

KULE TİPİ BETONARME YAPILARIN ANALİZİ

VE BETONARME TASARIMI

Alper Beyazoglu

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ Anabilim Dalı

Haziran 2006

ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE TOWERS
AND REINFORCED CONCRETE DESIGN OF TOWERS

Alper Beyazoğlu

MASTER OF SCIENCE THESIS

Department of CIVIL ENGINEERING

June 2006

KULE TİPİ BETONARME YAPILARIN ANALİZİ VE BETONARME TASARIMI

Alper Beyazoglu

Osmangazi Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
Lisansüstü Yönetmeliği Uyarınca
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ Anabilim Dalı
YAPI Bilim Dalında
YÜKSEK LİSANS TEZİ
Olarak Hazırlanmıştır

Danışman: Doç. Dr. EŞREF ÜNLÜOĞLU

Haziran 2006

Alper Beyazoğlu'nun YÜKSEK LİSANS tezi olarak hazırladığı “KULE TİPİ BETONARME YAPILARIN ANALİZİ VE BETONARME TASARIMI” başlıklı bu çalışma, jürimizce lisansüstü yönetmeliğinin ilgili maddeleri uyarınca değerlendirilerek kabul edilmiştir.

Üye : Doç. Dr. Eşref Ünlüoğlu

Üye : Prof. Dr. Hasan Gönen

Üye : Yard. Doç. Dr. İbrahim Günaltılı

Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun tarih ve sayılı kararıyla onaylanmıştır.

Prof. Dr. Abdurrahman KARAMANCIOĞLU

Enstitü Müdürü

ÖZET

Kule tipi yapılar, yükseklikleriyle ve geometrileriyle ilgili olarak bir dizi özel tasarım ve yapım problemlerine sahiptirler.

Bu çalışmada kule tipi betonarme kulelerin tasarım uygulamaları araştırıldı. Kule ve baca hakkında genel bilgiler verildi.

Bu yapılar statik ve dinamik deprem ve rüzgar yüklerine karşı çok hassastırlar. Statik ve dinamik deprem etkilerinin her ikisi de bu çalışmada araştırıldı. Ayrıca statik ve dinamik rüzgar etkileri de detaylı olarak araştırıldı. Ek 1’de de deprem ve rüzgar sebebiyle oluşan eğilme momentleri karşılaştırıldı.

Temel yapım detayları ve tipleri bölüm 4’te verilmiştir. Bölüm 5’te kule kabuğunun detayları verilmiştir. Bir çalışma örneği ek 1’de ve yapım detayı ek 2’de verilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Kule, baca, betonarme analiz, betonarme kabuk, statik ve dinamik deprem ve rüzgar yükleri.

SUMMARY

The tower type structures have a series of special design and construction problems related to their height and geometry.

In this study, design applications of reinforced concrete towers are investigated. General information is given about tower and chimney.

These structures are very vulnerable to static and dynamic earthquake and wind loads. Both static and dynamic effects of the earthquake impacts are investigated in this study. Also static and dynamic effects of wind impacts are investigated in detail. At appendix 1, bending moments which cause of earthquake and wind are compared.

Foundation construction details and types are given in section 4. In section 5 the tower shell details are given. A case study pattern is given appendix 1 and construction detail is given appendix 2.

Key Words: Tower, chimney, reinforced concrete analysis, reinforced concrete shell, static and dynamic earthquake and wind loads.

TEŞEKKÜR

Derslerimde ve tez çalışmalarımda bana destek ve yardımlarını esirgemeyen değerli hocam, danışmanım Doç. Dr. Eşref ÜNLÜOĞLU'na ve Prof. Dr. Ahmet TOPÇU'ya teşekkürü bir borç bilirim.

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖZET	iv
SUMMARY	v
TEŞEKKÜR	vi
ŞEKİLLER DİZİNİ	ix
ÇİZELGELER DİZİNİ	xi
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ	xii
1. GİRİŞ	1
1.1. Konuyla İlgili Yapılan Çalışmalar	2
1.2. Kule Tipi Yapılar	5
1.2.1. Bacalar	6
1.2.1.1. Betonarme bacaların gelişimi	6
1.2.1.2. Bacalarda atık gazlar	7
1.2.1.3. Beton baca yapımının gelişmiş tipleri	8
1.2.2. Kuleler	13
1.2.3. Bu Tip Yapılara Bazı Örnekler	16
2. KULELERİN TASARIM ESASLARI	21
2.1. Tasarım ve Yönetmelikler	21
2.2. Kesitte Müsaade Edilen Güvenlik Gerilmeleri	23
3. KULE TİPİ YAPILARDA YATAY YÜKLERİN HESABI	28
3.1. Deprem Yükleri	28
3.1.1. Statik eşdeğer deprem yükleri ile hesap	28
3.1.2. Bazı ülkelerde kullanılan deprem yönetmelikleri	31
3.1.3. Yapının doğal periyotlarının hesabı	35
3.1.3.1. Kütleleri düzgün yayılı sistemler için periyot hesabı	36
3.1.3.2. Stodala-Vienola yöntemi	38
3.1.4. Dinamik analiz yöntemi ile hesap	42
3.1.4.1. Dinamik analizde zaman kayıtlarının kullanılması	44
3.1.4.2. Dinamik analizde tepki spektrumlarının kullanılması	45

İÇİNDEKİLER (devam)

Sayfa

3.2. Rüzgar Yükleri	48
3.2.1. Rüzgar hızının hesaplanması	49
3.2.1.1. Ampirik formülle rüzgar hızının hesaplanması	50
3.2.1.2. Logaritmik formül	51
3.2.1.3. Düzeltilmiş logaritmik formül	52
3.2.2. Geostropik hızın hesaplanması	55
3.2.3. Rüzgar kuvvetleri	56
3.2.4. Rüzgarın dinamik etkileri	59
3.2.4.1. Rüzgarın çarpma etkileri	59
3.2.4.2. Girdap kopması	61
3.2.4.3. Kesitin ovalleşmesi	65
4. KULELERDE TEMEL YAPISI	67
4.1. Yüzeysel Temeller	67
4.1.1. Daire formlu plak temeller	67
4.1.2. Daire halkası formlu plak temeller	68
4.1.3. Konik formlu kabuk temeller	69
4.1.4. Daire biçiminde olmayan sömel temeller	70
4.2. Yüzeysel Kule Temellerinin Statik Hesabı	70
4.3. Temel Plâğındaki Gerilmelerin Hesabı	73
4.4. Kazıklı Kule Temelleri	76
4.5. Donatı Seçimi	78
4.6. Temelde Devrilme Güvenliğinin Kontrolü	80
5. KULE TİPİ YAPILARDA GÖVDE YAPISI	82
5.1. Televizyon Kulelerinin Gövde Yapısı	82
5.1.1. Asıl gövde kısmı	82
5.1.2. Baş kısmı	83
5.2. Sanayi Bacalarının Gövde Yapısı	83
5.3. Gövdede Oluşan Gerilmeler	84
5.4. Gövde Yapısındaki Boşluklar	86
5.5. Eğilme ve Temel Dönmesi Sonucu Oluşan İkinci Mertebe Momentleri	90
6. SONUÇ VE ÖNERİLER	92

İÇİNDEKİLER (devam)

	<u>Sayfa</u>
KAYNAKLAR	94
EKLER	96
Ek.1. Örnek Çözüm, (Tezcan ve Yavaş, 2000)'de Bulunan Sonuçların Değerlendirilmesi	97
Ek.2. Televizyon Kulesinin Genel Görünümü, Donatı Dağılımı, Temel Yapısı İle İlgili Şekiller	112

ŞEKİLLER DİZİNİ

<u>Şekil</u>	<u>Sayfa</u>
1.1 Rüzgar kalkanı ve iç bacalar	12
1.2 Bacayı destekleyen rüzgar kalkanı tipleri	12
1.3 Beton çerçeve ile desteklenmiş çoklu çelik baca	13
1.4 CN Tower Toronto, Kanada	16
1.5 Ostankino Tower (Moskova Televizyon Kulesi)	17
1.6 Stuttgart Televizyon Kulesi	18
1.7 Hamburg Telekomünikasyon Kulesi	19
1.8 Frankfurt/Main Telekomünikasyon Kulesi	20
1.9 Hastane Bacası	21
1.10 Deniz Feneri	22
3.1 Belli aralıkla yığılmış kütle modeli için katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri	30
3.2 Düzgün yayılı kütle tipi için modların hesabı	31
3.3 Konsol giriş ve girişin ilk üç mod şekli	39
3.4 Rüzgar hızı hesabında kullanılan yöntemlerin karşılaştırılması	54
3.5 Rüzgar kuvvetinin bileşenleri	58
3.6 Bacada rüzgar kuvvetleri	58
3.7 Aerodinamik kuvvet katsayısının Reynolds sayısına göre değişimi	59
3.8 Çeşitli şekiller için hesaplanan kuvvet katsayıları	59
4.1 Daire formlu plak temel örneği Münih TV Kulesi	67
4.2 Daire halkası formlu plak temel	68
4.3 Konik sömel	69
4.4 Sömel Gövdesinin Duvar Orta Eksenli Boyunca Yüklenmesi	71
4.5 İnce Gövde Duvarı Altında Kuvvet Akışının Kabulü	71
4.6 Gövdede ki Eksantrik Yükleme Altında Sömele Aktarılan Kuvvetler	72
4.7 Simetrik yüklü dairesel plakta X değeri (radyal moment için)	73
4.8 Simetrik yüklü dairesel plakta X' değeri (çembersel moment için)	73
4.9 Asimetrik yüklü dairesel plakta Y değeri (radyal moment için)	74
4.10 Asimetrik yüklü dairesel plakta Y' değeri (çembersel moment için)	74
4.11 Temelde dairesel şekilde yerleştirilen kazıklar	75

ŞEKİLLER DİZİNİ (devam)

<u>Şekil</u>	<u>Sayfa</u>
4.12 Temel Plağı alt Donatısı	77
4.13 Temel Plağı Donatısı	78
4.14 Temelde Devrilme Güvenliğinin İrdelenmesi	78
5.1 Hamburg Telekomünikasyon Kulesi	81
5.2 Halka enkesitte, gerilme dağılımı ve oluşan iç kuvvetler	83
5.3 Atık Gaz Giriş Ağzı Boşluklarının Rijitleştirilmesi	84
5.4 Boşluk Çevresinde Donatı Yerleşimi	85
5.5 Baca Giriş Ağzı Boşluğunun Takviyesi ve Donatı Yerleşimi	85
5.6 Boşluk Üstünün Yaklaşık Çözümünün Yükleme Durumu	87
5.7 Yer Değiştirmeler	88
Ek1.1 Televizyon Kulesi Boyunca Oluşan Eğilme Momentleri	97
Ek.1.2 Dizaynda Kullanılan Moment Değerleri	98
Ek.1.3 ± 0.00 Kotu İle 64.00 Kotu Arasındaki Çembersel Donatı Yerleşimi	101
Ek.1.4 64.00 Kotu İle 164.00 Kotu Arasındaki Çembersel Donatı Yerleşimi	102
Ek.1.5 164.00 Kotu İle 176.00 Kotu Arasındaki Çembersel Donatı Yerleşimi	103
Ek.1.6 Tip 1 Açıklığı İçin Donatı Yerleşimi	105
Ek.1.7 Tip 2 Açıklığı İçin Donatı Yerleşimi	106
Ek.1.8 Tip 2 Açıklığı İçin Donatı Yerleşimi	107
Ek.1.9 Tip 3 Açıklığı İçin Donatı Yerleşimi	108
Ek.2.1 Televizyon Kulesinin Genel Görünümü	112
Ek.2.2 Kule Yüksekliği Boyunca Betonarme Kabukta Donatı Dağılımı	113
Ek.2.3 Temel Donatısının Yerleşimi (Üstte)	114
Ek.2.4 Temel Donatısının Yerleşimi (Altta)	115
Ek.2.5 A-A Kesitinde Temel Donatısının Yerleşimi	116

ÇİZELGELER DİZİNİ

<u>Çizelge</u>	<u>Sayfa</u>
1.1 Yakıtlardaki sülfür miktarı	8
2.1 Donatı yerleşimi	24
2.2 Baca en kesitindeki izin verilebilir gerilmeler	25
3.1. Beaufort Ölçeği	49
3.2 Pürüzlülük uzunluğu ve K sabiti değerleri	51
3.3 Denklem sonuçlarının karşılaştırılması	55
3.4 C_f Katsayısının Düzeltme Oranı	59
3.5 Dairesel Kesitte Oluşan Gerilmeler	66
Ek.1.1 Kule Yüksekliği Boyunca Momentin Dağılımı	99
Ek.1.2 Kule Yüksekliği Boyunca Kesme Kuvveti ve Normal Kuvvetin Dağılımı	99
Ek.1.3 Kulede Dikey Donatı ve Çembersel Donatının Dağılımı	100
Ek.1.4 Açıklıklar İçin Eklenecek Donatı Miktarı	104
Ek.1.5 Simetrik Yükleme Sonucu Oluşan Momentler	109
Ek.1.6 Asimetrik Yükleme Sonucu Oluşan Momentler	109
Ek.1.7 Radyal Momentin Süperpozisyonu ve Gerekli Donatı Miktarı	110
Ek.1.8 Çembersel Momentin Süperpozisyonu ve Gerekli Donatı Miktarı	110

SİMGELER VE KISALTMALAR

<u>Simgeler</u>	<u>Açıklama</u>
A	Rüzgarın çarptığı alan
A	Spektral ivme katsayısı
A	Yalancı (psedo) ivme dizayn spektrumu
A_0	Etkin yer ivmesi
A_s	Donatı alanı
A_t	Temel taban alanı
a	Boyutsuz değer
a	± 0.00 kotunda kule kabuğu yarıçapı
b	Beton kabuktaki açıklık genişliği
C	Periyoda bağlı katsayı
C_D	Aerodinamik sürtünme katsayısı
C_e	Sismik elastik katsayı
C_f	Aerodinamik kuvvet katsayısı
C_L	Aerodinamik kaldırma katsayısı
C_s	Sismik katsayı
[c]	Sönüm matrisi
D	Yapı genişliği
D	Yapının çapı
[D]	Dinamik matris
D_c	Kritik dış çap
d_s	Elastik zemin tabakasının kalınlığı
E	Elastisite modülü
EI	Eğilme rijitliği
E_i	i. zemin tabakasının elastisite modülü
E_s	Zeminin elastik modülü
e	Eksantrisite
F	Rüzgardan doğan bileşke kuvvet
{F}	Kuvvet vektörü

SİMGELER VE KISALTMALAR (devam)

<u>Simgeler</u>	<u>Açıklama</u>
F_D	Sürüklenme kuvveti
F_i	i. kata etkiyen eşdeğer deprem yükü
F_L	Kaldırma kuvveti
F_t	Yapının üst katına etkiyen ek eşdeğer deprem kuvveti
f	Girdap kopma frekansı
$[f]$	Fleksibilite matrisi
f_c	Betonun silindirik basınç mukavemeti
f_c	Coriolis parametresi
f_y	Donatı çeliğinin akma mukavemeti
H	Bina yüksekliği
H	Kazık temele etkiyen toplam yatay kuvvet
H	Yatay kuvveti
$[H]$	Kütlelerin tabana olan uzaklığını ifade eden alt üçgen birim matris
H_1	Bir kazığa etkiyen yatay kuvvet
H_i	Zeminden i. kata kadar olan yükseklik
h	Yapı yüksekliği
h_i	i.zemin tabakasının yüksekliği
h_s	Bileşke kuvvetin etkidiği noktanın temelden yüksekliği
I	Atalet momenti
I	Yapı önem katsayısı
$[I]$	Birim matris
K	Yüzey sürüklenme katsayısı
$[K]$	Rijitlik matrisi
M_a	Temelde devrilmeye karşı koruyucu moment
M_i	Genelleştirilmiş kütle
M_r	Temelde devirici moment
M_r	Temelde radyal doğrultudaki eğilme momenti

SİMGELER VE KISALTMALAR (devam)

<u>Simgeler</u>	<u>Açıklama</u>
M_t	Temelde çembersel doğrultudaki eğilme momenti
M_y	Kazık temel halkasındaki yatay moment
m	Kazıkların yerleştirildiği halka sayısı
m	Kütle
$[m]$	Kütle matrisi
N	Kazık temeldeki kazık sayısı
N_i	Kazık temelde i. halkadaki kazık sayısı
n	Betonun elastisite modülünün, çeliğin elastisite modülüne oranı
n	Temel koruyucu momentinin devirici momente oranı
P	Toplam yayılı yük
P_i	Genelleştirilmiş zorlama fonksiyonu
R	Yapısal sistem katsayısı
R_a	Deprem yükü azaltma katsayısı
Re	Reynolds sayısı
r	Baca en kesit yarıçapı
r_a	Temel yarıçapı
r_i	Kazık temel merkezinden i.nci sırada oluşturulan çemberin yarıçapı
S	Sismik karşılık faktörü
S	Spektrum katsayısı
S	Strouhal sayısı
$[S]$	Alt üçgen birim matris
$[S_1]$	Arıtma matrisi
S_a	Yalancı (pseudo) ivme
S_d	Yer değiştirme spektrumu
S_v	Yalancı (pseudo) hız
T	Yapının özel periyodu
T_1	Yapının birinci doğal periyodu

SİMGELER VE KISALTMALAR (devam)

<u>Simgeler</u>	<u>Açıklama</u>
T_A	Zemin spektrum karakteristik periyodu
T_B	Zemin spektrum karakteristik periyodu
T_b	Dizayn spektrum eğrisi üzerindeki periyot
T_c	Dizayn spektrum eğrisi üzerindeki periyot
T_d	Dizayn spektrum eğrisi üzerindeki periyot
T_n	n inci doğal periyot
T_w	Rüzgar titreşim periyodu
t	Kule en kesit kalınlığı
t	Beton kabuk kalınlığı
U	Kalibrasyon sayısı
u	Sürüklenme hızı
$\{u\}$	Deplasman vektörü
$\ddot{u}$	Gerçek pik yer ivmesi
$\left\{ \ddot{u} \right\}$	İvme vektörü
$\ddot{u}_g$	Yer ivmesi
V	Akım hızı
V	Rüzgar hızı
V_c	Kritik hız
V_{ref}	Referans yüksekliğindeki rüzgar hızı
V_t	Taban kesme kuvveti
V_z	z yüksekliğindeki rüzgar hızı
ν	Bölgesel hız oranı
v_i	i. zemin tabakasının çökmesi
Y	Gerilme dağıtma katsayısı
Y'	Gerilme dağıtma katsayısı

SİMGELER VE KISALTMALAR (devam)

<u>Simgeler</u>	<u>Açıklama</u>
Y_i	Genelleştirilmiş deplasman
y	Elastik yer değiştirmeden dolayı kuledeki sapma
z	Temel dönmesinden dolayı kuledeki sapma
z_0	Pürüzlülük yüksekliği
z_g	Gradyan yükseklik
q	Baz alınan rüzgar basıncı
q	Sismik davranış faktörü
q'	Sismik azaltma faktörü
q_d	Dinamik rüzgar basıncı
W	Basınç kuvveti
W	Toplam yapı ağırlığı
W	Yatay kuvvet
W_t	Temel tabanı mukavemet momenti
X	Gerilim dağıtma katsayısı
X'	Gerilim dağıtma katsayısı
α	Rüzgar bölge sabiti
α	Özel periyodun rüzgar titreşim periyoduna oranı
α_i	Modal katılma çarpanı
Δ	Logaritmik dekreman
ΔF_N	Ek eşdeğer deprem yükü
ε	Sönüm oranı
ε	Kritik sönüm oranı
Φ	Donatı çapı
$\{\phi\}$	Deplasman kolon vektörü
ϕ_1	Çarpma faktörü

SİMGELER VE KISALTMALAR (devam)

<u>Simgeler</u>	<u>Açıklama</u>
ϕ_2	Tekrarlanma faktörü
$\{\phi_i\}$	i. mod için deneme vektörü
ϕ_{i1}	i. kattaki deplasman
η	Derinlik azaltma faktörü
κ	von Karman sabiti
λ	Enlem derecesi
ρ	Akışkan yoğunluğu
ρ	Donatı oranı
ρ_h	Havanın kütle yoğunluğu
ΣM_i	Elverişsiz durumda oluşan moment
ΣN_i	Elverişsiz durumda oluşan normal kuvvet
$\sigma_{c,maks}$	Dış yüzeydeki maksimum beton gerilmesi
σ_{ri}	Kazık temel halkasındaki normal gerilme
σ_c	Beton basınç gerilmesi
σ_s	Çembersel doğrultudaki donatı gerilmesi
$\sigma_{z,mak}$	Temel tabanındaki en büyük gerilme
σ_{zem}	Zemin emniyet gerilmesi
σ_{zi}	i. zemin tabakasındaki gerilme
σ_{zmak}	Zeminde oluşan gerilme
ν	Kinematik viskozitedir
ν	Poisson oranı
Ω	Açısal hız
ω	Doğal frekans
ω	Titreşim frekansı

SİMGELER VE KISALTMALAR (devam)

<u>Kısaltmalar</u>	<u>Açıklama</u>
A.B.D.	Amerika Birleşik Devletleri
A.C.I.	Amerikan Beton Enstitüsü
and	Ve
cm	Santimetre
DIN	Alman standartları
et al.	Ve diğerleri
kg	Kilogram
km	Kilometre
m	Metre
mm	Milimetre
mg	Miligram
sa	Saat
sn	Saniye
t	Ton
TDY	Türk Deprem Yönetmeliği
vb.	Ve benzerleri

1. GİRİŞ

İnşaat mühendisliği eski bir mühendislik dalı olduğu için çeşitli bölümlere ayrılmıştır. Yapı mühendisliği de bu bölümlerin başında gelir. Yapı mühendisliğinde özellikle yüksek yapıların çözümü oldukça karmaşıktır.

Alçak ya da normal yüksekliğe sahip yapılarda genel veya yaklaşık hesap yöntemlerini kullanmak çözüm için yeterli olurken yüksek yapılarda pek tercih edilmez. Çünkü yüksek yapılarda yanal yükler daha etkin karakterlidir. Aynı zamanda bu yüklerin rasgele ve karmaşık yapıda olması hesabı zorlaştırmakta ve dinamik analizi zorunlu kılmaktadır. Dinamik analiz elle yapılamayacak kadar karmaşık ve zahmetli olması sebebiyle önceleri yaklaşık sonuçları veren statikçe eşdeğer yöntemler benimsenmekteydi. Bu sonuçlar güvenli tarafta kalmak adına dinamik analizden daha yüksek çıkmaktaydı. Daha sonra bilgisayar teknolojisinin gelişmesi, hesapların daha kolay ve daha kesin olarak elde edilmesine olanak vermiştir.

Kule tipi yapılar da yüksek yapılar içinde daha ayrıntılı bir bölüm teşkil eder. Doğrusal yayılı kütleli ya da ters sarkaç şeklinde matematik modelleme yoluyla çözüme gidilir. Bu tip yapıların yüksekliğine oranla kütlelerinin az olması deprem kuvvetlerini azaltmakla birlikte dinamik rüzgar etkilerine karşı yapıyı daha hassas bir hale getirir.

Dinamik analiz üzerine yapılan araştırmaların büyük çoğunluğunda rüzgar özelliklerinin ayrıntılı olarak irdelenmesi, rüzgar etkilerinin ne kadar önemli olduğunu göstermektedir. Fakat ülkemizde deprem riski fazla olduğundan deprem kuvvetlerine karşı da analiz yapılmalıdır.

Bu tip yapıların karakteristik özellikleri yükseklikleridir. Bu yüzden ikinci mertebe momentleri mutlaka hesaplarda göz önünde bulundurulmalıdır. Ayrıca taşıyıcı sistem betonarme kabuk olduğundan kabuk üzerindeki boşluklar ve süreksizlikler için gerekli önlemler alınmalıdır.

1.1. Konuyla İlgili Yapılan Çalışmalar

Kule tipi yapılar, diğer yüksek yapılarda olduğu gibi tasarım, hesap zorluğu ve uygulama tekniği nedeniyle diğer yapılardan farklı olarak değerlendirilmelidir.

Bu tip yapılar hakkında yazılan eserlere bakıldığında hesap yöntemleri yanında uygulama teknikleri üzerinde de durulduğu görülmüştür.

Pinfold (1975), betonarme bacalar ve kuleler hakkında bir eser meydana getirmiştir. Yanal yükleri, sıcaklık etkilerini, yalıtımı, uygulama ve tasarım yöntemlerini detaylı bir şekilde anlatmaktadır.

Aydoğan ve Hasgür (1988), betonarme bacalar üzerine yazdıkları eserde, betonarme baca elemanları, gövde, kaplama ve temelle ilgili bilgilere yer verilmiş ayrıca bacaya gelen dış yükleri ve hesap yöntemlerini incelemiştir.

Jackson (1978), bacalardaki asit, sıcaklık sorunu, yalıtım ve dizaynda dikkat edilmesi gereken konulara değinmiştir. Ayrıca uygulamada kullanılan birleşim elemanları vs. hakkında bilgiler vermiştir.

Güven (1980), bacaların ve kulelerin sayısal hesap yöntemlerini ayrı ayrı incelemiş ve bunlara etkiyen yükleri araştırmıştır. Ayrıca konuyla ilgili sayısal örnek çözümlerine yer vermiştir.

Özden ve Kumbasar (1993) betonarme yüksek binaların projelendirilmesi hakkında bilgiler vermiş, ayrıca yüksek binalardaki stabilite kontrolü, ikinci mertebe etkileri ve dinamik hesap yöntemlerini açıklamıştır.

Celep ve Kumbasar (2005), ise betonarme elemanlarıyla ilgili genel kuralları, boyutlandırma esaslarını açıklamış, betonarme taşıyıcı sistemlerin hesap modellerini TS 500'e ve Türk Deprem Yönetmeliği'ne uygun olarak açıklamıştır.

İnşaat mühendisliğinde kule tipi yapılar üzerine yapılmış çalışmalar, bu tip yapıların yanal yüklere karşı hassas olması nedeniyle daha çok bu alanda yapılmıştır. Gerçekten de bu yapıların yanal yüklerden kolay etkilenmesi sebebiyle dinamik analiz sonucuna yakın sonuçlar almak için statik ya da yarı-statik yöntemler geliştirilmiş, daha sonraları teknolojisinin gelişmesiyle dinamik analiz yöntemlerinin uygulanması mümkün olmuştur. Gerek bilgisayar teknolojisinin karmaşık dinamik analiz problemlerinin çözümünde kullanılması gerekse rüzgar tüneli gibi gözleme ve ölçmeye dayalı analiz yöntemlerinin geliştirilmesi bu tür yapıların tasarımında kolaylıklar sağlamıştır.

Konuyla ilgili dinamik analiz çalışmaları bir hayli mevcuttur. Tezcan ve Yavaş (2000), kule tipi yapıların deprem ve rüzgar yükleri karşısında davranışlarını incelemiş ayrıca kuleyle ilgili tasarım kriterlerine değinmişlerdir.

Chopra (2001), baca tipi yapıları konsol şeklinde ve kütleli konsol boyunca düzgün yayılmış kabul ederek bu tüp yapıların tek serbestlik dereceli kabul edilmesi gerektiğini söylemiştir.

Dowrick (1978) de bacaları, kütlesi boyunca düzenli dağılmış kabul edip incelerken, TV kulesi ve gözetleme kulesi vs. gibi yapıları ters sarkaç şeklinde kabul etmiş, bu yapıların deprem karşısındaki dinamik özelliklerini incelemiştir.

Houghton and Carruther (1976), Sachs (1978), Dyrbye and Hansen (1996), yaptıkları çalışmalarda rüzgarın yapılar üzerindeki etkisini incelemişler, ayrıca kule ve baca gibi özel yapılardaki rüzgar etkilerini deneysel ve teorik olarak açıklamışlardır.

Hansen'da (1998) ise rüzgar etkisinde başlayan titreşimlerin baca şeklinde olan yapılara etkisini incelemiş, çeşitli bacalar için bazı karakteristik bilgiler vermiştir.

Wilson'da (2000) betonarme bacaların depreme dayanıklı tasarımı için uygun sünellik faktörlerine göre hesaplar yapılmış ve sonuçları uluslararası baca yönetmelikleri ile karşılaştırılmıştır.

Halabian and El Naggar (2000), güçlü rüzgarların yüksek yapılara etkilerini malzeme etkisini de hesaba katarak incelemiştir.

Kawai (1997,1999), bu tip binalarda rüzgar hareketlerini incelemiş, bunların rüzgarın esiş yönüne göre genişlik ve enlerinin değişimlerini ve köşelerde yapılan modifikasyonların yapıda oluşabilecek titreşimlere etkisini incelemiştir.

Hara et al. (1999), soğutma kulelerine etkiyen periyodik rüzgar yüklerini sonlu elemanlar metodu yardımıyla incelemiş, sonuçları monolitik yükleme sonuçlarıyla karşılaştırmıştır. Ayrıca periyodik davranışlarla donatı oranı arasındaki ilişkiyi araştırmıştır.

Cho et al. (1999), kuleler ve bacalar üzerine çeşitli yönlerde etkiyen rüzgarları ve bunlardan doğan titreşimlerin sönümleri arasındaki farkı incelemiş, doğal frekansla sönüm oranı arasında bir ilişki kurmak istemiştir.

Bardan and Hold (1999), yükseklik/genişlik oranı 10 olan bir duvarda iki boyutlu akışı incelemiş, pürüzlülüğün akış üzerine etkisini araştırmıştır.

Köseoğlu (1986), temeller üzerine yazdığı kitapta, kulelere ve bacalara yönelik özel bir bölüm ayırmış ve bu tip yapılar için yapılması gereken temel tiplerinden bahsetmiş ve çözümlü örneklerle yer vermiştir.

Ayrıca Berkle Üniversitesi'nin internet üzerinden yayınladığı dokümanlarda Almanya'daki TV kuleleri tanıtılmış, kule yapıları ile ilgili bilgiler verilmiştir.

CICIND'nin (uluslar arası endüstri bacaları komitesi) internet üzerinden yayınladığı dokümanda ise bacalar genel olarak ele alınmış tasarımında nelere dikkat edilmesi gerektiğinden kısaca bahsedilmiştir.

İnternet üzerinden ayrıca Ostankino Tower ve CN Tower ile ilgili fotoğraflara da ulaşılmıştır.

1.2. Kule Tipi Yapılar

Kule tipi yapılar denince akla; haberleşme kuleleri, sanayi bacaları, deniz fenerleri, radar kuleleri, minareler ve ayaklı su depoları gelmektedir.

Bu tip yapılar çelik, betonarme, ön gerilmeli betondan imal edilir. Baca ve minareler tuğladan da yapılabilir.

Günümüzde yapılan ve yapılmakta olan bu tip yapılara bakıldığında sanayi bacalarının ve haberleşme kulelerinin diğerlerinden daha yüksek olduğunu görülür. Sanayi bacalarının yüksek olması başlıca iki sebebe dayanmaktadır. Birincisi, baca çekişi, baca yüksekliği arttıkça kolaylaşır. İkincisi, sanayinin yoğun olduğu bölgelerde hava kirliliği problemini çözmek için atık gazların atmosferde daha yükseklerde bırakılması zorunluluğu da baca yüksekliğini artırır. Haberleşme kulelerinin yüksek olmasının sebebi ise, TV ve radyo yayın sinyallerinin taşınmasında büyük ve güçlü antenlere ihtiyaç duyulmasıdır.

Özellikle mikrodalga iletimi yapan kulelerin yüksekliği her şeyden önce yapının yapıldığı topografyaya bağlı olmakla birlikte kırsal kesimlerde en az 75 m ve şehir merkezlerinde de 140 m olması beklenir (Pinfold,1975).

Bacalar, genellikle betonarme, öngerilmeli beton ya da tuğladan inşa edilirler. Yüksekliğin az olduğu, yüksek ısıya dayanıklı olması istenen bacalarda tuğla tercih edilir. Atık gazların çeliği korozyona uğratması, çeliğin bakım ve onarım masraflarının bu yüzden artması ve dış etkilere karşı betonarmeye karşı daha dayanıksız oluşu gibi sebeplerden ötürü bacanın genellikle betonarme olması tercih edilir. Çelik baca yüksekliği yaklaşık 120 m.ye kadar inşa edilirken betonarme bacalar 400 m.ye kadar çok rahat inşa edilmektedir. Bunda betonarmenin çeliğe göre rüzgar titreşimlerine karşı daha dayanıklı olması da büyük bir etkidir (Aydoğan ve Hasgür, 1988).

Radar kuleleri genellikle iki bölüm olarak kabul edilir: kule yapısı ve radar kısmı (sinyal vericisi). Deniz fenerleri ve minareler genel görünüş itibariyle bacalara

benzemekle birlikte tek farkı iç yapıda boşluk yerine merdiven olmasıdır.

Baca ve kule yapıları çeşitli şekillerde yapılabilirler. Bunların başında tekli ve çoklu baca (kesitinde birden fazla gaz çıkış borusu bulunan), haberleşme, radyo ve televizyon kuleleri vb. gelir. Bacalar, bu tip yapıların içinde sayıca en fazla olanıdır. Ayrıca bu tip yapıların genel formunu oluşturduğundan bazı ülkelerde sadece betonarme bacalar için hazırlanmış yönetmelikler vardır.

1.2.1. Bacalar

Bacalar, uzun silindir şeklindeki yapı tiplerinin birçoğunda olduğu gibi farklı problemleri bünyesinde barındırır. Bu yüzden diğer kule tipli yapılardan ayrı düşünülürler. Bacayla ilgili en önemli özel problem baca borusundaki gazın termal ve korozif etkilerinin ortaya çıkmasıdır. Bu etkilerle birlikte, beton ile izolasyon malzemesi arasındaki yüksek ısı ve farklı sıcaklık mekanizması, betonun korunmasını zorunlu kılar. Yüksek ısıda, baca gazları izolasyon ve hareket farkı problemlerine neden olurken, düşük ısıda, gazlar asit yoğunlaşmasından dolayı sorunlara neden olurlar (Pinfold, 1975).

