

**DOKUZ EYLÜL ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**ÇOK KATLI BETONARME YAPILARDA
DEPREM PERFORMANSININ BELİRLENMESİ
YÖNTEMLERİ VE
GÜÇLENDİRME ÖNERİLERİ**

Mehmet Fatih ÜRÜNVEREN

Nisan, 2010

İZMİR

**ÇOK KATLI BETONARME YAPILARDA
DEPREM PERFORMANSININ BELİRLENMESİ
YÖNTEMLERİ VE
GÜÇLENDİRME ÖNERİLERİ**

**Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
Yüksek Lisans Tezi
İnşaat Mühendisliği, Yapı Anabilim Dalı**

Mehmet Fatih ÜRÜNVEREN

**Nisan, 2010
İZMİR**

YÜKSEK LİSANS TEZİ SINAV SONUÇ FORMU

MEHMET FATİH ÜRÜNVEREN tarafından **PROF. DR. YILDIRIM ERTUTAR** yönetiminde hazırlanan “**ÇOK KATLI BETONARME YAPILARDA DEPREM PERFORMANSININ BELİRLENMESİ YÖNTEMLERİ VE GÜÇLENDİRME ÖNERİLERİ**” başlıklı tez tarafımızdan okunmuş, kapsamı ve niteliği açısından bir Yüksek Lisans tezi olarak kabul edilmiştir.

Prof. Dr. Yıldırım ERTUTAR

Danışman

Prof. Dr. Mustafa DÜZGÜN

Jüri Üyesi

Yrd. Doç. Dr. Bengi ARISOY

Jüri Üyesi

Prof. Dr. Mustafa SABUNCU

Müdür

Fen Bilimleri Enstitüsü

TEŐEKKÜR

Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü 2006 – 2010 yılı yüksek lisans çalışması olarak sunulan bu çalışmayı yöneten, yakın ilgi ve değerli yardımlarını esirgemeyen, bilgi ve tecrübesiyle destek olan danışman hocam Sayın Prof. Dr. Yıldırım ERTUTAR' a teşekkürlerimi ve saygılarımı sunarım.

Yüksek lisans çalışması boyunca maddi ve manevi desteğini esirgemeyen anne ve babama, kardeşime, arkadaşlarıma ve çalışmada önemli katkılarda bulunan ve yardımlarını esirgemeyen Araş. Gör. Taner UÇAR'a teşekkürlerimi sunmayı bir borç bilirim.

Mehmet Fatih ÜRÜNVEREN

ÇOK KATLI BETONARME YAPILARDA DEPREM PERFORMANSININ BELİRLENMESİ YÖNTEMLERİ VE GÜÇLENDİRME ÖNERİLERİ

ÖZ

Bu çalışmada, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY) 2007'de verilen doğrusal elastik olmayan analiz yöntemlerinden birisi olan Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile mevcut bir binanın deprem performansının belirlenmesi ve güçlendirilmesi amaçlanmıştır. Bu amaçla, İzmir ilinde 1986 yılında Z3 zemin türü üzerine inşa edilmiş, betonarme çerçeve sistemli beş katlı bir bina ele alınmıştır. Binaya ait mimari ve betonarme projeler ilgili belediyeden temin edilmiş ve yapılan analizlerde binanın malzeme ve geometri özellikleri ile betonarme detaylarının mevcut projeye tamamen uyduğu kabul edilmiştir. Binanın üç boyutlu analitik modeli oluşturulmuş ve ilgili deprem doğrultularında Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi kullanılarak binanın itme analizi gerçekleştirilmiştir. Mevcut projede kullanım amacı konut olarak belirtilen bina için 50 yıllık süreç içinde aşılma olasılığı %10 olarak tanımlanan tasarım depremi altında performans değerlendirilmesi yapılmıştır.

Yapılan performans değerlendirilmesi sonunda binanın hedeflenen Can Güvenliği performans düzeyini sağlamadığı görülmüş ve binanın güçlendirilmesi yoluna gidilmiştir. Mevcut binanın güçlendirilmesi, binaya her iki doğrultuda ikişer adet güçlendirme perdesinin eklenmesiyle gerçekleştirmiştir. Güçlendirilen binanın ilgili deprem doğrultuları için Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile itme analizleri tekrarlanmış ve güçlendirilen bina için de aynı deprem etkisi (tasarım depremi) altında performans değerlendirilmesi yapılmıştır.

Hem mevcut bina, hem de güçlendirilmiş bina için yapılan itme analizleri ve performans değerlendirmeleri tez çalışmasının ilgili bölümlerinde detaylı olarak açıklanmıştır. Çalışmada, analiz sonuçları dikkate alınarak her iki durum (mevcut ve güçlendirilmiş durum) için binanın deprem performansı karşılaştırılmış ve güçlendirme yönteminin etkinliği irdelenmiştir. Ayrıca her iki binanın belirlenen

performans noktalarında yerdeştirme talepleri, dayanım talepleri ve en büyük plastik dönmenin hesaplandığı kesitlerde beton ve donatı çeliğindeki birim deformasyonlar hesaplanarak karşılaştırmalar yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar tez kapsamında sunulmuş ve güçlendirme yöntemi ile ilgili önerilerde bulunulmuştur.

Anahtar kelimeler: Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi, İtme Analizi, Performans Değerlendirmesi, Güçlendirme Yöntemleri.

METHODS FOR DETERMINATION OF SEISMIC PERFORMANCE IN MULTI-STOREY REINFORCED CONCRETE BUILDINGS AND STRENGTHENING RECOMMENDATIONS

ABSTRACT

In this study, it is intended to determine the earthquake performance of an existing building by using Incremental Equivalent Earthquake Load Method which is one of the nonlinear analysis methods presented in Turkish Earthquake Code and strength of the same building. For this purpose, five-story reinforced concrete moment resisting frame building which was constructed in 1986 on Z3 soil type in the city of İzmir is taken into consideration. Architectural and reinforcement projects of the building are provided from corresponding municipality and it is accepted that all material and geometrical properties and reinforcement details are in accordance with the project of the building. Three dimensional analytical model of the building is constituted and pushover analyses are performed by using Incremental Equivalent Earthquake Load Method for corresponding earthquake directions. Seismic performance of the building which was occupied for residential purpose is evaluated under a design earthquake that may be exceeded in a 50-year period with 10 percent probability.

According to the results obtained from the seismic performance assessment of the building, it is observed that the building does not satisfy its target Life Safety performance level and it is decided to strength it. The building is strengthened by addition of four shear walls in both directions. After this, pushover analysis of the strengthened building is performed again by using Incremental Equivalent Earthquake Load Method for corresponding earthquake directions and reassessment of the seismic performance of the building under the same earthquake is done.

The results of pushover analyses and performance assessments of both existing and strengthened buildings are given with details in the corresponding chapters of the thesis. According to the analysis results, seismic performance of the existing building and the strengthened building are compared and effectiveness of the

strengthening method is investigated. Also, a comparison in terms of displacement demands, lateral load resisting demands and strains in concrete and reinforcement steel in section where maximum plastic rotation was calculated is done by considering performance points of two buildings. The results are presented in the thesis and recommendations are made for strengthening methods.

Keywords: Incremental Equivalent Earthquake Load Method, Pushover Analysis, Seismic Performance Assessment, Strengthening Methods.

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
YÜKSEK LİSANS TEZİ SINAV SONUÇ FORMU.....	ii
TESEKKÜR.....	iii
ÖZ.....	iv
ABSTRACT.....	vii
BÖLÜM BİR – GİRİŞ.....	1
1.1 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı.....	4
1.2 Konuyla İlgili Yapılan Çalışmalara Genel Bakış.....	5
1.2.1 Yapı Sistemlerinin Deprem Performansının Belirlenmesine İlişkin Yöntemler İle İlgili Çalışmalar.....	5
1.2.2 Yapı Sistemlerinin Güçlendirilmesi İle İlgili Yapılan Çalışmalar.....	8
BÖLÜM İKİ - BETONARME YAPILARIN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZİ.....	11
2.1 Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Hesabı.....	11
2.2 Çözümün Sağlanması İçin Gerekli Koşullar.....	12
2.3 Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Davranışının Nedenleri.....	12
2.4 Yapı Malzemelerinin Dış Yükler Altında Doğrusal Olmayan Davranışı.....	14
2.4.1 Sargısız ve Sargılı Beton Davranışları ve Kullanılan Bazı Matematik Modeller.....	15
2.4.1.1 Sargısız Beton.....	15
2.4.1.1.1 Geliştirilmiş Hognestad Modeli.....	16
2.4.1.1.2 Mander Modeli.....	17
2.4.1.2 Sargılı Beton.....	18
2.4.1.2.1 Enine Donatı Sargı Etkisi Mekanizması.....	19
2.4.1.2.3 Bazı Sargılı Beton Modelleri.....	20
2.4.1.3.1 Geliştirilmiş Kent & Park Modeli.....	21

2.4.1.3.2 Mander Modeli.....	22
2.4.1.3.3 DBYBHY 2007’de Önerilen Sargılı ve Sargısız Beton Modeli.....	24
2.4.2 Betonarme Çeliğin Davranışı ve Kullanılan Donatı Modeli.....	25
2.4.3 Betonarme Kesitlerin Basit Eğilme ve Bileşik Eğilme Etkisi Altındaki Davranışı.....	27
2.4.3.1 Giriş.....	27
2.4.3.2 Basit Eğilme Etkisi.....	28
2.4.3.2.1 Basit Eğilme Etkisindeki Kesitlerde Eğilme Momenti – Eğrilik İlişkisi.....	31
2.4.3.3 Bileşik Eğilme Etkisi.....	32
2.4.3.3.1 Bileşik Eğilme Etkisindeki Kesitlerde Eğilme Momenti – Eğrilik İlişkisi.....	33
2.4.3.4 Betonarme Kesitlerin Moment – Eğrilik Ve Karşılıklı Etki Diyagramı Bağıntılarının Belirlenmesi İçin Kullanılan Bilgisayar Programları.....	34
2.4.4 Betonarme Kesitlerde Süneklik Kavramı.....	35
2.4.5 Plastik Mafsal Hipotezi.....	40
2.4.5.1 Plastik Mafsal Uzunluğu.....	43
2.4.5.2 Eğrilik – Dönme İlişkisi	44
2.4.5.3 Plastik Mafsal Hipotezinin Temel Esasları.....	47
2.5 Artımsal İtme Analizi İle Yapının İtme Eğrisinin Bulunması.....	47
2.5.1 İtme Eğrisini Belirlemek İçin Adım Adım Yapılması Gereken İşlemler.....	48

BÖLÜM ÜÇ - MEVCUT BİNALARIN DEPREM PERFORMANSININ

DEĞERLENDİRİLMESİNE YÖNELİK OLARAK DBYBHY 2007

KRİTERLERİNİN İNCELENMESİ.....	51
3.1 Giriş.....	51
3.2 Binalardan Bilgi Toplanması.....	52
3.2.1 Binalardan Toplanacak Bilginin Kapsamı.....	52

3.2.2 Bilgi Düzeyleri.....	52
3.3 Bina Elemanlarında Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri.....	53
3.3.1 Kesit Hasar Sınırları.....	54
3.3.2 Kesit Hasar Bölgeleri.....	54
3.4 Bina Deprem Performans Seviyeleri.....	55
3.4.1 Hemen Kullanım Seviyesi (HK)	55
3.4.2 Can Güvenliği Seviyesi (CG)	56
3.4.3 Göçme Öncesi Performans Seviyesi (GÖ)	57
3.4.4 Göçme Durumu.....	57
3.4.5 Göreli Kat Ötelemelerinin Sınırlandırılması.....	58
3.5 Deprem Hareketi.....	59
3.6 Binalar İçin Hedeflenen Deprem Performans Düzeyleri.....	60
3.7 Binaların Deprem Performanslarının Belirlenmesi İçin Kullanılan Analiz Yöntemleri.....	61
3.7.1 Doğrusal Elastik Analiz Yöntemleri.....	64
3.7.1.1 Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi.....	66
3.7.1.2 Mod Birleştirme Yöntemi.....	66
3.7.2 Doğrusal Elastik Olmayan Analiz Yöntemleri.....	68
3.7.2.1 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi.....	69
3.7.2.2 Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi.....	67
3.7.2.3 Zaman - Tanım Alanında Hesap Yöntemi.....	67

BÖLÜM DÖRT – YAPI SİSTEMLERİNİN PERFORMANSININ

BELİRLENMESİNDE KULLANILAN YÖNTEMLER.....71

4.1 Kapasite Spektrumu Yöntemi.....	72
4.2 Deplasman Katsayıları Yöntemi.....	76
4.3 DBYBHY 2007’de Verilen Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi.....	80
4.3.1 Doğrusal Elastik Olmayan Davranışın İdealleştirilmesi.....	80
4.3.2 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi.....	82

BÖLÜM BEŞ – GÜÇLENDİRME YÖNTEMLERİ.....93

5.1 Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Bireysel Olarak Güçlendirilmesi ve İyileştirilmesi	93
5.1.1 Kolonların Sarılması	94
5.1.2 Kolonların Eğilme Kapasitelerinin Arttırılması.....	94
5.1.3 Kirişlerin Sarılması	95
5.1.4 Bölme Duvarlarının Güçlendirilmesi.....	95
5.2 Yapı Sisteminin Tamamının Güçlendirilmesi.....	95
5.2.1 Betonarme Taşıyıcı Sistemlerin Yerinde Dökme Betonarme Perdeler İle Güçlendirilmesi	95
5.2.2 Betonarme Sisteme Yeni Çerçevesler Eklenmesi.....	96
5.3 Diğer Güçlendirme Yöntemleri.....	96
5.3.1 Yapıdaki Mevcut Düzensizliklerin Azaltılması veya Giderilmesi.....	97
5.3.2 Betonarme Sistemin Kütlesinin Azaltılması.....	97
5.3.3 Taban İzolasyonu ve Enerji Sönümleyici Aygıtlar Kullanılması.....	97

BÖLÜM ALTI – ÖRNEK UYGULAMALAR.....98

6.1 Örnek Olarak Seçilen Mevcut Binanın Değerlendirilmesi.....	98
6.1.1 Genel Bina Bilgileri.....	98
6.1.2 Örnek Binanın Deprem Performansının Belirlenmesi.....	103
6.1.3 Bina Bilgi Düzeyi.....	104
6.1.4 Elemanlarda Doğrusal Olmayan Davranışın İdealleştirilmesi ve Analiz Modelinin Oluşturulması.....	104
6.1.4.1 Çatlamış Kesite Ait Eğilme Rijitliklerinin Tanımlanması.....	104
6.1.4.1.1 K103 (1. Kat 3 Numaralı) Kirişi İçin Örnek Hesap.....	104
6.1.4.1.2 S1-1 ve S2-1 Kolonları İçin Örnek Hesap.....	104
6.1.4.2 Kiriş ve Kolonlarda Yıgılı Plastik Davranışın Tanımlanması...105	
6.1.4.2.1 Kirişler İçin Plastik Kesit (Plastik Mafsal) Tanımlanması	105
6.1.4.2.2 Kolonlar İçin Plastik Kesit (Plastik Mafsal) Tanımlanması.....	106
6.1.4.3 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi İle İtme Analizinin	

Yapılması.....	107
6.1.4.3.1 Düşey Yükler Altında Doğrusal Olmayan Statik Analiz.....	107
6.1.4.3.2 Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin Kullanılması İçin Gereken Ön Koşulların Sağlanabilirliği.....	108
6.1.4.3.3 Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi İle İtme Analizi Yapılması.....	108
6.1.4.3.4 Modal Kapasite Diyagramlarının Elde Edilmesi.....	111
6.1.4.3.5 Modal Yerdeğiştirme İsteminin Hesabı.....	112
6.1.4.4 Kirişler İçin Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı	114
6.1.4.4.1 Örnek: K 103-Sol Kirişine Ait Moment – Eğrilik Analizi	115
6.1.4.4.2 K 103 Kirişi İçin Kesme Kapasitesi Kontrolü.....	119
6.1.4.5 Kolonlar İçin Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı	119
6.1.4.5.1 Örnek: S1-1 Kolonuna Ait Moment – Eğrilik Analizi.....	120
6.1.4.5.2 S1-1 Kolonu İçin Kesme Kapasitesi Kontrolü.....	123
6.1.5 Bina Performans Değerlendirilmesi.....	123
6.1.5.1 X Doğrultusu İtme Analizi Sonucu Performans Değerlendirmesi.....	123
6.1.5.2 Y Doğrultusu İtme Analizi Sonucu Performans Değerlendirmesi.....	125
6.2 Örnek Olarak Seçilen Mevcut Binanın Güçlendirilmesi ve Değerlendirilmesi.....	127
6.2.1 Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi İle İtme Analizi Yapılması ve Kapasite Diyagramlarının Elde Edilmesi.....	131
6.2.2 Modal Yerdeğiştirme İsteminin Hesabı	135
6.2.2.1 X Doğrultusu İçin Yapılan Hesap.....	135
6.2.2.2 Y Doğrultusu İçin Yapılan Hesap.....	136
6.2.3 Güçlendirilmiş Bina İçin Performans Değerlendirilmesi.....	138
6.2.3.1 X Doğrultusu İtme Analizi Sonucu Performans Değerlendirmesi.....	138

6.2.3.2 Y Doğrultusu İtme Analizi Sonucu Performans Değerlendirmesi.....	140
---	-----

BÖLÜM YEDİ – SONUÇLAR.....	143
-----------------------------------	------------

KAYNAKLAR.....	148
-----------------------	------------

EKLER.....	153
-------------------	------------

BÖLÜM BİR

GİRİŞ

Yatay ve düşey yükler altındaki mevcut bir betonarme yapının davranışı, çeşitli belirsizlikler nedeniyle tam olarak bilinmemektedir. Yapının bu davranışındaki belirsizlikler depremin yapıya etki yönünün sürekli değişken olmasından dolayı artmaktadır. Son yıllarda özellikle kentsel alanlarda meydana gelen depremlerde yapılardaki hasarların çok büyük ekonomik kayıplara neden olması, depreme dayanıklı yapı tasarımında hasar kontrolünün de göz önüne alınması gerektiğini göstermiştir. Dolayısıyla, geleneksel yöntem olarak kabul edilen kuvvete dayalı tasarımın yerine performans dayalı tasarım ve değerlendirme ile ilgili çalışmalar önem kazanmaktadır. Deprem mühendisliği konusunda bilgilerin genişlemesi ve bilgisayar teknolojisindeki ilerlemelerle, mevcut yapıların deprem davranışlarının incelenmesinin daha ayrıntılı ve olabildiğince daha gerçekçi yapılması olanağı yaratılmıştır.

Günümüzde mevcut binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesi, yöntemin kapsamlı olması sebebiyle, bilgisayar yazılımları yardımıyla gerçekleştirilmektedir. Bilgisayar çok değişik kabulleri içeren çözümleri kısa zamanda yapabilmesi bakımından faydalıdır. Ancak, çözümlerde sonuçların değerlendirilmesi, karşılaştırılmaların yapılması ve sorun ile karşı karşıya kalınması durumunda üretilecek alternatif çözümlerin bulunması için, taşıyıcı sistemin davranışının, hesap ilkelerinin ve çözüm aşamalarının tam olarak kavranmış olması gerekmektedir (Celep, 2007).

Betonarme taşıyıcı sistemlerin yatay ve düşey yükler etkisindeki tasarımında ve bu yükler altındaki değerlendirilmesinde iki hesap adımı söz konusudur. Bunlardan birincisi, taşıyıcı sistem elemanlarında belirli yükler altında ortaya çıkan kesit etkilerinin ve yer değiştirmelerin belirlenmesidir. İkinci hesap adımı tasarımı yeni yapılacak yapılarda, elde edilen kesit etkileri altında kesitin tasarımı (geometrik boyutları ve donatısı) olarak, mevcut yapılarda ikinci hesap adımı ise kesit

parametrelerinin hesap edilmesi ve bu kesitlerde dış kuvvetlerden dolayı oluşan kesit etkileri ile karşılaştırılması olarak düşünülebilir.

Bazı özel durumlar oluşmadıkça, yapı sistemleri işletme yükleri altında genellikle doğrusal davranış gösterirler. Doğrusal sistem davranışını esas alan analiz yöntemlerinde, malzemenin gerilme-şekil değiştirme bağıntıları doğrusal-elastik olarak alınmakta ve meydana gelen yer değiştirmelerin çok küçük olduğu kabul edilmektedir. Buna karşılık, dış etkiler işletme yükü sınırını aşarak yapının taşıma gücüne yaklaştıkça, gerilmeler doğrusal-elastik sınırı aşmakta ve yer değiştirmeler çok küçük kabul edilemeyecek değerler almaktadır.

Doğrusal analiz yöntemleri ile deprem sonrası yapıda oluşabilecek hasar durumları için fikir yürütmek neredeyse mümkün değildir. Bunun yanında, aynı yapının birçok kez deprem etkisine maruz kalması sonucunda nasıl bir davranış göstereceği konusu da tam bir belirsizlik arz etmektedir. Buradan hareketle, doğrusal hesap yöntemlerinin yapının deprem hesabında yetersiz kaldığı sonucuna varılabilir.

Özellikle betonarme taşıyıcı sistemlerde, yönetmeliklerde bahsi geçen “Tasarım Depremi” altında doğrusal olmayan davranışının ortaya çıkacağı kabul edilir. Bu sayede oluşacak yatay yük kapasite artımı “Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı” veya “Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı” ile deprem etkisi talebinin azaltılması şeklinde göz önüne alınır. Günümüzde bilgisayar teknolojisinin ilerlemesi ve betonarme elemanların davranışlarının daha iyi bilinmesi, taşıyıcı sistemin doğrusal ötesi davranışının daha zahmetsiz ve daha gerçekçi bir biçimde incelenmesini mümkün kılarken, bu sebeple oluşan kapasite artışının göz önüne alınmasını sağlar. Ülkemizde yürürlükte olan Deprem Yönetmeliği’nde mevcut binaların deprem güvenliklerinin değerlendirilmesinde kullanılan kural ve şartlarda, doğrusal olmayan davranışın esas alındığı açık bir biçimde görülmektedir (Celep, 2007).

Yapılar için, sabit düşey yükler altında, yatay yüklerin kademeli artırılmasıyla yapılan doğrusal olmayan hesap yöntemine “Artımsal İtme Analizi” denir. Bu yöntem, binanın deprem esnasındaki davranışını daha gerçekçi olarak temsil ettiği

için, hesaplamaların daha doğru bir şekilde yapılmasına imkân tanımaktadır. Artımsal itme yönteminde binanın tüm elemanlarının deformasyon davranışları tanımlanır. Bu hesaplama yönteminde malzemenin elastiklik sınırları dışında kalan plastiklik kapasitesinden de yararlanılmaktadır (Applied Technology Council, ATC 40, 1996).

Artımsal İtme Analizi (Pushover) yönteminde, oluşturulan bina modelleri küçük yük artımları ile ötelenmeye tabi tutulur ve her adım sonrası yapıyı oluşturan her bir elemanın davranış şekillerindeki değişim gözlemlenir. Elemanların nihai taşıma kapasitelerine erişmesi ile bu değişimler sona erer. Bu şekilde, yapı belirlenen yanal öteleme mesafesine erişinceye kadar ya da yapıyı teşkil eden elemanların, daha önceden tanımlanan göçme deformasyonlarına ulaşınca kadar analiz devam ettirilir. Bina göçme durumuna geldiği anda analiz kesilir. Bu aşamadan sonra, artık yapı düşey yük taşıma kapasitesini de kaybetmiştir. Sonuçta, gelinen deformasyon seviyesi itibariyle binada deprem sonrası oluşacak hasar seviyesi belirlenmektedir. Ayrıca, bina sistemini oluşturan kesitlerin hangilerinin daha fazla zorlanmaya maruz kaldığı bu yöntemle belirlenebilmekte ve belirlenen bu kesitlerde karşılaşılan probleme uygun olarak güçlendirme yapılabilmektedir. Bu sayede güçlendirme için harcanan maliyet minimum seviyelerde tutularak daha ekonomik bir şekilde bina güvenliği öngörülen seviyeye getirilir.

Sonuçta bu yöntem çok genel olarak, gerek yatay gerekse düşey yüklemenin yapıya adım adım arttırılarak etkilmesi ve yüklemenin şiddeti arttıkça yapıda oluşacak zayıf bağlantıları ve mafsallaşan noktaları tespit etme esasına dayanır. Bu analiz ile, deprem kuvvetlerinin binadan talep ettiği ile o binanın depreme verebileceği cevabın (kuvvet-deplasman eğrisi veya itme eğrisi) kesişme noktasındaki (performans noktası) durumu incelenir. Bulunan bu performans noktası; önceden belirlenen, binanın kullanım amacına ve beklentilere göre değişen performans seviyeleri ile karşılaştırılır. Beklentiler ne yönde olursa olsun en az Can Güvenliği seviyesinin sağlanması zorunludur. Bu amaçla performans dayalı tasarımda, belirli bir deprem etkisinde yapıda birden fazla performans (hasar) seviyesi belirlenir.

1.1 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Ülkemizde son yıllarda meydana gelen depremler (1992 Erzincan depremi, 1995 Dinar depremi, 1998 Adana-Ceyhan depremi, 1999 Kocaeli ve Düzce depremleri) sonrasında mevcut yapı stokumuzun önemli bir kısmının deprem güvenliğinin yetersiz olduğu ortaya çıkmıştır. Bunun sonucu olarak büyük can kayıpları yanında doğrudan ve dolaylı ekonomik kayıplar da, büyük boyutlara ulaşmıştır. Tüm bu nedenlere bağlı olarak mevcut binaların deprem güvenliklerinin değerlendirilmesi ve yetersiz bulunanların güçlendirilmesi mühendislik çalışmalarında önemli bir araştırma konusu olmuştur. Deprem zararlarının azaltılmasında en önemli bileşenlerden birisi olan mevcut bina stokunun değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi gereksinimi, ülkemizde 2007 yılında yürürlüğe giren Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY)'e "Mevcut Binaların Değerlendirilmesi ve Güçlendirilmesi" başlıklı yeni bir bölümün eklenmesiyle dikkate alınmıştır.

Bu çalışmada, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik'de verilen doğrusal elastik olmayan analiz yöntemlerinden birisi olan Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile mevcut bir binanın deprem performansının belirlenmesi ve güçlendirilmesi amaçlanmıştır. Bu amaçla, İzmir ilinde 1986 yılında Z3 zemin türü üzerine inşa edilmiş, betonarme çerçeve sistemli beş katlı bir bina ele alınmıştır. Binaya ait mimari ve betonarme projeler ilgili belediyeden temin edilmiş ve yapılan analizlerde binanın malzeme ve geometri özellikleri ile betonarme detaylarının mevcut projeye tamamen uyduğu kabul edilmiştir. Binanın üç boyutlu analitik modeli oluşturulmuş ve ilgili deprem doğrultularında Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi kullanılarak binanın itme analizi gerçekleştirilmiştir. Mevcut projede kullanım amacı konut olarak belirtilen bina için DBYBHY 2007'de 50 yıllık süreç içinde aşılma olasılığı %10 (tekerrür periyodu yaklaşık 474 yıl) olarak tanımlanan tasarım depremi altında performans değerlendirilmesi yapılmıştır.

Yapılan performans değerlendirilmesi sonunda binanın hedeflenen Can Güvenliği performans düzeyini sağlamadığı görülmüş ve binanın güçlendirilmesi yoluna

gidilmiştir. Mevcut binanın güçlendirilmesi, binaya her iki doğrultuda çerçeve düzlemi içerisinde dörder adet güçlendirme perdesinin eklenmesiyle gerçekleştirilmiştir. Güçlendirilen binanın ilgili deprem doğrultuları için Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile itme analizleri tekrarlanmış ve güçlendirilen bina için de aynı deprem etkisi (tasarım depremi) altında performans değerlendirilmesi yapılmıştır.

Hem mevcut bina, hem de güçlendirilmiş bina için yapılan itme analizleri ve performans değerlendirmeleri tez çalışmasının ilgili bölümlerinde detaylı olarak açıklanmıştır. Çalışmada, analiz sonuçları dikkate alınarak her iki durum (mevcut ve güçlendirilmiş durum) için binanın deprem performansı karşılaştırılmış ve güçlendirme yönteminin etkinliği irdelenmiştir. Ayrıca her iki binanın belirlenen performans noktalarında yerdeğiştirme talepleri, dayanım talepleri ve en büyük plastik dönmenin hesaplandığı kesitlerde beton ve donatı çeliğindeki birim deformasyonlar belirlenerek karşılaştırmalar yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar tez kapsamında sunulmuş ve güçlendirme yöntemi ile ilgili önerilerde bulunulmuştur.

1.2 Konuyla İlgili Yapılan Çalışmalara Genel Bakış

Konu ile ilgili önceden yapılan çalışmalar detaylı olarak incelenmiş bunlardan bazıları aşağıdaki paragraflarda iki ayrı bölüm olarak sunulmuştur. Bölüm 1.2.1’de yapıların deprem performansının belirlenmesinde kullanılan yöntemler üzerinde durulmuş, Bölüm 1.2.2’de ise güçlendirme ile ilgili literatürde yapılan çalışmalara değinilmiştir.

1.2.1 Yapı Sistemlerinin Deprem Performansının Belirlenmesine İlişkin Yöntemler İle İlgili Çalışmalar

Kapasite Spektrumu Yöntemi ve Deplasman Katsayıları Yöntemi doğrusal olmayan artımsal itme analizleri ile belirlenen yapı kapasitelerini esas alan ve yapı sistemlerinin sismik etkiler altında performanslarının belirlenmesi amacıyla kullanılan yöntemlerdir. 2000 yılında Lefort, T. tarafından hazırlanan “Advanced Pushover Analysis of RC Multi - Storey Buildings” isimli çalışmada, bu üç yöntem

ile ilgili genel bilgiler verilmiş ve biri düzenli diğeri yumuşak kat düzensizliğine sahip iki adet on katlı binada uygulanan artımsal itme analizleri sonucunda “Adaptive Pushover Method” olarak isimlendirilen yeni bir yöntem önerilmiştir (Lefort, 2000).

“Pushover Analysis for Seismic Assesment of RC Structutes” isimli Antoniou, S. tarafından 2001 yılında yayımlanan raporda, yapıların performansa dayalı tasarım ve değerlendirilmesi irdelenmiş ve bu konuya ilişkin tarihsel gelişim süreci incelenmiştir. Adaptive Pushover Method’un önerildiği çalışmada örnek olarak üç katlı yapı ele alınmış ve örnek üzerinde önerilen adaptive pushover analizi, doğrusal olmayan dinamik analizleri ile klasik pushover analizleri uygulanmıştır. Sonuçlar karşılaştırılmış ve önerilen yöntemin doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçlarına çok yakın olduğu sonucuna varılmıştır (Antoniou, 2001).

Chopra A. K. ve Goel R. K. 2001 yılında, yapı dinamiği teorilerini esas alan bir elastik ötesi artımsal itme analizi yöntemi geliştirmiştir. Geliştirilen bu yüksek mod esaslı elastik ötesi artımsal itme analizinde, artan deprem yüklerine bağlı olarak oluşan sismik talep, her bir moda ait atalet kuvvetlerinin dağılımı kullanılarak yapılan doğrusal olmayan artımsal itme analizleri ile tayin edilmektedir. Yöntemin yapıların elastik ötesi davranışlarının belirlenmesinde, ayrıca yapı sistemlerinin tasarımı ve değerlendirilmesi konusunda kabul edilebilir derecede olduğu belirlenmiştir (Bağcı, 2005).

Moghadam A. S. 2002’de, yüksek yapılarda, yüksek mod etkilerini dikkate alan bir yöntem geliştirmiş ve yöntemin uygulanmasını göstermek amacıyla yirmi katlı bir yapı kullanılmıştır. Yapılan bu çalışmanın sonuçlarının, çok katlı yapıların doğrusal olmayan artımsal itme analizlerinde kullanılabilceği gösterilmiştir (Uçar, 2005).

Chintanapakdee C., Chopra A. K. tarafında 2003 yılında yüksek mod esaslı doğrusal olmayan statik modal artımsal itme analizlerinin gerçekçilik ve hassasiyet derecelerini belirlemek için kat sayıları değişken olan 6 adet çerçeve örnek olarak

kullanılmıştır. Çalışmada ilk iki veya üç mod etkisini dikkate alarak yapılan yüksek mod esaslı pushover analizlerinin doğrusal olmayan dinamik analizler ile tutarlı sonuçlar verdiği gösterilmiştir (Yön, 2007).

Korkmaz K. A., Düzgün M. tarafından 2006 yılında statik artımsal itme analizinde kullanılan yük dağılımlarının değerlendirilmesi ile ilgili bir çalışma yapılmıştır. Çalışmada periyotları farklı, üç açıklıklı, 3, 5, 8 ve 15 katlı dört betonarme çerçeve yapı ele alınmış ve bu çerçeve yapılar için dikdörtgen, üçgen ve parabol yük etkileri altında doğrusal olmayan statik artımsal itme analizleri yapılmıştır. Statik artımsal itme analizleri, farklı 50 deprem verisi ile yapılan zaman tanım alanında dinamik analiz sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Analiz sonuçlarında dikdörtgen yük dağılımının, üçgen ve parabol yük dağılımlarıyla karşılaştırıldığında her zaman daha yüksek (taban kesme kuvveti / kat ağırlığı) oranı verdiği görülmüştür. Çalışmanın sonucu olarak en uygun yüklemenin, tüm mod bileşenlerini de kapsadığı kabul edilebilen dikdörtgen yükleme olduğu görülmüştür. Statik artımsal itme analizlerinde, dikdörtgen yük dağılımının kullanılmasının daha gerçekçi sonuçlar verdiği vurgulanmıştır (Korkmaz ve Düzgün, 2006).

Kapasite Spektrumu Yöntemi, yapıların deprem etkileri altında performanslarının belirlenmesi için kullanılan ve bu alanda geliştirilmiş en önemli yöntemlerden birisidir. 1998 yılında, Freeman S. A. tarafından Kapasite Spektrumu Yöntemi geliştirilmiş ve daha sonra yöntem üzerinde çeşitli değişiklikler yapılmıştır. Kapasite Spektrumu Yöntemi ATC 40'da (Applied Technology Council, 1996) detaylı bir şekilde sayısal örneklerle birlikte anlatılmıştır. Kapasite Spektrumu Yöntemi ile ilgili olarak yapılan son gelişmeler FEMA 440'da (Federal Emergency Management Agency, 2004) yer almıştır. Kapasite Spektrumu Yöntemi, doğrusal olmayan artımsal itme analizi sonucu elde edilen yapıya ait itme eğrisini esas almaktadır. Kapasite Spektrumu Yöntemi, itme eğrisinin spektral ivme-spektral yerdeğiştirme formatına dönüştürülmesi ve indirgenen talep spektrumu ile aynı grafik üzerine çizilen kapasite spektrumunun kesişim noktasından hareket ederek yapının hedef yerdeğiştirme değerlerinin belirlenmesi aşamalarından oluşmaktadır.

FEMA 356'da (Federal Emergency Management Agency, 2000) sunulan Deplasman Katsayıları Yöntemi'nde, grafiksel bir çözüm yerine yapının yerdeğiştirme talebinin belirlenmesi için bir dizi katsayılar kullanılmaktadır. Doğrusal olmayan çok serbestlik dereceli sistemin beklenen en büyük elastik ötesi yerdeğiştirme değeri, eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin elastik spektral yerdeğiştirmesinin katsayılar ile modifiye edilmesiyle hesaplanmaktadır. FEMA 440'da (Federal Emergency Management Agency, 2004) Deplasman Katsayıları Yöntemi ile ilgili olarak yapılan son gelişmeler mevcuttur.

1.2.2 Yapı Sistemlerinin Güçlendirilmesi İle İlgili Yapılan Çalışmalar

Yapı sistemlerinin güçlendirilmesi ile ilgili yapılan çalışmalar, 1980'li yıllardan beri süregelmektedir. 1988 yılında Aksan, mantolanmış kolonların aksenal yük altındaki davranışını deneysel olarak incelemiştir. Kolona güçlendirme mantosu yapılması, mantonun numune yük altındayken veya yüksüz durumdayken yapılmış olması gibi değişken parametreler seçilerek beş adet numune denenmiştir (Aksan, 1988).

Ersoy, Tankut ve Suleiman'ın 1993 yılında yaptıkları çalışmada, mantolama şeklinde güçlendirilmiş kolonların aksenal yük ve eğilmeye karşı davranışları ve mukavemetleri incelenmiş, betonarme mantolama tekniği kullanılarak onarılmış veya güçlendirilmiş kolonların davranışını incelemek amacıyla iki deney yapılmıştır (Ersoy, Tankut ve Suleiman, 1993).

Rodriguez ve Park 1994 yılında yaptıkları deneysel çalışmada (350mm x 350mm) boyutlarında ve 1970 yılı öncesindeki yapısal elemanları temsil etmesi açısından az miktarda enine donatısı olan dört adet kolon elemanı için deprem yükleri altında onarım ve güçlendirme tekniklerinin etkinliğini araştırmışlardır. Yapılan testler sonucunda mevcut orijinal elemanlarda düşük süneklik ve belirgin dayanım kaybı gözlenirken, güçlendirilmiş elemanlar orijinal elemanlara göre daha sünek davranmış ve daha az dayanım kaybına uğradığı belirlenmiştir (Rodriguez ve Park, 1994).

Can 1994 yılında konsol duruma getirilmiş ve rijit bir duvara sabitlenen; biri yalın, ikisi monolitik ve bir diğeri de onarılmış olan kirişlerin, benzeştirilmiş tersinir yük altındaki davranışlarını incelemiştir. Çalışma neticesinde, onarılan kirişlerin monolitik kiriş dayanımının %90'ına eriştiği fakat rijitlik bakımından, son çevrimlerde monolitik kirişe göre belirgin bir rijitlik kaybının görüldüğü belirtilmektedir (Can, 1994). Yazarın 1995 yılında yaptığı bir diğer deneysel çalışmasında iki, üç ve dört yüzünden mantolanmış betonarme kolonların davranışını ve dayanımını araştırmış, üç yüzünden mantolanan ve komşu iki yüzünden mantolanan kolonlar dört yüzünden mantolanan numunelere kıyasla dayanım ve süneklik açısından daha az etkili olduğu belirtilmiştir (Can, 1995). Aynı yazarın 1997 yılında yaptığı çalışmada, çelik korniyerler ile güçlendirilmiş betonarme kolonların eksenel yük altındaki davranışı incelenmiştir. Çalışmada farklı yöntemlerle güçlendirilmiş 4 adet betonarme kolon elemanı eksenel yük altında test edilerek dayanım azalması, enerji tüketimi, süneklik ve rijitlik açısından karşılaştırılmışlardır. Çelik korniyerler ile dört köşesinden güçlendirilmiş kolonlarda, eksenel yük etkisinde süneklik ve enerji tüketimi bakımında belirgin bir iyileşme gözlenmiş, dayanım açısından da başarılı sonuçlar elde edilmiştir (Can, 1997).

Can, Cısdık ve Aykaç tarafından 1999 yılında yapılan deneysel çalışmada; eksenel yükler altındaki kolonlarda, fretli mantolamanın, onarım ve güçlendirme amaçlı kullanılabilirliği test edilmiştir. Araştırmalarda, spiralli, dairesel kesitli (etriyeli) ve kare kesitli (etriyeli) olmak üzere üç farklı tip kolon kullanılmıştır. Çalışmada, mantolu kolon davranışları; dayanım düzeyi, dayanım azalması, süneklik, enerji tüketimi ve rijitlik değişimi açılarından irdelenmiş ve yorumlanmıştır. Yapılan Değerlendirmeler sonucunda, fretli mantolamanın betonarme kolonların onarım ve güçlendirilmesinde oldukça başarılı olduğu görülmüştür (Can, Cısdık ve Aykaç, 1999).

Topçu, Işıkdag, Tatar ve Abi; 2005 yılında, yapıların depreme karşı hızlı ve ekonomik olarak güçlendirilmesi amacıyla kullanımı yaygınlaşmakta olan bir beton kompozit türü olan ferrocement teknolojisi ile paneller üretilerek güçlendirmesi üzerine çalışmışlar yapmışlar ve deneylerle ferrocement malzemesinin yapıların

güçlendirmesine büyük oranda katkı sağladığını göstermişlerdir (Topçu, Işıkdag, Tatar ve Abi, 2005).

Aykaç ve Can; 2008 yılında, mantolama yönteminin dikdörtgen kesitli betonarme kolonlarda uygulanabilirliğini araştırılmıştır. Yapılan bu deneysel çalışmada beş adet dikdörtgen kesitli betonarme kolon hazırlanmış ve bunlar üzerinde dokuz adet deneysel araştırma yapılmıştır. Deney elemanlarına yüksüz ortamda onarım, güçlendirme ve yeniden onarım işlemleri uygulanmış ve çeşitli yükler altında test edilmişlerdir. Çalışmada; dayanım, rijitlik, süneklik gibi davranışı belirleyici değişkenler incelenmiştir ve mantolama yönteminin yalnızca kare veya dairesel kesitli betonarme kolonlarda değil, dikdörtgen kesitli kolonların da onarım ve güçlendirilmesinde başarıyla uygulanabileceği sonucuna ulaşılmıştır (Aykaç ve Can, 2008).

BÖLÜM İKİ

BETONARME YAPILARIN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZİ

2.1 Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Hesabı

Bazı özel durumların dışında, yapı sistemleri işletme yükleri altında genellikle doğrusal davranış gösterirler. Bu genellemenin dışında kalan sistemler arasında narin yapılar, elastik zemine oturan sistemler ile bölgesel zayıflıklar ve stabilite yetersizlikleri içeren yapılar sayılabilir.

Doğrusal sistem davranışını esas alan analiz yöntemlerinde, malzemenin gerilme-şekil değiştirme bağıntıları doğrusal-elastik olarak alınmakta ve yerdeğiştirmelerin çok küçük olduğu varsayılmaktadır. Buna karşılık, dış etkiler işletme yükü sınırını aşarak yapının taşıma gücüne yaklaştıkça, gerilmeler doğrusal-elastik sınırı aşmakta ve yerdeğiştirmeler çok küçük kabul edilemeyecek değerler almaktadır.

Günümüzde yapı mühendisliğinde genellikle uygulanmakta olan ve doğrusal teoriye göre sistem analizine dayanan tasarım yaklaşımlarında (güvenlik gerilmeleri esasına göre tasarım ve taşıma gücü yöntemine göre tasarım), yapı sisteminin doğrusal olmayan davranışı çeşitli şekillerde göz önüne alınmaya çalışılmaktadır. Örneğin, ikinci mertebe etkilerini hesaba katmak ve burkulmaya karşı güvenlik sağlamak amacıyla, moment büyütme yönteminden ve burkulma katsayılarından yararlanılmakta, doğrusal olmayan şekil değiştirmeler nedeniyle iç kuvvet dağılımının değişmesi “yeniden dağılım ilkesi” yardımı ile göz önüne alınmaya çalışılmaktadır. Diğer taraftan, deprem etkilerine göre hesapta malzemenin doğrusal elastik sınır ötesindeki davranışını hesaba katmak üzere, “taşıyıcı sistem davranış katsayısı” tanımlanmakta ve elastik deprem yükleri bu katsayıya bağlı bir “deprem yükü azaltma katsayısı” ile bölünerek küçültülmektedir (Özer, 2008).

2.2 Çözümün Sağlanması İçin Gerekli Koşullar

Bir yapı sisteminin dış etkiler altında analizi ile elde edilen iç kuvvetler, şekildeğişiklikler ve yerdeğişikliklerin çözüm olabilmeleri için aşağıdaki üç şartı sağlamaları gerekmektedir :

1- Malzemenin yükler altındaki davranışını gösteren gerilme - şekil değiştirme bağıntılarına bağlı olarak oluşan denklemler (bünye denklemleri şartı).

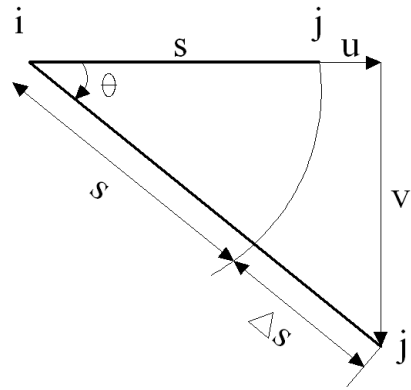
2- Düğüm noktalarının dengesi ile elemanların dengesinden elde edilen denklemler (denge denklemleri şartı).

3- Yapı sisteminin herhangi bir düğüm noktasında birleşen elemanların deplasmanları ile mesnetlerdeki geometrik şartlarından elde edilen denklemler (geometrik uygunluk şartları).

Bu üç koşula bağlı olarak yapı analizlerinde gereken denklemler üretilmektedir.

2.3 Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Davranışının Nedenleri

Yapı analizleri yapılırken hesaplanan sistemlerin davranışında doğrusal olmamayı etkileyecek nedenler iyice irdelenmelidir. Yapı sistemlerinin dış etkiler altındaki doğrusallığını engelleyen çeşitli sebepler vardır. Bunlar, malzeme özelliklerinin doğrusal olmaması nedeniyle bünye denklemlerinin doğrusal olmaması ve geometri değişimlerinden kaynaklanan denge denklemlerinin doğrusal olmamasıdır.



Şekil 2.1 (ij) Çubuk elemanlarının
bağıl yerdeğiştirmeleri

Bir ucunun diğer ucuna göre bağıl yerdeğiştirmeleri u ve v olan bir ij çubuğunun Δs boy değişmesi Denklem (2.2) ile ifade edilmiştir.

$$(u+s)^2 + v^2 = (s+\Delta s)^2 \quad (2.1)$$

$$\Delta s \cong s \left[\frac{u}{s} + \frac{1}{2} \left(\frac{u}{s} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{v}{s} \right)^2 \right] \quad (2.2)$$

şeklinde ifade edilebilir. Şekil 2.1 ve Denklem (2.2) ifadesinde sadece parantez içindeki birinci terimin esas alınması geometrik uygunluk koşullarında yerdeğiştirmelerin küçük olduğu varsayımını ifade etmektedir. Buna karşılık, diğer terimlerin de hesaba katılması geometri değişimlerinin geometrik uygunluk koşullarına etkisi göz önüne alındığını “sonlu deplasman teorisine” karşı gelmektedir (Özer, 2008).

Yapı sistemlerinin doğrusal olmamasına neden olan etkenler ve bu etkenleri göz önüne alan teoriler Tablo 2.1’de gösterilmektedir.

Tablo 2.1 Yapı sistemlerinin doğrusal olmama nedenleri

Çözümün Sağlaması Gereken Koşullar	Doğrusal Sistemler	Doğrusal Olmayan Sistemler				
		Malzeme Bakımından	Geometri Değişimleri Bakımından		Malzeme ve Geometri Değişimleri Bakımından	
			İkinci Mertebe Teorisi	Sonlu Deplasman Teorisi	İkinci Mertebe Teorisi	Sonlu Deplasman Teorisi
Bünye Denklemleri (Gerilme-Şekil Değiştirme Bağlılıkları)	<i>Doğrusal Elastik</i>	<i>Doğrusal Elastik Değil</i>	<i>Doğrusal Elastik</i>	<i>Doğrusal Elastik</i>	<i>Doğrusal Elastik Değil</i>	<i>Doğrusal Elastik Değil</i>
Denge Denklemlerinde Yerdeğiştirmeler	<i>Küçük</i>	<i>Küçük</i>	<i>Küçük Değil</i>	<i>Küçük Değil</i>	<i>Küçük Değil</i>	<i>Küçük Değil</i>
Geometrik Uygunluk Koşullarındaki Yerdeğiştirmeler	<i>Küçük</i>	<i>Küçük</i>	<i>Küçük</i>	<i>Küçük Değil</i>	<i>Küçük</i>	<i>Küçük Değil</i>

Bazı yapı sistemlerinde, sistemin özelliklerinden kaynaklanan nedenlerle, geometrik uygunluk koşulları sağlanmayabilir. Bu durumda, sistemde geometrik süreksizlikler meydana gelir. Özellikle sistemi oluşturan elemanların sınır koşullarındaki bu süreksizlikler nedeniyle, sistemin davranışı doğrusal olmaz. Bu tür sistemlere, “geometrik süreksizlikler bakımından doğrusal olmayan sistemler” denir ve bu sistemler malzeme bakımından doğrusal olmayan sistemler gibi incelenebilir. Kayıcı bulonlu düğüm noktaları içeren çelik yapı sistemleri, geometrik süreksizlikler bakımından doğrusal olmayan sistemlere bir örnek oluşturmaktadır (Özer, 2008).

2.4 Yapı Malzemelerinin Dış Yükler Altında Doğrusal Olmayan Davranışı

Doğrusal olmayan analizlerde, yapı malzemelerinin gerçek gerilme - şekil değiştirme bağıntıları kullanılarak hesap yapılmaktadır. Malzemelerin gerçek gerilme - şekil değiştirme bağıntıları ise doğrusal davranış göstermediğinden yapı sistemlerinin hesabı da doğrusal olmamaktadır. Malzeme davranışının doğrusal özellik göstermediği yapı sistemlerinin öncelikle malzemenin gerilme - şekil değiştirme davranışının idealleştirilmesi gerekmektedir. Örneğin, betonun gerilme - birim şekil değiştirme eğrisini birçok değişken etkilemektedir. Deney sonuçları, gevrek bir malzeme olan betonun gerilme - birim kısalma diyagramının doğrusal olmadığını göstermiştir (Ersoy, 1978).

Aşağıdaki bölümlerde doğrusal olmayan davranış beton ve çelik malzemeye ait $\sigma - \varepsilon$ (Gerilme – Birim şekil değiştirme) eğrileri üzerinden anlatılmış ve hesaplarda kullanılan bazı matematik modeller verilmiştir. Ayrıca, betonarme kesitlerde basit eğilme, bileşik eğilme, süneklik ve plastik mafsal kavramlarına yer verilmiştir.

2.4.1 Sargısız ve Sargılı Beton Davranışları ve Kullanılan Bazı Matematik Modeller

Beton kolay şekil verilebilmesi ve basınca dayanıklı olmasından ötürü ülkemizde yaygın olarak kullanılan bir yapı malzemesidir. Ancak basınca karşı sağladığı mukavemeti kadar, süneklik özelliğinden aynı derecede bahsetmek mümkün olamamaktadır. Beton elemanlarda sargılama uygulaması bu sebepten dolayı doğmuştur. Bunun için ülkemizde ve dünyada FRP, çelik ve tüp gibi birçok farklı uygulama mevcuttur. Konu mevcut yapılar için ele alındığında en yaygın sargılama şekli belirli aralıkta enine donatılar ile beton çekirdeğinin sarılmasıdır. Sargılı beton davranışının daha iyi anlaşılabilmesi için öncelikle sargısız beton davranışı bilinmelidir. Ayrıca her betonarme elemanda kullanılan donatının korunması amacıyla belirli bir beton örtüsü (pas payı) bulunmaktadır. Elemanın bu kısmının gerilme - birim şekil değiştirme davranışı sargısız beton modelleri ile temsil edilmektedir.

2.4.1.1 Sargısız Beton

Sargısız betonun nihai birim kısalma değeri incelendiğinde, betonarme elemanlarda yeterli süneklik düzeyine erişilmesine imkân vermeyecek kadar düşük olduğu görülür. Tasarımda nihai birim kısalma 0.003 olarak öngörülmekte ve bu, güvenli sayılabilecek bir değer olarak kabul edilmektedir.

