

DOKUZ EYLÜL ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**YAPILARIN ENERJİ ESASLI
PERFORMANS ANALİZİ**

Onur MERTER

Ocak, 2008
İZMİR

YAPILARIN ENERJİ ESASLI PERFORMANS ANALİZİ

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

Onur MERTER

**Ocak, 2008
İZMİR**

YÜKSEK LİSANS TEZİ SINAV SONUÇ FORMU

ONUR MERTER, tarafından **Prof.Dr. MUSTAFA DÜZGÜN** yönetiminde hazırlanan “**YAPILARIN ENERJİ ESASLI PERFORMANS ANALİZİ**” başlıklı tez tarafımızdan okunmuş, kapsamı ve niteliği açısından bir Yüksek Lisans tezi olarak kabul edilmiştir.

Prof. Dr. Mustafa DÜZGÜN

Yönetici

Prof. Dr. Yıldırım ERTUTAR

Jüri Üyesi

Prof. Dr. Atilla ORBAY

Jüri Üyesi

Prof.Dr. Cahit HELVACI

Müdür

Fen Bilimleri Enstitüsü

TEŞEKKÜR

Lisans öğrenimimden bu yana “Yapı Mühendisliği”ni bana sevdiren, bu alanda çalışmamı sağlayan ve yüksek lisans çalışmam boyunca her zaman destek ve teşviği ile yanımda olan, beni her zaman motive ederek, zorlukların üstesinden gelmemi sağlayan çok değerli hocam Sayın Prof.Dr. Mustafa DÜZGÜN’e sonsuz teşekkürlerimi sunarım. Lisans sıralarımdan bu yana bana hocalık etmiş olan ve büyük yardımlarıyla çalışmamın gerçek bir tez olmasını sağlayan İnş. Yük. Müh. Araş.Gör. Özgür BOZDAĞ’a çok teşekkür ederim. Özgür Hocam bana her zaman yol göstermiş, ve her soruma bıkmadan cevap vererek beni daima motive etmiştir. Tezimin ortaya çıkmasında büyük emeği olduğu için kendisine minnettarım. Ayrıca Dokuz Eylül Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Anabilimdalındaki diğer bütün kıymetli hocalarıma da yetişmemdeki emekleri için teşekkürler. Her zaman bana bir ağabey şevkatiyle yaklaşarak, bilgilerini benimle paylaşan Araş.Gör. Taner UÇAR’a da yardımları için teşekkür ederim.

Beni bugünlere getiren, büyük bir özveri ile maddi manevi hiçbir desteği benden sakınmayan, en önemlisi benden sevgi ve şefkatini hiçbir zaman esirgemeyen annem Neriman MERTER ve babam Macit MERTER’e minnettarlığımı dile getirmek isterim. Emekleri ve özverileri için ne kadar teşekkür etsem az. Sevgili ağabeyim Maden Yük.Müh. Can MERTER’e ve sevgili eşi İdil MERTER’e de yardımları ve teşvikleri için çok teşekkürler.

Can dostum, çalışma arkadaşım Araş.Gör. Çağlar YALÇINKAYA’ya, her zorlukta yanımda olduğu, en stresli zamanlarımda kahrımı çektiği ve bana hep destek verdiği için teşekkürü bir borç bilirim. Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsündeki çalışma arkadaşlarım Araş.Gör. Gamze Zeynep DANE, Araş.Gör. Hakan SARITAŞ ve Araş.Gör. Emre AKSOY’a da manevi destekleri için teşekkür ederim. Sevgili arkadaşlarım İnş. Müh. Levent TÜRK BEN, İnş. Yük. Müh. Arslan KESKİN ve İnş. Müh. Erol AR’a da yardımları ve arkadaşlıkları için çok teşekkürler.

Çocukluktan bu yana dostluğumuzu sürdürdüğüm, destekleriyle her zaman yanımda olan sevgili arkadaşım Volkan DEDEOĞLU'na da büyük teşekkürler. Hepiniz iyi ki varsınız.

Onur MERTER

ENERGY BASED PERFORMANCE ANALYSIS OF STRUCTURES

ABSTRACT

Calculation methods which are used in conventional structure design are based on the principal that depends on the certain security of the limit strengths of the structural members. Studies that are made in recent years enable inelastic behavior of a structure to take into account in the structural design. A calculation method oriented towards the design of new structures that supplies requested performance level is offered by using the energy balance in the structure within the thesis study. The energy balance in structure systems is investigated by considering the inelastic behavior of the structural members and target displacement concept, and based on this energy balance total design base shear force for structure systems is determined in the study. Structural systems are dimensioned according to the inelastic seismic forces that are derived from energy equations. For the structural systems that are designed with the energy based analysis method, performance level is determined priorly with choosing of a target displacement related with functions of a building in the beginning of the design.

The importance of yield mechanism of the structure is emphasized with the target displacement concept in the energy based performance analysis of structures design method within the study. Strong column weak beam yield mechanism is accepted in the designed structures, therefore plastic hinges are assumed to be occurred in the beam ends of the column – beam connection zone and at the bottom of the base story columns. Energy balance equation is written based on this assumption and total design base shear force is determined with this mechanism acceptance.

Target displacement is aimed to be obtained with the calculation method used in the thesis study, without using pushover analysis and designing structures with the only existing energy based method. Therefore, pushover analysis is applied to the sample structures designed with the energy based performance analysis method to check the target performance is obtained or not. After having pushover curves of the

structures, performance points of these structures are determined with the Capacity Spectrum Method that is used in structural performance determination. Structures are pushed to determined performance points and maximum interstory drift limits are obtained for these structures. Displacements obtained from non-linear analyses are compared with the target displacements that are selected in the energy based performance analysis method. The results are presented by graphics and tables in the concerned chapters and examined.

Keywords: Energy Balance, Target Displacement, Design Base Shear Force, Yield Mechanism, Pushover Analysis, Pushover Curve.

YAPILARIN ENERJİ ESASLI PERFORMANS ANALİZİ

ÖZ

Geleneksel yapı tasarımında kullanılan hesap yöntemleri, taşıyıcı sistemi oluşturan elemanların limit durumdaki dayanımlarının belirli bir güvenlikte olması esasına dayanmaktadır. Son yıllarda yapılan çalışmalar yapı tasarımında, yapının elastik ötesi davranışının hesaplara dahil edilmesine olanak vermektedir. Tez çalışması kapsamında, yapıdaki enerji dengesi kullanılarak yeni yapılacak yapıların hedeflenen performans seviyesini sağlayacak şekilde tasarlanmasına yönelik bir hesap yöntemi sunulmuştur. Çalışmada, yapı elemanlarının elastik ötesi davranışı ve hedef yer değiştirme kavramı esas alınarak yapı sistemlerindeki enerji dengesi incelenmiş ve bu enerji dengesinden yola çıkılarak, yapı sistemleri için toplam tasarım taban kesme kuvveti belirlenmiştir. Enerji denklemlerinden elde edilen ve yapının elastik ötesi davranışını esas alarak belirlenen deprem kuvvetlerine göre yapı taşıyıcı sistemi boyutlandırılmıştır. Enerji esaslı analiz yöntemiyle boyutlandırılan yapı sistemleri için, tasarımın başlangıcında yapının kullanım fonksiyonuna uygun bir hedef yer değiştirmenin belirlenmesi ile yapıların performans seviyelerine önceden karar verilmektedir.

Çalışma kapsamındaki, yapıların enerji esaslı performans analiziyle tasarımı yönteminde hedef yer değiştirme kavramı ile birlikte yapının göçme mekanizmasının da önemi vurgulanmıştır. Tasarlanan yapılarda güçlü kolon – zayıf kiriş mekanizmasının hakim olduğu kabul edilmiş, bu nedenle deprem etkisi ile plastik mafsalların kolon kiriş birleşim bölgelerinin kiriş uçlarında ve zemin kat kolonları diplerinde oluşacağı varsayılmıştır. Enerji denge denklemleri bu varsayımdan yola çıkılarak yazılmış ve toplam taban kesme kuvveti bu ideal göçme mekanizması kabulü altında belirlenmiştir.

Tez çalışması kapsamında kullanılan hesap yöntemiyle, yapıları doğrusal olmayan yöntemlerle analiz etmeden sadece enerji esaslı yöntem ile tasarlayarak, hedeflenen yer değiştirmenin elde edilmesi amaçlanmaktadır. Bu nedenle enerji esaslı

performans analizi ile tasarlanan örnek yapıların hedeflenen performansı sağlayıp sağlamadığının kontrol edilmesi amacıyla, yapılara doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi uygulanmıştır. Yapılara ait kapasite eğrilerinin elde edilmesinin ardından, yapı performansının belirlenmesinde kullanılan Kapasite Spektrumu yöntemi ile yapıya ait performans noktası belirlenmiştir. Yapılar, belirlenen bu performans noktasına kadar itilmiş ve yapıya ait göreceli kat ötelenmeleri elde edilmiştir. Elde edilen göreceli yer değiştirme değerleri ile çalışmanın esasını oluşturan enerji esaslı performans analizi yöntemiyle tasarımda hedeflenen yer değiştirme değerleri karşılaştırılmıştır. Sonuçlar, tablo ve grafik olarak ilgili bölümlerde sunulmuş ve irdelenmiştir.

Anahtar Sözcükler: Enerji Dengesi, Hedef Yer Değiştirme, Tasarım Taban Kesme Kuvveti, Göçme Mekanizması, Doğrusal Olmayan Statik Artımsal İtme Analizi, Kapasite Eğrisi.

İÇİNDEKİLER

Sayfa

YÜKSEK LİSANS TEZİ SINAV SONUÇ FORMU.....	ii
TEŞEKKÜR.....	iii
ABSTRACT.....	v
ÖZ.....	vii
BÖLÜM BİR – GİRİŞ.....	1
1.1 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı.....	2
1.2 Çalışmanın Yöntemi.....	3
1.3 Literatürde Konu İle İlgili Yapılmış Çalışmalar.....	4
BÖLÜM İKİ – YAPI SİSTEMLERİNİN YER HAREKETİ ALTINDAKİ TİTREŞİMİ VE YAPISAL SİSTEMLERE ENERJİ GİRİŞİ ...	8
2.1 Giriş.....	8
2.2 Yapı Sistemlerinin Yer Hareketi Altındaki Titreşimi ve Genel Hareket Denklemi.....	9
2.3 Yapısal Sistemlere Enerji Girişi.....	12
BÖLÜM ÜÇ – YAPI SİSTEMLERİNE GİREN DEPREM ENERJİSİNİN BELİRLENMESİ.....	17
3.1 Giriş.....	17
3.2 Yapıların Enerji Talebinin Belirlenmesi.....	18
3.3 Giren Enerji Spektrumu.....	22
3.4 Tez Çalışması Kapsamında Dikkate Alınan Enerji Talebi.....	23
BÖLÜM DÖRT – YAPI ELEMANLARININ DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞININ BELİRLENMESİ.....	24
4.1 Giriş.....	24
4.2 Malzemelerin Şekil Değiştirme Özellikleri.....	25

4.2.1 İdeal Elastoplastik Malzemelerin Özellikleri.....	27
4.2.1.1 Eğilme Momenti Etkisindeki İdeal Elastoplastik Malzemelerin Gerilme ve Şekil Değiştirme Durumları.....	28
4.2.1.2 Eğilme Momenti ve Normal Kuvvet Etkisindeki İdeal Elastoplastik Malzemelerin Gerilme ve Şekil Değiştirme Durumları.....	32
4.3 Plastik Mafsallarda Hipotezi Kavramı.....	35

BÖLÜM BEŞ – YAPI PERFORMANSININ BELİRLENMESİNDE YER DEĞİŞTİRME ESASLI DOĞRUSAL OLMAYAN HESAP YÖNTEMLERİ.....	
5.1 Giriş.....	41
5.2 Doğrusal Olmayan Statik Artımsal İtme Analizi Yöntemi İle Yapı Sistemlerinin Kapasitelerinin Belirlenmesi.....	41
5.3 Yapıların Kapasite Spektrumu Yöntemi ile Performans Noktasının Belirlenmesi.....	43
5.4 Yapıların Deplasman Katsayıları Yöntemi ile Performans Noktasının Belirlenmesi.....	55

BÖLÜM ALTI – YAPILARIN BELİRLENEN HEDEF YER DEĞİŞTİRMEYE GÖRE ENERJİ ESASLI TASARIMI.....	
6.1 Giriş.....	58
6.2 Yapıya Giren Deprem Enerjisinin Belirlenmesi.....	60
6.3 Deprem Etkisindeki Yapı Sistemlerinin Elastik ve Plastik Enerji Tüketme Kapasitelerinin Belirlenmesi.....	62
6.3.1 Elastik Enerjinin Belirlenmesi.....	64
6.3.2 Plastik Enerjinin Belirlenmesi.....	66
6.4 Enerji Esaslı Tasarım Taban Kesme Kuvvetinin Belirlenmesi.....	66
6.4.1 “ a ” Elastik İvme Katsayısının Belirlenmesi.....	72
6.4.2 “ θ_T ” Toplam Dönme Değerinin Belirlenmesi.....	74
6.5 Kiriş Uçlarında Oluşacak Plastik Momentlere Göre Kiriş Tasarımı.....	74
6.5.1 “ M_{pbr} ” Kiriş Referans Plastik Momenti Hesabı.....	75
6.5.2 “ β_i ” Kiriş Dayanımı Kesme Oranlama Faktörü Hesabı.....	78

6.5.3 Kat Kirişlerinin Plastik Momentinin Hesabı.....	81
6.5.4 Kirişlerin Boyutlandırılması.....	82
6.6 Zemin Kat Kolonlarının Alt Uçlarında Oluşacak Plastik Momentlere Göre Kolon Tasarımı.....	83
6.6.1 Zemin Kat Kolonlarının Alt Uçlarında Plastik Moment Hesabı.....	83
6.6.2 “ ξ ” Kiriş Dayanım Artışı Faktörü.....	89
6.6.3 Kenar Kolonların Tasarımı.....	89
6.6.4 Ara Kolonların Tasarımı.....	95
6.6.5 Kolonların Boyutlandırılması.....	101
6.7 Yapıların Belirlenen Hedef Yer Değiştirmeye Göre Enerji Esaslı Tasarımında İşlem Sırası.....	102
6.8 Enerji Esaslı Tasarım Yönteminin Değerlendirilmesi.....	103
BÖLÜM YEDİ – ÖRNEK UYGULAMALAR.....	105
7.1 Giriş.....	105
7.2 Örnek 1: İki Açıklıklı İki Katlı Çerçevenin Tasarımı.....	105
7.2.1 Örnek 1.1: %2 lik Toplam Hedef Yer Değiştirmeye Göre Tasarım.....	106
7.2.1.1 Uygulamadaki İşlem Sırası.....	106
7.2.2 Örnek 1.2: %1,5 luk Toplam Hedef Yer Değiştirmeye Göre Tasarım.....	131
7.2.3 Örnek 1.3: %3,5 luk Toplam Hedef Yer Değiştirmeye Göre Tasarım.....	135
7.3 Örnek 2: İki Açıklıklı Beş Katlı Çerçevenin Tasarımı.....	141
7.3.1 Örnek 2.1: %2 lik Toplam Hedef Yer Değiştirmeye Göre Tasarım.....	141
7.3.2 Örnek 2.2: %1,5 luk Toplam Hedef Yer Değiştirmeye Göre Tasarım.....	146
7.3.3 Örnek 2.3: %3,5 luk Toplam Hedef Yer Değiştirmeye Göre Tasarım.....	150
7.4 Örnek 3: İki Açıklıklı Sekiz Katlı Çerçevenin Tasarımı.....	154
7.4.1 Örnek 3.1: %2 lik Toplam Hedef Yer Değiştirmeye Göre Tasarım.....	154
7.4.2 Örnek 3.2: %1,5 luk Toplam Hedef Yer Değiştirmeye Göre Tasarım.....	159

7.4.3 Örnek 3.3: %3,5 luk Toplam Hedef Yer Değiştirmeye Göre Tasarım.....	164
BÖLÜM SEKİZ – SONUÇLAR.....	170
KAYNAKÇA.....	173

BÖLÜM BİR

GİRİŞ

Günümüz yönetmeliklerinde yer alan ve yapıların yatay yük analizinde kullanılan yöntemler genellikle doğrusal elastik yöntemler olup, deprem etkisi altında yapıların doğrusal elastik davranış göstereceği esasına dayanmaktadır. Ancak orta şiddette ve şiddetli depremlerde yapılarda elastik ötesi davranış gözlenmektedir. Deprem yönetmeliklerinde, yapı malzemesinin doğrusal elastik ötesi davranışını hesaba katmak için, taşıyıcı sistem davranış katsayısı tanımlanmakta ve elastik deprem yükleri bu katsayıya bağlı olarak bir deprem yükü azaltma katsayısıyla küçültülmektedir. Ancak gerçekte, deprem etkileri sonucu yapılar büyük miktarlarda enerji sönmölemek ve doğrusal elastik ötesi davranış göstermektedir. Bunun sonucunda da doğrusal elastik yöntemlerle tasarlanmış olan yapılar, orta şiddetli depremlerde dahi ağır hasar görebilmektedir. Uygulamasının basit ve anlaşılır olması dışında elastik yöntemler, deprem etkileri sonucu yapıların doğrusal elastik ötesi davranışını ve göçme mekanizmalarını tanımlamakta yetersiz kalmaktadır. Bu nedenle son yıllarda depreme dayanıklı yapı tasarımında yeni birçok analiz yöntemleri geliştirilmiştir. Bu çalışmalardan yapı performansını esas alan yer değiştirme, kuvvet ve enerji esaslı analiz yöntemleri önem kazanmıştır.

Yapı performans kavramı deprem mühendisliğinde yeni gelişen bir kavram olup, genellikle mevcut yapıların deprem güvenliğinin belirlenmesinde kullanılmaktadır. Ancak performansa dayalı yöntemlerin yeni yapıların tasarımında da kullanılması söz konusudur.

Performansa dayalı tasarım ve değerlendirmede, yapıların doğrusal olmayan davranışlarının belirlenmesi için genellikle doğrusal olmayan artımsal itme analizleri kullanılmaktadır. Bu analiz yöntemleri sonucu yapıda göçme mekanizması teorik olarak belirlenebilmektedir. Artan yatay yükler altında yapının dayanımını temsil eden toplam taban kesme kuvveti – tepe noktası yer değiştirme ilişkisi olarak tanımlanan yapı kapasite eğrisi elde edilir ve kapasite eğrisi Kapasite Spektrumuna dönüştürölerek şiddetli depremi temsil eden Spektral İvme – Spektral Yer Değiştirme

eğrisi ile karşılaştırılarak yapının performans seviyesi belirlenir. Bütün bu işlemlerde yapıyı oluşturan tüm elemanların, malzeme ve geometri bakımından doğrusal olmayan davranışı dikkate alınır.

Yapıların deprem performansı genel olarak dayanım esaslı, yer değiştirme esaslı ve enerji esaslı olmak üzere, üç ana yöntem ile belirlenebilmektedir. Dayanım esaslı tasarım yönteminde taşıyıcı sistem elemanlarının taşıma gücü, yapıya etkiyen dış kuvvetler altında oluşacak eleman iç kuvvet değerlerinden büyük olacak şekilde tasarlanmaktadır. Yer değiştirme esaslı tasarımda amaç, yapının deprem yükleri altında aşırı yatay yer değiştirme yapmasını ve taşıyıcı sistem elemanlarında aşırı şekil değiştirmelerin meydana gelmesini önlemektir. Enerji esaslı tasarımda ise, yapının elastik ve elastik ötesi davranışla tüketebileceği enerjisinin, deprem anında yapıya girecek deprem enerjisinden büyük olması amaçlanmaktadır.

1.1 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Çalışma kapsamında, yapılarda enerji esaslı performans kavramı ve enerji parametreleri göz önüne alınarak yeni yapılacak yapıların tasarımı için bir hesap yöntemi açıklanmıştır. Tasarımın başlangıcında yapı için, yapının kullanım amacına yönelik bir hedef yer değiştirme kriteri ve uygun bir göçme mekanizması seçilerek yapının enerji esaslı tasarımı yapılmaktadır. Yöntem enerji esaslı olmasına rağmen, yer değiştirme kriterini de ele almaktadır. Yapının doğrusal olmayan davranışını dikkate alan bu tasarım yönteminde, deprem esnasında yapıya giren enerjiden yola çıkılarak yapıya etkiyen tasarım taban kesme kuvveti belirlenir. Belirlenen taban kesme kuvveti yapı kat seviyelerine uygun bir yöntemle dağıtılarak, seçilen göçme mekanizması ve yapı hedef yer değiştirmesini sağlayacak taşıyıcı sistem elemanları belirlenir. Bu çalışmada, elde edilen taban kuvvetinin katlara dağıtılmasında 2007 Türk Deprem Yönetmeliğindeki Eşdeğer Statik Deprem Yüğü Yöntemindeki kurallar uygulanmıştır. Taşıyıcı sistemi oluşturan kat kirişlerinde ve kolonlarda enerji denge denklemleri yazılarak, deprem etkisi sonucunda bu elemanların taşıyabileceği limit moment olan plastik moment değerleri hesaplanarak boyutlandırma yapılır.

Tez kapsamında açıklanan tasarım yöntemi, enerji kavramlarının kullanılmasından dolayı enerji esaslı olarak nitelendirilmiştir. Ancak bir yer değiştirme hedefinin de konulmasından ötürü, enerji esaslı yöntem bir anlamda yer değiştirme kontrollü bir enerji yöntemidir. Böylelikle yapı tasarımında, yapı hedef yer değiştirmesi ve enerji esaslı performans kavramı birlikte kullanılmıştır.

1.2 Çalışmanın Yöntemi

Tez çalışması kapsamında enerji esaslı tasarım için gerekli enerji denklemleri türetilmiş ve seçilen uygun bir göçme mekanizması ve belirlenen bir yer değiştirmeye göre taşıyıcı sistemin boyutlandırılması hedeflenmiştir. Ayrıca çalışmada, tasarlanacak farklı kullanım tipindeki yapıları temsil etmek üzere farklı yer değiştirme hedeflerine göre iki, beş ve sekiz katlı çelik çerçevelerin açıklanan enerji yöntemiyle tasarımı yapılmıştır. Tasarım yöntemi iteratif bir yöntem olup, hesaplamalar belirli sayıda iterasyon içermektedir. Yöntemin iterasyon adımlarındaki ara işlemler için, Microsoft Office Excel programı kullanılmıştır.

Yöntemin değerlendirilmesi için, çalışmada geliştirilen enerji yöntemi ile boyutlandırılan yapılara ayrıca doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yöntemi uygulanmış ve karşılaştırmalar yapılmıştır. Karşılaştırma için örnekler üzerinde doğrusal olmayan statik artımsal itme analizinin uygulanmasında SAP 2000 yapı analiz programından faydalanılmıştır. SAP 2000 programı ile yapı kapasite eğrileri elde edilmiştir. Kapasite eğrilerinin elde edilmesinin ardından, Kapasite Spektrumu yöntemiyle yapılara ait yer değiştirme performans noktası bulunmuş ve böylelikle katlardaki en büyük göreceli ötelenmeler belirlenmiştir. Bu ötelenme değerleri çalışmada geliştirilen hedef yer değiştirme değerleri ile karşılaştırılarak, sonuçlar yorumlanmıştır.

Tez çalışması kapsamında ikinci bölümde, tek serbestlik dereceli yapı modelinin bir yer hareketi altında genel hareket denklemi elde edilmiş ve buradan yöntemle esas yapıda tüketilecek toplam enerji belirlenmiştir.

Üçüncü bölümde, yapıya etkiyecek deprem etkileri altında yapıya giren deprem enerjisinin değişik yaklaşımlarla nasıl belirlendiği ve çalışmada bu enerjinin ne şekilde tanımlanacağı ortaya konulmuştur.

Dördüncü bölümde, yapı elemanlarının doğrusal olmayan davranışında malzemelerin şekil değiştirme özellikleri tanımlanmış ve ideal elastoplastik malzemede gerilme ve şekil değiştirme bağıntıları verilerek plastik moment ve plastik mukavemet momenti bağıntıları ortaya konulmuştur. Ayrıca, yapı sistemi içinde oluşacak plastik mafsalların tanımı yapılmış ve buna yönelik plastik mafsal kavramı geniş bir biçimde açıklanmıştır.

Beşinci bölümde, literatürde yer alan yapı performansının belirlenmesinde yer değiştirme esaslı doğrusal olmayan hesap yöntemi açıklanmıştır.

Tez çalışmasının esasını oluşturan altıncı bölümde, seçilen hedef yer değiştirmeye göre enerji esaslı tasarım için geliştirilen analiz yönteminin esasları verilmiştir.

Yedinci bölümde, tez çalışmasının esasını oluşturan enerji esaslı tasarım yönteminin uygulamaları için iki açıklıklı, iki, beş ve sekiz katlı çelik çerçevelerin tasarımı %2, %1,5, %3,5 hedef yer değiştirmelerine göre yapılmış ve elde edilen taşıyıcı sistem sonuç enkesitlerine göre aynı çerçeve sistemler yer değiştirme esaslı doğrusal olmayan hesap yöntemiyle çözülerek görelî kat ötelenmeleri başta kabul edilen hedef yer değiştirmelerle karşılaştırılmıştır.

Sekizinci bölümde de, yedinci bölümdeki uygulamalardan elde edilen sonuçlar yorumlanarak, yöntemin uygulanabilirliği ve uygulama sınırları irdelenmiştir.

1.3 Literatürde Konu ile İlgili Yapılmış Çalışmalar

Depreme dayanıklı yapı tasarımında enerji esaslı analiz yöntemlerinin kullanılması, ilk defa Housner (1956) tarafından yapılan çalışmada önerilmiştir. Çalışmada, belirli depremlerin hız spektrumlarının geniş bir periyot aralığında sabit

kalma eğiliminin olduğu gösterilmiştir. Çok serbestlik dereceli sisteme depremle birlikte giren enerjinin tanımlanması sonucu çalışma, sonraki birçok araştırmaya ışık tutmuştur (Housner, 1956).

Akiyama (1985), çalışmasında yapı sistemleri için elastik enerji kavramında bu enerjinin nasıl tanımlanacağını belirterek, enerji esaslı tasarım yöntemlerinin analizi için çok önemli bir adım atmıştır. Çalışmada, bütün yapı sisteminin eşdeğer tek serbestlik dereceli sisteme indirildiği varsayılarak, yapılardaki elastik titreşim enerjisi tanımlanmıştır. Elastik enerji tanımlaması birçok analizde esas alınarak daha ileri götürülmüş ve bununla birlikte plastik enerji tanımlamaları yapılmıştır (Akiyama, 1985).

Teran (1996), yapmış olduğu tez çalışmasında performansa dayalı analizlere enerji kavramlarını dahil etmiştir. Çalışmada, kuvvet esasına dayalı olan performans analizi yöntemlerinin olumsuz tarafları gösterilmiş ve performans analizlerinin enerji kavramlarını kullanarak gerçekleştirilmesinin daha uygun olacağı savunulmuştur (Teran, 1996).

Uang ve Bertero (1998), enerji parametreleri ve enerji parametrelerinin kullanımıyla ilgili çalışmalar yapmıştır. Çalışmalarda, yapıya giren enerji eşdeğer enerji hızı olarak ifade edilerek, yapılmış olan deneysel çalışmalarla teoriler arasında yakın ve tutarlı sonuçlar bulunmuştur (Uang ve Bertero, 1998).

Leelataviwat (1998), yapmış olduğu “Drift and Yield Mechanism Based Seismic Design and Upgrading of Steel Moment Frames” başlıklı doktora tezinde enerji denge denklemlerini kullanarak bir yöntem ortaya koymuş ve bu yöntemi yeni yapı tasarımlarında uygulamıştır. Enerji kavramlarına dayalı olan yönteme ideal göçme mekanizması ve hedef yer değiştirme kavramları da dahil edilerek, yöntem genişletilmiş ve çelik çerçevelerin tasarımında kullanılmıştır (Leelataviwat, 1998).

Akbaş (1999) doktora tez çalışmasında enerji kriterlerini ortaya koyarak, sismik analizlerde enerji parametrelerinin kullanılabilmesi için bir yöntem ortaya koymuştur. Tez çalışmasında sunulmuş olan yöntem, enerji kavramının kullanımı için kolaylaştırılmış bir yöntemdir. Çalışmada enerji talebinin (yapıya depremle birlikte giren enerjinin) yapıdaki dağılımı ve yapı elemanları üzerindeki etkisi araştırılmıştır (Akbaş, 1999).

Lee ve Goel (2001) yapmış oldukları “Performance-Based Design of Steel Moment Frames Using Target Drift and Yield Mechanism” adlı çalışmada enerji kavramlarını kullanarak tasarım yapmışlar ve Leelataviwat (1998) tarafından yapılan çalışmada olduğu gibi yapılara etkiyen taban kesme kuvvetini enerji esaslı tasarım yöntemiyle elde etmişlerdir. Çalışmada bu kavramlarla beraber, performans dayalı plastik tasarıma da yer verilerek kiriş ve kolon tasarımları yapılmış ve taşıyıcı sistem çelik olarak boyutlandırılmıştır (Lee ve Goel, 2001).

Leelataviwat, Goel ve Stojadinovic (2002) yapmış oldukları “Energy-based Seismic Design of Structures Using Yield Mechanism and Target Drift” adını taşıyan çalışmalarında, enerji kavramlarını içeren performans dayalı plastik tasarım gerçekleştirmektedir. Bu çalışmada, tasarım deprem kuvvetlerini belirlemek amacıyla enerjinin kullanımı tartışılmış ve enerji denklemleri tanımlanmıştır. Tek serbestlik dereceli sistemler için deprem kuvvetlerini tasarlamada kullanılan enerji dengesi kavramı incelenmiş ve çok katlı çerçevelerin tasarımlarında kullanılmıştır (Leelataviwat, Goel ve Stojadinovic, 2002).

Sarı (2003), yapmış olduğu doktora tezinde yer değiştirme, kuvvet ve enerji esaslı performans yöntemleri ele alarak, enerji esaslı analiz yöntemlerinin bu yöntemlerden daha gerçekçi sonuçlar verdiğini göstermiştir. Çalışmada, enerji yöntemleri kullanılarak olasılıklı hasar analizleri gerçekleştirmiştir (Sarı, 2003).

Andez-Montes ve Aschheim (2004), yapmış oldukları çalışmada modal artımsal itme analizleri üzerine enerji parametrelerini ilave etmeyi amaçlayarak, enerji esaslı artımsal itme analizleri gerçekleştirmişlerdir. Çalışmada, yer değiştirme hedefi enerji

esaslı olarak belirlenmiştir. Ayrıca çalışma kapsamında, zaman tanım alanında analizlerle, enerji esaslı statik artımsal itme analizleri karşılaştırılmış ve sonuçları yorumlanmıştır (Andez-Montes ve Aschheim, 2004).

Korkmaz (2005), “Yapı Sistemlerinin Güvenilirlik Esaslı Performansa Bağlı Analizi” adını taşıyan doktora tezinde performansa dayalı analizlere geniş bir şekilde yer vermiş ve analiz yöntemlerinin sonuçlarını karşılaştırarak yorumlamıştır. Tez kapsamında enerji esaslı performansa bağlı yapı analizine de değinilmiştir. Enerji kavramlarını performansa bağlı analizlerde kullanmanın sorunları belirtilerek, enerji esaslı performans analizlerinin karşılaştırmalı sonuçları verilmiştir (Korkmaz, 2005).

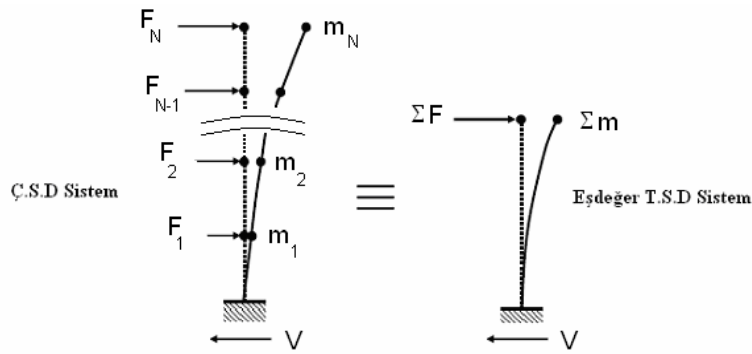
Shen (1999), Akbaş ile yapmış olduğu çalışmada çok katlı eğilme çerçevelerinin enerji esaslı yaklaşımlarla performansa dayalı tasarımını gerçekleştirmiştir. Yapılan bu çalışmada ana husus, enerji girişi ile yapısal özellikleri ve yer hareketi karakteristiklerini ilişkilendirmektir. Shen ve Akbaş (1999) tarafından yapılmış bu çalışmada, farklı yükseklik ve açıklıklarda düzenli bir çelik eğilme çerçevesi seçilmiş, bir grup farklı yer ivmesine göre çerçevelere enerji girişleri hesaplanmış ve doğrusal olmayan analizler yapılarak göçme mekanizması araştırılmıştır. Çalışmada çok serbestlik dereceli sisteme giren deprem enerjisi ile tek serbestlik dereceli sisteme giren deprem enerjisinin karşılaştırması yapılmış ve yapıdaki enerji dağılımı incelenmiştir (Shen ve Akbaş, 1999).

BÖLÜM İKİ

YAPI SİSTEMLERİNİN YER HAREKETİ ALTINDAKİ TİTREŞİMİ VE YAPISAL SİSTEMLERE ENERJİ GİRİŞİ

2.1 Giriş

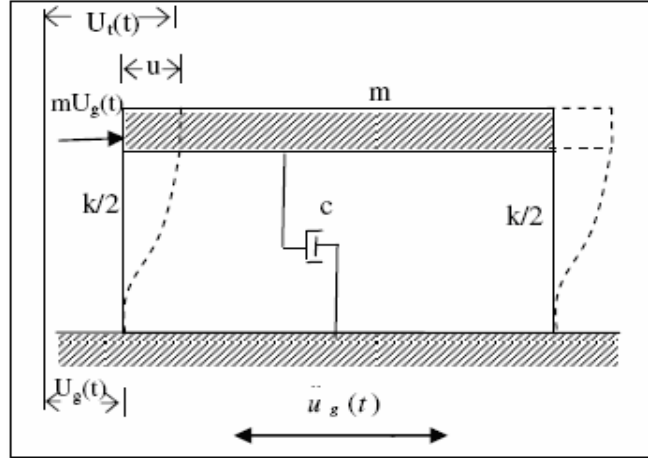
Bir yapının yer hareketi altında incelenmesindeki ilk adım, basit bir modelle temsil edilmesidir. Yapılar, sürekli sistemler olmalarına rağmen çözüm kolaylığı nedeniyle çok serbestlik dereceli sistemler olarak modellenebilir. Bu modellemede kat ağırlıklarından hareketle elde edilen kat kütleleri, kat seviyelerinde topaklanmış kütleler olarak dikkate alınır. Topaklanmış n adet kütle modelli yapı sisteminde yapının kiriş, kolon ve perdelerinin oluşturduğu çerçeve ve/veya perde çerçeveli taşıyıcı sistem, böylelikle kat adedi kadar serbestlik derecesine sahip yapı modeline dönüştürülmüş olur. Bu modellemede, yapının bütün kütlelerinin döşeme seviyesinde toplu olduğu ve bu kütleleri birbirine bağlayan düşey elemanların ise çerçeve ve/veya perde çerçeve sistemin rijitliklerini temsil eden bağ elemanlardan oluştuğu kabul edilir. Gerçekte üç boyutlu olan çok serbestlik dereceli yapı sisteminin hareket halindeyken bulunduğu konum, birden çok parametrenin verilmesiyle belirlenir. Tek serbestlik dereceli sistemlerde ise, sistemin hareket halinde olduğu konum tek bir parametrenin verilmesi ile belirlenebilmektedir. Bu nedenle, çok serbestlik dereceli sistemlerin davranışı belirli ölçülerde tek serbestlik dereceli sistemlere benzetilebilir (Şekil 2.1). Böylelikle, sistemin yer hareketi altındaki dinamik davranışını tanımlayan genel hareket denklemi kolaylıkla yazılabilir.



Şekil 2.1 Çok serbestlik dereceli sistemin eşdeğer tek serbestlik dereceli sisteme dönüştürülmesi.

2.2 Yapı Sistemlerinin Yer Hareketi Altındaki Titreşimi ve Genel Hareket Denklemi

Tek serbestlik dereceli sistemlerin genel hareket denklemi en sade şekilde bir kuvvetler dengesidir (Şekil 2.2).



Şekil 2.2 Yer hareketine maruz tek serbestlik dereceli sistem.

Burada yapı sistemine etkiyen kuvvetlere, atalet kuvvetleri de eklenir. Şekil 2.2deki gibi yer hareketi etkisindeki sönümlü, tek serbestlik dereceli sistemin genel hareket denklemi şu şekilde yazılır:

$$m\ddot{u}_t + c\dot{u} + f_s = 0 \quad (2.1)$$

$$u_t = u + u_g \quad (2.2)$$

Burada u : kütlenin rölatif yer değiştirmesini, u_g : yer değiştirmeyi ve u_t ise tek serbestlik dereceli sistemin toplam yer değiştirmesini ifade etmektedir. m : tek serbestlik dereceli sistemin kütesini, c : sönüm katsayısını ve f_s ise yay kuvveti olup, sistem rijitliği “ k ” ile “ u ” deplasmanının çarpımıdır.

Denklem (2.1), (2.2) ifadesi kullanılarak yeniden yazılırsa (Chopra ve Goel, 2002);

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s = -m\ddot{u}_g \quad (2.3)$$

elde edilir. (2.3) hareket denkleminin her iki tarafı “m” kütlesine bölünecek olursa;

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2 u = -\ddot{u}_g \quad (2.4)$$

elde edilir.

Yer hareketi altında titreşim yaptığı, bir u_0 başlangıç yer değiştirmesi ve $\dot{u}_0$ başlangıç hızı ile harekete başladığı kabul edilen tek serbestlik dereceli sistemin serbest titreşim hareketinin toplam yer değiştirmesi;

$$u(t) = e^{-\xi\omega t} \left[u_0 \cos \omega_D t + \frac{\dot{u}_0 + \xi\omega u_0}{\omega_D} \sin \omega_D t \right] \quad (2.5)$$

şeklinde ifade edilir.

Burada ξ : sönüm oranı, ω : serbest titreşim frekansı ve ω_D : sönümlü açısall frekanstır.

Çok serbestlik dereceli sistemin hareketi, serbestlik derecesi kadar yazılacak diferansiyel denklem ile tanımlanabilir. Çok serbestlik dereceli sistemlerin genel hareket denkleminin matris formundaki ifadesi;

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s = -m\ddot{u}_g \quad (2.6)$$

şeklinde olur.

Burada $m = [m_{ij}]$: kütle matrisi, $c = [c_{ij}]$: sönüm matrisi, $u = [u_i]$: yer değiştirme vektörü, $\mathbf{1} = [1 \ 1 \ \dots \ 1]^T$: her elemanı 1 olan kolon vektörü, $\ddot{u}_g$ = güçlü yer ivmesi, $f_s = ku$ = yay kuvveti ve $k = [k_{ij}]$ = rijitlik matrisidir.

Yer hareketi etkisindeki çok serbestlik dereceli sistemlerin (2.6) ifadesi ile verilmiş olan genel hareket denkleminin çözümü için Mod Birleştirme Yöntemi kullanılabilir. Burada aranan yer değiştirme, mod vektörlerinin bir birleşimi olarak yazılabilir.

$$u(t) = \sum_{n=1}^N u_n = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad (2.7)$$

Bu denklemde ϕ_n : serbest titreşim modu ve $q_n(t)$: n. modal koordinattır. (2.7) ifadesindeki $u(t)$ yer değiştirmesi (2.6)daki genel hareket denkleminde yerine konulursa, şu denkleme ulaşılmaktadır:

$$M_n \ddot{q}_n(t) + C_n \dot{q}_n(t) + K_n q_n(t) = P_n(t) \quad (2.8)$$

(2.8) denkleminde M_n : genelleştirilmiş kütle; C_n : genelleştirilmiş sönümü; K_n : genelleştirilmiş rijitliği; $P_n(t)$: genelleştirilmiş dış yükü ve $q_n(t)$: genelleştirilmiş koordinatı ifade etmektedir.

$$M_n = \phi_n^T m \phi_n \quad (2.9)$$

$$C_n = \phi_n^T c \phi_n = 2 \xi_n \omega_n M_n \quad (2.10)$$

$$K_n = \phi_n^T k \phi_n = \omega_n^2 M_n \quad (2.11)$$

$$P_n(t) = -\phi_n^T m [1] \ddot{u}_g(t) \quad (2.12)$$

$$q_n = \phi_n^T m u / M_n \quad (2.13)$$

Sistemin $q(t=0) = q(0)$ ve $\dot{q}_n(t=0) = \dot{q}_n(0)$ başlangıç koşulları ile serbest titreşim yaptığı kabul edilirse, çözüm olarak şu ifade bulunur:

$$q_n(t) = e^{-\zeta_n \omega_n t} \left[q_n(0) \cos \omega_{nD} t + \frac{\dot{q}_n(0) + \zeta_n \omega_n q_n(0)}{\omega_{nD}} \sin \omega_{nD} t \right] \quad (2.14)$$

2.3 Yapısal Sistemlere Enerji Girişi

Yapılarda deprem hareketiyle beraber bir enerji meydana gelir. Meydana gelen bu enerjinin bir kısmı kinetik enerji, bir kısmı sönüm enerjisi ve geriye kalanı da şekil değiştirme enerjisi ve çevrimsel enerji olarak depolanır. Bu değişik enerji tanımları tek serbestlik dereceli sistemin genel hareket denklemini yer değiştirmeye göre entegre ederek elde ettiğimiz enerji denge denkleminde açık olarak görülmektedir.

Yatay bir yer hareketi etkisindeki sönümlü, tek serbestlik dereceli sistemin genel hareket denklemi (2.1) ve (2.3) denklemleri olarak yazılabilir.

(2.3) denklemi yer değiştirmeye göre entegre edilirse, tek serbestlik dereceli sistemler için enerji denge denkleminde ulaşılır (Uang ve Bertero, 1990):

$$\int_0^u m \ddot{u}(t) du + \int_0^u c \dot{u}(t) du + \int_0^u f_s(u, \dot{u}) du = - \int_0^u m \ddot{u}_g(t) du \quad (2.15)$$

Burada, eşitliğin sol tarafındaki birinci terim yapı kinetik enerjisi, ikinci terim yapı sönüm enerjisi, üçüncü terim ise elastik şekil değiştirme ve çevrimsel inelastik şekil değiştirme enerjisidir. Eşitliğin sağ tarafındaki terim ise, yer hareketine bağlı yapıya giren deprem enerjisidir.

Buna göre yapıya giren deprem enerjisi;

$$E_I = -\int_0^u m \ddot{u}_g(t) du \quad (2.16)$$

Yapının kinetik enerjisi;

$$E_k(t) = \int_0^u m \ddot{u}(t) du = \frac{1}{2} m \dot{u}(t)^2 \quad (2.17)$$

Yapının sönüm enerjisi;

$$E_d(t) = \int_0^u c \dot{u}(t) du = \int_0^u f_d(t) du \quad (2.18)$$

şeklinde ifade edilebilir. Yapının elastik ve inelastik davranışta tükettiği toplam enerji ise;

$$E_a(t) = \int_0^u f_s(u, \dot{u}) du \quad (2.19)$$

şeklinde ifade edilebilir.

(2.19) denklemi ile verilen tüketilen toplam enerjinin iki bileşeni mevcuttur. Bu bileşenler, elastik şekil değiştirme enerjisi $E_s(t)$ ve çevrimsel inelastik şekil değiştirme enerjisi $E_h(t)$ dir.

Burada, çevrimsel inelastik şekil değiştirme enerjisi;

$$E_a(t) = E_s(t) + E_h(t) \quad (2.20)$$

denkleminde elde edilebilir.

Elastik şekil değiştirme enerjisi;

$$E_s(t) = \frac{f_s^2}{2k} \quad (2.21)$$

şeklinde ifade edilir.

Burada; f_s yay kuvveti, k sistemin başlangıç rijitliğidir.

$E_h(t)$: çevrimsel inelastik şekil değiştirme enerjisi;

$$E_h(t) = \int_0^u f_s(u, \dot{u}) du - E_s(t) \quad (2.22)$$

şeklinde elde edilir.

(2.15) ile verilen enerji denge denkleminin genel gösterimi;

$$E_I(t) = E_k(t) + E_d(t) + E_a(t) \quad (2.23)$$

şeklinde olup, deprem anında yapıya giren toplam enerjinin en genel hali ise;

$$E_I(t) = E_k(t) + E_d(t) + \{E_s(t) + E_h(t)\} \quad (2.24)$$

şeklinde olur.

Housner (1956), yapıyı deprem esnasında hasara uğratacak enerjiyi sistemin elastik titreşim enerjisi “ E_e ” olarak tanımlamış ve bu enerjinin sistemin elastik şekil değiştirme enerjisi “ $E_s(t)$ ” ile sistemin kinetik enerjisi “ $E_k(t)$ ”nin toplamı şeklinde yazılabileceğini ifade etmiştir.

$$E_e = E_s(t) + E_k(t) \quad (2.25)$$

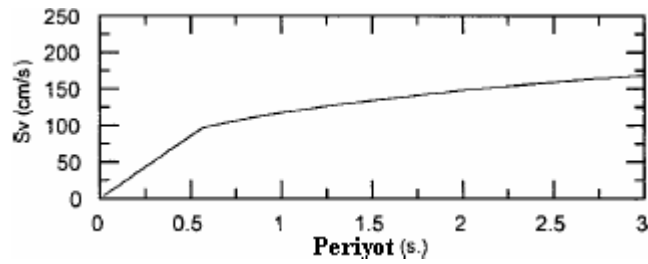
$$E_e + E_h \leq E_I \quad (2.26)$$

Housner (1956) tarafından verilmiş olan (2.26) eşitsizliği, enerjinin korunumuna göre yazılırsa:

$$E_e + E_h = E_I \quad (2.27)$$

ifadesine ulaşılır.

Housner (1956), deprem tepki hız spektrumunun periyotla çizdiği eğrinin geniş bir periyot aralığında sabit kalma eğiliminin olduğunu göstermiştir (Şekil 2.3).



Şekil 2.3 Tasarım hız spektrumu (UBC - 94).

Bu varsayıma dayanarak, tek serbestlik dereceli sisteme giren maksimum deprem enerjisi ortalama olarak;

$$E_I = \frac{1}{2} m S_v^2 \quad (2.28)$$

denklemini ile ifade edilebilir.

Burada “m” tek serbestlik dereceli sistemin kütlesidir.

Deprem etkisi altında olan ve tek serbestlik dereceli modellenmiş bir yapının maksimum tepkileri, deprem etkisiyle yapıya giren enerji ile ilişkilidir. Tek serbestlik dereceli bir sistemin elastik tepki hız spektrumu şu bağıntıyla hesaplanmaktadır:

$$S_V = \left| \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \sin(\omega(t-\tau)) e^{-\xi\omega(t-\tau)} d\tau \right|_{\max} \quad (2.29)$$

Burada $\ddot{u}_g(\tau)$ güçlü yer ivmesi, ξ sönüm oranı ve ω doğal açısal frekanstır.

(2.29)deki elastik tepki hız spektrumuna göre, tek serbestlik dereceli sistemin maksimum kinetik enerjisi:

$$E_k = \int_0^u m \ddot{u}(t) du = \frac{1}{2} m \dot{u}(t)^2 = \frac{1}{2} m S_V^2 \quad (2.30)$$

denklemleri ile hesaplanır.

BÖLÜM ÜÇ

YAPI SİSTEMLERİNE GİREN DEPREM ENERJİSİNİN BELİRLENMESİ

3.1 Giriş

Yapıların sismik tasarımı genellikle kuvvet (dayanım) esaslıdır. Kuvvet esaslı tasarımda yapısal elemanlar, yapıya uygulanan kuvvetlerin yapı dayanımını zorlamaması, aşmaması esasına göre seçilir. Yapının taşıyıcı sistem elemanlarının taşıma gücü, dış kuvvetler altında elemanlarda oluşacak iç kuvvet değerlerinden büyük olmalıdır. Yapı sistemlerinin depreme dayanıklı tasarımı yer değiştirme esaslı analizlerle de gerçekleştirilebilir. Yer değiştirme esaslı tasarımda ise amaç, deprem kuvvetleri altında yapı sisteminin aşırı yatay yer değiştirme yapmamasıdır. Bununla beraber, yapının taşıyıcı sistem elemanlarında aşırı şekil değiştirmeler de meydana gelmemelidir.

Yapı sistemlerinin tasarımında enerji esaslı analizler de kullanılmaktadır. Enerji esaslı tasarımdaki amaç, yapının elastik ve elastik ötesi davranışla tükettiği enerjinin, yapıya giren deprem enerjisinden büyük olmasını sağlamaktır. Enerji esaslı analizlerde yapıyı etkileyen deprem, yapıya giren bir enerji olarak düşünülmektedir. Yapıya giren deprem enerjisi birçok yapısal özellik ve karakteristiklere bağlıdır. Tüm bu nedenlerden ötürü, yapıya deprem esnasında giren enerjiyi tahmin etmek çok önemlidir. Tasarımlar, kabul edilen bu enerji girişine göre gerçekleştirilmektedir.

Enerji bazlı tasarımlarda sismik dizayn yapının enerji kapasitesi ile yapıya giren enerjinin bir dengesi halindedir. Tasarımdaki en temel husus, talep ve kapasitenin nasıl tahmin edileceğini bulmaktır. Tasarımlarda “ $TALEP \leq ARZ$ ” kuralı mevcuttur. Buradaki talep, yapılara enerji girişine; arz ise yapının enerji depolama kapasitesine karşı gelmektedir.

3.2 Yapıların Enerji Talebinin Belirlenmesi

Enerji esaslı tasarımlarda yapıların enerji talebinin belirlenmesi oldukça önemlidir. Enerji esaslı tasarımların gerçekleştirilmesi için öncelikle yapıya depremle birlikte ne kadar enerji girdiği belirlenmelidir. Daha önce yapılan birçok çalışmada, yapıya deprem esnasında giren enerji hesabında güçlü yer ivmesinin maksimum hızı, yapının kütlesi, deprem hareketinin sürekliliği ve deprem hız spektrumu gibi parametrelerin göz önüne alınması gerektiği gösterilmiştir. Tek serbestlik dereceli ve çok serbestlik dereceli sistemlere enerji girişi geçmişte Housner (1956), Akiyama (1985), Uang ve Bertero (1988) ve Fajfar (1990) gibi bilim adamları tarafından genişçe araştırılmıştır.

Çok serbestlik dereceli bir sisteme depremle birlikte giren enerji, Housner (1956) tarafından şu şekilde ifade edilmiştir:

$$E_I = \frac{1}{2} M S_v^2 \quad (3.1)$$

(3.1)deki bu enerji aynı zamanda elastik sistem tarafından elde edilen maksimum enerjidir. Deprem hareketi sonucu yapının bazı kısımlarının plastik davranış bölgesine geçmesi ile yapı rijitliği de değişeceğinden, gerçekte yapıya giren enerji denklem (3.1) ile ifade edilen E_I sabit enerji değerinden daha küçük olacaktır.

Fajfar (1990) giren enerjinin en büyük zemin hızından etkilendiğini göstermiştir ve şu formülü vermiştir:

$$\frac{E_I}{m} = 2,2 t_D^{0,5} \dot{u}_{g0}^2 \quad (3.2)$$

Bu ifadede E_I : giren enerji, m: kütle, t_D : deprem hareketinin sürekliliği ve $\dot{u}_{g0}$: güçlü yer ivmesinin maksimum hızıdır. Fajfar'ın (3.2) denklemi ile verdiği ifade

sadece deprem hareketinin sürekliliği ve yer ivmesinin hızına bağlıdır. T (periyot), ξ (sönüm oranı) ve μ (düktilite oranı) gibi yapısal parametreleri içermemektedir.

Diğer bir öneri ise Uang ve Bertero (1988) tarafından yapılmıştır. Düktilite oranı $\mu=5$ ve Sönüm oranı ise $\xi=\%5$ alınmıştır. Burada, düktilite oranı:

$$\mu = \frac{u(t)}{u_y} = \text{toplam yer değiştirme} / \text{akma halindeki yer değiştirmedir.}$$

$$\frac{E_I}{m} = \frac{1}{2} (1 + 0,12t_D)^2 \dot{u}_{g0}^2 \quad (3.3)$$

Kuwamura ve Galambos (1989) çalışmalarında deprem kuvvetini enerji olarak şu şekilde ifade etmiştir:

$$\frac{E_I}{m} = \frac{1}{8} T_g \int_0^{t_0} \ddot{u}_g^2 dt \quad (3.4)$$

(3.4) ifadesinde T_g : deprem hareketinin baskın periyodunu, $\ddot{u}_{g0}$: güçlü yer ivmesini, t_0 : yer hareketinin toplam süresini göstermektedir. (3.4) denklemi elastik sistem tabanlı bir denklemdir. Elastik sisteme giren enerjinin, elastik olmayan bir sistemdeki ile aynı olduğu varsayılmaktadır. Deprem hareketinin baskın periyodu tek serbestlik dereceli sistemin spektral hız diyagramından elde edilmektedir.

(3.2) ve (3.3) bağıntılarında yer alan t_D : güçlü yer hareketinin sürekliliği Trifunac ve Brady (1975) tarafından şöyle tanımlanmıştır:

$$t_D = t_{0,95} - t_{0,05} \quad (3.5)$$

Burada $t_{0,05}$: %5 oranında Arias şiddetindeki zaman ve $t_{0,95}$: %95 oranında Arias şiddetindeki zamandır. Arias şiddeti ise I_A ile gösterilmiş ve Arias (1970) tarafından şu şekilde tanımlanmıştır:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_0} \ddot{u}_g^2 dt \quad (3.6)$$

Yapıya giren deprem enerjisi, Akiyama (1985) tarafından eşdeğer deprem hızı olarak tanımlanmış ve şu şekilde formülize edilmiştir:

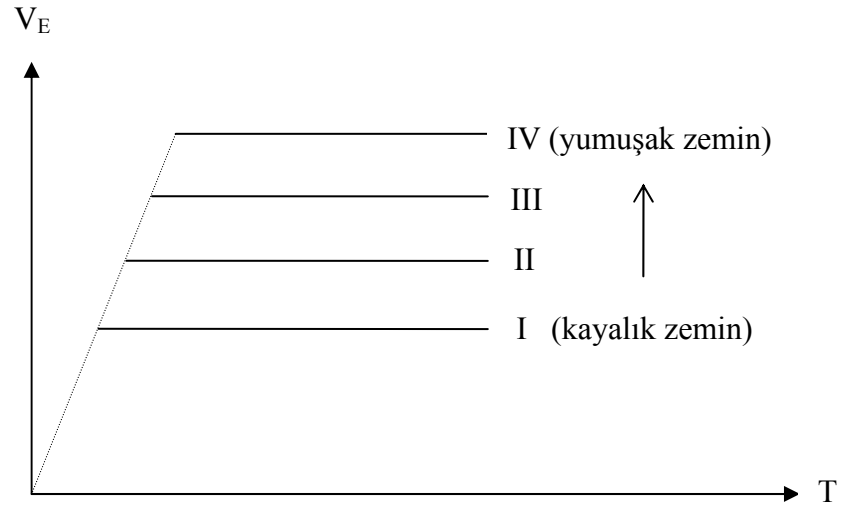
$$V_E = \sqrt{\frac{2E_I}{m}} \quad (3.7)$$

Burada, E_I : elastik yapıya giren maksimum enerji, ve m: yapının toplam kütlesidir. Akiyama tarafından ifade edilen (3.7) denklemi ideal elastoplastik sistemler içindir. V_E eşdeğer hız spektrumu, elastik sisteme %10 sönümle giren depremi ifade eder ve şu şekilde gösterilir:

$$V_E = 100T \quad , \quad T < T_g \text{ için} \quad (3.8)$$

$$V_E = 100T_g \quad , \quad T \geq T_g \text{ için} \quad (3.9)$$

(3.8) ve (3.9)da T: yapının doğal periyodu ve T_g : zemine bağlı olan deprem hareketinin baskın periyodudur. Deprem hareketinin baskın periyodu, o deprem kayıtlarına ait spektral hız diyagramından okunmaktadır. Yumuşak zeminler için 0,4 0,6 - 0,8 ve 1,0 gibi değerlerdir. Akiyama'ya göre (3.8) ve (3.9) ifadeleri ile elde edilen eşdeğer hızlar, (3.7) denkleminde yerine konularak, enerji talebi ya da deprem esnasında giren enerji hesaplanabilir.



Şekil 3.1 Akiyama tarafından tanımlanan eşdeğer hız spektrumu (1985).

Akiyama'nın tanımladığı ve Şekil 3.1'de görülen V_E - T grafiğinde, kayalık zeminden en yumuşak zemine doğru V_E hızı artmaktadır. Buna göre kayalık zeminlerdeki yapılara deprem etkisiyle giren enerji değeri, daha yumuşak zeminlerdekine göre daha düşüktür.

$$\frac{E_I}{m} = \frac{1}{2} V_E^2 \quad (3.10)$$

(3.10) ifadesi ise Akiyama'nın (3.7) denkleminin enerji eşitliği şeklinde yazılmış halidir.

Yapıya giren deprem enerjisi, en temel şekilde Zahrah ve Hall (1984) tarafından ifade edilmiştir:

$$\frac{E_I}{m} = - \int_0^t \ddot{u}_g(t) du \quad (3.11)$$

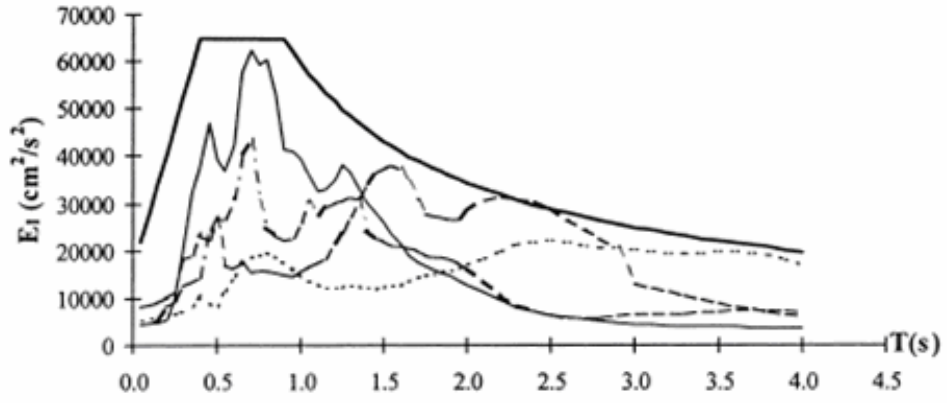
Yapının bütün kısımları elastik limiti aşmışsa " E_I " yapıya giren enerji miktarı sabittir. Bu durumda giren enerji miktarı, Housner'in tanımlamış olduğu denklem (3.1) ile hesaplanandan küçüktür. Çünkü akma olayı yapıya giren toplam enerjiyi

azaltma eğilimindedir (Berg ve Thomaides, 1960). Housner'in formülüne dayanan tasarım metodu, Berg ve Thomaides (1960) tarafından araştırılmıştır. Berg ve Thomaides, yapının çok hasar görmeden, orta büyüklükteki bir depreme dayanabilmesi amacıyla iki tane tasarım yaklaşımı daha geliştirmiştir. Bu tasarım yaklaşımını uygulamak için öncelikle uygun tepki hız spektrumları ($S_v - T$ eğrileri) seçilmelidir. Bu yöntemle göre yapının periyodu tasarımı etkilemeyecektir; çünkü $S_v - T$ eğrileri yatay kalma eğilimindedir. Bu konuda Housner de belirli depremlerin hız spektrumlarının geniş bir periyot aralığında sabit kalma eğiliminin olduğunu kanıtlamıştır. Berg ve Thomaides'in yöntemi çok katlı yapılara uygulandığı zaman, uygun ve kullanılabilir bir metod olmamıştır. Bunun bir nedeni de; çok katlı yapılarda plastik deformasyonların tam olarak nerede oluşacağını belirlemenin kolay olmamasıdır.

3.3 Giren Enerji Spektrumu

Yapılara deprem etkisiyle giren enerjinin periyoda karşılık çizilmesiyle elde edilen grafiklere “Giren Enerji Spektrumu” denir. İvme spektrumu ile giren enerji spektrumunu karşılaştırmak için “Eşdeğer Hız” türetmek uygun olmaktadır (Uang ve Bertero, 1988). Giren enerji spektrumları, farklı μ yer değiştirme düktilitesi ve farklı depremler için genelleştirilebilmektedir. Enerji spektrumlarını genelleştirmek için giren enerji “ E_I ”, Akiyama'nın ifade ettiği (3.7) denkleminde olduğu gibi, eşdeğer hıza dönüştürülür.

Şekil 3.2de, apsisi periyot “ $T(s)$ ” ve ordinatı giren enerji “ $E_I(cm^2/s^2)$ ” olan, gerçek ve tasarım enerji spektrumları görülmektedir. Bu enerji spektrumlarında, sabit bir yer değiştirme düktilitesi ve farklı şiddetteki bir takım depremler dikkate alınmıştır.



Şekil 3.2 $\mu = 2$ olan $6,5 < M < 7,1$ şiddetindeki bir takım depremlerin gerçek ve tasarım enerji spektrumları.

3.4 Tez Çalışması Kapsamında Dikkate Alınan Enerji Talebi

Enerji spektrumları ve yapılara enerji girişi tahminleri enerji esaslı tasarımlarda büyük önem teşkil etmektedir. Tez çalışması kapsamında geliştirilen enerji esaslı tasarımda kullanılacak enerji talebi, Housner (1956)'in ifade ettiği;

$$E_I = \frac{1}{2} MS_V^2 \quad (3.1)$$

bağıntısındaki gibi alınacaktır.

BÖLÜM DÖRT

YAPI ELEMANLARININ DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞININ BELİRLENMESİ

4.1 Giriş

Yapılar, aşırı deprem yükleri altında genellikle doğrusal olmayan davranış göstermektedirler. Özellikle deprem yükleri işletme yükü sınırını aşarak yapının taşıma gücüne yaklaştıkça, gerilmeler doğrusal elastik sınırı aşmakta ve yer değiştirmeler çok küçük kabul edilemeyecek şekilde ikinci mertebe değerlere ulaşabilmektedir. Çok katlı yapı sistemlerinin elastik ötesi davranışını belirlemek oldukça karmaşıktır. Yapıların doğrusal elastik davranışını esas alan yapı analiz yöntemlerinde ise, malzemenin gerilme-şekil değiştirme bağıntıları doğrusal elastik olarak alınmakta ve yer değiştirmelerin çok küçük olduğu (birinci mertebe) varsayılmaktadır.