1.2.1.1. Betonarme bacaların gelişimi

Beton, baca yapımında yaklaşık 150 yıldır kullanılmaktadır. Eskiye göre kullanılan temel maddelerin daha ekonomik olması baca yapımını pratik hale getirmiştir (Pinfold, 1975).

1873 yılında küçük betonarme bir baca Sunderland, İngiltere’de Chain, Cable and Anchor Testing Works (Zincir, Kablo ve Çapa Deneme Tesisi) için yapıldı. Baca 19 m yüksekliğinde 1/5 çimento/çakıl, kum oranında yapıldı. Bacanın dışı da 1:1 çimento/kum harç ile 6 mm kalınlığında kaplanmıştır. Şaft her gün 91 cm yükseliyordu. Yapımda herhangi güçlendirici bir şey uygulanmadı ve içten astar uygulanmadı (Pinfold, 1975).

1907 yılında Sanford E. Thompson, Portland Çimento İmalatçıları Birliği'ne verdiği raporda Amerika Birleşik Devletleri'nde 400 kadar beton baca olduğundan bahsediyordu (Pinfold, 1975).

1920'li yıllarda bacalardaki sıcaklık durumu için gerçek bir girişimde bulunuldu. Çünkü o yıllara kadar yapılan bazı bacalarda izolasyon göz ardı edilebiliyordu. Bunun için beton kabuklar kullanılmaya başlandı (Pinfold, 1975).

Günümüzde bacaları prefabrikten, tuğlaya, çelikten betona pek çok malzemeyle ve pek çok yapım tekniğiyle yapmak mümkündür.

1.2.1.2. Bacalarda atık gazlar

Atık gazların oluşturduğu kirlilik öncelikle bacalardan çıkan zehirli gazlarla ilgilidir. Bundan başka yakıttaki toz ve kül miktarı da önemlidir. Özellikle kömürle çalışan elektrik santrallerinde toz ve kül önemli bir problemdir. Aslında toz ve kül konsantrasyonu yer seviyesinde mekanik kolektörler (toplayıcılar) ya da elektrostatik çökticilerle kontrol edilebilir (Pinfold, 1975). Asıl sorun atık gazda bulunan sülfürdür. Sülfürün atık gaz olarak başlıca zararı asidik etkisinden dolayı bacaya verdiği zarardır. Ayrıca sülfür dioksit su ile kolayca reaksiyona girerek sülfürik asidi oluşturur. Atmosferde fazla miktarda bulunduğunda asit yağmurlarına sebep olur.

Sülfür dioksit emisyonunun limiti Nonhebel'e (1966) göre 15 dakikalık örnekleme zamanı için endüstriyel bölgelerde 0.3 ppm¹ olarak, diğer yerlerde 0.4 ppm kabul edilmiştir. Bu değerler 30 dakikalık örnekleme zamanı için yaklaşık olarak, sırası ile, 0.7 mg/m³ ve 0.9 mg/m³ değerlerine karşılık gelirler (Pinfold, 1975).

Birçok yakıt sülfür içermesine rağmen odun ve odunun havasız yanması ile elde edilen odun kömürü sülfür içermez.. Fakat kalori değerleri düşük olması ve çok fazla

¹ Burada kullanılan ppm (parts per million) terimi “milyonda bir” anlamına gelir, kirleticisi madde yoğunluğunu göstermede kullanılır.

atık madde içermeleri sebebiyle yakıt olarak tercih edilmezler.

Sıvı yakıtlarda ki sülfür miktarı elde edildikleri ham petroldeki sülfür miktarına göre değişir. Bunlardan en yaygın olanlarından gazyağı ve dizel yakıtlar %1'den az sülfür içerirken , ağır yağlar ve deniz yatağından çıkarılan petrol %5 veya daha fazla sülfür içerir (Jackson,1978).

Gaz, kömür ve petrol gibi diğer yakıtlardan üretilmişse ya hiç sülfür içermez ya da ihmal edilebilecek kadar az sülfür içerir. Doğal gaz hiç sülfür içermemesine karşın yapısında ağırlıkça %3 oranında hidrojen sülfat (H_2S) bulunur (Jackson,1978).

Çizelge 1.1'de bazı yakıtlardaki sülfür miktarı verilmiştir (Pinfold 1975; Jackson 1978).

Çizelge 1.1 Yakıtlardaki sülfür miktarı

Yakıt	Sülfür miktarı (ağırlıkça % olarak)
Odun ve odun kömürü	-
Kömür	0.5-3.5
Dizel yakıtlar	0.1-1.0
Akar yakıt (ağır akaryakıt)	≥ 5.0
Kreozot-zift	≤ 0.9
Hava gazı	-
Doğal gaz	≥ 0.3 (H_2S olarak)
Kuzey Denizi gazları	-
Ağır yağlar	3.5
Hafif yağlar	0.3
Gaz yağı	≤ 0.1

1.2.1.3. Beton baca yapımının gelişmiş tipleri

Günümüzde gelişen teknoloji sayesinde gerek yapım tekniğinde gerekse malzeme seçiminde çeşitli seçenekler vardır.

Bacalarda kullanılan başlıca kaplama malzemeleri, tuğla, çelik ve çeliğe benzetilen cam elyafı donatılı plastik (aşağıda iii kısımda açıklanmıştır) kullanılır. İzolasyon için de en çok kullanılan malzemeler, mineral yün, izolasyon tuğlası, cam köpüğü² ve cam elyafıdır (Pinfold, 1975).

Bacaları, Pinfold (1975) genel olarak dört kategori altında toplamıştır.

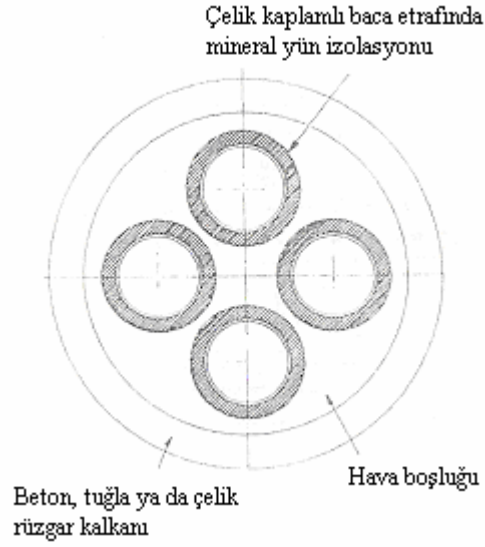
i-) Bağımsız (müstakil) kabuk olarak rüzgar kalkanının çevrelediği bacalar: Bu tür bacalarda, içte bir ya da daha çok baca, rüzgar kalkanı (windshield) ile dıştan çevrelenmiştir. Buna bir tür baca içinde baca da diyebiliriz. Rüzgar kalkanı, kaplamayı herhangi bir şekilde desteklemez. Rüzgar etkilerine karşı kullanılır. Jackson'da (1978), çelik kaplama kullanılan bir çoklu bacada rüzgar kalkanının uygulanması örülmektedir (Şekil 1.1).

ii-) Rüzgar kalkanı destekli bacalar: Bu tip bacalarda rüzgar kalkanı, bacalarda sadece rüzgar yüklerine karşı kullanılmaz. Rüzgar kalkanında belli aralıklarla konsol oluşturularak tuğla kaplaması desteklenir (Şekil 1.2 a) ya da belli aralıklarla bacada meydana getirilen döşeme plağı desteklenir (Şekil 1.2 b).

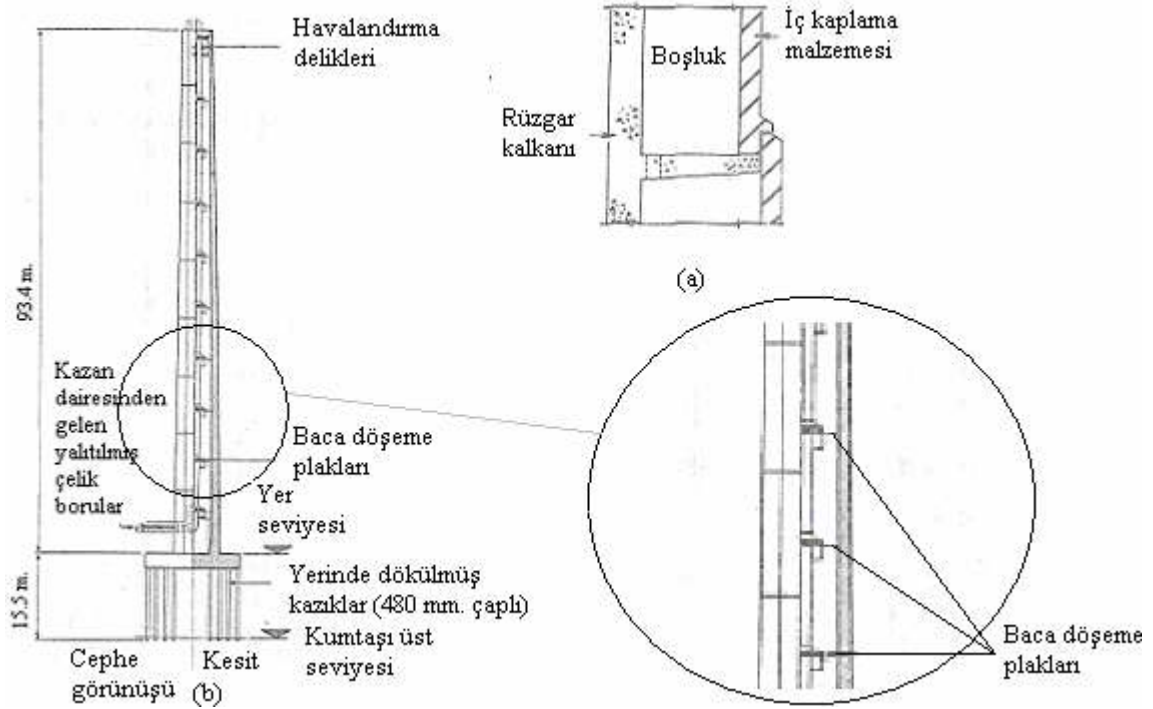
iii-) Beton çerçeve ile desteklenen bacalar: Bu tür bacalar, çelikten ya da cam elyafı donatılı plastikten (GRP –glass reinforced concrete - olarak da bilinir) yapılmış bacalardır. Cam elyafı ile güçlendirilmiş plastik bacalar, çelik bacalara benzerler. Bu kompozit malzeme, reçine ile cam elyafının birlikte kullanılmasından oluşur. Reçine, baca şartları için özellikle korozyona karşı iyi bir malzemedir. Cam lifi de mukavemeti artırır ve malzemeyi güçlendirir (Pinfold, 1975).

Baca dıştan bir beton çerçeve ile desteklenir. Çok çeşitli şekillerde uygulanabilirler.

² Cam köpüğü çok sayıda, bitişik küçük kabarcıktan oluşan ısı iletimi düşük bir tür cam.



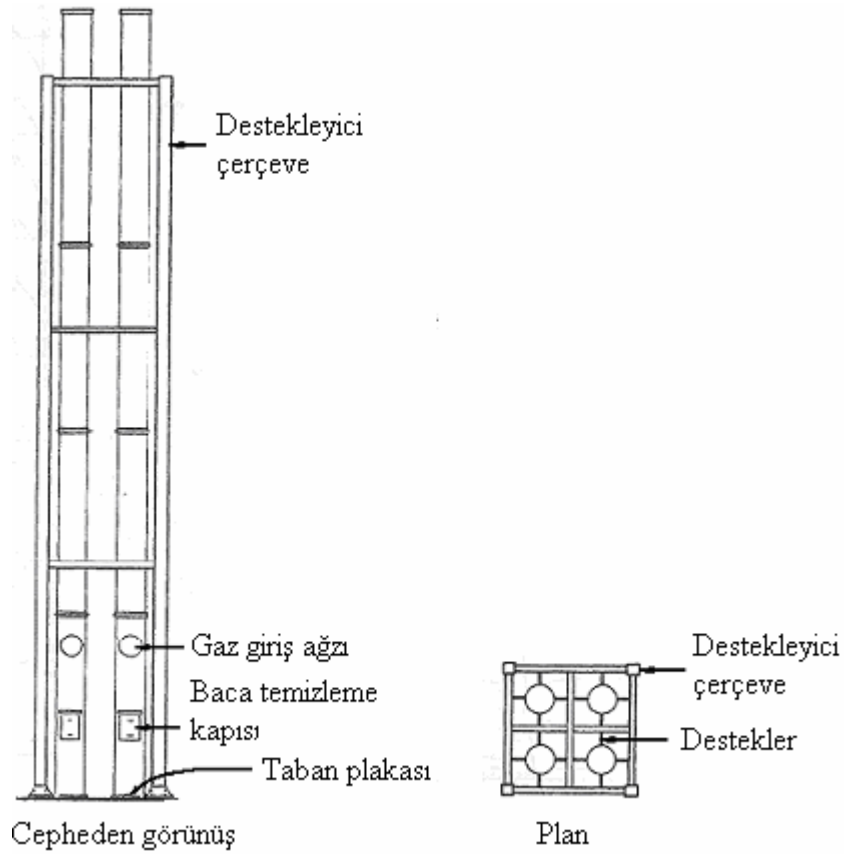
Şekil 1.1 Rüzgar kalkanı ve iç bacalar



Şekil 1.2 Bacayı destekleyen rüzgar kalkanı tipleri

a-) Kaplamanın oturduğu konsol tipi b-) Baca döşeme plaklarını destekleyen tip

Bacanın, dıştan beton bir çerçeve tarafından desteklenmesi ile ilgili bir çizim CICIND' nin (Uluslararası Endüstrisi Bacaları Komitesi) Internet üzerinden yayınladığı bir dokümandan alınmıştır (Şekil 1.3).



Şekil 1.3 Beton çerçeve ile desteklenmiş çoklu çelik baca

iv-) Prefabrik beton kabuklu ve ateşe dayanıklı prekast beton kaplamalı bacalar: Bu tür bacaların kaplama ve gövdeleri prefabrik olarak üretilir. Temel kısmı yerinde dökülür. Bu yöntemle baca çok hızlı yapılabilir. Günde 5 m kadar yükselebilmektedir (Pinfold, 1975).

Bu farklı tasarım şekillerinin çeşitli uygulama tipleri vardır. Çoklu bacaların

maliyeti tekli baca maliyetinden daha fazla olsa da çoklu bacalar gerek çalışırken, gerekse bakım aşamasında daha avantajlıdır (Pinfold, 1975).

Baca yüksekliği fazla olduğu durumlarda tuğla kaplama yapmak pek tercih edilmemelidir. Özellikle tabanda tuğla kalınlığının fazla olması yapı ağırlığını arttırmaktadır. Ağırlığın fazla olması, zemin taşıma gücü açısından oldukça önemli bir problemdir. Ayrıca deprem kuvvetlerini de artırır. Bu yüzden kaplamada çelik kullanılabilir. Kullanılan çelik cinsi, gazın sıcaklığına ve asit yoğunluğuna bağlıdır.

Çelik kaplamanın bacaya montajı ya tepeye ya da tabana mesnetlenerek yapılır. Altan mesnetlenmiş çelik kaplamada hem kendi yükünden hem de kaplamanın iç ve dış yüzü arasındaki sıcaklık farkından dolayı burkulma problemiyle karşılaşmaktadır. Kaplamayı tepeye mesnetlemek, çelik çekmeye çalıştığı için bir avantajdır, fakat tepedeki sıcaklık nedeniyle genleşme derzi yapılması zorunluluğu önemli bir sakınca oluşturmaktadır (Aydoğan ve Hasgür, 1988).

Çelik kaplamanın hafifliği ve sağlamlığı, bacayı deprem hareketlerine karşı daha elverişli hale getirir. Eğer gerekirse bu tip bacalar kayar kalıpla ve prefabrike kaplamayla çok hızlı yapılabilirler. Bu metotla, üst yapı yüksekliği 200 m.yi bulan bir baca dört ay gibi kısa bir sürede rahatça bitirilebilir. Bu yapım tekniği Kuzey Amerika'da 365 m ve üzerindeki birkaç elektrik santrali ve endüstriyel baca yapımında uygulanmıştır (Pinfold, 1975).

Çerçeve destekli baca tipi genellikle kısa, yüksekliği 60 m.ye kadar olan bacalar için daha uygundur (Pinfold, 1975).

Prefabrik baca tipi ise, yüksekliği yaklaşık 90 m.ye kadar olan bacalarda uygulanır (Pinfold, 1975).

1.2.2. Kuleler

Kuleler sayı olarak bacalardan az olsa da bacalara göre tasarım sırasında çok çeşitli türde problemlerle karşılaşılır. Bacalardaki gibi yüksek sıcaklık problemiyle karşılaşılmaz ama uzun anten güneşe maruz kaldığı için sapar. Ayrıca rüzgar da göz önünde bulundurulmalıdır (Pinfold, 1975).

Kuleler genel olarak dört bölüme ayrılarak incelenirler. Bunlar, temel, gövde, baş kısmı ve anten kısmıdır (Güven, 1982). Bu konuyla ilgili detaylı bilgi sonraki bölümlerde verilecektir.

Televizyon kulelerinde baş kısmı genellikle silindirik veya disk formu olarak yapılırlar. Buraları halka açık kısımlar olarak planlanır. Genellikle kafeterya, restaurant vs. bulunur (Güven, 1982). Bu bölüm halkın ilgisini arttırmak için bazen döner şekilde (genellikle saatte bir tur atacak kadar) yapılırlar.

Kulelerde karşılaşılan başlıca problemleri şöyle sıralayabiliriz (Pinfold, 1975).

- Platform ve galerilerin desteklenmesi.
- Asansör ve lokanta için gerekli teçhizatlar (periyodik olarak dönebilen baş kısımları) gibi mekanik servislerin temin edilmesi.
- Rüzgar ve güneşe maruz kalmaktan dolayı antende oluşabilecek açısız dönmelerin sınırlandırılması.
- Halka açık alanlarda ki dinamik hareketin sınırlandırılması.
- Tehlike çıkışının ve yeterli yanma direncinin sağlanması.

Yüksek frekanslı radyo iletişim ağlarının gelişimden dolayı kule yapımı birçok ülkede artmaktadır. Kuleler genellikle televizyon yayıncılığı, kamu için geniş manzara, yemek vs. gibi ihtiyaçlar için yapılırlar. Almanya'da ki televizyon kulelerinin pek çok turist çektiği görülmüştür (Pinfold, 1975).

Dünyada inşa edilen en yüksek betonarme kuleler, 1976'da Toronto, Kanada'da yapılan CN Tower (Şekil 1.4) ve Moskova'da 1967'de yapılan Ostankino Tower'dır (Şekil 1.5). Yapıların yükseklikleri sırası ile 553.33 m ve 533 m.dir (Şekil 1.4 internet üzerinde <http://www.nationmaster.com/encyclopedia/CN-Tower> adresinden ve Şekil 1.5'te <http://www.structurae.net/photos/1539/ostankino02.jpg> adresinden alınmıştır).

CN Tower'da kayar kalıpla yapılmış 446m yüksekliğinde ve 130.000 ton ağırlığında beton sütun bulunur (Pinfold, 1975).



Şekil 1.4 CN Tower Toronto, Kanada

Ostankino Tower, Moskova Televizyon Kulesi olarak da bilinir, 385 m yüksekliğinde betonarme kısımdan oluşur. Diğer kısmı yuvarlak, çelik kesitli olarak

devam eder. Kule gövdesinin eğimi % 2'dir. Gövde silindirik formlu olup duvar kalınlığı 35.0 cm.dir (Güven, 1982).



Şekil 1.5 Ostankino Tower (Moskova Televizyon Kulesi)

Aşağıdaki bölümde dünyada bu tipte yapılan diğer yapılardan bazılarına değinilmiştir.

1.2.3. Bu Tip Yapılara Bazı Örnekler

Stuttgart Televizyon Kulesi (1953-1955)

Dünyada ki ilk betonarme televizyon kulesidir. Toplam yüksekliği 217 m baş kısmının yüksekliği de 138.1 m.den 150.3 m.ye kadardır. Betonarme kısmın yüksekliği 160.9 m.dir. Dairesel gövdeye sahiptir. Kulenin taban çapı 10.80 m ve en üstte de 5.08 m.dir. Duvar kalınlığı 0.6 m en büyük çap 8.2 m derinlikte (temel) 27.0 m.dir. Baş kısmında iki restoran bulunur. Bir katı haberleşme hizmetleri için, diğer bir katı da restoran ve mutfak için ayrılmıştır (<http://nisee.berkeley.edu>).



Şekil 1.6 Stuttgart Televizyon Kulesi

Hamburg Telekomünikasyon Kulesi (Heinrich Hertz Kulesi) (1964-1968)

Toplam yükseklik 271.5 m.dir. Baş kısmının 119 m.den 134 m.ye kadar ki kısmı halka açık, 143.5 m.den 159 m.ye kadar olan kısmı posta servisine aittir. Betonarme kısmın yüksekliği 204.7 m.dir . Tabanda çap 16.5 m ve duvar kalınlığı 0.9 m tepede çap 6.0 m ve duvar kalınlığı 0.3 m.dir. Temel 13.6 m derinlikte 41.0 m çapında konik bir kabuk şeklindedir. Baş kısmında çap halka açık kısımda 32.4 m.dir. Üç katlı telekomünikasyon bölümünde 39.8 m.dir (<http://nisee.berkeley.edu>).



Şekil1.7 Hamburg Telekomünikasyon Kulesi

Frankfurt/Main Telekomünikasyon Kulesi (1970-1977)

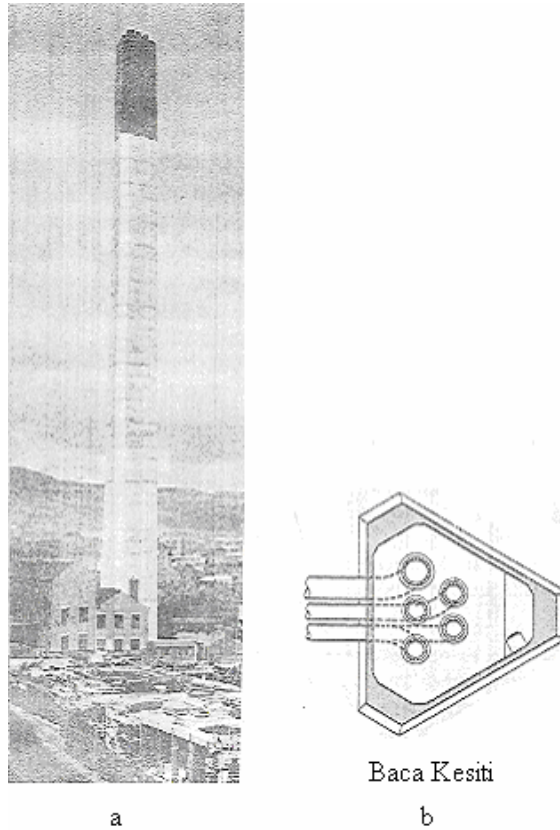
Almanya'nın en yüksek betonarme kulesidir. Toplam yüksekliği 331 m. Betonarme kısmın yüksekliği 295.4 m.dir. Baş kısmı 211.5 m ile 237.8 m arasındadır. Kulenin temelinde çapı 20.0 m ve duvar kalınlığı 0.9 m tepede çapı 5.6 m ve duvar kalınlığı da 0.3 m.dir. Temel 18 m derinlikte 48 m çapında konik bir kabuk şeklindedir. Baş kısmında döner bir restaurant, iki katta hizmet veren haberleşme servisi bulunur. Maksimum çap baş kısmındadır ve 59 m.dir (<http://nisee.berkeley.edu>).



Şekil 1.8 Frankfurt/Main Telekomünikasyon Kulesi

Belfast'ta hastane bacası

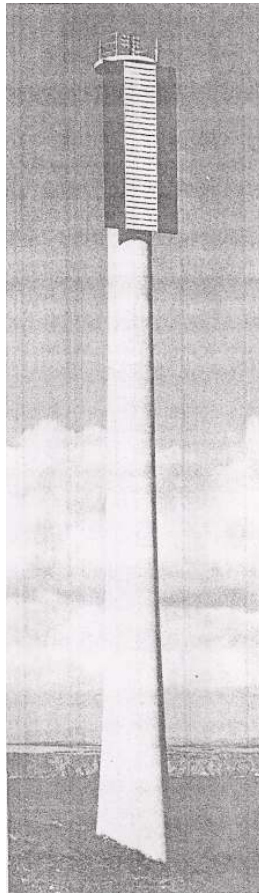
Belfast'ta inşa edilen bu baca bir hastaneye aittir (Şekil 1.5 a). Bacanın kesiti, kenarları kısaltılmış eşkenar üçgen şeklindedir. Bacanın kazan dairesinden gelen boruların bacaya giriş yerinden alınan en kesitte görülmektedir (Şekil 1.5 b ayrıca bacanın boy kesit görünüşü için bkz Şekil 1.2 b). Baca yüksekliği 93.4 m olup temel derinliği 15.5 m.dir. Baca boruları tuğla ile yalıtılmış olup dört tanesi 60 cm çapında bir tanesi de 90 cm çapındadır. Baca döşemesi, rüzgar kalkanı tarafından desteklenmektedir. Yaklaşık olarak 9 m.de bir döşeme plağı oluşturulmuştur (Pinfold,1975).



Şekil 1.9 Hastane Bacası (Belfast, Kuzey İrlanda)

Milford Haven, Galler'de deniz feneri

Şekil 1.10'da görülen deniz fenerinin yüksekliği 48.5 m.dir. Yapının üst kısmındaki son 10 m.lik bölümünde sabit kalan çap 2.45 m ve yükseklik boyunca betonarme kabuk 30 cm kalınlığındadır. Fener 58 m/sn.lik (yaklaşık 210 km/sa) rüzgar hızına göre tasarlanmıştır. Beton temel 7.6 m çapındadır. Kayalık zemin üzerinde inşa edilmiştir. Deniz fenerinin tepesinde bir platform ve aydınlatma tertibatı bulunur (Pinfold, 1975).



Şekil 1.10 Deniz Feneri (Milford Haven, Galler)

2. KULELERİN TASARIM ESASLARI

2.1. Tasarım ve Yönetmelikler

Betonarme yapılarda, yapı yüksekliği arttıkça yatay yüklerin etkisi de hissedilir biçimde artmakta, hatta yatay yükler, düşey yüklere göre daha da önemli olabilmektedir.

Yüksek yapılara ait en önemli problemlerden biri de II. mertebe etkileridir. Yanal yüklerin taşıyıcı sistemde meydana getireceği yanal deplasmanlardan dolayı oluşan II. mertebe momentlerinin yapıya zarar vermemesi için bu momentlerin fazla büyük olmaması gerekir. Oluşacak II. mertebe momentlerinin daha önce orada hesaplanan moment değerinin % 20' sini aşması istenmez. Hesap aşamasında bulunan II. mertebe momenti orada daha önce hesaplanan momente eklenerek toplam moment bulunmuş olur (Özden ve Kumbasar, 1993).

Bugüne kadar betonarme yapıların hesaplarında müsaade edilebilir gerilmeler kullanılarak elastik dizayn tercih ediliyordu. Günümüzde bu tip yapılar limit durum metodu ile, yani yapının çökme dayanımı ve bununla beraber çatlama ve sehim emniyeti sağlaması, çözüm için yeterli kabul edilmektedir. Limit durum metodunun avantajlarından biri de yapının çeşitli kısımlarının güvenlik katsayısının daha düzenli (uniform) alınmasıdır ve böylece güvenli tarafta kalmak mümkün oluyor (Pinfold, 1975).

Esas olarak limit durumlar, kesin limit durumu (emniyet limit durumu veya güç tükenmesi limit durumu) ve işletme limit durumu (kullanma limit durumu) olarak ikiye ayrılır. Kesin limit durumu aşıldığında yapı tamamen elden çıkmıştır. İşletme limit durumu aşıldığında ise yapı işletme fonksiyonunu yerine getiremez. İşletme limit durumu, yapıda rahatsız edici çatlama veya benzeri durumların bulunmaması olarak tarif edilebilir (Özden ve Kumbasar, 1993; Celep ve Kumbasar, 2005).

Yüksek yapılarda önem kazanan dinamik yüklerin etkisiyle birlikte, bu türden olmayan yapılara göre, düktilite gibi, bazı yeni limit durumlar ortaya çıkabilmektedir (Özden ve Kumbasar, 1993).

Bu limit durumlar şunlardır.

— Kesin Limit Durumlar

- a-) Stabilitate kontrolü.
- b-) Göçme mekanizması kontrolü.
- c-) Kritik bölgelerin ve kesitlerin taşıma gücünün aşılp aşılmadığının kontrolü.
- d-) Düktilite (süneklik) kontrolü.

— İşletme Limit Durumlar

- a-) İşletme yükleri altında gerilme sınırlamaları.
- b-) Limit deformasyonlar.
- c-) Düktilite (Özden ve Kumbasar, 1993).

Konuyla ilgili çeşitli yönetmelikler ülkeden ülkeye çok farklılık göstermektedir. Birçok ülkede baca tasarımı için özel bir yönetmelik bulunmamaktadır. Bu ülkelerin çoğu genel betonarme yönetmeliğini kullanmaktadır. Bazı ülkeler ise (A.B.D., Polonya, Fransa, Almanya vs.) betonarme bacalar için özel şartnameler hazırlamışlardır. Birbirlerinden bağımsız olarak hazırlanan bu şartnameler, her ülkenin kendi deneyimlerini yansıtır ve uygulamada da oldukça çeşitlidirler. Baca dizaynı bir ülke şartnamesine göre yeterli gözükürken diğer bir ülkenin şartnamesine göre oldukça yetersiz olabilir (Pinfold, 1975).

Ülkemizde henüz bacalarla ilgili bir yönetmelik bulunmadığından en çok başvuru kaynaklarından biri de bu konuda yazılmış en önemli İngilizce yönetmelik kabul edilen Amerikan Beton Enstitüsü'nün (ACI) çıkarmış olduğu ACI 307 numaralı yönetmeliktir. Bu yönetmelik yenilediği yıla göre numaralandırılır (örneğin ACI 307-69, ACI 307-79, ACI 307-95 gibi).

Bu yönetmelik ilk olarak 1934 yılında çıkarılmıştır ve periyodik olarak da yenilenmektedir. Rüzgar yükleri, ısıl yükleme ve sismik yükleri kapsar. Ayrıca ısıl değişimin beton kabuk için hesabı ve ısıl gerilmelerin tek başına ve rüzgar ve deprem yükü ile kombinasyonları hakkında hesap yöntemlerini içerir. Donatı çeliği , minimum beton dayanımı , çeşitli yükleme durumlarında kabul edilebilir gerilmeleri içerir. Özel bir yönetmeliği olmayan birçok ülkede de genellikle Amerikan yönetmeliği ile birlikte o ülkenin kendi betonarme yapı kuralları birlikte kullanılır (Pinfold, 1975).

2.2. Kesitte Müsaade Edilen Güvenlik Gerilmeleri

Baca ve kule kabuklarındaki minimum donatı miktarı çeşitli ülke yönetmeliklerine göre değişir. Ama genel olarak minimum donatı oranı şöyle kabul edilir.

$$\begin{aligned} \text{Dikey Donatı: } \rho &\geq \% 0.25-0.30; \Phi \geq 8-12 \\ &\text{aralık} \leq 250\text{mm}-300\text{mm} \\ \text{Yatay Donatı: } \rho &\geq \%0.20-0.25; \Phi \geq 8-10 \\ &\text{aralık} \leq 250\text{mm}-300\text{mm} \end{aligned}$$

ρ donatı oranı ve Φ donatı çapını vermektedir. Maksimum donatı oranı ise genel olarak % 2'yi geçemez. Bu oran bölgesel olarak da % 4 olarak tespit edilmiştir (Pinfold, 1975).

Donatının minimum paspayı dıştan 4-5 cm arasında olmalıdır. İç yüzeyde eğer gerekli koruma yapılmış (kaplama gibi) ve/ veya yeterli inceleme yapılmışsa paspayı iç yüzeyde azaltılabilir (Pinfold, 1975).

Minimum betonarme kabuk kalınlığı çeşitli ülke yönetmeliklerine göre 12 cm ile 20 cm arasında değişir. Betonarme kabuk kalınlığı 20 cm olan ülkelerdeki standart uygulama donatıyı kabuk yüksekliği boyunca çift sıra halinde yerleştirmektir (Pinfold, 1975).

Minimum gövde kalınlığı, iç çapı 8.5 m.den küçük olan bacalarda 20 cm.dir. 8.5

m.yi aşan çaplarda ise 1 m için 1 cm kalınlık ilavesi yapılacaktır (Aydoğan ve Hasgür, 1988).

Aydoğan ve Hasgür' de (1988) ACI 307-79 ve DIN 1056 'ya göre baca boyuna ve enine (çembersel) donatı oranlarının minimum değerleri ve aralıkları Çizelge 2.1'deki gibi verilmiştir.

Çizelge 2.1 Donatı yerleşimi

Donatının Düzlemi	Standart	Min. Donatı Oranı % A_c	Maksimum Donatı Aralığı
DÜŞEY	ACI 307-79	Toplam 0.25 Dışta $\geq$ toplamın yarısı	İçte 60 cm Dışta 30 cm
	DIN 1056	İçte 0.10 Dışta 0.20	Min 
YATAY	ACI 307-79	İçte 0.10 Dışta 0.10	İçte 30 cm Dışta min 
	DIN 1056	İçte 0.10 Dışta 0.15	20 cm

Donatı oranından giderek boyuna donatı alanını hesaplarken halka en kesitin alanı, çembersel donatı alanını hesaplarken ise ortalama düşey halka kesit alanı esas alınacaktır (Aydoğan ve Hasgür, 1988).

