

**YÜKSEK YAPI SİSTEMLERİNİN
PERFORMANSLARINDA P-DELTA ETKİSİNİN
DEĞERLENDİRİLMESİ**

Emrah ŞANCI



T.C.
BURSA ULUDAĞ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**YÜKSEK YAPI SİSTEMLERİNİN PERFORMANSLARINDA P-DELTA
ETKİSİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ**

Emrah ŞANCI
0000-0003-1139-3666

Prof. Dr. Ramazan LİVAOĞLU
(Danışman)

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

BURSA – 2021
Her Hakkı Saklıdır

U.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, tez yazım kurallarına uygun olarak hazırladığım bu tez çalışmasında;

- tez içindeki bütün bilgi ve belgeleri akademik kurallar çerçevesinde elde ettiğimi,
- görsel, işitsel ve yazılı tüm bilgi ve sonuçları bilimsel ahlak kurallarına uygun olarak sunduğumu,
- başkalarının eserlerinden yararlanılması durumunda ilgili eserlere bilimsel normlara uygun olarak atıfta bulunduğumu,
- atıfta bulunduğum eserlerin tümünü kaynak olarak gösterdiğimi,
- kullanılan verilerde herhangi bir tahrifat yapmadığımı,
- ve bu tezin herhangi bir bölümünü bu üniversite veya başka bir üniversitede başka bir tez çalışması olarak sunmadığımı

beyan ederim.

27/01/2021

Emrah ŞANCI

ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

YÜKSEK YAPI SİSTEMLERİNİN PERFORMANSLARINDA P-DELTA ETKİSİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Emrah ŞANCI

Bursa Uludağ Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Prof. Dr. Ramazan LİVAOĞLU

Günümüzde şehir nüfuslarının artması yüksek yapıların inşasına eğilimi arttırmıştır. Bir taraftan artan yükseklik ile yapının davranışının daha karmaşık hale gelmesi diğer taraftan yapının modelleme açısından daha büyük boyutlara ulaşıyor olması, yapısal analizin görel olarak daha gerçekçi yapılmasını ve değerlendirilmesini oldukça önemli hale getirmektedir. Dolayısıyla çok fazla bilinmeyen sayısına ve yükleme durumuna sahip olan bu tür yapıların analizlerinde kullanılacak idealleştirilmeler ve çözüm süresinin kısaltılması için yapılacak kabuller mühendislik açısından önemli ve kritik bir hal almaktadır. Bu bağlamda standart yapılarda çoğu durumda ihmal edilebilen P-delta etkisinin, yüksek yapıların davranışında ne kadar etkin olduğu ve yapı davranışında değerlendirilmeye alınması gereken parametrelerden biri olduğu açıktır. P-Delta etkisi doğrusal olmayan geometrik etki olarak isimlendirilen ikincil bir etkidir. Bu yüzden yapı davranışında P-Delta etkisinin önemi yapının rijitliğine, yapısal elemanların narinliğine, eksenel yük miktarına, bina yüksekliğine, bölgenin depremselliğine veya rüzgâr hızına göre değişebilmektedir. Bu çalışmada farklı yükseklik ve plan geometrilerine sahip üç yüksek katlı yapının deprem performansı, P-Delta etkisinin dikkate alındığı ve ihmal edildiği durumlar için ayrı ayrı değerlendirilmiştir. P-Delta etkisinin sınırlandırılmasında yönetmeliklerce taşıyıcı sistemin dayanımının artırılması bir seçenek olarak sunulmaktadır. Bu çalışma kapsamında farklı beton dayanımları kullanılarak P-Delta etkilerinin sınırlandırılması araştırılmıştır. Yapı modelleri, belirtilen farklı durumlar için orta dereceli sismik tehlikeye sahip bir deprem bölgesinde inşa edildiği varsayılarak gerçekleştirilmiştir. Ayrıca P-Delta etkisinin deprem tehlikesine bağlı olarak değişimi araştırılmıştır. Değerlendirme görel kat ötelemeleri oranı, maksimum kat ötelenmeleri, kritik elemanlardaki kesme ve eğilme momenti değerleri ile elemanlardaki hasar düzeyleri esas alınarak yapılmıştır. Sonuç olarak, yüksek yapılarda P-delta etkisinin yapının sismik davranışına olan etkisinin anlamlı derecede yüksek olabildiği görülmektedir.

Anahtar Kelimeler: Yüksek katlı yapılar, P-Delta etkileri, doğrusal olmayan zaman tanım alanında analiz

2021, x + 195 sayfa.

ABSTRACT

MSc Thesis

EVALUATION OF P-DELTA EFFECT ON THE PERFORMANCE OF HIGH RISE STRUCTURE

Emrah ŞANCI

Bursa Uludağ University
Graduate School of Natural and Applied Sciences
Department of Civil Engineering

Supervisor: Prof. Dr. Ramazan LİVAOĞLU

Nowadays the increasing population of cities has increased the tendency for the construction of high rise buildings. On the one hand, the fact that the behavior of the structure becomes more complex with the increasing height, on the other hand, the fact that the building reaches larger dimensions in terms of modeling and the relatively more realistic construction and evaluation of the structural analysis makes it very important. Therefore, idealizations to be used in the analysis of such structures, which have many unknown numbers and loading conditions, and the assumptions to be made to shorten the solution time become important and critical for engineering. In this context, it is clear that the P-delta effect, which can be neglected in standard structures in most cases, is effective in the behavior of high rise structures and is one of the parameters that should be evaluated in the structural analysis. The P-Delta effect is a secondary effect called a nonlinear geometric effect. Therefore, the importance of the P-Delta effect in the behavior of the structure may vary depending on the rigidity of the structure, the fragility of the structural elements, the amount of axial load, the building height, seismicity of the region or wind speed. In this study, the earthquake performance of three high-rise buildings were evaluated separately for cases where the P-Delta effect was taken into consideration and neglected. In limiting the P-Delta effect, increasing the strength of the structural system is offered as an option by codes and standards. In this study, the limitation of P-Delta effects by using different concrete strengths was investigated. The building models were analysed by assuming that they were built in an earthquake zone with moderate seismic hazard for the different situations indicated. In addition, the variation of the P-Delta effect depending on the earthquake hazard has been investigated for moderate, high and very high earthquake hazard situations. The evaluation was made on the basis of the Göreli Kat Ötelemesi Oranı, the maximum displacement, bending moment and shear values in the critical elements, deformation based damage limits for reinforced concrete members. Evaluation of the results shows that high rise buildings, that designed according to 2018 Turkish Building Earthquake Code, P-delta effect of the seismic behavior can be significantly higher.

Key words: High rise structure, P-Delta effects, nonlinear time history analysis

2021, x + 195 pages.

TEŐEKKÜR

Lisans ve yüksek lisans öğrenimim süresince zaman ve mekân sınırlarından bağımsız olarak bilgi birikimini, deneyimlerini benimle paylaşan, her türlü yardımını esirgemeyen, tüm yoğunluğuna rağmen sorularımı yanıtsız bırakmayarak hayatı ve mühendisliği anlamamda ufkumu açan, değerli tez danışmanım Prof. Dr. Ramazan LİVAOĞLU'na Őükran ve saygılarımı sunarım.

Hayatım boyunca yanımda olan ve beni bu günlere getiren, desteklerini her zaman yanımda hissettiğim, maddi ve manevi her konuda bana yardımcı olan aileme en içten teşekkürlerimi sunarım.

Tez çalışmalarımın ve hayatımın her döneminde hoşgörüsüyle ve ilgisiyle yardımına yetişen Tansu JILTA'ya ve değerli çalışma arkadaşlarıma minnettarlığımı belirtir, bu çalışmanın ülkemizin yararına olmasını dilerim.

Emrah ŞANCI
27/01/2021

İÇİNDEKİLER

Sayfa

1. GİRİŞ.....	1
2. KURAMSAL TEMELLER VE KAYNAK ARAŞTIRMASI.....	4
2.1. Yüksek Yapılar	4
2.1.1. Yüksek yapı tanımlaması.....	9
2.1.2. Yüksek yapı davranışı	11
2.2. Doğrusal Olmayan Davranış.....	14
2.2.1. Malzeme doğrusal olmayan davranışı	18
2.2.2. Geometrik doğrusal olmayan davranış	27
2.3. P-Delta Etkisi	30
2.3.1. P-delta etkisinde yapı davranışı	31
2.3.2. P-delta etkisinin önemi ve ihmal edilmesi üzerine yapılan çalışmalar.....	37
2.3.3. P-delta etkilerinin hesap yöntemleri üzerine yapılan çalışmalar	43
2.4. Performansa Dayalı Sismik Analiz.....	57
2.4.1. Tasarım yaklaşımı ve hesap yöntemleri	57
2.4.2. Zaman tanım alanında analiz.....	62
2.4.3. Yer hareketlerinin seçimi.....	63
2.4.4. Yer hareketlerinin ölçeklenmesi	67
2.4.5. Performans hedefinin belirlenmesi	69
3. MATERYAL VE YÖNTEM	72
3.1. Yapı Tanımı, Taşıyıcı Sistem ve Ön Boyutlandırma.....	73
3.2. Malzeme Modelleri	75
3.2.1. Sargılı ve Sargısız Beton Modeli.....	75
3.2.2. Donatı Çeliği Modeli	80
3.2.3. Çevrimsel Davranış Modeli.....	80
3.3. Yapı Elemanlarının Modellenmesi	82
3.3.1. Kolonların Modellenmesi	83
3.3.2. Perdelerin Modellemesi.....	87
3.3.3. Kiriş Modellemesi	88
3.3.4. Döşeme Modellemesi	90
3.4. Yük Birleşimleri.....	94
3.5. Rayleigh Sönüm Oranı.....	95
3.6. Deprem Yer Hareketinin Belirlenmesi ve Ölçeklendirilmesi.....	96
3.7. Hedeflenen Yapı Performans Düzeyi ve Sınır Durumlar	101
4. BULGULAR VE TARTIŞMA	106
4.1. P-Delta Etkisinin Deprem Karakteristiğine Bağlı Olarak Değişimi	111
4.2. P-Delta Etkisinin Deprem Tehlikesine Bağlı Olarak Değerlendirilmesi.....	129
4.3. P-Delta Etkisinin Yapı Yüksekliğine ve Geometrisine Bağlı Olarak Değişimi	143
4.4. P-Delta Etkisinin Beton Dayanımına Bağlı Olarak Değişimi.....	153
4.5. P-Delta Etkisinin Hasar Düzeyleri Açısından Karşılaştırılması	163
5. SONUÇ	185
KAYNAKLAR	191
ÖZGEÇMİŞ	195

SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ

Simgeler	Açıklama
A_s	Boyuna donatı alanı
b_o	Betonunu sargılayan etriyelerin arasında kalan kesit boyutu
E_c	Betonun elastisite modülü
E_D^H	Tasarıma esas yatay deprem etkisi
E_s	Donatı çeliğinin elastisite modülü
f_c	Sargılı betonda beton basınç gerilmesi
f_{cc}	Sargılı beton dayanımı
f_{co}	Sargısız betonun basınç dayanımı
f_{ce}	Betonun ortalama (beklenen) basınç dayanımı
f_{ck}	Betonun karakteristik basınç dayanımı
f_e	Etkili sargılama basıncı
f_s	Donatı çeliğindeki gerilme
f_{su}	Donatı çeliğinin kopma dayanımı
f_{sy}	Donatı çeliğinin akma dayanımı
f_y	Taşıyıcı sistemin akma dayanımı
f_{ye}	Çeliğin ortalama (beklenen) akma dayanımı
f_{yk}	Çeliğin karakteristik akma dayanımı
f_{yw}	Enine donatının akma dayanımı
f_{ywe}	Enine donatının ortalama (beklenen) akma dayanımı
G	Sabit yük etkisi
g	Yer çekimi ivmesi
H_N	Bina Toplam Yüksekliği
h	Kesit yüksekliği
h_i	Binanın i'inci katının kat yüksekliği
I	Bina önem katsayısı
k_e	Sargılama etkinlik katsayısı
L_p	Plastik mafsal boyu
M_y	Etkin akma momenti
M_e	Elastik moment
M_y	Plastik moment
n	Hareketli yük katılım katsayısı
P_B	Burkulma yükü
P_{cr}	Kritik yük
P_L	Limit yük
R	Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
s	Sargı donatısı aralığı
S	Kar yükü etkisi
T	Doğal titreşim periyodu
T_p	Binanın hâkim doğal titreşim periyodu
V_{s30}	Üst 30 metredeki ortalama kayma dalgası hızı
V_t	Kesme dayanımı
V_e	Tasarım kesme Kuvveti
Q	Hareketli Yük etkisi
Q_e	Etkin Hareketli Yük etkisi

α_{se}	Sargı donatısı etkinlik katsayısı
α	Etkin pekleşme oranı
α_i	Kesit çevresindeki düşey donatıların eksenleri arasındaki uzaklık
θ_y	Akma durumu için yerdeğiştirmiş eksen dönmes
θ_p	Plastik dönme sınır
θ_{Δ}	Stabilite indeksi
Φ_y	Akma eğriliği
Φ_u	Göçme öncesi eğrilik
ϵ_c	Sargılı beton birim kısalması
ϵ_{cu}	Sargılı betondaki maksimum basınç birim şekil değiştirmesi
ϵ_s	Donatı çeliği birim şekil değiştirmesi
ϵ_{sy}	Donatı çeliğinin akma birim şekil değiştirmesi
ϵ_{su}	Maksimum dayanıma karşı gelen donatı birim uzaması
μ	Süneklik
μ_{Δ}	Yer değiştirme süneklik kapasitesi
ρ_{sh}	Gözönüne alınan doğrultuda enine donatının hacimsel oranı
ρ_s	Toplam enine donatının hacimsel oranı
ρ_x, ρ_y	İlgili doğrultulardaki enine donatı hacim oranı
$\rho_{sh,min}$	İki yatay doğrultuda hacimsel enine donatı oranının küçük olanı
ω_{we}	Etkin sargı donatısının mekanik donatı oranı

Kısaltmalar

Açıklama

AISC	American Institute of Steel Construction
ATC	Applied Technology Council
ASCE	American Society of Civil Engineers
BKS	Bina Kullanım Sınıfı
BYS	Bina Yükseklik Sınıfı
CTBUH	The Council on Tall Buildings and Urban Habitat
FEMA	Federal Emergency Management Agency
GÖ	Göçmenin Önlenebilir Performans Düzeyi
İYBDY	İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği
KAFZ	Kuzey Anadolu Fay Zonu
KH	Kontrollü Hasar Performans Düzeyi
KK	Kesintisiz Kullanım Performans Düzeyi
LATBSDC	Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council
NEHRP	National Earthquake Hazards Reduction Program
PEER	Pacific Earthquake Engineering Research
SEAOC	Structural Engineers Association of California
SFDBI	San Francisco Department of Building Inspection
SH	Sınırlı Hasar Performans Düzeyi
TSD	Tek Serbestlik Dereceli
TBI	Tall Buildings Initiative
TTBDG	Toronto Tall Building Design Guideline
TBDY	Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği
ZTAA	Zaman Tanım Alnında Analiz

ŞEKİLLER DİZİNİ

Sayfa

Şekil 2.1. Home Insurance binası, Chicago	4
Şekil 2.2. Woolworth binası, New York	5
Şekil 2.3. Flatiron (Fuller) binası, New York	6
Şekil 2.4. Chrysler binası ve Empire State binası, New York	7
Şekil 2.5. Dünyanın en yüksek binaları	9
Şekil 2.6. Kuvvet-şekil değiştirme ilişkisi (Powell 2010)	16
Şekil 2.7. Çeşitli teorilere göre elde edilen yük-yer değiştirme bağıntıları	17
Şekil 2.8. Çerçeve elemanları için idealleştirme türleri	19
Şekil 2.9. Eğilme momenti-eğrilik diyagramı.....	20
Şekil 2.10. Perde duvarlar için idealleştirilmiş fiber modellemesi şematik gösterimi....	21
Şekil 2.11. Tipik beton gerilme-şekil değiştirme eğrisi	23
Şekil 2.12. Sargılı ve sargısız beton malzeme modeli için şematik gösterim	24
Şekil 2.13. Beton çeliğinde σ - ϵ diyagramı	25
Şekil 2.14. Donatı çeliği malzeme modeli	26
Şekil 2.15. Denge ve uygunluk süreklilik ilişkisi	27
Şekil 2.16. Denge ve süreklilik ilişkileri açısından analiz tipleri.....	28
Şekil 2.17. P- Δ ve P- δ etkileri.....	30
Şekil 2.18. Tasarım moment ve tepkileri üzerindeki P-Delta etkileri.....	31
Şekil 2.19. P- Δ lı ve P- Δ sız TSD sistemde yatay yük-yer değiştirme ilişkisi.....	33
Şekil 2.20. P-Delta etkisinde histerik kural etkisi	34
Şekil 2.21. Bilinear TSD sistemde $\alpha=-0.05$ için yük-yer değiştirme tepkisi	36
Şekil 2.22. Yatay yükler altında P-Delta etkileri	37
Şekil 2.23. P-Delta'ya göre tasarım için geliştirilen çeşitli metotlar	41
Şekil 2.24. Şekil değiştirmelerin dört farklı durumu	44
Şekil 2.25. Düzgün dağılmış düşey yük etkisinde davranış.....	48
Şekil 2.26. Kat yüksekliğinde kolon	50
Şekil 2.27. Eşdeğer yanal kuvvet artımı	51
Şekil 2.28. Düzgün dağılmış düşey yük etkisinde davranış.....	52
Şekil 2.29. Deforme olmuş şekle etkileyen yerçekimi kuvveti.....	53
Şekil 2.30. (a)Fiktif kayma kolonu, (b)Fiktif eğilme kolonu modeli.....	56
Şekil 2.31. Akma yer değiştirmesine karşılık gelen yer değiştirme değeri.....	60
Şekil 2.32. SEAOC tarafından önerilen performans hedefleri.....	70
Şekil 3.1. Yapılara ilişkin analiz modellerinden perspektifler.....	73
Şekil 3.2. Yapılara ilişkin düşey kesitler.....	74
Şekil 3.3. Yapılara ilişkin kat planları.....	75
Şekil 3.4. O Blok için C40, C50 ve C60 beton dayanımlarına ait beton modelleri	77
Şekil 3.5. P Blok için C40, C50 ve C60 beton dayanımlarına ait beton modelleri.....	78
Şekil 3.6. R Blok için C40, C50 ve C60 beton dayanımlarına ait beton modelleri	79
Şekil 3.7. Donatı malzeme modeli için şematik gösterim.....	80
Şekil 3.8. (a) Maksimuma yönelimli enerji tüketimi modeli için azaltılmış histerik döngü (b) Sargılı beton modeli için (c) Sargısız beton modeli için (d) donatı için öngörülen azaltma katsayıları.....	81
Şekil 3.8. Kolon yapı bileşenlerinin tanımlanması	84
Şekil 3.9. Kolon plastik mafsal tanımlanması.....	86
Şekil 3.10. Kolon plastik mafsal tanımlanması.....	86

