır. Böylece, yük artımı için etkin yaklaşım sağlanmaktadır. Yöntem, M.N.R. prosedürü kullanılarak mevcut “sonlu eleman” standartları içine kolayca uyarlanabildiğinden Crisfield ve Ram tarafından son zamanlarda daha da cazip hale getirilmiştir. Arc-Length’e önem kazandıran neden, yük-yerdeğiştirme eğrisinde kullanılan sınırlama denkleminin yapısıdır.

Doğrusal olmayan analizde kullanılan artımsal metotlarda, bir diğer önemli husus ise yük artım adımlarının seçiminde ortaya çıkmaktadır. Bergan, CSP (Current Stiffness Parameters) önermektedir. Oysa Crisfield ve Ram, kullanıcı tarafında önceden belirlenmiş iterasyon sayısı ile ilgili yük adımında yakınsama için gerekli iterasyon sayısının oranlarına dayalı bir yaklaşımı esas almışlardır. Önceki yaklaşım, limit nokta civarında oldukça küçük yükleme adımında sonuca gitmektedir. Böylece yapının tam davranışı için çok sayıda yükleme adımı sayısına ihtiyaç vardır. Sonraki yaklaşım ise, bir adım için iterasyon sayısını artışını göz önüne alarak daha az yükleme adımı sayısını esas almaktadır. Yani birincisinde, adım miktarı küçük adım sayısı fazla, ikincisinde ise adım miktarı bir adıma göre bulunur. Ancak her adımda iterasyon sayısı fazladır. Genelde, doğrusal olmayan analizin değeri yük-yerdeğiştirme eğrisinde gerekli yük adımı sayısına bağlı olarak artar. Doğrusal olmayan yapı analizinin tam anlamıyla hassas olması için yük adımının otomatik hesaplanması gerekmektedir.



Şekil 2.16. Arc-Length Yöntemi'ne ilişkin şematik yük-yerdeğiştirme eğrisi üzerinde bazı gösterimler

Küresel Arc-Length Yöntemi: Arc-Length, yerdeğiştirmeler ve yük parametresi n+1 boyutlu küre denklemi olarak ifade edilir.

$$\left(\{\delta d\}^i\right)^T \cdot \{\delta P\}^i + \mu \cdot (k^i)^2 \{P\}^T \cdot \{P\} = \alpha l \quad (2.159)$$

Burada,  $\{\delta d\}^i$  i. ardışık yaklaşımda artımsal yük vektörü,  $k^i$  i. ardışık yaklaşımda yük parametresi,  $\{P\}$  sabit uygulanan yük parametresi,  $\alpha l$  mevcut adımdaki Arc-Length ve  $\mu$  ölçek parametresidir.

Denklem (2.159) incelenirse, N+1 boyutunda N boyutlu yerdeğiştirme ve yük parametresi ile oluşturulmuş Arc-length anlamı çıkarılabilir.

#### Arc-Length Yöntemi Algoritması:

- 1) Başlangıç için temel yük  $(\lambda_1^i)$  adımı seçilir.
- 2) i. adımda birinci ardışık yaklaşım için (j=1):

- a)  $[K]_0^i$  sistem rijitlik matrisi hazırlanır.
  - b) Denge denklemleri çözülür. (denk. 2.160.a) ( $i=1$  için genelleştirilmiş rijitlik parametresi (GSP) 1 alınır.  $i \geq 2$  için denklem (2.163) kullanılarak GSP belirlenir.
  - c)  $i \geq 2$  için denklem (2.164) kullanılarak  $(\lambda_1^i)$  hesaplanır.
  - d) GSP' nin işareti kontrol edilir. Eğer negatif ise  $(\lambda_1^i)$ , -1 ile çarpılarak yükün doğrultusu değiştirilir.
  - e) Denklem (2.161) kullanılarak yerdeğiştirmeler hesaplanır.
- 3) Daha sonraki adımlarda;
- a)  $\{R\}_{j-1}^i$  dengelenmiş dış kuvvet hesaplanır.
  - b) Opsiyonel olarak rijitlik matrisi güncelleştirilir.
  - c) Denklem (2.160.a) ve (2.160.b) kullanılarak yerdeğiştirmeler  $\{u_1\}_j^i$  ve  $\{u_2\}_j^i$  hesaplanır.
  - d) Denklem (2.162) kullanılarak yük artırımı  $(\lambda_j^i)$  hesaplanır.
  - e) Denklem (2.161) kullanılarak geçerli iterasyonlar için yerdeğiştirmeler  $\{u\}_j^i$  hesaplanır.
- 4) Eleman uç kuvvetleri, yükleme ve geometri güncelleştirilir.
  - 5) Aranılan doğruluk derecesine varıncaya kadar 3 ve 4. adımlar tekrar edilir.
  - 6) Eğer toplam yük, izin verilen maksimum değeri geçmemiş ise 2. adıma tekrar dönülerek işleme devam edilir.

$$[K]_{j-1}^i \cdot \{u_i\}_j^i = \{P\} \quad (2.160.a)$$

$$[K]_{j-1}^i \cdot \{u_2\}_j^i = \{R\}_{j-1}^i \quad (2.160.b)$$

$$\{u\}_j^i = \lambda_j^i \cdot \{u_1\}_j^i + \{u_2\}_j^i \quad (2.161)$$

$$\lambda_j^i = -\frac{\langle \mathbf{u}_1 \rangle_i^{i-1} \cdot \{\mathbf{u}_2\}_j^i}{\langle \mathbf{u}_1 \rangle_i^{i-1} \cdot \{\mathbf{u}_1\}_j^i} \quad (2.162)$$

$$\text{GSP} = \frac{\langle \mathbf{u}_1 \rangle_i^1 \cdot \{\mathbf{u}\}_1^1}{\langle \mathbf{u}_1 \rangle_i^{i-1} \cdot \{\mathbf{u}\}_1^i} \quad (2.163)$$

$$\lambda_1^i = \lambda_1^1 \cdot (\text{GSP})^{1/2} \quad (2.164)$$

### 2.2.6.2. Newton-Raphson Yöntemleri

Yapıların doğrusal olmayan çözümünde iteratif yöntem olarak çeşitli Newton-Raphson (NR) yöntemlerinden; Newton-Raphson, Modified Newton-Raphson (MNR), Full Newton-Raphson (FNR) ve Başlangıç Gerilme Yöntemlerinden (ISM) yöntemlerinden biri kullanılmaktadır. Denklem (2.165)'de doğrusal olmayan problemlerin iteratif formülasyonu verilmiştir. Denklem (2.166), denklem (2.165)'de yerine konulursa denklem (2.165) elde edilir.

$$[\mathbf{K}_T] \cdot \{\delta d\} = \{\mathbf{P}\} - \{\mathbf{F}\} \quad (2.165)$$

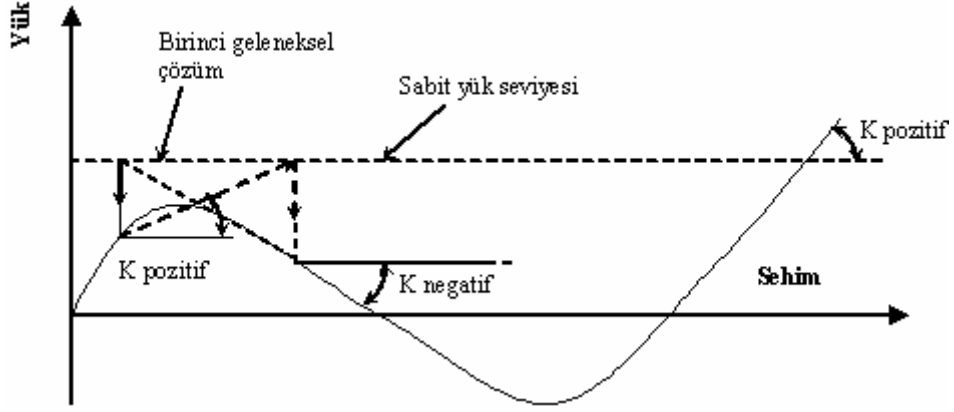
$$\{\mathbf{R}\} = \{\mathbf{P}\} - \{\mathbf{F}\} \quad (2.166)$$

$$[\mathbf{K}_T] \cdot \{\delta d\} = \{\mathbf{R}\} \quad (2.167)$$

Burada;  $[\mathbf{K}_T]$  Tanjant rijitlik matrisi,  $\{\mathbf{R}\}$  dengelenmemiş yük vektörü,  $\{\delta d\}$  yerdeğiştirme vektörü,  $\{\mathbf{P}\}$  dış kuvvet vektörü,  $\{\mathbf{F}\}$  uç kuvvet vektörünü göstermektedir.

Bu yöntemde başlangıç yerdeğiştirmesi  $\{d_0\}$  tahmin edilmekte ve  $[\mathbf{K}_T]$  matrisi her iterasyonda değişmektedir. Şekil 2.17'de artımsal ve iteratif yöntemde pozitif ve negatif tanjant rijitlikler gösterilmektedir.





Şekil 2.17. Yük-sehim eğrisi üzerinde pozitif ve negatif tanjant rijitliklerinin gösterilmesi [33].

İterativ tekniği kendisi tek nokta çözümü sağlar. Pratikte ise, yapının yük-yerdeğiştirme davranışı bir bütün izlenmek istenir. Bu nedenle artımsal ve iterativ çözüm aşamalarını bir arada kullanmak gerekir. İterativ / artımsal çözüm için denklem (2.168)'de görüldüğü gibi  $\{P\}$  dış yük vektörünün orantısal değeri kullanılmaktadır

$$[K_T] \cdot \{\delta d\} = \alpha \cdot \{P\} - \{F\} \quad (2.168)$$

Burada,  $\alpha$  yük parametresidir.

#### 2.2.6.2.1. Newton-Raphson Yöntemi

Newton-Raphson yöntemi, doğrusal olmayan problemlerin çözümünde en hızlı yakınsama işlemine sahiptir. Hızlı yakınsama, yakınsamanın gerçekte yalnızca quadratik olduğu durumdadır. Bu iterasyonda denklem (2.169) yaklaşık olarak aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\Psi_{(a_{n+1}^{i+1})} \approx \Psi_{(a_{n+1}^i)} + \left( \frac{\partial \Psi}{\partial a} \right)_{n+1}^i \cdot \delta a_n^i = 0 \quad (2.169)$$

$$\frac{\partial \psi}{\partial a} = \frac{\partial P}{\partial a} = K_T \quad (2.170)$$

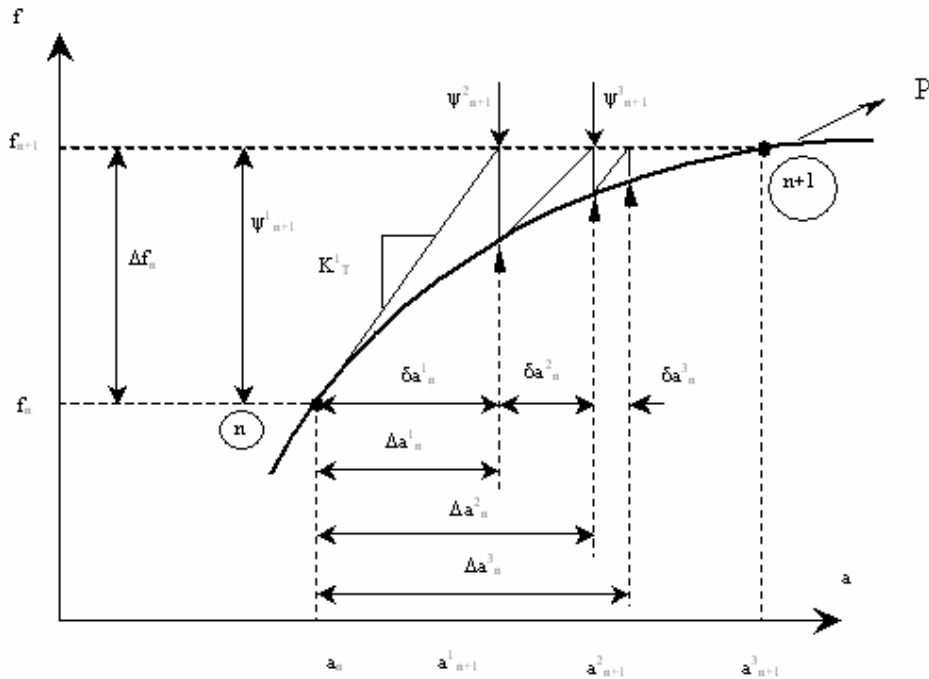
Burada iterasyon sayacı  $a_{n+1}^i = a_n$  den başlar ve denklem (2.170) tanjant doğrultusuna uygun bir jakoben matristir. Denklem (2.169) ile aşağıdaki iterasyon doğrulamaları elde edilir.

$$K_T^i \cdot \delta a_n^i = -\psi_{n+1}^i \quad (2.171)$$

$$\delta a_n^i = -\left(K_T^i\right)^{-1} \cdot \psi_{n+1}^i \quad (2.172)$$

Buradan da;

$$a_{n+1}^{i+1} = a_n + \Delta a_n^i + \delta a_n^i \quad (2.173)$$



Şekil 2.18. Newton-Raphson Yöntemi'ne ilişkin yük-sehim eğrisi ve şematik bazı bazı gösterimler [32].

$$\Delta a_n^i = \sum_{k=1}^i \delta a_n^k \quad (2.174)$$

Şekil 2.18, çok yakın bir yakınsamanın başarıldığı bir iterativ işlemi göstermektedir. Newton-Raphson Yöntemi hızlı yakınsamasına rağmen zahmetli ve elverişsiz olabilir. Bunun iki önemli sebebi vardır.

- 1) Yeni bir  $K_T$  matrisi biçimlendirmek ve yeniden çarpanlarına ayırmak, (her iterasyonda)
- 2) Bazı durumlarda elasto-plastiklik ile ilişkide bulunamaması. Örneğin  $K_T$  matrisi başlangıçta simetrik alınmasına rağmen daha sonra non-simetrik çözücülerin gerekli olmasıdır.

#### 2.2.6.2.2. Değiştirilmiş Newton-Raphson Yöntemi

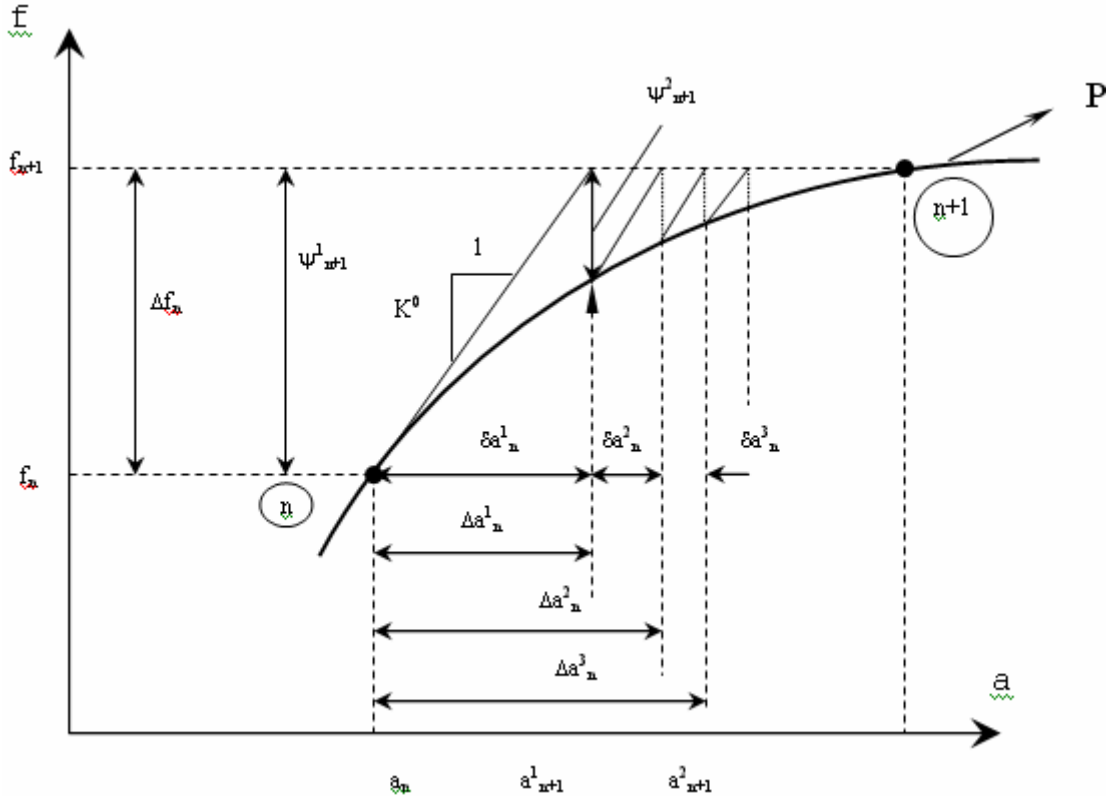
Bu yöntem zaruri olarak Newton-Raphson yöntemi ile birlikte bazı algoritmalar kullanır. Ancak değişebilir  $K_T^i$  matrisinin yerini bir sabit yaklaşım alır.

$$K_T^i \approx \overline{K_T} \quad (2.175)$$

Bu ifade denklem (2.171) de yerine konulursa denklem (2.176) elde edilir.

$$\delta a_n^i = -\overline{K_T}^{-1} \cdot \psi_{n+1}^i \quad (2.176)$$

Burada mümkün olabilir birçok seçim vardır. Örneğin  $\overline{K_T}$ , ilk ardışık yaklaşım  $K_T^1$  uygun matrisi olarak ya da daha önceki adımlara uygun olarak seçilebilir. Diğer bir deyişle, bu izlek daha yavaş yakınsayacak; fakat yukarıda bahsedilen sorunlar ortaya çıkmayacaktır. Bununla ilgili şekiller, Şekil 2.19 ve Şekil 2.20'de verilmektedir.



Şekil 2.19. Başlangıç tanjant problemi için Değiştirilmiş Newton-Raphson Yöntemi'ne ilişkin yük-sehim eğrisi ve şematik bazı gösterimler [32].

### 2.2.6.2.3. Başlangıç Gerilmeleri Yöntemi

$$\delta a_n^1 = -K_T^{-1} \cdot \psi_{n+1}^1 \quad (2.177)$$

Daha önce değinildiği gibi denklem (2.177) kurulabilir. Bu eşitlik ile Secant eğriliği bulunabilir.

$$\delta a_n^1 = (K_s^2)^{-1} \cdot (\psi_{n+1}^1 - \psi_{n+1}^2) \quad (2.178)$$

Bu secant eğriliği  $\delta a_n^2$  nin saptanması için denklem (2.171) tarafından kullanılabilir.

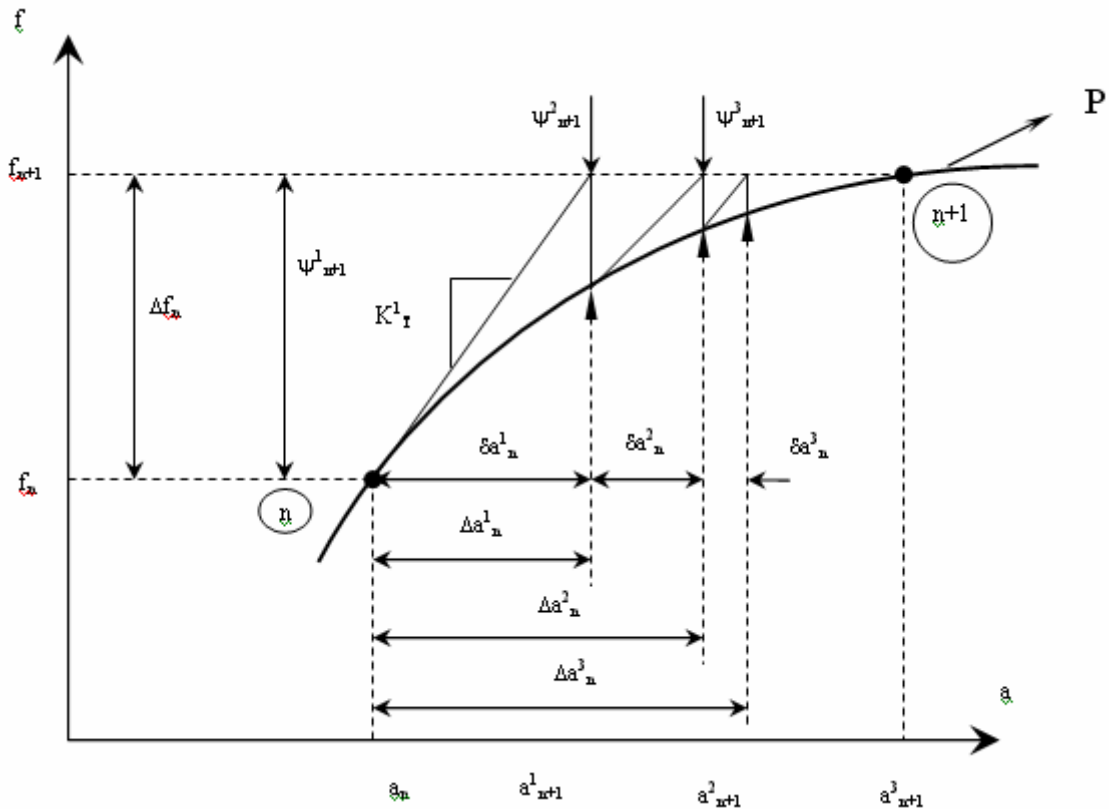
$$\delta a_n^2 = -(K_s^2)^{-1} \cdot \psi_{n+1}^2 \quad (2.179)$$

i değerinin birden büyük olduğu durumlar için denklem (2.179) yazılırsa;

$$\delta a^i = -\left(K_s^i\right)^{-1} \cdot \psi^i \quad (2.180)$$

$$\delta a^{i-1} = -\left(K_s^i\right)^{-1} \cdot \left(\psi^{i-1} - \psi^i\right) = -\left(K_s^i\right)^{-1} \cdot \gamma^{i-1} \quad (2.181)$$

denklemleri elde edilir.