Farklı dayanım değerlerine sahip olan betonların gerilme-birim şekil değiştirme eğrileri dayanım ile orantılı olarak artan şekilde, maksimum gerilme değerlerine 0.0015 - 0.0030 birim şekil değiştirme değerleri arasında ulaşır. Bu noktadan sonra, birim şekil değiştirme değerleri arttıkça, gerilme değerleri giderek azalmaya

başlayacaktır. Sargısız betonun gerilme – birim şekil değiştirme ilişkisi temel özellikleriyle aşağıdaki gibi sıralanabilir (İnel, Özmen ve Bilgin, 2008) :

- Beton dayanımıyla doğru orantılı olarak eğrideki başlangıç eğimi de artar.
- Maksimum gerilme değerine kadar, artan şekil oluşturan bir parabol şeklindedir.
- Artan beton dayanımı ile maksimum gerilmedeki birim şekil değiştirme değeri doğru orantılı olarak artar.
- Eğrinin azalan bölümünün eğimi, eğrinin artan bölümünden daha azdır.
- Artan beton dayanımıyla birlikte nihai birim şekil değiştirme değeri azalır.

Sargısız beton modelleri arasında en çok kabul gören ve kullanılan modeller; Geliştirilmiş Hognestad ve Mander Modelleri'dir. Bu iki sargısız beton modeli, aşağıda detaylı olarak sunulmuştur.

2.4.1.1.1 Geliştirilmiş Hognestad Modeli. Geliştirilmiş Hognestad modeli Şekil 2.2'de görülmektedir. Eğrinin O - A noktaları arası artan bir parabol şeklinde, A – B noktaları arası azalan bir doğru şeklindedir. Bu doğrunun bitiş noktası (B noktası) 0.0038 nihai birim şekil değiştirme değerine karşılık gelir. Eğrinin denklemi şu şekildedir (İnel, Özmen ve Bilgin, 2008):

$$\sigma_c = f_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{co} \quad (2.3a)$$

$$\sigma_c = f_c \left[1 - \frac{(0.15(\varepsilon_c - \varepsilon_{co}))}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{co}} \right] \quad \varepsilon_{co} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (2.3b)$$

$$\sigma_c = 0 \quad \varepsilon_c > \varepsilon_{cu} \quad (2.3c)$$

$$f_c = 0.9 f'_c \quad (2.4)$$

$$\varepsilon_{co} = 1.8 \frac{f_c}{E_c} \quad (2.5)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f_c} \quad (2.6)$$

σ_c = Beton gerilmesi

ε_c = Beton birim şekil değıştirmesi

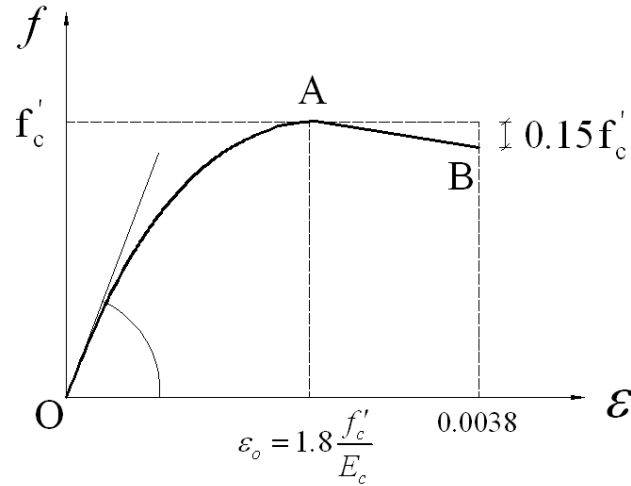
ε_{co} = Sargısız betonun maksimum gerilmeye ulaştığı birim şekil değıştirme değeri

f_c = Betonun basınç dayanımı

ε_{cu} = Betonun nihai birim şekil değıştirmesi

f'_c = Beton silindir basınç dayanımı

E_c = Beton elastisite modülü



Şekil 2.2 Geliştirilmiş hognestad modeli

2.4.1.1.2 Mander Modeli. Sargılı beton için geliştirilen Mander beton modelindeki sargı gerilme değeri sıfır alındığı takdirde, bu model sargısız beton için de kullanılabilir. Şekil 2.3'de gösterilen modelin denklemi şu şekildedir (Mander, Priestley ve Park, 1988) :

$$\sigma_c = \frac{f_c \cdot x \cdot r}{r-1+x^r} \quad \varepsilon_c \leq 2\varepsilon_{co} \quad (2.7a)$$

$$\sigma_c = f_c \left[\left(\frac{2 \cdot r}{r-1+2^r} \right) \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_c - 2\varepsilon_{co}}{\varepsilon_{cu} - 2\varepsilon_{co}} \right) \right] \quad 2\varepsilon_{co} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (2.7b)$$

$$\sigma_c = 0 \qquad \qquad \qquad \varepsilon_c > \varepsilon_{cu} \qquad \qquad (2.7c)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \qquad \qquad \qquad (2.8)$$

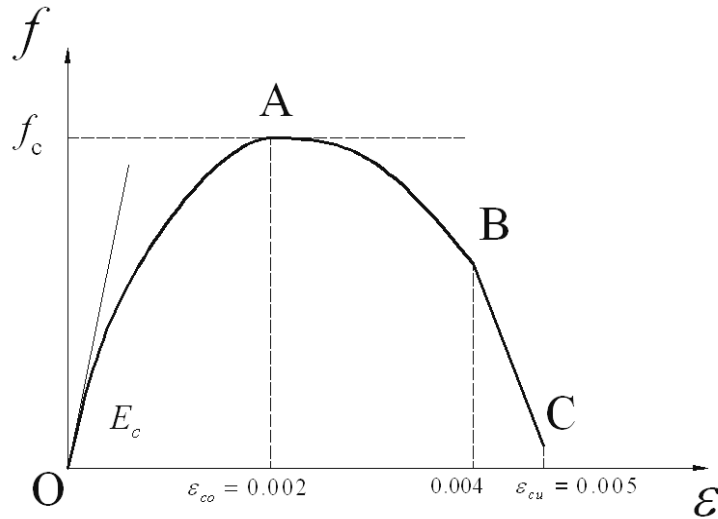
$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \qquad \qquad \qquad (2.9)$$

$$E_{sec} = \frac{f_c}{\varepsilon_{co}} \qquad \qquad \qquad (2.10)$$

$$E_c = 5000 \cdot \sqrt{f_c} \qquad \qquad \qquad (2.11)$$

E_{sec} = Kesit modülü

$\left. \begin{array}{l} \varepsilon_{co} = 0.002 \\ \varepsilon_{cu} = 0.005 \end{array} \right\}$ Sargısız beton davranışında Mander Modeli için bu değerler kullanılır.



Şekil 2.3 Sargısız beton için mander modeli

2.4.1.2 Sargılı Beton

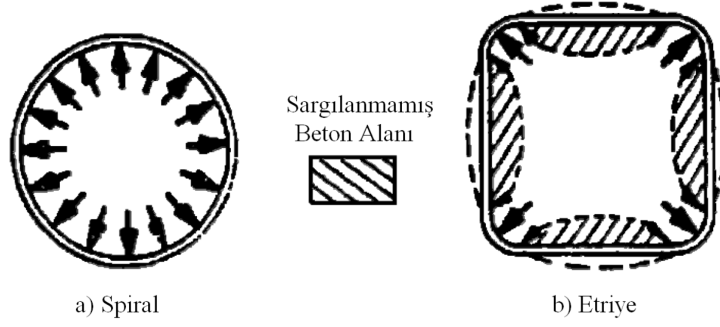
Yapılan birçok çalışma, sargılı betonun dayanım ve özellikle de süneklik açısından sargılanmamış betondan çok daha üstün olduğunu kanıtlamıştır

(MacGregor, 1997). Sargılama kavramı temel olarak, beton çekirdeğine dayanım ve sünekliğin artırılması amacıyla yanal basınç uygulanmasının sağlanması olayıdır. Uygulanan bu yanal basınç ile çekirdek betonunda çatlakların gelişimi ve ilerlemesinde iyileşmeler sağlanarak daha sünek bir davranış elde edilebilir (İnel, Özmen ve Bilgin, 2008).

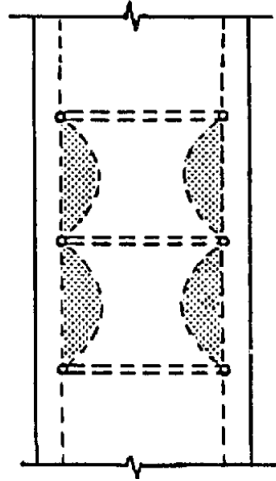
2.4.1.2.1 Enine Donatı Sargı Etkisi Mekanizması. Betona sargı basıncı uygulamasında, enine donatı yerleştirilmesi aktif olmayan bir sargılama tekniğidir. Bu nedenle beton çekirdeğine uygulanan yanal basınç betonun genişlemesine bağlıdır. Beton içinde oluşan kılcal çatlaklar, betonun genişlemesine sebebiyet veren en önemli faktörlerden biridir. Betonun içinde bulunan kılcal çatlakların dayanımın % 30'undan daha düşük gerilmeler altında değişmediği bilinmektedir. Bunun anlamı, buradaki eşik gerilme değeri %30'dur. Düşük gerilme değerleri altında betonun Poisson etkisi ile genişlemesi de düşük olacağından enine donatı tarafından betona uygulanan basınç oldukça sınırlıdır. Daha büyük gerilmeler altında beton çekirdek genişlemeye çalışarak enine donatılara kuvvet uygular. Enine donatılara uygulanan bu kuvvete tepki olarak enine donatılar tarafından beton çekirdek üzerinde basınç oluşur. Betonun sargısız dayanımına yakın değerler altında bu genişleme artar ve beton çekirdek üzerinde belirgin bir sargı etkisi oluşmaya başlar.

Spiral enine donatılar şekilleri nedeniyle beton tarafından uygulanan kuvvete tamamen aksenal çekme ile karşı koyarlar. Bu sebeple çekirdek betonu üzerine uygulanan basınç oldukça etkili ve düzgün yayılı olarak gerçekleşir. Fakat enine donatının etriyelerden oluştuğu durumda donatının çekirdek betonun genişlemesine karşı koymasında eğilme davranışı da etkin olmaktadır. Bu durumda eğilme rijitliği düşük olan enine donatı tutulu durumda bulunan boyuna donatılar (kanca ile tutulmuş veya etriye köşe donatıları) arasında dışa doğru bel vermekte ve sargı basıncının etkinliğini azaltmaktadır. Bu sebeple çekirdek betonu yalnız tutulu boyuna donatılar etrafında etkili olarak sargılanabilmektedir (Şekil 2.4). Ayrıca etriye seviyeleri arasında etkili olarak sarılan çekirdek betonunun oldukça azaldığı da unutulmamalıdır (Şekil 2.5). Tüm bu nedenlerle spiral yanal donatının etriyeye göre oldukça üstün olduğu bilinmektedir. Etriye ve spiral sargılı beton numuneler ile

yapılan bu çalışmada, etriyelerin betonun dayanım ve nihai birim şekil değiştirme değerini iyileştirmede sırası ile spiral donatanının % 50 ve % 70'i kadar etkili olduğunu öne sürülmüştür (İnel, Özmen ve Bilgin, 2008).



Şekil 2.4 Etriye ile etkili sarılamayan beton alanı

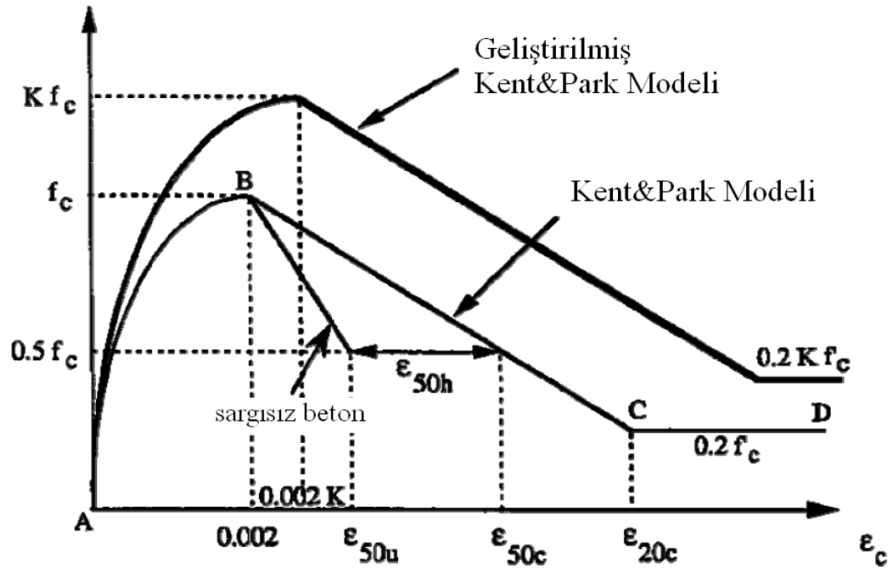


Şekil 2.5 Düşeyde etriye ile etkili sarılamayan beton alanı

2.4.1.3 Bazı Sargılı Beton Modelleri

Yapılan birçok çalışmalar neticesinde betonda sargı etkisi ile oluşan süneklik ve dayanım artışının tahmini ve buna uygun birim şekil değiştirme-gerilme ilişkisinin belirlenebilmesi için birçok model geliştirilmiştir. Geliştirilen modellerden bazıları aşağıda verilmiştir.

2.4.1.3.1 *Geliştirilmiş Kent & Park Modeli*. Kent ve Park tarafından 1971 yılında, daha önce bazı araştırmacılar tarafından ele alınan dikdörtgen şeklinde ve enine donatıları mevcut olan kolonların deney sonuçları ele alınarak, modelin ilk hali oluşturulmuştur. Oluşturulan bu modelin en önemli eksikliği, sargı etkisi sebebiyle betonda oluşan dayanım artışının ihmal edilmesiydi. 1982 yılında bu model, dayanım artışı dikkate alınarak Kent ve Park tarafından tekrar ele alınıp geliştirilmiştir. Modeldeki “K” katsayısı, sargı etkisi faktörüdür. Modelin ilk ve değiştirilmiş halleri Şekil 2.6’da görülmektedir (İnel, Özmen ve Bilgin, 2008).



Şekil 2.6 Kent&Park ve geliştirilmiş beton modelleri (İnel, Özmen ve Bilgin, 2008)

Geliştirilmiş Kent & Park modeli için denklemler aşağıda özetlenmiştir.

$$\sigma_c = K.f_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002K} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right] \quad \varepsilon_c \leq 0.002K \quad (2.12a)$$

$$\sigma_c = K.f_c [1 - Z(\varepsilon_c - 0.002K)] \geq 0.2K.f_c \quad \varepsilon_c > 0.002K \quad (2.12b)$$

$$\sigma_c = 0.2K.f_c \quad \varepsilon_c > \varepsilon_{20c} \quad (2.12c)$$

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{sy}}{f_c} \quad (2.13)$$

$$Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - 0.002K} \quad (2.14)$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.29f_c}{145f_c - 1000} \quad (2.15)$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h'}{s}} \quad (2.16)$$

σ_c : Beton gerilmesi

ε_c : Beton birim kısalma değeri

K : Sargılı beton dayanımının sargısız beton dayanımına oranı

f_c : Betonun basınç dayanımı (MPa)

ρ_s : Hacimsel enine donatı oranı

h' : Sargılı beton kısmının etriye dışından etriye dışına genişliği

s : Enine donatı aralığı

f_{sy} : Enine donatı akma dayanımı

2.4.1.3.2 Mander Modeli. Mander, Priestley ve Park, 1988 yılında hem spiral hem de dikdörtgenel enine donatılı kesitlere uygulanabilen bir model önermişlerdir (Mander, Priestley ve Park, 1988). Model, etkili olarak sargılanan beton alanın hesaplanmasına dayanmaktadır. Modele göre etkili sargılanamayan beton alanı yatayda boyuna tutulu donatılar arasında, düşeyde de enine donatı adımları arasında 45 derece ilk eğim açısına sahip ikinci derece bir parabol şekline sahiptir. Mander tarafından önerilen sargısız ve sargılı beton davranış modelleri Şekil 2.7'de gösterilmiş ve denklemleri de aşağıda verilmiştir (İnel, Özmen ve Bilgin, 2008).

$$\sigma_c = \frac{f_{cc}' \cdot x \cdot r}{r - 1 + x \cdot r} \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (2.17a)$$

$$\sigma_c = 0 \quad \varepsilon_c > \varepsilon_{cu} \quad (2.17b)$$

$$f_{cc}' = f_{co}' \left[2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_1}{f_{co}'}} - \frac{2 f_1}{f_{co}'} - 1.254 \right] \quad (2.17c)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \quad (2.18)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.19)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}'}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.20)$$

$$E_c = 5000 \cdot \sqrt{f_{co}'} \quad (2.21)$$

$$f_1 = \frac{f_{1x} + f_{1y}}{2} \quad (2.22)$$

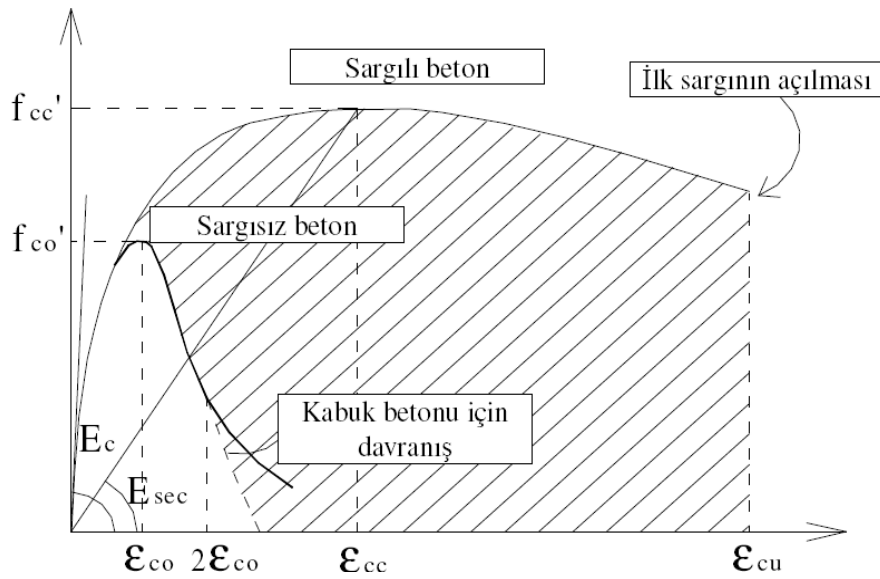
$$f_{1x} = k_e \frac{A_{shx} \cdot f_{sy}}{s \cdot b} \quad (2.23)$$

$$f_{1y} = k_e \frac{A_{shy} \cdot f_{sy}}{s \cdot h} \quad (2.24)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6 \cdot b \cdot h}\right) \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot b}\right) \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot h}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (2.25)$$

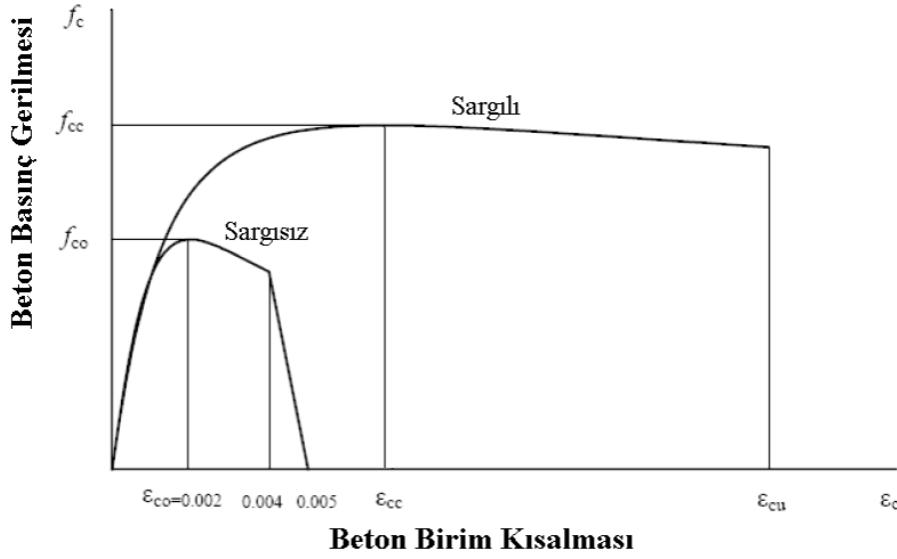
$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{sy} \varepsilon_{su}}{f_{cc}'} \quad (2.26)$$

- f_l : Ortalama yanal sargı basıncı
 f_{lx} : X yönünde oluşan sargı basıncı
 f_{ly} : Y yönünde oluşan sargı basıncı
 k_e : Sargılamanın etkinliği ile ilgili katsayı
 A_{shx} : X yönünde uzanan toplam enine donatı kesit alanı
 A_{shy} : Y yönünde uzanan toplam enine donatı kesit alanı
 b : Enine donatı merkezlerinden ölçülen çekirdek betonun X'e paralel boyutu
 h : Enine donatı merkezlerinden ölçülen çekirdek betonun Y'ye paralel boyutu
 s : Enine donatı merkezinden merkezine ölçülen etriye aralığı
 s' : Enine donatı net aralığı
 n : Boyuna donatı sayısı
 w_i : Boyuna donatılar arası i. net açıklık
 ρ_{cc} : Boyuna donatı kesit alanının beton çekirdek alanına oranı
 ϵ_{cu} : Beton nihai basınç birim şekil değiştirme değeri
 ϵ_{cc} : Maksimum gerilmeye karşılık gelen birim şekil değiştirme değeri
 ϵ_{su} : Enine donatı nihai çekme birim şekil değiştirme değeri



Şekil 2.7 Mander sargılı beton modeli

2.4.1.3.3 DBYBHY 2007'de Önerilen Sargılı ve Sargısız Beton Modeli. DBYBHY 2007, Mander sargısız ve sargılı beton modelini önermektedir. Şekil 2.8'de DBYBHY 2007 tarafından önerilen sargılı ve sargısız beton modeli gösterilmiş olup, denklemleri bir önceki bölümdeki Mander Modeli için yazılanlar ile aynıdır.



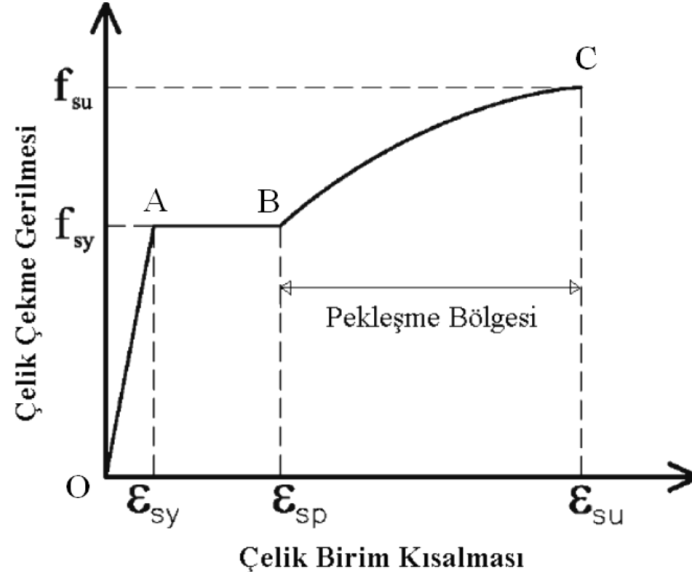
Şekil 2.8 DBYBHY 2007'de önerilen sargısız ve sargılı beton modeli

Sargısız beton için $f_1 = 0$, $\epsilon_c = 0.005$ 'te $\sigma_c = 0$ ve $0.004 < \epsilon_c \leq 0.005$ arasındaki ilişki doğrusaldır.

2.4.2 Betonarme Çeliğin Davranışı ve Kullanılan Donatı Modeli

Betonarme, hem beton hem de donatı çeliğinden oluşan kompozit bir malzemedir. Bu sebeple dayanım-deformasyon ilişkisinin belirlenmesi, onu oluşturan donatı çeliğinin de birim şekil değiştirme-gerilme ilişkisinin bilinmesine bağlıdır. Homojen ve izotropik yapısı nedeniyle çeliğin birim şekil değiştirme-gerilme ilişkisi üzerinde beton kadar çok sayıda ve farklı yapıda model bulunmamaktadır (İnel, Özmen ve Bilgin, 2008).

1984 yılında Mander, mevcut olan yumuşak çelik ve daha sert çelikler için önerilen modelleri incelemiş ve her iki tür çelik içinde kullanılabilecek bir model geliştirmiştir (Mander, 1984). Geliştirilen modelde, akma birim şekil değiştirme değerine kadar gerilme değeri doğrusal artmakta (O – A artan doğrusu), bu değerden sonra gerilme akma dayanımında sabit kalmakta (A – B sabit doğrusu), daha sonra pekleşerek nihai birim şekil değiştirme değerine ulaşmaktadır (B – C artan parabolü). Pekleşme bölgesi (B – C artan parabolü), kullanılan çeliğin tipik özelliklerine bağlıdır. Bu eğri Şekil 2.9'de gösterilmiştir.



Şekil 2.9 Çelik gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi

Model üç bölümden oluşmaktadır ve bunlara ait denklemler aşağıdaki gibidir:

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \quad (2.27a)$$

$$\sigma_c = f_{sy} \quad \varepsilon_{sp} \geq \varepsilon_s > \varepsilon_{sy} \quad (2.27b)$$

$$E_s = \frac{f_{sy}}{\varepsilon_{sy}} \quad (2.27c)$$

$$\sigma_s = f_{su} + (f_{sy} - f_{su}) \left[\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sp}} \right]^P \quad \varepsilon_{su} \geq \varepsilon_s > \varepsilon_{sp} \quad (2.28)$$

$$P = E_{sh} \left[\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sp}}{f_{su} - f_{sy}} \right] \quad (2.29)$$

- σ_s : Çelik gerilmesi
 ϵ_s : Çelik birim şekil değiştirme değeri
 ϵ_{sy} : Çelik akma birim şekil değiştirme değeri
 ϵ_{sp} : Çeliğin pekleşmeye başladığı birim şekil değiştirme değeri
 ϵ_{su} : Çelik nihai birim şekil değiştirme değeri
 f_{sy} : Çelik akma dayanımı
 f_{su} : Çelik nihai dayanımı
 E_s : Çelik elastisite modülü
 E_{sh} : Çelik pekleşme modülü
 P : Çeliğin pekleşme derecesi

Görüldüğü gibi çeliğin pekleşme denklemi P'inci dereceden bir denklemdir ve E_{sh} katsayısına bağlıdır. E_{sh} değeri, modellenecek çelik donatı ile yapılan deneylerden elde edilmelidir fakat elde mevcut veri yoksa pekleşme denklemi ikinci dereceden bir denklem olarak alınabilir (DBYBHY 2007).

Donatı çeliği sınıfına göre değişen ve DBYBHY 2007'de kabul edilen büyüklükler Tablo 2.2'de gösterilmiştir.

Tablo 2.2 Donatı çeliği modeline ait büyüklükler

Kalite	f_{sy} (MPa)	ϵ_{sy}	ϵ_{sp}	ϵ_{su}	f_{su} (MPa)
S 220	220	0.0011	0.011	0.16	275
S 420	420	0.0021	0.008	0.10	550

2.4.3 Betonarme Kesitlerin Basit Eğilme ve Bileşik Eğilme Etkisi Altındaki Davranışı

2.4.3.1 Giriş

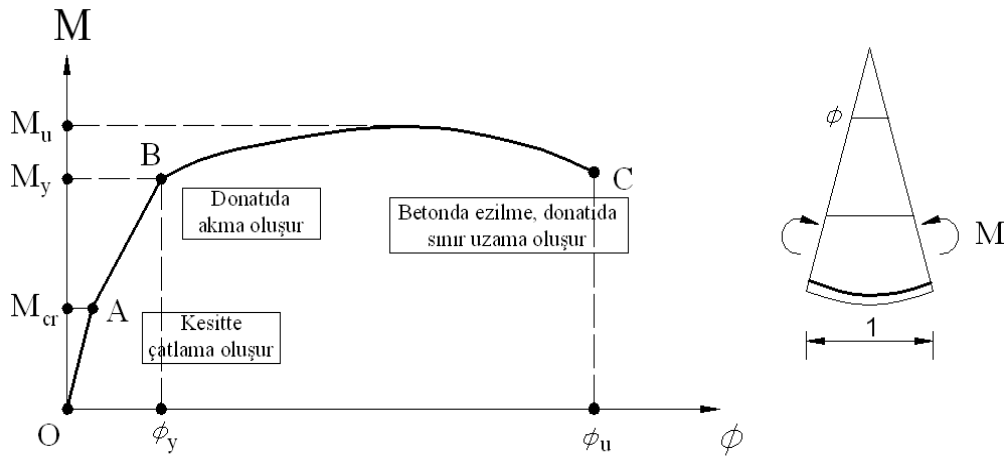
Basit eğilme, bir kesitte, yalnızca M eğilme momentinin etkimesi durumudur. Kesitin bir simetri düzlemi varsa ve dış yükler bu simetri düzlemi içindeyse, tek eksenli eğilme (veya basit eğilme), aksi halde iki eksenli eğilme (eğik eğilme) olarak adlandırılır. Betonarme yapılarda basit eğilmeye örnek olarak kiriş ve döşemeler verilebilir (Berktaş, 1995).

Normal kuvvet, kesitin tam ağırlık merkezinden etkirse bütün liflerde eşit kısılmalar ve basınç gerilmeleri oluşur. Bu tip elemanlar “basınç elemanı” olarak adlandırılır. Betonarme bir kolonu incelediğimizde, basınç elemanı tanımlamasına en yakın eleman olduğunu görmekteyiz. Çünkü genelde kolondaki baskın etki, kesite normal etkileyen basınç kuvvetidir. Fakat betonarme yapıların birdöküm (monolitik) özelliği nedeni ile tüm yapı elemanları, yapıya etkileyen düşey ve yatay yükler altında, eksenel kuvvet, eğilme, burulma ve kesme kuvveti gibi zorlamaların etkisindedir (Ersoy, Özcebe, 2001). Konuya bu açıdan bakıldığında, monolitik karakterinden ötürü kolonlara her zaman, N normal kuvveti ile birlikte, M eğilme momenti de etkimektedir. Buradan anlaşılacağı üzere, eksenel basınç değil, bileşik eğilme (N+M) etkisi söz konusudur. Düşey yük etkisinin tam simetrik olduğu, kolonda moment oluşturmadığı varsayılrsa bile yatay yüklerden ötürü (rüzgâr, deprem vb.) kolon uçlarında eğilme momentleri doğması kaçınılmazdır. Bu nedenle, günümüz yönetmeliklerinde kolonların yalnızca eksenel basınca göre boyutlandırılması engellenmiş olup hesap sonucu moment yok sayılacak kadar küçük çıksa dahi boyutlandırmada belirli bir eksantrikliğin (eksenden kaçma veya dış merkezlik) göz önüne alınması gerekir (Berktaş, 1995).

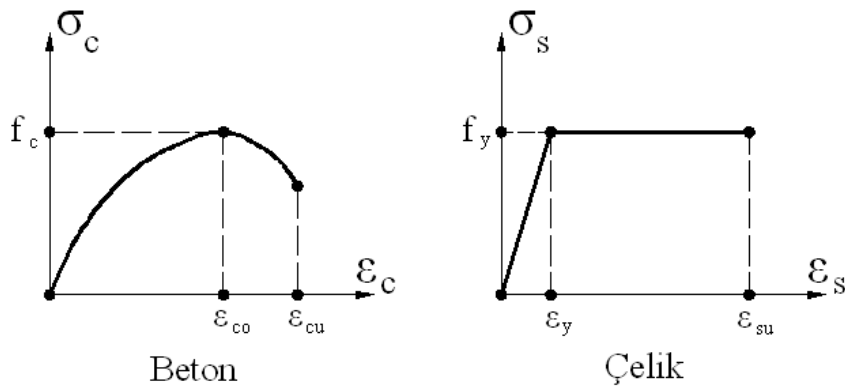
2.4.3.2 Basit Eğilme Etkisi

Basit eğilme altındaki bir dikdörtgen kesitteki eğilme momenti-eğrilik değişimi Şekil 2.10’da gösterilmiştir. Eğilme momentinin küçük değerleri için betonda çekme ve basınç gerilmeleri meydana gelirken, donatı elastik davranış sergiler. Donatının katkısı bu devrede sınırlıdır çünkü bütün beton kesiti davranışa etkili olur. Beton kesitinin elastiklik modülü ve brüt atalet momenti kesitin eğilme rijitliğinde etkilidir. Momentin artmasıyla birlikte çekme bölgesi betonu çatlar ve oluşan bu çatlak tarafsız eksene doğru ilerler. Çekme gerilmelerinin neredeyse tamamı çekme donatısı tarafından karşılanır. Betonun çekme bölgesinde tamamen çatladığı kabul edilir ancak gerçekte betonun bu çekme gerilmelerine katkısı az da olsa mevcuttur. Eğilme momentinin M_{cr} çatlama momenti değerine ulaşması ile birlikte betonda çatlama oluşur ve moment-eğrilik ilişkisinde küçük de olsa doğrusal davranıştan ayrılma gözlemlenir. Eğilme momenti artarken, beton basınç gerilmeleri dağılışı doğrusal

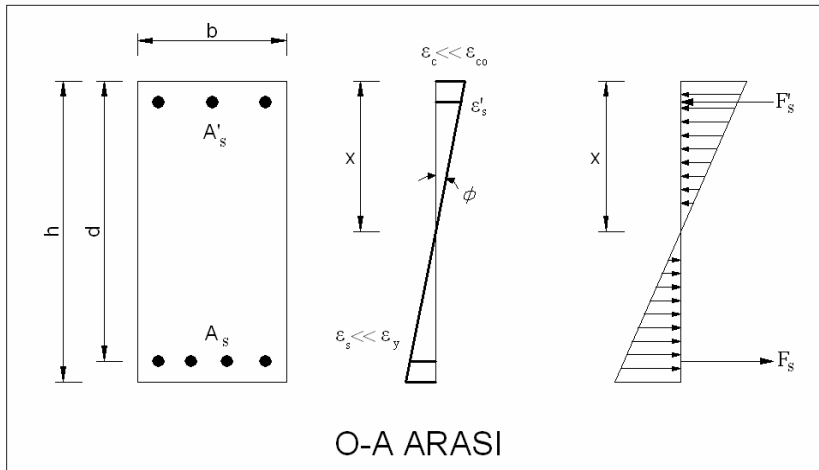
olmayan bir değişimle oluşur ve donatı akma gerilmesine ulaşır. Momentin bu değerine “Akma Momenti” denir ve M_y ile gösterilir. Momentin artması ile donatı plastik uzama yaparken, betonda da doğrusal olmayan $\sigma - \epsilon$ değişimi çok daha belirgin duruma gelir (Şekil 2.11). Genellikle donatının uzama kapasitesi büyük olduğu için, güç tükenmesi betonun en büyük kısıalma kapasitesine erişmesiyle ortaya çıkar ve kesit taşıma gücüne erişir (Celep, 2007). Bu durum Şekil 2.10’da görülmektedir. Şekil 2.10’da; M_{cr} çatlama momentini, M_y akma momentini, M_u taşıma gücü momentini, ϕ_y akma eğriliğini, ϕ_u oluşan en büyük eğriliği göstermektedir.



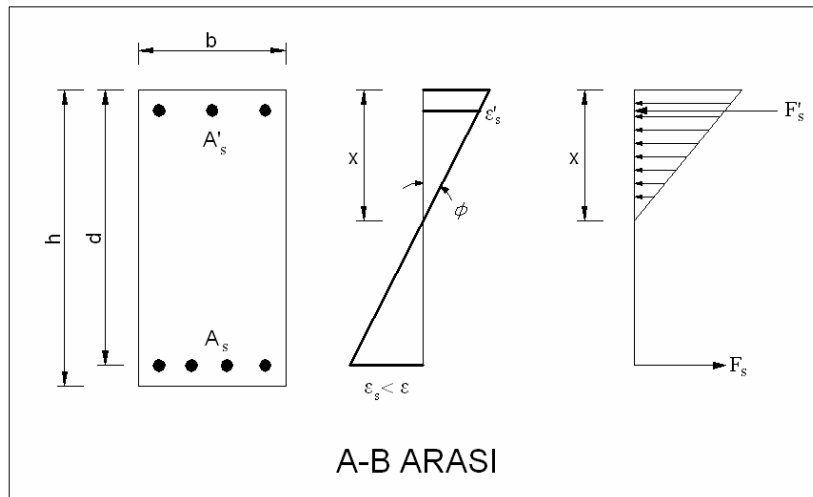
Şekil 2.10 Betonarme kesitte eğilme momenti-eğrilik ilişkisi



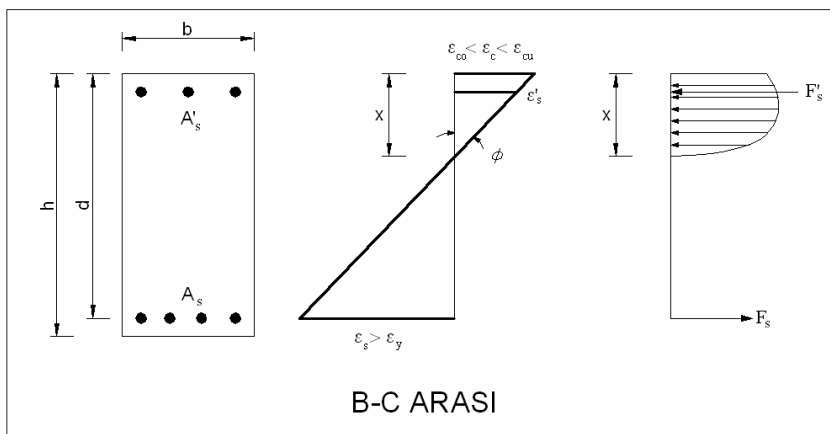
Şekil 2.11 Beton ve donatı çeliğinin $\sigma - \epsilon$ eğrileri



(a)



(b)

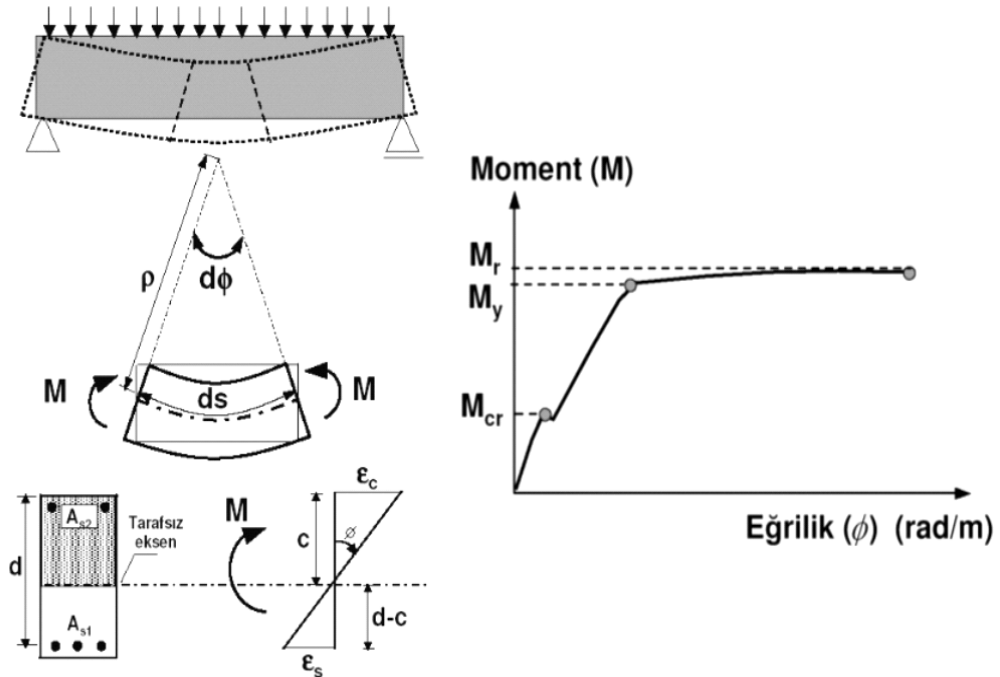


(c)

Şekil 2.12 (a-b-c) Betonarme kesitte eğilme momentinin değişik değerlerine karşı gelen şekil değiştirme ve gerilme değişimleri

2.4.3.2.1 *Basit Eğilme Etkisindeki Kesitlerde Eğilme Momenti – Eğrilik İlişkisi.* Yalnızca eğilme momenti veya buna ek olarak aksel kuvvetin etkisindeki betonarme bir kesitin davranışı, moment – eğrilik ilişkisinden izlenebilir. Betonarme bir kesitte bu ilişkiyi en doğru bir şekilde elde etmenin yolu deney yapmaktır. Ancak ekonomik sorunlardan ve pratiklikten uzaklaşmasından ötürü deneyler her kesit için uygulanamamaktadır. Bu sebeple, deneylerden elde edilen sonuçlar irdelenerek moment – eğrilik ilişkisini analitik olarak elde etme yoluna gidilmiştir. Bu safhada, beton ve çelik için geliştirilmiş olan basitleştirilmiş $\sigma - \varepsilon$ eğrileri kullanılmaktadır. Bu alternatif yol ile elde edilecek olan moment – eğrilik ilişkisinin doğruluğu, kullanılan malzeme modellerinin gerçekçiliği ile doğru orantılıdır.

Çelik ve betonun $\sigma - \varepsilon$ eğrileri için uygun model seçildikten sonra moment – eğrilik ilişkisi; yazılacak olan denge denklemleri, geometrik uygunluk şartları ve betonun ve çeliğin gerilme – şekil değiştirme bağıntıları aracılığıyla hesaplanır. Burada, eğilmeden önce düzlem olan kesitlerin, eğilmeden sonra da düzlem kaldığı varsayımı yapılır. Şekil 2.13’de basit eğilmeye (normal kuvvet değerinin sıfır olduğu durum) maruz kalmış betonarme elemanın eğilme momenti – eğrilik ilişkisi görülmektedir.



Şekil 2.13 Basit eğilme etkisindeki kesitlerde eğilme momenti – eğrilik ilişkisi

ϕ : Birim Dönme (Eğrilik) (rad/m)

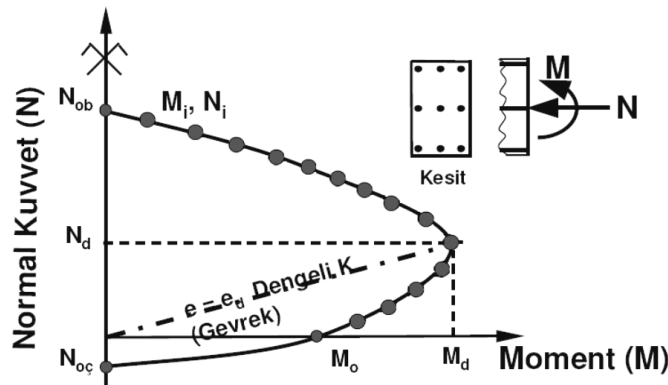
$$\phi = \frac{1}{\rho} = \frac{d\Phi}{ds} = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_s}{d-c}$$

şeklinde formüle edilir (Türker, 2008).

2.4.3.3 Bileşik Eğilme Etkisi

Betonarme kolon, yapısal sistemin veya çerçevenin bir parçasıdır ve çerçeveye monolitik olarak bağlıdır (Ersoy, Özcebe, 2001). Bu nedenle, kolonlarda eğilme momenti ile normal kuvvet birlikte ortaya çıkar, hatta bazı durumlarda buna burulma etkilerini de dahil etmek mümkündür, artan yüke bağlı olarak kesit etkilerinin değerleri değişir. Beton ve donatı için kabul edilen gerilme ve şekil değiştirme bağıntıları kullanılarak betonarme bir kesitin karşılayabileceği eğilme momenti ve normal kuvvet sınır değerleri hesap edilerek, “Karşılıklı Etki Diyagramı” olarak adlandırılan bir eğride gösterilebilir. Betonarme kesit, bu diyagram içinde bulunan noktalara denk gelen her bir eğilme momenti ve normal kuvvet değerlerini karşılayabilecek, diyagram dışındaki noktalara karşılık gelen eğilme momenti ve normal kuvvet değerlerini yapılan kabuller çerçevesinde taşıyamayacaktır. Karşılıklı etki eğrisi üzerindeki noktalar ise, sınır değerlere karşılık gelmektedir.

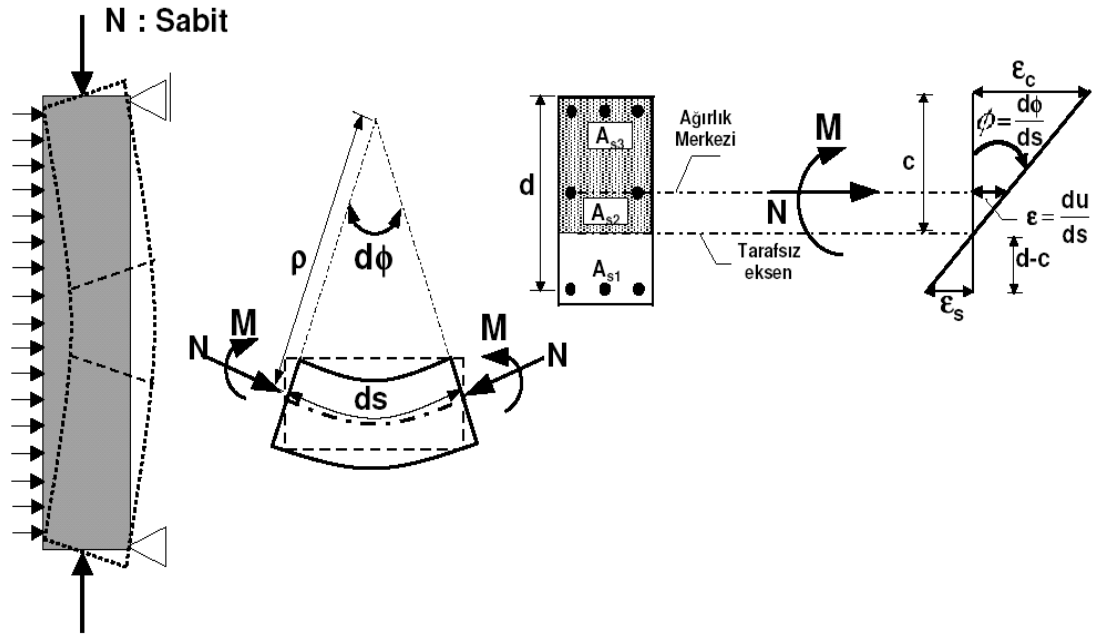
Şekil 2.14’de bileşik eğilmeye maruz kalmış betonarme elemana ait karşılıklı etki diyagramı örneği görülmektedir.



Şekil 2.14 Kolona ait karşılıklı etki diyagramı

2.4.3.3.1 *Bileşik Eğilme Etkisindeki Kesitlerde Eğilme Momenti – Eğrilik İlişkisi.* Bileşik eğilme etkisine maruz kalmış betonarme kesitlerde moment – eğrilik ilişkisi araştırılırken; Bölüm 2.4.3.2.1’de anlatılan basit eğilme etkisindeki kesit durumuna ilave olarak, normal kuvvet değeri de etkimektedir.

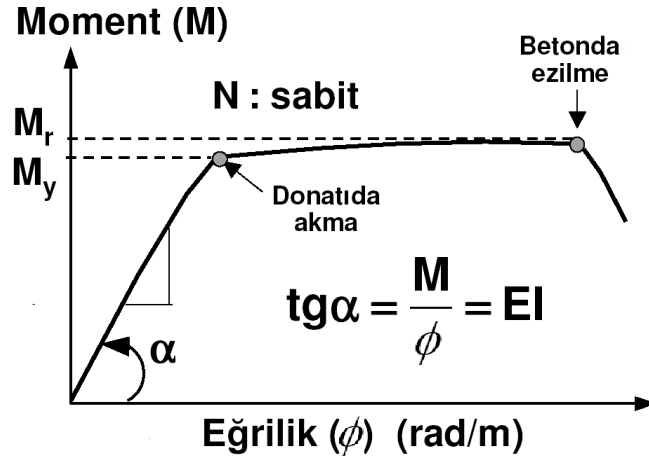
Şekil 2.15’de bileşik eğilme etkisindeki betonarme kesitin birim şekil değiştirmeleri, Şekil 2.16’da ise tek eksenli bileşik eğilme etkisindeki betonarme kesitin moment – eğrilik ilişkisi görülmektedir.



Şekil 2.15 Birleşik eğilme etkisindeki betonarme kesitlerde birim şekil değiştirmeler

$$\text{Birim Dönme (Eğrilik)} : \phi = \frac{1}{\rho} = \frac{d\Phi}{ds} = \frac{\epsilon_c}{c} = \frac{\epsilon_s}{d-c}$$

şeklinde formüle edilir.



Şekil 2.16 Sabit normal yük etkisindeki birleşik eğilme etkisindeki kesitlerde eğilme momenti – eğrilik ilişkisi

Kesitin Eğilme Rijitliği (EI) ;

$$\phi = \frac{d\Phi}{ds} = \frac{M}{EI} \Rightarrow EI = \frac{M}{\phi}$$

olarak bulunur.

2.4.3.4 Betonarme Kesitlerin Moment – Eğrilik Ve Karşılıklı Etki Diyagramı Bağlıntılarının Belirlenmesi İçin Kullanılan Bilgisayar Programları

Betonarme kesitlerin moment – eğrilik ve karşılıklı etki diyagramı bağıntılarının belirlenmesi için birçok bilgisayar programı mevcuttur. Bunların bazıları aşağıda sıralanmıştır (Türker, 2008) :

- Biax (NISEE)
- CSI – COL (Computer & Structures)
- FLECHA (Excel Tabanlı Program - A. M. SÖZEN)
- Section Designer (Sap 2000 – Computer & Structures)
- SEMAp (Sargı Etkisi Modelleme Analiz Programı – M. İNEL, H. B. ÖZMEN, H. BİLGİN)
- SEQMC (SC Solutions)

- UC – Fiber (Peer)
- USC-RC (Asad ESMAEILY)
- XTRACT (Imbsen)

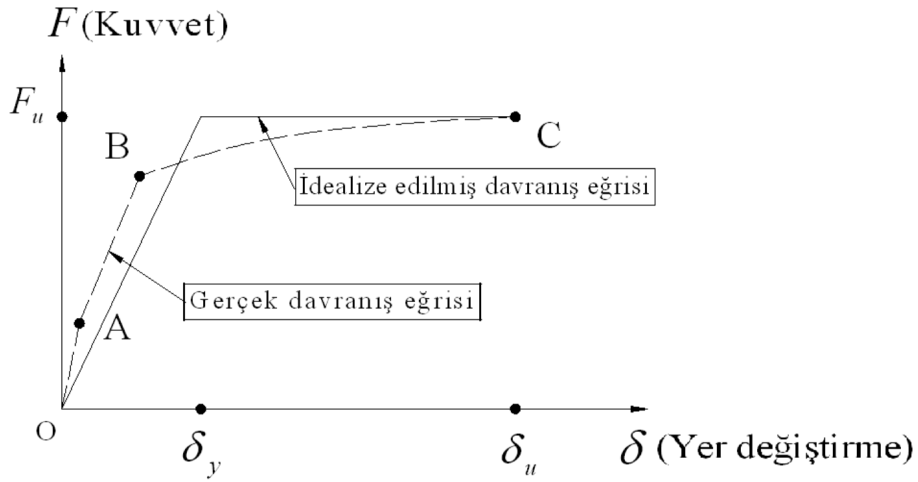
2.4.4 Betonarme Kesitlerde Süneklik Kavramı

Şiddetli deprem etkileri altında betonarme çerçevelerden oluşan bir yapının, elastik sınırlar içinde kalmasını sağlamak, ekonomik ve pratik bir çözüm olmaktan çıkar. Depreme dayanıklı yapı felsefesinde, yapıyı oluşturan elemanlardaki donatının şiddetli bir depremde bazı durumlarda akma konumuna ulaşacakları ve bu noktalarda plastik mafsallar oluşacağı kabul edilmektedir. Bu düşünce, bir anlamda yapı için risk almak anlamında da düşünülebilir. Bu tür şiddetli depremlerde temel amaç, yapının göçmemesidir. Yapının ayakta kalması, plastik mafsallarda yeterli enerji tüketilmesine bağlıdır. Tüketilen enerji, yük-yer değiştirme veya moment-eğrilik eğrileri altında kalan alanla orantılıdır. Buradan anlaşılacağı üzere, dayanımda önemli bir azalma olmadan büyük deformasyon (dönme, eğrilik) yapabilen bir kesit, daha fazla enerji tüketebilecektir (Ersoy, Özcebe, 2001).