Kullanılan beton kalitesi en az C20, beton paspayı 5 cm olmalıdır. Donatı çapı 10 mm.den az olamaz (Aydoğan ve Hasgür, 1988).

Aydoğan ve Hasgür (1988), baca kabuğundaki izin verilebilir beton ve boyuna doğrultudaki çelik donatı gerilmelerinin ACI 307-79' a göre aşağıdaki Çizelge 2.2'deki gibi olduğunu belirtmişlerdir (f_c betonun silindirik basınç mukavemeti, f_y donatı çeliğinin akma mukavemeti).

Çembersel doğrultuda yalnız sıcaklık etkilerinden dolayı beton basınç gerilmesi $\sigma_c \leq 0.40 f_c$ sınırını aşmamalıdır. Çembersel doğrultudaki donatı gerilmesi ise

$\sigma_s \leq 0.40 f_y$ olmalıdır. Sıcaklık ve rüzgarın çembersel doğrultuda etkileri alınırsa bu durumda beton gerilmesi $\sigma_c \leq 0.60 f_c$ 'yi aşamaz. Bu durum için donatıdaki gerilme en çok $0.75 f_y$ olmalıdır (Aydoğan ve Hasgür, 1988).

Çizelge 2.2 Baca en kesitindeki izin verilebilir gerilmeler.

İzin Verilebilir Gerilme	Betondaki gerilme (σ_c)	Boyuna donatıdaki gerilme (σ_s)
Düşey yük ve statik rüzgardan dolayı	$\leq 0.25 f_c$	$\leq 0.25 f_y$
Düşey yük ve depremden dolayı	$\leq 0.375 f_c$	$\leq 0.30 f_y$
Yalnızca sıcaklıktan dolayı	$\leq 0.40 f_c$	$\leq 0.40 f_y$
Düşey yük, rüzgar ve sıcaklıktan dolayı	$\leq 0.67 f_c$	$\leq 0.53 f_y$
Düşey yük, deprem ve sıcaklıktan dolayı	$\leq 0.67 f_c$	$\leq 0.53 f_y$

Yine Aydoğan ve Hasgür (1988), ACI 307-79'da "Maksimum Gerilme Durumu" olarak geçen durumda deprem veya statik rüzgar etkilerini 1.5 ile, dinamik rüzgar etkilerini 1.25 ile, çarpıp artırılarak alınacağını belirtiyorlar. Aynı zamanda izin verilen güvenlik gerilmeleri, sıcaklık etkisi ve düşey yüklerle birlikte alındığında beton için basınç mukavemetinin % 80' ine, çelik için en fazla akma mukavemetinin % 83' üne izin verilmektedir.

Tüm bu verilere göre baca güvenlik gerilmeleri şöyle sınırlandırılabilir.

— Sıcaklık etkilerinden dolayı gerek boyuna gerekse enine kesitlerdeki beton gerilmeleri güvenlik gerilmelerinin % 80' ini aşmamalıdır.

— Rüzgar, sıcaklık ve düşey etkiler birlikte ele alındığında beton güvenlik gerilmeleri %20 artırılmalıdır.

— Deprem, sıcaklık ve düşey etkiler birlikte ele alındığında beton güvenlik gerilmeleri % 33 artırılmalıdır.

— Yalnız düşey yük ve deprem etkileri alındığında beton güvenlik gerilmesinin %67 sınırı aşılmamalıdır.

— Yalnız düşey yük ve statik rüzgardan dolayı beton güvenlik gerilmesinin % 43 sınırı aşılmamalıdır.

— Sıcaklık etkilerinden dolayı boyuna ve çembersel doğrultudaki donatılardaki gerilme en fazla güvenlik gerilmesini % 60' ı kadar olmalıdır.

— Düşey yük, sıcaklık etkisi ve deprem ya da rüzgar etkileri birlikte ele alındığında boyuna donatıdaki gerilme güvenlik gerilmesinin % 80' ini aşmamalıdır.

— Çembersel doğrultuda sıcaklık etkileri ile birlikte rüzgarın da bulunması halinde donatı güvenlik gerilmesi % 20 artırılmalıdır.

— Yalnız düşey yük ve deprem etkileri birlikte ele alındığında çelik güvenlik gerilmesinin % 50 sınırı aşılmamalıdır.

— Yalnız düşey yük ve statik rüzgar etkileri birlikte ele alındığında çelik güvenlik gerilmesinin % 40 sınırı aşılmamalıdır (ACI 307-79: Aydoğan ve Hasgür, 1988)

Kule tipi yapılarda kullanılan malzeme ve yapı davranışı ile ilgili olarak yapılan bir takım çalışmalar da mevcuttur. Halabian and El Naggar (2000), yaptıkları çalışmada güçlü rüzgarların sebep olduğu eğilme momentinin ve yapının doğal frekansının betonun elastisite modülüne göre nasıl değiştiğini araştırmışlardır. Kulenin dinamik tepkisi (dynamic response) beton dayanımının azalmasıyla artmaktadır. Yapılan deneylerde malzeme dayanımının %25'lik artışıyla, taban momentinde %5 azalma meydana geldiği tespit edilmiştir.

Hara et al.(1999), tarafından yapılan çalışmada da betonarme soğutma kulelerinin gövdeleri periyodik rüzgar yükleri ile yüklenerak sonlu elemanlar metodu yardımıyla incelemiş, bulunan sonuçlar monolitik yükleme sonuçlarıyla karşılaştırmıştır. Her iki yükleme sonucunun da aynı olduğu gözlenmiştir. Fakat periyodik yükleme altında bulunan gövdede büyük donatı oranı seçildiğinde meydana gelen gerilme dayanımının düzgün olduğu gözlemlenmiştir.

Wilson 'da (2000), betonarme bacaların şiddetli depremlerdeki davranışlarını sünelik faktörlerini göz önüne alarak değerlendirmiştir. Tipik betonarme bacaların kırılğan olmadığını, gerilmenin artması ve ardından donatının akması sırasında düktilitede bir miktar artış olduğunu belirtmiştir. Yaptığı deneyler sonucu bulduğu sonuçları uluslararası baca yönetmelikleri ile karşılaştırmıştır.

3. KULE TİPİ YAPILARDA YATAY YÜKLERİN HESABI

Yapılarda yükseklik arttıkça yatay yüklerin daha da önem kazandığından bahsetmiştik. Yatay yükleri, deprem ve rüzgar yükleri olarak incelenebilir. Kule tipi yapılarda özellikle dinamik rüzgar etkileri diğer yatay yüklere göre daha etkin durumdadır.

3.1. Deprem Yükleri

Deprem yükleri, zeminin deprem esnasında titreşmesi sonucu meydana gelen atalet kuvvetleridir. Bu kuvvetler zeminin titreşimine ve yapının titreşim karakteristikleri ile göçmeden büyük şekil değiştirmeleri yapabilme kabiliyetine bağlıdır (Özden ve Kumbasar, 1993).

Bir bölgedeki deprem kayıtları, istatistiksel analiz yöntemleri sayesinde, bölgede olması muhtemel deprem hareketlerinin karakteristiklerini tespit edilmesinde kullanılır. Böylece yaklaşık hesapların uygulanamadığı durumlarda olası depremler seçerek modal analiz şeklinde dinamik hesap yapmak gerekmektedir (Özden ve Kumbasar, 1993).

Bütün yapıların hesabında dinamik hesap uygulanabilir. Yapıda kesit zorlarının en olumsuz değerlerinin belirlenmesi çok zahmetli olmaktadır. Bu yüzden kesit zorlarının hesabı için yaklaşık fakat uygulaması kolay metotların aranması yoluna gidilmiştir. Bu metotlar deprem etkileri altında meydana gelecek en olumsuz kesit zorlarını yeterli yaklaşıklıkla veren eşdeğer statik kat kuvvetlerinin belirlenmesi şeklindedir (Özden ve Kumbasar, 1993).

3.1.1. Statik eşdeğer deprem yükleri ile hesap

Statik ve dinamik hesap yöntemleri Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik' de (1998) verilmiştir. Bu yöntemde genellikle moment değerleri kule tipi yapının üst kısmında % 25 oranında daha fazla çıkmaktadır. Dolayısıyla statik

yükün dinamik yüke oranının rölatif olarak büyük olması güvenli tarafta kalmak adına bu modelin tercih edilmesinde bir etkidir. Ayrıca yöntemin yıllardır kullanılıyor olması da yöntemin kullanılabilir olduğunu göstermektedir (Tezcan ve Yavaş, 2000).

Toplam eşdeğer deprem yükü, taban kesme kuvveti olarak bilinir ve W toplam yapı ağırlığı olmak üzere;

$$V_t = W \frac{A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 A_0 I W \quad (3.1)$$

şeklinde belirlenir. Denklemdaki R_a deprem yükü azaltma katsayısıdır. A spektral ivme katsayısı olmak üzere;

$$A(T_1) = A_0 \cdot I \cdot S(T_1) \quad (3.2)$$

olarak tanımlanır. A_0 etkin yer ivmesi, I yapı önem katsayısı, S spektrum katsayısı, T_1 yapının birinci doğal periyodunu ifade eder.

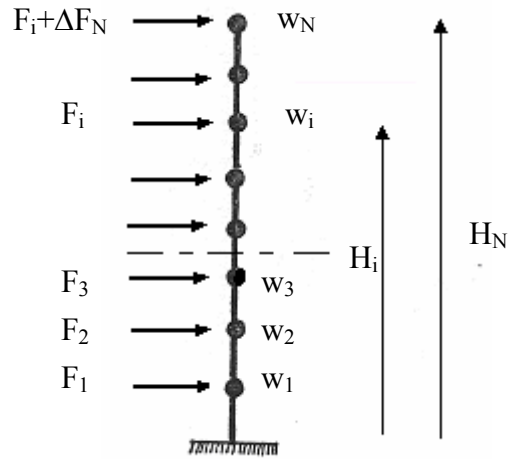
A_0 etkin yer ivme sayısı Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik 'de (1998) Tablo 6.2'de deprem bölgelerine bağlı olarak verilmiştir.

$S(T_1)$ spektrum katsayısı, zeminin yapı ile etkileşimini gösterir ve

$$\begin{aligned} S(T_1) &= 1 + 1.5 \frac{T_1}{T_A} & (0 \leq T_1 \leq T_A) \\ S(T_1) &= 2.5 & (T_A \leq T_1 \leq T_B) \\ S(T_1) &= 2.5 \left(\frac{T_B}{T_1} \right)^{0.8} & (T_A \leq T_1) \end{aligned} \quad (3.3)$$

ifadesi ile verilir. Burada kullanılan T_A ve T_B ifadeleri zemin spektrum karakteristik

periyotları olarak geçer. İlgili yönetmelikte Tablo 12.1'den ve Tablo 12.2'den bu değerlere ulaşılabilir.



Şekil 3.1 Belli aralıkla yığılmış kütle modeli için katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri

Yapıya etkiyen toplam eşdeğer deprem kuvveti;

$$V_t = \Delta F_N + \sum_i^N F_i \quad (3.4)$$

ve her bir kata etkiyen yatay kuvvet;

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_j^N w_j H_j} \quad (3.5)$$

denklemleri ile hesaplanır. Formülde kullanılan H bina yüksekliği olup, H_i zeminden i . kata kadar olan yüksekliği ifade eder. H_j ise i . kata kadar olan her kat yüksekliğinin tek

tek toplanması ile bulunur. Burada kütleler belli aralıklarla yığılmış olarak kabul edilir ve kuvvetlerin bu noktalara uygulandığı varsayılır (Şekil 3.1).

Yönetmelikte ΔF_N , yapı yüksekliği 25 m.yi aştığında hesaplanır. Bu yüksekliğin altında ihmal edilebilir. ΔF_N binaya etkiyen ek eşdeğer deprem yüküdür ve

$$\Delta F_N = 0.07 T_1 V_t \leq 0.2 V_t \quad (3.6)$$

olarak hesaplanır.

Bazı ülkelerde kullanılan yönetmeliklere bakılacak olursa hesap yöntemlerinin birbirlerine yakın olduklarını görülür.

Chopra (2001), eserinde Amerikan yönetmeliği, Kanada yönetmeliği ve Eurocode 8’de uygulanan taban kesmesi ve yanal kuvvetleri şöyle açıklamıştır.

3.1.2. Bazı ülkelerde kullanılan deprem yönetmelikleri

Bu bölümde, Amerika Birleşik Devletleri’nde, Kanada’da kullanılan yapı yönetmeliği ve Eurocode 8 hakkında bilgi verilecektir.

— International Building Code (United States) (Uluslar arası yapı yönetmeliği- Birleşik Devletler), 2000 (Chopra, 2001).

2000 yılında yayınlanan ilgili yönetmelikte taban kesme kuvveti

$$V = C_s W \quad (3.7)$$

olarak verilmiştir. W toplam ölü yük ve C_s sismik katsayı olarak verilmiştir ve şöyle tanımlanır.

$$C_s = \frac{C_e}{R} \quad (3.8)$$

Denklemdaki R sayısı yapısal sistem katsayısıdır (TDY 98'deki taşıyıcı sistem davranış katsayısı) ve C_e sismik elastik katsayı olarak adlandırılır ve

$$C_e = I \cdot C \quad (3.9)$$

olarak hesaplanır. I yapı önem katsayısı ve C bölgelere göre değişen, periyoda bağlı bir katsayıdır ve şöyle verilmektedir.

$$C = \begin{cases} 1.0 & T_1 \leq 0.4 \\ 0.4/T_1 & T \geq 0.4 \end{cases} \quad (3.10)$$

T_1 yapının birinci doğal titreşim periyodu olarak geçer.

Her bir kata etkiyen yatay kuvvet;

$$F_i = V \frac{W_i (H_i)^k}{\sum_{j=1}^N W_j (H_j)^k} \quad (3.11)$$

olarak verilir. H toplam yapının yüksekliği olup, H_i zeminden i. kata kadar olan yüksekliği ifade eder. Başka bir deyişle yerden olan net yüksekliktir. H_j ise i. kata kadar olan her bir katın yerden yüksekliğinin tek tek toplanması ile bulunur. Denklemdaki k katsayısı ise T_1 periyoduna bağlı olarak;

$$k = \begin{cases} 1 & T_1 \leq 0.5 \\ (T_1 + 1.5)/2 & 0.5 \leq T_1 \leq 2.5 \\ 2 & T_1 \geq 2.5 \end{cases} \quad (3.12)$$

hesaplanır.

— National Building Code Of Canada (Kanada ulusal yapım yönetmeliği), 1995 (Chopra, 2001).

Bu yönetmelik son olarak 1995 yılında çıkarılmıştır. Bir önceki yönetmelikte olduğu gibi taban kesme kuvveti (3.7) formülündeki gibi hesaplanır. C_s sismik katsayısı

$$C_s = \frac{C_e}{R} U \quad (3.13)$$

olarak hesaplanır. U sayısı 0.6 olarak kabul edilen bir kalibrasyon sayısıdır. Sismik elastik katsayı ise;

$$C_e = v.S.I.F \quad (3.14)$$

olarak hesaplanır. v bölgesel hız oranı olarak adlandırılır, sismik bölgelere göre 0 ile 0.4 arasında değişir. S , sismik karşılık faktörü olarak adlandırılır ve yapının birinci doğal periyoduna bağlı olarak çeşitli değerler alır. I , yapı önem katsayısıdır ve 1.0 ile 1.5 arasında değer alır. F , temel faktörü olarak adlandırılır. Arazi durumuna göre 1.0, 1.3, 1.5, 2.0 değerlerini alır.

Her bir kata etkiyen yatay kuvvet;

$$F_i = (V - F_t) \frac{W_i H_i}{\sum_{j=1}^N W_j H_j} \quad (3.15)$$

olarak hesaplanır. F_t , yapının üst katındaki kuvvettir ve şöyle hesap edilir;

$$F_t = \begin{cases} 0 & T_1 \leq 0.7 \\ 0.07 T_1 V & 0.7 < T_1 < 3.6 \\ 0.25 V & T_1 \geq 3.6 \end{cases} \quad (3.16)$$

olarak kabul edilir. Dolayısıyla N adet kata ayrılmış bir yapıda son kata etkiyen kuvvet $F_N + F_t$ olarak hesaplanır.

— Eurocode 8 (Chopra, 2001).

Taban kesme kuvveti (3.7) formülündeki gibi hesaplanır. Sismik katsayı;

$$C_s = \frac{C_e}{q'} \quad (3.17)$$

olarak verilmiştir. Sismik elastik katsayı ise;

$$C_e = \begin{cases} A/g & 0 \leq T_1 \leq T_c \\ A/g \{(T_c/T_1)^{-1/3}\} & T_1 \geq T_c \end{cases} \quad (3.18)$$

olarak hesaplanır. A, yalancı (psedo) ivme dizayn spektrumu olarak adlandırılır.

$$\frac{A}{\ddot{u}_{g0}} = \begin{cases} 1 + 1.5T_n/T_b & 0 \leq T_n \leq T_b \\ 2.5 & T_b \leq T_n \leq T_c \\ 2.5(T_c/T_n) & T_c \leq T_n \leq T_d \\ 2.5T_cT_d/T_n^2 & T_n \geq T_d \end{cases} \quad (3.19)$$

olarak hesaplanır. $\ddot{u}$, gerçek pik yer ivmesi, T_n tek serbestlik dereceli yapılarda doğal periyot, çok serbestlik dereceli yapılarda ise n inci doğal periyot, T_b , T_c , T_d , periyotları, sabit yalancı (psedo) ivme, sabit yalancı hız ve sabit deformasyon bölgelerine (dizayn spektrum eğrisi üzerinde) göre tespit edilmiştir. T_b zemin çeşidine göre 0.10, 0.15, 0.20 değerlerini, T_c 0.40, 0.60, 0.80 değerlerini alırken T_d ise üç zemin cinsi için de 3.0 değerini alır.

Sismik elastik katsayı sismik azaltma faktörü;

$$q' = \begin{cases} 1 + (T_1 / T_b)(q - 1) & T_1 < T_b \\ q & T_1 \geq T_b \end{cases} \quad (3.20)$$

olarak hesaplanır. q sismik davranış faktörüdür ve 1.5 ile 8 arasında değişir, yapı sistemi ve yapı malzemeleri vs. gibi birkaç etkene bağlıdır.

Eurocode 8'e göre her kata gelen yatay deprem yükü;

$$F_i = V \frac{W_i \phi_{il}}{\sum_{j=1}^N W_j \phi_{jl}} \quad (3.21)$$

olarak hesaplanır. ϕ_{il} , i. kattaki deplasmandır.

3.1.3. Yapının doğal periyotlarının hesabı

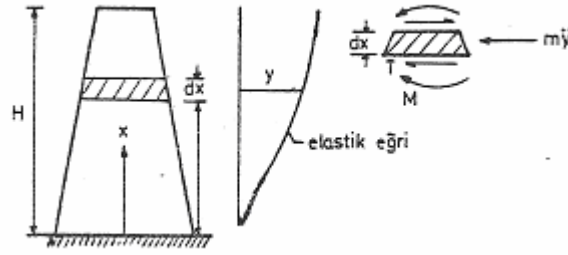
Yapının 1. doğal periyodunun bilgisayar kullanmaksızın hesabı “Rayleigh Yöntemi” ile olanaklıdır. 75 m.yi aşan durumlarda Stodola-Vienola yöntemi kullanılacaktır. Bunun için 2. ve 3. modun hesabında bilgisayar kullanılması gerekir (Aydoğan ve Hasgür, 1988).

3.1.3.1. Kütleleri düzgün yayılı sistemler için periyot hesabı

Şekil 3.2 de görülen sürekli yayılı kütleli yapıya ait dx sonsuz küçük uzunluğa etkiyen eylemsizlik kuvvetini hesaba katarak genel denge denklemi yazılırsa;

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} (EI(x) \frac{\partial^2 y}{\partial x^2}) = -m(x) \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \quad (3.22)$$

olur. $EI(x)$, eğilme rijitliği ve $m(x)$ kütledir. EI ve m sabit olduğu özel durumda (3.22) denklemi;



Şekil 3.2 Düzgün yayılı kütle tipi için modların hesabı

$$\frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = -\frac{m}{EI} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \quad (3.23)$$

olur. Karakteristik olarak mod şekli

$$y(x,t) = Y(x) \cdot \sin \omega t \quad (3.24)$$

şeklinde olacağından bu (3.24) formülü, (3.22) denkleminde yerine yazılırsa

$$\frac{d^4 y}{dx^4} \cdot \sin \omega t - \frac{m}{EI} \omega^2 \cdot Y \cdot \sin \omega t = 0 \quad (3.25)$$

olur. Denkleme $Y(x) = C e^{kx}$ dönüşümü

$$\frac{m\omega^2}{EI} = r^4 \quad (3.26)$$

yardımla (3.25) denklemi

$$(k^4 - r^4) C e^{kx} = 0 \quad (3.27)$$

haline dönüşür. Denklemin sıfır çözümünü veren $k^4 - r^4 = 0$ sonucu için denklemin dört kökü, $k_{1,2} = \pm ir$, $k_{3,4} = \pm ir$ olur. Bu değerler denklemde yerine yazılırsa

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

$$Y(x) = A \cdot \sin(rx) + B \cdot \cos(rx) + C \cdot \operatorname{Sh}(rx) + D \cdot \operatorname{Ch}(rx) \quad (3.28)$$

olur. Konsol kiriş koşullarından yani konsolda mesnetli yerde deplasman ve dönme 0 ve kirişin ucunda da kesme kuvveti ve moment sıfır olur.

$$x=0 \text{ da } Y=0 \text{ ve } Y'=0$$

$$x=H \text{ de } V=0 \text{ ve } M=0$$

koşullarından $B = -E$ ve $A = -D$ olur.

$$\begin{bmatrix} (\sin rH + \operatorname{Sh} rH) & (\cos rH + \operatorname{Ch} rH) \\ (\cos rH + \operatorname{Ch} rH) & -(\sin rH - \operatorname{Sh} rH) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A \\ B \end{bmatrix} = \{0\} \quad (3.29)$$

Katsayılar matrisinin determinantı sıfıra eşitlenerek

$$\cos(rH) \cdot \operatorname{Ch}(rH) + 1 = 0 \text{ ya da } \cos(rH) = -1/\operatorname{Ch}(rH) \quad (3.30)$$

elde edilir.

$$\text{Buradan } r_1 H = 1.875 \text{ ve } r_2 H = 4.694 \text{ ve } r_n H \cong \left(n - \frac{1}{2}\right)\pi \quad (n > 2 \text{ için}) \text{ olur.}$$

Bu değerler (3.26) denkleminde yerine yazılırsa;

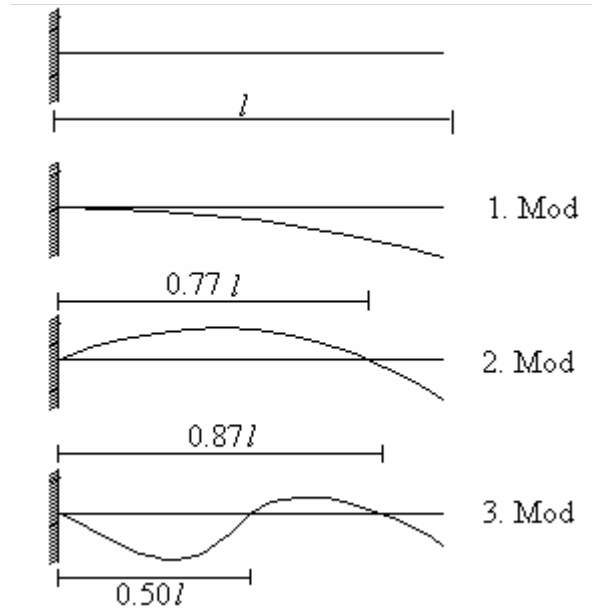
$$\omega_1 = \frac{(1.875)^2}{H^2} \sqrt{\frac{EI}{m}}, \quad \omega_2 = \frac{(4.694)^2}{H^2} \sqrt{\frac{EI}{m}}, \quad \omega_n = \frac{\left(n - \frac{1}{2}\right)^2 \pi^2}{H^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (3.31)$$

olarak bulunur.

l uzunluğundaki bir konsol kiriş için doğal frekanslar

$$\omega_1 = \left(\frac{0.597\pi}{l} \right)^2 \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad \text{ve} \quad \omega_n = \frac{\left(n - \frac{1}{2} \right)^2 \pi^2}{l^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (n > 2 \text{ için}) \quad (3.32)$$

olarak hesaplanır. Şekil 3.3'te uzunluğu l , kütlesi m ve eğilme rijitliği EI olan bir konsol kirişin ilk üç modunun durumu gösterilmiştir (Aydoğan ve Hasgür, 1988).



Şekil 3.3 Konsol kiriş ve kirişin ilk üç mod şekli

3.1.3.2. Stodola-Vienola yöntemi

Hareket denklemi

$$[m] \left\{ \ddot{u} \right\} + [K] \{u\} = \{F\} \quad (3.33)$$

olarak kabul edilir.

$[m]$ = Kütle matrisi

$[K]$ = Rijitlik matrisi

$\{u\}$ = Deplasman vektörü

$\left\{\ddot{u}\right\}$ = İvme vektörü

$\{F\}$ = Kuvvet vektörü

Dış yüksüz durumda (3.33) denklemin sağ tarafı sıfır alınır. Böylece sönümsüz serbest titreşim denklemi (Denklem 3.34) elde edilir.

$$[m]\left\{\ddot{u}\right\} + [K]\{u\} = 0 \quad (3.34)$$

Yer değiştirmeler için harmonik çözüm olarak,

$$\begin{aligned} \{u\} &= \{\phi\} \sin \omega t \text{ ve} \\ \left\{\ddot{u}\right\} &= -\{\phi\} \omega^2 \sin \omega t \end{aligned} \quad (3.35)$$

olur. Bu durumda (3.34) denklemi

$$[[K] - \omega^2 [m]]\{\phi\} = 0 \quad (3.36)$$

halini alır. Bu denklemin çözümünün olması için $\{\phi\}$ kolon vektörü sıfır olmalıdır ki bu bir deplasman belirttiği için olamaz, çünkü $\{\phi\}$ vektörü ω frekansında titreşen ayırık kütlelerin deplasman ifadesidir. Bu durumda

$$\det[[K] - \omega^2 [m]] = 0 \quad (3.37)$$

ifadesi sıfıra eşitlenirse determinantın açılımından, n. mertebeden denklem elde edilir. Çözüm ω^2 'nin n adet kökünü özdeğer olarak verir.

Stodola-Vienola yönteminde n serbestlik dereceli bir [f] fleksibilite matrisi oluşturulur. Fleksibilite matrisi ile kütle matrisi ile çarpılması sonucu [D] dinamik matris oluşturulur. Daha sonra [D] dinamik matris, $\{\phi_1\}^0$ deneme vektörü ile çarpılarak yeni bir vektör elde edilir. Buradaki $\{\phi_1\}^0$ deneme vektörünün bütün elemanları 1'lerden oluşturulur. Zaten birinci modun şeklinden bulunan bütün elemanların 0'dan büyük olması gerekir. Aynı şekilde ikinci modun seçiminde salınımın konsolun eksenini bir kez kestiği dikkate alınarak seçilmesi işlem sayısını azaltır ilk üç modun görünümü için Bkz. Şekil 3.3.

[D] dinamik matris, $\{\phi_1\}^0$ deneme vektörü ile çarpılarak aşağıdaki denklem elde edilir.

$$[D] \{\phi_1\}^0 = \frac{1}{\omega_1^2} \{\phi_1\}^1 \quad (3.38)$$

Bu durumda elde edilen yeni vektör $\{\phi_1\}^1$, tekrar dinamik matris ile çarpılarak yeni bir yeni bir $\{\phi_1\}^2$ vektörü bulunur. Bu işlemler denklemin sol tarafındaki deneme vektörün sağ tarafındaki deneme vektörüne yeter derecede yaklaşıncaya kadar tekrarlanır. Buradaki tekrar sayısına r denilirse denklem;

$$[D] \{\phi_1\}^r = \frac{1}{\omega_1^2} \{\phi_1\}^{r+1} \quad (3.39)$$

şeklini alır. Buradaki $\frac{1}{\omega_1^2}$ sayısına normalleştirme faktörü denir. Buradaki ω_1 sayısı birinci modun doğal açısal frekansıdır.

İkinci modun doğru tespiti için, birinci modun yer değiştirmeler üzerindeki etkisinin olmaması gerekir. Bunun için bu etki $[I]$ birim matrinden çıkarılarak, $[S_1]$ arıtma matrisi oluşturulur. Bu arıtma matrisi;

$$[S_1] = [I] - \frac{\{\phi_1\} \{\phi_1\}^T [m]}{M_1} \quad (3.40)$$

olarak ifade edilir. Burada genelleştirilmiş kütle, $M_1 = \sum_{j=1}^n \phi_{1j}^2 \cdot m_j$ olarak ifade edilir.

Arıtma matrisinin açık şekli (3.41) ifadesindedir.

$$[S_1] = \begin{bmatrix} 0 & S_{12} & S_{13} & \dots & S_{1n} \\ 0 & 1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 1 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 1 \end{bmatrix} \quad (3.41)$$

Birinci satırın matris terimleri şöyle bulunur.

$$\begin{aligned} S_{11} &= 1 - \frac{\phi_{11} m_{11}}{\phi_{11} m_{11}} = 0 \\ S_{12} &= -\frac{\phi_{12} m_{22}}{\phi_{11} m_{11}} \\ S_{13} &= -\frac{\phi_{13} m_{33}}{\phi_{11} m_{11}} \\ &\dots\dots\dots \\ S_{1n} &= -\frac{\phi_{1n} m_{nn}}{\phi_{11} m_{11}} \end{aligned} \quad (3.42)$$

Daha sonra $[D]$ dinamik matrisi, bulunan $[S_1]$ arıtma matrisi ile çarpılarak, birinci modun etkisinden arındırılmış $[D_2]$ matrisi elde edilir.

$$[D_2] = [D][S_1] \quad (3.43)$$

Elde edilen bu yeni matris yeni bir deneme vektörü seçilerek iterasyona başlanır.

$$[D_2] \{\phi_2\}^0 = \frac{1}{\omega_2^2} \{\phi_2\}^1 \quad (3.44)$$

Yine aynı işlemler r defa uygulandıktan sonra $\{\phi_2\}^{r+1} = \{\phi_2\}$ olduğunda denklemde bulunan $\frac{1}{\omega_2^2}$ değerinden ikinci doğal açısal frekans (ω_2) bulunur.

Üçüncü modun hesabı için gerekli $[S_2]$ arıtma matrisi de şöyle hesaplanır.

$$[S_2] = [S_1] - \frac{\{\phi_2\} \{\phi_2\}^T [m]}{M_2} \quad (3.45)$$

M_2 , ikinci moda at genelleştirilmiş kütle matrisidir.

Arıtma matrisi hesaplandıktan sonra yine ilk hesaplanan dinamik matrisle çarpılarak yeni dinamik matris elde edilir.

$$[D_3] = [D][S_2] \quad (3.46)$$

Daha sonra deneme vektörü oluşturularak iterasyon yapılır. İterasyon r adım sonra sona erdiğinde bulunan $\frac{1}{\omega_3^2}$ değerinden üçüncü doğal açısal frekans (ω_3) bulunur.

3.1.4. Dinamik analiz yöntemi ile hesap

Ülkemizdeki deprem yönetmeliğinde 75 m.den yüksek her yapının deprem

hesabı için deprem bölgesine bakılmaksızın dinamik hesap istenmektedir. Deprem bölgesinde yapılan 100 m ve üzerindeki baca ve kulelerde çelik, betonarme ya da öngerilmeli beton kullanılır. Dowrick (1978) eserinde Newmark and Rosenblueth' a (1971) atıfta bulunarak özellikle temel periyotların çok uzun olmasından dolayı tasarım ivme spektrumunun hiperbolik özellik taşıdığını belirtmiştir. Fakat, yine Dowrick' de (1978) yapılan analizler sonucunda (Maugh and Rumman, 1967: Blume, 1963 kaynak gösterilerek) ilk üç ya da dört modun bacalar için yeterli olduğu vurgulanmıştır. Davranış (response) spektrum analizinin kule tipi yapılar için çok güvenilir sonuç verdiği bilinmektedir (Dowrick, 1978; Tezcan ve Yavaş, 2000).

Dowrick' de (1978) 250 m. ve üzerinde sekiz betonarme baca için Rumman'ın (1967) davranış (response) spektrum analizlerinin verildiği belirtilmektedir. Bunun için yedi deprem kaydı kullanılmış ve kritik sönüm oranı % 5 olarak alınmıştır. Ayrıca bu yöntemle bulunan ilk üç ya da dört modun yeterli sonucu verdiği belirtilmiştir. Yine aynı eserde betonarme bacalar için Maugh and Rumman' da (1967) sismik moment ve kesme kuvvetlerinin sönümle ters orantılı olduğu belirtilmiştir. Kritik sönüm oranının betonarme bacalarda % 5 olarak alınması betonun elastik davranışıyla ilgilidir. Bunun yanında bacada kullanılan kaplamanın da etkisi göz önüne alınarak bir sönüm oranı belirlenmelidir (Dowrick, 1978).