Şekil 2.20. Artım içerisinde başlangıç tanjant problemi için Değiştirilmiş Newton-Raphson Yöntemi'ne ilişkin yük-sehim eğrisi ve şematik bazı gösterilimler [32].

Şekil 2.18'de gösterilen skaler sistem için  $K_s^1$  matrisinin belirlenmesi sıradan bir işlem olmakla birlikte görüldüğü gibi yakınsama Newton-Raphson yöntemi kadar hızlıdır.

Birinci dereceden daha büyük özgürlük derecesine sahip sistemler için  $K_s^1$  matrisinin belirlenmesi daha zordur ve gerçekte tek değildir.  $K_s^1$  matrisinin farklı birçok formunun denklem (2.181) ile ilişkisi tatmin edicidir ve beklenen birçok alternatifler pratikte uygulanabilirler. Bunların hepsi güncelleştirilmiş ve belirlenmiş matris ve onların terslerini

bir usul içerisinde kullanılmaktadır ki aynı şekilde denklem (2.181) çözümlenebilir. Bu gibi bazı güncelleştirmeler matris simetriğinin korunmasını sağlarken diğerleri yapamazlar. Tabi ki non-simetrik matris formlarının zorluğundan kaçınmak mümkündür.

Bu yöntem, BFGS (Broyden, Fletcher, Goldfarb ve Shannon) update ve DFB (Davidon, Fletcher ve Powell) update olarak da adlandırılmaktadır.

$$(\mathbf{K}^i)^{-1} = (\mathbf{I} + \mathbf{w}_i \cdot \mathbf{v}_T^i) \cdot (\mathbf{K}^{i-1})^{-1} \cdot (\mathbf{I} + \mathbf{w}_i \cdot \mathbf{v}_T^i) \quad (2.182)$$

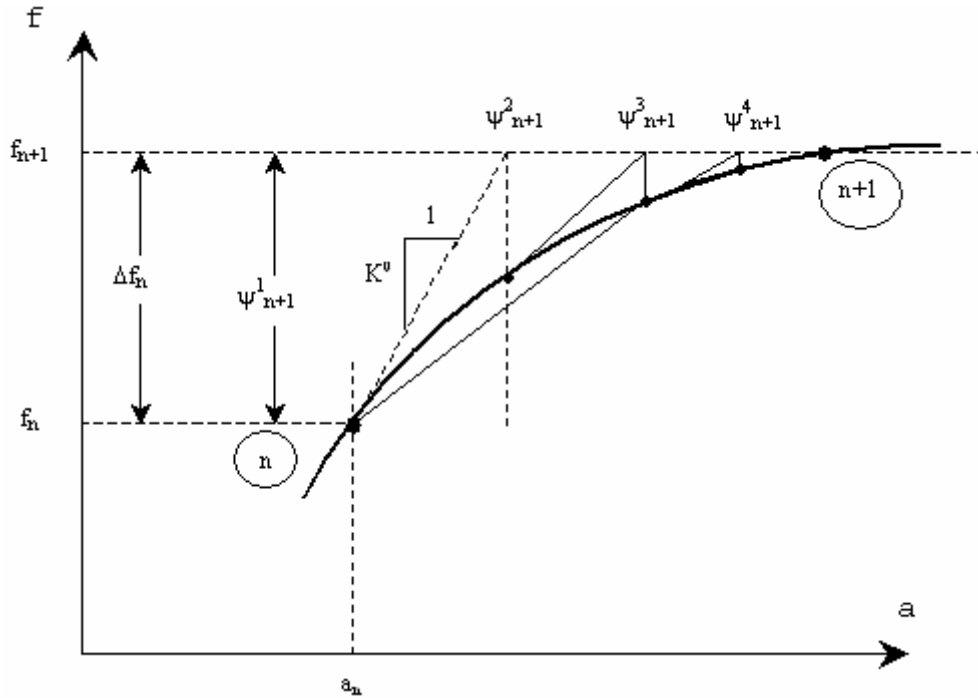
Burada, I kimlik matrisidir.

$$\mathbf{v}_i = \boldsymbol{\psi}^{i-1} \cdot \left[ 1 - \frac{(\delta \mathbf{a}^{i-1})^T \cdot \boldsymbol{\gamma}^{i-1}}{(\delta \mathbf{a}^i)^T \cdot \boldsymbol{\psi}^{i-1}} \right] - \boldsymbol{\psi}^i \quad (2.183.a)$$

$$\mathbf{w}_i = \frac{\delta \mathbf{a}^{i-1}}{\delta \mathbf{a}^{(i-1)T} \cdot \boldsymbol{\gamma}^{i-1}} \quad (2.183.b)$$

Denklem (2.182) simetrik matrisin korunmasını garanti eder. Güncelleştirme doğallığı matris seyrekliğinin korunmasını garanti etmez. Bu sebeple, orijinal seyrek matrisi  $\mathbf{K}_s^1$ 'in her ardışık yaklaşım adımında geri döndürülmesi ve önceki ardışık yaklaşımların hepsinde denklem (2.178)'in yeniden uygulanması gerekir. Bu da  $\mathbf{v}_i$  ve  $\mathbf{w}_i$  yer değiştirme vektörlerinin daha önceki bütün ardışık yaklaşımlar için ve çarpımlarının başarılı olması için zorunludur.

İterasyon sayısının değeri 5'den büyük olması durumunda güncelleştirmenin verimliliği, yeni başlayan instabiliteden dolayı azalmaktadır. Değişik izlekler genellikle önceki bazı güncelleştirmelerin atlanmasını içermektedir. Açık bir olasılık, önceki güncelleştirmelerin bütünü ihmal etmekte ve orijinal matrisi  $\mathbf{K}_s^1$ 'e genellikle geri dönmektedir. Böyle bir izlek Şekil 2.21'de gösterilmiştir. Burada yakınsamanın olması için önemsiz bir yavaşlama görülmektedir. Ancak daha önce karşılaşılmış stabilite zorluklarından kaçınılmış ve adım sayısı azaltılmıştır. Bu işlem genellikle Direkt İterasyon olarak bilinmektedir.



Şekil 2.21. Başlangıç Gerilme Yöntemi'ne ilişkin yük-sehim eğrisi ve şematik bazı gösterimler [32].

#### Newton-Raphson Algoritması:

- 1) Sistem geometrisi, malzeme özellikleri, sabit yükler ve sınır şartlar verilir.
- 2)  $\Delta\lambda$  yük artım değeri ve artım sayısı girilir.  $P=0$ ,  $N = N_0$  ve  $\lambda = 0$  atamaları yapılır.
- 3) Yük artırımını ile işleme devam edilir.
- 4) Yük vektöründen kaynaklı yerdeğiştirmeler, eleman uç kuvvetleri ve iç kuvvet vektörü hesaplanır.
- 5) Yeni yerdeğiştirmeler ile sistem geometrisi ve sistem rijitlik matrisi güncelleştirilir.
- 6) Dış kuvvet vektörü ile iç kuvvet vektörü arasındaki fark hesaplanır. Elde edilen fark yük vektörü sisteme yeniden yüklenerek 4. adıma tekrar dönülür. Bu işlem, yük vektörü ihmal edilebilir bir değere ulaşıncaya kadar devam eder.
- 7) 3. adımla işleme devam edilir.
- 8) Yük artırım sayısı bitince işlem sonlandırılır.

### 2.3. Baca Gövdasının Hesabı

Betonarme bacalarının tasarımı, 1960'lı yılların ortalarına kadar farklı yönetmeliklerde taşıma gücü kavramı yer almasına rağmen, 1980'li yılların ortalarına kadar emniyet gerilmesi yöntemine dayanılarak yapılmaktaydı. Yüksek kule gibi yapıların emniyeti için taşıma gücü yöntemi oldukça önemli olmasına rağmen, baca gibi yapıların tasarımı, uzun yıllar tasarımcılar tarafından emniyet gerilmeleri yöntemine göre yapılmış olması gerçekten şaşırtıcı olmuştur.

Eksenel yük, baca gibi yapılarda büyük bir etki oluşturmamaktadır. Ancak eğilme momentindeki çok küçük bir artış, donatıdaki çekme gerilmesinde oldukça büyük artışlara neden olmaktadır. Buradan da ortaya çıkmaktadır ki, emniyet gerilmeleri yöntemine göre hesaplanan kesit alanı, yük etkisinin çok küçük bir artışıyla zayıflayabilmektedir. Bu nedendir ki, uluslararası birçok yönetmelik ( ACI 307/98, CICIND 2001 ve DIN 1056) emniyet gerilmesi yönteminden vazgeçerek taşıma gücü yöntemine geçmişlerdir. Biz de bu çalışmada ACI 307/98 ve Pinfold' a göre hesap ilkeleri üzerinde duracağız.

Betonarme yapıların hepsinde olduğu gibi betonarme bacalarda da iki sınır durum mevcuttur. Bunlar, taşıma gücü ve kullanılabilirlik sınır durumlarıdır [3]. Bir bacada taşıma gücünü;

- 1) Yapının devrilmesi,
- 2) Kesitlerin maksimum dayanım kapasitesine erişmesi oluşturmaktadır [34].

Kullanılabilirlik sınır durumunu ise;

- 1) Yapının dayanıklılığını azaltabilen ya da yapı elemanlarının görünüşünü etkileyen ve aşırı çatlama içerir yerel zararlar,
- 2) yapısal ya da yapısal olmayan elemanların görünüşünü ve bu elemanların yararlılık durumlarını etkileyen kabul edilemez şekil değişiklikleri içermektedir [34].

Nihai yüklerin belirlenmesine yönelik yönetmeliklerde belirtilen birçok yöntem vardır. Bu yöntemler, betonu basınç olarak gerilme ve şekil değiştirme eğrisini temsil etmesi için kullanılan modele göre, bazı farklılıklar gösterirler. Bu normal kuvvet ile taşıma gücü momentinin etkileşimi dışmerkezlikler için genel olarak kesit içine düşen tarafsız eksenin yeriyle ilgilidir. Bu durumun belirlenmesi amacıyla aşağıda, kabul edilen bazı kabuller vardır [4]. Bunlar;

- 1) Kesit alanları eğilmeden sonra da düzlem kalır. Bu olay kesit alanlarının lineer bir şekil değiştirme dağılımını gösterdiği anlamına gelmektedir.



2) Nihai lif gerilmesi, beton kabuğun merkezinden geçen düzlem boyunca hesaplanır. Bütün gerilmelerin temsili olarak ortalama yarıçap alınır.

3) Düşey donatı, ortalama yarıçaptan geçtiği varsayılan eşdeğer çelik bir çelik halka olarak alınır.

4) Donatının gerilme ve şekil değiştirme ilişkisi elasto-plastik ve basıncın özdeş olduğu kabul edilir.

5) Betondaki çekme gerilmesi ihmal edilir. Çekme bölgesindeki betonu tamamen çatlattığı kabul edilir.

### 2.3.1. ACI 307/98 Yönetmeliğine Göre

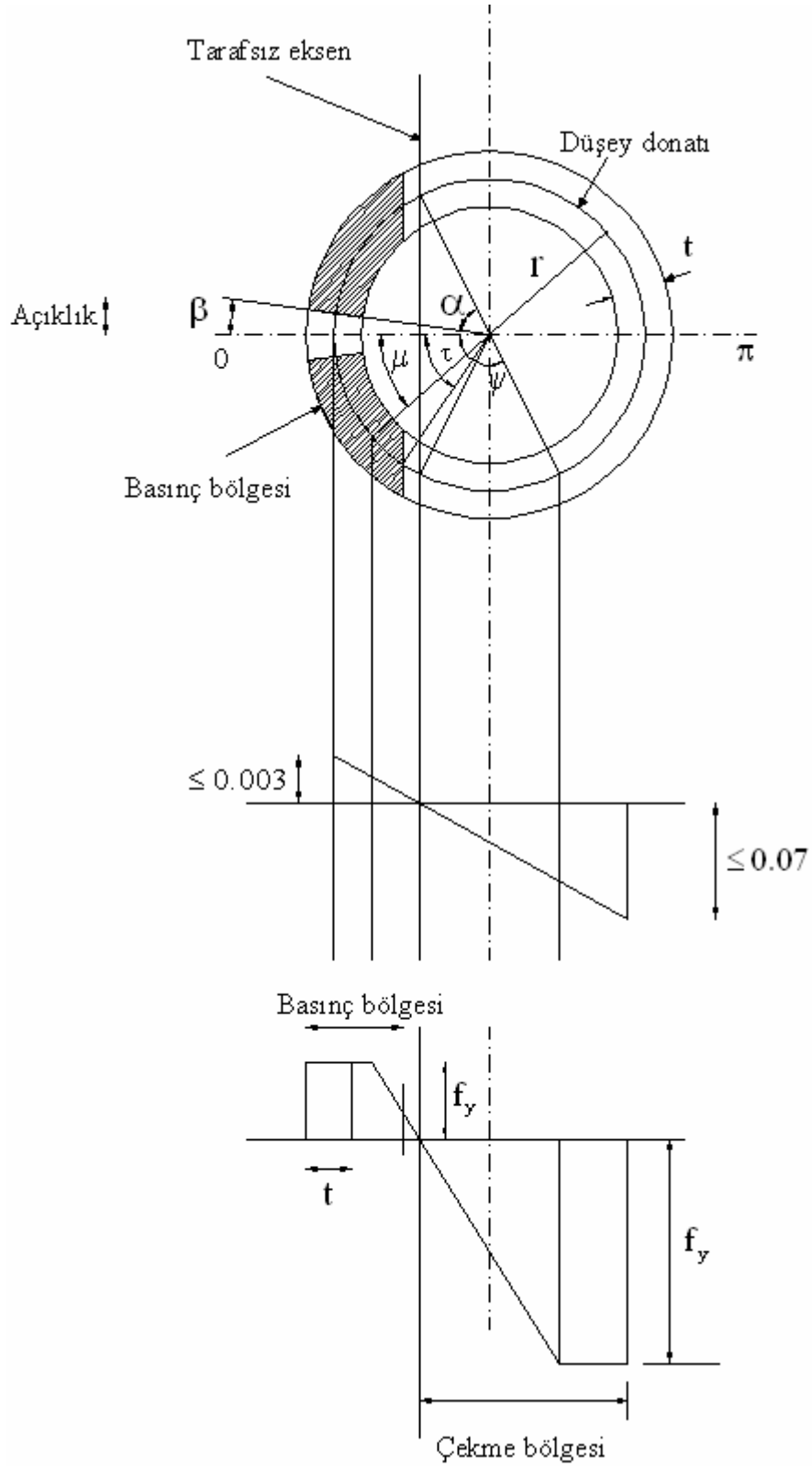
Gerekli dayanım: G bacada oluşacak sabit yükleri, W rüzgâr yüklerini, T normal sıcaklık yüklerini, E deprem yüklerini göstermek üzere gerekli olan düşey dayanım  $U_v$  aşağıdaki yüklerin en büyüğü olacaktır.

$$U_v = 1,4G \quad (2.184)$$

$$U_v = 1,1G + 1,4T + 1,3W^* \quad (2.185)$$

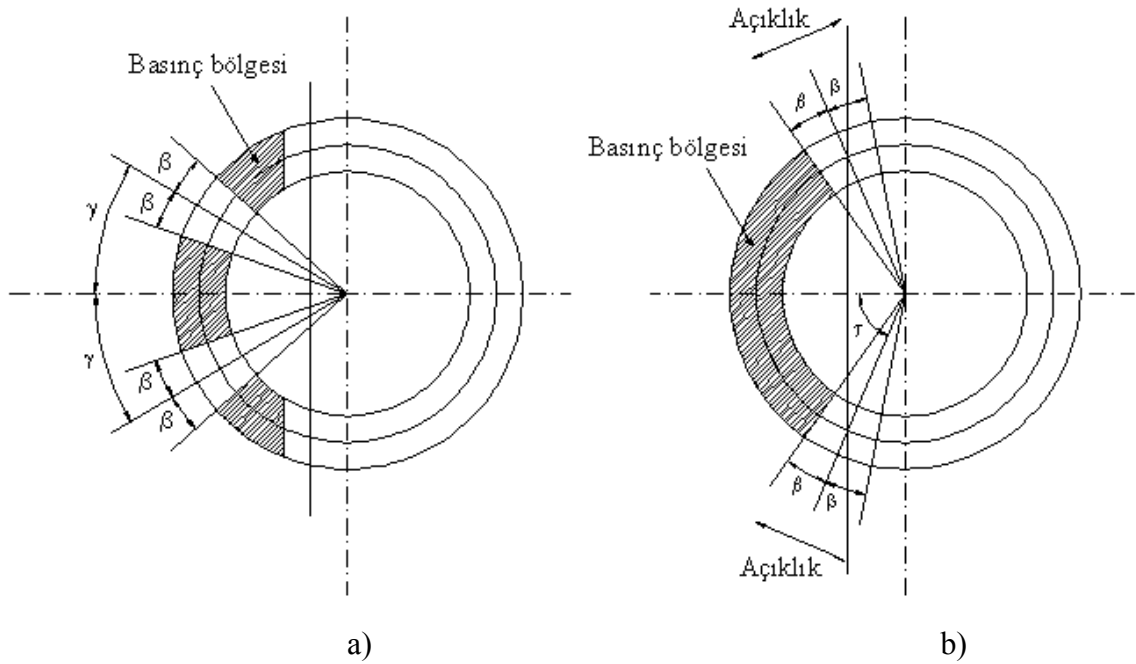
$$U_v = 0,9G + 1,4T + 1,3W^* \quad (2.186)$$

\* işaretinin bulunduğu yerde, rüzgar yükleri yerine deprem yükleri kullanıldığı zaman deprem yükleri 1,1E ile çarpılacaktır.



Şekil 2.22. Bacaya ilişkin halka kesit de şekildeğiştirme ve gerilme dağılımı [35].

Dairesel halka kesitli baca kabuğunda düşey dayanım için anma moment dayanımının hesabı: Anma moment ( $M_n$ ) değerinin hesaplanmasında yukarıda Şekil 2.22 ve aşağıdaki Şekil 2.23'ten yararlanılarak aşağıdaki denklemler yardımıyla bulunabilmektedir.



Şekil 2.23. Açıklıkları basınç bölgesinde (a) ve çekme bölgesinde (b) olan simetrik iki açıklıklı halka kesitler [35].

$P_u$  artırılmış düşey yükü,  $r$  kesitin ortalama yarıçapını,  $t$  kesitin kalınlığını,  $f_{ck}$  betonun karakteristik basınç dayanımı;  $Q'$ ,  $Q_1$ ,  $Q_2$ ,  $Q_3$ ,  $R$ ,  $K$ ,  $K_1$ ,  $K_2$  ve  $K_3$  nominal moment dayanım parametrelerini,  $Q$  gerilme yüzeyi düzeltme parametresini,  $E_s$  donatının elastisite modülünü,  $f_{yk}$  donatının akma dayanımını,  $\varepsilon_{cu}$  betonun maksimum ezilme şekil değiştirmesi,  $\omega_t = \frac{\rho_t \cdot f_{yk}}{f_{ck}}$  oranını,  $\rho_t$  düşey donatı oranını,  $\alpha$  tarafsız eksenle çevrili merkez açısının yarısını,  $\beta$  açıklık açısının yarısını,  $K_e = \frac{E_s}{f_{yk}}$  oranını ve  $M_U$  artırılmış momenti göstermek üzere;

$$\frac{P_u}{r \cdot t \cdot f_{ck}} = K_1 = 1,7 \cdot Q \cdot \lambda + 2 \cdot \varepsilon_{cu} \cdot K_e \cdot \omega_t \cdot Q_1 + 2 \cdot \omega_t \cdot \lambda_1 \quad (2.187)$$

$$\lambda = \tau - n_1 \cdot \beta \quad (\text{radyan}) \quad (2.188)$$

şeklinde bulunur. Ayrıca;

$$Q_1 = \frac{\sin \psi - \sin \mu - (\psi - \mu) \cdot \cos \alpha}{1 - \cos \alpha} \quad (2.189)$$

$$\lambda_1 = \psi + \mu - \pi \quad (\text{radyan}) \quad (2.190)$$

$$\cos \tau = 1 - \beta_1 \cdot (1 - \cos \alpha) \quad (2.191)$$

$$\cos \psi = \cos \alpha - \left( \frac{1 - \cos \alpha}{\varepsilon_{cu}} \right) \cdot \left( \frac{f_{yk}}{E_s} \right) \geq -1.0 \quad (2.192)$$

$$\cos \mu = \cos \alpha + \left( \frac{1 - \cos \alpha}{\varepsilon_{cu}} \right) \cdot \left( \frac{f_{yk}}{E_s} \right) \leq 1.0 \quad (2.193)$$

yukarıdaki  $\psi$ ,  $\mu$ ,  $\tau$  açıları Şekil 2.23'te gösterilmiştir.  $\beta_1$  değeri  $f_{ck} \leq 27500 \text{ kN/m}^2$  için 0.85 alınır. Aksi halde  $0.85 - 0.05(f_{ck} - 27500)/6875 \geq 0.65$  alınmalıdır.

$$\varepsilon_{cu} = 0.07 \cdot (1 - \cos \alpha) / (1 + \cos \alpha) \leq 0.003 \quad (2.194)$$

$M_n$ , nominal moment değeri olmak üzere;

$$\frac{M_n}{P_u \cdot r} = K_3 = \cos \alpha + \frac{K_2}{K_1}, \quad M_n = P_u \cdot r \cdot K_3 \quad (2.195)$$

$$K_2 = 1,7 \cdot Q \cdot R + \varepsilon_{cu} \cdot K_e \cdot \omega_t \cdot Q_2 + 2 \cdot \omega_t \cdot K \quad (2.196)$$

$\alpha \leq 5$  derece için;

$$Q = (-0.523 + 0.181.\alpha - 0.0154.\alpha^2) + (41.3 - 13.2.\alpha + 1.32.\alpha^2) \cdot \left(\frac{t}{r}\right) \quad (2.197.a)$$

$5 < \alpha \leq 10$  derece için;

$$Q = (-0.154 + 0.01773.\alpha - 0.00249.\alpha^2) + (16.42 - 1.980.\alpha + 0.0674.\alpha^2) \cdot \left(\frac{t}{r}\right) \quad (2.197.b)$$

$\alpha \leq 5$   $10 < \alpha \leq 17$  derece için;

$$Q = (-0.488 + 0.076.\alpha) + (9.758 - 0.640.\alpha) \cdot \left(\frac{t}{r}\right) \quad (2.197.c)$$

$17 < \alpha \leq 25$  derece için;

$$Q = (-1.345 + 0.2018.\alpha - 0.004434.\alpha^2) + (15.83 - 1.676.\alpha + 0.03994.\alpha^2) \cdot \left(\frac{t}{r}\right) \quad (2.197.d)$$

$25 < \alpha \leq 35$  derece için;

$$Q = (0.993 - 0.00258.\alpha) + (-3.270 + 0.0862.\alpha) \cdot \left(\frac{t}{r}\right) \quad (2.197.e)$$

$\alpha > 35$  derece için;  $Q=0.89$

değerlerini almaktadır.

$$Q_2 = \frac{\left[ (\psi - \mu) \cdot (1 + 2 \cdot \cos^2 \alpha) + \left(\frac{1}{2}\right) \cdot (4 \cdot \sin 2\alpha + \sin 2\psi) - 4 \cdot \cos(\sin \alpha + \sin \psi - \sin \mu) \right]}{(1 - \cos \alpha)} \quad (2.198)$$

$$K = \sin \psi + \sin \mu + (\pi - \psi - \mu) \cdot \cos \alpha \quad (2.199)$$

$$R = \sin \tau - (\tau - n_1 \cdot \beta) \cdot \cos \alpha - \left( \frac{n_1}{2} \right) \cdot [\sin(\gamma + \beta) - \sin(\gamma - \beta)] \quad (2.200)$$

denklemleri elde edilir.