Şekil 3.11. Perde elamanların bölünmesinin şematik gösterimi	87
Şekil 3.12. Doğrusal olmayan analiz için kullanılan ölçümlerine ait şematik gösterim	88
Şekil 3.13. Kiriş plastik mafsal tanımlanması.....	89
Şekil 3.14. Kiriş yapı bileşenlerinin tanımlanması	90
Şekil 3.15. Döşeme-kolon elemanı davranışı.....	92
Şekil 3.16. Kirişsiz döşeme davranışında geleneksel tasarım yaklaşımı	92
Şekil 3.17. Efektif kiriş genişliği modeli kavramı	93
Şekil 3.18. Efektif kiriş modeli şematik gösterimi.....	93
Şekil 3.19. Normal bir kat döşemesi için elde edilen şeritlere ait bir görünüm.....	94
Şekil 3.20. Rayleigh sönümü şematik gösterimi.....	95
Şekil 3.21. Seçilen deprem kayıtları	97
Şekil 3.22. %2,5 sönümlü elastik hedef tasarım spektrumu ile spektral uyumla üretilmiş tüm kayıtların spektrumlarının karşılaştırılması	98
Şekil 3.23. %2,5 sönümlü elastik hedef tasarım spektrumu ile spektral uyumla üretilmiş kayıtların aritmetik ortalamalarının karşılaştırılması	98
Şekil 3.24. %2,5 sönümlü elastik hedef tasarım spektrumu ile RSP Match ile üretilmiş tüm kayıtların spektrumlarının karşılaştırılması	100
Şekil 3.25. %2,5 sönümlü elastik hedef tasarım spektrumu ile RSP Match üretilmiş kayıtların aritmetik ortalamalarının karşılaştırılması	100
Şekil 4.1. O Blok hâkim periyot mod şekilleri	107
Şekil 4.2. Fark oranları dağılımı	110
Şekil 4.3. D1 Kocaeli Göynük depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi	113
Şekil 4.4. D2 Düzce Mudurnu depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi	114
Şekil 4.5. D3 Hektor depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi	115
Şekil 4.6. D4 Morgan depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi	116
Şekil 4.7. D5 Ch1 Ch1 depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi	117
Şekil 4.8. D6 Tottori depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi	118
Şekil 4.9. D7 Ubmarche depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi	119
Şekil 4.10. D8 Kocaeli Göynük-1 depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi	120
Şekil 4.11. D9 Düzce Mudurnu-1 depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi	121
Şekil 4.12. D10 Hector-1 depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi	122
Şekil 4.13. D11 Morgan-1 depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi	123
Şekil 4.14. D12 Ch1 Ch1-1 depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi	124
Şekil 4.15. D13 Tottori-1 depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi	125

Şekil 4.16. D14 Ubmarche-1 depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi	126
Şekil 4.17. O blok için farklı depremlere ait zamana bağlı yer değiştirme değişimi	127
Şekil 4.18. D14 Ubmarche-1 depremi zamana bağlı tepe yer değiştirmesi	128
Şekil 4.19. R Blok bina yüksekliği boyunca yer değiştirme karşılaştırması.....	131
Şekil 4.20. R Blok için görelî kat ötelemesi oranı karşılaştırması	133
Şekil 4.21. R Blok için maksimum kolon kesmeleri karşılaştırması	135
Şekil 4.22. R Blok için maksimum kolon momentleri karşılaştırması	137
Şekil 4.23. R Blok için maksimum perde kesmeleri karşılaştırması.....	139
Şekil 4.24. R Blok için maksimum perde momentleri karşılaştırması.....	141
Şekil 4.25. Yapılara ait maksimum yer değiştirmelerin karşılaştırılması	145
Şekil 4.26. O blok için zamana bağlı tepe yer değiştirme değerleri	146
Şekil 4.27. C50 dayanımı için görelî kat ötelemeleri karşılaştırması	148
Şekil 4.28. C50 dayanımı için kolon kesmeleri karşılaştırması	150
Şekil 4.29. C50 dayanımı için perde kesmeleri karşılaştırması	152
Şekil 4.30. Yapılara ait maksimum kat yer değiştirmelerinin karşılaştırılması	155
Şekil 4.31. Bloklara ait maksimum görelî kat ötelemesi oranlarının karşılaştırılması .	159
Şekil 4.32. Yapılara ait maksimum kolon kesme ve momentlerinin karşılaştırılması..	162
Şekil 4.33. O Blok C40 analizine ait enerji dağılımı	166
Şekil 4.34. O Blok C60 analizine ait enerji dağılımı	169
Şekil 4.35. O Blok analizlerine ait kiriş performans değerlendirmeleri	170
Şekil 4.36. O Blok analizlerine ait perde uzama performans değerlendirmeleri	171
Şekil 4.37. O Blok analizlerine ait perde dönme performans değerlendirmeleri.....	171
Şekil 4.38. R Blok C40 analizine ait enerji dağılımı	174
Şekil 4.39. R Blok C60 analizine ait enerji dağılımı	176
Şekil 4.40. R Blok analizlerine ait kiriş performans değerlendirmeleri.....	177
Şekil 4.41. O Blok analizlerine ait perde dönme performans değerlendirmeleri.....	177
Şekil 4.42. R Blok(P-Dentalı) farklı deprem tehlike dereceleri için enerji dağılımı	181
Şekil 4.43. R blok analizlerine ait kiriş performans değerlendirmeleri	183
Şekil 4.44. R blok analizlerine ait perde uzama performans değerlendirmeleri	184
Şekil 4.45. R blok analizlerine ait perde donatı performans değerlendirmeleri.....	184
Şekil 4.46. R blok analizlerine ait perde dönme performans değerlendirmeleri.....	184

ÇİZELGELER DİZİNİ

Sayfa

Çizelge 2.1. Yapı sitemlerinin doğrusal olmama nedenleri	15
Çizelge 2.2. Donatı çeliklerine ait bilgiler	26
Çizelge 3.1. C40 Beton dayanımı için hesaplanan kolon plastik mafsalsal değerleri	84
Çizelge 3.2. C50 Beton dayanımı için hesaplanan kolon plastik mafsalsal değerleri	85
Çizelge 3.3. C60 Beton dayanımı için hesaplanan kolon plastik mafsalsal değerleri	85
Çizelge 3.4. Kiriş plastik mafsalsal bilgileri.....	90
Çizelge 3.5. $V_{s30}=450$ m/s için önerilen ölçeklendirme katsayıları.....	99
Çizelge 3.6. Yapı performans düzeyi parametrelerinin belirlenmesi.....	101
Çizelge 3.8. TBDY 2018 Deprem yer hareketi düzeyleri.....	102
Çizelge 3.9. Perdelerde dönme kontrolü için dönme limit değerleri	105
Çizelge 4.1. O Blok analiz modellerine ait mod ve kütle katılım oranları.....	106
Çizelge 4.2. Analiz modellerine ait mod ve kütle katılım oranları	108
Çizelge 4.3. R Blok maksimum kat yer değiştirmeleri ve fark değerleri	130
Çizelge 4.4. R Blok görelî kat ötelemeleri oranları ve fark değerleri	132
Çizelge 4.5. R Blok maksimum kolon kesmeleri ve fark değerleri	134
Çizelge 4.6. R Blok maksimum kolon momentleri ve fark değerleri	136
Çizelge 4.7. R Blok maksimum perde kesmeleri ve fark değerleri	138
Çizelge 4.8. R Blok maksimum perde momentleri ve fark değerleri	140
Çizelge 4.9. Yapılara ait maksimum yer değiştirmeler ve fark değerleri	144
Çizelge 4.10. C50 dayanımı için görelî kat ötelemeleri ve fark değerleri	147
Çizelge 4.11. C50 dayanımı için maksimum kolon kesme, moment ve fark değerleri	149
Çizelge 4.12. C50 dayanımı için maksimum perde kesme, moment ve fark değerleri	151
Çizelge 4.13. Yapılara ait maksimum kat yer değiştirmeleri ve fark değerleri	154
Çizelge 4.14. Bloklara ait maksimum görelî kat ötelemeleri oranı ve fark değerleri ..	158
Çizelge 4.15. Bloklara ait maksimum kolon kesme, moment ve fark değerleri	161
Çizelge 4.16. O Blok C40 P-Delta'lı analize ait tüketilen enerji sonuçları.....	165
Çizelge 4.17. O Blok C50 analizine ait tüketilen enerji sonuçları.....	167
Çizelge 4.18. O Blok C60 analizine ait tüketilen enerji sonuçları.....	168
Çizelge 4.19. R Blok C40 analizine ait tüketilen enerji sonuçları	173
Çizelge 4.20. R Blok C60 analizine tüketilen enerji sonuçları	175
Çizelge 4.21. R Blok C50 analizine ait tüketilen enerji sonuçları	178
Çizelge 4.22. R Blok yüksek deprem tehlikesi analizine ait tüketilen enerji sonuçları	179
Çizelge 4.23. R Blok çok yüksek deprem tehlikesi analizine ait analiz sonuçları.....	180

1. GİRİŞ

Yüksek katlı yapı sistemi talebinin temelinde sosyal ve teknolojik bazı gerekçeler olduğu söylenebilir. Bunun yanı sıra kıymetli arazilerin daha verimli bir şekilde değerlendirilmesi ve uygun imar koşullarına nazaran nüfustaki artışın etkisi, ekonomik büyüme, büyük şirketlerin gücünü simgeleyen anıtsal yapılar yapma ihtiyacı ve yatırım aracı olarak görülmesi gibi birçok neden gösterilebilir. Bir taraftan artan yükseklik ile yapının davranışının daha karmaşık hale gelmesi davranışı anlamayı zorlaştırırken, diğer taraftan yapının modelleme açısından daha büyük boyutlara ulaşıyor olması da yapısal analizin görece olarak daha gerçekçi yapılmasını güç hale getirmektedir. Dolayısıyla çok fazla bilinmeyen sayısına ve yüklenme durumuna sahip olan bu tür yapıların analizlerinde kullanılacak idealleştirilmeler ve çözüm süresinin kısaltılması için yapılacak kabuller mühendislik açısından önemli ve kritik bir hal almaktadır. Diğer taraftan birçok malzeme teknolojisinde olduğu gibi, yüksek dayanımlı beton teknolojisindeki ilerlemeler ve davranışlarının araştırılması, yatay yüklere göre analiz ve tasarım yöntemlerinin geliştirilmesi yüksek yapı sistemlerine teşvik eden birer neden ve aynı zamanda yüksek yapı sistemlerine olan talebin tabii bir sonucu olarak karşımıza çıkmaktadır.

Şiddetli deprem yer hareketine karşı koymak için, tüm betonarme yapıların elastik aralıkta kaldığı kabulüyle tasarımı yapmak her zaman kabul edilebilir ekonomik esneklik içerisinde çözüm üretmeye yardımcı bir yaklaşım değildir. Genel olarak, sismik yükler elastik olmayan şekil değiştirmelerle birlikte dinamik bir yapısal tepki üretir. Geleneksel analiz ve yapısal tasarımda, sismik yükler yapıyı yanal olarak yer değiştirmeye zorlama eğiliminde olmasına karşın birim şekil değiştirmeler ve yer değiştirmelerin küçük olduğu varsayılarak düşey yüklerin şekil değiştirmemiş yapı üzerine etkidiği kabul edilir. Bu şekil değiştirmeler küçükse, denge denklemlerinin şekil değiştirmemiş durum için oluşturulması kabul edilebilir yaklaşıklıkta mantıksal sonuçlar verebilir. Bununla birlikte yapılar büyük depremlere maruz kaldığında büyük yer değiştirmelerin ve şekil değiştirmelerin meydana geleceği kabul edilmektedir. Bu durum yanal olarak yer değiştirmiş bir yapıya etki eden düşey yüklerin ikinci dereceden etkisini, P-Delta etkisini çoğu durumda baskın hale getirmektedir. Artan yapı yüksekliği ile depreme dayanıklı tasarımdaki mevcut eğilim, deprem enerjisini sünek davranışlarla dağıtan daha uzun ve

daha hafif perde duvarlı yapıların kullanılması yönündedir. Bununla birlikte yukarıdaki ifadelerden hareketle, tasarım mantığının bu yönde değişimi, görelî olarak büyük yer değiştirmelerin oluşmasıyla P-Delta etkilerinin ayrıntılı bir şekilde incelenmesini daha önemli hale getirmektedir.

Bu tezde amaç olarak Türkiye Deprem yönetmeliğine göre ön tasarımı yapılan yüksek katlı betonarme yapılarda meydana gelen P-Delta etkilerini araştırmak seçilmiştir. Yüksek katlı yapıların tasarımında önemli olduğu kabul edilen P-Delta etkilerinin ve elastik olmayan davranışların incelenmesi tezin ana hedefini oluşturmaktadır. Bu hedef doğrultusunda aşağıda maddeler halinde sunulan araştırma soruları ilerleyen bölümlerde incelenecektir.

1. P-Delta etkisinin tasarımda dikkate alınması için literatürde kabul gören yöntemler nelerdir? Yüksek yapılar için bu hesap yöntemlerinin kullanılma sınırları nelerdir?
2. P-Delta etkisinin hesaplara dâhil edilmesinde kullanılan hesap yöntemlerinin seçilmesinde deprem şiddeti, malzeme dayanımı gibi faktörler ne kadar etkili olmaktadır?
3. Yüksek yapı tasarımında P-Delta etkileri hangi düzeyde deprem riski için kritik bir hal almaktadır?
4. P-Delta etkisi, yapı yüksekliği ve yapının dinamik karakteristiğine bağlı olarak nasıl değişkenlik göstermektedir?
5. Deprem yükü altındaki P-Delta etkilerini, farklı yüksekliklerdeki betonarme yapıların performans değerlendirmesi ile ilişkili olarak tepe yer değiştirmesi, taban kesmesi, taban moment-eğrilik ilişkisi (devirici moment), talepleri üzerinde ne oranda etkili olmaktadır?

Yukarıda verilen parametrelere ek olarak yapının en büyük yanal yer değiştirmesi, göçme mekanizması, tepe yer değiştirmesi ve bu durumdaki en büyük eğrilik değerlerini araştırmak maksadıyla aşağıda verilen parametreler dikkate alınarak bu çalışma gerçekleştirilmiştir. Bunlar;

- Yapıdaki düşey yüklerin miktarı,
- Yapı yüksekliği,
- Deprem yer hareketinin frekans içeriği,
- Beton dayanımı

Tezdeki araştırmalar beş ana bölümde sunulmuştur. İkinci bölümde yüksek katlı yapılar, performans hedefleri, P-Delta analizleri konularında kuramsal temeller ve kaynak araştırmaları sunulmuştur. Üçüncü bölümde örnek olarak seçilen yapı özellikleri ve modelleme parametreleri açıklanarak yapı analizinde izlenen süreç materyal ve yöntem başlığı altında açıklanmıştır. Dördüncü bölümde analiz sonuçlarına dayanılarak bulgular ortaya koyulmuş ve tartışmaya açılmıştır. Beşinci bölümde tartışmaya açılan bulguların yorumlanması ve sonuçlandırılması amaç edinilmiştir.

2. KURAMSAL TEMELLER VE KAYNAK ARAŞTIRMASI

2.1.Yüksek Yapılar

1855'te Amerika'da mimar William Le Baron Jenney, yapıda değişik malzemelerin kullanılması fikriyle döşemede çelik profilleri ızgaralar şeklinde kullanmış ve Chicago'da Home Insurance Building'i yapmıştır. Mimaride dönüm noktası olarak kabul edilen yapı CTBUH tarafından dünyanın ilk gökdeleni olarak kabul edilmiştir.



Şekil 2.1. Home Insurance binası, Chicago

1885-1930 dönemi, yüksek binaların gelişimini hızlandıran asansör sistemlerinin icadıdır. Asansör sistemleriyle birlikte, hidrofor sisteminin icadı, yangın önlemlerine getirilen yenilikler yine bu döneme rastlamaktadır. Home Insurance Building' deki bir diğer yenilik asansör sistemlerinin kullanımı olmuştur. Daha sonra William Le Baron Jenney 1889'da Leiter Building II'de ilk olarak taşıyıcı duvar kullanmadan iskelet taşıyıcılı bir yapı tasarlamıştır. William Le Baron Jenney ve Burnham ve Root, yapıların yatay yüklerle karşı dayanıklılığını arttırmak için çaprazlar kullanarak, perde duvarları

oluşturmuşlardır. 1890’da yapılan, Chicago’daki Manhattan Binası da yatay yüklere karşı rüzgâr çaprazlarının kullanılması gereğinin fark edildiği ilk yüksek bina olmuştur. 1890 yılında 24 m yüksekliğindeki Pulitzer binası ile birlikte yeni bir çığır açılmış ve binaların yüksekliklerindeki artışların yanı sıra, taban alanı ile yükseklik arasındaki fark da büyümeye başlamıştır. 1.Dünya savaşından önceki en yüksek bina olma özelliği ise 240m yüksekliği ile New York’taki Woolworth Building’e aittir (Aytıs 1996).



Şekil 2.2. Woolworth binası, New York

Yüksek binaların mimari dilini geliştiren bir tasarımcı olarak Louis H. Sullivan, binalardaki yüksekliğin vurgulanması gereğini savunmuş, bu düşüncesini ilk olarak St.Louis’deki 11 katlı Wainwright Binası’nda (1890-1891) uygulamıştır. ‘Form fonksiyonu izler’ felsefesini geliştiren Sullivan insan anatomisinden yola çıkarak yüksek bir binayı üç ana bölümde ele almıştır: Giriş bölümünü belirten kaide, yüksekliği vurgulayan gövde, bitişi belirleyen başlık veya belirgin çatı formu. Sullivan’ın bu anlayışı II. Dünya Savaşı’na kadar birçok yüksek binada egemen olmuştur (Sev 2002).

1825'te Portland çimentosunun bulunmasıyla, beton yapılar yapılmaya başlanmıştır. Betonun çelikle birlikte kullanılması ise 1890'ları bulmuştur. Çok katlı yapılarda, betonarme yapı sistemi, ilk olarak Rue Franklin Apartmanında uygulanmıştır. Amerika'da ise 1903'te Cincinnatti'de 16 katlı Ingalls Binası ve 1902'de Flatiron Binası, beton kullanarak yapılmıştır. 1.Dünya savaşı sırasında yüksek bina yapımına ara verilmiş olmasına karşın savaş bitiminden kısa bir süre sonra, yüksek yapı inşasına daha hızlı bir şekilde devam edilmiştir. New York'ta 66 katlı 290m yüksekliğindeki, Wall Tower, 71 katlı 283m yüksekliğindeki Cities Service Building bunlara örnek olarak gösterilebilir.



Şekil 2.3. Flatiron (Fuller) binası, New York

1930 yılında New York'ta William Van Allen tarafından yapılan ve anteni ile birlikte 319 m yüksekliğe sahip Chrysler Binası, bir yıldan az bir süre dünyanın en yüksek binası olma ünvanına sahip olabilmıştır. 77 katlı, çelik çerçeveli bu ofis binasında 30 adet asansör bulunmaktadır. Sadece 18 ayda yapımı tamamlanan 102 katlı Empire State Binası (1931) ile 381 m yüksekliğe ulaşılmış ve bu yükseklik rekoru 40 yıldan fazla bir süre boyunca

korunmuştur. Portal çerçeve türünde bağlantılarla rijitleştirilmiş çelik kolon-kirişlerle taşınan Empire State Binası yüksek binalar için bir bakıma dönemin ekonomiklik sınırını da belirlemiştir. Böylece bir taraftan binanın yükselmesi ile taşıyıcı sistem ağırlığı ve asansör sayısının arttığı, buna bağlı olarak, yapım maliyetinin olumsuz yönde etkilendiği, diğer taraftan da kiralık alanlardaki azalmanın kazancı düşürdüğü anlaşılmıştır (Sev 2002).



Şekil 2.4. Chrysler binası ve Empire State binası, New York

İkinci dünya savaşı yıllarında, mali durumun olanaksızlıklarından dolayı yükseklik yarışına son verilmiş, 1940'lı yıllarda yeni teknolojik gelişmelerin ışığında yeni bir yarış başlamıştır. Teknoloji ile beraber nüfusun artması ve arsa sorunu, bu dönemde sadece ofis binalarının değil, konut binalarının da yapılmasını zorunlu kılmıştır. Yüksek konut binalarının da yapılmaya başlandığı bu dönemin en önde gelen örneklerinden biri Mies Van Der Rohe'nin 1952'de tasarlamış olduğu Lake Shore Drive Apartmanları'dır. Bu konut binaları kolon yerleşmeleri ve kiriş yükseklikleri açısından, rijit düğüm noktalı, çekirdek bağlantılarıyla rijitliği artırılmış modern çerçeve örneğinin başlangıcını temsil etmektedir. Bu binalar yapıldıklarında, çerçeve açıklıkları, cephe oranları ve detayları

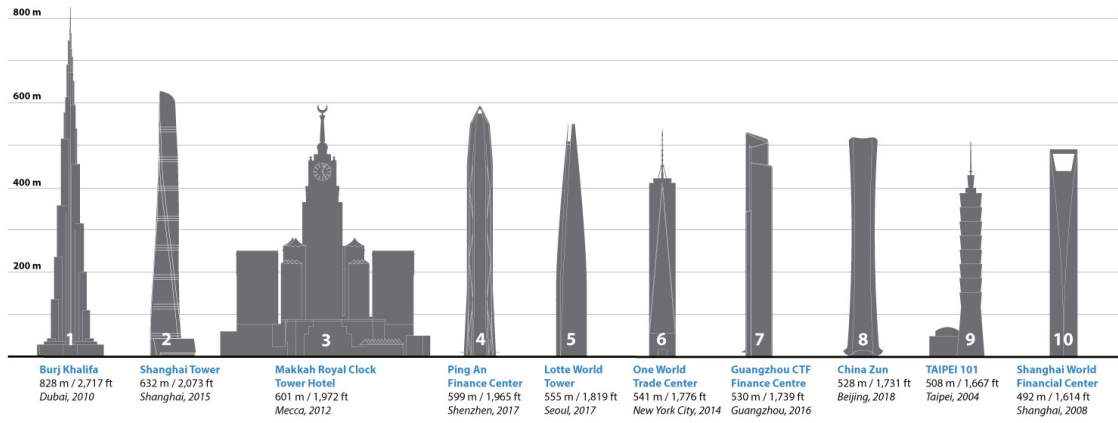
açısından yüksek bina tasarımına yeni bir anlayış getirmiştir. Bu anlayışa göre cephede yangına karşı betonla korunan cephe panelleri, aynı zamanda çelik çerçeveyi örtmek için kullanılmıştır. Paneller betonla birlikte yalnızca yalıtım, pencere taşıyıcılığı ve istenen mimari ifadeyi değil, aynı zamanda strüktürel rijitliği de sağlamaktadır (Özgen 1989).