Bir yapı sisteminin dış yükler altındaki davranışının doğrusal olmaması genel olarak iki nedenden kaynaklanmaktadır:

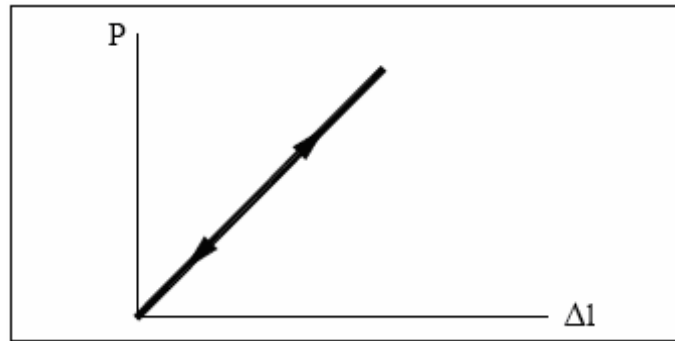
- 1) Malzemenin doğrusal-elastik olmaması nedeniyle gerilme-şekil değiştirme bağıntılarının (bünye denklemlerinin) doğrusal olmaması,
- 2) Geometri değişimleri nedeniyle denge denklemlerinin (ve bazı hallerde geometrik süreklilik denklemlerinin) doğrusal olmaması.

Denge denklemlerinde yer değiştirmelerin küçük olmadığı sistemlerde, denge denklemleri şekil değiştirmiş eksen üzerinde yazılmaktadır. Geometrik uygunluk koşullarında yer değiştirmelerin küçük olmadığı sistemlerde ise geometrik süreklilik denklemlerinin de şekil değiştirmiş eksen üzerinde yazılması gerekmektedir. Genelde, doğrusal olmayan sistemler; malzeme bakımından ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan sistemler olmak üzere iki kısma ayrılır. Denge denklemlerinde ve geometrik uygunluk koşullarında yer değiştirmelerin

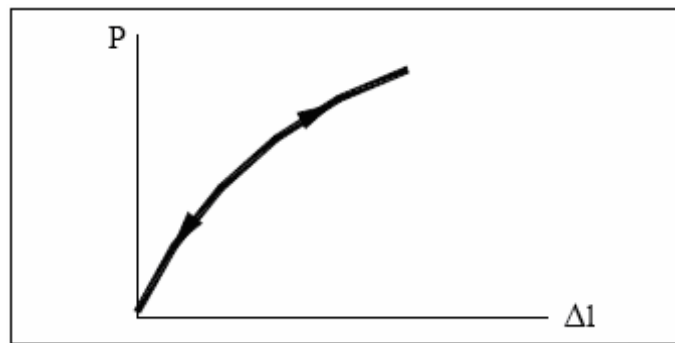
küçük olduğu ve sadece bünye denklemlerinin doğrusal elastik olmadığı sistemler malzeme bakımından doğrusal olmayan sistemlerdir. Buna karşılık, denge denklemleri ve geometrik uygunluk koşullarında yer değiştirmelerin küçük olmadığı ve denklemlerde hesaba katıldığı sistemler ise geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan sistemlerdir. Yapı sistemleri her iki bakımdan da doğrusal olmayabilir.

4.2 Malzemelerin Şekil Değiştirme Özellikleri

Yapısal analizlerde malzemelerin şekil değiştirme özellikleri ya da diğer bir deyişle iç kuvvet-şekil değiştirme bağıntıları oldukça önem taşımaktadır. Analizlerde kabul edilen birçok model mevcuttur. Yapı sistemlerinde kullanılan gerçek malzemelerin şekil değiştirme özellikleri üzerinde bazı idealleştirmeler yapılarak, P dış yük parametresinin Δl şekil değiştirmesine karşı grafikleri Şekil 4.1, 4.2, 4.3, 4.4, 4.5 ve Şekil 4.6’da verilmiştir (Özer, 2004).

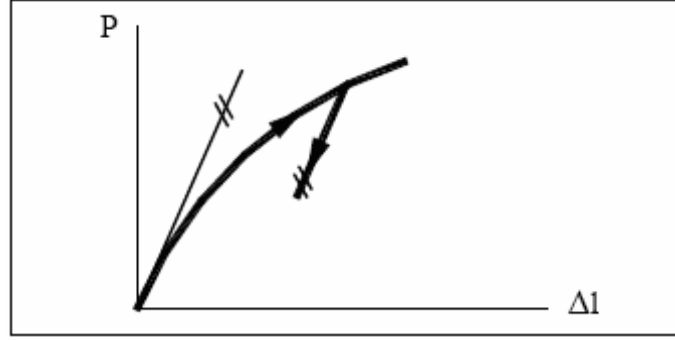


Şekil 4.1 Doğrusal-elastik malzeme.

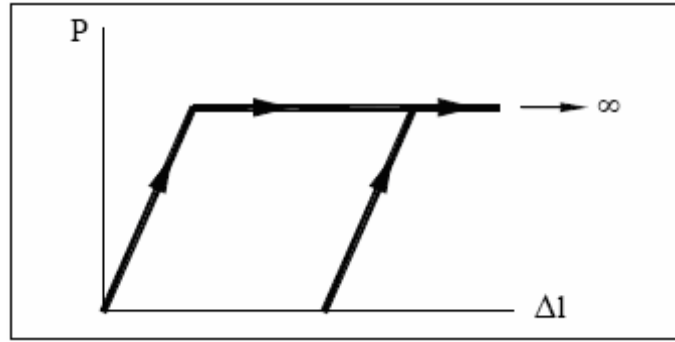


Şekil 4.2 Doğrusal olmayan elastik malzeme.

Şekil 4.1deki grafik doğrusal elastik malzemeye aittir ve doğrusal yapı analizlerinde esas alınan modeldir. Şekil 4.2deki $P-\Delta l$ eğrisi ise doğrusal olmayan elastik malzemenin davranışını göstermektedir.

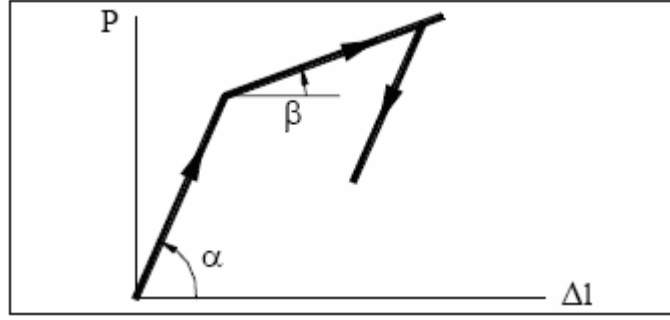


Şekil 4.3 Elastoplastik malzeme.



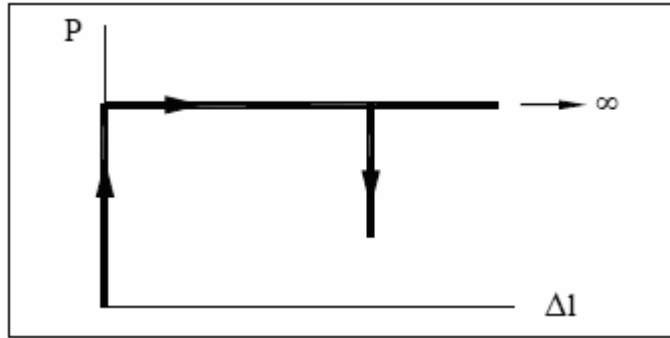
Şekil 4.4 İdeal elastoplastik malzeme.

Şekil 4.3teki grafik elastoplastik malzemeye aittir. Şekil 4.4teki grafiğe ait malzeme ideal elastoplastik malzemedir. İdeal elastoplastik malzemede, dış yükler ile şekil değiştirmeler bir bölgeye kadar orantılıdır ve $P-\Delta l$ eğrisinin ilk kısmı doğrusaldır. İdeal elastoplastik kabul edilen malzemelerde elastik ötesi davranış, eğimi sıfır olan sabit bir doğru ile ifade edilmektedir. Bu ideal malzeme modelinde, bir dış yük değerinde yükün artırılmamasına rağmen şekil değiştirmeler artmaya devam etmektedir.



Şekil 4.5 Pekleşen ideal elastoplastik malzeme.

Şekil 4.5teki eğri pekleşen ideal elastoplastik malzemenin $P-\Delta l$ eğrisidir. Pekleşen ideal elastoplastik malzeme modelinde pekleşme etkileri de dikkate alınarak, $P-\Delta l$ eğrisinin akma sonrası elastik ötesi davranışı simgeleyen kısmı yatayla bir “ β ” açısı yapan doğru şeklinde ifade edilmektedir.



Şekil 4.6 Rijit plastik malzeme.

Şekil 4.6daki grafik, rijit plastik malzeme modeline aittir. Burada, malzemenin tam plastik bir malzeme olduğu ve pekleşmediği kabul edilmektedir. Şekil 4.6dan da görüldüğü üzere, malzemenin elastik şekil değiştirmesi sıfırdır.

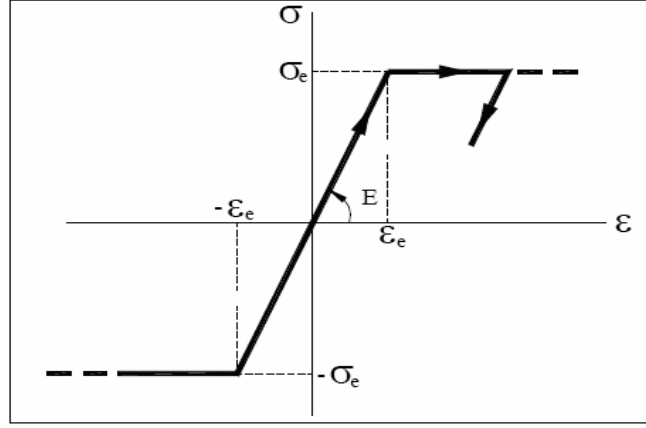
4.2.1 İdeal Elastoplastik Malzemenin Özellikleri

İdeal elastoplastik malzeme, tanımını uyarınca malzemenin $\sigma - \varepsilon$ diyagramında;

$$0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_e \quad \text{için} \quad \sigma = E\varepsilon \quad (4.1)$$

$$\varepsilon_e < \varepsilon < \infty \quad \text{için} \quad \sigma = \sigma_e \quad (4.2)$$

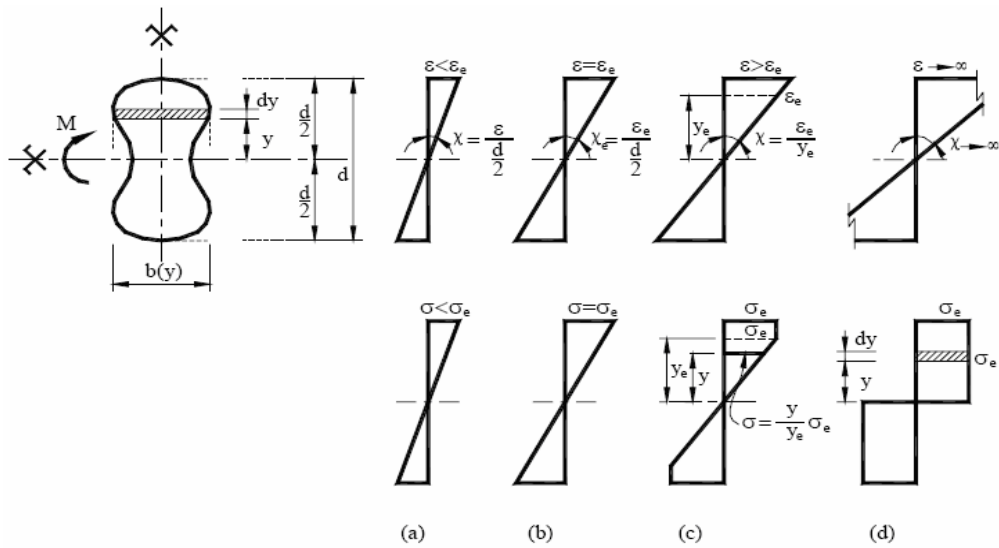
eşitlikleri ile tanımlanan malzemedir. $\sigma - \varepsilon$ diyagramı iki doğru parçasından oluşur. Burada “E” elastisite modülü, “ ε_e ” akma şekil değıştirmesi ve “ σ_e ” malzemenin akma gerilmesidir.



Şekil 4.7 İdeal elastoplastik malzemedeki $\sigma - \varepsilon$ diyagramı.

4.2.1.1 Eğilme Momenti Etkisindeki İdeal Elastoplastik Malzemelerin Gerilme ve Şekil Değıştirme Durumları

Eğilme momenti etkisindeki bir kesitte, eğilme momentinin artan değeri için oluşan şekil değıştirme durumları ve bunlara karşı gelen normal gerilme yayılışları Şekil 4.8de görölmektedir (Özer, 2004).



Şekil 4.8 Artan eğilme momentinden oluşan şekil değıştirme ve gerilme durumları.

Şekil 4.8 (a)dan (d)ye doğru eğilme momenti gitgide artmaktadır. Eğilme momentinin küçük değerleri için kenar liflerin maksimum birim boy değişimi $\varepsilon \leq \varepsilon_e$ olduğu için gerilme – şekil değiştirme bağıntısı doğrusal elastiktir. Bu nedenle kesitteki gerilme dağılışı doğrusaldır. Eğilme momenti artarak Şekil 4.8 (b)deki sınır duruma eriştiğinde doğrusal-elastik davranış sona erer ve eğilme momenti;

$$M_e = \sigma_e W \quad (4.3)$$

değerine ulaşır. Burada “ M_e ” kesitin doğrusal elastik olarak taşıyabileceği en büyük eğilme momentidir ve “Elastik Moment” adını alır. “ σ_e ” malzemenin akma gerilmesi ve “ W ” kesitin elastik mukavemet momentidir. Elastik mukavemet momenti; doğrusallığın bittiği anda en dış lifin ilk akma gerilmesine ulaştığı zamanki mukavemet momentidir.

Şekil 4.8 (c) ve (d)de görülen eğilme momentinin daha büyük değerleri için, birim boy değişmesi de artar. ($\varepsilon > \varepsilon_e$) Böylece kenar liflerde doğrusal olmayan (plastik) şekil değiştirmeler oluşur. Şekil 4.8 (c)de görülen bu durumda eğilme momenti şu şekilde hesaplanacaktır:

$$M = 2\sigma_e \int_0^{y_e} \frac{y}{y_e} b(y) y dy + 2\sigma_e \int_{y_e}^{d/2} b(y) y dy \quad (4.4)$$

(4.4) denkleminde, moment eşitliğindeki toplamın ilk kısmı elastik, ikinci kısmı ise plastik davranışı göstermektedir.

Eğilme momenti daha da artarak Şekil 4.8 (d)deki sınır değerine eriştiği zaman, kesitin taşıma gücü sona erer. Bu durumdaki moment kesitin taşıyabileceği en büyük eğilme momentidir ve “Plastik Moment” adını alır.

$$M_p = 2\sigma_e \int_0^{d/2} b(y) y dy \quad (4.5)$$

Tüm liflerin aktığı ve kesit taşıma gücü durumuna eriştiği andaki mukavemet momenti plastik mukavemet momenti olarak adlandırılır ve;

$$W_p = 2 \int_0^{d/2} b(y)ydy \quad (4.6)$$

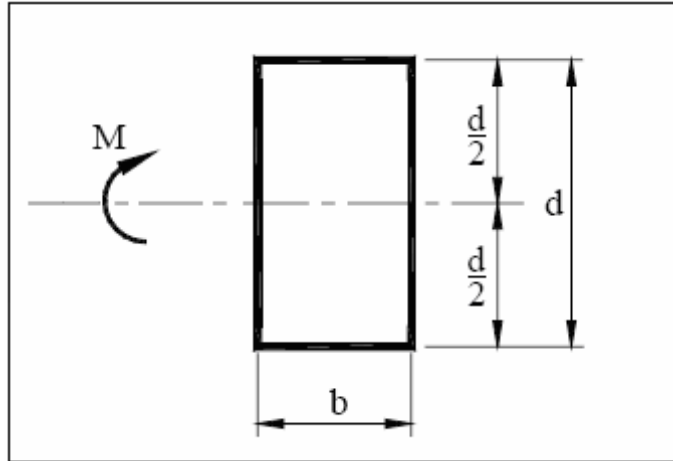
bağıntısı ile hesaplanır.

Plastik moment ile plastik mukavemet momenti arasında şu ilişki vardır:

$$M_p = \sigma_e W_p \quad (4.7)$$

Eğilme momenti etkisindeki dikdörtgen kesitlerde, elastik mukavemet momenti ve elastik moment bilindiği üzere şu şekilde hesaplanır:

$$W = \frac{1}{6}bd^2 \quad M_e = \sigma_e W = \frac{1}{6}\sigma_e bd^2 \quad (4.8)$$



Şekil 4.9 Dikdörtgen kesit.

Plastik mukavemet momenti ve plastik moment ise;

$$W_p = \frac{1}{4}bd^2 \quad M_p = \sigma_e W_p = \frac{1}{4}\sigma_e bd^2 \quad (4.9)$$

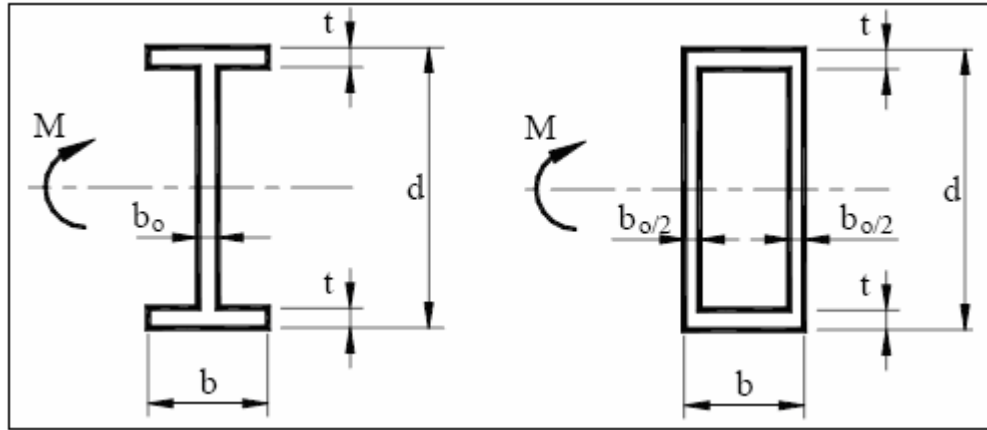
bağıntılarıyla bulunur. Görüldüğü gibi, dikdörtgen kesitte plastik ve elastik momentler arasında;

$$M_p = \frac{3}{2} M_e \quad (4.10)$$

ilişkisi bulunmaktadır.

Kesitin plastik ve elastik mukavemet momentlerinin oranını veren, dikdörtgen kesitler için denklem (4.10)da görüldüğü gibi 1,5 olan katsayıya “Şekil Katsayısı” denilmektedir. Şekil katsayısı çelik yapılarda kullanılan IPE profillerinde 1,13 – 1,14 ve NPI profillerinde ise 1,16 – 1,18 aralığındadır.

Kuvvetli eksen doğrultusunda etkiyen eğilme momenti ile zorlanan I kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde elastik ve plastik momentler ile mukavemet momentleri, enkesit geometrisine bağlı olarak denklem (4.11) ve (4.12) deki gibi hesaplanır.



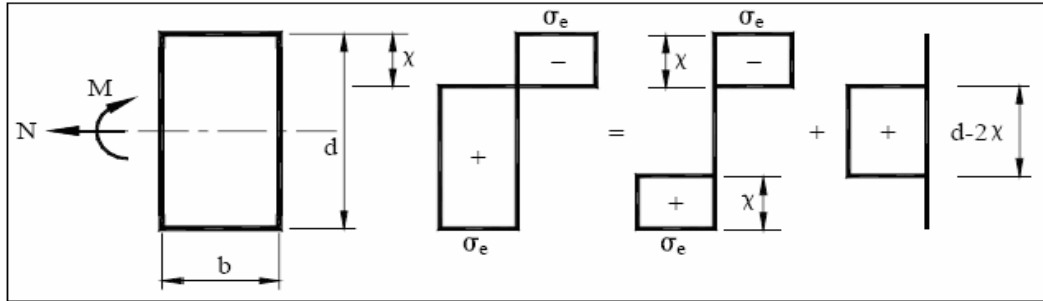
Şekil 4.10 I kesiti ve dikdörtgen kutu kesit.

$$M_e = \sigma_e W \quad W = \frac{1}{6} \left[b d^2 - \frac{(b - b_0)(d - 2t)^3}{d} \right] \quad (4.11)$$

$$M_p = \sigma_e W_p \quad W_p = \frac{1}{4} \left[b d^2 - (b - b_0)(d - 2t)^3 \right] \quad (4.12)$$

4.2.1.2 Eğilme Momenti ve Normal Kuvvet Etkisindeki İdeal Elastoplastik Malzemelerin Gerilme ve Şekil Değişirme Durumları

Bilindiği gibi, eğilme momenti ile birlikte direk olarak normal kuvvet etkisindeki yapı elemanları kolonlardır. Bu elemanlarda oluşan gerilmeler normal gerilmelerdir. Burada, eğilme momenti ve normal kuvvet etkisindeki kesitlerin akma durumundaki gerilme dağılışı, elastik ve plastik momentleriyle beraber normal kuvvetleri de hesaplanacaktır. Böylece kesite ait akma koşulu elde edilerek, akma eğrisi çizilebilecektir.



Şekil 4.11 Bileşik eğilmeye maruz dikdörtgen kesitte akma durumundaki normal gerilme dağılışı.

Şekil 4.11de eğilme momenti ve normal kuvvet etkisindeki dikdörtgen bir kesitte, birim boy değişimlerinin sonsuza gittiği akma durumundaki normal gerilme dağılışı bir “ x ” parametresine bağlı olarak gösterilmiştir (Özer, 2004). Buradaki gerilme diyagramlarından akma durumuna karşı gelen eğilme momenti ve normal kuvvet değerleri “ x ” parametresine bağlı olarak şu şekilde ifade edilebilir:

$$M = \sigma_e b x (d - x) \quad (4.13)$$

$$N = \sigma_e b (d - 2x) \quad (4.14)$$

Bu denklemlerde “ x ” parametresi yok edilirse ve M_p için (4.9) denklemindeki ifade dikkate alınıp, N_p plastik normal kuvvet değeri için;

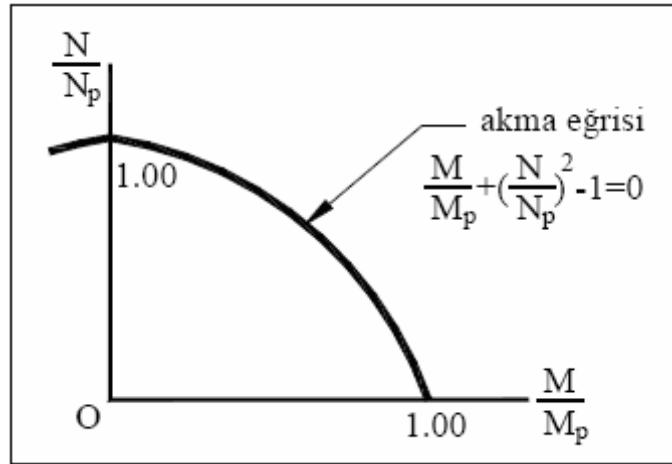
$$N_p = \sigma_e b d \quad (4.15)$$

ifadesi göz önünde tutulursa;

$$\frac{M}{M_p} + \left(\frac{N}{N_p} \right)^2 - 1 = 0 \quad (4.16)$$

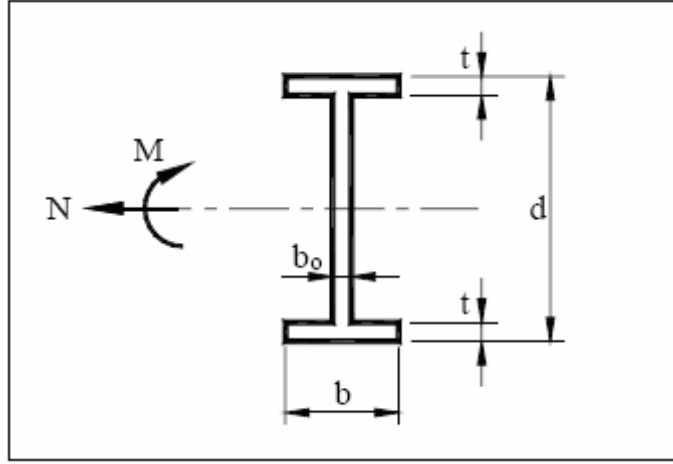
akma koşulu elde edilir. Denklem (4.16) dikdörtgen kesitlerin akma eğrisinin denklemidir. Akma eğrilerinden, kesitin taşıyabileceği en büyük kesit zorları belirlenebilmektedir. Burada N_p , $M=0$ halinde kesitin taşıyabileceği en büyük normal kuvveti; M_p ise $N=0$ halinde kesitin taşıyabileceği en büyük eğilme momentini göstermektedir.

Dikdörtgen kesitlerde akma eğrisi Şekil 4.12de gösterildiği gibidir (Özer, 2004). Şekil 4.12deki dikdörtgen kesitlerin akma eğrisi, boyutsuz ve akma koşulunu kesit zorları cinsinden ifade eden kapalı bir eğridir. Bu eğri diğer bir deyişle, dikdörtgen kesitin karşılıklı etkileşim diyagramıdır.



Şekil 4.12 Dikdörtgen kesitlerde akma eğrisi.

Kuvvetli eksen etrafında eğilen I kesitlerinde ise, bileşik eğilme hali için elde edilen akma koşulunun yanında, uygulamada genelde yaklaşık akma koşulundan yararlanılır.



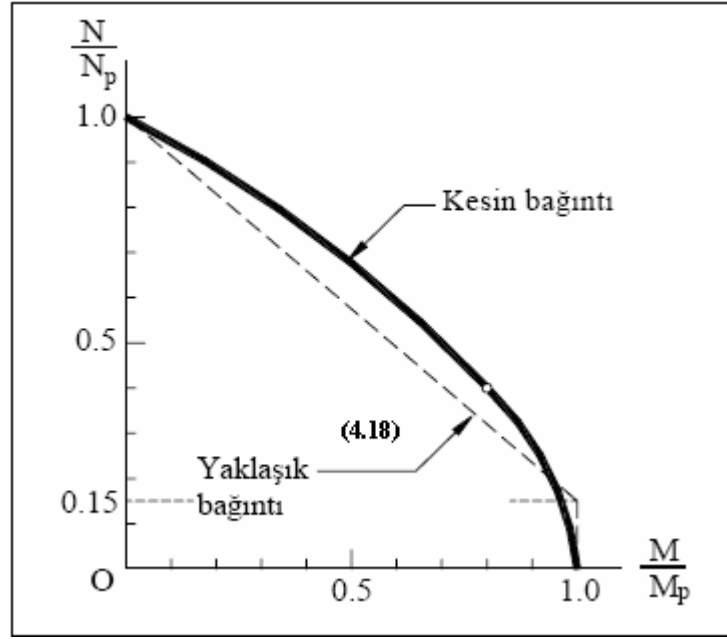
Şekil 4.13 Kuvvetli eksen etrafında eğilen I kesiti.

Kuvvetli eksen etrafında eğilen I kesitlerinde yaklaşık akma koşulu şu şekildedir:

$$\frac{N}{N_p} \leq 0,15 \quad \text{için} \quad \frac{M}{M_p} - 1 = 0 \quad (4.17)$$

$$\frac{N}{N_p} > 0,15 \quad \text{için} \quad \frac{M}{M_p} + 1,18 \frac{N}{N_p} - 1,18 = 0 \quad (4.18)$$

Bu ifadelerden kuvvetli eksen etrafında eğilen I kesitlerin akma eğrileri elde edilir (Özer, 2004). Burada $M=0$ durumunda N_p kesitin taşıyabileceği en büyük normal kuvvettir ve “Plastik Normal Kuvvet” olarak adlandırılır. $N=0$ durumunda ise M_p kesitin taşıyabileceği en büyük momenttir ve “Plastik Moment” olarak adlandırılır.



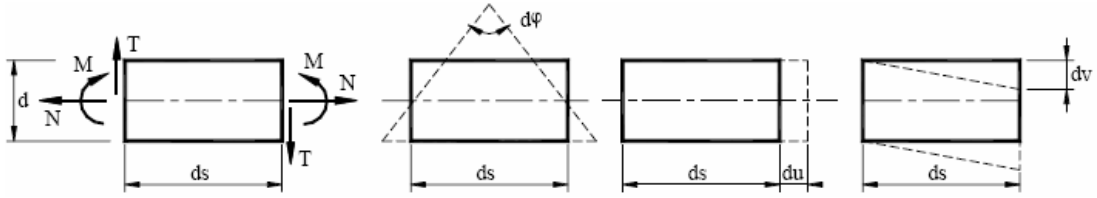
Şekil 4.14 Kuvvetli eksen etrafında eğilen I kesitlerinde akma eğrileri.

4.3 Plastik Mafsal Hipotezi Kavramı

Daha önceden de belirtildiği üzere, yapılarda doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin “Plastik Mafsal” adı verilen belirli noktalarda toplandığı varsayılmaktadır. Yeterli düzeyde sünek davranış gösteren yapı sistemlerinde (çelik yapılar ve bazı koşullar altında betonarme yapılar) plastik mafsal hipotezi kabulü ile hesaplar, önemli ölçüde kısaltılabilmektedir. Toplam şekil değiştirmelerin doğrusal şekil değiştirmelere oranı olarak tanımlanan süneklik oranının büyük olduğu ve doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin küçük bir bölgeye yayıldığı sistemlerde, doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin plastik mafsal adı verilen belirli kesitlerde toplandığı ve bunun dışındaki bölgelerde sistemin doğrusal-elastik davrandığı varsayılır. Bu hipoteze “Plastik Mafsal Hipotezi” denilmektedir.

Plastik mafsal hipotezinde; doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin toplandığı noktalar plastik mafsallarla gösterilmektedir.

Eğilme Momenti (M), Kesme Kuvveti (T) ve Normal Kuvvet (N) etkisindeki düzlemsel çubuk bir elemanda, ds boyundaki çubuk elemanın bir yüzünün diğer yüzüne göre rölatif yer değiştirmelerinin, kesit zorları doğrultusundaki bileşenleri ds elemanın şekil değiştirmeleri olarak tanımlanır. Bu şekil değiştirmeler φ : kesit dönmesi, u : kesitin çubuk eksenini boyunca yer değiştirmesi ve v : kesitin çubuk eksenine dik doğrultudaki yer değiştirmesidir. Kesit dönmesi değerinin çubuk boyuna oranı dönmeyi (eğriliği), çubuk eksenini boyunca yer değiştirme değerinin çubuk boyuna oranı boy değişimi değerini ve eksene dik doğrultudaki yer değiştirmenin çubuk boyuna oranı ise kayma değerini vermektedir.



Şekil 4.15 Düzlem çubuk elemanda iç kuvvetler ve şekil değiştirmeler.

$$\chi = \frac{d\varphi}{ds} : \text{Eğrilik (Birim dönme)} \quad (4.19)$$

$$\varepsilon = \frac{du}{ds} : \text{Birim boy değişimi} \quad (4.20)$$

$$\gamma = \frac{dv}{ds} : \text{Birim kayma} \quad (4.21)$$

Düzlem çubuk sistemlerde iç kuvvetler ile şekil değiştirmeler arasındaki bağıntılar (bünye denklemleri) genel olarak şu şekildedir:

$$\chi = \frac{d\varphi}{ds} = F_1(M, N, T) + \frac{\alpha \Delta t}{d} \quad (4.22)$$

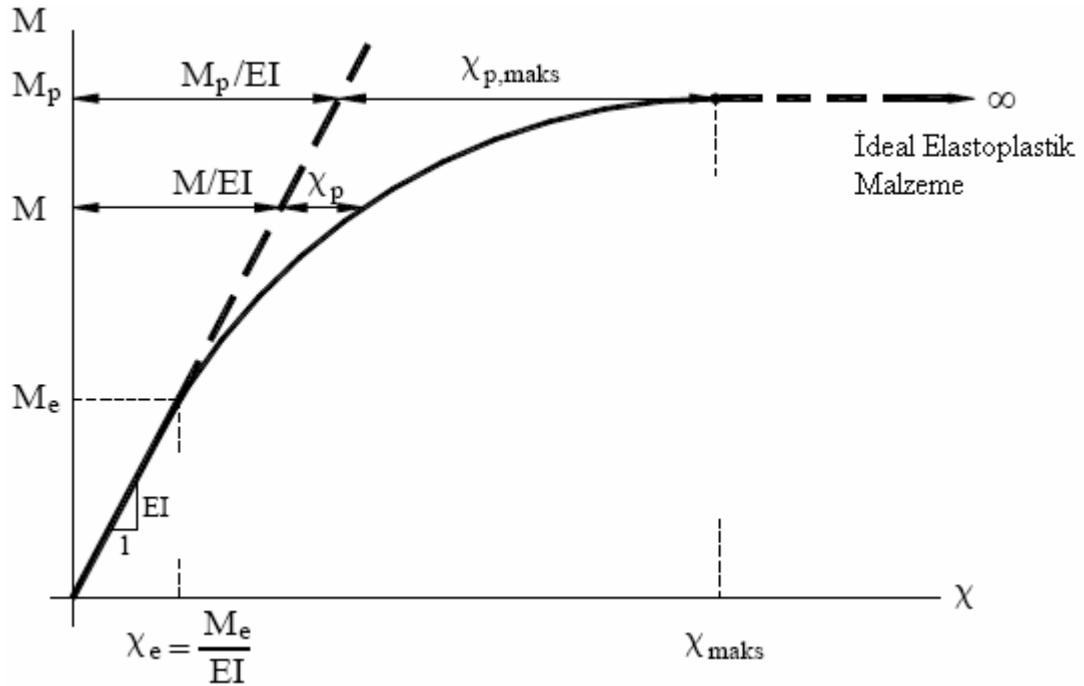
$$\varepsilon = \frac{du}{ds} = F_2(M, N, T) + \alpha t \quad (4.23)$$

$$\gamma = \frac{dv}{ds} = F_3(M, N, T) \quad (4.24)$$

4.22, 4.23 ve 4.24 denklemlerinde F_1 , F_2 ve F_3 en kesit özelliklerine ve malzeme karakteristiklerine bağlı olarak belirlenen doğrusal olmayan bir fonksiyonu, t ve Δt kesite etkiyen düzgün ve farklı sıcaklık değişimlerini, α ise sıcaklık genleşme katsayısını göstermektedir.

Klasik mukavemetteki “Basit Eğilme” den de bilindiği üzere, gerilme – şekil değiştirme bağıntısı doğrusal elastik olan kesitlerde, gerilme dağılışı doğrusaldır ve eğrilik değeri şu şekilde ifade edilmektedir:

$$\chi = \frac{M}{EI} \quad (4.25)$$



Şekil 4.16 Eğilme momenti – eğrilik diyagramı.

Şekil 4.16da, M_e (4.3) denklemi ile ifade edilmiş olan elastik moment ve M_p ise (4.5) denklemi ile ifade edilmiş olan plastik momenttir. EI bilindiği gibi

eğilme rijitliği olup, χ_e elastik momente karşı gelen eğrilik değeridir. $\chi_{p,maks}$ ise plastik momentin etkin olduğu durumdaki kesitin maksimum eğrilik değeridir.

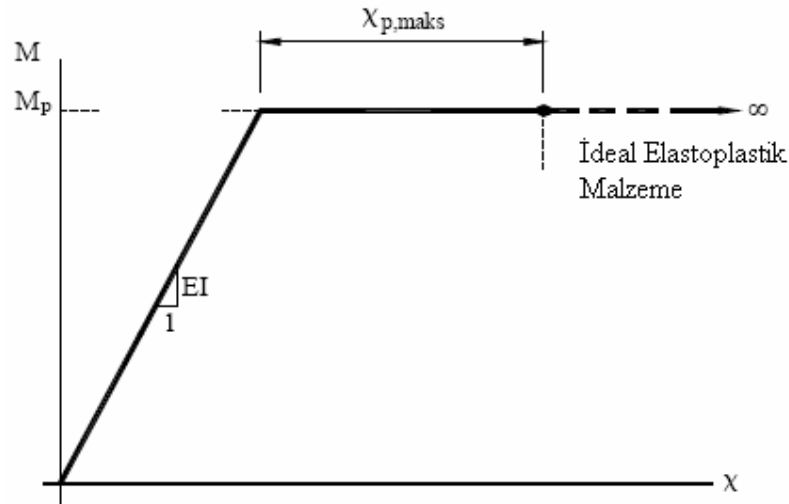
Plastik mafsal hipotezinde, çubuk eleman üzerinde l'_p uzunluğundaki bir bölgede (Şekil 4.18) sürekli olarak yayılmış doğrusal olmayan plastik şekil değiştirmelerin plastik mafsal olarak tanımladığımız noktalarda toplandığı varsayılmaktadır. Plastik mafsalın dönmesi φ_p ile gösterilmektedir.

$$\varphi_p = \int_{l'_p} \chi_p ds \quad (4.26)$$

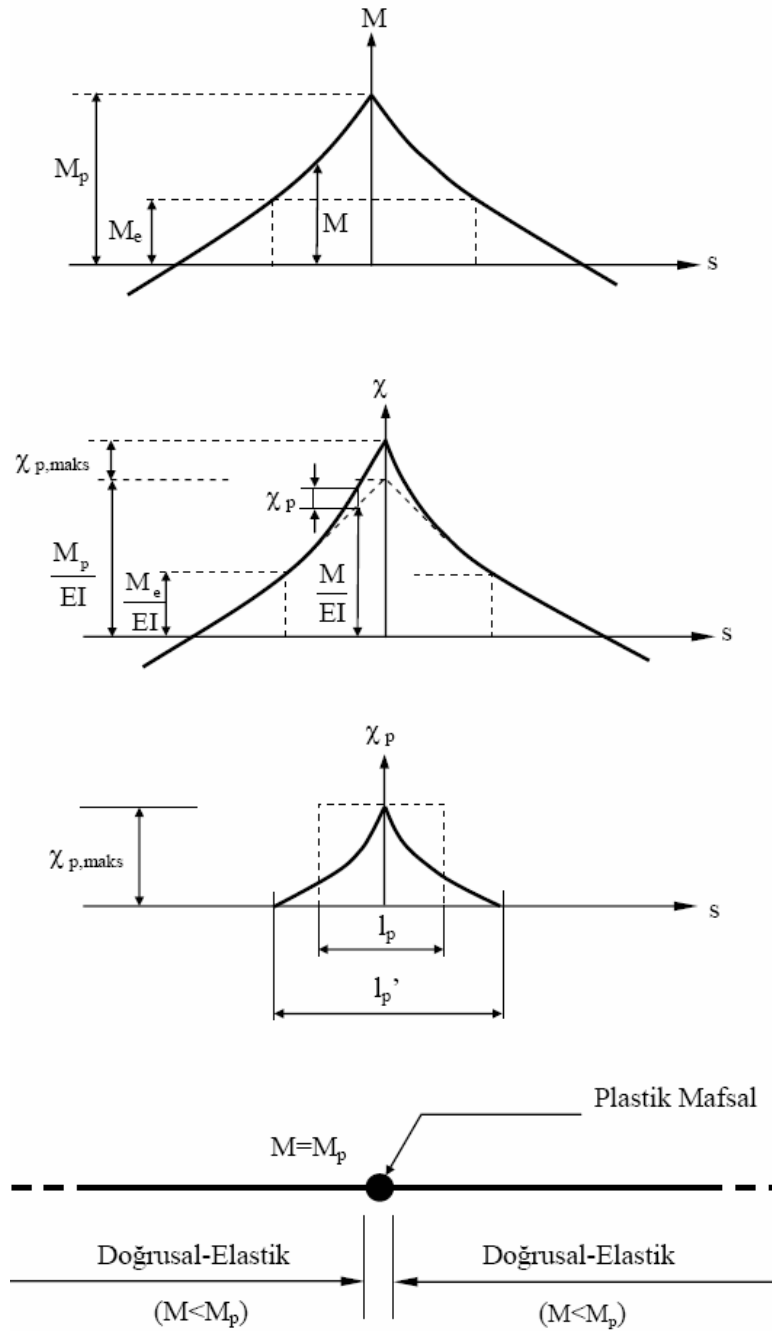
Plastik mafsal hipotezinin uygulanmasında, gerçek eğilme momenti-eğrilik bağıntısı şu şekilde idealleştirilmektedir:

$$M \leq M_p \quad \text{için} \quad \chi = \frac{M}{EI} \quad (4.27)$$

$$M = M_p \quad \text{için} \quad \chi \rightarrow \chi_{p,maks} \quad (4.28)$$



Şekil 4.17 İdealleştirilmiş bünye bağıntısı.



Şekil 4.18 Doğrusal olmayan şekil değiştirmeler.

Şekil 4.18de de görüldüğü gibi, sadece plastik mafsal noktasında $M = M_p$ dir ve diğer bütün kesitlerde etkiyen moment, plastik momentten küçüktür. Dış yüklerin artması ile, plastik mafsalın da dönmesi artar ve dönme kapasitesi adı verilen maksimum sınır değere ulaşır. Eğer yapıdaki birçok kesit dönme kapasitesi değerine ulaşırsa, yapı kullanılamaz hale gelir ve işletme dışı olur. Dönme kapasitesi değeri,

eğilme momenti diyagramının şekline ve $M - \chi$ bağıntısına bağlı olarak belirlenir ve şu şekilde hesaplanır:

$$maks\varphi_p = \int_{l_p} \chi_p ds = l_p \chi_{p,maks} \quad (4.29)$$

Burada l_p plastik mafsalsal boyunu göstermektedir. Bu değer betonarme kesitlerde genel olarak;

$$l_p \approx 0,5d \quad (4.30)$$

alınmaktadır. (d: en kesit yüksekliği)

Betonarme yapı sistemlerinde dönme kapasitesi birçok faktöre bağlıdır. Çelik yapı sistemlerinde ise dönme kapasitesi genellikle büyük değerler almaktadır.

Sonuç olarak plastik mafsalsal hipotezinin esasları şu şekilde sıralanabilir (Özer, 2004):

- 1.) Bir kesitteki eğilme momenti artarak M_p plastik moment değerine eşit olunca, o kesitte bir plastik mafsalsal oluşur. Kesitteki eğilme momenti $M = M_p$ olarak sabit kalır ve kesit serbestçe döner. Plastik dönme artarak dönme kapasitesine erişince sistem kullanılamaz hale gelir.
- 2.) Plastik mafsallar arasında sistem doğrusal elastik davranır.
- 3.) Bileşik Eğilme halinde, M_p plastik momenti yerine kesitteki normal kuvvete bağlı olarak akma koşulundan bulunan indirgenmiş M'_p plastik moment değeri kullanılır.

BÖLÜM BEŞ

YAPI PERFORMANSININ BELİRLENMESİNDE YER DEĞİŞTİRME

ESASLI DOĞRUSAL OLMAYAN HESAP YÖNTEMLERİ

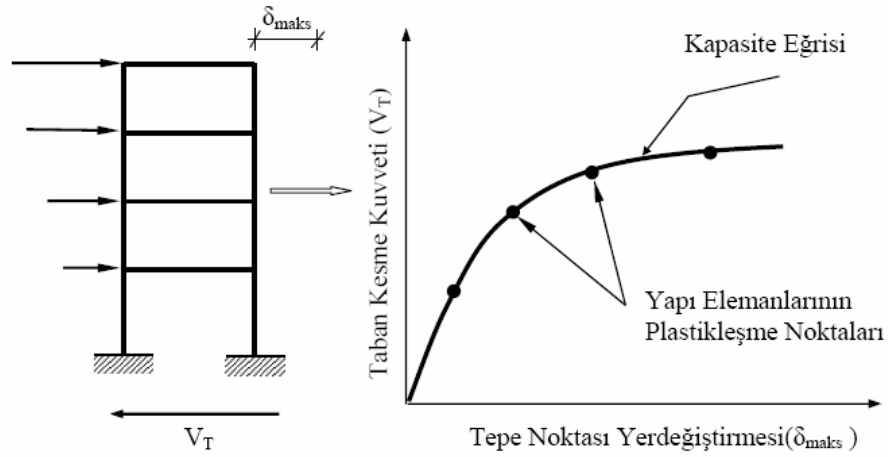
5.1 Giriş

Yer değiştirmeye bağlı performans kriterini esas alan, yapı kapasitesi belirlenmiş bir sistemin performans değerlendirmesinde kullanılan başlıca yöntemler Kapasite Spektrumu Yöntemi ve Deplasman Katsayıları Yöntemidir. Bu yöntemlerle, yapının performansı belirlenebilmekte ve yapı hedef yer değiştirmesi elde edilebilmektedir. Kapasite Spektrumu ve Deplasman Katsayıları Yöntemleri ile göreceli kat ötelenmeleri ve yapı performans seviyeleri de bulunabilmektedir. Her iki yöntemde de yüksek mod etkileri ihmal edilmekte ve yapı sistemlerinin davranışlarında birinci mod etkileri esas alınmaktadır. Bu yöntemlerin kullanılması için, öncelikle yapıya ait göçme mekanizmasının elde edilmesi gerekmektedir. Bu nedenle, yapıya doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi uygulanır ve buradan yapı kapasitesi elde edilir.

5.2 Doğrusal Olmayan Statik Artımsal İtme Analizi Yöntemi İle Yapı Sistemlerinin Kapasitelerinin Belirlenmesi

Artımsal itme analizlerinde, yapı malzemesinin doğrusal elastik ötesi davranışı ve büyük yer değiştirmelerin oluşması durumları göz önüne alınmaktadır. Yapının elastik ötesi davranışı incelendiği için, belirli yanal yük dağılımları kullanılarak artımsal itme analizleri yapılır. Yapıya yatay yükler etkitilir ve yapıya etkitilen bu yatay yükler adım adım artırılarak plastik mafsalların oluşumlarının sıraları belirlenir. Yapı belirlenen bir yük şekli ile (dikdörtgen, üçgen...) tüm analiz boyunca itilmektedir. Plastik mafsalların oluşum sırası bu yük şekillerine göre değişir ve analiz farklı sonuçlar verir. Ayrıca; yük seçimini doğru yapmak, yapının doğrusal olmayan davranışının doğru ifade edilmesini sağlamaktadır. Doğrusal olmayan artımsal itme analizi temel olarak, yapının yatay yükler altında dayanımını ifade eden yatay kuvvet- yer değiştirme ilişkisinin malzeme ve geometri değişimi bakımından doğrusal olmayan teoriye göre elde edilmesi ve değerlendirilmesi esasına

dayanmaktadır. Burada, yatay yüklerin yapıya uygulanması esnasında yapıda düşey yükler de bulunmaktadır. Yapıya etkililen statik yatay yükler, her adımda aralarındaki oran sabit kalacak şekilde artırılmakta ve belirli bir göçme durumuna erişinceye kadar yapıya ait yatay yük-tepe noktası yer değiştirmesi ilişkisi belirlenmektedir. Analizde, yatay yükler artırılıp yapı itilmeye devam ederken kesitlerden bazıları taşıma kapasitesine erişmekte ve bu kesitlerde plastik mafsall oluşmaktadır. Plastik mafsall oluşan kesitler, taşıma güçlerinde bir değişime olmaksızın dönmeye devam ederler. Plastik mafsall hipotezine göre; plastik mafsallar arasında sistem doğrusal elastik davranmaktadır. Yapının doğrusal olmayan noktaları, yatay itme sonucunda taşıma gücüne ulaşmış olan plastik mafsallı kesitlerdir. Analizde yatay yükler daha da artırılarak, sistemin bütününe veya bir kısmını mekanizma durumuna getiren göçme yüküne (limit yük) ulaşılmaktadır. Bundan sonra yatay yük-tepe noktası yer değiştirmesi bir grafik olarak verilir ve buradan yapının göçme mekanizmasına ait birçok bilgiye ulaşılabilir. Bunlar; yapının zayıf elemanlarının oluşum yerleri, yapıyı göçme durumuna uğratacak limit yük ve bu andaki yer değiştirme değerleri gibi yapıya ait önemli bilgilerdir.



Şekil 5.1 Yapıya ait kapasite eğrisinin elde edilmesi.

Artımsal itme analizlerinin yapılarda sıklıkla uygulanmasına karşın bir takım eksiklikleri mevcuttur. Örneğin çok güçlü bir teorik alt yapısı yoktur. Yapının dinamik etkilerinden kaynaklanan kinetik ve viskoz sönüm enerjileri ihmal edilmektedir. Analiz kuvvet esaslıdır ve önemli yapısal bozuklukların olması durumunda yanlış sonuçlar verebilmektedir. Ayrıca yüksek mod etkileri dikkate

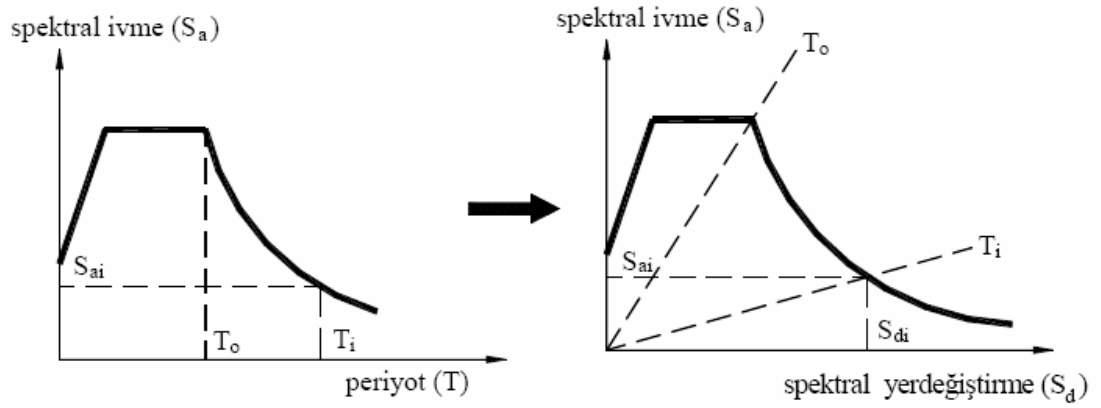
alınmamakta ve sadece birinci mod etkileri esas alınmaktadır. Yapılar iki boyutlu olarak değerlendirilmekte ve analizler tamamen statik yaklaşımlardan oluşmaktadır. Fakat tüm bunlara rağmen, çok daha gerçekçi sonuçları olan dinamik zaman tanım alanında analizin uygulamadaki zorlukları sebebiyle, artımsal itme analizi alternatif bir yöntem olarak kullanılmaktadır.

5.3 Yapıların Kapasite Spektrumu Yöntemi ile Performans Noktasının Belirlenmesi

Kapasite Spektrumu Yöntemi, Amerikan ATC 40 (Applied Technology Council) projesinde yer değiştirmeye bağlı daha gerçekçi performans kriterini esas alan ve burada “Capacity Spectrum Method” olarak verilmiş olan yöntemdir. Yöntem, belirli bir deprem hareketi için yapıya yüklenen yer değiştirme talebi ile yapının yatay yük taşıma kapasitesinin birbirine bağımlı olduğu esasına dayanmaktadır. Artan deprem yükleri etkisinde olan yapılarda elastik olmayan deformasyonlar meydana gelmektedir. Bu deformasyonlar yapının sönümünü arttırırken, deprem talebini azaltır. Dolayısıyla, yapıda oluşan elastik olmayan deformasyonlara bağlı artan sönüm, yöntemde elastik talep spektrumunun indirgenmesi ile dikkate alınır. Kapasite eğrisi ile indirgenmiş talep spektrumunun kesim noktası yapının performans noktası olarak kabul edilir ve bu noktaya yapının “Performans Noktası” veya “Performans Seviyesi” adı verilir.

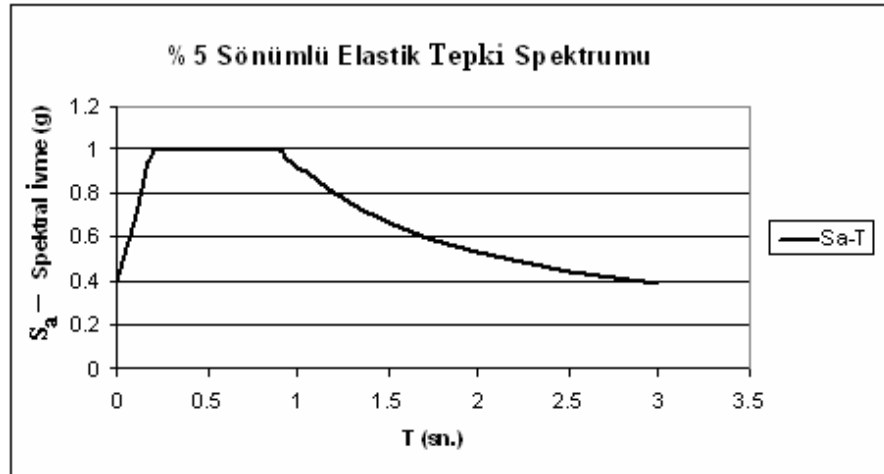
Kapasite Spektrumu Yönteminde ilk olarak, deprem hareketini temsil eden talep spektrumu tanımlanır. Talep spektrumunun tanımlanmasında, %5 sönümlü elastik davranış spektrumundan faydalanılmaktadır. %5 sönümlü elastik davranış spektrumunu kapasite spektrumu ile karşılaştırmak amacıyla, elastik davranış spektrumu geleneksel olarak kullanılan Spektral İvme - Periyot ($S_a - T$) formatından, denklem (5.1) ile Spektral İvme - Spektral Yer Değiştirme ($S_a - S_d$) formatına dönüştürülür:

$$S_d = S_a \frac{T^2}{4\pi^2} \quad (5.1)$$



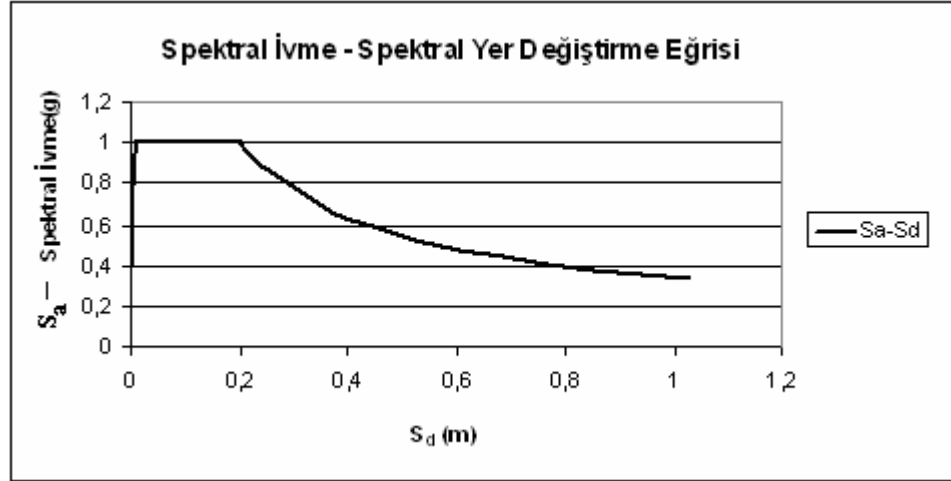
Şekil 5.2 Tepki spektrumunun spektral ivme - spektral yer değıştirme (Talep Spektrumu) formatına dönüştürülmesi.

Şekil (5.3) Türk Deprem Yönetmeliğine göre (DBYBHY, 2007) elde edilmiş olan %5 sönümlü elastik tepki spektrumunu göstermektedir. Burada Yerel Zemin Sınıfı Z4 olarak seçilmiş ve 1. derece deprem bölgesi dikkate alınarak A_0 Etkin Yer İvmesi Katsayısı 0,40 olarak alınmıştır. I Bina Önem Katsayısı konut tipi yapılar için 1,0 olarak seçilmiştir. $S(T)$ Spektrum Katsayısı da, yine Deprem Yönetmeliğine göre alınarak tepki spektrumu elde edilmiştir. Şekil 5.2de görülen tepki spektrumunun spektral ivme - spektral yer değıştirme formatına dönüştürülmesi işleminde Şekil 5.3, soldaki tepki spektrumunu ifade etmektedir.



Şekil 5.3 DBYBHY 2007'ye göre, 1. derece deprem bölgesi ve Z4 tipi yerel zemin sınıfındaki bir konut binası için çizilen %5 sönümlü elastik tepki spektrumu.

Şekil (5.4) ise Şekil (5.3)teki tepki spektrumunun, denklem (5.1)in kullanılmasıyla Spektral İvme - Spektral Yer Değiştirme ($S_a - S_d$) formatına dönüşmüş halini göstermektedir.



Şekil 5.4 Şekil 5.3teki tepki spektrumunun “ $S_a - S_d$ ” formatına dönüşmüş hali.

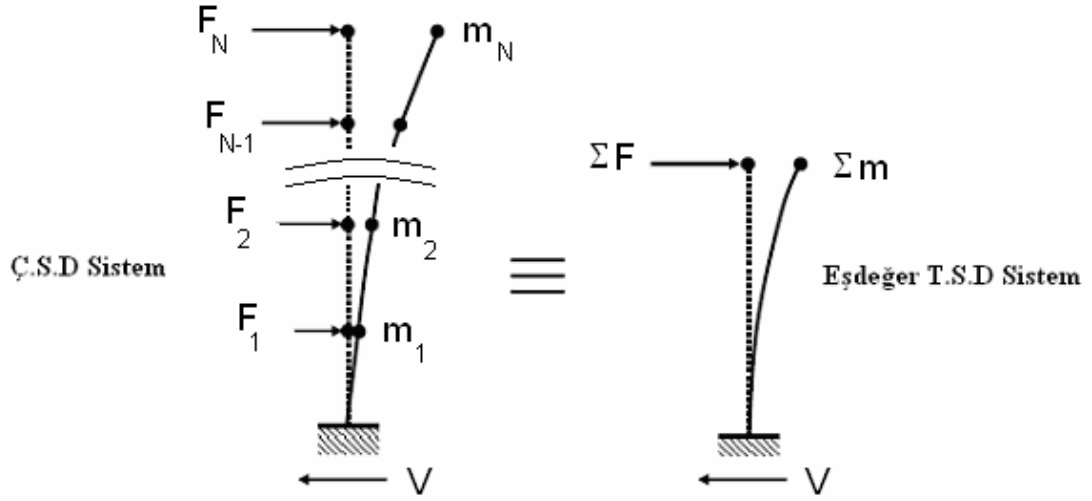
Kapasite Spektrumu Yönteminde tepki spektrumunun, ($S_a - S_d$) talep spektrumu formatına dönüştürülmesinin ardından, yapı kapasite eğrisi de spektral formata dönüştürülmelidir. Böylece, talep spektrumu ile yapı kapasite eğrisi karşılaştırılabilir ve yapının performans noktası bulunabilecektir. Bu dönüştürme, denklem (5.2) ve denklem (5.3) ile yapılacaktır.

$$S_a = \frac{V}{M^*} \quad (5.2)$$

$$S_d = \frac{\delta}{PF_1 \phi_{tepe,1}} \quad (5.3)$$

Denklem (5.2)deki V , kapasite eğrisinin ordinatı olan taban kesme kuvveti ve denklem (5.3)teki δ ise kapasite eğrisinin apsisi olan tepe yer değiştirmesi değeridir. Denklem (5.2) ile $V \longrightarrow S_a$ ve denklem (5.3) ile de $\delta \longrightarrow S_d$ dönüşümü yapılmaktadır. Ayrıca, Şekil 5.2 ve Şekil 5.3te görülen tepki spektrumları

tek serbestlik dereceli sisteme ait oldukları için, çok serbestlik dereceli sisteme ait olan kapasite eğrisi de eşdeğer tek serbestlik dereceli sisteme dönüştürülmelidir (Şekil 5.5).



Şekil 5.5 Çok serbestlik dereceli sistemin eşdeğer tek serbestlik dereceli sisteme dönüştürülmesi.

Bu T.S.D sisteme dönüştürme işlemi de denklem (5.2) ve denklem (5.3) ile yapılmaktadır. Denklem (5.2)deki M^* : Modal Kütle olup şöyle ifade edilmektedir:

$$M^* = \alpha_1 W \quad (5.4)$$

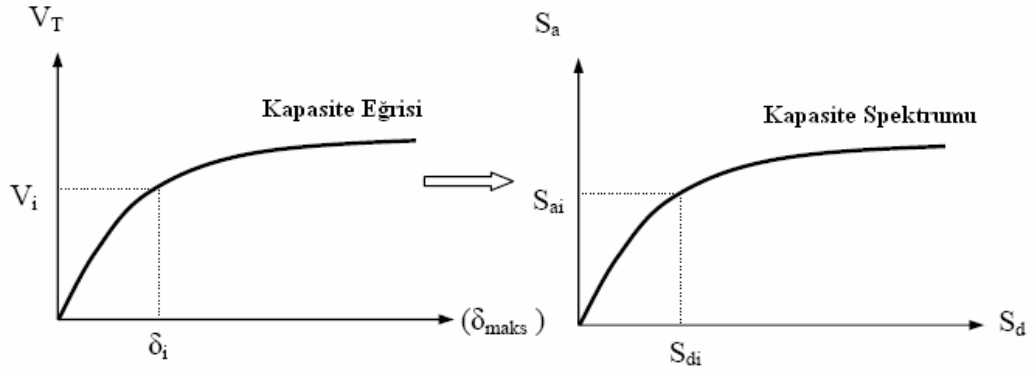
Denklem (5.4)teki W : toplam yapı ağırlığı olup, α_1 : Birinci moda ait modal kütle katılım çarpanıdır. Denklem (5.4)teki α_1 çarpanı ve denklem (5.3)teki PF_1 : birinci moda ait modal katılım çarpanı denklemlerde kullanılarak, kapasite eğrisi spektral forma dönüştürülürken, bir yandan da çok serbestlik dereceli sistem eşdeğer tek serbestlik dereceli sisteme dönüştürülmektedir. α_1 terimi şu şekilde hesaplanmaktadır:

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i,1} / g) \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N (w_i / g) \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i,1}^2 / g) \right]} \quad (5.5)$$

Eşdeğer tek serbestlik dereceli sisteme dönüşümü sağlayan diğer terim olan PF_1 terimi ise şöyle hesaplanmaktadır:

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i,1} / g)}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i,1}^2 / g)} \right] \quad (5.6)$$

(5.5) ve (5.6) denklemlerinde w_i : i. katın ağırlığı, $\phi_{i,1}$: i. kattaki, birinci moda ait olan normleştirilmiş genlik değeri ve g : yerçekimi ivmesidir. Kapasite eğrisindeki δ deplasmanını S_d spektral deplasmanına dönüştüren (5.3) denklemindeki $\phi_{tepe,1}$ terimi ise, en üst kattaki ve birinci moda ait olan normleştirilmiş genlik değeridir.

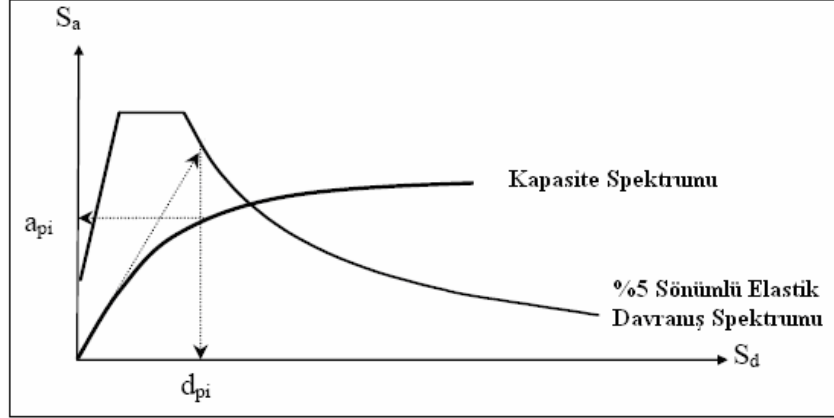


Şekil 5.6 Kapasite eğrisinin kapasite spektrumuna dönüştürülmesi.