Betonarme bacada herhangi bir boşluk yok ise  $n_1 = \gamma = \beta = 0$  alınır. Eğer basınç bölgesinde bir boşluk var ise  $n_1 = 1$  ve  $\gamma = 0$  alınır. Basınç bölgesinde iki açıklık var ise  $n=2$  alınır.

- Çekme bölgesindeki açıklıklarda betonun çekme dayanımı ihmal edilir. Boşluklar ile kesilen donatı çubukları boşluk kenarlarına yerleştirilmelidir.
- Boşluk açısının yarısı olan  $\beta$  açısı 30 dereceyi aşmamalıdır.

Betonarme baca kabuğu hesap adımları: Problemlerde  $r, t, f_c, \beta, \gamma, P_u, M_u$  ve açıklık (boşluk) sayısı bellidir. Bu bilinenlere göre aşağıda adım sırası verilmektedir.

- 1) Düşey donatı oranı  $\rho_t$  için bir değer tahmini yapılır.
- 2) Deneme yanılma yöntemiyle  $\alpha$  açısı belirlenir.
- 3) Bulunan  $\alpha$  açısı denklem (2.195)'de yerine konularak  $M_n$  değeri bulunur.
- 4) Eğer  $0,7.M_n < M_u$  ise  $\rho_t$  artırılır  
 $M_n > M_u$  ise  $\rho_t$  değeri azaltılır.
- 5) Dördüncü adımda  $0,7.M_n = M_u$  olana kadar ikinci adım tekrarlanır.

Sıcaklık etkilerinin olduğu yük kombinezonlarında  $f_{yk}$  ve  $f_{ck}$  yerine sırasıyla;

$$f_{yk}'(v) = f_{yk} - \frac{1.4}{1 + \gamma_1} \cdot (f_{STV} - \gamma_1 \cdot f_{STV}'') \quad (2.201)$$

$$f_{ck}''(v) = f_{ck} - 1.4 \cdot f_{CTV}'' \quad (2.202)$$

değerleri kullanılır. Burada  $f_{CTV}''$  sıcaklıktan dolayı betondaki maksimum düşey gerilmeyi,  $f_{STV}''$  sıcaklıktan dolayı donatıdaki maksimum düşey gerilmedir. Buradaki  $\gamma_1, f_{STV}, f_{STV}''$  ve

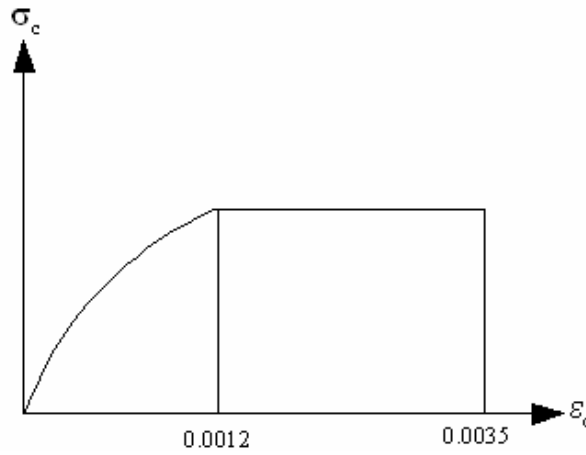
$f_{CTV}''$  ACI 307/98 yönetmeliği için sıcaklıktan dolayı meydana gelen gerilmeler bölümünde belirtilen değerlerdir.

### 2.3.2. Pinfold Yöntemiyle

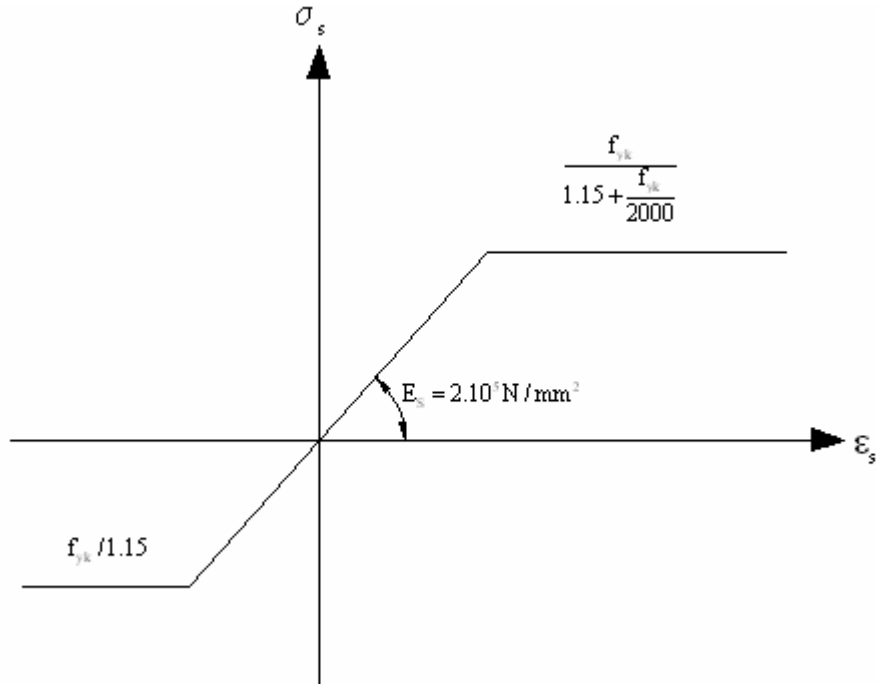
Rüzgâr ve deprem yüklerinden dolayı baca kabuğunda meydana gelen eksenel yük ve eğilme momenti etkilerini hesaplamak için Pinfold, baca kabuğunun halka kesitli olduğunu kabul ederek İngiliz Betonarme Yönetmeliği'ne göre hesap yapmaktadır.

Buradaki hesap bileşik eğilme etkisindeki bir halka kesitin taşıma gücüne göre yapılmaktadır. Buradaki hesapların elde edilmesinde aşağıdaki kabuller yapılmaktadır.

- 1) Kesitteki birim şekil değiştirme diyagramının şekli doğrusaldır.
- 2) Cidar kalınlığı kesit çapına göre küçüktür.
- 3) Çekme bölgesindeki betonun kesit dayanımına katkısı vardır.
- 4) Basınç bölgesindeki donatının kesit dayanımına katkısı vardır.
- 5) Betonun maksimum kısalmasının değeri 0,0035'dir.
- 6) Beton ve donatının gerilme- şekil değiştirme diyagramları aşağıdaki Şekil 2.24 ve Şekil 2.25'teki gibidir.



Şekil 2.24. Betonun parabol-dikdörtgen tasarım gerilme ve şekil değiştirme diyagramı



Şekil 2.25. Donatının tasarım gerilme ve şekil değiştirme diyagramı [5].

Bu kabullere göre baca kesitinde beton ve donatıdaki gerilme- şekil değiştirme diyagramları ve birim şekil değiştirme diyagramı Şekil 2.26'da gösterilmektedir.

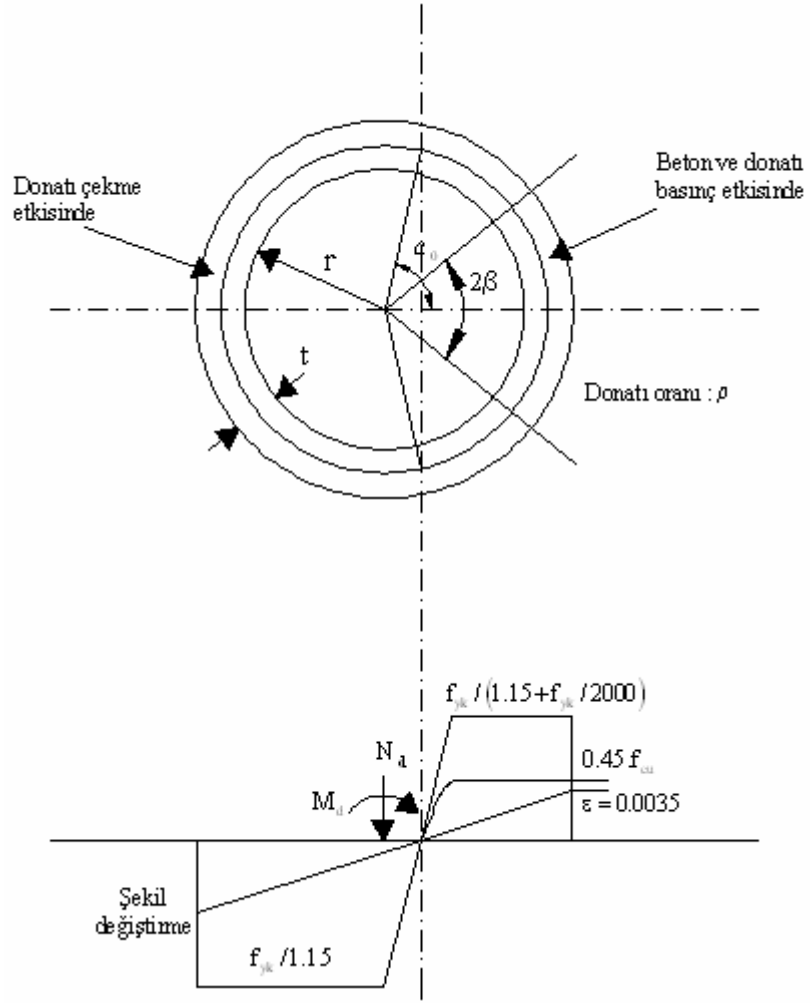
Bir aılıklı dairesel halka kesitli betonarme bacanın, halka kesitlerinin taşıma gücünü momentini bulmak için aşağıdaki formülden yararlanılır. Burada  $f_{cu}$  nihai beton kp basınç dayanımı,  $\rho$  donatı oranını,  $f_{yk}$  donatının akma dayanımını,  $t$  cidar kalınlığını,  $r$  ortalama kesit yarıçapını,  $\beta$  merkez açıklık açısının yarısını,  $N_r$  bacanın merkezi taşıma gücü aksenal yükünü,  $M_r$  direnme momentini göstermek üzere;

$$N_r = 2 \cdot (\pi - \beta) \cdot r \cdot t \cdot (0.45 \cdot f_{cu} + \rho \cdot f_{yk}) \quad (2.203)$$

$$M_r = - \int_{-\beta}^{+\beta} (0.45 \cdot f_{cu} + \rho \cdot f_{yk}) \cdot t \cdot r^2 \cdot \cos \phi \cdot d\phi = -2 \cdot (0.45 \cdot f_{cu} + \rho \cdot f_{yk}) \cdot t \cdot r^2 \cdot \sin \beta, \quad \phi < \beta \quad (2.204)$$

formülleri yazılabilir [5].





Şekil 2.26. Taşıma gücüne erişmiş bir kesitte şekildeğiştirme ve gerilme dağılımları [5].

Pinfold, kesit tasarımını yaparken tarafsız eksenin kesitin içinde ve kesitin dışında (ya da teğet) olmasına göre iki konum için yapmaktadır.

a) Tarafsız eksenin kesitin içinde olması hali ( $\alpha_0 < 180^\circ$ ): Bu durumda, kesitin ağırlık merkezine etkidiği kabul edilen  $N_d$  ve  $M_d$  hesap kesit kuvvetleri sırasıyla aşağıdaki parametrelerin fonksiyonu olarak elde edilmektedir.

$$N_d = f(f_{cu}, t, r, \rho, \beta, \alpha_0, f_{yk}) \quad (2.205)$$

$$M_d = f(f_{cu}, t, r, \rho, \beta, \alpha_0, f_{yk}) \quad (2.206)$$

Yukarıdaki fonksiyonlardan boyutsuz parametrelere geçilirse;

$$n = \frac{N_d}{f_{cu} \cdot t \cdot r} \quad (2.207)$$

$$m = \frac{M_d}{f_{cu} \cdot t \cdot r^2} \quad (2.208)$$

bağıntıları elde edilir. Bu bağıntılardan faydalanarak her  $2\beta$  ve  $f_{yk}$  değeri için n ve m değerlerine bağlı olarak  $\rho/f_{cu}$  değişimlerini gösteren abaklar Şekil (2.27-2.35)'te verilmektedir [5].

b) Tarafsız eksenin kesitin dışında olması hali ( $\alpha_0 \geq 180^\circ$ ): Bu durum için kesitteki gerilme dağılışının eşit yayılı olduğu varsayılmakta ve hesap eksenel basınca göre yapılmaktadır.

Yatay doğrultuda ovalizasyon etkileri ile sıcaklık etkileri birbirleriyle süperpoze olduğundan sıcaklık etkilerini ihmal etmek doğru olmamaktadır. Bunun sebebi, sıcaklık değişimi ile cidarda oluşan gerilmeler etkili bir eğilme momenti oluşturmaktadır.

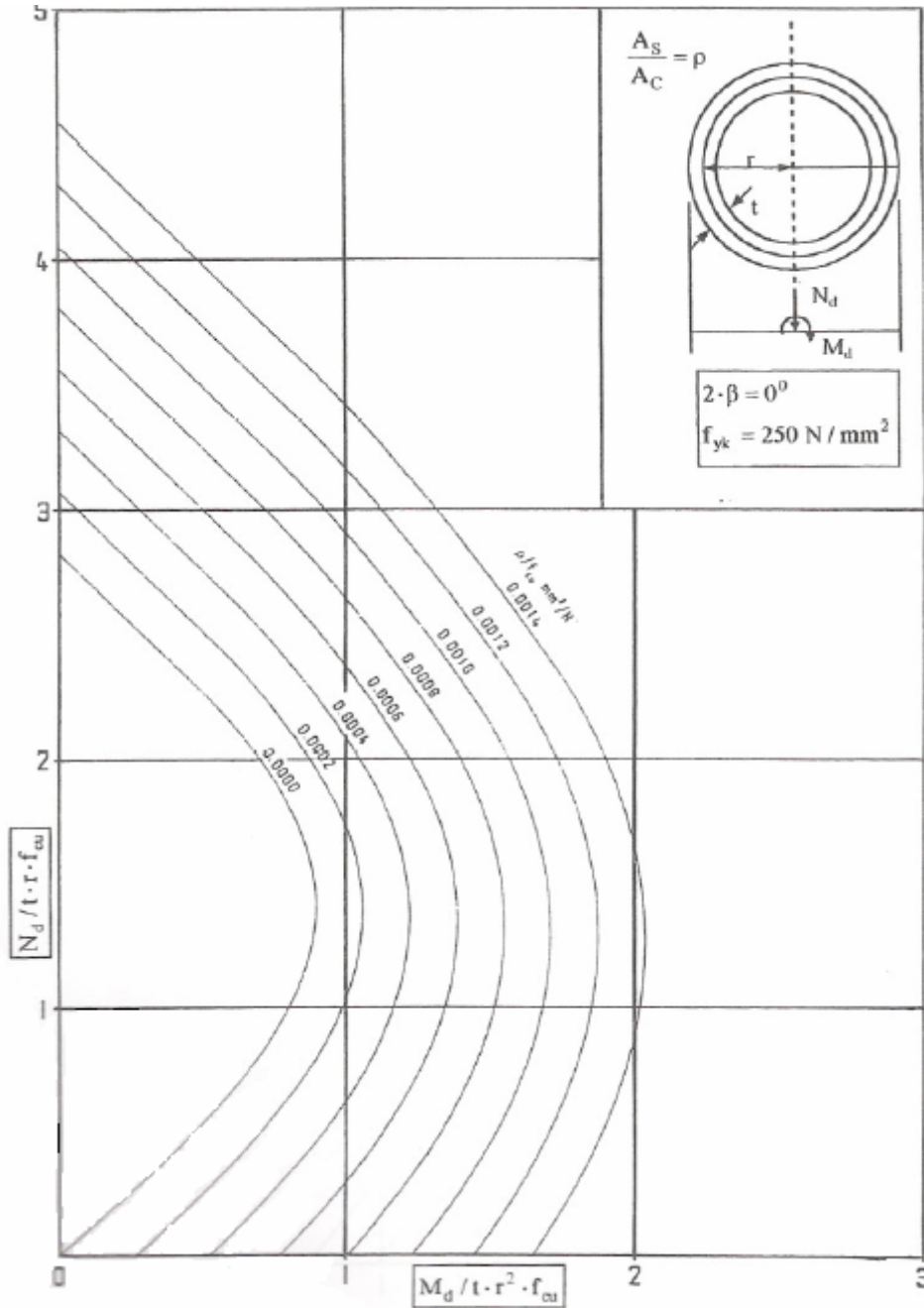
$\gamma_w$  rüzgar için,  $\gamma_t$  sıcaklık için,  $\gamma_{wt}$  rüzgar ve sıcaklığın ortak etkisi için yük etkisi katsayılarını,  $m_w$  ovallik momentini,  $m_t$  sıcaklıktan doğan momenti göstermek üzere; Hesap momenti  $m_d$  aşağıdaki değerlerin büyüğü olarak dikkate alınır.

$$m_d \geq \begin{cases} \gamma_w \cdot m_w \\ \gamma_t \cdot m_t \\ \gamma_{wt} \cdot (m_w + m_t) \end{cases} \quad (2.209)$$

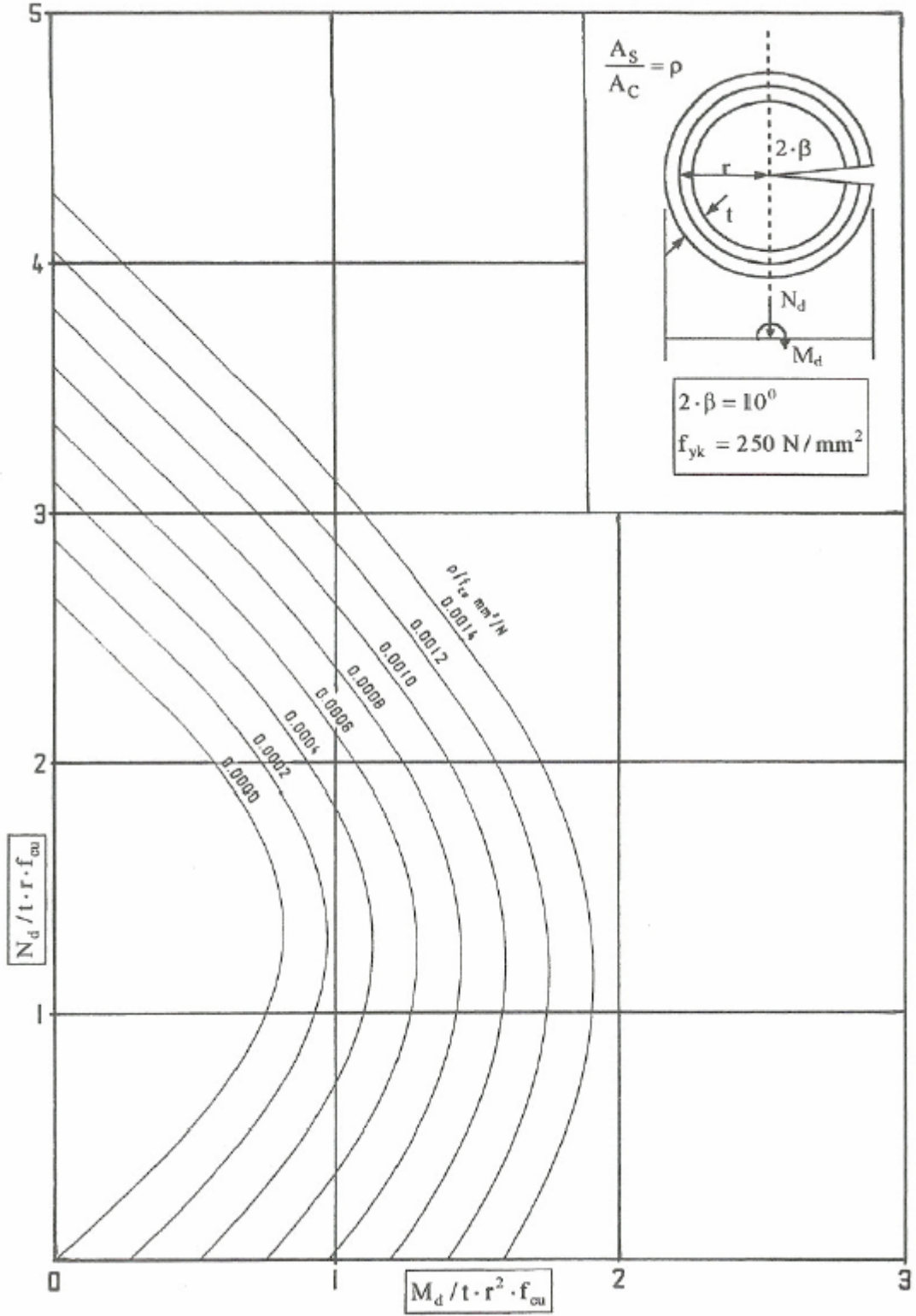
Hesap momentinin en fazla cidarın direnme momentine ( $M_r$ ) eşit olacağı açıktır.  $\rho_1$  enine donatı oranını, d faydalı yüksekliği (a.t),  $T_c$  cidarın iç ve dış yüzeyi arasındaki sıcaklık farkını ve  $T'_c = T_c \cdot d / t$  sıcaklık farkı olmak üzere,