Baca gibi kütle yükseklik boyunca düzgün dağılmışsa yukarıda bahsedilen yöntemle hesaplanabilir. Fakat diğer kule tipi yapılar, ki bunlar ters sarkaç (inverted pendulum) şeklinde olan yapılardır, deprem etkilerine karşı daha hassastırlar. Bu tip yapılarda kütlelerin büyük bölümü üstte toplanmıştır. Bu durum öncelikle göz önünde bulundurulmalıdır. Hareketli yüklerin ve yapı kütlelerinin asimetrik dağılımları sebebiyle yapıda yatay ve düşey doğrultuda azımsanamayacak momentler meydana gelir. Özellikle üstteki yoğun kütle sebebiyle yapının inelastik davranış gösterebilecek olması üzerinde durulması gereken en önemli sorundur (Dowrick, 1978).

Dinamik analiz iki yöntemle hesaplanır. Bunlardan birincisi zaman kaydının kullanılması, ikincisi ise davranış spektrumlarının kullanılmasıdır (mod birleştirme yöntemi olarak da bilinir).

3.1.4.1. Dinamik analizde zaman kayıtlarının kullanılması

Bu dinamik modellemede zaman kaydının tutulmasından anlaşılması gereken, gerçek bir deprem hareketi ya da kabul edilebilir benzetilmiş bir deprem hareketinin ivme kayıtlarının zamana göre sayısallaştırılmış değerlerinin elimizde bulunması demektir. Fakat bu ivme kayıtları rasgele kayıtlar değildir. Bu kayıtlar yapının dinamik karakteristiklerine uygun, kuvvetli bir depremden alınmış gerçek ya da benzetilmiş, düzeltilmiş ivme kayıtlarıdır. Yapının ömrü içerisinde oluşması muhtemel depremler için en büyük zemin ivmesini belirlemek, kaynak uzaklığını saptamak ve yapı yeri için tasarım depremi oluşturmak gerekir. Bu yapılmadığı zaman en az üç deprem kaydı kullanılması gerekir. Daha sonra gerçek ya da benzetilmiş bu kayıtlardan en büyük ivme seçilerek deprem bölgesine göre normalize edilir. Kabul edilen deprem hareketi ve taşıyıcı sistem davranış şekli için yapılan kabullerin geçerliliğinin sonuçları doğrudan etkileyeceği unutulmamalıdır. Taşıyıcı sistem davranışı elastik kabul edilebileceği gibi, daha kesin sonuç elde etmek için elastik ötesi davranış da hesaba katılabilir (Aydoğan ve Hasgür, 1988; Celep ve Kumbasar, 2005).

Genel hareket denklemi

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F\} \quad (3.47)$$

olmak üzere, serbest titreşim halinde dış kuvvet ve sönüm sıfır olacağından (3.47) denklemi daha önce verdiğimiz (3.33) hareket denklemine döner. Burada (3.33) denkleminde farklı olarak $[c] = \text{Sönüm matrisi}$ vardır.

(3.47) denklemi çok serbestlik dereceli sistemler için genel hareket denklemdir. Yer değiştirmenin zamana bağlı ifadesi;

$$u(t) = \sum_{i=1}^n \phi_i Y_i(t) \quad (3.48)$$

göz önünde bulundurularak (3.47) denklemi ortogonallik koşulları kullanılarak;

$$\ddot{Y}_i + 2\xi_i\omega_i \dot{Y}_i + \omega_i^2 Y_i = \frac{P_i(t)}{M_i(t)} \quad (\text{Aydoğan ve Hasgür,1988}) \quad (3.49)$$

elde edilir. Burada;

Y_i = Genelleştirilmiş deplasman (n mod için).

ξ = İlgili moda ait sönüm oranı.

ω = Titreşim frekansı.

P_i = Genelleştirilmiş zorlama fonksiyonu (dış etki).

M_i = Genelleştirilmiş kütle.

olarak tanımlanır. P_i ve M_i şöyle ifade edilir.

$$P_i = \{\phi_i\}^T \{F\} \text{ ve } M_i = \{\phi_i\}^T [m] \{\phi_i\} \quad (3.50)$$

3.1.4.2. Dinamik analizde tepki spektrumlarının kullanılması (mod birleştirme yöntemi)

Bu yöntem, her bir serbest titreşim modunun deprem hareketine olan cevabının ayrı ayrı elde edilmesi ve daha sonra her bir moddaki maksimum değerlerin birleştirilmesi esasına dayanır. Fakat her bir moddaki maksimum değerler aynı anda meydana gelemeyeceğinden modal maksimumların mutlak değerlerinin toplanması gerçek maksimum için bir tavan belirler. Özellikle kütlelere ayrılmış sistemlerde her bir kütle için iki öteleme ve bir dönme hareketi esas alınır. Yöntemin hesap tekniğinin elastik davranışa dayanır. Betonun düşük gerilmelerde bile lineer davranıştan ayrılması, elastik davranışın geçerliliğini sınırlar. Ekonomik boyutlandırma için sistemin sünek davranışının sağlanması ile mümkün olur. Fakat sünek davranış esas alındığı oranda modların birleştirme tekniğinin uygulanabilirliği azalır. Gerçek spektral değerlere probabilistik açıdan en uygun yaklaşım sağladığı kabul edilen birleştirme yöntemi,

modal maksimumların karelerinin toplamının karekökünü hesaplamaktır (Aydoğan ve Hasgür,1988; Celep ve Kumbasar, 2005).

Yöntemde ayrılıklaşmanın yapılabilmesi için sönüm matrisinin, kütle ve rijitlik matrisleri ile orantılı bölümlerden oluştuğu kabul edilmiştir.

Sistem yer hareketi ile zorlandığında (3.49) denklemi;

$$\ddot{Y}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{Y}_i + \omega_i^2 Y_i = -\alpha_i \ddot{u}_g(t) \quad (3.51)$$

halini alır. Burada $\ddot{u}_g$ yer ivmesi ve α_i modal katılma çarpanıdır ve şöyle tanımlanır;

$$\alpha_i = \frac{\{\phi_i\}^T [m] \{I\}}{\{\phi_i\}^T [m] \{\phi_i\}} \quad (3.52)$$

Rasgele seçilmiş bir yüklemde toplam karşılık (response), $d\tau$ süresi boyunca tüm impulsların toplamıdır. Bu karşılık tek serbestlik dereceli ve sönümlü bir sistemin deprem hareketi sırasındaki karşılığı Duhamel İntegrali yardımıyla;

$$u(t) = \frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \sin(t-\tau) d\tau \quad (3.53)$$

olarak yazılır.

Tek serbestlik dereceli sistemlerde bir modun maksimum karşılığı, (3.51) denkleminin kapalı çözümü ile elde edilir. i inci modun herhangi bir t zamanının karşılığı, (3.51) denkleminin Y_n için çözümüne dayanır ve bu çözüm deprem karşısında oluşan yer değiştirmelerin (bu yer değiştirmeler 3.53 denkleminde verilmişti) α_i katıdır. Böylece çözüm;

$$Y_i(t) = -\alpha_i \frac{1}{\omega_i} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \exp[-\xi_i \omega_i (t - \tau)] \sin \omega_i (t - \tau) d\tau \quad (3.54)$$

olur. Yer hareket yönünün pratik hesapta etkisi olmadığından α_i 'nin başındaki eksi işareti dikkate alınmayabilir.

Modal maksimum olarak Y_i 'lerin ilk üç mod için değeri alınır;

$$Y_i = \alpha_i S_d \quad (i=1,2,3) \quad (3.55)$$

olur. S_d yer değiştirme spektrumu olarak tanımlanır.

Diğer spektrum değerleri de yaklaşık olarak;

$$Y_i = \alpha_i \frac{S_v}{\omega_i} = \alpha_i \frac{S_a}{\omega_i^2} \quad (3.56)$$

olur. Denklemden kullanılan S_v değeri yalancı (pseudo) hız, S_a ise yalancı ivme olarak adlandırılır.

Çok serbestlik dereceli sistemler benzer olarak; (3.54) denkleminde hesaplanan maksimum $Y_{n \text{ mak}}$ değerinden hareketle bu moddaki maksimum deplasmanın dağılımı, (3.48) denkleminde benzetilerek;

$$u_{n \text{ mak}} = \phi_n Y_{n \text{ mak}} = \phi_n \alpha_n \frac{S_v}{\omega_n} \quad (3.57)$$

olarak hesaplanır.

Genel olarak Y_i değerleri kullanılarak sistemde yer değiştirme, yanal(deprem) kuvvet, kesme kuvveti ve moment modal maksimumların karelerinin karekökleri şeklinde şöyle hesaplanır.

$$\left. \begin{aligned} \{u\} &= [\sum (\{\phi_i\} Y_i)^2]^{1/2} \\ \{Q\} &= [\sum ([K] \{q_i\})^2]^{1/2} \\ \{V\} &= [\sum ([S] \{Q_i\})^2]^{1/2} \\ \{M\} &= [\sum ([H] \{Q_i\}^2)^{1/2} \end{aligned} \right\} \quad (3.58)$$

Burada kullanılan [S] matrisi, alt üçgen birim matris ve [H] matrisi de kütle merkezleri arasındaki uzaklığın farklı olması durumunda i inci kütlenin merkezinin tabandan uzaklığı h_i olmak üzere oluşturulan alt üçgen matristir.

Zaman adımının küçülmesi ile sonuçların hassaslığı artar. Periyodun onda birinden küçük zaman aralıkları için güvenli sonuçlar elde edildiği ve zaman adımlarının çok küçük seçilmemesi gerektiği Celep ve Kumbasar'da (1992) belirtilmiştir.

Periyodu 3 sn. ve daha uzun olan yapılarda hesap yapılırken uzun periyotlu yapılarda deprem dalgalarının fazla bir sönüme uğramadıkları (yüksek frekanslı deprem dalgaları uzun mesafeleri kat ederken sönüme uğrar) unutulmamalıdır.

3.2. Rüzgar Yükleri

Yüksek yapılarda rüzgar yükü zaman zaman deprem yükünden daha etkin olabilmektedir. Özellikle baca ya da kule gibi ağırlığı yüksekliğine oranla oldukça az olan yapılarda ağırlığa bağlı olarak deprem yükü (taban kesme kuvveti) yüksek değerlere ulaşamaz. Yükseklikle birlikte rüzgar hızının dolayısıyla rüzgar yüklerinin artması, yapının üst seviyelerinde rüzgardan dolayı oluşan kuvvetleri daha etkin hale getirir.

Rüzgar hareketlerinin rasgele ve karmaşık bir yapıda olması, bölgeden bölgeye değişmesi sebebiyle özel hesabı gerektiren yapılar için, ilgili bölgenin rüzgar kayıtları gereklidir. Ayrıca rüzgar hareketlerinin değişken yapıda olması, dinamik analiz yöntemlerinin uygulanmasını zorunlu kılar.

3.2.1. Rüzgar hızının hesaplanması

Rüzgar hızını belirlemek için çeşitli yöntemler geliştirilmiştir. Bunlardan biri de Beaufort Ölçeği olarak bilinir. Bu ölçeğe göre zeminden 10 m yüksekliğinde (referans noktası) tanımlanan rüzgar tiplerinin ortalama hızları ve limit değerleri ile arazideki etkileri belirlenmiştir. Sachs (1977) ve Houghton and Carruther (1976)'da açıklanan bu değerler Çizelge 3.1'de verilmiştir.

Çizelge 3.1. Beaufort Ölçeği

Değeri	Tanımlama	Arazide gözlenen etkisi	Rüzgar hızı (10 m yükseklik için karşılığı) (m/sn)	
			Ortalama değeri	Değer aralığı
0	Durgun	Durgun; düzgün yükselen duman	0.0	0.0-0.2
1	Çok hafif rüzgar	Rüzgar hareketi sadece dumana bakılarak anlaşılabilir	0.8	0.3-1.5
2	hafif meltem	Rüzgarın yüzde hissedilmesi, .	2.4	1.6-3.3
3	Meltem	Ağaç yapraklarında hareket	4.3	3.4-5.4
4	Etkili meltem	Rüzgarın toz ve kağıt parçalarını savurması; küçük dallarda hareket	6.7	5.5-7.9
5	Sert Rüzgar	Rüzgarın küçük ağaçlarda sallaması	9.3	8.0-10.7
6	Güçlü rüzgar	Rüzgarın büyük dalları sallanması.	12.3	10.8-13.8
7	Çok güçlü rüzgar	Tüm ağaçlarda sallanma görülür, yürümek zorlaşır.	15.5	13.9-17.1
8	Şiddetli rüzgar	Ağaçlardaki ince dalların kopması	18.9	17.2-20.7
9	Çok şiddetli rüzgar	Küçük yapısal hasarlar olur	22.6	20.8-24.4
10	Fırtına	Büyük hasarlar meydana gelir, ağaçlar kökünden sökülür.	26.4	24.5-28.4
11	Şiddetli fırtına	Geniş çaplı hasarlar meydana gelir.	30.5	28.5-32.6
12	Kasırğa			≥ 32.7

Beaufort Ölçeği, rüzgar hızı hakkında fikir edinmek üzere kullanılabilir. Her ne kadar Sachs (1977) kitabında, bu ölçeğin rüzgar hızını tahmin etmede şaşırtıcı derecede doğru sonuçlar verdiğini belirtse de mühendislik yapılarının hesaplanmasında ihtiyaç duyulan rüzgar hızı başka yöntemlerle hesaplanmaktadır. Rüzgar hızı, ampirik formül,

logaritmik formül ve düzeltilmiş logaritmik formül yöntemleriyle hesaplanabilir.

3.2.1.1. Ampirik formülle rüzgar hızının hesaplanması

Bu yöntemde, (3.59)'da verilen ampirik formül yardımıyla rüzgar hızı hesaplanır.

$$\frac{V_z}{V_{ref}} = \left(\frac{z}{z_{ref}} \right)^\alpha \quad (3.59)$$

Formülde V_z , z yüksekliğindeki rüzgar hızı, V_{ref} , seçilen referans yüksekliğindeki rüzgar hızıdır. Referans yüksekliği genellikle 10 m seçilir. α ise bölgeye göre değişen bir sabittir. α değeri incelenen kaynaklara göre kısmen farklılıklar gösterebilmektedir.

Pinfold (1975), ve Houghton and Carruthers (1976) eserlerinde α değeri için;

açık bölgelerde	0.12
şehir dışı , ormanlık arazi, çitle çevrili küçük tarlalarda	0.28
şehir merkezlerinde	0.40

değerlerini önerirken,

Dyrbye and Hansen (1996) α için ;

Rüzgarlı açık denizler, düz ovalık arazilerde	0.12
Çitle çevreli tarım alanları, Tek tük küçük tarım yapıları, evler ve ağaçlar bulunan bölgelerde	0.16
Kenar mahalleler veya Endüstriyel bölgeler ve sık ağaçlık bölgelerde	0.22
Yüksekliği 15 m.'yi aşan binaların arazinin en az %15'ini kapladığı kentsel alanlarda	0.30

değerlerini önermektedir.

3.2.1.2. Logaritmik formül

Rüzgar hızının bulunması için önerilen bir diğer yöntem logaritmik profildir. Bu yöntemde rüzgar hızının yüksekliğe göre logaritmik bir şekilde değiştiği kabul edilmiştir. Buna göre rüzgar hızı;

$$V_z = \frac{u}{\kappa} \ln \frac{z}{z_0} \quad (3.60)$$

olarak hesaplanır. V_z , z yüksekliğindeki rüzgar hızı, u sürüklenme hızı (hesaplanması Bölüm 3.2.2.'de anlatılacaktır) ve z_0 pürüzlülük yüksekliğidir. κ von Karman sabiti;

$$\kappa = \sqrt{K} \ln \left(\frac{10}{z_0} \right) \quad (3.61)$$

olarak hesaplanır. Yapılan hesaplar sonucu yaklaşık olarak $\kappa \approx 0.4$ olarak bulunur. Kesin sonuç için, pürüzlülük uzunluğu ve K sabiti Çizelge 3.2'de verilmiştir.

Çizelge 3.2 Pürüzlülük uzunluğu ve K sabiti değerleri

Yüzey Cinsi	z_0 (cm)	$10^{-3} K$
Kumluk	0.01-0.1	1.2-1.9
Deniz yüzeyi ($V_{10} = 1.5$ m/sn)	0.0003	0.7
Deniz yüzeyi ($V_{10} \geq 1.5$ m/sn)	0.4	2.6
Kar yüzeyi	0.1-0.6	1.9-2.9
Biçilmiş çayır	0.1-1	1.9-3.4
Alçak çalılık, otluk	1-4	3.4-5.2
Sürülü tarla	2-3	4.1-4.7
Yüksek ot, çalı	4-10	5.2-7.6
Ağaçlık	10-30	7.6-13.0
Çam ormanı (15m)	90-100	28-30
Şehir içi	75-150	20-45

Dyrbye and Hansen 'de (1996), Eurocode 1'de logaritmik profilin 200 m.'den

yüksekteki, ortalama rüzgar hızını hesaplamak için kullanıldığı belirtilmektedir.

3.2.1.3. Düzeltilmiş logaritmik formül

Yapılan incelemelerde logaritmik formülle yapılan hesapların zeminden çok yükseklerde geçerli olmadığı görülmüştür. Bunun üzerine daha kesin bir matematik model Harris and Deavis (1980) tarafından gerçekleştirilmiştir. Buna göre rüzgar hızı;

$$V_z = \frac{u}{\kappa} \left[\ln \frac{z-d}{z_0} + 5.75a - 1.88a^2 - 1.33a^3 + 0.25a^4 \right] \quad (3.62)$$

olarak verilmiştir. (z-d) etkili yüksekliktir. Çevrede rüzgar oluşumunu daha yukarıdan başlatacak bir oluşum varsa (çok sık ağaçlık vs.) toplam yükseklikten düşülür. Gradyan yükseklik z_g olmak üzere boyutsuz a değeri;

$$a = (z-d) / z_g \quad (3.63)$$

olarak verilmiştir. Ayrıca gradyan yükseklik

$$z_g = \frac{u}{6f_c} \quad (3.64)$$

olarak verilmiştir. Formüldeki f_c Coriolis parametresidir ve;

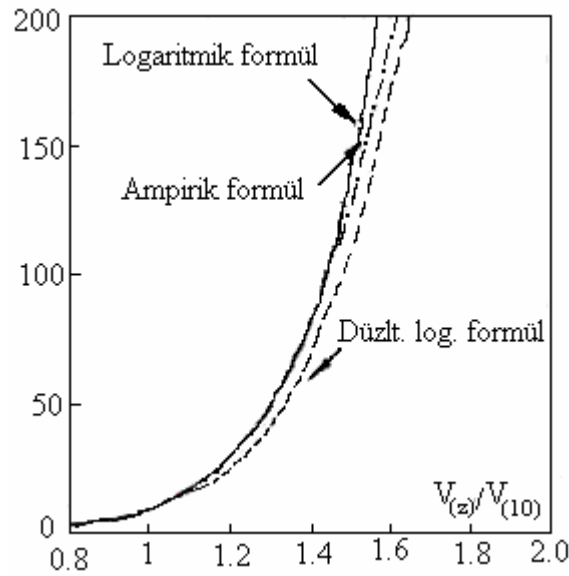
$$f_c = 2\Omega \sin\lambda \quad (3.65)$$

olarak verilmiştir. Ω açısal hız, λ hızın ölçüldüğü yerin enlem derecesidir (Dyrbye and Hansen, 1996).

Düzeltilmiş logaritmik formüldeki ilk deneysel çalışmalar sonucunda doğru sonuçlar verdiği (yüzey pürüzlülük değişimine uygun) gözlenmiştir. (3.62)

formülündeki son üç terim 300 m.den yüksekte fazla önemli değildir.

Aşağıdaki Şekil (3.1)de her üç formüle göre hesaplanmış hız değerleri görülmektedir. $z_0 = 0.05$ m , (3.65) formülündeki $\lambda=50^0$, (3.59) formülündeki $\alpha=0.16$ ve (3.62) formülündeki $u=2.0$ m/sn için yapılan ölçüm değerleridir.



Şekil 3.4 Rüzgar hızı hesabında kullanılan yöntemlerin karşılaştırılması

Örnek:

Şekil 3.4 den yola çıkarak 100 m., 150m. ve 200m. için hesaplanan maksimum rüzgar yükleri ,(3.59), (3.60) ve (3.62) formüllerine göre ayrı ayrı hesaplanırsa;

(3.59) formülüyle ($\alpha=0.16$, $V(10)=26.50$ m/sn değerleri için)

$$V_z = V_{10} \left(\frac{z}{z_{10}} \right)^{\alpha} \text{ olmak üzere}$$

$$V_{100} = 26.50 \times \left(\frac{100}{10} \right)^{0.16}$$

$$V_{100}=38.30 \text{ m/sn} \quad \text{benzer şekilde}$$

150 m. için $V_{150}=40.87$ m/sn

200 m. için $V_{200}=42.80$ m/sn olarak hesaplanır.

(3.60) formülüyle hesap yapmak için önce von Karman sabitini (3.61) yardımıyla hesaplanırsa;

Çizelge 3.2'den $z_0=5$ cm için enterpolasyon yaparak $K=5.8 \times 10^{-3}$ alınır

$$\kappa = \sqrt{K} \ln \left(\frac{10}{z_0} \right)$$

$$\kappa = \sqrt{5.8 \times 10^{-3}} \times \ln \left(\frac{10}{0.05} \right)$$

$\kappa=0.40$ bulunur

$u=2$ m/sn olduğuna göre

$$V_z = \frac{u}{\kappa} \ln \frac{z}{z_0}$$

100 m. için

$$V_{100} = \frac{2}{0.4} \ln \left(\frac{100}{0.05} \right)$$

$V_{100}=38.00$ m/sn benzer şekilde

$V_{150}=40.03$ m/sn

$V_{200}=41.47$ m/sn olarak hesaplanır.

(3.62) formülüyle hesap yapmadan önce gerekli değerler hesaplanırsa (a, z_g, f, Ω)

f_c değerini hesaplamak için dünyanın Ω açısal hız değeri

$\Omega = 2\pi/24h = 2\pi/86400 \text{ sn} = 7.27 \times 10^{-5} \text{ sn}^{-1}$ olur. 3.65 yardımıyla f_c değeri

$f_c = 2\Omega \sin \lambda$ ve $\lambda = 50^\circ$ enlemi için

$$f_c = 2 \times 7.27 \times 10^{-5} \times \sin 50^\circ$$

$f_c = 1.11 \times 10^{-4} \text{ sn}^{-1}$ olarak hesaplanır. Böylece z_g değeri 3.64 yardımıyla hesaplanırsa

$$z_g = \frac{u}{6f_c}$$

$$z_g = \frac{2}{6 \times 1.11 \times 10^{-4}}$$

$z_g=3003.00$ m. Buradan

$$a=(z-d)/z_g$$

$$a = \frac{100}{3003} = 0.0333 \text{ (150 m. ve 200 m. değerleri içinde a'nın değerleri sırasıyla 0.05 ve}$$

0.067 olarak hesaplanır)

Böylece

$$V_z = \frac{u}{\kappa} \left[\ln \frac{z-d}{z_0} + 5.75a - 1.88a^2 - 1.33a^3 + 0.25a^4 \right] \text{ olduğundan}$$

100 m. için

$$V_{100} = \frac{u}{\kappa} \left[\ln \frac{z-d}{z_0} + 5.75a - 1.88a^2 - 1.33a^3 + 0.25a^4 \right]$$

$$V_{100} = \frac{2}{0.4} \left[\ln \frac{100}{0.05} + 5.75(0.0333) - 1.88(0.0333)^2 - 1.33(0.0333)^3 + 0.25(0.0333)^4 \right]$$

$$V_{100}=38.94 \text{ m/sn} \quad \text{benzer şekilde}$$

$$V_{150}=41.44 \text{ m/sn}$$

$$V_{200}=43.33 \text{ m/sn} \quad \text{değerleri bulunur.}$$

Üç denklemle hesaplanmış hız değerleri Çizelge 3.3'te verilmiştir (karşılaştırma kolaylığı açısından). Değerler görüldüğü gibi birbirine son derece yakındır

Çizelge 3.3 Denklem sonuçlarının karşılaştırılması

Yükseklik	Denklemlere Ait Hız Değerleri		
	3.59 denklemi	3.60 denklemi	3.62 denklemi
100 m.	38.30 m/sn	38.00 m/sn	38.94 m/sn
150 m.	40.47 m/sn	40.03 m/sn	41.44 m/sn
200 m.	42.80 m/sn	41.47 m/sn	43.33 m/sn

3.2.2. Geostropik hızın hesaplanması

Yer yüzünde belirli bir yükseklikten sonra hız sabit kalmaktadır. Bu sabit hıza

geostropik hız denmektedir. Bu hız;

$$V_g = \frac{u}{\kappa} (20 + (\ln 10^4 \cdot \frac{u}{z_0})^2)^{\frac{1}{2}} \quad (3.66)$$

olarak ifade edilir. (3.60) ve (3.62) formüllerindeki u hızı sürüklenme hızıdır ve V_z 'nin hesaplanması için bilinmesi gereklidir. 10 m yükseklikteki V_{10} hızı biliniyorsa, (3.60) ifadesi yardımıyla;

$$u = \frac{V_{10} \cdot \kappa}{\ln(z/z_0)} \quad (3.67)$$

elde edilir. Böylece geostropik hız hesaplanabilir. Çok şiddetli rüzgarlar için 1~2 m/sn değerlerini aldığı Dyrbye and Hansen'da (1996) belirtilmiştir.

Örnek:

Şekil 3.4 için verilen değerler kullanılarak 3.66 formülü yardımıyla geostropik hızı hesaplayalım.

$$V_g = \frac{u}{\kappa} (20 + (\ln 10^4 \cdot \frac{u}{z_0})^2)^{\frac{1}{2}}$$

$$V_g = \frac{2}{0.4} (20 + (\ln 10^4 \cdot \frac{2}{0.05})^2)^{\frac{1}{2}}$$

$V_g=68.26$ m/sn olarak bulunur.

3.2.3. Rüzgar kuvvetleri

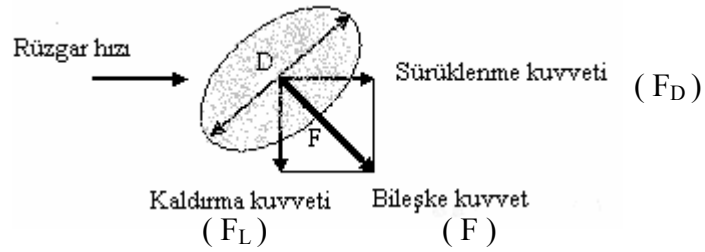
V hızıyla esen bir rüzgardan doğan bileşke kuvvet (F), akım doğrultusunda (sürüklenme kuvveti, F_D) ve akım doğrultusuna dik (kaldırma kuvveti, F_L) olmak üzere iki bileşen kuvvetle ifade edilir. Rüzgar kuvvetlerinin bileşenleri Şekil 3.5'te görülmektedir. Bacadaki rüzgar kuvvetleri de Şekil 3.6'da görülmektedir. Sürüklenme kuvveti, kaldırma kuvveti ve bileşke kuvvet şöyle hesaplanır.

$$F_D = \frac{1}{2} \rho V^2 D C_D$$

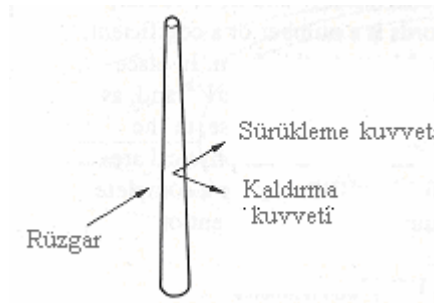
$$F_L = \frac{1}{2} \rho V^2 D C_L$$

$$F = \frac{1}{2} \rho V^2 D C_f \quad (3.68)$$

Formülde kullanılan C_D , C_L , C_f katsayıları, aerodinamik kuvvet katsayılarıdır.



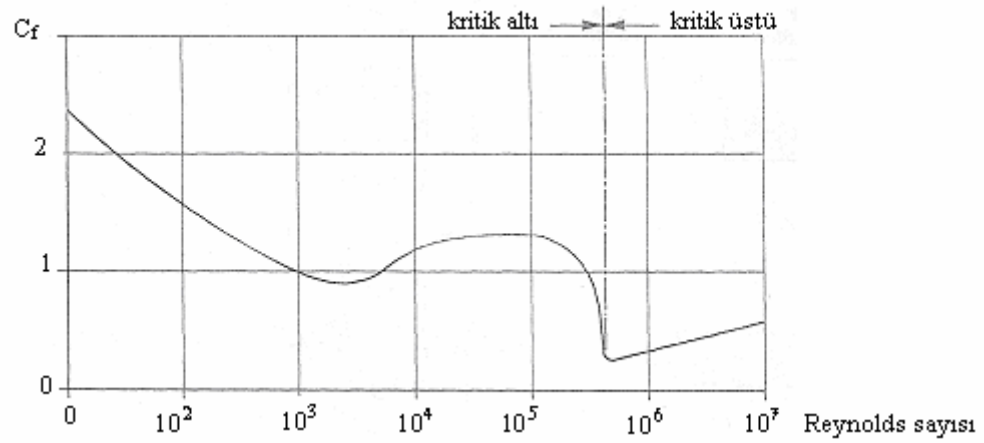
Şekil 3.5 Rüzgar kuvvetinin bileşenleri



Şekil 3.6 Bacada rüzgar kuvvetleri

Düz yüzeyli (pürüzsüz) dairesel yüzeyler için C_f aerodinamik kuvvet katsayısının Reynolds sayısı karşısında nasıl değiştiği rüzgar tüneline yapılan ölçümler sonucunda belirlenmiştir. İlgili grafik Şekil 3.7’de verilmiştir (Pinfold, 1975).

Diğer yüzeyler için C_f aerodinamik kuvvet katsayısının değeri rüzgar kuvvetinin yönü soldan sağa doğru olduğu zaman Şekil 3.8 deki gibidir.



Şekil 3.7 Aerodinamik kuvvet katsayısının Reynolds sayısına göre değişimi

	C_f 2.0		C_f 1.2-1.3		C_f 2.1		C_f 0.9
	2.2		2.0		1.4		1.2
	1.4		0.7		1.3		1.3
	2.2		1.9		1.1		1.4
	1.3 düşük reysay 0.8 yük reysay		1.8		0.8 Rey 10^6		

Şekil 3.8 Çeşitli şekiller için hesaplanan kuvvet katsayıları
(rüzgar soldan sağa doğru eserken)

C_f kuvvet katsayısı, (yapı yüksekliği / çap) oranının artışına göre düzeltilir. Bu düzeltme oranı aşağıda Çizelge 3.4 'te verilmiştir.

Çizelge 3.4 C_f Katsayısının Düzeltme Oranı

Yükseklik/Çap Oranı	Düzeltme Faktörü
0-2	0.6
2-4	0.7
4-20	0.8
20 üzeri	1.0

Kawai (1997), çalışmasında büyük boy/en oranlı yüksek yapıların rüzgar karşısındaki aerolastik kararsızlıklarını (rüzgarlar sonucu oluşan titreşimler vs.) incelemiştir. Bu yapıların açık alanlarda, kırsal ve kentsel bölgelerde, laminar ve türbülanslı akımlarda sınır tabakasındaki ayrılmayı incelemiş ve böylece aerolastik kararsızlıkları çeşitli tiplere göre sınıflandırmıştır. Kawai, 1999'da ise yüksek dikdörtgen kesitli yapıların boy/en oranı artışı sırasında aerolastik kararsızlıkların nasıl değiştiğini incelemiştir. Köşelerde yapılacak küçük iyileştirmelerle (köşe kesimi, yuvarlatma vs.) rüzgar etkilerinin önemli ölçüde azaldığını belirtmiştir.

3.2.4. Rüzgarın dinamik etkileri

Rüzgarın dinamik etkilerini üç başlık altında incelenebilir. Bunlar:

- Rüzgarın Çarpma Etkisi
- Girdap Kopmaları
- Kesitin Ovalleşmesi

3.2.4.1. Rüzgarın çarpma etkileri

Rüzgarın estiği doğrultuya dik bir yüzeye etkittiği W basınç kuvveti bilindiği gibi;

$$W = C_f \cdot q_d \cdot A \quad (3.69)$$

olarak hesaplanır. Burada C_f şekil katsayısı, q_d birim alana gelen dinamik rüzgar basıncı, A rüzgarın çarptığı alandır.

Birim alana etkiyen dinamik rüzgar basıncı q_d , rüzgar hızına bağlı olarak;

$$q_d = (0.4 + 0.6\phi_1\phi_2)q \quad (3.70)$$

$$q = \frac{1}{2} \rho_h V^2 \quad (3.71)$$

bağıntısından hesaplanır. Burada, ϕ_1 çarpma faktörü, ϕ_2 tekrarlanma faktörü, q baz rüzgar basıncı, ρ_h havanın kütle yoğunluğu, V rüzgar hızıdır. q_d kesit zorları altında konsol kirişteki gibi hesaplanır.