Kapasite eğrisinin ve talep spektrumunun spektral formata dönüştürülmesinden sonra, kapasite spektrumu ile talep spektrumu aynı grafik üzerine çizilebilir. Bundan sonra yapılacak işlem performans noktasını tahmin etmektir. Performans noktası eşit yer değiştirme yaklaşımından faydalanılarak bulunmaktadır. Seçilen performans noktasının koordinatları Şekil 5.7de görüldüğü üzere, d_{pi} ve a_{pi} dir. Burada, d_{pi} performans noktasının spektral yer değiştirme değeri ve a_{pi} ise performans noktasının spektral ivme değeridir.

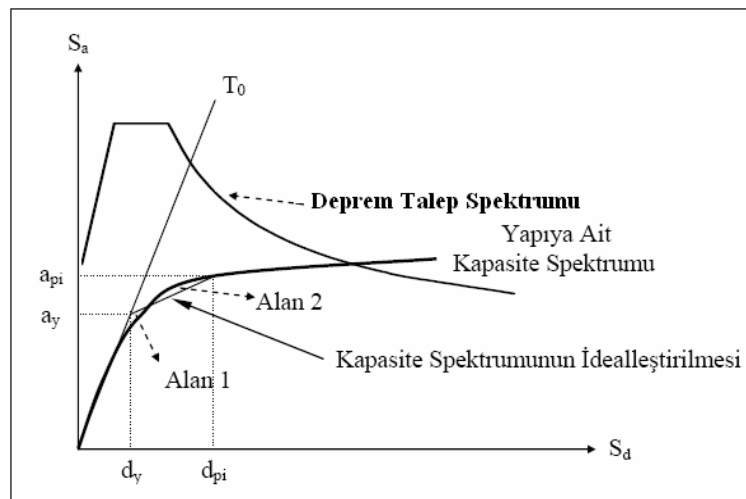
Kapasite Spektrumu Yönteminde diğer bir önemli husus da, spektral formata dönüştürülmüş kapasite eğrisini (kapasite spektrumu) iki doğru parçası ile idealize

etmektir. Bu idealleştirme, spektral talebin uygun bir şekilde azaltılması ve efektif sönüm değerinin belirlenebilmesi için gereklidir. Deprem yükleri sonucu, yapıda doğrusal olmayan deformasyonlar olacağı için yapı rijitlik kaybetmekte ve bunun sonucunda yapı periyodu ve sönümü artmaktadır.



Şekil 5.7 Yapının tahmini performans noktasının koordinatları (d_{pi} ve a_{pi}).

Kapasite Spektrumunun iki doğru parçası ile idealleştirme işleminde eşit alanlar yaklaşımından yararlanılmaktadır. Burada idealleştirme işlemi yapılırken, kapasite spektrumu eğrisinin altında kalan alanla (Alan 2), iki doğru parçası ile idealleştirilmiş eğrinin altında kalan alanın (Alan 1) birbirine eşit olmasına dikkat edilmelidir. (Şekil 5.8).

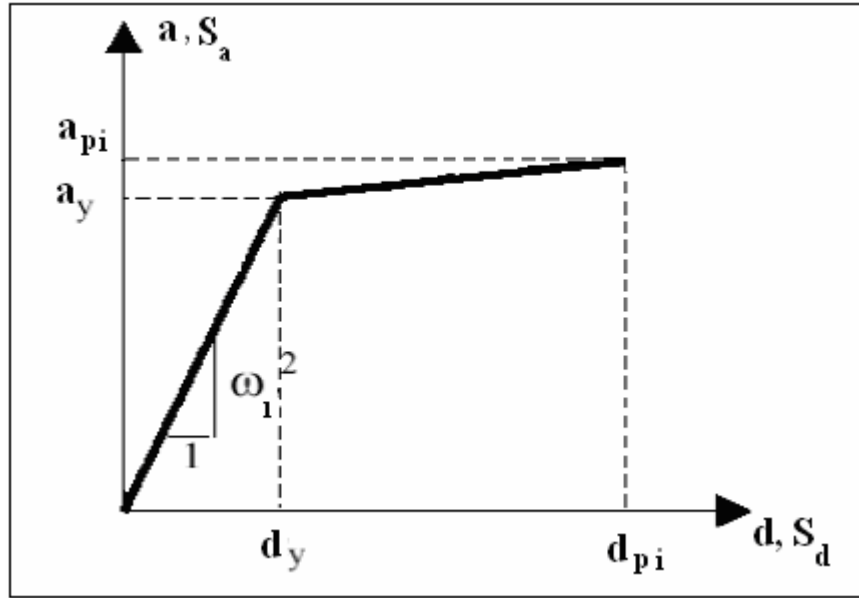


Şekil 5.8 Kapasite spektrumunun iki doğru parçasıyla idealleştirilmesi.

Şekil 5.8de a_y : iki doğru parçası ile idealleştirilen kapasite spektrumunda akma noktasına karşılık gelen spektral ivme değeridir. d_y : iki doğru parçası ile idealleştirilen kapasite spektrumunda akma noktasına karşılık gelen spektral yer değiştirme değeridir. Yine Şekil 5.8de (a_{pi}, d_{pi}) koordinatlı nokta, tahmin edilmiş olan performans noktasıdır. a_{pi} : tahmini performans noktasının spektral ivme değeri olup, d_{pi} : tahmini performans noktasının spektral yer değiştirme değeridir.

İtme analizi sonucunda elde edilen kapasite diyagramının, spektral forma dönüştürülmesinin ardından kapasite spektrumu Şekil 5.8de görülen iki doğrulu (bilineer) bir diyagrama dönüştürülür. Bu diyagramın başlangıç doğrusunun eğimi, birinci moda ait doğrusal elastik doğal titreşim periyoduna karşı gelen özdeğere eşit alınabilir.

$$m : \frac{S_a}{S_d} = \omega_1^2 = \left[\frac{2\pi}{T_1} \right]^2 \quad (5.7)$$



Şekil 5.9 Modal kapasite diyagramının iki doğrulu diyagrama dönüşmüş hali.

Doğrusal olmayan spektral yer değiştirme olan $d_{pi}=S_{di1}$ değeri, itme analizinin ilk adımındaki birinci moda ait doğrusal elastik spektral yer değiştirme olan (akma

noktasına karşılık gelen spektral yer değıştirme değeri) $d_y=S_{de1}$ cinsinden řu şekilde yazılacaktır:

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} \quad (5.8)$$

Doğrusal elastik (lineer) spektral yer değıştirme $d_y=S_{de1}$, itme analizinin ilk adımında birinci moda ait spektral ivme değeri olan S_{ae1} 'den hesaplanır.

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1)^2} \quad (5.9)$$

Denklem (5.8)deki C_{R1} değeri Spektral Yer Değıştirme oranıdır. T_1 , Şekil 5.9daki birinci doğrunun eğimi olup, başlangıç periyodunu ifade etmektedir. T_1 başlanıç periyodu ile T_B karakteristik periyodunun karşılaştırılması ile C_{R1} katsayısı bulunacaktır.

$$T_1 > T_B \longrightarrow C_{R1} = 1 \quad (5.10)$$

$$T_1 < T_B \longrightarrow C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B / T_1}{R_{y1}} \geq 1 \quad (5.11)$$

Denklem (5.11)de yer alan R_{y1} katsayısı birinci moda ait dayanıma azaltma katsayısıdır ve şöyle ifade edilir:

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \quad (5.12)$$

Buradaki a_{y1} : birinci moda ait eşdeğer akma ivmesi olup, Şekil 5.9daki a_y değeridir.

Performans noktasının koordinatlarını belirlemede ardışık bir yaklaşım yöntemi kullanılacaktır. Ardışık yaklaşımın ilk adımında $C_{R1} = 1$ alınacaktır. Daha sonra denklem (5.8) ile $d_{pi}=S_{di1}$ doğrusal olmayan spektral yer değiştirme değeri bulunur. Bu noktaya karşılık gelen ordinat değeri olan a_{pi} hesaplanır. Kapasite spektrumunu Şekil 5.9daki iki doğrulu diyagrama dönüştürerek, eşit alanlar kabulü ile (Şekil 5.8de Alan1=Alan2) a_y akma ivmesi bulunur. a_y nin bulunmasının ardından denklem (5.12) ile R_{y1} değeri hesaplanır. R_{y1} in ardından, bu değeri denklem (5.11)de yerine koyarak $T_1 < T_B$ olan sistemdeki C_{R1} katsayısı bulunur. Daha sonra tekrar denklem (5.8) de C_{R1} yerine konularak $d_{pi}=S_{di1}$ spektral yer değiştirmesi elde edilir. a_y nin bulunmasının ardından yine sıra ile R_{y1} ve C_{R1} bulunur. Ardışık iki adımda elde edilen sonuçların kabul edilebilir ölçüde birbirine yaklaştıkları adımda ardışık yaklaşıma son verilir. Yaklaşım sonucunda bir C_{R1} katsayısı elde edilir. Bu katsayının bulunması ile birlikte, kabul edilen performans noktasının koordinatları ve hedef yer değiştirme gibi bilinmeyenler hesaplanabilmektedir. Eğer $T_1 > T_B$ ise, denklem (5.10)da verildiği gibi $C_{R1} = 1$ alınarak hesaplamalar yapılmalıdır.

Kapasite eğrisinin idealleştirme işleminin ardından, elastik ötesi süneklik (μ) ve rijitlik (α) değerleri şöyle bulunur: (FEMA 440, 2004)

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad (5.13)$$

$$\alpha = \frac{\left[\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \right]}{\left[\frac{a_y}{d_y} \right]} \quad (5.14)$$

Burada, denklem (5.13) ile verilen μ : elastik ötesi süneklik, (3.13) denklemi ile ifade edilmiş olan doğrusal olmayan sistemin yer değiştirme düktilitesidir. μ ve α

değerlerinden yararlanılarak, yapının β_e : efektif sönüm değeri ve T_e : efektif periyodu hesaplanır.

$$\mu < 4.0 \text{ için } \beta_e = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad (5.15a)$$

$$4.0 \leq \mu \leq 6.5 \text{ için } \beta_e = C + D(\mu - 1) + \beta_0 \quad (5.15b)$$

$$\mu > 6.0 \text{ için } \beta_e = E \left[\frac{F(\mu - 1) - 1}{F(\mu - 1)^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad (5.15c)$$

Yukarıdaki denklemlerde β_0 : başlangıç sönüm oranı (%5) olarak tanımlanmaktadır. A, B, C, D, E ve F katsayıları ise α değerine göre tablo 5.1de verildiği gibi alınır. Ayrıca (5.15) denklemlerine ek olarak, FEMA 440'ta α değerine bakılmaksızın verilmiş olan β_e değerinin belirlenmesi için sunulan denklemler vardır. Bu denklemlerde $A=4,9$; $B=-1,1$; $C=14$; $D=0,32$; $E=19$ ve $F=0,64$ olarak verilmektedir.

Tablo 5.1 Efektif sönümü belirlemede kullanılan katsayılar

Histeretik Model Tipi	α (%)	A	B	C	D	E	F
Azalan Rijitlik	0	5.1	-1.1	12	1.4	20	0.62
	2	5.3	-1.2	11	1.6	20	0.51
	5	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38
	10	5.3	-1.2	9.2	1.9	21	0.37
	20	4.6	-1.0	9.6	1.3	23	0.34

Deprem yükleri etkisi ile yapıda doğrusal olmayan deformasyonlar oluşacağından, yapı rijitlik kaybederken yapının sönümü ve periyodu artmaktadır. Yeni periyot değeri Efektif Periyot (T_e) olarak tanımlanır ve şöyle hesaplanır (FEMA440, 2004):

$$\mu < 4.0 \quad \text{için} \quad T_e = \{G(\mu-1)^2 + H(\mu-1)^3 + 1\}T_0 \quad (5.16a)$$

$$4.0 \leq \mu \leq 6.5 \quad \text{için} \quad T_e = \{I + J(\mu-1) + 1\}T_0 \quad (5.16b)$$

$$\mu > 6.5 \quad \text{için} \quad T_e = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+L(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad (5.16c)$$

Efektif periyodun bulunmasındaki G, H, I, J ve K katsayıları yine α değerlerine göre, Tablo 5.2den okunabilmektedir.

Tablo 5.2 Efektif periyodu belirlemede kullanılan katsayılar

Histeretik Model Tipi	α (%)	G	H	I	J	K	L
Azalan Rijitlik	0	0.17	-0.032	0.10	0.19	0.85	0.00
	2	0.18	-0.034	0.22	0.16	0.88	0.02
	5	0.18	-0.037	0.15	0.16	0.92	0.05
	10	0.17	-0.034	0.26	0.12	0.97	0.10
	20	0.13	-0.027	0.11	0.11	1.00	0.20

Yine (5.16) denklemlerine ek olarak, FEMA 440'ta α değerine bağlı kalınmaksızın verilmiş olan T_e değerinin belirlenmesi için sunulan denklemler vardır. Bu denklemlerde G=0,20 ; H=-0,038 ; I=0,28 ; J=0,13 ; K=0,89 ; L=0,05 olarak verilmektedir.

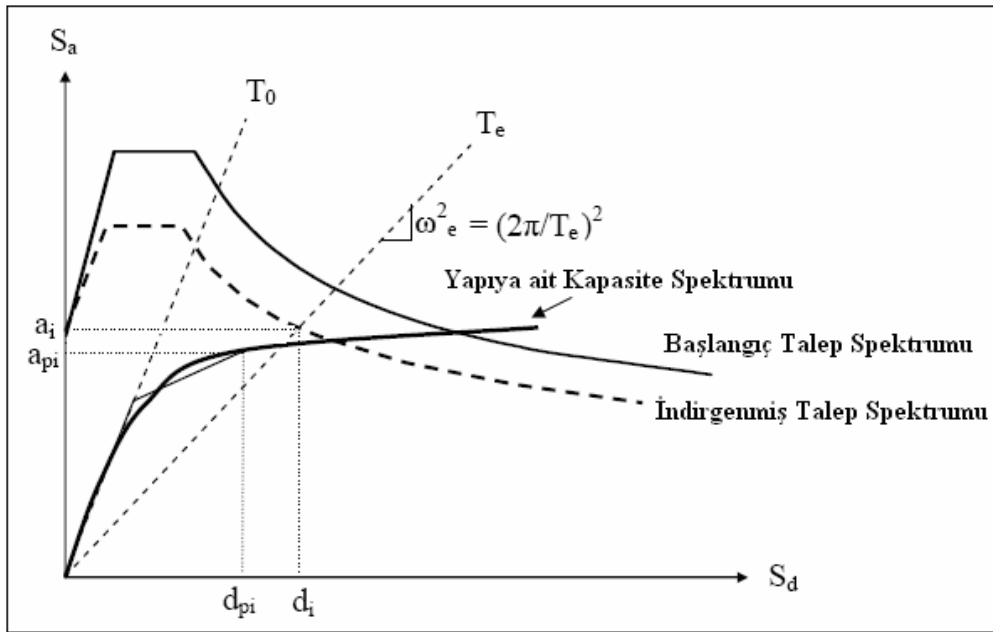
Hesaplanan efektif sönüm değerine bağlı olarak, elastik davranış spektrumunu indirgemek için bir sönüm katsayısı kullanılmaktadır. Bu katsayı ile talep spektrumu indirgenerek, kapasite ve talebin eşit olduğu nokta belirlenecektir. (Performans Noktası) “B” ile gösterilen bu katsayı şöyle ifade edilmektedir:

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_e (\%)} \quad (5.17)$$

$B(\beta_e)$ katsayısı kullanılarak, spektral ivme değerleri şu şekilde indirgenecektir (FEMA 440, 2004):

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_{\%5}}{B} \quad (5.18)$$

Denklem (5.18)deki indirgenmiş spektral ivme değeri kullanılarak, elastik talep spektrumu indirgenir. İndirgeme işleminden sonra, indirgenmiş talep spektrumu ile yapıya ait kapasite spektrumunun kesiştiği nokta elde edilir. Bu noktanın koordinatları (d_i, a_i) olarak ifade edilmektedir ve başlangıçta tahmin edilen (d_{pi}, a_{pi}) tahmini performans noktası koordinatlarıyla kabul edilebilir ölçüde yakınsa, performans noktasının koordinatları olarak belirlenir. (Şekil 5.10)



Şekil 5.10 Performans noktasının belirlenmesi.

5.4 Yapıların Deplasman Katsayıları Yöntemi ile Performans Noktasının Belirlenmesi

Deplasman Katsayıları Yöntemi, Kapasite Spektrumu Yönteminde olduğu gibi belirli bir deprem hareketi için yapıya yüklenen yer değiştirme talebiyle yatay yük taşıma kapasitesinin birbirine bağlı olduğu esasına dayanmaktadır. Ancak bu yöntemde, yer değiştirme talebi direk sayısal olarak elde edilmektedir. Böylece kapasite eğrisinin kapasite spektrumuna dönüştürülmesine gerek kalmamaktadır. Yöntemde belirli katsayılar kullanılarak yer değiştirme talebi hesaplanır. (5.19)

$$\delta_{hedef} = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (5.19)$$

Burada, C_0 yapının tepe yer değiştirmesini spektral yer değiştirmeye ilişkilendiren sayıdır. Bu katsayı, yer değiştirme kontrolünün yapıldığı tepe noktasına ait birinci modal katılım çarpanı olarak alınabilir ($PF_1 \phi_{tepe,1}$) veya FEMA 273'te yapı kat adedine göre hazırlanmış olan tablolardan da okunabilir. C_1 katsayısı doğrusal elastik davranış için hesaplanmış yer değiştirmelerle, beklenen maksimum elastik olmayan yer değiştirmeleri ilişkilendiren katsayıdır ve şu şekilde hesaplanır:

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{aT_e^2} \quad (5.20)$$

Bu denklemde T_e efektif periyot olup, a katsayısı FEMA 356'da değişik zemin sınıfları için tanımlanmış olan katsayıdır. (FEMA 356'da tanımlanan B,C ve D türü zeminler için sırasıyla 130, 90 ve 60 alınmaktadır.) R elastik olmayan dayanım talebinin akma dayanımına oranı olarak tanımlanmakta ve şöyle ifade edilmektedir:

$$R = \frac{S_a}{V_y / W} C_m \quad (5.21)$$

Denklem (5.21)deki C_m çarpanı efektif kütle çarpanı olup, yapının kat adedine bağlı olarak Tablo 5.3'ten okunabilmektedir. Birinci doğal titreşim periyodu bir saniyeden büyük yapılarda $C_m = 1$ olarak kullanılabilir.

Tablo 5.3 Efektif kütle çarpanı değerleri

Kat Sayısı	Betonarme Çerçeve	Betonarme Perde	Betonarme Destek-Payanda	Çelik Çerçeve	Eşmerkezli Çaprazlı Çelik Çerçeve	Dışmerkezli Çaprazlı Çelik Çerçeve	Diğerleri
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≥ 3	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

S_a yapının birinci doğal titreşim periyoduna karşılık gelen spektral ivme olup, V_y iki doğru parçası ile idealleştirilmiş kapasite eğrisinin akma dayanımıdır.

(5.19) hedef deplasman denklemindeki C_2 katsayısı, çevrimsel şeklin maksimum yer değiştirme davranışı üzerindeki etkisini temsil eden değişiklik katsayısıdır. Yapının birinci doğal titreşim periyodu ve R katsayısına göre şöyle hesaplanmaktadır:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R-1}{T} \right)^2 \quad (5.22)$$

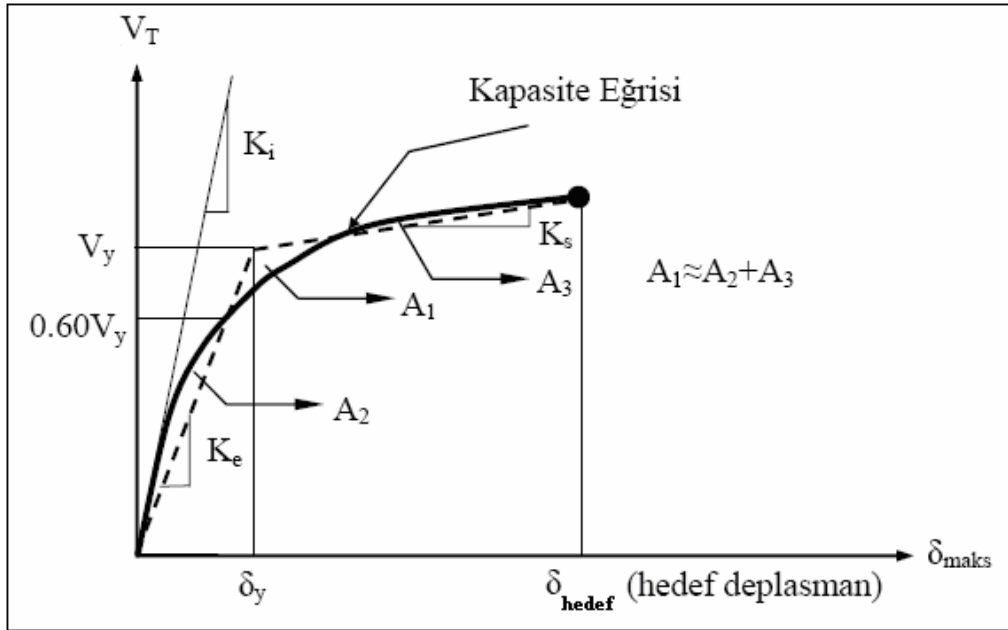
C_2 katsayısı birinci doğal titreşim periyodu 0,7 saniyeden büyük yapılarda 1 olarak alınmaktadır.

Deplasman Katsayıları Yöntemi yapı kapasite eğrisinin elde edilmesi, hedef deplasmanın hesaplanması ve performans seviyesinin belirlenmesi gibi üç aşamadan oluşmaktadır. Doğrusal olmayan yöntemlerle yapı kapasite eğrisinin elde edilmesinin ardından, bu eğri elastik rijitliği (K_e) ve elastik sonrası rijitliği (K_s) ifade eden doğru parçalarıyla idealleştirilir. (Şekil 5.11). İdealleştirme işlemi sırasında K_e doğrusunun kapasite eğrisini kestiği noktanın ordinatı, K_e ve K_s doğrularının kesim noktasının %60ı olması sağlanmalıdır. İki doğru parçasının kesim noktasının koordinatları

başlangıçta bilinmediği için bir deneme yanılma yöntemi uygulanmaktadır. Uygulanan bu yöntemde ilk olarak bir K_e doğrusu seçilir ve V_y değeri belirlenir. K_e doğrusunun kapasite eğrisini kestiği noktanın ordinatı kontrol edilir ve V_y değerinin %60'ına eşit değilse, yeni bir K_e doğrusu seçilerek işlemler tekrarlanır. Bu şartı sağlayan idealleştirmenin ardından yapının efektif periyodu şu şekilde hesaplanacaktır:

$$T_e = T_i \left(\frac{K_i}{K_e} \right)^{0.5} \quad (5.23)$$

Denklem (5.23)teki T_i , yapıda elastik dinamik analizle bulunan birinci doğal periyot değeri, K_i yapının elastik yanal rijitliği ve K_e yapının elastik efektif rijitliğidir (Şekil 5.11). Yapı sisteminin T_e efektif periyot değerinin de hesaplanmasının ardından, denklem (5.19) ile yapının performans kontrolünün yapılacağı talep yer değiştirmesi hesaplanacaktır.



Şekil 5.11 Kapasite eğrisinin iki doğru parçasıyla idealleştirilmesi.

Hedef deplasman değerinin hesaplanmasından sonra, yapı için öngörülen performans hedefinin gerçekleşip gerçekleşmediği kontrol edilir.

BÖLÜM ALTI

YAPILARIN BELİRLENEN HEDEF YER DEĞİŞTİRMeye GÖRE ENERJİ ESASLI TASARIMI

6.1 Giriş

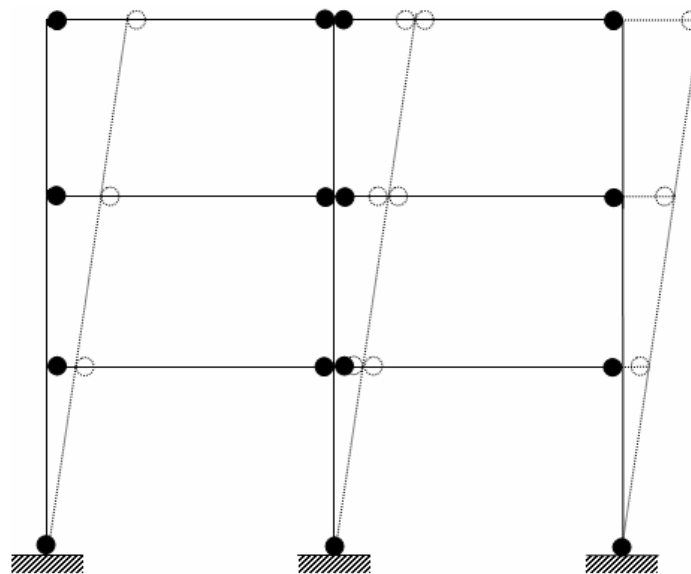
Tez çalışmasının esasını oluşturan bu bölümde, yapıların belirlenen hedef yer değiştirmeye göre enerji esaslı tasarımında yapı sistemlerindeki enerji dengesi kavramı kullanılarak, yeni yapılacak yapıların hedeflenen performans seviyesini sağlayacak şekilde tasarlanmasına yönelik bir hesap yöntemi açıklanmıştır. Enerji esaslı bu tasarım yönteminde; seçilen bir deprem tasarım hız spektrumu, ideal göçme mekanizması ve hedef yer değiştirme seviyesi için maksimum tasarım deprem yükleri, deprem sırasında yapıya giren enerjiden türetilenektir. Enerji esaslı tasarım yöntemi bazı değişikliklerle beraber, geleneksel plastik tasarım kavramı üzerine kurulmuş olup; enerji kavramını kullanarak tasarım taban kesme kuvvetini belirlemeyi amaçlamaktadır. Hesap yönteminde, enerji denklemlerinden elde edilen ve yapı sisteminin elastik ötesi davranışı dikkate alınarak belirlenen deprem kuvvetlerine göre yapı taşıyıcı sistemi boyutlandırılmaktadır.

Deprem hareketlerine maruz kalan yapıların kalıcı manada büyük ve tekrarlı yer değiştirme yapacağı bilinmektedir. Çok katlı yapı sistemleri, akma sonrası elastik ötesi davranış bölgesinde karmaşık bir sismik davranış sergilemektedir. Bu yapıların akma sonrası plastik davranışlarında, göçme mekanizmalarının tipi büyük önem taşımaktadır. Farklı göçme mekanizmalarına sahip yapılar, özellikle mekanizmanın elastik olmayan bölgesinde farklı hakim titreşim modlarına sahip olacaklardır. Bu nedenle enerji esaslı tasarım yönteminde, hedef yer değiştirme ile birlikte yapının göçme mekanizması da göz önüne alınmaktadır.

Tasarımın başlangıcında bir hedef yer değiştirme değeri seçilmektedir. Seçilen bu hedef yer değiştirme değeri yapının yapacağı elastik ve elastik olmayan yer değiştirmelerin toplamıdır. Burada tasarımın başlangıcında bir yer değiştirme hedefi seçilmesiyle, yapının performansına önceden karar verilmektedir.

Tez kapsamındaki enerji esaslı tasarımın bir amacı da; yapıya doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi uygulamadan, yapının yapacağı hedef yer değiştirme değerinin başlangıçta seçildiği gibi olduğunu göstermektir. Seçilen hedef yer değiştirmeye göre boyutlandırılan yapıya, doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi uygulanır ve konulan hedef yer değiştirme değerinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilir.

Enerji esaslı tasarım yönteminde yapının düzenli, kütle ve rijitliklerin dağılımının düzgün olduğu kabul edilmektedir. Tasarım yönteminde, güçlü kolon – zayıf kiriş mekanizmasının hakim olması dikkate alınarak boyutlandırma yapılmaktadır. Buna göre seçilen ideal göçme mekanizmasındaki amaç, deprem esnasında kirişler mafsallaşsa bile kolonların ayakta kalarak, yapının tümünün göçmesini engellemesidir. Tasarımda güçlü kolon – zayıf kiriş mekanizmasının hakim olmasından dolayı, yapıya giren deprem enerjisi sonucunda plastik mafsalların, kolon-kiriş birleşim bölgelerinin kiriş uçlarında ve kolon diplerinde oluşacağı varsayılmaktadır. Aynı nedenden ötürü, kolonlarda plastik mafsalların ara katlarda oluşmadığı kabul edilmektedir. Hesap yöntemi kapsamında enerji esaslı taban kesme kuvveti, tasarımda hedeflenen göçme mekanizmasını sağlayacak şekilde belirlenmektedir. Enerji esaslı hesap yönteminde yapıya giren enerjinin, yapı ve temel zemini ilişkisinden etkilenmediği varsayılmaktadır.



Şekil 6.1 Bir çerçevede kabul edilen ideal göçme mekanizması.

Enerji esaslı yöntemde, yapı sistemlerinin malzeme bakımından doğrusal olmaması dikkate alınmaktadır. Dolayısıyla yapı elemanlarının iç kuvvet – şekil değiştirme bağıntılarının doğrusal elastik olmadığı varsayılmaktadır. Enerji esaslı tasarımda ideal elastoplastik davranış kabul edilmektedir. Yapı sisteminin yatay kuvvet – yer değiştirme ilişkisi de ideal elastoplastik davranış kabulüyle elde edilecek ve daha sonra bu grafiğin altında kalan alanlardan birtakım enerji tanımlamaları yapılacaktır.

Güçlü kolon – zayıf kiriş mekanizmasının hakim olduğu tasarımda doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin, kolon – kiriş birleşim bölgelerinin kiriş uçlarında ve kolon diplerinde toplandığı kabul edilmektedir. Plastik mafsal olarak adlandırılan bu kesitlerde depolandığı varsayılan enerjiden yola çıkılarak, malzemenin elastik ötesi davranışını göz önüne alan taban kesme kuvveti belirlenecektir.

Tez kapsamındaki enerji esaslı tasarım hesap yönteminin bir amacı da; yapılara doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi uygulamadan, sadece tasarım yönteminin kullanılması ile yapı sisteminin hedeflenen performans seviyesinde olmasını sağlamaktır. Bu nedenle, yöntemin kontrolü amacıyla enerji esaslı yöntemle tasarlanan yapıya doğrusal olmayan artımsal itme analizleri uygulanır ve yapıya ait kapasite eğrisi elde edilir. Kapasite eğrisinin elde edilmesinin ardından, yer değiştirme esaslı performans analizi yöntemleri ile yapının hedef yer değiştirmesi ve görelî kat ötelenmeleri elde edilir. Bulunan yer değiştirme değerleri, tasarım yönteminde hedeflenen yer değiştirme ile karşılaştırılır ve enerji esaslı tasarımın uygulanabilirliği hakkında fikir edinilebilir.

6.2 Yapıya Giren Deprem Enerjisinin Belirlenmesi

Enerji esaslı tasarımın en önemli hususlarından biri, yapıya etkiyecek olan taban kesme kuvvetinin enerji denge denklemlerinden elde edilmesidir. Bu nedenle ilk olarak yapıya depremle birlikte yaklaşık ne kadar bir enerji girişi olduğu belirlenmelidir.

Çalışmadaki enerji esaslı tasarım yönteminde, çok serbestlik dereceli yapı sistemlerine enerji girişi değeri için Housner (1956) tarafından tanımlanmış olan;

$$E_I = \frac{1}{2}MS_v^2 \quad (6.1)$$

bağıntısı kabul edilecektir. Burada M : çok serbestlik dereceli sistemin kütlesini, S_v : elastik tepki hız spektrumunu göstermektedir (Bkz. Bölüm 2). Housner (1956) tarafından ifade edilmiş olan (6.1) enerji girişi değerini veren ifade, sistemde en büyük yer değiştirmeyi yaratacak enerji olarak kabul edilmektedir. Tasarım yöntemi kapsamındaki enerji dengesi kavramı, yapıyı en büyük hedef yer değiştirmesine kadar itmek için gerekli olan enerjinin (6.1) ile ifade edilen değere eşit olduğu varsayımına dayanmaktadır.

(6.1) denklemindeki, yapıya etkiyen ve deprem hareketine ait olan elastik tepki hız spektrumu şu şekilde yazılabilir:

$$S_v = \frac{A}{\omega} \quad (6.2)$$

Burada A : gerçek deprem ivmesi olup, ω : doğal açısal frekanstır. ω değerinin periyot ifadesinden çekilmesi sonucu;

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad (6.3)$$

ifadesi elde edilir. Gerçek deprem ivmesinin yerine ise şu eşitlik yazılabilir:

$$A = S_a g = ag \quad (6.4)$$

(6.4) ifadesinde, $S_a = a$: elastik ivme katsayısı (boyutsuz ivme) olup, g : yerçekimi ivmesidir. Gerçek deprem ivmesi, yerçekimi ivmesinin bir katı olarak hesaba alınır ve bunu sağlayan katsayı da “ $S_a = a$ ” boyutsuz ivmesidir.

(6.2) elastik tepki hız spektrumu eşitliğinde (6.3) ifadesi yerine konulursa;

$$S_v = \frac{T}{2\pi} A \quad (6.5)$$

eşitliği elde edilir. Bu eşitlikte gerçek deprem ivmesinin yerine konulmasıyla, enerji denklemlerinde kullanılacak olan hız spektrumu için (6.6) ifadesi yazılabilir.

$$S_v = \frac{T}{2\pi} ag \quad (6.6)$$

“ S_v ” elastik tepki hız spektrumunun denklem (6.6) ile ifade edilmesinin ardından, bu ifadenin Housner’in tanımlamış olduğu (6.1) ile verilen ve enerji esaslı tasarım yönteminin temelini teşkil eden denklemde yerine konulması ile yapıya giren enerji değeri;

$$E_I = \frac{Wga^2T^2}{8\pi^2} \quad (6.7)$$

şeklinde elde edilir.

6.3 Deprem Etkisindeki Yapı Sistemlerinin Elastik ve Plastik Enerji Tüketme Kapasitelerinin Belirlenmesi

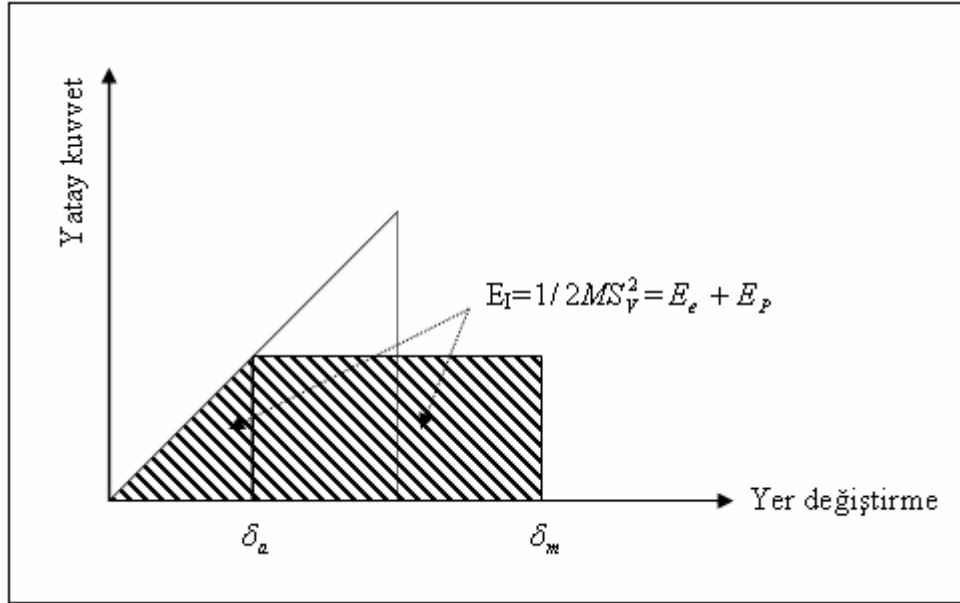
Enerji esaslı plastik tasarım yönteminde, yapı sistemlerinin malzeme bakımından doğrusal olmaması dikkate alınmaktadır. Bölüm Dört kapsamında da belirtildiği gibi, yapı elemanlarının iç kuvvet – şekil değiştirme bağıntıları doğrusal elastik olmayıp, doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin plastik mafsalları verilen bazı kesitlerde

toplandığı kabul edilmektedir. Housner tarafından (6.1) ifadesi ile verilmiş olan giren enerji değeri aynı zamanda yapıya depremden dolayı giren maksimum elastik enerjidir. Housner (1956) enerji denklemi varsayımını, “El Centro”, “Olympia” ve “Taft” gibi dünyadaki önemli depremlerin elastik tepki hız spektrumlarından elde etmiştir. Housner, belirli depremlerin hız spektrum eğrilerini inceleyerek, bu eğrilerin geniş bir periyot aralığında sabit kalma eğiliminin olduğunu göstermiştir. Sisteme giren maksimum enerjinin de ortalama olarak (6.1) ifadesindeki gibi olduğunu, bu kanıta dayanarak öne sürmüştür. Gerçek deprem hareketlerini tahmin etmede henüz bir fikir birliği oluşturulamamasına rağmen Housner’in enerji denkleminin tasarımlarda kabul edilebilir olduğu sonucuna varılmıştır.

Şekil 6.1de verilen, tasarıma esas ideal göçme mekanizmasında, plastik mafsall oluşum noktaları gösterilmiştir. Plastik mafsallarda depolandığı varsayılan enerji “Plastik Enerji” olarak adlandırılmaktadır. Elastik sınırı aşmayarak, doğrusal elastik davranış gösteren diğer tüm kesitlerde depolandığı varsayılan enerji ise “Elastik Enerji”dir. Housner’in enerji denklemi sisteme depremle birlikte giren toplam enerjiyi ifade ettiğine göre, toplam enerji bu elastik ve plastik enerjilerin toplamı olarak yazılabilir.

$$E_I = E_e + E_p = \frac{1}{2} M S_v^2 \quad (6.8)$$

(6.8) ifadesinde E_e sistemin elastik enerjisini ve E_p sistemin plastik enerjisini göstermektedir. Bu enerji kavramları Şekil 6.2de görülen, ideal elastoplastik davranışı temsil eden “Yatay Kuvvet-Yer Değiştirme” grafiği ile açıklanabilmektedir. Buna göre, yer değiştirme ile yatay kuvvet arasında bir yatay yük değerine kadar doğrusal elastik ilişki hakimdir ve daha sonra ise sabit yatay kuvvet değerine karşılık, yer değiştirmeler git gide artmaktadır. Klasik enerji tanımından, bu grafiğin altında kalan alan yapının tükettiği toplam enerjiyi vermektedir. Doğrusal elastik kısımdaki alandan elastik enerji ve idealleştirilmiş plastik davranış bölgesindeki dikdörtgen alandan da plastik enerji elde edilmektedir.



Şekil 6.2 Elastik ve plastik enerjiyi tanımlayan “yatay kuvvet – yer değiştirme” grafiği (ideal elastoplastik davranış).

Şekil 6.2deki yatay kuvvet – yer değiştirme grafiğinde δ_a : akma durumuna karşılık gelen yer değiştirme değeri olup, δ_m : maksimum yer değiştirmedir.

6.3.1 Elastik Enerjinin Belirlenmesi

Akiyama (1985), tüm yapının tek serbestlik dereceli sisteme indirgendiği varsayımını yaparak, elastik enerjiyi şu şekilde tanımlamıştır:

$$E_e = \frac{1}{2} M \left(\frac{T}{2\pi} \frac{V}{W} g \right)^2 \quad (6.9)$$

Bu ifadede V : taban kesme kuvveti olup, W : yapı ağırlığıdır.

Akiyama'nın (6.9) denklemi ile tanımlamış olduğu elastik enerjiyi elde etmek için, ilk olarak elastik enerji Housner'in tanımlamış olduğu (6.1) ifadesinde verilen değere eşit alınır. (6.5)teki elastik tepki hız spektrumu değerinin yerine konulmasıyla, elastik enerji şu formu alır:

$$E_e = \frac{1}{2} M \left(\frac{T}{2\pi} A \right)^2 \quad (6.10)$$

Newton'un hareket kanunundan kuvvet, kütleyle ivmenin çarpımıdır.

$$F = MA \quad (6.11)$$

Tasarımımızda $F \longrightarrow V$: taban kesme kuvvetine karşı gelmektedir. “ M ” kütlesi içinse;

$$M = \frac{W}{g} \quad (6.12)$$

yazılır ise taban kesme kuvveti;

$$V = \frac{W}{g} A \quad (6.13)$$

şeklinde elde edilir.

(6.13) denkleminde “ A ” gerçek ivme değeri;

$$A = \frac{V}{W} g \quad (6.14)$$

şeklinde olur.

(6.14) ifadesinin (6.10)da yerine yazılmasıyla, enerji esaslı tasarım yönteminde hesaplarda esas alınacak;

$$E_e = \frac{1}{2} M \left(\frac{T}{2\pi} \frac{V}{W} g \right)^2 \quad (6.9)$$

elastik enerji değeri bulunur.

6.3.2 Plastik Enerjinin Belirlenmesi

Sistemin plastik mafsallarına dağılan ve bu noktalarda depolandığı varsayılan enerji olan “Plastik Enerji”, sisteme giren toplam enerjiden elastik enerjinin çıkarılmasıyla elde edilmektedir. Plastik enerji, klasik enerji tanımından da elde edilecek ve bu sayede enerji esaslı taban kesme kuvveti hesaplanacaktır. Bu taban kesme kuvveti, enerji eşitliklerinden elde edildiği için tasarım enerji bazlıdır. Elde edilen tasarım deprem kuvveti de “enerji esaslı taban kesme kuvveti” olarak tanımlanmaktadır.

Denklem (6.7) deki toplam enerji eşitliğinden, (6.9) ifadesi ile gösterilen elastik enerjinin çıkarılmasıyla, “ E_p ” plastik enerjisi elde edilir.

$$E_p = E_t - E_e = \frac{WT^2g}{8\pi^2} \left[a^2 - \left(\frac{V}{W} \right)^2 \right] \quad (6.15)$$

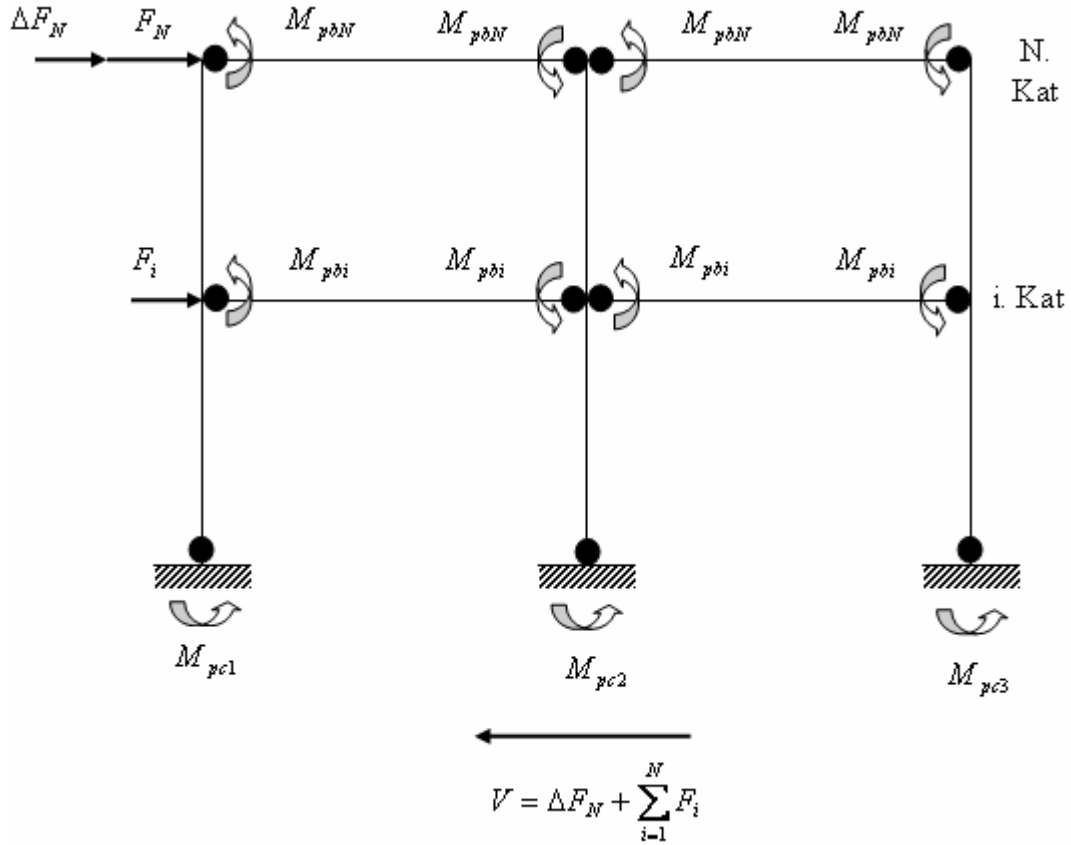
(6.15) denklemindeki enerji değeri, tasarımdaki ideal göçme mekanizmasının plastik mafsallarında (Şekil 6.1) depolanmış olan enerji miktarıdır.

6.4 Enerji Esaslı Tasarım Taban Kesme Kuvvetinin Belirlenmesi

Enerji esaslı taban kesme kuvvetini elde etmek için kullanılacak olan denklemin çıkarılması, Şekil 6.3teki gibi iki katlı iki açıklıklı bir çerçeve üzerinde açıklanacaktır. Taban kesme kuvveti, plastik enerji eşitliği yardımıyla formülize edilecektir.

Şekil 6.3teki “ M_{pbi} ” moment değeri i. kat kirişlerinin plastik momentidir. Yani; güçlü kolon – zayıf kiriş mekanizmasına göre çalışan yapı sisteminde, kolon-kiriş birleşim bölgelerinin kiriş uçlarını mafsallaştıracak olan plastik moment değeridir. Enerji esaslı taban kesme kuvveti, güçlü kolon – zayıf kiriş mekanizmasını

sağlayacak şekilde belirlenecektir. Tasarımda bu şekilde bir göçme mekanizmasının hedeflenmesinden dolayı, plastik mafsallardan oluşan kesitlerin kolon kiriş birleşimlerinin kiriş uçlarında ve kolon diplerinde olduğu kabul edilecektir. Bu nedenle de, enerji esaslı tasarımda taban kesme kuvveti bu bölgelerdeki plastik enerji eşitliğine göre belirlenecektir.



Şekil 6.3 Enerji esaslı taban kesme kuvvetinin türetildiği mekanizma, kat kirişlerinin plastik momentleri ve kolon tabanlarındaki plastik momentler.

Şekil 6.3teki “ M_{pc} ” momentleri ($M_{pc1}, M_{pc2}, M_{pc3}$), zemin kat kolonlarında gerekli olan plastik moment değerleridir. Değinildiği üzere, yapıya depremle beraber giren enerjiden Şekil 6.3teki plastik mafsallarda depolandığı kabul edilen plastik enerji değeri, Şekil 6.4teki şekil değiştirmiş çerçeve üzerinde klasik enerji bağıntısıyla da bulunabilir.

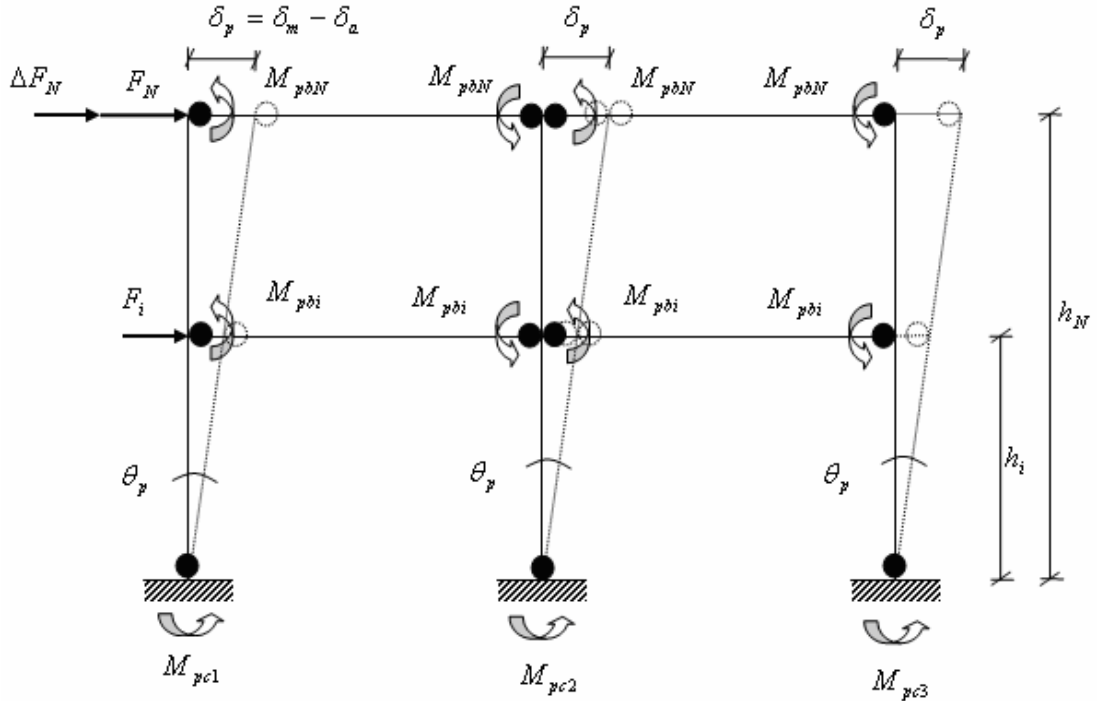
“ δ_p ” en üst katın maksimum plastik yer değiştirmesidir ve Şekil 6.2deki “yatay kuvvet – yer değiştirme” diyagramında, plastik davranış bölgesindeki yer değiştirmenin mutlak değeridir.

$$\delta_p = |\delta_m - \delta_a| \quad (6.16)$$

Burada, enerji esaslı tasarımda hesaplanacak olan taban kesme kuvvetinin katlara dağıtılmasında, Türk Deprem Yönetmeliğindeki (DBYBHY, 2007) esaslardan yararlanılacaktır. Buna göre katlara etkiyen kuvvetler;

$$F_i = (V - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j} \quad (6.17)$$

şeklinde alınacaktır.



Şekil 6.4 Deprem kuvvetleri etkisi ile “ θ_p ” kadar plastik dönmeye maruz iki açıklıklı çerçeve.

(6.17) denkleminde “ F_i ” kat seviyelerine etkiyen kuvvetleri, “ w_i ” kat ağırlıklarını, “ H_i ” kat yüksekliklerini ve “ ΔF_N ” ise deprem yönetmeliğinde de belirtildiği gibi binanın N. tepe katına etkiyen ek deprem yüküdür.

$$\Delta F_N = 0,0075 NV \quad (6.18)$$

Tez kapsamında, enerji esaslı tasarımda hesaplanacak taban kesme kuvveti, katlara etkiyen kuvvetlerle binanın tepesine etkiyen ek deprem yükünün toplamı şeklinde ifade edilecektir.

$$V = \Delta F_N + \sum_{i=1}^N F_i \quad (6.19)$$

Şekil 6.4ten de görüldüğü gibi, deprem kuvvetleri etkisiyle yapı, tabandan “ θ_p ” kadar plastik dönmeye maruz kalmaktadır. Yatay yükler sonucu bina tabandan itibaren “ θ_p ” kadar dönerse, plastik mafsallarda yapılan toplam iş (Plastik Enerji) klasik iş-enerji bağıntısıyla şu şekilde bulunabilir:

$$E_p = \left(\sum_{i=1}^N 4M_{pbi} + M_{pc1} + M_{pc2} + M_{pc3} \right) \theta_p \quad (6.20)$$

Plastik mafsallarda yapılan iç iş, deprem kuvvetlerinin yaptığı dış işe eşitlenerek (ya da toplam moment dengesinden);

$$\sum_{i=1}^N 4M_{pbi} + M_{pc1} + M_{pc2} + M_{pc3} = \sum_{i=1}^N F_i h_i + \Delta F_N h_N \quad (6.21)$$

bulunur. Burada h_i : i. katın yüksekliği olup, h_N : N. tepe katının zeminden itibaren olan yüksekliğidir. Denklem (6.21)in (6.20)de yerine yazılması sonucu, plastik enerji şu şekilde yeniden ifade edilebilir:

$$E_p = \left(\sum_{i=1}^N F_i h_i + \Delta F_N h_N \right) \theta_p \quad (6.22)$$

(6.22) plastik enerji denkleminde F_i kuvveti yerine denklem (6.17), ΔF_N kuvveti yerine ise denklem (6.18) konulur ve düzenlenirse, plastik enerji bağıntısı şu şekilde yazılabilir:

$$E_p = \left[\frac{\sum_{i=1}^N w_i h_i^2}{\sum_{i=1}^N w_i h_i} V - 0,0075 N \frac{\sum_{i=1}^N w_i h_i^2}{\sum_{i=1}^N w_i h_i} V + 0,0075 N h_N V \right] \theta_p \quad (6.23)$$

(6.23) denklemindeki plastik enerji (6.15) denklemindeki ilk plastik enerji ifadesi ile eşitlenirse, enerji esaslı tasarımda kullanılacak “ V ” taban kesme kuvveti elde edilir. Bu işlemde kolaylık için, “ d ”, “ e ” ve “ f ” şeklinde tanımlanan;

$$d = \left(\frac{\sum_{i=1}^N w_i h_i^2}{\sum_{i=1}^N w_i h_i} \right) \frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \quad (6.24)$$

$$e = \left(\frac{\sum_{i=1}^N w_i h_i^2}{\sum_{i=1}^N w_i h_i} \right) \frac{0,06 \theta_p N \pi^2}{T^2 g} \quad (6.25)$$

$$f = \frac{0,06 \theta_p N h_N \pi^2}{T^2 g} \quad (6.26)$$

sabitler olmak üzere, plastik akma özellikleri, yapı periyodu, yer çekimi ivmesi ve kat yükseklikleri gibi birçok değişkene bağlı olan ve enerji esaslı tasarımda taban kesme kuvvetinin bulunmasında denklem içerisinde boyutsuz bir parametre olan “ α ” katsayısı;

$$\alpha = d - e + f \quad (6.27)$$

şeklinde ifade edilecektir.

Enerji esaslı tasarımda deprem kuvvetini bulmak için eşitlemiş olduğumuz (6.23) ile (6.15) plastik enerji denklemlerinde, “ α ” katsayısına bağlı olarak;

$$\frac{V}{W} * \alpha = \left[a^2 - \left(\frac{V}{W} \right)^2 \right] \quad (6.28a)$$

$$a^2 - \frac{V}{W} * \alpha - \left(\frac{V}{W} \right)^2 = 0 \quad (6.28b)$$

ifadesi elde edilir. (6.28b) denkleminin kabul edilebilir çözümü, (6.29) denklemi ile belirtilen enerji esaslı tasarım taban kesme kuvvetini vermektedir (Leelataviwat, 1998).

$$\frac{V}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4a^2}}{2} \quad (6.29)$$

Burada; V : enerji esaslı taban kesme kuvveti, W : toplam yapı ağırlığı, α : yapı özelliklerine bağlı boyutsuz parametre (enerji esaslı taban kesme kuvveti hesabındaki boyutsuz katsayı) ve a : elastik ivme katsayısıdır. (Boyutsuz ivme).

Taban kesme kuvveti değeri “ V ”;

$$V = W \left(\frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4a^2}}{2} \right) \quad (6.30)$$

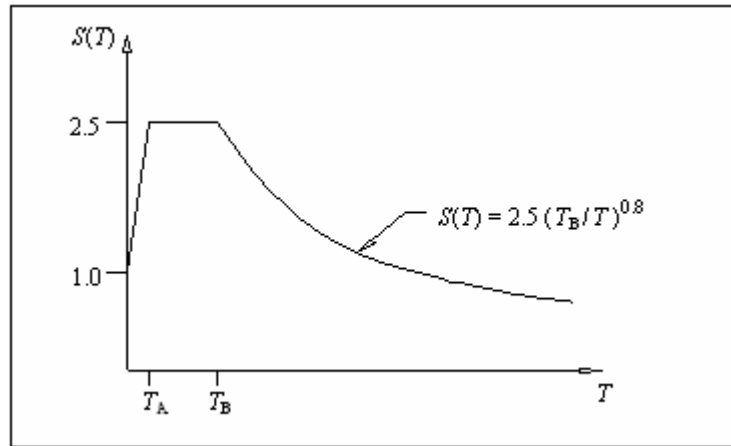
şeklinde elde edilir. (6.30)daki enerji esaslı tasarım taban kesme kuvveti plastik enerjilerin eşitliğinden bulunarak; bir anlamda yapının elastik ötesi davranışını da dikkate almaktadır.

6.4.1 “a” Elastik İvme Katsayısının Belirlenmesi

“a” elastik ivme değeri değişik deprem kayıtlarından elde edilebilir. Ancak; Türk Deprem Yönetmeliğindeki (DBYBHY, 2007), ülkemizde kaydedilmiş birçok depremden oluşturulmuş elastik tepki ivme spektrumu kullanılarak da tasarım yapılabilir. Burada da, yönetmelikteki elastik tepki ivme spektrumu değerleri dikkate alınmış ve “a” elastik ivme katsayısı için (6.31) ifadesi kullanılmıştır (DBYBHY, 2007).

$$A(T) = A_0 I S(T) \quad (6.31)$$

Burada, “ A_0 ” etkin yer ivmesi katsayısı olup “DBYBHY 2007”de, deprem bölgelerine göre tanımlanmış olan katsayıdır. “ I ” ise bina önem katsayısı olup, yönetmelikte bina kullanım amacı ve türüne göre verilmektedir. “ $S(T)$ ” spektrum katsayısıdır ve yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyoduna göre hesaplanmaktadır. (6.32).



Şekil 6.5 Spektrum katsayısı grafiği (S(T) - T eğrisi).

$$\begin{aligned} S(T) &= 1 + 1.5 \frac{T}{T_A} & (0 \leq T \leq T_A) \\ S(T) &= 2.5 & (T_A < T \leq T_B) \\ S(T) &= 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} & (T_B < T) \end{aligned} \quad (6.32)$$

Tablo 6.1 Etkin yer ivmesi katsayısı (DBYBHY, 2007)

<i>Deprem Bölgesi</i>	<i>A₀</i>
1	0.40
2	0.30
3	0.20
4	0.10

Tablo 6.2 Bina önem katsayısı (DBYBHY, 2007)

<i>Binanın Kullanım Amacı veya Türü</i>	<i>Bina Önem Katsayısı (I)</i>
<u>1. Deprem sonrası kullanımı gereken binalar ve tehlikeli madde içeren binalar</u> a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri; vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları) b) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	1,5
<u>2. İnsanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu ve değerli eşyanın saklandığı binalar</u> a) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb. b) Müzeler	1,4
<u>3. İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar</u> Spor tesisleri, sinema, tiyatro ve konser salonları, vb.	1,2
<u>4. Diğer binalar</u> Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb)	1,0

Şekil 6.5te “ T_A ” ve “ T_B ” spektrum karakteristik periyotları olup, deprem yönetmeliğinde (DBYBHY, 2007) tanımlanmış yerel zemin sınıflarına göre belirlenmektedir. (Tablo 6.3).

Tablo 6.3 Spektrum karakteristik periyotları (DBYBHY, 2007)

<i>Yerel Zemin Sınıfı</i>	<i>T_A (saniye)</i>	<i>T_B (saniye)</i>
Z1	0.10	0.30
Z2	0.15	0.40
Z3	0.15	0.60
Z4	0.20	0.90

6.4.2 “ θ_T ” Toplam Dönme Değerinin Belirlenmesi

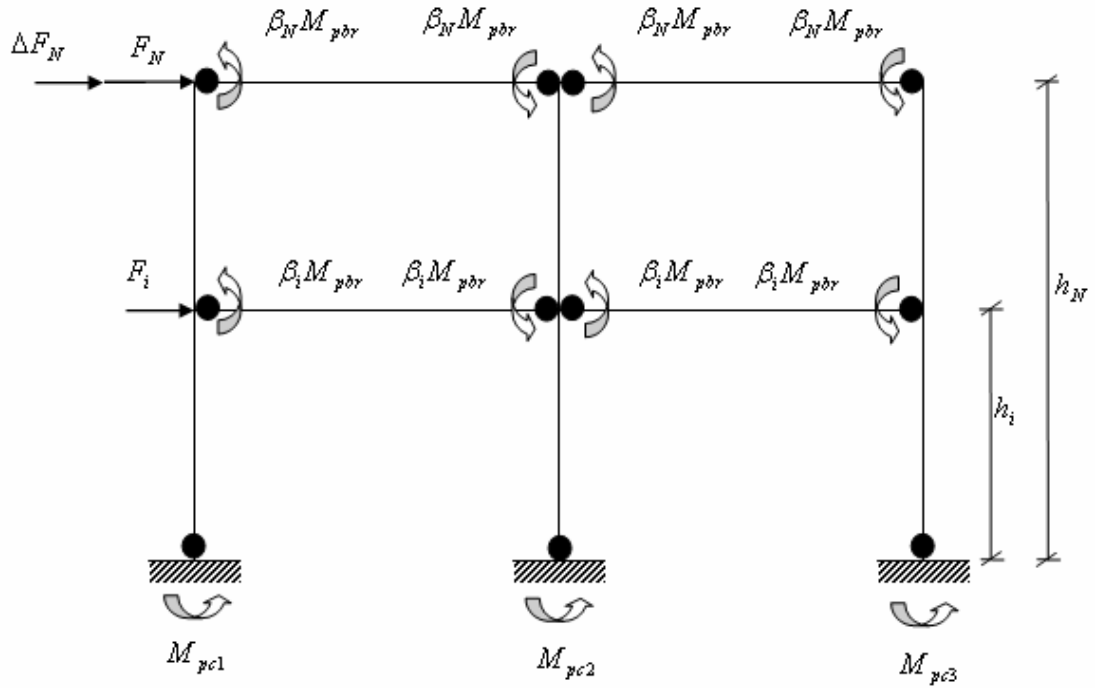
Enerji esaslı tasarım yöntemi kapsamında elde edilmiş olan toplam taban kesme kuvveti denklemindeki (6.30) “ α ” katsayısının “ θ_p ” plastik dönmesini ve dolayısıyla hedeflenen yer değiştirmeyi içermesi, bulunacak olan taban kesme kuvvetinin hedef yer değiştirme tabanlı olduğunu göstermektedir. Burada anlatılan enerji esaslı yöntem, yeni yapıların tasarımında kullanılmaktadır. Tasarımın başlangıcında bir toplam hedef yer değiştirmesi belirlenecek ve bu yer değiştirme değerine göre deprem hesabı yapılacaktır. Toplam yer değiştirme değeri, önceden de belirtildiği gibi elastik yer değiştirme ile plastik yer değiştirmelerin toplamıdır. Aynı şekilde toplam taban dönmesi de, elastik dönme değeriyle plastik dönmenin toplamı olarak ifade edilebilir. Burada; θ_T : toplam dönme, θ_y : elastik akma dönmesi ve θ_p : plastik dönmedir (Şekil 6.4).

$$\theta_T = \theta_y + \theta_p \quad (6.33)$$

Çalışmada, yapının θ_y elastik akma dönmesi değeri 0,01 (%1) olarak kabul edilmiştir. Enerji esaslı tasarımda dolaylı olarak kullanılan θ_y değeri literatürdeki kabullere göre (Leelataviwat, Goel ve Stojadinovic, 2002) %1 alınmış ve dolayısıyla toplam dönme değeri θ_T elde edilmiştir.