Süneklik; bir kesitin, bir elemanın veya bir taşıyıcı sistemin dış yük altında, önemli bir değişiklik olmadan, elastik sınırın ötesinde şekil değiştirme, dolayısı ile yer değiştirme yapma yeteneğidir (Celep, 2007). Başka bir tanım olarak süneklik; yapının dayanımında önemli bir azalma ve kararsız denge hali oluşmaksızın, deprem sırasında yapıya transfer olan enerjinin büyük bir kısmını, elastik olmayan davranışla ve tersinir, dönüşümlü büyük şekil değiştirmelerle yutma yeteneği olarak da tanımlanabilir (Hasgür, Gündüz, 1996). Betonarme yapılarda sistem sünekliği deplasman sünekliği cinsinden ifade edilir. Yapının, belirli bir noktasında (genellikle son kat döşemesi hizasında), limit durumdaki maksimum yanal ötelemesinin taşıyıcı sistem akmaya başladığı andaki yanal ötelemesine oranı sistem sünekliği olarak tanımlanabilir (Yüksel, Polat, 2002). Bu ilişki matematiksel açıdan şöyle ifade edilebilir:

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (2.30)$$

Bu ilişki ayrıca, kuvvet – yer değiştirme eğrisi üzerinde Şekil 2.17’de görülebilir.



Şekil 2.17 Kesit için etki – yer değiştirme ilişkisi eğrisi

Denklem (2.30)’daki ve Şekil 2.17’deki karakteristik ifadelerin tanımları;

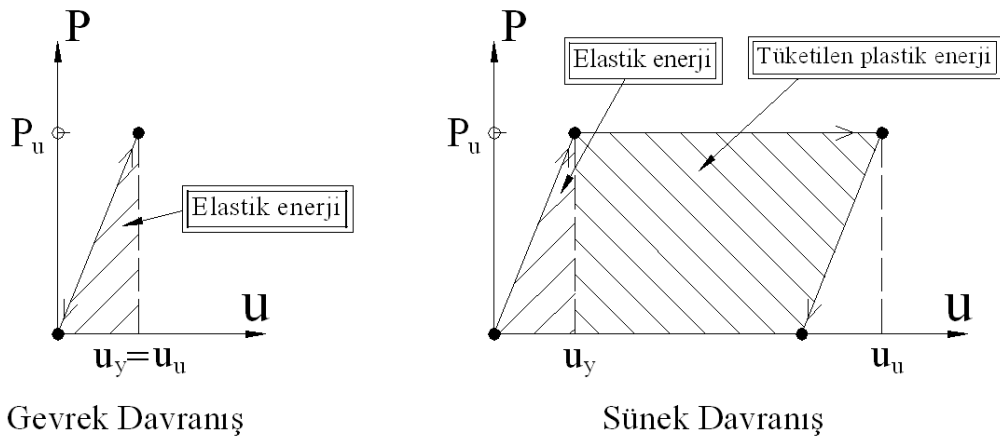
F_u : Yükün en büyük değeri

δ_u : En büyük yer değiştirme değeri

δ_y : Elastik davranışın sona erdiği andaki akma yer değiştirme değeri

μ : Süneklik oranı

şeklinindedir. Şekil 2.17’de görüleceği üzere, elde edilen davranış eğrisi genellikle iki doğrulu ideal elasto-plastik davranış eğrisi olarak basitleştirilebilir.



Şekil 2.18 Gevrek ve sünek davranışta elastik ve plastik enerji

Şekil 2.18’de gevrek ve sünek olan iki davranış eğrisi verilmiştir. Gevrek davranış incelendiğinde $u_y = u_u$ olduğu görülürken, sünek davranışta $u_u \gg u_y$ olmaktadır. Her iki davranış için de güç tükenme yükü P_u olmasına karşın, gevrek davranış durumunda güç tükenmesine erişilmediğinde miktarı büyük olmayan elastik enerji tamamen geri dönmekte, buna karşılık güç tükenmesine erişildiğinde ise geri dönmek üzere tüketilmektedir. Sünek davranışta ise, en büyük yer değiştirmeye erişilmesene bile boşaltmada meydana gelen büyük yer değiştirmelerle plastik enerji geri dönmek üzere tüketilmektedir. Tüketilen enerjiler kıyaslandığı takdirde, sünek davranışta tüketilen enerjinin, gevrek davranışta tüketilen enerjiye göre çok daha büyük olduğu görülür. Bu yolla depremin dinamik etkisi elastik ötesi enerji türüne dönüştürülerek yutulmakta ve sönmelenmektedir.

Sünekliğin gereği olan plastikleşme bölgelerinin meydana gelebilmesi için sistemin yüksek mertebeden hiperstatik olması gerekir. Örneğin, tek başına yapılan baca veya kule türü taşıyıcı sistemler, statikçe belirli yapılardır ve önemli sünekliğe sahip değildir. Deprem etkisi durumunda taşıyıcı sisteme giren enerjinin bir kısmı elasto-plastik davranış sebebiyle sönmelenirken, ortaya çıkan büyük şekil değiştirmeler elemanlar arası yardımlaşmaya imkân verir ve elemanların kesitlerinin taşıma kapasitelerinin devreye girmesini sağlar.

Elastik ötesi şekil değiştirmeler dikkatli bir şekilde üzerinde durulması gereken bir konudur. Süneklik ortaya çıkarken sınırlı hasarlar oluşturur, hatta bazı durumlarda meydana gelen ikinci mertebe etkileri sebebiyle taşıyıcı sistem göçmeye erişebilir (Celep, 2007).

Normal yük etkisi altındaki bir betonarme kesitin sünekliği, aksenal yük düzeyi arttıkça azalır. Kirişler, kolonlara oranla çok daha az aksenal yüke maruz kalırlar. Kirişlerin sünekliğinin kolonlarına oranla daha yüksek olmasının sebebi de budur. Bu durum sebebiyle, deprem mühendisliği felsefesinde çerçeve tasarımı yapılırken plastik mafsalların kolonlarda değil, kirişlerde oluşturulmasına özen gösterilir. DBYBHY 2007’deki “kolonların kirişlerden daha güçlü olma koşulu”, kirişin kolona göre daha sünek bir davranış sergilemesinden kaynaklanmaktadır.

Depreme dayanıklı yapı tasarımı ile hedeflenen, yapının deprem etkisi altında sünek davranış gösterecek şekilde tasarlanmasıdır. Dolayısıyla, tasarım deprem yükü olarak, depremin binadan elastik dayanım istemi olan (f_e) yerine, ondan daha küçük olan binanın tasarım dayanım sunumu (f_d) kullanılır. Yapılar, doğrusal elastik kapasiteleri (f_e) değil, (f_d) olacak şekilde azaltılarak ve göçmeyi engellemek için de yeterince sünek davranış gösterecek şekilde tasarlanmalıdır. Birçok deprem yönetmeliğinde tasarım depremi sırasında dikkate alınacak deprem yükünü bulmak için davranış değiştirme katsayıları (R_a) kullanılmaktadır. DBYBHY 2007 'de bu katsayı depremde taşıyıcı sistemin kendine özgü doğrusal elastik olmayan davranışını göz önüne almak üzere 'deprem yükü azaltma katsayısı' adıyla yer almıştır. Deprem yükü azaltma katsayısı, yapının deprem sırasında elastik davranış göstermesi için gerekli olan kapasitenin tasarım kapasitesine oranıdır. Bu oran bir anlamda sistemin doğrusal olmayan davranışının bir ölçüsüdür (Balkaya, Kalkan, 2003). Deprem yükü azaltma katsayısı, taşıyıcı sistemin türüne ve yapının doğal titreşim periyoduna göre aşağıdaki formüllerle belirlenir:

$$R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5) \cdot \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (2.31 a)$$

$$R_a(T) = R \quad (T > T_A) \quad (2.31 b)$$

Denklem (2.31)'de;

$R_a(T)$: Deprem yükü azaltma katsayısı

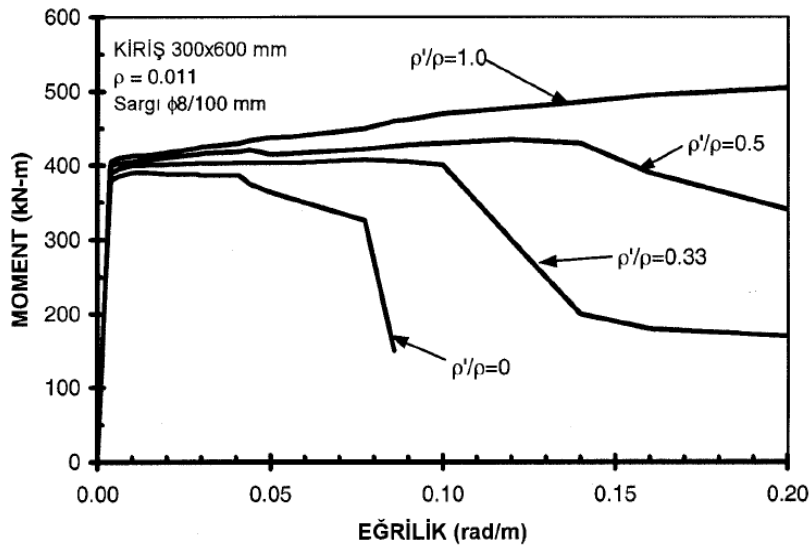
R : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı

T : Yapının doğal titreşim periyodu

T_A : Spektrum karakteristik periyodu olarak simgelenmiştir.

Uygun şekil ve miktarda yanal donatı ile sarılmış elemanlarla yapılan deneyler, sarılmış betonda dayanımla birlikte sünekliğin de önemli ölçüde arttığını göstermektedir. Sarılmış betonun gerilme-şekil değiştirme eğrisinin azalan ikinci bölümünün eğimi, artan sargı miktarı ile azalır. Sargı etkisi ile betonun şekil değiştirme kapasitesi artmaktadır. Bu bağlamda, bir elemana yerleştirilen sargı donatıları süneklik kazandırmada önemli bir araçtır (Yüksel, 2005).

DBYBHY 2007’de, kiriş kesitlerinde basınç donatısı bulundurulması zorunlu kılınmaktadır. Yönetmeliğe göre (ρ'/ρ) oranı, üçüncü ve dördüncü deprem bölgelerinde en az 0.3, birinci ve ikinci deprem bölgelerinde ise 0.5 olmalıdır. Yönetmelikteki en az basınç donatısının gerekçesi, basınç donatısının sünekliği artırmasıdır. Şekil 2.19’da, kiriş davranışının basınç donatısı oranı ile değişimi görülmektedir. Burada yapılan deney sonucunda, tüm özellikleri aynı olan 4 adet betonarme kiriş kesitlerinde (ρ'/ρ) oranı arttıkça sünekliğin arttığı görülmektedir (Ersoy, Özcebe, 2001). Burada ρ kiriş mesnedinde üstteki veya alttaki çekme donatısı oranını, ρ' kiriş mesnedinde üstteki veya alttaki basınç donatısı oranını temsil etmektedir.



Şekil 2.19 Kiriş davranışının basınç donatısı oranı ile değişimi (Ersoy, Özcebe, 2001)

Sonuç olarak, betonarme kesitler (elemanlar) eğilme etkisi altında boyuna donatı oranına, sargı donatısı oranına ve eksenel yük düzeyine bağlı olarak sünek veya gevrek davranış gösterebilmektedir. Tablo 2.3’de, betonarme kolon ve kirişlerde sünek davranışa etki eden faktörler verilmiştir.

Tablo 2.3 Betonarme kolon ve kirişlerde sünek davranışa etki eden faktörler

BETONARME KESİTTE SÜNEKLİĞE ETKİ EDEN FAKTÖRLER		
KOLON	Eksenel yük düzeyi	Artarsa süneklik azalır.
	Boyuna donatı oranı	Artarsa süneklik artar.
	Sargı donatısı oranı	Artarsa süneklik artar.
KİRİŞ	Çekme donatısı oranı	Artarsa süneklik azalır.
	Basınç donatısı oranı	Artarsa süneklik artar.
	Sargı donatısı oranı	Artarsa süneklik artar.

2.4.5 Plastik Mafsal Hipotezi

Betonarme kesitlerde moment etkisi altında dönmeler meydana gelmektedir. Yeterli düzeyde süneklik özelliğine sahip betonarme kesitlerin eğilme momenti - eğrilik ($M - \phi$) ilişkileri incelemeye alındığı takdirde, iki değişim bölgesi gösterdiği kabul edilir. İlk bölgede, eğilme momentinin düşük değerleri için, eğilme momenti - eğrilik bağıntısı yaklaşık olarak doğrusal elastik kabul edilmektedir. Bu bölgede, kesitteki çeliğin ve betonun doğrusal davranış bölgesinde kaldığı ve malzemeleri gereği elastik davranış sergilediği için eğilme momenti - eğrilik bağıntısı da bu davranıştan farklı olmamaktadır. Ancak kesitte gerilmelerin artması ile birlikte çekme bölgesinde beton malzemesi çatlar ve donatı akmaya başlar. Kesitteki gerilmelerin artmasıyla birlikte, beton ve çelik malzemelerinde doğrusal olmayan gerilme - şekil değiştirme ilişkileri kesitin davranışında baskın olmaya başlar, kesitin eğilme momenti - eğrilik bağıntısının doğrusal davranışı ise sona erer. Eğilme momenti - eğrilik bağıntısının ikinci bölgesinde, eğri yataya yakın bir davranış sergilemektedir. Bu bölgede plastik davranış hakimdir. Kesite etkiyen eğilme momentinde çok küçük artışlar meydana gelirken kesit dönmeleri ve eğrilik hızlı bir şekilde artmakta ve eğriliğin sınır değerine erişmesi ile kesitte güç tükenmesi meydana gelmektedir (Çakıroğlu, Özer, 1980).

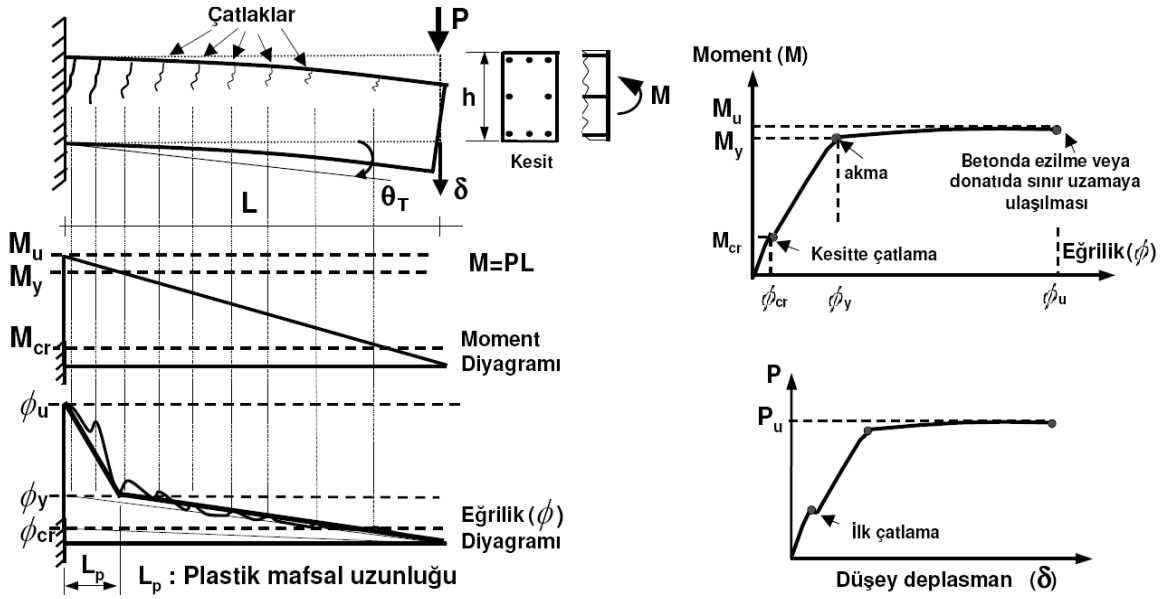
Bazı betonarme kolon ve kiriş kesitlerde, zorlanmadan dolayı meydana gelen momentin küçük olması sebebiyle çekme bölgesinde çatlama gözlenmez. Momentin küçük değerlerinde moment ile eğrilik davranışları doğrusaldır. Ancak, kesitte meydana gelen çatlaklar kesitin atalet momentini azaltacağından eğrilik değerleri çatlak kesitlerinde büyür. Mesnede yakın bölgelerde eğilme momenti büyük

olduğundan elastik davranış ötesi plastik dönmeler daha etkili olur (Celep, Kumbasar, 2004).

Yeterli seviyede sünek davranış sergileyen yapı sistemlerinde (çelik yapılarda ve bazı durumlar altında betonarme yapılarda), plastik mafsal hipotezi yapılarak sistem hesapları önemli ölçüde kısaltılabilmektedir.

Toplam şekil değiştirmelerin doğrusal şekil değiştirmelere oranı olarak tanımlanan süneklik oranının ($\mu = \delta_u / \delta_y$) büyük olduğu ve doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin küçük bir bölgeye yayıldığı sistemlerde, doğrusal olmayan eğilme şekil değiştirmelerinin “plastik mafsal” adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde sistemin doğrusal – elastik davrandığı varsayılabilir. Bu hipoteze “*plastik mafsal hipotezi*” adı verilir (Özer, 2008).

Şekil 2.20’de (Türker, 2008), donatı tasarımı verilmiş L uzunluğunda konsol bir kiriş görülmektedir. P yükü sıfırdan başlayarak yavaş yavaş arttıkça mesnet momenti ara noktalarda doğrusal olarak değişerek artar. Mesnetten başlayarak kesitlerde moment M_{cr} (çatlama momenti) değerine ulaşıncaya kadar kiriş belirli noktalarda çatlama başlar. Kesitin çatladığı yerlerde etkili kesit yüksekliği azaldığından kesit eylemsizlik momenti (I) azalır. ($\phi = M/EI$) olduğundan (I) değerinin azalmasıyla eğrilikte bir sıçrama meydana gelir. Bu durum mesnette M_y (akma momenti) değerine ulaşılan kadar sürer. M_y değerinden sonra, M_u (nihai moment) değerine ulaşılan kadar momentteki artış büyük çatlamalara ve eğrilik artışlarına neden olur ve böylece kesit göçme konumuna ulaşır.

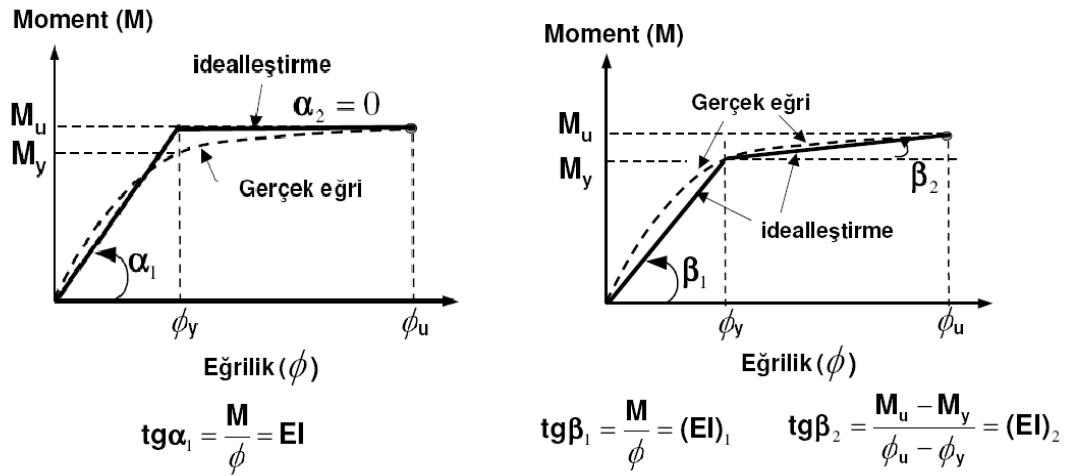


Şekil 2.20 Eğilme altında bir betonarme elemanın moment ve eğrilik diyagramı (Türker 2008)

Göçmeden hemen önce akmanın gerçekleştiği kesitte plastikleşme uzunluğu veya “plastik mafsallık boyu” (L_p) denilen bir mesafe içerisinde bir eğrilik yoğunlaşması olur. Bu yoğunlaşma yüzünden kesit mesnet bölgesinde bir mafsaldaki dönmeye benzer bir şekilde bir θ_T açısı ile dönmüş gibi gözükür. Bu yüzden bu olay “plastik mafsallık” adını alır. Bu mafsallığın normal mafsaldan tek farkı dönmeyen sıfır moment ile değil sabit sayılabilecek bir moment altında olmasıdır (İnel, Özmen ve Bilgin, 2008). Hesaplarda kolaylık sağlamak amacıyla, plastik mafsallık hipotezinde eğilme momenti-eğrilik bağıntısı, biri yatay olmak üzere iki doğru parçası ile idealleştirilebilir. Pekleşme durumu dikkate alındığı takdirde ise, yatay konumda idealleştirilecek doğru parçaları mevcut olmamaktadır (Şekil 2.21). Bu iki nokta kesin bir nokta ile birbirinden ayrılmamakla beraber, çekme donatısının akmaya erişmesi ve betondaki birim kısalmanın ϵ_{cu} sınır değerine ulaşması, bu iki doğrusal davranışı birbirinden ayıran nokta olarak kabul edilebilmektedir (Özer, 2008).

Pekleşmesiz Elasto - Plastik İdealleştirme

Pekleşmeli Elasto - Plastik İdealleştirme



Şekil 2.21 Moment – eğrilik bağıntılarının idealleştirilmesi

2.4.5.1 Plastik Mafsalsal Uzunluğu

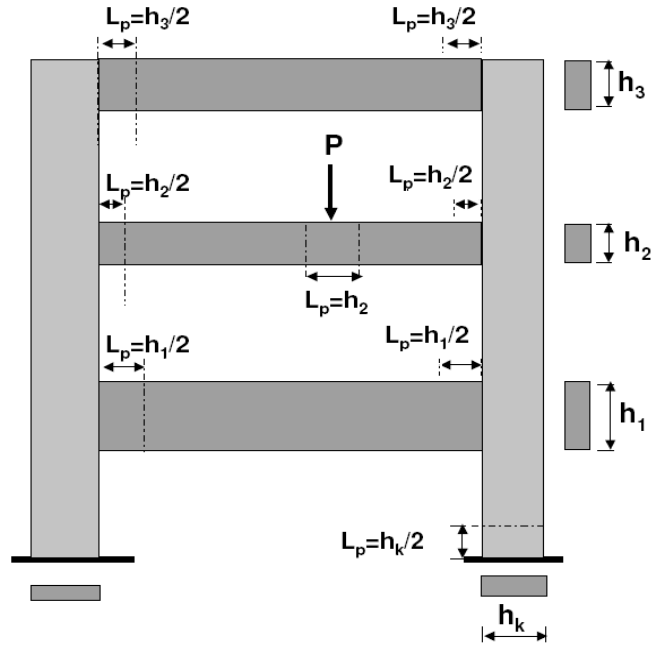
Doğrusal olmayan analizlerde sayısal zorluklarla, plastik mafsalsal dikkate alınması sırasında karşılaşılr. Plastik mafsalsal betonarme elemanların maksimum moment bölgelerinde oluşurlar (Şekil 2.20). Mesela bir kolon yanal bir yerdeğıştirmeye maruz kaldığında, maksimum moment bölgesinde büyük hasar gözlemlenir. Büyük elastik ötesi eğrilikler plastik mafsalsal bölgelerinde oluşurlar. Plastik mafsalsaldaki plastik eğrilikler tipik olarak sabit kabul edilir. Eğer plastik mafsalsal uzunluğu bilinirse, kolonların uç yerdeğıştirmeleri eğriliğın integrasyonu ile kolaylıkla bulunabilir ve bunun tersi de doğrudur. Bundan dolayı, plastik mafsalsal uzunluğının doğru bir şekilde belirlenmesi, betonarme elemanların kesit seviyesinden eleman seviyesine olan davranışlarını belirlemede çok önemlidir.

Literatürde plastik mafsalsal uzunluğunu etkileyen birçok faktör etkisi vardır (İnel, Özmen ve Bilgin, 2008). Bunlar;

- Eksenel yük düzeyi
- Moment eğimi
- Plastik mafsalsal bölgesindeki kayma (kesme) gerilmesi seviyesi
- Boyuna ve enine donatıların mekanik özellikleri
- Beton dayanımı

- Potansiyel plastik mafsallardaki sargı donatısı ve etkinliği olarak sıralanabilir.

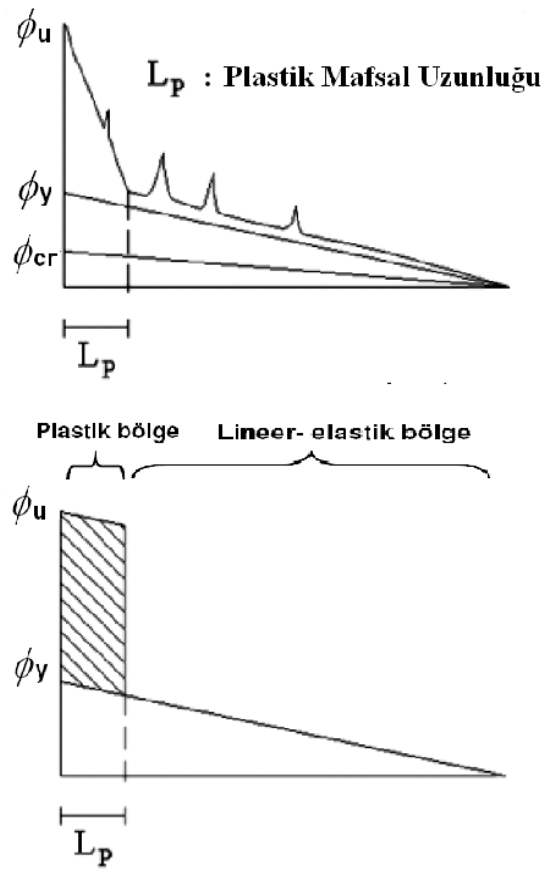
Yapılan birçok çalışmanın sonuçlarına dayanarak, kirişlerde plastik mafsalları için $L_p \geq 0.5d$ olmak üzere; $L_p = 0.25.d + 0.075.z$ ve $L_p = 0.5.d + 0.050.z$ ifadeleri teklif edilmiştir. Burada (z) kesitin moment sıfır kesitinden olan uzaklığını, (h) kiriş toplam yüksekliğini ve (d) faydalı yüksekliğini temsil eder (Celep, 2007). İlgili kesitlere göre DBYBHY 2007’de önerilen plastik mafsalları uzunluğu ($L_p = h/2$) Şekil 2.22’de görülmektedir (Türker, 2008).



Şekil 2.22 İlgili (h) kesitlerine göre DBYBHY 2007’de önerilen plastik mafsalları uzunlukları

2.4.5.2 Eğrilik – Dönme İlişkisi

Önceden bahsi geçen eğrilik yoğunlaşması olayı Şekil 2.23’de görülen idealleştirilmiş eğrilik grafiğiyle gösterilebilir. Grafik plastik mafsalları bölgesine kadar eğrilik - moment diyagramı gibi doğrusal olarak artarken, plastik mafsalları bölgesinde ani olarak artış gösterir. Grafikteki taranmamış alan akma anına kadar, taralı kısım ise akmadan sonra plastik mafsalda oluşan eğrilik değerlerini gösterir.



Şekil 2.23 Eğrilik diyagramının idealleştirilmesi

Moment yükü kesit üzerinde eğilme deformasyonuna yol açarken eleman üzerindeki etkisi dönme deformasyonu şeklindedir. Eğilme plastik mafsalının dayanım - deformasyon bağıntısı karşılığı moment - dönme bağıntısıdır. Bu nedenle her bir eleman için moment - eğrilik ilişkisinin moment - dönme ilişkisine çevrilmesi gereklidir. Elemanın plastik mafsalın başı ve sonu arasındaki dönme miktarı eğriliğin Denklem (2.32 a)'da görüldüğü gibi plastik mafsal boyunca integrale edilmesi ile bulunabilir. Fakat eğrilik değerinin Şekil 2.23'de görülen idealleştirmede olduğu gibi plastik mafsal boyunca sabit kaldığını kabul edersek dönme değeri Denklem (2.32 b)'de olduğu gibi eğrilik değerinin plastik mafsal boyuna çarpımına eşittir.

$$\theta = \int_0^{L_p} \phi(x) dx \quad (2.32 \text{ a})$$

$$\theta = \phi \cdot L_p \quad (2.32 \text{ b})$$

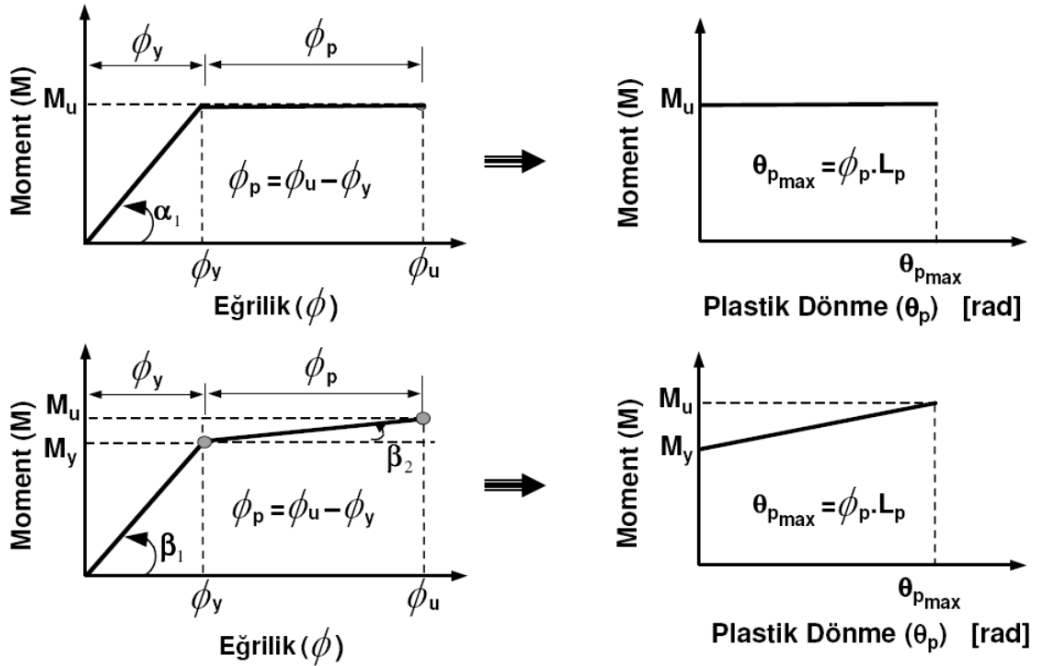
Denklem (2.32)'de;

θ : Dönme değeri

ϕ : Eğrilik değeri

L_p : Plastik mafsal uzunluğunu ifade eder.

(Denklem 2.32 b) ifadesinden yola çıkılarak; Şekil 2.24'de görüldüğü üzere, kesitlerdeki moment – plastik dönme bağıntılarına kesitlerin moment – eğrilik bağıntılarını, plastik mafsal uzunluğunu ve eğrilik değerlerini kullanarak ulaşmak mümkündür.



Şekil 2.24 Kesitlerde moment – plastik dönme bağıntıları

2.4.5.3 Plastik Mafsal Hipotezinin Temel Esasları

Plastik mafsal hipotezinin temel esasları üç maddede sıralanabilir.

1. Bir kesitteki eğilme momenti (M), plastik moment (M_p) değerine eşit olduğu zaman o kesite plastik mafsallaşma durumu meydana gelir. Daha sonra kesitteki eğilme momenti hiç artış göstermeden, plastik moment değerinde sabit olarak kalır ($M = M_p$). Bu durumda kesit serbestçe döner. Plastik mafsaldaki plastik dönme (θ_p) artarak maksimum plastik dönme (θ_{pmax}) kapasitesine eriştiğinde kesit artık kullanılamaz duruma gelir.
2. Plastik mafsallar arasında sistem doğrusal – elastik olarak davranır.
3. Kirişlerde yalnızca basit eğilme momenti davranışının hakim olduğu varsayımı yapmak mümkündür fakat kolon ve perde gibi düşey taşıyıcı sistemlerde eğilme momenti ile birlikte normal kuvvetlerin de etkinliği mevcuttur. Bu tür elemanlarda plastik mafsal hesabı yapılırken (M_p) plastik momenti yerine, kesitteki (N) normal kuvvetine bağlı olarak akma koşulundan bulunan indirgenmiş plastik moment (M'_p) değeri esas alınır.

2.5 Artımsal İtme Analizi İle Yapının İtme Eğrisinin Bulunması

Bu bölümde, yapıların deprem performansının belirlenmesi için gerekli olan itme eğrisinin nasıl oluşturulacağı açıklanmış, eğrinin bulunması sırasında dikkat edilecek hususlar ve yönteminin esasları, gerekli analitik işlemler ile adım adım sunulmuştur.

Depreme dayanıklı yapı tasarımında ana ilke, insanların can güvenliğinin sağlanmasıdır. Depremde oluşan yüklemeler sonucunda binada oluşacak hasarların en aza indirilmesi, ikinci planda kalır. Sonuçta, bir yapı mühendisinin amacı, yapının tamamen göçmesini engellemek ve çok şiddetli deprem sonrasında bile ekonomik

olarak güçlendirilebilir durumda olmasını sağlamaktır. Yapıların tasarlanmasında kullanılan doğrusal analiz yöntemleri; yapıya etki ettirilen yatay ve düşey yükler altında, malzeme özelliklerine bağlı olarak yapının elastik kapasitesi ve ilk akma durumunun nerede olabileceği hakkında bize fikir verir. Ancak, malzemelerin doğrusal davranmamasıyla birlikte, akma sonrası kuvvet dağılımlarını ve hasar mekanizmasını belirlemede yetersiz kalır. Buradan çıkarılacak sonuç, doğrusal hesap yöntemlerinin yapının deprem hesabında yetersiz kaldığıdır. Buna karşın, doğrusal olmayan analiz yöntemleri, binaların göçme anına kadar olan davranışlarının ve yıkılma durumundaki mod şekillerinin nasıl olacağını çok büyük bir yaklaşıklıkla gösterir. Yapıların yükler altında elastik sınır aşıldıktan sonraki davranışını daha gerçekçi ve daha esnek yorumlayabilmek, gerçeğe yakın çözümler elde edebilmek için doğrusal olmayan yöntemler kullanılmaktadır.

Taşıyıcı sistemin geometrisi, kesiti, malzeme özellikleri ve taşıyıcı sistemin elastik ötesi davranışı göz önüne alınarak sisteme adım adım yatay yük yükleme yapılar ve toplam yatay yükü en son noktanın yer değiştirmesi arasındaki ilişki elde edilir. Bu analize “Artımsal İtme Analizi (Pushover)”, bulunan eğriye “Yatay Yük Kapasite Eğrisi” denir. Yatay yükün değişimi deprem etkisinde olduğu gibi birinci titreşim modu ve kat kütleleri ile orantılı olduğu kabul edilir.

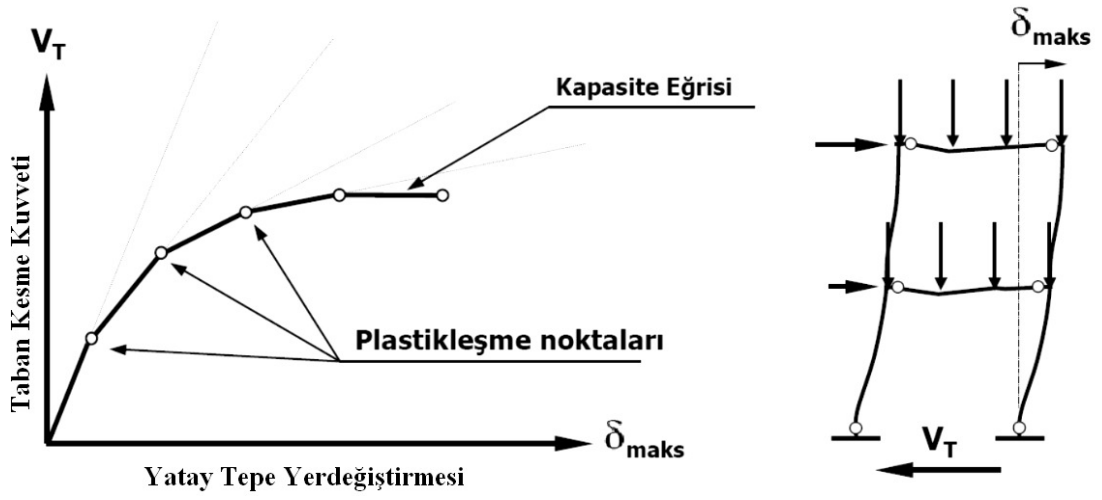
2.5.1 İtme Eğrisini Belirlemek İçin Adım Adım Yapılması Gereken İşlemler

Artımsal İtme Analizi sonucunda elde edilen eğri, itme eğrisi olarak adlandırılmaktadır. Bir yapının performansa dayalı analizdeki ilk adım, İtme eğrisinin tespit edilmesidir. İtme eğrileri; belirli bir yapının ilk konumundan labil hale gelinceye kadar geçen süre içerisinde, yapıya artırılarak uygulanan yük etkisi altında, taban kesme kuvvetlerine karşılık gelen çatı yerdeğiştirme değerlerinin bir etkileşim diyagramı üzerinde kesişen noktaların geometrik olarak birleştirilmesiyle elde edilen diyagramlardır (Temur, 2007). Yapının kapasitesi bu diyagramlarla ifade edilir. Bu diyagramlar veya eğriler, Pushover Eğrisi olarak da anılmaktadır. Bu eğrileri belirlemek için yapılan analiz ise Pushover Analizi’dir (ATC 40, 1996).

İtme eğrisini oluştururken, yapının birinci doğal titreşim modu esas alınarak yüklemeler uygulanır. Bu yüklemeler sonucunda yapıda meydana gelen taban kesme kuvveti ve yatay yerdeğiştirme dikkate alınır. Bu türden bir yaklaşım, ancak doğal titreşim periyodu bir saniye veya bir saniyeden daha az olan yapılar için uygulanabilir. Bu tip yapılarda, daha yüksek modların yapıya etkileri çok azdır ve bu etkiler ihmal edilebilir. Çok katlı ve sünekliği daha fazla olan yapılar dikkate alındığında, bu tip yapıların birinci moda ait doğal titreşim periyodu bir saniyeden fazla olarak hesaplanır ve yüksek modların yapıya etkisi ihmal edilemeyecek kadar fazladır. Bu sebeple, böyle yapılarda hesap yapılırken daha yüksek modların etkisi de göz önüne alınmalıdır (ATC 40, 1996).

İtme eğrisinin oluşturulmasında ilk adım olarak; yapının zati ağırlığının göz ardı edilmediği durumda, her kata ait yatay kuvvetler, birinci mod şekline uygun olarak kat kütlelerinin toplandığı kabul edilen kütle merkezlerine uygulanır. Düşey ve yatay yüklemeler sonucunda, Deprem Yönetmeliği içerisinde yer alan (G+nQ) yükleme kombinasyonu dikkate alınarak elemanlardaki kesit tesirleri hesaplanır. Burada “G” zati yükü; “Q” hareketli yükü; “n” hareketli yük katılım katsayısını simgelemektedir. Oluşan taban kesme kuvvetleri ve çatı yerdeğiştirmeleri kaydedilir. Bunların yanında eleman iç kuvvetleri ve dönmelerinin de kaydedilmesi, ileriki aşamalarda performans kontrolü için gerekli olacaktır. Mafsallaşan elemanlar için, rijitlik sıfır alınarak model tekrar kontrol edilir. Başka bir eleman akmaya ulaşana veya mafsallaşana kadar yatay yük artırılma işlemine devam edilir. Yatay yük artım işleminin belirli bir aşamasından sonra, taban kesme kuvvetine karşılık gelen çatı yerdeğiştirmesi çok fazla artış gösterebilir. Bu durum, yapının yük taşıma kapasitesinin yavaş yavaş azaldığının bir göstergesidir. Bu duruma aldırış edilmeden yatay yük artışına devam edilir. Taban kesme kuvveti - yer değiştirme etkileri birbirinden çok fazla farklılık gösteren düzenli olmayan bir duruma gelindiğinde, yapı elemanları veya eleman grupları tamamıyla göçmeye başlıyor demektir. Bu durumda yapı düşey yük taşıma kapasitesini de kaybetmektedir. Bu adım, Artımsal İtme Analizi’ndeki son adımdır. Bu işlem sonunda yapıyı mekanizma durumuna getiren göçme yükü (limit yükü) bulunmuş olur (ATC 40, 1996). Artımsal İtme Analizi sonucu elde edilen tipik bir taban kesme kuvveti - tepe noktası yer değiştirme ilişkisi Şekil 2.25’de verilmiştir.

Günümüzde itme eğrisinin elde edilmesine yönelik bu işlemler bilgisayar programlarıyla kolaylıkla yapılabilmektedir. Bu amaç doğrultusunda yaygın olarak kullanılan analiz programları arasında ETABS, SAP 2000, RISA, SEISMOSTRUCT, DRAIN gibi programlar kullanılabilir.



Şekil 2.25 Artımsal itme analizi ile kapasite eğrisinin elde edilmesi

BÖLÜM ÜÇ
MEVCUT BİNALARIN DEPREM PERFORMANSININ
DEĞERLENDİRİLMESİNE YÖNELİK OLARAK DBYBHY 2007
KRİTERLERİNİN İNCELENMESİ

3.1 Giriş

Amerika Birleşik Devletlerinin California eyaletinde, 1989 Loma Prieta ve 1994 Northridge depremlerinin yarattığı ciddi hasarlar, sismik etkiler altında yeterli bir dayanımı öngören performans kriterlerine alternatif olarak, şekil değiştirme ve yerdeğiştirmeye bağlı daha gerçekçi performans kriterlerini esas alan yöntemlerin geliştirilmesi gereksinimini ortaya çıkarmıştır. Geliştirilen bu yeni performans kriterlerini esas alan yapısal değerlendirme ve tasarım kavramı, son yıllarda mevcut yapıların deprem güvenliklerinin daha gerçekçi şekilde ele alınıp incelenmesi açısından oldukça büyük bir önem arz etmektedir.

Bu çalışmaların yürütülmesi ve geliştirilmesi açısından, Applied Technology Council (ATC) tarafından Guidelines and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings - ATC 40 ve Federal Emergency Management Agency (FEMA) tarafından NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings - FEMA 273 ve FEMA 356 raporları yayınlanmıştır. Ardından, ATC 55 adlı proje yürütülmüş ve projenin bulgularını içeren FEMA 440 taslak raporu hazırlanmıştır. Bu çalışmalara ek olarak, Building Seismic Safety Council (BSSC), American Society of Civil Engineers (ASCE) ve Earthquake Engineering Research Center of University of California at Berkeley (EERC-UCB) tarafından yürütülen diğer projeler de bu alandaki araştırmalara katkı sağlamaktadır.

Diğer taraftan, Avrupa Birliği standartları arasında bulunan Eurocode 8.3 standardında da, mevcut yapıların deprem performansının belirlenmesine yönelik araştırmaların sonuçlarını içeren yaklaşımlar yer almaktadır.

Ülkemizde, özellikle 1999 Adapazarı-Kocaeli ve Düzce depremlerinin ardından mevcut binaların performansı konusuna ait çalışmalar hız kazanmış ve 2003 yılı itibari ile başlayarak, mevcut binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve güçlendirme yöntemleri başlığı DBYBHY 2007'ye son haliyle eklenmiştir (Özer, 2008). Yönetmeliğin konu ile ilgili kriterleri aşağıdaki bölümlerde sunulmuştur.

3.2 Binalardan Bilgi Toplanması

3.2.1 Binalardan Toplanacak Bilginin Kapsamı

Mevcut binaların taşıyıcı (yapısal) sistem elemanlarının kapasitelerinin belirlenmesinde ve sismik etki dayanımlarının değerlendirilmesinde kullanılacak olan eleman detayları ve boyutları, taşıyıcı sistem geometrisine ve malzeme özelliklerine ait bilgiler; binaların projelerinden ve raporlarından, binada yapılacak gözlem ve ölçümlerden, binadan alınacak malzeme örneklerine uygulanacak deneysel işlemlerden elde edilmektedir.

Binalardan bilgi toplanması kapsamında yapılacak işlemler şu şekilde özetlenebilir: Yapısal sistemin tanımlanması, bina geometrisinin, temel sisteminin ve zemin özelliklerinin tayin edilmesi, şayet varsa mevcut hasarın ve daha önceden yapılmış olan değişiklik ve onarımların belirlenmesi, eleman boyutlarının ölçülmesi, malzeme özelliklerinin saptanması ve sahada derlenen tüm bu bilgilerin binanın varsa projesine uygunluğunun kontrolüdür. Tüm bu işlemlerde, inşaat mühendislerine önemli sorumluluklar düşmektedir (DBYBHY 2007).

3.2.2 Bilgi Düzeyleri

Binaların incelenmesi sonucu elde edilen mevcut durum bilgilerinin kapsamına göre, her bina türü için bilgi düzeyi ve bilgi düzeyi katsayıları tanımlanmaktadır. Bilgi düzeyleri sırasıyla sınırlı, orta ve kapsamlı olarak sınıflandırılır. Elde edilen bilgi düzeyleri taşıyıcı eleman kapasitelerinin hesaplanmasında kullanılmaktadır (DBYBHY 2007).

Binalardan toplanan bilginin kapsam ve güvenilirliğine bağlı olarak

- Sınırlı bilgi düzeyi
- Orta bilgi düzeyi
- Kapsamlı bilgi düzeyi

olmak üzere, DBYBHY 2007’de üç bilgi düzeyi tanımlanmış ve Tablo 3.1’de her bir bilgi düzeyleri için bilgi düzeyi katsayıları verilmiştir (Özer, 2008).

Aşağıda bilgi düzeyleri tanımları kısaca anlatılmıştır.

Sınırlı bilgi düzeyi: Binanın taşıyıcı sistem projeleri mevcut değildir. Taşıyıcı sistem özellikleri binada yapılacak ölçümlere göre belirlenir.

Orta bilgi düzeyi: Eğer binanın taşıyıcı sistem projeleri mevcut değilse, sınırlı bilgi düzeyine göre daha fazla ölçüm yapılmalıdır. Eğer taşıyıcı sistem projeleri mevcut ise sınırlı bilgi düzeyinde belirtilen ölçümler yapılarak proje bilgileri teyit edilir.

Kapsamlı bilgi düzeyi: Binanın taşıyıcı sistem projeleri mevcuttur ve proje bilgilerinin doğrulanması amacıyla yeterli düzeyde ölçümler yapılır (DBYBHY 2007).

Tablo 3.1 Binalar için bilgi düzeyleri katsayıları

BİLGİ DÜZEYİ	BİLGİ DÜZEYİ KATSAYISI
Sınırlı	0.75
Orta	0.90
Kapsamlı	1.00

3.3 Bina Elemanlarında Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri

Binaların sismik etkiler altındaki performanslarının değerlendirilmesi yapılırken, genellikle iki farklı kistas dikkate alınmaktadır. Bunlardan ilki, dayanıma (kuvvete)

dayalı değerlendirme yöntemidir. Bu değerlendirmede; yapı elemanlarının dayanım kapasiteleri elastik deprem yüklerinden oluşan ve doğrusal teoriye göre hesaplanan etkilerle karşılaştırılmakta ve yapı elemanının sünekliğini göz önüne alan, eleman bazındaki bir tür deprem yükü azaltma katsayıları kapsamında, binadan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir.

İkinci kıstas, doğrusal elastik olmayan değerlendirme yöntemidir. Burada, yerdeğiştirme ve şekil değiştirmeye dayalı değerlendirme esas alınır. Genel olarak malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan sistem hesabına dayanan bu yöntemlerde, belirli bir deprem etkisi için binadaki yerdeğiştirme talebine ulaşıldığında, binadan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir. Her iki yöntem için de, DBYBHY 2007’de bina elemanları için hasar sınırları ve hasar bölgeleri tanımlanmıştır. Hasar sınırlarının belirlenmesinde, yapı elemanları sünek ve gevrek olarak iki gruba ayrılırlar. Bir elemanın sünek veya gevrek tanımlaması, o elemanın kapasitelerine ulaştıkları kırılma türleriyle ilişkilidir (Özer, 2008).

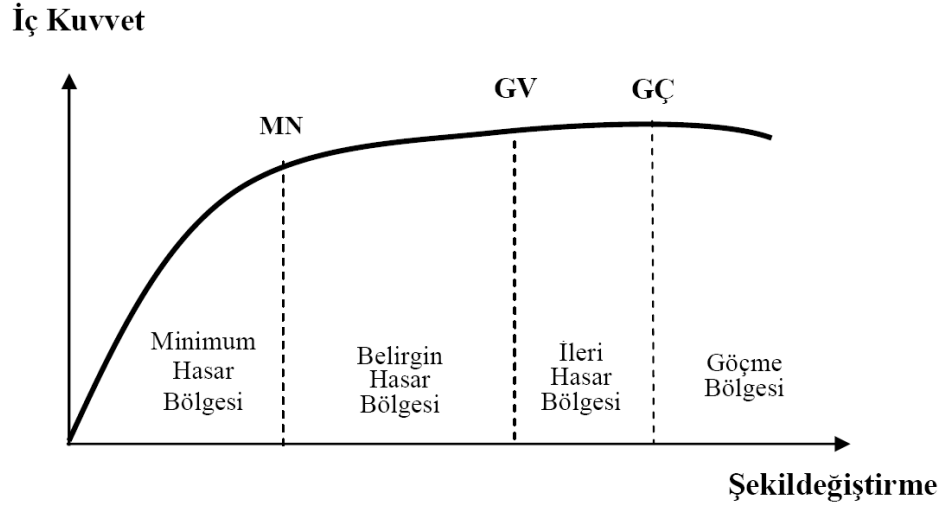
3.3.1 Kesit Hasar Sınırları

Kesit düzeyinde sünek elemanlar için üç sınır durum tanımlanmaktadır. Bunlar Minimum Hasar Sınırı (MN), Güvenlik Sınırı (GV) ve Göçme Sınırı'dır (GÇ). Minimum hasar sınırı kritik kesitte elastik ötesi davranışın başlangıcını, güvenlik sınırı kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği elastik ötesi davranışı, göçme sınırı ise kesitin göçme öncesi davranışını tanımlamaktadır. Gevrek elemanlar için elastik ötesi davranışa izin verilmemektedir. Gevrek elemanlar, eksenel basınç ve kesme gibi etkiler altında kapasitesine ulaşırlar.