Havanın kütle yoğunluğu $\rho_h = 1.293/9.81 \approx 1/8 \text{ kg sn}^2/\text{m}^4$ olarak alınır;

$$q = \frac{V^2}{16} \quad (3.72)$$

olarak bulunur. 3.70 formülünde geçen çarpma ve tekrarlanma faktörleri ise;

$$\phi_1 = 1 + \beta \quad (3.73)$$

$$\beta = \frac{\alpha^2}{|\alpha^2 - 1|} \sqrt{(1 + \alpha^2 - 2\sin \frac{\pi}{2\alpha})} \quad (3.74)$$

$$\phi_2 = 1 + e^{-\frac{\Delta \cdot t}{T}} \quad (3.75)$$

$$\alpha = \frac{T}{T_w} \quad (3.76)$$

$$\Delta = 2\alpha\varepsilon \quad (3.77)$$

olur. Burada T yapının özel periyodu, T_w rüzgar titreşim (darbe) periyodudur. Deneyler ve ölçümler sonucunda darbe periyodu $T_w = 8\text{sn.}$ ve iki darbe arasındaki t zamanı $5T_w$ den daha büyük veya ona eşit olarak idealleştirilmiştir. t zamanı, rüzgar hızı ve arazinin pürüzlülüğüne bağlıdır. Yüksek hızlarda artar, düşük hızlarda azalır. Genellikle 30-180 sn. arsında seçilir. α değeri, yapının T özel periyodunun, T_w rüzgar titreşim periyoduna oranıdır. ε , kritik sönüm oranı olup betonarme kuleler için 0.05 alınabilir. Δ ise logaritmik dekremandır³ (Aydoğan ve Hasgür, 1988; Özden ve Kumbasar, 1993).

3.2.4.2. Girdap kopması (Vortex shedding)

Girdap hareketlerinin oluşumunu etkileyen başlıca karakteristik özellikler şunlardır.

— Cismın geometrisi ve yüzey pürüzlülüğü: Yapı yüksekliğinin yapı genişliğine oranı (h/D) yapı üzerine etkiyen kuvvetleri çok etkiler. Ayrıca yüzey pürüzlülüğü de kaldırma kuvvetini etkilemektedir. (Bardan and Hold 1999), çalışmalarında iki boyutlu duvar çevresinde yüzey pürüzlülüğünün etkisini araştırmışlardır. Duvar çevresindeki ters akışın oluşmasını yüzey pürüzlülüğüne bağlamışlardır. Pürüzlülüğün artmasının ters akışın oluşmasını kolaylaştıracağını belirtmişlerdir.

Ayrıca, fazla sayıda kule tipi yapı aynı sırada ise, bir yapı için kullanılan C_f kuvvet katsayısı artırılabilir.

— Kütlelerin oranı: Yapı yoğunluğunun onu iten akışkanın kütlesine oranıdır. Akışkana göre yapının ataletini temsil eder. Akışkan kaynaklı titreşimlerden dolayı hafif yapıların duyarlılığının bir ölçüsü olarak kullanılabilir.

³ Logaritmik dekrem, ardaşık iki maksimum değerın birbirine oranlarının doğal logaritmasıdır.

Kütlelerin oranı;

$$\frac{m}{\rho D^2} \quad (3.78)$$

olarak ifade edilir. m yapı kütlesi, ρ akışkan yoğunluğu ve D yapının çapıdır. Akışkan yoğunluğunun, yapı yoğunluğu karşısında artması durumunda yapının akışkan kaynaklı bir titreşime maruz kalma ihtimali artar.

— Reynold sayısı: Reynolds sayısı, eylemsizlik kuvvetlerinin, sürtünme kuvvetlerine oranı olarak da değerlendirilebilir. Reynolds sayısı bilindiği gibi;

$$Re = \frac{VD}{\nu} \quad (3.79)$$

şeklinde tanımlanan boyutsuz bir büyüklüktür. V akım hızı, D çap ve ν de kinematik viskozitedir (viskozitenin akışkan yoğunluğuna oranı).

— Boyutsuz sönüm oranı: Sönümlü serbest titreşim durumunda , lineer yapılarda, $\Delta = 2 \pi \epsilon$, gittikçe azalan ardışık aynı işaretli genliklerin doğal logaritmasına eşittir. Titreşim deneyleriyle sönüm oranı tayin edilebilir.

Cho et al. (1999)'da, Japonya'da baca ve kulelerin gerçek sönümleri ölçülmüş, rüzgarın değişik esişi sonucu meydana gelen sönüm farkları gözlenmiştir. Sönüm genlikle birlikte artarken, doğal frekans genlikle birlikte azaldığı gözlenmiştir.

Boyutsuz sönüm oranı ise kütle oranının sönüm etkeni ile çarpımına eşit olup;

$$\frac{2m\Delta}{\rho D^2} \quad (3.80)$$

şeklinde ifade edilir. m yapı yoğunluğu, Δ , logaritmik dekremant sönüm oranı, ρ akışkan

yoğunluğu ve D yapının çapıdır.

Boyutsuz sönüm oranı, girdap kopması ya da girdaba bağlı olarak başlayan salınımlara karşı yapının eğilimini tespit etmede de yararlıdır.

$$\begin{aligned} \frac{2m\Delta}{\rho D^2} &\leq 20 && \text{(kararsız durum)} \\ 20 < \frac{2m\Delta}{\rho D^2} &\leq 25 && \text{(kararsızlık olasılığı var)} \\ \frac{2m\Delta}{\rho D^2} &> 25 && \text{(kararlı)} \end{aligned}$$

Yapılan testlerde bu oran, düşük rüzgar hızında çok önemli olmamaktadır. Yine kritik rüzgar hızında yapılan deneylerde, genliğin ve basıncın en yüksek olduğu değerler, boyutsuz sönüm oranının en düşük olduğu model yapılarında görülmüştür (Pinfeld, 1975).

— Strouhal sayısı: Strouhal sayısı, girdap kopma frekansının, serbest akımın hızına oranının silindir genişliğine bölünmesi ile elde edilen orantılılık sabittir. Strouhal sayısı düşük hızlarda (ses hızının yaklaşık 0.3 katına kadar), Reynolds sayısının bir fonksiyonudur. Reynolds sayısının çok büyük aralığında ise S sabittir. Strouhal sayısı;

$$S = \frac{f \times D}{V} \quad (3.81)$$

olarak ifade edilir. f girdap koma frekansı, D yapının çapı(genişliği) ve V akım hızıdır. Strouhal sayısı kule tipi yapılar için 0.2 olarak kabul edilir.

Titreşim oluşturacak girdap hareketine ait titreşim frekansı yapının doğal frekansı ile aynı olduğu durumda rezonans meydana gelir.

Ayrıca Hansen (1998), çalışmasında büyük titreşimlerin, ortalama rüzgar hızının

rezonans rüzgar hızına ulaştığında meydana geldiğini belirtmiştir

Yapının rüzgar yönüne dik doğrultuda, V_c kritik hızıyla, birinci doğal modunda titreşmesi durumunda, kritik hız;

$$V_c = \frac{f \times D_c}{S} = 5f \times D_c \quad (3.82)$$

olarak hesaplanır. V_c , kritik hız, f birinci doğal moda ait frekans, D_c yapıya ait kritik dış çap, S Strouhal sayısıdır ve denklemde 0.2 olarak alınmıştır. Yapıya ait kritik çap, yapı yüksekliğinin $2H/3$ seviyesindeki ya da $3H/5$ seviyesindeki çap değeridir.

Bulunan rüzgar hızından hareketle, rüzgar kuvvetinin yapının x yüksekliğine etkileyen değeri;

$$F(x) = \frac{1}{2} C_L \rho V_c^2 D(x) \sin \omega t \quad (3.83)$$

olarak hesaplanır. C_L pik dinamik kaldırma katsayısı (Bkz. 3.2.3.), ρ akışkan yoğunluğu, V_c , kritik rüzgar hızı, $D(x)$, x yüksekliğindeki yapının çapıdır.

Sachs (1978), yaptığı çalışmalarda, C_L değerini şehir dışında rüzgarın kesilmediği yerler için, 0.20-0.33 arasında önerir. Reynolds sayısının 10^6 ile 10^7 arasında olduğu değerlerde C_L değeri 0.12-0.19 arasındadır (Pinfeld,1975).

F zorlayıcı kuvvet fonksiyonu oluşturulduktan sonra, herhangi bir t zamanı için kesme kuvveti ve momentler hesaplanabilir. F fonksiyonu ile sistem modları bulunduktan sonra birinci mod için (3.49) denkleminde benzer şekilde;

$$\ddot{Y}_1(t) + 2\xi_1\omega_1 \dot{Y}_1(t) + \omega_1^2 Y_1 = \frac{F_1}{M_1} \sin \omega_1 t \quad (3.84)$$

denklemini yazılabilir. Burada M_1 , 1. moda ait genelleştirilmiş kütle değeridir. F_1 ise;

$$F_1 = \frac{1}{2} C_L \rho V_c^2 \sum_{j=1}^n \phi_{1j} D_j \quad (3.85)$$

şeklinde yazılabilir.

3.84 denkleminin sağ tarafı harmonik bir fonksiyondur. Bunun için özel çözüm olarak;

$$Y_1(t) = -\frac{F_1 \times \cos \omega_1 t}{2\xi M_1 \omega_1^2} \quad (3.86)$$

yazılabilir. Rüzgardan dolayı normal koordinatlarda $(Y_1)_{\text{maks}}$ bulunduktan sonra, deplasman, kesme kuvveti ve eğilme momentleri 3.58 denklemindeki gibi hesaplanır.

3.2.4.3 Kesitin ovalleşmesi (Ovalling)

Kule tipi yapılarda dairesel kesitin ovalleşmesi, dairesel halka periyodunun girdap kopma periyodunun yarısı ile çakışması durumunda meydana gelebilecek bir durumdur. Bu yüzden betonarme bacalarda bacanın üstü (tepe çemberi) takviye yapılarak güçlendirilir.

Ovalleşme titreşimi veren rüzgar hızı için (Aydoğan ve Hasgür, 1988)

$$V = 7067 \left(\frac{t}{r} \right) \quad (3.87)$$

denklemini vermiştir. Burada V rüzgar hızı (km/sa), t baca en kesit kalınlığı (cm) ve r baca en kesit yarıçapı (cm) dir.

Ovalleşme sırasında dairesel kesitin etrafındaki basınç dağılımı, ön yüzde

pozitifdir. Yan ve arka yüzlerde de negatif olur. Farklı radyal basınç dağılımları kullanılarak halkadaki kritik eğilme moment değerleri hesaplanmış iç ve dıştaki en büyük eğilme momentleri hesaplanmıştır (Çizelge 3.5) (Aydoğan ve Hasgür,1988 ; Pinfold,1975).

Çizelge 3.5 Dairesel Kesitte Oluşan Gerilmeler

	Dış kesitteki çekme	İç kesitteki çekme
Diver	$0.0640 qD^2$	$0.0710 qD^2$
Erdie ve Ghosh	$0.0778 qD^2$	$0.0885 qD^2$
Rumman	$0.0680 qD^2$	$0.0785 qD^2$

Pinfold (1975) bu sonuçlarda yola çıkarak dizayn için

$$\text{Dış kesite} \quad 0.07qD^2$$

$$\text{İç kesite} \quad 0.08 qD^2$$

değerlerini önermektedir.

4. KULELERDE TEMEL YAPISI

Bu tip yapılarda temel, zemin gerilmesinin 1.2 kg/cm^2 'den yüksek olması halinde yüzeysel temel, düşük olması durumunda da kazıklı temel olarak yapılır. Temel genellikle dairesel plak olarak yapılır. Çok sık olmasa da dairesel plak yerine çokgen plak da yapılabilir. Dairesel plak çapının büyük olması halinde radyal doğrultuda nervürler yapılabileceği gibi kesik koni şeklinde de temel yapılabilir (Aydoğan ve Hasgür, 1988).

4.1. Yüzeysel Temeller

Kule tipi yapılarda yüzeysel temeller 4 şekilde yapılır.

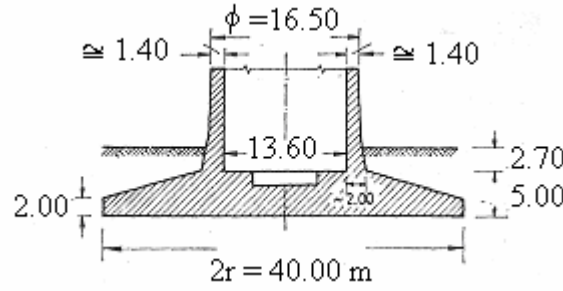
Bunlar;

- Daire formlu plak temeller
- Daire halkası formlu plak temeller(boşluklu yapıda).
- Konik formlu kabuk temeller.
- Daire şeklinde olmayan temellerdir (genellikle düzgün çokgenler).

4.1.1. Daire formlu plak temeller

Taşıma gücü yüksek zeminlerde kullanılırlar. Yapımı diğer tiplere göre daha kolaydır. Fakat gövdede herhangi bir boşluk bırakılmadan yapılması sebebiyle fazla malzeme kullanılır. Bu tip yapılarda yatay yüklerin değişken olduğu düşünülürse, kenar bölgelerde geçici yığılmalarla karşılaşılabilir. Bu durumda kenar bölgelerde kalıcı oturmalar meydana gelebilir. Bu tip bir temele örnek olarak Şekil 4.1 de verilen Münih TV kulesi gösterilebilir (Köseoğlu, 1986).

Ayrıca, Tezcan ve Yavaş (2000)'de verilen televizyon iletişim kulesinin temel yapısı da daire formlu plak temel olup ayrıntılı donatı yerleşimi ve kesit görünümü için Ek 1'e de bakılabilir.



Şekil 4.1 Daire formlu plak temel örneği
(Münih TV Kulesi)

4.1.2. Daire halkası formlu plak temeller

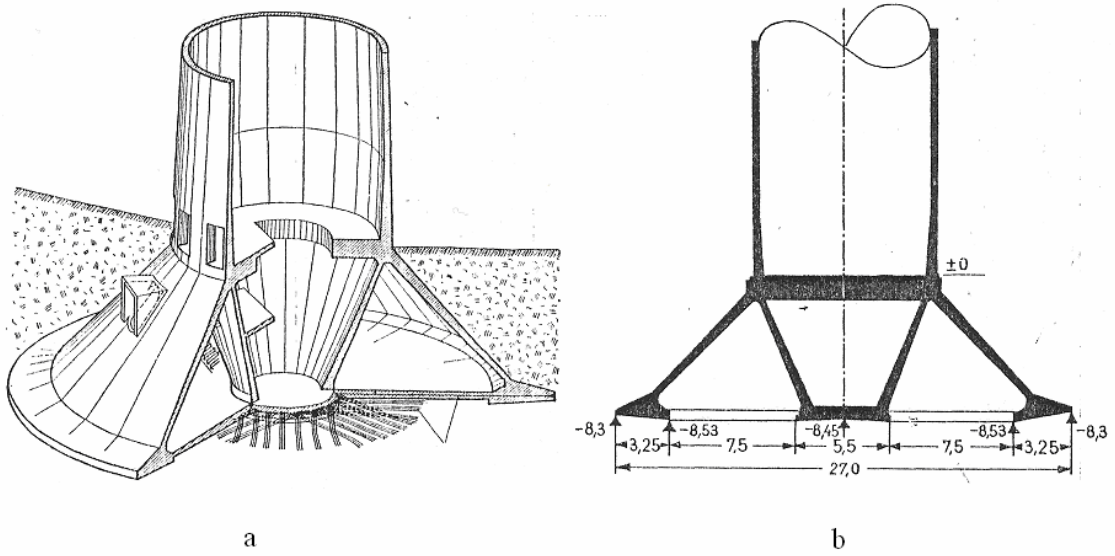
Bu tip temeller büyük temel çapı gerektiren kulelerde hem malzemedен tasarruf sağlamak hem de dolu gövdenin ağırlığı sebebiyle zemin taşıma gücünün aşılmasını önlemek için uygulanır. Temel içte daire plak ve dışta daire halkası olmak üzere iki bölümden oluşur.

Konik geçiş bölümü nedeniyle dışa doğru yönlendirilen radyal kuvvetler oluşur. Eğer kule altındaki zemin kaya değilse, yalnızca bu radyal kuvvetleri almak için bile bu tip temel yapımına gidilir. Bu amaçla iki tür uygulama yapılabilir.

—Daire halkasında çember biçiminde gergi çubuğu kullanılır.

— Yaklaşık radyal yerleştirilen gergi çubukları kullanılır. Bu tür uygulama ince plaklarda korozyona karşı korunmaya özen gösterilmesini gerektirir. Sömel gövdesinin iç hacminden işletme ile ilgili olarak yararlanılması isteniyorsa, böyle öngerilmeli sömeller seçilmelidir (Köseoğlu, 1986).

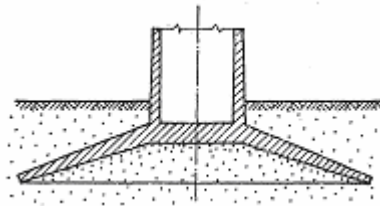
Böyle bir uygulama Stuttgart TV Kulesi'nde Leonhardt tarafından uygulanmıştır (Şekil 4.2) (Köseoğlu, 1986).



Şekil 4.2 Daire halkası formulu plak temel
a-) Sömel gövdesi izometrik görünüm b-) Sömel gövdesinin kesiti.

4.1.3. Konik formulu kabuk temeller

Taşıma gücü düşük zemine oturan ağır kule yapısı için uygundur. Sömel gövdenin alt kısmı aynı daire plakta olduğu gibi zemine oturur, fakat daire plaktan farklı olarak eğilme momentleri oluşmaz. Çünkü konik sömel çekme, basınç ve kaymaya göre zorlanır. Bir önceki sömel tipinde olduğu gibi malzeme sarfiyatı azdır, bu yüzden kaliteli malzeme ve iyi işçilik gerektirir. Konik sömelin genel şekli Şekil 4.3'teki gibidir (Köseoğlu, 1986).



Şekil 4.3 Konik sömel

4.1.4. Daire biçiminde olmayan sömel temeller

Bu tür temelerde dairesel form yerine yine daireye benzeyecek şekilde düzgün çokgenler kullanılır. Uygulamada çok rastlanılan bir tür değildir.

4.2. Yüzeysel Kule Temellerinin Statik Hesabı

Yüzeysel kule temeli inşa edilebilmesi için öncelikle zeminde hesaplanan gerilmenin zemin emniyet gerilmesinden büyük olmamasıdır. Yani;

$$\sigma_{zmak} \leq \sigma_{zem} \quad (4.1)$$

olmalıdır.

Ayrıca temel plağındaki en elverişsiz yükleme durumunda bile tabanda çekme gerilmesi oluşmamalıdır.

$$\sigma_z = \frac{\sum N_i}{A_t} \mp \frac{\sum M_i}{W_t} \geq 0 \quad (4.2)$$

Burada $\sum N_i$ en elverişsiz duruma karşılık gelen normal kuvvet, A_t temelin taban alanı $\sum M_i$ elverişsiz durum için temel tabanına göre alınmış momentler, W_t 'de temel tabanı mukavemet momentidir.

Ayrıca bu en elverişsiz durumda oluşan zemin gerilmeleri oranı 4'ü aşmamalıdır.

$$\frac{\sigma_{mak}}{\sigma_{min}} \leq 4.0 \quad (4.3)$$

Tabanda meydana gelecek oturmalar tehlikeli düzeye ulaşmamalıdır. Taban oturması şöyle hesaplanır;

$$\sum_i v_i = \sum_i \frac{\sigma_{zi} h_i}{E_i} \quad (i=1, \text{yükleme durum sayısı}) \quad (4.4)$$

Burada:

v_i = i. zemin tabakasının çökmesi,

σ_{zi} = i. zemin tabakasındaki gerilme,

h_i = i. zemin tabakasının yüksekliği,

E_i = i. zemin tabakasının elastisite modülü

Kule temellerinde çökme hesaplanırken genellikle çap miktarı kadar bir derinlikteki zemin tabakaları incelenir. Dairesel temellerin altında herhangi bir i.nci tabakadaki gerilme;

$$\sigma_{z,i} = \eta \times \sigma_{z,mak} \quad (4.5)$$

bağıntısıyla hesaplanır. $\sigma_{z,mak}$, temel tabanındaki en büyük gerilme olup η değeri için hazırlanmış tablolar vardır.

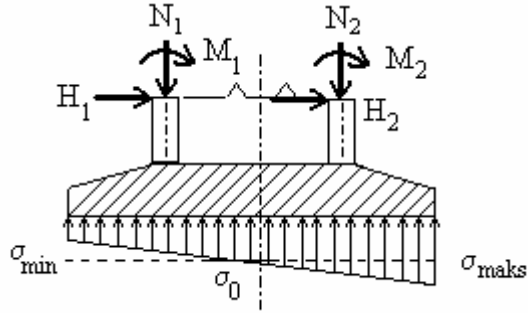
Temel plağı, gövde çevresi boyunca mesnetli dairese bir plaktır. Zemin gerilmesi ile alttan yüklenmiş bir durumdadır.

Düşey yükler altında simetrik yüklü, yatay yükler altında ise asimetrik yüklüdür. Kule gövdesinden sömel dairese plağa yük genel olarak üç şekilde etkir.

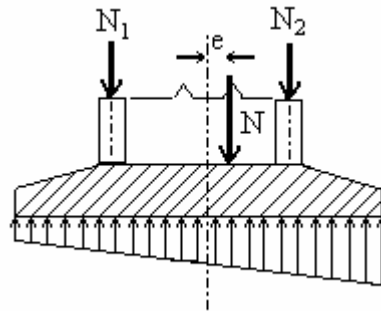
— Sömel gövdesi duvar orta eksenı boyunca normal kuvvet ile yüklenmiştir (Şekil 4.6) (Köseoğlu, 1986).

— Eğer gövde duvarı oldukça ince ise, duvarda oluşan eğilme momenti küçüktür ve ihmal edilebilir. Böyle ince duvarlar altında bulunan kalın sömel plaklarının boyutlandırılmasında, kule gövdesi ile sömel arasındaki kuvvet akışının karşılıklı etkisi ihmal edilerek, hesapta kule gövdesinden yalnız düşey kuvvet

aktarıldığı varsayılır (Şekil 4.7) (Köseoğlu, 1986).

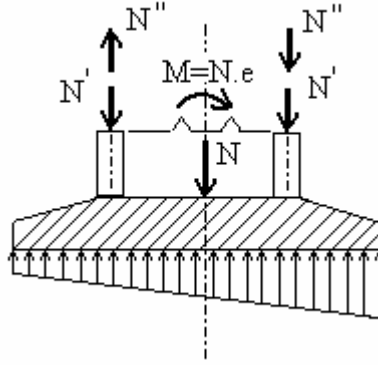


Şekil 4.6 Sömel Gövdesinin Duvar Orta Eksenı Boyunca Yüklenmesi



Şekil 4.7 İnce Gövde Duvarı Altında Kuvvet Akışının Kabulü

— Yapı ağırlığının etkili olduğu durumlarda ise, bu kuvvetler gövde duvarı boyunca üniform dağıtılır. Bu durumda bileşke (kuvvet), yapı sisteminin ekseninde bulunur. Fakat düşey yüklerden başka, yatay rüzgar yükü de etkirse, artık normal kuvvetler üniform dağılmaz ve bileşke eksantrik olarak etki eder. Bu hesap yolunda eksantrik yükün bir simetrik ve bir de asimetrik normal kuvvet çifti ile göz önüne alınması gerekir (Şekil 4.8) (Köseoğlu, 1986).



Şekil 4.8 Gövdede ki Eksantrik Yükleme Altında Sömele Aktarılan Kuvvetler

4.3. Temel Plağındaki Gerilmelerin Hesabı

Temel plağında oluşabilecek çembersel ve radyal doğrultudaki eğilme momentleri simetrik ve asimetrik yüklemeler için şöyle hesaplanır (Aydoğan ve Hasgür, 1988).

Simetrik yükleme;

$$M_r = \frac{\sigma_s a^2}{16} X \quad (4.6)$$

$$M_t = \frac{\sigma_s a^2}{16} X, \quad (4.7)$$

Asimetrik yükleme;

$$M_r = \frac{\sigma_a a^2}{16} Y \quad (4.8)$$

$$M_t = \frac{\sigma_a a^2}{16} Y, \quad (4.9)$$

M_r = Radyal doğrultudaki eğilme momenti

M_t = Çembersel doğrultudaki eğilme momenti

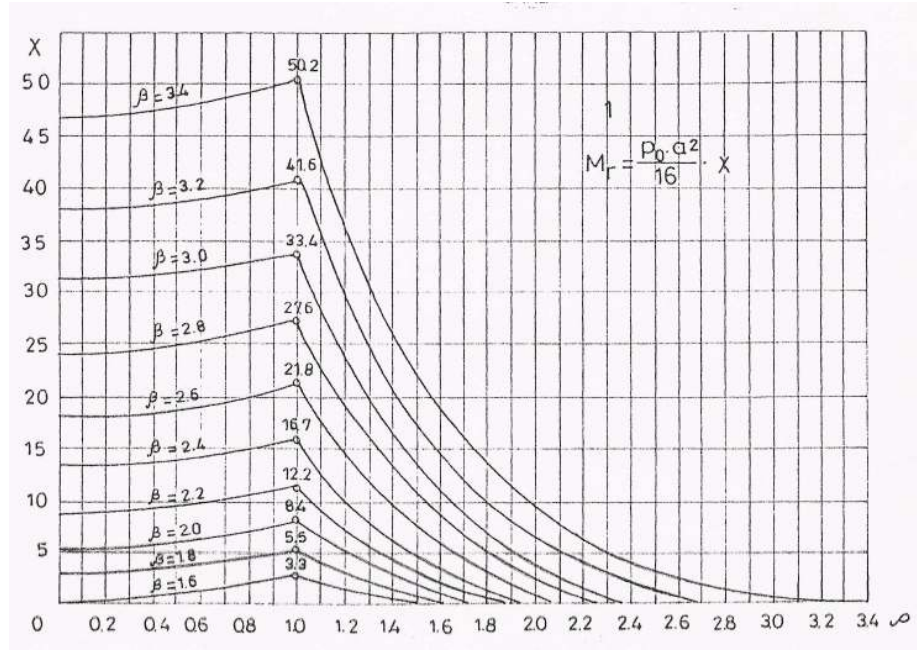
a = ± 0.00 kotunda kule kabuğu yarıçapı

$X, X' =$ Gerilim dağıtma katsayısı (Şekil 4.7 ve Şekil 4.8)

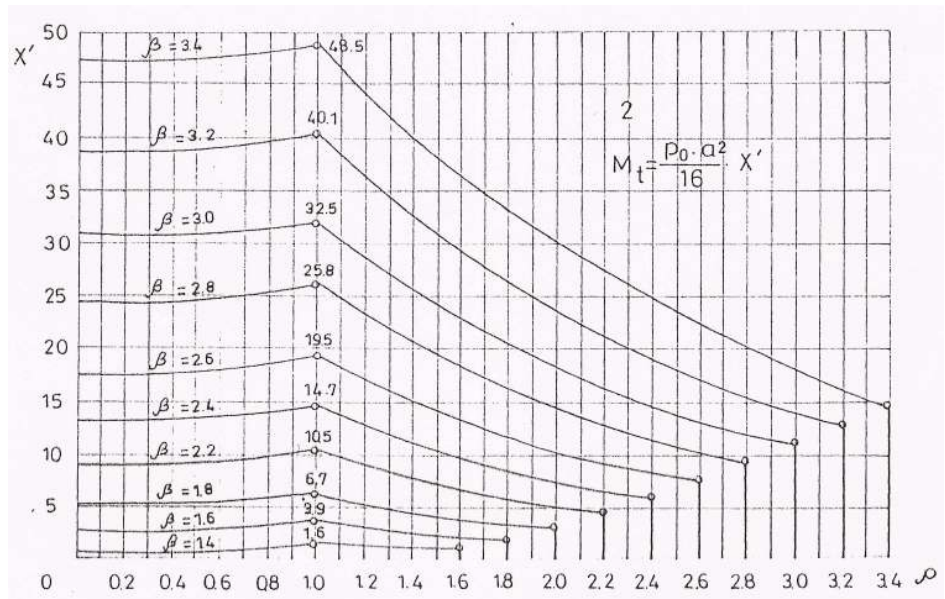
$Y, Y' =$ Gerilim dağıtma katsayısı (Şekil 4.9 ve Şekil 4.10)

$\sigma_s =$ Simetrik yüklü plaktaki gerilme

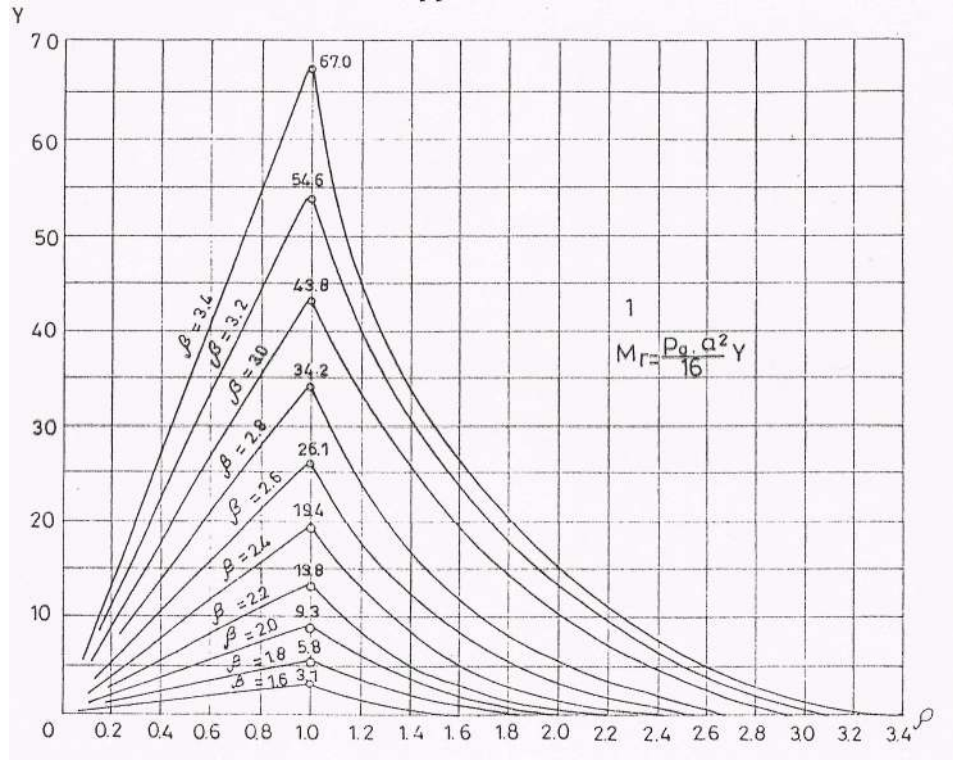
$\sigma_a =$ Asimetrik yüklü plaktaki gerilme



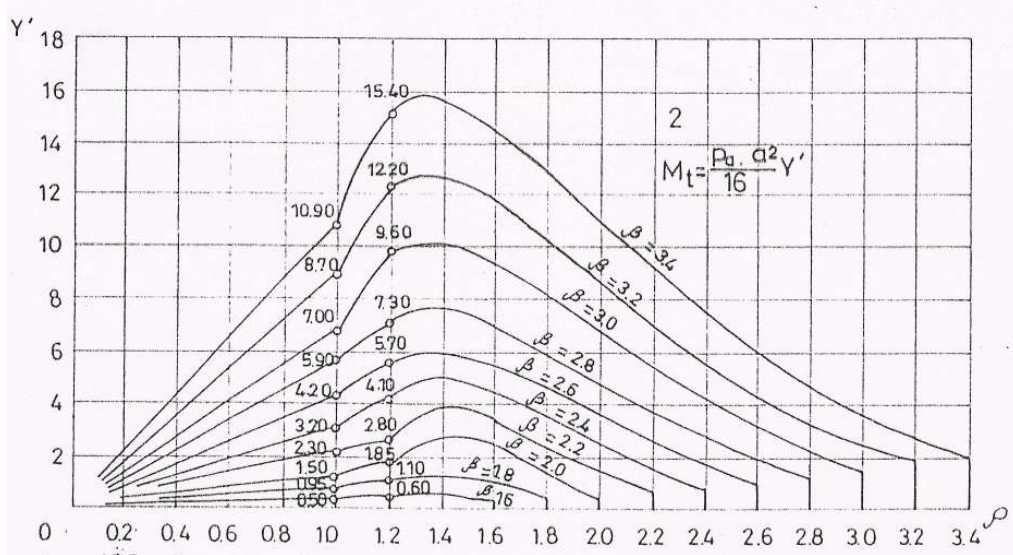
Şekil 4.7 Simetrik yüklü dairesel plakta X değeri (radyal moment için)



Şekil 4.8 Simetrik yüklü dairesel plakta X' değeri (çembersel moment için)



Şekil 4.9 Asimetrik yüklü dairesel plakta Y değeri (radyal moment için)



Şekil 4.10 Asimetrik yüklü dairesel plakta Y' değeri (çembersel moment için)

Burada geçen

$$\rho = \frac{r}{a} \quad (r = \text{Plak merkezinden kenarına kadar değişen yarıçap değeri})$$

$$\beta = \frac{R}{a} \quad (R = \text{Sabit plak yarıçapı})$$

Genel olarak bir fikir vermesi açısından bacalar için plak kalınlığının 1~3 m. olacağı söylenebilir (Aydoğan ve Hasgür, 1988).

Tezcan ve Yavaş (2000)'de çözülen televizyon kulesinin temelinde bulunan simetrik ve asimetrik momentler ve bu momentlerin süperpozisyonları Ek 1'de tablo halinde verilmiştir.