II. Dünya savaşıdan sonra mali durumların düzelmesi, teknolojik gelişmelerin hız kazanmasına neden olmuştur. 1960'lardan sonra, Isıtma-Soğutma-Havalandırma, aydınlatma teknolojilerindeki gelişmeler, yüksek binalarda, konfor şartlarının iyileşmesine ve faydalı kat alanlarının artmasına neden olmuştur. Bu sayede taşıyıcı sistemin getirdiği, derin mekânlar, ışık ve hava gereksinimini karşılamıştır. II. Dünya Savaşı'nın sonrasında Sullivan'in formülü terk edilerek üç ayrı bölümden meydana gelen yapılar yerine, aşağıdan yukarıya kadar aynı geometrik form disiplini içerisine girmiş, prizma şeklinde binalar inşa edilmeye başlanmıştır. Bu akımın dünyada benimsenmesinde Mies Van Der Rohe'nin önemli etkisi olmuştur. Bu tarz yaklaşım Rohe'ün 1958 yılında Johnson ile birlikte gerçekleştirdiği "Seagram" da görülmektedir. Bu bina 38 katlı bronz ve camdan giydirmeye cepheli bir gökdeldir. Bina geri çekme olmadan bir bütün olarak yükselir.

1965'lerde tüp sistemlerin yapımına başlanmıştır. Tüp sistemlerin ilk örneği, 43 katlı De Witt Chestnut Apartmanı, ilk büro binası ise, Brunswick Building'tir. Tüp sistemlerle birlikte, süper yüksek bina dönemi de başlamıştır. Bu dönemin ilki 1969 yılında SOM Mimarlık tarafından tasarlanan 100 katlı, John Hancock Center'dır. Bu bina ile birlikte tek fonksiyonlu olarak tasarlanan binalar, birçok fonksiyonu içinde barındıran, çok fonksiyonlu binalar olarak yapılmıştır. Çok fonksiyonlu John Hancock Center taşıyıcı sistemiyle, daha ekonomik olabileceğinin göstergesi olmuştur. 1970'den sonra yapılan yüksek binaların çoğu tübüler sistemlerle inşa edilmiştir. 1973 yılında New York'ta yapılan World Trade Center İkiz Kuleleri 413 metre yüksekliği ile Empire State Binası'nı geçmiştir.

Bu bölümde tarihsel süreç içerisinde yüksek yapıların gelişimi özetlenmeye çalışılmıştır. Anlaşılacağı üzere yüksek dayanımlı beton teknolojisindeki ilerlemeler ve davranışlarının araştırılması, yatay yüklere göre analiz ve tasarım yöntemlerinin geliştirilmesi yüksek

yapı sistemlerine teşvik eden birer neden ve aynı zamanda yüksek yapı sistemlerine olan talebin tabii bir sonucu olarak karşımıza çıkmaktadır. Bu arz ve talep dengesi günümüzde de korunmaktadır ve yüksek yapılar şehirlerin birer parçası hatta simgesi haline gelmektedir. Şekil 2.5’de dünyanın en yüksek binaları sıralaması ve yapım yıllarından bu arz talep dengesi anlaşılmaktadır. Council on Tall Buildings on Urban Habitat (CTBUH) verilerine göre 100 metre üzerinde tamamlanan yüksek yapı sayısı yaklaşık 7000 iken yaklaşık 1000 tane yapıda inşaat aşamasındadır.



Şekil 2.5. Dünyanın en yüksek binaları (CTBUH 2019)

2.1.1. Yüksek yapı tanımlaması

Yüksek yapıdan kastedilen yapıların ne tür yapılar olduğu ve yükseklik limitlerinin ne olduğuna dair sorular yüksek yapı denildiğinde gözümüzde canlanan gökdelenler dışında bir tanımlamaya ihtiyaç duymaktadır. Yüksek yapıların kesin bir tanımı yoktur. Ancak her disiplin yüksek yapı tanımını kendi belirlediği kriterler altında ve baktığı çerçeveden farklı şekilde yapabilmektedir. Disiplinler arası bu farklı tanımlamalara ilave olarak disiplinlerin kendi içerisinde de kesin bir tanımın varlığından söz edilemez. Kent planlama, çevre ve şehircilik, mimarlık, yapı mühendisliği, deprem mühendisliği gibi disiplinler açısından yüksek yapılar için klasik anlayışlara göre çözüm üretmek yetersiz kalmaktadır. Bu çözüm arayışı sonucunda yapılar arasında farklı bir sınıflandırma ortaya çıkmaktadır. Bu tezde yüksek yapı tanımı çözüm arayışı doğrultusunda yapı ve deprem mühendisliği açısından yapılmaktadır.

Modern yüksek katlı yapı tasarım şartnamelerine göre farklı limitler tanımlanmaktadır. Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council (LATBSDC)'e göre temel seviyesinden çatıya olan yapı yüksekliği 160 feet (~50 metre) ve daha fazla olması durumu için yüksek yapı tanımı kullanılmaktadır. CTBUH çevreyle olan bağlantı içerisinde yapı yüksekliği, yapı en boy oranı ve yapı teknolojilerinin kullanımına göre yüksek yapı tanımlamasını değerlendirirken 50 metreden yüksek yapıları yüksek yapı sınıfına dâhil eder. Buna ilave olarak 300 metreden yüksek yapıları “supertall”, 600 metreden yüksek yapıları “megatall” olarak değerlendirir. İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği (İYBDY) 60 metreden yüksek olan yapıları yüksek yapı sınıfına dâhil ederken ilave analiz ve değerlendirmeleri 75 metreden yüksek yapılar için istemektedir.

Bunlara ilave olarak Toronto Tall Building Design Guideline (TTBDG)'de ‘Bitişik olduğu veya kesişiminde yer aldığı iki caddenin genişliğinden daha yüksek yapılar yüksek yapı olarak tanımlanır.’ şeklinde mimari hususların göz önüne alındığı bir yüksek yapı tanımı yapılmıştır. Bu tanımdan da anlaşılacağı gibi yüksek yapı tanımlamalarıyla ilgili belirtilen limitler ilgili disiplinin probleme yaklaşımıyla ilgilidir.

Yönetmelikler, yapıların modellenmesi ve değerlendirilmesi amacıyla yapıları yüksekliklerine göre sınıflandırmaktadır. Yüksek yapının davranışına göre yükseklik limitlerinin belirtilmesi bu şartnamelerdeki farklı tanımlamaları gerektirmiştir.

Deprem mühendisliği açısından yapıları yükseklikleri ile ilgili bir sınıflandırma dâhilinde farklı yöntemlerle ya da ilave analizlerle incelemeye olan gereksinimi değerlendirmek gerekir. Yüksek yapılarda tasarıma yön veren birçok neden vardır. Az ve orta yükseklikteki yapılara göre mimari özelliklerin farklılık göstermesi, yüksek modların etkisi, düşey yüklerin fazla olması, yapı teknolojilerinin kullanımı gibi etkenler klasik analiz yaklaşımlarından farklılaşmaya doğru bir felsefenin gelişmesine neden olmuştur. Tezin devamında bu felsefenin bir örneği sunulmaya çalışılacaktır.

2.1.2.Yüksek yapı davranışı

Yüksek katlı yapıların davranışının bilinmesi ve doğru şekilde değerlendirilmesi, bu tür özel yapıların uygun bir şekilde temsil edilebileceği analiz modellerinin oluşturulması için gereklidir. Yüksek katlı yapılar esas olarak yerçekimi etkisiyle aksel yüklemeye, rüzgâr ve deprem nedeniyle yatay yüklemeye çalışan dikey bir konsoldur. (Smith ve Coull 1991)

Hareketli ve ölü yüklerin yapı üzerinden temele ve oradan zemine aktarılışı genellikle zor bir problem olarak görülmez. Ancak yatay yüklere maruz kalan bir yapıda yük akışı ve oluşan ilave kesme, moment ve burulmalar düşey yükler hesabında güvenilirlikle kullanılabilen birinci mertebeye tepkilerinden daha karmaşık hesapları gerektirebilir. Yapısal davranışta yapılan kabuller ve modelin gerçek yapıyı temsil etmesi genellikle baskın bir şekilde bu karmaşıklığın ana sebebinin oluşturur. Tatmin edici bir modelin yatay yükler altında yapıya veya prototipine benzer şekilde davranış sergilemesi istenir.

Yapının momentlere karşı direnci düşey elemanların eğilmeye veya aksel olarak harekete olan tepkisi ile sağlanır. Momentler nedeniyle düşey elemanlarda oluşacak aksel hareket ve eğilme davranışı arasındaki paylaşımın oranı düşey elemanları birbirine bağlayan elemanların kesme rijitliği ile ilgilidir. Daha rijit bağlayıcı elemanların kullanılması düşey elemanlarda aksel yüklerin daha büyük oranda taşınmasını sağlayarak daha rijit ve daha etkin bir yapı davranışına katkı sağlar. Bu bağlamda yapıda düşey elemanlar arasında bağlantıyı sağlayan döşemeler, bağ kirişleri, kat diyaframları ve çaprazların tasarımı önem arz eder.

Yüksek yapıların herhangi bir katına etkiyen yatay kesme kuvvetlerine karşı direnci, düşey elemanların kesme rijitliği ve çapraz elemanların kesme rijitliğinin yatay bileşeni ile sağlanır. Önceki paragrafta bahsedilen düşey elemanlar arasında bağlantıyı sağlayan yapı elemanları, momentleri kesme kuvveti olarak düşey elemanlar arasında paylaşır.

Bir binadaki burulma esasen düşey elemanlardaki düzensizlikler, kütle dağılımındaki problemler ve herhangi bir çapraz destek elemanındaki aksel kuvvetin yatay

bileşenleri, asansör, merdiven ve servis şaftlarından kaynaklı düzensizliklere bağlı olarak değişkenlik gösterebilir. Burulma rijitliği atanan taşıyıcı elamanlar ve şaftlar doğru bir şekilde tasarlanır ve modellenirse yapının burulma rijitliği de doğru bir şekilde temsil edilmiş olacaktır.

Yatay kuvvet etkileşimi, benzer şekilde yanal şekil değiştirme özelliklerine sahip olmayan elemanlar (örneğin birbirine bağlı kolon ve perde) arasında yanal zorlanmalar sonucu oluşur. Farklı düşey taşıyıcı elemanların benzer şekil değiştirmeye zorlanması, yanal yükleri düşey elemanlara aktaran ve yeniden dağıtılmasını sağlayan bağlantı elemanlarını (kiriş, döşeme vb.) yatay kuvvet etkileşimine maruz bırakır. Bu nedenle kolon ve perdeden oluşan yüksek katlı yapılarda; temel yakınında perdeler kolonlara aktarılan yük akışını dizginlerken tepeye yakın kat seviyelerinde kolonlar perdeleri dizginler. Benzer şekilde yatay kuvvet etkileşimi benzer olmayan düşey elemanlardan oluşan yapının burulmasında da oluşur. Yapının istenen baskın davranış biçimleri sağlandıktan sonra mevcut elemanların uygun bir şekilde modellenmesi için modelleme teknikleriyle yapılacak kabullerin bilinmesi ve belirlenmesi gerekir.

Bir yapının analiz edilmesi düşey yükler ve sismik yükler altında yapının davranışını gerçekçi bir şekilde temsil etmeyi amaçlar. Bu süreci modelleme, analiz ve değerlendirme olarak üç aşamaya ayırabiliriz. Modelleme aşaması diğer aşamaları da etkileyen en önemli aşamadır ve farklı kabullere göre farklı modeller ortaya koyulabilir. Yapının tepkisini tahmin edebilmek için çeşitli kabuller yapmak gerekir. Bu kabuller bilgisayar teknolojisindeki gelişmeler, zaman yönetimi, programların modelleme kabiliyeti gibi sebeplere göre değişir. Yapısal analizin en önemli aşamalarından modelleme aşamasında önemli bir husus Powell'a (2010) göre yapı analiz modelinin kesin ve tam bir modelin olması zorunluluğunun bulunmadığının ve hiçbir zaman da böyle bir modelin olmayacağını unutulmamasıdır.

Yüksek yapıların performanslarının değerlendirilmesinde doğrusal olmayan zaman tanım alanında analiz sonuçlarının kullanılması günümüzde en güvenilir yöntem olarak görülmektedir. Bu yöntemin kullanılmasının ve güvenilirliğinin kaynağını anlamak için öncelikle yüksek yapı davranışı ve klasik analiz yöntemleriyle ilgili yukarıda verilen özet

açıklamalar hususunda bazı değerlendirmelerde bulunmak gerekir. Kuvvetli deprem yer hareketinde yapıların tamamen elastik kaldığı kabulü, sınırları dışında elastik olmayan şekil değiştirmeler oluşacağından tasarımcıyı tatmin etmeyebilir. Klasik yöntemlerde kuvvet tabanlı tasarım yapılırken doğrusal elastik tepkiler yapının taşıyıcı sistem ve sünekliğine bağlı olan bir “R” davranış katsayısı ile azaltılıp elastik olmayan tepkiler dolaylı olarak dikkate alınır. Zaman tanım alanında analiz doğrusal olmayan yapının elastik ötesi davranışını doğrudan dikkate alarak yapının davranışını farklı tekrar periyotlarına sahip depremler için farklı hasar sınırlarına göre yorumlama imkânı sunar.

Geleneksel doğrusal elastik yöntemlerden farklı olarak, doğrusal olmayan zaman tanım alanında analiz doğrusal olmayan davranışı açıkça dikkate alır ve tasarım uygun şekilde kullanıldığı takdirde maksimum deprem zorlaması altında oldukça makul sonuçlar verir (Moehle 2005).

Yapının en büyük yer hareketi zorlamasında tamamen elastik kalması gereksizdir ve genellikle yapıda bazı elastik olmayan şekil değiştirmeler beklenir. Doğrusal olmayan davranışın temelde malzemeye bağlı ve geometriye bağlı iki doğrusal olmayan davranış bileşeni vardır. Yapının gerçekçi analitik bir temsilini yapabilmek için geometrik ve malzeme doğrusal olmayan davranışı dikkate alınmalıdır. Malzeme doğrusal olmayan davranışı beklenen yükleme altında malzeme özelliklerinin değişmesi nedeniyle oluşur ve modelde doğrudan veya dolaylı olarak dikkate alınır. Geometrik doğrusal olmayan davranışı elemanların başlangıç kusurları ve P-Delta etkileri nedeniyle oluşur. Elemanların başlangıçtaki kusurları ihmal edilebilir ancak yüksek binaların analizinde sismik performansın doğru bir şekilde tahmin edilebilmesi için P-Delta etkileri analizlerde göz önünde bulundurulması gerekir. Çok katlı binalarda yapısal yer değiştirmelerden etkilenen düşey yüklerin etkisi genellikle P-Delta etkisi olarak bilinir. Yanal yükler statik olduğunda, P-Delta etkisi tepkiyi artırır. Bununla birlikte, bu yükler dinamik olduğunda yüke bağlı olarak yapının doğal periyodu artacağından P-Delta etkisi tepkiyi artırabilir veya azaltabilir. Tepkideki bu değişiklik elastik yapılar için genellikle önemsizdir ancak elastik olmayan yapılar için çok önemli olabilmektedir. Bu nedenle, yeterince şiddetli bir sismik etki altında, yapı düşey yük taşıma kapasitesini kaybedebilir ve sonunda dinamik kararsızlıkla çökebilir.

2.2. Doğrusal Olmayan Davranış

Birçok klasik yapıda geleneksel çözüm yöntemleri tatmin edici düzeyde yeterli sonuçlar vermektedir. Yüksek yapılarda ise problemin ne olduğunu açıkça ortaya koymak geleneksel çözüm yöntemlerinin neden tatmin edemediği konusunda uygun bir çıkış noktası olarak görülebilir. Bu bağlamda yüksek yapılarda tasarımcıyı farklı çözümler üretmeye sevk eden problemin ne olduğu sorusunun cevabı için problemin ele alınış biçimi önem kazanır.

Çözülmesi gereken sistemin malzemesi ve geometrisi; doğrusal veya doğrusal olmayan türden olabilir. Yüklerin etkime şekline bağlı olarak problem statik veya dinamik ele alınabilir (Topçu 2015). Tez kapsamında incelenecek yapı doğrusal olmayan türden malzeme ve geometri özellikleri dikkate alınarak incelenecektir.

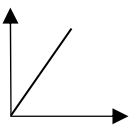
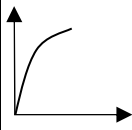
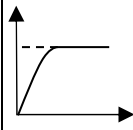
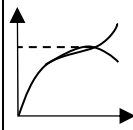
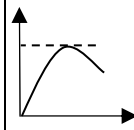
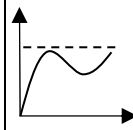
Bir yapı sisteminin dış yükler altındaki davranışının doğrusal olmaması genel olarak iki temel nedenden kaynaklanmaktadır:

1. Malzemenin doğrusal-elastik olmaması nedeniyle iç kuvvet-şekil değiştirme bağıntılarının (bünye denklemlerinin) doğrusal olmaması,
2. Geometri değişimlerinin yeter derecede küçük olmaması nedeniyle denge denklemlerinin (ve bazı hallerde geometrik süreklilik denklemlerinin) doğrusal olmaması.

Yapı sistemlerinin doğrusal olmamasına neden olan etkenler ve bu etkenleri göz önüne alan teoriler Çizelge 2.1’de topluca özetlenmiştir.

Yapısal analizler kuvvetler veya yükler arasındaki ilişkileri ve buna karşılık gelen şekil değiştirmeleri ve yer değiştirmeleri kullanırlar (Powell 2010). Tipik bir yapı bileşenine ait kuvvet-yer değiştirme ilişkisi Şekil 2.6’da gösterilmiştir. Yapı için yükleme-yer değiştirme ilişkisi de bu şekle benzerdir.