3.3.2 Kesit Hasar Bölgeleri

Kritik kesitleri MN sınırına ulaşmayan elemanlar Minimum Hasar Bölgesi’nde, MN ile GV arasında kalan elemanlar Belirgin Hasar Bölgesi’nde, GV ve GÇ

arasında kalan elemanlar İleri Hasar Bölgesi'nde, GÇ' yi aşan elemanlar ise Göçme Bölgesi'nde kabul edilmektedir (Şekil 3.1).



Şekil 3.1 İtme eğrisinde kesit hasar sınırları ve hasar bölgeleri

3.4 Bina Deprem Performans Seviyeleri

Binaların deprem performansının belirlenmesi, deprem etkisi altında kalan binada oluşması beklenen hasarın durumu ile bağlantılıdır ve dört farklı hasar durumu esas alınarak tanımlanmıştır.

3.4.1 Hemen Kullanım Seviyesi (HK)

Binanın herhangi bir katında, göz önüne alınan deprem doğrultusu için yapılan değerlendirmede, kirişlerin en fazla %10'u Belirgin Hasar Bölgesi'nde bulunabilir. Ancak diğer taşıyıcı elemanlarının tümü Minimum Hasar Bölgesi'ndedir. Varsa gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri koşulu ile binanın Hemen Kullanım Performans Düzeyi'nde olduğu kabul edilir.

Bu seviyede, tüm elemanlar rijitlik ve dayanım gibi özelliklerini korumaktadırlar. Yapıda kalıcı ötelenmeler oluşmamıştır ve güçlendirilmesine gerek yoktur.

3.4.2 Can Güvenliği Seviyesi (CG)

Uygulanan sismik etkiler altında yapısal (taşıyıcı) elemanların bir kısmında hasara izin verilebilir, fakat bu elemanlar yatay rijitliklerini ve dayanımlarını önemli ölçüde korumaktadırlar. Düşey elemanlar düşey yükleri rahatlıkla taşıyabilir. Taşıyıcı olmayan elemanlarda, dolgu duvarlarda yıkılmalar olmaması kaydıyla hasara izin verilir. Binada az miktarda kalıcı ötelenmeler oluşabilir; ancak bunlar gözle fark edilebilir büyüklükte olmamalıdır (Özer, 2008).

Eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri kaydı ile aşığıdaki koşulları sağlayan binaların Can Güvenliği Performans Düzeyi'nde olduğu kabul edilir:

(a) Binanın herhangi bir katında, uygulanmış her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda, kirişlerin en fazla %30'u ve kolonların aşığıdaki (b) paragrafında tanımlanan kadarı İleri Hasar Bölgesi'ne geçebilir. İkincil (yatay yük taşıyıcı sisteminde yer almayan) kirişler, bu kurala dahil değildir.

(b) İleri Hasar Bölgesi'ndeki kolonların, her bir katta kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine toplam katkısı %20'nin altında olmalıdır. En üst katta İleri Hasar Bölgesi'ndeki kolonların kesme kuvvetleri toplamının, o kattaki tüm kolonların kesme kuvvetlerinin toplamına oranı en fazla %40 olmalıdır.

(c) Diğer taşıyıcı elemanların tümü Minimum Hasar Bölgesi veya Belirgin Hasar Bölgesi'ndedir. Fakat herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden Minimum Hasar Sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetlerinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir. Doğrusal elastik yöntemle hesapta, alt ve üst düğüm noktalarının ikisinde birden DBYBHY 2007'de verilen güçlü kolon şartının sağlandığı kolonlar bu hesaba dahil edilmezler (DBYBHY 2007).

3.4.3 Göçme Öncesi Performans Seviyesi (GÖ)

Uygulanan sismik etkiler altında taşıyıcı elemanların önemli bir kısmında hasar görülür. Bu elemanların bazılarında yatay rijitliklerinin ve dayanımlarının önemli bölümünün kaybolduğu gözlemlenir. Düşey elemanlar düşey yüklerin taşınmasında yeterlidir; ancak bazıları eksenel kapasitelerine ulaşmıştır. Yapısal olmayan elemanlar hasarlıdır, dolgu duvarların bir bölümü yıkılmıştır. Yapıda kalıcı ötelemeler oluşmuştur (Özer, 2008).

Gevrek olarak hasar gören tüm elemanların Göçme Bölgesi'nde olduğunun göz önüne alınması kaydı ile aşağıdaki koşulları sağlayan binaların Göçme Öncesi Performans Düzeyi'nde olduğu kabul edilir:

(a) Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda, kirişlerin en fazla %20'si Göçme Bölgesi'ne geçebilir. İkincil (yatay yük taşıyıcı sisteminde yer almayan) kirişler, bu kurala dahil değildir.

(b) Diğer taşıyıcı elemanların tümü Minimum Hasar Bölgesi, Belirgin Hasar Bölgesi veya İleri Hasar Bölgesi'ndedir. Fakat binanın herhangi bir katında alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden Minimum Hasar Sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetlerinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir. Doğrusal elastik yöntemle hesapta, alt ve üst düğüm noktalarının ikisinde birden DBYBHY 2007'de verilen güçlü kolon şartının sağlandığı kolonlar bu hesaba dahil edilmezler.

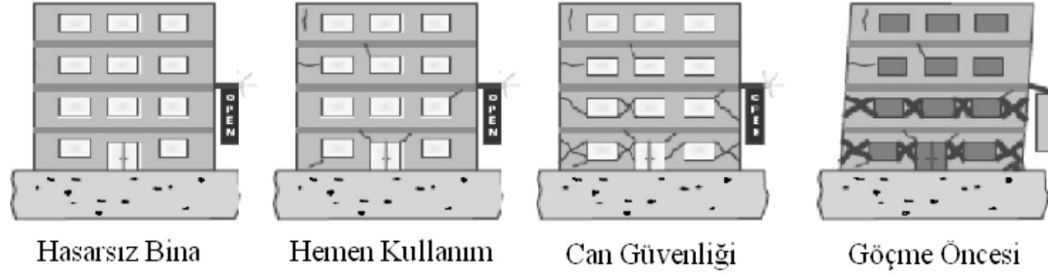
(c) Binanın mevcut durumunda kullanımı Can Güvenliği bakımından sakıncalıdır, bu yüzden bina güçlendirilmelidir. Fakat bu karar alınırken, ekonomik etkiler ve özellikle fayda/maaliyet analizinin iyi yapılması gerekmektedir (DBYBHY 2007).

3.4.4 Göçme Durumu

Bina Göçme Öncesi performans düzeyini sağlamıyorsa Göçme Durumu'ndadır. Yapı, sismik etkiler karşısında tamamen yıkılmıştır veya yıkılma pozisyonuna

geçmiştir. Daha sonra meydana gelebilecek hafif şiddette bir deprem etkisinde, yıkılma olasılığı oldukça yüksektir. Binanın kullanımı can güvenliği bakımından kesinlikle sakıncalıdır.

Şekil 3.2’de tüm performans seviyeleri örnek bir yapı için şekilsel olarak gösterilmiştir.



Şekil 3.2 Performans seviyelerinin şekilsel gösterimi

3.4.5 Görelî Kat Ötelemelerinin Sınırlandırılması

Doğrusal elastik yöntemde görelî kat ötelemeleri yapısal sistemde yapısal olmayan elemanların hasarını sınırlı tutmak için sınırlandırılır. Doğrusal elastik olmayan yöntemde beton ve donatının birim deformasyonları doğrudan sınırlandırıldığı için ayrıca görelî kat ötelemesi kontrolüne gerek duyulmaz (Celep, 2007). Doğrusal elastik yöntemlerle yapılan hesapta her bir deprem doğrultusunda, binanın herhangi bir katındaki kolon veya perdelerin görelî kat ötelemeleri, her bir hasar sınırı için Tablo 3.2’deki verilen değeri aşmayacaktır (Özer, 2008).

Tablo 3.2 Görelî kat ötelemesi sınırları

Görelî Kat Ötelemesi Oranı	Hasar Sınırı		
	MN	CG	GÇ
δ_{ji}/h_{ji}	0.01	0.03	0.04

δ_{ji} : i’inci katta j’inci kolon veya perdenin alt ve üst uçları arasında yer değıştirme farkı olarak hesaplanan görelî kat ötelemesi

h_{ji} : İlgili elemanın yüksekliği olarak tanımlanır.

Tablo 3.2 incelendiğinde, hasar sınırı ilerledikçe izin verilen sınırların büyüdüğü görülmektedir (Celep, 2007).

3.5 Deprem Hareketi

Mevcut binaların deprem güvenliklerinin ve performanslarının değerlendirilmesinde göz önüne alınmak üzere, Tablo 3.3’da verilen üç farklı deprem hareketi tanımlanmıştır. Bu deprem hareketleri genellikle, 50 yıllık bir süreç içindeki aşılma olasılıkları ile ve benzer depremlerin oluşumu arasındaki zaman aralığı (dönüş periyodu) ile ifade edilirler.

1. Servis (kullanım) depremi: 50 yılda aşılma olasılığı % 50 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 72 yıldır. Bu tip bir depremin etkisi, tasarım depreminin yarısı kadardır.
2. Tasarım depremi: 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 475 yıldır. Bu deprem 1998 ve 2007 Türk Deprem Yönetmeliklerinde esas alınmaktadır. Yapının ömrü boyunca meydana gelme olasılığı düşüktür. Bu deprem, FEMA 273 şartnamesinde Temel Güvenlik Depremi-1 (BSE-1) olarak isimlendirilir.
3. En büyük deprem: 50 yılda aşılma olasılığı % 2 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 2475 yıldır. Bu depremin etkisi yukarıda tanımlanmış olan tasarım depreminin yaklaşık olarak 1.50 katıdır. Bu deprem, FEMA 273 şartnamesinde de aynı tanımlamalarla mevcuttur. Bu tip bir deprem, belirli bir bölgede meydana gelebilecek en büyük deprem hareketi olarak kabul edilir. ATC 40 şartnamesinin tanımına göre bu deprem; 50 yılda aşılma olasılığı % 5, yaklaşık dönüş periyodu 1000 yıl olan depremdir. Bu depremin etkisi Tasarım Depremi’nin 1.25-1.50 katı dolaylarındadır.

Tablo 3.3 DBYBHY 2007'deki deprem hareketi parametreleri

Deprem Türü	Deprem Etki Katsayısı	50 Yılda Aşılma Olasılığı	Ortalama Dönüş Periyodu
Kullanım Depremi	0.5	% 50	72 Yıl
Tasarım Depremi	1.00	% 10	475 Yıl
En Büyük Deprem	1.50	% 2	2475 Yıl

3.6 Binalar İçin Hedeflenen Deprem Performans Seviyeleri

Performans hedefi, belirli bir deprem hareketine maruz kalan bir binanın, bu deprem etkisini hangi hasar seviyesiyle karşıladığının tespit edilmesi şeklinde tanımlanabilir. Bir bina için, birden çok yer hareketi altında farklı performans hedefleri seçilebilir. Buna “çok seviyeli performans hedefi” denir. DBYBHY 2007’de, mevcut ve güçlendirilecek binaların deprem performanslarının belirlenmesinde esas alınacak deprem düzeyleri ve bu deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefleri Tablo 3.4’de verilmiştir (Özer, 2008).

Tablo 3.4 Farklı deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefleri

Binanın Kullanım Amacı ve Türü	Deprem Aşılma Olasılığı		
	50 yılda % 50	50 yılda % 10	50 yılda % 2
Deprem Sonrası Kullanımı Gereken Binalar: Hastaneler, sağlık tesisleri, itfaiye binaları, haberleşme ve enerji tesisleri, ulaşım istasyonları, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, afet yönetim merkezleri, vb.	---	HK	CG
İnsanların Uzun Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Okullar, yatakhaneler, yurtlar, pansiyonlar, askeri kışlalar, cezaevleri, müzeler, vb.	---	HK	CG
İnsanların Kısa Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Sinema, tiyatro, konser salonları, kültür merkezleri, spor tesisleri, vb.	HK	CG	---
Tehlikeli Madde İçeren Binalar: Toksik, parlayıcı ve patlayıcı özellikleri olan maddelerin bulunduğu ve depolandığı binalar, vb.	---	HK	GÖ
Diğer Binalar: Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (konutlar, işyerleri, oteller, turistik tesisler, endüstri yapıları, vb.)	---	CG	---

HK: Hemen Kullanım; **CG:** Can Güvenliği; **GÖ:** Göçmenin Önlenmesi

Eğer bir binanın performans seviyesi belirlenecekse, yapının işlevselliği ve türüne göre bir performans seviyesi öngörülmelidir. Tablo 3.4 incelendiğinde, kullanım amacı ve türü örneğin sinema olarak dizayn edilmiş yapılar için 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan deprem etkisi altında “Can Güvenliği (CG)” durumu performans hedefi olarak seçilmelidir.

3.7 Binaların Deprem Performanslarının Belirlenmesi İçin Kullanılan Analiz Yöntemleri

DBYBHY 2007’de binaların deprem performanslarının belirlenmesi için hem doğrusal elastik (dayanım bazlı) hem de doğrusal elastik olmayan (şekil değiştirme ve yerdeğiştirme bazlı) hesap yöntemleri yer almaktadır. Bu yöntemler aşağıda verilmiştir:

1. Doğrusal Elastik Hesap Yöntemleri
 - a) Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi
 - b) Mod Birleştirme Yöntemi

2. Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemleri
 - a) Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi
 - b) Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi
 - c) Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi

Deprem hesabı yapılırken; aşağıda tanımlanan genel ilke ve kurallar, hem doğrusal elastik hesap yöntemleri hem de doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinin uygulanmasında göz önünde tutulmalıdır:

- Deprem etkisinin tanımında, DBYBHY 2007’de Bölüm 2.4’de tanımlanan elastik (azaltılmamış) ivme spektrumu kullanılır; ancak farklı aşılma olasılıkları için bu spektrum üzerinde, Bölüm 3.5’de belirtilen değişiklikler göz önüne alınır. Deprem hesabında bina önem katsayısı 1 olarak kabul edilir ($I = 1.0$).

- Binaların deprem performansı, yapıya etkiyen düşey yüklerin ve deprem etkilerinin birleşik etkileri altında değerlendirilir.
- Deprem kuvvetleri binaya her iki doğrultuda ve yönde ayrı ayrı etki ettirilir.
- Deprem analizinde kullanılacak zemine ait parametreler, DBYBHY 2007’de Bölüm 6’da verilen koşullara göre belirlenir.
- Binanın taşıyıcı sistem modeli, deprem etkileri ile düşey yüklerin ortak etkileri altında yapı elemanlarında oluşacak iç kuvvet, yer değiştirme ve şekil değiştirmeleri yeterli ve kabul edilebilir doğrulukta hesaplayacak şekilde hazırlanmalıdır.
- Deprem hesabında kullanılacak olan kat ağırlıkları, DBYBHY 2007’de Bölüm 2.7.1.2’de verilen koşullara göre hesaplanacak ve kat kütleleri kat ağırlıkları ile uyumlu olarak tanımlanacaktır.
- Döşemelerin düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, her katta iki yatay yer değiştirme ile düşey eksen etrafında dönme serbestlik dereceleri göz önüne alınır (Üç serbestlik derecesi). Kat serbestlik dereceleri her katın kütle merkezinde tanımlanır, ayrıca ek dışmerkezlilik uygulanmaz.
- Mevcut binaların taşıyıcı sistemlerindeki belirsizlikler, binadan derlenen verilerin kapsamına göre bu çalışmada Bölüm 3.2.2’de tanımlanan “bilgi düzeyi katsayıları” vasıtası ile hesap yöntemlerine yansıtılır.
- Kısa kolon olarak tanımlanan kolonlar, taşıyıcı sistem modelinde gerçek serbest boyları ile tanımlanır.
- Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki betonarme kesitlerin etkileşim diyagramlarının tanımlanmasına ilişkin koşullar aşağıda verilmiştir:

- Analizde beton ve donatı çeliğinin Bölüm 3.2.2’de tanımlanan bilgi düzeyine göre belirtilen “mevcut dayanımları” esas alınacaktır.
 - Betonun maksimum basınç birim kısalması 0.003, donatı çeliğinin maksimum birim şekil değiştirmesi ise 0.01 alınabilir.
 - Etkileşim diyagramları uygun bir şekilde doğrusallaştırılarak modellenenabilir.
- Betonarme sistemlerin eleman boyutlarının tanımında birleşim bölgeleri sonsuz rijit uç bölgeleri olarak göz önüne alınabilir.
 - Betonarme tablalı kirişlerin pozitif ve negatif plastik momentlerinin hesabında tabla betonu ve içindeki donatı hesaba katılabilir.
 - Zemindeki şekil değiştirmelerin yapı davranışını etkileyebileceği durumlarda zemin özellikleri analiz modeline yansıtılmalıdır (DBYBHY 2007).
 - Doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri uygulanırken, eğilme etkisindeki betonarme elemanlarda çatlama kesite ait etkin eğilme rijitlikleri $(EI)_e$ kullanılır. Daha kesin bir hesap yapılmadıkça, etkin eğilme rijitlikleri için aşağıda verilen değerler kullanılabilir:

$$\text{Kirişlerde:} \quad (EI)_e = 0.40(EI)_o \quad (3.1a)$$

$$\text{Kolon ve perdelerde:} \quad N_D / (A_c f_{cm}) \leq 0.10 \quad \Rightarrow \quad (EI)_e = 0.40(EI)_o \quad (3.1b)$$

$$N_D / (A_c f_{cm}) \geq 0.40 \quad \Rightarrow \quad (EI)_e = 0.80(EI)_o \quad (3.1c)$$

Denklem (3.1)'de;

$(EI)_e$: Çatlamış kesitin eğilme rijitliği

$(EI)_o$: Çatlamamış kesitin eğilme rijitliği

N_D : Eksenel basınç kuvveti
 A_c : Brüt beton enkesit alanı
 f_{cm} : Binadan alınan numuneler sonucuna göre belirlenen beton basınç dayanımı

olarak ifade edilmektedir.

N_D 'nin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılabilir. N_D , deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu yüklerin göz önüne alındığı ve çatlama kesitlere ait $(EI)_0$ eğilme rijitliklerinin kullanıldığı bir ön düşey yük hesabı ile belirlenir. Deprem hesabı için başlangıç durumunu oluşturan düşey yük hesabı ise, yukarıda belirtildiği şekilde elde edilen etkin eğilme rijitliği $(EI)_e$ kullanılarak, deprem hesabında esas alınan kütlelerle uyumlu yüklere göre yeniden yapılır. Deprem hesabında da aynı rijitlikler kullanılır.

3.7.1 Doğrusal Elastik Analiz Yöntemleri

DBYBHY 2007’de verilen bu yöntemin adında her ne kadar “doğrusal elastik analiz” tabiri varsa da, taşıyıcı sistemin davranış anlamında “doğrusal” olduğunu kabul etmek uygun olmaz. Yeni tasarımı yapılacak binalarda, doğrusal olmayan davranışla yapılacak yatay yük kapasite artımı, Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (R) ve ona bağlı olarak kullanılan Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı (R_a) ile göz önüne alınmaktadır. Tıpkı yeni binalar gibi, mevcut binaların değerlendirilmesinde de kullanılan Doğrusal Elastik Değerlendirme Yöntemi’nde, her eleman için öngörülen “r” (Etki / Kapasite Oranı) katsayısı ile doğrusal olmayan davranışla oluşacak yatay yük kapasite artımı dikkate alınmaktadır. Bu yöntemde, çözüm işlemleri doğrusaldır fakat taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan davranışı dikkate alınır (Celep, 2007).

Sünek taşıyıcı eleman kesitlerinin Etki / Kapasite (r) oranları, sadece deprem etkisi altında $R_a=1$ değerinin hesaplanan kesit eğilme momentinin kesitin artık eğilme momenti kapasitesine bölünmesi ile bulunur. Kesitin artık eğilme momenti kapasitesi, kesitin eğilme momenti kapasitesi ile düşey yükler altında kesitte

hesaplanan eğilme momentinin farkı olarak hesaplanır, yani düşey yükün talep ettiği değer çıkartılır ve deprem etkisinin karşılanmasına kalan kapasite bulunur. Etki / Kapasite oranının hesaplanmasında, uygulanan deprem kuvvetinin yönü dikkate alınır (Özer, 2008). “r” katsayısının hesabı Denklem (3.2)’de verilmiştir.

$$r = \frac{M_E}{M_A} = \frac{M_E}{M_K - M_D} = \frac{M_E}{M_K - M_{G+Q}} \quad (3.2)$$

Yukarıdaki denklemde,

r : (Deprem etkisi)/(Deprem etkisine kalan kapasite)

M_E : Deprem etkisi ile oluşan eğilme momenti (deprem talebi)

M_D : Düşey yüklerden dolayı oluşan eğilme momenti

M_K : Eğilme momenti kapasitesi

M_A : Artık moment kapasitesi

olarak tanımlanmaktadır.

Buradaki (r) değeri $r \leq 1$ olsaydı, azaltılmış (elastik) deprem yükü mevcut kapasite ile karşılanırdı. Bu şartlarda elemanlarda neredeyse yok denecek kadar az hasar meydana gelirdi ancak bunun sonucu çıkacak kesitler oldukça büyük ve gayri ekonomik olacaktı. $r > 1$ alınarak kesitlerin elastik ötesi davranışına müsaade edilerek daha ekonomik kesitler elde edilir. r katsayısı arttıkça alınan riskte artıyor demektir. Bu aşamada, r katsayısı için sınır değer verilmesi gerekliliği ortaya çıkar. Bu sınır değerler birden büyüktür ve kesitte kabul edilebilecek hasar seviyesine göre, sünekliği olumsuz yönde etkileyecek kesme kuvveti ve normal kuvvet değerlerine göre, sünekliği olumlu yönde etkileyecek sargı donatısının DBYBHY 2007’de öngörülen düzeyde bulunmasına bağlı olarak değişir.

Doğrusal elastik analiz yöntemlerinin Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ve Mod Birleştirme Yöntemi olarak iki uygulaması mevcuttur. Bu iki yöntemle ilgili açıklamalar izleyen bölümlerde sunulmuştur.

3.7.1.1 Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi, bodrum üzerindeki toplam yüksekliğı 25 metreyi ve toplam kat sayısı 8'i aşmayan, ayrıca ek dışmerkezlik dikkate alınmaksızın hesaplanan burulma düzensizliğı katsayısı $\eta_{bi} < 1.4$ olan binalara uygulanır.

Bu yöntemde, toplam eşdeğer deprem yüğü veya taban kesme kuvveti hesabında, deprem yüğü azaltma katsayısı $R_a=1$ olarak alınır ve denklemin sağ tarafı λ katsayısı ile çarpılır (Denklem 3.3). λ katsayısı bodrum hariç bir ve iki katlı binalarda 1.00, diğerlerinde 0.85 değerini almaktadır. %15 oranında azaltma uygulamasının sebebi, kütleinin bir kısmının katılımı söz konusu olmasından kaynaklanır.

$$V_t = \lambda \cdot W \cdot A(T_1) / R_a \quad (3.3)$$

(Denklem 3.3)'de; W: Binanın, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığını, $A(T_1)$: Spektral ivme katsayısını, R_a : Deprem yüğü azaltma katsayısını simgelemektedir. Bu yöntem, birinci modun etkili olduğı kat sayısı düşük binalarda ve burulma düzensizliklerin çok etkili olmadığı durumlarda uygulanabilmektedir.

3.7.1.2 Mod Birleştirme Yöntemi

Mod Birleştirme Yöntemi'nde de, elastik deprem spektrumları azaltılmadan, aynen kullanılır yani $R_a=1$ alınır. Bu yöntemde birden fazla mod etkisi göz önüne alındığından, her bina için uygulanabilir. Deprem kuvvetleri birden fazla mod için hesaplanarak, kesit etkileri ayrı ayrı hesaplanır, sonra bu etkiler yönetmeliğın öngördüğü yöntemler yardımıyla birleştirilir.

Yukarıda ayrıntıları verilen her iki yöntem için de, kesit hasar bölgelerinin belirlenmesinde betonarme elemanlar, kırılma türü eğilme ise "sünek", kesme ise "gevrek" olarak sınıflanırlar. Kolon, kiriş ve perde elemanlarının sünek eleman olarak kabul edilebilmesi için bu elemanların kritik kesitlerinde eğilme kapasitesi ile uyumlu olarak hesaplanan kesme kuvveti V_e 'nin, bilgi düzeyi ile uyumlu mevcut malzeme dayanımı değerleri kullanılarak TS-500'e göre hesaplanan kesme kapasitesi V_r 'yi aşmaması gereklidir. Düşey yükler ile birlikte $R_a=1$ alınarak depremden

hesaplanan toplam kesme kuvvetinin V_e 'den küçük olması durumunda ise V_e yerine bu kesme kuvveti kullanılır. Bu koşullar sağlanmadığı takdirde, ele alınan betonarme elemanlar, gevrek olarak hasar gören elemanlar olarak kabul edilir.

Doğrusal elastik analiz yöntemleri ile hesaplanan kiriş, kolon ve perde kesitlerinin etki/kapasite oranları (r), Tablo 3.5–3.7'de verilen sınır değerler (r_s) ile karşılaştırılarak elemanların hangi hasar bölgesinde olduğuna karar verilir. Üç tabloda da ara değerler için doğrusal enterpolasyon uygulanacaktır.

Tablo 3.5 Betonarme kirişler için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları (r_s)

<i>Sünek Kirişler</i>			<i>Hasar Sınırı</i>		
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	Sargılama	$\frac{V_e^{(1)}}{b_w \cdot d \cdot f_{ctm}}$	MN	GV	GÇ
≤ 0.0	Var	≤ 0.65	3	7	10
≤ 0.0	Var	≥ 1.30	2.5	5	8
≥ 0.5	Var	≤ 0.65	3	5	7
≥ 0.5	Var	≥ 1.30	2.5	4	5
≤ 0.0	Yok	≤ 0.65	2.5	4	6
≤ 0.0	Yok	≥ 1.30	2	3	5
≥ 0.5	Yok	≤ 0.65	2	3	5
≥ 0.5	Yok	≥ 1.30	1.5	2.5	4

(1) V_e kesme kuvveti, DBYBHY 2007' ye göre depremin yönü ile uyumlu olarak 7.5.2.2(a)' ya göre hesaplanacaktır.

Tablo 3.6 Betonarme kolonlar için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları (r_s)

<i>Sünek Kolonlar</i>			<i>Hasar Sınırı</i>		
$\frac{N_k^{(1)}}{A_c \cdot f_{cm}}$	Sargılama	$\frac{V_e^{(2)}}{b_w \cdot d \cdot f_{ctm}}$	MN	GV	GÇ
≤ 0.1	Var	≤ 0.65	3	6	8
≤ 0.1	Var	≥ 1.30	2.5	5	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≤ 0.65	2	4	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≤ 0.1	Yok	≤ 0.65	2	3.5	5
≤ 0.1	Yok	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Yok	≤ 0.65	1.5	2	3
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Yok	≥ 1.30	1	1.5	2
≥ 0.7	---	---	1	1	1

(1) N_k aksenal kuvveti, DBYBHY 2007' de yer alan Bilgilendirme Eki 7A' ya göre hesaplanacaktır.

(2) V_e kesme kuvveti, DBYBHY 2007' ye göre depremin yönü ile uyumlu olarak 7.5.2.2(a)' ya göre hesaplanacaktır.

Tablo 3.7 Betonarme perdeler için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları (r_s)

<i>Sünek Perdeler</i>	<i>Hasar Sınırı</i>		
Perde Uç Bölgesinde Sargılama	MN	GV	GÇ
Var	3	6	8
Yok	2	4	6

Tablo 3.5–3.7 incelendiğinde, değerlendirmelerde kullanılan r_s sınır değerinin R_a ile eşleştiği görülebilir. Yeni tasarımda bina önem katsayısı $I = 1$ olan yapılarda deprem etkisinde “Can Güvenliği” performans düzeyi hedeflenir ve yüksek sünek yapılar için $R_a = R = 8$ olarak kabul edilir. Örnek olarak Tablo 3.5 incelendiğinde, düşük kesme kuvveti değerleri ve sargılamanın var olduğu durum için, kirişler için GV (Güvenlik Sınırı) için verilen $r_s = 7$ değerinin $R_a = 8$ ile neredeyse uyuştugu görülebilir. Bu uyuşmadan yola çıkarak, doğrusal elastik değerlendirme yöntemi, yeni binaların tasarımında kullanılan yöntemin bir nevi genişletilmiş hali olarak düşünülebilir (Celep, 2007).

3.7.2 Doğrusal Elastik Olmayan Analiz Yöntemleri

Taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan davranışı, bu analiz yöntemlerinde gerçeğe daha yakın şekilde ele alınır (Celep, 2007). Sismik etkiler altında mevcut binaların performans değerlendirilmesi için kullanılacak olan doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinin amacı, verilen bir deprem için sünek davranışa ilişkin plastik şekil değiştirme istemleri ile gevrek davranışa ilişkin iç kuvvet istemlerinin hesaplanmasıdır. Daha sonra bu istem büyüklükleri, şekil değiştirme ve iç kuvvet kapasiteleri ile karşılaştırılır. Bu karşılaştırma sonucunda kesit ve bina düzeyinde yapısal performans değerlendirmesi yapılır (Özer, 2008). DBYBHY 2007 kapsamında yer alan doğrusal elastik olmayan analiz yöntemleri, “Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi”, “Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi” ve “Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi”dir. Aşağıda, DBYBHY 2007’de yer alan bu hesap yöntemleri kısaca açıklanmıştır.

3.7.2.1 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

Bu yöntemin uygulama şartları; binadaki bodrum kat üzerindeki toplam kat sayısı 8'i aşmamak ve ek dışmerkezlilik dikkate alınmadan hesaplanan burulma düzensizliği katsayısı $\eta_{bi} < 1.4$ olmak şeklinde sıralanabilir. Ayrıca göz önüne alınan deprem doğrultusunda, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hâkim) titreşim moduna ait etkin kütlelerin toplam bina kütlelerine (rijit perdelerle çevrelenen bodrum katlarının kütleleri hariç) oranının (etkin kütle oranı) en az 0.70 olması gerekmektedir.

Bu yöntemde, taşıyıcı sistemin yatay kapasitesi ile deprem etkisi talebi kesiştirilerek, depremlili duruma karşılık gelen performans durumu belirlenir. Yöntemin uygulama sırası şu şekildedir: Öncelikle sistemin kapasite eğrisi tespit edilir. Ardından deprem etkisinin talep eğrisi belirlenir ve bu iki eğri kesiştirilerek taşıyıcı sistemde bina performans durumu belirlenir. Son aşama olarak, performans durumunda iç kuvvetler ve şekil değıştirme durumu incelenip sağlanan performans durumunun hedeflenenine uygun olup olmadığının tespiti yapılır.

3.7.2.2 Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi

Bu yöntem, birinci modal kütlelerin davranışa yeterli katkıda bulunmadığı durumlarda kullanılır. Böyle bir durum, genellikle yüksek binalarda ve taşıyıcı sistemde düzensizlik bulunan binalarda görülür. Yöntemin amacı, yeterli sayıda doğal titreşim mod şekli ile orantılı olacak şekilde orantılı olarak adım adım arttırılan ve birbirleri ile uygun biçimde ölçeklendirilen modal yer değıştirmeler veya onlarla uyumlu modal deprem yükleri esas alınarak Mod Birleştirme Yöntemi'nin artımsal olarak uygulanmasıdır.

3.7.2.3 Zaman - Tanım Alanında Hesap Yöntemi

Bu yöntemdeki amaç, taşıyıcı sistemdeki doğrusal olmayan davranışın göz önüne alınarak sistemin hareket denkleminin adım adım entegre edilmesidir. Analiz sırasında her bir zaman artımında sistemde meydana gelen yerdeğıştirme, plastik

şekil değiştirme ve iç kuvvetler ile bu büyüklüklerin deprem istemine karşı gelen maksimum değerleri hesaplanır.

Zaman - Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi ve Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi, DBYBHY 2007'ye göre tüm binalarda uygulanabilir.

BÖLÜM DÖRT

YAPI SİSTEMLERİNİN PERFORMANSININ BELİRLENMESİNDE

KULLANILAN YÖNTEMLER

Doğrusal elastik olmayan artımsal itme analizi yöntemleri, yapıların deprem etkileri altındaki performanslarının tespiti amacıyla kullanılmaktadır. Yapı sisteminin yatay kuvvetler altındaki davranışını temsil eden ve bu tez çalışmasında Bölüm 2.5’de detaylı bir şekilde açıklanan itme eğrisinden yararlanarak, yapının zayıf (yetersiz) elemanları, bunların yerleri ve olası bölgesel veya toptan göçme mekanizmaları belirlenebilmekte, bunun yanında belirli bir deprem etkisi altında yapıdan beklenen performans hedefinin gerçekleştirilip gerçekleştirilmeyeceği kontrol edilebilmektedir.

Doğrusal elastik olmayan artımsal itme analiz yöntemleri ile yapı performansının değerlendirmesi genel olarak iki farklı kıstasa göre yapılabilmektedir. Dayanım (kuvvet) bazlı değerlendirme adı verilen birinci tür değerlendirmede, yapıya etkitilen yatay deprem yükleri yönetmeliklerde öngörülen seviyeye ulaştığında, gerek dayanım gerekse yerdeğiştirme ve şekil değiştirmeler bakımından yapıdan istenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir. Yerdeğiştirme ve şekil değiştirme bazlı değerlendirmenin esas alındığı yöntemlerde ise, belirli bir yatay deprem yükü dağılımı için yapıdaki yerdeğiştirme talebine ulaşıldığında, yapıdan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığının kontrolü yapılmaktadır.

Yer değiştirmeye ve şekil değiştirmeye dayalı performans kriterlerini baz alan ve doğrusal elastik olmayan artımsal itme analizi ile itme eğrisi belirlenen yapı sistemlerinin performanslarının tespitinde çeşitli yöntemler kullanılmaktadır. Bu bölümde; ATC 40’ da yer alan Kapasite Spektrumu Yöntemi ile FEMA 356’ da yer alan Deplasman Katsayıları Yöntemi kısaca açıklanmıştır. DBYBHY 2007’de yer alan Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ise ayrıntılı olarak sunulmuştur.

4.1 Kapasite Spektrumu Yöntemi

Artan sismik yükler altındaki bir yapıda, doğrusal elastik olmayan yerdeğiştirmeler ve Şekil değiştirmeler meydana gelir. Bu yerdeğiştirmeler ve Şekil değiştirmeler sonucunda yapıdaki sönüm artar ve buna bağlı olarak yapının karşılayabileceği deprem istemi (talebi) azalır. Kapasite Spektrumu Yöntemi'nde, yapıda meydana gelen doğrusal olmayan yer değiştirmeler ve Şekil değiştirmelere bağlı olarak elastik istem spektrumu indirgenir ve kapasite ve istem kesiştirilerek (ikisinin eşit olduğu nokta bulunarak) yapıya ait performans noktası belirlenir. Bu noktada, yapıdan istenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilir. Bu yöntemde kapasite, yerdeğiştirme talebi ve buna bağlı olarak performans noktası gibi üç temel parametrenin belirlenmesi gerekmektedir.

Yerdeęiřtirme talebi, depreme maruz kalmış bir yapının gerçekteŐirebileceęi yerdeğiştirmedi, bir başka deyişle depremi temsil eder. Kapasite, sismik etkiler altındaki bir binanın bu talebi karşılaması olarak dūřünülebilir. Bir yapının kapasitesi, doğrusal elastik olmayan artımsal itme analizi ile belirlenir (Bkz. Bölüm 2.5). Performans ise, deprem tarafından yapıdan istenen talebin, yapının kapasitesi ile ne oranda karşıladığının bir ifadesidir.

Kapasite Spektrumu Yöntemi ile performans noktası belirlenmesinde ilk yapılacak işlem, bu çalışma kapsamında yer alan Bölüm 2.5'de anlatılan itme eğrisinin belirlenmesidir (Şekil 2.30). Bu itme eğrisinin, talep spektrumu ile karşılaştırılması için spektral formata (ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra) formatına) dönüştürülmelidir ($V_t \rightarrow S_a$, $\delta \rightarrow S_d$). Fakat talep spektrumu tek serbestlik dereceli sisteme ait olduğundan, çok serbestlik dereceli sistemin itme eğrisinin de eşdeğer tek serbestlik dereceli sisteme dönüştürülmesi gerekmektedir. Bu dönüşüme ait gerekli denklemler Şekil (4.1)'de 2. Adım'da gösterilmiştir. İtme eğrisi kapasite spektrumuna dönüştürüldükten sonra elastik talep spektrumunun kapasite spektrumu ile aynı eksen takımında gösterilebilmesi için, % 5 sönümlü elastik davranış spektrumu, spektral ivme - periyot ($S_a - T$) formatından spektral ivme - spektral yerdeğiştirme ($S_a - S_d$) formatına yani ADRS formatına dönüştürülür. Bu dönüştürme işlemi, Şekil (4.1)'de 3. Adım'da gösterilmiştir.

Bu işlemin gerçekleştirilmesinden sonra, talep spektrumu ile kapasite spektrumu aynı grafik üzerine çizilir. Ardından eşit yerdeğiştirme yaklaşımından yararlanarak ve mühendislik öngörülerıyla birlikte tahmini bir performans noktası seçilir (a_{pi} , d_{pi}). Bulunan kapasite spektrumu üzerinde, eşit yerdeğiştirme yaklaşımından yararlanarak tahmini olarak bulunan performans noktası baz alınarak, kapasite spektrumu iki doğru parçası ile idealleştirilir. İdealleştirme işlemi yapılırken, kapasite spektrumu eğrisinin altında kalan alan (Alan 2) ile iki doğru parçası ile idealleştirilmiş eğrinin altında kalan alanın (Alan 1) yaklaşık eşit olması gerekmektedir (Şekil 4.1). Spektral talebin uygun şekilde azaltılması ve efektif sönüm değerinin belirlenebilmesi için, bu idealleştirme işlemi yapılmalıdır. Sismik yükler altında, yapı sistemi doğrusal elastik olmayan deformasyonlar sebebiyle rijitlik kaybetmektedir. Rijitliğin azalmasıyla yapının periyodu ve sönümü artmaktadır. Kapasite spektrumunun idealleştirilmesi sayesinde sistemin efektif sönümü ve efektif periyodu tayin edilebilmektedir.

Kapasite ve elastik istem spektrumları, aynı spektral ivme – spektral yerdeğiştirme ($S_a - S_d$) koordinat sisteminde ifade edildikten sonra, sismik etkiler altında yapı sisteminde oluşan doğrusal elastik olmayan şekil değiştirmeler nedeniyle artan sönüm oranına bağlı olarak, elastik istem spektrumunun indirgenmesi gerekir. Bu işlemin yapılabilmesi için öncelikle ATC 40'ta yer alan denklemler yardımıyla etkili sönüm yüzdesi (β_{eq}) hesaplanır. Yapılan işlemler sonucunda; etkili sönüm oranının hesaplanabilmesinin, performans noktasının başlangıçta tahmin edilebilmesine bağlı olduğu görülmektedir. Bu durum, Kapasite Spektrumu Yöntemi'nin ardışık bir yöntem olduğunu gösterir.

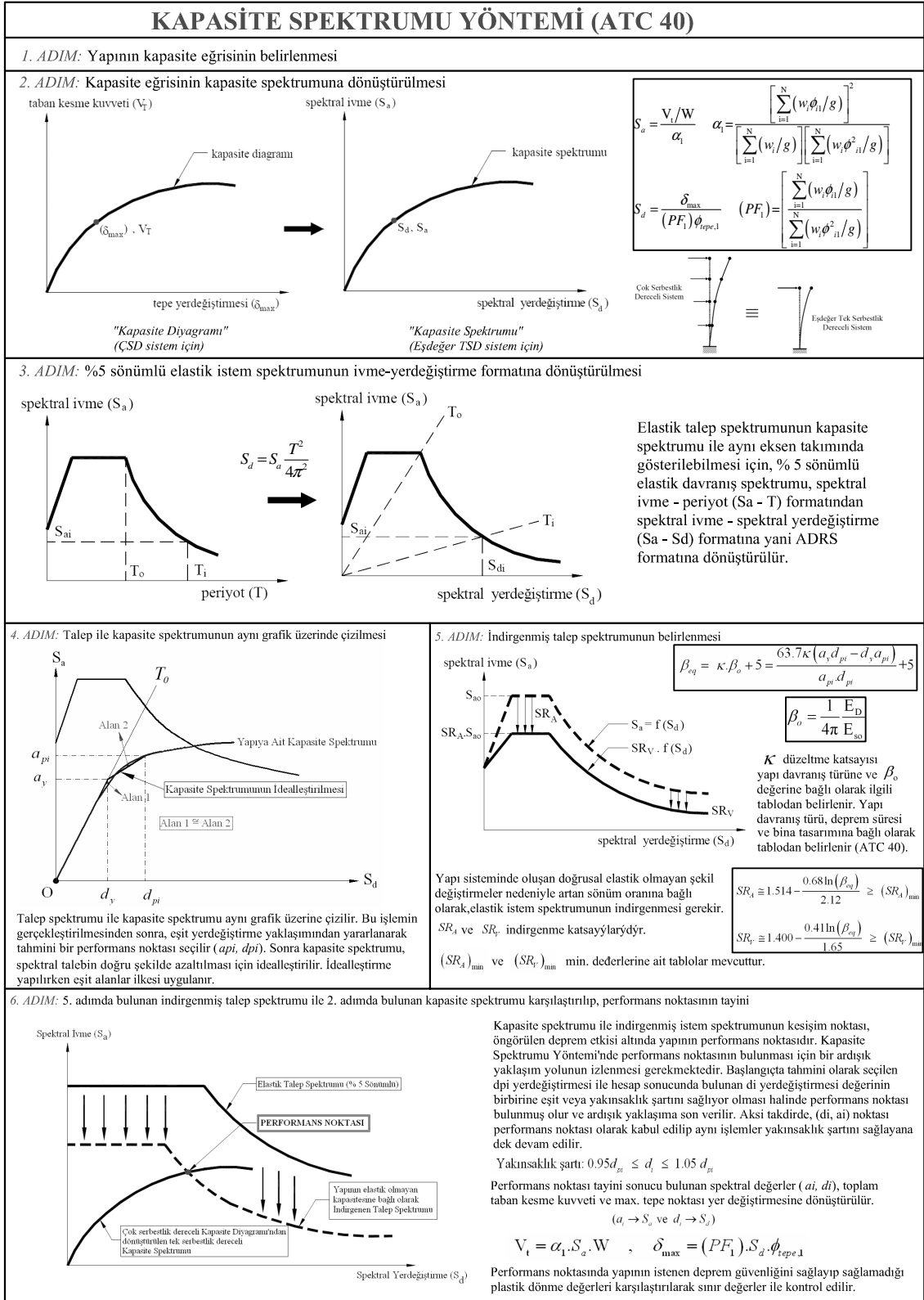
Spektral ivme - spektral yerdeğiştirme ($S_a - S_d$) koordinat sisteminde ifade edilen elastik istem spektrumunun yatay koluna ve azalan bölümüne uygulanacak indirgeme katsayıları SR_A ve SR_V , etkili sönüm oranına (β_{eq}) bağlı olarak Şekil (4.1)'de 5. Adım'da verilen denklemler yardımıyla hesaplanır. Kapasite spektrumu ile indirgenmiş istem spektrumunun kesişim noktası, öngörülen deprem etkisi altında yapının performans noktasını vermektedir. Kapasite Spektrumu Yöntemi'nde performans noktasının bulunması için bir ardışık yaklaşım yolunun izlenmesi gerekmektedir. Başlangıçta tahmini olarak seçilen d_{pi} yerdeğiştirmesi ile hesap

sonucunda bulunan d_i yerdeğiştirmesi değerinin birbirine eşit veya Şekil (4.1)'de 5. Adım'da verilen yakınsaklık Őartını sağlıyor olması halinde performans noktası bulunmuş olur ve ardışık yaklaşıma son verilir. Aksi takdirde, (d_i, a_i) noktası veya tahmini olarak seğilecek bir başka nokta performans noktası olarak kabul edilip aynı işlemler yakınsaklık Şartı sağlanana dek tekrarlanır.

Performans noktasının belirlenmesi sonucu bulunan spektral değerler $(a_i$ ve $d_i)$, Şekil (4.1)'de 6. Adım'da verilen dđnüşürme denklemleri yardımıyla toplam taban kesme kuvveti (V_t) ve maksimum tepe noktası yerdeğiştirmesi değerine (δ_{max}) dđnüşürölür $(a_i \rightarrow S_a$ ve $d_i \rightarrow S_d)$.

Kapasite Spektrumu Yöntemi'ne göre talep ve kapasitenin eşit olduğu performans noktası belirlendikten sonra bu noktada yapının istenen deprem güvenliğini sağlayıp sağlamadığı kontrol edilir. Bunun için performans noktasındaki plastik dönme değerleri belirlenir ve ATC 40 dokümanında önerilen sınır değerler ile karşılaştırılır. ATC 40' da yapının deprem güvenlik düzeyini belirleyebilmek için yapının itme eğrisi ve kritik kesitlerin iç kuvvet-Şekil değiştirme bağıntuları üzerinde temel sınır değerler ve güvenlik düzeyleri tanımlanmaktadır. Bu deprem güvenlik düzeyleri, yapısal ve yapısal olmayan elemanlardaki hasar seviyelerine bağlı olarak belirlenmiştir. ATC 40 yayınında bu güvenlik düzeylerine ait hasar tanımları ve plastik dönme değerleri kirişler ve kolonlar için verilmiştir. Kirişler için, deprem güvenlik düzeylerine ait plastik dönme değerleri, çekme ve basınç donatısı oranlarına dengeli donatı oranına, tasarım kesme kuvveti düzeyine ve enine donatının Şekline ve miktarına bağlı olarak belirlenmektedir. Kolonlar için, deprem güvenlik düzeylerine ait plastik dönme değerleri, tasarım eksenel kuvveti düzeyine, tasarım kesme kuvveti düzeyine ve enine donatının Şekline ve miktarına bağlı olarak belirlenmektedir. Kesitlere ait maksimum plastik dönme değerleri de yukarıda belirtilen kıstaslara bağlı olarak verilmektedir (Bağcı, 2005).

Şekil (4.1)'de Kapasite Spektrumu Yöntemi, 6 adımda kısaca anlatılmıştır.



Şekil 4.1 Kapasite Spektrumu Yöntemi

4.2 Deplasman Katsayıları Yöntemi

Deplasman Katsayıları Yöntemi, tıpkı Kapasite Spektrumu Yöntemi gibi, kapasite ve talebin birbiri ile ilişkili olması esasına dayanır. İki yöntem arasındaki temel fark, bu yöntemde deplasman istemi grafiksel olarak değil direk sayısal olarak belirlenir. Bu sebeple, kapasite eğrisini kapasite spektrumuna dönüştürmeye gerek kalmaz. Deplasman Katsayıları Yöntemi'nde, hedef deplasman bazı katsayılar kullanılarak hesaplanır. Bu katsayılar, yapı sisteminin özelliklerine göre belirlenir.

Deplasman Katsayıları Yöntemi'nde ilk aşama olarak, bu çalışmada Bölüm 2.5'de anlatılan, taban kesme kuvveti ile tepe noktası yerdeğiştirmesi arasındaki ilişkiyi grafiksel olarak belirleyen itme eğrisi belirlenmelidir (Şekil 2.30). Daha sonra, bu eğrinin birincisinin eğimi elastik rijitliği (K_e), ikincisinin eğimi ise elasto plastik rijitliği (K_s) temsil eden iki doğru parçası ile idealleştirilir. İdealleştirme yapılırken, gerçek ve idealleştirilmiş kapasite diyagramlarının altında kalan alanların eşit olmasına ve (K_e) eğimli doğrunun kapasite eğrisini kestiği noktanın ordinatının (K_e) ve (K_s) eğimli doğruların kesiştiği noktanın ordinatının 0.60 katı ($0.6V_y$) olmasına dikkat edilmelidir. Ancak başlangıçta bu iki doğrunun kesim noktası bilinmediğinden, bir deneme-yanılma yöntemine gidilir (FEMA 356). İki doğru parçası ile idealleştirilmiş kapasite eğrisi Şekil 4.2 - 2. Adım'da gösterilmiştir.

Şekil 4.2 - 2. Adım incelendiğinde; öncelikle tahmini bir hedef deplasman (δ_t) öngörülmesi ve (K_e) doğrusu seçilmelidir. V_y kuvveti, bu iki değere bağılı olarak belirlendikten sonra (K_e) doğrusu ile kapasite eğrisinin kesişim noktanın ordinatının $0.6V_y$ şartının sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmelidir. Şayet sağlanmıyorsa, (K_e) doğrusu için eğim değişikliği yapılarak işlemler tekrar edilmeli ve oran tutturulmalıdır (FEMA 440).

Bu şekilde idealleştirilen kapasite eğrisi için, sistemin etkin doğal periyodu (T_e) Şekil (4.2)'de 3. Adım'da verilen denklem yardımıyla bulunur. Ardından hedef deplasman (δ_t) Denklem (4.1) yardımıyla hesaplanır.

$$\delta_t = C_o \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \frac{T_c^2}{4\pi^2} g \quad (4.1)$$

Bu denklemdeki katsayıların tanımları Şekil (4.2)'de 3. Adım'da açıklanmıştır.

C_o katsayısı, yapıdaki taşıyıcı sistem özelliğine, yapıdaki toplam kat adedine ve kullanılan yatay yük dağılımına bağlı olarak (FEMA 356) dokümanında yer alan ilgili tablolar yardımıyla pratik olarak tespit edilebilir. Tablodaki kat adedi kolonunda bulunmayan kat adetleri için C_o değerleri, enterpolasyon uygulanarak bulunabilir.

C_1 katsayısı, aşağıdaki formülle bulunur:

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{a \cdot T_c^2} \quad (4.2)$$

Bu denklemdeki bilinmeyenler aşağıda açıklanmıştır.

T_c : Yapının etkin doğal periyot değeri

a : FEMA 356'da tanımlanmış olan B, C ve D zemin sınıfları için sırasıyla 130, 90 ve 60 sayısal değeri olarak alınmaktadır.

R : Doğrusal elastik olmayan dayanım talebinin akma dayanımına oranı

R değeri, Denklem (4.3) ile hesaplanmaktadır.

$$R = \frac{S_a \cdot W}{V_y} C_m \quad (4.3)$$

Denklem (4.3)'deki bilinmeyenler;

S_a : Yapının birinci doğal titreşim periyoduna karşılık gelen spektral ivme değeri

V_y : Yapının iki doğru parçası ile idealleştirilmiş kapasite eğrisinin akma dayanımı

W : Bina toplam ağırlığı

C_m : Efektif kütle çarpanı olarak tanımlanır.