$$m_t \cong \rho_1 \cdot T'_c \cdot d^2 \quad (2.210)$$

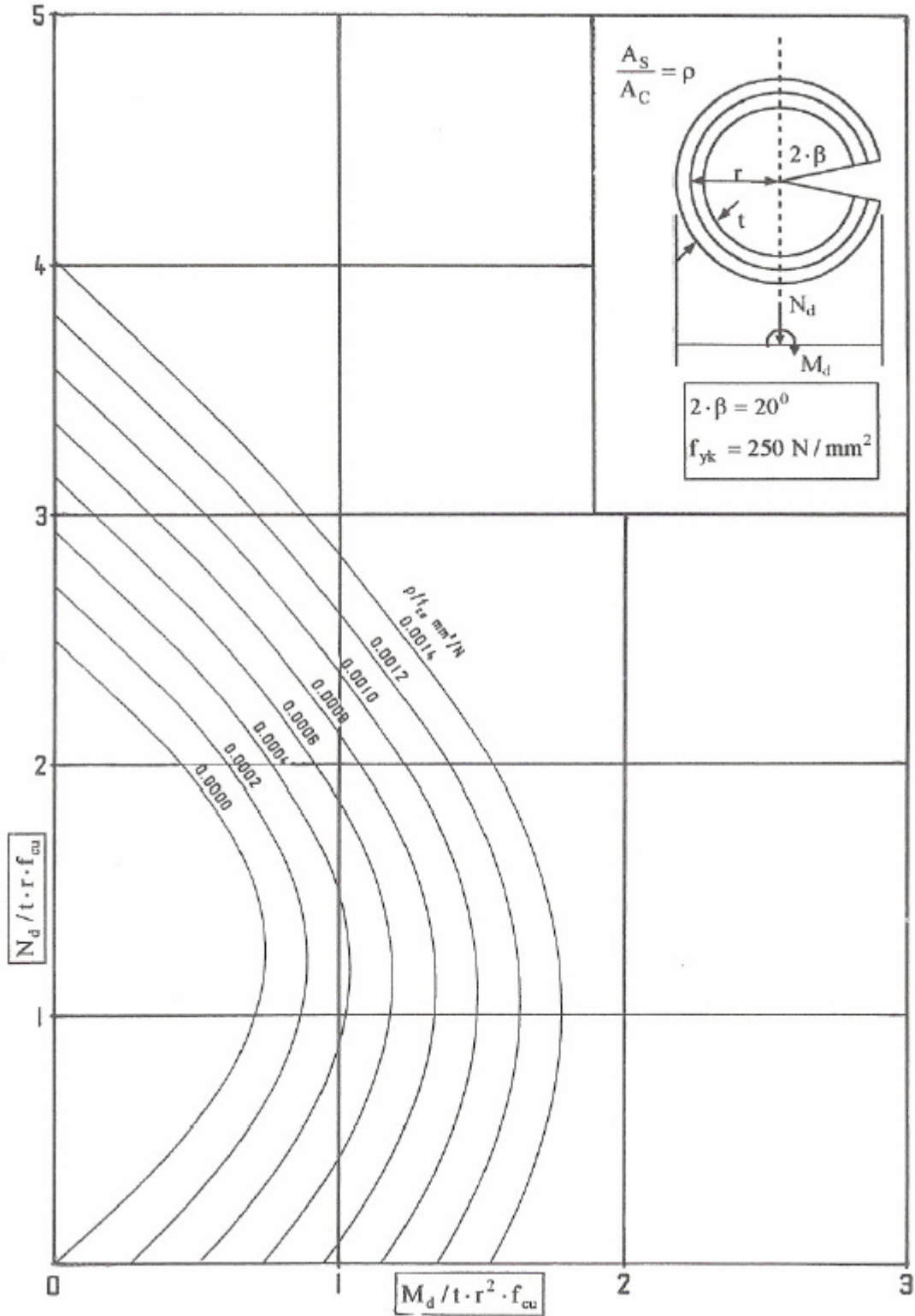
sıcaklık farkından dolayı meydana gelen moment hesaplanmış olur. Bu denklemde  $T_c'$  ( $^{\circ}\text{C}$ ),  $d$  (mm) şeklinde yerine konursa  $m_t$  (Nmm) olarak bulunur.  $\rho_1$  ve  $\frac{m_t}{T_c' \cdot d^2}$  (MPa mm/ $^{\circ}\text{C}$ ) ilişkisi Şekil 2.36'da verilmektedir.



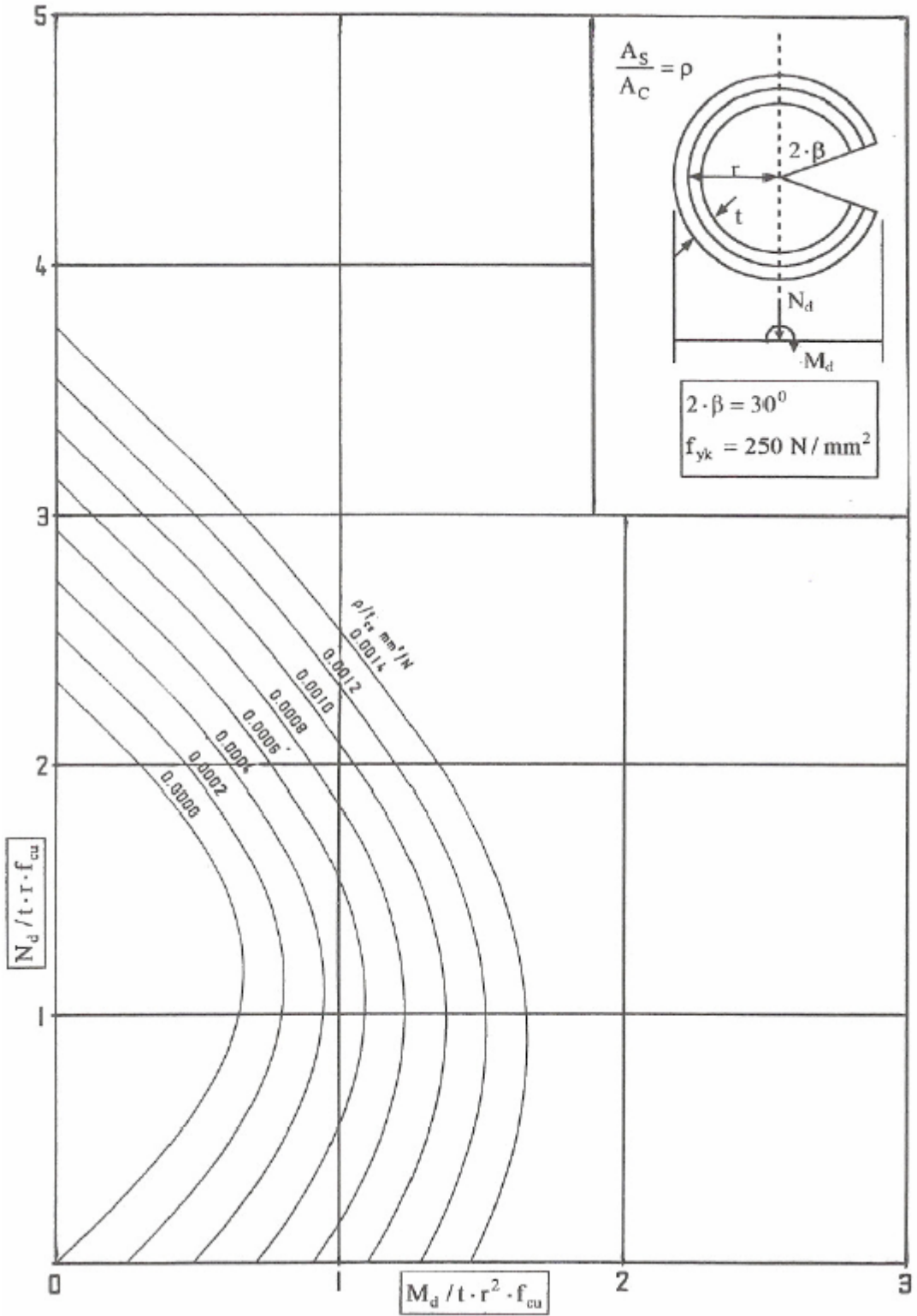
Şekil 2.27. Kapalı ( $f_{yk} = 250 \text{ N/mm}^2$ ,  $2\beta = 20^{\circ}$ ) halka kesit tasarım abağı



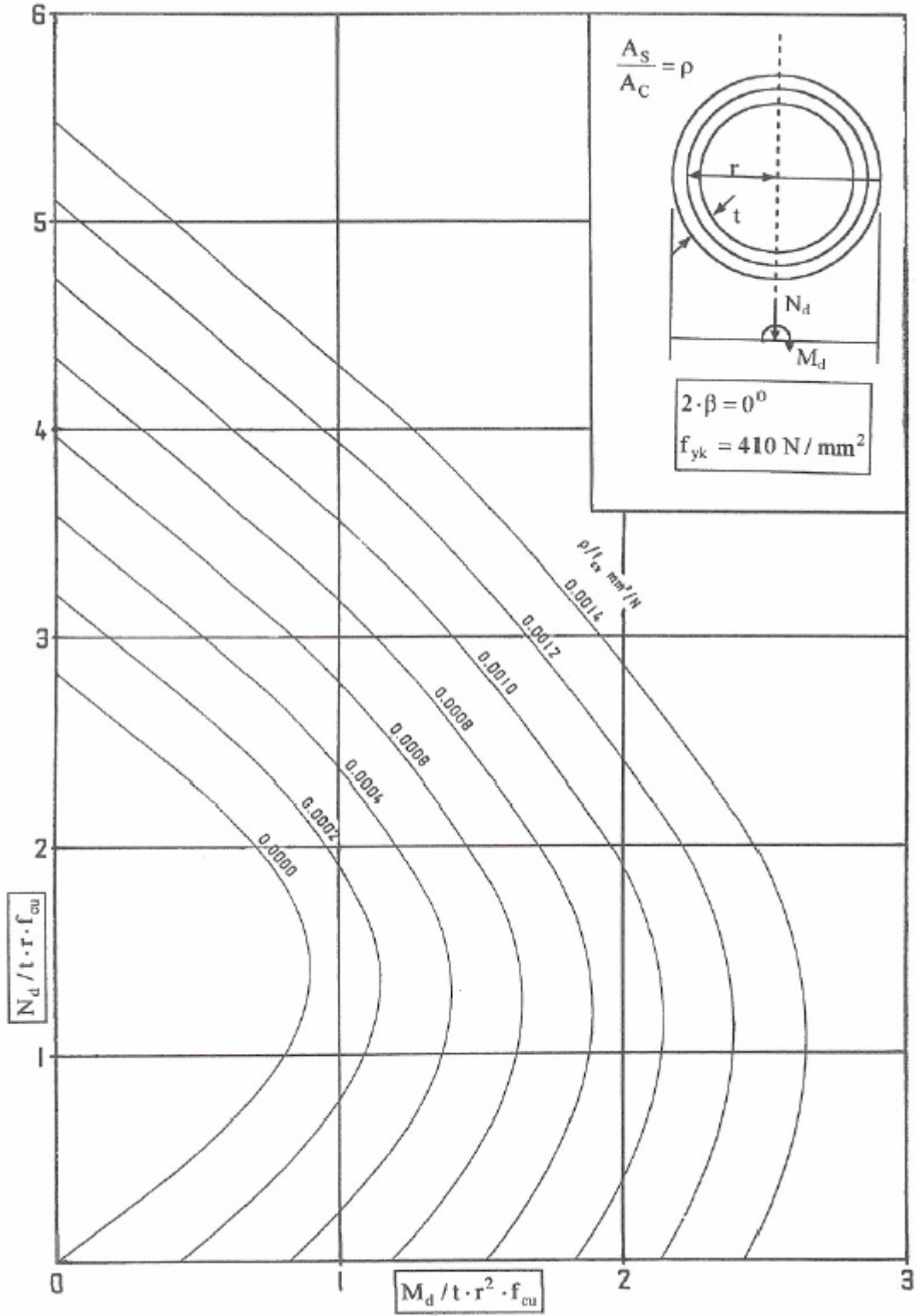
Şekil 2.28. Bir açıklıklı ( $f_{yk} = 250 \text{ N/mm}^2$ ,  $2\beta = 10^\circ$ ) halka kesit tasarım abağı



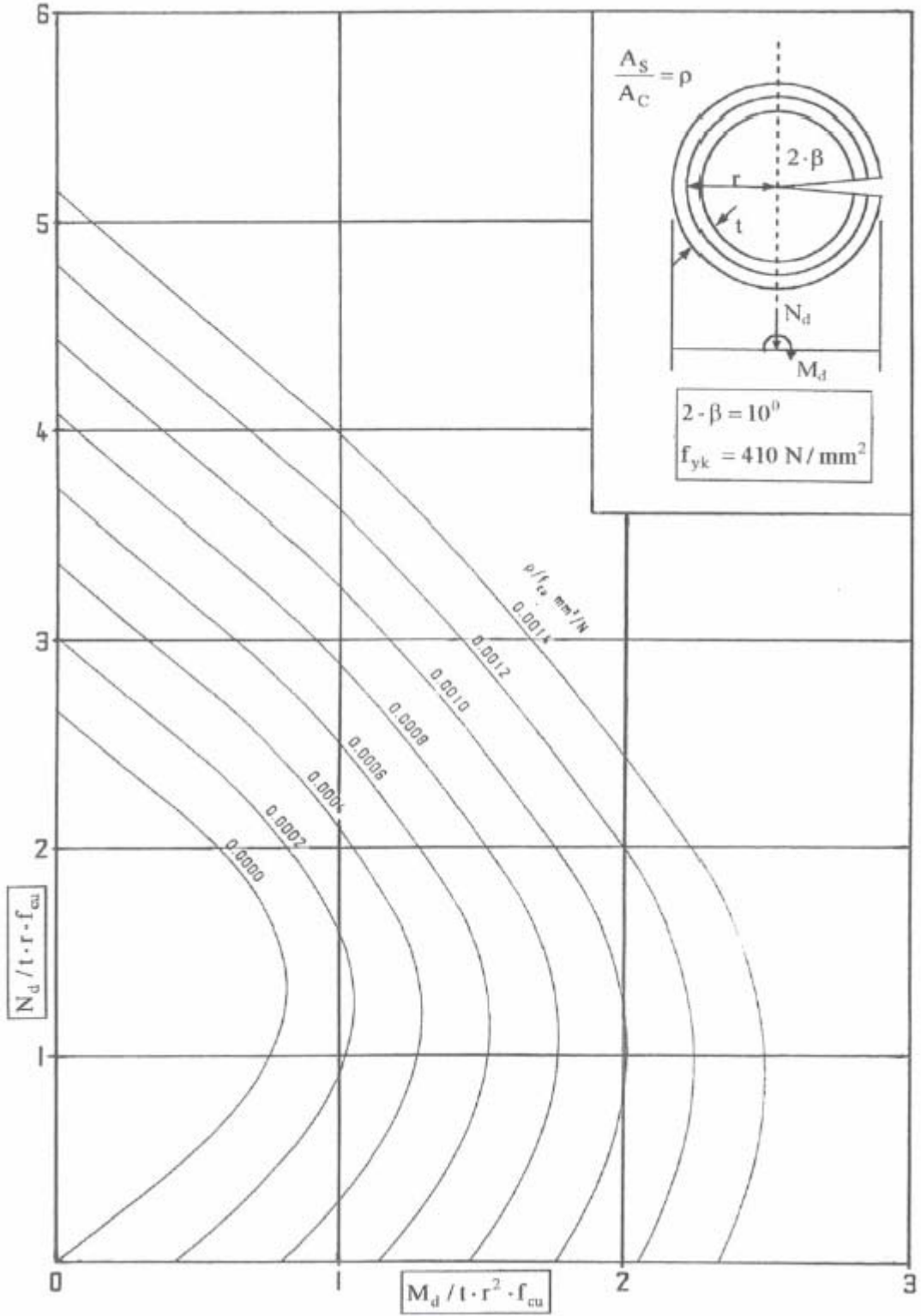
Şekil 2.29. Bir açıklıklı ( $f_{yk} = 250 \text{ N/mm}^2$ ,  $2\beta = 20^\circ$ ) halka kesit tasarım abağı



Şekil 2.30. Bir açıklıklı ( $f_{yk} = 250 \text{ N/mm}^2$ ,  $2\beta = 30^\circ$ ) halka kesit tasarım abağı

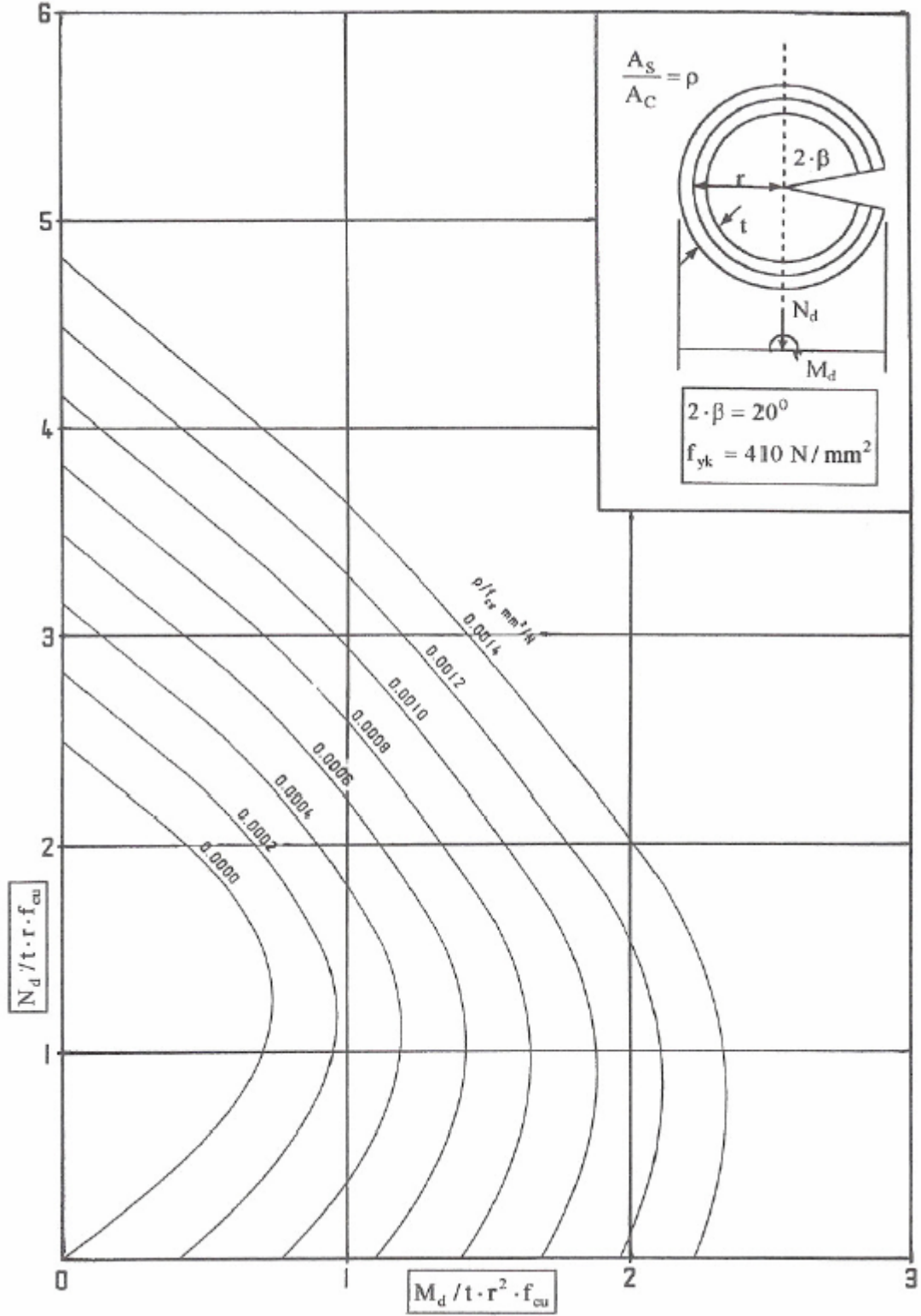


Şekil 2.31. Kapalı ( $f_{yk} = 410 \text{ N/mm}^2$ ,  $2\beta = 0^\circ$ ) halka kesit tasarım abağı