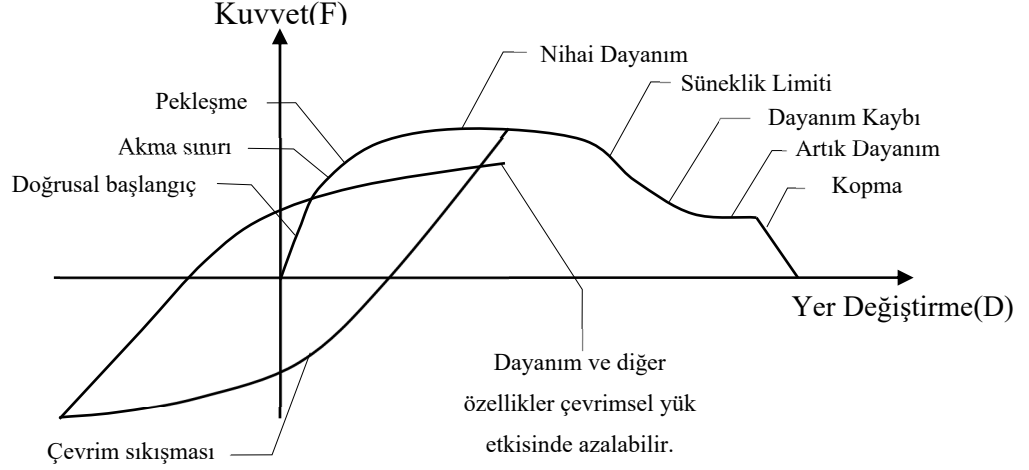
Çizelge 2.1. Yapı sistemlerinin doğrusal olmama nedenleri (Özer 2006)

Çözümün Sağlaması Gereken Koşullar	Doğrusal Sistemler	Doğrusal Olmayan Sistemler				
		Malzeme Bakımından (1)	Geometri Değişimleri Bakımından (2)		Her İki (1+2) Bakımdan	
			İkinci Mertebe Teorisi	Sonlu Yer değiştirme Teorisi	İkinci Mertebe Teorisi	Sonlu Yer değiştirme Teorisi
Bünye Denklemleri (Gerilme-Şekil değiştirme Bağlılıkları)	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik Değil	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik Değil	Doğrusal Elastik Değil
Denge Denklemlerinde Yer Değiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük Değil	Küçük Değil	Küçük Değil	Küçük Değil
Geometrik Uygunluk Koşullarında Yer Değiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük	Küçük Değil	Küçük	Küçük
P- δ Bağlılıkları						

Şekil 2.6’da yapı elemanının ilk akma noktasına kadar doğrusal veya doğrusal yakın bir davranış sergilediği görülmektedir. Bu bölgedeki davranış elastiktir. Daha açıklayıcı bir ifadeyle yapı elemanı bir kuvvet etkisinde gerilme enerjisi depolar ve kuvvet etkisi kaldırıldığında kalıcı yer değiştirmeler meydana gelmez. Elastik elemanlar genellikle doğrusaldır ancak doğrusal olmayabilir (Powell 2010). Bir örnek olarak yayların boşluğu kapandıkça rijitliği giderek artar. Rijitliği değiştiğinden doğrusal olmayan bir davranış gösterir ancak yay elastiktir. Eğer kuvvet akma noktasına ulaşırsa yapı elemanının davranışı doğrusal olmayan ve elastik olmayandır. İnelastik davranışta enerjinin bir kısmı kalıcı şekil değiştirmelere neden olur. Elastik olmayan bir bileşende enerjinin bir kısmı plastik şekil değiştirmeler, sürtünme vb. etkilerle harcanır. Buna ilave olarak elastik olmayan bir eleman her zaman doğrusal olmayan davranış gösterecektir (Powell 2010). Sonuç olarak elastik olmayan ve doğrusal olmayan davranış farklı davranış özelliklerini temsil etmeleriyle birlikte malzeme, eleman ve yapı davranışı açısından birbirinin yerine kullanılabilir.

Her yapı yük durumuna bağlı olarak elastik olmayan davranışa zorlanabilir dolayısıyla eleman bazında veyahut yapının tümü için davranış doğrusal sınırların ötesine geçme potansiyeline sahiptir. Bu durumda malzemenin doğrusal olmayan davranışının gerçekçi bir şekilde tanımlanması ile yapı davranışının anlaşılması sağlanabilir. Diğer taraftan

malzemenin bu davranışından farklı olarak, yapı elastik kalsa bile büyük yer değiştirmeler altında doğrusal olmayan davranış etkileri ortaya çıkabilir. Bu durum da geometrik doğrusal olmayan davranış ile tanımlanır.

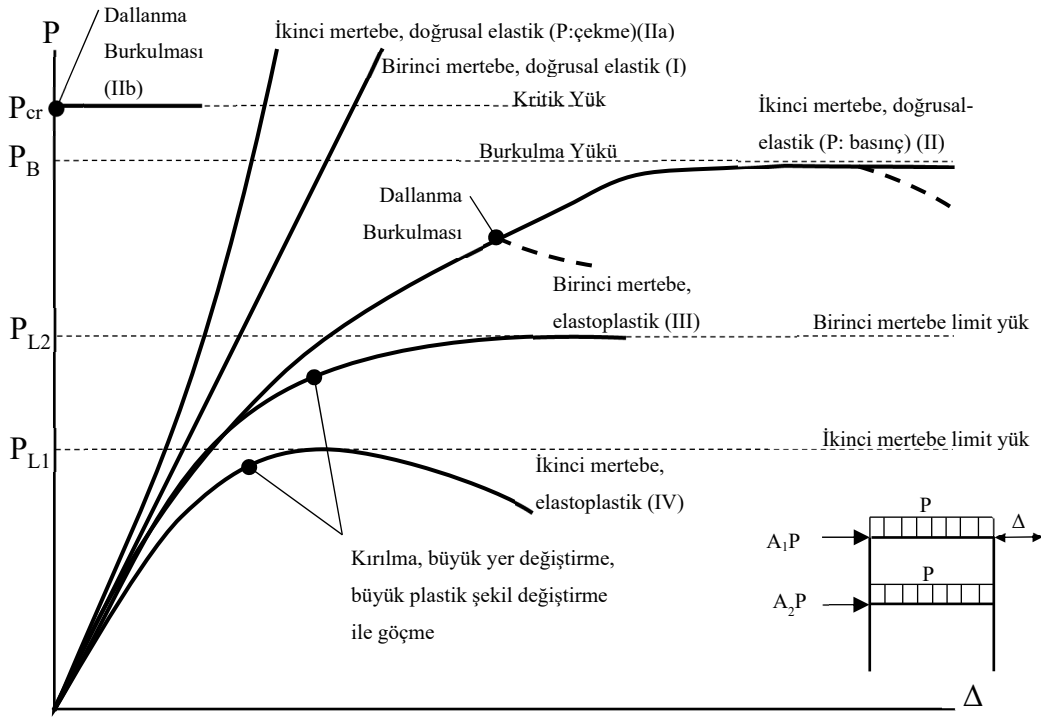


Şekil 2.6. Kuvvet-şekil değiştirme ilişkisi (Powell 2010)

Düşey ve yatay yükler etkisindeki bir yapı sisteminin doğrusal ve doğrusal olmayan teorilere göre hesabı ile elde edilen yük parametresi-yer değiştirme ($P-\Delta$) bağıntıları Şekil 2.7’de şematik olarak gösterilmişlerdir.

Malzemenin sınırsız olarak doğrusal-elastik varsayıldığı bir yapı sisteminin, artan dış yükler altında, birinci mertbe teorisine göre elde edilen davranışı (I) doğrusu ile ifade edilmektedir. Geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisinin, diğer bir deyişle, eksenel kuvvetlerin şekil değiştirmiş sistem üzerinde oluşturduğu ikinci mertbe etkilerinin ($P-\Delta$ etkilerinin) hesaba katıldığı ikinci mertbe teorisinde ise, eksenel kuvvetin basınç veya çekme olmasına göre iki farklı sistem davranışı ile karşılaşılabilir.

Örneğin eksenel kuvvetin basınç olması halinde, (II) eğrisinden görüldüğü gibi, artan dış yüklere daha hızla artan yer değiştirmeler karşı gelmektedir. Aralarındaki oran sabit kalacak şekilde değişen dış kuvvetlerin büyüklüğünü ifade eden yük parametresi artarak doğrusal elastik burkulma yükü adı verilen bir P_B değerine eşit olduğu zaman, yer değiştirmeler artarak sonsuza erişir ve sistem burkularak geçer.



Şekil 2.7. Çeşitli teorilere göre elde edilen yük-yer değiştirme bağıntıları (Özer 2006)

Bazı özel durumlarda, burkulmadan sonra artan yer değiştirmelere azalan yük parametresi karşı gelebilir. Örneğin asma sistemler gibi aksenal kuvvetin çekme olduğu durumlarda ise, şekilde (IIa) ile gösterilen $P-\Delta$ diyagramı pekleşen özellik gösterir. Yanal yük etkisinde olmayan ve bu nedenle burkulmadan önce şekil değiştirmeyen sistemlerde, yük parametresinin bir P_{cr} değerinde dallanma burkulması oluşur ve şekildeki (IIb) diyagramından görüldüğü gibi, yer değiştirmeler birden artarak sonsuza gider. Dallanma burkulmasına neden olan bu yüke kritik yük denilmektedir. Kritik yük genellikle burkulma yükünden biraz daha büyük veya ona eşittir. Dallanma burkulması, bazı hallerde burkulmadan önce şekil değiştiren sistemlerde de oluşabilir (II eğrisi).

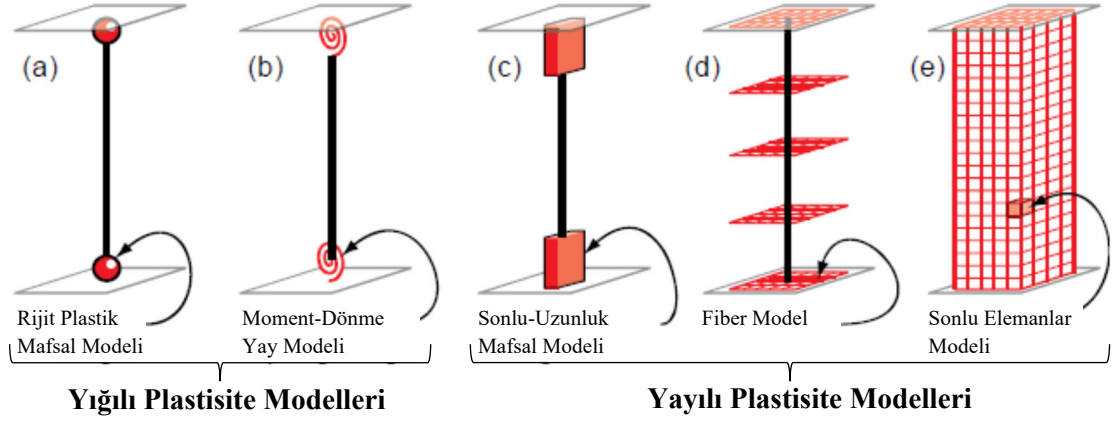
Doğrusal olmayan malzemeden yapılmış sistemlerde, artan dış yüklerle birlikte iç kuvvetler de artarak bazı kesitlerde doğrusal-elastik sınırı aşmakta ve bu kesitler dolayında doğrusal olmayan (plastik) şekil değiştirmeler meydana gelmektedir.

2.2.1. Malzeme doğrusal olmayan davranışı

Malzemenin doğrusal olmayan davranışı genellikle elastik olmayan davranıştan kaynaklanır (Powell 2015). Betonarme ise muhtevasını oluşturan malzemelerin teminin kolaylığı, dayanımı, ekonomik oluşu ve istenilen kalıpta kullanılabilmesi gibi birçok nedene bağlı olarak dünyanın birçok bölgesinde yaygın olarak kullanılan bir malzemedir. Bu tez kapsamında incelenecek yapının taşıyıcı sistemini oluşturan ana malzeme olmasından dolayı tezin devamında malzeme tabiri ile betonarme kastedilmiştir.

Betonarme yapıların şiddetli depremler karşısında elastik davranış sergileyecek şekilde boyutlandırılmasının ekonomik olmadığı bilinmektedir. Bununla birlikte çok özel yapılarda ekonomik olma kriteri farklı kriterlerin gerisinde kalabilir ve betonarme yapının elastik davranış göstermesi istenebilir. Ancak uygulamada, depreme karşı dayanıklı yapı tasarımında şiddetli depremler karşısında yapılarda elastik ötesi şekil değiştirmelere izin verilir ve farklı hasar durumları için farklı limit değerleri tanımlanabilir. Elastik ötesi davranışta betonarme elemanların belli bir dayanım yanında artan şekil değiştirmeler nedeniyle sünek de olması talep edilir.

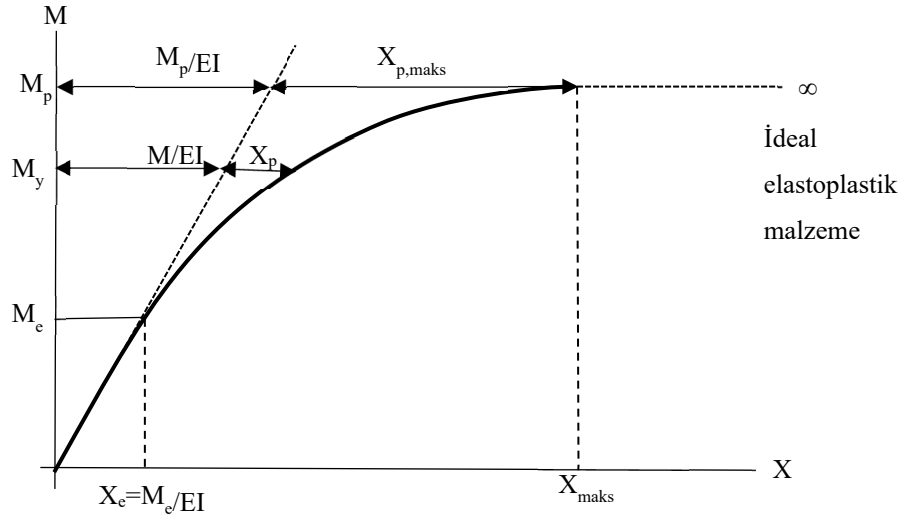
Çok farklı yöntemler olmasına karşın, elastik olmayan elemanların modellenmesi genelde üç temel grupta toplanabilir. Burada idealleştirme ile ifade edilmek istenilen elastik ötesi davranışın nasıl modelleneceği ile ilgili kabulleri ifade etmektedir. Bu yaklaşımda belirli bir noktada elastik ötesi davranışın yığılacağı kabulü ile yığılı plastik model (macro model) belirli bir doğrultuda ve bir bölgede yığılacağı yaklaşımı ile lif (fiber) model (meso model) veya tüm kesit ve genişlik boyunca yayılacağı kabulü ile sonlu eleman modeli (micro model) yaklaşımı kullanılabilir (Şekil 2.8). Söz konusu yaklaşımlardan her biri deneysel olarak malzeme ve sistemlerin davranışları için elde edilen verilerin farklı bir matematik model kurularak tesis edilmesi ile yapı sistemlerine uygulanabilmektedir.



Şekil 2.8. Çerçeve elemanları için elastik ötesi davranışın dikkate alındığı idealleştirme türleri (NEHRP 2013)

Doğrusal olmayan şekil değiştirmeler genel olarak sistem üzerinde sürekli olarak yayılmaktadır. Buna karşılık, 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 eğilme şekil değiştirmelerinin plastik mafsals adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal-elastik davrandığı kabul edilebilir. Bu hipoteze, plastik mafsals hipotezi adı verilir.

Çelik kesitlerin ve yeterli süneklığe sahip olan betonarme kesitlerin eğilme momenti-eğrilik bağıntıları incelendiğinde, bu bağıntıların esas olarak iki farklı bölgeden oluştuğu gözlenir (Şekil 2.9). Birinci bölgede, eğilme momentinin küçük değerleri için eğilme momenti-eğrilik ilişkisi yaklaşık olarak doğrusal-elastik varsayılabilir. Betonarme kesitlerde, bu bölgede beton ve beton çeliği doğrusal davranış bölgesinde kaldığı için, eğilme momenti-eğrilik bağıntısında da benzer özellik ortaya çıkar. Ancak beton ve çelik gerilmelerinin artmasına paralel olarak, doğrusal olmayan gerilme-şekil değiştirme ilişkisinin kesitin davranışında etkili olmaya başlaması, eğilme momenti-eğrilik bağıntısının da doğrusal davranıştan ayrılmasına neden olur. Eğilme momenti-eğrilik bağıntısının ikinci bölgesinde eğrinin eğimi giderek azalır. Bu bölgede elastik ötesi, elastoplastik davranış etkilidir. Kesite etkileyen eğilme momentinde çok küçük artım meydana gelirken, eğrilik belirgin bir şekilde artar ve eğriliğin sınır değerine erişmesi ile kesitte güç tükenmesi meydana gelir. Plastik mafsals hipotezinde, eğilme momenti-eğrilik bağıntısını oluşturan bu iki bölge, biri yatay olan iki doğru parçası ile idealleştirilir.



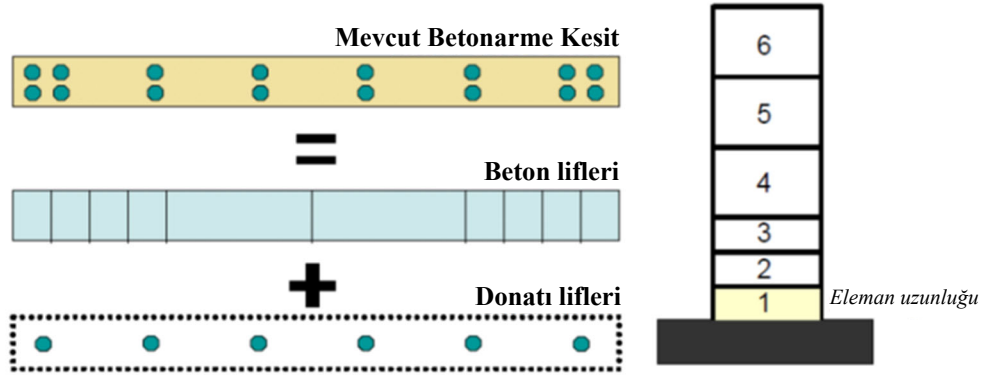
Şekil 2.9. Eğilme momenti-eğrilik diyagramı

Yeterli düzeyde sünek davranış gösteren sistemlerde (çelik yapılar ve bazı koşullar altında betonarme elemanlar), plastik mafsalları hipotezi uygulanarak sistem hesapları önemli ölçüde kısıtlanabilmektedir.

Plastik mafsalları hipotezinin esas alındığı bir yapı sisteminin birinci mertebe teorisine göre hesabında (Bkz. Şekil 2.7 III eğrisi), oluşan plastik mafsallar nedeniyle sistemin tümünün veya bir bölümünün mekanizma durumuna gelmesi taşıma kapasitesine erişildiğini gösterir. Bu yük birinci mertebe limit yük adını alır. Doğrusallığı bozan her iki etkinin birlikte göz önüne alınması halinde, diğer bir deyişle, yapı sisteminin ikinci mertebe elastoplastik teoriye göre hesabı ile elde edilen P-Δ diyagramı şekilde (IV) eğrisi ile gösterilmiştir. Bu diyagram ilk kritik kesitte doğrusal-elastik sınırın aşılmasına kadar (II) eğrisini izlemekte, daha sonra oluşan doğrusal olmayan şekil değiştirmeler nedeniyle yer değiştirmeler daha hızlı olarak artmaktadır. Plastik mafsalları hipotezinin esas alındığı yapı sistemlerinde, dış yükler artarak bir P_{L2} sınır değerine eşit olunca, meydana gelen plastik mafsallar nedeniyle rijitliği azalan sistemin burkulma yükü dış yük parametresinin altına düşer, yani P-Δ diyagramında artan yer değiştirmelere azalan yükler karşı gelir. Sistemin stabilite yetersizliği nedeniyle taşıma gücünü yitirmesine sebep olan bu yük parametresine ikinci mertebe limit yük denilmektedir.

Bazı hallerde, dış yükler limit yüke erişmeden önce, meydana gelen büyük yer değiştirmeler, büyük plastik şekil değiştirmeler ile betonarme sistemlerde oluşan büyük çatlaklar ve kırılma yapının geçmesine neden olabilmektedir.

Yığılı plastik davranış modellemesinden farklı olarak bir diğer yaklaşım ise yayılı plastik davranış modelidir (meso model). Bu yaklaşım tarzı micro modellemenin bir doğrultulu olarak belirli bir bölgedeki uygulaması olarak değerlendirilebilir. Yine deneysel ya da analitik olarak üretilmiş malzeme yaklaşımlarının kullanılması ile bölgelere ayrılmış ve lif olarak isimlendirilmiş kesit bölümlerinin davranışları bu yolla kontrol edilerek hesaplama yapılabilmektedir. Betonarme kesitler bu yaklaşımla beton ve donatı lifleri şeklinde modellenerek betonarmenin doğrusal olmayan elastik ötesi davranışı dikkate alınmaktadır. Bu yaklaşıma ait şematik gösterim Şekil 2.10'da verilmektedir.