C_m değeri, yapının kat adedi ve taşıyıcı sistemine bağlı olarak (FEMA 356) dokümanında yer alan ilgili tablolar yardımıyla tespit edilir. Birinci doğal titreşim periyodu bir saniyeden büyük yapılarda C_m değeri 1 olarak alınabilir.

C_2 katsayısı, aşağıdaki formülle bulunur:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \cdot \left(\frac{R-1}{T} \right)^2 \quad (4.4)$$

Alternatif olarak, birinci doğal titreşim periyodu 0.7'den büyük olan yapılarda C_2 değeri 1 olarak alınabilir.

C_3 katsayısı, aşağıdaki formülle bulunur:

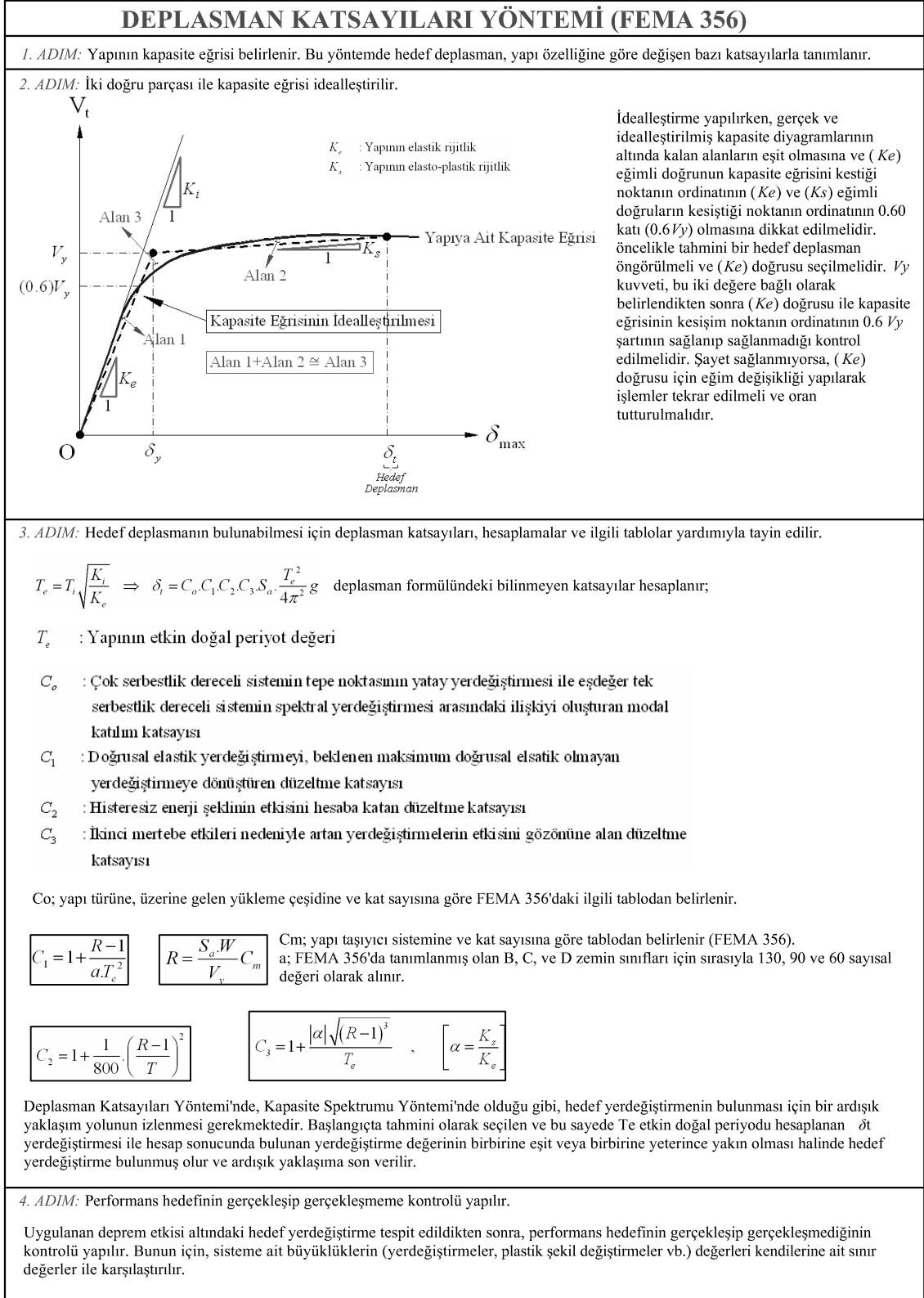
$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha| \sqrt{(R-1)^3}}{T_e} \quad (4.5)$$

α : Elesto-plastik rijitliğin elastik rijitliğe oranı $\left[\alpha = \frac{K_s}{K_e} \right]$ olarak tanımlanmaktadır.

Deplasman Katsayıları Yöntemi'nde, Kapasite Spektrumu Yöntemi'nde olduğu gibi, hedef yerdeğiştirmenin bulunması için bir ardışık yaklaşım yolunun izlenmesi gerekmektedir. Başlangıçta tahmini olarak seçilen ve bu sayede T_e etkin doğal periyodu hesaplanan δ_t yerdeğiştirmesi ile hesap sonucunda bulunan yerdeğiştirme değerinin birbirine eşit veya birbirine yeterince yakın olması halinde hedef yerdeğiştirme bulunmuş olur ve ardışık yaklaşıma son verilir.

Uygulanan deprem etkisi altındaki hedef yerdeğiştirme tespit edildikten sonra, performans hedefinin gerçekleşip gerçekleşmediğinin kontrolü yapılır. Bunun için, sisteme ait büyüklüklerin (yerdeğiştirmeler, plastik şekil değiştirmeler vb.) değerleri kendilerine ait sınır değerler ile karşılaştırılır (Özer, 2008).

Şekil (4.2)'de Deplasman Katsayıları Yöntemi, 4 adımda kısaca anlatılmıştır.



Şekil 4.2 Deplasman Katsayıları Yöntemi

4.3 DBYBHY 2007’de Verilen Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

Binaların deprem performanslarının belirlenmesi için DBYBHY 2007’de tanımlanan doğrusal elastik olmayan analiz yöntemleri konusuna, bu çalışmada Bölüm 3.7.2’de yer verilmiştir. Çalışmanın bu bölümünde, Bölüm 3.7.2’de tanımlanmış artımsal itme analizi yöntemlerinden olan “Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi” incelenecektir. Deprem hesabı yapılırken, Bölüm 3.7’de tanımlanan genel ilke ve kuralların göz önünde tutulması gerektiği unutulmamalıdır.

Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi’nin uygulama şartları; binadaki bodrum kat üzerindeki toplam kat sayısı 8’i aşmamak ve ek dışmerkezlilik dikkate alınmadan hesaplanan burulma düzensizliği katsayısı $\eta_{bi} < 1.4$ olmak şeklinde sıralanabilir. Ayrıca göz önüne alınan deprem doğrultusunda, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) titreşim moduna ait etkin kütlelerin toplam bina kütlelerine (rijit perdelerle çevrelenen bodrum katlarının kütleleri hariç) oranının (etkin kütle oranı) en az 0.70 olması gerekmektedir.

Bu yöntemde, taşıyıcı sistemin yatay kapasitesi ile deprem etkisi talebi kesiştirilerek, depremlili duruma karşılık gelen performans durumu belirlenir. Yöntemin uygulama sırası şu şekildedir: Öncelikle sistemin kapasite eğrisi tespit edilir. Ardından deprem etkisinin talep eğrisi belirlenir ve bu iki eğri kesiştirilerek taşıyıcı sistemde performans durumu belirlenir. Son aşama olarak, performans durumunda iç kuvvetler ve şekil değıştirme durumu incelenip sağlanan performans durumunun hedeflenene uygun olup olmadığının tespiti yapılır.

4.3.1 Doğrusal Elastik Olmayan Davranışın İdealleştirilmesi

Malzeme açısından doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi için, literatürde kabul edilebilirliği ispatlanmış modellerin dışında, doğrusal elastik olmayan analiz için yığılı plastik davranış modeli esas alınabilir. Basit eğilme durumundaki plastik mafsal hipotezi anlamına gelen bu modelde, çubuk eleman olarak idealleştirilen kiriş, kolon ve perde türü taşıyıcı sistem elemanlarındaki iç

kuvvetlerin plastik kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca, plastik şekil değiştirmelerin düzgün yayılı biçimde olduğu varsayılmaktadır. Plastik mafsalları boyu olarak adlandırılan plastik şekil değiştirme bölgesi'nin uzunluğu (L_p), çalışan doğrultudaki kesit boyutu (h)'nin yarısına eşit alınacaktır ($L_p = 0.5 h$) (Bkz. Bölüm 2.4.5).

Yığılı plastik şekil değiştirmeyi temsil eden plastik kesitin, teorik olarak Bölüm 2.4.5'te tanımlanan plastik şekil değiştirme bölgesinin tam ortasına yerleştirilmesi gerekiyor olsa da, pratikte aşağıda belirtilen yaklaşık idealleştirmelere izin verilebilir:

(a)- Kolon ve kirişlerde plastik kesitler, kolon veya kirişlerin net açıklıklarının uçlarına konulabilir. Ancak, düşey yüklerin etkisinden ötürü kiriş açıklıklarında da plastik mafsalların oluşabileceği dikkate alınmalıdır.

(b)- Betonarme perdelerde, plastik kesitlerin her katta perde kesiminin alt ucuna konulmasına izin verilebilir. U, T, L veya kutu kesitli perdeler, bütün kolları birlikte çalışan tek perde olarak idealleştirilmelidir. Binaların bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunması durumunda, bu perdelerden üst katlara doğru devam eden perdelerin plastik kesitleri bodrum üstünden başlamak üzere konulmalıdır.

İtme analizi modelinde kullanılacak plastik kesitlerin iç kuvvet-plastik şekil değiştirme bağıntıları ile ilgili olarak aşağıdaki yaklaşımlar dikkate alınacaktır:

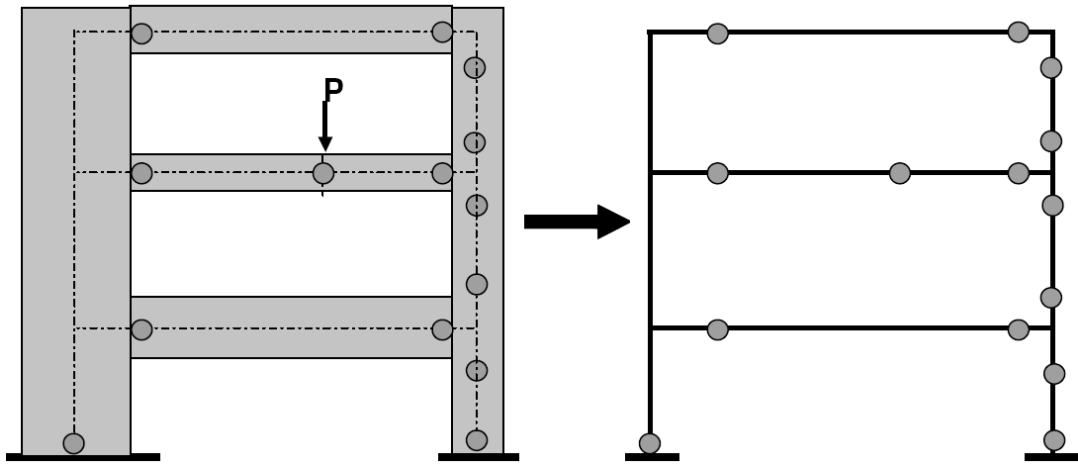
(a) İç kuvvet - plastik şekil değiştirme ($M-\theta_p$) bağıntılarında pekleşme etkisi (plastik dönmenin artışı ile birlikte artan plastik moment durumu) ihmal edilebilir. Bu durumda, bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki kesitlerde plastikleşmeyi izleyen itme adımlarında, iç kuvvetlerin akma yüzeyinin üzerinde kalması koşulu ile plastik şekil değiştirme vektörünün akma yüzeyine yaklaşık olarak dik olması koşulu göz önüne alınacaktır.

(b) Pekleşme etkisinin göz önüne alınması durumunda, bir veya iki eksenli eğilme ve aksel kuvvet etkisindeki kesitlerde plastikleşmeyi izleyen itme adımlarında iç kuvvetlerin ve plastik şekil değiştirme vektörünün sağlaması gereken koşullar, ilgili literatürden alınan uygun bir pekleşme modeline göre tanımlanacaktır.

4.3.2 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüklü Yöntemi

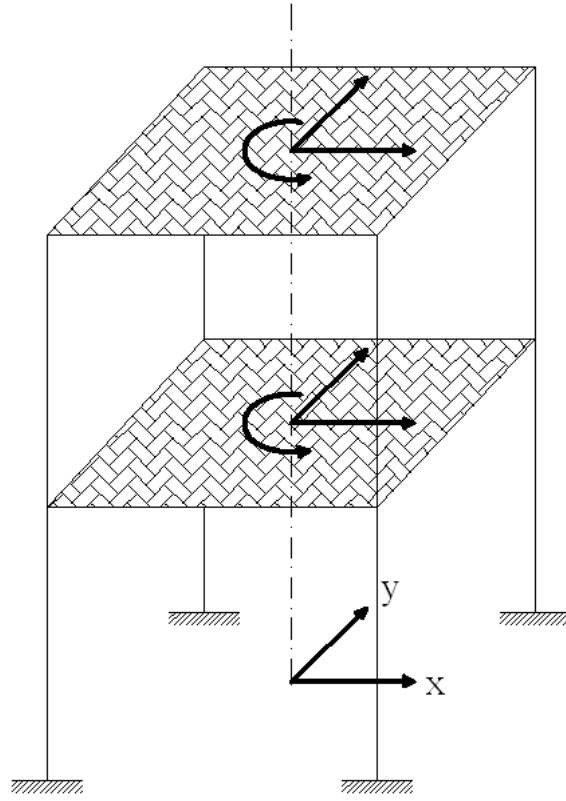
Bu yöntemde izlenmesi gereken yol aşağıda aşamalar halinde açıklanmıştır.

1. aşama: Binanın üç boyutlu analitik modeli oluşturulduktan sonra, plastik kesit oluşması öngörülen tüm kesitlerin moment - eğrilik bağıntıları ile birleşik eğilmeye maruz kalmış elemanların (kolonların) M - N karşılıklı etkileşim diyagramları tespit edilir. Plastik mafsallar, önceki bölümlerde açıklanan esaslara uygun şekilde atanır (Şekil 4.11) (Türker, 2008).



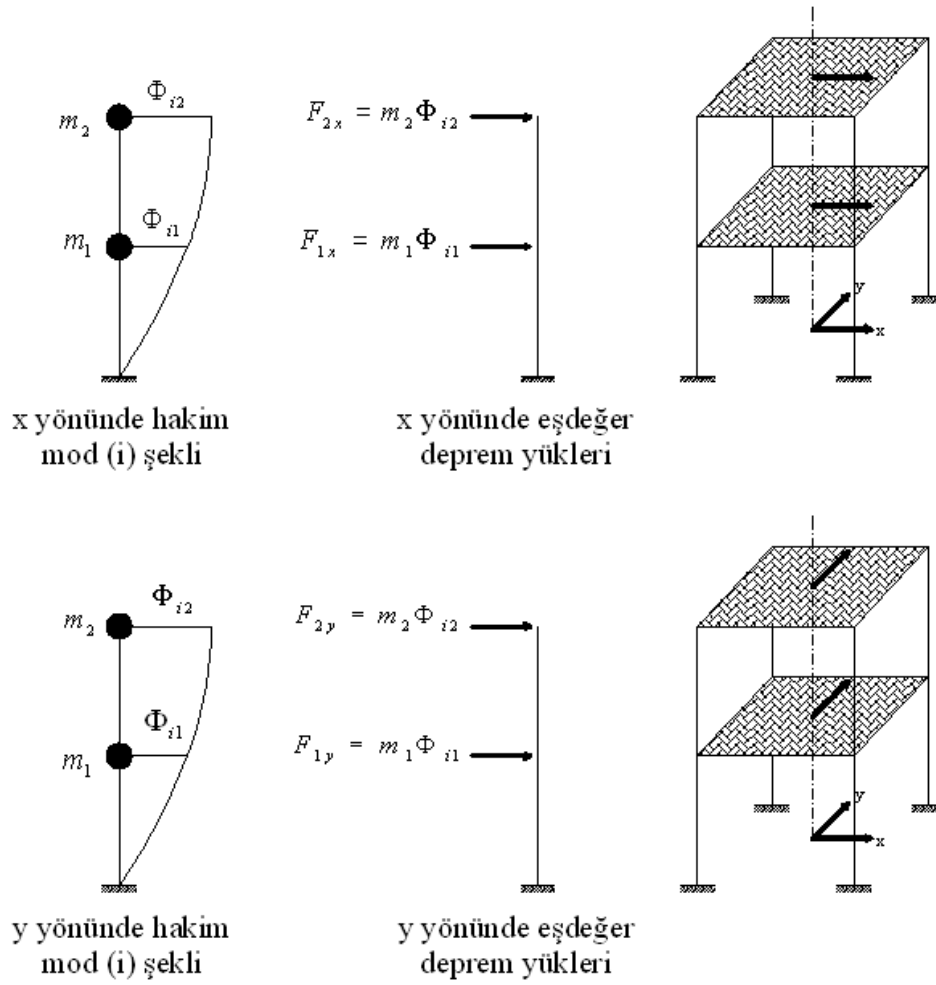
Şekil 4.11 Elemanlarda plastik mafsalların atanması (Türker, 2008).

2. aşama: Doğrusal elastik davranış esas alınarak, taşıyıcı sistemin doğal titreşim periyotları ve mod şekilleri tespit edilir. Döşemelerde rijit diyafram kabulünün olduğu binalarda, her bir katta birbirine dik doğrultuda iki yatay serbestlik derecesi ve kütle merkezinden geçen düşey eksen etrafındaki dönme serbestlik derecesi olmak üzere, her bir kat için toplam üç serbestlik derecesi dikkate alınır (Şekil 4.12). Tüm bina için serbestlik derecesi, kat adedinin üç ile çarpılması ile elde edilir.



Şekil 4.12 Döşemelerde rijit diyafram kabulü çerçevesinde kat serbestlik dereceleri

3. aşama: (x) ve (y) deprem doğrultusu için hakim mod göz önüne alınarak, eşdeğer deprem yükü dağılımı tespiti yapılır. Her kattaki yük (F), ilgili genlikle (Φ) kütlelerin (m) çarpımından elde edilen değerle orantılı olacak şekilde belirlenir (Şekil 4.13).



Şekil 4.13 Her bir deprem doğrultusu için eşdeğer deprem yükleri

4. aşama: Sistem $(1.0G + 0.3Q)$ düşey yük kombinasyonu altında doğrusal olmayan statik analize tabi tutulur ve elde edilen kesit tesirleri altında 3. aşama'da elde edilen eşdeğer deprem yükü dağılımı ile doğrusal olmayan itme analizi (pushover) yapılır (Türker 2008). İtme analizinin detayları, Bölüm 2.5'de anlatılmıştır.

5. aşama: Çok serbestlik dereceli sistem için bulunan kapasite eğrisine uygulanan koordinat dönüşümü sayesinde, koordinatları "modal yerdeğiştirme – modal ivme" olan eşdeğer tek serbestlik dereceli sisteme ait modal kapasite diyagramı aşağıdaki şekilde elde edilir:

(a) (i)'inci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hâkim) moda ait modal ivme $a_1^{(i)}$ Denklem 4.15 ile elde edilir (DBYBHY 2007).

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \quad (4.15)$$

Denklem (4.15)'te;

$a_1^{(i)}$: (i)'inci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal ivme

$V_{x1}^{(i)}$: x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda (hakim moda) ait taban kesme kuvveti

M_{x1} : x deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci (hakim) moda ait etkin kütle olarak tanımlanmaktadır.

(b) (i)'inci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hâkim) moda ait modal yerdeğiştirme hesabı için ise, Denklem (4.16)'dan yararlanılabilir:

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{(i)}}{\Phi_{xN1} \Gamma_{x1}} \quad (4.16)$$

Denklem (4.16)'da;

$d_1^{(i)}$: (i)'inci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal yerdeğiştirme

$u_{xN1}^{(i)}$: Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yerdeğiştirme

Φ_{xN1} : Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliği

Γ_{x1} : x deprem doğrultusunda birinci moda ait katkı çarpanı olarak tanımlanmaktadır.

Γ_{x1} değeri, DBYBHY 2007'de Bölüm 2'de Denklem (2.15) ile verilen ve x deprem doğrultusunda taşıyıcı sistemin başlangıç adımıdaki doğrusal elastik davranışı için tanımlanan L_{x1} ve M_1 'den yararlanılarak aşağıdaki şekilde elde edilir (DBYBHY 2007).

$$\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_1} \quad (4.17a)$$

$$L_{xn} = \sum_{i=1}^N m_i \cdot \Phi_{xin} \quad , \quad L_{yn} = \sum_{i=1}^N m_i \cdot \Phi_{yin} \quad , \quad M_n = \sum_{i=1}^N (m_i \cdot \Phi_{xin}^2 + m_i \cdot \Phi_{yin}^2 + m_{\theta i} \cdot \Phi_{\theta in}^2) \quad (4.17b)$$

Denklem (4.17b)'de;

m_i : Binanın (i)'inci katının kütlesi ($m_i = w_i / g$)

$m_{\theta i}$: Kat döşemelerinin rijit diyafram olarak çalışması durumunda, binanın (i)'inci katının kaydırılmamış kütle merkezinden geçen düşey eksene göre kütle eylemsizlik momenti

Φ_{xin} : Kat döşemelerinin rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, (n)'inci mod şeklinin (i)'inci katta x eksenini doğrultusundaki yatay bileşeni

Φ_{yin} : Kat döşemelerinin rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, (n)'inci mod şeklinin (i)'inci katta y eksenini doğrultusundaki yatay bileşeni

$\Phi_{\theta in}$: Kat döşemelerinin rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, (n)'inci mod şeklinin (i)'inci katta düşey eksen etrafındaki dönme bileşeni olarak tanımlanmaktadır.

Yukarıda açıklandığı şekilde elde edilen modal kapasite diyagramı ile birlikte, elastik davranış spektrumu göz önüne alınarak, birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait maksimum modal yer değiştirme, yani modal yerdeğiştirme istemi hesaplanır. Tanım olarak modal yer değiştirme talebi $d_1^{(p)}$, doğrusal olmayan spektral yer değiştirme S_{di1} 'e eşittir:

$$d_1^{(p)} = S_{di1} \quad (4.18)$$

Doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme (S_{di1}), itme analizinin ilk adımında, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (deprem doğrultusunda hâkim) moda ait $T_1^{(1)}$ başlangıç periyoduna karşı gelen doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme S_{de1} 'e bağlı olarak Denklem (4.19) ile elde edilmektedir.

$$S_{di1} = C_{R1} \cdot S_{de1} \quad (4.19)$$

Doğrusal elastik (lineer) spektral yerdeğiştirme S_{de1} , itme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme S_{ae1} 'den hesaplanmaktadır.

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2} \quad (4.20)$$

Denklem (4.19)'da yer alan spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1} , başlangıç periyodu $T_1^{(1)}$ 'in değerine bağlı olarak aşağıdaki kıstaslara bağlı olarak belirlenir ($T_1^{(1)} = 2\pi/\omega_1^{(1)}$). $T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun, ivme spektrumundaki karakteristik

periyot T_B 'ye eşit veya daha uzun olması durumunda $(T_1^{(1)} \geq T_B$ veya $(\omega_1^{(1)})^2 \leq \omega_B^2$), doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme S_{d1} , eşit yer değiştirme kuralı doğrultusunda doğal periyodu yine $T_1^{(1)}$ olan eşlenik doğrusal elastik sisteme ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme S_{del} 'e eşit alınacaktır. Buna göre Denklem (4.19)'da verilen spektral yerdeğiştirme oranı:

$$C_{R1} = 1 \quad (4.21)$$

olacaktır (DBYBHY 2007).

Şekil (4.14)'de ve onu izleyen Şekil (4.15)'de birinci (hakim) titreşim moduna ait ve koordinatları (d_1, a_1) olan modal kapasite diyagramı ile koordinatları, “spektral yerdeğiştirme (S_d) – spektral ivme (S_a)” olan davranış spektrumu bir arada çizilmiştir. $T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun, ivme spektrumundaki karakteristik periyot T_B 'den daha kısa olması durumunda $(T_1^{(1)} < T_B$ veya $(\omega_1^{(1)})^2 > \omega_B^2$) ise, Denklem (4.19)'da yer alan spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1} , ardışık yaklaşımla aşağıdaki şekilde hesaplanacaktır:

(a) İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı, Şekil (4.15)-(a)'da gösterildiği üzere, yaklaşık olarak iki doğrulu bir diyagrama dönüştürülür. Bu diyagramın başlangıç doğrusunun eğimi, itme analizinin ilk adımındaki ($i=1$) doğrunun eğimi olan birinci moda ait özdeğere, $(\omega_1^{(1)})^2$, eşit alınır $(T_1^{(1)} = 2\pi/\omega_1^{(1)})$.

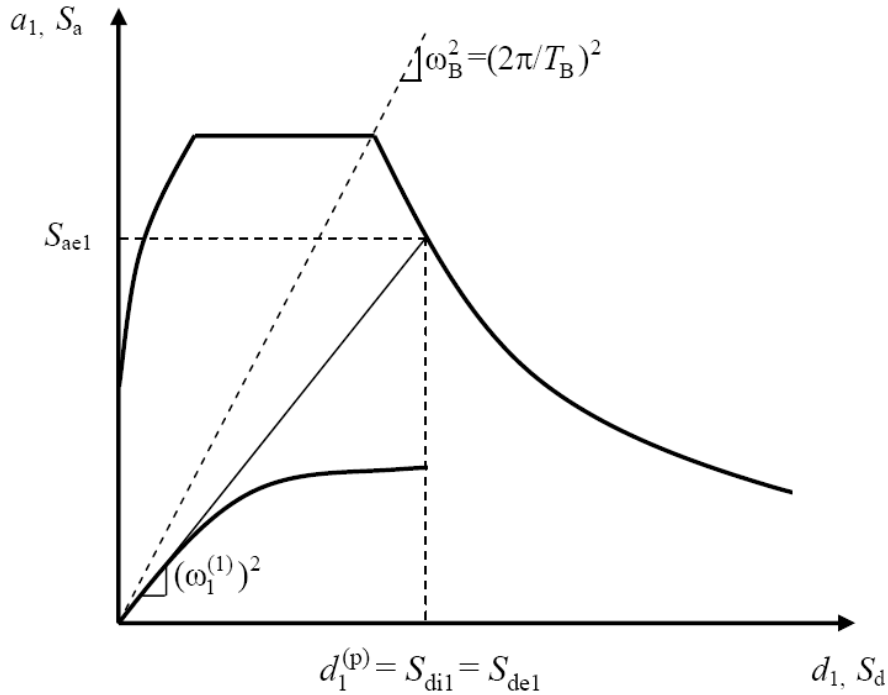
(b) Ardışık yaklaşımın ilk adımında $C_{R1} = 1$ kabulü yapılarak, diğer deyişle Denklem (4.21) kullanılarak eşdeğer akma noktası'nın koordinatları eşit alanlar kuralı ile belirlenir. Şekil (4.15a)'da görülen a_{y1}^o esas alınarak C_{R1} aşağıda şekilde tanımlanmaktadır.

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1) \cdot T_B / T_1^{(1)}}{R_{y1}} \geq 1 \quad (4.22)$$

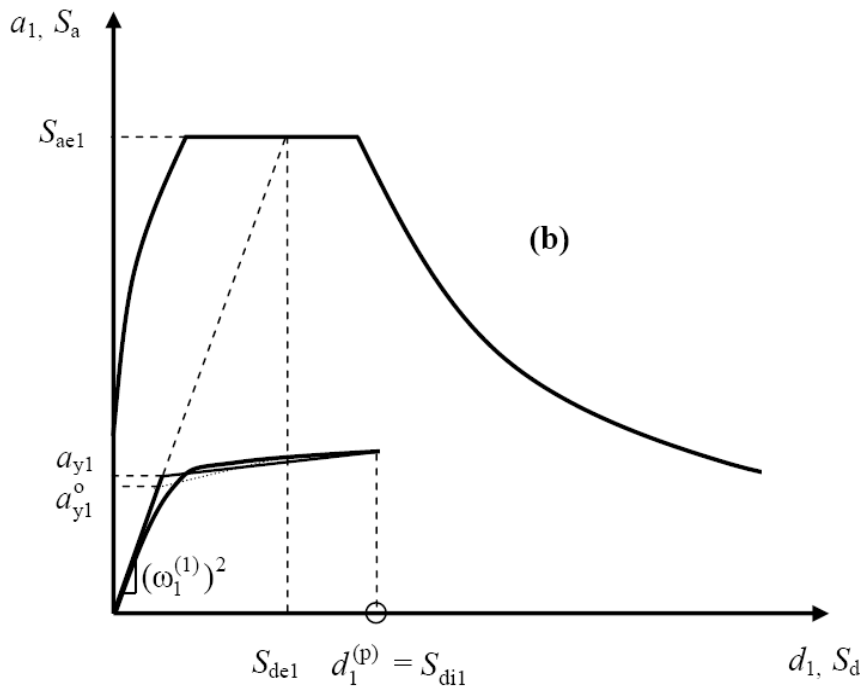
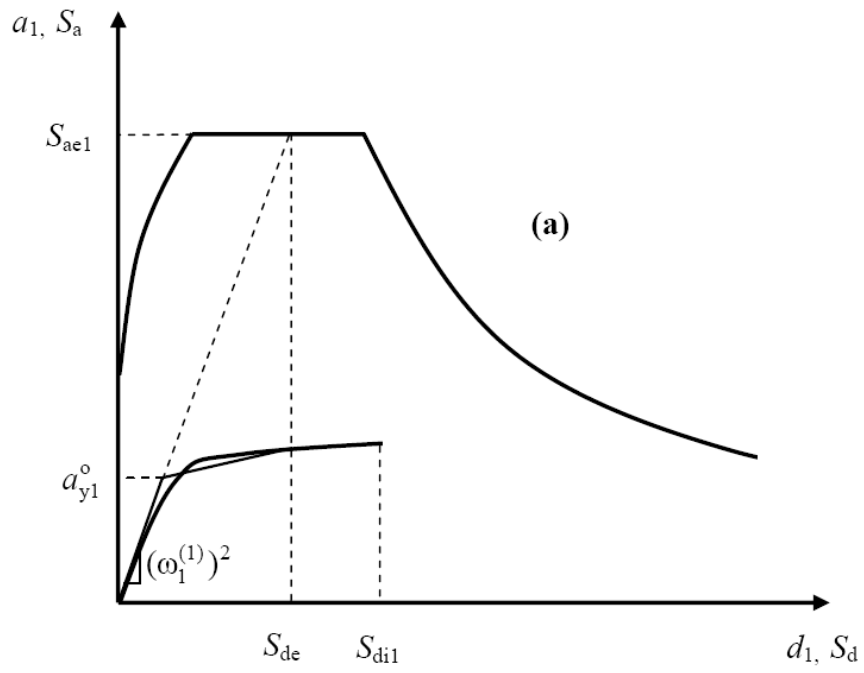
Bu bağıntıda R_{y1} birinci moda ait dayanım azaltma katsayısını göstermektedir ve aşağıdaki formülle hesaplanmaktadır.

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \quad (4.23)$$

(c) Denklem (4.22)'den bulunan C_{R1} kullanılarak Denklem (4.19)'a göre hesaplanan S_{d1} esas alınarak eşdeğer akma noktasının koordinatları, Şekil (4.15)-(b)'de gösterildiği üzere, eşit alanlar kuralı ile yeniden belirlenir ve bunlara göre a_{y1} , R_{y1} ve C_{R1} tekrar hesaplanır. Ardışık iki adımda elde edilen sonuçların kabul edilebilir ölçüde birbirlerine yaklaştıkları adımda ardışık yaklaşıma son verilir (DBYBHY 2007).



Şekil 4.14 $T_1^{(1)} \geq T_B$ Durumu için performans noktasının belirlenmesi



Şekil 4.15 $T_1^{(1)} < T_B$ Durumu için performans noktasının belirlenmesi

Son itme adımı $i = p$ için Denklem (4.18)'e göre belirlenen modal yerdeğiştirme istemi $d_1^{(p)}$ 'nin Denklem (4.16)'da yerine konulması ile x deprem doğrultusundaki tepe yerdeğiştirmesi istemi $u_{xN1}^{(p)}$ elde edilecektir:

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \cdot \Gamma_{x1} \cdot d_1^{(p)} \quad (4.24)$$

Buna karşı gelen diğer tüm istem büyüklükleri (yerdeğiştirme, şekil değiştirme ve iç kuvvet istemleri) mevcut itme analizi çalışmasından elde edilecek veya tepe yerdeğiştirmesi istemine ulaşıncaya kadar yapılacak yeni bir itme analizi ile hesaplanacaktır (DBYBHY 2007).

Doğrusal elastik olmayan yöntemlerden her hangi birisine göre hesaplanan taşıyıcı sistemlerde, performans noktasının belirlenmesinin ardından, depremin istemine karşı sistemin elasto-plastik davranışla yapacağı yerdeğiştirme, plastik mafsallık yerleri, θ_p plastik mafsallık dönmeleri ve buna bağlı olarak ϕ_p plastik eğrilikler bulunabilir. Bu plastik eğriliklere kesitin plastikleşmeye erişinceye kadar yaptığı ϕ_y akma elastik eğriliği de eklenerek kesitin toplam eğrilik istemi ϕ_t aşağıdaki gibi bulunabilir (Celep, 2007):

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p = \phi_y + \frac{\theta_p}{L_p} \quad (4.25)$$

Kesitte bulunan aksenal kuvvet ve eğilme momenti belirli olduğuna göre bu değerler kullanılarak kesitteki şekil değiştirme durumu (betondaki en büyük kısalma ve donatının en büyük uzaması) Denklem (4.25) ile tanımlanan toplam eğrilik istemine göre moment-eğrilik analizi ile hesaplanacaktır.

Beton ve donatı çeliğinin birim şekil değiştirmeleri cinsinden Denklem (4.25)'e göre elde edilen deprem istemleri, aşağıda tanımlanan birim şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak, kesit düzeyinde taşıyıcı sistem performansı

belirlenecektir. Bundan sonraki adımlarda, tıpkı doğrusal elastik yöntemlerdeki gibi, kesitlerden elemanlara ve katlara geçilerek binanın performans durumu belirlenir.

Plastik şekil değiştirmelerin meydana geldiği betonarme sünek taşıyıcı sistem elemanlarında, çeşitli kesit hasar sınırlarına göre izin verilen şekil değiştirme üst sınırları (kapasiteleri) Tablo (4.8)'de tanımlanmıştır.

Tablo 4.8 Betonarme sünek taşıyıcı sistem elemanlarında, çeşitli kesit hasar sınırlarına göre izin verilen şekil değiştirme üst sınırları

		İZİN VERİLEN ŞEKİL DEĞİŞTİRME ÜST SINIRLARI		
		ϵ_{cu}	ϵ_{cg}	ϵ_s
KESİT HASAR SINIRLARI	<i>MN</i>	0.0035	-	0.010
	<i>GV</i>	-	$0.0035 + 0.01(\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.0135$	0.040
	<i>GÇ</i>	-	$0.004 + 0.014(\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.018$	0.060

MN: Kesit Minimum Hasar Sınırı , GV: Kesit Güvenlik Sınırı , GÇ: Kesit Göçme Sınırı

Burada;

ϵ_{cu} : Kesitin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi

ϵ_{cg} : Etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi

ϵ_s : Donatı çeliği birim şekil değiştirmesi olarak tanımlanmaktadır.

Tablo (4.8)'deki sınır değerler incelendiğinde, hasar sınırının ilerlemesiyle donatıda daha büyük şekil değiştirmelere izin verildiği görülmektedir.

BÖLÜM BEŞ

GÜÇLENDİRME YÖNTEMLERİ

Binaların güçlendirilmesi ve iyileştirilmesindeki amaç; ilgili yönetmelik kurallarına ve şartnamelere göre yapılan hesap sonucunda güvenliğinin istenen seviyede olmadığı tespit edilen yapıların bir takım uygulama sonrasında istenilen deprem performansını sağlamasıdır. Bu uygulamalar; yapıda deprem hasarlarına neden olabilecek noksanlıkların giderilmesi, sisteme yeni taşıyıcı elemanların eklenmesi, binanın kütlelerinin azaltılması, sistemdeki kuvvet sürekliliğinin sağlanması ve mevcut yapı elemanlarının deprem istemi karşısındaki davranışlarının geliştirilmesi olarak sayılabilir.

Güçlendirme uygulamaları, eleman (taşıyıcı sistem elemanlarının bireysel olarak güçlendirilmesi ve iyileştirilmesi) ve bina düzeyinde (yapı sisteminin tamamının güçlendirilmesi) olmak üzere iki grupta ele alınabilir. Bu güçlendirme türleri yalnız başlarına kullanılabilirler gibi birlikte de uygulanabilirler. Aşağıda ana başlıklar halinde, taşıyıcı sistem elemanlarının bireysel olarak güçlendirilmesi ve iyileştirilmesi ile yapı sisteminin tamamının güçlendirilmesi konularına kısaca değinilmiştir.

5.1 Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Bireysel Olarak Güçlendirilmesi ve İyileştirilmesi

Öngörülen yatay ve düşey etkiler altında istenen performansı gösteremeyen veya hasara uğramış olan kolon, kiriş, perde, eleman birleşim bölgeleri ve dolgu duvarları gibi sistem elemanlarının ve birleşimlerinin, bireysel olarak şekil değiştirme kapasitelerinin ve dayanımlarının artırılması şeklindeki güçlendirme ve iyileştirme işlemleridir.

Bireysel olarak elemanların güçlendirilmesinde uygulanan yöntemler aşağıda verilmiştir ve bu yöntemler hakkında kısaca bahsedilmiştir.

5.1.1 Kolonların Sarılması

Yapı sisteminde kolonlar; aksenal taşıma ve kesme kapasitelerinin arttırılması, donatı ek bölgelerindeki bindirme boyu yetersizliklerinin giderilmesi ve şekil değiştirme kapasitesinin arttırılması gibi sebeplerden dolayı sarılma yoluyla güçlendirilebilmektedir.

Pratikte en çok uygulanan sargılama yöntemleri arasında betonarme sargı, çelik sargı ve lifli polimer (LP) sargı ön plana çıkmaktadır.

Betonarme sargılamalarda; mevcut kolondaki pas payı kazınarak veya yüzeyleri örselenerek uygulama yapılır. Betonarme sargı alt kat döşemesinin üstünde başlar ve üst kat döşemesinin altında sona erer. Yeni katmanın içinde hem boyuna donatı hem de etriye olduğundan sargı elemanı, kolonun kesme ve aksenal yük taşıma kapasitelerini artırır. Yeni katmandaki boyuna donatının katlar arasındaki sürekliliği sağlandığı takdirde, sargı ile kolonun eğilme kapasitesi de artırılmış olur. Çelik sargılamalarda; çelik sargı dikdörtgen betonarme kolonların köşelerine dört adet boyuna köşebent yerleştirilmesi ve köşebentlerin belirli aralıklarla düzenlenen yatay plakalarla kaynaklanması ile oluşturulmaktadır. Bu yöntem sayesinde kolonun sünekliliği arttırılabilmektedir. Lifli polimer (LP) sargı uygulamalarında; LP tabakası kolonların çevresine, lifler enine donatılara paralel olacak şekilde sarılması ve yapıştırılması ile sargılama sağlanır. Her üç yöntemin uygulamasına yönelik ayrıntılar DBYBHY 2007'nin ilgili bölümlerinde yer almaktadır.

5.1.2 Kolonların Eğilme Kapasitelerinin Arttırılması

Kolonlarda eğilme kapasitesinin arttırılması için kolon kesitlerinin büyütülmesi gerekmektedir. Bu yöntemin uygulanmasıyla, kolonların keme kuvveti ve aksenal yük taşıma kapasiteleri de artmaktadır. Katlar arasında sürekliliğin sağlanması için büyütülmüş kolona eklenen boyuna donatılar kat döşemelerinden açılan delikler yardımıyla geçirilir. Büyütülmüş kolon enine donatı ile de sarılır. Enine donatı birleşim bölgesinde kirişlerde açılan yatay deliklerden geçirilir. Büyütülen kolon

kesitinin paspayı, eklenen düşey ve yatay donatıyı örtmek için yeterli kalınlıkta olmalıdır. Yeni ve eski betonun aderansının sağlanması için mevcut kolonun yüzeyindeki sıva tabakasının sıyırılması ve beton yüzeylerinin pürüzlendirilmesi gerekmektedir (Özer, 2008).

5.1.3 Kirişlerin Sarılması

Betonarme kirişlerin kesme dayanımlarının süneklik kapasitelerinin artırılması için bu yöntem uygulanabilir. Kirişlere uygulanan başlıca sarma yöntemleri, dıştan etriye ile sarma ve lifli polimer (LP) ile sarmadır (DBYBHY 2007).

5.1.4 Bölme Duvarlarının Güçlendirilmesi

Binada mevcut olan ve temelden itibaren yapı yüksekliği boyunca süreklilik gösteren yığma bölme duvarlar, yüzeylerine hasır çelik donatılı harç tabakasının veya benzeri amaçlı malzemelerin uygulanmasıyla güçlendirilerek yapı taşıyıcı sistemine katılabilir. Güçlendirilen bölme duvarlarının rijitlik ve dayanım özellikleri tanımlanır ve bu duvarlar yapı modeli içinde basınç kuvveti alan eşdeğer çubuk elemanlar ile temsil edilir (Özer, 2008).

5.2 Yapı Sisteminin Tamamının Güçlendirilmesi

Binanın taşıyıcı sisteminin şekil değiştirme ve dayanım kapasitesinin artırılması ve iç kuvvetlerin dağılımında sürekliliğin sağlanması; çerçeve düzlemi içinde veya çerçeve düzlemine bitişik betonarme perdeler eklenmesi, betonarme sisteme yeni çerçeveler eklenmesi ve betonarme sistemin kütlelerinin azaltılması şeklinde yapılabilir.

5.2.1 Betonarme Taşıyıcı Sistemlerin Yerinde Dökme Betonarme Perdeler İle Güçlendirilmesi

Yanal rijitliği ve dayanımı yetersiz olan betonarme taşıyıcı sistemler, yerinde dökme betonarme perdelerle güçlendirilebilirler. Betonarme perdeler mevcut çerçeve düzlemi içinde veya çerçeve düzlemine bitişik olarak düzenlenebilir (DBYBHY

2007). Bu ana yöntem, ülkemiz koşullarında tercih edilen güçlendirme yöntemlerinin başında yer almaktadır.

Mevcut çerçeve aksı içinde eklenecek betonarme perdeler, temelden başlayarak perde üst kotuna kadar sürekli olacak şekilde yapılmalıdır. Bu amaçla, perde uç bölgesindeki boyuna donatıların ve perde gövdesindeki boyuna donatıların perde yüksekliği boyunca sürekliliği sağlanmalıdır. Perdelerin, içinde buldukları çerçeveye ankraj çubukları ile bağlanarak birlikte çalışmaları sağlanmalıdır. Perde ucunda mevcut kolon bulunmaması durumunda perde uç bölgesi oluşturulur. Perde ucunda mevcut kolon bulunması durumunda mevcut kolondan uç bölgesi olarak yararlanılabilir.

Mevcut çerçeveye bitişik olarak düzenlenecek betonarme perdeler; dış çerçeve aksının dışında, temelden başlayarak perde üst kotuna kadar süreklilik arz etmelidir. Perdelerin bitişik oldukları çerçeveye ankraj çubukları ile bağlanarak birlikte çalışmaları sağlanmalıdır (DBYBHY 2007).

5.2.2 Betonarme Sisteme Yeni Çerçeveler Eklenmesi

Betonarme sistemin dışına yeni çerçeveler eklenerek yatay kuvvetlerin paylaşımı sağlanabilir. Sisteme eklenecek çerçevelerin temelleri mevcut binanın temelleri ile birlikte düzenlenmelidir. Yeni çerçevelerin mevcut binanın taşıyıcı sistemi ile birlikte çalışması için bu çerçeveler mevcut binanın döşemelerine gerekli yük aktarımını sağlayacak şekilde bağlanmalıdır.

5.3 Diğer Güçlendirme Yöntemleri

Yukarıda açıklanan, eleman ve sistem düzeyindeki geleneksel güçlendirme önlemlerinin yerine veya onlara ek olarak diğer bazı güçlendirme yöntemlerine de başvurulabilir. Bunlardan başlıcaları aşağıda açıklanmıştır.

5.3.1 Yapıdaki Mevcut Düzensizliklerin Azaltılması veya Giderilmesi

Yapı sisteminde var olan düzensizliklerin sistemin deprem performansını önemli ölçüde etkilemesi durumunda, hedeflenen performans düzeyine ulaşılabilmesi için, bu düzensizliklerin azaltılması veya tamamen ortadan kaldırılması gerekli olabilir. Bu kapsamda alınabilecek iyileştirme önlemlerinden başlıcaları; yapı sistemine ilaveler yapmak veya gerekli olan durumlarda yapı sisteminin bazı bölümlerini kaldırmak suretiyle, zayıf kat ve yumuşak kat düzensizliklerinin giderilmesi, burulma düzensizliğinin azaltılması ve taşıyıcı sistemdeki süreksizliklerin ortadan kaldırılmasıdır (Özer, 2008).

5.3.2 Betonarme Sistemin Kütlesinin Azaltılması

Betonarme sistemin kütlesinin azaltılmasıyla, yapıya etki eden düşey yüklerin ve deprem kuvvetlerinin azalan kütle ile orantılı olarak azalacak olması binanın performans düzeyini ve güvenliğini arttıracaktır. Azaltılacak veya kaldırılacak kütle ne kadar yapı üst kotlarına yakın ise, deprem güvenliğini arttırmadaki etkinliği de o kadar fazla olacaktır. En etkili kütle azaltılması türleri binanın üst katının veya katlarının iptal edilerek kaldırılması, binanın kullanım amacını değiştirerek hareketli yük azaltılmasının sağlanması, mevcut çatının hafif bir çatı ile değiştirilmesi, çatıda bulunan su deposu vb. tesisat ağırlıklarının zemine indirilmesi, ağır balkonların, parapetlerin, bölme duvarların, cephe kaplamalarının daha hafif elemanlar ile değiştirilmesidir (DBYBHY 2007).

5.3.3 Taban İzolasyonu ve Enerji Sönümleyici Aygıtlar Kullanılması

Mevcut yapı sisteminin uygun bölgelerine izolatörler konularak taban izolasyonunun sağlanması ve/veya enerji sönümleyici aygıtlardan (damperler) yararlanarak deprem enerjisinin söndürülmesi suretiyle deprem isteminin azaltılması, yapı taşıyıcı sisteminin deprem performansını arttıran önlemler arasında yer almaktadır (Özer, 2008).

BÖLÜM ALTI

ÖRNEK UYGULAMALAR

Çalışmanın bu bölümünde; örnek uygulama yapmak amacıyla, projesi 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre tasarlanmış ve İzmir'de 1986 yılında inşa edilmiş mevcut bir bina incelenmiştir. Bölüm 6.1'de, örnek olarak belirlenen mevcut binanın Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile deprem performansı değerlendirilmiş, Bölüm 6.2'de ise mevcut binaya çerçeve düzlemi içinde betonarme perde eklemek suretiyle güçlendirme uygulaması yapılarak tekrar performans değerlendirilmesi yapılmıştır.

6.1 Örnek Olarak Seçilen Mevcut Binanın Değerlendirilmesi

Çalışmanın bu bölümünde, örnek olarak belirlenen mevcut bir binanın DBYBHY 2007 kriterlerine göre performans değerlendirilmesi yapılmıştır. Analiz yöntemi olarak Bölüm Dört'de ayrıntılı olarak açıklanan ve DBYBHY 2007'de yer alan Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi kullanılmıştır.

Performans değerlendirilmesi yapılmak üzere, projesi 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre Z3 zemin sınıfında tasarlanmış 5 katlı betonarme çerçeve sistemli bir bina dikkate alınmıştır. Söz konusu bina 1986 yılında İzmir'de inşa edilmiştir. Binaya ait genel bilgiler aşağıdaki bölümde verilmiştir.