6.5 Kiriş Uçlarında Oluşacak Plastik Momentlere Göre Kiriş Tasarımı

Enerji esaslı tasarım yönteminde, yapıya etkiyen toplam taban kesme kuvvetinin bulunmasının ardından, hesaplanacak olan kiriş plastik momentlerine göre kirişlerin boyutlandırması yapılmaktadır. Kiriş tasarımında, kat kirişlerinin enerji denge denkleminde “ M_{pbr} ” kiriş referans plastik momentleri olarak adlandırılan moment değeri hesaplanır. Referans plastik moment değerinin hesaplanmasının ardından, kat kirişlerinin “ M_{pbi} ” plastik momentleri belirlenir ve bu moment değerleri esas alınarak kat kirişlerinin boyutlandırması yapılır.



Şekil 6.6 Kiriş tasarımının yapılacağı mekanizma.

Kiriş tasarımı, enerji esaslı taban kesme kuvvetinin de türetilmesinde kullanılan ve Şekil 6.6da görülen iki katlı iki açıklıklı bir çerçeve üzerinde açıklanacaktır. Şekil 6.6da “ β_i ” simgesi ile gösterilmiş olan parametre, kiriş dayanımı kesme oranlama faktörü olarak adlandırılmaktadır. “ M_{pc} ” ile ifade edilmiş olan momentler ise, zemin kat kolon diplerinin plastik moment değerleridir. “ F_i ” ve “ F_N ” sırası ile i. ve N. kat seviyelerine etkiyen deprem yükü olup, “ ΔF_N ” N. tepe katına etkiyen ek deprem yüküdür. “ h_i ” ve “ h_N ” ise yine i. ve N. katların zeminden itibaren dikkate alınan yükseklikleridir.

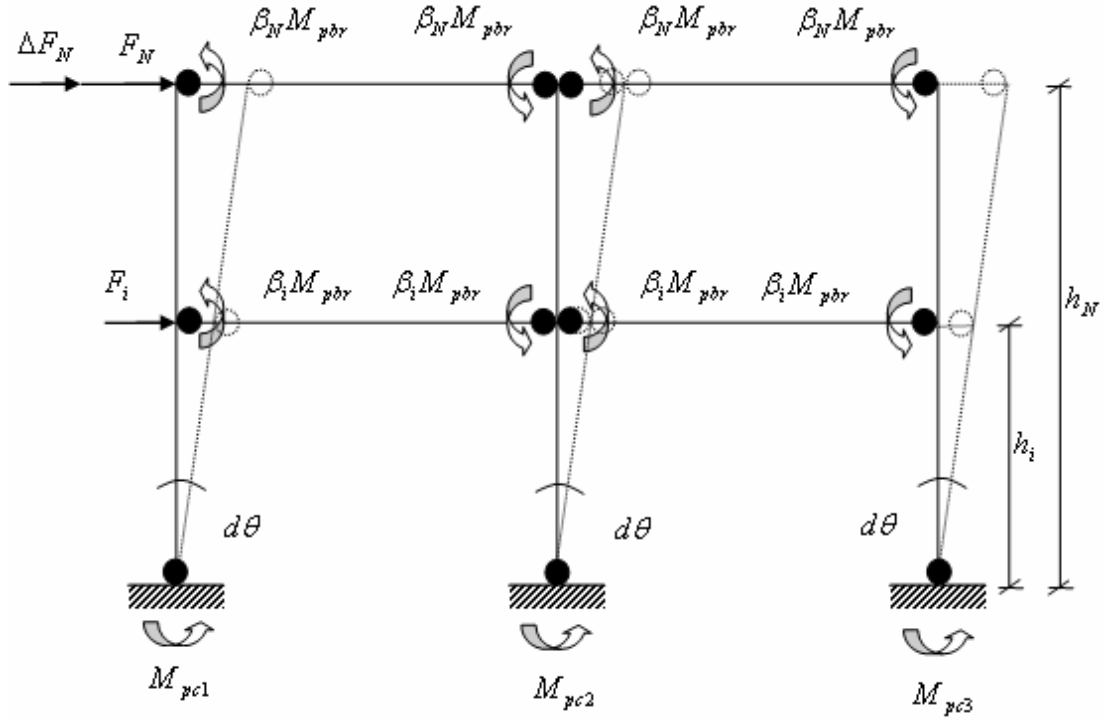
6.5.1 “ M_{pbr} ” Kiriş Referans Plastik Momenti Hesabı

Kirişler için ortak plastik moment değeri olduğu kabul edilen ve kiriş plastik momentlerinin hesabında referans olan “ M_{pbr} ” momentine kiriş referans plastik moment denilmektedir. Tasarım kapsamında kolon – kiriş birleşim bölgelerinin kiriş uçlarında plastik mafsallı oluşturduğu varsayılan kiriş plastik momentleri, bu referans moment üzerinden hesaplanacaktır.

Enerji esaslı taban kesme kuvvetinin elde edilmesinden sonra, kat seviyelerine etkiyen kuvvetler hesaplanmaktadır. Kat kirişlerinde enerji denge denkleminin yazılması sonucu “ M_{pbr} ” referans momenti bulunur. Bu moment değerinin bulunması, kirişlerin plastik momenti hesabında esas alınacağı için oldukça önemlidir. Kirişler için yazılacak olan enerji denge denklemi (6.34)te verildiği gibidir. Bu denklem Şekil 6.6daki kiriş tasarımının yapılacağı örnek mekanizma üzerinden yazılmıştır. Farklı açıklık ve yüksekliklerdeki her yapı için farklı enerji denge denklemleri yazılmalıdır.

$$\sum_{i=1}^N F_i h_i + \Delta F_N h_N = \sum_{i=1}^N 4\beta_i M_{pbr} + M_{pc1} + M_{pc2} + M_{pc3} \quad (6.34)$$

(6.34) denklemi enerji denge denklemi olup, aynı zamanda sistemin moment denge denklemdir. Şekil 6.6daki mekanizmaya tabandan itibaren $d\theta$ kadar bir virtüel dönme uygulanırsa, i. kat seviyesinde dış kuvvetler tarafından yapılan iş $F_i h_i d\theta$ kadar olmaktadır. Kirişlerdeki her bir plastik mafsalda yapılan iç iş ise $\beta_i M_{pbr} d\theta$ kadardır. $M_{pc} d\theta$ değerleri ise tabandaki plastik mafsallardaki iç iştir. Plastik mafsallarda yapılan toplam iç iş ile yapılan toplam dış işin eşitliğinden, (6.34) ile ifade edilmiş olan i. kat kirişindeki enerji denge denklemine ulaşılmaktadır. Şekil 6.7de Şekil 6.6daki mekanizmanın $d\theta$ kadar virtüel dönme uygulanmış durumu görülmektedir.



Şekil 6.7 $d\theta$ kadar virtüel dönmeye maruz kalmış göçme mekanizması.

Dış kuvvetler tarafından yapılan toplam dış iş, plastik mafsallarda yapılan toplam iç işe eşitlendiği zaman (6.35)teki enerji denge denklemi elde edilir.

$$\sum_{i=1}^N F_i h_i d\theta + \Delta F_N h_N d\theta = \sum_{i=1}^N 4\beta_i M_{pbr} d\theta + M_{pc1} d\theta + M_{pc2} d\theta + M_{pc3} d\theta \quad (6.35)$$

Bu denklemdeki $d\theta$ lı terimlerin sadeleştirilmesiyle (6.34) denklemine ulaşılır. (6.35) denklemi iş-enerji eşitliği olup, sadeleştirme ile bir anlamda moment eşitliği halini almıştır. “ M_{pbr} ” momenti (6.34) denkleminden elde edilmektedir. (6.34) ifadesindeki F_i , denklem (6.17)den ve ΔF_N denklem (6.18)den hesaplanacaktır. Burada “ M_{pc} ” ile ifade edilen momentler, zemin kat kolon diplerindeki plastik momentler olup, “Kolon Tasarımı” bölümünde ayrıntılı olarak açıklanacaktır. “ β_i ” kiriş dayanımı kesme oranlama faktörünün hesabı ise 6.5.2 alt başlığı ile verilmektedir.

6.5.2 β_i ” Kiriş Dayanımı Kesme Oranlama Faktörü Hesabı

Kat yüksekliği boyunca o katın yanal rijitliğini temsil eden, yapıların sismik tepkisinde önemli bir rol oynayan ve kat kirişlerinin enerji denge denkleminde “ M_{pbr} ” referans plastik momenti ile çarpım halinde bulunan katsayı, “ β_i ” kiriş dayanımı kesme oranlama faktörü olarak adlandırılmaktadır. Kiriş dayanımı kesme oranlama faktörü, tasarımda katların yanal rijitliğini dikkate almak için kullanılmakta ve şu şekilde ifade edilmektedir (Lee ve Goel, 2001):

$$\beta_i = \left(\frac{V_i}{V_N} \right)^b \quad (6.36)$$

Burada V_i : i. kat kesme kuvveti ve V_N : en üst kat kesme kuvvetidir. “b” nümerik faktör olup, Lee ve Goel (2001) tarafından şu şekilde ifade edilmiştir:

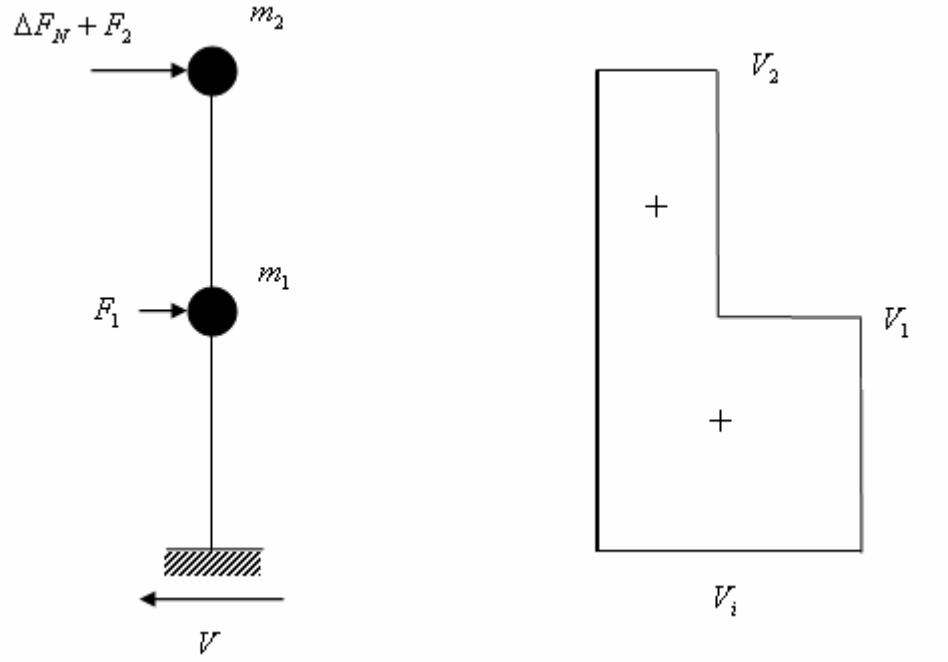
$$b = 0,5T^{-0,2} \quad (6.37)$$

Bu değer b nin optimum değeri olarak kullanılmaktadır. Lee ve Goel (2001) tarafından periyodun bir fonksiyonu olarak tanımlanmıştır.

“ β_i ” kiriş dayanımı için oranlama faktörüdür. Kat kesme kuvvetinin, en üst kat kesmesine oranını ifade etmektedir. Kiriş tasarımında kirişlerin plastik momentleri referans plastik moment cinsinden, “ $\beta_i M_{pbr}$ ” olarak yazılmıştır. Bu değere i. kat kirişinin plastik moment kapasitesi de denilmektedir. Burada, referans plastik momentinin “ β_i ” gibi 1’den büyük veya 1’e eşit bir sayıyla çarpılması, bir anlamda kiriş plastik momentlerinin kat kesme kuvvetleri oranında kirişlere dağıtıldığını göstermektedir. Kat kesmesi daha büyük olan alt katlarda “ β_i ” değeri daha büyük olacağından aynı referans plastik moment değeri için, kiriş plastik momentleri de daha büyük olacaktır. En üst katlarda aynı kesme kuvvetinin birbirine oranlaması yapıldığından, “ β_i ” değeri 1 olmaktadır.

“b” üs değeri ise, kat kesmelerinin oranlarını etkileyen bir sayısal değerdir. “ β_i ” bulunurken, “b” değeri kesme kuvvetleri oranlarında üs olarak kullanılır. Lee ve Goel’in çalışmasında (Lee ve Goel, 2001) 40 çerçeve örneğinin maksimum kat kesme kuvvetleri dağılımını kullanarak ve bu çerçeveleri 4 farklı güçlü yer ivmesine maruz bırakarak, optimum “b” üs değeri belirlenmeye çalışılmıştır. “b” değeri gerçek kat kesmesi dağılımı ile, “ β_i ” değeri ile bulunan statik kat kesmesi arasındaki farkın (hatanın) en küçük kareler metodu kullanılarak optimizasyonu ile bulunmuştur. Sonuç olarak yapı periyoduna bağlı optimum “b” değeri (6.37)de verildiği gibidir. Buna göre periyot arttıkça “b” değeri azalmaktadır. Periyodun artması demek daha küçük kesitli yapı anlamına gelmektedir. Küçük kesitli yapı, daha çok salınım yapacak ve titreşim hareketi daha uzun sürede gerçekleşecektir. Burada anlatılanlar ışığında da periyot arttıkça “b” sayısı azalacaktır. “b” azaldıkça “ β_i ” değeri de azalır. “ β_i ” ye bağlı olarak kiriş plastik momenti de azalacak ve buna göre yapıya daha küçük kesitler atanacaktır. Leelataviwat (1998) verdiği doktora tezinde “b” değerini ortalama olarak 0,5 kabul etmiştir.

Tasarım yöntemi kapsamında kirişlerde oranlama faktörü olarak adlandırılan “ β_i ”, kat dayanımı farklılığını ve kat rijitliğini simgelemektedir. Yapının vereceği tepkilerde “ β_i ” değeri çok güçlü bir etkiye sahiptir. Tasarım kuvvetlerini belirlerken de bu rölatif dayanım değerinin uygun bir değer olarak seçilmesi önem taşır. Bu değer ayrıca; herhangi bir katta deprem enerjisinin dağılarak yapıda hasarlar oluşturmalarının bir ölçüsüdür (Kato ve Akiyama, 1982). “ β_i ”nin kullanılmasındaki bir diğer amaç ise, farklı depremlerden dolayı oluşan yapı taban kesmesini tanımlayan en iyi fonksiyonu bularak, katların birbirlerine göre rölatif dayanım ve rijitliklerini belirleyebilmektir. Bu sayede her kat seviyesindeki plastik momentler bulunacak ve bu momenti taşıyabilecek olan kesitler, kirişlere atanacaktır. “ β_i ” faktörünün kullanılması sonucu, alt katlardaki kiriş plastik momentleri üst katlardakine göre daha büyük elde edilecek ve buna göre seçilen kesitler alt katlarda daha büyük olacaktır.



Şekil 6.8 Topaklanmış kütle modeli ve kat kesme kuvvetleri.

Şekil 6.8 deki topaklanmış kütle modeli ve kat kesme kuvvetleri görülen sistem yardımıyla bir tablo oluşturularak “ β_i ” değerleri hesaplanır. (Tablo 6.4). Tablo sütunlarında kat seviyeleri, kat seviyelerine etkiyen enerji esaslı F_i kuvvetleri, Şekil 6.8de görülen kat kesme kuvvetleri, “ β_i ” hesabı için “ V_i/V_N ” oranları ve en son sütunda ise “ β_i ” değerleri yer alacaktır.

Tablo 6.4 “ β_i ” değerlerinin hesap tablosu

Kat	F_i	V_i	V_i/V_N	$\beta_i = (V_i/V_N)^b$
2	$\Delta F_N + F_2$	V_2	$V_2/V_2 = 1,00$	$\beta_2 = 1,00$
1	F_1	V_1	V_1/V_2	$\beta_1 = (V_1/V_2)^b$

6.5.3 Kat Kirişlerinin Plastik Momentinin Hesabı

Enerji esaslı tasarım kapsamında, “ M_{pbr} ” referans plastik momentinin hesaplanmasının ardından, her bir kirişin plastik momenti bulunur. “ M_{pbi} ” kiriş plastik moment değerleri (6.38) eşitsizliği kullanılarak hesaplanabilmektedir.

$$\phi M_{pbi} \geq \beta_i M_{pbr} \quad (6.38)$$

(6.38) eşitsizliğinde “ M_{pbi} ” kiriş plastik momenti, “ $\beta_i M_{pbr}$ ” i. kat kirişinin plastik moment kapasitesi ve ϕ dayanım azaltma faktörü olup, $\phi = 1$ veya 1’den küçük bir sayıdır. ϕ katsayısı dayanımın belli bir katsayıyla azaltılarak, hesaplarda güvenli tarafta kalmayı sağlamaktadır. Bu sayı hesapları etkilemeyecek biçimde 1 olarak da alınabilir. Daha güvenli sonuçlar elde etmek için taşıma gücü yöntemlerindeki mantıkla 1’den küçük bir sayı olarak da kullanılabilir. (6.38) eşitsizliği, eşitlik olarak yazılırsa;

$$\phi M_{pbi} = \beta_i M_{pbr} \quad (6.39)$$

ifadesi elde edilir. Tasarım kapsamında “ M_{pbi} ” kiriş plastik momenti denklem (6.39)dan bulunmaktadır.

ϕ gibi bir sayının kullanılmasındaki mantık, taşıma gücü mantığındaki yüklerin belli katsayılarla artırılıp, dayanımların belli katsayılarla azaltılmasıdır. Örneğin ϕ değerini 0,9 almak demek; “ M_{pbi} ” plastik momentini %10 azaltarak güvenli tarafta kalmak demektir. Böylece tasarımda “ M_{pbi} ” momenti yerine “ $0,9M_{pbi}$ ” momenti kullanılır ve kapasite biraz azaltılmış olarak kabul edilir. ϕ değeri 1 olarak da alınabilir. $\phi = 1$ alındığı zaman dayanımda bir azaltma yapılmamıştır ve kesitin kapasitesi %100 olarak düşünülmüştür. Betonarme hesaplardaki taşıma gücü yönteminde beton karakteristik basınç dayanımı 1,5 sayısına bölünerek, güvenli tarafta kalınmaktadır. Tasarım yöntemindeki ϕ dayanım azaltma faktörü de aynı bu

mantıkla kiriş plastik momentini azaltmaktadır. Buradaki azaltma, dayanımı 1'den büyük bir sayıya bölerek değil, 1'den küçük bir sayıyla çarparak yapılmıştır.

6.5.4 Kirişlerin Boyutlandırılması

Kirişlerin boyutlandırılması kat kirişlerinin “ M_{pbi} ” plastik momentlerine göre yapılmaktadır. “ M_{pbi} ” kiriş plastik momentlerini taşıyabilen boyutlardaki kesitler, kiriş kesitleri olarak atanabilir. Kirişlere çelik profillerin atanması durumunda, plastik moment değerlerine göre gerekli olan plastik mukavemet momenti değerleri bulunur. Bu plastik mukavemet momentlerinden büyük ya da onlara eşit olacak şekilde uygun profillerle kat kirişleri boyutlandırılır. Kat kirişlerinin “ M_{pbi} ” plastik momenti, Bölüm Dört kapsamında tanımlanmış olan plastik momenttir. Kat kirişleri için gerekli olan plastik mukavemet momenti şu şekilde hesaplanacaktır:

$$W_{p,g} = \frac{M_{pbi}}{\sigma_e} \quad (6.40)$$

Kesitlere atanacak olan profillerin plastik mukavemet momentleri değinildiği gibi en az denklem (6.40)taki mukavemet momenti değerine eşit olacaktır.

$$W_s \geq W_{p,g} \quad (6.41)$$

(6.41)deki ifadede “ $W_{p,g}$ ” (6.40) eşitliği ile ifade edilen gerekli plastik mukavemet momenti değeri iken “ W_s ”, seçilmesi gereken kiriş profilinin plastik mukavemet momentini ifade etmektedir. Kirişlerin boyutlandırılmasının ardından, kiriş tasarımı sona ermektedir.

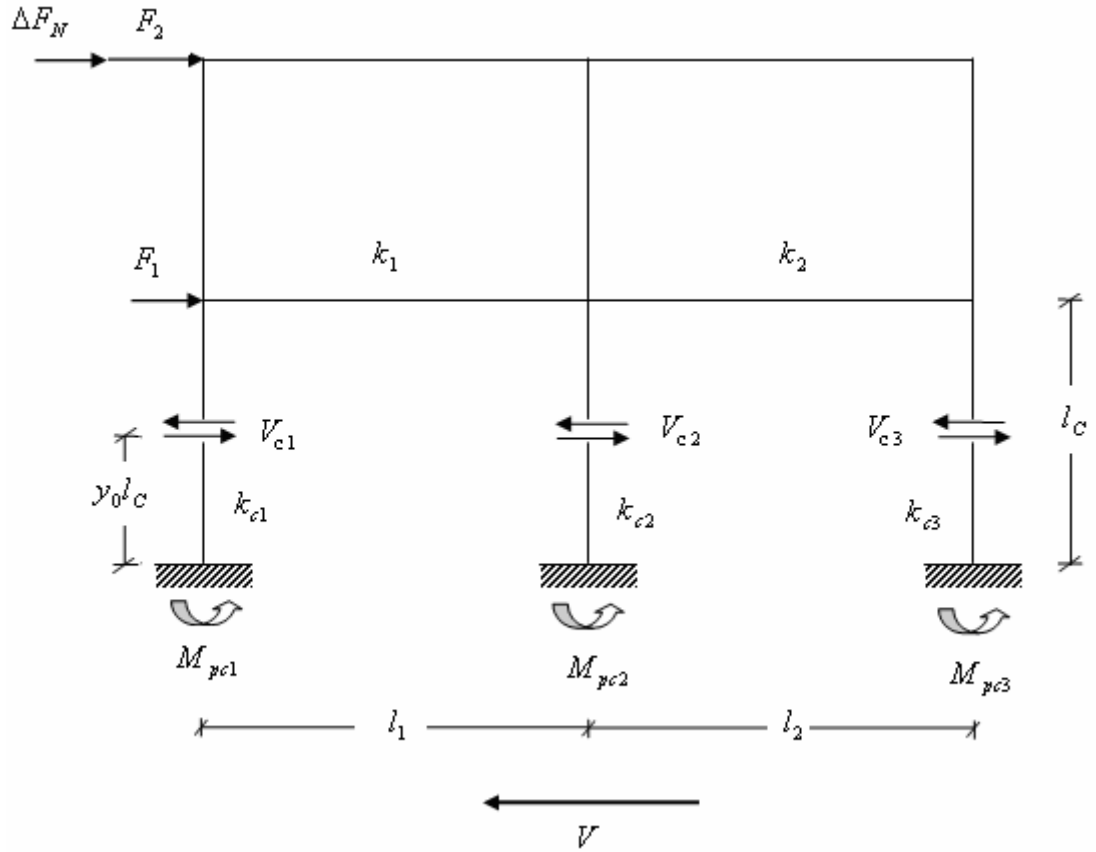
6.6 Zemin Kat Kolonlarının Alt Uçlarında Oluşacak Plastik Momentlere Göre Kolon Tasarımı

Taşıyıcı sistemin tasarlanmasında bir diğer önemli husus da eğilme ve eksenel yükler altında çalışan kolonların tasarlanmasıdır. Değerlendirildiği üzere tasarım kapsamında ele alınan mekanizma “güçlü kolon-zayıf kiriş” mekanizması olup, kolonların zemin kat taban noktaları dışında elastik davrandığı varsayılmaktadır. Ele alınan ideal göçme mekanizmasında doğrusal olmayan plastik davranışı simgeleyen mafsallaşmaların, kolon-kiriş birleşim bölgelerinin kiriş uçlarında ve zemin kat kolonlarının tabanlarında oluşacağı varsayılmıştır.

6.6.1 Zemin Kat Kolonlarının Alt Uçlarında Oluşacak Plastik Moment Hesabı

Enerji esaslı tasarımda, deprem esnasında toptan göçmeyi engelleyip yapının ayakta kalabilmesini sağlamak amacıyla güçlü kolon – zayıf kiriş mekanizmasının gerekliliği kabul edilmiştir. Bu nedenle plastik mafsalların, kiriş uçları ile birlikte zemin kat kolon diplerinde oluşacağı varsayılmıştır. Tasarımda kullanılacak olan “ M_{pc} ” zemin kat kolonları alt uçlarında oluşacak plastik moment değerleri Yapı Mekaniği yöntemlerinden birisi ile belirlenir. Bu çalışmada Muto Yönteminden yararlanılacaktır. Bu nedenle, zemin kat kolonlarının büküm noktaları Muto katsayılarıyla hesaplanacak ve buralardaki kesme kuvveti değerleri hesaplanarak, tabanda oluşacak M_{pc1} , M_{pc2} , ..., M_{pcn} gibi plastik momentler belirlenecektir (Şekil 6.9).

Muto Metodunda, herhangi bir kat düzeyinin üstünde kalan yatay kuvvetlerin toplamı, o katın kolonlarına kesme kuvveti olarak dağıtılmaktadır. Büküm noktalarının kolon alt ucundan ölçülen konumları bulunur ve kolon alt ve üst düğüm noktalarındaki momentleri hesaplanır. Kolon ve kirişlerin redörleri bulunduktan sonra “D” dağıtma sayıları oranında, toplam yatay kuvvet katlara kesme kuvveti olarak dağıtılmaktadır. Büküm noktasının yeri bulunduktan sonra zemin kat kolonunun alt ucundaki moment değeri, buradaki kesme kuvveti ile büküm noktası ile zemin arasındaki mesafenin çarpımıdır.



Şekil 6.9 Zemin kat kolonlarının kesme kuvvetleri ve M_{pc} momentleri.

Şekil 6.9daki iki katlı iki açıklıklı yapı sisteminde, “ M_{pc} ” momentleri hesaplanırken ilk olarak “ $\sum F$ ” değeri bulunur.

$$\sum F = F_1 + F_2 + \Delta F_N = V_{c1} + V_{c2} + V_{c3} \quad (6.42)$$

(6.42)deki deprem kuvvetleri toplamı aynı zamanda V_{c1} , V_{c2} ve V_{c3} kesme kuvvetleri toplamına eşit olacaktır. Daha sonra birinci kat kirişlerinin ve zemin kat kolonlarının redörleri hesaplanır. $(k_1, k_2, k_{c1}, k_{c2}, k_{c3})$ Redörlerin hesabından sonra, her bir kolon için “D” dağıtma sayıları elde edilir. Son olarak V_{c1} , V_{c2} ve V_{c3} zemin kat kolon kesme kuvvetlerinin bulunmasından sonra, Muto yöntemi ile büküm noktası bulunur ve taban momentleri hesaplanır. Büküm noktasının yeri bir “y” katsayısıyla “ l_c ” kolon boyunun çarpımıdır. “y” katsayısı kolonun çerçeve içindeki

konumuna göre rijitlik sayısı denilen “ $\bar{k}$ ” değerine göre bulunur. Bu katsayı dört değişik terimin toplamından oluşmaktadır.

$$y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3 \quad (6.43)$$

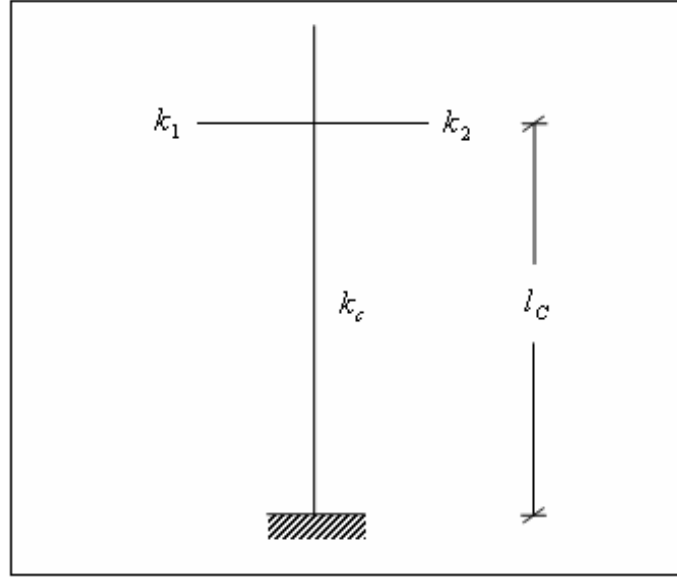
(6.43) ifadesinde y_0 : (n) katlı bir yapının (i). katındaki kolonda, kiriş redörlerine bağlı olarak bulunan temel yükseklik oranıdır. Yatay kuvvetlerin kabul şekline göre, tablolardan okunabilmektedir. y_1 : düzeltme katsayısı olup, kolon üst düğüm noktasındaki kiriş redörlerinin, kolon alt düğüm noktasındaki kiriş redörlerinden değişik olduğu durumlarda geçerlidir. En alt kat için bu değer “0”dır. y_2 katsayısı da düzeltme katsayısı olup, incelenen kolon yüksekliğinin bir üst kattaki kolon yüksekliğinden değişik olduğu durumlarda geçerlidir. y_3 düzeltme katsayısı ise y_2 nin tersine, incelenen kolon yüksekliğinin bir alt kattaki kolon yüksekliğinden değişik olduğu durumlarda geçerlidir. En alt katlar için bu değer “0” dır.

Kiriş ve kolon redörlerinin hesaplanmasından sonra, kesme kuvveti hesabında gerekli olan “D” sayıları şöyle hesaplanmaktadır:

$$D_c = ak_c \quad (6.44)$$

Burada “ k_c ” kolon redörü olup, “a” katsayısı “ $\bar{k}$ ” değerine göre bulunmaktadır.

Kolonun çerçeve içindeki konumuna göre rijitlik sayısı denilen “ $\bar{k}$ ” değeri değişik mesnetlenme şekillerine göre elde edilmektedir. Temelden tam ankastre olarak bağlandığı kabul edilen mekanizma için “ $\bar{k}$ ” ve “a” sayısı denklem (6.45) ve (6.46) ile verilmiştir.



Şekil 6.10 “ l_c ” yüksekliğindeki kolon ve kolona bağlanan
“ k_1 ” ve “ k_2 ” rijitlikli kirişler.

$$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2}{k_c} \quad (6.45)$$

$$a = \frac{0,5 + \bar{k}}{2 + \bar{k}} \quad (6.46)$$

“D” sayılarının hesaplanmasından sonra, zemin kat kolonlarındaki kesme kuvvetleri şu şekilde elde edilir:

$$V_{c1} = \frac{D_1}{\sum D} \sum F \quad (6.47)$$

$$V_{c2} = \frac{D_2}{\sum D} \sum F \quad (6.48)$$

$$V_{c3} = \frac{D_3}{\sum D} \sum F \quad (6.49)$$

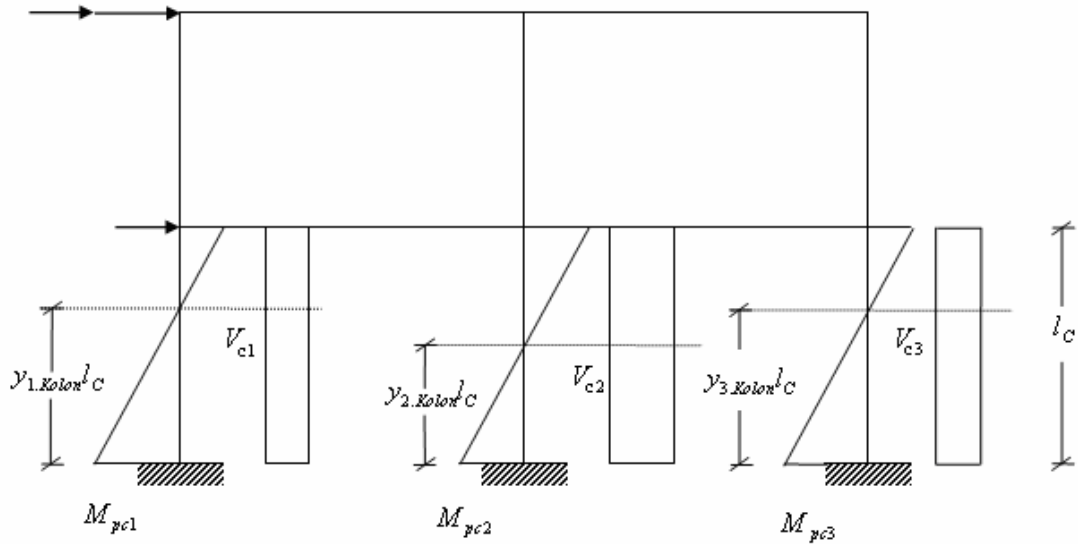
$$\sum D = D_1 + D_2 + D_3 \quad (6.50)$$

(6.47), (6.48) ve (6.49) denklemleri ile bulunan kesme kuvvetleri Şekil 6.9da görülen zemin kat kolonlarındaki kesme kuvveti değerleridir. Bu kuvvetlerin bulunmasından sonra taban momentleri şöyle hesaplanır:

$$M_{pc1} = V_{c1} (y_{1.Kolon} l_C) \quad (6.51)$$

$$M_{pc2} = V_{c2} (y_{2.Kolon} l_C) \quad (6.52)$$

$$M_{pc3} = V_{c3} (y_{3.Kolon} l_C) \quad (6.53)$$

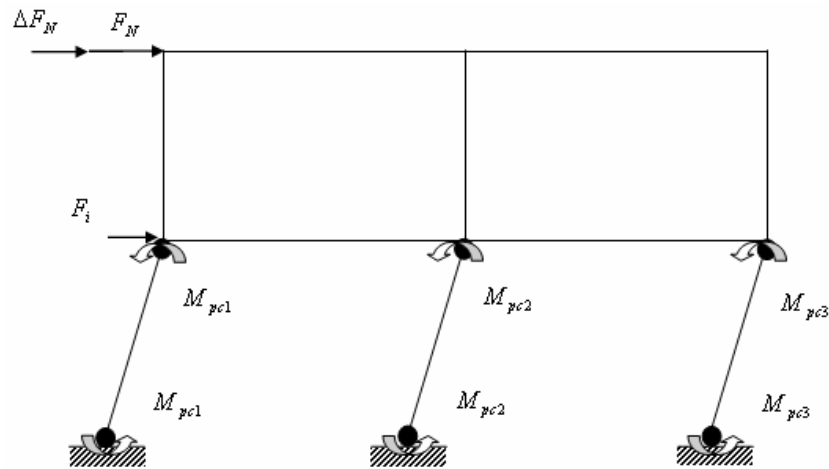


Şekil 6.11 Zemin kat kolonlarında depremten dolayı oluşan moment ve kesme kuvvetleri.

“ M_{pc} ” denklemlerindeki “ $y_{1.Kolon}$ ”, “ $y_{2.Kolon}$ ” ve “ $y_{3.Kolon}$ ” değerleri, denklem (6.43)e göre hesaplanacak olan “ y ” değerleridir. Her bir kolon için (6.45)e göre hesaplanmış olan “ $\bar{k}$ ” sayıları kullanılarak “ y ” değerleri bulunur. Moment hesabında dikkate alınan bu değerler, “ $\bar{k}$ ” değerleri farklı olan her kolonda farklıdır.

Tasarımda, yapıların yatay kuvvet analizinde geçerliliğini koruyan ve uygulanan bir yöntem olan “Muto Yöntemi” kullanılarak “ M_{pc} ” momentleri bulunmuştur. Bu hesaplama biçimi tasarımın bir kabulü olup, zemin kat kolonlarında plastik mafsallık oluşturacak momentlerin buradan bulunan değerler olduğu varsayılmıştır. Tasarıma göre zemin kat kolonunun alt ucunda elastik sınırı aşarak, tüm liflerin aktığı andaki moment değeri, “Muto Yöntemi” ile hesaplanmış olduğumuz “ M_{pc} ” momentleridir. Bu momentlerin plastik moment oldukları unutulmamalıdır. Tasarımda taban kesme kuvveti yapıların plastik davranışlarını da hesaba katarak enerji esaslı olarak hesaplanmıştır. Yapıların elastik ötesi davranışlarının dikkate alınması ile hesaplanan enerji esaslı taban kesmesi katlara dağıtıldıktan sonra, zemin kat kolonlarındaki kesme kuvveti değerleri bulunmuş ve taban momentleri elde edilmiştir. Elastik ötesi kuvvetlerin etkilendiği yapıda, bu kuvvetler sonucu elde edilen ve Muto ile hesaplanan zemin kat kolon momentleri de birer plastik momenttir.

Bir yaklaşım olarak, plastik mafsalların zemin kat kolonlarının alt ve üstünde olduğu varsayılırsa, yumuşak kat mekanizmasını önlemek için gerekli olan M_{pc} değerleri Şekil 6.12de görüldüğü gibi olacaktır. M_{pc} momentlerinin uygun seçimi ile zemin katta istenmeyen bu durum engellenmiş olacaktır. Tasarım yöntemi kapsamında, bu değerlerin uygun seçimi, değinildiği gibi Muto metoduna göre yapılmaktadır. (6.51), (6.52) ve (6.53) denklemleri ile önlenmek istenen kat mekanizması durumu Şekil 6.12de gösterilmektedir.



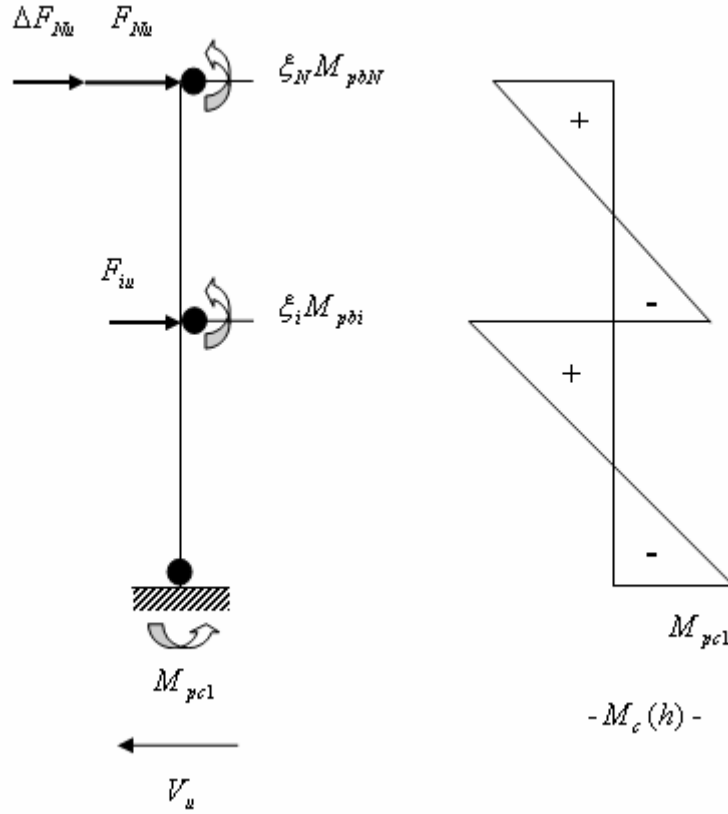
Şekil 6.12 Yumuşak kat mekanizması durumu.

6.6.2 “ ξ ” Kiriş Dayanım Artışı Faktörü

Kiriş tasarımının ardından kolonlar, yatay yüklere ve kiriş plastik momentlerine maruz konsollar şeklinde tasarlanırlar. Güçlü kolon - zayıf kiriş mekanizmasını sağlamak için, kirişlerin tamamının şekil değiştirip mafsallaştığı varsayılarak tasarım yapılmaktadır. Kirişlerde, akma sonrası plastik şekil değişiminden kaynaklanan bir dayanım artışının olacağı varsayılmaktadır. Bu dayanım artışından dolayı kolon tasarımında kiriş plastik momentleri, ξ olarak tanımlanan bir dayanım artışı faktörüyle çarpılır. Kolon tasarımında kiriş uçlarını mafsallaştıran plastik moment, “ M_{pbi} ” kiriş momenti değil, “ ξM_{pbi} ” gibi artırılmış bir moment olarak alınır. Uygun dayanım artışı faktörleri varsayılarak, kolonların tasarım momentleri değerlendirilir. Tez kapsamında sunulan yöntemde tüm kirişler için $\xi = 1,05$ alınarak, dayanım artışı %5 olarak kabul edilmiştir. Yalnızca en üst kat seviyesinde $\xi = 1$ alınmaktadır. Bunun nedeni, en üst kattaki plastik mafsalların mekanizmanın davranışını etkilememesidir.

6.6.3 Kenar Kolonların Tasarımı

Tasarım yöntemi iteratif bir yöntem olduğundan dolayı, başlangıçta kesitlere öngörülen boyutlar ile hesap yapılır. Atanan başlangıç kesitleri ile yapının periyodu hesaplanır ve tasarımda bu periyot değeri kullanılır. Ancak kiriş tasarımından sonra, artık kirişlerin yeni boyutları seçilecek ve dolayısıyla eski kabuller geçersiz olacaktır. Ayrıca, kiriş uçlarındaki mafsallaşmalardan dolayı kat seviyelerine etkiyen “ F_i ” kuvvetleri, “ F_{iu} ” olarak yeniden hesaplanmalıdır. F_{iu} : kolon tasarımında dış akslardaki kenar kolonların kat seviyelerine etkiyen değiştirilmiş kuvvetlerdir. Tasarımda kirişlerin “ M_{pbi} ” plastik momentleri ve dolayısıyla “ $\xi_i M_{pbi}$ ” değerleri bulunur ve bunlara göre her aksa etkiyen yeni taban kesme kuvvetleri ve kat seviyelerine etkiyen kuvvetler hesaplanır. Bu değerlere göre aks kolonlarının moment diyagramı çizilecek ve eksenel kuvvet hesabından sonra kolon boyutlandırması yapılacaktır.



Şekil 6.13 Kenar kolonların tasarımında gözönüne alınan moment diyagramı.

“ F_i ” kuvvetinin “ F_{iu} ” kuvveti olarak yeniden hesaplandığı kenar kolonlarda, etkiyecek olan taban kesme kuvveti de değişecektir. Şekil 6.13te görülen dış akstaki kenar kolonlar için denge denklemi yazılarak, V_u kenar kolonlara etkiyen taban kesme kuvveti bulunabilir. Denge denklemi şu şekilde yazılmaktadır:

$$\sum_{i=1}^N F_{iu} h_i + \Delta F_{Nu} h_N = M_{pc1} + \sum_{i=1}^N \xi_i M_{pbi} \quad (6.54)$$

Denklem (6.54)teki h_i i.kat yüksekliği, h_N N.kat yüksekliği, ΔF_{Nu} değiştirilmiş ek deprem yükü, F_{iu} dış aks kolonlarında kat seviyelerine etkiyen değiştirilmiş kuvvetler, M_{pc1} ele alınan dış aksın taban plastik momenti ve $\xi_i M_{pbi}$ kat kirişlerinin artırılmış plastik momentleridir.

$$F_{iu} = \frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^N w_j h_j} (V_u - \Delta F_{Nu}) \quad (6.55)$$

$$\Delta F_{Nu} = 0,0075 N V_u \quad (6.56)$$

(6.55) ve (6.56) ifadelerinin denklem (6.54)te yerine konulmasının ardından, gerekli düzenlemeler yapılarak, değiştirilmiş dış aks taban kesme kuvveti şu şekilde elde edilir:

$$V_u = \frac{1}{G} (M_{pc1} + \sum_{i=1}^N \xi_i M_{pbi}) \quad (6.57)$$

Burada G bir sabit olup, kat ağırlıkları, kat yükseklikleri ve kat adedi gibi bir takım özelliklere bağlıdır. Kolon tasarımında bu sabit sayının hesabının ardından, denklem (6.57) ile kenar kolonları için taban kesme kuvveti hesabı yapılır.

$$G = \left[\frac{\sum_{i=1}^N w_i h_i^2}{\sum_{i=1}^N w_i h_i} - 0,0075 N \frac{\sum_{i=1}^N w_i h_i^2}{\sum_{i=1}^N w_i h_i} + 0,0075 N h_N \right] \quad (6.58)$$

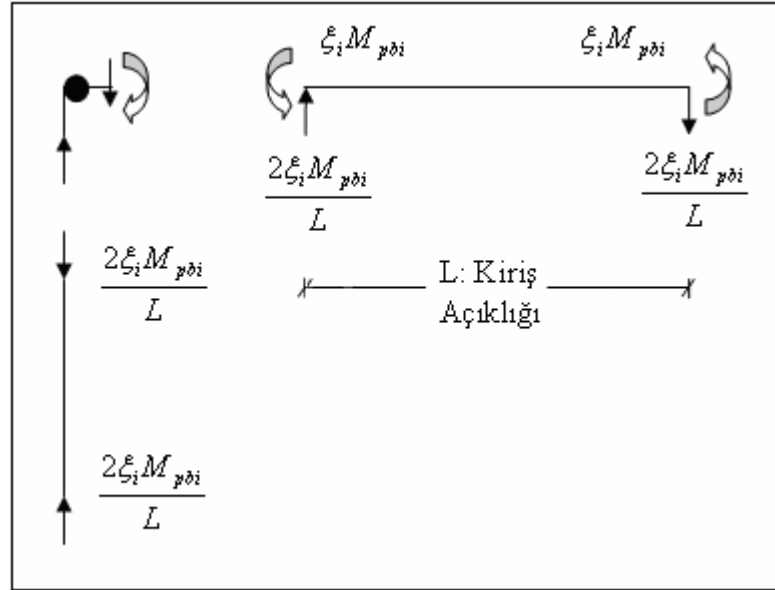
V_u kuvvetinin hesaplanmasının ardından, bu kuvvet denklem (6.55) ile katlara dağıtılır. Kenar kolonların moment diyagramı çizilir. Eksenel kuvvetlerin de elde edilmesinin ardından kolon boyutları seçilerek, ele alınan aks için kolon tasarımı tamamlanmış olur.

Dış akslardaki kenar kolonlarda eksenel kuvvet değeri şu şekilde hesaplanmaktadır:

$$N_{Kenar Kolon} = P_c(h) = \sum_{i=1}^N \left(\frac{2\xi_i M_{pbi}}{L} \right) + P_{cg}(h) \quad (6.59)$$

Burada $N_{Kenar\ Kolon} = P_c(h)$ kolonun toplam eksenel kuvvetini ifade etmektedir.

$\sum_{i=1}^N \left(\frac{2\xi_i M_{pbi}}{L} \right)$ değeri, tasarımda deprem etkisinden dolayı kolonda oluşan normal kuvvettir. Bu ifade aynı zamanda kirişteki kesme kuvvetine karşılık gelir. L: kiriş boyudur.

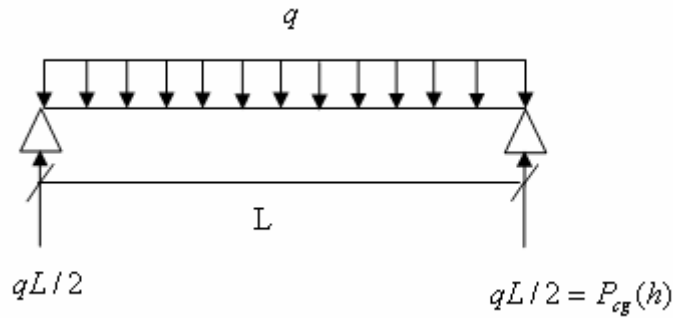


Şekil 6.14 Kenar kolonlarda deprem etkisinden dolayı oluşan normal kuvvet değeri.

Şekil 6.14te görülen kolonun eksenel yükünün $\sum_{i=1}^N \left(\frac{2\xi_i M_{pbi}}{L} \right)$ değerinde ve basınç kuvveti şeklinde olduğu görülmektedir. Kolondaki eksenel yükün basınç olması için, kiriş momentlerinin yönü şekilde olduğu gibi olmalıdır. Bu yön, tasarım yönteminde şimdiye kadar ifade edilen yönlerin tersi yönündedir. Öyle ki; bu momentler yön değiştirdiği zaman (deprem ters yönden geleceği zaman) kolondaki eksenel kuvvetler çekme kuvveti olacaktır. Ancak bunun bir önemi olmayıp, en olumsuz koşul için eksenel kuvvet ifadesi denklem (6.59)daki gibi yazılmıştır. Bu nedenle toplam eksenel kuvvet değeri hesaplanırken, deprem etkisinden kaynaklanan kuvvet ile sadece düşey yüklerden kaynaklanan kuvvet, moment yönüne bakılmaksızın toplanır.

Doğal olarak eksenel kuvvet değeri kolonlarda zemin katlara doğru büyümektedir. İki katlı bir yapının birinci katında deprem etkisinden dolayı oluşan kolon normal kuvveti $\sum_{i=1}^2 \left(\frac{2\xi_i M_{pbi}}{L} \right)$ şeklindedir. Yani 1 metrelik kiriş için bu değer “ $2\xi_1 M_{pb1} + 2\xi_2 M_{pb2}$ ” dir. İkinci kat seviyesinde ise, $\sum_{i=2}^2 \left(\frac{2\xi_i M_{pbi}}{L} \right)$ lik bir eksenel kuvvet mevcuttur. Yine 1 metrelik kirişi ele alırsak, ikinci katta “ $2\xi_2 M_{pb2}$ ” kadarlık kuvvet oluşmaktadır.

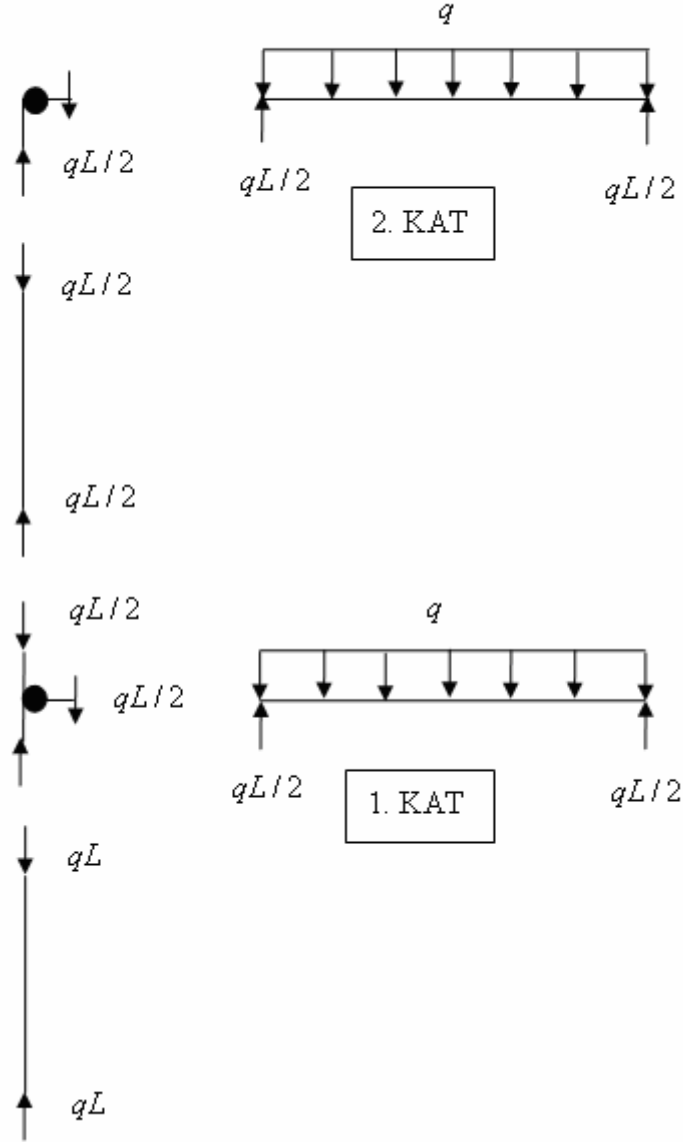
(6.59) eksenel kuvvet ifadesinde $P_{cg}(h)$ sadece düşey yüklerden kaynaklanan kolon eksenel yükünü ifade etmektedir. İfadedeki “g” değeri yerçekimini simgelemektedir. Tüm açıklıkları “q” yayılı yükü ile yüklü olan çerçeve kirişlerinde “ $qL/2$ ” kadarlık bir kesme kuvveti oluşur. Bu kesme kuvveti, kolonlara normal kuvvet olarak aktarılır.



Şekil 6.15 Düşey yüklerden dolayı oluşan kiriş mesnet reaksiyonları (kolon eksenel kuvvetleri).

“ $P_{cg}(h)$ ” eksenel kuvvetini açıklamak amacıyla, tüm açıklıklarında “q” yayılı yükü olan iki katlı bir yapı ele alınırsa, dış akslar için ikinci kat kolonlarının düşey yüklerden kaynaklanan eksenel kuvvet değeri “ $qL/2$ ” kadar olacaktır. (Şekil 6.16). Bu kuvvet, dengenin sağlanması amacıyla bir alt düğüm noktasına zıt yönde etkittirilir. Birinci kat kirişlerinin yarattığı “ $qL/2$ ” kuvveti de bu düğüme etkidiğinde, buradaki toplam kuvvet “ qL ” kadar olmaktadır. Yani, zemin kat kolonlarının eksenel yükü, bir üst kattaki kolonların iki katı olacaktır. Yapı üç katlı

olarak ele alındığında ise, yine en üst kat kolonlarının aksel kuvveti “ $qL/2$ ” olmakta ve üç katlı yapıda iki düğüm noktası olacağından zemin kat kolonları “ $3qL/2$ ” aksel yükünde olmaktadır.



Şekil 6.16 Dış akslardaki kenar kolonlarda düşey yüklerden dolayı oluşan aksel kuvvetler.

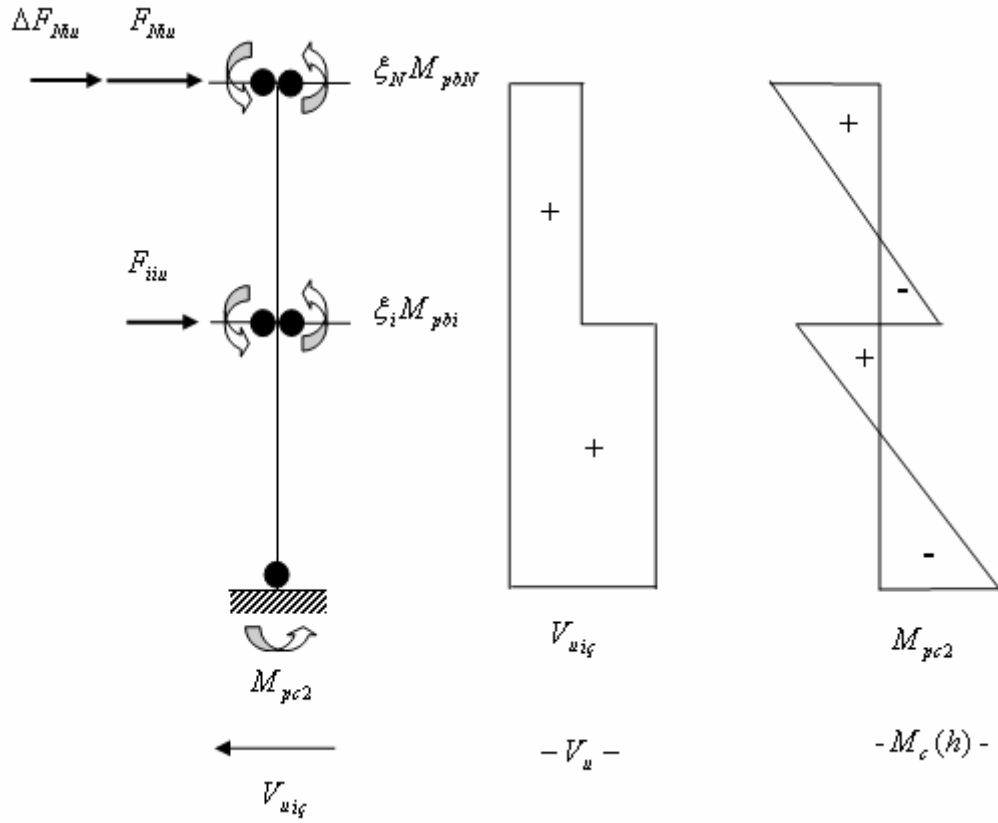
Tablo 6.5 Dış akslardaki kenar kolonlarının eksenel kuvvet hesap tablosu

	Kolon	$\sum_{i=1}^{N=2} \xi_i M_{pbi}$	L	$\sum_{i=1}^{N=2} \frac{2\xi_i M_{pbi}}{L}$	$P_{cg}(h)$
1. Kat	1.Kat Kolonu	$\xi_1 M_{pb1} + \xi_2 M_{pb2}$	L	$2(\frac{\xi_1 M_{pb1} + \xi_2 M_{pb2}}{L})$	qL
2. Kat	2.Kat Kolonu	$\xi_2 M_{pb2}$	L	$2(\frac{\xi_2 M_{pb2}}{L})$	qL / 2

Kenar kolonların toplam eksenel kuvveti, Tablo 6.5ten yararlanılarak denklem (6.59)da verildiği gibi hesaplanır. Tablonun son iki sütunundaki “ $\sum_{i=1}^N (\frac{2\xi_i M_{pbi}}{L})$ ” deprem etkisinden kaynaklanan eksenel kuvvet ile, “ $P_{cg}(h)$ ” düşey yüklerden (yerçekimi doğrultusundaki yüklerden) kaynaklanan eksenel kuvvetler toplanır. Sonuç olarak, kolon tasarımına esas normal kuvvet değerleri elde edilir. Eğilme momenti ve toplam eksenel kuvveti belirlenmiş olan kolonun boyutlandırılması yapılarak, tasarımı tamamlanır.

6.6.4 Ara Kolonların Tasarımı

Ara kolonların tasarımında, kenar kolonlarda olduğu gibi başlangıçta verilen ön boyutlarla tasarıma başlanmaktadır. Ara kolonlarda da ilk olarak kat kesme kuvvetleri ve eğilme momentleri elde edilecektir. Daha sonra kolon toplam eksenel kuvveti hesaplanacak ve kenar kolonlarda olduğu gibi bu değerler esas alınarak, ara aks kolonları boyutlandırılacaktır. Ara kolonlar boyutlandırılırken, kat seviyelerinde kolonların iki tarafında da giriş olmasından dolayı, ara aks kolonlarına etki ettiği kabul edilen taban kesme kuvveti, kenar kolonların bulunduğu akslardakine etkiyenden farklı hesaplanacaktır. Şekil 6.17de görülen ve ara kolon tasarımının açıklanması için dikkate alınmış olan iki katlı yapıda, ara aksa etki ettiği kabul edilen toplam taban kesme kuvveti, kat seviyelerine etkiyen deprem kuvvetleri, kolonlardaki kesme kuvvetleri ve eğilme momentleri gösterilmektedir.



Şekil 6.17 Ara aks kolonlarının tasarımında gözönüne alınan kesme kuvveti (V) ve moment (M) diyagramı.

Taban plastik momentini “ M_{pc2} ” olarak aldığımızda (Şekil 6.17), ara aksa geldiği varsayılan taban kesme kuvveti “ $V_{uiç}$ ” şu şekilde hesaplanacaktır:

$$V_{uiç} = \frac{1}{G} (M_{pc2} + \sum_{i=1}^N 2\xi_i M_{pbi}) \quad (6.60)$$

Denklem (6.60)a ulaşmak için, Şekil 6.17deki mekanizma üzerinden denge denklemini yazılır. (denklem 6.61)

$$\sum_{i=1}^N F_{iiu} h_i + \Delta F_{Niu} h_N = M_{pc2} + \sum_{i=1}^N 2\xi_i M_{pbi} \quad (6.61)$$

Burada “ F_{iiu} ” ara aks kolonlarında kat seviyelerine etkiyen değiştirilmiş kuvvetleri, ΔF_{Niu} ara akslara etkiyen değiştirilmiş ek deprem yükünü, h_i ve h_N

kat yüksekliklerini, M_{pc2} ele alınan ara aks tabanındaki plastik momenti ve $2\xi_i M_{pbi}$ ise aradaki aks kolonlarına sağ ve soldan bağlanan kiriş artırılmış plastik momentler toplamını ifade eder. (6.61) denkleminde “ F_{iiu} ” ve “ ΔF_{Niu} ” kuvvetleri için daha önceden de yazıldığı gibi, DBYBHY 2007’de de katlara etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin belirlenmesi kısmında verilmiş olan şu denklem kullanılır:

$$F_{iiu} = \frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^N w_j h_j} (V_{uiç} - \Delta F_{Niu}) \quad (6.62)$$

$$\Delta F_{Niu} = 0,0075 N V_{uiç} \quad (6.63)$$

(6.62) ve (6.63) ifadeleri (6.61) denge denkleminde yerine konulursa, denklem (6.60)taki “ $V_{uiç}$ ” ara aks taban kesme kuvveti elde edilir. Buradaki “ G ” sayısı kenar kolonların tasarımında denklem (6.58) ile tanımlanmış olan sabittir.

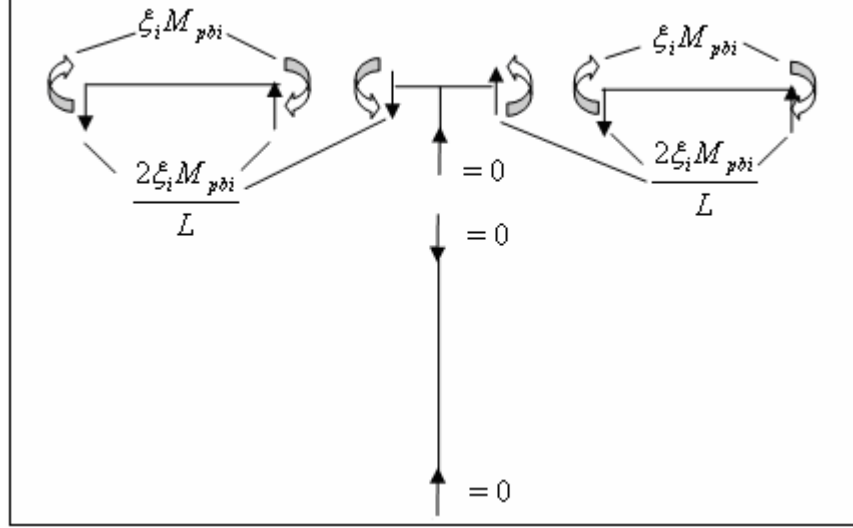
Ara aksa etkiyen taban kesme kuvveti ve katlara etkiyen kuvvetlerin hesaplanmasının ardından, aks kolonlarının kesme kuvveti ve moment diyagramı çizilir. (Şekil 6.17) Eksenel kuvvet hesabının ardından, bulunan bu momentlerle beraber aks kolonları boyutlandırılır.