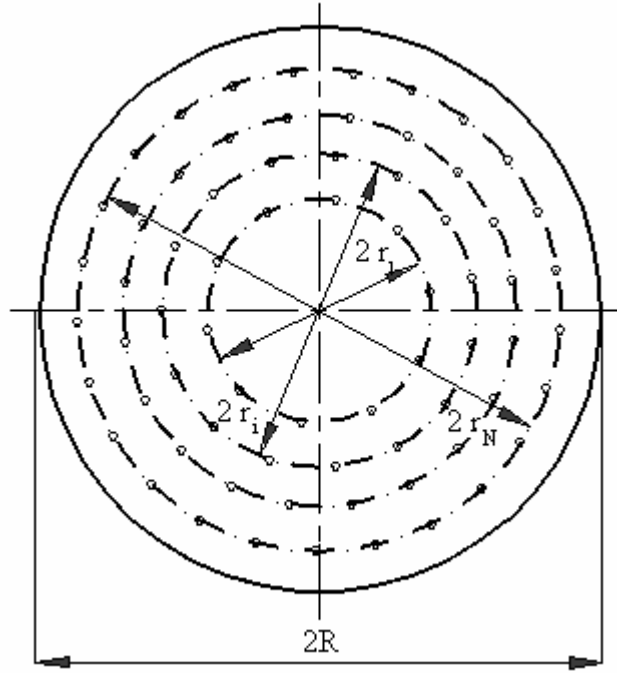
4.4. Kazıklı Kule Temelleri

Bacalarda, kazıklı temel uygulamasına Zemin gerilmesinin 1.2 kg/cm^2 'den düşük olduğu durumlarda başvurulur. Temel kazıkları uygun çap ve sayıda seçilerek dairesel bir plak şeklinde oluşturulan kazık başlığı ile birbirlerine bağlanırlar. Kazıklar dairesel bir plak altına yerleştirildiğinden iç içe çizilmiş çaplar üzerine yerleştirilmelidir. Örnek çizim Şekil 4.11 de görülmektedir (Aydoğan ve Hasgür, 1988).

Bir kazığa etkiyen yatay kuvvet (H_1), toplam yatay kuvvetin (H), kazık sayısına (N) bölümü ile bulunur.

$$H_1 = \frac{H}{N} \quad (4.10)$$

Eğilme momentinden dolayı kazıklara gelen normal kuvvetler ve bunların ekstrem değerleri kazıkların oluşturduğu sistemin plak merkezinden geçen eksene göre atalet momenti bulunarak hesaplanır.



Şekil 4.11 Temelde dairesel şekilde yerleştirilen kazıklar

Her bir kazığın merkezden uzaklığı oluşturduğu çemberin yarıçapına eşittir. O halde merkezden r_i uzaklıktaki birim çember üzerindeki birim genişlikli r_i yarı çaplı halkaların merkezden geçen eksene göre atalet momenti;

$$I = \sum_{i=1}^m \pi r_i^3 \cdot l \quad (4.11)$$

olur.

Burada m , kazıkların yerleştirildiği halka sayısıdır. Böylece herhangi bir halka üzerinde M_y yatay momentinden dolayı oluşan normal gerilme;

$$\sigma_{ri} = \mp \frac{M_y}{I} r_i \quad (4.12)$$

ve r_i yarıçaplı halkada eşit aralıklı yerleştirilmiş olan kazıkların her birine M_y den ötürülen normal kuvvet ise;

$$\mp \sigma_{ri} \times \frac{2\pi r_i}{N_i} \quad (4.13)$$

dir. Burada N_i i. halkadaki kazık sayısıdır.

Toplam sabit yükten (W) dolayı her bir kazığa isabet eden normal kuvvet

$$\frac{W}{N} \quad (4.14)$$

olup, i. halkadaki bir kazığa gelen ekstrem kuvvetler;

$$\frac{W}{N} \mp \sigma_{ri} \frac{2\pi r_i}{N_i} = \frac{W}{N} \mp 2\pi \frac{M_y}{I} \times \frac{1}{N_i} \times r_i^2 \quad (4.15)$$

olur. Maksimum kazık kuvvet kazık taşıma gücünü aşmalı ve kazıklarda çekme oluşmamalıdır.

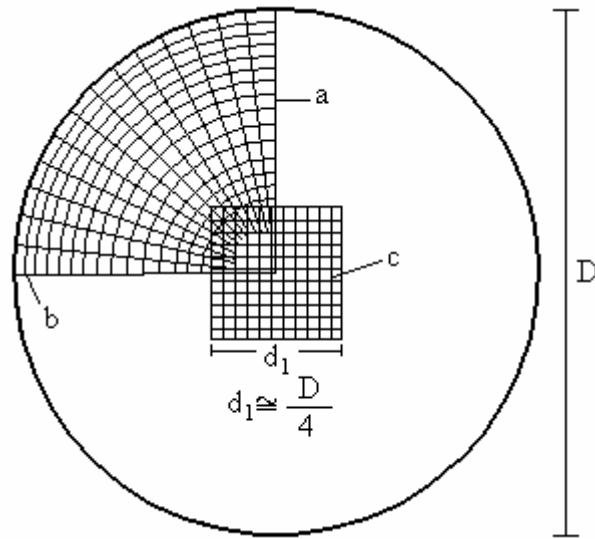
4.5. Donatı Seçimi

Plak içine altta ve üstte radyal ve çembersel doğrultuda donatı konur. Buna göre iki doğrultudaki donatı oranları toplamı BÇ I için 0.004, BÇ III için 0.0035 ve BÇ IV için 0.003 den az olmamalıdır. Ayrıca m^2 'ye çapı 10 mm den az olmayan 4 adet sehpa etriye konulmalıdır (Aydoğan ve Hasgür, 1988).

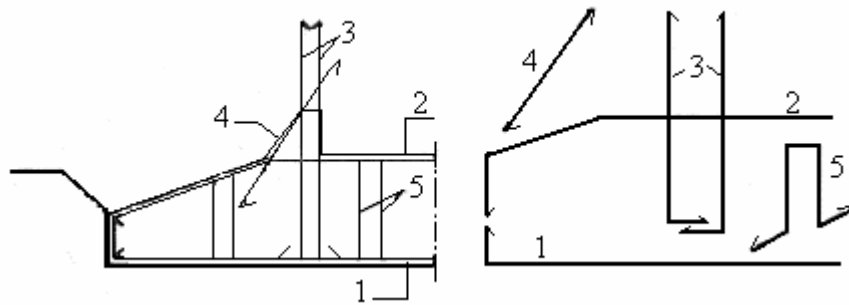
Radyal donatı merkezde sıkışmasın diye bu bölgede hem altta hem üstte karesel ağ teşkil edilir. 10~15 cm aralıklarla donatı yerleştirilerek karesel ağ meydana getirilir. Bu karesel kısmın kenar uzunluğu plak çapının dörtte biri kadardır. Plakta donatı

yerleşimiyle ilgili olarak Şekil 4.12 ve Şekil 4.13 verilebilir (Aydoğan ve Hasgür, 1988).

Ek 1’de, Tezcan ve Yavaş (2000)’de çözölen televizyon kulesinin temelindeki donatı yerleşimi verilmiştir.



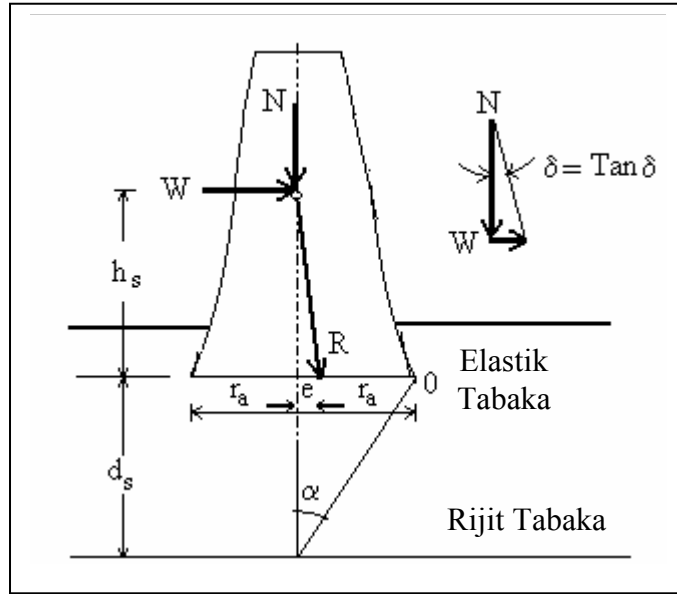
Şekil 4.12 Temel Plağı alt Donatısı
a-)Radyal donatı b-)Çembersel donatı c-)Karesel ağı



Şekil 4.13 Temel Plağı Donatısı
1-) Alt donatı 2-) Üst donatı 3-) Filiz donatısı 4-) Filiz donatısı 5-) Sehpâ etriye

4.6 Temelde Devrilme Güvenliğinin Kontrolü

Sömel gövdesi kaya zemin üzerine oturuyorsa, Şekil 4.14 de devrilmede dönme eksenini olarak sıfır (0) noktası kabul edilerek bu noktaya göre moment alınır, devirici moment;



Şekil 4.14 Temelde Devrilme Güvenliğinin İrdelenmesi

$$M_r = W \times h_s \quad (4.16)$$

ve koruyucu moment;

$$M_a = N \times r_a \quad (4.17)$$

ve bunlardan koruyucu moment büyük olacağına göre;

$$M_a > M_r \quad (4.18)$$

olmalıdır. Bunlar arasındaki orana n dersek;

$$n = \frac{M_a}{M_r} = \frac{N.r_a}{W.h_s} = \frac{r_a}{e} \geq 1 \quad (4.19)$$

olması gerekir. Burada N düşey kuvvet, W yatay kuvvet, r_a temel yarıçapı ve h_s bileşke kuvvetin etkidiği noktanın temelden yüksekliğidir. Leonhardt (1967) lokal ölçme ve gözlemlere dayanarak devrilme güvenliği için $n=1.75 \sim 2.0$ arası bir değerin yeterli olduğunu söylemiştir (Köseoğlu, 1986).

Sömel gövdesi d_s kalınlığındaki elastik zemin üzerine oturuyorsa devrilme güvenliği için koruyucu moment;

$$M_a = R.h_s.\delta \quad (4.17)$$

ve devirici moment;

$$M_r = \frac{4}{3} \times \frac{r_a^3.E_s}{1-\nu^2} \times T \times \delta \quad (4.17)$$

olur. E_s zeminin elastik modülü, ν Poisson oranı, T de α ve ν ye bağlı katsayı olup, $d_s \gg r_a$ için 1 olarak alınabilir (Köseoğlu, 1986).

5. KULE TİPİ YAPILARDA GÖVDE YAPISI

Kule tipi yapılar denince akla ilk gelen yapılar TV kuleleri ve sanayi bacaları olmaktadır. Bu tipten yapıların sayıca büyük bölümünü sanayi bacaları oluşturmaktadır. Yükseklik bakımından bakacak olursak da TV kulelerinin daha yüksek yapıldıklarını görülmektedir. Bu yüzden bu bölümde gövde yapısı incelenirken TV kulelerinin ve sanayi bacalarının gövde yapıları üzerinde durulacaktır.

5.1. Televizyon Kulelerinin Gövde Yapısı

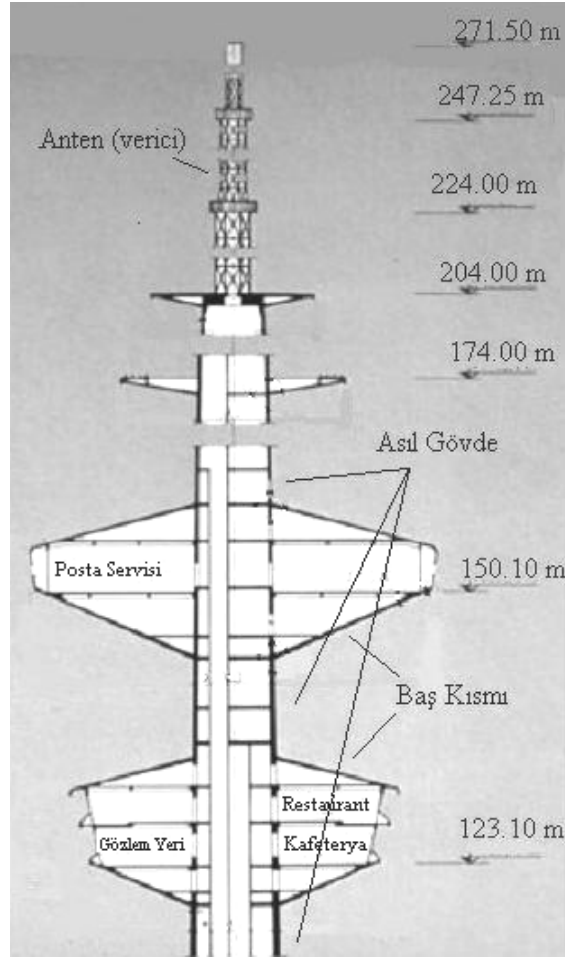
TV kulelerinin gövde yapısı başlıca üç bölüme ayrılarak incelenebilir. Bu bölümler; asıl gövde kısmı, baş kısmı ve antendir.

Baş kısmının üzerinde sinyal verici anten bulunur. Anten kısmı çelik kafes olarak yapılır. Bu nedenle gövde yapısından farklıdır. Genellikle kule tamamlandıktan sonra monte edilirler. Yüksek frekans almaya ve yaymaya yaradıkları için televizyon yayınlarından başka telefon vs. gibi diğer haberleşme araçlarına da hizmet verebilirler.

Temel yapısının üzerine inşa edilecek gövde bölümü genel olarak iki kısımda incelenir. Şekil 5.1 de Hamburg Telekomünikasyon Kulesi'ne ait bir çizim görülmektedir (bu çizimle ilgili fotoğraf için Bkz. Şekil 1.7) (Kaynak http://nisee.berkeley.edu/jpg/6257_3021_1859/IMG0092.jpg)

5.1.1. Asıl gövde kısmı

TV kuleleri gövde üzerinde yükselir. Genellikler dairesel ya da eliptik olarak yapılırlar. Çokgen kesitli olanlara da rastlanır. Düşey doğrultuda ise silindirik ya da kesik koni biçimlidir.



Şekil 5.1 Hamburg Telekomünikasyon Kulesi

5.1.2. Baş kısmı

Baş kısımlarının formları disk, silindirik ya da konik formlu olarak inşa edilirler. Baş kısmında genellikle lokantalar, TV ya da haberleşme için uygun servisler, gözlem yerleri gibi bölümlere ayrılır.

5.2. Sanayi Bacalarının Gövde Yapısı

Sanayi bacalarında, gövde TV kulelerinde olduğu gibi silindirik ya da kesik koni biçimindedir. Kabuk kalınlığı değişken olup genellikle yukarıya doğru azalır.

Yalnız bacanın en üst bölümünde kalınlık tepe çemberi ile takviye edilir. Tepe çemberi, bacayı yatay yüklere karşı eğilmede rijitleştirmek için yapılır.

5.3. Gövdede Oluşan Gerilmeler

Gövde en kesitinde oluşan gerilmeler öncelikle dikey doğrultudaki ölü yük, rüzgar, deprem ve sıcaklık etkilerinden dolayı oluşur. Ayrıca yatay yönde rüzgara bağlı olarak meydana gelen ovalleşme etkileri ve sıcaklık diğer önemli yüklerdir. İkinci derecede öneme sahip olan etkiler ise, farklı oturmalar, rüzgardan dolayı sapmalara veya güneş ışığından dolayı oluşan dönmelere bağlı olarak oluşan eksantrik yüklemelerdir.

Gövdede oluşan bu kesit tesirleri altında yapı eksantrik eğilme etkisindedir.

Gerilme hesabında şu kabuller yapılır:

— Düzlem kesit şekil değiştirdikten sonra da düzlem kalır.

—Hooke kanunu geçerlidir.Gerilme değişimleri lineerdir.

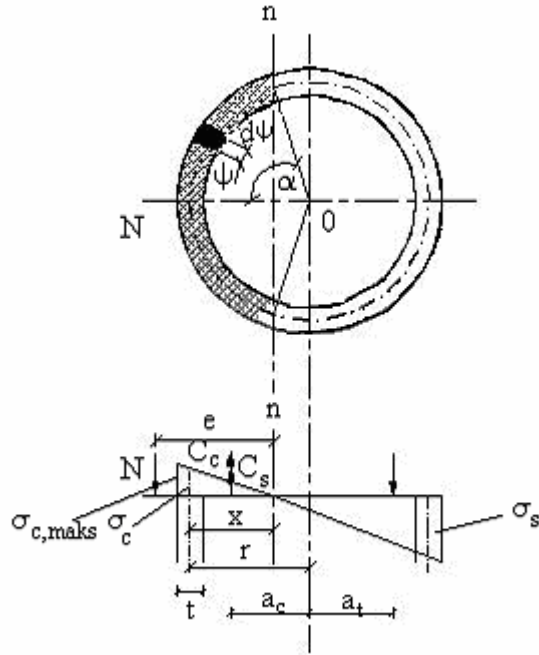
—Donatının beton kalınlığının ortasından geçtiği varsayılır. Yani halkadaki boyuna donatının ağırlık merkeziyle beton kütleinin ağırlık merkezi çakışmaktadır. Donatı çevreye yayılarak hesap yapılacaktır.

Halka enkesit, geometrisi, gerilme yayılımı, iç kuvvetler Şekil 5.2 de verilmiştir.

N, normal kuvvet ve M, eğilme momenti olmak üzere eksantrisite

$$e = \frac{M}{N} \quad (5.1)$$

olur. Ayrıca betonun elastisite modülünün, çeliğin elastisite modülüne oranı;



Şekil 5.2 Halka enkesitte, gerilme dağılımı ve oluşan iç kuvvetler

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (5.2)$$

olmak üzere boyutsuz eksantrisite;

$$\frac{e}{r} = \frac{M}{Nr} = \frac{(1 - \mu)(\alpha - \sin\alpha\cos\alpha) + \mu n\pi}{2[(1 - \mu)(\sin\alpha - \alpha\cos\alpha) - \mu n\pi\cos\alpha]} \quad (5.3)$$

olur.

Ortalama çap üzerindeki beton ve çelik gerilmeleri;

$$\sigma_c = \frac{N(1 - \cos\alpha)}{2rt[(1 - \mu)(\sin\alpha - \cos\alpha) - \mu n(\pi\cos\alpha)]} \quad (5.4)$$

$$\sigma_s = n\sigma_c \frac{1 + \cos\alpha}{1 - \cos\alpha} \quad (5.5)$$

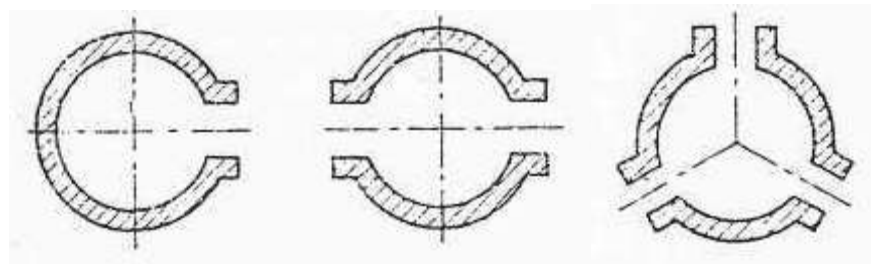
olur. Dış yüzeydeki maksimum beton gerilmesi de;

$$\sigma_{c,maks} = \sigma_c \left(1 + \frac{t}{2r(1 - \cos\alpha)}\right) \quad (5.6)$$

olur.

5.4. Gövde Yapısındaki Boşluklar

Gövdede bulunan boşluklar bacalarda, kesit zorlarının büyük olduğu alt kısımlarda ve belli aralıklarla kontrol amaçlı açılan boşluklardır. Bacalarda boşluklar, atık gazın bacaya girmesi için (Şekil 5.3), baca dibindeki kül hunisinde biriken külün boşaltılması için ve belli aralıklarla bacada yapılan bakım-onarım içindir (Aydoğan ve Hasgür, 1988).

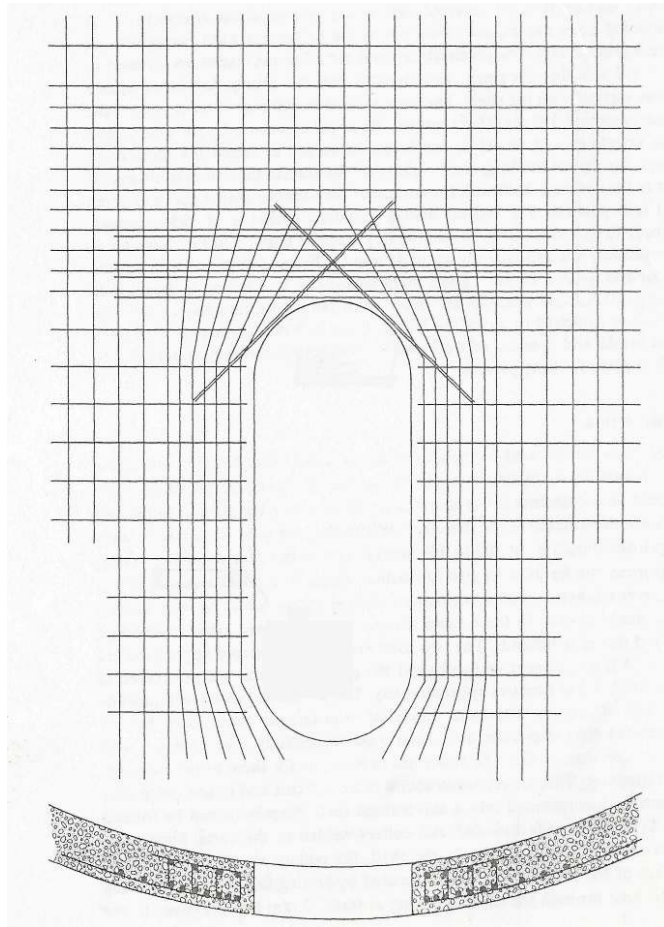


Şekil 5.3 Atık Gaz Giriş Ağzı Boşluklarının Rijitleştirilmesi

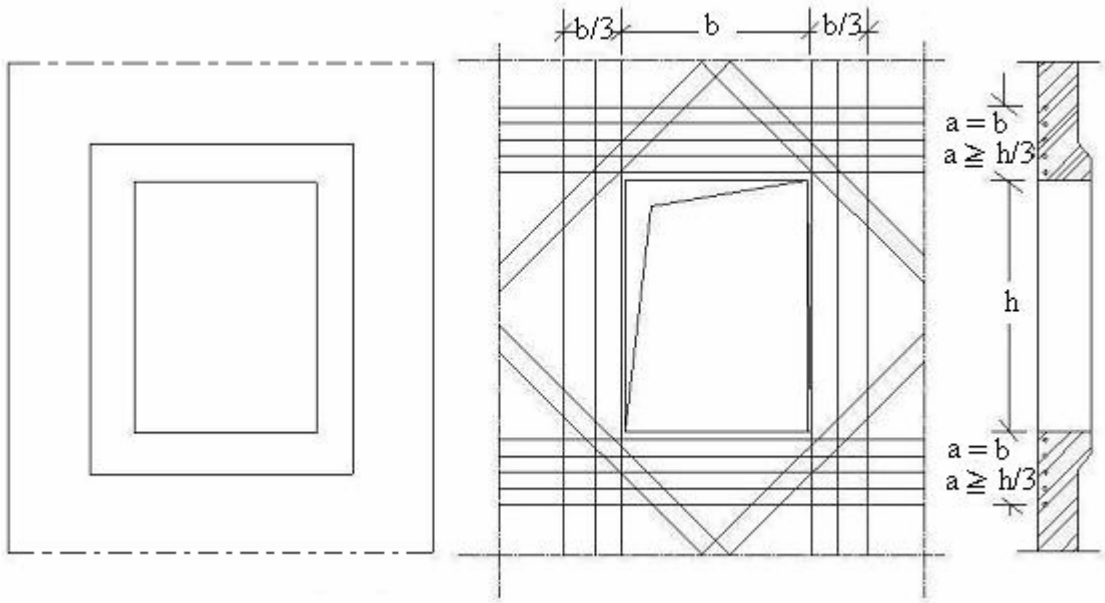
Kulelerde ise boşluklar hem alt kısımlarda (giriş için), hem de kulenin üst kısmında (baş kısmında) olur. Kulelerin üst kısımlarında teşkil edilen boşluklar kafeterya, gözlem yeri gibi yerlerde bu bölümlere giriş-çıkış ve aydınlatma için teşkil

edilen boşluklardır. Pinfold, (1975)'de, giriş-çıkış için teşkil edilmiş bir boşluğun donatı düzeni görülmektedir. Giriş için açılan boşluğun üst kısmında sıklaştırılmış lento donatıları ve çapraz donatılar görülmektedir (Şekil 5.4).

Gövde de açılan boşluklar gövdeyi önemli ölçüde zayıflattıkları için boşluk çevresinde eğilme gerilmeleri kontrol edilmelidir. Boşluk kenarında takviye için bir çerçeve oluşturulur. Aydoğan ve Hasgür, (1988)'de, baca giriş ağzı boşluğunun takviyesi ve boşluk kenarında ki donatı yerleşimi ile ilgili bir şekil verilmiştir (Şekil 5.5).



Şekil 5.4 Boşluk Çevresinde Donatı Yerleşimi



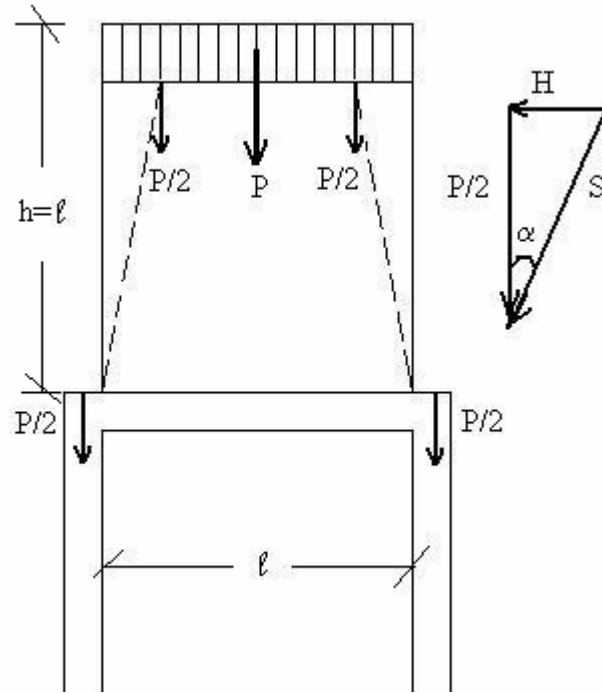
Şekil 5.5 Baca Giriş Ağzı Boşluğunun Takviyesi ve Donatı Yerleşimi

Yapılan boşluğun altında ve üstünde eklenmesi gereken donatı boşluk sebebiyle kesilmiş olan donatıdan az olmamalıdır. Bu ek donatı mümkün olduğunca kenara yakın yerleştirilmelidir. Ayrıca konulacak donatı alanı (A_s);

$$A_s = \frac{0.06f_c \times t \times b}{f_y} \quad (5.7)$$

ile bulunacak sonuçtan az olmamalıdır (Tezcan ve Yavaş, 2000). Benzer bir sonuç Pinfold, 1975 'te de verilmiştir. Burada f_c betonun karakteristik basınç dayanımı (kg/cm^2), f_y donatı çeliğinin karakteristik akma gerilmesi (kg/cm^2), t açıklıktaki betonun kalınlığı (cm), b açıklık genişliğidir (cm).

Yaklaşık olarak boşluk üzerinde boşluk açıklığına eşit yükseklikteki bir kısmın yüksek kiriş gibi çalıştığı varsayılabilir. Boşluğun üzerindeki ve ℓ açıklıktaki yayılı yük toplamı (P) boşluğun iki yanındaki düşey rijitleştirici elemanlara geçer. Bu elemanlar



Şekil 5.6 Boşluk Üstünün Yaklaşık Çözümünün Yükleme Durumu
(Kaynak: Aydoğan ve Hasgür, 1988)

$P/2$ eksenel yükü ile veya $P/2$ yüküne ek olarak kapalı çerçeve çözümünden elde edilen momentle hesap edilebilirler. Boşluk üzerindeki yüksek kiriş bölgesi çekme etkisindedir. Şekil 5.6'da da görüldüğü gibi bu çekme kuvveti düşey $P/2$ kuvvetinin S eğik ve H yatay bileşenlerine ayrılması ile hesaplanabilir (Aydoğan ve Hasgür, 1988).

H yatay kuvveti;

$$H = \frac{P}{2} \tan \alpha \quad (5.8)$$

A_s donatı alanı ise;

$$A_s = \frac{H}{\sigma} \quad (5.9)$$

olarak hesaplanır. $\tan \alpha \approx 0.333$ olarak kabul edilebileceği (Aydoğan ve Hasgür, 1988) de belirtilmiştir. H yatay kuvvet, σ çeliğin güvenlik gerilme katsayısı (S220 için 2200 kg/cm^2), A_s donatı alanı (cm^2), α , $P/2$ ile S arasındaki açıdır.

Ayrıca 60 cm den geniş açıklıklar için açıklığın her köşesine yerleştirilecek diyagonal donatı çubuklarının cm cinsinden en kesit alanı toplamı, cm cinsinden gövde kalınlığının 1/5 'inden az olmamalıdır. 60 cm ve daha az genişliğe sahip açıklıklar için açıklığın her köşesine 2 adet $\phi 16$ donatı çubuğu yeterlidir (Tezcan ve Yavaş, 2000).

Tezcan ve Yavaş (2000)'de çözülen televizyon kulesinin gövde yapısında bulunan açıklıklar için bulunan donatı miktarı ve donatının yerleşimi Ek 1'de verilmiştir.

5.5. Eğilme ve Temel Dönmesi Sonucu Oluşan İkinci Mertebe Momentleri

Yüksek yapılarda yatay yüklerden dolayı eğilme oluşur. Eğilmeden dolayı bir a-a kesitinde (Şekil 5.7a) düşey konumdan y_a kadar sapsmış bir kulede kesitin üzerindeki düşeyden y_i kadar sapsmış olan başka bir kesitteki N_i düşey kuvvetlerinden dolayı;

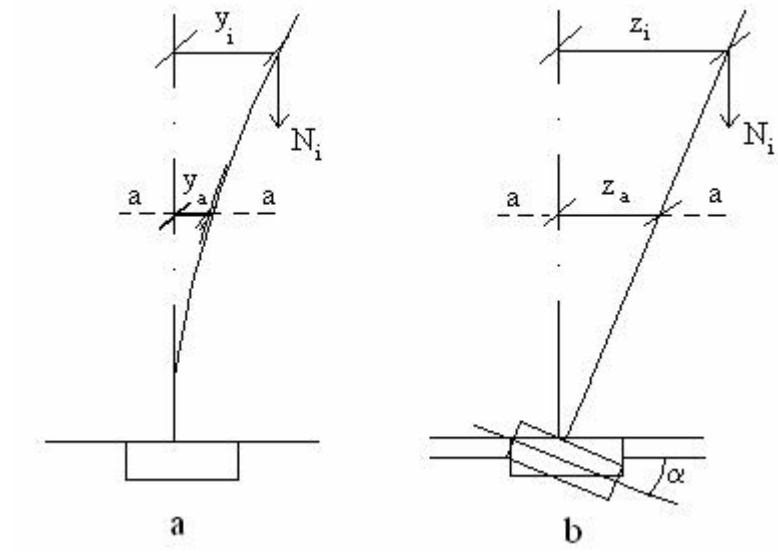
$$M_e = \sum_{i=1}^n N_i (y_i - y_a) \quad (5.10)$$

ilave momenti meydana gelir (Aydoğan ve Hasgür, 1988).

Temelde oturma farkından dolayı meydana gelen moment de benzer şekilde hesaplanır. Temel α açısı kadar döndüğü zaman a-a kesitinde düşey konumdan z_a kadar sapsmış bir kulede kesitin üzerindeki düşeyden z_i kadar sapsmış olan başka bir kesitteki N_i düşey kuvvetlerinden dolayı;

$$M_d = \sum_{i=1}^n N_i (z_i - z_c) \quad (5.11)$$

ilave momenti meydana gelir (Şekil 5.7 b) (Aydoğan ve Hasgür, 1988)



Şekil 5.7 Yer Değişirmeler
a-) Elastik Yer Değişirmeler
b-) Temel Dönmesi Sonucu Oluşan Yer Değişirmeler

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Kule tipi yapılar, yüksekliklerine oranla hem ince hem de hafif olmaları sebebiyle özel hesap gerektiren yapılardır. Yapıda yüksekliğin artmasıyla yatay yüklerin etkilerinin artması ve yapının üzerinde etkili olan yatay yüklerin rasgele ve değişken yapıda olması, hesaplarda dinamik analizi zorunlu kılmaktadır.

Deprem analizinde, yapı yüksekliğin fazla olması sebebiyle dinamik analiz yapılması uygun olur. Uzun periyotlu yapılarda deprem dalgalarının fazla bir sönüme uğramadıkları da unutulmamalıdır. Sönümü arttırmak için ek kirişler vs gibi enerjiyi dağıtıcı elemanlar konularak yapının rijitliği artırılabilir. Böylece deplasmanlar sınırlandırılmış olur.

Deprem analizinde davranış spektrum analizinin doğru sonuçlar verdiği bilinmektedir. Ayrıca yapı ağırlığı, yapının yüksekliğine oranla fazla olmaması deprem kuvvetlerinin düşük çıkmasına sebep olabilir. Bu yüzden de rüzgar yüklerinin yapı üzerine etkisinin incelenmesi gerekir.

Rüzgar kuvvetlerine karşı yapının, rüzgarın esiş yönüne göre iyi dizayn edilmelidir Aerolastik kararsızlıklar için köşelerde yuvarlatma vs. yapılarak rüzgar etkileri azaltılmaya çalışılmalıdır.

Titreşim oluşturacak girdap hareketine ait titreşim frekansı iyi hesaplanmalıdır. Rezonans meydana gelmemesi için bu frekansın yapının doğal frekansı ile aynı olmamalıdır. Dinamik davranışla oluşan salınımların etkileri, yapısal sönüm miktarına bağlı olduğundan sönüm arttırılarak deplasmanlar sınırlandırılabilir.