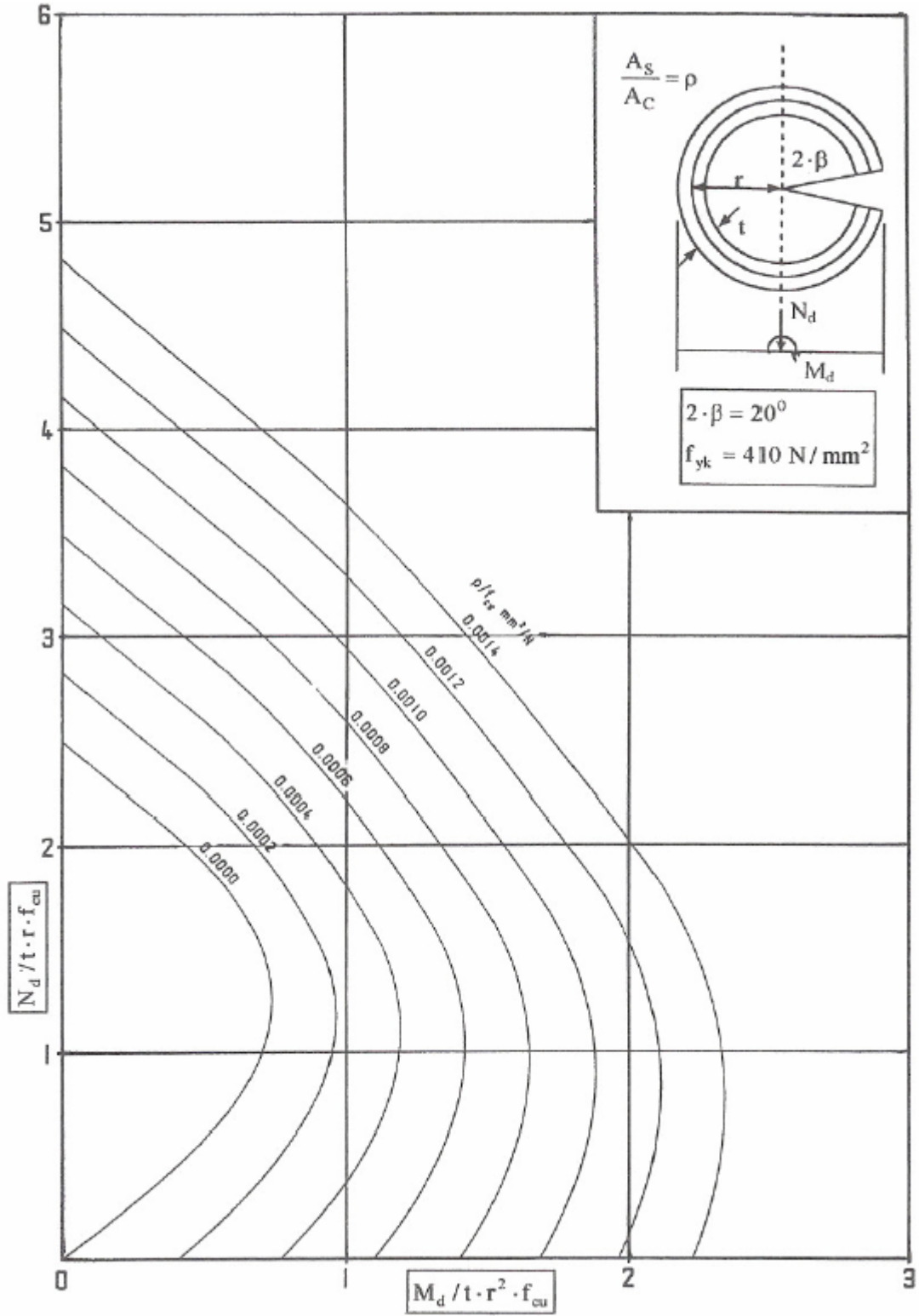


Şekil 2.32. Bir açıklıklı ( $f_{yk} = 410 \text{ N/mm}^2$ ,  $2\beta = 10^\circ$ ) halka kesit tasarım abağı

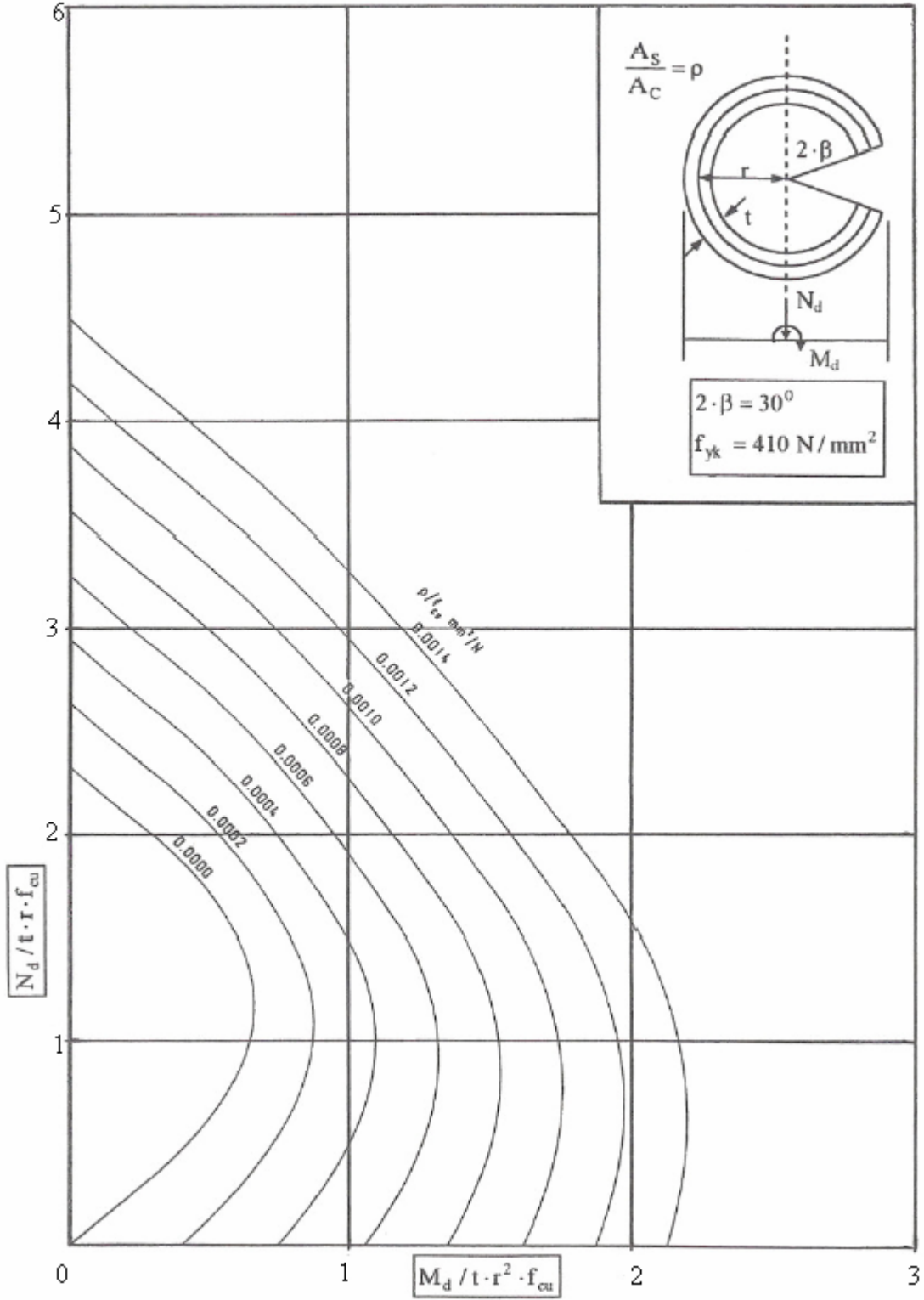




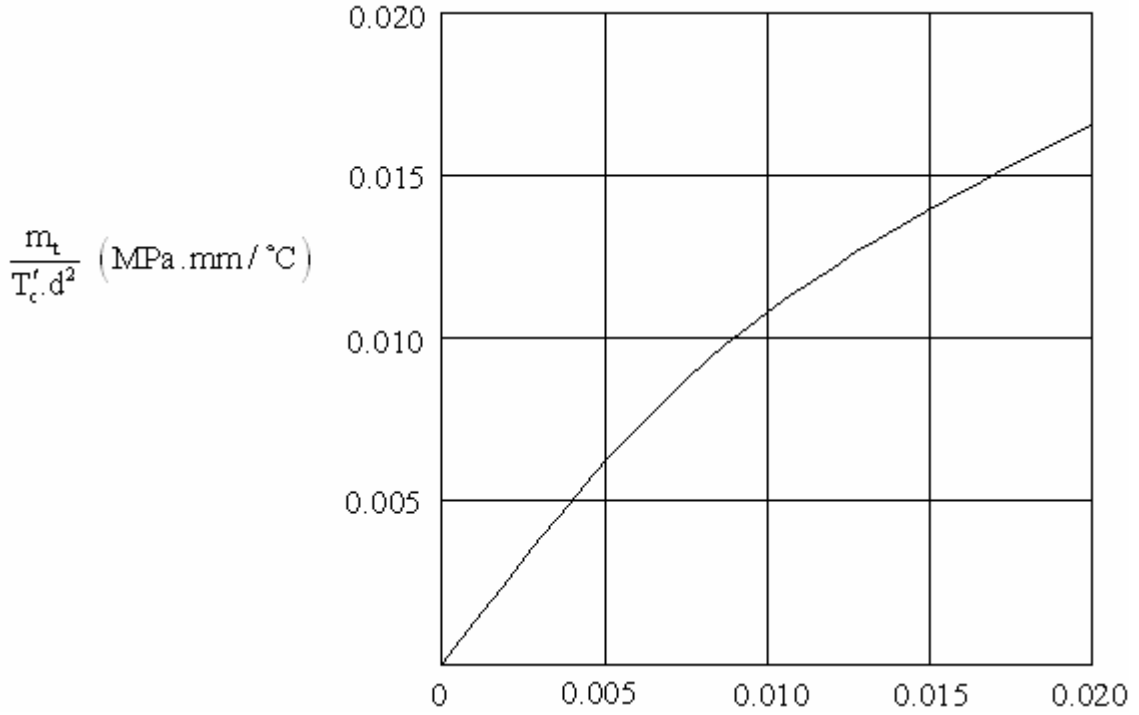
Şekil 2.33. Bir açıklıklı ( $f_{yk} = 410 \text{ N/mm}^2$ ,  $2\beta = 20^\circ$ ) halka kesit tasarım abağı



Şekil 2.34. Bir açıklıklı ( $f_{yk} = 410 \text{ N/mm}^2$ ,  $2\beta = 20^\circ$ ) halka kesit tasarım abağı



Şekil 2.35. Bir açıklıklı ( $f_{yk} = 410 \text{ N/mm}^2$ ,  $2\beta = 30^\circ$ ) halka kesit tasarım abağı



Şekil 2.36.  $\frac{m_t}{T_c' \cdot d^2}$  oranının tarafsız eksenin kesitin dışında olması durumunda  $\rho_1$  donatı oranıyla değişimi [5].

Bu bölümde genel betonarme yapılarda hesap kesit kuvvetlerinin ( $N_d, M_d$ ) belirlenmesinde Pinfold'un İngiliz Betonarme Yönetmeliği'ndeki yük kombinezonlarının kullanıldığını belirtmeliyiz. G ve W sırasıyla sabit ve rüzgâr yükünün karakteristik değerlerini göstermek üzere bu kombinezonlar;

1. 1.4G
2. 0.9G+1.4W
3. 1.2G+1.2W

Şeklinde ifade edilebilir. Bu kombinezonlardan (2) numaralı olanı rüzgarın hakim olması bakımından bacalar için temel yük kombinezonudur [5].

### 2.3.3. Baca Gövdesi İnşasına İlişkin Bazı Kurallar

- Yekpare bir baca gövdesinin yapısı genelde kolay olmaktadır. Fakat atık gaz giriş ağzındaki büyük boşluklar ve baca tepesi gibi baca yapısına ait elemanlar özel yapısal önlemler alınmasını gerektirir [1].
- Minimum gövde kalınlığı, iç çapı 8.5 m' den küçük ya da eşit olan bacalarda 20 cm'dir. 8.5 m' yi aşan çaplarda ise her 1 m için 1cm' lik kalınlık ilavesi yapılacaktır.
- Donatı oranından giderek boyuna donatının alanını hesaplarken halka enkesitin alanı, çembersel donatı alanını hesaplarken ise ortalama düşey halka kesit alanı esas alınacaktır.
- Baca yüksekliği boyunca donatı azaltılmasının kademeli olarak, donatı çapının azaltılması ya da aralığının artırılması ile yapılması uygun olmaktadır.
- Düşey ve çembersel donatıların yerleştirilmesi ve eklerinin şaşırtılmasına özen gösterilmelidir.
- Atık gaz girişi için oluşturulan boşluğun hem düşey ve hem de yatay kenarlarına boşluk nedeniyle kesilmiş donatı kadar ek donatı konulmalıdır.
- Her iki yüze düşey ve yatay donatı konulmalıdır. ACI 307/98 [35], Pinfold'a [5] göre baca boyuna ve enine (çembersel) donatı oranlarının minimum değerleri ve aralıkları Çizelge 2.8'de verilmiştir.

Çizelge 2.8. ACI 307/98 [35] ile Pinfold'a [5] göre baca boyuna ve enine (çembersel) donatı oranlarının minimum değerleri ve aralıkları

Donatı konumu	Standart	Min. Donatı oranı	Min. donatı çapı, $\phi$ (mm)	Pas payı (mm)	Mak. Donatı aralığı (cm)
Düşey Donatı	ACI 307/98	Toplam 0,0025 Dışta $\geq$ Toplamın yarısı	12		İçte 60 Dışta 30
	Pinfold	0.0025 0.0030	8 12		25 30
Yatay donatı	ACI 307/98	İçte 0,0010 Dışta 0,0010	10	50	İçte 30 Dışta min. $\left[ \begin{array}{l} \text{baca kalınlığı} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$
	Pinfold	0,0020 0,0025	8 10	40 50	25 30

#### 2.4. Baca Temellerinin Hesabı

Betonarme sanayi baca temellerinin hesabının diğer yapı temellerinin hesabından bir farkı yoktur; fakat betonarme sanayi bacalarında stabilite ve çökme problemi daha fazla önem kazanmaktadır. Bu iki önemli problem, temel tabanında çekme gerilmelerinin oluşmaması ve zemin emniyet gerilmesinin yani izin verilen çökmelerin küçük verilmesiyle önlenir.

Baca temel boyutları, baca yüksekliğine oranla küçük olduğundan farklı çökmelerden dolayı baca tepesindeki yerdeğiştirmenin, rüzgâr nedeniyle oluşan yerdeğiştirmelere göre 10 kat daha fazla olabileceğini söylemek gerekir.

Baca temeli genellikle yekpare betonarme dairesel plaktır. Plak çapının büyük olması halinde radyal doğrultuda nervürler ya da kesik koni şeklinde temeller yapılır. Zemin gerilmesinin  $1.2 \text{ kg} / \text{cm}^2$  den büyük olması durumunda yüzeysel temel, düşük olması durumunda ise kazıklı temel inşasına gidilmesi genellikle daha uygun olmaktadır [1].

Yüzeysel olarak tasarlanmış bir baca temeli aşağıdaki koşulları sağlamalıdır. Bunlar:

- En büyük zemin gerilmesi emniyet gerilmesinden büyük olmamalıdır.

$$\sigma_{z,\text{maks}} \leq \sigma_{z,\text{em}} \quad (2.211)$$

- Temel plağı bütün elverişsiz yükleme durumlarında zeminden ayrılmamalı, diğer bir deyişle tabanda çekme gerilmesi oluşmamalıdır.

$$\sigma_{z,\text{ekst.}} = \frac{\sum N_i}{A_t} \mp \frac{\sum M_i}{W_t} \geq 0 \quad (2.212)$$

Burada,  $\sum N_i$  ve  $\sum M_i$  sırasıyla en elverişsiz duruma karşı gelen normal kuvvet ve temel tabanına göre alınmış momentler toplamını,  $A_t$  ve  $W_t$  ise sırasıyla temel taban alanını ve temel tabanını mukavemet momentini ifade etmektedir.

- En elverişsiz durumlarda aşırı zemin gerilmelerinin oranı 4'ü aşmamalıdır.

$$\sigma_{z,\text{maks}} / \sigma_{z,\text{min}} \leq 4.0 \quad (2.213)$$

- Maksimum taban oturması verilen standart değerleri aşmamalıdır.

$$v_{\text{maks}} < v_{\text{em}} \quad (2.214)$$

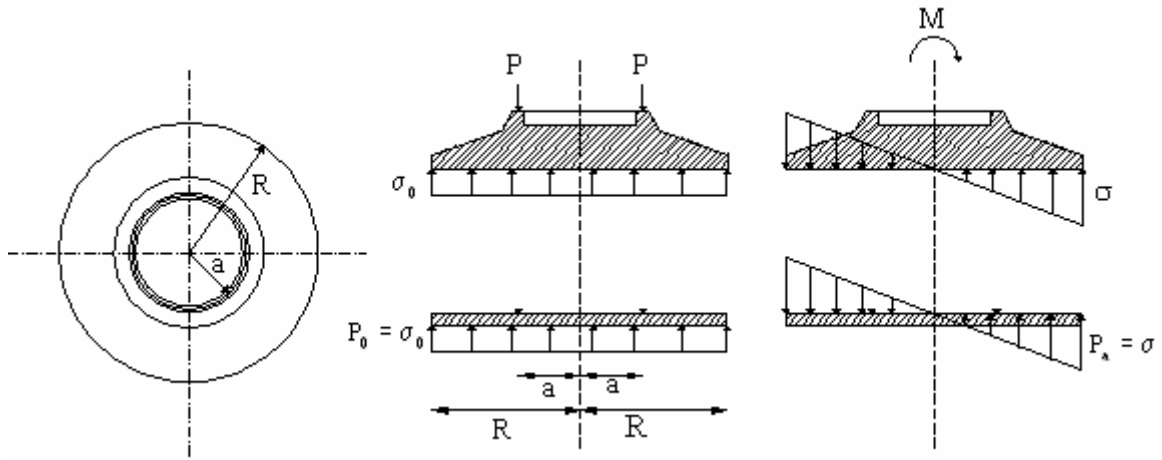
Burada,  $v$  taban oturması değeri;

$$v = \sum_i v_i = \sum_i \frac{\sigma_{z_i} \cdot h_i}{E_i} \quad , \quad (i = 1, \text{yükleme durumu sayısı}) \quad (2.215)$$

denklemleri ile hesaplanabilir. Burada,  $v_i$  i. zemin tabakasının çökmesini,  $h_i$  i. zemin tabakasının yüksekliğini,  $\sigma_{z_i}$  i. zemin tabakasındaki gerilme,  $E_i$  i. zemin tabakasının elastisite modülünü göstermektedir.

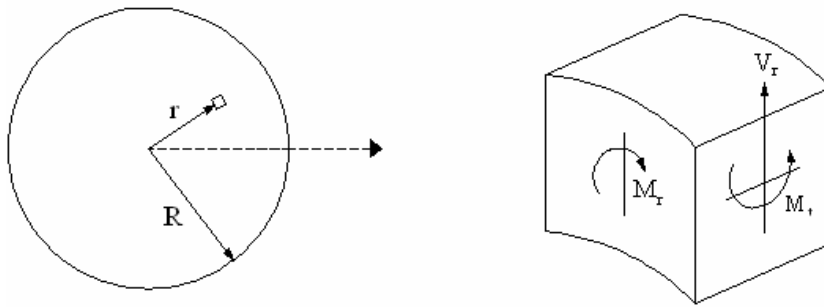
### 2.4.1. Dairesel Temellerin Statik Hesabı

Temel plağı zemin gerilmesi ile alttan yüklenmiş ve baca gövdesine çevresi boyunca mesnetli daireysel bir plaktan oluşmaktadır. Plak genelde gövde altında sabit, dışında ise değişken kalınlıktadır. Plak kalınlığı 1 ile 3 m civarında değişmektedir. Hesaplarda çoğu kez homojen izotrop, ince ve zemin davranışının doğrusal olduğu varsayılmaktadır. Düşey etkiler altında simetrik, yatay etkiler altında asimetrik yüklenmiş sistem ve yükleme durumları (Şekil 2.37) de gösterilmiştir.



Şekil 2.37. Temel plağı simetrik ve asimetrik yükleme şemaları [1].

Dairesel bir plağı ait koordinat sistemi ve statik büyüklükler (Şekil 2.38) de verilmiştir.



Şekil 2.38. Dairesel temel plağı koordinat sistemi ve kesit etkilerinin gösterilimi [1].