6.1.1 Genel Bina Bilgileri

Bina Bilgileri

Bina kat sayısı	Zemin + 4 Normal Kat
Bina kat yüksekliği	2.5 m (Tüm katlar)
Toplam bina yüksekliği	12.5 m
Binanın X doğrultusundaki toplam uzunluğu	22.80 m
Binanın Y doğrultusundaki toplam uzunluğu	8.30 m

Bina oturma alanı	163 m ²
Bina kullanım amacı	Konut

Malzeme Bilgileri

Beton (Tüm betonarme elemanlar)	C 16 ($f_{cm} = 16$ MPa)
Donatı çeliği	S220 I ($f_{ym} = 220$ MPa)
Betonarme elastisite modülü (E_c)	27000 MPa
Donatı çeliği elastisite modülü (E_s)	200000 MPa

Proje Parametreleri

Deprem bölgesi	1. Bölge
Etkin yer ivmesi (A_0)	0.40
Binanın projesi (Var / Yok)	Var
Bilgi düzeyi	Kapsamlı
Bina önem katsayısı (I)	1.0
Yerel zemin sınıfı	Z3
Zemin emniyet gerilmesi	150 kN/m ²
Zemin yatak katsayısı	15000 kN/m ²
Spektrum karakteristik periyotları	$T_A = 0.15$ sn, $T_B = 0.60$ sn
Hareketli yük katılım katsayısı (n)	0.3
Döşeme türü	Plak
Döşeme kalınlığı	0.12 m – 0.15 m

Yükler

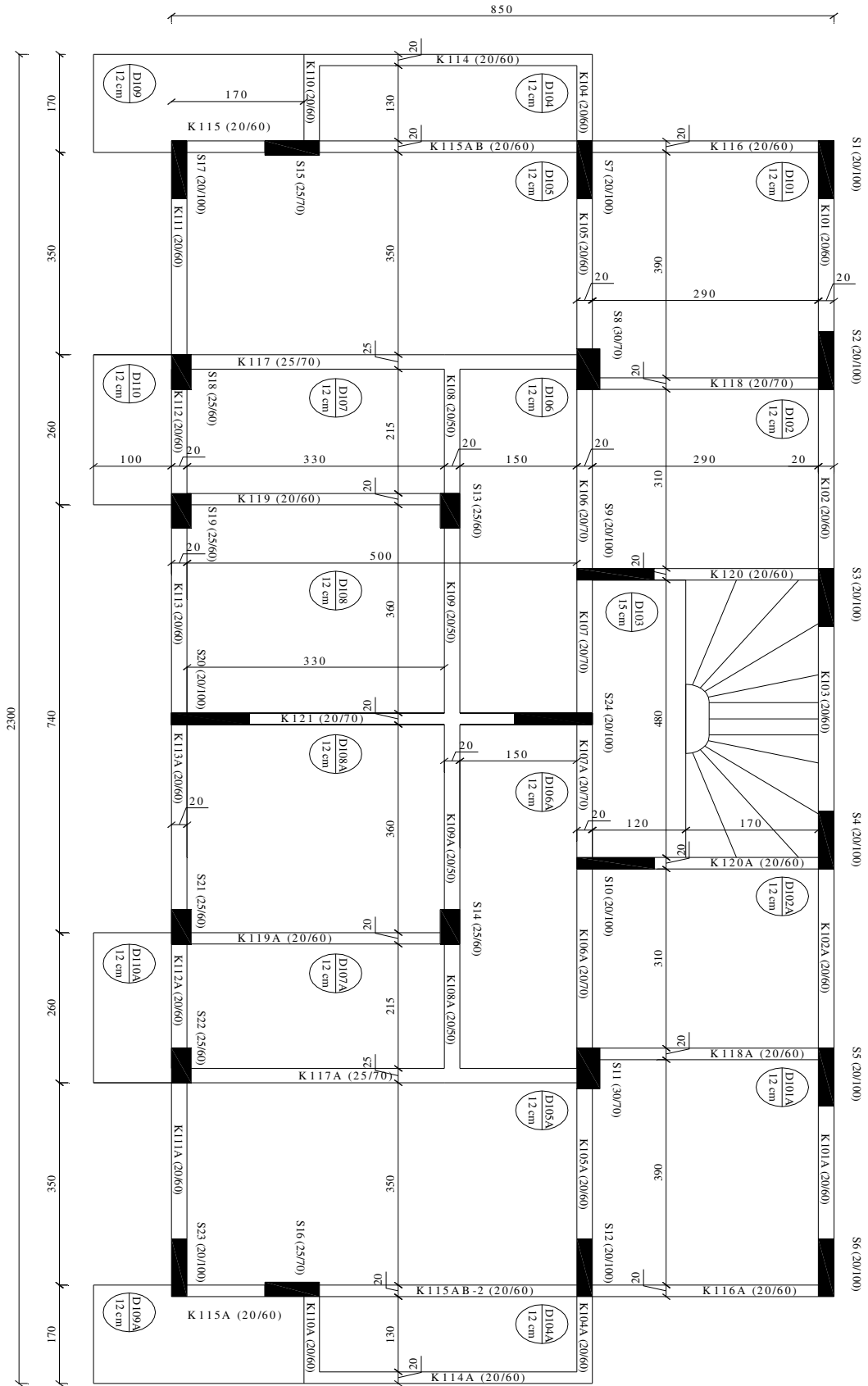
Beton yoğunluğu	25 kN/m ³
Dış duvar yükü (20 cm + Sıva)	8.36 kN/m
İç duvar yükü (10 cm + Sıva)	5.50 kN/m
Sıva + Kaplama	1.50 kN/ m ²
Hareketli yük (Normal katlarda)	2.00 kN/ m ²

Hareketli yük (Çatı katında)	1.00 kN/ m ²
Hareketli yük (Merdiven ve balkonlarda)	3.50 kN/ m ²

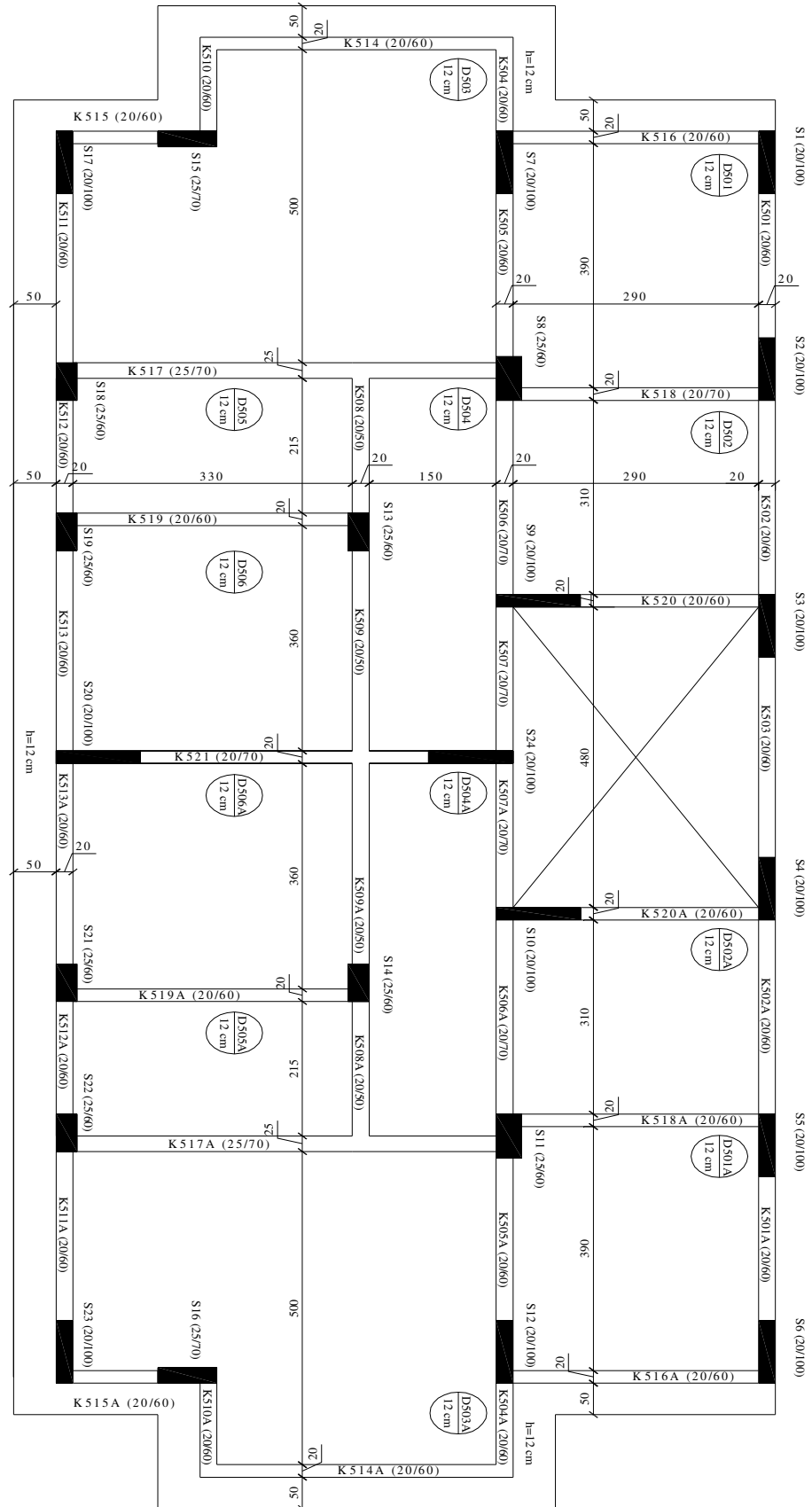
Yapı analizinde beton ve donatı çeliğinin projede belirtilen dayanımları esas alınmıştır. Yapının üç boyutlu analitik modeli oluşturulmuş ve Şekil 6.2’de gösterilmiştir. Betonarme sistemlerin eleman boyutlarının tanımında birleşim bölgeleri sonsuz rijit uç bölgeleri olarak göz önüne alınmış ve binanın kat döşemeleri rijit diyafram olarak idealleştirilmiştir.

Artımsal itme analizinde plastik mafsalları tanımlanacak kesitlerin iç kuvvet-plastik şekil değiştirme bağıntılarının tanımlanmasına ihtiyaç duyulmaktadır. Bu amaçla plastikleşme ihtimali bulunan bütün kesitlerin moment-eğrilik ilişkileri XTRACT programı kullanılarak belirlenmiş ve bu eğriler iki doğru parçası ile idealleştirilmiştir. Yapının üç boyutlu analizleri, SAP 2000 bilgisayar programı ile gerçekleştirilmiştir.

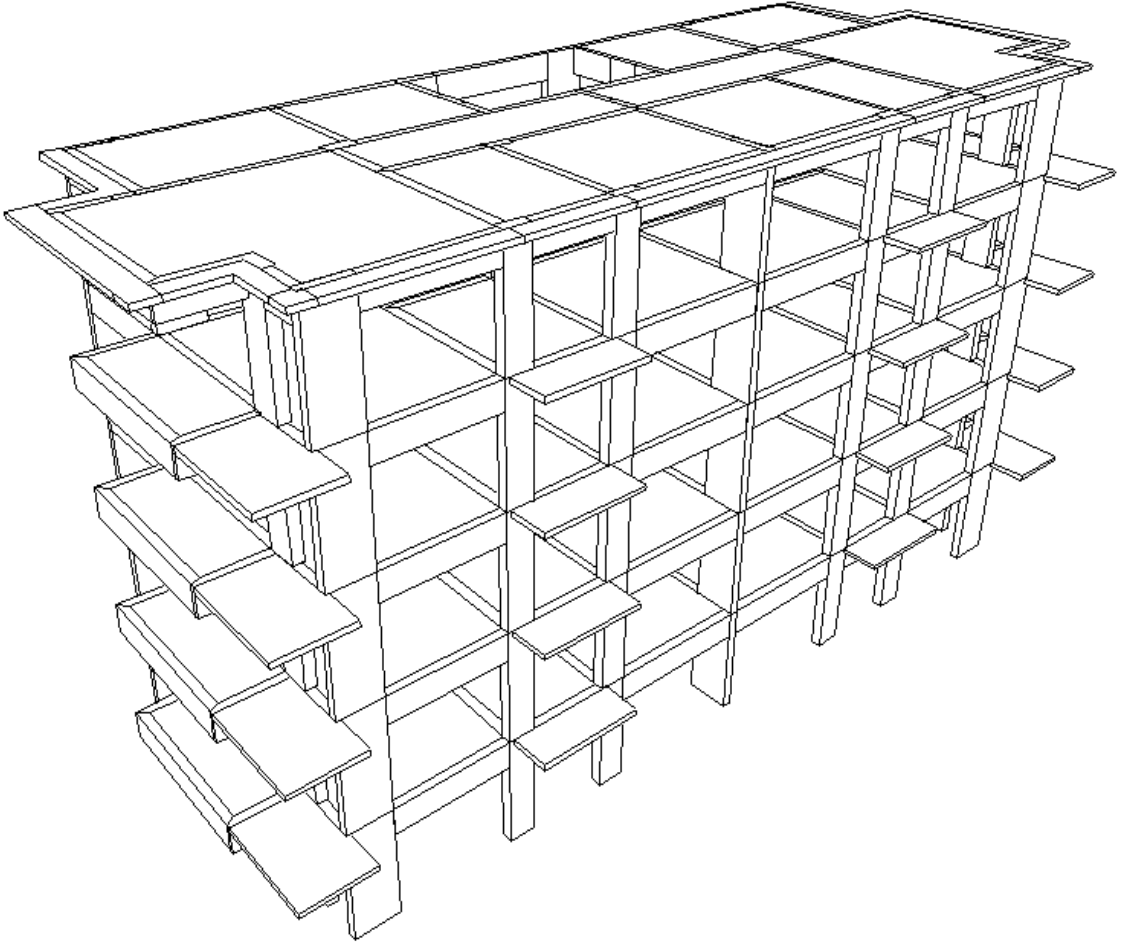
Yapının tanıtılması açısından yapıya ait kat kalıp planları Şekil 6.1 a ve Şekil 6.1 b’de verilmiştir. Binadaki kirişler 20/50, 20/60, 20/70 ve 25/70 cm boyutları arasında aynı kat planında değişmekte olup her katta aynıdır. Kolonlar ise 20/100, 30/70, 25/60 ve 25/70 cm boyutları arasında değişmekte olup tüm katlar boyunca farklılık göstermektedir. Yapı elemanlarından mevcut kolon boyutları ve boyuna donatıları EK 1’de, mevcut kiriş boyutları ve boyuna donatıları EK 2’de gösterilmiştir.



Şekil 6.1a Mevcut yapıya ait zemin kat ve normal kat tipik kalıp planı



Şekil 6.1b Mevcut yapıya ait çatı katı kalıp planı



Şekil 6.2 Yapının üç boyutlu modeli

6.1.2 Örnek Binanın Deprem Performansının Belirlenmesi

Bu bölümde örnek binanın doğrusal olmayan hesap modelinin oluşturulması ve Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile itme analizinin gerçekleştirilmesine ait işlem adımları detaylı olarak sunulmuştur. Ayrıca binanın deprem performansının belirlenmesi açıkça verilmiştir.

Örnek olarak seçilen bu bina için, 50 yıllık süreç içinde aşılma olasılığı %10 olarak tanımlanan tasarım depremi etkisi altında Can Güvenliği (CG) performans seviyesi hedeflenmiştir (Bkz. Tablo 3.4).

6.1.3 Bina Bilgi Düzeyi

Binanın projeleri mevcuttur. Malzeme özelliklerinin ve betonarme detaylarının projeye tamamen uyduğu kabul edilmiştir. Bu durumda Tablo 3.1'e göre bina bilgi düzeyi "kapsamlı" olarak tespit edilmiş ve Bilgi Düzeyi Katsayısı 1.00 olarak alınmıştır.

6.1.4 Elemanlarda Doğrusal Olmayan Davranışın İdealleştirilmesi ve Analiz Modelinin Oluşturulması

6.1.4.1 Çatlamış Kesite Ait Eğilme Rijitliklerinin Tanımlanması

Bu aşamada Denklem 3.1'e göre eğilme etkisindeki betonarme elemanlardaki çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitlikleri $(EI)_e$ değerleri elde edilmiştir. Kirişler için bu değer yönetmelikte $(EI)_e = 0.40(EI)_o$ olarak belirlenmiştir (Denklem 3.1a). Kolonlar için ise ilk olarak $(G + 0.3Q)$ kombinasyonu doğrultusunda bir düşey yükleme yapılmış ve bu yüklemekten hesaplanan eksenel kuvvetlere (N_D) göre Denklem (3.1b) ve Denklem (3.1c)'de verilen sınır değerler arasında doğrusal enterpolasyon yapılarak $(EI)_e$ değerleri belirlenmiştir.

6.1.4.1.1 K103 (1. Kat 3 Numaralı) Kirişi İçin Örnek Hesap. Kesit boyutları, $b = 20$ cm ve $h = 60$ cm'dir. Elastik modülü $E = 27000$ MPa ve kesitin atalet momenti $I_o = 3.6 \cdot 10^{-3}$ m⁴ olarak bulunmuştur.

$0.40 E \cdot I_o = 0.4 * (270000000 * 3.6E-03) = 38880$ kNm² olarak hesaplanmıştır.

6.1.4.1.2 S1-1 ve S2-1 Kolonları İçin Örnek Hesap. Kolon ve perdelerde çatlamış kesite ait eğilme rijitlikleri

$$N_D / (A_c f_{cm}) \leq 0.10 \quad \Rightarrow \quad (EI)_e = 0.40(EI)_o$$

$$N_D / (A_c f_{cm}) \geq 0.40 \quad \Rightarrow \quad (EI)_e = 0.80(EI)_o$$

olarak Denklem 3.1b ve Denklem 3.1c'de belirtilmiştir. Kesit özellikleri her iki kolon için, $b = 100 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$, Kesit alanı (A_c) = 0.20 m^2 , $f_{cm} = 16 \text{ MPa}$ olarak alınmıştır. Düşey yüklemekten ($G + 0.3Q$) elde edilen eksenel kuvvet S1-1 kolonunda $N_D = 290.75 \text{ kN}$ ve S2-1 kolonunda ise $N_D = 380.52 \text{ kN}$ 'dur.

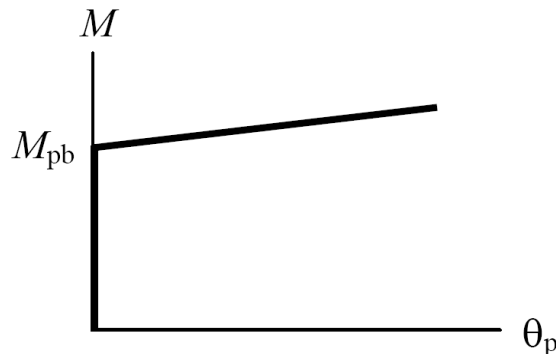
S1-1 kolonunda $N_D / (A_c \cdot f_{cm}) = 0.09 < 0.1$ olarak hesaplandığından $(EI)_e = 0.40 (EI)_o$ olarak alınmıştır. S2-1 kolonunda ise $N_D / (A_c \cdot f_{cm}) = 0.12 > 0.1$ olarak hesaplandığından, N_D 'nin ara değerleri için yapılan doğrusal enterpolasyon sonucu katsayı 0.43 olarak bulunmuştur. Bu değer kullanılarak S2-1 kolonun çatlamış kesite ait eğilme rijitliği aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

$$E = 27000 \text{ MPa} , I_o = 3.6 \text{ E-03 m}^4$$

$$0.43 E \cdot I_o = 0.43 * (27000000 * 3.6 \text{E-03}) = 41796 \text{ kN.m}^2 \text{ olarak hesaplanmıştır.}$$

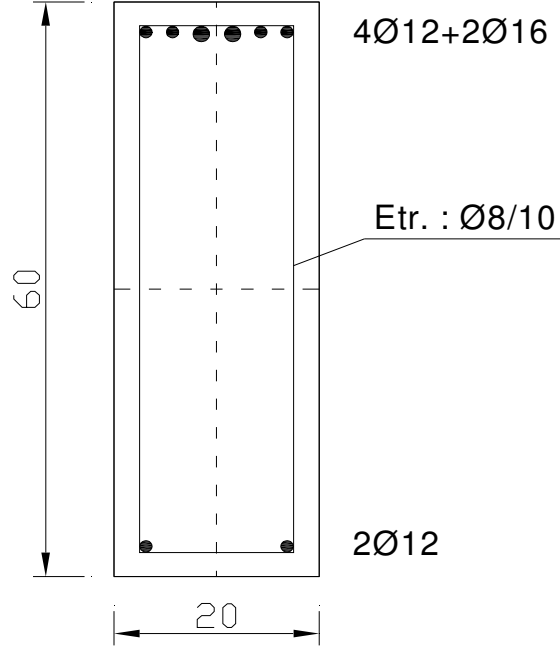
6.1.4.2 Kiriş ve Kolonlarda Yıgılı Plastik Davranışın Tanımlanması

6.1.4.2.1 Kirişler İçin Plastik Kesit (Plastik Mafsal) Tanımlanması. DBYBHY 2007 Madde 7.6.4.5'e göre kirişler için iç kuvvet-plastik şekil değiştirme bağıntıları tanımlamak amacıyla bir eksenli eğilme analizi yapıp kesitlere ait plastik moment (MPa) değerleri hesaplanmıştır. DBYBHY 2007 Madde 7.6.4.5.(b)'ye dayanarak pekleşme etkisi göz önüne alınmış ve iç kuvvet - plastik şekil değiştirme bağıntısı Şekil 6.3'de gösterildiği gibi dikkate alınmıştır.



Şekil 6.3 Bir eksenli eğilme analizi için pekleşmeli plastik moment - plastik dönme ilişkisi

Aşağıda örnek hesap için seçilen K103 kirişinin sol ucu (Bkz. Şekil 6.4) için yapılan analiz sonucunda plastik moment değerleri gösterilmiştir.



Şekil 6.4 K103-sol kirişi kesiti

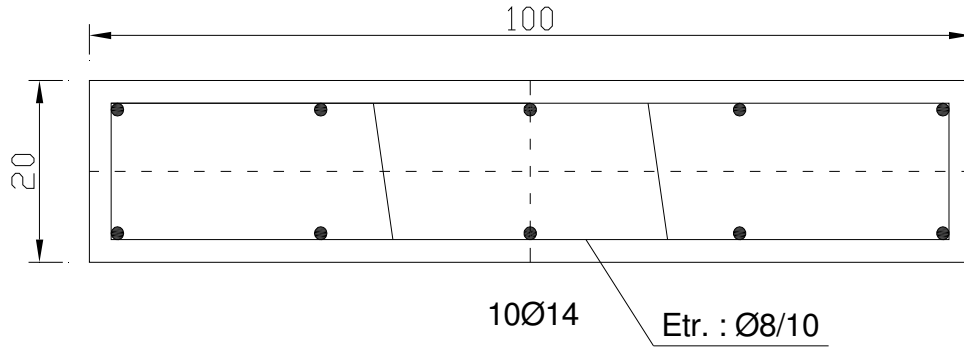
Pozitif eğilme momenti (Altta çekme)

$$(+)\ M_{pa} = 26.91 \text{ kNm}$$

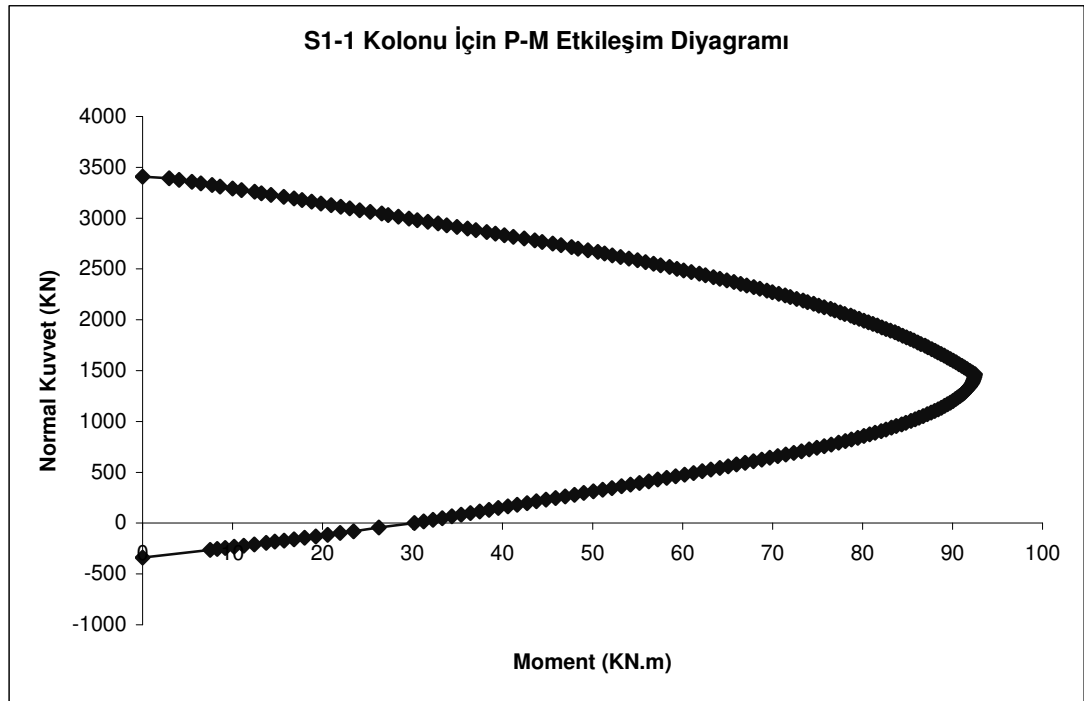
Negatif eğilme momenti (Üstte Çekme)

$$(-)\ M_{pa} = 96.34 \text{ kNm}$$

6.1.4.2.2 Kolonlar İçin Plastik Kesit (Plastik Mafsal) Tanımlanması.DBYBHY 2007 Madde 7.6.4.4'e göre kolonlar için etkileşim diyagramları (akma yüzeyleri) örnek S1-1 kolonu için (Bkz. Şekil 6.5.a) üç boyutlu olarak Şekil 6.5.b'deki gibi oluşturulmuştur. Kolonlarda pekleşme etkisi dikkate alınmamıştır.



Şekil 6.5.a S1-1 kolonu kesiti



Şekil 6.5.b S1-1 kolonun p-m etkileşim diyagramı (pekleşmesiz)

6.1.4.3 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi İle İtme Analizinin Yapılması

6.1.4.3.1 Düşey Yükler Altında Doğrusal Olmayan Statik Analiz. Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi İle İtme Analizi yapılmadan önce, kütlelerle uyumlu olacak şekilde yalnızca düşey yüklerin dikkate alındığı doğrusal olmayan bir statik analiz yapılmıştır. Bu analizden elde edilen sonuçlar, Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi İle İtme Analizi'nin başlangıç koşulları olarak dikkate alınmıştır. Doğrusal olmayan bir statik analizindeki düşey yük kombinasyonu;

$$G + nQ = G + 0.3 Q$$

şeklindedir.

*6.1.4.3.2 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin Kullanılması İçin Gereken Ön Koşulların Sağlanabilirliği.*Bölüm 3.7.2.1'de belirtildiği gibi, bu yöntemin uygulanabilmesi için, binadaki bodrum kat üzerindeki toplam kat sayısı 8'i aşmamalı ve ek dışmerkezlik dikkate alınmadan hesaplanan burulma düzensizliği katsayısı $\eta_{bi} < 1.4$ olmalıdır. Ayrıca göz önüne alınan deprem doğrultusunda, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) titreşim moduna ait etkin kütlelerin toplam bina kütlelerine (rijit perdelerle çevrelenen bodrum katlarının kütleleri hariç) oranının (etkin kütle oranı) en az 0.70 olması gerekmektedir.

Ele alınan örnek binada X ve Y doğrultuları için burulma düzensizliği katsayıları;

$$\eta_{bi, x} = 1.19 < 1.4$$

$$\eta_{bi, y} = 1.00 < 1.4$$

olarak bulunmuştur. Doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) titreşim moduna ait etkin kütlelerin toplam bina kütlelerine oranları X ve Y doğrultuları için Tablo 6.1'de gösterilmiştir.

Tablo 6.1 Örnek binaya ait etkin kütle oranları

Mod	Periyot (sn)	Etkin Kütle Oranları		Kontrol	
		X Doğrultusu	Y Doğrultusu	>	0.7
1	0.6533	-	0.8041	>	0.7
2	0.4426	0.7382	-	>	0.7

Tablo 6.1'de görüldüğü üzere, her iki doğrultu için birinci (hakim) titreşim moduna ait etkin kütlelerin toplam bina kütlelerine oranı 0.70 değerinden büyüktür. Sonuç olarak Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi uygulanabilmektedir.

*6.1.4.3.3 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi İle İtme Analizi Yapılması.*Çalışmanın bu aşamasında, Bölüm 4.3.2'de anlatıldığı gibi, (x) ve (y)

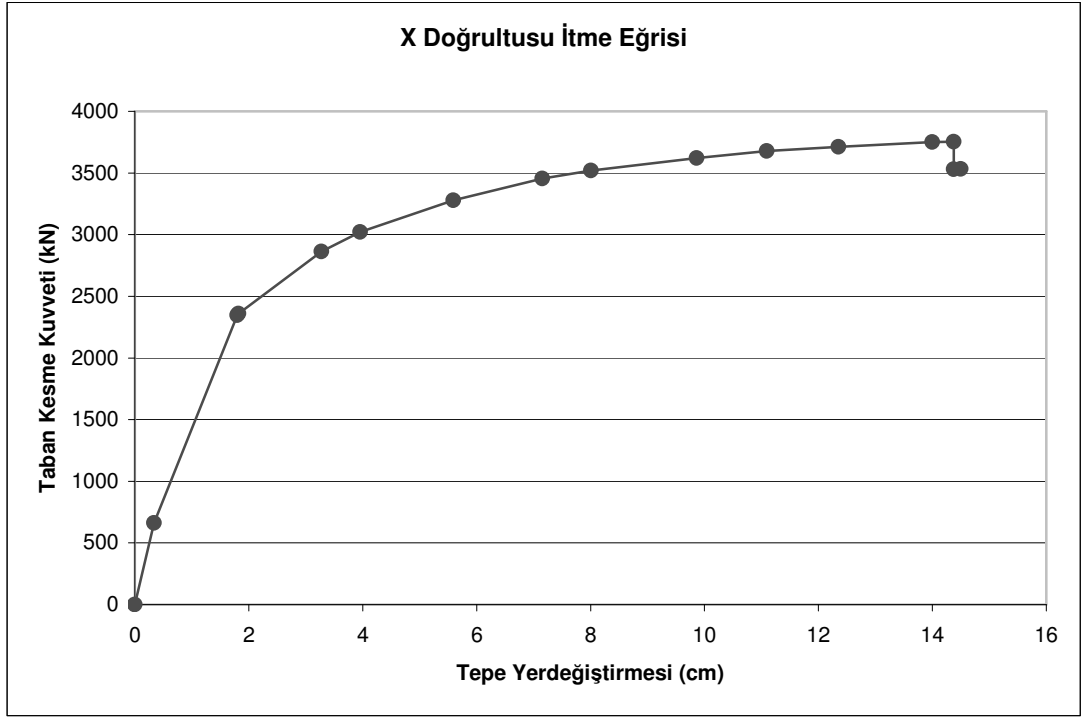
deprem doğrultusu için hakim mod göz önüne alınarak, eşdeğer deprem yükü dağılımı tespiti yapılmıştır (Bkz. Tablo 6.2). Bu yükler altında uygulanan itme analizinden elde edilen itme eğrileri Şekil 6.6'da gösterilmiştir. Artımsal itme analizi sırasında, eşdeğer deprem yükü dağılımının, taşıyıcı sistemdeki plastik kesit oluşumlarından bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayımı yapılmıştır (DBYBHY 2007).

Tablo 6.2.a X deprem doğrultusu için katlara gelen eşdeğer deprem yükleri

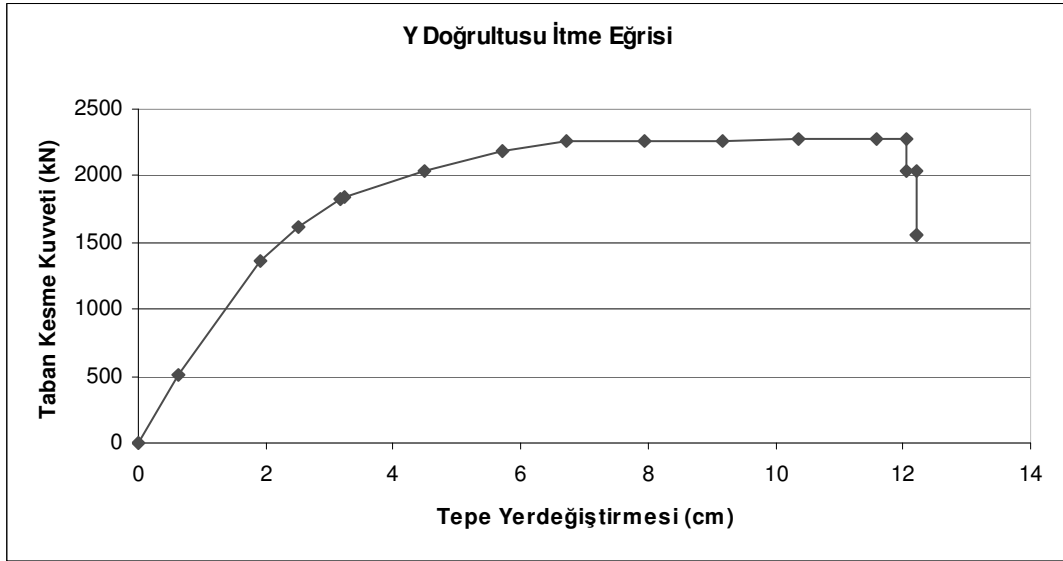
Kat no	W_i (kN)	H_i	$W_i * H_i$	$W_i H_i / \sum W_i H_i$	V_i (kN)	F_i (kN)
4	1636.07	12.50	20450.88	0.2489	9790.19	2345.46
3	2465.51	10.00	24655.10	0.3001		2827.64
2	2465.51	7.50	18491.33	0.2251		2120.73
1	2475.39	5.00	12376.95	0.1506		1419.48
Zemin	2475.39	2.50	6188.48	0.0753		709.74
$\sum W_i H_i =$			82162.73			

Tablo 6.2.b Y deprem doğrultusu için katlara gelen eşdeğer deprem yükleri

Kat no	W_i (kN)	H_i	$W_i * H_i$	$W_i H_i / \sum W_i H_i$	V_i (kN)	F_i (kN)
4	1636.07	12.50	20450.88	0.2489	9145.44	2191.00
3	2465.51	10.00	24655.10	0.3001		2641.42
2	2465.51	7.50	18491.33	0.2251		1981.06
1	2475.39	5.00	12376.95	0.1506		1326.00
Zemin	2475.39	2.50	6188.48	0.0753		663.00
$\sum W_i H_i =$			82162.73			

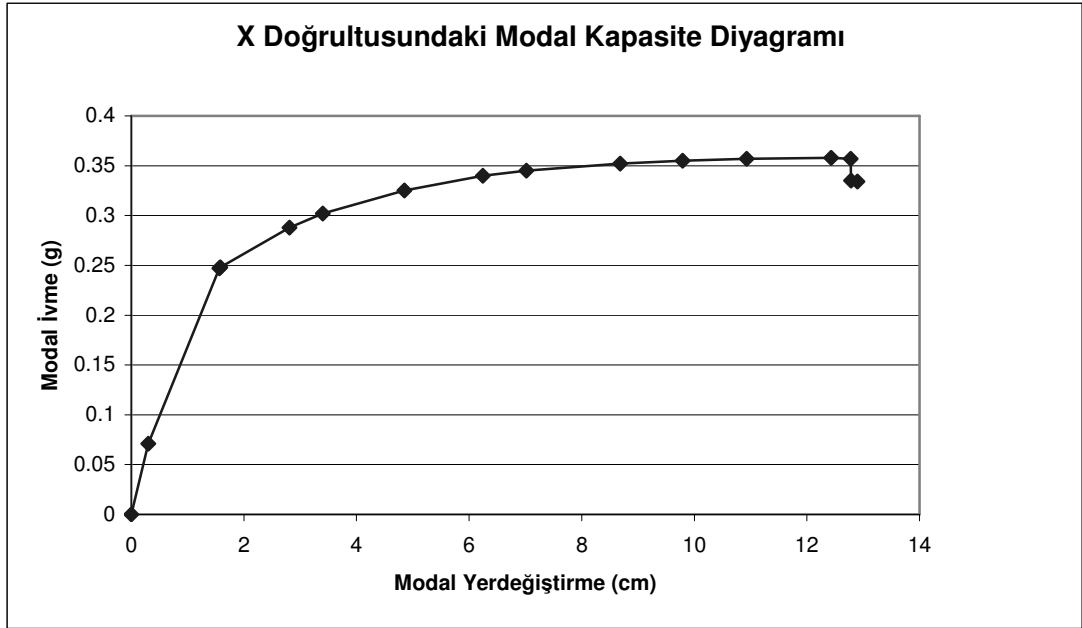


Şekil 6.6.a Örnek binanın x doğrultusuna ait itme eğrisi

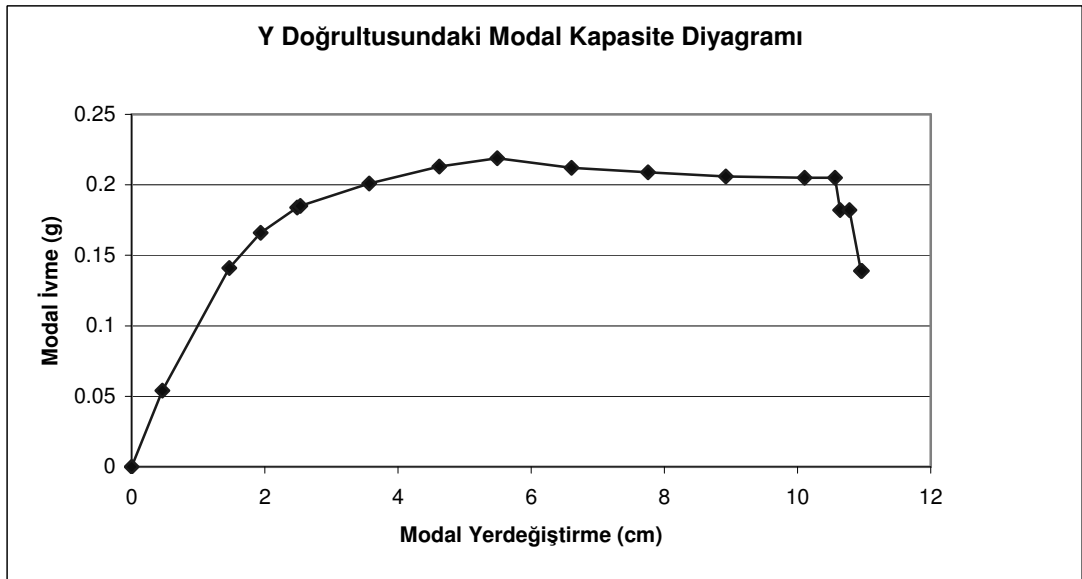


Şekil 6.6.b Örnek binanın y doğrultusuna ait itme eğrisi

6.1.4.3.4 *Modal Kapasite Diyagramlarının Elde Edilmesi.* Şekil 6.6.a ve Şekil 6.6.b’de elde edilen itme eğrileri, bu çalışmada yer alan Denklem (4.15) ve Denklem (4.16) yardımıyla modal kapasite diyagramlarına dönüştürülmüştür. X ve Y doğrultularına ait modal kapasite diyagramları sırasıyla Şekil 6.7.a ve Şekil 6.7.b’de verilmiştir.



Şekil 6.7a Örnek binanın x doğrultusuna ait dönüştürülmüş modal kapasite diyagramı



Şekil 6.7b Örnek binanın y doğrultusuna ait dönüştürülmüş modal kapasite diyagramı

6.1.4.3.5 Modal Yerdeğiştirme İsteminin Hesabı. Dikkate alınan binanın modal yerdeğiştirme istemleri Denklem (4.18) kullanılarak X ve Y doğrultuları için ayrı ayrı hesaplanmıştır ($d_1^{(p)} = S_{d1}$).

X Doğrultusu İçin Yapılan Hesap:

Şekil 6.8’de, Modal Kapasite Eğrisi ile Kullanım Depremi ($A_o = 0.4$) ve Z3 zemin parametreleri ($T_A = 0.15$ sn ve $T_B = 0.60$ sn) esas alınarak Deprem Talep Spektrum Eğrisi aynı anda çizilmiştir. Deprem Elastik Talep Spektrumu ile Modal Kapasite Eğrisinin başlangıç teğetinin eşit yerdeğiştirmede performans noktasını oluşturacağı düşünülürse, bu noktaya karşılık gelen spektral yerdeğiştirme (teğetin kestiği nokta) 4.22 cm olarak okunur. $T_{1x} = 0.4426$ sn $\leq T_B = 0.6$ sn olduğundan spektral yerdeğiştirme oranı : $C_{R1} \neq 1$ olur ve Denklem (4.22) ile Denklem (4.23) yardımıyla aşağıdaki gibi hesap edilmesi gerekmektedir.

$$\left. \begin{array}{l} a_{y1} = 0.316.g \\ S_{ae1} = g \end{array} \right\} R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} = \frac{g}{0.316.g} = 3.16$$

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1) \cdot T_B / T_1^{(1)}}{R_{y1}} = \frac{1 + (3.16 - 1) \cdot (0.6 / 0.4427)}{3.16} = 1.24$$

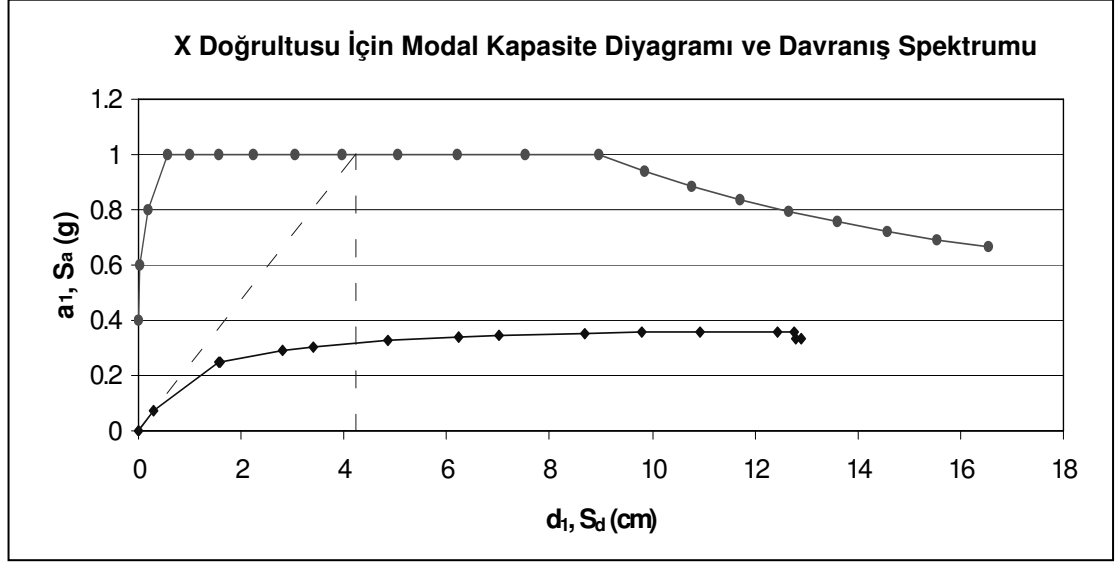
Doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme ($d_1^{(p)} = S_{d1}$), Denklem (4.19) yardımıyla hesaplanmıştır.

$$d_1^{(p)} = S_{d1} = C_{R1} \cdot S_{de1} = (1.24) \cdot (4.22) = 5.23 \text{ cm}$$

X deprem doğrultusundaki tepe yerdeğiştirmesi istemi ($u_{xN1}^{(p)}$), Denklem (4.24) aracılığıyla aşağıdaki gibi bulunmuştur.

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \cdot \Gamma_{x1} \cdot d_1^{(p)} = (0.04896) \cdot (26.08) \cdot (5.23) = 6.67 \text{ cm}$$

Binanın tepe yerdeğiştirmesi istemi olan 0.0667 m'ye eşit olana kadar itme analizi tekrarlanacak ve bu değere karşılık gelen tüm istem büyüklükleri hesaplanacaktır.



Şekil 6.8 Örnek binanın x doğrultusuna ait dönüştürülmüş modal kapasite diyagramı – deprem talep spektrumu ve performans noktasının tespiti

Y Doğrultusu İçin Yapılan Hesap:

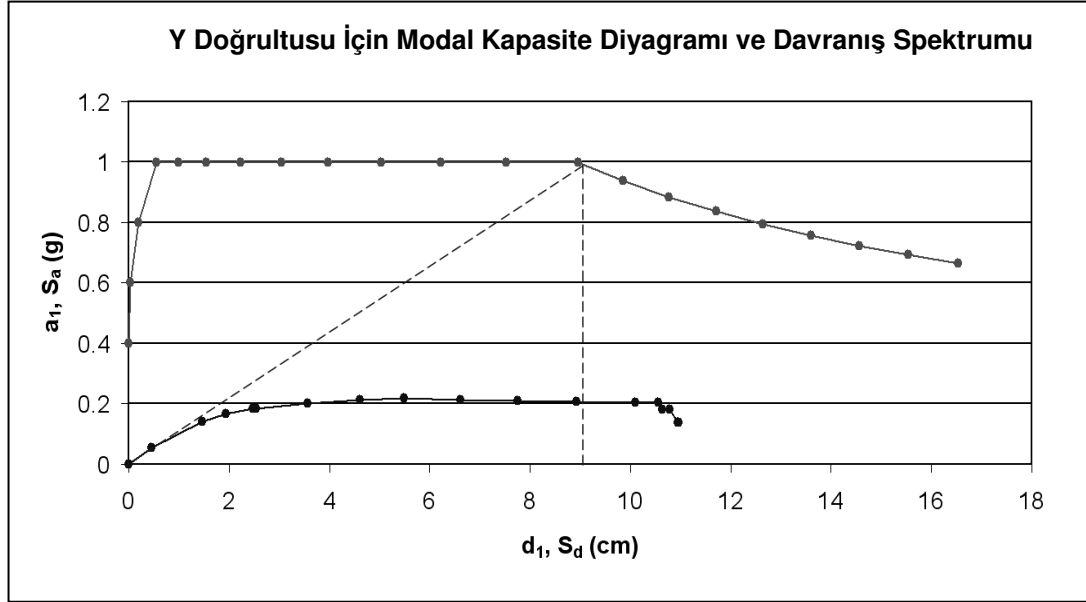
Şekil 6.9'da gösterilen eğride, Depremın Elastik Talep Spektrumu ile Modal Kapasite Eğrisinin başlangıç teğetinin eşit yerdeğiştirmede performans noktasını oluşturacağı düşünülürse, bu noktaya karşılık gelen spektral yerdeğiştirme (teğetin kestiği nokta) 9.03 cm olarak okunur. $T_{1y} = 0.6533 \text{ sn} > T_B = 0.6 \text{ sn}$ olduğundan spektral yerdeğiştirme oranı : $C_{R1} = 1$ olarak kabul edilir. Doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme ($d_1^{(p)} = S_{di1}$) ;

$$d_1^{(p)} = S_{di1} = C_{R1} \cdot S_{del} = (1) \cdot (9.03) = 9.03 \text{ cm}$$

Y deprem doğrultusundaki tepe yerdeğiştirmesi istemi ($u_{yN1}^{(p)}$) ;

$$u_{yN1}^{(p)} = \Phi_{yN1} \cdot \Gamma_{y1} \cdot d_1^{(p)} = (0.04180) \cdot (27.43) \cdot (9.03) = 10.35 \text{ cm}$$

olarak bulunur. Binanın tepe yerdeğiştirmesi istemi olan 0.1035 m'ye eşit olana kadar itme analizi tekrarlanacak ve bu değere karşılık gelen tüm istem büyüklükleri hesaplanacaktır.



Şekil 6.9 Örnek binanın y doğrultusuna ait dönüştürülmüş modal kapasite diyagramı – deprem talep spektrumu ve performans noktasının tespiti

6.1.4.4 Kirişler İçin Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı

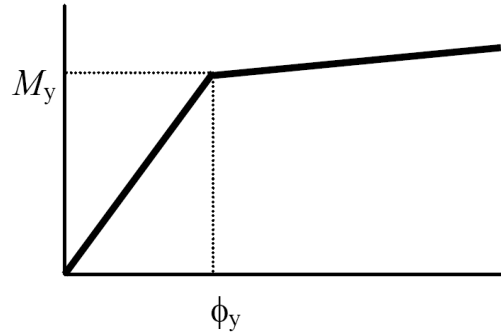
X ve Y doğrultularında yapılan itme analizi sonucunda kirişlerde oluşan plastik mafsallara ait plastik dönme istemleri ve bunlara karşılık gelen plastik eğrilik istemleri Denklem (4.25) yardımıyla hesaplanmıştır ($\phi_p = \theta_p / L_p$). Ele alınan binada 50 cm yüksekliğindeki kirişlerin L_p mafsalsal uzunluğu $0.50/2 = 0.25$ m, 60 cm yüksekliğindeki kirişlerin L_p mafsalsal uzunluğu $0.60/2 = 0.30$ m, 70 cm yüksekliğindeki kirişlerin L_p mafsalsal uzunluğu ise $0.70/2 = 0.35$ m olarak alınmıştır. Kesitte eşdeğer akma eğriliği kesit analizi sonucu elde edilen idealleştirilmiş iki doğrulu moment-eğrilik ilişkisi yardımıyla bulunmuştur. Buradan toplam eğrilik hesaplanmıştır ($\phi_t = \phi_y + \phi_p$).

İlgili kesite ait kesit analizinden elde edilen moment-eğrilik ilişkisine gidilerek toplam eğrilik istemine karşılık gelen beton ve donatı çeliğine ait birim

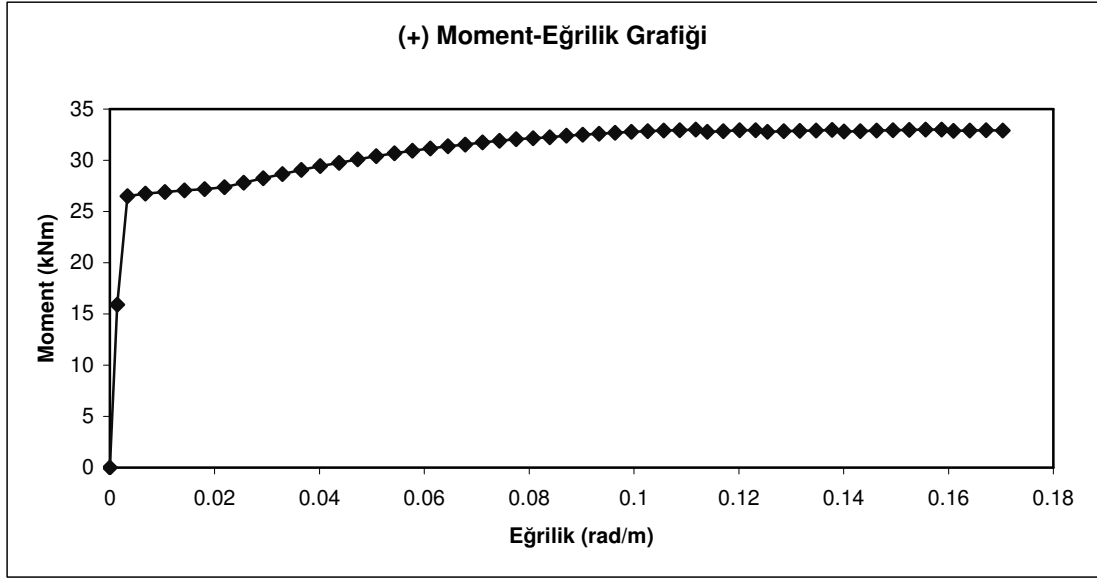
şekildeğiştirmeler elde edilmiştir. Elde edilen birim şekildeğiştirmeler daha sonra birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak hasar durumu belirlenmiştir. Aşağıda örnek olarak K103 kirişine ait birim şekildeğiştirme istemleri ve hasar durumu incelenmiştir.

6.1.4.4.1 Örnek: K 103 Kirişinin Sol Ucuna Ait Moment – Eğrilik Analizi. İlgili kirişlere ait kesit boyutları ve donatıları EK-2’de verilmiştir. K 103 kirişinin sol uç kesitinin boyutları ve donatıları Şekil 6.4’de gösterilmiştir. Kesitte eşdeğer akma eğriliği değerinin bulunması için bir eksenli eğilme analizi yapılmıştır.