Şekil 2.10. Perde duvarlar için idealleştirilmiş fiber modellemesi şematik gösterimi

Sonlu elemanlar ve fiber modellerinde yapı bileşenlerinin etkin rijitliği, dayanım ve şekil değiştirme parametreleri ve yapının dış yükler altındaki beklenen elastik olmayan davranışı doğrudan olarak yapı elemanı için tanımlanan malzeme gerilme-şekil değiştirme ilişkisinden elde edilir. Buna göre yeterli ve etkili histerik malzeme modellerine ihtiyaç duyulmaktadır. Çok eksenli temel malzeme özellikleri 2D ve 3D sonlu eleman modellerinde kullanılırken, fiber modellerde malzemenin tek eksenli temel malzeme özellikleri kullanılabilir. Malzeme model parametrelerinin seçimi, seçilen elastik olmayan modelin tipine, yapının türüne ve analiz için kullanılan programın yetenekleri doğrultusunda istenen doğruluk, sadelik ve yeterliliğe bağlıdır.

Betonarme elemanların davranışı beton kalitesi, türü, karışımı; boyuna donatı geometrik oranı, dayanımı, türü; enine donatı hacimsel oranı, aralığı, çapı, dayanımı, türü ve düzeni ile yükleme hızı gibi pek çok etkene bağlıdır. Bu nedenle araştırmacılar arasında, betonarme elemanların, örneğin tedrici artan aksenal basınç gibi, oldukça basit yükleme şartları altındaki davranışı üzerinde dahi tam bir mutabakata varılamamıştır. Farklı araştırmacılar tarafından önerilen davranış modelleri ile birbirinden oldukça farklı sonuçlara ulaşılabilmektedir (İlki 2000). Bu çalışmada malzeme modellerinin kapsamı, fiber modeller ve yüksek yapılar için geliştirilen ticari programlardaki uygulamaları ile sınırlandırılmıştır.

Doğrusal olmayan dinamik analiz yapının performansını daha doğru şekilde tahmin etmek için karakteristik malzeme dayanımları yerine beklenen dayanımları kullanır. Diğer bir deyişle, doğrusal olmayan zaman tanım alanında analizde beklenen malzeme dayanımlarını kullanmak, beklenen yapısal performansı daha gerçekçi şekilde modellemek, hesaplamak ve değerlendirmek için esastır (ATC-72 2010). Beklenen malzeme özellikleri (dayanım ve rijitlik) çok sayıda malzeme ve eleman testinden elde edilen sonuçların ortalama değerleridir. Yeterli test sonucu olmadığı durum için sismik yönetmeliklerin genel kabulü malzemenin rijitlik ve şekil değiştirme özelliklerini de etkileyecek olan karakteristik dayanımının bir katsayıyla çarpılması yönündedir. ATC-72 ye göre beton ve donatı için sırasıyla 1,25 ve 1,2 olarak, aynı değerler LATBSDC 2015 ve İYBDY’de 1,3 ve 1,17 olarak verilmektedir. Bu bağlamda TBDY’de normal performans hedefi olarak DD-1 depremi için yapılacak analizlerde “İç kuvvet kapasitelerinin hesabında karakteristik malzeme dayanımları yerine Tablo 5.1’de verilen ortalama (beklenen) malzeme dayanımları esas alınacaktır” ifadesi yer almaktadır. Söz konusu tabloda yer alan malzeme dayanımları aşağıdaki denklemlerde verilmektedir. Bu çalışmada söz konusu beklenen malzeme dayanımları dikkate alınmıştır.

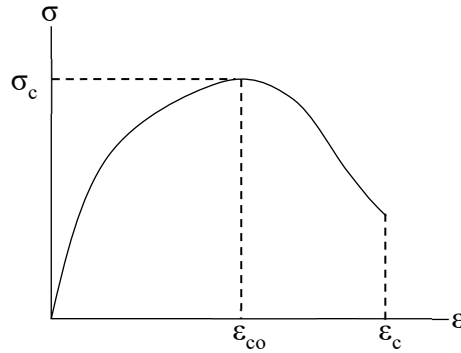
$$\text{Beton} \quad f_{ce}=1.3f_{ck} \quad (2.1)$$

$$\text{Donatı çeliği} \quad f_{ye}=1.2f_{yk} \quad (2.2)$$

Yapı mühendisliğinde mekanik bir problemin çözümünde önemli bir aşama olarak malzeme için gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisinin belirlenmesi karşımıza çıkar.

Betonun gerilme-şekil değiştirme ilişkisine etki edecek birçok değişken olduğu bilinmektedir; betonun dayanımı, uygulanan yükün türü, yükün uygulama hızı, yk geçmişi, kesit geometrisi, sargı etkisi bu değişkenlerin en önemlileri arasındadır. Bu nedenle tek bir gerilme-şekil değiştirme eğrisinden bahsetmek doğru değildir. Bununla birlikte beton için genelleştirilmiş tipik bir gerilme-şekil değiştirme eğrisinden bahsedilebilir (Işiltan 2010).

Betona ait tipik gerilme-şekil değiştirme eğrisi Şekil 2.11’de gösterilmiştir. Şekilde grldğ gibi eğri başlangıç kısımlarında doğrusala yakın davranmakla beraber doğrusal değil, paraboliktir. Devamında ise maksimum gerilmeye karşı gelen birim kısalma aşıldığında, gerilme azalmasına rağmen Şekil değiştirme artmaktadır.



Şekil 2.11. Tipik beton gerilme-şekil değiştirme eğrisi

Denklem 2.3’de f_{ck} karakteristik basınç dayanımını, E_c ise beton elastisite modülünü göstermek üzere:

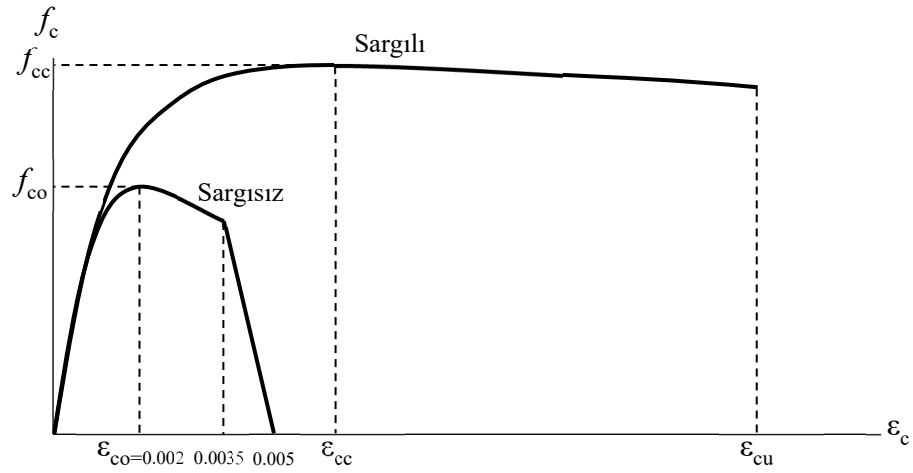
$$E_c = 14000 + 3250 \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2.3)$$

Betonun ezilerek kırılmasına neden olan ϵ_{cu} birim kısalması sargısız betonda yaklaşık olarak 0.003-0.0035 iken, sargılı betonda sargı donatısı miktarına bağlı olarak önemli oranda artabilmektedir.

2018 Türk Deprem Yönetmeliği, başkaca bir seçim yapılmadığı durumlarda, sargılı veya sargısız beton modelleri için Mander beton modelinin kullanılmasını önermektedir.

Mander sargılı beton modelinde, sargı etkisiyle artan beton basınç dayanımı ve ϵ_{cu} birim kısalması, malzeme dayanımlarının yanında elemanda enine ve boyuna donatı yerleşimi göz önüne alınarak hesaplanır.

Doğrusal olmayan yöntemler ile şekil değiştirmeye göre değerlendirmede, yönetmelikte de önerilen, sargılı model yaklaşımı Mander ve arkadaşları tarafından önerilen şekliyle bu çalışmada kullanılmıştır. Sargısız model için ise yine yönetmelikte verilen ve Şekil 2.12’de sunulan sınırlar kullanılmıştır.



Şekil 2.12. Sargılı ve sargısız beton malzeme modeli için şematik gösterim

Sargılı betonda beton basınç gerilmesi f_c , basınç birim şekil değiştirmesi ϵ_c 'nin fonksiyonu olarak aşağıdaki bağıntı ile verilmektedir:

$$f_c = \frac{f_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \pi r^2 \quad (2.4)$$

Bu bağıntıdaki sargılı beton dayanımı f_{cc} ile sargısız beton dayanımı f_{co} arasındaki ilişki aşağıda verilmiştir.

$$f_c = \lambda_c f_{co} \quad \lambda_c = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_e}{f_{co}}} - 2 \frac{f_e}{f_{co}} - 1.254 \quad (2.5)$$

Buradaki f_e etkili sargılama basıncı, dikdörtgen kesitlerde birbirine dik iki doğrultu için aşağıda verilen değerlerin ortalaması olarak alınabilir:

$$f_{ex} = k_e \rho_x f_{yw} \quad f_{ey} = k_e \rho_y f_{yw} \quad (2.6)$$

Bu bağıntılarda f_{yw} enine donatının akma dayanımını, ρ_x ve ρ_y ilgili doğrultulardaki enine donatıların hacimsel oranlarını, k_e ise aşağıda tanımlanan sargılama etkinlik katsayısı oranını göstermektedir.

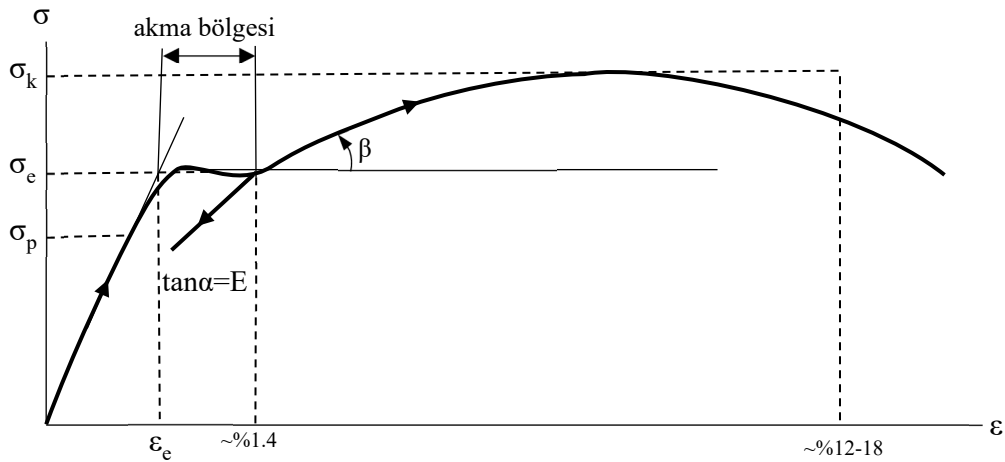
$$k_e = \left(1 - \frac{\sum a_i^2}{6b_o h_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{A_s}{b_o h_o}\right)^{-1} \quad (2.7)$$

Burada a_i kesit çevresindeki boyuna donatıların eksenleri arasındaki uzaklığı, b_o ve h_o göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutlarını, s boyuna doğrultuda etriyelerin eksenleri arasındaki aralığı, A_s ise boyuna donatı alanını göstermektedir. Normalize edilmiş beton birim şekil değiştirmesi x ile r değişkenine ilişkin bağıntılar aşağıda verilmiştir.

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad ; \quad \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} [1 + 5(\lambda_c - 1)]; \quad \varepsilon_{co} \cong 0.002 \quad (2.8)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}; \quad E_c \cong 5000\sqrt{f_{co}} \text{ (MPa)}; \quad E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.9)$$

Beton çeliğinin gerilme-şekil değiştirme diyagramı Şekil 2.13’de görülmektedir.



Şekil 2.13. Beton çeliğinde σ - ε diyagramı

Bu diyagramı tanımlayan σ_k kopma gerilmesi, σ_e akma gerilmesi ve ϵ_e akma şekil değiştirmesinin S420 beton çeliği için aldığı değerler aşağıda verilmiştir:

Doğrusal olmayan yöntemler ile şekil değiştirmeye göre değerlendirmede, donatı çeliği için aşağıdaki gerilme-şekil değiştirme bağıntıları tanımlanmıştır.

$$f_s = E_s \epsilon_s; (\epsilon_s \leq \epsilon_{sy}) \quad (2.10)$$

$$f_s = f_{sy} ; (\epsilon_{sy} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}) \quad (2.11)$$

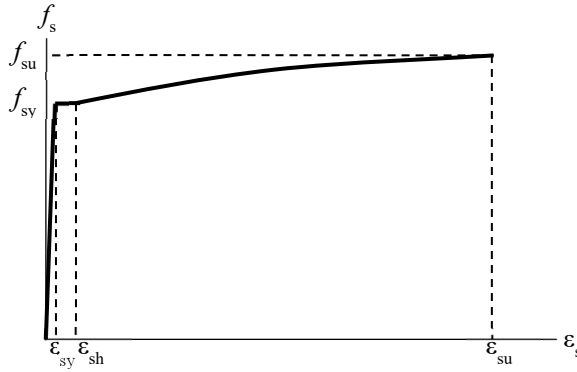
$$f_s = f_{su} - (f_{su} - f_{sy}) \left[\frac{(\epsilon_{su} - \epsilon_s)^2}{(\epsilon_{su} - \epsilon_{sh})^2} \right] (\epsilon_{sh} < \epsilon_s \leq \epsilon_{su}) \quad (2.12)$$

Donatı çeliğinin elastisite modülü $E_s = 2 \times 10^5$ MPa olarak dikkate alınmaktadır. Donatı çeliği gerilme şekil değiştirme ilişkisi bu modele göre sınır değerleri ile birlikte Çizelge 2.2'de sunulmaktadır.

Çizelge 2.2. Donatı çeliklerine ait bilgiler (TBDY Tablo 5A.1)

Kalite	f_{sy} (Mpa)	ϵ_{sy}	ϵ_{sh}	ϵ_{su}	f_{su}/f_{su}
S220	220	0.0011	0.011	0.12	1.20
S420	420	0.0021	0.008	0.08	1.15-1.35
B420	420	0.0021	0.008	0.08	1.15-1.35
B500C	500	0.0025	0.008	0.08	1.15-1.35

Betonarme yapı elemanlarının gerilme-şekil değiştirme bağıntılarının elde edilmesinde, uygulanan analiz ve tasarım yaklaşımına bağlı olarak, beton çeliğinin σ - ϵ diyagramının bir bölümü veya tümü aşağıdaki modele uygun olarak idealleştirilebilir (Şekil 2.14).

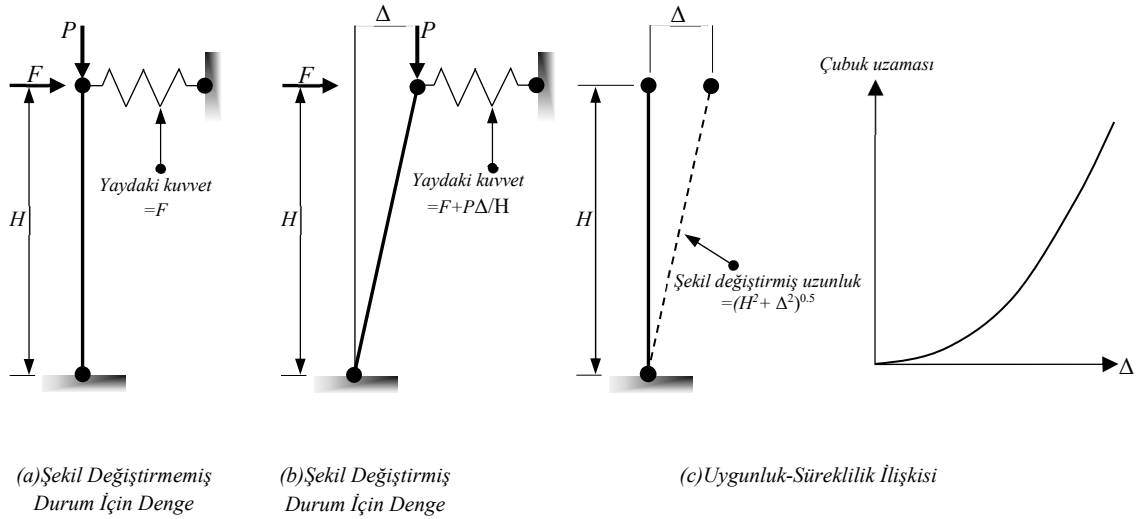


Şekil 2.14. Donatı çeliği malzeme modeli

2.2.2. Geometrik doğrusal olmayan davranış

Geometrik doğrusal olmayan davranış biri denge (equilibrium), diğeri uygunluk-süreklilik (compatibility-continuity) olmak üzere iki kaynağa bağlı olabilir (Powell 2010).

Şekil değiştirmeler küçük değilse, denge denklemlerinin şekil değiştirmiş durum üzerinden elde edilmesi gerekir. Şekil 2.15(a) ve (b)'de şekil değiştirmemiş durum ve şekil değiştirmiş durum için yaylarda meydana gelen etki gösterilmiştir. Buna ek olarak yapının yer değiştirmesi ve yapı bileşenlerinin şekil değiştirmeleri arasında geometrik açıdan değinilmesi gereken bir diğer ilişki de Şekil 2.15(c)'de sunulmaktadır. Şekilden de anlaşılacağı üzere çubuk yatay zorlanma etkisinde hareketine devam ederken bu hareketteki süreklilik çubukta uzama ile sonuçlanmaktadır. Bu ilişki uygunluk-süreklilik olarak adlandırılır.



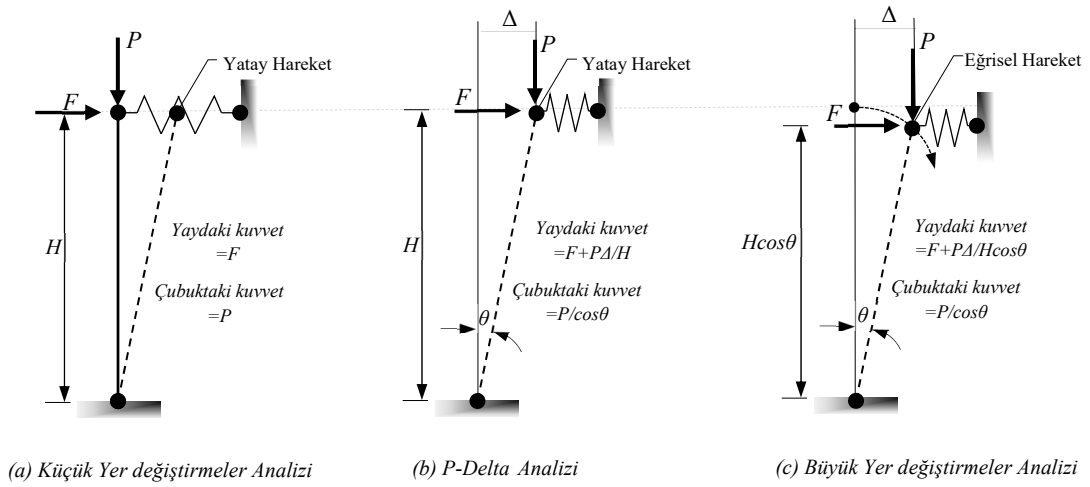
Şekil 2.15. Denge ve uygunluk süreklilik ilişkisi (Powell 2010)

Analizlerde büyük yer değiştirmelerin denge ve süreklilik ilişkileri üzerindeki etkileri ayrı ayrı incelenebilir. Sonuç olarak bu ilişkilerin dikkate alınması hususunda uygulamada sıklıkla tercih edilen üç farklı analiz tipinden bahsedilebilir (Şekil 2.16):

(a) Küçük yer değiştirmeler analizi: Denge şekil değiştirmemiş durum üzerinden ve süreklilik yer değiştirmelerin çok küçük olduğu varsayımıyla incelenir (şekil 2.16(a)).

(b) P-Delta analizi: Denge şekil değiştirmiş durum üzerinden, süreklilik yer değiştirmelerin çok küçük olduğu varsayımıyla incelenir (şekil 2.16(b)).