Betonarme sanayi bacası temelinin Winkler zemine oturduğu varsayılarak, elastik yataklanmış olarak çözümü yapılacaktır. Hesaba başlamadan önce  $k_1$  ve  $k_2$  zemin modüllerinin (yay katsayıları) hesaplanması gerekmektedir.

$$k_1 = 2(1-\nu) + (1+3\nu).\beta^2 - 4(1+\nu).\beta^2.\ln\beta \quad (2.216)$$

$$k_2 = 2(1-\nu) - (3+\nu).\beta^2 - 4(1+\nu).\beta^2.\ln\beta \quad (2.217)$$

$$\beta = \frac{R}{a}, \quad \rho = \frac{r}{a} \quad (2.218)$$

Burada;  $k_1$  ve  $k_2$  zemin modülleri (yay katsayıları),  $\beta$  ve  $\rho$  boyutsuz değerlerdir. Aşağıdaki hesaplamalarda,  $M_r$  radyal moment,  $M_t$  teğetsel moment ve  $V_r$  kesme kuvveti'ni göstermek üzere;

#### 2. 4.1.1. Simetrik Yük Altında Statik Hesap

a) Baca Kesiti İçerisinde Kalan Kısım İçin;

$$M_r = \frac{p.a^2}{16} \left[ k_1 - (3+\nu) + (3+\nu).(1-\rho^2) \right] \quad (2.219)$$

$$M_t = \frac{p.a^2}{16} \left[ k_1 - (1+3\nu) + (1+3\nu).(1-\rho^2) \right] \quad (2.220)$$

$$V_r = -\frac{p.a}{2}.\rho \quad (2.221)$$

b) Baca Kesiti Dışarısında Kalan Kısım İçin;

$$M_r = \frac{p.a^2}{16} \left[ k_1 - (3+v).p^2 + 2(1-v).\beta^2 \cdot \left( \frac{1}{\rho^2} - 1 \right) + 4.(1+v).\beta^2 \cdot \ln \rho \right] \quad (2.222)$$

$$M_t = \frac{p.a^2}{16} \left[ k_1 - (1+3v).p^2 + 2(1-v).\beta^2 \cdot \left( \frac{1}{\rho^2} - 1 \right) + 4.(1+v).\beta^2 \cdot \ln \rho \right] \quad (2.223)$$

$$V_r = \frac{p.a}{2} \cdot \left( \frac{\beta^2}{\rho} - \rho \right) \quad (2.224)$$

#### 2. 4.1.2. Asimetrik Yük Altında Statik Hesap

a) Baca Kesiti İçerisinde Kalan Kısım İçin;

$$M_r = -\frac{p.a^2}{96} \cdot \left[ 2.(5+v) \cdot \left( \frac{\rho}{\beta} \right)^3 \right] - \frac{p.a^2}{96} \cdot \left\{ \left[ 8.(2+v) + \frac{3}{\beta^2} \cdot (1-v) - 3.(3+v).\beta^2 \right] \cdot \frac{\rho}{\beta} \right\} \quad (2.225)$$

$$M_t = -\frac{p.a^2}{96} \cdot \left\{ \left[ 2.(5+v) \cdot \left( \frac{\rho}{\beta} \right)^3 \right] - \frac{1+3v}{3+v} \cdot \left[ 8.(2+v) + \frac{3}{\beta^2} \cdot (1-v) - 3.(3+v).\beta^2 \right] \cdot \frac{\rho}{\beta} \right\} \quad (2.226)$$

$$V_r = \frac{p.a}{24} \cdot \left[ 9 \cdot \left( \frac{\rho}{\beta} \right)^2 - \frac{8.(2+v) + \frac{3}{\beta^2} \cdot (1-v)}{(3+v)} - \frac{3.p^2}{\beta^2} \right] \quad (2.227)$$

b) Baca Kesiti Dışında Kalan Kısım İçin;

$$M_r = -\frac{p.a^2}{96} \cdot \left\{ 2.(5+v) \cdot \left( \frac{\rho}{\beta} \right)^3 - \left[ 8.(2+v) + \frac{3}{\beta^2} \cdot (1-v) \right] \cdot \frac{\rho}{\beta} + \frac{6.(1+v).\beta}{\rho} + \frac{3.\beta.(1-v)}{\rho^3} \right\} \quad (2.228)$$

$$M_t = -\frac{p.a^2}{96} \left\{ \left[ 2.(1+5\nu) \cdot \left( \frac{\rho}{\beta} \right)^3 \right] - \frac{1+3\nu}{3+\nu} \left[ 8.(2+\nu) + \frac{3}{\beta^2} \cdot (1-\nu) \right] \cdot \rho \right\} - \frac{p.a^2}{96} \left[ \frac{6.(1+\nu) \cdot \beta}{\rho} + \frac{3\beta.(1-\nu)}{\rho^3} \right] \quad (2.229)$$

$$Q_r = \frac{p.a}{24} \cdot \left[ 9 \cdot \left( \frac{\rho}{\beta} \right)^2 - \frac{8.(2+\nu) + \frac{3}{\beta^2} \cdot (1-\nu)}{(3+\nu)} + \frac{3 \cdot \rho^2}{\beta^2} \right] \quad (2.230)$$

## 2.5. Betonarme Baca-Zemin Etkileşimi

Günümüze kadar kullanılan en basit temel hesabı, yapı ve zemini birbirinden bağımsız üst ve alt yapı olarak iki ayrı grupta ayırık düşünmektir. Bu ayırık yöntemde, dinamik yükleri önce alt yapıda seçilen sınırlardan itibaren başlayıp yapının bulunduğu seviyede nasıl bir etki haline gelebileceği saptanır. Sonra da yeni saptanmış dinamik kuvvetleri gerçekte yapı zeminden ayrı bir parçaymış gibi düşünülerek yapıya tatbik edilir. Bu matematik modelde alt ve üst yapının karşılıklı olarak birbirlerinin dinamik davranışlarına etkisi ve yapı enerjisinin zemin içinde kaybını gösterme ihtimali yoktur. Bu hesap yönteminde temel altında oluşan gerilme dağılımının düzgün yayılı olduğu ve eksantrik yükleme ise doğrusal değiştiği kabul edilmektedir.

Diğer bir hesap yönteminde ise zemin ve baca, dinamik ilişkilerini saptamak için en basit yöntem, temel zeminlerini eşdeğer yaylar ile temsil etmektir. Yay katsayıları kullanılan temel şekline bağlı olarak birim yerdeğiştirme yaptıran statik kuvvetler olarak tanımlanmaktadır.

Üçüncü bir yöntem de zemin üzerinde periyodik olarak titreşen plaklara ait rijitlik fonksiyonları ile zemine ait yay sabitlerini ifade etmektir. Fakat bu hesap yönteminde sadece zemin üzerine oturan ve rijitlik fonksiyonları bilinen plak şekilleri ile sınırlıdır. Bunlar da çoğunlukla dikdörtgen, kare ve dairesel şekillerdir.

Son olarak da zeminin iki veya üç boyutlu sonlu elemanlar ile modellenip, hesaplanmasıdır. Sonlu elemanlar ile yapı ve zemin etkileşimi ele alınırken her elemanın komşusu olan diğer elemanlara düğüm noktalarından birleştiği kabul edilmektedir. Bu modellere de farklı sonlu elemanlar kullanılabilir ve zemindeki geometrik süreksizlikler mekanik özelliklerinin değişimi ve özel temel durumları kolaylıkla dikkate alınabilmektedir. Fakat bu tür bir çözümleme yapı ile etkileşen zeminin sınırlandırılması,

bir problem olarak ortaya çıkmaktadır. Yapılan parametrik çalışmalara göre zemin sonlu eleman ağının, özellikle geometrik sönümün önemli olduğu yüksek frekanslı yer hareketlerinde ve zeminin sönümünün büyük olması gibi özel durumlarda, yapı temel taban genişliğinin sağ ve solunda 10 katına kadar uzatılmasının yeterli olacağı belirtilmektedir [36].

Dinamik kuvvetlerin etkisine maruz yapılarda, zeminin üst yapıya etkisi yanında üst yapının da alt yapı davranışına etkisi olmaktadır. Yapı-zemin sisteminin dinamik davranışları, zemin özelliklerinin yanı sıra yapı enerjisinin zemin içindeki kaybında bir fonksiyonudur. Bu kayıp, yapının zemin içerisinde gömülü olup olmamasına, yapı ve zeminin müşterek temas kuvvetlerinin büyüklüğüne de bağlıdır.

Bir sistemin dinamik davranışına etkiye en önemli parametreleri, rijitlik katsayıları, kütleleri ve elemanlar içinde ve arasında oluşan enerji kayıpları olduğunu söyleyebiliriz.

Yapılan araştırmalar sonucunda yapı-zemin sistemlerinin doğal frekansları, zemin elastisite modülünün ve toplam sömel alanının azaltılması ile ayrıca yapı rijitliğinin zemine göre artması ile de azaldığı görülmüştür.

Bir bölgedeki yapının deprem davranışlarının ayrıntılı değerlendirilmesinde zemin-yapı sisteminin dinamik özelliklerinin anlaşılması gereklidir. Zemin, davranışını değişik şekillerde etkiler [37]. Bunlar:

- a) Yapının altındaki zemin, ana kayadaki deprem etkisini değiştirerek verir. Bu bazı durumlarda etkinin büyümesi sonucunu doğurur.
- b) Zeminin etkisiyle yapının periyot ve mod şekilleri gibi dinamik özelliklerinde değişiklikler meydana gelir.
- c) Yapıdaki titreşim enerjisinin önemli bir kısmı, zemine oturmanın rijit olmaması nedeniyle, zemindeki sönüm ve yayılma etkisiyle söner.
- d) Yapının, üzerinde bulunduğu zeminin etkisiyle deprem sırasında farklı oturmalar meydana gelebilir.

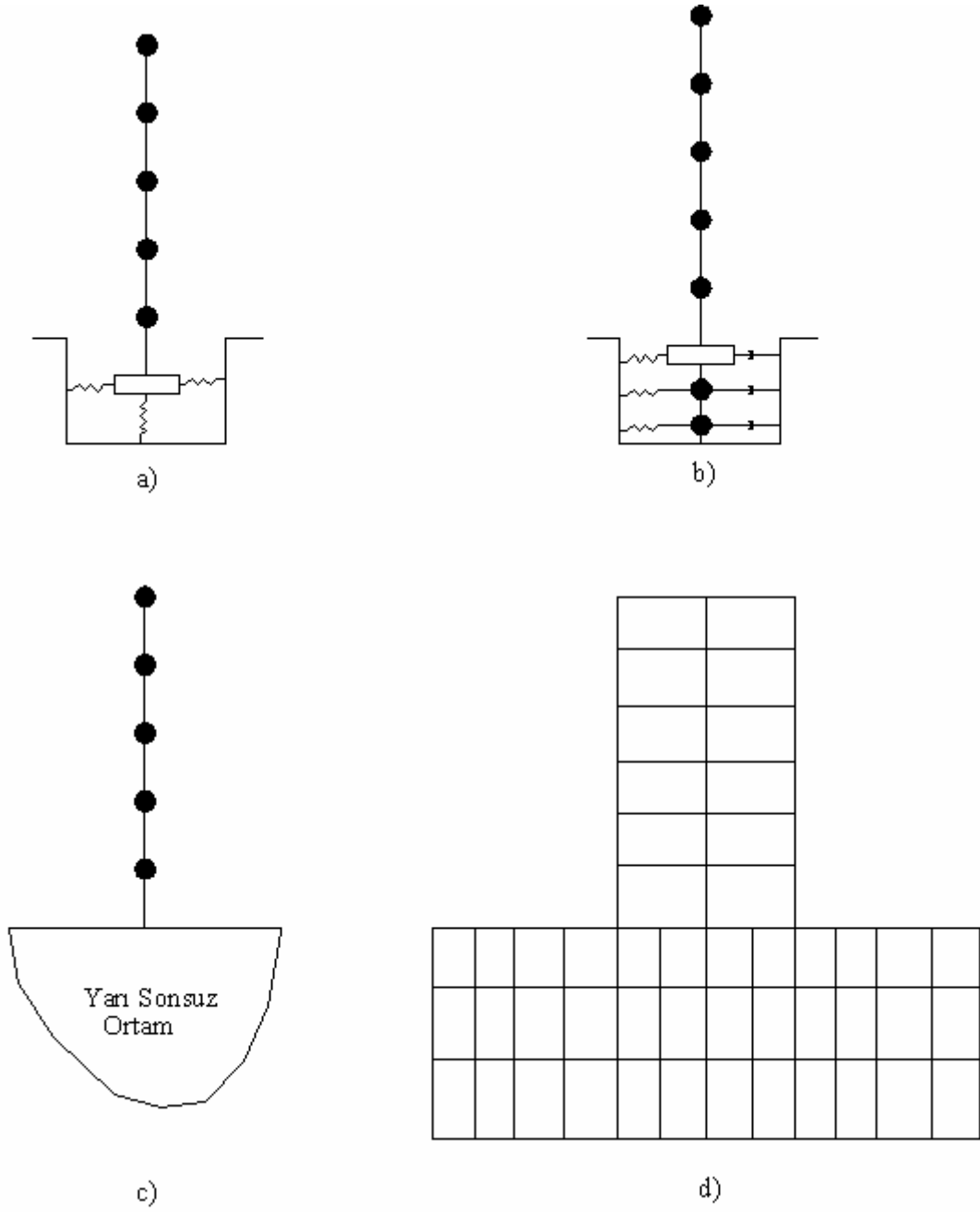
Genellikle yapı-zemin etkileşimi yukarıda belirtilen durumlarda b ve c de verilen olayların incelenmesi olarak ele alınır. Bu iki durumda yapının davranışı kısmi olarak zeminden ve benzer şekilde zeminin davranışı da yapının varlığından etkilenir [37]. Bunu gibi zeminin yer hareketini çoğaltması olarak bilinen olay da zemin-yapı etkileşiminden değişikliğe uğrar ve yapının temelinde meydana gelen hareketle, aynı yerde yapı olmadığından meydana gelecek serbest yüzey hareketi arasında fark ortaya çıkar. Ancak uygulamada bu ölçüde ayrıntılı inceleme, nadir durumlarda göz önüne

alınır. Genellikle yapı zemine rijit olarak bağı kabul edilerek hesap yapılır. Bununla birlikte, bacalar gibi özel yapılarda zemin-yapı etkileşiminin dikkate alınması gerekir.

Depremın yeraltındaki bir kaynaktan yayılan bir titreşim hareketi olduğu bilindiğine göre, yeryüzündeki bir bölgede meydana getirdiği etkinin, bağı olduğu belli bağı parametreler:

- a) Depremın şiddeti,
- b) Göz önüne alınan bölgenin enerjisinin açığa çıktığı kaynağa olan uzaklığı,
- c) Kaynaktan yayılan deprem dalgasının göz önüne alınan yere gelinceye kadar geçtiği bölgenin jeolojik yapısı,
- d) Deprem enerjisinin kaynakta açığa çıkma türü,
- e) Ara bölgede bulunan faylardan ya da serbest yüzeylerde deprem dalgasının kırılması ve yansıması,
- f) Göz önüne alınan bölgedeki zemin durumu

olarak söylenebilir.



Şekil 2.39. Yapı-zemin etkileşiminin incelenmesinde kullanılan bazı modeller

Yapının davranışının incelenmesinde ideal yol, deprem hareketinin ana kayaya uygulanması ve bunun üst zeminde ve yapıdaki etkilerin hesaplanması olarak görülebilir. Fakat yer hareketi için elde edilen bilgilerin ana kayaya ait olmayıp yeryüzü ölçümlerinden elde edildiği düşünülürse bunun gerçekçi olmadığı ortaya çıkar. Bunun yerine yapının temelinde yay ve sönüm alarak, deprem hareketinin yüzeyden etkilediği kabul etmek daha uygun olabilir. Diğer bir yol ise zeminin dinamik

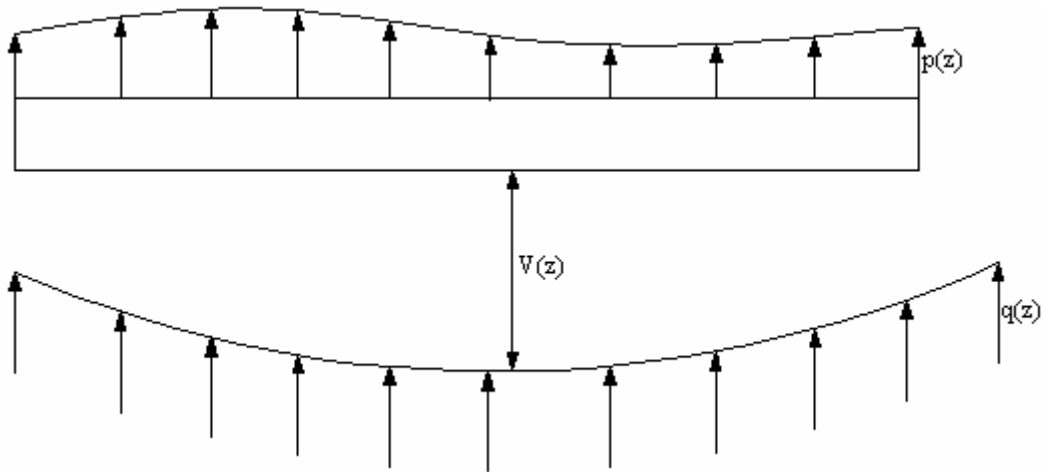
karakteristiklerinin önceden belirlenip zemin ve yapının davranışının beraberce incelenmesidir.

Halabian [38], betonarme bacalar için yapı-zemin etkileşimi üzerine yaptığı çalışmada, bacalar için bazı önemli sonuçlar ortaya koymuştur. Bunlar;

- a) Rijit zeminlerde kurulan yüksek narin yapılar için, dönme deformasyonları hakimdir ve dönme sönümü küçüktür.
- b) Yapı-zemin etkileşim etkileri, yüksek modlarda bazı önemli mod şekilleri oluşturmaktadır. Temelin eğrilebilir olması davranış spektrumu analizinin yakınsamasında önemli bir parametredir.
- c) Yapı-zemin etkileşiminin zemine esnek oturmuş yapılarda taban kesme kuvveti ve doğal periyotta değişiklikler gösterdiği bulunmuştur. Buda çubuk model sonuçlarıyla karşılaştırıldığında, güçlü bir sonlu eleman analizinde daha belirgindir.
- d) Zeminin etkisiyle beraber yapının toplam yerdeğiştirmesinde bir artış olur. Bu artış  $P - \Delta$  etkilerinin tasarımda önemli bir parametre olduğunu ve yüksek yapıların analizinde hesaba katılması gerektiğidir.
- e) Homojen bir zemin tabakası üzerinde temel olması durumunda, tabaka kalınlığının etkisi ve yarı sonsuz olarak bir tabakadaki zemin etkisi önemlidir. Pratikte, yarı sonsuz bir tabaka olarak modelleme, taban eğilme momentleri olarak güvensiz bir tasarım meydana getirmektedir. Sığ bir zemin tabakasının olması durumunda taban eğilme momentleri yarı sonsuz bir zemin tabakası olmasından daha yüksek momentler meydana getirmektedir. Bu zemin kayma dalga hızının daha düşük değerleri için daha belirgindir.
- f) Güçlü deprem etkilerinden dolayı meydana gelen yanal davranış betonarme elemanlarda oluşan zarar için temelin eğrilebilir olmasına göre daha hassastır. Temelin eğrilebilir olmasından dolayı yapının doğal periyodundaki artma sistemin süneklik kapasitesini azaltır. Başka bir ifadeyle, yapı zemin etkileşimi betonarme yüksek narin yapıların elastik ötesi dayanımları üzerinde zararlı bir etkiye sahip olabileceğini göstermiştir.
- g) Zeminin lineer olmayan etkisi lineer etkisine göre karşılaştırıldığında taban kuvvetlerinde artma ya da azalma meydana getirmektedir. Bu durumda zemine yakın yerlerin dinamik özelliklerine, deprem hareketinin frekansına ve yapı türüne bağlı olmaktadır.

- h) Güçlü rüzgar etkilerine maruz yüksek yapıların hesap ve tasarımında zeminin eğrilebilir olması da hesaba katılabilmelidir.
- i) Esnek yüksek narin yapıların tepkisi temelin esnekliğine, yapının üst kısmının kütlesi kadar yapının yapısal özelliklerine ve temel çapına bağlıdır. Birçok durumda yapı-zemin etkileşim etkilerinin taban eğilme momentleri için ihmal edilebileceği; fakat kesme kuvveti için bunun ihmal edilemeyeceğidir.
- j) Toplam tepkiye yüksek modların moment olarak katkısı, kesme kuvvetlerine olan katkıdan daha küçüktür.
- k) Doğal periyotlardaki değişim, yapının betonarme elamanlarda oluşan zararın bir fonksiyonudur ve temel esnekliği fonksiyonundan daha az bir etkiye sahiptir.

### 2.5.1. Elastik Zemine Oturan Temeller



Şekil 2.40. Elastik zemine oturan bir kirişin şematik davranış modeli

Yukarıdaki şekilde de görüldüğü gibi kirişin dayandığı ortamın şekil değiştirdiğini kabul edersek  $P(z)$  yükleri kirişe,  $V(z)$  çökmelerini yaptırır ve çubukta ortamdaki  $q(z)$  tepkisini görür. Buna göre kirişe etkiyen bileşke yükler  $P(z)-q(z)$  olduğundan elastik eğriye ait diferansiyel denklem:

$$EI \cdot \frac{d^4V}{dz^4} = P(z) - q(z) \quad (2.231)$$



$P(z)$  yükleri verildiğine göre problemi çözebilmek için yayılı tepkilerin bilinmesine ihtiyaç vardır. Bunun için gerekli ikinci denklem ancak kirişin dayandığı ortamın mekanik özelliklerini bilmekle elde edilir. Ortam elastik ve herhangi bir  $A$  noktasındaki  $q(z)$  tepkisi aynı noktadaki  $V(z)$  çökmesiyle orantılı olsun. Her noktada;

$$q(z)=k.V(z) \quad (2.232)$$

mevcut olur. Burada,  $k$  elastik zemin sabitidir. (2.231) ve (2.232) denklemlerinden  $q(z)$  değeri yok edilirse;

$$EI \frac{d^4V}{dz^4} + k.V = P \quad (2.233)$$

şeklinde elastik zemine oturan kirişlerin diferansiyel denklemi elde edilir.  $P(z)$  yükleri belli olduğundan  $V(z)$  eğrisi 3. denklemden bulunur.

$$M(x) = -EI \frac{d^2V}{dz^2} \quad (2.234)$$

$$T_y = -EI \frac{d^3V}{dz^3} \quad (2.235)$$

bağıntıları ve (2.232) denklemi ile kesit tesirleri ve tepkileri bulunabilir.

### 2.5.1. Zeminin Sıvılaşması

Deprem sırasında bacalarda meydana gelen hasarların en önemli sebeplerinden birisi de suya doymun kumlu dolgularda sıvılaşmanın ortaya çıkmasıdır. Bu durum da zemin yüzünde kabarmalar meydana gelebilir ve akma eğilimi gösteren kısımlar meydana gelebilir. Zeminin sıvılaşması sonucu baca zemine batma ya da küçük bacalarda yukarı doğru hareket ederek yüzme eğilimi gösterebilir.

Kumlu zeminler diğer zeminlere göre; sıkıştırılmış kumla, sıkışmamış olanlara göre sıvılaşma yönünden hassastırlar. Özellikle suların yığıldığı kumlar, boyutlarındaki

düzensizlik nedeni ile sıvılaşma eğilimindedirler. Kohezyonsuz suyun doygun zeminde sıvılaşmasının en önemli nedeni, yer hareketi ile meydana gelen yön değiştiren kayma gerilmelerinin, hidrostatik basıncı artırması olarak kabul edilmektedir. Bu kayma gerilmelerinin etkisiyle zeminin hacmi küçülür ve daha sıkı duruma gelirken zemin danelerindeki gerilme azalır. Eğer su zeminden ayrılmıyor ise boşluk suyu basıncı, uygulanan basınca eşit olduğunda etkili gerilme sıfır olur ve kumun yapısında şekil değiştirmeler meydana gelir. Eğer kum gevşek ise boşluk suyu basıncı ani olarak uygulanan basınca ulaşır ve kumda büyük şekil değiştirmeler meydana gelir. Şekil değiştirmelerin çok büyümesi ile sıvılaşma olayı meydana çıkar.