Ara kolonlarda normal kuvvet değeri olarak, sadece düşey yüklerden kaynaklanan “ $P_{cg}(h)$ ” değeri alınır. Bunun nedeni, deprem etkisinden dolayı oluşan eksenel kuvvet değerinin ara akslarda sıfıra eşit olup, hesapta bir etkisinin olmamasıdır.

$$N_{Ara\ Kolon} = P_c(h) = P_{cg}(h) \quad (6.64)$$

Deprem kuvvetlerinden kaynaklanan eksenel kuvvetin sıfır olması, kolona kuvvet aktaran ara düğüm noktasının sağındaki ve solundaki kirişten gelen kuvvetlerin birbirine eşit olmasından dolayıdır. Böylece bu kuvvetler direk olarak birbirini

nötrlemekte ve eşitlenecek kuvvet kalmadığı için, kolonlara bir kuvvet etkimemektedir.

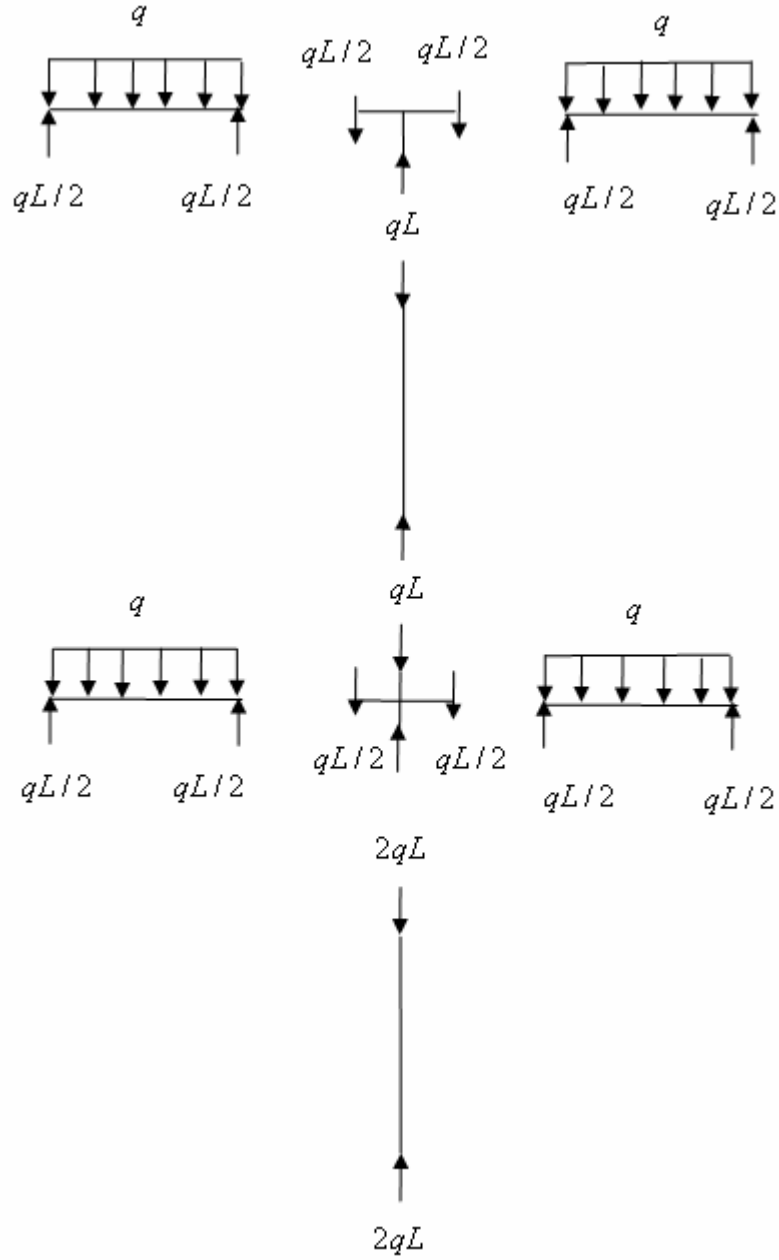


Şekil 6.18 Ara aks kolonunda deprem etkisinden dolayı oluşan eksenel kuvvet (N) değeri.

Ara akslardaki toplam eksenel yükü belirleyen “ $P_{cg}(h)$ ” eksenel kuvvetini açıklamak amacıyla, her açıklığında “ q ” yayılı yükü olan iki katlı bir yapı dikkate alınır, ikinci kat kolonlarının düşey yüklerden kaynaklanan eksenel kuvvet değeri “ qL ” kadar olacaktır. (Şekil 6.19) Bu kuvvet, dengenin sağlanması amacıyla bir alt düğüm noktasına zıt yönde etkittirilir. Birinci kat kirişlerinin yarattığı toplamda “ qL ” kadarlık kuvvet de alt düğüme etkidiğinde, birinci kat kolonunun toplam eksenel kuvveti “ $2qL$ ” kadar olmaktadır. Her açıklığı eşit ve “ q ” yayılı yüküyle yüklü olan yapılarda düşey yüklerden kaynaklanan “ $P_{cg}(h)$ ” eksenel kuvvet değeri, ara aks kolonlarında en dış akslardakinin iki katı olmaktadır.

Tablo 6.6 Ara aks kolonları eksenel kuvvet hesap tablosu

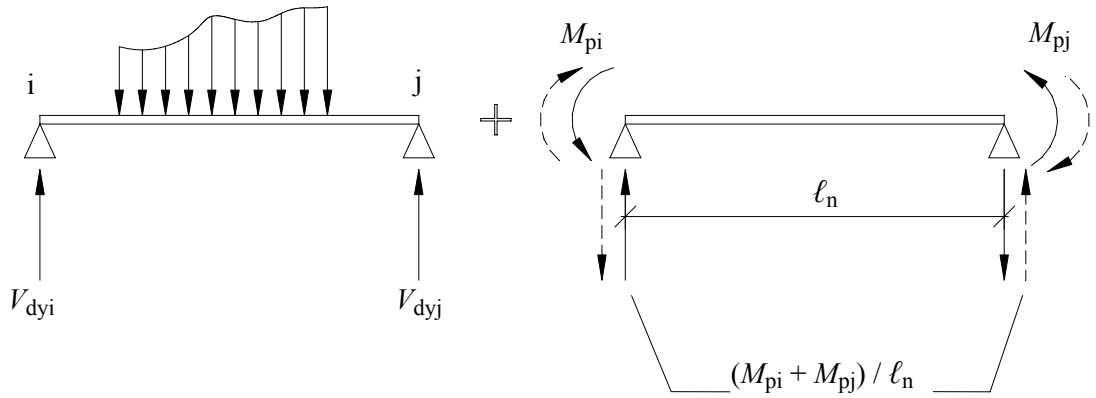
	Kolon	$\sum_{i=1}^{N=2} \xi_i M_{pbi}$	L	$P_{cg}(h)$
1. Kat	1. Kat Kolonu	$\xi_1 M_{pb1} + \xi_2 M_{pb2}$	L	$2qL$
2. Kat	2. Kat Kolonu	$\xi_2 M_{pb2}$	L	qL



Şekil 6.19 Ara aks kolonlarında düşey yüklerden dolayı oluşan eksenel kuvvetler.

Ara aks kolonlarının toplam eksenel kuvveti, Tablo 6.6dan yararlanılarak denklem (6.64)te verildiği gibi hesaplanır. Deprem etkisinden kaynaklanan eksenel kuvvet sıfır olacağı için (Şekil 6.18), tablonun son sütunundaki “ $P_{cg}(h)$ ” düşey yüklerden kaynaklanan eksenel kuvvet değeri, direk olarak ara akstaki kolonların eksenel kuvveti olacaktır. Kolonlara etkiyen eksenel kuvvetler, Şekil 6.19dan da görüldüğü üzere aynı zamanda kirişlerdeki kesme kuvvetleridir. Kolon tasarımındaki eksenel

kuvvet hesabında, düşey yüklerden dolayı oluşan normal kuvvet ile deprem etkisinden dolayı oluşan normal kuvvet süperpoze edilmiştir. Türk deprem yönetmeliğinin (DBYBHY, 2007) Betonarme Binalar İçin Depreme Dayanıklı Tasarım Kuralları bölümündeki Kirişlerin Kesme Güvenliği adlı başlıkta da, bu durum aynı şekilde açıklanmaktadır. (Şekil 6.20)



Şekil 6.20 Türk deprem yönetmeliğinde (DBYBHY, 2007) kiriş enine donatısının hesabına esas, göz önüne alınacak olan kesme kuvvetleri.

Şekil 6.20deki kesme güvenliği hesabında göz önüne alınacak olan kesme kuvvetlerinden, solda görülen kısım düşey yüklerin etkisini, sağda görülen kısım ise deprem kuvvetlerinin etkisini ifade etmektedir. Bu kuvvetler aynı zamanda kolonların eksenel kuvvetleridir. Tasarım kapsamında da eksenel kuvvet hesabı açıklanırken, aynı mantık kullanılmıştır. Kolon tasarımında verilen

$$\sum_{i=1}^N \left(\frac{2\xi_i M_{pbi}}{L} \right)$$

değeri, deprem etkisinden dolayı oluşan kolon eksenel kuvvetini ifade etmektedir. Bu durum Şekil 6.20nin sağ kısmında gösterilen, deprem etkisinden dolayı kirişte dikkate alınacak olan kesme kuvveti ile aynı anlama gelmektedir. Tasarım yönteminde, Şekil 6.20de görülen “ M_{pi} ” ve “ M_{pj} ” momentleri “ $\xi_i M_{pbi}$ ” olarak ve “ l_n ” kiriş boyu ise “ L ” olarak ifade edilmiş ve deprem etkisinden doğan normal

kuvvet “ $\frac{2\xi_i M_{pbi}}{L}$ ” olarak elde edilmiştir. Yine Şekil 6.20nin sol kısmı düşey

yüklerden dolayı oluşan kiriş kesme kuvvetini, yani tasarımıımızda $P_{cg}(h)$ ile

gösterilen kuvveti ifade etmektedir. Nihai tasarıma esas kolon kesme kuvveti, değinildiği gibi $\sum_{i=1}^N \left(\frac{2\xi_i M_{pbi}}{L} \right)$ kuvveti ile $P_{cg}(h)$ kuvvetinin toplanması ile bulunmaktadır. Eksenel kuvvetlerin de hesaplanmasının ardından, kolonlar boyutlandırılır ve kolon tasarımı tamamlanır.

6.6.5 Kolonların Boyutlandırılması

Kolonlardaki moment ve eksenel kuvvetlerin hesaplanmasının ardından, plastik tasarım yapılarak kolonlar boyutlandırılır. Plastik tasarımda N_p plastik normal kuvveti genel haliyle şu şekilde ifade edilmektedir:

$$N_p = \sigma_e A \quad (6.65)$$

Burada A : kesit alanı ve σ_e : malzemenin akma gerilmesidir. M_p plastik momenti ise genel haliyle şu şekilde hesaplanır:

$$M_p = \sigma_e W_p \quad (6.66)$$

(6.66) ifadesinde W_p : plastik mukavemet momenti değeridir.

Enerji esaslı tasarım yönteminde kolonların boyutlandırılmasında, Bölüm Dört kapsamında ayrıntılı olarak verilmiş olan plastik tasarım uygulanacaktır. Seçilecek olan kesitlerin akma eğrilerinden yararlanılacak ve bu koşullara göre boyutlandırma yapılacaktır. Bu eğrilerin “x” ekseninde $\frac{M}{M_p}$ ve “y” ekseninde ise $\frac{N}{N_p}$ parametreleri

yer almaktadır. İlk olarak denklem (6.65)ten $M = 0$ durumundaki normal kuvvet olan plastik normal kuvvet değeri hesaplanır. Kolondaki N değeri de bilindiği için,

$\frac{N}{N_p}$ oranı bulunabilir. Kesite ait akma eğrisinden, bu $\frac{N}{N_p}$ değerine karşı gelen $\frac{M}{M_p}$

oranı bulunur. Kesitin taşınması beklenen plastik momentin bulunmasının ardından, o

momenti taşıyacak plastik mukavemet momenti değeri denklem (6.66)daki gibi hesaplanır. Plastik mukavemet momentinin denklem (6.66)dan çekilmesi sonucu:

$$W_p = \frac{M_p}{\sigma_e} \quad (6.67)$$

ifadesine ulaşılır. Buradaki W_p : ele alınan kesit için gerekli olan plastik mukavemet momentidir. Bu hesabın ardından, yine kirişlerde olduğu gibi plastik mukavemet momenti bu değerden büyük ya da bu değere eşit olacak şekilde kolon profili seçilir.

Tez kapsamındaki tasarım yöntemi, iteratif bir yöntemdir. Bir iterasyon sonucunda aynı profiller elde edilene kadar, iterasyonlara devam edilir. Tutarlı sonuçların yakalandığı adımda iterasyon kesilir ve bulunan sonuçlar, tasarım yönteminin nihai sonuçları olarak kabul edilir. Bu nedenle kolonların boyutlandırılmasında ilk işlem olan plastik normal kuvvetin hesabında, başlangıçta A enkesit alanı olarak, iterasyon başlangıcında kabul edilen kolonların kesit alanı değerleri kullanılmaktadır. Gerekli profilin seçilmesinden sonra ise bu profilin özellikleri ile tahkik yapılır ve kesitin bu eksenel yük altında taşıdığı plastik moment bulunur. Bu moment değeri, kolon kesitinin taşımasını istediğimiz plastik momentten büyükse, o profil kolon kesitine atanarak tasarım tamamlanır.

6.7 Yapıların Belirlenen Hedef Yer Değiştirmeye Göre Enerji Esaslı Tasarımında İşlem Sırası

Bölüm Altı kapsamında ayrıntılarıyla açıklanan tasarım yönteminin uygulamasında, yapı taşıyıcı sistemine başlangıç kesitleri atandıktan sonra şu hesap adımları izlenecektir:

- 1.) Yapının 1. doğal serbest titreşim periyodu “ T_1 ” hesaplanır.
- 2.) Yapının toplam hedef yer değiştirme değeri seçilir.
- 3.) “ θ_y ” elastik dönme değeri, literatürdeki kabullere göre belirlenir.

- 4.) “ θ_p ” plastik hedef dönmesi bulunur.
- 5.) Enerji esaslı tasarım taban kesme kuvvetini bulmada kullanılan “ α ” katsayısı hesaplanır.
- 6.) Enerji esaslı tasarım taban kesme kuvveti bulunur.
- 7.) Enerji esaslı olarak bulunan deprem kuvveti katlara dağıtılır.
- 8.) Kiriş tasarımı yapılır ve sonucunda kirişler boyutlandırılır.
- 9.) Kolon tasarımı yapılır ve sonucunda kolonlar boyutlandırılır.
- 10.) Nihai boyutların belirlenmesinin ardından, ilk iterasyon tamamlanmış olur.

Bu iterasyonun sonuçları (nihai kesit boyutları), diğer iterasyonun girdileri (başlangıç kesit boyutları) olacaktır. Herhangi bir iterasyon sonucunda elde edilen taşıyıcı sistem kesitleri, diğer iterasyonun başlangıcında kullanılacaktır. Bu şekilde iteratif bir döngüyle, sonuçlar yakınsayana kadar hesaplamalara devam edilir. Başlangıçta göz önüne alınan kesit boyutlarıyla, iterasyon sonucu elde edilen nihai kesit boyutları birbiriyle aynı bulunduğu zaman iterasyon kesilir ve sonuçlar yöntemin verdiği nihai sonuçlar olarak kabul edilir. İterasyon kesildikten ve o iterasyon sonuçlarının yöntemin nihai sonuçları olarak kabul edilmesinden sonra güçlü kolon-zayıf kiriş kontrolü yapılır. Tasarım yönteminde güçlü kolon-zayıf kiriş mekanizmasına göre hesaplamalar yapıldığı için, bu koşul sağlanmıyorsa kesitler değiştirilip iterasyonlara devam edilir.

6.8 Enerji Esaslı Tasarım Yönteminin Değerlendirilmesi

Enerji esaslı tasarımda kabul edilmiş olan hedef yer değiştirme değeri, yapıya doğrusal olmayan statik artımsal itme analizlerinin uygulanmasıyla kontrol edilebilir ve dolayısıyla yöntem değerlendirmesi yapılabilir. Yöntemde amaç, doğrusal olmayan analizler kullanılmaksızın, yapıları sadece enerji esaslı yöneme göre tasarlayarak, yapının yapacağı toplam yer değiştirmeyi elde edebilmektir. Bu nedenle yöntemin değerlendirilmesi amacıyla, tez kapsamındaki enerji esaslı yöntemle tasarlanmış yapılara, doğrusal olmayan statik artımsal itme analizleri uygulanabilir ve yapılara ait kapasite eğrileri elde edilebilir. Kapasite eğrilerinin belirlenmesinin ardından, yapıların deprem performanslarının belirlenmesinde kullanılan yer

değiştirme esaslı yöntemlerle, yapıların hedef yer değiştirmeleri hesaplanabilir. Sistemin hedef yer değiştirmesinin belirlenmesinin ardından, yapı bu hedef yer değiştirmeye kadar itilebilir. Böylece yapının dayanım talebi ile birlikte yatay kat yer değiştirmeleri ve görelî kat ötelenmeleri elde edilebilir. Doğrusal olmayan analizler sonucu elde edilen bu yer değiştirme değerleri ile enerji esaslı tasarım yönteminde hedeflenmiş olan yer değiştirme değerleri kontrol edilebilir ve birbirine yakın değerler elde edildiğinde, enerji esaslı yöntemin sonuçlarının geçerli olduğu söylenebilir. Tez kapsamında açıklanan enerji esaslı tasarım yöntemi bir anlamda “Yer Değiştirme Kontrollü - Enerji Esaslı” bir tasarım yöntemidir. Yöntem kapsamında bir yer değiştirmenin hedeflenmesi ile yapı için bir açıdan performans hedefi konulmuş olmaktadır. Doğrusal olmayan analizler de, yöntemin koyduğu performans hedefini kontrol etmek için kullanılabilmektedir.

BÖLÜM YEDİ

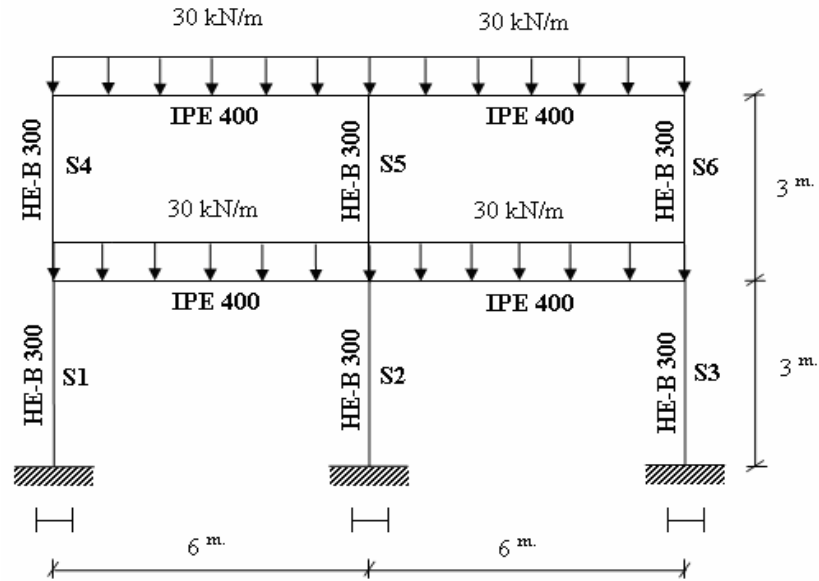
ÖRNEK UYGULAMALAR

7.1 Giriş

Bu bölümde tez çalışmasının esasını oluşturan bölüm altı kapsamında ayrıntılı olarak açıklanmış olan enerji esaslı tasarım yönteminin sayısal uygulamaları yapılacaktır. Tasarım yöntemi iki açıklıklı 2, 5 ve 8 katlı çelik düzlem çerçeve yapılarda uygulanacaktır (Örnek 1, Örnek 2, Örnek 3). Her bir örnek yapı %2, %1,5 ve %3,5 luk baştan seçilen toplam hedef yer değiştirme değerleri için tasarlanacaktır. Tez kapsamında açıklanan yöntemle göre tasarlanan bu çelik çerçeveli yapıların değerlendirilmesi, Bölüm Beş kapsamında verilen doğrusal olmayan yer değiştirme esaslı Kapasite Spektrumu performans analiz yöntemi ile karşılaştırılacaktır.

7.2 Örnek 1: İki Açıklıklı İki Katlı Çerçevenin Tasarımı

Şekil 7.1de; açıklıkları, yükseklikleri, düşey yükleri ve enkesit önboyutları verilen iki açıklıklı, iki katlı çelik düzlem çerçeve yapı %2, %1,5 ve %3,5 luk toplam hedef yer değiştirmelerine göre ayrı ayrı tasarlanacaktır.



Şekil 7.1 Tasarlanacak olan iki katlı yapı, yapı düşey yükleri ve verilen önboyutlar.

Tablo 7.1 Tasarımı yapılacak iki katlı yapıya ait bazı özellikler

Kat Yükseklikleri (m.)	Açıklıklar (m.)	Açıklık Düşey Yükleri (kN.)	θ_y (rad.)
3	6	30	0,01

Tablo 7.2 Tasarımı yapılacak iki katlı yapı ile ilgili veriler

I: Bina Önem Katsayısı	A_0 : Etkin Yer İvmesi Katsayısı	Yerel Zemin Sınıfı	T_A (sn.)	T_B (sn.)
1,00	0,40	Z4	0,20	0,90

7.2.1 Örnek 1.1: %2 lik Toplam Hedef Yer Değiştirmeye Göre Tasarım

İlk örnekte, iki katlı iki açıklıklı çerçevenin tez kapsamında açıklanan enerji esaslı yöntemle, %2lik toplam hedef yer değiştirmesine göre tasarımı yapılacaktır. Yöntemin uygulamasında yapının düzenli, kütle ve rijitliklerin dağılımının düzgün olduğu varsayılmıştır. Tasarımı yapılan iki katlı çerçeveye ait özellikler Tablo 7.1 ve Tablo 7.2de verilmektedir. Tasarıma başlarken, Şekil 7.1de görülen önboyutlar kullanılacaktır.

7.2.1.1 Uygulamadaki İşlem Sırası

1) Verilen önboyutlar altında Şekil 7.1deki yapının birinci doğal titreşim periyodu SAP 2000 Yapı Analiz Programı ile hesaplanmış ve $T_1 \cong 0,40$ sn bulunmuştur.

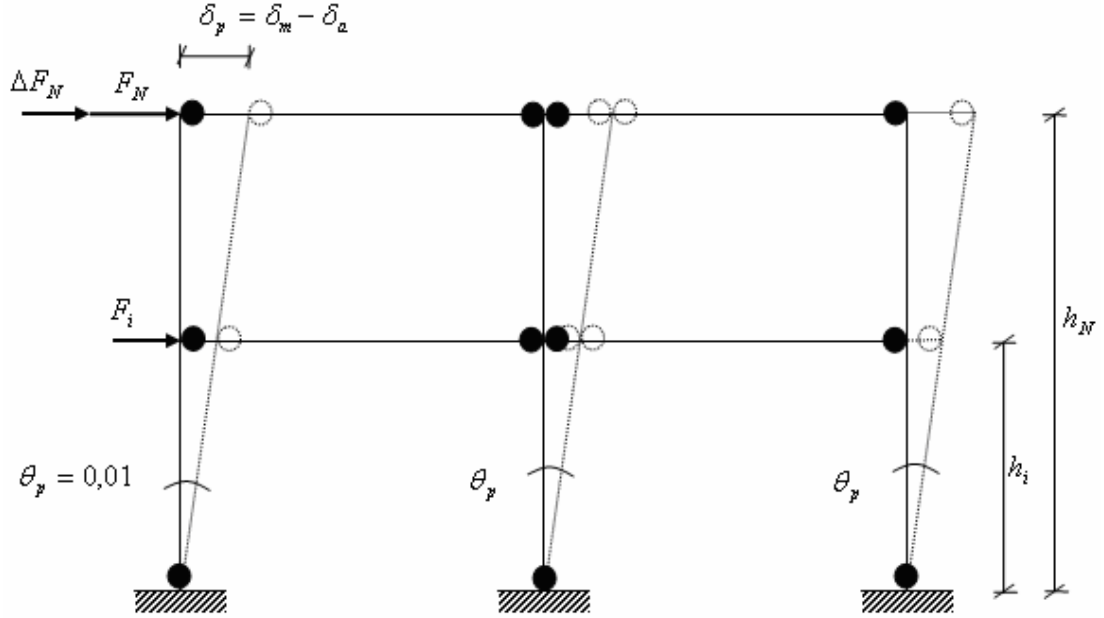
2) Seçilen toplam hedef yer değiştirmesi %2dir.

3) Kabul edilen elastik dönme değeri $\theta_y = 0,01$ rad.dır. (%1).

$$4) \theta_p = \theta_T - \theta_y \quad (7.1)$$

$$\theta_p = 0,02 - 0,01$$

$$\theta_p = 0,01$$



Şekil 7.2 İki katlı iki açıklıklı yapının θ_p plastik hedef dönmesi.

5) Bölüm Altı Kapsamında ayrıntılarıyla açıklanan “ α ” katsayısı hesaplanır. “ α ” katsayısını bulmak için de öncelikle “ d ”, “ e ” ve “ f ” katsayıları hesaplanacaktır.

$$d = \left(\frac{\sum_{i=1}^N w_i h_i^2}{\sum_{i=1}^N w_i h_i} \right) \frac{\theta_p 8\pi^2}{T_1^2 g} = \left(\frac{360 \cdot 3^2 + 360 \cdot 6^2}{360 \cdot 3 + 360 \cdot 6} \right) * \frac{0,01 \cdot 8 \cdot \pi^2}{(0,396)^2 \cdot 9,81} = 2,564$$

d ’nin bulunmasında kullanılan w_i , kat ağırlıkları olup, Şekil 7.1den de görüldüğü üzere $30 \text{ kN/m} \cdot 12 \text{ m} = 360 \text{ kN}$.dur. Taşıyıcı sistem elemanlarının ağırlıkları ihmal edilmiştir. g yer çekimi ivmesidir, $g = 9,81 \text{ m/sn}^2$ alınmıştır.

$$e = \left(\frac{\sum_{i=1}^N w_i h_i^2}{\sum_{i=1}^N w_i h_i} \right) \frac{0,06 \theta_p N \pi^2}{T_1^2 g} = \left(\frac{360 * 3^2 + 360 * 6^2}{360 * 3 + 360 * 6} \right) * \frac{0,06 * 0,01 * 2 * \pi^2}{(0,396)^2 * 9,81} = 0,038$$

e ve f katsayısının bulunmasında kullanılan N yapının en tepesinin kat numarasıdır ve iki katlı yapıda $N=2$ dir.

$$f = \frac{0,06 \theta_p N h_N \pi^2}{T_1^2 g} = \frac{0,06 * 0,01 * 2 * 6 * \pi^2}{(0,396)^2 * 9,81} = 0,046$$

$$\alpha = d - e + f = 2,564 - 0,038 + 0,046$$

$$\alpha = 2,572$$

6) Enerji esaslı taban kesme kuvveti, Bölüm Altı kapsamında verilmiş olan denklem (6.29)dan elde edilir. Yapının birinci doğal titreşim periyodu spektrum karakteristik periyotları arasında olduğu için spektrum katsayısı $S(T) = 2,5$ alınmıştır.

$$a = A(T) = A_0 I S(T) = 0,40 * 1,0 * 2,5$$

$$a = 1,0$$

Elastik ivme katsayısının hesabının ardından, enerji esaslı taban kesme kuvveti hesaplanacaktır.

$$\frac{V}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4a^2}}{2} = \frac{-2,572 + \sqrt{2,572^2 + 4 * (1,00)^2}}{2}$$

$$\frac{V}{W} = 0,343$$

Burada V yapıya etkiyen enerji esaslı toplam taban kesme kuvveti olup, W toplam yapı ağırlığıdır. Taşıyıcı sistem elemanlarının ağırlıkları ihmal edilmiştir. $W = 720 \text{ kN}$.dur.

$$V = W * (0,343)$$

$$V \cong 247 \text{ kN}.$$

Tablo 7.3 Taban kesme kuvveti katsayıları ve yapıya etkiyen toplam taban kesmesi

İterasyon No	d	e	f	α	V/W	V (kN.)
1	2,564	0,038	0,046	2,572	0,343	247,0

Tablo 7.3 buraya kadar hesaplanan değerleri ve sonucunda enerji esaslı olarak elde edilen tasarım taban kesme kuvvetini sunmaktadır. Yöntem, iteratif bir yöntem olduğu için, en uygun sonucu veren kesitler elde edilene kadar iterasyonlara devam edilecektir. En uygun sonuçtan kasıt, seçilen hedef yer değiştirme değerine göre başlangıç kesitleriyle aynı kesitlerin, yöntemin sonunda elde edilmesidir.

7) Kat mekanizması olduğu andaki taban kesme kuvvetinin katlara dağılımı yapılır. Yapının N . tepe katına etkiyen ΔF_N ek deprem yükü, Türk Deprem Yönetmeliğine (DBYBHY, 2007) göre hesaplanacaktır.

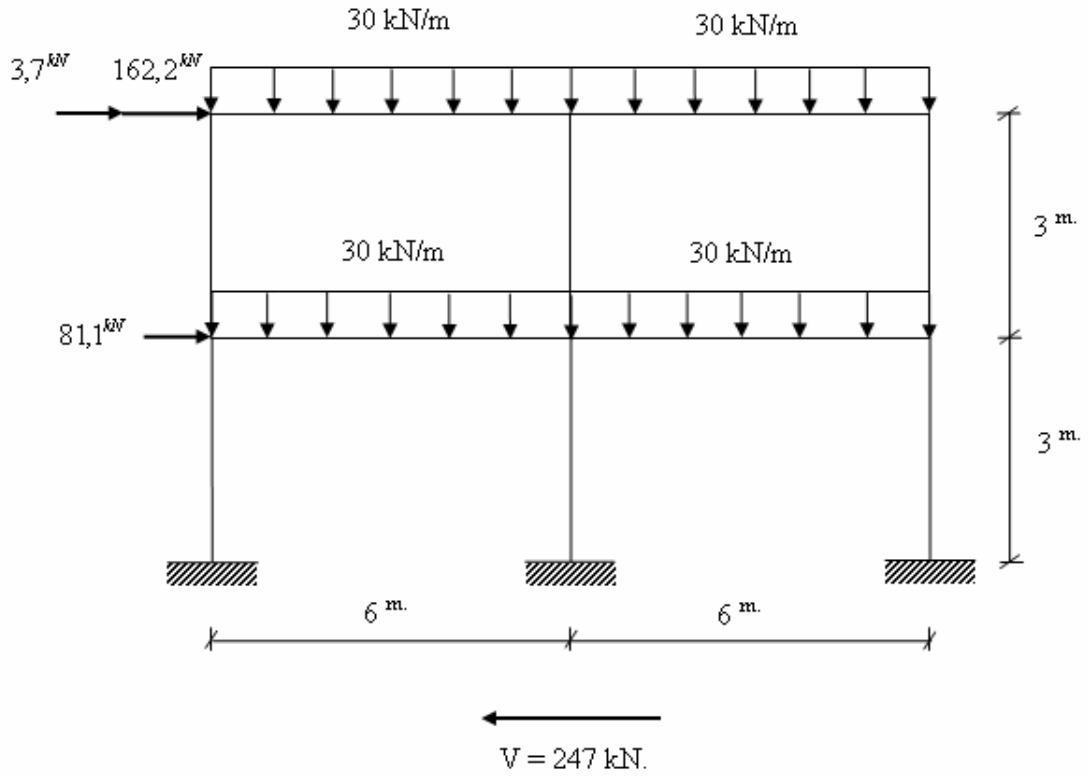
$$\Delta F_N = 0,0075 NV = 0,0075 * 2 * 247 = 3,7 \text{ kN}.$$

$$F_1 = (V - \Delta F_N) \frac{w_1 H_1}{\sum_{j=1}^{N=2} w_j H_j} = (247 - 3,71) \frac{360 * 3}{360 * 3 + 360 * 6}$$

1. Kat Seviyesi Kuvveti: $F_1 = 81,1 \text{ kN}$.

$$F_2 = (V - \Delta F_N) \frac{w_2 H_2}{\sum_{j=1}^{N=2} w_j H_j} = (247 - 3,71) \frac{360 * 6}{360 * 3 + 360 * 6}$$

2. Kat Seviyesi Kuvveti: $F_2 = 162,2 \text{ kN}$.



Şekil 7.3 İki katlı yapının kat seviyelerine etkiyen enerji esaslı deprem kuvvetleri ve düşey yükler.

8) Kiriş tasarımı yapılır.

İlk olarak Muto Yöntemine göre, zemin kat kolon tabanlarındaki plastik moment değerleri hesaplanır.

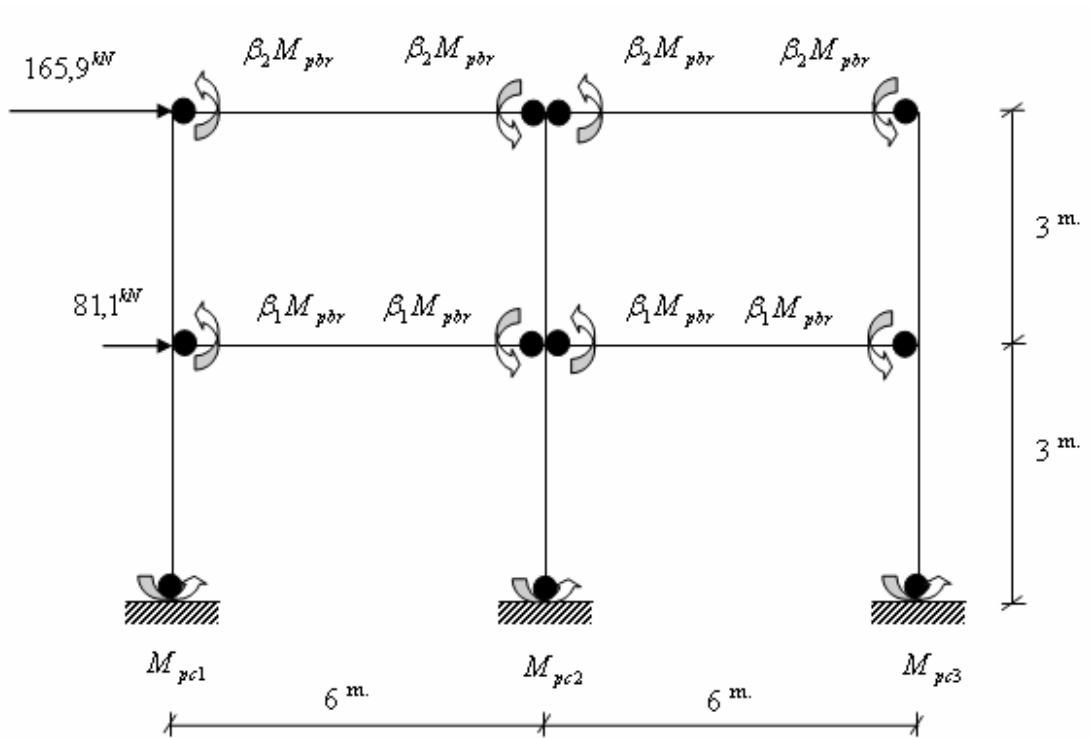
$$\sum F = F_1 + F_2 + \Delta F_N = V = 247 \text{ kN}.$$

$$I_1 = I_2 = 23130 \text{ cm}^4 \text{ (Kirişler : IPE 400)}$$

$$k_1 = \frac{I_1}{l_1} = \frac{23130 \text{ cm}^4}{600 \text{ cm}} = 38,55 \text{ cm}^3 ; \quad k_2 = \frac{I_2}{l_2} = \frac{23130 \text{ cm}^4}{600 \text{ cm}} = 38,55 \text{ cm}^3$$

$$I_{C1} = I_{C2} = I_{C3} = 25170 \text{ cm}^4 \text{ (Kolonlar : HE-B 300)}$$

$$k_{C1} = k_{C2} = k_{C3} = \frac{I_C}{l_1} = \frac{25170 \text{ cm}^4}{300 \text{ cm}} = 83,9 \text{ cm}^3$$



Şekil 7.4 Zemin kat kolon tabanlarındaki plastik momentler ve kiriş uç momentleri.

1. Kolonun “D₁” değeri bulunur.

$$\bar{k} = \frac{k_1}{k_{C1}} = \frac{38,55 \text{ cm}^3}{83,9 \text{ cm}^3} \cong 0,459 ; \quad a = \frac{0,5 + \bar{k}}{2 + \bar{k}} = 0,390$$

$$D_1 = a k_{C1} = (0,39) * (83,9) = 32,721 \text{ cm}^3$$

2. Kolonun “D₂” değeri bulunur.

$$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2}{k_{C2}} = \frac{38,55 + 38,55 \text{ cm}^3}{83,9 \text{ cm}^3} \cong 0,919 \quad ; \quad a = \frac{0,5 + \bar{k}}{2 + \bar{k}} = 0,486$$

$$D_2 = ak_{C2} = (0,486) * (83,9) = 40,775 \text{ cm}^3$$

3. Kolonun “D₃” değeri bulunur.

$$\bar{k} = \frac{k_2}{k_{C3}} = \frac{38,55 \text{ cm}^3}{83,9 \text{ cm}^3} \cong 0,459 \quad ; \quad a = \frac{0,5 + \bar{k}}{2 + \bar{k}} = 0,390$$

$$D_3 = ak_{C3} = (0,39) * (83,9) = 32,721 \text{ cm}^3$$

$$\sum D = D_1 + D_2 + D_3 = 106,217 \text{ cm}^3$$

Zemin kat kolonlarındaki kesme kuvvetleri hesaplanır.

$$V_{c1} = \frac{D_1}{\sum D} \sum F = \frac{32,721}{106,217} * 247 \text{ kN}. \quad \longrightarrow \quad V_{c1} = 76,1 \text{ kN}.$$

$$V_{c2} = \frac{D_2}{\sum D} \sum F = \frac{40,775}{106,217} * 247 \text{ kN}. \quad \longrightarrow \quad V_{c2} = 94,8 \text{ kN}.$$

$$V_{c3} = \frac{D_3}{\sum D} \sum F = \frac{32,721}{106,217} * 247 \text{ kN}. \quad \longrightarrow \quad V_{c3} = 76,1 \text{ kN}.$$

Her bir kolon için “ y_0 ” katsayısı tablolardan okunur.

$$1. \text{ Kolonda } \bar{k} = 0,459 \longrightarrow y_0 = 0,70$$

$$2. \text{ Kolonda } \bar{k} = 0,919 \longrightarrow y_0 = 0,60$$

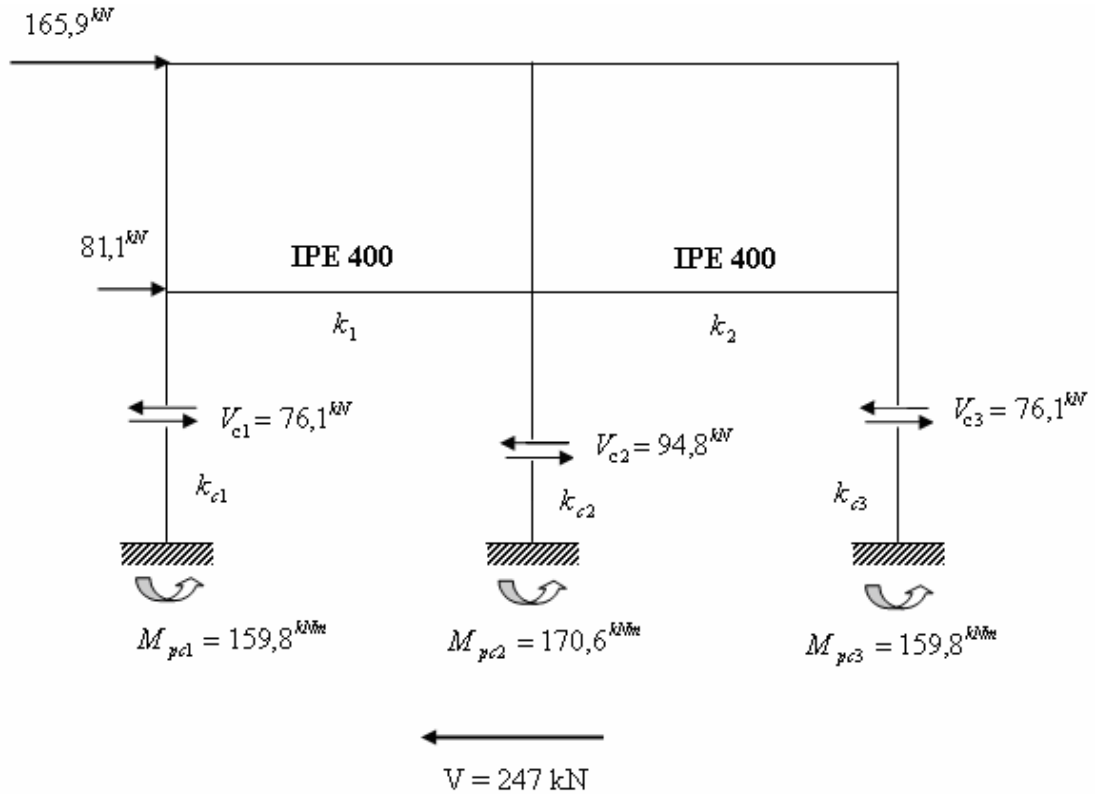
$$3. \text{ Kolonda } \bar{k} = 0,459 \longrightarrow y_0 = 0,70$$

Zemin kat taban plastik moment değerleri hesaplanır.

$$M_{pc1} = V_{c1} * (y_0 l_C) = 76,1 * 0,70 * 3 = 159,8 \text{ kNm.}$$

$$M_{pc2} = V_{c2} * (y_0 l_C) = 94,8 * 0,60 * 3 = 170,6 \text{ kNm.}$$

$$M_{pc3} = V_{c3} * (y_0 l_C) = 76,1 * 0,70 * 3 = 159,8 \text{ kNm.}$$



Şekil 7.5 Zemin kat kolonları kesme kuvvetleri ve taban plastik momentleri.

Tablo 7.4 Zemin kat kolon kesme kuvvetleri ve y_0 katsayıları

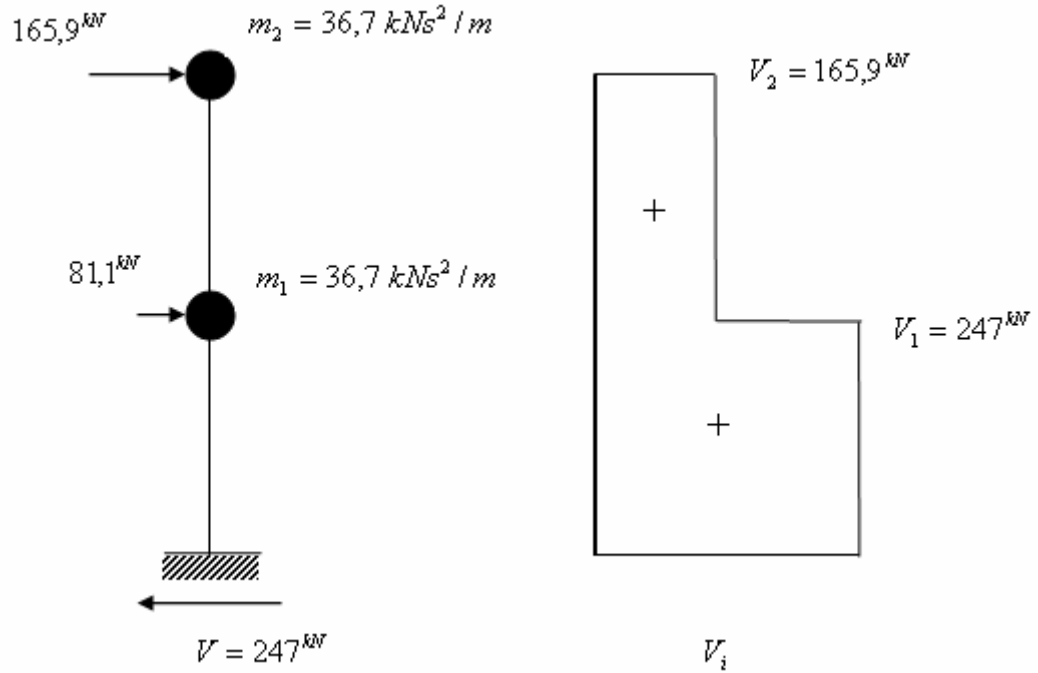
	V_{c1} (kN)	V_{c2} (kN)	V_{c3} (kN)	y_0 (1.Kolon)	y_0 (2.Kolon)	y_0 (3.Kolon)
1. İterasyon	76,1	94,8	76,1	0,70	0,60	0,70

Tablo 7.5 Zemin kat taban plastik momentleri

	M_{pc1} (kNm)	M_{pc2} (kNm)	M_{pc3} (kNm)
1. İterasyon	159,8	170,6	159,8

Her bir kat için “ β_i ” kiriş dayanımı kesme oranlama faktörü bulunur. Daha önce “b” nümerik faktörü hesaplanır. (denklem 6.37).

$$b = 0,5T^{-0,2} = 0,5 * (0,396)^{-0,2} \cong 0,60$$



Şekil 7.6 İki katlı yapının topaklanmış kütle modeli ve toplam kat kesme kuvvetleri.

Şekil 7.6daki kat kesme kuvvetlerine göre “ β_i ” faktörü Tablo 7.6daki gibi hesaplanır.

Tablo 7.6 “ β_i ” kiriş dayanımı kesme oranlama faktörü hesabı

Kat	F_i (kN.)	V_i (kN.)	V_i / V_N	$\beta_i = (V_i / V_N)^{0,60}$
2	165,9	165,9	1,000	1,000
1	81,1	247	1,489	1,270

Tablo 7.6dan $\beta_2 = 1,000$ - $\beta_1 = 1,270$ olarak elde edilir. Daha sonra kat kirişlerinin enerji denge denkleminde “ M_{pbr} ” kiriş referans plastik moment değeri bulunur.

$$\sum_{i=1}^N F_i h_i + \Delta F_N h_N = \sum_{i=1}^N 4\beta_i M_{pbr} + M_{pc1} + M_{pc2} + M_{pc3}$$

$$81,1 * 3 + 162,2 * 6 + 3,7 * 6 = 4M_{pbr} (1,000 + 1,270) + 159,8 + 170,6 + 159,8$$

$$1238,7^{kNm} = 4M_{pbr} (2,270) + 490,2$$

$$M_{pbr} = 82,43^{kNm} \text{ (Kiriş referans plastik moment değeri)}$$

Kat kirişlerinin “ M_{pbi} ” plastik momentleri hesaplanır.

$$\phi M_{pb1} = \beta_1 M_{pbr}$$

$$0,9M_{pb1} = 1,270 * 82,43$$

$$M_{pb1} = 116,32^{kNm} \text{ (Birinci kat kirişlerinin plastik momentleri)}$$

$$0,9M_{pb2} = 1,000 * 82,43$$

$$M_{pb2} = 91,59 \text{ kNm. (İkinci kat kirişlerinin plastik momenti)}$$

Kat kirişlerinin plastik momentlerinin elde edilmesinin ardından, kirişler boyutlandırılır. Sistemin tasarımında Fe37 yapı çeliğinin kullanıldığı kabul edilmiştir. Fe37 yapı çeliğinin akma gerilmesi 24 kN/cm^2 ve Elastisite Modülü $E = 206182 \text{ N/mm}^2$ 'dir. Taşıyıcı sistemin kirişleri ve kolonları Avrupa Norm Profilleri kullanılarak boyutlandırılacaktır. Kirişler için IPE, kolonlar için HEB profilleri kullanılacaktır.

Hesaplanan kiriş plastik momentlerine göre, gerekli olan plastik mukavemet momenti değerleri bulunur.

$$M_{pb1} = 11632 \text{ kNm} = \sigma_e W_p \longrightarrow W_{p,gerekli} = \frac{11632 \text{ kNm}}{24 \text{ kN/cm}^2}$$

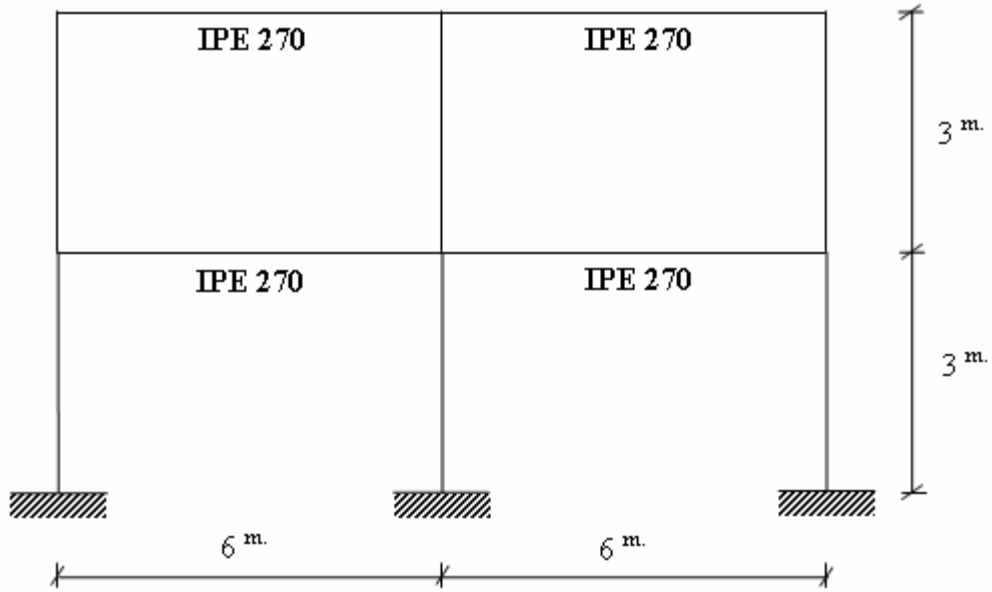
$$W_{p,gerekli} = 484,67 \text{ cm}^3 \longrightarrow W_{seçilen} = 484 \text{ cm}^3$$

$$W_{seçilen} = 484 \text{ cm}^3 \longrightarrow \underline{\text{1.Kat kirişleri için seçilen profil: IPE 270}}$$

$$M_{pb2} = 9159 \text{ kNm} = \sigma_e W_p \longrightarrow W_{p,gerekli} = \frac{9159 \text{ kNm}}{24 \text{ kN/cm}^2}$$

$$W_{p,gerekli} = 381,625 \text{ cm}^3 \longrightarrow W_{seçilen} = 484 \text{ cm}^3$$

$$W_{seçilen} = 484 \text{ cm}^3 \longrightarrow \underline{\text{2.Kat kirişleri için seçilen profil: IPE 270}}$$



Şekil 7.7 Birinci iterasyon sonucunda elde edilen kiriş profilleri.

9) Kolon tasarımı yapılır.

En üst katta, dayanım artışı faktörü $\xi = 1$ olup bu katsayı diğer katlarda $\xi = 1,05$ alınır.

Tablo 7.7 Kolon hesabına esas artırılmış kiriş momentleri

Kat	M_{pbi} (kNm)	ξ_i	$\xi_i M_{pbi}$ (kNm.)
2	91,59	1,00	91,59
1	116,32	1,05	122,14

Dış akslara etkiyen değiştirilmiş taban kesme kuvveti hesabında kullanılacak olan “G” katsayısı denklem (6.58)den şu şekilde hesaplanır:

$$G = \left[\frac{\sum_{i=1}^N w_i h_i^2}{\sum_{i=1}^N w_i h_i} - 0,0075 N \frac{\sum_{i=1}^N w_i h_i^2}{\sum_{i=1}^N w_i h_i} + 0,0075 N h_N \right]$$

$$G = \left[\frac{360 \cdot 3^2 + 360 \cdot 6^2}{360 \cdot 3 + 360 \cdot 6} - 0,0075 \cdot 2 \cdot \left(\frac{360 \cdot 3^2 + 360 \cdot 6^2}{360 \cdot 3 + 360 \cdot 6} \right) + 0,0075 \cdot 2 \cdot 6 \right]$$

$$G = 5,015 \text{ metre.}$$

“G” değerinin bulunmasının ardından dış akslardaki kenar kolonlara etkiyen taban kesme kuvveti bulunur.

$$V_u = \frac{1}{G} (M_{pc1} + \sum_{i=1}^N \xi_i M_{pbi}) = \frac{1}{5,015} * (159,8 + 122,14 + 91,59)$$

$$V_u = 74,48 \text{ kN.}$$

Taban kesme kuvvetinin elde edilmesinin ardından, dış akslardaki kenar kolonlarda kat seviyelerine etkiyen kuvvetler hesaplanır.

$$\Delta F_{Nu} = 0,0075 N V_u = 0,0075 * 2 * 74,48$$

$$\Delta F_{Nu} = 1,12 \text{ kN. (en üst kata etkiyen ek deprem yükü)}$$

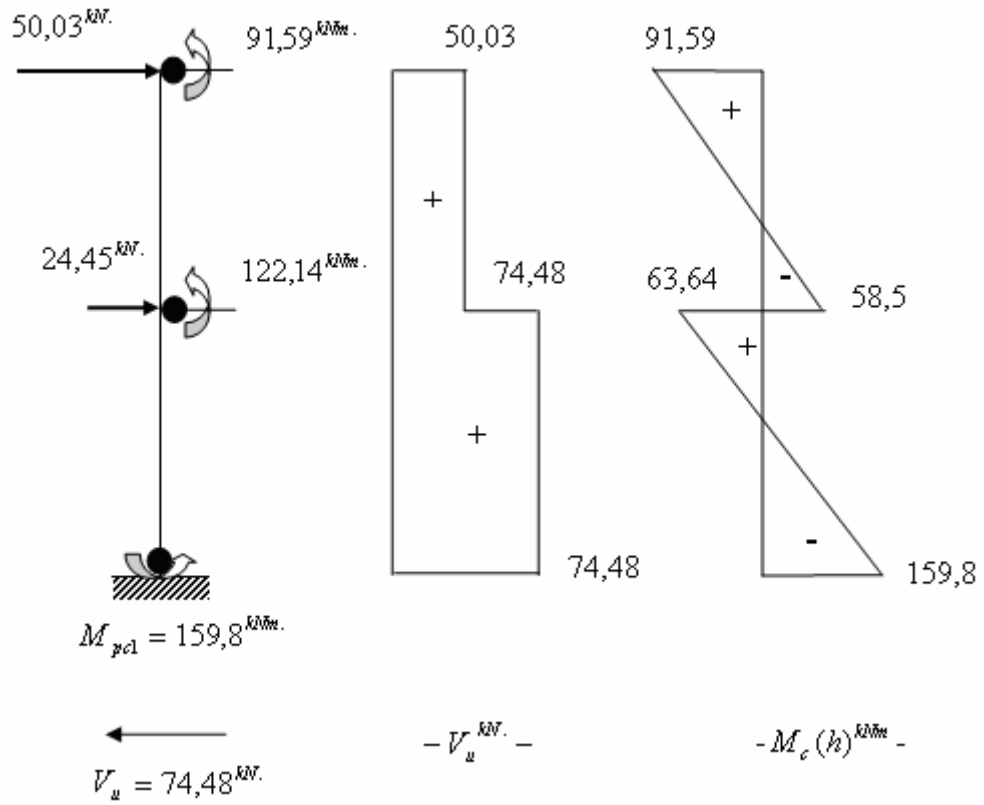
$$F_{1u} = \frac{w_1 h_1}{\sum_{j=1}^{N=2} w_j h_j} (V_u - \Delta F_{Nu}) = \frac{360 * 3}{360 * 3 + 360 * 6} * (74,48 - 1,12)$$

$$F_{1u} = 24,45 \text{ kN. (dış aks kolonları, birinci kat seviyesine etkiyen deprem kuvveti)}$$

$$F_{2u} = \frac{w_2 h_2}{\sum_{j=1}^{N=2} w_j h_j} (V_u - \Delta F_{Nu}) = \frac{360 * 6}{360 * 3 + 360 * 6} * (74,48 - 1,12)$$

$$F_{2u} = 48,91 \text{ kN.}$$

$\Delta F_{Nu} + F_{2u} = 1,12 + 48,91 = 50,03 \text{ kN. (dış aks kolonları, ikinci kat seviyesine etkiyen deprem kuvveti)}$



Şekil 7.8 Dış akslardaki kenar kolonların kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramları.

Kat seviyelerine etkiyen deprem kuvvetlerinin belirlenmesinin ardından, dış akslardaki kenar kolonlara ait kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramları çizilebilmektedir. (Şekil 7.8). Dış akslardaki kenar kolonlara etkiyen eksenel kuvvetler ise denklem (6.59)dan bulunacaktır. Tablo 7.8de, iki katlı çerçevenin dış akslarındaki kenar kolonlara etkiyen normal kuvvetler verilmektedir.

Tablo 7.8 İki katlı çerçevenin dış aks kolonlarına etkiyen toplam eksenel kuvvet değerleri

Kolon bilgileri Kat	Kolon	$\sum_{i=1}^{N=2} \xi_i M_{pbi}$ (kNm)	L (m)	$\sum_{i=1}^{N=2} \frac{2\xi_i M_{pbi}}{L}$	$P_{cg}(h)$ (kN)	N_{kolon} (kN)
1. Kat	1.Kat Kolonları	213,73	6	71,24	180	251,24
2. Kat	2.Kat Kolonları	91,59	6	30,53	90	120,53

Dış akstaki kolonların eğilme momentleri ve eksenel kuvvetleri bulunduktan sonra, ara akstaki kolonların tasarımı yapılır. Ara kolonlara etkiyen taban kesme kuvveti hesabında kullanılacak olan “G” katsayısı, dış aks kolonlarının tasarımındaki gibi bulunur.

$$G = 5,015 \text{ metre.}$$

“G” değerinin bulunmasının ardından ara aks kolonlarına etkiyen taban kesme kuvveti bulunur.

$$V_{u i \zeta} = \frac{1}{G} (M_{pc2} + \sum_{i=1}^N 2\xi_i M_{pbi}) = \frac{1}{5,015} * (170,6 + 2 * 122,14 + 2 * 91,59)$$

$$V_{u i \zeta} = 119,25 \text{ kN.}$$

Taban Kesme kuvvetinin elde edilmesinin ardından, ara aks kolonlarında kat seviyelerine etkiyen kuvvetler hesaplanır.

$$\Delta F_{Niu} = 0,0075 N V_{u i \zeta} = 0,0075 * 2 * 119,25$$

$$\Delta F_{Niu} = 1,79 \text{ kN. (en üst kata etkiyen ek deprem yükü)}$$

$$F_{1iu} = \frac{w_1 h_1}{\sum_{j=1}^{N=2} w_j h_j} (V_{u i \zeta} - \Delta F_{Niu}) = \frac{360 * 3}{360 * 3 + 360 * 6} * (119,25 - 1,79)$$

$$F_{1iu} = 39,15 \text{ kN. (ara aks kolonları, birinci kat seviyesine etkiyen deprem kuvveti)}$$

$$F_{2iu} = \frac{w_2 h_2}{\sum_{j=1}^{N=2} w_j h_j} (V_{u i \zeta} - \Delta F_{Niu}) = \frac{360 * 6}{360 * 3 + 360 * 6} * (119,25 - 1,79)$$

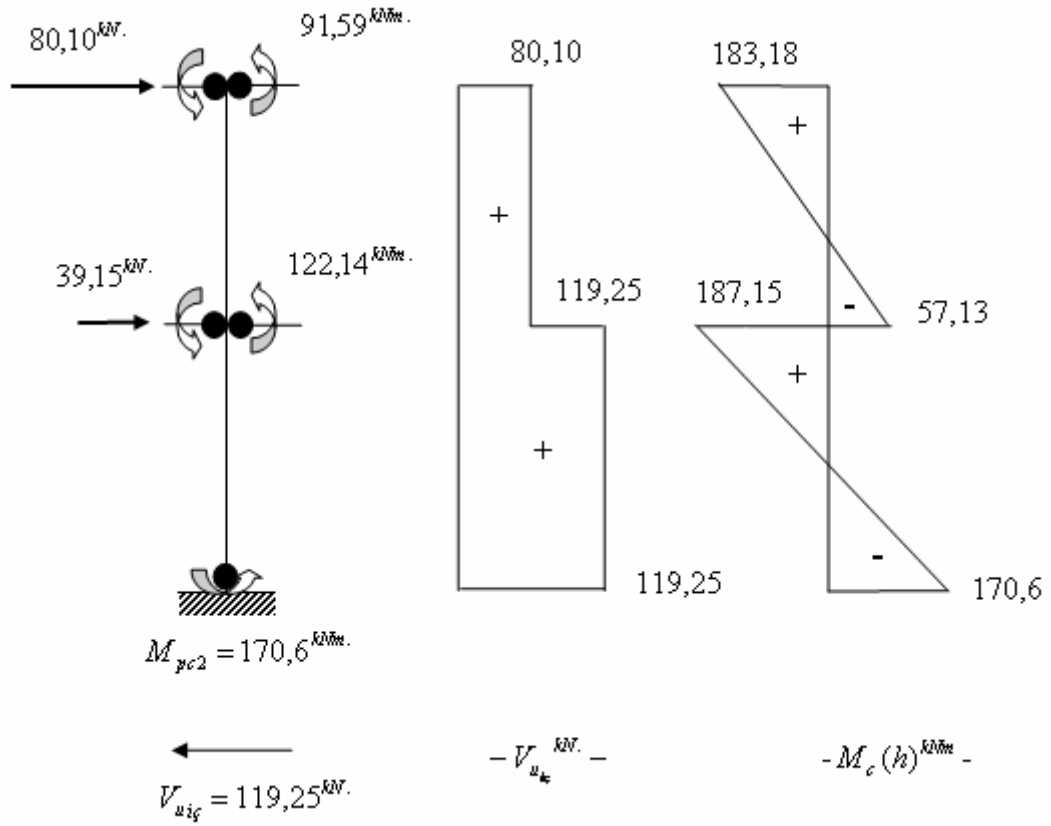
$$F_{2iu} = 78,31 \text{ kN}.$$

$\Delta F_{Niu} + F_{2iu} = 1,79 + 78,31 = 80,1 \text{ kN}$. (ara aks kolonları, ikinci kat seviyesine etkileyen deprem kuvveti)

Kat seviyelerine etkileyen deprem kuvvetlerinin belirlenmesinin ardından, ara kolonlara ait kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramları çizilebilmektedir. (Şekil 7.9) Ara aks kolonlarına etkileyen eksenel kuvvetler ise denklem (6.64)ten bulunacaktır. Tablo 7.9da, iki katlı çerçevenin ara kolonlarına etkileyen normal kuvvetler verilmektedir.