Sönüm oranı kule tipi yapılar için 0.03 ile 0.06 arasında değişir. Ayrıca, genel olarak betonarme yapılar için sönüm oranı 0.05 olarak kabul edildiğinden bu değer kulelerde de kullanılabilir.

Kütlesinin büyük bölümü üst kısımlarda olan yapılar (ters sarkaç tipinde olan

yapılar), dinamik yatay kuvvetlerden dolayı oluşan deplasmanların yıkıcı etkilerinden daha çok etkilenirler. Buna ilaveten oluşabilecek II. mertebe momentleri ve P- Δ etkisi de tasarımda göz önünde bulundurulmalıdır.

Elastik yaklaşım için hesap yapmak fazla ekonomik olmamaktadır. İn elastik davranış daha ekonomik sonuçlar vermektedir. Periyodu 1.5 sn.den uzun olan yapılarda lineer ve lineer olmayan (nonlinear) deplasmanlar birbirine yakın olur. Düktilitenin yüksek olması durumunda yapının lineer olmayan (nonlinear) davranış göstermesi kolay olur. Düktilitenin (sünekliğin) yüksek olması da yapıda plastik mafsallaşmayı arttırmakta ve yıkıcı sonuçlara neden olabilmektedir. Bu yüzden düktilite değerinin 1~1.5 arasında tutulması uygun olur.

Bundan sonra yapılacak çalışmalarda, kule geometrisinde olacak değişikliklerin yapı üzerine etkiyecek yükleri nasıl değiştiği incelenebilir.

Yapı modellemesinde, değişik sönüm oranlarının kullanılması (bilgisayar modellemesi) ile yapıda meydana gelen deplasmanlar ve moment değeri araştırılabilir.

Değişik süneklik değerleri için, bu tip yapılarda oluşabilecek plastik mafsallaşma, lineer ve lineer olmayan deplasmanlardaki değişiklikler incelenebilir. Ayrıca çeşitli süneklik değerleri için yapıdaki kritik bölgeler tespit edilebilir.

KAYNAKLAR DİZİNİ

Aydoğan, M. ve Hasgür, Z., 1988, Betonarme bacalar, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Matbaası, 143 s.

Badran, O.O. and Hold, A.E., 1999, The influence of surface roughness on two-dimensional flow around walls, First International Conference on Advances in Mechanics, Vol. 2, 1671-1677.

Celep, Z. ve Kumbasar, N., 2005, Betonarme yapılar, Beta Dağıtım, 861 s.

Cho, K.P. and Tamura, Y., 1999, Field measurement of damping in industrial chimneys and towers, First International Conference on Advances in Mechanics, Vol. 1, 695-700.

Chopra, A.K., 2001, Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering, Prentice Hall.

Dowrick, D.J., 1978, Earthquake resistant design, John Wiley & Sons Ltd., 374 pp.

Dyrbye, C. and Hansen, S.O., 1996, Wind loads on structures, John Wiley & Sons Ltd, 229 pp.

Güven, N., 1982, Televizyon kuleleri ve sanayi bacaları, Çağlayan Matbaası, 122 s.

Halabian, A.M. and El Naggar, M.H., 2000, Probabilistic analysis of tall structures under strong winds with application on tv-structures, 8th ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability, 1-6.

Hansen, S.O., 1998, Vortex-induced vibrations of line-like structures, CICIND Report, Vol. 15, No.1, 15-23.

Hara, T., Kato, S. and Ohya, M., 1999, R/C cooling tower behavior subjected to cyclic wind loading, First International Conference on Advances in Mechanics, Vol. 1, 341-346.

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam ediyor)

Houghton, E.L. and Carruthers, N.B., 1976, Wind forces on buildings and structures: an introduction, Edward Arnold Ltd., 243 pp.

<http://nisee.berkeley.edu>, 1997, Tower examples, The University of California, Berkeley, 3 p.

<http://www.cicind.org>, 1999, A customer's guide to specifying chimneys, CICIND Switzerland, 17 p.

<http://www.nationmaster.com/encyclopedia/CN-Tower>.

<http://www.structurae.net/photos/1539/ostankino02.jpg>.

Jackson, K.R., 1978, A guide to chimney design, IPC Science and Technology Press Limited, 143 p.

Kawai, H., 1997, Wind induced vibrations of tall buildings, Seventh International Conference on Computing in Civil and Building Engineering, Vol. 4, 2317-2328.

Kawai, H., 1999, Vortex induced vibration, galloping and torsional flutter of tall buildings, First International Conference on Advances in Mechanics, Vol. 2, 1687-1692.

Özden, K. ve Kumbasar, N. 1993, Betonarme yüksek binalar, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Matbaası, 1510, 233 s.

Pinfold, G.M., 1975, Reinforced concrete chimneys and towers, Viewpoint Publications, 233 p.

Sachs, P., 1978, Wind forces in engineering, Pergomon Press, 400 pp.

Wilson, J.L., 2000, Code recommendations for the aseismic design of tall reinforced concrete chimneys, CICIND Report, Vol. 16, No.2, 8-12.

KULE TİPİ BETONARME YAPILARIN ANALİZİ VE BETONARME TASARIMI

Alper Beyazoğlu

EKLER

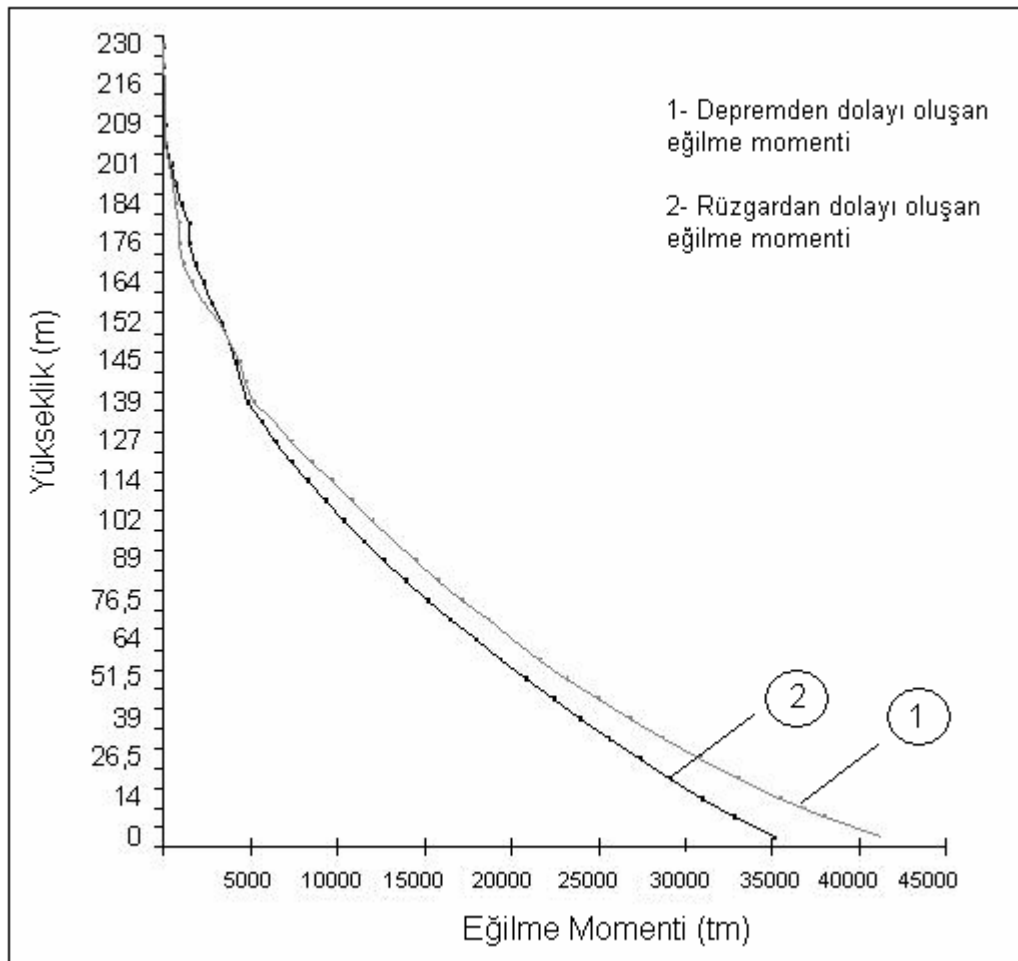
Ek.1. Örnek Çözüm, (Tezcan ve Yavaş, 2000)'de Bulunan Sonuçların
Değerlendirilmesi

Ek.2. Televizyon Kulesinin Genel Görünümü ve Donatı Dağılımı ve Temel Yapısı İle
İlgili Şekiller

Ek.1. Örnek Çözüm, (Tezcan ve Yavaş, 2000)'de Bulunan Sonuçların Değerlendirilmesi

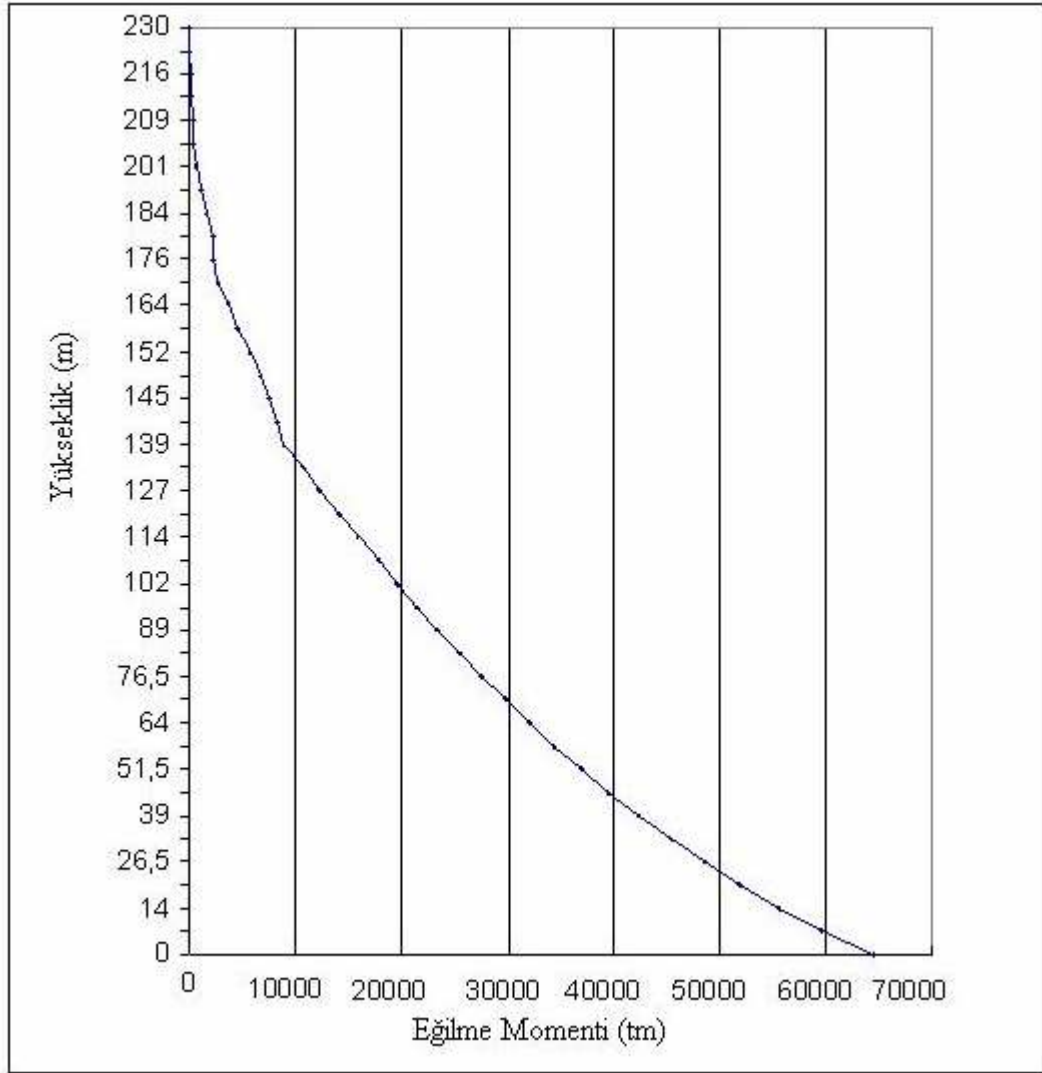
Tezcan ve Yavaş, 2000 de İzmir'de ki televizyon kulesi analiz edilmiştir. Toplam yüksekliği 230 m olup betonarme kısmın yüksekliği 176 m.dir. Kulenin temeli 4 m yüksekliğinde ve 56 m çapındadır. Yapının gövdesinde kullanılan beton C35 sınıfındadır. Donatı çeliği de S420 sınıfındadır. Temel kısmında kullanılan beton C25 ve çelik de S420dir.

Yapılan analiz sonucunda rüzgar ve deprem yüklerinden dolayı oluşan eğilme momentinin yükseklik boyunca değişimi Şekil Ek.1.1 de verilmiştir.



Şekil Ek1.1 Televizyon Kulesi Boyunca Oluşan Eğilme Momentleri

Çeşitli yük kombinasyonlarına göre hesapta kabul edilen dizayn momentlerine ait değerler Şekil Ek.1.2 de verilmiştir. Altında bulunan Çizelge Ek.1.1’de de bu yüksekliklere ait moment değerleri bulunmaktadır.



Şekil Ek.1.2 Dizaynda Kullanılan Moment Değerleri

Çizelge Ek.1.1 Kule Yüksekliği Boyunca Momentin Dağılımı

Yükseklik (m)	Moment (tm)	Yükseklik (m)	Moment (tm)	Yükseklik (m)	Moment (tm)	Yükseklik (m)	Moment (tm)
230.00	2	171.00	2732	114.00	15912	45.25	39503
223.50	65	164.00	3610	107.75	17749	39.00	42320
216.05	190	158.00	4496	101.50	19608	32.75	45319
216.00	193	152.00	5679	95.25	21499	26.50	48520
208.55	344	148.50	6605	89.00	23434	20.25	51939
208.50	351	145.00	7477	82.75	25433	14.00	55585
201.00	631	142.00	8223	76.50	27510	7.75	59449
192.50	1046	139.00	8969	70.25	29680	0	64506
184.00	1570	132.75	10586	64.00	31951		
176.05	2158	126.50	12311	57.75	34337		
176.00	2197	120.25	14096	51.50	36848		

Kesme kuvveti ve normal kuvvetin kule yüksekliği boyunca dağılımı ise Çizelge Ek.1.2 de verilmiştir.

Çizelge Ek.1.2 Kule Yüksekliği Boyunca Kesme Kuvveti ve Normal Kuvvetin Dağılımı

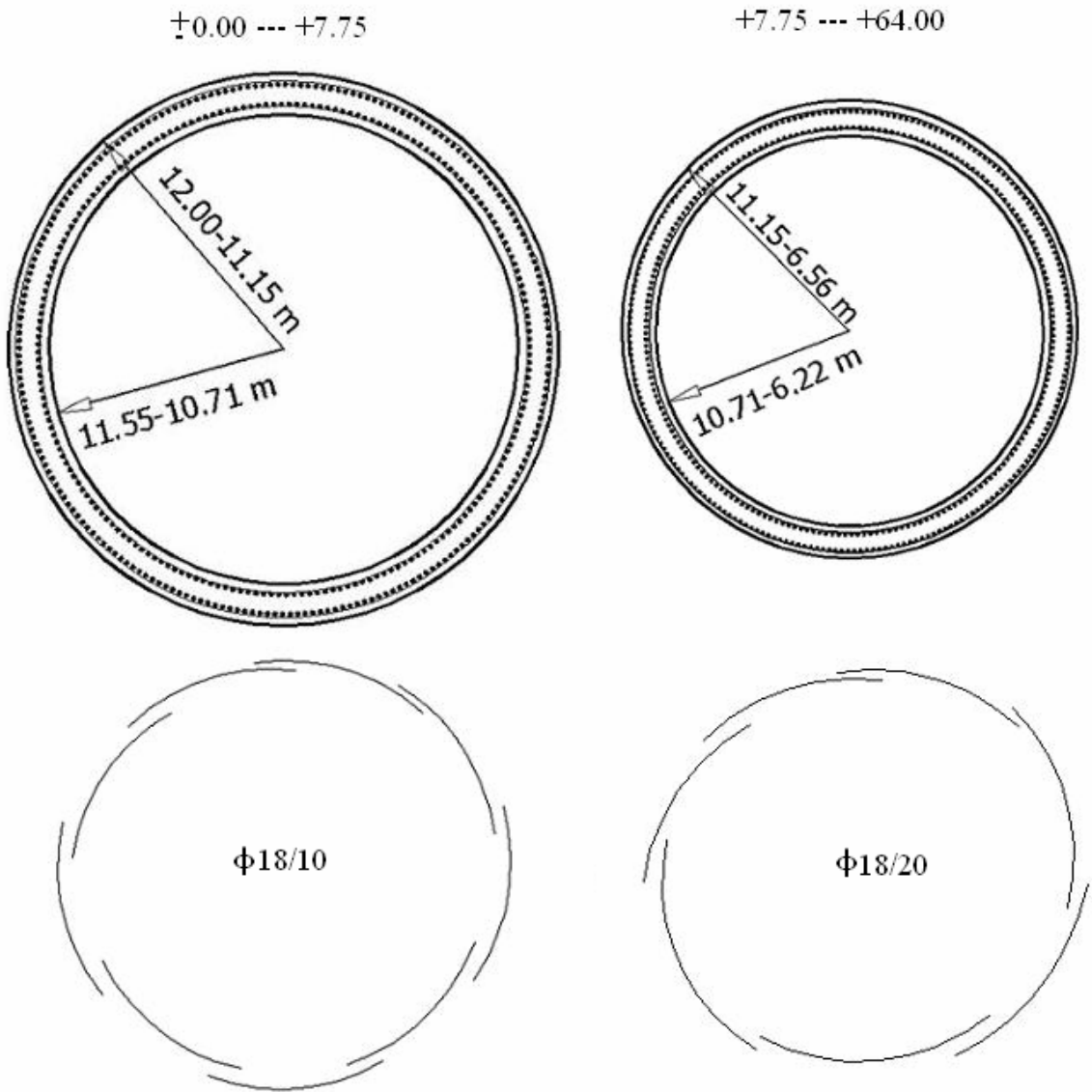
Yükseklik (m)	Kesme Kuvveti (ton)	Normal Kuvvet (ton)	Yükseklik (m)	Kesme Kuvveti (ton)	Normal Kuvvet (ton)
230,00	9,3 t	1,40	120,25	355,40	3625,60
223,50	17,50	4,50	114,00	361,30	3785,80
216,05	20,60	4,50	107,75	370,50	3950,20
216,00	21,90	8,70	101,50	383,40	4120,50
208,55	31,20	8,70	95,25	400,00	4298,50
208,50	32,6	18,80	89,00	419,30	4486,00
201,00	44,30	33,10	82,75	440,00	4685,20
192,50	54,30	48,20	76,50	461,60	4898,00
184,00	66,30	75,70	70,25	484,50	5127,00
176,05	82,30	75,70	64,00	510,00	5374,30
176,00	82,30	172,20	57,75	539,10	5642,90
171,00	166,90	455,70	51,50	571,90	5935,30
164,00	251,10	973,80	45,25	608,30	6255,20
158,00	295,10	1597,30	39,00	647,70	6605,20
152,00	306,80	2156,10	32,75	689,30	6989,60
148,50	318,90	2545,40	26,50	731,00	4711,70
145,00	328,40	2800,40	20,25	769,10	7876,60
142,00	336,90	2994,60	14,00	798,90	8387,80
139,00	344,50	3154,30	7,75	816,80	9293,50
132,75	348,70	3311,00	0,00	845,70	9895,40
126,50	351,70	3467,80			

176 metrelik beton kısmında bulunan momentler ve kuvvetlerden yola çıkarak gerekli donatı miktarı ve beton kalınlığı hesaplanmıştır. Uygulamada kullanılan değerler Çizelge Ek.1.3 de verilmiştir. Kulenin genel görünümü ve betonarme kabuğun iç ve dış yüzeyindeki dikey donatının yükseklik boyunca dağılımı Şekil Ek 2.1 ve Şekil Ek 2.2 de verilmiştir.

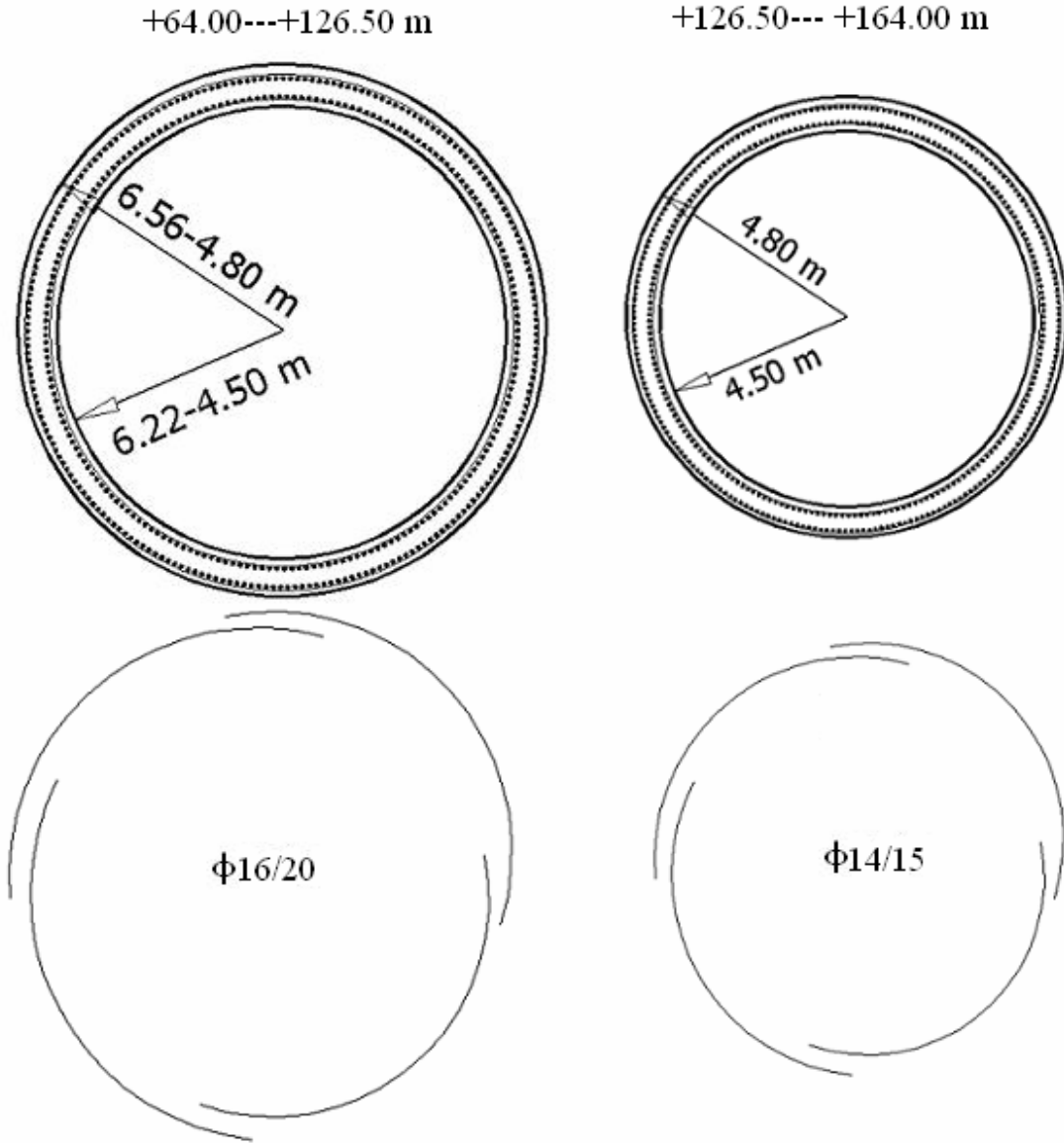
Çizelge Ek.1.3 Kulede Dikey Donatı ve Çembersel Donatının Dağılımı

Yük. (m)	Dikey Donatı		Çembersel Donatı		Beton Kabuk Kalınlığı (cm)
	Dışta	İçte	Dışta	İçte	
176,00	φ14/25	φ14/25	φ14/10	φ14/10	30
171,00	φ14/25	φ14/25	φ14/15	φ14/15	30
164,00	φ14/25	φ14/25	φ14/15	φ14/15	30
158,00	φ14/25	φ14/25	φ14/15	φ14/15	30
152,00	φ14/25	φ14/25	φ14/15	φ14/15	30
148,50	φ14/25	φ14/25	φ14/15	φ14/15	30
145,00	φ14/25	φ14/25	φ14/15	φ14/15	30
142,00	φ14/25	φ14/25	φ14/15	φ14/15	30
139,00	φ14/25	φ14/25	φ14/15	φ14/15	30
132,75	φ14/25	φ14/25	φ14/15	φ14/15	30
126,50	φ16/20	φ16/20	φ16/20	φ16/20	30
120,25	φ16/20	φ16/20	φ16/20	φ16/20	30,1
114,00	φ16/20	φ16/20	φ16/20	φ16/20	30,2
107,75	φ16/20	φ16/20	φ16/20	φ16/20	30,3
101,50	φ16/20	φ16/20	φ16/20	φ16/20	30,6
95,25	φ16/20	φ16/20	φ16/20	φ16/20	30,9
89,00	φ16/20	φ16/20	φ16/20	φ16/20	31,3
82,75	φ16/20	φ16/20	φ16/20	φ16/20	31,8
76,50	φ16/20	φ16/20	φ16/20	φ16/20	32,3
70,25	φ16/20	φ16/20	φ16/20	φ16/20	33
64,00	φ18/20	φ18/20	φ18/20	φ18/20	33,7
57,75	φ18/20	φ18/20	φ18/20	φ18/20	34,4
51,50	φ18/20	φ18/20	φ18/20	φ18/20	35,3
45,25	φ18/20	φ18/20	φ18/20	φ18/20	36,2
39,00	φ18/20	φ18/20	φ18/20	φ18/20	37,2
32,75	φ18/20	φ18/20	φ18/20	φ18/20	38,2
26,50	φ18/20	φ18/20	φ18/20	φ18/20	39,4
20,25	φ18/20	φ18/20	φ18/20	φ18/20	40,6
14,00	φ18/20	φ18/20	φ18/20	φ18/20	41,9
7,75	φ18/20	φ18/20	φ18/20	φ18/20	43,2
0,00	φ18/20	φ18/20	φ18/10	φ18/10	45

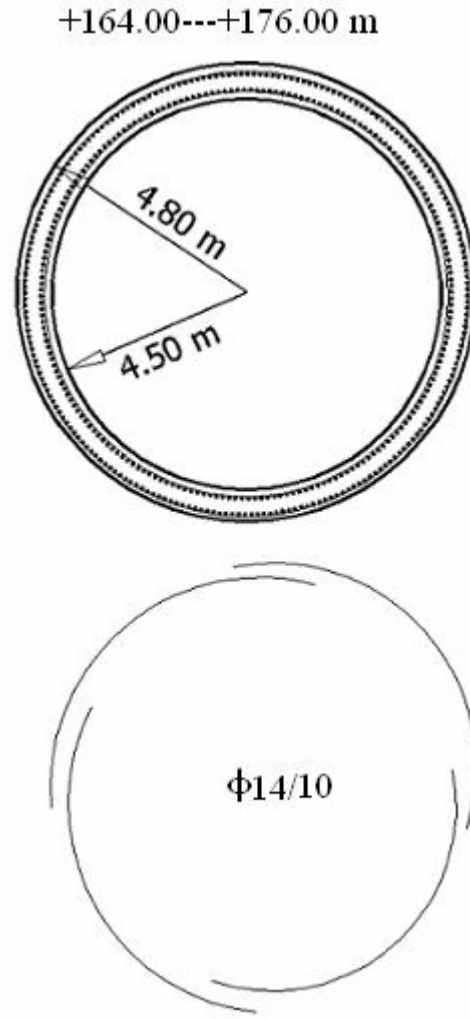
Kulede çeşitli yükseklik seviyelerindeki çembersel donatıların durumu Şekil Ek.1.3- Şekil Ek.1.5 arasında verilmiştir.



Şekil Ek.1.3 ±0.00 Kotu İle 64.00 Kotu Arasındaki Çembersel Donatı Yerleşimi



Şekil Ek.1.4 64.00 Kotu İle 164.00 Kotu Arasındaki Çembersel Donatı Yerleşimi



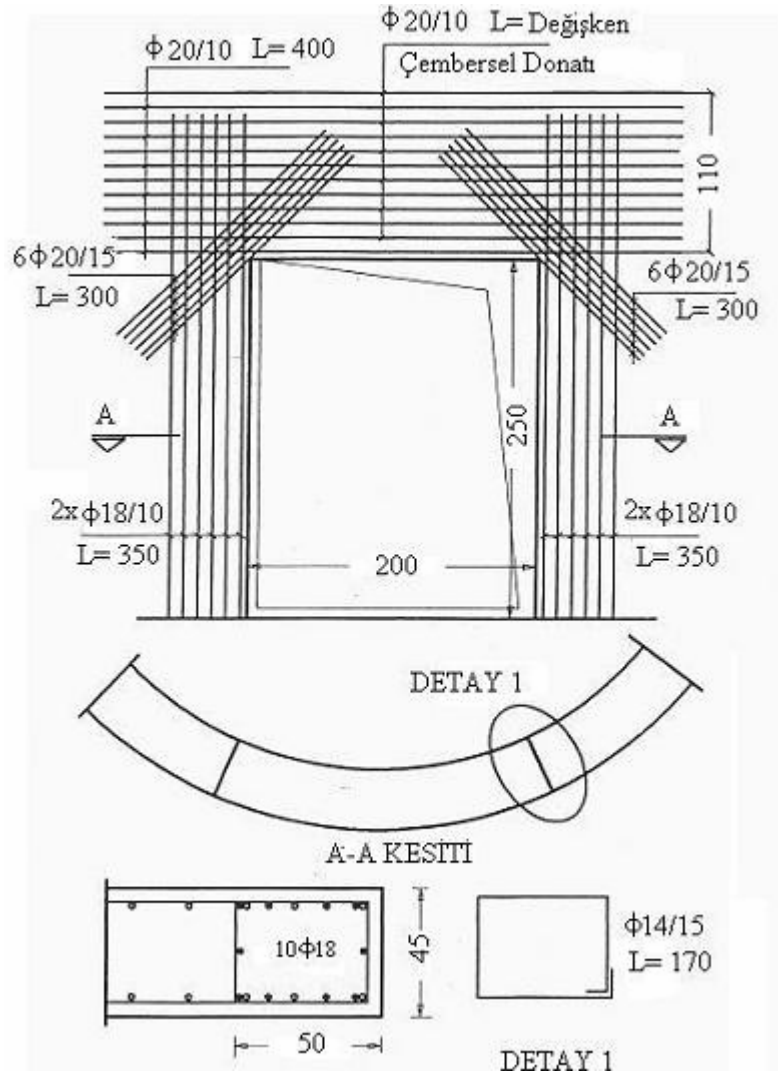
Şekil Ek.1.5 164.00 Kotu İle 176.00 Kotu Arasındaki Çembersel Donatı Yerleşimi

Kulede bulunan açıklıklar için yapılacak ek donatı takviyesi de Çizelge Ek.1.4 de verilmiştir.

Çizelge Ek.1.4 Açıklıklar İçin Eklenecek Donatı Miktarı

Yükseklik (m)	Dikey Donatı	Çembersel Donatı
	(Her Kenar İçin)	(Alta ve Üstte Toplam)
176,00	6 ϕ 16	ϕ 18/10
171,00	6 ϕ 16	ϕ 18/10
164,00	6 ϕ 16	ϕ 16/10
158,00	6 ϕ 16	ϕ 16/10
152,00	6 ϕ 16	ϕ 16/10
148,50	6 ϕ 16	ϕ 16/10
145,00	6 ϕ 16	ϕ 16/10
142,00	6 ϕ 16	ϕ 16/10
139,00	6 ϕ 16	ϕ 16/10
132,75	6 ϕ 16	ϕ 16/10
126,50	6 ϕ 16	ϕ 16/10
120,25	6 ϕ 16	ϕ 16/10
114,00	6 ϕ 16	ϕ 16/10
107,75	6 ϕ 16	ϕ 16/10
101,50	6 ϕ 16	ϕ 16/10
95,25	6 ϕ 16	ϕ 16/10
89,00	6 ϕ 16	ϕ 16/10
82,75	6 ϕ 16	ϕ 16/10
76,50	6 ϕ 16	ϕ 16/10
70,25	6 ϕ 16	ϕ 16/10
64,00	6 ϕ 16	ϕ 16/10
57,75	6 ϕ 16	ϕ 16/10
51,50	6 ϕ 16	ϕ 16/10
45,25	6 ϕ 16	ϕ 16/10
39,00	6 ϕ 16	ϕ 16/10
32,75	6 ϕ 16	ϕ 16/10
26,50	6 ϕ 16	ϕ 16/10
20,25	6 ϕ 16	ϕ 16/10
14,00	6 ϕ 16	ϕ 16/10
7,75	6 ϕ 16	ϕ 20/10
0,00	10 ϕ 18	ϕ 20/10

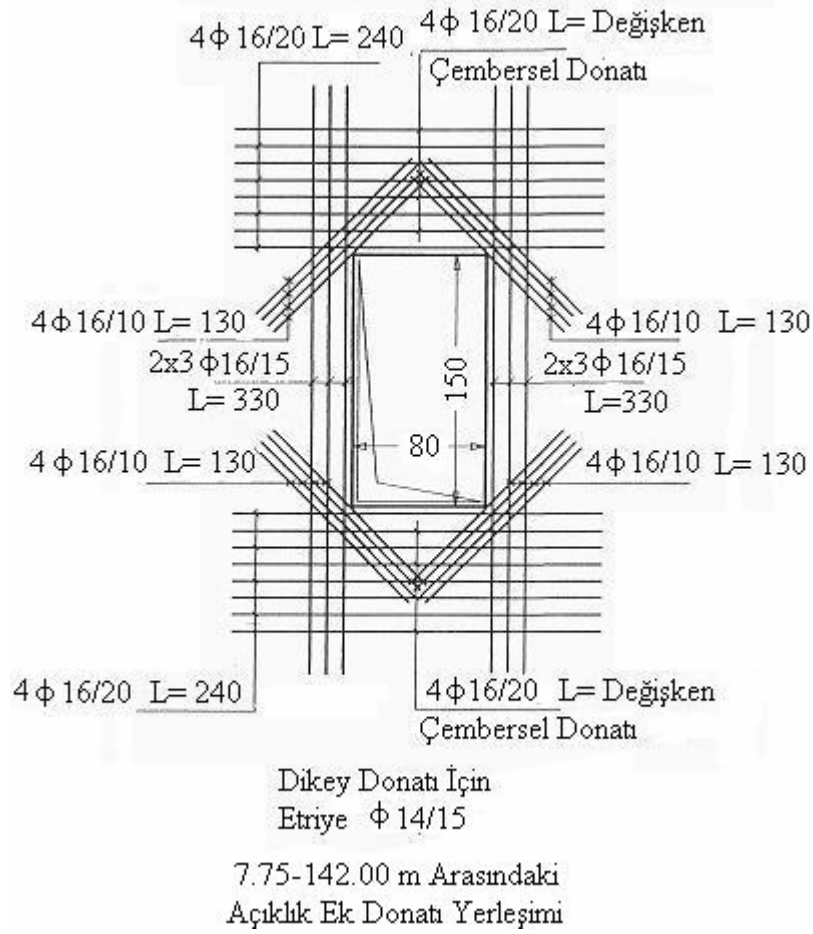
Açıklıklarda eklenecek donatının dağılımı Şekil Ek.1.6-Şekil Ek.1.9 da gösterilmiştir.