(c) Büyük yer değiştirmeler analizi: Denge şekil değiştirmiş durum üzerinden, süreklilik yer değiştirmelerin sonlu olduğu varsayımıyla incelenir (şekil 2.16(c)).



şekil 2.16. Denge ve süreklilik ilişkileri açısından analiz tipleri (Powell 2010)

Genel olarak, binaların analizi doğrusal elastik analiz yöntemleri kullanılarak yapılır. Bu durumda denge denklemlerinde doğrusal olmayan şekil değiştirmeler ve eksenel kuvvetten dolayı eleman rijitliğindeki artışlar ihmal edilir. Ancak, eksenel kuvvetler çok fazla ise yapı tasarımında ikinci mertebeden etkilerin dikkate alınması daha gerçekçi bir yaklaşım olacaktır.

P–Delta etkisinin önemli olduğu durumlar aşağıdaki gibi düşünülebilir (Celep ve Kumbasar 2003).

1. Çok katlı yüksek yapılar,
2. Yatay yer değiştirmesi büyük ve burulma etkisine maruz sistemler, ağır depolar,
3. Dayanımı düşük olan zeminler.

Genel bir bakış açısıyla ikinci mertebeden sonuçlara neden olan farklı etkiler Mashary ve Chen'e (1990) göre aşağıda listelenmiştir:

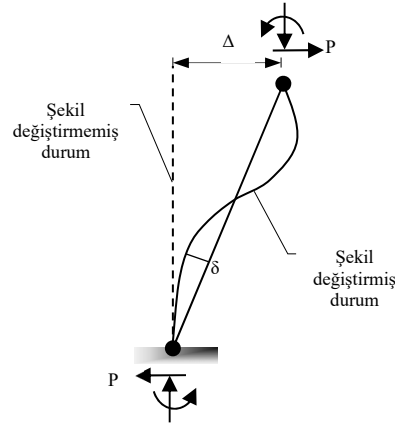
- Geometrik doğrusal olmayan, P- δ ve P- Δ etkileri,
- Kolon aksenal kısalması (Bowing etkisi),
- Tamamen rijit/ideal mafsallı bağlantıların yarı rijit davranışları,
- Panel bölgesi etkisi,
- Temelin farklı oturması,
- Üniform olmayan sıcaklık etkileri,
- Eleman ya da yapı eksenlerindeki doğrultu farklılıkları (Out-of-straightness) ve dik olmama (Out-of-plumbness) etkileri
- Artık gerilmeler ve diğer kusurlar,
- Kolon veya kiriş akması,
- Yeniden dağılım etkisi.

Sorun genel olarak kiriş ve kolon olarak tanımlanan hem eğilmeye hem de aksenal basınca maruz kalan elemanlarda meydana gelir. Ayrıca, ikinci dereceden etkiler ilk kusurları (imalat hataları) olan elemanlar için de kritik olabilir. Bu nedenle, bir elemanın sadece aksenal gerilmeleri göz önünde bulundurarak tasarlanması, tasarım yönetmeliklerine göre yasaklanmıştır.

2.3. P-Delta Etkisi

P-Delta etkileri, yapının deforme olmuş biçimine etki eden yüklerden kaynaklanır (PEER/ATC-72-1). Daha önce de ifade edildiği gibi esas olarak P-Delta etkilerinin P- Δ (Büyük P-Delta-Yapı etkisi) ve P- δ (Küçük P-Delta-Element etkisi) olan iki ayrı türü vardır. Basitçe bu iki ayrı türle P-Delta etkisinin eleman bazında ve yapı bazında incelendiği durumlar ifade edilmektedir.

Buna ek olarak AISC'de (2005) P-Delta etkisi tanımlanmıştır (Şekil 2.17). P- δ bir elemanın mesnetler ve düğüm noktaları arasında şekil değiştirmiş şekline etki eden yüklerin etkisi, P- Δ ise bir yapıdaki mesnet ve düğümlerin yer değiştirmiş konumuna etki eden yüklerin etkisidir. Chen ve Lui'e (1991) göre bu ikincil etkiler elemanın daha fazla deforme olmasına ve elemanda ilave gerilmeler oluşmasına neden olmaktadır. Bunun bir sonucu olarak yapının üzerinde zayıflatıcı ve dengeyi bozucu bir etkiye sahiptir.



Şekil 2.17. P- Δ ve P- δ etkileri

White ve Hajjar'a (1991) göre, P- δ etkisi, aksenal kuvvetin başlı başına bir elemanın eğilme dayanımı üzerindeki etkisidir. Ancak P- Δ etkisi, yerçekimi yüklerinin yanal ötelenme rijitliği üzerindeki etkisidir.

Depreme maruz kalan yapılarda P- Δ etkileri P- δ etkilerinden çok daha fazla önem kazanmaktadır. Bu nedenle P- δ etkilerinin doğrusal olmayan sismik analizlerde genellikle modele dâhil edilmesine gerek duyulmaz (PEER/ATC-72-1). Öte yandan, P- Δ etkileri,

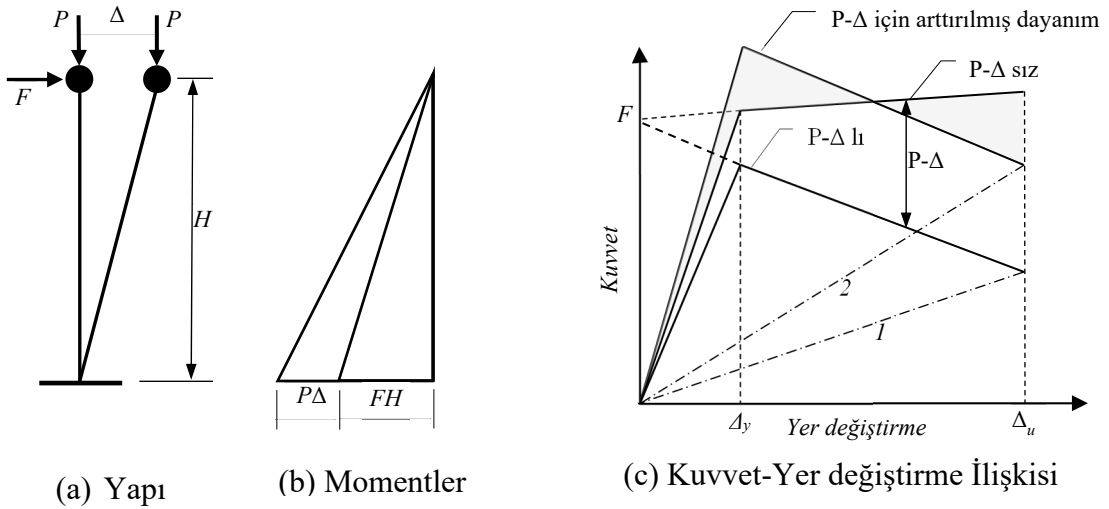
sonuçta yanal rijitlik kaybına, tekrarlı yükleme altında artık şekil değiştirmelerin kademeli birikmesine ve dinamik kararsızlığa yol açabileceği için modellenmelidir.

P-Delta etkileri hususunda yapılan çalışmalar günümüzdeki P-Delta etkisinin geldiği noktayı göstermek açısından önemlidir. Genel itibariyle, bu konuda yapılan çalışmaların P-Delta etkilerinin önemini açıklamak üzerine yoğunlaştığı söylenebilir. P-Delta etkilerinin ihmal edilmesinin sınırlandırılmasından yapının göçmesini kontrol eden kritik bir öneme sahip olmasına kadar öneminin anlaşılmasına yer veren araştırmalar aşağıda özetlenecektir.

2.3.1. P-delta etkisinde yapı davranışı

Yapının yanal olarak ötelenmesi, Şekil 2.18(a)'da tek serbestlik dereceli sistem yaklaşım örneğinde gözüktüğü gibi, düşey yüklerin yanal atalet kuvvetlerinden kaynaklanan momentlere ek olarak devrilme momentini arttırması sonucunu doğurur, çünkü düşey yükler de yer değiştirmiştir. Basit konsol model için aşağıdaki şekilde toplam taban momenti:

$$M = FH + P\Delta \quad (2.13)$$



Şekil 2.18. Tasarım moment ve tepkileri üzerindeki P-Delta etkileri

Bu nedenle yatay yüklemenin neden olduğu devirici momente ilaveten ikincil moment olan P- Δ dikkate alınmalıdır. Bu moment artımı ilave yer değiştirmeye neden olacak ve Δ daha da artacaktır.

Taban moment kapasitesi M_D elastik olmayan tepki gösterirse, yer değiştirmelerin artmasıyla F yanal atalet kuvvetinin azalacağı 2.13 eşitliğinin yeniden düzenlenmesiyle ifade edilebilir:

$$F = \frac{M_D - P\Delta}{H} \quad (2.14)$$

Burada P-Delta etkisi yanal kuvveti azaltmanın ötesinde yanal kuvvet-yer değiştirme ilişkisini de değiştirmektedir. Şekil 2.18(c)'de P-Delta etkisinin etkin başlangıç rijitliğini azalttığı ve akma sonrası rijitliğin negatif olabileceği görülmektedir.

P-Delta etkisinin önemi, çoğu sismik tasarım kodunda ifade edilmektedir. Tipik olarak nominal akmadaki veya beklenen maksimum yer değiştirmedeki P-Delta etkisinin büyüklüğünün tasarım taban moment kapasitesi ile karşılaştırılmasını ifade eden θ_Δ "stabilite indeksi" ile ölçülebilir. P-Delta etkisinin sismik tepkinin tasarım seviyesinde maksimum önem taşıdığı durum stabilite indeksi ile ilişkili olarak aşağıdaki eşitlik ile ifade edilebilir:

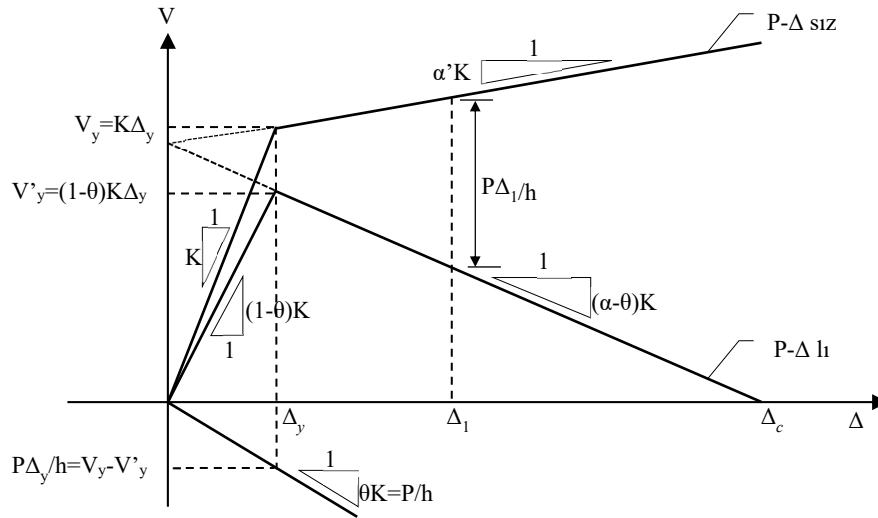
$$\theta_\Delta = \frac{P\Delta_{max}}{M_D} \quad (2.15)$$

Geleneksel kuvvet tabanlı tasarımda P-Delta etkilerini hesaba katmak için iki farklı yaklaşımdan biri tipik olarak benimsenir. Alternatif yaklaşım beklenen tasarım yer değiştirmesinde bir artıştan kaçınmak için dayanımı arttırmaktır. Bir çözüm yöntemi olarak, dayanımı artırmak yerine rijitliği artırmak araştırmacılar tarafından (Paulay ve Priestley 1992) tavsiye edilmemektedir çünkü bu durum yapıda farklı dinamik etkiler doğurabilecek ve ekonomik olmayan bir çözümdür. Bu yaklaşımlardan kabul göreni ise beklenen tasarım yer değiştirmesini Δ_{max} 'ı arttırmaktır:

$$\Delta_{max}^* = \frac{\Delta_{max}}{1 - \theta_{\Delta}} = \frac{\mu_{\Delta} \Delta_y}{1 - \theta_{\Delta}} \quad (2.16)$$

Paulay ve Priestley (1992), betonarme çerçeve binaların tasarımını tartışırken stabilite indeksi $\theta_{\Delta}=0.085$ 'ten az olduğunda P-Delta etkilerinin göz ardı edilebileceğini önermektedir. Stabilite indeksinin daha yüksek değerleri için Şekil 2.18(c)'de önerildiği gibi, gerekli dayanım artışını belirlemek için eşit enerji yaklaşımı benimsemektir. Bu istenen nominal dayanım artışı, P-Delta etkilerini göz ardı ederek hesaplanan dayanımın P-Delta etkili durumun %50'sinden biraz daha yüksek olduğunu gösterir.

Statik açıdan P-Delta etkisi büyük yer değiştirmelerde eleman kuvvetlerinde ve yanal ötelenmelerde artışa neden olan, yapının yanal rijitliğini azaltan, yük-yer değiştirme ilişkisinde negatif bir eğime neden olan ilave bir yanal yük olarak kabul edilebilir. Tek serbestlik dereceli (TSD) h yüksekliğinde bilinear sistem için P-Delta etkisi Şekil 2.19'da gösterildiği gibidir.

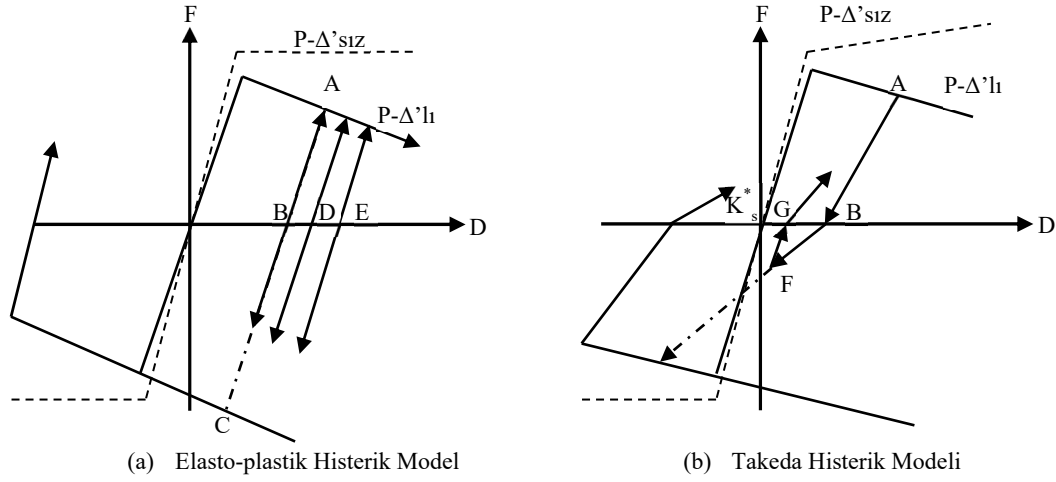


Şekil 2.19. P- Δ lı ve P- Δ sız durum için TSD sistemde yatay yük-yer değiştirme ilişkisi ($\alpha=-0.05$, Bilinear Model)

Genellikle stabilite katsayısı olarak adlandırılan $\theta=P/Kh$ dayanım ve rijitlikteki değişimi ifade eden boyutsuz bir katsayıdır. Elastik rijitlik K , $(1-\theta)K$ değerine düşer ve elastik ötesi rijitlik $\alpha'K$ ($\alpha'-\theta$) K değerine düşer. Bu gösterimde P-Delta lı ve P-Deltasız durum için pekleşme oranı sırasıyla α' ve $(\alpha'-\theta)$ olarak ifade edilmiştir ve α etkin pekleşme oranıdır.

$\theta > \alpha'$ olması durumunda α' değeri negatif olur ve göçme durumunu ifade eden Δ_c yer değiştirmesi limitine yanal rijitliğin sıfır olması ile ulaşıldığı görülür.

Elastik olmayan zaman tanım alanında analizler P-Delta etkilerinin öneminin histerik tepkinin şekline bağlı olduğunu göstermektedir. Elasto-plastik özelliğin kabul edilmesiyle ki bu deprem kaydının yeterince uzun olması durumunda gözlenebilecek bir durumdur. P-Delta etkileri dinamik analize dâhil edildiğinde, kararsızlık durumu $P\Delta = M\phi$ oluncaya kadar yer değiştirmelerde artış meydana gelir. Bu durum Şekil 2.20'ye istinaden açıklanabilir. A noktasına karşılık gelen bir maksimum yer değiştirmeye neden olan bir elastik olmayan etkiden sonra, yapı başlangıç elastik rijitliğine eşit bir rijitlikle B noktasına doğru kuvvet yer değiştirme ilişkisi azalım gösterir. Diğer tepki döngülerinde, güç zarfının söz konusu bu noktaya gelmesi daha muhtemeldir. Daha sonraki döngülerinde, C noktası elde etmek için daha yüksek bir elastik tepki seviyesine ihtiyaç duyulduğu için, karşı akma sınırındaki C noktasından ziyade A noktasında dayanım zarfına ulaşılması daha muhtemeldir. Sonuç olarak, ilk elastik olmayan etki meydana geldiğinde, devam eden bir yer değiştirme eğilimi oluşturur ve tepki D ve E'ye kademeli olarak devam eder ve eğer deprem kaydı yeterince uzunsa, sonunda göçme meydana gelir.



Şekil 2.20. P-Delta etkisinde histerik kural etkisi

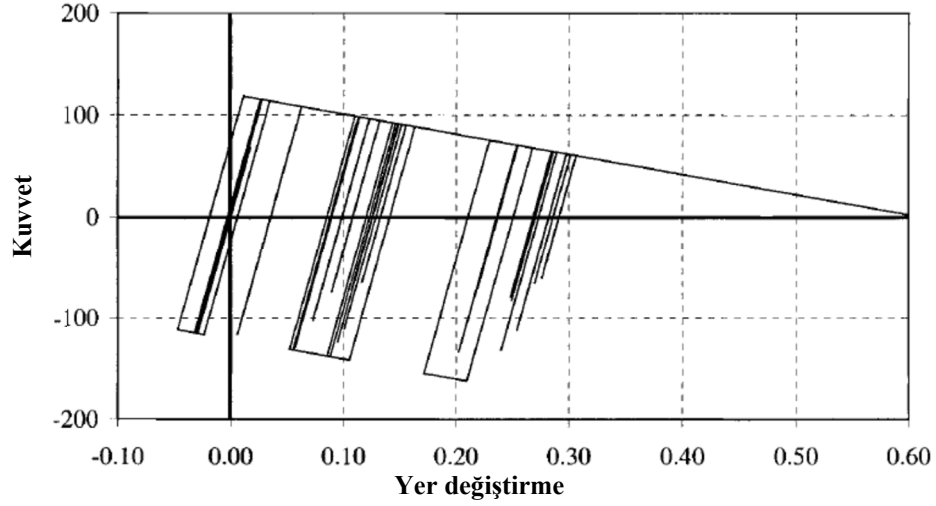
Her ne kadar elasto-plastik histerik davranış çelik taşıyıcı sisteme sahip yapı tepkisi için çok daha geçerli bir yaklaşım olsa da betonarme yapılar Şekil 2.20(b)'de gösterilen geliştirilmiş Takeda histerik modeli ile daha iyi temsil edilebilir. Bu modelde pozitif akma

sonrası rijitliğine, başlangıç yükleme rijitliğinden daha düşük akma sonrası rijitliğine ve başlangıç yükleme rijitliğinden önemli derecede az bir müteakip yeniden yükleme rijitliğine sahip pozitif akma sonrası rijitlik bir dereceye kadar P-Delta momentleriyle ilişkili dayanım kaybını telafi eder. Ayrıca elasto-plastik durum olduğu için aynı yer değiştirmeden (A noktası) boşaltma, azaltılmış boşaltma rijitliği nedeniyle B noktasında çok daha düşük artık yer değiştirme ile sonuçlanır. Sonraki elastik döngüler, ters yönde azalan rijitliğe bağlı olarak artık yer değiştirmenin kademeli olarak azalmasıyla sonuçlanır (Şekil 2.20(b)'de B-F-G çizgileri) ve kümülatif yer değiştirme için tercih edilen yön değişmez.