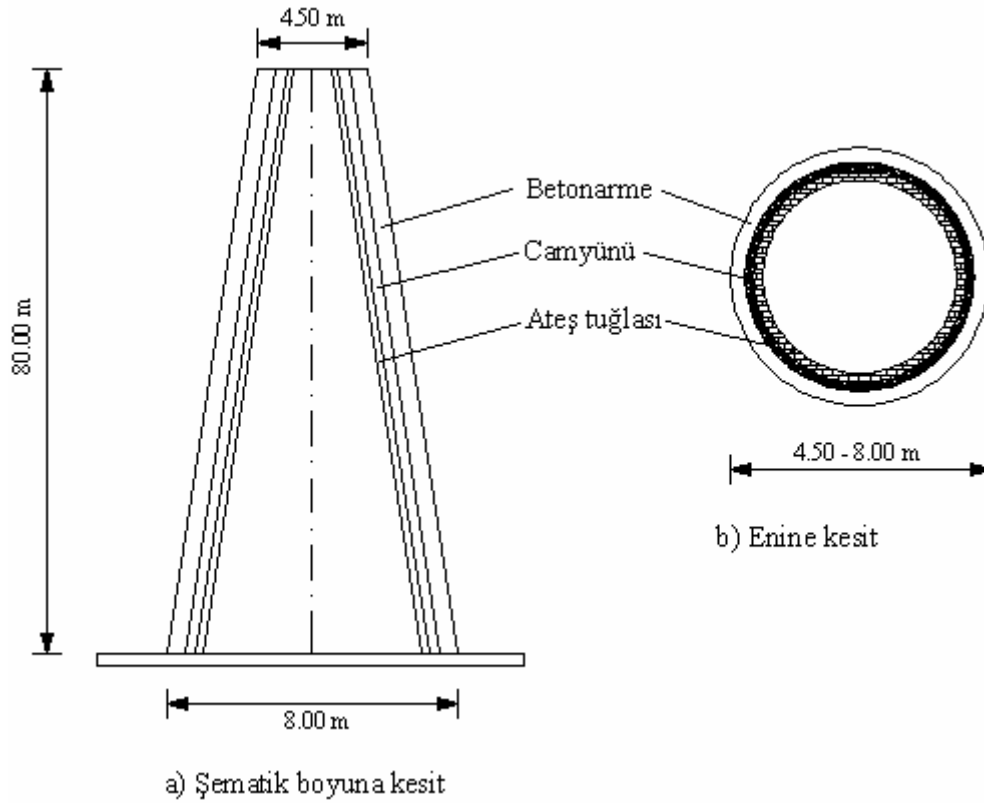
## **2.6. Sayısal Uygulama**

Bu çalışmanın sayısal uygulamasına konu olan betonarme bacanın yapısal, mekanik ve geometrik özellikleri ile bacaya etkiyen farklı yönetmeliklere göre belirlenen rüzgâr yükleri ve bu yükler altındaki yapısal çözümlerden elde edilen bulgular aşağıdaki alt başlıklarda verilmektedir.

### **2.6.1. Bacanın Yapısal Özellikleri**

Bu bölümde 80 m yüksekliğinde, dış çapı doğrusal olarak değişen, kaplaması 12 cm kalınlıklı ateş tuğlası, yalıtım malzemesi 8 cm kalınlıklı cam yünü olan bacanın rüzgâr etkisine maruz kaldığı düşünülerek dinamik analizi yapılacaktır. Baca, halka kesitli, en alt kesitteki dış çapı 8.0 m ve kabuk kalınlığı 0.50 m, tepe noktasındaki kesitin dış çapı 4.50 m ve kabuk kalınlığı 0.20 m olan bir yapı modeli kabul edilmiştir. Bacanın açık bir alanda inşa edildiği kabul edilmiştir. Baca içinde atık gaz sıcaklığı 150 °C, dışında ise -20 °C olduğu hesaba katılmıştır.

Baca modeli ile ilgili boy ve enkesitler Şekil 2.42’de gösterilmektedir.



Şekil 2.41. Çalışmamıza konu 80 m yüksekliğindeki bacaya ilişkin yapısal bazı özellikler

## 2.6.2. Bacanın Malzeme Özellikleri

Bacanın malzeme özellikleri Çizelge 2.9’da verilmektedir.

Çizelge 2.9. Çalışmamıza konu olan 80 m yüksekliğindeki bacaya ilişkin bazı malzeme özellikleri

Malzeme Özellikleri	Baca Betonu
Birim kütle ( $\rho$ , $\text{kN.s}^2 / \text{m}^4$ )	2.548
Birim ağırlık, beton, ( $\gamma$ , $\text{kN} / \text{m}^3$ )	25
Birim ağırlık, camyünü, ( $\gamma$ , $\text{kN} / \text{m}^3$ )	3
Birim ağırlık, ateş tuğlası, ( $\gamma$ , $\text{kN} / \text{m}^3$ )	20
Elastisite modülü ( $E$ , $\text{kN} / \text{m}^2$ )	$3.10^7$
Kayma modülü ( $G$ , $\text{kN} / \text{m}^2$ )	$1,25.10^5$
Poisson oranı ( $\nu$ )	0.2

### 2.6.3. Bacanın Geometrik Özellikleri

Bacanın geometrik özelliklerine ait bilgiler aşağıda Çizelge 2.10 ile verilmektedir.

Çizelge 2.10. Çalışmamıza konu olan 80 m yüksekliğindeki bacaya ilişkin bazı geometrik özellikler

Kesit no	Kot (m)	Dış çap (m)	Kalınlık (m)	İç çap (m)
0	80	4,500	0,200	4,100
1	76	4,675	0,215	4,245
2	72	4,850	0,230	4,390
3	68	5,025	0,245	4,535
4	64	5,200	0,260	4,680
5	60	5,375	0,275	4,825
6	56	5,550	0,290	4,970
7	52	5,725	0,305	5,115
8	48	5,900	0,320	5,260
9	44	6,075	0,335	5,405
10	40	6,250	0,350	5,550
11	36	6,425	0,365	5,695
12	32	6,600	0,380	5,840
13	28	6,775	0,395	5,985
14	24	6,950	0,410	6,130
15	20	7,125	0,425	6,275
16	16	7,300	0,440	6,420
17	12	7,475	0,455	6,565
18	8	7,650	0,470	6,710
19	4	7,825	0,485	6,855
20	0	8,00	0,500	7,00

### 2.6.4. Bacaya Etkiyen Rüzgâr Yüklerinin Belirlenmesi ve Yapısal Çözümleme

Rüzgâr hesabında, bacanın açık alanlı arazide inşa edildiği ve yukarıda adı geçen yönetmeliklerde belirtilen hesap esaslarına göre dinamik etki olarak hesaplanıp, eşdeğer statik yayılı rüzgâr yükü olarak baca yüksekliğince etki ettirilmiştir. Rüzgâr hesabında,

temel rüzgâr hızı (V)'yi 40 m/sn ve 50m/sn olarak yapısal çözümleme sonuçları karşılaştırılacaktır.

#### 2.6.4.1. ACI 307/98'e Göre Yapısal Çözümlemede Kullanılacak Rüzgâr Yüklerinin Belirlenmesi

a) V = 40 m/sn için;

ACI 307/98 yönetmeliğine göre rüzgâr hesabında, I rüzgâr yükü önem katsayısını, V temel rüzgâr hızını (40 m/s) göstermektedir. Hesaplarda kullanılacak  $V_R$  referans tasarım rüzgâr hızı;

$$V_R = I^{0.5} \cdot V = 1.15^{0.5} \cdot 40 = 42.895 \text{ m/s}$$

olarak bulunur. Hesap adımları ACI 307/98' göre yapılmış ve Çizelge 2.11'de verilmiştir.

Çizelge 2.11. ACI 307/98'e göre rüzgâr yükü hesap sırası (V=40m/sn)

Kesit no	Kot (m)	Dış çap d(z) (m)	Cidar kalınlığı (m)	İç çap (m)	Hız $\bar{V}(z)$ (m/s)	Basınç $\bar{p}(z)$ (kN/m <sup>2</sup> )	Cdr (z)	$\bar{w}(z)$ (kN/m)
0	80	4,500	0,200	4,100	38,504	1,013	1,00	4,558
1	76	4,675	0,215	4,245	38,201	0,997	1,00	4,661
2	72	4,850	0,230	4,390	37,884	0,980	0,65	3,091
3	68	5,025	0,245	4,535	37,552	0,963	0,65	3,147
4	64	5,200	0,260	4,680	37,203	0,946	0,65	3,196
5	60	5,375	0,275	4,825	36,835	0,927	0,65	3,238
6	56	5,550	0,290	4,970	36,446	0,907	0,65	3,274
7	52	5,725	0,305	5,115	36,032	0,887	0,65	3,301
8	48	5,900	0,320	5,260	35,591	0,865	0,65	3,319
9	44	6,075	0,335	5,405	35,117	0,842	0,65	3,327
10	40	6,250	0,350	5,550	34,605	0,818	0,65	3,324
11	36	6,425	0,365	5,695	34,048	0,792	0,65	3,307
12	32	6,600	0,380	5,840	33,436	0,764	0,65	3,277
13	28	6,775	0,395	5,985	32,756	0,733	0,65	3,228
14	24	6,950	0,410	6,130	31,987	0,699	0,65	3,158
15	20	7,125	0,425	6,275	31,102	0,661	0,65	3,060
16	16	7,300	0,440	6,420	30,051	0,617	0,65	2,927
17	12	7,475	0,455	6,565	28,749	0,565	0,65	2,743
18	8	7,650	0,470	6,710	27,009	0,498	0,65	2,478
19	4	7,825	0,485	6,855	24,274	0,403	0,65	2,047
20	0	8,00	0,500	7,00	0,000	0,000	0,65	0,000

Çizelge 2.11'in devamı

Kesit no	T1 (s) dinamik	Hız $\bar{V}(10)$ (m/s)	$G_w$	$M_w(b)$ (kNm)	$w'(z)$ (kN/m)	$\bar{w}(z) + w'(z)$ kN/m
0	0,950	27,953	1,314	11109,83	10,264	14,822
1	0,950	27,953	1,314	11109,83	9,751	14,412
2	0,950	27,953	1,314	11109,83	9,238	12,329
3	0,950	27,953	1,314	11109,83	8,725	11,871
4	0,950	27,953	1,314	11109,83	8,212	11,407
5	0,950	27,953	1,314	11109,83	7,698	10,937
6	0,950	27,953	1,314	11109,83	7,185	10,459
7	0,950	27,953	1,314	11109,83	6,672	9,972
8	0,950	27,953	1,314	11109,83	6,159	9,477
9	0,950	27,953	1,314	11109,83	5,645	8,972
10	0,950	27,953	1,314	11109,83	5,132	8,456
11	0,950	27,953	1,314	11109,83	4,619	7,926
12	0,950	27,953	1,314	11109,83	4,106	7,382
13	0,950	27,953	1,314	11109,83	3,593	6,820
14	0,950	27,953	1,314	11109,83	3,079	6,237
15	0,950	27,953	1,314	11109,83	2,566	5,627
16	0,950	27,953	1,314	11109,83	2,053	4,980
17	0,950	27,953	1,314	11109,83	1,540	4,283
18	0,950	27,953	1,314	11109,83	1,026	3,504
19	0,950	27,953	1,314	11109,83	0,513	2,561
20	0,950	27,953	1,314	11109,83	0,000	0,000

b)  $V = 50$  m/sn için;

ACI 307/98 yönetmeliğine göre rüzgâr hesabında, I rüzgâr yükü önem katsayısını,  $V$  temel rüzgâr hızını (50 m/s) göstermektedir. Hesaplarda kullanılacak  $V_R$  referans tasarım rüzgâr hızı;

$$V_R = I^{0.5} \cdot V = 1.15^{0.5} \cdot 50 = 53,619 \text{ m/s}$$

olarak bulunur. Hesap adımları ACI 37/98'e göre yapılmış ve Çizelge 2.12'de verilmiştir.

Çizelge 2.12. ACI 307/98'e göre rüzgar yükü hesap sırası (V=50m/sn)

Kesit no	Kot (m)	Dış çap d(z) (m)	Cidar kalınlığı (m)	İç çap (m)	Hız $\bar{V}(z)$ (m/s)	Basınç $\bar{p}(z)$ (kN/m <sup>2</sup> )	Cdr (z)	$\bar{w}(z)$ (kN/m)
0	80	4,500	0,200	4,100	48,130	1,583	1,00	7,121
1	76	4,675	0,215	4,245	47,751	1,558	1,00	7,282
2	72	4,850	0,230	4,390	47,355	1,532	0,65	4,830
3	68	5,025	0,245	4,535	46,940	1,505	0,65	4,916
4	64	5,200	0,260	4,680	46,504	1,477	0,65	4,994
5	60	5,375	0,275	4,825	46,044	1,448	0,65	5,060
6	56	5,550	0,290	4,970	45,557	1,418	0,65	5,115
7	52	5,725	0,305	5,115	45,040	1,386	0,65	5,157
8	48	5,900	0,320	5,260	44,489	1,352	0,65	5,185
9	44	6,075	0,335	5,405	43,897	1,316	0,65	5,198
10	40	6,250	0,350	5,550	43,257	1,278	0,65	5,193
11	36	6,425	0,365	5,695	42,561	1,237	0,65	5,168
12	32	6,600	0,380	5,840	41,796	1,193	0,65	5,120
13	28	6,775	0,395	5,985	40,945	1,145	0,65	5,044
14	24	6,950	0,410	6,130	39,984	1,092	0,65	4,934
15	20	7,125	0,425	6,275	38,877	1,033	0,65	4,782
16	16	7,300	0,440	6,420	37,564	0,964	0,65	4,574
17	12	7,475	0,455	6,565	35,936	0,882	0,65	4,287
18	8	7,650	0,470	6,710	33,761	0,779	0,65	3,872
19	4	7,825	0,485	6,855	30,343	0,629	0,65	3,199
20	0	8,00	0,500	7,00	0,000	0,000	0,65	0,000

Çizelge 2.12'nin devamı

Kesit no	T1 (s) dinamik	Hız $\bar{V}(10)$ (m/s)	$G_w$	$M_w(b)$ (kNm)	$w'(z)$ (kN/m)	$\bar{w}(z) + w'(z)$ kN/m
0	0,950	27,953	1,314	17359,27	16,038	23,160
1	0,950	27,953	1,314	17359,27	15,236	22,519
2	0,950	27,953	1,314	17359,27	14,435	19,264
3	0,950	27,953	1,314	17359,27	13,633	18,549
4	0,950	27,953	1,314	17359,27	12,831	17,824
5	0,950	27,953	1,314	17359,27	12,029	17,089
6	0,950	27,953	1,314	17359,27	11,227	16,342
7	0,950	27,953	1,314	17359,27	10,425	15,582
8	0,950	27,953	1,314	17359,27	9,623	14,808
9	0,950	27,953	1,314	17359,27	8,821	14,019
10	0,950	27,953	1,314	17359,27	8,019	13,212
11	0,950	27,953	1,314	17359,27	7,217	12,385
12	0,950	27,953	1,314	17359,27	6,415	11,535
13	0,950	27,953	1,314	17359,27	5,613	10,657
14	0,950	27,953	1,314	17359,27	4,812	9,745
15	0,950	27,953	1,314	17359,27	4,010	8,792
16	0,950	27,953	1,314	17359,27	3,208	7,782
17	0,950	27,953	1,314	17359,27	2,406	6,692
18	0,950	27,953	1,314	17359,27	1,604	5,476
19	0,950	27,953	1,314	17359,27	0,802	4,001
20	0,950	27,953	1,314	17359,27	0,000	0,000

#### 2.6.4.2. CICIND 2001'e Göre Yapısal Çözümlemede Kullanılacak Rüzgâr Yüklerinin Belirlenmesi ( $V_b = 40$ m/sn)

a)  $V_b = 40$  m/sn için;

CICIND 2001 yönetmeliğine göre rüzgâr hesabında,  $V_b$  temel rüzgâr hızı 40 m/s alınarak Power Law değişimine göre hesap yapılmıştır. Bacanın açık alanlı bir arazide inşa edildiği kabul edilerek, katsayıların 1'e eşit olduğu kabul edilmiştir. Hesap adımları Çizelge 2.13'te verilmiştir.



Çizelge 2.13. CICIND 2001'e göre rüzgâr yükü hesap sırası (V=40m/sn)

Kesit no	Kot (m)	Dış çap d(z) (m)	Cidar kalınlığı (m)	İç çap (m)	$k_z$	V (m/s)	$q_a$ (kg/m <sup>3</sup> )
0	80	4,5	0,2	4,1	1,338	53,517	1,250
1	76	4,675	0,215	4,245	1,328	53,134	1,250
2	72	4,85	0,23	4,39	1,318	52,733	1,250
3	68	5,025	0,245	4,535	1,308	52,313	1,250
4	64	5,2	0,26	4,68	1,297	51,871	1,250
5	60	5,375	0,275	4,825	1,285	51,405	1,250
6	56	5,55	0,29	4,97	1,273	50,910	1,250
7	52	5,725	0,305	5,115	1,260	50,385	1,250
8	48	5,9	0,32	5,26	1,246	49,823	1,250
9	44	6,075	0,335	5,405	1,231	49,220	1,250
10	40	6,25	0,35	5,55	1,214	48,568	1,250
11	36	6,425	0,365	5,695	1,196	47,857	1,250
12	32	6,6	0,38	5,84	1,177	47,074	1,250
13	28	6,775	0,395	5,985	1,155	46,202	1,250
14	24	6,95	0,41	6,13	1,130	45,216	1,250
15	20	7,125	0,425	6,275	1,102	44,076	1,250
16	16	7,3	0,44	6,42	1,068	42,721	1,250
17	12	7,475	0,455	6,565	1,026	41,034	1,250
18	8	7,65	0,47	6,71	0,969	38,770	1,250
19	4	7,825	0,485	6,855	0,880	35,184	1,250
20	0	8,0	0,5	7,0	0,000	0,000	1,250

Çizelge 2.13'ün devamı

Kesit no	0,75 h daki çap	Cd	$w_m$ (kN/m)	$f_1$	S	E	B
0	5,375	0,668	5,381	1,053	0,166	0,049	0,712
1	5,375	0,668	5,510	1,053	0,166	0,049	0,712
2	5,375	0,668	5,631	1,053	0,166	0,049	0,712
3	5,375	0,668	5,741	1,053	0,166	0,049	0,712
4	5,375	0,668	5,841	1,053	0,166	0,049	0,712
5	5,375	0,668	5,930	1,053	0,166	0,049	0,712
6	5,375	0,668	6,006	1,053	0,166	0,049	0,712
7	5,375	0,668	6,068	1,053	0,166	0,049	0,712
8	5,375	0,668	6,115	1,053	0,166	0,049	0,712
9	5,375	0,668	6,145	1,053	0,166	0,049	0,712
10	5,375	0,668	6,155	1,053	0,166	0,049	0,712
11	5,375	0,668	6,143	1,053	0,166	0,049	0,712
12	5,375	0,668	6,106	1,053	0,166	0,049	0,712
13	5,375	0,668	6,038	1,053	0,166	0,049	0,712
14	5,375	0,668	5,932	1,053	0,166	0,049	0,712
15	5,375	0,668	5,779	1,053	0,166	0,049	0,712
16	5,375	0,668	5,562	1,053	0,166	0,049	0,712
17	5,375	0,668	5,255	1,053	0,166	0,049	0,712
18	5,375	0,668	4,801	1,053	0,166	0,049	0,712
19	5,375	0,668	4,044	1,053	0,166	0,049	0,712
20	5,375	0,668	0,000	1,053	0,166	0,049	0,712

Çizelge 2.13'ün devamı

Kesit no	i	$vT$	g	G	$M_{wb}$ (kNm)	$w_g(z)$ (kN/m)	$w(z)$ (kN/m)
0	0,142	2440,426	4,096	2,285	17985,278	10,372	15,753
1	0,142	2440,426	4,096	2,285	17985,278	9,106	14,617
2	0,142	2440,426	4,096	2,285	17985,278	7,912	13,543
3	0,142	2440,426	4,096	2,285	17985,278	6,796	12,538
4	0,142	2440,426	4,096	2,285	17985,278	5,765	11,606
5	0,142	2440,426	4,096	2,285	17985,278	4,822	10,752
6	0,142	2440,426	4,096	2,285	17985,278	3,971	9,976
7	0,142	2440,426	4,096	2,285	17985,278	3,212	9,280
8	0,142	2440,426	4,096	2,285	17985,278	2,546	8,661
9	0,142	2440,426	4,096	2,285	17985,278	1,970	8,115
10	0,142	2440,426	4,096	2,285	17985,278	1,483	7,638
11	0,142	2440,426	4,096	2,285	17985,278	1,079	7,223
12	0,142	2440,426	4,096	2,285	17985,278	0,753	6,859
13	0,142	2440,426	4,096	2,285	17985,278	0,499	6,537
14	0,142	2440,426	4,096	2,285	17985,278	0,309	6,241
15	0,142	2440,426	4,096	2,285	17985,278	0,174	5,953
16	0,142	2440,426	4,096	2,285	17985,278	0,086	5,648
17	0,142	2440,426	4,096	2,285	17985,278	0,034	5,289
18	0,142	2440,426	4,096	2,285	17985,278	0,009	4,810
19	0,142	2440,426	4,096	2,285	17985,278	0,001	4,045
20	0,142	2440,426	4,096	2,285	17985,278	0,000	0,000

b)  $V_b = 50$  m/sn için;

CICIND 2001 yönetmeliğine göre rüzgâr hesabında,  $V_b$  temel rüzgâr hızı 50 m/s alınarak Power Low değişimine göre hesap yapılmıştır. Bacanın açık alanlı bir arazide inşa edildiği kabul edilerek, katsayıların 1'e eşit olduğu kabul edilmiştir. Hesap adımları Çizelge 2.14'da verilmiştir.