±0.00-7.75 m Arasındaki
Açıklık Ek Donatı Yerleşimi

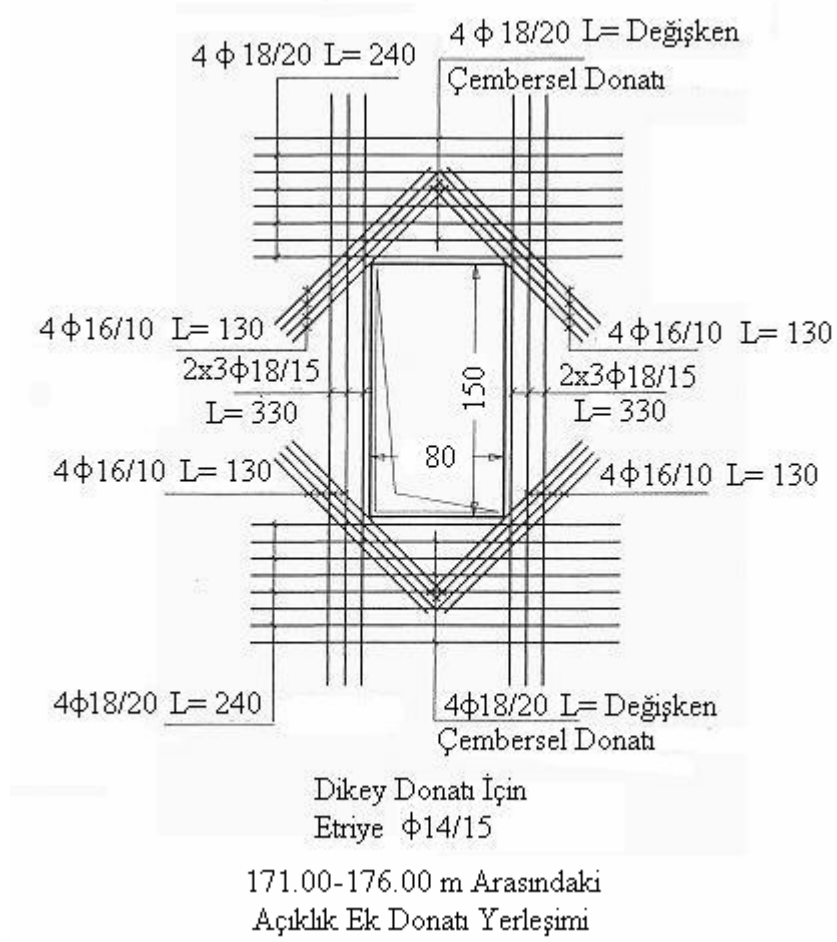
Şekil Ek.1.6 Tip 1 Açıklığı İçin Donatı Yerleşimi

Şekil Ek.1.6 de boşluk 200X250 cm boyutlarında olup çembersel donatı olarak φ20 kullanılmış ve 10 cm aralıklar yerleştirilmiştir. Donatı, boşluk üzerindeki 110 cm'lik kısma yerleştirilmiştir. Açıklık için eklenen dikey donatı miktarı da her kenar için 10φ18 dir. Donatı, 50 cm'lik kısma yerleştirilmiştir.



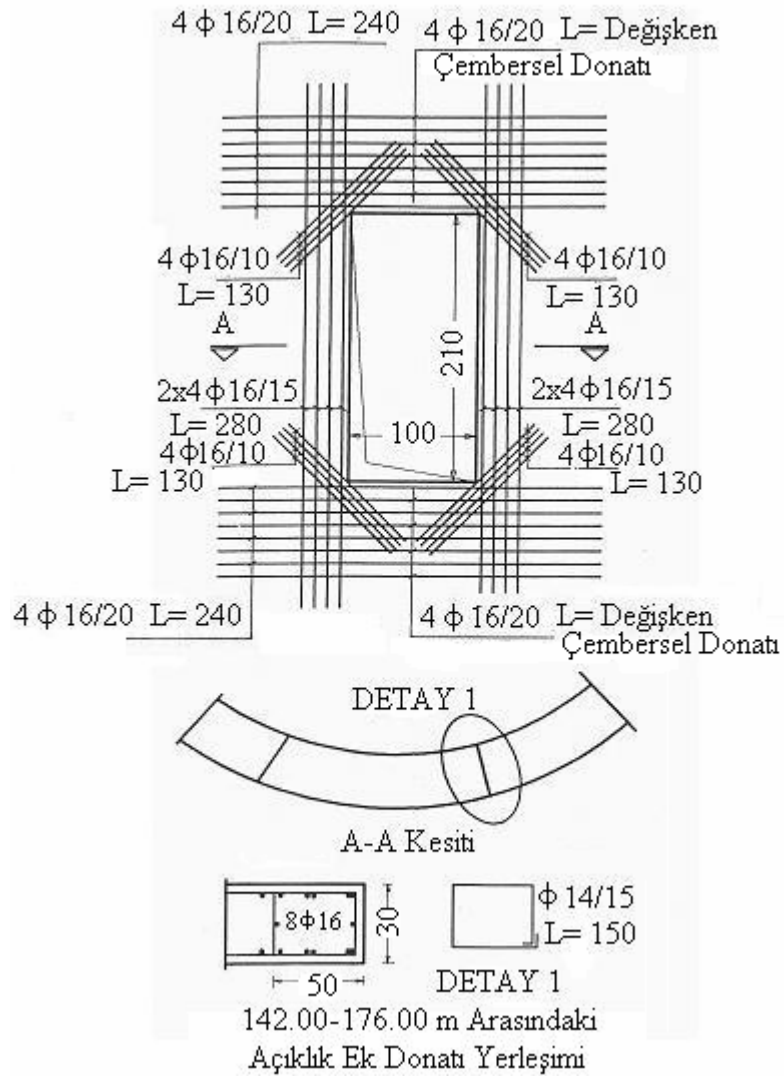
Şekil Ek.1.7 Tip 2 Açıklığı İçin Donatı Yerleşimi

Şekil Ek.1.7 de boşluk 80X150 cm boyutlarındadır. Çembersel donatı, $\phi 16/10$ olarak yerleştirilmiştir. Çembersel ek donatı, boşluk altında ve üstünde 70 cm'lik kısma yerleştirilmiştir. Dikey donatı olarak 6 adet $\phi 16$ kullanılmış ve boşluğun her iki kenarında, 50 cm'lik genişlik içinde yerleştirilmiştir.



Şekil Ek.1.8 Tip 2 Açıklığı İçin Donatı Yerleşimi

Şekil Ek.1.8 da boşluk 80X150 cm boyutlarındadır. Ek çembersel donatı 70 cm'lik genişlikte yerleştirilmiştir. Dikey donatı da 50 cm'lik genişlikte yerleştirilmiştir.



Şekil Ek.1.9 Tip 3 Açıklığı İçin Donatı Yerleşimi

Şekil Ek.1.9 da boşluk 100X210 cm boyutlarındadır. Ek çembersel donatı 70 cm'lik genişlikte yerleştirilmiştir. Dikey donatı da 50 cm'lik genişlikte yerleştirilmiştir

Temelde simetrik ve asimetrik yükleme sonucu oluşan radyal ve çembersel momentler bulunmuştur (Çizelge Ek.1.5 ve Çizelge Ek.1.6). Bulunan momentler için gerekli donatı miktarı tespit edilmiştir (Çizelge Ek.1.7 ve Çizelge Ek.1.8).

Çizelge Ek.1.5 Simetrik Yükleme Sonucu Oluşan Momentler

No	ρ	a	r	σ_a t/m ²	X	X'	$\sigma_s \times a^2/16$	Radyal Moment	Çembersel Moment
		m	m					tm	tm
1	0.4	11.78	4.71	3.77	13.5	13.5	32.7	441.4	441.5
2	0.8	11.78	9.42	3.77	15.0	14.0	32.7	490.4	457.7
3	1.0	11.78	11.78	3.77	16.7	14.7	32.7	546.0	480.6
4	1.4	11.78	16.49	3.77	6.5	11.8	32.7	212.5	385.8
5	1.8	11.78	21.20	3.77	2.0	8.5	32.7	65.4	277.9
6	2.2	11.78	25.91	3.77	0.0	6.5	32.7	0.0	212.5
7	0.4	11.78	4.71	3.77	13.5	13.5	32.7	441.4	441.4
8	0.8	11.78	9.42	3.77	15.0	14.0	32.7	490.4	457.7
9	1.0	11.78	11.78	3.77	16.7	14.7	32.7	546.0	480.6
10	1.4	11.78	16.49	3.77	6.5	11.8	32.7	212.5	385.8
11	1.8	11.78	21.20	3.77	2.0	8.5	32.7	65.4	277.9
12	2.2	11.78	25.91	3.77	0.0	6.5	32.7	0.0	212.5

Çizelge Ek.1.6 Asimetrik Yükleme Sonucu Oluşan Momentler

No	ρ	a	r	σ_a t/m ²	Y	Y'	$\sigma_a \times a^2/16$	Radyal Moment	Çembersel Moment
		m	m					tm	tm
1	0.4	11.78	4.71	3.98	7.5	1.7	34.5	258.5	58.6
2	0.8	11.78	9.42	3.98	15.5	2.5	34.5	534.3	86.2
3	1.0	11.78	11.78	3.98	19.4	3.2	34.5	668.8	110.3
4	1.4	11.78	16.49	3.98	8.0	5.0	34.5	275.8	172.7
5	1.80	11.78	21.20	3.98	6.0	3.5	34.5	206.8	120.7
6	2.2	11.78	25.91	3.98	2.0	1.6	34.5	68.9	55.2
7	0.4	11.78	4.71	3.98	-7.5	-1.7	34.5	-258.5	-58.6
8	0.8	11.78	9.42	3.98	-15.5	-2.5	34.5	-534.3	-86.2
9	1.0	11.78	11.78	3.98	-19.4	-3.2	34.5	-668.8	-110.3
10	1.4	11.78	16.49	3.98	-8.0	-5.0	34.5	-275.8	-172.4
11	1.8	11.78	21.20	3.98	-6.0	-3.5	34.5	-206.8	-120.7
12	2.2	11.78	25.91	3.98	-2.0	-1.6	34.5	-68.9	-55.2

Çizelge Ek.1.7 Radyal Momentin Süperpozisyonu ve Gerekli Donatı Miktarı

No	Simetrik Radyal Moment	Asimetrik Radyal Moment	Hesap Radyal Momenti	Gerekli Donatı Alanı	Minimum Donatı Alanı	Donatı (Altta ve Üstte)
	tm	tm	tm	cm2	cm2	
1	441,4	258.5	699.9	52.5	79.0	φ32/10
2	490.4	534.3	1024.7	77.3	79.0	φ32/10
3	546.0	668.8	1214.8	92.3	79.0	φ24/5
4	212.5	275.8	488.3	39.0	73.9	φ28/7
5	65.4	206.8	272.2	23..5	67.8	φ28/9
6	0	68.9	68.9	6..8	59.0	φ28/12
7	441.4	-258,5	182.8	13.5	79.0	φ32/10
8	490.4	-534,3	-43,9	3..2	79.0	φ32/10
9	546.0	-668,8	-122,7	9.0	79.0	φ24/5
10	212.5	-275,8	-63,3	5.0	73.9	φ28/7
11	65.4	-206,8	-141,4	12..1	67.8	φ28/9
12	0	-68,9	-68,9	6..8	59.0	φ28/12

Çizelge Ek.1.8 Çembersel Momentin Süperpozisyonu ve Gerekli Donatı Miktarı

No	Simetrik Çembersel Moment	Asimetrik Çembersel Moment	Hesap Çembersel Momenti	Gerekli Donatı Alanı	Minimum Donatı Alanı	Donatı (Altta ve Üstte)
	tm	tm	tm	cm2	cm2	
1	441.5	58.6	500.0	37.3	79.0	φ32/10
2	457.7	86.2	543.9	40.6	79.0	φ32/10
3	480.6	110.3	590.9	44.1	79.0	φ28/7.5
4	385.8	172.7	558.2	44.7	73.9	φ28/7.5
5	277.9	120.7	398.6	34.6	67.8	φ28/10
6	212.5	55.2	267.7	26.7	59.0	φ28/10
7	441.4	-58.6	382.8	28.4	79.0	φ32/10
8	457.7	-86.2	371.6	27.7	79.0	φ32/10
9	480.6	-110.3	370.3	27.5	79.0	φ28/7.5
10	385.8	-172.4	213.4	16.9	73.9	φ28/7.5
11	277.9	-120.7	157.3	13.5	67.8	φ28/10
12	212.5	-55.2	157.4	15.6	59.0	φ28/10

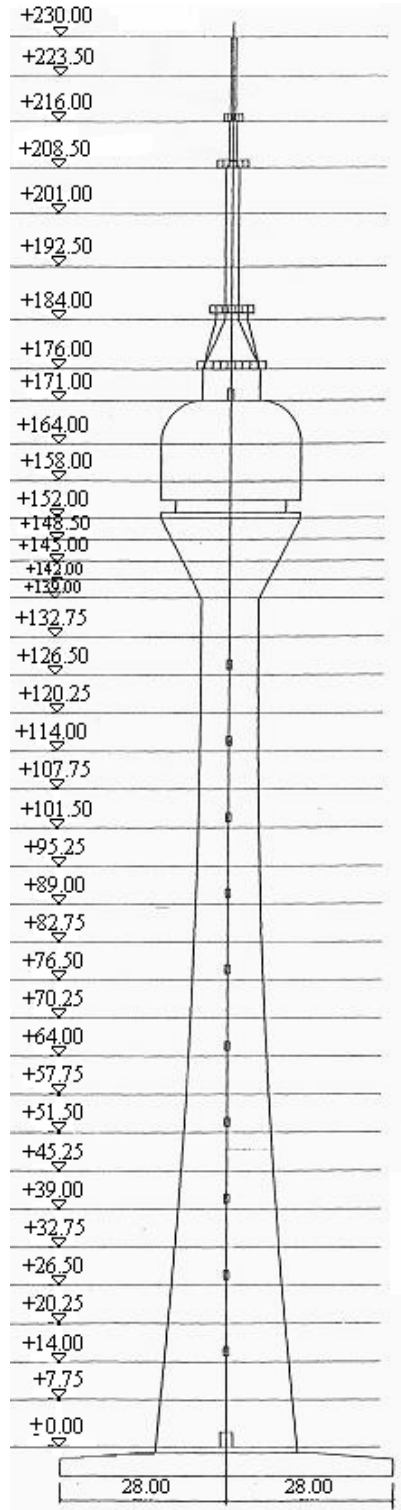
Yapı üzerine etkiyen deprem ve rüzgar yüklerinden en elverişsiz olanı seçilmiş ve dizayn momentleri kule boyunca hesaplanmıştır. Daha sonra kesme kuvveti ve normal kuvvet hesaplanmıştır. Üst kısımlarda yük az olmasına rağmen donatı ve beton kabuk kalınlığı fazla azaltılmamış ve böylece yapının üst kısımlarına etkiyecek dinamik yüklere karşı güvenli tarafta kalınmıştır.

Açıklıklar için ilave edilecek donatı miktarları da hesaplanmış, açıklıklar hem dikey hem de çembersel donatılarla güçlendirilmiştir.

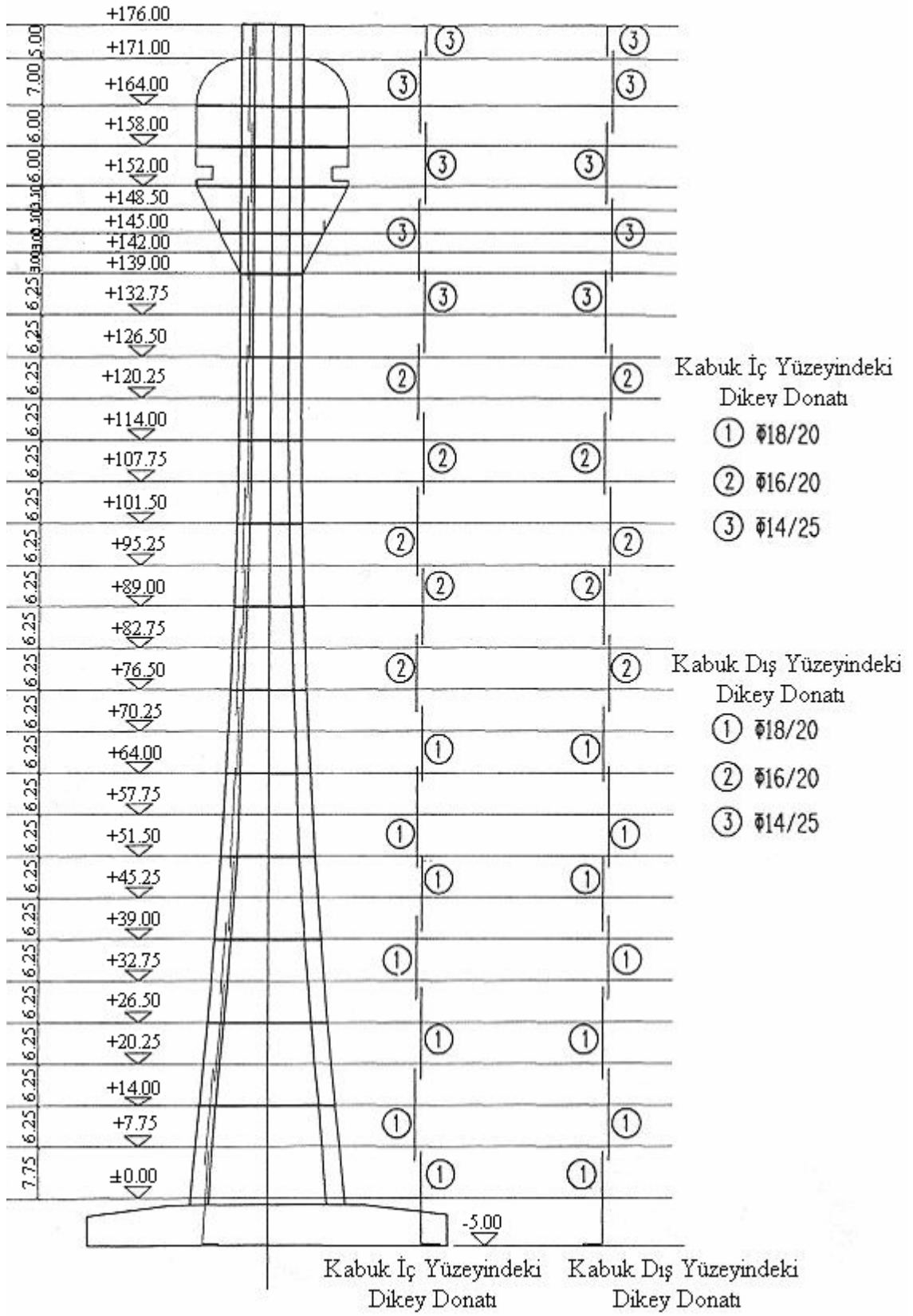
Temel kısmında ise simetrik ve asimetrik yükleme sonucunda bulunan momentlerin süperpozisyonu ile gerekli olan çembersel ve radyal donatı alanları hesaplanmıştır.

Bu örnekten de görüleceği üzere kule tasarımı oldukça zahmetli ve yorucudur. Yapı üzerine etkiyen kuvvetlerin daha çok dinamik karakterde olması tasarımı zorlaştırmaktadır. Boy/en oranının yüksek değerlere ulaşması da yapıyı yanal yüklere karşı hassas hale getirmektedir. Bu yüzden deprem ve rüzgar yükleri hesaplanırken yapının yapılacağı yer ile ilgili olarak bölgesel verilere de ulaşılmalıdır. Bunun yanı sıra yükleme sırasında oluşabilecek kritik yükleme durumları da göz önünde bulundurulmalıdır.

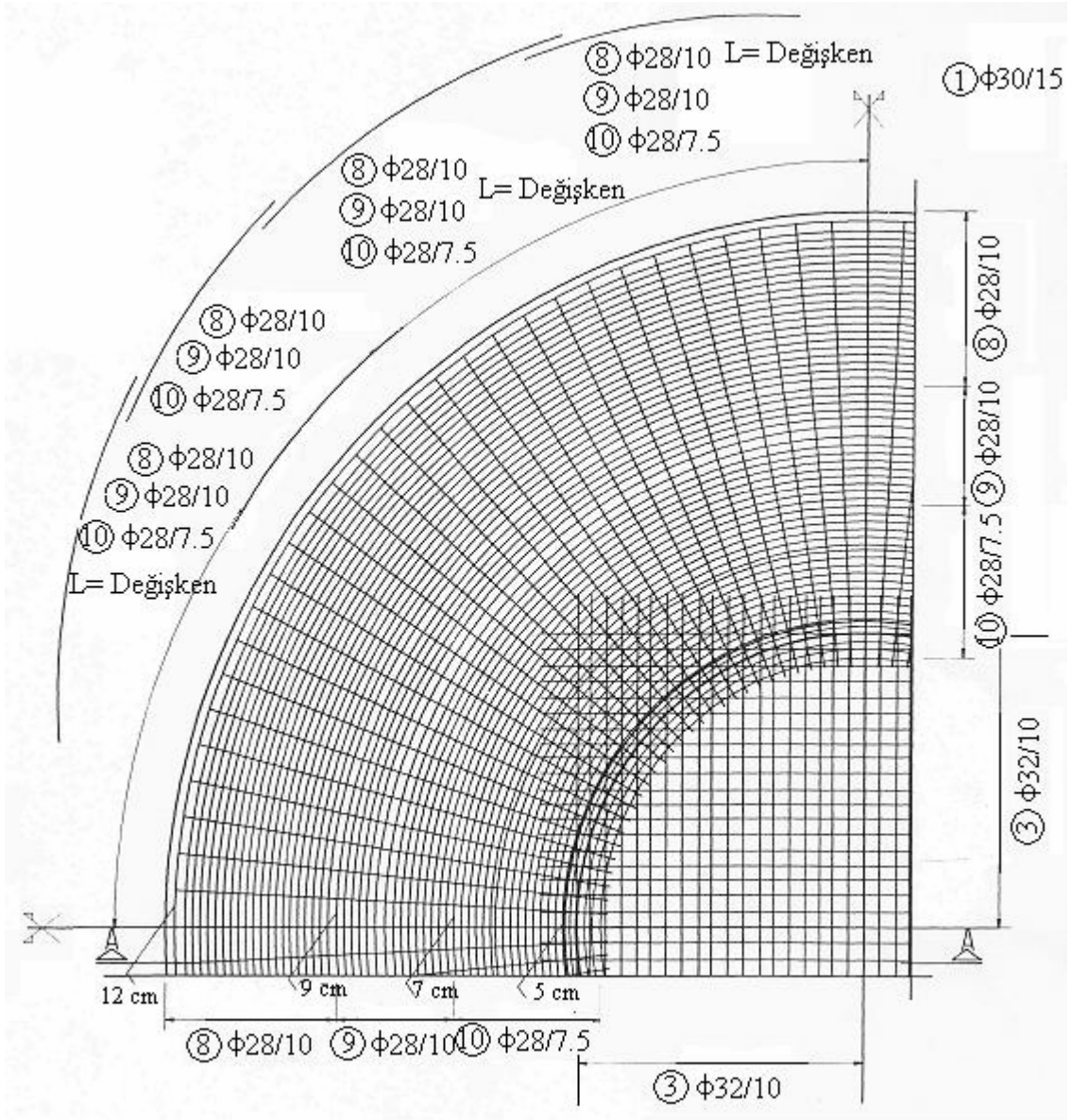
Ek.2. Televizyon Kulesinin Genel Görünümü, Donatı Dağılımı, Temel Yapısı İle İlgili Şekiller



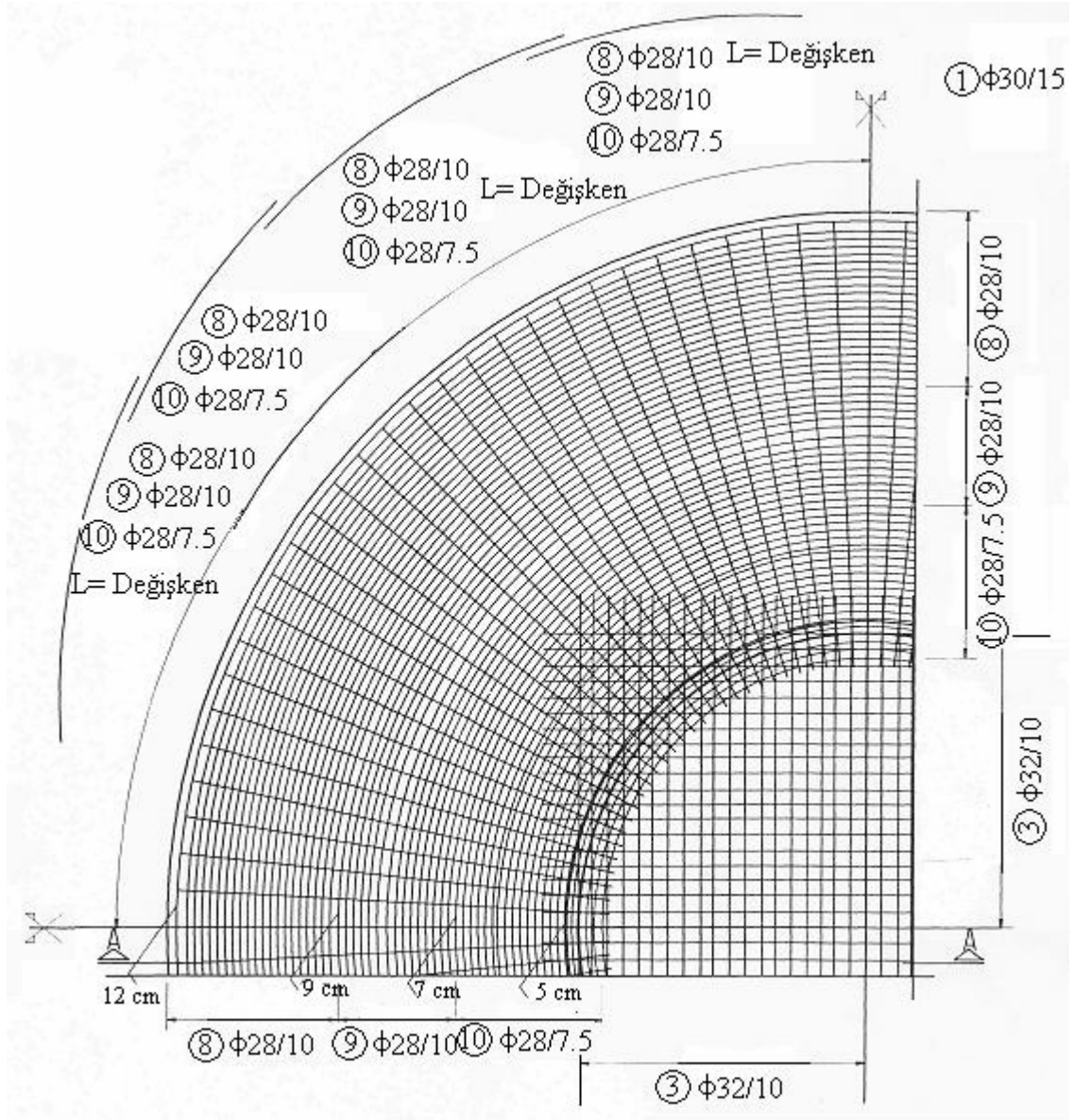
Şekil Ek.2.1 Televizyon Kulesinin Genel Görünümü



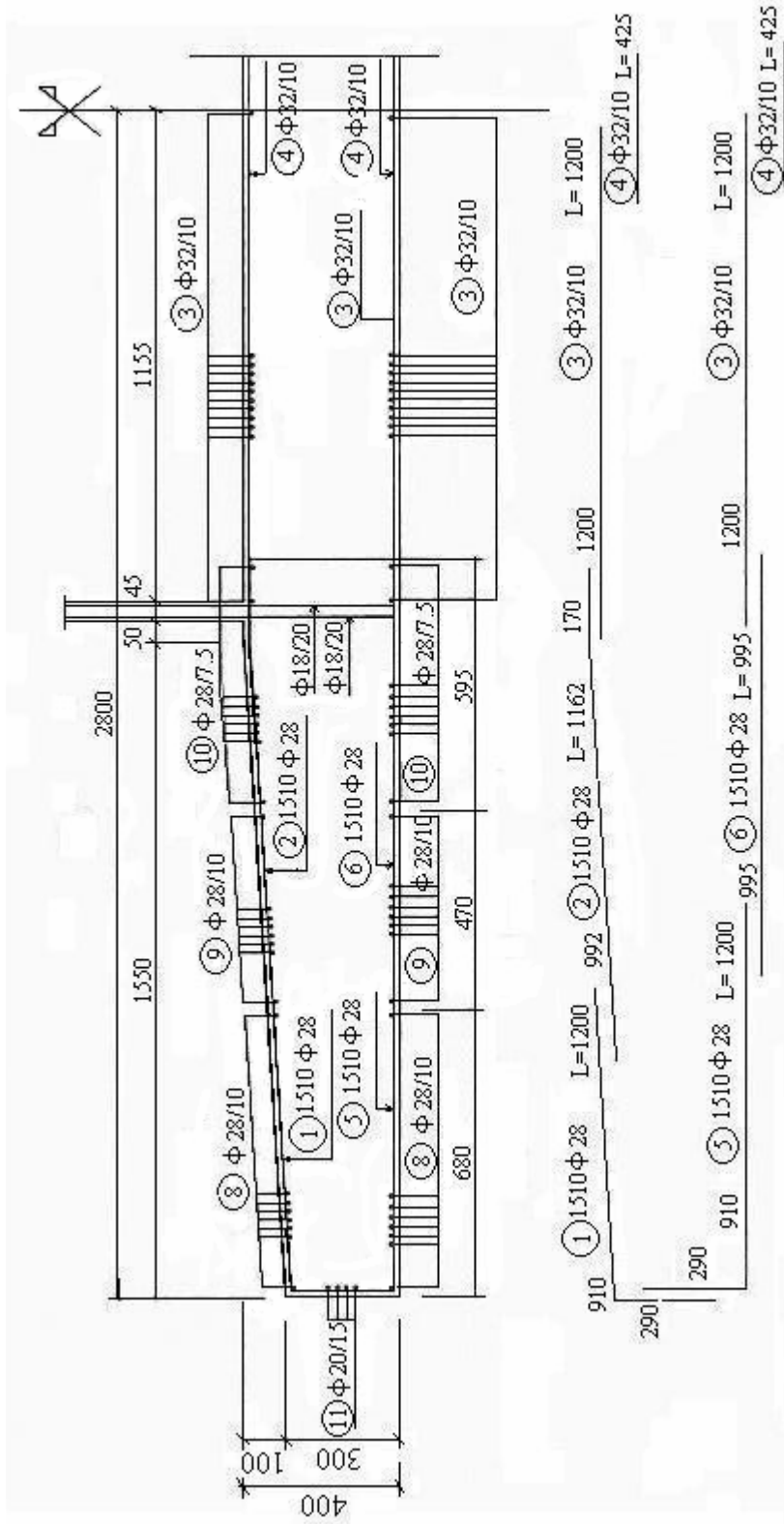
Şekil Ek.2.2 Kule Yüksekliği Boyunca Betonarme Kabukta Donatı Dağılımı



Şekil Ek.2.3 Temel Donatısının Yerleşimi (Üstte)



Şekil Ek.2.4 Temel Donatısının Yerleşimi (Altta)



Şekil Ek.2.5 A-A Kesitinde Temel Donatısının Yerleşimi