Tablo 7.9 İki katlı çerçevenin ara kolonlarına etkileyen toplam eksenel kuvvet değerleri

Kolonlara ait bilgiler Kat	Kolon	$\sum_{i=1}^{N=2} \xi_i M_{pbi}$ (kNm)	L (m)	$P_{cg}(h)$ (kN)	N_{kolon} (kN)
1. Kat	1. Kat Kolonu	213,73	6	360	360
2. Kat	2. Kat Kolonu	91,59	6	180	180



Şekil 7.9 Ara aks kolonlarının kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramları.

Kolonlara etkiyen eğilme momenti ve eksenel kuvvetin elde edilmesinin ardından, plastik tasarım yapılarak kolonlar boyutlandırılmaktadır.

S1 ve S3 Kolonları:

$$N_p = \sigma_e A = (24 \text{ kN} / \text{cm}^2) * (149,1 \text{ cm}^2) = 3578,4 \text{ kN}. \text{ (Plastik normal kuvvet)}$$

Burada kullanılan kolon enkesit alanı, S1 ve S3 kolonlarına verilen başlangıç kesitlerinin alanıdır. Şekil 7.1den de görüldüğü gibi, birinci iterasyonun başlangıcında kolonlara HEB 300 profili atanmıştır. Plastik normal kuvvet hesabında kullanılan alan, HEB 300 profilinin alanıdır. Her bir iterasyonda kolon boyutlandırması başlangıcında, önceki iterasyon sonucunda elde edilmiş profillerin alanları kullanılacaktır.

$$N = 251,24 \text{ kN}. \text{ (Tablo 7.8, birinci kat kolonunun toplam eksenel kuvveti)}$$

$$\frac{N}{N_p} = \frac{251,24}{3578,40} = 0,070 \longrightarrow \frac{M}{M_p} = 1,0 \text{ (Şekil 4.14)}$$

$$M_p = M = 159,8 \text{ kNm.} \longrightarrow W_{p,gerekli} = \frac{M_p}{\sigma_e} = \frac{15980^{kNcm}}{24^{kN/cm^2}} = 665,8 \text{ cm}^3$$

$$W_{seçilen} = 642,5 \text{ cm}^3 \text{ (HEB 200 profilinin plastik mukavemet momenti)}$$

$$A = 78,1 \text{ cm}^2 \text{ (HEB 200 profilinin alanı)}$$

$$M_p = \sigma_e W_p = (24 \text{ kN/cm}^2) * (642,5 \text{ cm}^3) = 15420 \text{ kNcm.}$$

$$N_p = \sigma_e A = (24 \text{ kN/cm}^2) * (78,1 \text{ cm}^2) = 1874,4 \text{ kN.}$$

$$N = 251,24 \text{ kN.}$$

$$\frac{N}{N_p} = \frac{251,24}{1874,40} = 0,134 \longrightarrow \frac{M}{M_p} = 1,0 \text{ (Şekil 4.14)}$$

$M = M_p = 15420 \text{ kNcm.}$ (HEB 200'ün bu eksenel yük altında taşıdığı plastik moment)

$$M_{max.} = 15980 \text{ kNcm. (Taşınmasını istediğimiz maksimum plastik moment)}$$

Burada $M \geq M_{max.}$ koşulunu sağlayan kesitler, kolon profili olarak seçilebilir. S1 ve S3 kolonları için de; taşınmasını istediğimiz momentle (159,8 kNm.), HEB 200 profilinin bu eksenel yük altında (N=251,24 kN.) taşıdığı moment (154,20 kNm.) birbirine çok yakındır.

S1 ve S3 Kolonları $\longrightarrow$ **HEB 200**

S2 Kolonu:

S1 ve S3 kolonlarına uygulanmış hesap adımlarının aynıları uygulanarak, plastik tasarım sonucunda S2 kolonuna HEB 220 çelik profili atanır.

S2 Kolonu $\longrightarrow$ **HEB 220**

$M = 19550,28 \text{ kNcm}$. (HEB 220'nin bu eksenel yük altında taşıdığı plastik moment)

$M_{\max.} = 18715 \text{ kNcm}$. (Taşınmasını istediğimiz maksimum plastik moment)

S4 ve S6 Kolonları:

S1 ve S3 kolonlarına uygulanmış hesap adımlarının aynıları uygulanarak, plastik tasarım sonucunda S4 ve S6 kolonlarına HEB 200 çelik profili atanır.

S4 ve S6 Kolonları $\longrightarrow$ **HEB 200**

$M = 15420 \text{ kNcm}$. (HEB 200'ün bu eksenel yük altında taşıdığı plastik moment)

$M_{\max.} = 9159 \text{ kNcm}$. (Taşınmasını istediğimiz maksimum plastik moment)

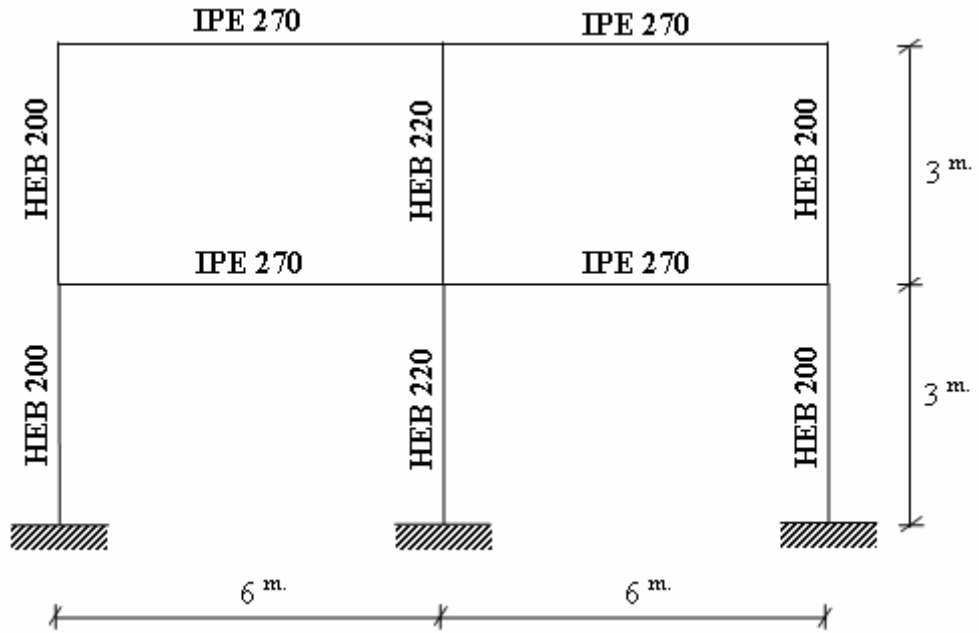
S5 Kolonu:

S1 ve S3 kolonlarına uygulanmış hesap adımlarının aynıları uygulanarak, plastik tasarım sonucunda S5 kolonuna HEB 220 çelik profili atanır.

S2 Kolonu $\longrightarrow$ **HEB 220**

$M = 19848 \text{ kNcm}$. (HEB 220'nin bu eksenel yük altında taşıdığı plastik moment)

$M_{\max.} = 18318 \text{ kNcm}$. (Taşınmasını istediğimiz maksimum plastik moment)



Şekil 7.10 Birinci İterasyon sonucunda elde edilen profiller ($\theta_p = 0,01$).

Tasarım yöntemi, iteratif bir yöntem olduğundan dolayı uygun sonuçlar elde edilene kadar iterasyonlara devam edilir. Şekil 7.10da, birinci iterasyon sonucunda bulunan taşıyıcı sistem profilleri görülmektedir. Elde edilen bu profiller, ikinci iterasyonun başlangıcında kullanılacak ve hesap adımları aynen uygulanarak yeni profiller elde edilecektir. Bir iterasyonun başlangıcındaki kesitler ile, iterasyon sonucunda bulunan kesitler aynı olduğunda iterasyona son verilerek, sonuçlar yöntemin nihai sonuçları olarak kabul edilecektir.

Tasarım yönteminin yaklaşımlara dayanması ve her bir iterasyondaki hesaplamaların uzun olması, yöntemi bilgisayar programlamasıyla çözümlemeye götürmektedir. Bu nedenle, tasarım yöntemindeki ara işlemler Microsoft Office Excel paket proramı ile programlanmış ve iterasyonlar çabuk bir biçimde gerçekleştirilmiştir.

Tablo 7.10 Birinci kat kirişlerinin boyutlandırılması (Excel programı kullanılmıştır.)

	M_{pb1} (kNm.)	$W_{pl.1 \text{ max.}}$ (cm ³)	$W_{seçilen}$ (cm ³)	1. Kat Kirişleri
1. İterasyon	116,32	484,67	484	IPE270
2. İterasyon	239,51	997,97	1019	IPE360
3. İterasyon	196,47	818,63	804,3	IPE330
4. İterasyon	192,28	801,16	804,3	IPE330
5. İterasyon	183,34	763,91	804,3	IPE330

Tablo 7.11 İkinci kat kirişlerinin boyutlandırılması (Excel programı kullanılmıştır.)

	M_{pb2} (kNm.)	$W_{pl.2 \text{ max.}}$ (cm ³)	$W_{seçilen}$ (cm ³)	2. Kat Kirişleri
1. İterasyon	91,59	381,63	484	IPE270
2. İterasyon	194,06	808,57	804,3	IPE330
3. İterasyon	157,93	658,05	628,4	IPE300
4. İterasyon	154,21	642,56	628,4	IPE300
5. İterasyon	146,60	610,82	628,4	IPE300

Tablo 7.12 Dış akslardaki kenar kolonların eğilme momentleri (Excel programı kullanılmıştır.)

	Alt Kat		Üst Kat	
	<u>S1 ve S3 Kolonunun Uç Plastik Momentleri</u>		<u>S4 ve S6 Kolonunun Uç Plastik Momentleri</u>	
	M - alt uç (kNm.)	M - üst uç (kNm.)	M - alt uç (kNm.)	M - üst uç (kNm.)
1. İterasyon	-159,8	63,6	-58,5	91,6
2. İterasyon	-277,2	155,1	-96,4	194,1
3. İterasyon	-166,8	150,9	-55,4	157,9
4. İterasyon	-182,4	139,7	-62,2	154,2
5. İterasyon	-161,9	137,8	-54,7	146,6

Tablo 7.10dan, Tablo 7.18e kadar olan bütün tablolar, iki katlı iki açıklıklı çerçevenin toplam %2 hedef yer değiştirmesi için kiriş ve kolon boyutlandırmasını ve bu boyutlandırmalara esas hesaplamaları sunmaktadır. Hesaplar toplam beş iterasyonda gerçekleştirilmiş ve Excel programından yararlanılmıştır.

Tablo 7.13 Ara kolonların eğilme momentleri (Excel programı kullanılmıştır.)

	Alt Kat		Üst Kat	
	<u>S2 Kolonunun Uç Plastik Momentleri</u>		<u>S5 Kolonunun Uç Plastik Momentleri</u>	
	M - alt uç (kNm.)	M - üst uç (kNm.)	M - alt uç (kNm.)	M - üst uç (kNm.)
1. İterasyon	-170,6	187,2	-57,1	183,2
2. İterasyon	-438,6	356,8	-146,1	388,1
3. İterasyon	-296,8	316,5	-96,1	315,9
4. İterasyon	-410,7	261,0	-142,7	308,4
5. İterasyon	-449,6	225,1	-160,0	293,2

Tablo 7.14 Kolonlarının eksenel kuvvetleri (Excel programı kullanılmıştır.)

	S1 ve S3	S4 ve S6	S2	S5
	$N_{kolon} - kN$	$N_{kolon} - kN$	$N_{kolon} - kN$	$N_{kolon} - kN$
1. İterasyon	251,24	120,53	360	180
2. İterasyon	328,51	154,69	360	180
3. İterasyon	301,41	142,64	360	180
4. İterasyon	298,70	141,40	360	180
5. İterasyon	293,03	138,87	360	180

Tablo 7.15 S1 ve S3 kolonlarının boyutlandırılması (Excel programı kullanılmıştır.)

	$N_p (kN)$	N / N_p	M / M_p	$M_p (kNcm.)$	$W_{gerekli} (cm^3)$	$W_{seçilen} (cm^3)$	PROFİL
1. İterasyon	3578,4	0,070	1	15980	665,75	642,5	HEB200
2. İterasyon	1874,4	0,175	0,973	28488	1186,99	1283	HEB260
3. İterasyon	2841,6	0,106	1	16679	694,96	827	HEB220
4. İterasyon	2184	0,137	1	18239	759,96	827	HEB220
5. İterasyon	2184	0,134	1	16188	674,50	827	HEB220

Tablo 7.16 S2 kolonunun boyutlandırılması (Excel programı kullanılmıştır.)

	$N_p (kN)$	N / N_p	M / M_p	$M_p (kNcm.)$	$W_{gerekli} (cm^3)$	$W_{seçilen} (cm^3)$	PROFİL
1. İterasyon	3578,4	0,101	1	18715	779,79	827	HEB220
2. İterasyon	2184	0,165	0,985	44501	1854,19	1869	HEB300
3. İterasyon	3578,4	0,101	1	31651	1318,79	1534	HEB280
4. İterasyon	3153,6	0,114	1	41069	1711,21	1869	HEB300
5. İterasyon	3578,4	0,101	1	44960	1873,33	1869	HEB300

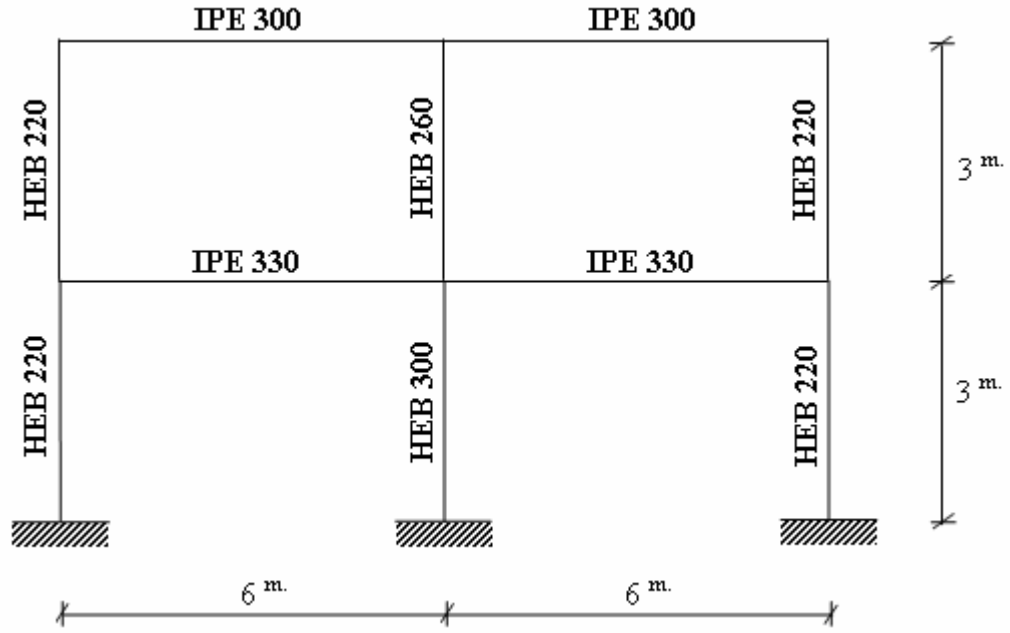
Tablo 7.17 S4 ve S6 kolonlarının boyutlandırılması (Excel programı kullanılmıştır.)

	$N_p (kN)$	N / N_p	M / M_p	$M_p (kNcm.)$	$W_{gerekli} (cm^3)$	$W_{seçilen} (cm^3)$	PROFİL
1. İterasyon	3578,4	0,034	1	9159	381,63	642,5	HEB200
2. İterasyon	1874,4	0,083	1	19406	808,58	1053	HEB240
3. İterasyon	2544	0,056	1	15793	658,04	827	HEB220
4. İterasyon	2184	0,065	1	15421	642,54	827	HEB220
5. İterasyon	2184	0,064	1	14660	610,83	827	HEB220

Şekil 7.12de, iki katlı iki açıklıklı çerçevenin iterasyonlar sonucu elde edilen nihai kesitleri görülmektedir. Hesap tablolarından da görüldüğü üzere toplam beş iterasyon yapılmış ve beşinci iterasyonun sonuçları, yöntemin nihai sonuçları olarak kabul edilmiştir.

Tablo 7.18 S5 kolonunun boyutlandırılması (Excel programı kullanılmıştır.)

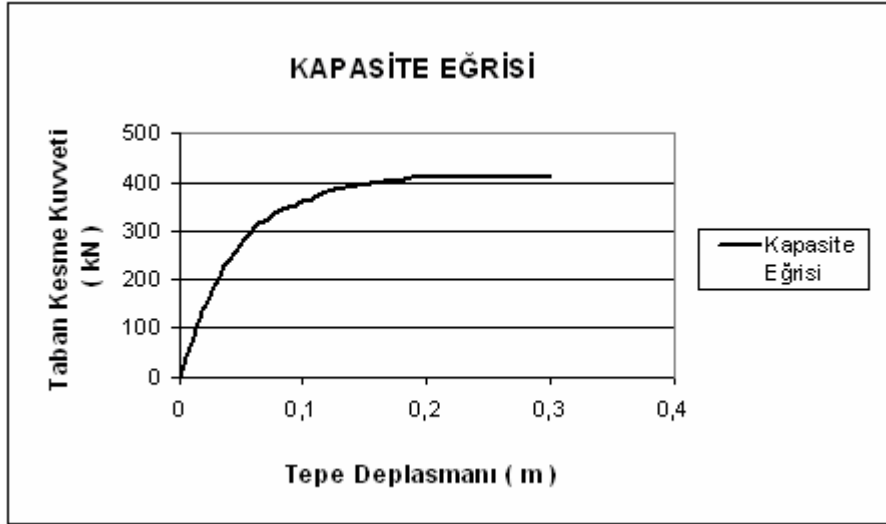
	$N_p (kN)$	N / N_p	M / M_p	$M_p (kNcm.)$	$W_{gerekli} (cm^3)$	$W_{seçilen} (cm^3)$	PROFİL
1. İterasyon	3578,4	0,050	1	18318	763,25	827	HEB220
2. İterasyon	2184	0,082	1	38811	1617,13	1869	HEB300
3. İterasyon	3578,4	0,050	1	31586	1316,08	1534	HEB280
4. İterasyon	3153,6	0,057	1	30843	1285,13	1283	HEB260
5. İterasyon	2841,6	0,063	1	29319	1221,63	1283	HEB260



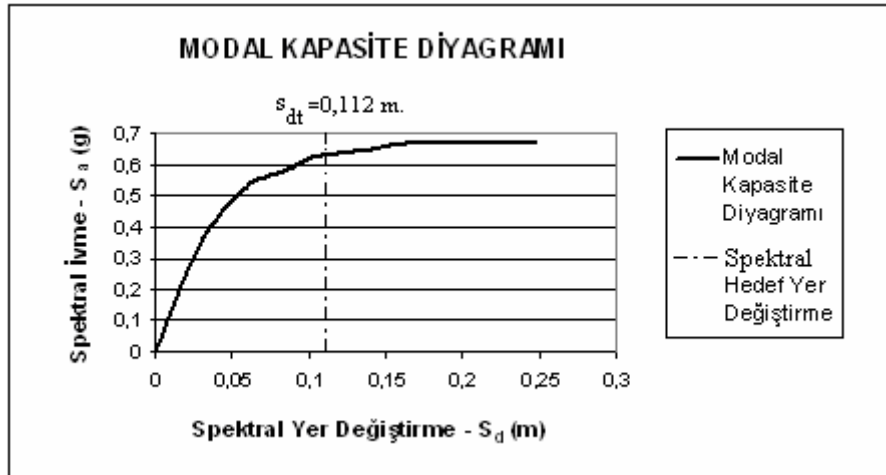
Şekil 7.11 İki katlı iki açıklıklı çerçevenin toplam %2 hedef yer değiştirmesi için nihai tasarımı (Beşinci iterasyon sonundaki, yöntemin sonuçları).

İki katlı iki açıklıklı çerçevenin %2 toplam hedef yer değiştirmesine göre enerji esaslı olarak tasarlanmasından sonra, doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi uygulanarak bu çerçeveye ait kapasite diyagramı elde edilmiştir. (Şekil 7.12) Doğrusal olmayan analizlerde SAP 2000 yapı analiz programı kullanılmıştır. Yöntemin değerlendirilmesinde kullanılmış olan bütün artımsal itme analizlerinde ikinci mertebe etkileri ihmal edilmiş, kesit $M-\theta$ ilişkileri ideal elastoplastik alınmış ve pekleşme dikkate alınmamıştır. Kapasite eğrisinin elde edilmesinden sonra, denklem (5.2) ve (5.3) ile kapasite eğrisi spektral forma dönüştürülmüştür. (Şekil 7.13). Daha sonra, Bölüm Beşte sunulmuş olan yapı performansının belirlenmesinde kullanılan yöntemlerle enerji esaslı yöntemin değerlendirmesi yapılmıştır. Yapının performans noktasının (hedef yer değiştirmesinin) belirlenmesi ile birlikte, yapı bu hedef yer değiştirmeye kadar itilmiş ve yatay kat yer değiştirmeleri elde edilmiştir. (Şekil 7.15). Yatay kat yer değiştirmeleri elde edildikten sonra bu değerler göreceli ötelenme değerlerine çevrilmiş ve göreceli kat ötelenmesi grafiği çizilmiştir. (Şekil 7.16). Enerji esaslı tasarım yönteminin başlangıcında kabul edilen yer değiştirme hedefi ile doğrusal olmayan analizler sonucu elde edilen kat yer değiştirme değerleri karşılaştırılmıştır. %2 toplam hedef yer değiştirmesi için

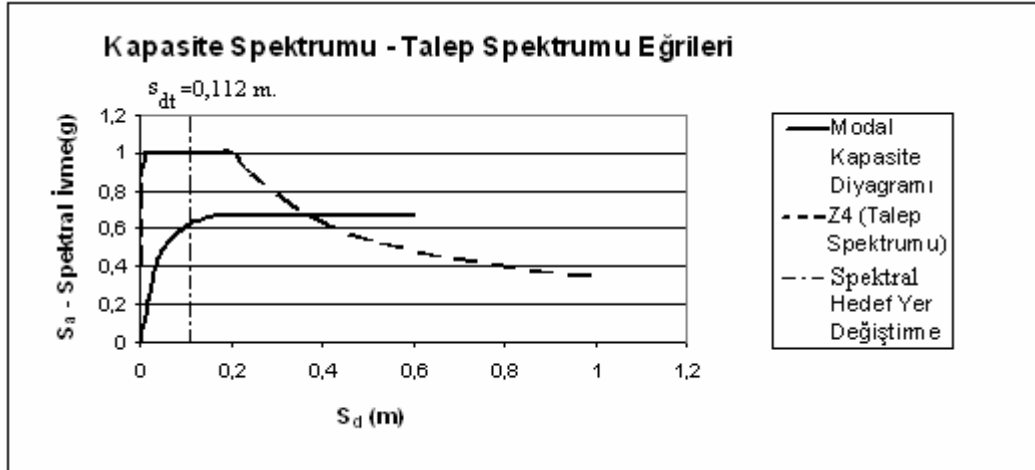
tasarlanan iki katlı iki açıklıklı çerçevenin birinci katındaki toplam yer değiştirme %2,16, 2. katındaki toplam yer değiştirme ise %2,34 olarak bulunmuştur. (Şekil 7.16)



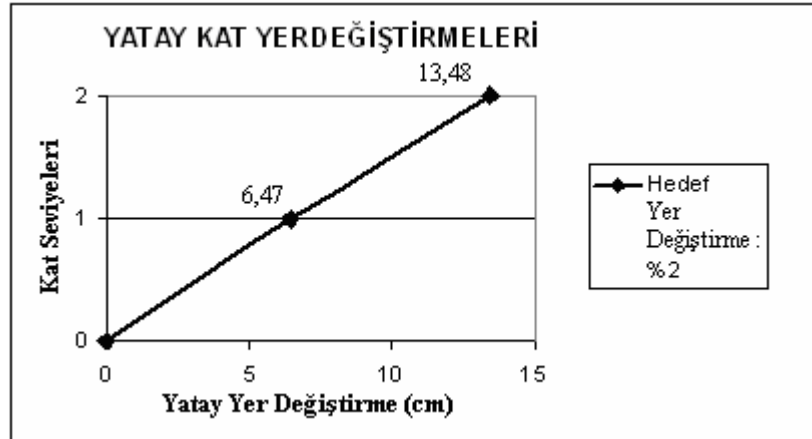
Şekil 7.12 Enerji esası yöntemiyle tasarlanmış olan Şekil 7.11deki iki katlı iki açıklıklı çerçevenin statik artımsal itme analizi sonucu elde edilen kapasite eğrisi.



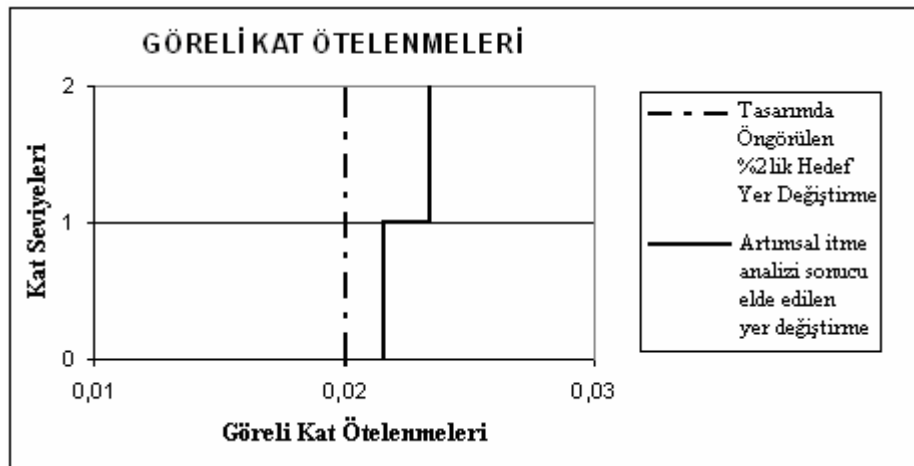
Şekil 7.13 %2 toplam hedef yer değiştirmeye göre tasarlanan iki katlı iki açıklıklı çerçevenin modal kapasite diyagramı (Kapasite Spektrumu).



Şekil 7.14 %2 toplam hedef yer değiştirmeye göre tasarlanan iki katlı iki açıklıklı çerçevenin kapasite spektrumu ve talep spektrumu eğrileri.



Şekil 7.15 Performans noktasına kadar statik olarak itilmiş iki katlı iki açıklıklı çerçevenin kat seviyelerindeki yatay yer değiştirme değerleri.



Şekil 7.16 Şekil 7.11deki çerçevenin görelî kat ötelenmesi grafiği.

7.2.2 Örnek 1.2: %1,5 luk Toplam Hedef Yer Değiştirmeye Göre Tasarım

%2 toplam hedef yer değiştirmeye göre tasarımı 7.2.1 alt başlığı ile ayrıntılarıyla açıklanmış olan iki katlı iki açıklıklı yapının, %1,5 toplam hedef yer değiştirmeye göre tasarımı yapılacaktır. Tasarımı %1,5 hedef yer değiştirmeye göre yapılacak yapının kat yükseklikleri ve açıklıkları gibi tüm özellikleri, %2 hedef yer değiştirme esas alınarak yapılmış olan uygulamadaki ile aynıdır. Tasarımda, iki katlı iki açıklıklı yapının her açıklığındaki yayılı yük değeri yine 30 kN/m. olarak kabul edilmiştir. Elastik dönme değeri hesaplarda 0,01 olarak alınmıştır. İterasyonlardaki ara işlemler için Microsoft Office Excel programı kullanılmıştır. Tasarım yöntemindeki hesap adımlarının 7.2.1 alt başlığı ile ayrıntılı olarak açıklanmasından dolayı, %1,5luk toplam hedef yer değiştirmeye göre tasarımda sonuçların verilmesi ile yetinilmiştir.

Tablo 7.19 Birinci kat kirişlerinin boyutlandırılması (Excel programı kullanılmıştır.)

	M_{pb1} (kNm.)	W_{pl.1 max.} (cm³)	W_{seçilen} (cm³)	1. Kat Kirişleri
1. İterasyon	188,45	785,21	804,3	IPE330
2. İterasyon	251,83	1049,29	1307	IPE400
3. İterasyon	213,15	888,11	1019	IPE360
4. İterasyon	224,24	934,32	1019	IPE360

Tablo 7.20 İkinci kat kirişlerinin boyutlandırılması (Excel programı kullanılmıştır.)

	M_{pb2} (kNm.)	W_{pl.2 max.} (cm³)	W_{seçilen} (cm³)	2. Kat Kirişleri
1. İterasyon	148,32	617,99	628,4	IPE300
2. İterasyon	201,62	840,10	1019	IPE360
3. İterasyon	168,62	702,60	804,3	IPE330
4. İterasyon	178,12	742,18	804,3	IPE330

Tablo 7.21 Dış akslardaki kenar kolonların eğilme momentleri (Excel programı kullanılmıştır.)

	Alt Kat		Üst Kat	
	S1 ve S3 Kolonunun Uç Plastik Momentleri		S4 ve S6 Kolonunun Uç Plastik Momentleri	
	M - alt uç (kNm.)	M - üst uç (kNm.)	M - alt uç (kNm.)	M - üst uç (kNm.)
1. İterasyon	-243,5	109,2	-88,6	148,3
2. İterasyon	-295,8	159,9	-104,5	201,6
3. İterasyon	-225,8	144,0	-79,8	168,6
4. İterasyon	-243,8	149,4	-86,0	178,1

Tablo 7.19den, Tablo 7.27ye kadar olan bütün tablolar, iki katlı iki açıklıklı çerçevenin toplam %1,5 hedef yer değiştirmesi için kiriş ve kolon boyutlandırmasını

ve bu boyutlandırmalara esas hesaplamaları sunmaktadır. Hesaplamalar toplam dört iterasyonda gerçekleştirilmiş ve Excel programından yararlanılmıştır.

Tablo 7.22 Ara kolonların eğilme momentleri (Excel programı kullanılmıştır.)

	Alt Kat		Üst Kat	
	<u>S2 Kolonunun Uç Plastik Momentleri</u>		<u>S5 Kolonunun Uç Plastik Momentleri</u>	
	M - alt uç (kNm.)	M - üst uç (kNm.)	M - alt uç (kNm.)	M - üst uç (kNm.)
1. İterasyon	-271,6	305,1	-90,7	296,6
2. İterasyon	-446,9	378,0	-150,8	403,2
3. İterasyon	-372,0	320,0	-127,6	337,2
4. İterasyon	-433,9	320,5	-150,4	356,2

Tablo 7.23 Kolonlarının eksenel kuvvetleri (Excel programı kullanılmıştır.)

	S1 ve S3	S4 ve S6	S2	S5
	$N_{kolon} - kN$	$N_{kolon} - kN$	$N_{kolon} - kN$	$N_{kolon} - kN$
1. İterasyon	295,40	139,44	360	180
2. İterasyon	335,35	157,21	360	180
3. İterasyon	310,81	146,21	360	180
4. İterasyon	317,86	149,37	360	180

Tablo 7.24 S1 ve S3 kolonlarının boyutlandırılması (Excel programı kullanılmıştır.)

	N_p (kN)	N / N_p	M / M_p	M_p (kNcm.)	$W_{gerekli} (cm^3)$	$W_{seçilen} (cm^3)$	PROFİL
1. İterasyon	3578,4	0,083	1	24355	1014,79	1053	HEB240
2. İterasyon	2544	0,132	1	29584	1232,67	1283	HEB260
3. İterasyon	2841,6	0,109	1	22582	940,92	1283	HEB260
4. İterasyon	2841,6	0,112	1	24383	1015,96	1283	HEB260

Tablo 7.25 S2 kolonunun boyutlandırılması (Excel programı kullanılmıştır.)

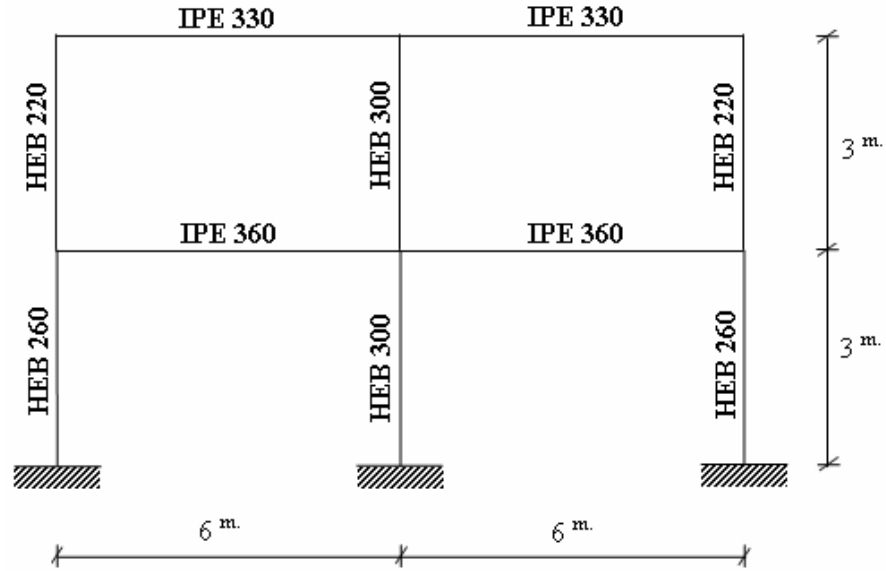
	N_p (kN)	N / N_p	M / M_p	M_p (kNcm.)	$W_{gerekli} (cm^3)$	$W_{seçilen} (cm^3)$	PROFİL
1. İterasyon	3578,4	0,101	1	30507	1271,13	1283	HEB260
2. İterasyon	2841,6	0,127	1	44689	1862,04	1869	HEB300
3. İterasyon	3578,4	0,101	1	37203	1550,13	1869	HEB300
4. İterasyon	3578,4	0,101	1	43390	1807,92	1869	HEB300

Tablo 7.26 S4 ve S6 kolonlarının boyutlandırılması (Excel programı kullanılmıştır.)

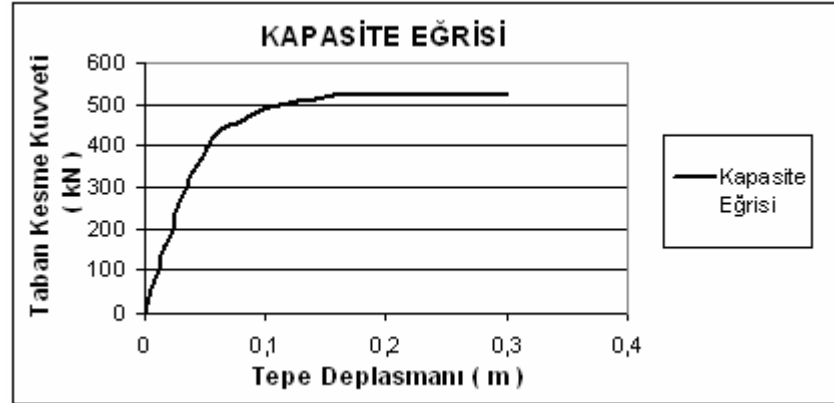
	N_p (kN)	N / N_p	M / M_p	M_p (kNcm.)	$W_{gerekli} (cm^3)$	$W_{seçilen} (cm^3)$	PROFİL
1. İterasyon	3578,4	0,039	1	14832	618	642,5	HEB200
2. İterasyon	1874,4	0,084	1	20162	840,08	1053	HEB240
3. İterasyon	2544	0,057	1	16862	702,58	827	HEB220
4. İterasyon	2184	0,068	1	17812	742,17	827	HEB220

Tablo 7.27 S5 kolonunun boyutlandırılması (Excel programı kullanılmıştır.)

	N_p (kN)	N / N_p	M / M_p	M_p (kNcm.)	$W_{gerekli}$ (cm ³)	$W_{seçilen}$ (cm ³)	PROFİL
1. İterasyon	3578,4	0,050	1	29664	1236	1283	HEB260
2. İterasyon	2841,6	0,063	1	40325	1680,21	1869	HEB300
3. İterasyon	3578,4	0,050	1	33725	1405,21	1869	HEB300
4. İterasyon	3578,4	0,050	1	35625	1484,38	1869	HEB300

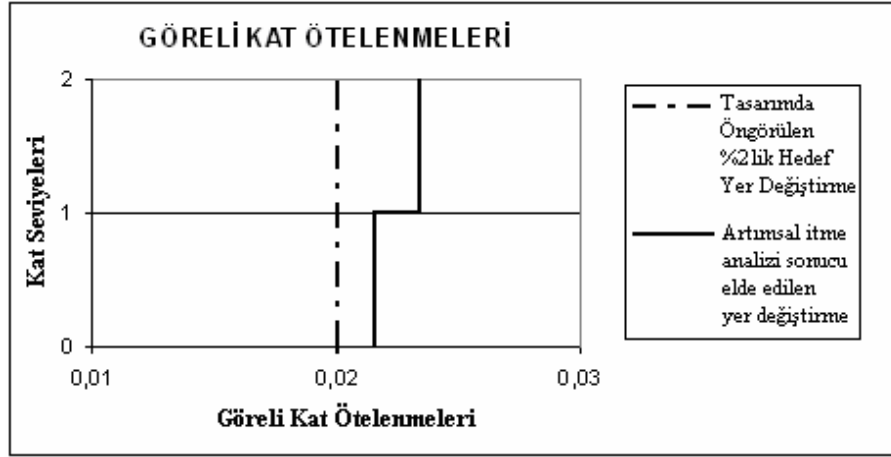


Şekil 7.17 İki katlı iki açıklıklı çerçevenin toplam %1,5 luk hedef yer değiştirme için nihai tasarımı (Dördüncü iterasyon sonundaki, yöntemin sonuçları).

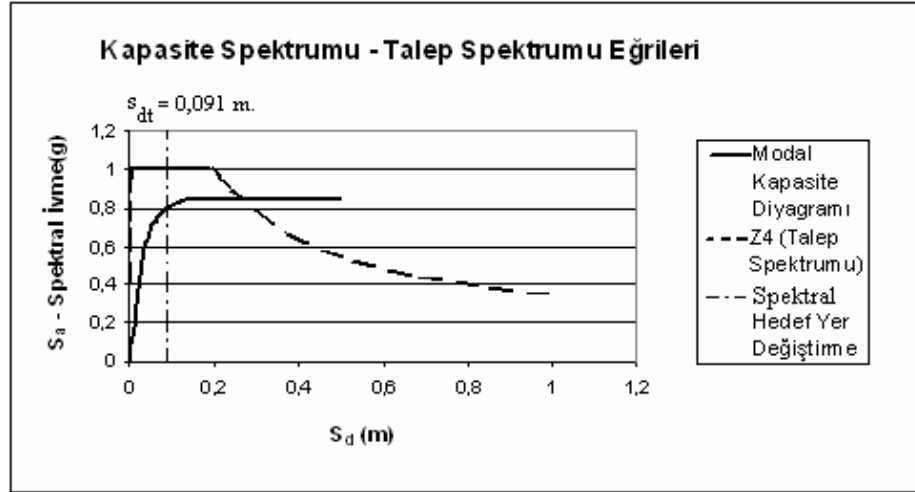


Şekil 7.18 Şekil 7.17deki çerçevenin kapasite eğrisi.

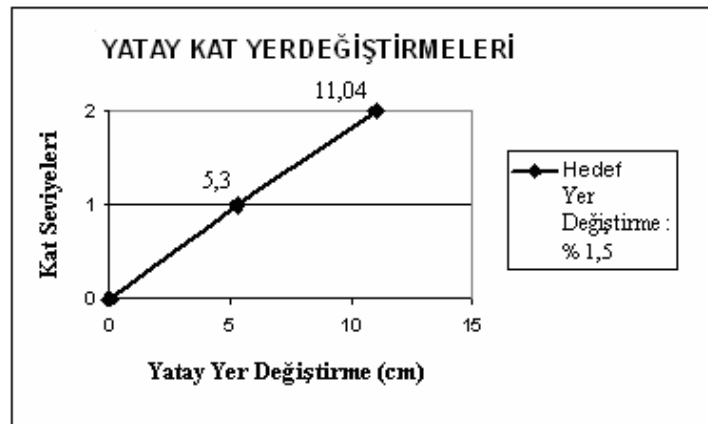
Doğrusal olmayan analizlerde SAP 2000 yapı analiz programı kullanılmıştır. %1,5 toplam hedef yer değiştirmesi için tasarlanan iki katlı iki açıklıklı çerçevenin birinci katındaki toplam yer değiştirme %1,77, ikinci katındaki toplam yer değiştirme ise %1,91 olarak bulunmuştur. (Şekil 7.22)



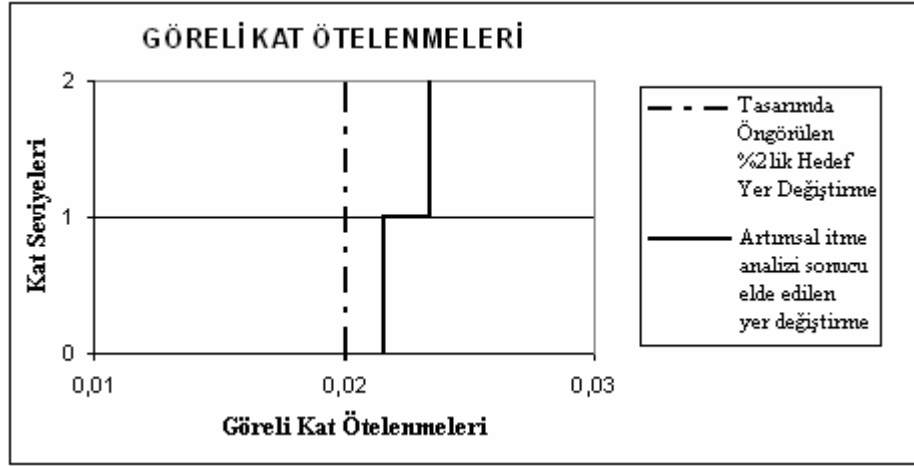
Şekil 7.19 %1,5 toplam hedef yer değiştirmeye göre tasarlanan iki katlı iki açıklıklı çerçevenin modal kapasite diyagramı (Kapasite Spektrumu).



Şekil 7.20 %1,5 toplam hedef yer değiştirmeye göre tasarlanan iki katlı iki açıklıklı çerçevenin kapasite spektrumu ve talep spektrumu eğrileri.



Şekil 7.21 Performans noktasına kadar itilmiş iki katlı iki açıklıklı çerçevenin kat seviyelerindeki yatay yer değiştirmeleri.



Şekil 7.22 Şekil 7.17deki çerçevenin görelî kat ötelenmesi grafiği.

7.2.3 Örnek 1.3: %3,5 luk Toplam Hedef Yer Değiştirmeye Göre Tasarım

İki katlı yapının toplam %3,5 hedef yer değiştirmeye göre tasarımında bütün yapısal özellikler, önceki tasarımdakilerle aynıdır. Hedef plastik dönmesi değeri $\theta_p = 0,025$ alınmış ve yapıdaki toplam yer değiştirmenin %3,5 olması hedeflenmiştir. İterasyonlarda Microsoft Office Excel programı kullanılmış ve sonuçlar aşağıdaki gibi sunulmuştur.

Tablo 7.28 Birinci kat kirişlerinin boyutlandırılması (Excel programı kullanılmıştır.)

	M_{pb1} (kNm.)	$W_{pl.1 \text{ max.}}$ (cm ³)	$W_{seçilen}$ (cm ³)	1. Kat Kirişleri
1. İterasyon	52,45	218,54	220,6	IPE200
2. İterasyon	164,67	686,13	804,3	IPE330
3. İterasyon	101,37	422,37	484	IPE270
4. İterasyon	161,42	672,57	804,3	IPE330
5. İterasyon	108,63	452,64	628,4	IPE300
6. İterasyon	135,59	564,94	628,4	IPE300
7. İterasyon	128,52	535,52	628,4	IPE300

Tablo 7.29 İkinci kat kirişlerinin boyutlandırılması (Excel programı kullanılmıştır.)

	M_{pb2} (kNm.)	$W_{pl.2 \text{ max.}}$ (cm ³)	$W_{seçilen}$ (cm ³)	2. Kat Kirişleri
1. İterasyon	41,28	172,00	220,6	IPE200
2. İterasyon	136,23	567,63	628,4	IPE300
3. İterasyon	81,16	338,16	366,6	IPE240
4. İterasyon	131,02	545,92	628,4	IPE300
5. İterasyon	87,14	363,08	484	IPE270
6. İterasyon	109,45	456,04	484	IPE270
7. İterasyon	103,58	431,60	484	IPE270

Tablo 7.30 Dış akslardaki kenar kolonların eğilme momentleri (Excel programı kullanılmıştır.)

	Alt Kat		Üst Kat	
	S1 ve S3 Kolonunun Uç Plastik Momentleri		S4 ve S6 Kolonunun Uç Plastik Momentleri	
	M - alt uç (kNm.)	M - üst uç (kNm.)	M - alt uç (kNm.)	M - üst uç (kNm.)
1. İterasyon	-67,8	30,4	-24,7	41,3
2. İterasyon	-238,9	88,9	-84,0	136,2
3. İterasyon	-119,1	64,4	-42,1	81,2
4. İterasyon	-187,0	104,6	-64,9	131,0
5. İterasyon	-115,2	74,1	-40,0	87,1
6. İterasyon	-140,9	94,0	-48,3	109,4
7. İterasyon	-120,7	94,2	-40,8	103,6

Tablo 7.31 Ara kolonların eğilme momentleri (Excel programı kullanılmıştır.)

	Alt Kat		Üst Kat	
	S2 Kolonunun Uç Plastik Momentleri		S5 Kolonunun Uç Plastik Momentleri	
	M - alt uç (kNm.)	M - üst uç (kNm.)	M - alt uç (kNm.)	M - üst uç (kNm.)
1. İterasyon	-75,6	84,9	-25,2	82,6
2. İterasyon	-272,3	260,4	-85,4	272,5
3. İterasyon	-179,9	152,2	-60,7	162,3
4. İterasyon	-295,8	240,7	-98,3	262,0
5. İterasyon	-218,1	153,1	-75,0	174,3
6. İterasyon	-279,5	189,0	-95,8	218,9
7. İterasyon	-290,2	168,8	-101,1	207,2

Tablo 7.28den, Tablo 7.36ya kadar olan bütün tablolar, iki katlı iki açıklıklı çerçevenin toplam %3,5 hedef yer değiştirmesi için kiriş ve kolon boyutlandırmasını ve bu boyutlandırmalara esas hesaplamaları sunmaktadır. Hesaplamalar toplam yedi iterasyonda gerçekleştirilmiş ve Excel programından yararlanılmıştır.

Tablo 7.32 Kolonların eksenel kuvvetleri (Excel programı kullanılmıştır.)

	S1 ve S3	S4 ve S6	S2	S5
	$N_{kolon} - kN$	$N_{kolon} - kN$	$N_{kolon} - kN$	$N_{kolon} - kN$
1. İterasyon	212,12	103,76	360	180
2. İterasyon	283,05	135,41	360	180
3. İterasyon	242,53	117,05	360	180
4. İterasyon	280,17	133,67	360	180
5. İterasyon	247,07	119,05	360	180
6. İterasyon	263,94	126,48	360	180
7. İterasyon	259,51	124,53	360	180

Tablo 7.33 S1 ve S3 kolonlarının boyutlandırılması (Excel programı kullanılmıştır.)

	N_p (kN)	N / N_p	M / M_p	M_p (kNcm.)	$W_{gerekli}$ (cm³)	$W_{seçilen}$ (cm³)	PROFİL
1. İterasyon	3578,4	0,059	1	6778	282,42	354	HEB160
2. İterasyon	1303,2	0,217	0,924	23891	995,46	1053	HEB240
3. İterasyon	2544	0,095	1	11908	496,17	642,5	HEB200
4. İterasyon	1874,4	0,149	1	18700	779,17	827	HEB220
5. İterasyon	2184	0,113	1	11516	479,83	642,5	HEB200
6. İterasyon	1874,4	0,141	1	14086	586,92	642,5	HEB200
7. İterasyon	1874,4	0,138	1	12072	503,00	642,5	HEB200

Tablo 7.34 S2 kolonunun boyutlandırılması (Excel programı kullanılmıştır.)

	N_p (kN)	N / N_p	M / M_p	M_p (kNcm.)	$W_{gerekli}$ (cm³)	$W_{seçilen}$ (cm³)	PROFİL
1. İterasyon	3578,4	0,101	1	7558	314,917	354	HEB160
2. İterasyon	1303,2	0,276	0,854	27235	1134,792	1283	HEB260
3. İterasyon	2841,6	0,127	1	17989	749,542	827	HEB220
4. İterasyon	2184	0,165	0,985	29580	1232,500	1283	HEB260
5. İterasyon	2841,6	0,127	1	21808	908,667	1053	HEB240
6. İterasyon	2544	0,142	1	27951	1164,625	1283	HEB260
7. İterasyon	2841,6	0,127	1	29017	1209,042	1283	HEB260

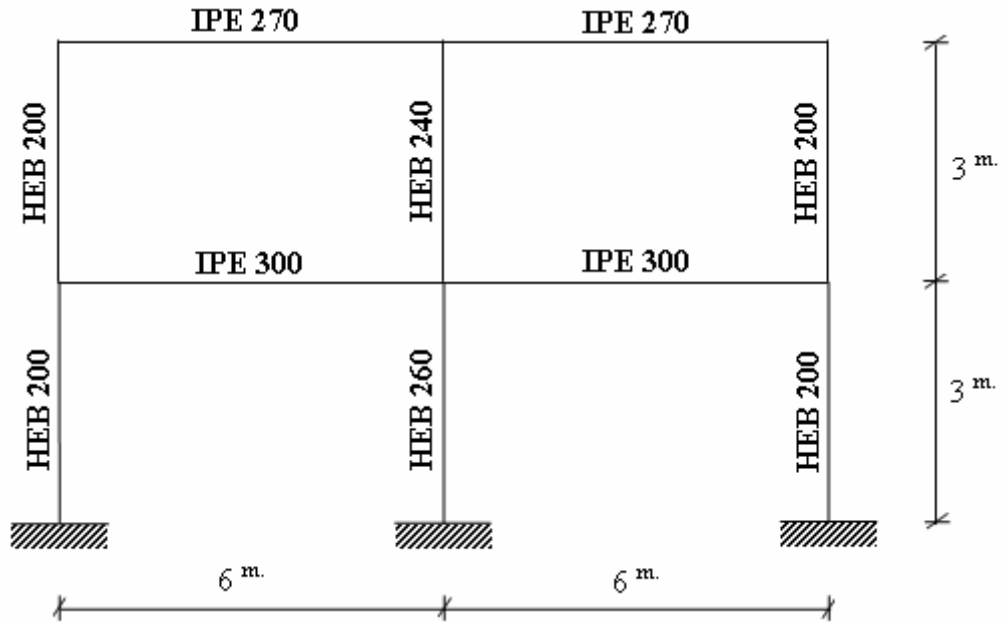
Tablo 7.35 S4 ve S6 kolonlarının boyutlandırılması (Excel programı kullanılmıştır.)

	N_p (kN)	N / N_p	M / M_p	M_p (kNcm.)	$W_{gerekli}$ (cm³)	$W_{seçilen}$ (cm³)	PROFİL
1. İterasyon	3578,4	0,029	1	4128	172	245,4	HEB140
2. İterasyon	1032	0,131	1	13623	567,63	642,5	HEB200
3. İterasyon	1874,4	0,062	1	8116	338,17	481,4	HEB180
4. İterasyon	1567,2	0,085	1	13102	545,92	642,5	HEB200
5. İterasyon	1874,4	0,064	1	8714	363,08	642,5	HEB200
6. İterasyon	1874,4	0,067	1	10945	456,04	642,5	HEB200
7. İterasyon	1874,4	0,066	1	10358	431,58	642,5	HEB200

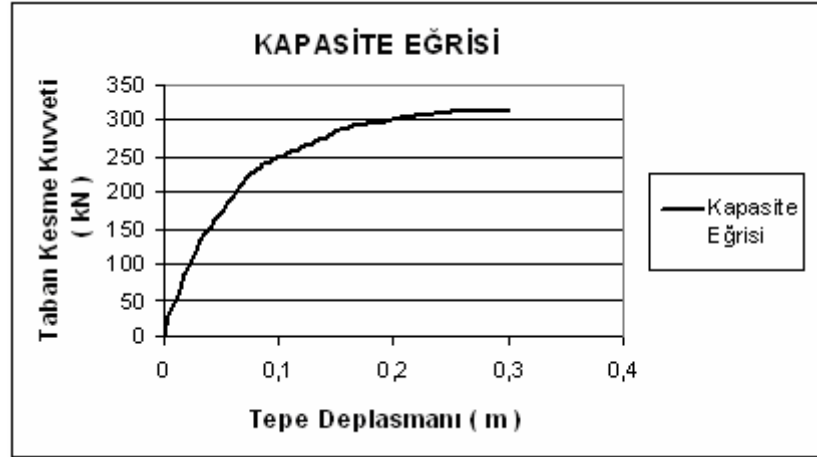
Tablo 7.36 S5 kolonunun boyutlandırılması (Excel programı kullanılmıştır.)

	N_p (kN)	N / N_p	M / M_p	M_p (kNcm.)	$W_{gerekli}$ (cm ³)	$W_{seçilen}$ (cm ³)	PROFİL
1. İterasyon	3578,4	0,050	1	8256	344	354	HEB160
2. İterasyon	1303,2	0,138	1	27246	1135,25	1283	HEB260
3. İterasyon	2841,6	0,063	1	16232	676,33	827	HEB220
4. İterasyon	2184	0,082	1	26204	1091,83	1053	HEB240
5. İterasyon	2544	0,071	1	17428	726,17	827	HEB220
6. İterasyon	2184	0,082	1	21890	912,08	1053	HEB240
7. İterasyon	2544	0,071	1	20717	863,21	1053	HEB240

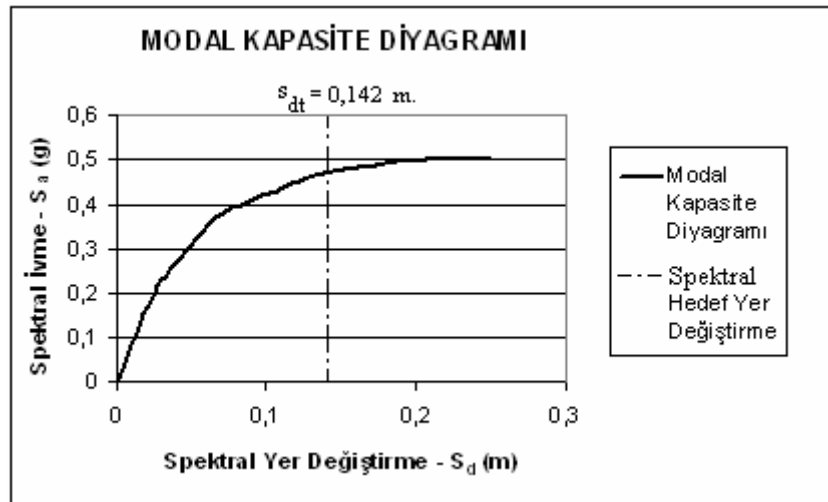
Doğrusal olmayan analizlerde SAP 2000 yapı analiz programı kullanılmıştır. %3,5 toplam hedef yer değiştirme için tasarlanan iki katlı iki açıklıklı çerçevenin birinci katındaki toplam yer değiştirme %2,78, ikinci katındaki toplam yer değiştirme ise %2,91 olarak bulunmuştur. (Şekil 7.28). Toplam yedi iterasyonda gerçekleştirilmiş olan hesaplamalar sonucunda, iki katlı çerçeve için Şekil 7.23te görülen kesitler elde edilmiştir. Şekil 7.28deki görelî ötelenme değerleri, Şekil 7.23teki çerçeveye aittir.



Şekil 7.23 İki katlı iki açıklıklı çerçevenin toplam %3,5 hedef yer değiştirme için nihai tasarımı (Yedinci iterasyon sonundaki, yöntemin sonuçları).

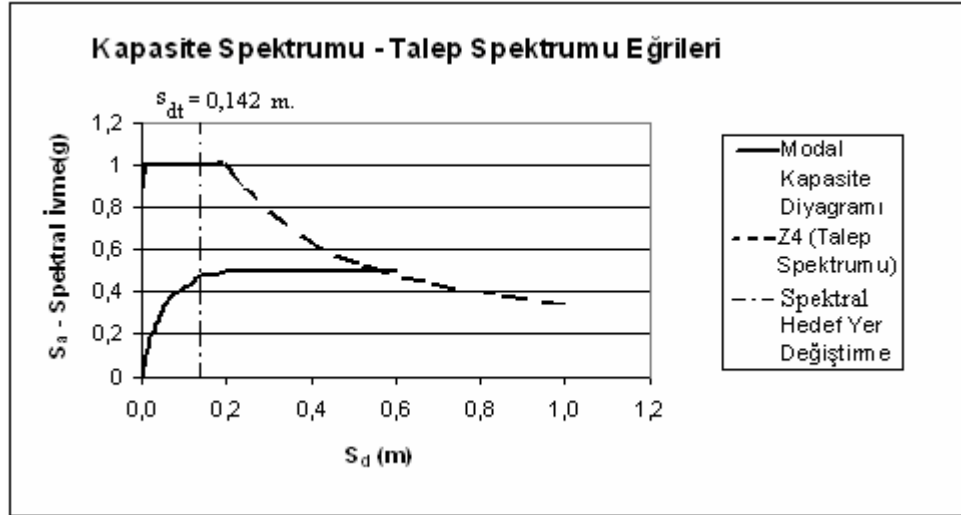


Şekil 7.24 Enerji esaslı yöntemle tasarlanmış olan Şekil 7.23teki iki katlı iki açıklıklı çerçevenin statik artımsal itme analizi sonucu elde edilen kapasite eğrisi.

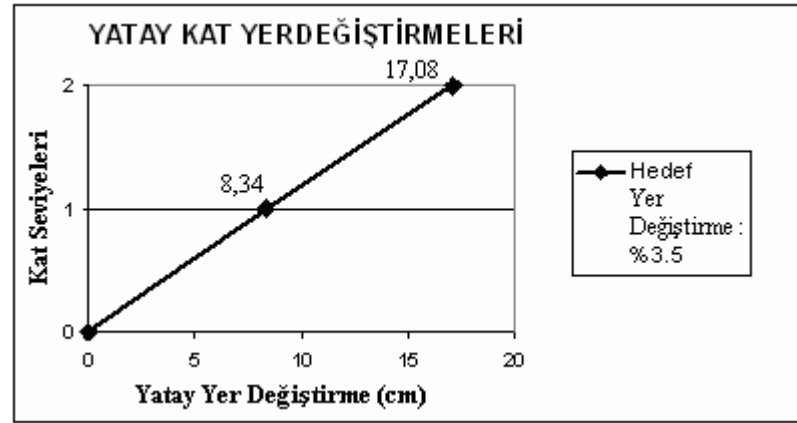


Şekil 7.25 %3,5 toplam hedef yer değiştirmeye göre tasarlanan iki katlı iki açıklıklı çerçevenin modal kapasite diyagramı (Kapasite Spektrumu).

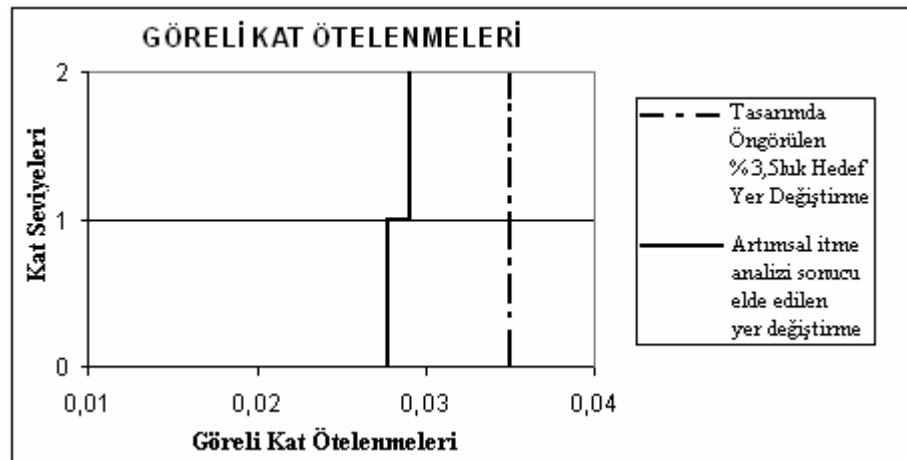
%3,5luk hedef yer değiştirmeye göre enerji esaslı olarak tasarlanmış iki katlı yapının kapasite eğrisi Şekil 7.24te verildiği gibidir. Kapasite eğrisinin spektral formlara dönüştürülmesi sonucu ise, Şekil 7.25 ile verilmiş olan Modal Kapasite Diyagramı elde edilir. Yapının performans noktasına kadar statik olarak itilmesinin ardından Şekil 7.27de görülen yatay kat yer değiştirmeleri bulunur. Yatay yer değiştirme değeri birinci kat için 8,34 cm ve ikinci kat için 17,08 cm.dir. (Şekil 7.27)



Şekil 7.26 %3,5 toplam hedef yer değiştirmeye göre tasarlanan iki katlı iki açıklıklı çerçevenin kapasite spektrumu ve talep spektrumu eğrileri.



Şekil 7.27 Performans noktasına kadar statik olarak itilmiş iki katlı iki açıklıklı çerçevenin kat seviyelerindeki yatay yer değiştirmeleri.



Şekil 7.28 Şekil 7.23teki çerçevenin görelî kat ötelenmesi grafiği.