Dinamik bakış açısına göre; α değeri negatifse ve yapı negatif rijitlik aralığına gireceği büyüklükte bir deprem yer değiştirme taleplerine maruzsa P-Delta etkisi yer değiştirme tepkilerinde önemli artışlar meydana gelebilir. Bu durum akma sonrası negatif rijitliği $K=-0.05$ olan bilinear histerik davranış gösteren TSD sistem için Şekil 2.21'de gösterilmiştir. Negatif rijitliğin varlığı tekrarlı yükleme altında artık şekil değiştirmelerin kademeli birikmesine neden olur. Dinamik davranışta öncelikli olarak görülen problem elastik rijitlikteki veya yapı dayanımındaki azalma değil negatif rijitliğin güçlü yer hareketinin etkisinde yapıyı artan yanal yer değiştirmelerle göçmeye sürüklemesidir. P-Delta etkileri maksimum yer değiştirmedeki etkin rijitliğin pozitif olması durumunda kritik değildir ancak yapı negatif rijitlik göstermesi durumunda artık şekil değiştirmelerin birikmesi ve yapının bir yanal yer değiştirmeleri nedeniyle düşey yüklere yeterli dayanım sağlanamayarak yapının dinamik kararsızlık gösterir.

Tasarım sürecinin erken bir aşamasında, P-Delta etkilerinin geç kontrolünden dolayı yeniden tasarlanma zorunluluğundan kaçınmak açısından deprem tehlikesinin getirdiği bu gerekliliğin farkında olmak önemlidir.

Bu bilgiler ışığında P-Deltanın güçlü yer hareketindeki önemi anlaşılmaktadır. Paulay (1978) ve MacRae (1989) gibi araştırmacılar ise deprem tehlikesinin düşük ve yüksek olması durumları için karşılaştırmalar sunmuştur.



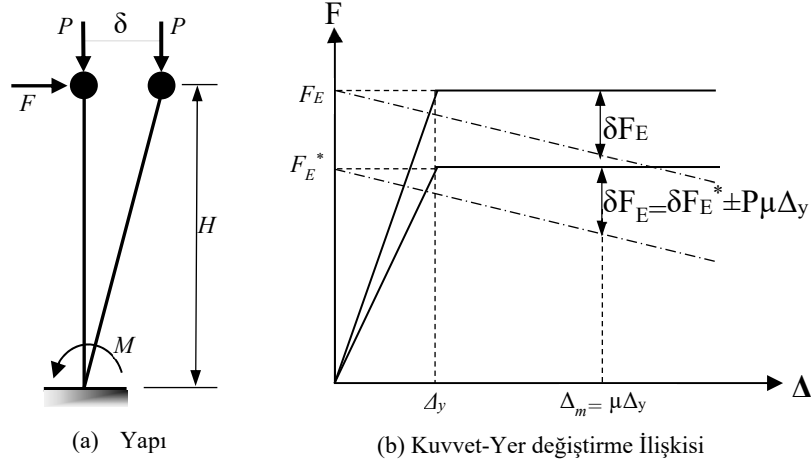
Şekil 2.21. Bilinear TSD sistemde $\alpha=-0.05$ için yük-yer değiştirme tepkisi

Şekil 2.22(b)'de yüksek ve düşük deprem tehlikesine sahip iki farklı bölge için verilen karakteristik elastik olmayan yük-Şekil değiştirme ilişkisi grlmektedir. Bu iki farklı bölge için talep edilen dayanımların (yüksek ve düşük deprem tehlikesi için sırasıyla F_E ve F_E^*) farklı olmasının tabii bir sonucu olarak bu iki farklı yapı tipinin rijitliklerinin talep edilen dayanımlarla orantısal olduğunu söylemek kabul edilebilir bir yaklaŐıktadır ve iki yapının da akma Şekil değiştirme değerleri (Δ_y) aynıdır.

Bu göreli akma oranı sınır değerine, depremselliği düşük bölgelerde daha da dikkat edilmelidir. Şekil 2.22'de değişik deprem bölgelerinde, aynı göreli akma oranına göre tasarlanmış iki yapının talebi gösterilmiştir. Belirli bir μ süneklik değeri için, F_E depremselliği yüksek bölgedeki tasarım kuvvetinin, F_E^* depremselliği düşük bölgelerdeki tasarım kuvvetinden daha büyük olması gerektiği bellidir. Buna göre, aynı akma yer değiştirme değerini elde etmek için; K_1 , depremselliği yüksek bölgedeki yapının rijitliği, K_2 , depremselliği düşük bölgedeki yapının rijitliğinden daha büyük olacaktır.

Her iki yapıda, aynı yer değiştirme eşit $P-\Delta$ momentine sahip olacaktır. $P-\Delta$ momentinin yapının tabanında oluşan toplam momente oranı ise, depremselliği düşük bölgede, depremselliği yüksek bölgeye nazaran daha büyük olacaktır. Bu yüzden, depremselliği düşük bölgede olan yapının, $P-\Delta$ etkisinde kalan kuvvet-yer değiştirme eğrisinin altındaki enerjinin, $P-\Delta$ etkisinde olmayan kuvvet-yer değiştirme eğrisinin altındaki enerjiye oranı daha azdır. $P-\Delta$ ilave momentinin toplam momente oranının tüm bölgelerde aynı kalması

için, rijitliğin her bölgede aynı olması gerekir. Depremselliği beklenenden daha düşük bölgelerdeki yapılar için ise, ötelenme ya da yer değiştirme limitleri daha da düşük tutulur (MacRae 1994).



Şekil 2.22. Yatay yükler altında P-Delta etkileri

Sonuç olarak, sismik tasarım kuvvetlerinin değerlendirilmesinde P-Delta etkilerinin öneminin düşük deprem tehlikesine sahip bölgelerdeki yapılarda, tasarım yatay kuvvetlerinin daha yüksek olduğu yüksek deprem tehlikesine sahip bölgelere nazaran daha önemli olabileceğini düşünmek doğru olacaktır.

2.3.2. P-delta etkisinin önemi ve ihmal edilmesi üzerine yapılan çalışmalar

P-Delta etkilerinin hesaba katılmaması kabul edilebilir yaklaşıklıkta mantıksal sonuçlar verebilir ve ekonomik esneklik içerisinde çözüm üretmeye yardımcı bir yaklaşım olabilir. Bununla birlikte P-Delta etkisinin çeşitli yaklaşımlarla ihmal edilmesi veya hesaba katılması hususunda yönetmeliklerde çeşitli yaklaşımlar yer aldığı gibi bazı araştırmacıların da çalışmaları bulunmaktadır.

Husid (1967) deprem etkisi altında elastik ötesi davranış gösteren yapıların göçmesinde düşey yüklerin etkisini incelediği çalışmasını en temel çalışmaların başında göstermektedir. Yapılan bu çalışmada düşey yüklerin ikinci mertebeden etkisinin ihmal edilmemesi durumunda depreme karşı yeterli dayanım gösteren bir yapının, ikinci mertebeye etkilerinin dâhil edilmesi durumunda göçebileceğini gösterilmiştir.

Elasto-plastik ve biliner histerik davranış gösteren yapılar için göçme süresine ilişkin istatistiksel bir çalışma ile kısa süreli bir depremin, bir yapının göçmesine neden olması için uzun bir deprem kaydından önemli ölçüde yüksek bir ivmeye sahip olması gerektiği gösterilmiştir. Eşzamanlı yatay ve düşey deprem zorlaması etkisinde ve güçlü yer hareketi ivme kayıtlarıyla yapılan hesaplamalar neticesinde, bu çalışmanın sonuçlarının güçlü deprem zorlamaları için uygulanması gerektiği basit modeller ve matematiksel ifadelerle gösterilmiştir.

Andrews (1977) deprem zorlaması altındaki çerçeve yapıların narinlik etkisini incelediği çalışmasıyla Yeni Zelanda Standardı'na (1976) göre tanımlanan sismik bölgelerde P-Delta etkisinin dikkate alınması konusunda enerji yöntemleriyle çeşitli sınır durumlar ve katsayılar tanımlamıştır. Yapılan çalışmada standartların basınç elemanlarına odaklanarak, P-Delta etkilerinin sünek çerçeve kirişler üzerindeki öneminin göz ardı edilmesine dikkat çekilmiştir. Analitik bir çalışmayla, uygun esneklik kontrolü ile P-Delta etkilerinin etkisinin her zaman ihmal edilebileceğini belirtmiştir. Yapılan çalışmada, eğer bir yapının yanal yer değiştirmesi belirlenmiş bir limit yer değiştirme değerinden küçük ise, P-Delta etkisinin ihmal edilebileceğini belirtmiştir. Söz konusu bu çalışma sonunda, P-Delta etkisinin kabul edilebilir seviyesini yine enerji kavramlarına dayanarak açıklamıştır. P-Delta etkisinde kalmış bir yapının kuvvet-yer değiştirme eğrisinin altında kalan enerjinin, P-Delta etkisinde kalmamış bir yapının kuvvet-yer değiştirme eğrisinin altında kalan enerjinin en az %90'ı olduğu seviyeyi limit durum olarak tanımlamıştır. Bununla birlikte mevcut görelî kat ötelemesinin kat yüksekliğinin %1'i olarak sınırlandırılması gerektiğini, B ve C sismik bölgelerinde bu limitin sırasıyla %0,8 ve %0,6 ya düşürülmesini önermiştir. Bu teoriye dayanılarak, limit değerler Yeni Zelanda Yük Şartnamesi (1984) kapsamına alınmıştır.

MacGregor ve Hage (1977) stabilite analizleri ve çerçeve türü yapıların tasarımı üzerine yaptıkları çalışmada narin yapılardaki ikinci mertbe sonlu elemanlar analizlerine ilave olarak doğrudan ve iteratif P-Delta analiz yöntemlerini tasarım yöntemi açısından incelenmiştir. Stabilite indeksine bağlı olarak taşıyıcı sistem için uygunluk ölçütleri önerilmiştir. Bilindiği gibi betonarme yapıların stabilite veya ikinci mertbe analizlerinde çeşitli yüklemeler altında eğilme rijitliğinin belirlenmesi uygun matematiksel modelin

oluşturulmasında temel bir problem teşkil eder. Bu problemin zorluğu; çatlak kesit, eksenel yükün büyüklüğü, çelik ve betonun elastik olmayan davranışı, çevrimsel yükleme, çatlak kesitin eleman boyunca eğilme rijitliğinde oluşturulduğu etki gibi faktörler dikkate alındığında aşikâr hale gelmektedir. Yapılan çalışmada bu etkilerin göz önüne alınması amacıyla eğilme rijitliği için kirişlerde $I=0.4I_g$ ve kolonlarda $0.8I_g$ katsayılarıyla makul bir eğilme rijitliği tahmini yapılabileceği önerilmektedir.

Paulay (1978) sünek betonarme çerçevelerde P-Delta etkileri üzerine mevcut çalışmalar üzerine değerlendirmelerde bulunmuş ve 18 katlı çerçeve bir yapı üzerinde değerlendirmelerini sayısal verilerle sunmuştur. Sonuç olarak bu çalışmada P-Delta etkileri nedeniyle oluşan dayanım talebi, çerçeve elemanların yanal yük taşıma kapasitesinin %15'ini geçmesi durumunda, bu dayanım talebinin karşılanması gerektiği ifade edilmektedir. Deprem yüklemesi nedeniyle bir çerçevenin elastik ve elastik olmayan şekil değiştirmelerinin karşılaştırılmasından çerçevenin alt yarısındaki kritik elastik olmayan görelî kat ötelemelerinin tahmini için önerilerde bulunmaktadır. Tahmin edilen bu değer "stabilite indeksi" yardımıyla talep ve kapasite arasında karşılaştırma yapmakta kullanılır.

Paulay (1978); betonarme bir çerçevenin, P-Delta etkilerine karşı davranışında, rijitliğin artırılmasından daha çok dayanımın artırılmasının daha önemli rol oynadığını belirtmiştir. Rijitliğin artırılması ise, yapıdaki periyot değişimine bağlı olarak farklı deprem tepkilerinin oluşmasına neden olduğunda P- Δ etkisini dikkate alan tek çevrimli yüklemdeki enerji, P-Delta etkisi dikkate alınmadığı enerji ile benzer sayılabileceği kabulüyle, büyük görelî kat ötelemelerinde, dayanımın belli bir değerde artırılması önerilmektedir (Bkz. Şekil 2.18(c)).

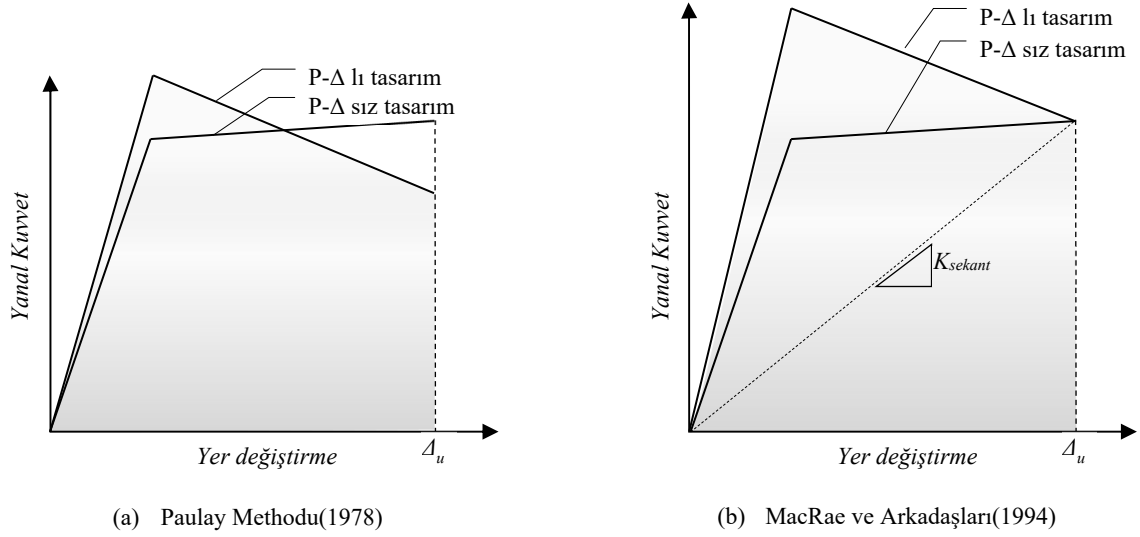
Mahin ve Boroschek (1991), Bernal (1987) gibi; deneylere dayanarak, belirli bir sünekliğe ulaşmak için gereken dayanım büyütmesinin %10'dan daha az olması durumunda, P-Delta etkisinin ihmal edilebileceğini göstermişlerdir. Moehle (1992), Mahin ve Boroschek'in (1991) analizlerinden faydalanarak, Paulay (1978) ile aynı yaklaşımı önermiştir.

Paulay'ın (1978), $P-\Delta$ etkilerinin kat stabilite indeksinin küçük olduğu durumlarda ihmal edilebileceğine dair teorisi, bugünkü çok katlı betonarme çerçevelerin analizlerinin temelini oluşturmaktadır.

Moss ve Carr (1980) yüksek katlı çerçeve türü betonarme yapılarda büyük yer değiştirmelerin deprem tepkisi üzerindeki etkilerini incelemiştir. 6,12 ve 18 katlı yapılar elastik ve elastik olmayan davranış modelleri üzerinden farklı karakteristik özelliklere sahip deprem kayıtları kullanılarak sonuçları karşılaştırılmalı olarak sunmuştur. Yapılan çalışmada temel problem olarak görülen P-Delta etkisinin ihmal edilmesi durumunda yatay yer değiştirmelerin ne kadar farklı olduğu ve eğer önemliyse de bu yer değiştirmeleri sınırlamak için eleman rijitliğinin ya da dayanımın artırılması yöntemlerinden hangisinin uygulanmasının gerektiği konularına cevap aranmaktadır. Yapıların maksimum kat ötelenmelerinin, kat yüksekliğinin %1'inden fazla olmadığı durumlarda, P-Delta etkilerinin ihmal edilebileceğini öne sürmüşlerdir. Yapılan karşılaştırmalar neticesinde Paulay'e (1978) benzer şekilde yapının P-Delta etkisinde yer değiştirmelerinin kontrolü için rijitlik artırımına gitmektense dayanımın artırılmasını tavsiye etmektedir. P-Delta etkilerinin dâhil edilmediği analizlerin tamamlanmamış olduğunu ve bu etkinin dikkate alınması ile yapının davranışının daha gerçekçi bir temsilinin oluşturulacağını ifade eden Moss ve Carr'a (1980) göre gelecekte çok katlı yapıların zaman tanım alanında elastik olmayan analizlerinde P-Delta etkilerinin de dikkate alınmasının daha gerçekçi bir analiz için zorunluluk olduğu ifade edilmektedir.

Neuss, Maison ve Bouwkamp (1983) çalışmalarında, beklenen elastik olmayan yer değiştirmelerin sonucu olan, büyütülmüş $P-\Delta$ kuvvetlerini belirlemede bir geometrik rijitlik matrisi çarpanı kullanmanın faydalı olacağını vurgulamışlardır. Bu yaklaşımda; etkin $P-\Delta$ yanal kuvveti, P eksenel yükü ile Δ_w/L , maksimum elastik olmayan ötelenme oranının çarpılmasıyla bulunur. Şekil 2.23(b)'de; MacRae, Carr ve Walpole (1990) tarafından önerilen ve sekant rijitliği ile açıklanan yöntem gösterilmiştir. MacRae ve arkadaşları, hâkim periyot ve sönüm kavramlarına dayanarak, dayanımın artırılması gerektiğini belirtmişlerdir. Böylece, sekant rijitliğinin son yer değiştirmede, $P-\Delta$ etkisine göre tasarlanmış ve tasarlanmamış yapılarda aynı olacağını söylemişlerdir. Periyot, sekant rijitliğine bağlı olduğu için, $P-\Delta$ etkisi dikkate alınmadan önce ve alındıktan sonra

periyotlar aynıdır. Ancak, P- Δ etkisi dikkate alınan sistemin, yuttuğu enerji ve buna bağlı olan sönüm değeri daha fazladır. Buna göre, P- Δ etkileri dikkate alınarak tasarlanmış sistemlerin mukabeleleri daha düşük olacağı ifade edilmektedir (MacRae 1994).



Şekil 2.23. P-Delta'ya göre tasarım için geliştirilen çeşitli metotlar

Goto ve Chen (1987) çerçeve tasarımı için ikinci mertebeli elastik analiz yöntemlerini inceleyerek bilgisayar destekli analizler için yeterli güvenilirlikte sonuçlar verebilecek ve pratikte uygulanabilir yöntemler araştırmıştır. Yapı elemanına ait rijitlik matrisinin şekil değiştirmiş konum için değişimini tek iteratif döngüde elde etmiştir. Üç farklı çelik çerçeve üzerindeki analizlerle, ikinci mertebeli analizlerde kullanılan B₁-B₂ pratik yöntemiyle elde edilen sonuçların arasında karşılaştırmalar sunularak yöntemin etkinliğini araştırmıştır.

Gaiotti ve Smith (1989), daha narin ve hafif yapılara artan ilginin gerçekçi ve basit P-Delta analiz metodlarına olan talebi de arttırdığı üzerine yoğunlaşarak literatürdeki metodları incelemiş ve geliştirdikleri yeni metodla birlikte karşılaştırmalarını sunmuştur. Literatürde yer alan büyütme çarpanı yöntemi, doğrudan yöntem, iterasyon yöntemi, negatif fiktif elaman yöntemi, ikinci mertebeli analiz yapan bilgisayar programlarının uyguladığı metod ve bunlara ilave olarak geliştirilen iterasyonlu yer çekimi metodu sunulmuştur. Kullanılan yöntemlerin kolaylığı, gerçekçiliği ve harcanan süre açısından sağladığı avantaj ve dezavantajlar karşılaştırılarak tavsiyeler verilmiştir.

Mahin ve Boroschek (1991), Bernal (1987,1990,1992) gibi; deneylere dayanarak, belirli bir sünekliğe ulaşmak için gereken dayanım büyütmesi %10'dan daha az ise, P- Δ etkisinin ihmal edilebileceğini önermişlerdir. Moehle (1992), Mahin ve Boroschek'in (1991) analizlerinden faydalanarak, Paulay (1978) ile aynı yaklaşımı önermiştir.