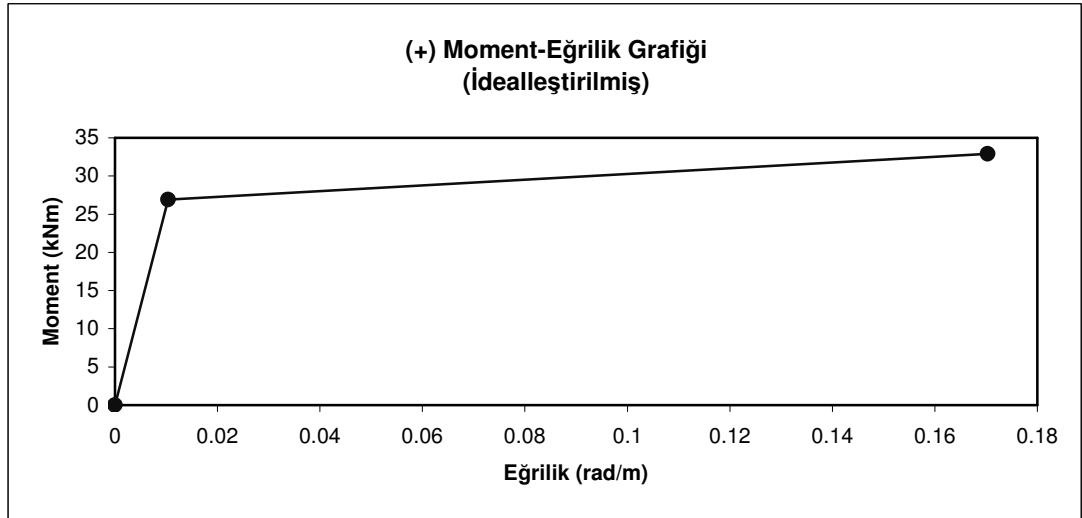
Eğilme analizi için kullanılan malzeme modelleri DBYBHY 2007’de bulunan Bilgilendirme Eki 7.B.’ye göre değerlendirilmiştir. Kirişlerde enine donatı ile çevrelenen beton sargılı ve enine donatının dışında kalan kabuk betonu sargısız beton ile modellenmiştir. Kesitin pozitif ve negatif eğilme yönleri için elde edilen moment-eğrilik diyagramları, akma eğriliği değerlerinin hesaplanabilmesi için iki doğrudan oluşacak şekilde idealleştirilmiştir. Bu diyagramlar Şekil 6.11 ve Şekil 6.12’de görülmektedir. İdealleştirme yapılırken alanların eşitlenmesi kuralı uygulanmıştır.



Şekil 6.10 İki doğrudan moment – eğrilik ilişkisi

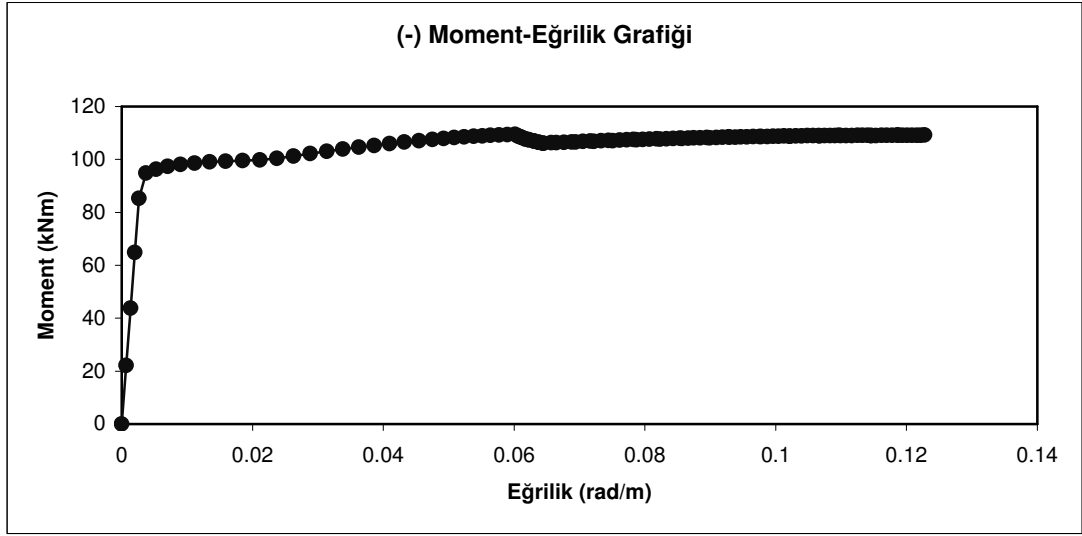


(a) Pozitif (altta çekme üstte basınç) moment - eğrilik ilişkisi

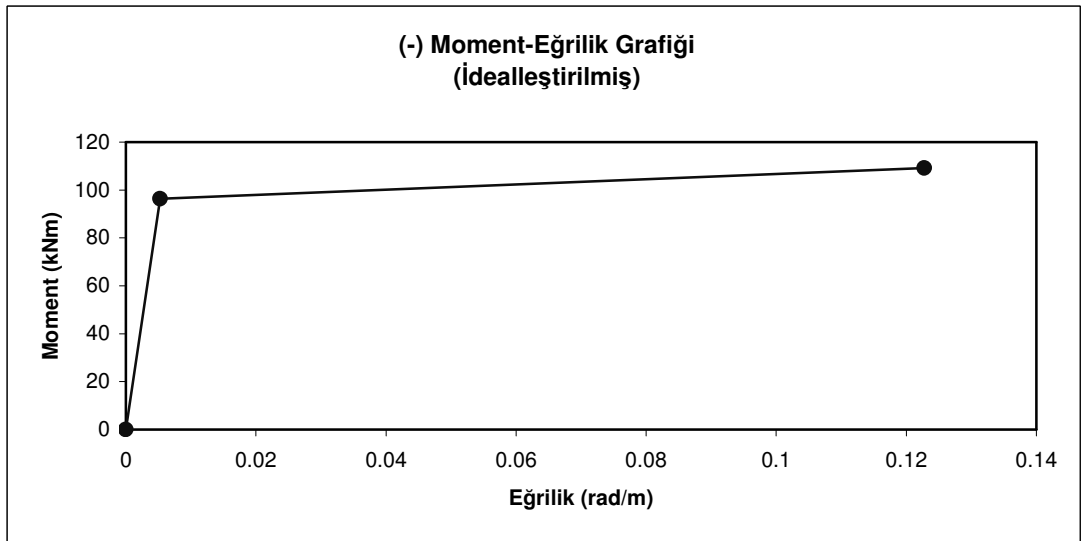


(b) İdealleştirilmiş pozitif (altta çekme üstte basınç) moment - eğrilik ilişkisi

Şekil 6.11 Kesit ve Donatıları Şekil 6.4'de Verilmiş K 103-L Kirişi İçin Pozitif (altta çekme üstte basınç) Moment - Eğrilik İlişkisi ve İdealleştirilmiş Grafiği



(a) Negatif (üstte çekme altta basınç) moment - eğrilik ilişkisi



(b) İdealleştirilmiş negatif (üstte çekme altta basınç) moment - eğrilik ilişkisi

Şekil 6.12 Kesit ve Donatıları Şekil 6.4’de Verilmiş K 103-L Kirişi İçin Negatif (üstte çekme altta basınç) Moment - Eğrilik İlişkisi ve İdealleştirilmiş Grafiği.

Şekil 6.11 ve Şekil 6.12’de gösterilen idealleştirme sonucunda dikkate alınan kesit için akma eğriliği ve momentleri aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

Pozitif eğilme momenti altında ;

$$\phi_y = 0.01047 \text{ rad/m}, \quad M_y = 26.91 \text{ kNm}$$

Negatif eğilme momenti altında ;

$$\phi_y = 0.0052 \text{ rad/m}, \quad M_y = 96.34 \text{ kNm}$$

bulunmuştur.

X doğrultusunda itme analizi sonucunda elde edilen plastik dönme değeri ;

$$\theta_p = 0.01104 \text{ rad}$$

Plastik eğrilik değeri ;

$$\phi_p = \theta_p / L_p = 0.01104 / 0.30 = 0.03681 \text{ rad/m}$$

Akma eğrilik değeri ;

$$\phi_y = 0.01047 \text{ rad/m}$$

Toplam eğrilik değeri ;

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p = 0.01047 + 0.03681 = 0.04728 \text{ rad/m} \text{ olarak bulunur.}$$

Moment – Eğrilik ilişkisinden bu değere karşılık gelen beton basınç birim şekil değiştirmesi ve donatı çeliğinde birim şekil değiştirmesi değeri ;

$$\varepsilon_c = 0.00173$$

$$\varepsilon_s = 0.02479 \text{ değerleri bulunur.}$$

Tablo 4.8'e göre ;

$$\varepsilon_c = 0.00173 < (\varepsilon_c)_{MN} = 0.0035$$

$$(\varepsilon_s)_{MN} = 0.010 < \varepsilon_s = 0.02479 < (\varepsilon_s)_{GV} = 0.040$$

Kesitteki hasar durumunun, Kesit Minimum Hasar Sınırı ile Kesit Güvenlik Sınırı arasında (Belirgin Hasar Bölgesinde) kaldığı görülmüştür.

6.1.4.4.2 K 103 Kirişi İçin Kesme Kapasitesi Kontrolü. Kesme kuvveti kapasitesi hesabında betonun ve çeliğin kesme kuvveti kapasitesine katkısı aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

Betonun katkısı ;

$$f_{ctm} = 0.35 * \sqrt{f_{cm}} = 0.35 * \sqrt{16} = 1.4 \text{ MPa} = 0.14 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_c = (0.8) * (0.65) * (f_{ctm}) * (b_w) * (d) = 0.8 * 0.65 * 0.14 * 20 * (60 - 4) = 81.54 \text{ kN}$$

Enine donatının katkısı ;

Enine donatı : $\Phi 8$, $s = 10 \text{ cm}$

$$V_s = A_s * f_{ys} * (d/s) = \left[2 * 3.14 * (0.8^2) / 4 \right] * 22 * [(60 - 4) / 10] = 123.79 \text{ kN}$$

Kesitin kesme kuvveti istemi, yapılan itme analizinden $V = 21.58 \text{ kN}$ olarak elde edilmiştir.

$$V_r = V_c + V_s = 81.54 + 123.79 = 205.33 \text{ kN} > 21.58 \text{ kN}$$

Kesit, kesme kuvveti kapasitesi açısından yeterlidir.

6.1.4.5 Kolonlar İçin Birim Şekil Değiştirme İstemlerinin Hesabı

X ve Y yönünde yapılan itme analizi sonucunda kolonlarda oluşan plastik mafsallara ait plastik dönme istemleri ve bunlara karşılık gelen plastik eğrilik istemleri Denklem (4.25) yardımıyla hesaplanmıştır ($\phi_p = \theta_p / L_p$).

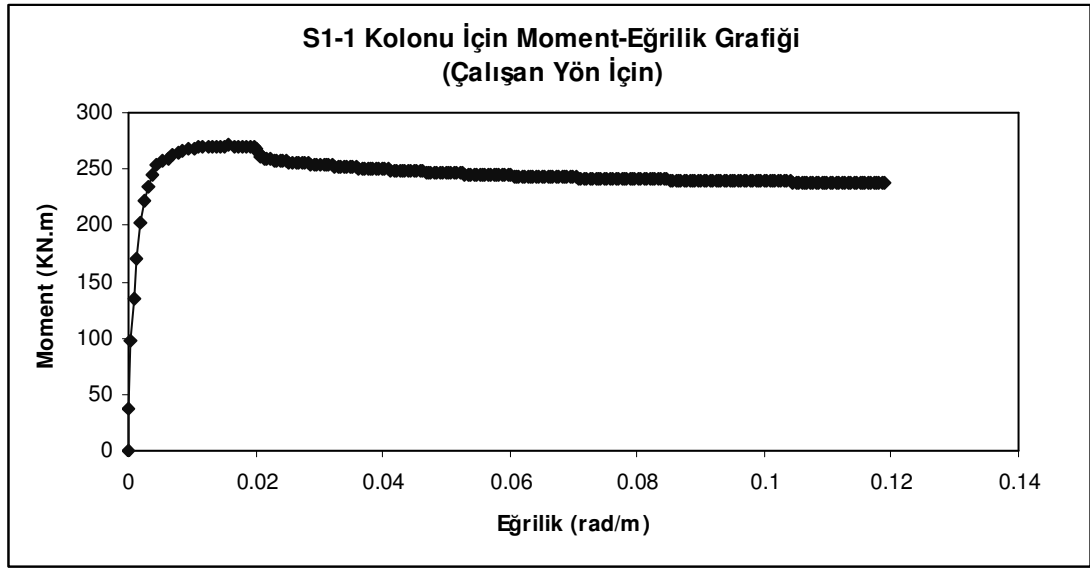
İncelemesi yapılan binada kolonlara ait L_p boyu ilgili kolonun itme analizi doğrultusunda çalışan boyutunun yarısı alınmıştır. Örnek olarak Şekil 6.5.a'da $100 \times 20 \text{ cm}$ boyutunda gösterilmiş S1-1 kolonu itme analizi sırasında güçlü doğrultuda (S1-1 örnek kolonu için bu yön X yönüdür) eğilme davranışı gösteriyorsa $L_p = 100/2 = 50 \text{ cm}$, daha az güçlü doğrultuda (S1-1 örnek kolonu için bu yön Y yönüdür) eğilme davranışı gösteriyorsa $L_p = 20/2 = 10 \text{ cm}$ olarak dikkate alınacaktır.

Kesitte eşdeğer akma eğriliği kesit analizi sonucu elde edilen idealleştirilmiş iki doğrulu moment-eğrilik ilişkisi yardımıyla bulunmuştur. Buradan toplam eğrilik hesaplamıştır ($\phi_t = \phi_y + \phi_p$).

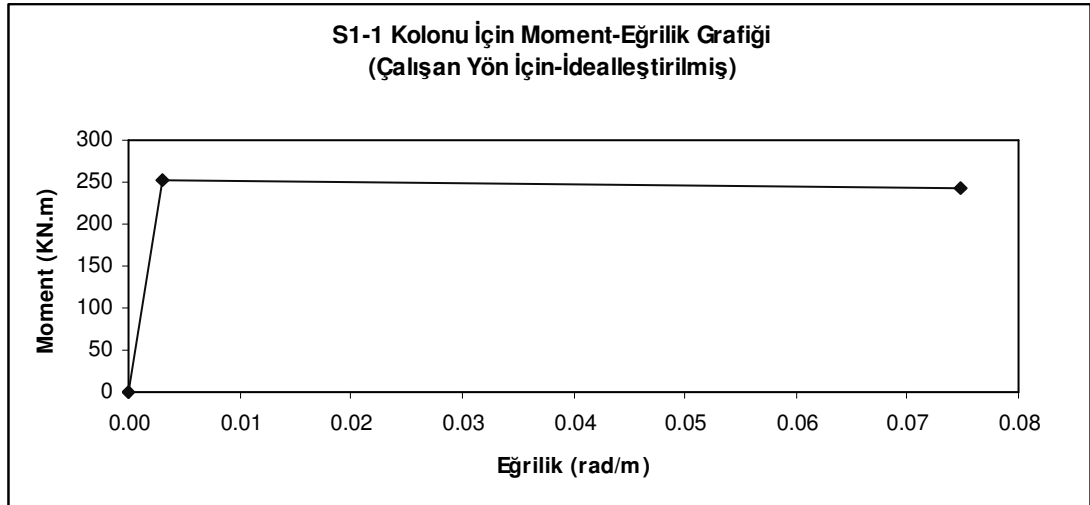
İlgili kesite ait kesit analizinden elde edilen moment-eğrilik ilişkisine gidilerek toplam eğrilik istemine karşılık gelen beton ve donatı çeliğine ait birim şekil değiştirmeler elde edilmiştir. Elde edilen birim şekil değiştirmeler daha sonra birim şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak hasar durumu belirlenmiştir. Aşağıda örnek olarak S1-1 kolonuna ait birim şekil değiştirme istemleri ve hasar durumu incelenmiştir.

6.1.4.5.1 Örnek: S1-1 Kolonuna Ait Moment – Eğrilik Analizi. İlgili kolonlara ait kesit boyutları ve donatıları EK-1’de verilmiştir. S1-1 kolonunun kesit boyutları ve donatıları Şekil 6.5a’da gösterilmiştir. Kesitte eşdeğer akma eğriliği değerinin bulunması için bir eksenli eğilme analizi yapılmıştır.

Eğilme analizi için kullanılan malzeme modelleri DBYBHY 2007’de bulunan Bilgilendirme Eki 7.B’ye göre değerlendirilmiştir. Kolonlarda enine donatı ile çevrelenen beton sargılı ve enine donatının dışında kalan kabuk betonu sargısız beton ile modellenmiştir. Kesitte donatılar simetrik olduğundan pozitif ve negatif eğilme yönleri için elde edilen moment-eğrilik diyagramları aynı olup, akma eğriliği değerlerinin hesaplanabilmesi için iki doğrudan oluşacak şekilde idealleştirilmiştir. X yönü (güçlü yön) için oluşturulan diyagramlar Şekil 6.13’de görülmektedir. İdealleştirme yapılırken alanların eşitlenmesi kuralı uygulanmıştır.



(a) S1-1 kolonuna ait çalışan yön için moment - eğrilik ilişkisi



(b) S1-1 kolonuna ait çalışan yön için idealleştirilmiş moment - eğrilik ilişkisi

Şekil 6.13 Kesit ve Donatıları Şekil 6.5.a'da Verilmiş S1-1 Kolonuna Çalışan Yön İçin Moment - Eğrilik İlişkisi ve İdealleştirilmiş Grafiği

Şekil 6.13b'de gösterilen idealleştirme sonucunda akma eğriliği ve akma moment değeri için aşağıdaki değerler bulunmuştur.

$$\phi_y = 0.00308 \text{ rad/m}, \quad M_y = 251.53 \text{ kNm}$$

X doğrultusunda itme analizi sonucunda elde edilen plastik dönme değeri ;

$$\theta_p = 0.00795 \text{ rad}$$

Plastik eğrilik değeri ;

$$\phi_p = \theta_p / L_p = 0.00795 / 0.50 = 0.01590 \text{ rad/m}$$

Akma eğrilik değeri ;

$$\phi_y = 0.00308 \text{ rad/m}$$

Toplam eğrilik değeri ;

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p = 0.00308 + 0.01590 = 0.01898 \text{ rad/m} \text{ olarak bulunur.}$$

Moment – Eğrilik ilişkisinden bu değere karşılık gelen beton basınç birim şekil değiştirmesi ve donatı çeliğinde birim şekil değiştirmesi değeri ;

$$\varepsilon_c = 0.00369$$

$$\varepsilon_s = 0.01410 \text{ değerleri bulunur.}$$

Tablo 4.8'e göre ;

$$(\varepsilon_c)_{MN} = 0.0035 < \varepsilon_c = 0.00369 < (\varepsilon_c)_{GV} = 0.0135$$

$$(\varepsilon_s)_{MN} = 0.0100 < \varepsilon_s = 0.01410 < (\varepsilon_s)_{GV} = 0.040$$

Kesitteki hasar durumunun, Kesit Minimum Hasar Sınırı ile Kesit Güvenlik Sınırı arasında (Belirgin Hasar Bölgesinde) kaldığı görülmüştür.

6.1.4.5.2 S1-1 Kolonu İçin Kesme Kapasitesi Kontrolü. Kesme kuvveti kapasitesi hesabında betonun ve çeliğin kesme kuvveti kapasitesine katkısı aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

Betonun katkısı ;

$$\gamma = 0.07$$

$$N = 300.27 \text{ kN}$$

$$f_{ctm} = 0.35 * \sqrt{f_{cm}} = 0.35 * \sqrt{16} = 1.4 \text{ MPa} = 0.14 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_c = (0.8) * (0.65) * (f_{ctm}) * (b_w) * (d) * \left(1 + \gamma \frac{N}{A_c}\right)$$

$$V_c = 0.8 * 0.65 * 0.14 * 20 * (100 - 4) * \left(1 + 0.07 \frac{300.27}{20 * 100}\right) = 141.24 \text{ kN}$$

Enine donatının katkısı ;

Enine donatı : $\Phi 8$, $s = 10 \text{ cm}$

$$V_s = A_s * f_{ys} * (d/s) = \left[2 * 3.14 * (0.8^2) / 4\right] * 22 * [(100 - 4) / 10] = 212.21 \text{ kN}$$

Kesitin kesme kuvveti istemi, yapılan itme analizinden $V = 148.24 \text{ kN}$ olarak elde edilmiştir.

$$V_r = V_c + V_s = 141.24 + 212.21 = 353.46 \text{ kN} > 148.24 \text{ kN}$$

Kesit, kesme kuvveti kapasitesi açısından yeterlidir.

6.1.5 Bina Performans Değerlendirilmesi

6.1.5.1 X Doğrultusu İtme Analizi Sonucu Performans Değerlendirmesi

Tüm betonarme yapı elemanlarının kesit hasar durumları aşağıdaki gibidir:

- Toplam 42 adet olan 1. kat kirişlerinin 14 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin % 93'ü Belirgin Hasar Bölgesinde (BHB), % 7'si Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 42 adet olan 2. kat kirişlerinin 16 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin % 93'ü Belirgin Hasar Bölgesinde (BHB), % 7'si Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 40 adet olan 3. kat kirişlerinin 21 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin % 38'i Belirgin Hasar Bölgesinde (BHB), % 62'si Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 40 adet olan 4. kat kirişlerinin 14 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin tamamı Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 40 adet olan 5. kat kirişlerinin 5 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin tamamı Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).

Sonuç itibariyle X yönü için yapılan itme analizi sonucunda İleri Hasar Bölgesinde (İHB) yer alan hiçbir kiriş elemanı yer almamaktadır.

- Toplam 24 adet olan 1. kat kolonlarının tamamı plastikleşmiş olup, kesitlerin % 96'sı Belirgin Hasar Bölgesinde (BHB), % 4'ü Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 24 adet olan 2. kat kolonlarının 21 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin % 5'i Belirgin Hasar Bölgesinde (BHB), % 95'i Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 24 adet olan 3. kat kolonlarının 23 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin % 4'ü Belirgin Hasar Bölgesinde (BHB), % 96'sı Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).

- Toplam 24 adet olan 4. kat kolonlarının 14 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin tamamı Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 24 adet olan 5. kat kolonları arasında plastikleşen kesit yoktur.

Sonuç itibariyle X doğrultusu için yapılan itme analizi sonucunda İleri Hasar Bölgesinde (İHB) yer alan hiçbir kolon elemanı yer almamaktadır. 1. katta toplam 11 adet kolonun (S18, S21, S22, S20, S24, S8, S9, S10, S11, S1 ve S5 kolonları), 2. katta toplam 7 adet kolonun (S18, S22, S20, S24, S8, S9, S10 kolonları), 3. katta toplam 7 adet kolonun (S18, S22, S20, S24, S8, S9, S10 kolonları) ve 4. katta ise toplam 1 adet kolonun (S18 kolonu) iki ucunda mafsal oluşmuş, Minimum Hasar Sınırı aşılmıştır. Bu kolonların taşıdığı kesme kuvvetlerinin tüm kat kesme kuvveti talebine oranı 1. katta $1443.95/3369.51 = 0.43$, 2. katta $616.03/2636.45 = 0.23$, 3. katta $448.01/1904.5 = 0.24$, 4. katta ise $80.05/1174.38 = 0.07$ olarak bulunmuştur. 1. kattaki 0.43 oranı, bu çalışmada yer alan Bölüm 3.4.2c ve aynı zamanda DBYBHY 2007’de yer alan Bölüm 7.7.3c gereğince verilen üst sınır olan 0.3 oranından büyüktür.

Sonuç olarak DBYBHY 2007’de yer alan Bölüm 7.7.3’e göre binada X doğrultusu depremi altındaki yapısal performans Can Güvenliği Performans Düzeyi’ni sağlamamaktadır.

6.1.5.2 Y Doğrultusu İtme Analizi Sonucu Performans Değerlendirmesi

Tüm betonarme yapı elemanlarının kesit hasar durumları aşağıdaki gibidir:

- Toplam 42 adet olan 1. kat kirişlerinin 16 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin % 31’i Belirgin Hasar Bölgesinde (BHB), % 69’u Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).

- Toplam 42 adet olan 2. kat kirişlerinin 12 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin % 17'si Belirgin Hasar Bölgesinde (BHB), % 83'ü Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 40 adet olan 3. kat kirişlerinin 10 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin % 20'si Belirgin Hasar Bölgesinde (BHB), % 80'i Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 40 adet olan 4. kat kirişlerinin 5 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin tamamı Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 40 adet olan 5. kat kirişlerinin 3 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin tamamı Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).

Sonuç itibariyle Y yönü için yapılan itme analizi sonucunda İleri Hasar Bölgesinde (İHB) yer alan hiçbir kiriş elemanı yer almamaktadır.

- Toplam 24 adet olan 1. kat kolonlarının tamamı plastikleşmiş olup, kesitlerin % 17'si Göçme Bölgesinde (GB), % 46'sı İleri Hasar Bölgesinde (İHB), % 33'ü Belirgin Hasar Bölgesinde (BHB), % 4'ü Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 24 adet olan 2. kat kolonlarının tamamı plastikleşmiş olup, kesitlerin % 33'ü Belirgin Hasar Bölgesinde (BHB), % 67'si Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 24 adet olan 3. kat kolonlarının 23 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin tamamı Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 24 adet olan 4. kat kolonlarının 12 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin tamamı Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).

- Toplam 24 adet olan 5. kat kolonları arasında plastikleşen kesit yoktur.

Sonuç itibariyle 1. katta Göçme Bölgesinde (GB) yer alan kolonlardan dolayı, DBYBHY 2007’de yer alan Bölüm 7.7.3’e göre binada Y doğrultusu depremi altındaki yapısal performans Can Güvenliği Performans Düzeyi’ni sağlamamaktadır.

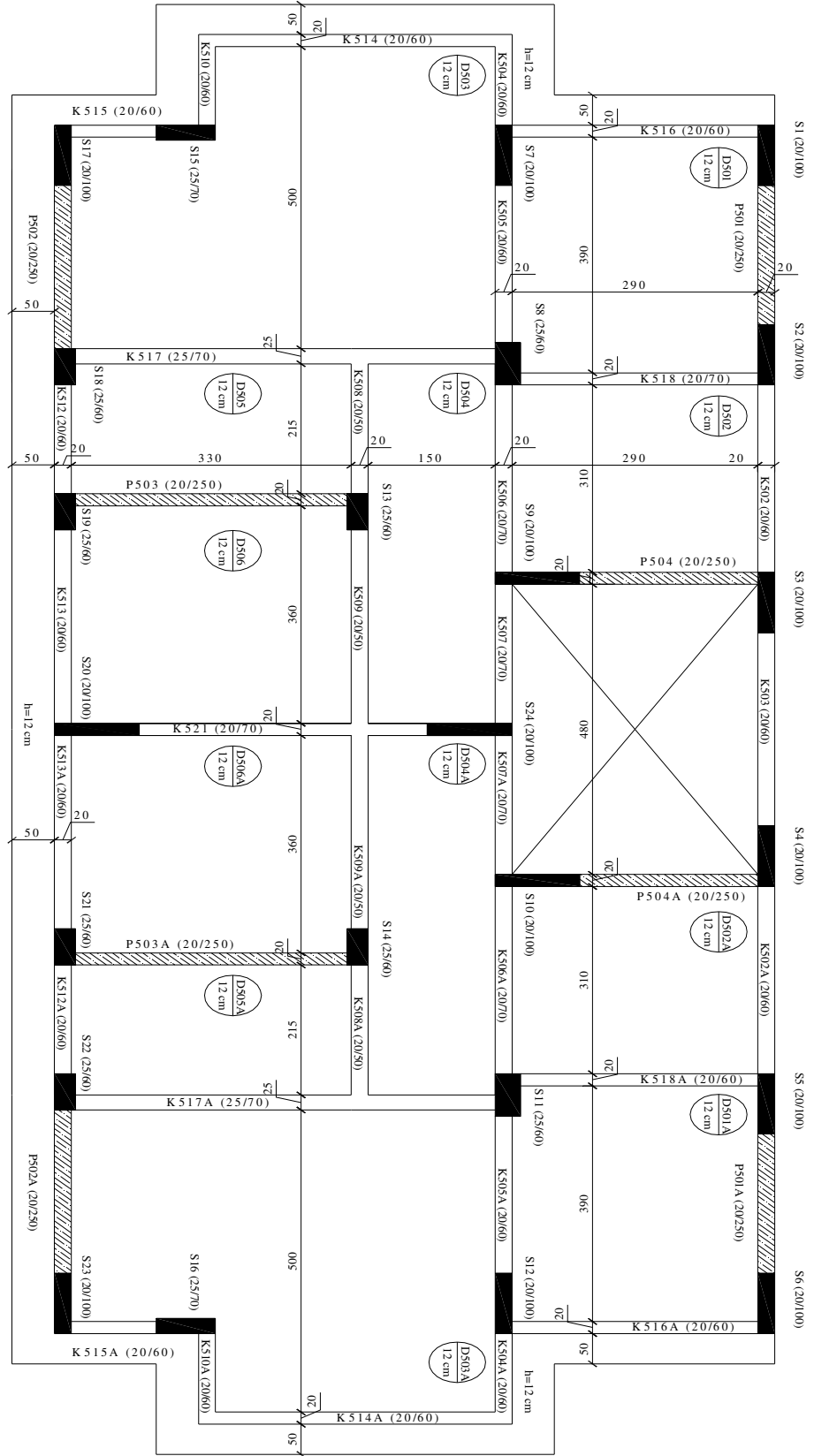
Yapılan iki yönlü bina performans analizi sonucunda, binada X ve Y doğrultusu altındaki yapısal performans Can Güvenliği Performans Düzeyi’ni sağlamamaktadır. Binanın güçlendirilmesi gerekmektedir.

6.2 Örnek Olarak Seçilen Mevcut Binanın Güçlendirilmesi ve Değerlendirilmesi

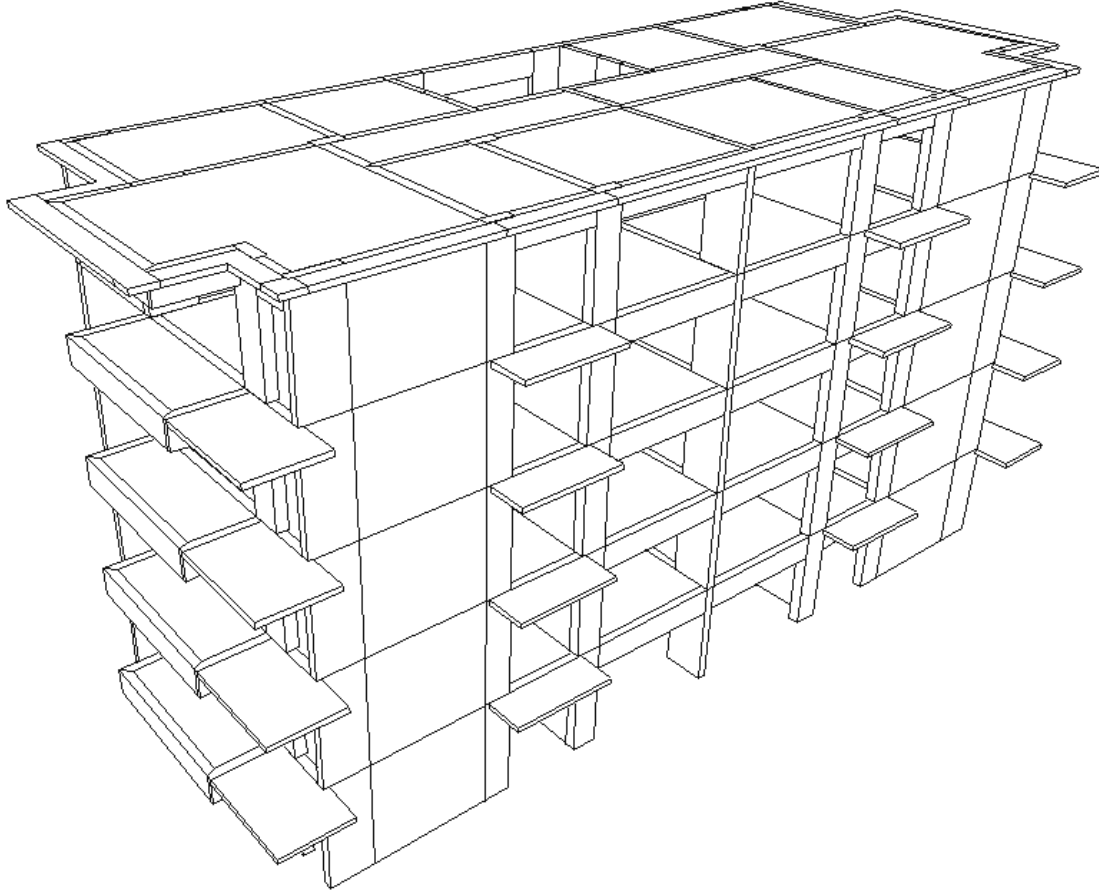
Çalışmanın bu bölümünde, Bölüm 6.1’de performans analizi yapılan örnek binanın güçlendirilmesi yapılmıştır. Uygulanan güçlendirme yöntemi, bu çalışmada Bölüm 5.2.1’de açıklanan çerçeve düzlemi içinde betonarme perde eklenmesi şeklindedir.

Bölüm 6.1.5’de yapılan performans değerlendirilmesi sonucunda örnek binanın güçlendirilmesi uygun görülmüştür. Bina, mevcut bazı kirişlerin tüm katlar boyunca yatay yük taşıyıcı sistemlerde önemli unsur olan perdelerle dönüştürülmesi ile güçlendirilmiş; bu amaçla K101, K101A, K111, K111A, K119, K119A, K120 ve K120A kirişleri kat boyunca perde elemanlarına dönüştürülmüştür. Güçlendirilmiş binaya ait kat kalıp planları Şekil 6.13a ve Şekil 6.13b’de, binanın üç boyutlu modeli Şekil 6.14’de, tipik güçlendirme perdesi donatı detayı Şekil 6.15’de gösterilmiştir. Kat planlarında güçlendirme perdeleri taramalı olarak gösterilmiştir. Yapının güçlendirilmesinde kullanılan yeni beton sınıfı C30 ve yeni donatı çeliği sınıfı S420a’dır.

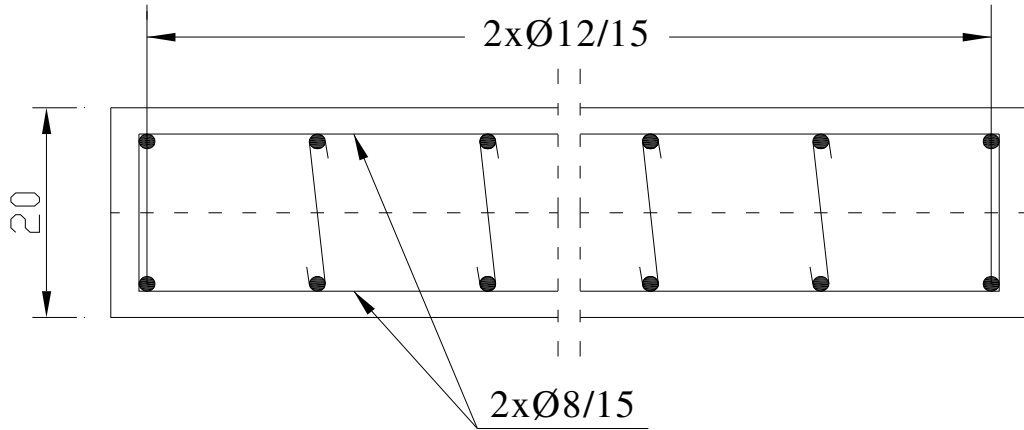
Analiz yöntemi olarak Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi kullanılmıştır.



Şekil 6.13b Güçlendirilmiş yapıya ait çatı katı kalıp planı



Şekil 6.14 Güçlendirilmiş yapının üç boyutlu modeli



Şekil 6.15 Tipik güçlendirme perdesi kesiti

Bölüm 6.1.4.3.2’de anlatıldığı gibi, Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi’nin uygulanabilmesi için, binadaki bodrum kat üzerindeki toplam kat sayısı 8’i aşmamalı ve ek dışmerkezlik dikkate alınmadan hesaplanan burulma düzensizliği katsayısı $\eta_{bi} < 1.4$ olmalıdır. Ayrıca göz önüne alınan deprem doğrultusunda, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) titreşim moduna ait etkin kütlelerin toplam bina kütlelerine (rijit perdelerle çevrelenen bodrum katlarının kütleleri hariç) oranının (etkin kütle oranı) en az 0.70 olması gerekmektedir.

Ele alınan güçlendirilmiş örnek binada X ve Y yönleri için burulma düzensizliği katsayıları;

$$\eta_{bi, x} = 1.09 < 1.4$$

$$\eta_{bi, y} = 1.00 < 1.4$$

olarak bulunmuştur. Doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) titreşim moduna ait etkin kütlelerin toplam bina kütlelerine oranları X ve Y doğrultuları için Tablo 6.3’de gösterilmiştir.

Tablo 6.3 Güçlendirilmiş örnek binaya ait etkin kütle oranları

Mod	Periyot (sn)	Etkin Kütle Oranları		Kontrol	
		X Doğrultusu	Y Doğrultusu		
1	0.3567	-	0.7426	>	0.7
2	0.2999	0.7550	-	>	0.7

Tablo 6.3’de görüldüğü üzere, her iki doğrultu için birinci (hakim) titreşim moduna ait etkin kütlelerin toplam bina kütlelerine oranı 0.70 değerinden büyüktür. Sonuç olarak Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi uygulanabilmektedir.

6.2.1 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi İle İtme Analizi Yapılması ve Kapasite Diyagramlarının Elde Edilmesi

Çalışmanın bu aşamasında, Bölüm 4.3.2’de anlatıldığı gibi, (x) ve (y) deprem doğrultusu için hâkim mod göz önüne alınarak, eşdeğer deprem yüğü dağılımı tespiti yapılmıştır (Bkz. Tablo 6.4). Bu yükler altında uygulanan itme analizinden elde

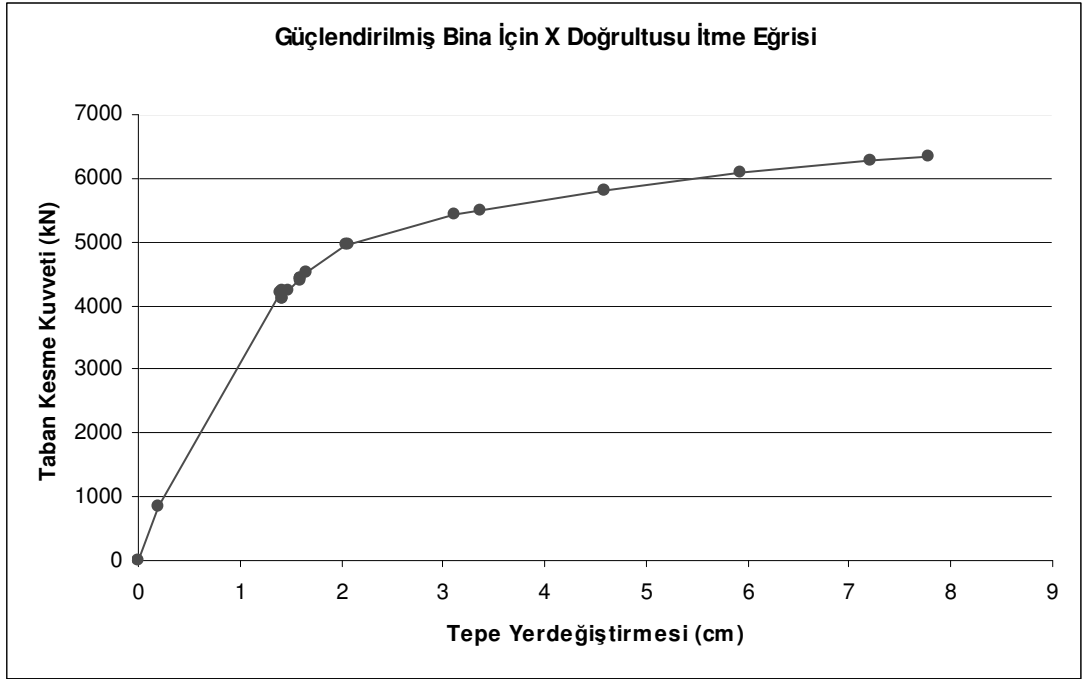
edilen itme eğrileri Şekil 6.16'da gösterilmiştir. Artımsal itme analizi sırasında, eşdeğer deprem yükü dağılımının, taşıyıcı sistemdeki plastik kesit oluşumlarından bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayımı yapılmıştır (DBYBHY 2007 Madde 7.6.5.3).

Tablo 6.4a X deprem doğrultusu için katlara gelen eşdeğer deprem yükleri

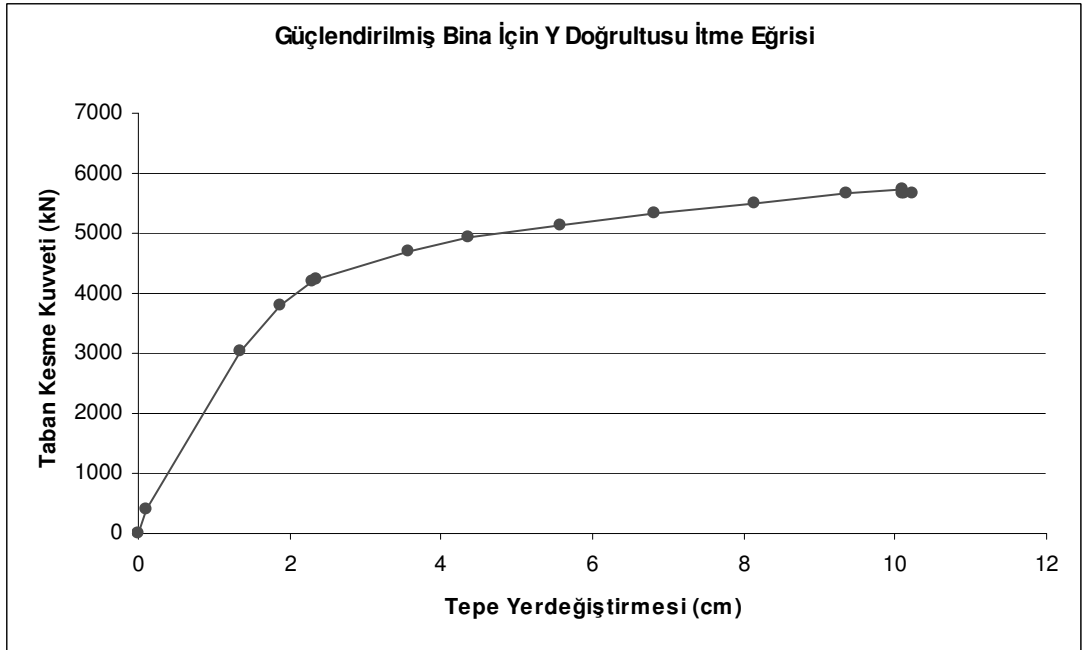
Kat no	W_i (kN)	H_i	$W_i * H_i$	$W_i H_i / \Sigma W_i H_i$	V_t (kN)	F_i (kN)
4	1813.07	12.50	22663.33	0.2552	10542.42	2589.71
3	2642.51	10.00	26425.06	0.2976		3019.56
2	2642.51	7.50	19818.80	0.2232		2264.67
1	2652.39	5.00	13261.93	0.1493		1515.43
Zemin	2652.39	2.50	6630.97	0.0747		757.71
$\Sigma W_i H_i =$			88800.08			

Tablo 6.4b Y deprem doğrultusu için katlara gelen eşdeğer deprem yükleri

Kat no	W_i (kN)	H_i	$W_i * H_i$	$W_i H_i / \Sigma W_i H_i$	V_t (kN)	F_i (kN)
4	1813.07	12.50	22663.33	0.2552	10542.42	2589.71
3	2642.51	10.00	26425.06	0.2976		3019.56
2	2642.51	7.50	19818.80	0.2232		2264.67
1	2652.39	5.00	13261.93	0.1493		1515.43
Zemin	2652.39	2.50	6630.97	0.0747		757.71
$\Sigma W_i H_i =$			88800.08			

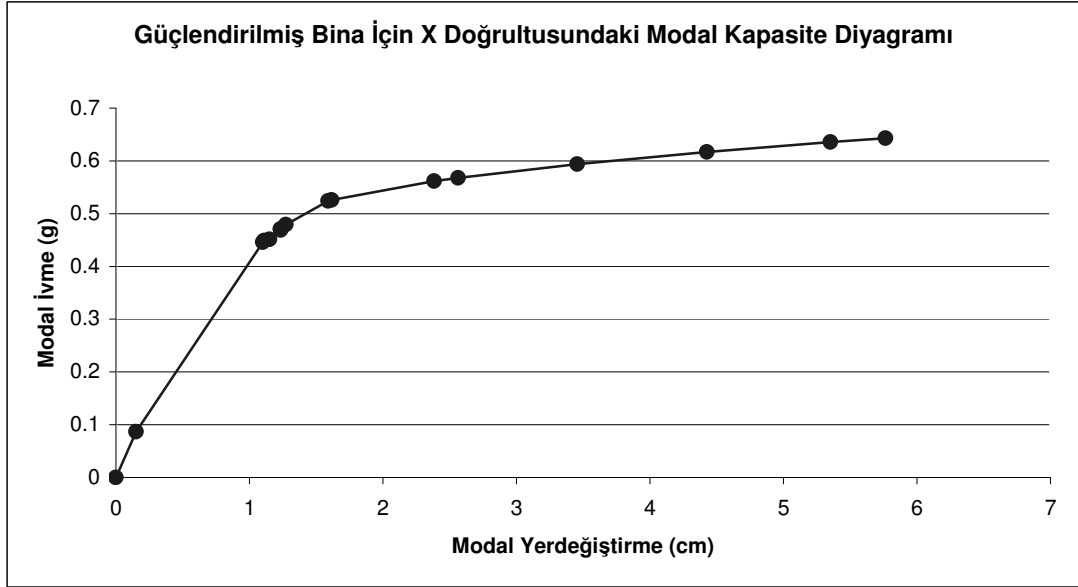


Şekil 6.16a Güçlendirilmiş örnek binanın x doğrultusuna ait itme eğrisi

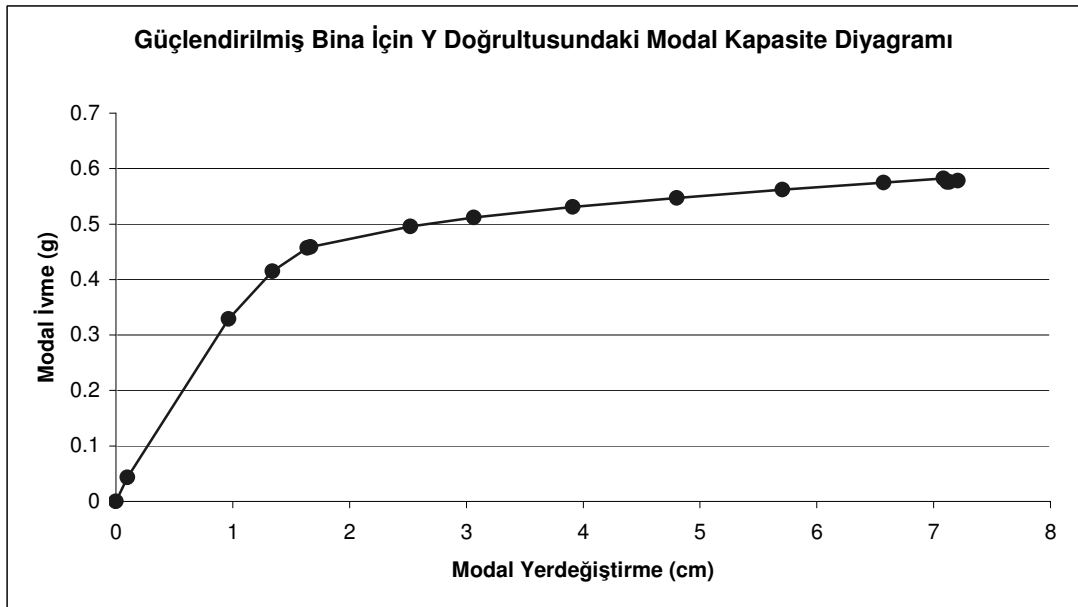


Şekil 6.16b Güçlendirilmiş örnek binanın y doğrultusuna ait itme eğrisi

Şekil 6.16a ve Şekil 6.16b’de elde edilen itme eğrileri, bu çalışmada yer alan Denklem (4.15) ve Denklem (4.16) yardımıyla modal kapasite diyagramlarına dönüştürülmüştür. X ve Y doğrultularına ait modal kapasite diyagramları sırasıyla Şekil 6.17a ve Şekil 6.17b’de verilmiştir.



Şekil 6.17a Güçlendirilmiş örnek binanın x doğrultusuna ait dönüştürülmüş modal kapasite diyagramı



Şekil 6.17b Güçlendirilmiş örnek binanın y doğrultusuna ait dönüştürülmüş modal kapasite diyagramı

6.2.2 Modal Yerdeğiştirme İsteminin Hesabı

Modal yerdeğiştirme istemleri bu çalışmada yer alan Denklem (4.18) kullanılarak X ve Y yönleri için ayrı ayrı hesaplanmıştır ($d_1^{(p)} = S_{d1}$).

6.2.2.1 X Doğrultusu İçin Yapılan Hesap

Şekil 6.18'da, Modal Kapasite Eğrisi ile Kullanım Depremi ($A_0 = 0.4$) ve Z3 zemin parametreleri ($T_A = 0.15$ sn ve $T_B = 0.60$ sn) esas alınarak Deprem Talep Spektrum Eğrisi aynı anda çizilmiştir. Deprem Elastik Talep Spektrumu ile Modal Kapasite Eğrisinin başlangıç teğetinin eşit yerdeğiştirmede performans noktasını oluşturacağı düşünülürse, bu noktaya karşılık gelen spektral yerdeğiştirme (teğetin kestiği nokta) 2.21 cm olarak okunur. $T_{1x} = 0.2999$ sn $\leq T_B = 0.6$ sn olduğundan spektral yerdeğiştirme oranı : $C_{R1} \neq 1$ olur ve Denklem (4.22) ile Denklem (4.23) yardımıyla aşağıdaki gibi hesap edilmesi gerekmektedir.

$$\left. \begin{array}{l} a_{y1} = 0.424.g \\ S_{ae1} = g \end{array} \right\} R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} = \frac{g}{0.424.g} = 2.35$$

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1) \cdot T_B / T_1^{(1)}}{R_{y1}} = \frac{1 + (2.35 - 1) \cdot (0.6 / 0.2999)}{2.35} = 1.57$$

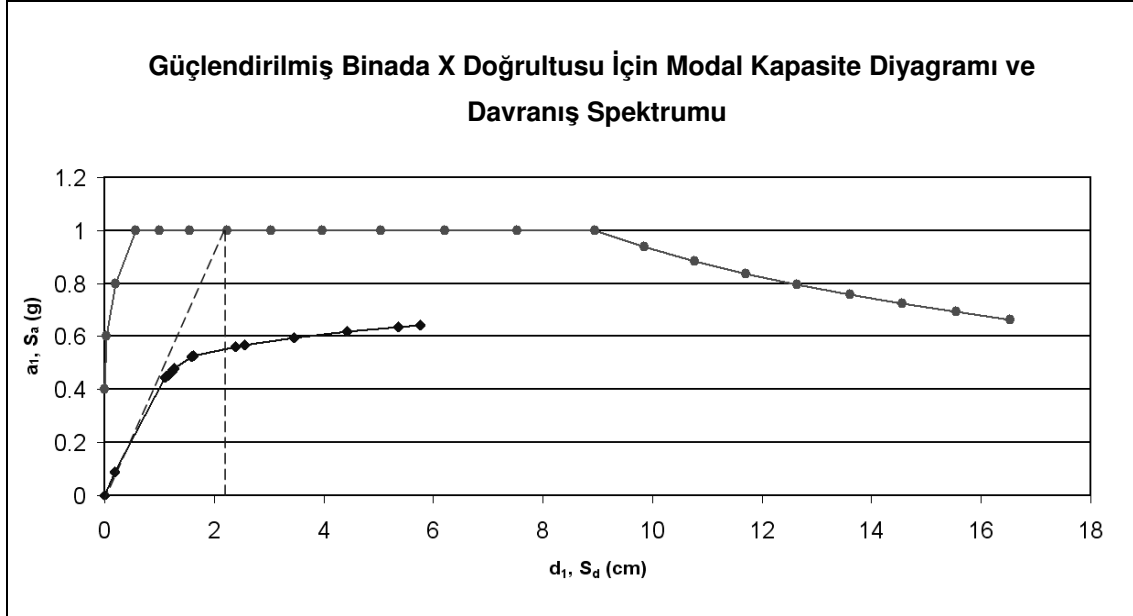
Doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme ($d_1^{(p)} = S_{d1}$), Denklem (4.19) yardımıyla hesaplanmıştır.

$$d_1^{(p)} = S_{d1} = C_{R1} \cdot S_{del} = (1.57) \cdot (2.21) = 3.46 \text{ cm}$$

X deprem doğrultusundaki tepe yerdeğiştirmesi istemi ($u_{xN1}^{(p)}$), Denklem (4.24) aracılığıyla aşağıdaki gibi bulunmuştur.