Tablo 7.37 İki katlı çerçevelerin tasarımına ait parametreler

Kat Adedi	T (sn)	a	θ_y	θ_p	α	V/W
2	0,48	1,000	0,01	0,005	0,867	0,656
2	0,56	1,000	0,01	0,01	1,298	0,543
2	0,67	1,000	0,01	0,025	2,262	0,379

7.3 Örnek 2: İki Açıklıklı Beş Katlı Çerçevenin Tasarımı

Beş katlı yapıların enerji esaslı yöntemle göre tasarımında toplam hedef yer değiştirmeleri iki katlı yapılarda olduğu gibi %2, %1,5 ve %3,5 alınacak ve hesaplamalar bu değerlere göre yapılacaktır. Yapıyla ilgili bütün özellikler, 7.2 Başlığı ile verilen iki katlı yapı tasarımındaki özellikler ile aynıdır. İki katlı yapıların tasarımında olduğu gibi beş katlı yapıların tasarımında da, iterasyonlardaki ara işlemler için Microsoft Office Excel programı kullanılmıştır. Beş katlı yapılarda, tasarım sonuçları Excel tabloları olarak gösterilmemiş, bunun yerine şekilsel olarak sunulmuştur. Beş katlı yapıların tasarımında göz önüne alınan önboyutlar şu şekildedir:

1., 2. ve 3.Kat Kirişleri: IPE 450

4. ve 5. Kat Kirişleri: IPE 400

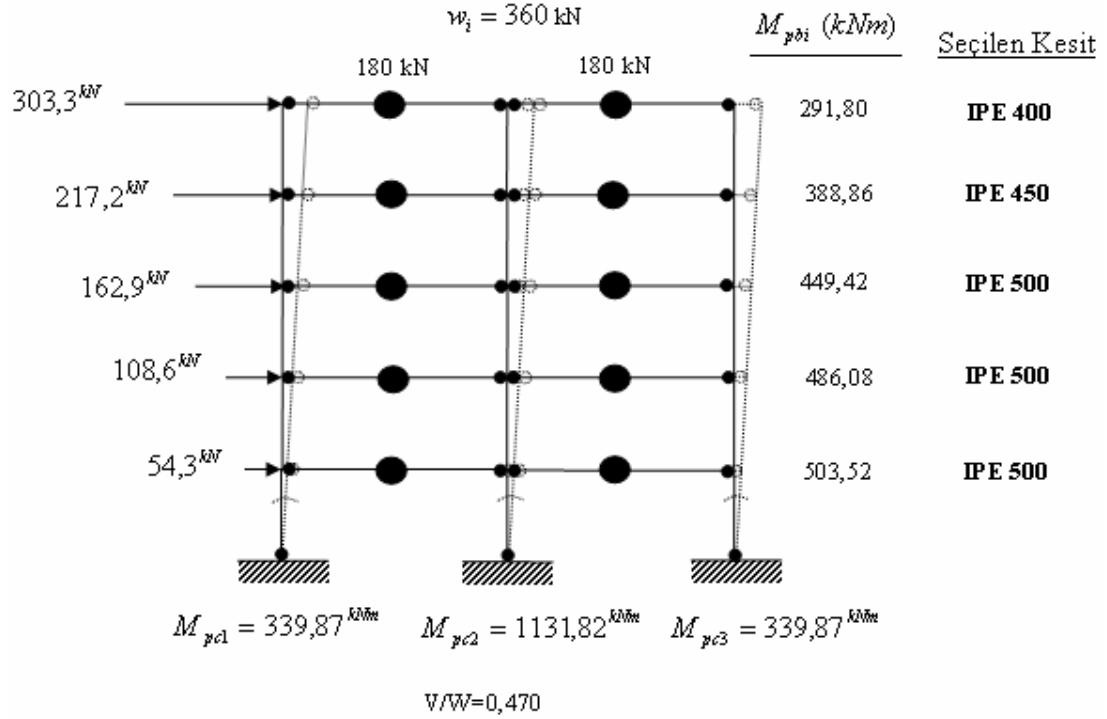
1.Kat Kolonları: HEB 400

2.Kat Kolonları: HEB 320

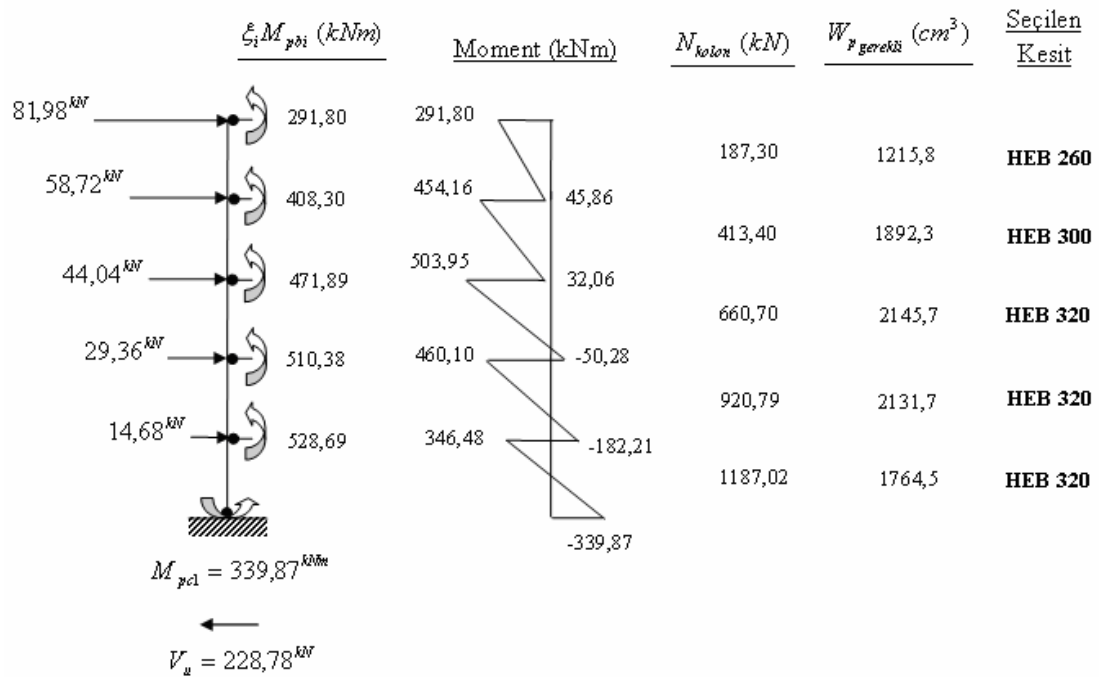
3., 4. ve 5. Kat Kolonları: HEB 300

7.3.1 Örnek 2.1: %2 lik Toplam Hedef Yer Değiştirmeye Göre Tasarım

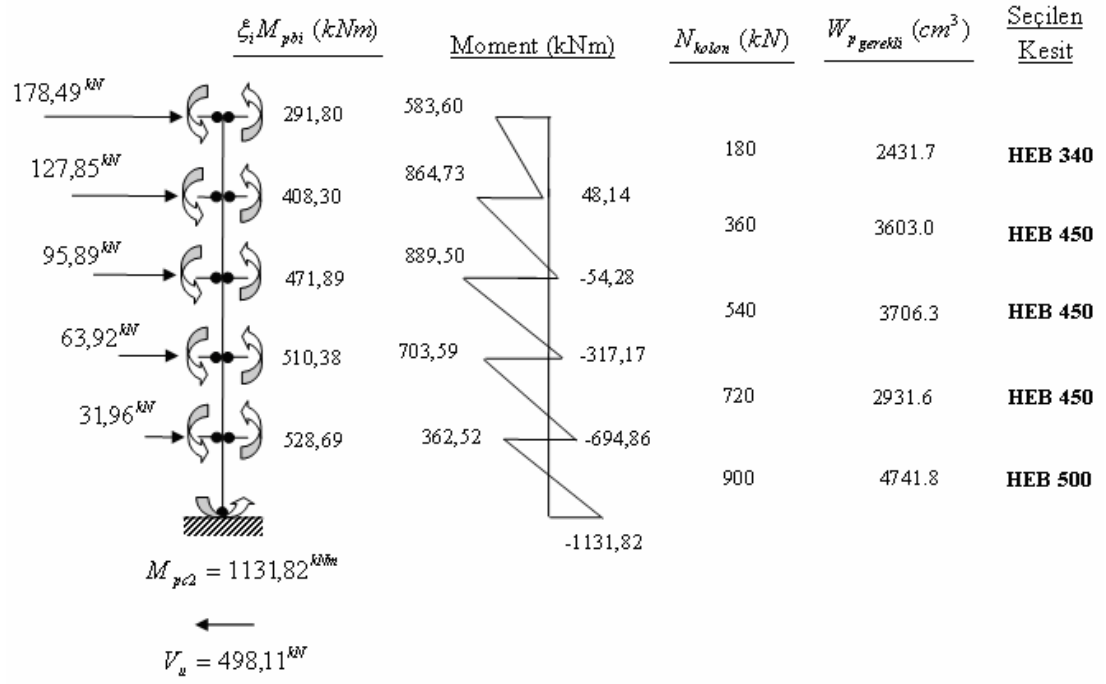
Beş katlı iki açıklıklı yapının, %2 lik hedef yer değiştirmeye göre tasarımı toplam yedi iterasyonda gerçekleştirilmiştir. Tasarıma ait sonuçlar Şekil 7.29, Şekil 7.30, Şekil 7.31 ve Şekil 7.32de ayrıntılı olarak görülmektedir.



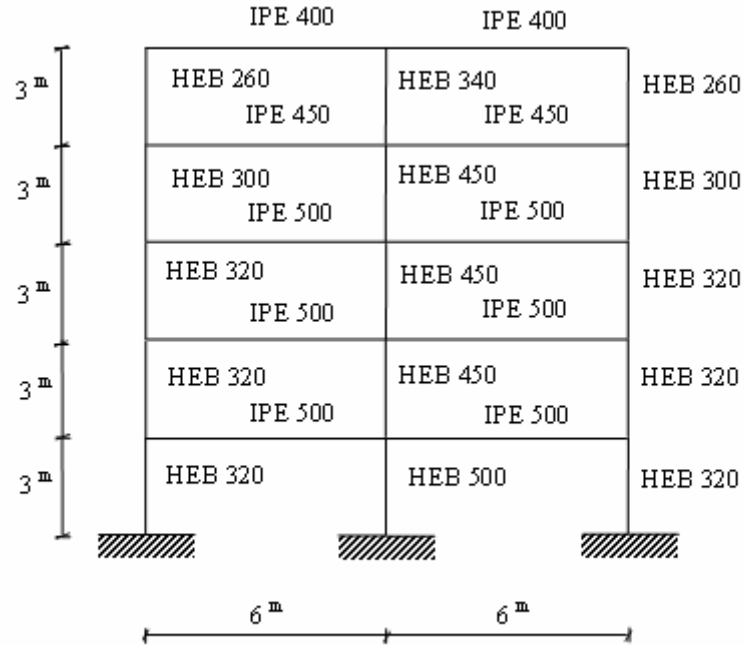
Şekil 7.29 Beş katlı iki açıklıklı yapının %2 hedef yer değiştirmesi için plastik tasarımı ve kat kirişlerinin boyutlandırması (Yedinci iterasyonun sonuçları).



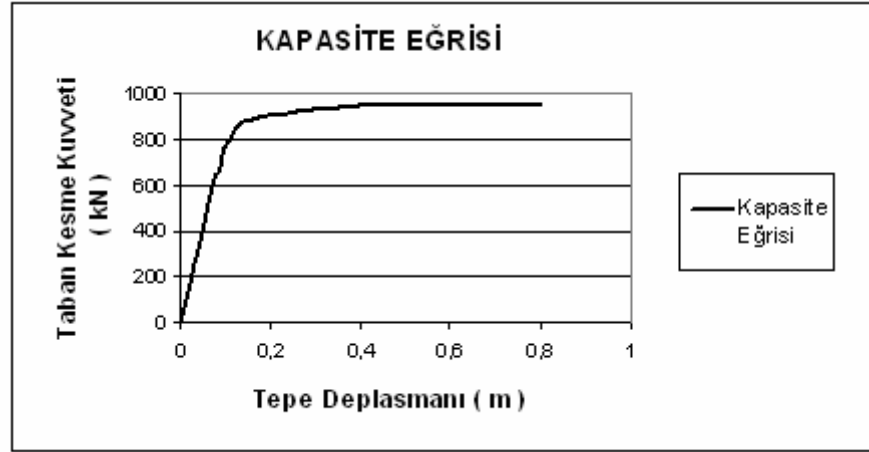
Şekil 7.30 Beş katlı iki açıklıklı yapının dış akslarındaki kenar kolonların plastik tasarımı ve boyutlandırması (Toplam hedef yer değiştirmesi : %2).



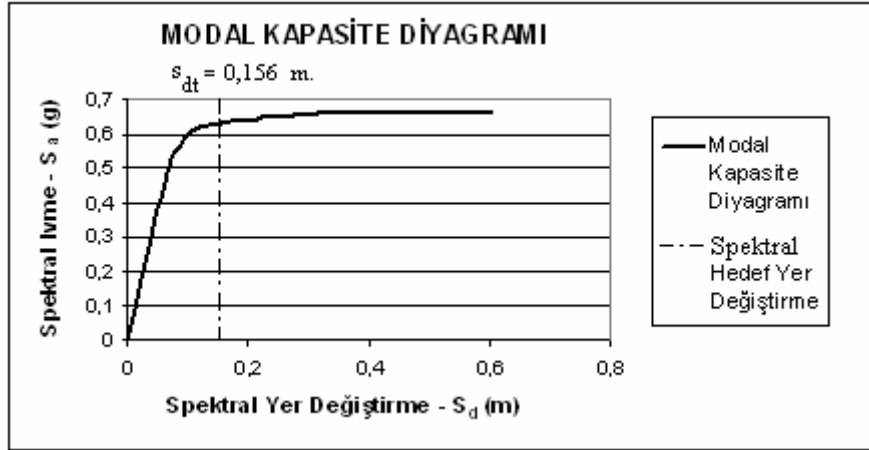
Şekil 7.31 Beş katlı iki açıklıklı yapının ara kolonlarının plastik tasarımı ve boyutlandırması (Toplam hedef yer değiştirmesi : %2).



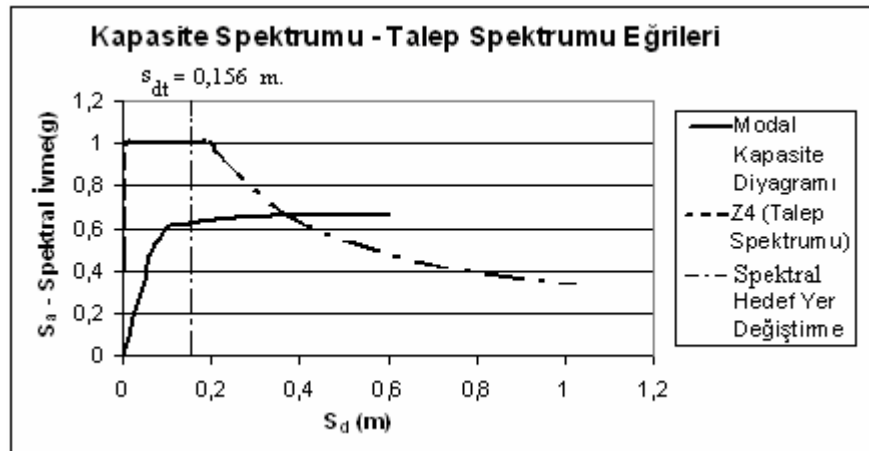
Şekil 7.32 %2 hedef yer değiştirmesine göre tasarlanan beş katlı çerçeve.



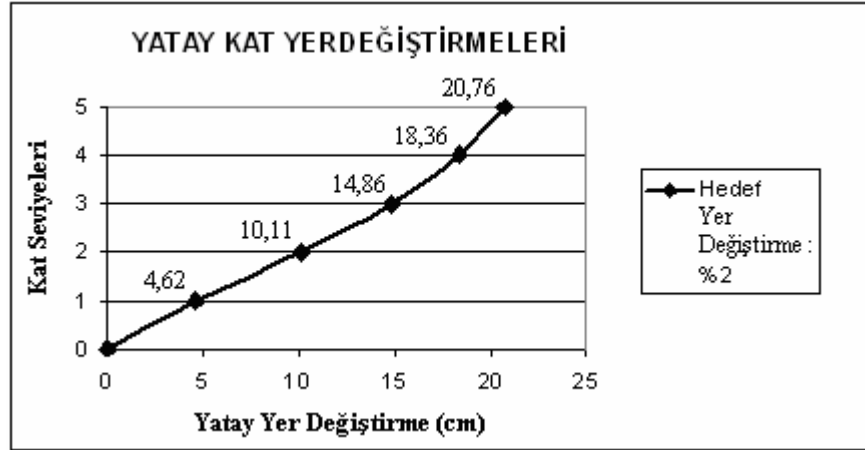
Şekil 7.33 Enerji esaslı yöntemle tasarlanmış olan Şekil 7.33teki beş katlı iki açıklıklı çerçevenin statik artımsal itme analizi sonucu elde edilen kapasite eğrisi



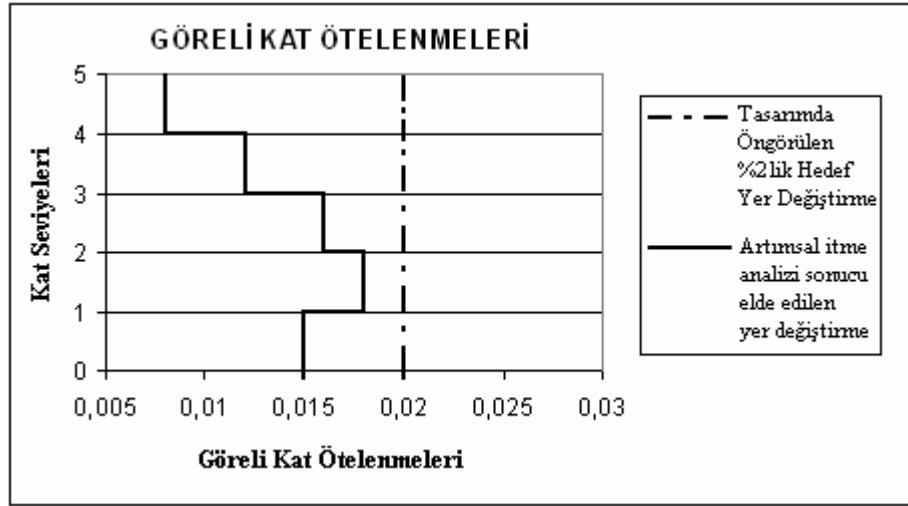
Şekil 7.34 %2 toplam hedef yer değiştirmesine göre tasarlanan beş katlı iki açıklıklı çerçevenin modal kapasite diyagramı (Kapasite Spektrumu).



Şekil 7.35 %2 toplam hedef yer değiştirmeye göre tasarlanan beş katlı iki açıklıklı çerçevenin kapasite spektrumu ve talep spektrumu eğrileri.



Şekil 7.36 Performans noktasına kadar statik olarak itilmiş beş katlı iki açıklıklı çerçevenin kat seviyelerindeki yatay yer değiştirmeleri.

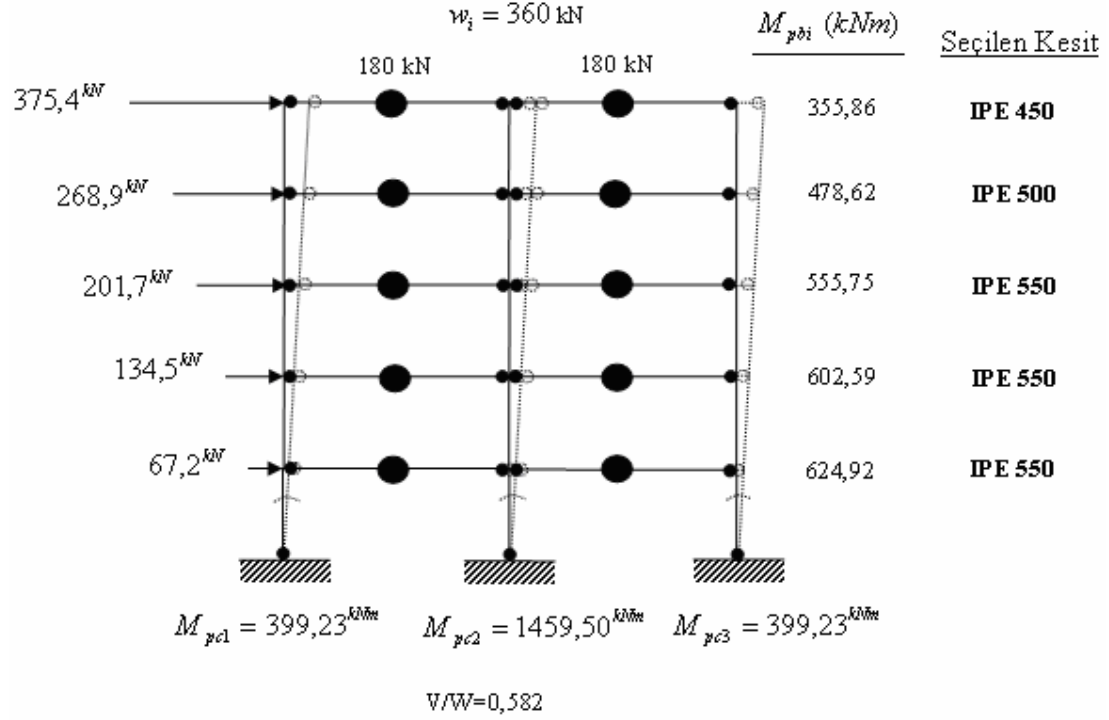


Şekil 7.37 Şekil 7.32deki çerçevenin görel kat ötelenmesi grafiği.

Doğrusal olmayan analizlerde SAP 2000 yapı analiz programı kullanılmıştır. %2 toplam hedef yer değiştirmesi için tasarlanan beş katlı iki açıklıklı çerçevenin birinci katından beşinci katına toplam yer değiştirme değerleri sırası ile %1,5 - %1,8 - %1,6 - %1,2 ve %0,8 olarak bulunmuştur. (Şekil 7.37). Toplam yedi iterasyonda gerçekleştirilmiş olan hesaplamalar sonucunda, beş katlı çerçeve için Şekil 7.32de görülen kesitler elde edilmiştir. Yatay kat yer değiştirmeleri birinci kattan beşinci kata sırasıyla, 4,62 - 10,11 - 14,86 - 18,36 ve 20,76 cm.dir. (Şekil 7.36). Taşıyıcı sistemin kirişleri ve kolonları Avrupa Norm Profilleri kullanılarak boyutlandırılmıştır. Kirişler için IPE, kolonlar için HEB profilleri kullanılmıştır.

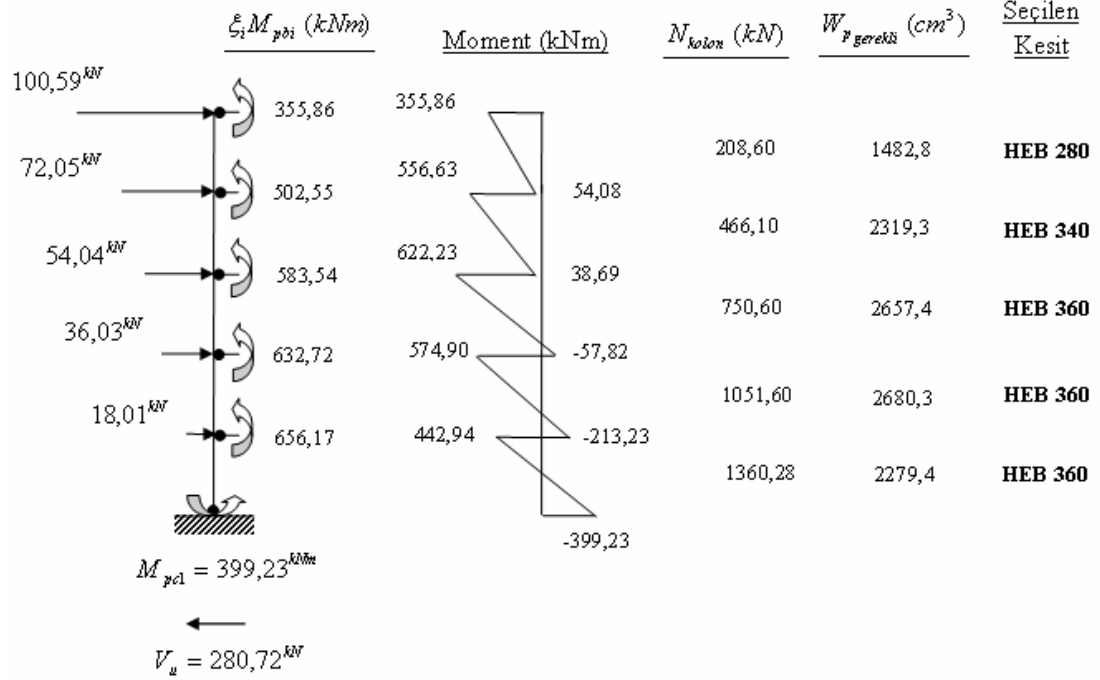
7.3.2 Örnek2.2: %1,5 luk Toplam Hedef Yer Değiştirmeye Göre Tasarım

Beş katlı yapının, %1,5 luk hedef yer değiştirmeye göre tasarımı sekiz iterasyonda gerçekleştirilmiştir. Tasarıma ait bazı sonuçlar Şekil 7.38de görülmektedir.

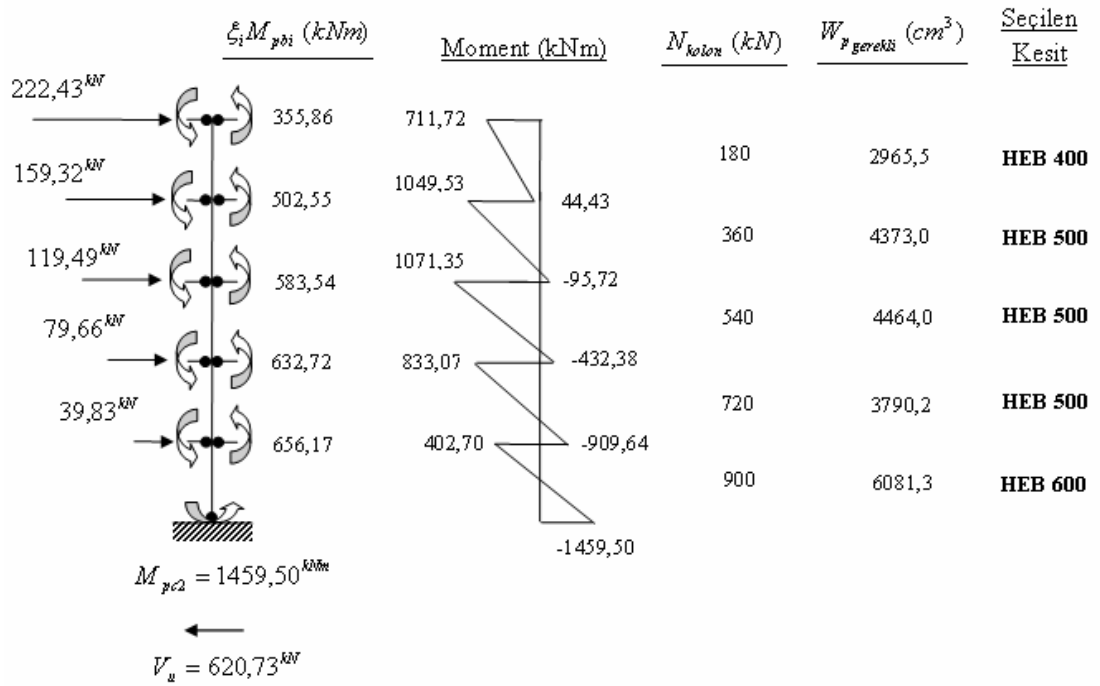


Şekil 7.38 Beş katlı iki açıklıklı yapının %1,5 hedef yer değiştirmesi için plastik tasarımı ve kat kirişlerinin boyutlandırması (Sekizinci iterasyonun sonuçları).

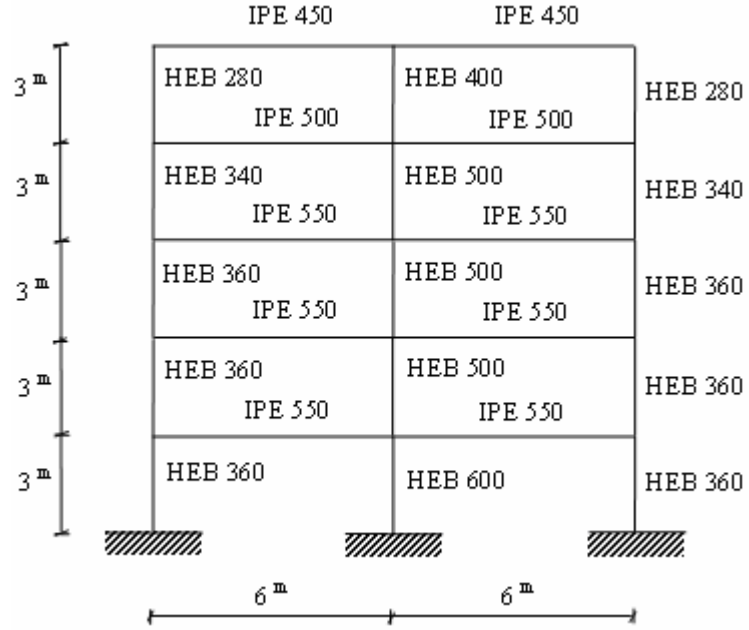
Doğrusal olmayan analizlerde SAP 2000 yapı analiz programı kullanılmıştır. %1,5 toplam hedef yer değiştirme için tasarlanan beş katlı iki açıklıklı çerçevenin birinci katından beşinci katına toplam yer değiştirme değerleri sırası ile %1,2 - %1,5 %1,3 - %0,9 ve %0,7 olarak bulunmuştur. (Şekil 7.46). Toplam sekiz iterasyonda gerçekleştirilmiş olan hesaplamalar sonucunda, beş katlı çerçeve için Şekil 7.41de görülen kesitler elde edilmiştir. Yatay kat yer değiştirmeleri birinci kattan beşinci kata sırasıyla 3,63 - 8,15 - 12,08 - 14,92 ve 16,91 cm.dir. (Şekil 7.45). Taşıyıcı sistemin kirişleri ve kolonları Avrupa Norm Profilleri kullanılarak boyutlandırılmıştır. Kirişler için IPE, kolonlar için HEB profilleri kullanılmıştır.



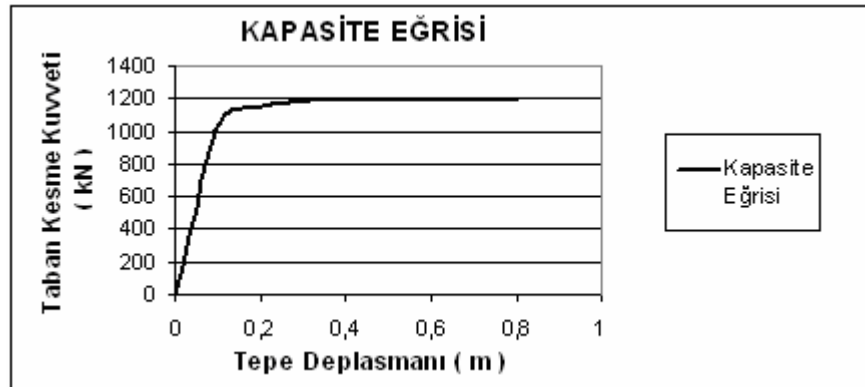
Şekil 7.39 Beş katlı iki açıklıklı yapının dış akslarındaki kenar kolonların plastik tasarımı ve boyutlandırması (Toplam hedef yer değiştirmesi : %1,5).



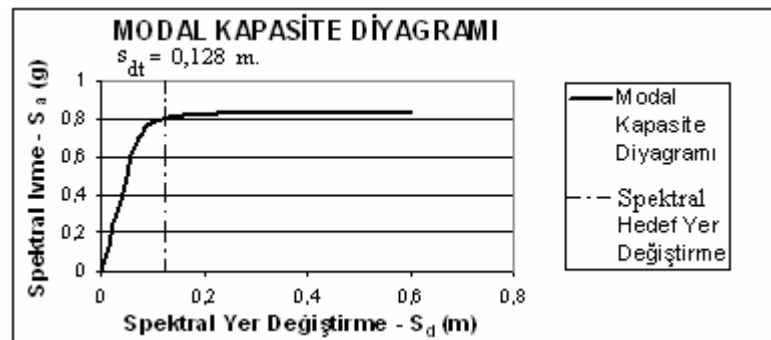
Şekil 7.40 Beş katlı iki açıklıklı yapının ara kolonlarının plastik tasarımı ve boyutlandırması (Toplam hedef yer değiştirmesi : %1,5).



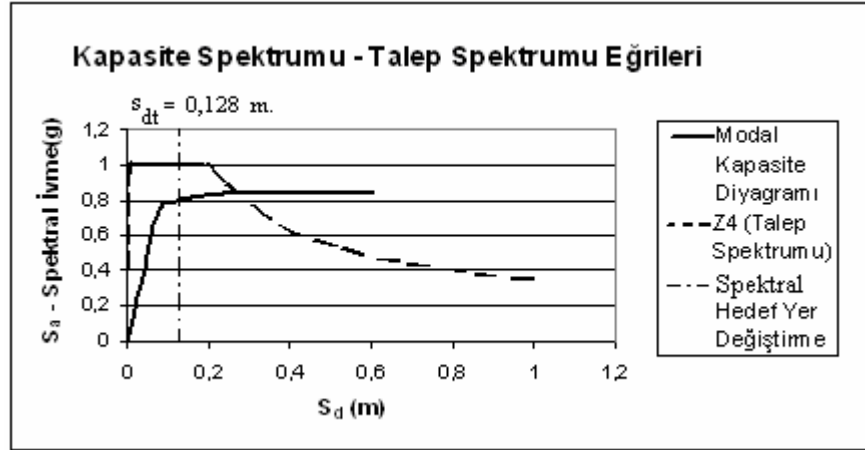
Şekil 7.41 %1,5 hedef yer değiştirmeye göre tasarlanan beş katlı çerçeve.



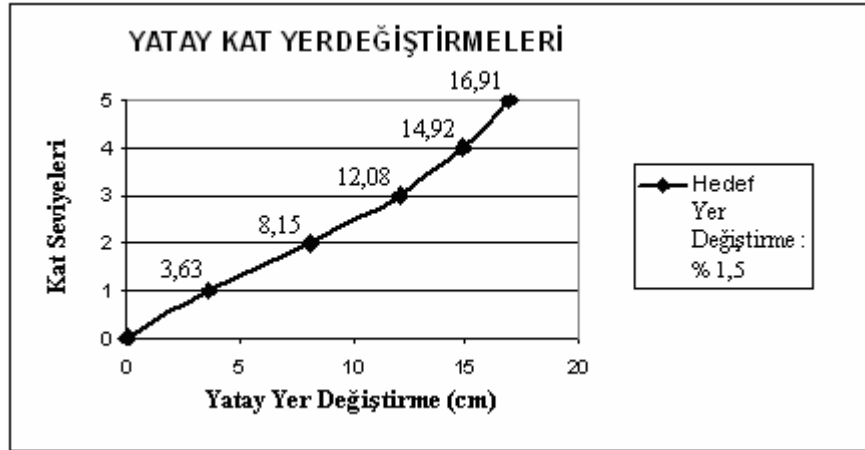
Şekil 7.42 Enerji esaslı yöntemle tasarlanmış olan Şekil 7.41deki beş katlı iki açıklıklı çerçevenin statik artımsal itme analizi sonucu elde edilen kapasite eğrisi



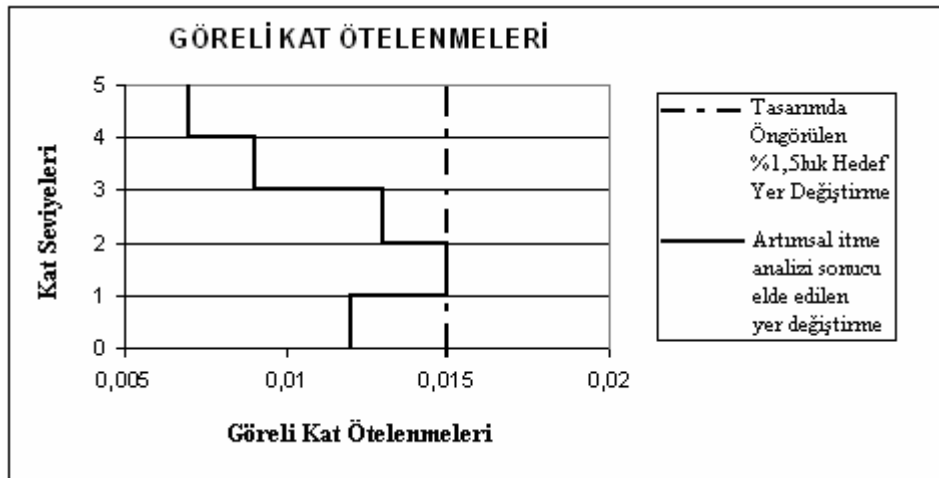
Şekil 7.43 %1,5 toplam hedef yer değiştirmeye göre tasarlanan beş katlı iki açıklıklı çerçevenin modal kapasite diyagramı (Kapasite Spektrumu)



Şekil 7.44 %1,5 toplam hedef yer değiştirmeye göre tasarlanan beş katlı iki açıklıklı çerçevenin kapasite spektrumu ve talep spektrumu eğrileri.



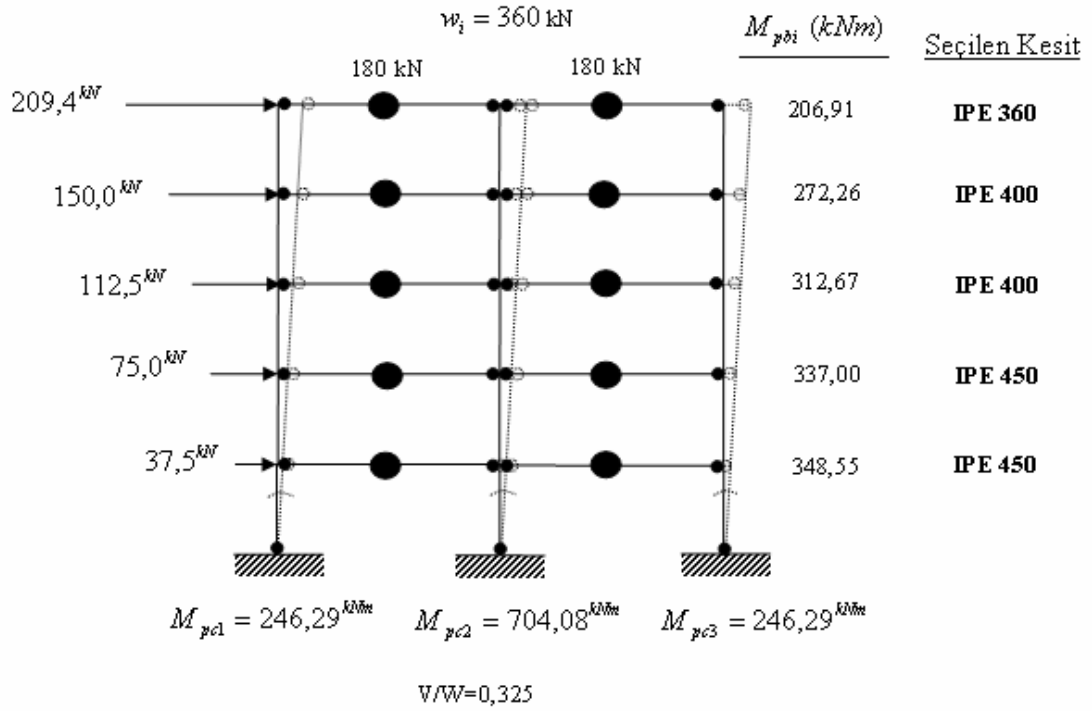
Şekil 7.45 Performans noktasına kadar statik olarak itilmiş beş katlı iki açıklıklı çerçevenin kat seviyelerindeki yatay yer değiştirmeleri.



Şekil 7.46 Şekil 7.41'deki çerçevenin görelî kat ötelenmesi grafiği.

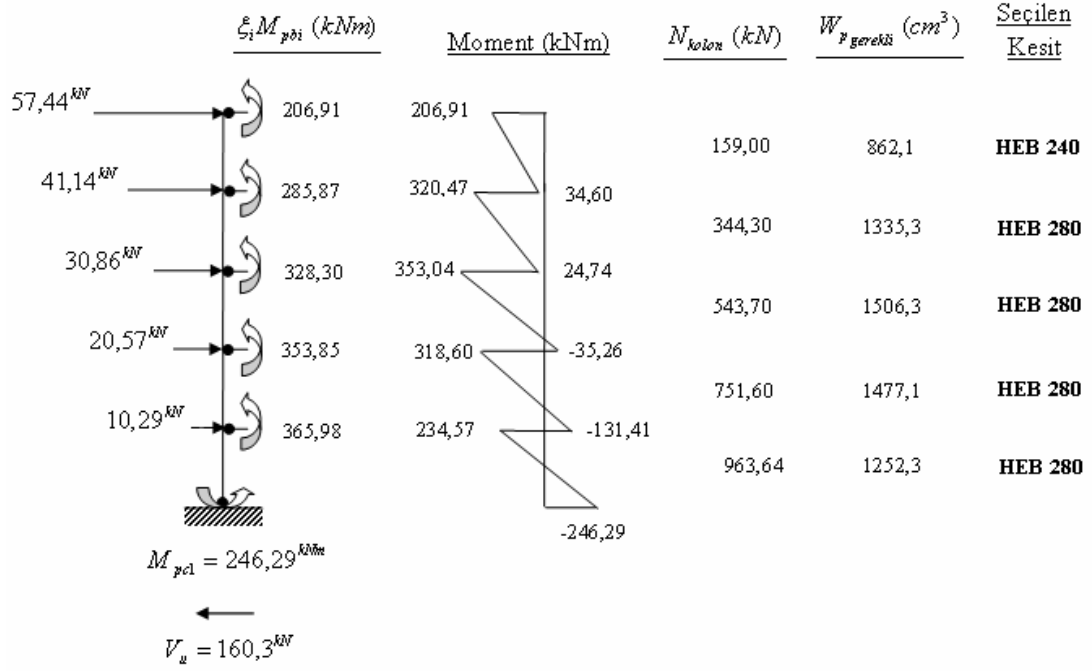
7.3.3 Örnek 2.3: %3,5 luk Toplam Hedef Yer Değiştirmeye Göre Tasarım

Beş katlı yapının, %3,5 luk hedef yer değiştirmeye göre tasarımı dört iterasyonda gerçekleştirilmiştir. Tasarıma ait bazı sonuçlar Şekil 7.47de görülmektedir.

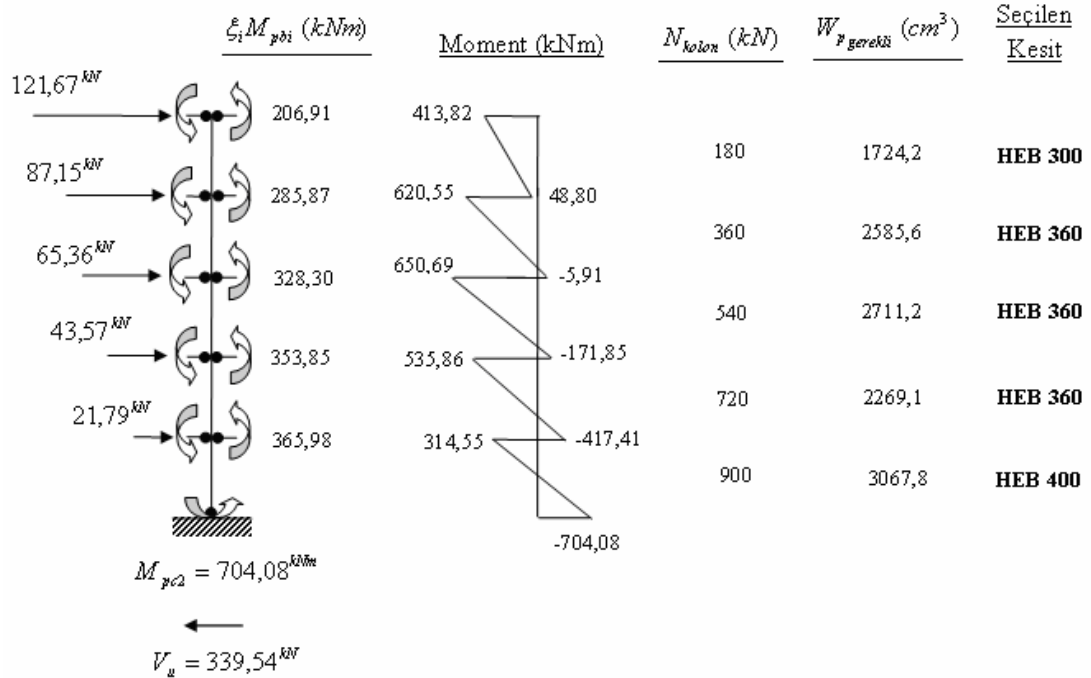


Şekil 7.47 Beş katlı iki açıklıklı yapının %3,5 hedef yer değiştirmeye göre plastik tasarımı ve kat kirişlerinin boyutlandırılması (Dördüncü iterasyonun sonuçları).

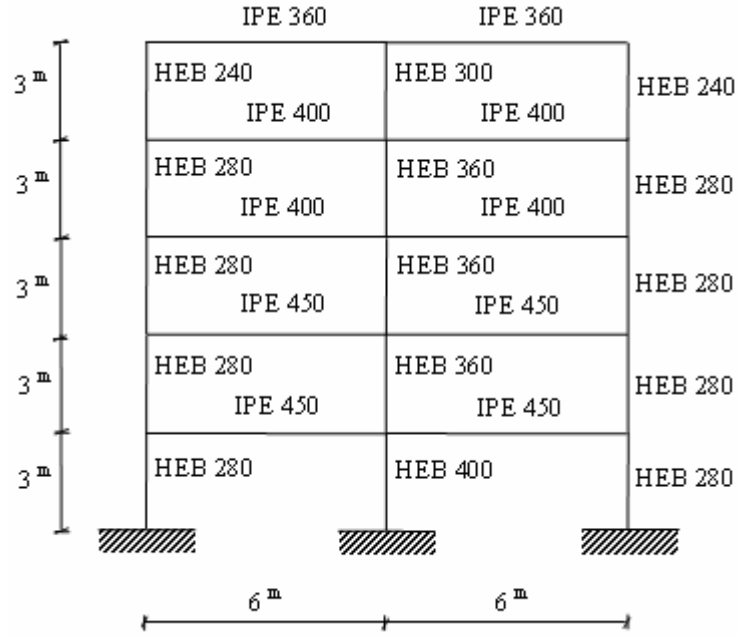
Doğrusal olmayan analizlerde SAP 2000 yapı analiz programı kullanılmıştır. %3,5 toplam hedef yer değiştirmeye göre tasarlanan beş katlı iki açıklıklı çerçevenin birinci katından beşinci katına toplam yer değiştirmeye değerleri sırası ile %2 - %2,3 %2,2 - %1,6 ve %1 olarak bulunmuştur. (Şekil 7.55). Toplam dört iterasyonda gerçekleştirilmiş olan hesaplamalar sonucunda, beş katlı çerçeve için Şekil 7.50de görülen kesitler elde edilmiştir. Yatay kat yer değiştirmeleri birinci kattan beşinci kata sırasıyla 6,07 - 13,09 - 19,59 - 24,45 ve 27,31 cm.dir. (Şekil 7.54). Taşıyıcı sistemin kirişleri ve kolonları Avrupa Norm Profilleri kullanılarak boyutlandırılmıştır. Kirişler için IPE, kolonlar için HEB profilleri kullanılmıştır.



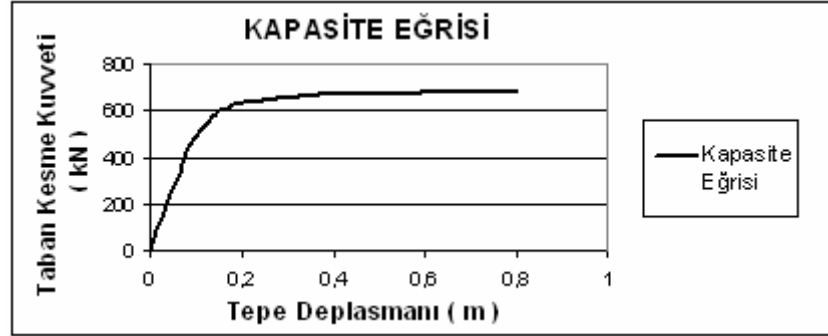
Şekil 7.48 Beş katlı iki açıklıklı yapının dış akslarındaki kenar kolonların plastik tasarımı ve boyutlandırması (Toplam hedef yer değiştirmesi : %3,5).



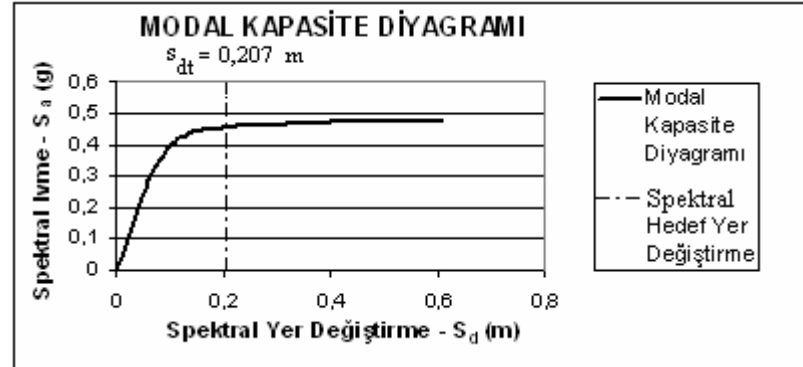
Şekil 7.49 Beş katlı iki açıklıklı yapının ara kolonlarının plastik tasarımı ve boyutlandırması (Toplam hedef yer değiştirmesi : %3,5).



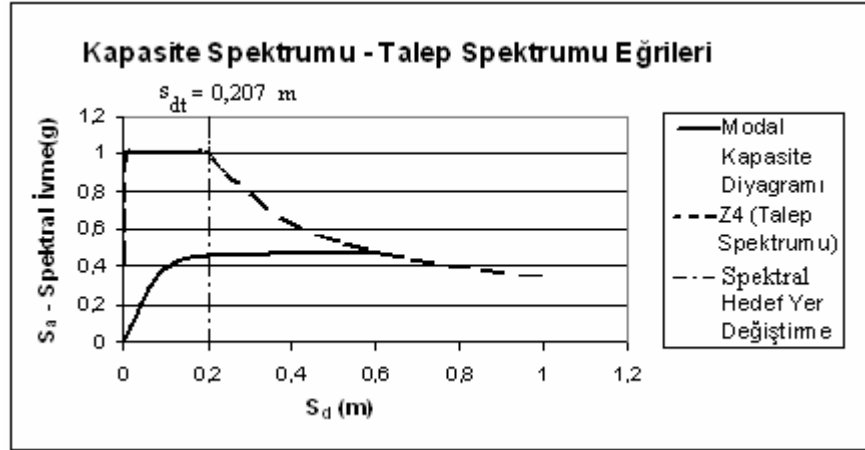
Şekil 7.50 %3,5 hedef yer değiştirmeye göre tasarlanan beş katlı çerçeve.



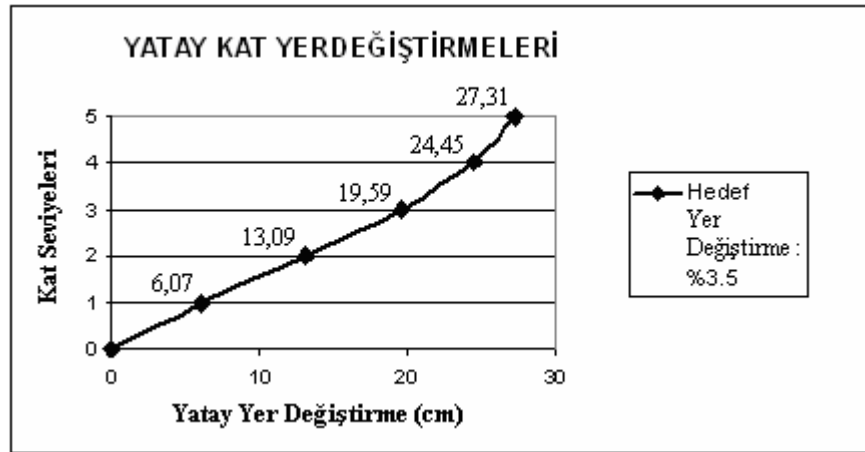
Şekil 7.51 Şekil 7.50deki çerçevenin kapasite eğrisi.



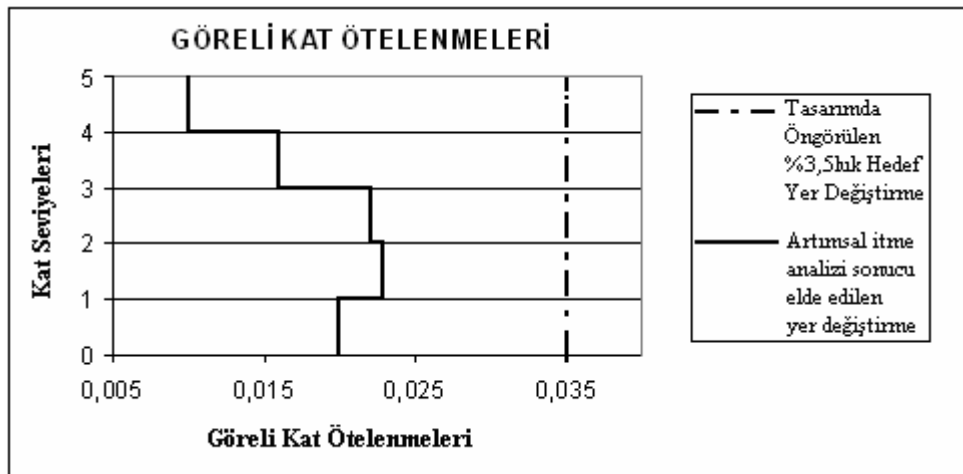
Şekil 7.52 %3,5 toplam hedef yer değiştirmeye göre tasarlanan beş katlı iki açıklıklı çerçevenin modal kapasite diyagramı (Kapasite Spektrumu).



Şekil 7.53 %3,5 toplam hedef yer değiştirmeye göre tasarlanan beş katlı iki açıklıklı çerçevenin kapasite spektrumu ve talep spektrumu eğrileri.



Şekil 7.54 Performans noktasına kadar statik olarak itilmiş beş katlı iki açıklıklı çerçevenin kat seviyelerindeki yatay yer değiştirmeleri.



Şekil 7.55 Şekil 7.50deki çerçevenin görelî kat ötelenmesi grafiği.

Tablo 7.38 Beş katlı çerçevelerin tasarımına ait parametreler

Kat Adedi	T (sn.)	a	θ_y	θ_p	α	V/W
5	0,63	1,000	0,01	0,005	1,136	0,582
5	0,74	1,000	0,01	0,01	1,655	0,470
5	0,92	0,981	0,01	0,025	2,638	0,325

7.4 Örnek 3: İki Açıklıklı Sekiz Katlı Çerçevenin Tasarımı

Bu bölümde tasarlanacak olan sekiz katlı yapıların yükleme, açıklık, geometri ve toplam hedef yer değiştirmeleri gibi bütün tasarım parametreleri, 7.2 ve 7.3 bölümlerinde tasarlanan iki ve beş katlı yapıları ile tamamen aynıdır. Sekiz katlı yapıların tasarımında göz önüne alınan önboyutlar şu şekildedir:

1., 2. ve 3. Kat Kirişleri: IPE 450

4., 5., 6., 7. ve 8. Kat Kirişleri: IPE 400

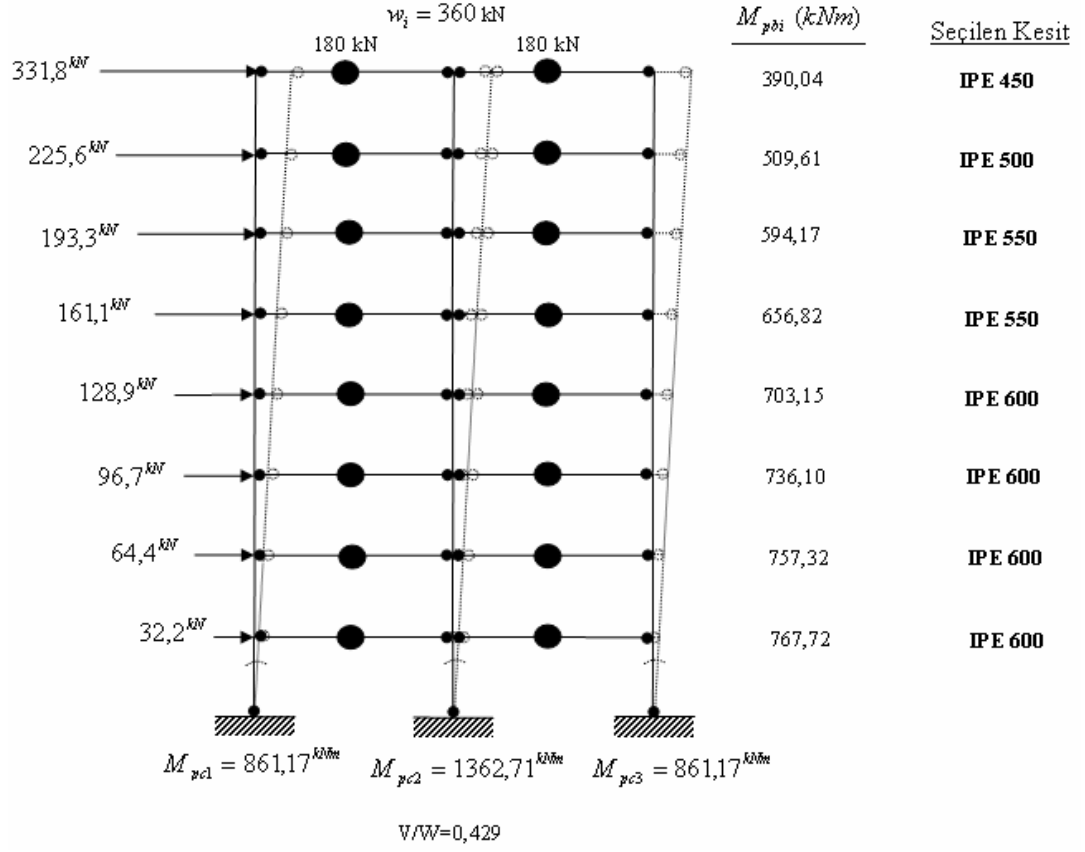
1. Kat Kolonları: HEB 400

2. Kat Kolonları: HEB 320

3., 4., 5., 6., 7. ve 8. Kat Kolonları: HEB 300

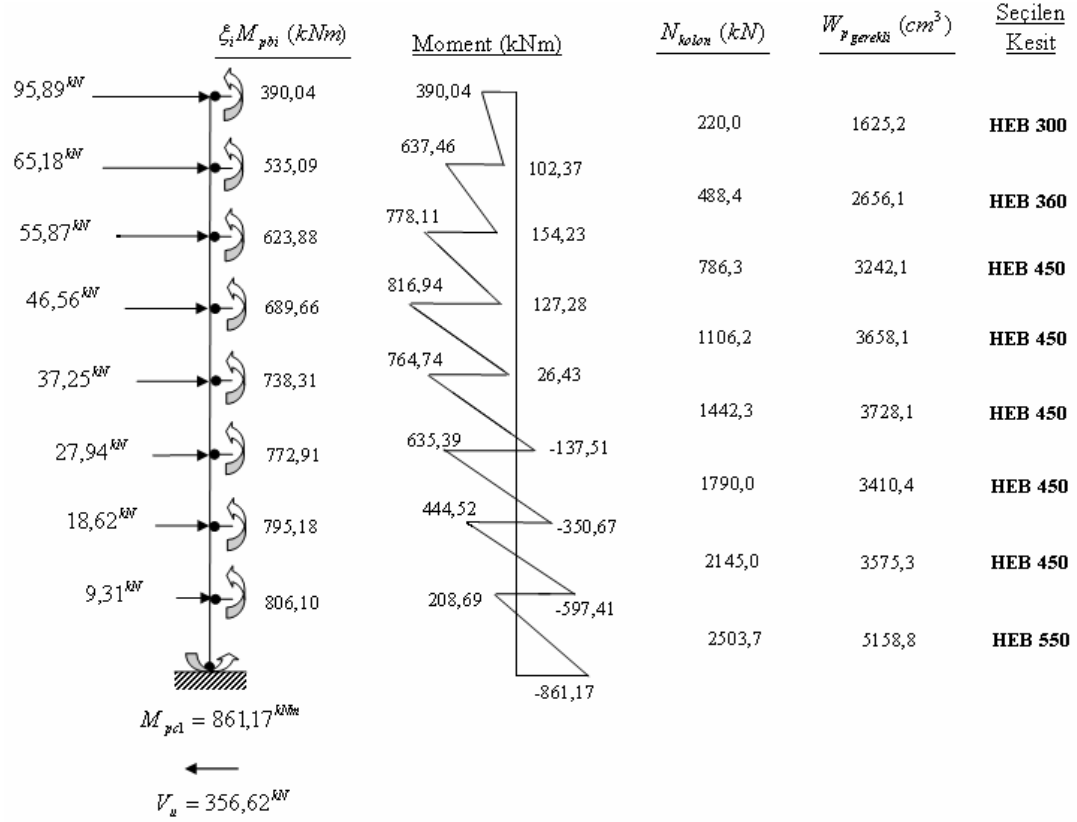
7.4.1 Örnek 3.1: %2 lik Toplam Hedef Yer Değiştirmeye Göre Tasarım

Sekiz katlı yapının, %2 lik hedef yer değiştirmeye göre tasarımı sekiz iterasyonda gerçekleştirilmiştir. Tasarıma ait bazı sonuçlar Şekil 7.56da görülmektedir.



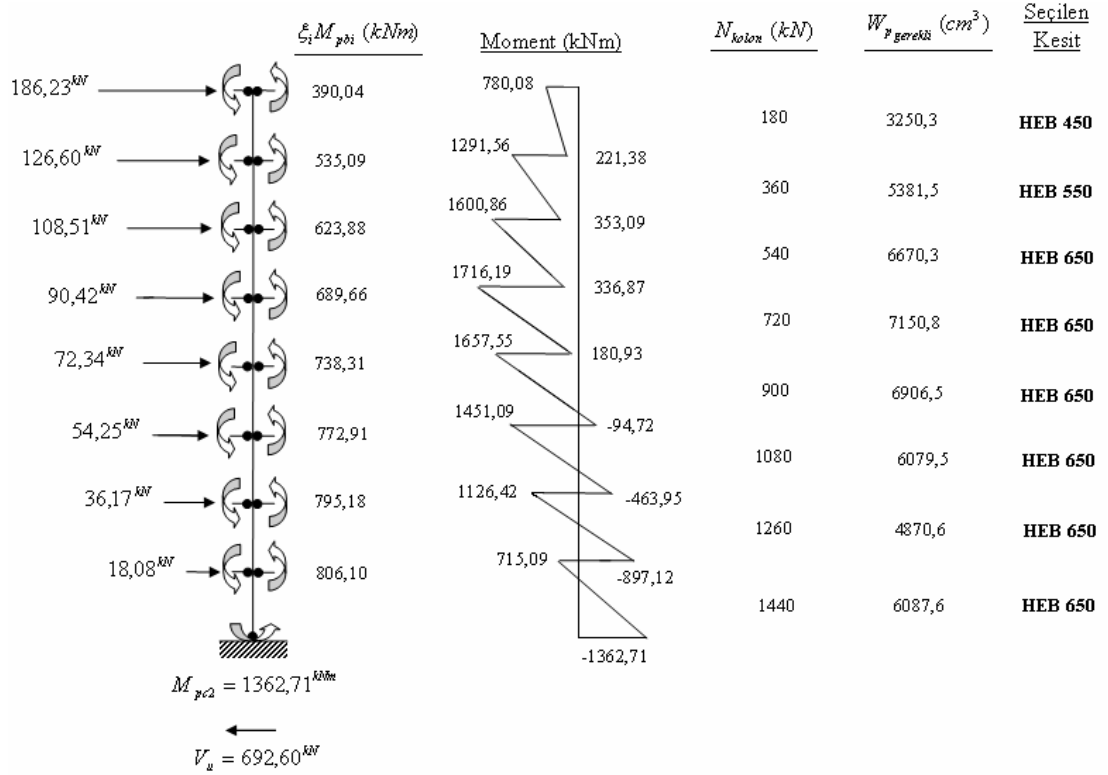
Şekil 7.56 Sekiz katlı iki açıklıklı yapının %2 hedef yer değiştirmesi için plastik tasarımı ve kat kirişlerinin boyutlandırması (Sekizinci iterasyonun sonuçları).