Çizelge 2.14. CICIND 2001'e göre rüzgâr yükü hesap sırası ( $V=50$ m/sn)

Kesit no	Kot (m)	Dış çap d(z) (m)	Cidar kalınlığı (m)	İç çap (m)	$k_z$	V (m/s)	$q_a$ (kg/m <sup>3</sup> )
0	80	4,5	0,2	4,1	1,338	66,896	1,250
1	76	4,675	0,215	4,245	1,328	66,418	1,250
2	72	4,85	0,23	4,39	1,318	65,917	1,250
3	68	5,025	0,245	4,535	1,308	65,391	1,250
4	64	5,2	0,26	4,68	1,297	64,839	1,250
5	60	5,375	0,275	4,825	1,285	64,256	1,250
6	56	5,55	0,29	4,97	1,273	63,638	1,250
7	52	5,725	0,305	5,115	1,260	62,981	1,250
8	48	5,9	0,32	5,26	1,246	62,279	1,250
9	44	6,075	0,335	5,405	1,231	61,525	1,250
10	40	6,25	0,35	5,55	1,214	60,710	1,250
11	36	6,425	0,365	5,695	1,196	59,821	1,250
12	32	6,6	0,38	5,84	1,177	58,842	1,250
13	28	6,775	0,395	5,985	1,155	57,753	1,250
14	24	6,95	0,41	6,13	1,130	56,520	1,250
15	20	7,125	0,425	6,275	1,102	55,095	1,250
16	16	7,3	0,44	6,42	1,068	53,401	1,250
17	12	7,475	0,455	6,565	1,026	51,293	1,250
18	8	7,65	0,47	6,71	0,969	48,462	1,250
19	4	7,825	0,485	6,855	0,880	43,980	1,250
20	0	8	0,5	7	0,000	0,000	1,250

Çizelge 2.14'ün devamı

Kesit no	0,75 h daki çap	Cd	$w_m$ (kN/m)	$f_1$	S	E	B
0	5,375	0,668	8,408	1,053	0,166	0,049	0,712
1	5,375	0,668	8,610	1,053	0,166	0,049	0,712
2	5,375	0,668	8,798	1,053	0,166	0,049	0,712
3	5,375	0,668	8,971	1,053	0,166	0,049	0,712
4	5,375	0,668	9,127	1,053	0,166	0,049	0,712
5	5,375	0,668	9,265	1,053	0,166	0,049	0,712
6	5,375	0,668	9,384	1,053	0,166	0,049	0,712
7	5,375	0,668	9,481	1,053	0,166	0,049	0,712
8	5,375	0,668	9,554	1,053	0,166	0,049	0,712
9	5,375	0,668	9,601	1,053	0,166	0,049	0,712
10	5,375	0,668	9,617	1,053	0,166	0,049	0,712
11	5,375	0,668	9,599	1,053	0,166	0,049	0,712
12	5,375	0,668	9,541	1,053	0,166	0,049	0,712
13	5,375	0,668	9,434	1,053	0,166	0,049	0,712
14	5,375	0,668	9,269	1,053	0,166	0,049	0,712
15	5,375	0,668	9,030	1,053	0,166	0,049	0,712
16	5,375	0,668	8,691	1,053	0,166	0,049	0,712
17	5,375	0,668	8,211	1,053	0,166	0,049	0,712
18	5,375	0,668	7,501	1,053	0,166	0,049	0,712
19	5,375	0,668	6,319	1,053	0,166	0,049	0,712
20	5,375	0,668	0,000	1,053	0,166	0,049	0,712

Çizelge 2.14'ün devamı

Kesit no	i	$vT$	g	G	$M_{wb}$ (kNm)	$w_g(z)$ (kN/m)	$w(z)$ (kN/m)
0	0,142	2440,426	4,096	2,285	27948,996	16,206	24,613
1	0,142	2440,426	4,096	2,285	27948,996	14,229	22,839
2	0,142	2440,426	4,096	2,285	27948,996	12,363	21,161
3	0,142	2440,426	4,096	2,285	27948,996	10,619	19,590
4	0,142	2440,426	4,096	2,285	27948,996	9,007	18,134
5	0,142	2440,426	4,096	2,285	27948,996	7,534	16,799
6	0,142	2440,426	4,096	2,285	27948,996	6,204	15,588
7	0,142	2440,426	4,096	2,285	27948,996	5,019	14,500
8	0,142	2440,426	4,096	2,285	27948,996	3,978	13,532
9	0,142	2440,426	4,096	2,285	27948,996	3,079	12,680
10	0,142	2440,426	4,096	2,285	27948,996	2,317	11,934
11	0,142	2440,426	4,096	2,285	27948,996	1,686	11,285
12	0,142	2440,426	4,096	2,285	27948,996	1,177	10,718
13	0,142	2440,426	4,096	2,285	27948,996	0,780	10,214
14	0,142	2440,426	4,096	2,285	27948,996	0,482	9,752
15	0,142	2440,426	4,096	2,285	27948,996	0,272	9,302
16	0,142	2440,426	4,096	2,285	27948,996	0,134	8,825
17	0,142	2440,426	4,096	2,285	27948,996	0,053	8,264
18	0,142	2440,426	4,096	2,285	27948,996	0,014	7,516
19	0,142	2440,426	4,096	2,285	27948,996	0,002	6,321
20	0,142	2440,426	4,096	2,285	27948,996	0,000	0,000

### 2.6.5. ACI 307/98 ve CICIND 2001'e Göre Belirlenen Rüzgâr Yükleri Altında Yapısal Çözümlerden Elde Edilen Bulgular

Rüzgâr hesabına göre; ACI 307/98 ve CICIND 2001 yönetmeliklerine göre,  $V=40\text{m/sn}$  ve  $V=50\text{m/sn}$  temel rüzgâr hızlarına göre bulunan rüzgâr etkilerine göre yük değerleri birim boya yayılı olarak etkittirilmişti. Elde edilen bulgular düşey doğrultuda aksel kuvvet, x eksenini doğrultusunda kesme kuvveti ve y eksenini etrafında eğilme momenti değerleri olarak baca yüksekliği boyunca aşağıdaki çizelgede verilmektedir.

a)  $V = 40 \text{ m/sn}$  için;

Çizelge 2.15. ACI 307/98'e göre rüzgâr ve sabit yüklerden elde edilen yapısal çözümleme bulguları ( $V=40\text{m/sn}$ )

Kesit no	Yükseklik (m)	Eksenel kuvvet N, (kN)	Kesme kuvveti V, (kN)	Eğilme momenti M, (kNm)
0	80	0,000	0,000	0,000
1	76	415,31261	58,468	118,576
2	72	867,26063	111,952	471,023
3	68	1359,7316	160,352	1037,395
4	64	1891,8882	206,908	1797,368
5	60	2462,7924	251,596	2743,572
6	56	3076,382	294,388	3868,528
7	52	3734,1321	335,252	5164,648
8	48	4437,5675	374,150	6624,216
9	44	5188,1882	411,048	8239,382
10	40	5987,5194	445,904	10002,140
11	36	6837,061	478,668	11904,330
12	32	7738,3131	509,284	13937,570
13	28	8692,7755	537,688	16093,280
14	24	9701,9734	563,802	18362,620
15	20	10767,407	587,530	20736,410
16	16	11890,575	608,744	23205,110
17	12	13073,004	627,270	25758,670
18	8	14316,194	631,164	28386,330
19	4	15621,669	643,294	31076,290
20	0	16990,904	648,416	33814,770

Çizelge 2.16. CICIND 2001'e göre rüzgâr ve kalıcı yüklerden elde edilen yapısal çözümlene bulguları ( $V=40\text{m/sn}$ )

Kesit no	Yükseklik (m)	Eksenel kuvvet N, (kN)	Kesme kuvveti V, (kN)	Eğilme momenti M, (kNm)
0	80	0,000	0,000	0,000
1	76	415,313	60,740	126,021
2	72	867,261	117,060	494,997
3	68	1359,732	169,222	1089,525
4	64	1891,888	217,510	1892,151
5	60	2462,792	262,226	2888,199
6	56	3076,382	303,682	4063,108
7	52	3734,132	342,194	5403,839
8	48	4437,567	378,076	6898,619
9	44	5188,188	411,628	8536,920
10	40	5987,519	443,146	10309,430
11	36	6837,061	472,868	12207,960
12	32	7738,313	501,032	14225,370
13	28	8692,776	527,824	16355,440
14	24	9701,973	553,380	18592,680
15	20	10767,407	577,768	20932,150
16	16	11890,575	600,970	23369,160
17	12	13073,004	622,844	25898,990
18	8	14316,194	643,042	28516,310
19	4	15621,669	660,752	31214,420
20	0	16990,904	668,842	33983,370



b)  $V = 50$  m/sn için;

Çizelge 2.17. ACI 307/98'e göre rüzgâr ve kalıcı yüklerden elde edilen yapısal çözümlene bulguları ( $V=50$ m/sn)

Kesit no	Yükseklik (m)	Eksenel kuvvet N, (kN)	Kesme kuvveti V, (kN)	Eğilme momenti M, (kNm)
0	80	0,000	0,000	0,000
1	76	415,31261	91,357	185,277
2	72	867,26063	174,922	735,980
3	68	1359,7316	250,548	1620,944
4	64	1891,8882	323,295	2808,414
5	60	2462,7924	393,121	4286,871
6	56	3076,382	459,982	6044,632
7	52	3734,1321	523,830	8069,837
8	48	4437,5675	584,611	10350,430
9	44	5188,1882	642,266	12874,150
10	40	5987,5194	696,728	15628,490
11	36	6837,061	747,923	18600,680
12	32	7738,3131	795,764	21777,650
13	28	8692,7755	840,147	25145,990
14	24	9701,9734	880,952	28691,850
15	20	10767,407	918,027	32400,940
16	16	11890,575	951,173	36258,320
17	12	13073,004	980,121	40248,290
18	8	14316,194	1004,457	44354,050
19	4	15621,669	1023,410	48557,160
20	0	16990,904	1031,412	52836,070

Çizelge 2.18. CICIND 2001'e göre rüzgâr ve kalıcı yüklerden elde edilen yapısal çözümlene bulguları (V=50m/sn)

Kesit no	Yükseklik (m)	Eksenel kuvvet N, (kN)	Kesme kuvveti V, (kN)	Eğilme momenti M, (kNm)
0	80	0,000	0,000	0,000
1	76	415,313	94,905	196,907
2	72	867,261	182,904	773,432
3	68	1359,732	264,406	1701,956
4	64	1891,888	339,854	2956,487
5	60	2462,792	409,722	4512,811
6	56	3076,382	474,496	6348,606
7	52	3734,132	534,671	8443,499
8	48	4437,567	590,735	10779,090
9	44	5188,188	643,158	13338,940
10	40	5987,519	692,387	16108,480
11	36	6837,061	738,826	19074,930
12	32	7738,313	782,832	22227,140
13	28	8692,776	824,695	25558,380
14	24	9701,973	864,626	29051,070
15	20	10767,407	902,733	32706,480
16	16	11890,575	938,986	36514,320
17	12	13073,004	973,164	40467,170
18	8	14316,194	1004,723	44556,730
19	4	15621,669	1032,396	48772,530
20	0	16990,904	1045,037	53099,020

### 3. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmanın amacı, betonarme bacalar konusunda bir sentez yardımıyla davranışlarının tartışılmasının ardından bunlara ilişkin doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler gerçekleştirilebilmek için kullanılan yöntemler ve izlenecek hesap sırasını açıklamaktır.

Bu amaçla birinci bölümde, bacaların tarihçesi, baca kısımları, bacalarda çekimin sağlanması için gerekli koşullar üzerinde durulmuştur. Baca etkileri ve bunların boyutlandırılmasında dikkate alınacak parametreler hakkında birtakım bilgiler de bu bölümde verilmiştir.

İkinci bölüm, Yapılan çalışmalar başlığı altında betonarme bacaların doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümlerine ayrılmıştır. Burada bacanın rüzgâra göre doğrusal yapısal çözümlenmesi ACI 307/98 ve CICIND 2001 Yönetmelik'lerine göre, sıcaklık değişimine göre yapısal çözümlenme ve deprem yüklerine göre yapısal çözümlenmeler yapılmıştır. Depreme göre yapısal çözümlenme, mod birleştirme yöntemi, Türkiye deprem yönetmeliğinde önerilen eşdeğer deprem yükü yöntemi ve zaman-tanım alanında hesap yöntemleri açıklanmaktadır. Betonarme baca gövdesi tasarımının emniyet gerilmeleri yöntemiyle değil taşıma gücü yöntemiyle yapılması gereği vurgulanarak, temel hesaplarına ilişkin birtakım bilgiler de burada verilmekte ve bunları yapısal çözümlenmesi rüzgâr yüklerine göre gerçekleştirilen sayısal bir uygulama takip etmektedir.

Çalışmanın bütünü ve sayısal uygulamalardan elde edilen başlıca sonuçlar ve öneriler aşağıda özetlenmektedir.

1) Betonarme baca gövdesi hesabının ilk inşa edilen bacalarda emniyet gerilmeleri yöntemine göre yapıldığı bunun ise baca gibi yüksek yapılarda çok büyük sakıncalar doğurduğu görülmüştür. Özellikle eğilme momentinin çok küçük bir artışında dahi donatıdaki çekme gerilmesinde oldukça büyük artışlara neden olmakta bu nedenle baca gövdesi tasarımının taşıma gücü yöntemine göre yapılması gerekmektedir.

2) Betonarme bacaların temel hesabında, bacanın boy/çap oranı fazla olduğundan stabilite ve çökme problemi önem kazanmaktadır. Bu iki problem, temel tabanında çekme gerilmesinin oluşmasına izin vermeyerek ve izin verilen çökme değerleri küçük tutularak çözümlenmesi gerekmektedir.

3) Sayısal uygulamada ACI 307/98 ve CICIND 2001 Yönetmeliklerine göre temel rüzgâr hızı 40 m/sn ve 50 m/sn alınarak yapılan karşılaştırma sonucunda temel rüzgâr hızındaki

%25'lik bir artışa karşılık rüzgâr yükündeki artış her iki yönetmelikte de %56,25 olmaktadır. Buradan, temel rüzgâr hızının betonarme bacaların tasarımında çok önemli bir parametre olduğu ortaya çıkmaktadır.

4) Rüzgâr yüklerinin hesabı için seçilen baca modelinin yapısal çözümlemesi sonucunda, CICIND 2001 Yönetmeliğindeki moment ve kesme kuvveti değerleri, ACI 307/98 Yönetmeliğindeki moment ve kesme kuvveti değerlerine göre daha büyük çıkmaktadır. Bu sonuçla da, betonarme bacalar için hazırlanacak Türk Yönetmeliğinin CICIND 2001 Yönetmeliği'ne göre hazırlanmasının emniyet yönünden daha iyi sonuçlar vereceğini göstermektedir.

Ancak bu sonuçların bu çalışmaya konu olan bacalar ve çalışmanın gerçekleştirildiği koşullarda geçerli olduğu açıktır. Bu bakımdan bu sonuçları güvenilir kılarak genelleştirebilmek için bu konudaki çalışmaları arttırarak yaygınlaştırmak ve bunları zemin etkileşimi de dikkate alınarak deprem yükleri altında da yapmakta yarar bulunmaktadır. Bu hususlar, bu konuda bundan sonraki araştırmalarımızın devamını sağlayabilecektir.

#### 4. KAYNAKLAR

1. Aydoğan, M. ve Hasgür, Z., Betonarme Bacalar, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, İstanbul, Kasım 1988.
2. Kiran, N. R., Analysis and Design of Reinforced concrete Chimneys, Report on B. Tech Project by Kiran, N. Ravi Under The Guidance of Dr. Devdas MENON, Indian Institute of Technology, Department of Civil Engineering, Madras, May 2001.
3. İpekçi, Ö., Betonarme Bacalar Hiperbolik Soğutucular ve Projelendirme Esasları, K.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, 1987.
4. Aliyazıcıoğlu, C., Bir Sentez Çalışması Işığında Betonarme Sanayi Bacalarının Farklı Yöntemlerle Yapısal Çözömlenmeleri ve Tasarımları, K.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, 2004.
5. Pinfold, G. W., Reinforced Concrete Chimneys and Towers, Second Edition, Viewpoint Publication, London, 1984.
6. Taylor, C. P., Turner L., Reinforced Concrete Chimneys, Concrete Publications Ltd., 1978.
7. Guerrin, A., Traité De Béton Armé, Tome VI, Dunod, Paris, 1969.
8. Rumman, W.S., Reinforced Concrete Chimneys, Handbook of Concrete Engineering, V 15, Van Nostrand Reinhold Company, New York, September 1974.
9. Cassidy, A. B., Hartstein, M., Reinforced Concrete Chiimneys, Handbook of Structural Concrete, 30 (1983) 1-37.
10. Aydoğan, M. ve Hasgür, Z., Betonarme Bacalar, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, İstanbul, Kasım 1988.
11. Mitzel, A., Behalter, Bunker, Silos, Schornsteine, Fernsehtürme und Freileitungsmaste, 1970.
12. Tezcan, S., Yüksek Yapılarda Rüzgar ve Deprem Yükleri, B.Ü., Dahili Rapor No. 75-13T, 1975.
13. Blevins, R. D., Flow Induced Vibration, Van Nostrand Reinhold, N.Y., 1977.
14. Menon, D., Rao, P.S., Estimation and Along-Wind Moments in RC Chimneys, Engineering Structures, 19, 1 (1997) 71-78.

15. Durmuş, A., Deprem olayı Maalesef Kesin konuşmaya Hiç İmkân Tanımamaktadır, TMMOB İnşaat Mühendisliği Odası İstanbul Şubesi Aylık Yayın Organı, İstanbul Bülteni, 67 (2003) 18-20.
16. Pinfold, G.M., Reinforced Concrete Chimneys and Towers, A view Publications, London, 1974.
17. Simiu, E., Scanlan, R. H., Wind Effects on Structures, Second Edition, Wiley-Interscience Publication, United States, 1986.
18. Durmuş, A., Aliyazıcıoğlu, C. ve ÖZ, E., Yedinci Uluslararası İnşaat Mühendisliğinde Gelişmeler Kongresi, ACE-2006, Ekim 2006, Y.T.Ü., İstanbul, Bildiriler Kitabı, Cilt 1.
19. ANSI/ASCE 7-95, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, New York, 1996.
20. Mertol, A., Mertol, H. C., Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Ankara, Eylül 2002.
21. Atımtay, E., Açıklamalar ve Örneklerle afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (Betonarme Yapılar), Cilt I-II, O.D.T.Ü., İnşaat Mühendisliği Bölümü, Bizim Büro Basımevi Yayın Dağıtım San. Tic. Ltd. Şti., Ankara, 2000.
22. Özmen, G., Deprem Yönetmeliklerinin Çeşitli Bakımlardan İrdelenmesi, Türkiye Deprem Vakfı, Teknik Rapor, TDV/TR 033-55, İstanbul, Temmuz 2000.
23. Erdik, M. ve Yüzügüllü, Ö., Deprem Mühendisliği Açısından Yapı Dinamiğine Giriş, DAE Yay., 1980.
24. Özmen, G., Pala, S., Orakdöğen, E. ve Gülay, G., Mod Birleştirme Yönteminde Kullanılacak Mod Sayısının Belirlenmesi, UHMK 98 Ulusal Mekanik Konferansı, İstanbul, 1998.
25. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara, Mayıs 2006.
26. <http://www.yildiz.edu.tr/caydemir/betprj/ddyt.pdf>, Yerel Zemin sınıfları İçin Spektrum Katsayıları, 03 Nisan 2007.
27. Kasımzade, A.A., Yapı Dinamiği Temelleri ve Deprem Mühendisliğinde Uygulamaları, 2. Baskı, İstanbul, Şubat 2004.
28. Chopra, A.K., Dynamic of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice-Hall, New Jersey, 1995.
29. Celia, M.A., Gray, W. G., Numerical Methods for Differential Equations, Fundamental Concepts for Scientific and Engineering Applications, Prentice-Hall, New Jersey, 1992.
30. Crandal, S.H., Engineering Analysis, A Survey of Numerical Procedures, McGraw-Hill, Book Company, New York, 1956.

31. Paz, M., Structural Dynamics, Theory and Computation, Cahmpman & Hall, 1997.
32. Zienkiewicz, O., Taylor, R., The Finite Element :Method, Fourth Edition, Volumes 1 and 2, McGraw-Hill, London, 1989.
33. Crisfield, M.A., Non-Linear Finite Element Analysis of Solids and Structures, Volume 1, John Willey & Sons, New York, 1991.
34. CICIND 2001 with Commentary, Model Code for Concrete Chimneys, Part A: Shell, Second Edition, Comité International des Cheminées Industrielles, Revision 1, UK, August 2001.
35. ACI 307/98 with Commentary, Design and Construction of Reinforced Concrete Chimneys, American Concrete Institute Committee 307, USA, 1998.
36. Doğangün, A., Dikdörtgen Kesitli Su depolarının Sonlu Elemanlar Yöntemiyle Depo-Sıvı-Zemin Etkileşimini Dikkate Alarak Analitik Yöntemlerle Karşılaştırmalı Deprem Hesabı, K.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora Tezi, Trabzon, 1995.
37. Celep, Z., Kumbasar N., deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarım, İkinci Baskı, İstanbul, 2000.
38. Halabian, A. M., Dynamic Behaviour of Tall Slender Structures on Flexible Foundations Subjected to Extreme Events, Ph. D. Thesis, The University and Western Ontario, Faculty of Engineering Science, Department of Civil and Environmental Engineering Science, London, Ontario, November 2001.
39. Çakıroğlu, A., Özmen, G., İ.T.Ü. Dergisi, C. 26 (1968) 1.

## ÖZGEÇMİŞ

Ender ÖZ, 1981 yılında Giresun-Dereli ilçesinde doğdu. İlkokulu Yeşilgiresun İlkokulu'nda, ortaokulu Giresun Mehmet Akif Ersoy Ortaokulu'nda, liseyi ise Giresun Süper Lisesi'nde okudu. 2000–2001 öğretim yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde lisans öğrenimine başladı ve Bölümü'nden 2004 yılında mezun oldu. Aynı yıl Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Yapı Ana Bilim Dalı'nda yüksek lisans öğrenimine başladı. Ender Öz, İngilizce bilmekte ve halen yüksek lisans öğrenimini sürdürmektedir.