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \cdot \Gamma_{x1} \cdot d_1^{(p)} = (0.04817) \cdot (29.98) \cdot (3.46) = 4.99 \text{ cm}$$

Binanın tepe yerdeğiştirmesi istemi olan 0.0499 m'ye eşit olana kadar itme analizi tekrarlanacak ve bu değere karşılık gelen tüm istem büyüklükleri hesaplanacaktır.



Şekil 6.18 Güçlendirilmiş örnek binanın x doğrultusuna ait dönüştürülmüş modal kapasite diyagramı – deprem talep spektrumu ve performans noktasının tespiti

6.2.2.2 Y Doğrultusu İçin Yapılan Hesap

Şekil 6.19'da gösterilen eğride, Depremin Elastik Talep Spektrumu ile Modal Kapasite Eğrisinin başlangıç teğetinin eşit yerdeğiştirmede performans noktasını oluşturacağı düşünülürse, bu noktaya karşılık gelen spektral yerdeğiştirme (teğetin kestiği nokta) 2.96 cm olarak okunur. $T_{1y} = 0.3567 \text{ sn} \leq T_B = 0.6 \text{ sn}$ olduğundan spektral yerdeğiştirme oranı : $C_{R1} \neq 1$ olur ve Denklem (4.22) ile Denklem (4.23) yardımıyla aşağıdaki gibi hesap edilmesi gerekmektedir.

$$\left. \begin{array}{l} a_{y1} = 0.413 \cdot g \\ S_{ae1} = g \end{array} \right\} R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} = \frac{g}{0.413 \cdot g} = 2.42$$

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1) \cdot T_B / T_1^{(1)}}{R_{y1}} = \frac{1 + (2.42 - 1) \cdot (0.6 / 0.3567)}{2.42} = 1.40$$

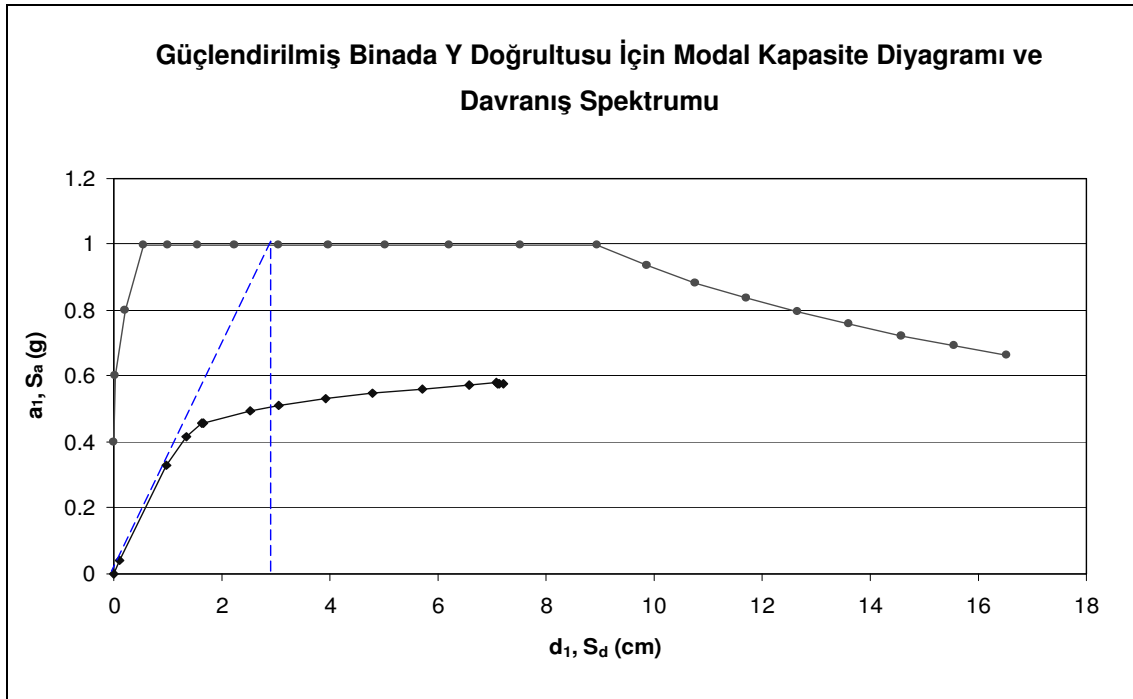
Doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme ($d_1^{(p)} = S_{d1}$), Denklem (4.19) yardımıyla hesaplanmıştır.

$$d_1^{(p)} = S_{d1} = C_{R1} \cdot S_{de1} = (1.40) \cdot (2.96) = 4.14 \text{ cm}$$

Y deprem doğrultusundaki tepe yerdeğiştirmesi istemi ($u_{yN1}^{(p)}$);

$$u_{yN1}^{(p)} = \Phi_{yN1} \cdot \Gamma_{y1} \cdot d_1^{(p)} = (0.04695) \cdot (29.98) \cdot (2.96) = 5.82 \text{ cm}$$

olarak bulunur. Tepe yerdeğiştirmesi istemi olan 0.0582 m'ye eşit olana kadar itme analizi tekrarlanacak ve bu değere karşılık gelen tüm istem büyüklükleri hesaplanacaktır.



Şekil 6.19 Güçlendirilmiş örnek binanın y doğrultusuna ait dönüştürülmüş modal kapasite diyagramı – deprem talep spektrumu ve performans noktasının tespiti

Çalışmanın bu aşamasından sonra yapılacak işlemler, Bölüm 6.1’de detaylı olarak yapılmış hesaplamalar ile aynı yolu izlemektedir. X ve Y yönünde yapılan itme analizi sonucunda kesitlerde oluşan plastik mafsallara ait plastik dönme istemleri ve bunlara karşılık gelen plastik eğrilik istemleri Denklem (4.25) yardımıyla hesaplanmıştır ($\phi_p = \theta_p / L_p$). Eşdeğer akma eğriliği, kesit analizi sonucu elde edilen idealleştirilmiş iki doğrulu moment-eğrilik ilişkisi yardımıyla bulunmuştur. Buradan toplam eğrilik hesaplanmıştır ($\phi_t = \phi_y + \phi_p$). İlgili kesite ait kesit analizinden elde edilen moment-eğrilik ilişkisine gidilerek toplam eğrilik istemine karşılık gelen beton ve donatı çeliğine ait birim şekildeğiştirmeler elde edilmiştir. Elde edilen birim şekil değiştirmeler daha sonra birim şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak hasar durumu belirlenmiştir.

Kesitlerin kesme kuvveti kapasitesi hesabı yapılmış, betonun ve çeliğin kesme kuvveti kapasitesine katkısı hesaplanmış ve kesitlerin yeterli oldukları görülmüştür.

6.2.3 Güçlendirilmiş Bina İçin Performans Değerlendirilmesi

6.2.3.1 X Doğrultusu İtme Analizi Sonucu Performans Değerlendirmesi

Tüm betonarme yapı elemanlarının kesit hasar durumları aşağıdaki gibidir:

- Toplam 34 adet olan 1. kat kirişlerinin 19 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin % 58’i Belirgin Hasar Bölgesinde (BHB), % 42’si Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 34 adet olan 2. kat kirişlerinin 18 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin % 67’si Belirgin Hasar Bölgesinde (BHB), % 33’ü Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 32 adet olan 3. kat kirişlerinin 17 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin % 65’i Belirgin Hasar Bölgesinde (BHB), % 35’i Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).

- Toplam 32 adet olan 4. kat kirişlerinin 17 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin % 47'si Belirgin Hasar Bölgesinde (BHB), % 53'ü Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 32 adet olan 5. kat kirişlerinin 9 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin % 11'i Belirgin Hasar Bölgesinde (BHB), % 89'u Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).

Sonuç itibariyle X yönü için yapılan itme analizi sonucunda İleri Hasar Bölgesinde (İHB) yer alan hiçbir kiriş elemanı yer almamaktadır.

- Toplam 12 adet olan 1. kat kolon ve perdelerinin (8 perde ve 4 kolon) 9 adedi plastikleşmiş olup, % 45'i Belirgin Hasar Bölgesinde (BHB), % 55'i Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 12 adet olan 2. kat kolon ve perdelerinin (8 perde ve 4 kolon) 2 adedi plastikleşmiş olup, kesitlerin tamamı Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 12 adet olan 3. kat kolon ve perdelerinin (8 perde ve 4 kolon) 4 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin tamamı Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 12 adet olan 4. kat kolon ve perdelerinin (8 perde ve 4 kolon) 4 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin tamamı Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 12 adet olan 5. kat kolon ve perdelerinin (8 perde ve 4 kolon) 4 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin tamamı Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).

X yönü için yapılan itme analizi sonucunda İleri Hasar Bölgesinde (İHB) yer alan hiçbir kolon elemanı yer almamaktadır. Herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden Minimum Hasar Sınırı aşılmış olan kolon veya perde elemanı bulunmamaktadır.

Sonuç olarak DBYBHY 2007’de yer alan Bölüm 7.7.3’e göre binada X doğrultusu depremi altındaki yapısal performans Can Güvenliği Performans Düzeyi’ni sağlamaktadır.

6.2.3.2 Y Doğrultusu İtme Analizi Sonucu Performans Değerlendirmesi

Tüm betonarme yapı elemanlarının kesit hasar durumları aşağıdaki gibidir:

- Toplam 34 adet olan 1. kat kirişlerinin 13 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin % 8’i Belirgin Hasar Bölgesinde (BHB), % 92’si Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 34 adet olan 2. kat kirişlerinin 13 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin % 24’ü Belirgin Hasar Bölgesinde (BHB), % 76’sı Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 32 adet olan 3. kat kirişlerinin 11 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin % 19’u Belirgin Hasar Bölgesinde (BHB), % 81’i Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 32 adet olan 4. kat kirişlerinin 5 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin % 20’si Belirgin Hasar Bölgesinde (BHB), % 80’i Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 32 adet olan 5. kat kirişlerinin 3 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin tamamı Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).

Sonuç itibariyle Y yönü için yapılan itme analizi sonucunda İleri Hasar Bölgesinde (İHB) yer alan hiçbir kiriş elemanı yer almamaktadır.

- Toplam 12 adet olan 1. kat kolon ve perdelerinin (8 perde ve 4 kolon) 7 adedi plastikleşmiş olup, % 58'i Belirgin Hasar Bölgesinde (BHB), % 42'si Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 12 adet olan 2. kat kolon ve perdelerinin (8 perde ve 4 kolon) 3 adedi plastikleşmiş olup, kesitlerin tamamı Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 12 adet olan 3. kat kolon ve perdelerinin (8 perde ve 4 kolon) 2 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin tamamı Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 12 adet olan 4. kat kolon ve perdelerinin (8 perde ve 4 kolon) 4 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin tamamı Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).
- Toplam 12 adet olan 5. kat kolon ve perdelerinin (8 perde ve 4 kolon) 5 adedi plastikleşmiş olup, plastikleşmiş kesitlerin tamamı Minimum Hasar Bölgesindedir (MHB).

Y yönü için yapılan itme analizi sonucunda İleri Hasar Bölgesinde (İHB) yer alan hiçbir kolon elemanı yer almamaktadır. Herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden Minimum Hasar Sınırı aşılmış olan kolon veya perde elemanı bulunmamaktadır.

Sonuç olarak DBYBHY 2007'de yer alan Bölüm 7.7.3'e göre binada Y doğrultusu depremi altındaki yapısal performans Can Güvenliği Performans Düzeyi'ni sağlamaktadır.

Yapılan iki yönlü bina performans analizi sonucunda, güçlendirilmiş binada X ve Y doğrultusu altındaki yapısal performans Can Güvenliği Performans Düzeyi'ni sağlamaktadır.

BÖLÜM YEDİ

SONUÇLAR

Bu çalışmada; örnek olarak belirlenen mevcut bir binanın DBYBHY 2007 kriterlerine göre performans değerlendirilmesi yapılmıştır. Analiz yöntemi olarak DBYBHY 2007’de yer alan Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi kullanılmıştır.

Performans değerlendirilmesi yapılmak üzere, projesi 1975 Türk Deprem Yönetmeliği’ne göre Z3 zemin sınıfında tasarlanmış 5 katlı betonarme çerçeve sistemli bir bina dikkate alınmıştır. Söz konusu bina 1986 yılında İzmir’de inşa edilmiştir. Binaya ait projeler ve hesap raporları ilgili arşivlerce bulunmuş ve bazı analiz parametreleri bu veriler ışığında belirlenmiştir. Binanın betonarme betonu sınıfı C16, donatı çeliği sınıfı ise S220’dir. Bina türünün konut olmasından dolayı, 50 yıllık süreç içinde aşılma olasılığı %10 olarak tanımlanan tasarım depremi etkisi altında Can Güvenliği (CG) performans seviyesi hedeflenmiştir.

Mevcut bina için yapılan performans değerlendirilmesi sonucunda aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

- Gevrek kırılmaya maruz hiçbir taşıyıcı sistem elemanına rastlanmamıştır.
- X yönü için yapılan itme analizi sonucunda İleri Hasar Bölgesinde (İHB) yer alan hiçbir kolon ve kiriş elemanı yer almamıştır. Ancak katlardaki bazı kolonların iki ucunda mafsallaşma gerçekleşmiş ve Minimum Hasar Sınırı aşılmıştır. Söz konusu kolonların taşıdığı kesme kuvvetlerinin tüm kat kesme kuvveti talebine oranı, DBYBHY 2007’de yer alan Bölüm 7.7.3.(c) gereğince verilen üst sınır olan 0.3 oranından büyük olduğu görülmüştür. Bu nedenle binada X doğrultusu depremi altındaki yapısal performans Can Güvenliği Performans Düzeyi’ni sağlamamıştır.
- Y yönü için yapılan itme analizi sonucunda İleri Hasar Bölgesinde (İHB) yer alan hiçbir kiriş elemanı yer almamıştır. Ancak 1. kat kolonlarının %17’si Göçme Bölgesi’nde olduğundan dolayı binada Y doğrultusu depremi altındaki yapısal performans Can Güvenliği Performans

Düzeyi'ni sağlamamıştır. Yapılan iki yönlü bina performans analizi sonucunda, binada X ve Y doğrultusu altındaki yapısal performans Can Güvenliği Performans Düzeyi'ni sağlamamıştır. Binanın güçlendirilmesi kararı verilmiştir.

Binanın deprem performansının artırılması amacıyla bazı mevcut çerçeve aksı içine betonarme perdeler eklenmiştir. Yeni eklenen betonarme perdelerin beton sınıfı C30, donatı çeliği sınıfı S420 olarak seçilmiştir.

Güçlendirilmiş bina için yapılan performans değerlendirilmesi sonucunda aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

- Gevrek kırılmaya maruz hiçbir taşıyıcı sistem elemanına rastlanmamıştır.
- X ve Y yönü için yapılan itme analizi sonucunda İleri Hasar Bölgesinde (İHB) yer alan hiçbir kolon ve kiriş elemanı yer almamaktadır. Ayrıca herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden Minimum Hasar Sınırı aşılmış olan kolon veya perde elemanı bulunmamıştır. Sonuç itibarıyla yapılan iki yönlü bina performans analizi sonucunda, güçlendirilmiş binada X ve Y doğrultusu altındaki yapısal performans Can Güvenliği Performans Düzeyi'ni sağlamıştır.

Her iki durum için (mevcut bina ve güçlendirilmiş bina) yapılan itme analizlerinin sonuçları incelendiğinde, mevcut çerçeve aksı içine eklenen betonarme perdeler ile sistemin yatay yük taşıma kapasitesi ve dayanımının çok büyük ölçüde arttığı görülmüştür. Tablo 7.1'de, örnek binanın güçlendirme öncesi ve güçlendirme sonrasında ait performans noktasındaki taban kesme kuvvetleri karşılaştırılmıştır. Tabloda, mevcut çerçeve aksı içine betonarme perdeler eklenmesi yoluyla sistemin performans noktasındaki yatay yük taşıma kapasitesinin oldukça arttığı görülmektedir. X doğrultusundaki artış % 75 civarındayken, Y doğrultusundaki taban kesme kuvveti iki katın üzerine çıkmıştır. Mevcut binanın Y doğrultusundaki dayanımının daha zayıf olduğu göz önünde bulundurulursa, perdelerin eklenmesi durumunda binanın Y doğrultusunda büyük bir dayanım artışının sağlanması tutarlı bir sonuç olarak yorumlanabilir.

Tablo 7.1 X ve y doğrultuları için mevcut ve güçlendirilmiş binaya ait performans noktaları ve bu noktalardaki taban kesme kuvvetleri

İtme Doğrultusu	Mevcut Bina		Güçlendirilmiş Bina		Taban Kesme Kuvvetleri Oranı
	Performans Noktası (cm)	Taban Kesme Kuvveti (kN)	Performans Noktası (cm)	Taban Kesme Kuvveti (kN)	
		(V_T^m)		(V_T^g)	(V_T^g/V_T^m)
X	6.67	3395	4.99	5960	1.75
Y	10.35	2265	4.16	4910	2.16

Bu çalışmada hem mevcut bina hem de güçlendirilmiş binanın dinamik özellikleri hesaplanmış ve Tablo 7.2’de sunulmuştur. Tablo 7.2 incelendiğinde, güçlendirme perdelerinin eklenmesi durumunda birinci (hakim) titreşim periyodunun önemli miktarda kısaldığı görülmüştür. Buna karşın burulma düzensizliği katsayısında (η_{bi}) ve birinci moda ait etkin kütle katılım oranlarında önemli bir değişiklik gözlenmemiştir. Birinci moda ait kütle katılım oranının ve burulma düzensizliği katsayısındaki değişimin az olması, eklenen betonarme perdelerin planda simetrik olarak yerleştirilmesinden kaynaklanmaktadır.

Tablo 7.2 X ve y doğrultuları için mevcut ve güçlendirilmiş binaya ait birinci (hakim) periyotlar ve burulma düzensizliği katsayıları

İtme Doğrultusu	Mevcut Bina			Güçlendirilmiş Bina		
	Burulma Düzensizliği Katsayısı (η_{bi})	Hakim Periyot (sn)	Etkin Kütle Oranı	Burulma Düzensizliği Katsayısı (η_{bi})	Hakim Periyot (sn)	Etkin Kütle Oranı
	X	1.19	0.4426	0.7382	1.09	0.2999
Y	1.00	0.6533	0.8041	1.00	0.3567	0.7426

Ayrıca çalışma kapsamında, her iki bina için belirlenen performans noktalarında, taşıyıcı sistem elemanlarında meydana gelen en büyük plastik dönme değerleri (θ_p) hesaplanmış ve bu değerler Tablo 7.3’de karşılaştırmalı olarak verilmiştir. Sonuçların incelenmesinden, binanın betonarme perdelerle güçlendirilmesi durumunda hem

kirişlerde hem de kolonlarda hesaplanan en büyük plastik dönme değerlerinin önemli miktarda azaldığı görülmüştür.

Plastik dönme değerlerinin azalması, beton ve donatı çeliğinde hesaplanan birim şekildeğiştirmelerin de azalması anlamına gelmektedir. Bu durum, taşıyıcı sistem elemanlarında hasar oranlarının azaldığını göstermektedir. X ve Y deprem doğrultuları için, mevcut ve güçlendirilmiş binalardaki kolon ve kiriş elemanlarında belirlenen hasar oranları sırasıyla Tablo 7.4a'da ve Tablo 7.4b'de verilmiştir. Bu oranların incelenmesinden, güçlendirilmiş binanın her iki doğrultusundaki hasarın önemli miktarda azaldığı görülmektedir. Özellikle Y doğrultusunda yapılan performans analizi sonucunda (Bkz. Tablo 7.4b), mevcut binanın 1. katında İleri Hasar Bölgesi (İHB) ve Göçme Bölgesi (GB) içerisinde yer alan kolonlar, sisteme betonarme perdelerin eklenmesiyle Minimum Hasar Bölgesi (MHB) ve Belirgin Hasar Bölgesi (BHB) içerisinde kalmaktadır.

Tablo 7.3 Mevcut ve güçlendirilmiş binaya ait kesitlerde oluşan en büyük plastik dönme değerleri

<i>İtme Doğrultusu</i>	Kesitlerde Oluşan En Büyük Dönme Değerleri (θ_p) (rad)			
	Mevcut Bina		Güçlendirilmiş Bina	
	<i>Kolon</i>	<i>Kiriş</i>	<i>Kolon</i>	<i>Kiriş</i>
X	0.00858	0.01104	0.00291	0.00590
Y	0.02303	0.00855	0.00230	0.00318

Tablo 7.4a X doğrultusunda yapılan hesap sonucu kesitlerde oluşan hasar oranları (%)

<i>Kat Sayısı</i>	KESİTLERDE OLUŞAN HASAR ORANLARI (%) (X DOĞRULTUSU İÇİN)															
	Mevcut Bina								Güçlendirilmiş Bina							
	<i>Kiriş</i>				<i>Kolon</i>				<i>Kiriş</i>				<i>Kolon</i>			
	<i>MHB</i>	<i>BHB</i>	<i>İHB</i>	<i>GB</i>	<i>MHB</i>	<i>BHB</i>	<i>İHB</i>	<i>GB</i>	<i>MHB</i>	<i>BHB</i>	<i>İHB</i>	<i>GB</i>	<i>MHB</i>	<i>BHB</i>	<i>İHB</i>	<i>GB</i>
1	7	93	-	-	4	96	-	-	42	58	-	-	55	45	-	-
2	7	93	-	-	95	5	-	-	33	67	-	-	100	-	-	-
3	62	38	-	-	96	4	-	-	35	65	-	-	100	-	-	-
4	100	-	-	-	100	-	-	-	53	47	-	-	100	-	-	-
5	100	-	-	-	-	-	-	-	89	11	-	-	100	-	-	-

MHB : Minimum Hasar Bölgesi, BHB : Belirgin Hasar Bölgesi, İHB : İleri Hasar Bölgesi

GB : Göçme Bölgesi

Tablo 7.4b Y doğrultusunda yapılan hesap sonucu kesitlerde oluşan hasar oranları (%)

Kat	KESİTLERDE OLUŞAN HASAR ORANLARI (%) (Y DOĞRULTUSU İÇİN)															
	Mevcut Bina								Güçlendirilmiş Bina							
	Kiriş				Kolon				Kiriş				Kolon			
	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB
1	69	31	-	-	4	33	46	17	92	8	-	-	42	58	-	-
2	17	83	-	-	67	33	-	-	76	24	-	-	100	-	-	-
3	80	20	-	-	100	-	-	-	81	19	-	-	100	-	-	-
4	100	-	-	-	100	-	-	-	80	20	-	-	100	-	-	-
5	100	-	-	-	-	-	-	-	100	-	-	-	100	-	-	-

MHB : Minimum Hasar Bölgesi, BHB : Belirgin Hasar Bölgesi, İHB : İleri Hasar Bölgesi

GB : Göçme Bölgesi

Mevcut çerçeve aksı içine eklenen betonarme perdeler ile güçlendirme yöntemi, ülkemizde en sık kullanılan güçlendirme yöntemlerin başında yer almaktadır. Bu tez çalışmasından elde edilen sonuçlar incelendiğinde, bu güçlendirme yönteminin binanın deprem performansını önemli miktarda iyileştirdiği görülmektedir. Ayrıca eklenen perdeler, binanın yatay yük taşıma kapasitesini arttırmaktadır. Bu güçlendirme yönteminin uygulanması durumunda, taşıyıcı sistem elemanlarında hesaplanan hasar oranlarının da önemli ölçüde azaldığı görülmektedir. Tüm bu sonuçlar dikkate alındığında, söz konusu güçlendirme yönteminin etkinliği açıkça görülmektedir. Bunlara ilave olarak güçlendirme perdelerinin kullanılmasının en büyük avantajı, bazı özel güçlendirme malzemeleri gibi yurtdışına bağımlılık olmadığından dolayı maliyeti de diğer güçlendirme yöntemlerine oranla oldukça az olmasıdır.

KAYNAKLAR

- Aksan, B. (1988). *Jacketed Columns Under Axial Loads*. M.S. Thesis. Ankara: Middle East Technical University.
- Antoniou, S. (2001). *Pushover Analysis for Seismic Assesment of RC Structutes*. Report. Imperial College of Science, Technology and Medicine.
- Applied Technology Council. (1996). *ATC 40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (V.1)*. Washington DC.
- Aydınoğlu, N., Özer, E. ve Sucuoğlu, H. (2007). *Yeni Deprem Yönetmeliği ve Uygulamalı Çözümler*. İzmir: TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İzmir Şubesi, Yayın No: 51.
- Aykaç, B. ve Can, H. (2008). *Mantolama Yönteminin Dikdörtgen Kesitli Betonarme Kolonlarda Uygulanabilirliği*. Ankara: Gazi Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi, Cilt 23, No 1, 223-229.
- Bağcı, M. (2005). *Yapıların Deprem Güvenlikleri*. Manisa: Celal Bayar Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Balkaya, C. ve Kalkan, E. (2003). *Performance Based Seismic Evaluation of Shear-Wall Dominant Building Structures*. İstanbul: ARI The Bulletin of the İstanbul Technical University, Vol:53, Number 2.
- Berktaş, İ. (1995). *Betonarme I – Taşıma Gücü ve Kesit Hesapları*. İstanbul: TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi, 2. Basım.
- Can, H. (1994). *Deprem Etkisindeki Betonarme Kirişlerin Onarılması*. İMO Teknik Dergi, Cilt 5, Sayı 2.

- Can, H. (1995). *İki, Üç, Dört Yüzünden Mantolanmış Betonarme Kolonların Eksenel Yük Altında Davranışı*. İMO Teknik Dergi, Yazı 82, 1063-1081.
- Can, H. (1997). *Çelik Korniyerler ile Güçlendirilmiş/Onarılmış Betonarme Kolonların Eksenel Yük Altındaki Davranışı*. İMO Teknik Dergi, Cilt 8, Sayı 1.
- Can, H., Cısdık, M. ve Aykaç, S. (1999). *Dairesel Manto ile Onarılmış/Güçlendirilmiş Betonarme Kolonların Eksenel Yük Altında Davranışı*. İMO Teknik Dergi, Cilt 10, Sayı 3.
- Celep, Z. (2007). *Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme*. İstanbul: Beta Dağıtım.
- Celep, Z. ve Kumbasar, N. (2004). İstanbul: *Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı*.
- Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of Structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering*. New Jersey: Prentice Hall.
- Clough, R. W. ve Penzien, J. (1993). *Dynamics of Structures (Second Edition)*. Singapore: McGraw-Hill Inc.
- Çakıroğlu, A. ve Özer, E. (1980). *Malzeme ve Geometri Değişimi Bakımından Lineer Olmayan Sistemler*. Ankara: Ankara Matbaa Teknisyenleri Basımevi.
- Çatal, H. H. (2005). *Yapı ve Deprem Mühendisliğinde Matris Yöntemler*. İzmir: Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Basım Ünitesi, 2. Baskı.
- Çatal, H. H. (2007). *Yapı Dinamiği Ders Notları*. İzmir: Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi.

- DBYYHY (2007). *Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik*. Ankara.
- Düzgün, M. ve Bozdağ, Ö. (2007). *Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımında Temel Kavramlar*. İzmir: 13-14 Ocak 2007 İMO İzmir Şubesi Meslek İçi Eğitim Programı.
- Ersoy, U. (1978). *Beton ve Betonarmenin Doğrusal Elastik Olmayan Davranışı*. Ankara: İMO Yayınları, 1–25.
- Ersoy, U. ve Özcebe, G. (2001). *Betonarme*. İstanbul: Evrim Yayınevi, 2. Baskı.
- Ersoy, U., Tankut, T. ve Suleiman, R. (1993). *Behaviour of Jacketed Columns*. ACI Structural Journal. V.90, No.3, 288-293.
- Ersoy, U. (1978). *Beton ve Betonarmenin Doğrusal Elastik Olmayan Davranışı*. Ankara: İMO Yayınları, 1–25.
- Federal Emergency Management Agency, (2000). *FEMA 356 Prestandart and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington DC.
- Federal Emergency Management Agency, (2004). *FEMA 440 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington DC.
- Genç, M. (2007). *Farklı Yapısal Özelliklere Sahip Betonarme Yapıların Çeşitli Çözüm Yöntemleri İle Performansa Dayalı Analizi*. Yüksek Lisans Tezi. İzmir: Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Hasgür, Z. ve Gündüz, A. N. (1996). *Betonarme Çok Katlı Yapılar* (1. Baskı). İstanbul: Beta Yayınevi.

- İnel, M., Özmen, H. B. ve Bilgin, H. (2008). Sargı Etkisi Modelleme Analiz programı (SEMAp), *Betonarme Elemanların Doğrusal Ötesi Davranışlarının Bilgisayar Ortamında Modellenmesi*. Denizli: Tübitak Proje No: 105M024.
- Korkmaz, K. A. ve Düzgün, M. (2006). *Statik Artımsal İtme Analizinde Kullanılan Yük Dağılımlarının Değerlendirilmesi*. İMO Teknik Dergi, 2006 3873 -3878, Yazı 255, Kısa Bildiri.
- Lefort, T. (2000). *Advanced Pushover Analysis of RC Multi-Storey Buildings*. MSc Dissertation. Imperial College of Science, Technology and Medicine.
- MacGregor, J. G. (1997). *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*. New Jersey: Printice Hall.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N ve Park, R. (1988). *Theoretical stress-strain model for confined Concrete*. J. Struct. Div. ASCE, 114(8).
- Mander, J. B. (1984). *Seismic Design of Bridge Piers*. PhD Thesis. New Zealand: University of Canterbury.
- Özer, E. (2008, 7 Şubat). *Yapı Sitemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları*. <http://www.ins.itu.edu.tr/eozer>.
- Rodriguez, M. ve Park, R. (1994). *Seismic Load Tests on Reinforced Concrete Columns Strengthened by Jacketing*. ACI Structural Journal. V.91, No.2, 150-159.
- Temur, F. (2007). *Statik İtme (Pushover) Yöntemi Kullanılarak Yapıların Analizi*. Yüksek Lisans Tezi. Sakarya: Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.

- Topçu, İ. B., Burak, I., Tatar, Ö. ve Abi, E. (2005). *Depremde Hasar Görmüş Betonarme Binaların Ferrocement Panellerle Güçlendirilmesi*. Kocaeli: 23-25 Mart 2005 Deprem Sempozyumu.
- Türker, K. (2008). *Yapı Statiğinde Özel Konular*. Ders Notları. Balıkesir: Balıkesir Üniversitesi.
- Uçar, T. (2005). *Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Analizinde Çözüm Yöntemleri*. Yüksek Lisans Tezi. İzmir: Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Uzsoy Ş. (2001). *Yapı Dinamiği ve Deprem Mühendisliği*. İzmir: Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Yayınları.
- Yön, B. (2007). *Betonarme Yapıların Statik İtme Analizi İle Performanslarının Belirlenmesi*. Yüksek Lisans Tezi. Elazığ: Fırat Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Yüksel, İ. (2005). *Sistem Akma Deplasmanında Yeni Bir Yaklaşımla Sünek Yapılarda Performans Değerlendirilmesi*. Kocaeli: 23-25 Mart 2005 Deprem Sempozyumu.
- Yüksel, İ. ve Polat, Z. (2002). *Betonarme Çerçeve Sistemlerinde Sistem Akma Parametrelerinin Tespiti*. ECAS 2002 Uluslararası Yapı ve Deprem Mühendisliği Sempozyumu. Ankara: ODTÜ.

EKLER**EK 1. Örnek Binaya Ait Mevcut Kolon Boyutları ve Boyuna Donatıları**

Eleman Adı	Boyutlar (cm)	Kat	Kolon Donatı Miktarı
S1, S2, S3, S4, S5, S6, S7, S12, S17, S23	100/20	1	10Ø14
		2	
		3	
		4	
		5	
S8, S11	70/30	1	6Ø16+4Ø18
		2	
	60/25	3	8Ø14
		4	
		5	
S9, S10	20/100	1	10Ø14
		2	
		3	
		4	
		5	
S13, S14, S18, S19, S21, S22	60/25	1	8Ø16
		2	
		3	8Ø14
		4	
		5	
S15, S16	25/70	1	8Ø16
		2	
		3	
		4	
		5	
S20, S24	20/100	1	12Ø14
		2	
		3	10Ø14
		4	
		5	

EK 2. Örnek Binaya Ait Mevcut Kiriş Boyutları ve Boyuna Donatıları

Eleman Adı	Boyutlar (cm)	Kat	Kiriş Donatı Miktarı				
			Üst Sol	Üst Sağ	Orta	Alt Sol	Alt Sağ
K101	20/60	1	4Ø12+3Ø16	6Ø12+2Ø16		2Ø12	2Ø12
		2	4Ø12+3Ø16	6Ø12+2Ø16		2Ø12	2Ø12
		3	4Ø12+3Ø16	6Ø12+2Ø16		2Ø12	2Ø12
		4	4Ø12+3Ø16	6Ø12+2Ø16		2Ø12	2Ø12
		5	3Ø12	4Ø12		2Ø12	2Ø12
K101A	20/60	1	6Ø12+2Ø16	4Ø12+3Ø16		2Ø12	2Ø12
		2	6Ø12+2Ø16	4Ø12+3Ø16		2Ø12	2Ø12
		3	6Ø12+2Ø16	4Ø12+3Ø16		2Ø12	2Ø12
		4	6Ø12+2Ø16	4Ø12+3Ø16		2Ø12	2Ø12
		5	4Ø12	3Ø12		2Ø12	2Ø12
K102	20/60	1	4Ø12+2Ø16	4Ø12+2Ø16		2Ø12	2Ø12
		2	4Ø12+2Ø16	4Ø12+2Ø16		2Ø12	2Ø12
		3	6Ø12+2Ø16	4Ø12+2Ø16		2Ø12	2Ø12
		4	6Ø12+2Ø16	4Ø12+2Ø16		2Ø12	2Ø12
		5	4Ø12	4Ø12		2Ø12	2Ø12
K102A	20/60	1	4Ø12+2Ø16	4Ø12+2Ø16		2Ø12	2Ø12
		2	4Ø12+2Ø16	4Ø12+2Ø16		2Ø12	2Ø12
		3	4Ø12+2Ø16	6Ø12+2Ø16		2Ø12	2Ø12
		4	4Ø12+2Ø16	6Ø12+2Ø16		2Ø12	2Ø12
		5	4Ø12	4Ø12		2Ø12	2Ø12
K103	20/60	1	4Ø12+2Ø16	4Ø12+2Ø16		2Ø12	2Ø12
		2	4Ø12+2Ø16	4Ø12+2Ø16		2Ø12	2Ø12
		3	4Ø12+2Ø16	4Ø12+2Ø16		2Ø12	2Ø12
		4	4Ø12+2Ø16	4Ø12+2Ø16		2Ø12	2Ø12
		5	4Ø12	4Ø12		2Ø12	2Ø12
K104	20/60	1	2Ø12+2Ø14	3Ø12+2Ø14+2Ø16		2Ø12+2Ø16	2Ø12
		2	2Ø12+2Ø14	3Ø12+2Ø14+2Ø16		2Ø12+2Ø16	2Ø12
		3	2Ø12+2Ø16	3Ø12+2Ø14+2Ø16		2Ø12+2Ø14	2Ø12
		4	2Ø12+2Ø16	3Ø12+2Ø14+2Ø16		2Ø12+2Ø14	2Ø12
		5	4Ø12	5Ø12+1Ø14		2Ø12+1Ø14	2Ø12
K104A	20/60	1	3Ø12+2Ø14+2Ø16	2Ø12+2Ø14		2Ø12	2Ø12+2Ø16
		2	3Ø12+2Ø14+2Ø16	2Ø12+2Ø14		2Ø12	2Ø12+2Ø16
		3	3Ø12+2Ø14+2Ø16	2Ø12+2Ø16		2Ø12	2Ø12+2Ø14
		4	3Ø12+2Ø14+2Ø16	2Ø12+2Ø16		2Ø12	2Ø12+2Ø14
		5	5Ø12+1Ø14	4Ø12		2Ø12	2Ø12+1Ø14
K105	20/60	1	3Ø12+2Ø14+2Ø16	5Ø12+1Ø16		2Ø12	2Ø12
		2	3Ø12+2Ø14+2Ø16	5Ø12+1Ø16		2Ø12	2Ø12
		3	3Ø12+2Ø14+2Ø16	5Ø12+1Ø16		2Ø12	2Ø12
		4	3Ø12+2Ø14+2Ø16	5Ø12+1Ø16		2Ø12	2Ø12
		5	5Ø12+1Ø14	4Ø12		2Ø12	2Ø12
K105A	20/60	1	5Ø12+1Ø16	3Ø12+2Ø14+2Ø16		2Ø12	2Ø12
		2	5Ø12+1Ø16	3Ø12+2Ø14+2Ø16		2Ø12	2Ø12
		3	5Ø12+1Ø16	3Ø12+2Ø14+2Ø16		2Ø12	2Ø12

		4	5Ø12+1Ø16	3Ø12+2Ø14+2Ø16		2Ø12	2Ø12
		5	4Ø12	5Ø12+1Ø14		2Ø12	2Ø12
K106	20/70	1	5Ø12+1Ø16	5Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12
		2	5Ø12+1Ø16	5Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12
		3	5Ø12+1Ø16	5Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12
		4	5Ø12+1Ø16	5Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12
		5	4Ø12	4Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12
K106A	20/70	1	5Ø12	5Ø12+1Ø16	2Ø12	2Ø12	2Ø12
		2	5Ø12	5Ø12+1Ø16	2Ø12	2Ø12	2Ø12
		3	5Ø12	5Ø12+1Ø16	2Ø12	2Ø12	2Ø12
		4	5Ø12	5Ø12+1Ø16	2Ø12	2Ø12	2Ø12
		5	4Ø12	4Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12
K107	20/70	1	5Ø12	4Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12
		2	5Ø12	4Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12
		3	5Ø12	4Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12
		4	5Ø12	4Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12
		5	4Ø12	4Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12
K107A	20/70	1	4Ø12	5Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12
		2	4Ø12	5Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12
		3	4Ø12	5Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12
		4	4Ø12	5Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12
		5	4Ø12	4Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12
K108	20/50	1	3Ø12	5Ø12	-	2Ø12	2Ø12
		2	3Ø12	5Ø12	-	2Ø12	2Ø12
		3	4Ø12	4Ø12	2Ø12	3Ø12	3Ø12
		4	4Ø12	4Ø12	2Ø12	3Ø12	3Ø12
		5	4Ø12	4Ø12	2Ø12	3Ø12	3Ø12
K108A	20/50	1	5Ø12	3Ø12	-	2Ø12	2Ø12
		2	5Ø12	3Ø12	-	2Ø12	2Ø12
		3	4Ø12	4Ø12	2Ø12	3Ø12	3Ø12
		4	4Ø12	4Ø12	2Ø12	3Ø12	3Ø12
		5	4Ø12	4Ø12	2Ø12	3Ø12	3Ø12
K109	20/50	1	5Ø12	6Ø12		2Ø12	2Ø12
		2	5Ø12	6Ø12		2Ø12	2Ø12
		3	4Ø12	6Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12
		4	4Ø12	6Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12
		5	4Ø12	6Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12
K109A	20/50	1	6Ø12	5Ø12		2Ø12	2Ø12
		2	6Ø12	5Ø12		2Ø12	2Ø12
		3	6Ø12	4Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12
		4	6Ø12	4Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12
		5	6Ø12	4Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12
K110	20/70	1	2Ø16	2Ø14+2Ø16		2Ø12+2Ø14	2Ø12
		2	2Ø16	2Ø14+2Ø16		2Ø12+2Ø14	2Ø12
		3	2Ø16	2Ø14+2Ø16		2Ø12+2Ø14	2Ø12
		4	2Ø16	2Ø14+2Ø16		2Ø12+2Ø14	2Ø12
		5	2Ø16	2Ø14+2Ø16		2Ø12+2Ø14	2Ø12
K110A	20/70	1	2Ø14+2Ø16	2Ø16		2Ø12	2Ø12+2Ø14
		2	2Ø14+2Ø16	2Ø16		2Ø12	2Ø12+2Ø14
		3	2Ø14+2Ø16	2Ø16		2Ø12	2Ø12+2Ø14
		4	2Ø14+2Ø16	2Ø16		2Ø12	2Ø12+2Ø14

		5	2Ø14+2Ø16	2Ø16		2Ø12	2Ø12+2Ø14
K111	20/70	1	4Ø12+2Ø16	6Ø12		2Ø12	2Ø12
		2	4Ø12+2Ø16	6Ø12		2Ø12	2Ø12
		3	4Ø12+2Ø16	6Ø12		2Ø12	2Ø12
		4	4Ø12+2Ø16	6Ø12		2Ø12	2Ø12
		5	3Ø12	4Ø12		2Ø12	2Ø12
K111A	20/70	1	6Ø12	4Ø12+2Ø16		2Ø12	2Ø12
		2	6Ø12	4Ø12+2Ø16		2Ø12	2Ø12
		3	6Ø12	4Ø12+2Ø16		2Ø12	2Ø12
		4	6Ø12	4Ø12+2Ø16		2Ø12	2Ø12
		5	4Ø12	3Ø12		2Ø12	2Ø12
K112	20/70	1	6Ø12	6Ø12		3Ø12	3Ø12
		2	6Ø12	6Ø12		3Ø12	3Ø12
		3	6Ø12	6Ø12		3Ø12	3Ø12
		4	6Ø12	6Ø12		3Ø12	3Ø12
		5	4Ø12	4Ø12		3Ø12	3Ø12
K112A	20/70	1	6Ø12	6Ø12		3Ø12	3Ø12
		2	6Ø12	6Ø12		3Ø12	3Ø12
		3	6Ø12	6Ø12		3Ø12	3Ø12
		4	6Ø12	6Ø12		3Ø12	3Ø12
		5	4Ø12	4Ø12		3Ø12	3Ø12
K113	20/70	1	6Ø12	6Ø12		2Ø12	2Ø12
		2	6Ø12	6Ø12		2Ø12	2Ø12
		3	6Ø12	6Ø12		2Ø12	2Ø12
		4	6Ø12	6Ø12		2Ø12	2Ø12
		5	4Ø12	4Ø12		2Ø12	2Ø12
K113A	20/70	1	6Ø12	6Ø12		2Ø12	2Ø12
		2	6Ø12	6Ø12		2Ø12	2Ø12
		3	6Ø12	6Ø12		2Ø12	2Ø12
		4	6Ø12	6Ø12		2Ø12	2Ø12
		5	4Ø12	4Ø12		2Ø12	2Ø12
K114	20/60	1	4Ø12	4Ø12		2Ø12	2Ø12
		2	4Ø12	4Ø12		2Ø12	2Ø12
		3	4Ø12	4Ø12		2Ø12	2Ø12
		4	4Ø12	4Ø12		2Ø12	2Ø12
		5	4Ø12	4Ø12		2Ø12	2Ø12
K114A	20/60	1	4Ø12	4Ø12		2Ø12	2Ø12
		2	4Ø12	4Ø12		2Ø12	2Ø12
		3	4Ø12	4Ø12		2Ø12	2Ø12
		4	4Ø12	4Ø12		2Ø12	2Ø12
		5	4Ø12	4Ø12		2Ø12	2Ø12
K115	20/60	1	4Ø12	4Ø12		2Ø12	2Ø12
		2	4Ø12	4Ø12		2Ø12	2Ø12
		3	2Ø12	2Ø12		2Ø12	2Ø12
		4	2Ø12	2Ø12		2Ø12	2Ø12
		5	2Ø12	2Ø12		2Ø12	2Ø12
K115A	20/60	1	4Ø12	4Ø12		2Ø12	2Ø12
		2	4Ø12	4Ø12		2Ø12	2Ø12
		3	2Ø12	2Ø12		2Ø12	2Ø12
		4	2Ø12	2Ø12		2Ø12	2Ø12

		5	2Ø12	2Ø12		2Ø12	2Ø12
K115AB	20/60	1	4Ø12	6Ø12		2Ø12	2Ø12
		2	4Ø12	6Ø12		2Ø12	2Ø12
		3	Kiriş yok	Kiriş yok		Kiriş yok	Kiriş yok
		4	Kiriş yok	Kiriş yok		Kiriş yok	Kiriş yok
		5	Kiriş yok	Kiriş yok		Kiriş yok	Kiriş yok
K115AB-2	20/60	1	4Ø12	6Ø12		2Ø12	2Ø12
		2	4Ø12	6Ø12		2Ø12	2Ø12
		3	Kiriş yok	Kiriş yok		Kiriş yok	Kiriş yok
		4	Kiriş yok	Kiriş yok		Kiriş yok	Kiriş yok
		5	Kiriş yok	Kiriş yok		Kiriş yok	Kiriş yok
K116	20/60	1	6Ø12	4Ø12		2Ø12	2Ø12
		2	6Ø12	4Ø12		2Ø12	2Ø12
		3	2Ø12+1Ø14+3Ø16	2Ø12+1Ø14+3Ø16		2Ø12	2Ø12
		4	2Ø12+1Ø14+3Ø16	2Ø12+1Ø14+3Ø16		2Ø12	2Ø12
		5	3Ø12	3Ø12		2Ø12	2Ø12
K116A	20/60	1	6Ø12	4Ø12		2Ø12	2Ø12
		2	6Ø12	4Ø12		2Ø12	2Ø12
		3	2Ø12+1Ø14+3Ø16	2Ø12+1Ø14+3Ø16		2Ø12	2Ø12
		4	2Ø12+1Ø14+3Ø16	2Ø12+1Ø14+3Ø16		2Ø12	2Ø12
		5	3Ø12	3Ø12		2Ø12	2Ø12
K117	25/70	1	2Ø12+3Ø14	2Ø12+3Ø14	2Ø12	2Ø14	2Ø14
		2	2Ø12+3Ø14	2Ø12+3Ø14	2Ø12	2Ø14	2Ø14
		3	2Ø12+3Ø14	2Ø12+3Ø14	2Ø12	2Ø14	2Ø14
		4	2Ø12+3Ø14	2Ø12+3Ø14	2Ø12	2Ø14	2Ø14
		5	2Ø12+2Ø14	2Ø12+2Ø14	2Ø12	2Ø12	2Ø12
K117A	20/70	1	2Ø12+3Ø14	2Ø12+3Ø14	2Ø12	2Ø14	2Ø14
		2	2Ø12+3Ø14	2Ø12+3Ø14	2Ø12	2Ø14	2Ø14
		3	2Ø12+3Ø14	2Ø12+3Ø14	2Ø12	2Ø14	2Ø14
		4	2Ø12+3Ø14	2Ø12+3Ø14	2Ø12	2Ø14	2Ø14
		5	2Ø12+2Ø14	2Ø12+2Ø14	2Ø12	2Ø12	2Ø12
K118	20/70	1	2Ø12+1Ø14	2Ø12+1Ø14	2Ø12	2Ø14	2Ø14
		2	2Ø12+1Ø14	2Ø12+1Ø14	2Ø12	2Ø14	2Ø14
		3	2Ø12+1Ø14	2Ø12+1Ø14	2Ø12	2Ø14	2Ø14
		4	2Ø12+1Ø14	2Ø12+1Ø14	2Ø12	2Ø14	2Ø14
		5	3Ø12	3Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12
K118A	20/70	1	2Ø12+1Ø14	2Ø12+1Ø14	2Ø12	2Ø14	2Ø14
		2	2Ø12+1Ø14	2Ø12+1Ø14	2Ø12	2Ø14	2Ø14
		3	2Ø12+1Ø14	2Ø12+1Ø14	2Ø12	2Ø14	2Ø14
		4	2Ø12+1Ø14	2Ø12+1Ø14	2Ø12	2Ø14	2Ø14
		5	3Ø12	3Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12
K119	20/60	1	2Ø12+1Ø14+1Ø16	2Ø12+1Ø14+1Ø16		2Ø14	2Ø14
		2	2Ø12+1Ø14+1Ø16	2Ø12+1Ø14+1Ø16		2Ø14	2Ø14
		3	2Ø12+1Ø14+1Ø16	2Ø12+1Ø14+1Ø16		2Ø14	2Ø14
		4	2Ø12+1Ø14+1Ø16	2Ø12+1Ø14+1Ø16		2Ø14	2Ø14
		5	3Ø12	3Ø12		2Ø12	2Ø12
K119A	20/60	1	2Ø12+1Ø14+1Ø16	2Ø12+1Ø14+1Ø16		2Ø14	2Ø14
		2	2Ø12+1Ø14+1Ø16	2Ø12+1Ø14+1Ø16		2Ø14	2Ø14
		3	2Ø12+1Ø14+1Ø16	2Ø12+1Ø14+1Ø16		2Ø14	2Ø14
		4	2Ø12+1Ø14+1Ø16	2Ø12+1Ø14+1Ø16		2Ø14	2Ø14

		5	3Ø12	3Ø12		2Ø12	2Ø12
K120	20/60	1	2Ø12+1Ø14+4Ø16	2Ø12+3Ø14		2Ø12	2Ø12
		2	2Ø12+1Ø14+4Ø16	2Ø12+3Ø14		2Ø12	2Ø12
		3	2Ø12+1Ø14+4Ø16	2Ø12+3Ø14		2Ø12	2Ø12
		4	2Ø12+1Ø14+4Ø16	2Ø12+3Ø14		2Ø12	2Ø12
		5	3Ø12+1Ø14	2Ø12+1Ø14		2Ø12	2Ø12
K120A	20/60	1	2Ø12+1Ø14+4Ø16	2Ø12+3Ø14		2Ø12	2Ø12
		2	2Ø12+1Ø14+4Ø16	2Ø12+3Ø14		2Ø12	2Ø12
		3	2Ø12+1Ø14+4Ø16	2Ø12+3Ø14		2Ø12	2Ø12
		4	2Ø12+1Ø14+4Ø16	2Ø12+3Ø14		2Ø12	2Ø12
		5	3Ø12+1Ø14	2Ø12+1Ø14		2Ø12	2Ø12
K121	20/70	1	2Ø12+2Ø14+4Ø16	2Ø12+2Ø14+4Ø16	2Ø12	2Ø12	2Ø12
		2	2Ø12+2Ø14+4Ø16	2Ø12+2Ø14+4Ø16	2Ø12	2Ø12	2Ø12
		3	2Ø12+2Ø14+4Ø16	2Ø12+2Ø14+4Ø16	2Ø12	2Ø12	2Ø12
		4	2Ø12+2Ø14+4Ø16	2Ø12+2Ø14+4Ø16	2Ø12	2Ø12	2Ø12
		5	4Ø12+1Ø16	4Ø12+1Ø16	2Ø12	2Ø12	2Ø12