%2 toplam hedef yer değiştirmesine göre tasarlanan sekiz katlı yapının (Şekil 7.56) kolon tasarımı Şekil 7.57 ve Şekil 7.58de görülmektedir.

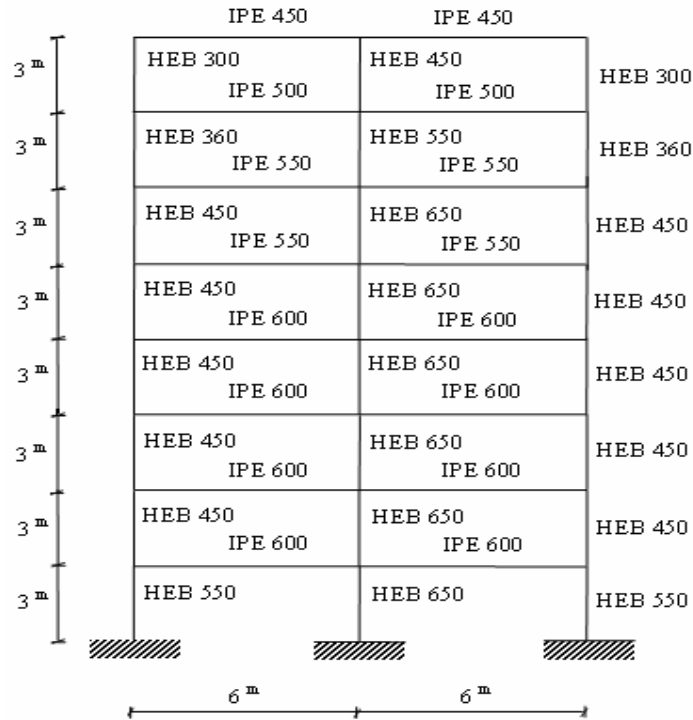


Şekil 7.57 Sekiz katlı iki açıklıklı yapının dış akslarındaki kenar kolonların plastik tasarımı ve boyutlandırması (Toplam hedef yer değiştirmesi : %2).

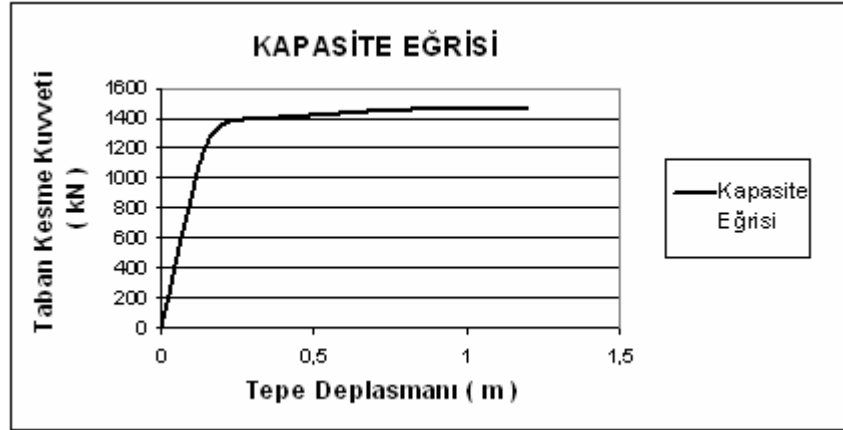
Doğrusal olmayan analizlerde SAP 2000 yapı analiz programı kullanılmıştır. %2 toplam hedef yer değiştirme için tasarlanan sekiz katlı iki açıklıklı çerçevenin birinci katından sekizinci kata toplam yer değiştirme değerleri sırası ile %0,9 - %1,4 %1,5 - %1,4 - %1,2 - %1 - %0,7 ve %0,5 olarak bulunmuştur. (Şekil 7.64). Toplam sekiz iterasyonda gerçekleştirilmiş olan hesaplamalar sonucunda, sekiz katlı çerçeve için Şekil 7.59da görülen kesitler elde edilmiştir. Yatay kat yer değiştirmeleri birinci kattan sekizinci kata sırasıyla 2,64 - 6,71 - 11,24 - 15,5 - 19,16 - 22,04 - 24,24 ve 25,81 cm.dir. Taşıyıcı sistemin kirişleri ve kolonları Avrupa Norm Profilleri kullanılarak boyutlandırılmıştır. Kirişler için IPE, kolonlar için HEB profilleri kullanılmıştır.



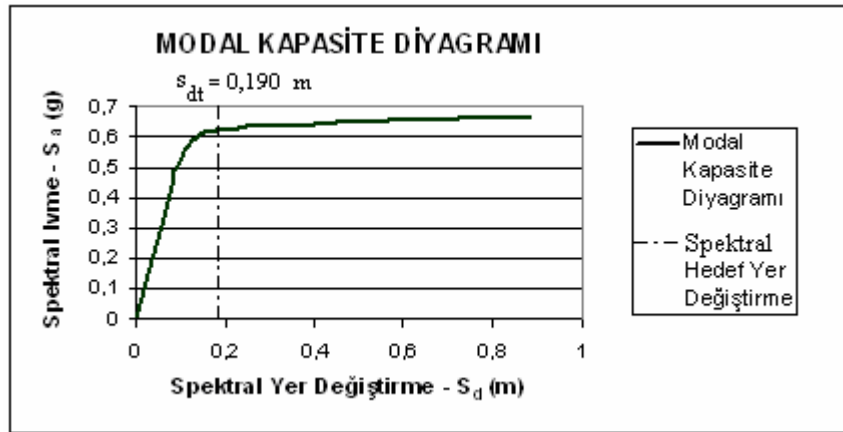
Şekil 7.58 Sekiz katlı iki açıklıklı yapının ara kolonlarının plastik tasarımı ve boyutlandırması (Toplam hedef yer değiştirmesi : %2).



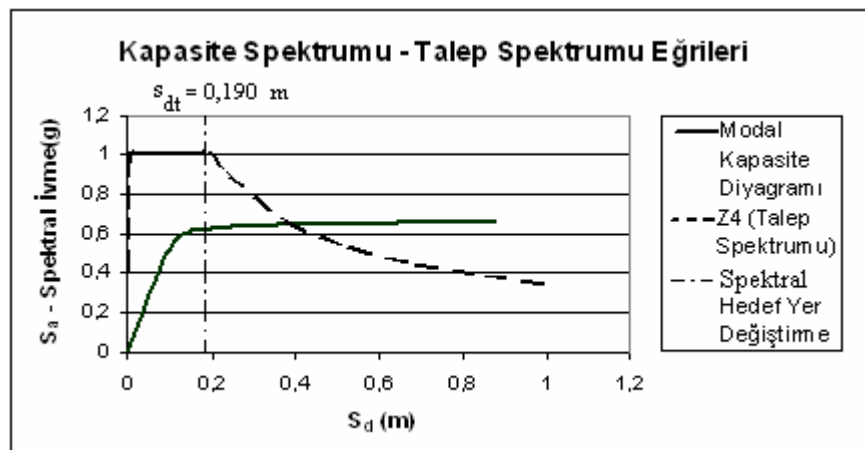
Şekil 7.59 %2 hedef yer değiştirmeye göre tasarlanan sekiz katlı çerçeve.



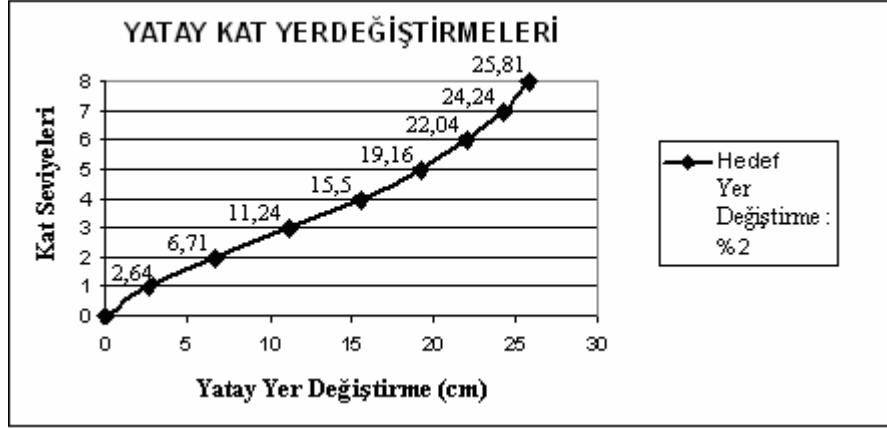
Şekil 7.60 Enerji esaslı yöntemle tasarlanmış olan Şekil 7.59daki sekiz katlı iki açıklıklı çerçevenin kapasite eğrisi.



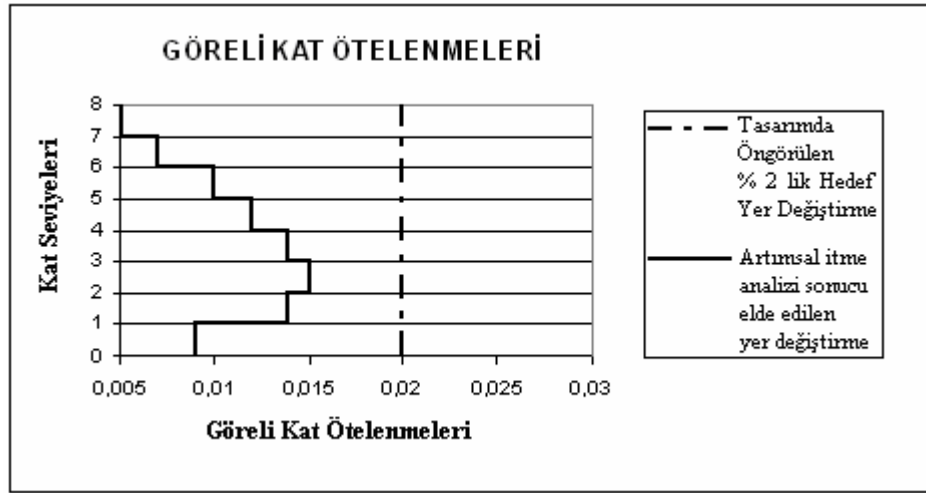
Şekil 7.61 %2 toplam hedef yer değiştirmesine göre tasarlanan sekiz katlı iki açıklıklı çerçevenin modal kapasite diyagramı (Kapasite Spektrumu).



Şekil 7.62 %2 toplam hedef yer değiştirmeye göre tasarlanan sekiz katlı iki açıklıklı çerçevenin kapasite spektrumu ve talep spektrumu eğrileri.



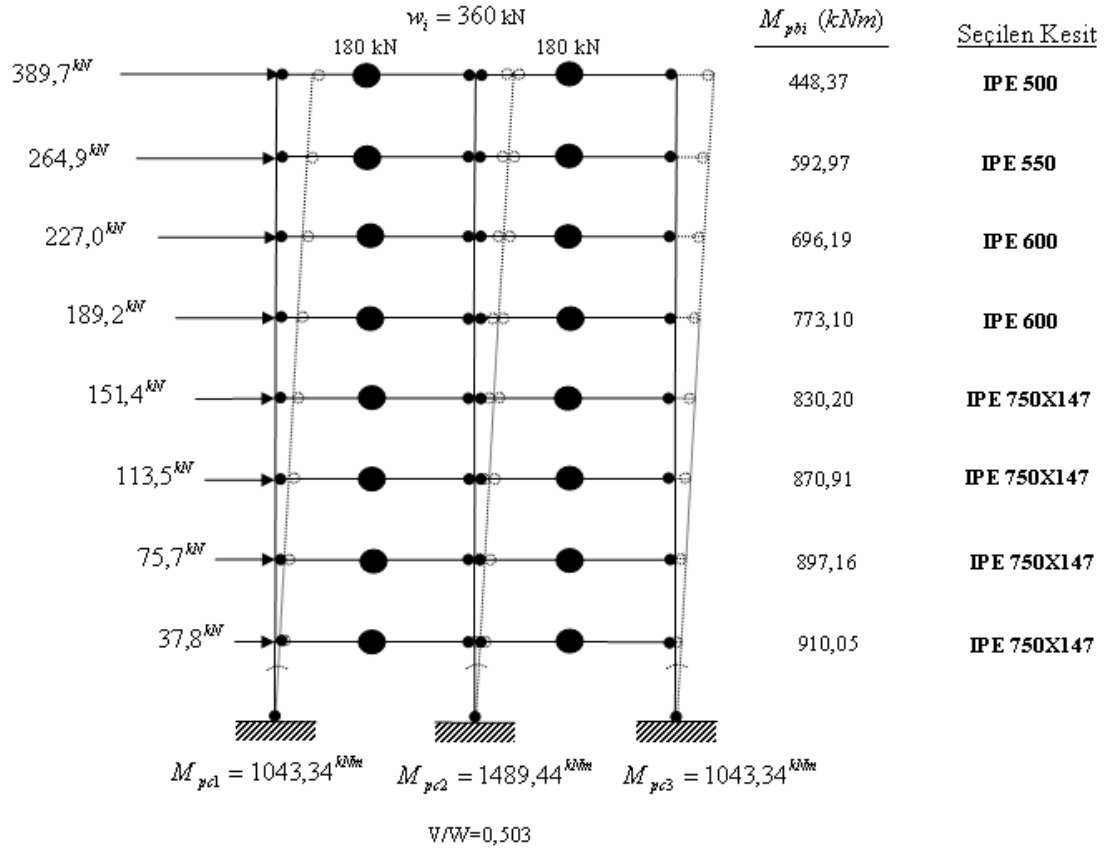
Şekil 7.63 Performans noktasına kadar statik olarak itilmiş sekiz katlı iki açıklıklı çerçevenin kat seviyelerindeki yatay yer değiştirmeleri.



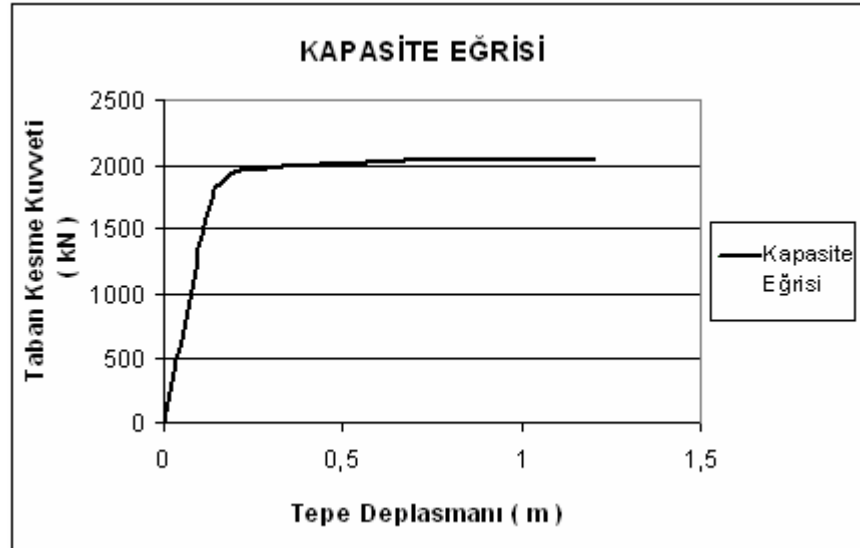
Şekil 7.64 Şekil 7.59daki çerçevenin görel kat ötelenmesi grafiği.

7.4.2 Örnek 3.2: %1,5 luk Toplam Hedef Yer Değiştirmeye Göre Tasarım

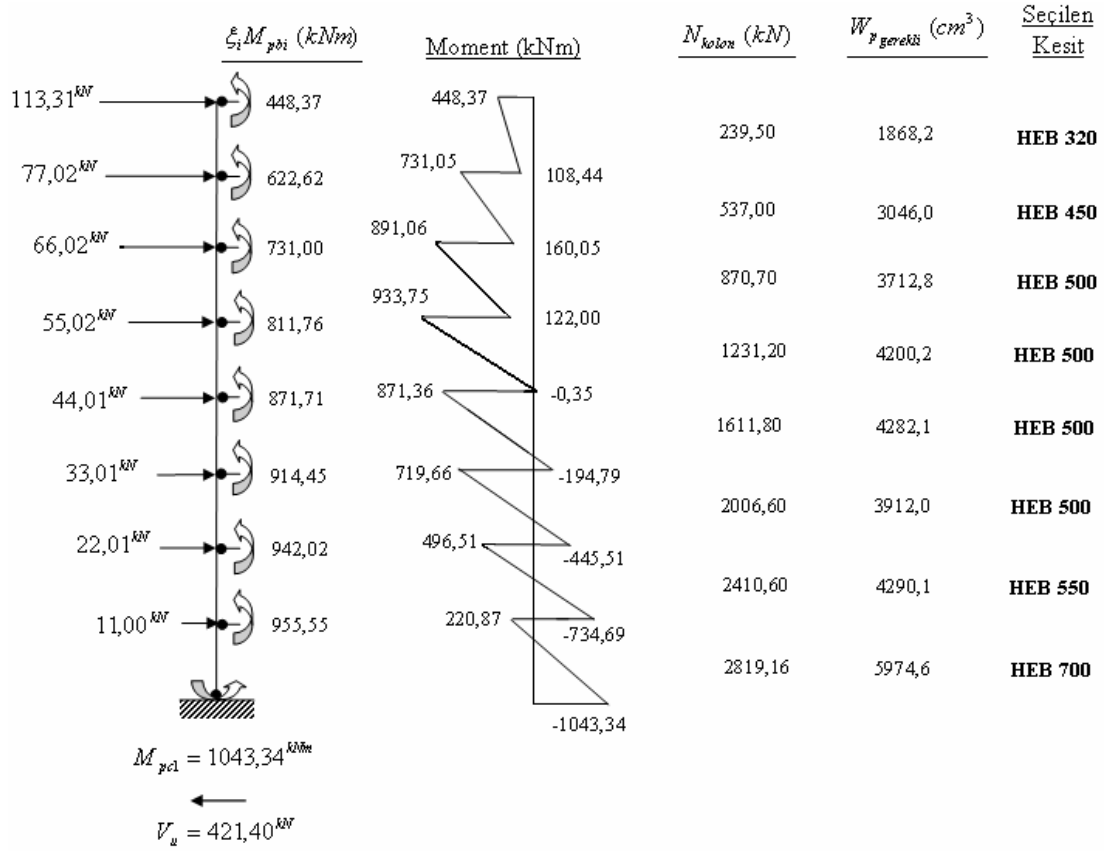
Sekiz katlı yapının, %1,5 luk hedef yer değiştirmeye göre tasarımı sekiz iterasyonda gerçekleştirilmiştir. Tasarıma ait bazı sonuçlar Şekil 7.65te görülmektedir. Taşıyıcı sistemin kirişleri ve kolonları Avrupa Norm Profilleri kullanılarak boyutlandırılmıştır. Kirişler için IPE, kolonlar için HEB çelik profilleri kullanılmıştır. İterasyonlar için Excel, doğrusal olmayan analizler için SAP 2000 yapı analiz programı kullanılmıştır.



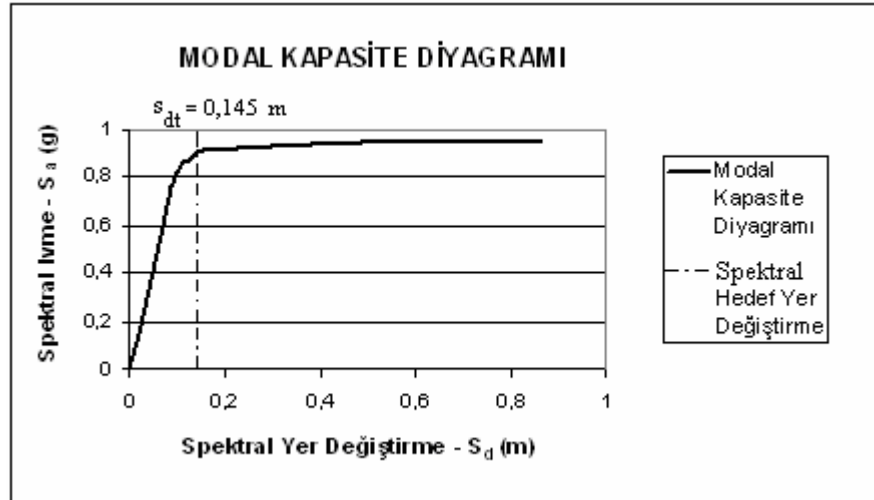
Şekil 7.65 Sekiz katlı iki açıklıklı yapının %1,5 hedef yer değiştirmesi için plastik tasarımı ve kat kirişlerinin boyutlandırması (Sekizinci iterasyonun sonuçları).



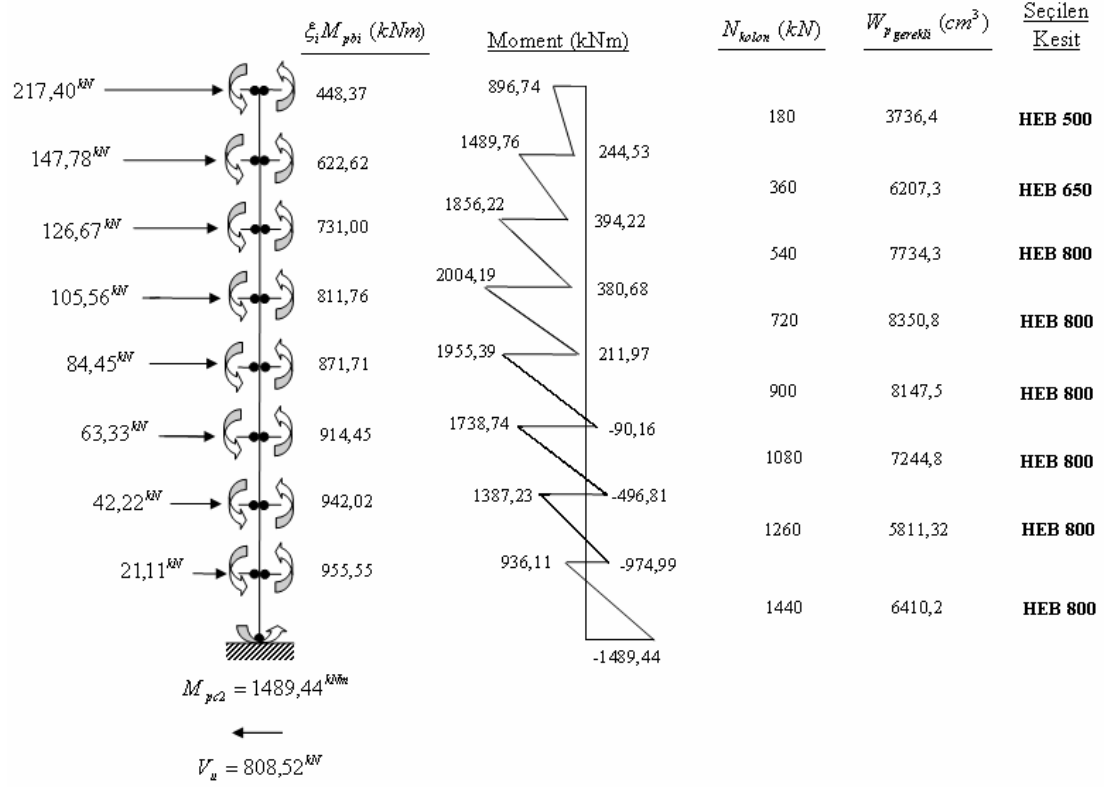
Şekil 7.66 Enerji esaslı yöntemle tasarlanmış olan Şekil 7.70 deki sekiz katlı iki açıklıklı çerçevenin statik artımsal itme analizi sonucu elde edilen kapasite eğrisi.



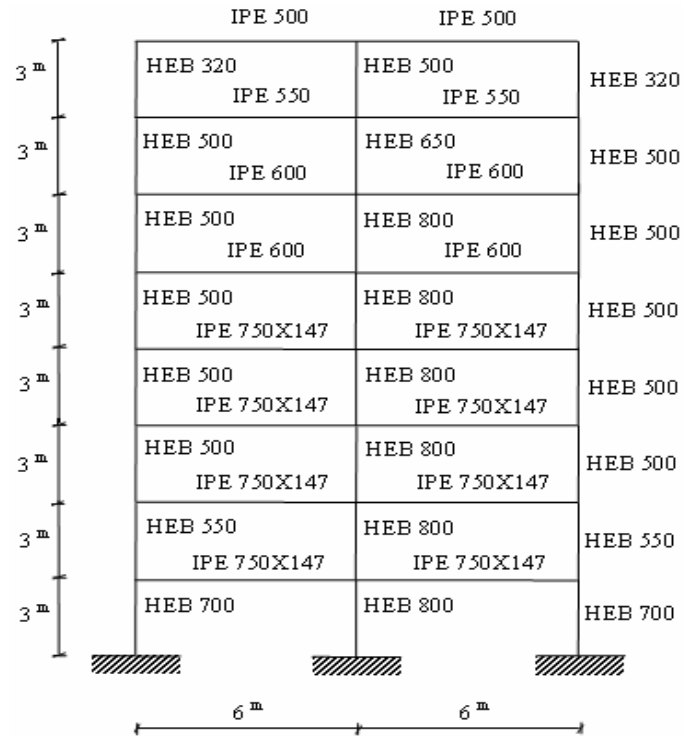
Şekil 7.67 Sekiz katlı iki açıklıklı yapının dış akslarındaki kenar kolonların plastik tasarımı ve boyutlandırması (Toplam hedef yer değiştirmesi : %1,5).



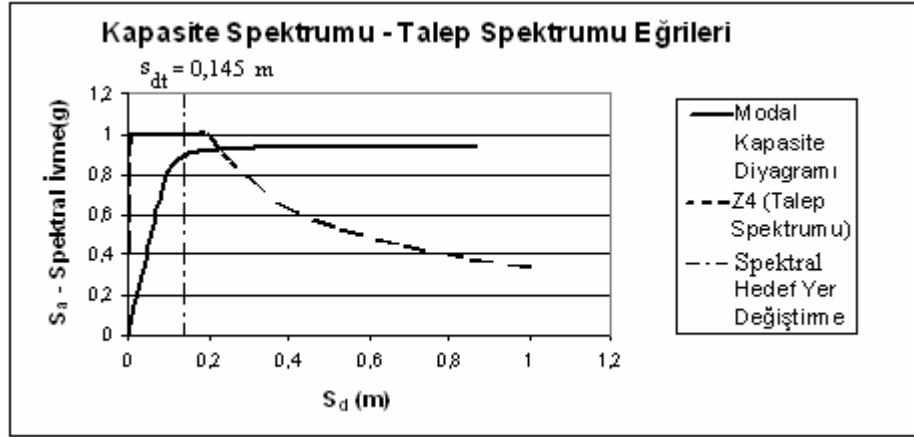
Şekil 7.68 %1,5 toplam hedef yer değiştirmeye göre tasarlanan sekiz katlı iki açıklıklı çerçevenin modal kapasite diyagramı (Kapasite Spektrumu).



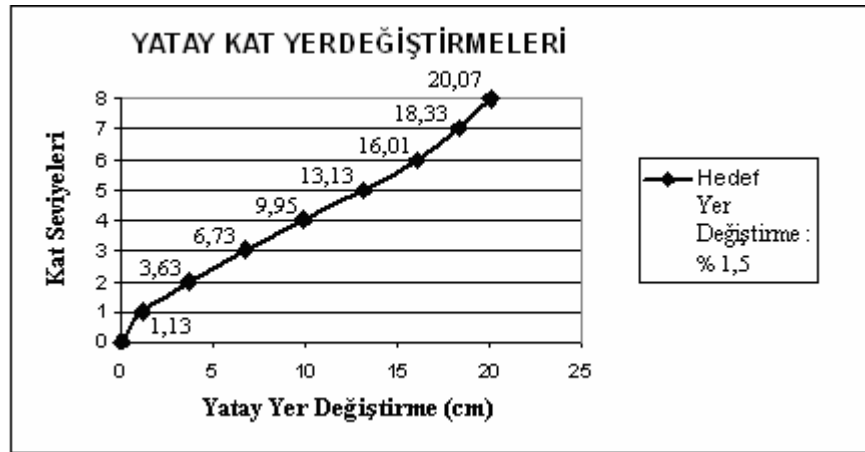
Şekil 7.69 Sekiz katlı iki açıklıklı yapının ara kolonlarının plastik tasarımı ve boyutlandırması (Toplam hedef yer değiştirmesi : %1,5).



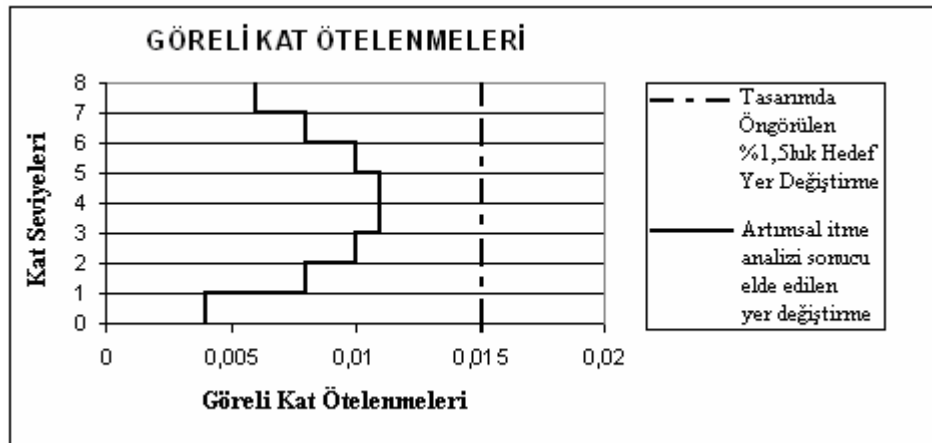
Şekil 7.70 %1,5 hedef yer değiştirmeye göre tasarlanan sekiz katlı çerçeve.



Şekil 7.71 %1,5 toplam hedef yer değiştirmeye göre tasarlanan sekiz katlı iki açıklıklı çerçevenin kapasite spektrumu ve talep spektrumu eğrileri.



Şekil 7.72 Performans noktasına kadar statik olarak itilmiş sekiz katlı iki açıklıklı çerçevenin kat seviyelerindeki yatay yer değiştirmeleri.

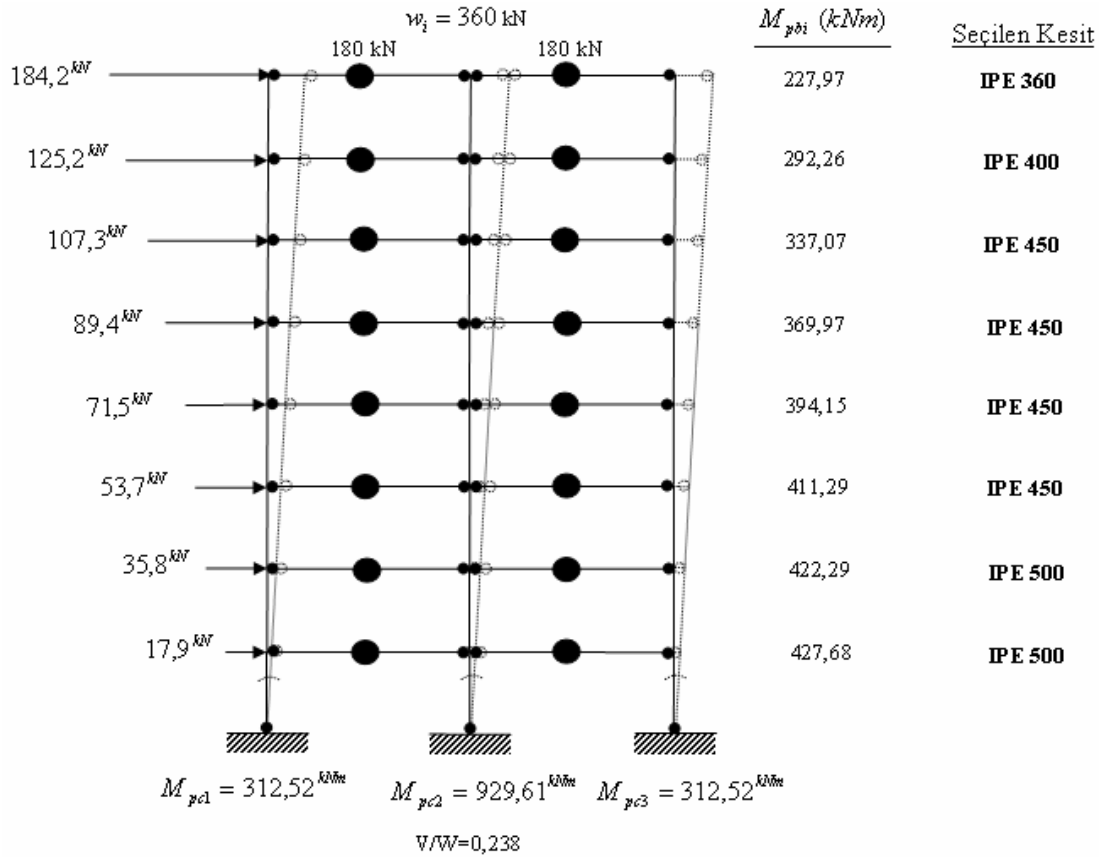


Şekil 7.73 Şekil 7.70teki çerçevenin görelî kat ötelenmesi grafiği.

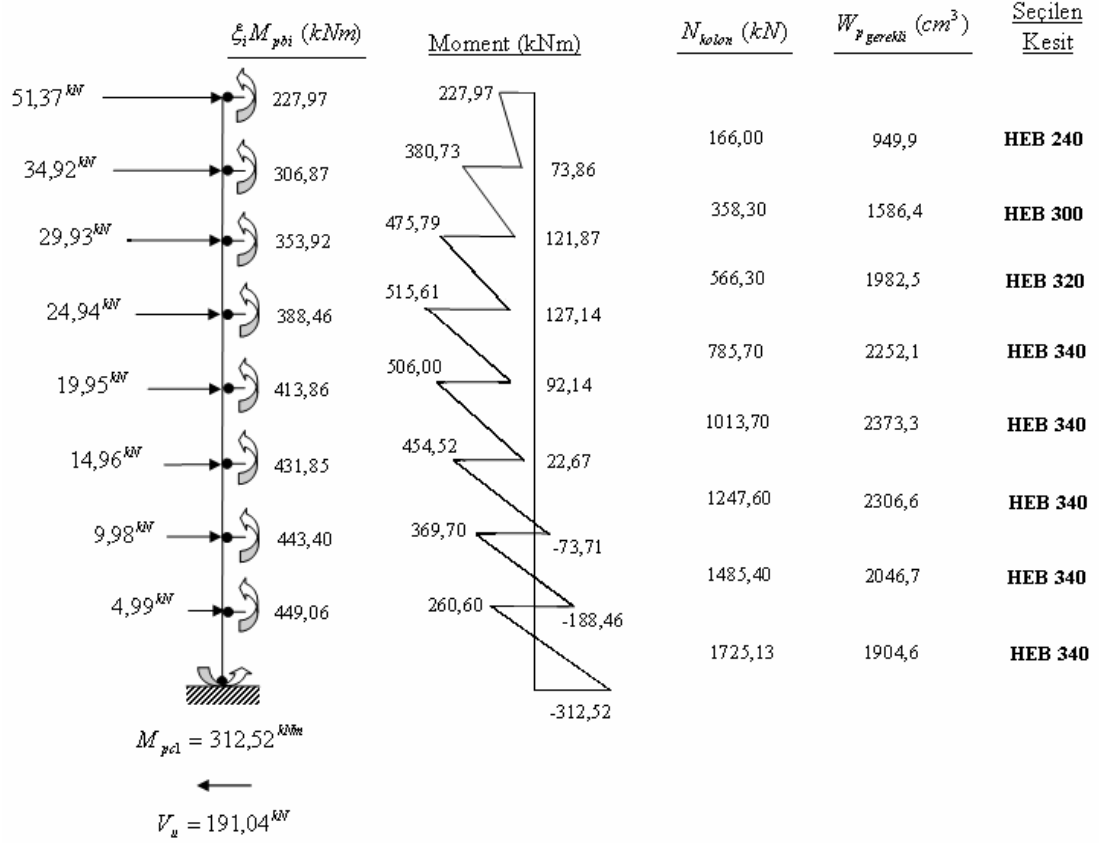
%1,5 toplam hedef yer değiştirme için tasarlanan sekiz katlı iki açıklıklı çerçevenin birinci katından sekizinci katına toplam yer değiştirme değerleri sırası ile %0,4 - %0,8 - %1 - %1,1 - %1,1 - %1 - %0,8 ve %0,6 olarak bulunmuştur. (Şekil 7.73). Toplam sekiz iterasyonda gerçekleştirilmiş olan hesaplamalar sonucunda, sekiz katlı çerçeve için Şekil 7.70te görülen kesitler elde edilmiştir. Yatay kat yer değiştirmeleri birinci kattan sekizinci kata sırasıyla 1,13 - 3,63 - 6,73 - 9,95 - 13,13 - 16,01 - 18,33 ve 20,07 cm.dir. (Şekil 7.72)

7.4.3 Örnek 3.3: %3,5 luk Toplam Hedef Yer Değiştirmeye Göre Tasarım

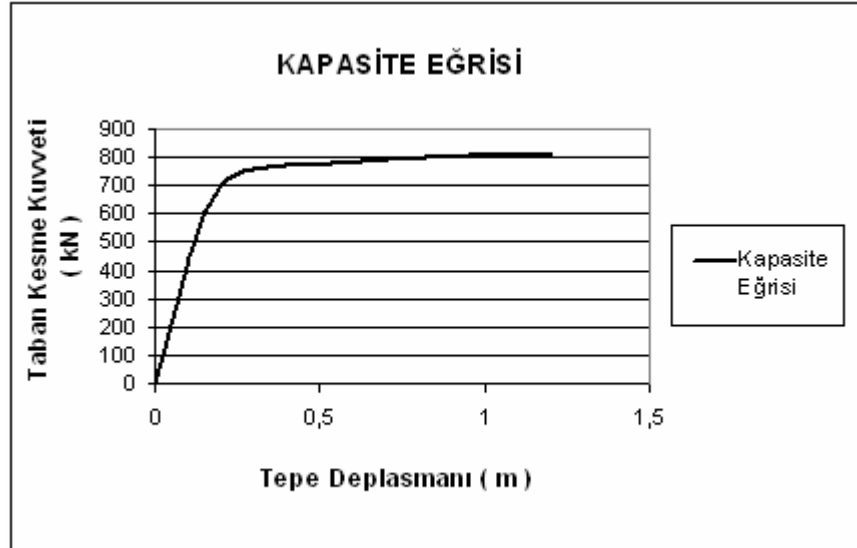
Sekiz katlı yapının, %3,5 luk hedef yer değiştirmeye göre tasarımı beş iterasyonda gerçekleştirilmiştir. Tasarıma ait bazı sonuçlar Şekil 7.75de görülmektedir.



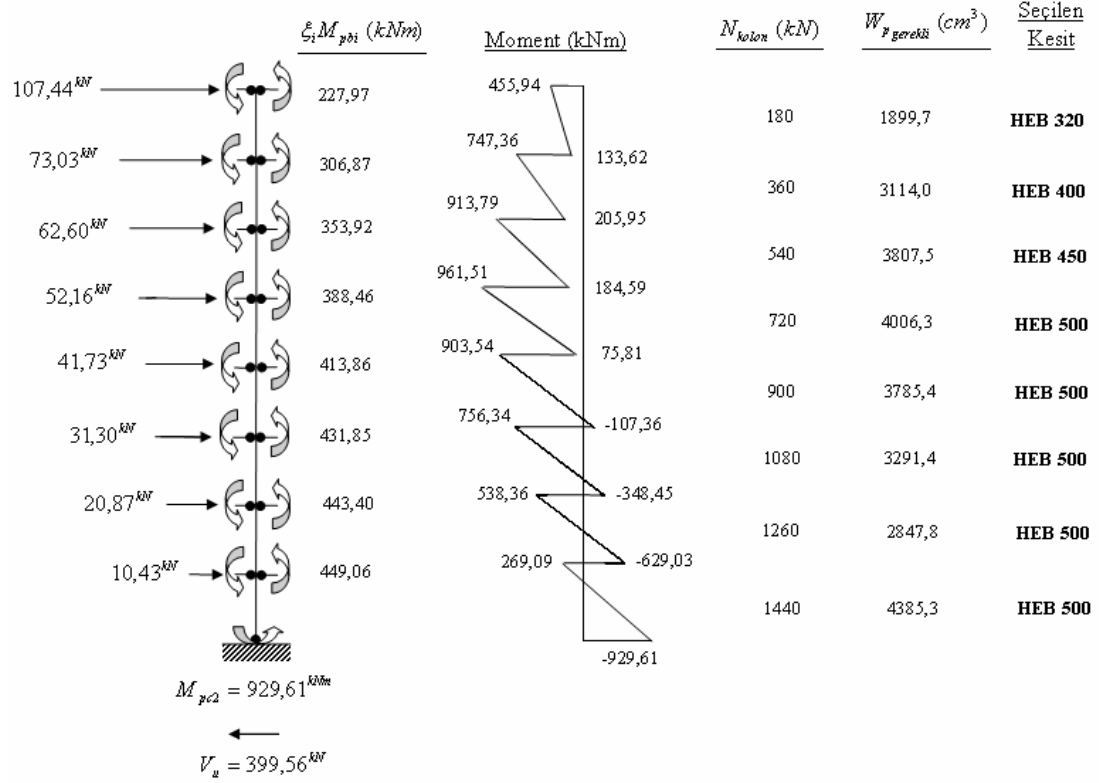
Şekil 7.74 Sekiz katlı iki açıklıklı yapının %3,5 hedef yer değiştirmesi için plastik tasarımı ve kat kirişlerinin boyutlandırması (Beşinci iterasyonun sonuçları).



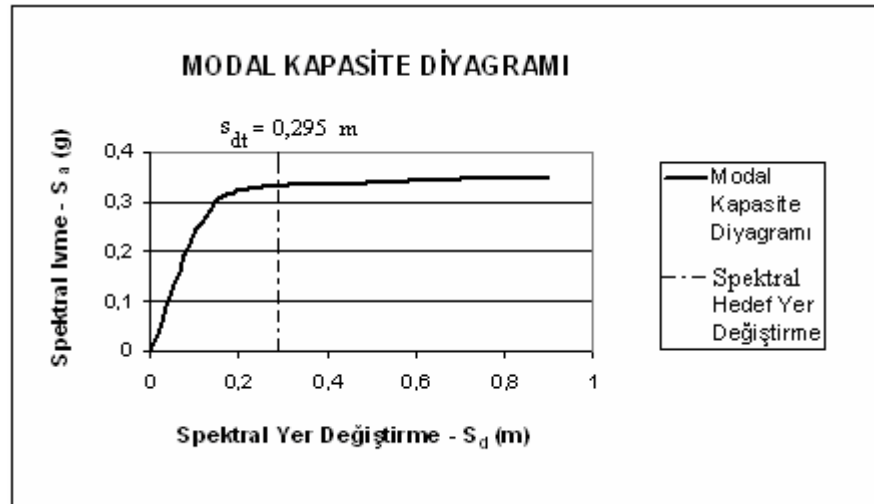
Şekil 7.75 Sekiz katlı iki açıklıklı yapının dış akslarındaki kenar kolonların plastik tasarımı ve boyutlandırması (Toplam hedef yer değıştirmesi : %3,5).



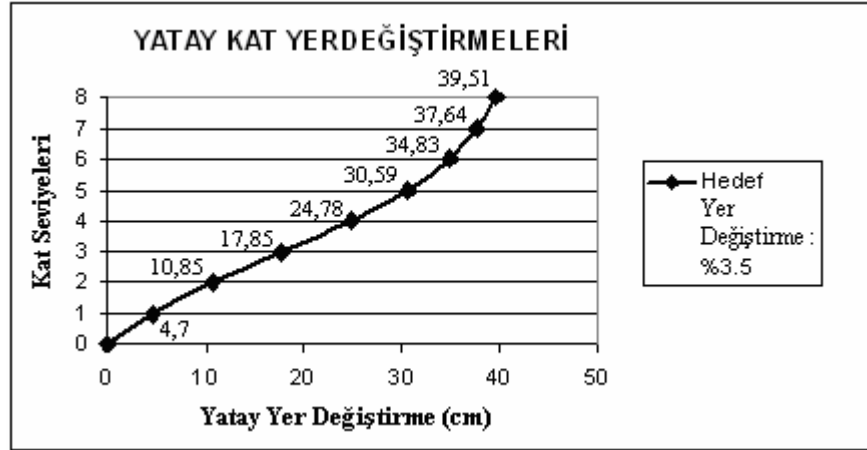
Şekil 7.76 Enerji esaslı yöntemle tasarlanmış olan Şekil 7.79 daki sekiz katlı iki açıklıklı çerçevenin statik artımsal itme analizi sonucu elde edilen kapasite eğrisi.



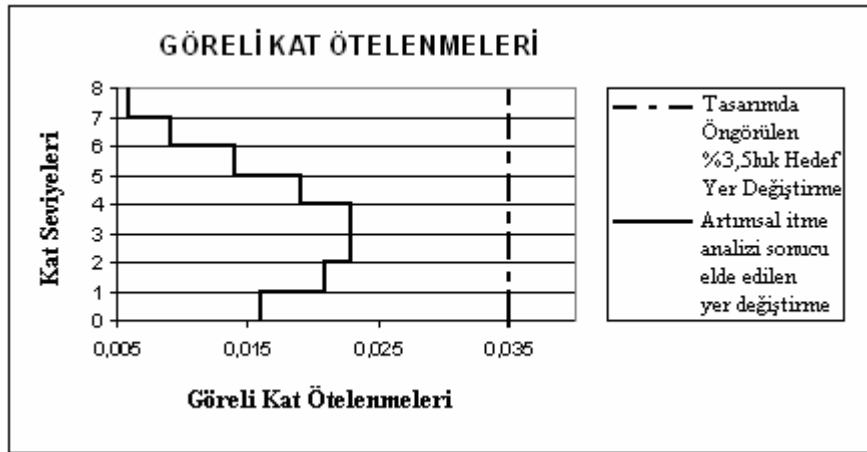
Şekil 7.77 Sekiz katlı iki açıklıklı yapının ara kolonlarının plastik tasarımı ve boyutlandırması (Toplam hedef yer değiştirmesi : %3,5).



Şekil 7.78 %3,5 toplam hedef yer değiştirmeye göre tasarlanan sekiz katlı iki açıklıklı çerçevenin modal kapasite diyagramı (Kapasite Spektrumu).



Şekil 7.81 Performans noktasına kadar statik olarak itilmiş sekiz katlı iki açıklıklı çerçevenin kat seviyelerindeki yatay yer değiştirmeleri.



Şekil 7.82 Şekil 7.79daki çerçevenin görel kat ötelenmesi grafiği.

Doğrusal olmayan analizlerde SAP 2000 yapı analiz programı kullanılmıştır. %3,5 toplam hedef yer değiştirme için tasarlanan sekiz katlı iki açıklıklı çerçevenin birinci katından sekizinci katına toplam yer değiştirme değerleri sırası ile %1,6 - %2,1 %2,3 - %2,3 - %1,9 - %1,4 - %0,9 ve %0,6 olarak bulunmuştur. (Şekil 7.82). Toplam beş iterasyonda gerçekleştirilmiş olan hesaplamalar sonucunda, sekiz katlı çerçeve için Şekil 7.79da görülen kesitler elde edilmiştir. Yatay kat yer değiştirmeleri birinci kattan sekizinci kata sırasıyla 4,7 - 10,85 - 17,85 - 24,78 - 30,59 - 34,83 - 37,64 ve 39,51 cm.dir. (Şekil 7.81) Taşıyıcı sistemin kirişleri ve kolonları Avrupa Norm Profilleri kullanılarak, çelik olarak boyutlandırılmıştır. Kirişler için IPE, kolonlar için HEB profilleri kullanılmıştır.

Tablo 7.39 Sekiz katlı çerçevelerin tasarımına ait parametreler

Kat Adedi	T (sn.)	a	θ_y	θ_p	α	V/W
8	0,69	1,000	0,01	0,005	1,484	0,503
8	0,86	1,000	0,01	0,01	1,905	0,429
8	1,24	0,774	0,01	0,025	2,283	0,238

BÖLÜM SEKİZ

SONUÇLAR

Tez çalışması kapsamında açıklanan enerji esaslı yöntem ile yapıların istenilen bir hedef yer değiştirmeye göre tasarımı için bir yöntem sunulmuştur. Yöntemin uygulanabilirliğini araştırmak için seçilen iki, beş ve sekiz katlı çelik çerçevelerin önerilen hesap yöntemi ile tasarımı yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar aşağıda irdelenmiştir.

İki katlı çelik çerçeve sistemin %2, %1,5 ve %3,5 toplam hedef yer değiştirmelerine göre enerji esaslı tasarımı yapılarak, gerekli kiriş ve kolon enkesit boyutları belirlenmiştir. Bu boyutlar altında yapının tasarımında öngörülen hedef yer değiştirme değerlerinin sağlanıp sağlanmadığının kontrolü için, çerçevelere doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yöntemi uygulanmış ve yapıların Kapasite Eğrileri elde edilmiştir. Kapasite Eğrileri elde edilen yapıların Kapasite Spektrumu yöntemi ile performans noktaları belirlenmiş ve göreceli kat yer değiştirmeleri bulunmuştur. Doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi sonucu birinci katta %2,16 ve ikinci katta %2,34 lük yer değiştirme elde edilmiştir. %1,5 luk toplam hedef yer değiştirmeye göre yapılan tasarımda, doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi sonucu birinci katta %1,77 ve ikinci katta %1,91 lik toplam yer değiştirme elde edilmiştir. %3,5 luk toplam hedef yer değiştirme esas alınarak yapılan tasarımda ise, doğrusal olmayan statik artımsal itme analizleri sonucunda birinci katta elde edilen yer değiştirme değeri %2,78 ve ikinci katta elde edilen yer değiştirme değeri ise %2,91 dir. Elde edilen sonuçlar irdelendiğinde, iki katlı yapının %2 ve %1,5 luk toplam yer değiştirme hedefine göre tasarımlarında bu hedef yer değiştirmelerin her bir kat seviyesinde aşıldığı görülmektedir. İki katlı yapının sadece %3,5 luk toplam hedef yer değiştirmeye göre tasarımında, artımsal itme analizi sonucu elde edilen yer değiştirmeler, bu yer değiştirme hedefinin altında kalmıştır.

Beş katlı yapının %2 toplam yer değiştirme hedefine göre enerji esaslı tasarımında, doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi sonucu birinci kattan beşinci kata sırası ile %1,5 - %1,8 - %1,6 - %1,2 ve %0,8 lik yer değiştirmeler elde

edilmiştir. %1,5 luk toplam hedef yer değiştirmeye göre yapılan tasarımda ise doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi sonucu birinci kattan beşinci kata sırası ile %1,2 - %1,5 - %1,3 - %0,9 ve %0,7 lik yer değiştirmeler elde edilmiştir. %1,5 toplam hedef yer değiştirmesine göre yapılan tasarımda, beş katlı yapının ikinci katında artımsal itme analizi sonucu elde edilen yer değiştirme, hedeflenen %1,5 luk yer değiştirmenin aynısı bulunmuştur. %3,5 toplam yer değiştirme hedefine göre yapılan enerji esaslı tasarımda ise, artımsal itme analizi sonucu yine birinci kattan beşinci kata sırası ile yer değiştirme değerleri %2 - %2,3 - %2,2 - %1,6 ve %1 olarak bulunmuştur. Beş katlı yapının tasarımında, hedeflenen yer değiştirme değerlerinin hiçbir kat seviyesinde aşılmadığı ve bu hedef yer değiştirmeye yakın sonuçların elde edildiği, yapıya doğrusal olmayan statik artımsal itme analizinin uygulanması sonucu görülmüştür.

Sekiz katlı yapının toplam %2 hedef yer değiştirmesine göre enerji esaslı tasarımında artımsal itme analizi sonucu, birinci kattan sekizinci kata sırası ile %0,9 %1,4 - %1,5 - %1,4 - %1,2 - %1 - %0,7 ve %0,5 lik yer değiştirme değerleri elde edilmiştir. %1,5 luk toplam hedef yer değiştirmeye göre yapılan tasarımda ise, artımsal itme analizi sonucunda elde edilmiş olan kat seviyelerindeki yer değiştirme değerleri sırası ile %0,4 - %0,8 - %1 - %1,1 - %1,1 - %1 - %0,8 ve %0,6 dır. Toplam %3,5 luk hedef yer değiştirmeye göre yapılan tasarımda ise, artımsal itme analizi sonucu birinci kattan sekizinci kata sırası ile %1,6 - %2,1 - %2,3 - %2,3 - %1,9 %1,4 - %0,9 ve %0,6 lık yer değiştirmeler elde edilmiştir. Sekiz katlı yapı tasarımında, artımsal itme analizinin uygulanması ile hiçbir kat seviyesinde hedeflenen yer değiştirmenin aşılmadığı görülmüştür. Hedef yer değiştirme değeri aşılmadığı gibi, doğrusal olmayan analizler sonucu elde edilen yer değiştirmeler hedeflenen yer değiştirmenin oldukça altında kalmıştır.

Tez çalışması kapsamında iki, beş ve sekiz katlı yapıların farklı hedef yer değiştirmelerine göre enerji esaslı tasarımında, farkı sonuçlar elde edilmiştir. Tasarım %1,5 - %2 ve %3,5 luk toplam hedef yer değiştirmelerine göre yapılmıştır. Tasarımda aynı kat adedine sahip yapılarda hedef yer değiştirme arttıkça, enerji esaslı yöntemle elde edilen ve yapıya etkiyen toplam tasarım taban kesme kuvveti

azalmıştır. Toplam taban kesme kuvvetinin aynı kat sayısına sahip yapılarda azalması ile, tasarım sonucunda elde edilen taşıyıcı sistem kesitleri de küçülmüştür.

İki, beş ve sekiz katlı yapıların aynı hedef yer değiştirmeye göre enerji esaslı tasarımında farklı sonuçlar elde edilmiştir. Aynı hedef yer değiştirmesinin esas alındığı farklı kat sayılarına sahip yapılarda, kat sayısı arttıkça yapıya etkiyen toplam taban kesme kuvveti / yapı ağırlığı oranı azalmıştır. İki katlı yapıda %2 lik yer değiştirme hedefine göre tasarımda taban kesme kuvveti / yapı ağırlığı oranı 0,543 iken, beş katlı yapıda aynı hedef yer değiştirmesi için bu oran 0,470 ve sekiz katlı yapıda ise 0,429 olarak elde edilmiştir. %1,5 luk hedef yer değiştirmeye göre tasarımda iki katlı yapıda taban kesme kuvveti / yapı ağırlığı oranı 0,656, beş katlı yapıda 0,582 ve sekiz katlı yapıda ise 0,503 olarak bulunmuştur. %3,5 luk hedef yer değiştirmeye göre tasarımda ise taban kesme kuvveti / yapı ağırlığı oranı iki katlı yapıda 0,329, beş katlı yapıda 0,325 ve sekiz katlı yapıda ise 0,238 olarak belirlenmiştir. Ancak, yapı ağırlığının da iki katlı yapıdan sekiz katlı yapıya doğru artmasından dolayı, taban kesme kuvveti / yapı ağırlığı oranı azalsa da, aynı hedef yer değiştirmesi için kat adedi arttıkça doğal olarak yapıya etkiyen taban kesme kuvveti de artmıştır. Dolayısıyla, aynı hedef yer değiştirme için tasarlanan yapılarda kat adedinin artması ile birlikte, yöntemin vermiş olduğu taşıyıcı sistem kesitleri de büyümüştür.

Yöntemin daha iyi sonuçlar verebilmesi için yapılması gereken bazı çalışmalar aşağıda özetlenmiştir:

1. Yöntemdeki hesap prosedürü, birinci mod hakimiyetindeki yapılar için geliştirilmiştir. Yapının birinci mod şekli, doğrusal olarak yöntemde kullanılmıştır. Yapının mod şeklini daha doğru olarak dikkate alacak yöntemler üzerine çalışılması gerekli olmaktadır.
2. Çalışmada yapının elastik dönme değeri %1 olarak kabul edilmiştir. Bu kabulün yapı yükseklik ve özelliklerine göre geliştirilmesi, yöntemin daha gerçekçi sonuçlar vermesi için faydalı olacaktır.

KAYNAKÇA

- Akbaş, B. (1997). *Energy-Based Earthquake Resistant Design of Steel Moment Resisting Frames*. Doktora Tezi, Graduate College of Illionis Institute of Technology.
- Akbaş, B. ve Shen, J. (2001). Energy Approach in Performance-Based Seismic Design of Steel Moment Resisting Frames for Basic Safety Objective. *The Structural Design of Tall Buildings*, 10, 193-217.
- Akbaş, B. ve Shen, J. (2003). Seismic Behavior of Steel Buildings with Combined Rigid and Semi-Rigid Frames. *Turkish J. Eng. Env. Sci.*, 27, 253-264.
- Akiyama, H. (1985). *Earthquake-Resistant Limit-State Design for Buildings*. Tokyo Üniversitesi Basısı, Japonya.
- Andez-Montes, E. ve Aschheim, M. A. (2004). An Energy Based Formulation for Nonlinear Analysis. *Engineering Structures*, V34-2(3), 332-355.
- Applied Technology Council. (1996). *ATC 40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (V.1)*. Washington DC.
- Arias, A. (1970). *A Measure of Earthquake Intensity*. The Mass. Inst. Tech. Press, 438-468.
- Aydın, H., Baradan, B., Celep, Z., Düzgün, M., Yüksel, E., Yazıcı, H. ve Ergin, E. (2003). *Yapılarda Hasar Nedenleri* (Etkinlik Dizisi No:2). TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İzmir Şubesi.
- Bayındırlık ve İskan Bakanlığı. (2007). *Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik*. 26454 Sayılı Resmi Gazete, Ankara.

- Berg, G. V. ve Thomaides, S. S. (1960). Energy Consumption by Structures in Strong-Motion Earthquakes. *Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering*, 681-697.
- Celep, Z. ve Kumbasar, N. (2004). *Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı* (Üçüncü Baskı). İstanbul: Beta Dağıtım.
- Celep, Z. ve Kumbasar, N. (2001). *Yapı Dinamiği* (Üçüncü Baskı). İstanbul: Beta Dağıtım.
- Choi, H., ve Kim, J. (2005). Energy-based seismic design of buckling-restrained braced frames using hysteretic energy spectrum. *Engineering Structures*, 28, 304-311. 16 Aralık 2006, ScienceDirect veritabanı.
- Chou, C.-C. (2001). *An Energy-Based Seismic Evaluation Procedure for Moment Resisting Frames*. Doktora Tezi, University of California.
- Chopra, A. K. ve Goel, R. K. (2001). Capacity-Demand-Diagram Methods Based on Inelastic Design Spectrum. *Earthquake Spectra*, 15(4), 637-656.
- CSI SAP 2000 V-8.1.5. (2002). *Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures Basic Analysis Reference Manual*. Computers and Structures Inc. Berkeley. California.
- Dasgupta, P., Goel, S. C., Gustavo P.-M. ve Tsai, K. C. (8-9 Ekim 2003). *Performance-Based Seismic Design and testing of a Composite Buckling Restrained Braced Frame*. 20 Kasım 2006, <http://www.ncree.org.tw/iwsgccc/>.
- Fajfar, P., Vidic, T. ve Fischinger, M. (1991). On the Energy Input into Structures. *Pasifik Deprem Konferansı*, 23, 523-537.

- Federal Emergency Management Agency. (2004). *FEMA 440 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington DC.
- Housner, G. W. (1956). Limit Design of Structures. *Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering*, 5, 1-11.
- Kaplan, H. ve Yılmaz, S. (Ed.). (2006). *Yapısal Onarım ve Güçlendirme Sempozyum Bildiriler Kitabı*. Ankara: Kozan Ofset Matbaacılık.
- Korkmaz, A. (2005). *Yapı Sistemlerinin Güvenilirlik Esaslı Performansa Bağlı Analizi*. Doktora Tezi, Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Kuwamura, H. ve Galambos, T. V. (1989). Earthquake Load for Structural Reliability. *Journal of Structural Engineering*, 115(6), 1446-1462.
- Lee, S.-S., ve Goel, S. C. (2001). Performance Based Design of Steel Moment Frames Using Target Drift and Yield Mechanism. *Research Report UMCEE 01-17*, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan.
- Leelataviwat, S. (1998). *Drift and Yield Mechanism Based Seismic Design and Upgrading of Steel Moment Frames*. Doktora Tezi, University of Michigan.
- Leelataviwat, S., Goel, S. C., ve Stojadinovic, B. (2002). Energy-based Seismic Design of Structures using Yield Mechanism and Target Drift. *Journal of Structural Engineering*, 128(8), 1046-1054.
- National Institute of Standards and Technology. (2003). *Distribution of Earthquake Input Energy in Structures* (NISTIR 6903). Gaithersburg: U.S. Department of Commerce Technology Administration.
- Özer, E. (2004). *Yapı sistemlerinin lineer olmayan analizi ders notları*. 20 Eylül 2006, <http://www.ins.itu.edu.tr/eozer>.

- Özmen, G., Orakdöğen, E. ve Darılmaz, K. (2004). *Örneklerle SAP 2000 – V8*. İstanbul: Birsen Yayınevi.
- Öztürk, A. Z. (2002). *Çelik Yapılar* (2. Baskı). İstanbul: Birsen Yayınevi.
- Romanelli, F. (2004). Some Problems in SHA for Performance-based EE. *7th Workshop on Three-Dimensional Modelling of Seismic Waves Generation*. Trieste Üniversitesi, İtalya.
- Sarı, A. (2003). *Energy Consideration in Ground Motion Attenuation and Probabilistic Seismic Hazard Studies*. Doktora Tezi, Texas Üniversitesi.
- Sarı, A. ve Manuel, L. (2003). On the Use of an Energy-Based Ground Motion Parameter in Seismic Hazard Studies for Northwestern Turkey. *Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, İstanbul, Türkiye.
- Teran, A. (2003). *Performance Based Earthquake Resistant Design of Frame Structures*. Doktora Tezi, Delaware Üniversitesi.
- Trifunac, M. D. ve Brady, A. G. (1975). A Study on the Duration of Strong Earthquake Ground Motion. *Seismological Society of America*, 65, 581-626.
- Trifunac, M. D., Hao, T.-Y. ve Todorovska, M. I. (2001). Energy of Earthquake Response as a Design Tool. *13th Mexican Conference on Earthquake Engineering*, Guadalajara, Mexico.
- Uang, L. ve Bertero, C. (1998). Energy Based Design Parameters in Performance Approach. *Seismic Research Letters*, 3, 123-134.
- Uçar, T. (2005). *Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Analizinde Çözüm Yöntemleri*. Yüksek Lisans Tezi, Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.

Zahrah, T. F. ve Hall, W. J. (1984). Earthquake Energy Absorbtion in SDOF Structures. *Journal of Structural Engineering*, 110(8), 1757-1773.