Fenwick (1992) bir dizi çerçeve ve perde sistem üzerinde P-Delta etkilerini inceledikleri çalışmalarında sismik tasarımda P-Delta etkisinin hesaba katılması için arttırma faktörleri önermiştir. Arttırma faktörlerini elde etmek için, ilgili sisteme karşılık gelen tek serbestlik dereceli sistemler (TSD) kullanmıştır. Tek serbestlik dereceli sistemler üzerindeki P-Delta etkisi nedeniyle artan dayanım talebinin değerlendirildiği çalışmada bu yöntemin çok katlı binalara başarıyla uygulanabileceği gösterilmiştir. Bu çalışmada 24 katlı bir bina için perde duvarlarda gerekli olan arttırma faktörü yüzde 7,1 olarak elde edilmiştir.

Farklı yüksekliklerdeki yapılarda P-Delta etkilerini inceleyen Côté (1997) P-Delta etkilerinin taleplerini karşılamak için farklı dayanım arttırma faktörleri tanımlamıştır. Çok basitleştirilmiş perde duvarlı yapılar üzerinde P-Deltalı ve P-Deltasız elastik olmayan dinamik analizler yapılarak yer değiştirme sünekliği talebi değerlendirilmiştir. Bu çalışmada, analiz edilen perde duvarlar üzerinde P-Delta etkisinin çok az olduğu ve P-Delta etkilerine bağlı olarak süneklik talebindeki artışın, yüksek frekanslı Kuzeydoğu Amerika depremlerinde düşük frekanslı Kuzeybatı depremlerine göre daha az olduğu sonucuna ulaşılmıştır.

2.3.3. P-delta etkilerinin hesap yöntemleri üzerine yapılan çalışmalar

Doğrusal elastik analiz şekil değiştirmemiş geometri üzerinden formüle edilir. Geometrik olarak doğrusal olmayan veya ikinci dereceden elastik analiz yapının şekil değiştirmiş geometrisi kullanılarak formüle edilir. İkinci merteye analizinin kesin çözümü diferansiyel denklem yaklaşımına dayanır.

İkinci merteye matris analizi yöntemleri, ileri düzey bilgisayar teknolojisini kullanarak, ikinci merteye etkilerini dikkate almak için geliştirilmiştir. 1990'ların başlarında yayınlanan makalelerde yer alan karşıt çalışmalara rağmen, bilgisayar teknolojisi günümüzde zor problemleri dahi saniyeler içinde çözmesiyle bu tartışmalar çoğunlukla ortadan kalkmıştır.

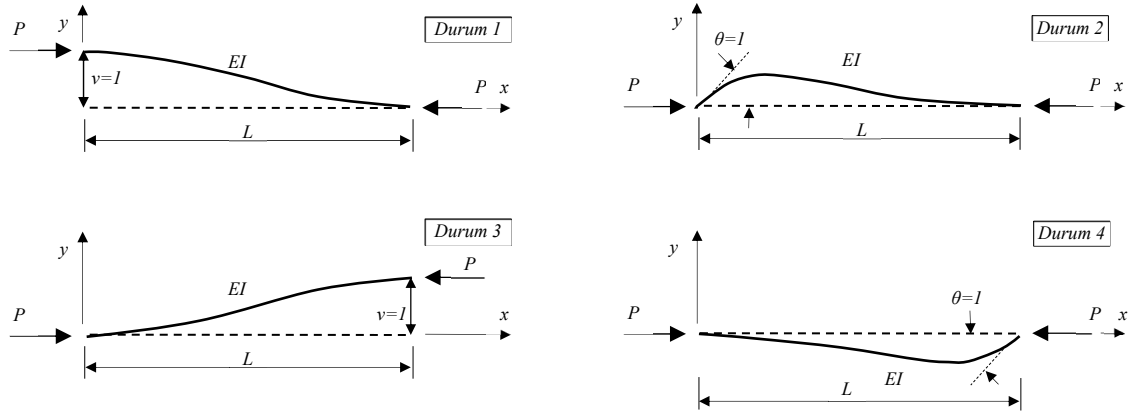
Kesin çözümün yanı sıra tasarım uygulamalarında yazılım algoritmalarında kullanılan varsayım ve basitleştirmelere dayalı yaklaşık yöntemler geliştirilmiştir. İkinci mertebeden etkiler, tasarım kodlarında elemanların aksel kuvvet ve eğilme momentinin güvenli bir kombinasyonunu ifade eden “kuvvet etkileşim diyagramları” kullanılarak dikkate alınır (Chen ve Lui 1991). Yönetmeliklerde farklı yaklaşımlar önerilmiştir ve bilgisayar teknolojisindeki gelişmelere paralel olarak yeni yöntemler geliştirilmektedir. Bu yöntemlerdeki temel kıstas, basitleştirilmiş yaklaşımlar kullanılarak yöntemin uygulanabilirliğinin artırılmasıdır. Önerilen metotlar, pratik tasarım uygulamalarına hizmet edebilmeli ve güvenlik sınırları dâhilinde makul sonuçlar sunarak çeşitli koşullara altında geniş bir yelpazeyi temsil edebilmelidir.

Geometrik rijitlik matrisinin kullanımı, her türlü yapısal sistemin statik ve dinamik analizinde ikinci mertebeden etkileri içeren genel bir yaklaşımdır. Ancak inşaat mühendisliğinde genel olarak daha fiziksel bir yaklaşıma dayanan P-Delta analizi olarak adlandırılır. Bu ikinci mertebeden etkiyi değerlendirmek için literatürde birçok teknik önerilmiştir. Bazı yöntemler geometrik doğrusal olmayan bir problem olarak görür ve sayısal olarak yetersiz olabilen iteratif çözüm teknikleri önerir. Ayrıca bu iteratif yöntemler P-Delta etkisinin titreşim periyotlarının uzamasına neden olduğu dinamik analiz için uygun değildir.

Literatürde kabul gören yöntemler, P-Delta etkisinin hesaba katılmasında modelleme aşaması dâhil bütün aşamalarda, etkinin dâhil edilmesine karşın ihmal ettiği faktörlerin farkındalığı açısından önemlidir.

Geometrik doğrusal olmayan klasik rijitlik matrisleri

Günümüzde yapıların geometrik doğrusal olmayan davranışının analizinde kullanılan iki yaygın yöntem P-Delta yaklaşımı ve geometrik rijitlik yaklaşımıdır. İki yaklaşım da Şekil 2.24’de gösterildikleri şekillere karşılık gelen yatay $v(x)$ yer değiştirmesini kullanır. Şekil değiştirmiş dört durum için L eleman boyutu ve P tekil basınç yükü olmak üzere eşitlikler:



Şekil 2.24. Şekil değiştirmelerin dört farklı durumu

Durum 1: $v(0) = 1, v'(0) = 0, v(L) = 0, v'(L)=0$

$$v(x) = 1 - 3\left(\frac{x}{L}\right)^2 + 2\left(\frac{x}{L}\right)^3 \quad (2.17)$$

Durum 2: $v(0) = 0, v'(0) = 1, v(L) = 0, v'(L)=0$

$$v(x) = L * \left[\left(\frac{x}{L}\right) - 2\left(\frac{x}{L}\right)^2 + \left(\frac{x}{L}\right)^3 \right] \quad (2.18)$$

Durum 3: $v(0) = 0, v'(0) = 0, v(L) = 1, v'(L)=0$

$$v(x) = 3 \left(\frac{x}{L}\right)^2 - 2 \left(\frac{x}{L}\right)^3 \quad (2.19)$$

Durum 4: $v(0) = 0, v'(0) = 0, v(L) = 0, v'(L)=1$

$$v(x) = L * \left[-\left(\frac{x}{L}\right)^2 + \left(\frac{x}{L}\right)^3 \right] \quad (2.20)$$

P-Delta yaklaşımında Bernoulli-Euler kiriş teorisi ve “kesit düzlemi düzlem kalır” kabulü geçerlidir. Eleman boyunca (x yönünde) ve eleman kesitinde (y yönünde) herhangi bir noktadaki şekil değiştirme olmak üzere;

$$\varepsilon(x, y) = \frac{du}{dx} - y \frac{d^2v}{dx^2} \quad (2.21)$$

“u” x-yönünde (yatay yer değiştirme), “v” y-yönünde (dikey yer değiştirme) elemanın herhangi bir noktasındaki yer değiştirmeyi göstermektedir. x yönündeki yer değiştirme lineer olarak entegrasyonu alınır;

$$u(x) = \left(1 - \frac{x}{L}\right)u(0) + \frac{x}{L}u(L) \quad (2.22)$$

Eşitlik 2.21’de P-Δ yaklaşımının kinematik ilişkiler için, klasik kiriş teorisindeki $\phi(x)=d^2v/dx^2$ eşitliği ile hesaplanan eğrilik ilişkisi ile aynı eşitlikle başladığı görülmektedir. Geometrik doğrusal olmayan davranış için denge denklemleri dikkate alındığında:

$$m(x) = EI \frac{d^2v}{dx^2}, \quad V(x) = EI \frac{d^3v}{dx^3} + P * \theta \quad (2.23)$$

m(x) ve v(x) sırasıyla eleman uzunluğu boyunca moment ve kesmeyi göstermektedir. ϕ ise klasik kiriş teorisinde genellikle büyük ve küçük delta etkilerini dahil edilmesi için kullanılır ancak burada sadece P- Δ etkisi için basitleştirildiğinde:

$$\theta = \frac{v(L) - v(0)}{L} \quad (2.24)$$

Dört farklı durum için değerler 2.23 eşitliğinde yerine yazılırsa elamanın iki uzundaki moment ve kesme değerleri i. elaman için rijitlik matrisini verir.

$$K_i = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -\frac{P}{L} & 0 & \frac{P}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{P}{L} & 0 & -\frac{P}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.25)$$

PERFORM 3D ticari yazılım paketi de dâhil olmak üzere geniş bir kullanım alanına sahiptir çünkü Eşitlik 2.25'deki geometrik doğrusal olmayan rijitlik matrisi diğer terimlerin sıfır olması durumu için birim uzunluktaki aksenal kuvvetin sıfır olması durumu için basit doğrusal bir fonksiyondur. Bununla birlikte rijitlik matrisi sadece büyük P-Δ etkilerini dikkate alır küçük P-δ etkilerini ihmal eder.

Geometrik rijitlik yaklaşımı eleman ve kesit alanı boyunca oluşan şekil değiştirmelerin daha yüksek mertebelerini de ikinci mertebe etkilerine dâhil edileceği varsayımıyla büyük P- Δ ve küçük P-δ etkilerini dikkate alır. Bu durum:

$$\varepsilon(x, y) = \frac{du}{dx} - y \frac{d^2v}{dx^2} + \left[\left(\frac{du}{dx} \right)^2 + \left(\frac{dv}{dx} \right)^2 \right] \quad (2.26)$$

u ve v sadece x in bir fonksiyonu olduğundan “kesit düzlemi düzlem kalır” kabulü geçerlidir ve Eşitlik 2.26'nın ikinci teriminde görüleceği gibi şekil değiştirme $\varepsilon(x,y)$ kesit alanı boyunca y değişkeninin doğrusal bir fonksiyonudur. Minimum enerji yöntemi rijitlik matrisini hesaplamak için kullanılırsa:

$$W = \int_V \sigma(x, y) \varepsilon(x, y) dV \quad (2.27)$$

W içsel şekil değiştirme enerjisine bağlı yapılan iş olması durumu için, $\sigma(x,y)$ eleman ve kesit alanı boyunca herhangi bir noktadaki gerilmedir ve integrasyon giriş elamanın

tamamının hacminde yapılır. Eşitlik 2.12, 2.20, 2.22'deki yer değiştirme interpolasyon fonksiyonlarının kullanılmasıyla eşitlik 2.26 Eşitlik 2.27'deki yerine yazılacak olursa:

$$u(x) = \left(1 - \frac{x}{L}\right)u(0) + \frac{x}{L}u(L) \quad (2.28a)$$

$$v(x) = \left[1 - 3\left(\frac{x}{L}\right)^2 + 2\left(\frac{x}{L}\right)^3\right]v(0) + \left[\left(\frac{x}{L}\right) - 2\left(\frac{x}{L}\right)^2 + \left(\frac{x}{L}\right)^3\right]Lv'(0) \quad (2.28b)$$

$$+ \left[3\left(\frac{x}{L}\right)^2 - 2\left(\frac{x}{L}\right)^3\right]v(L) + \left[-\left(\frac{x}{L}\right)^2 + \left(\frac{x}{L}\right)^3\right]Lv'(L)$$

Eşitlik 2.27'nin integrasyon sonucu ve sadeleştirilmesi i. elaman için rijitlik matrisini verir:

$$K_i = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -\frac{6P}{5L} & -\frac{P}{10} & \frac{6P}{5L} & -\frac{P}{10} \\ \frac{P}{10} & -\frac{2PL}{15} & \frac{P}{10} & \frac{PL}{30} \\ \frac{6P}{5L} & \frac{P}{10} & -\frac{6P}{5L} & \frac{P}{10} \\ -\frac{P}{10} & \frac{PL}{30} & \frac{P}{10} & -\frac{2PL}{15} \end{bmatrix} \quad (2.29)$$

Eşitlik 2.29'da gösterilen doğrusal olmayan rijitlik matrisinde eksene kuvvet ile basit doğrusal ilişki kurulabildiğinden Sap 2000 gibi çoğu yazılım paketi ve ikincil dereceden etkilerin dâhil edildiği yapısal mühendislik kitabı tarafından kabul edilen bir yöntemdir. Buna rağmen kübik polinomda hangi şekil değiştirmiş durumdan yola çıkılarak ikinci mertebeden etkilerin tahmin edileceği değişiklik gösterebileceğinden 2.29 eşitliği kesin değildir.

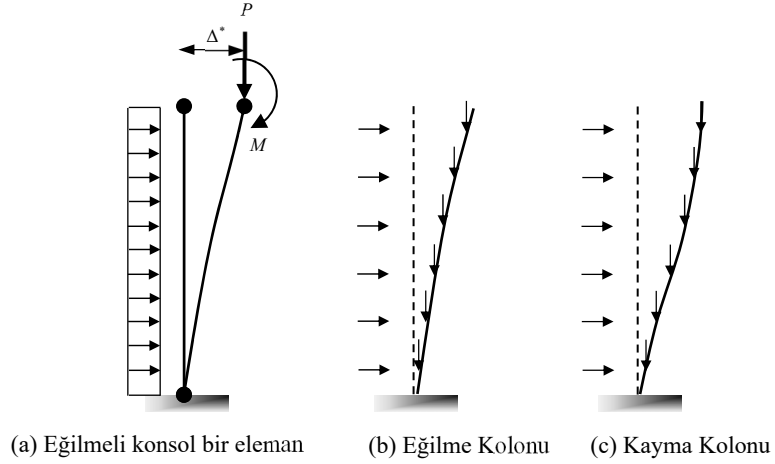
Büyütme Çarpanı Yöntemi

Büyütme çarpanı metodu, yaklaşık bir yöntemdir. Bu metotta; sisteme etkileyen yanal kuvvetlerin birinci mertebeye analizleri sonucu bulunan momentleri ve yatay yer değiştirmeleri, belirli bir katsayı oranında artırılır. Büyütme çarpanı, eksenel yüke maruz herhangi bir elemanın ilk yatay yer değiştirmelerinin bulunmasıyla belirlenebilir (Şekil 2.25).

Bir sistemin P-Δ etkisini de içeren serbest uçtaki şekil değiştirmesi, şekil değiştirme eğrisinin diferansiyel denkleminin (Eşitlik 2.30) çözümlerinden bulunabilir (Timoshenko ve Gere 1961).

$$\Delta_i^* = \Delta_i \times \left[\frac{1}{1 - \frac{P}{P_{cr}}} \right] \quad (2.30)$$

Bu denklemde Δ_i^* , P-Δ etkisini içeren serbest uçtaki son durum yer değiştirme; Δ_i , 1. Mertebe analizinden elde edilen yer değiştirme; P, konsol sistemin serbest ucuna etkiyen aksel kuvvet; P_{cr} ise konsol sisteminin elastik burkulma yükünü temsil etmektedir.



Şekil 2.25. Düzgün dağılmış düşey yük etkisinde davranış (Gaiotti 1989)

Büyütme çarpanı metodu, çok katlı yapılarda da uygulanabilir. Yerçekimi kuvveti, yapı yüksekliği boyunca etki ettirilir (Şekil 2.25). Her ne kadar eşitlik 2.30 ifadesi ile konsol sistemin ucundaki maksimum yer değiştirme bulunsa da pratikte yapının herhangi bir i'inci katındaki yer değiştirmeleri bulmak için de kullanılır.

$$\Delta_i^* = \Delta_i \times \left[\frac{1}{1 - \frac{P_o}{P_{ocr}}} \right] \quad (2.31)$$

Bu denklemde Δ_i^* , P- Δ etkisini içeren i'inci kattaki son durum yer değiştirme; Δ_i , 1. Mertebe analizinden elde edilen yer değiştirme; P_o , konsol sistemin tabanındaki toplam aksenal kuvvet; P_{ocr} ise konsol sisteminin tabanında oluşan elastik burkulma yükünü temsil etmektedir. Bu yöntemde, büyütme çarpanının yapı yüksekliği boyunca sabit kaldığı kabul edilmiştir (Gaiotti 1989).

Bir P- Δ analizinde, yer değiştirmeler ve düşey yükler arasındaki bağıntı doğrusal değildir. Bu yüzden analizlerde, sistemi göçmeye götürecekt P_{ocr} yükünün dikkate alınması gerekmektedir. Büyütölmüş yükler son limit durum analizlerinde, diğer yükler ise kullanılabilirlik limit durumu analizlerinde dikkate alınmalıdır. P_{ocr} yükünün değişik sistemlerde bulunması için, Goldberg (1973) çeşitli bağıntılar öne sürmüştür.

Büyütme çapanı metodu, P- Δ etkilerinin belirlenmesinde hızlı fakat yaklaşık bir yöntemdir. Her ne kadar, P- Δ etkilerinin belirlenmesinde pratik bir metotsa da daha çok bu etkilerin ihmal edilip edilmeyeceğinin belirlenmesinde kullanılır (Gaiotti 1989).

İterasyon Yöntemi

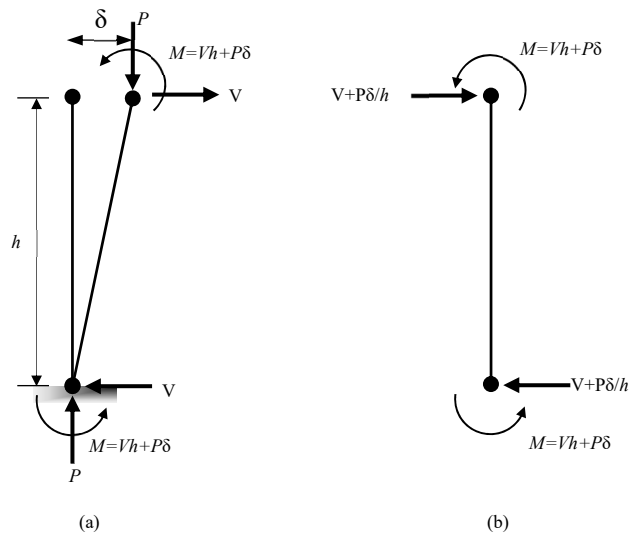
İterasyon Yöntemi yapı üzerine etkileyen eksantrik yerçekimi kuvveti eşdeğer yanal kuvvete dönüştürölür (Adams 1974). Bu dönüştürölmüş eşdeğer yanal kuvvetin, yapı üzerine etkileyen gerçek yanal kuvvete eklenerek analiz edilmesiyle bulunan sonuçlar, P- Δ etkilerini içerirler.

şekil 2.26(a)'da yer değiştirmiş durumdaki kolon için, P- Δ etkisi gösterilmiştir. Kolon uçlarındaki açısai yer değiştirmeler ihmal edilmiş ve kolon uçlarının tutulu olduğu varsayılmıştır. Bu yaklaşımla, yer çekim kuvveti P'nin sadece kolon ucunda $P\delta^*$ büyüklüğünde bir momente yol açtığı sonucuna varılabilir. Kolonun üstünde ya da altında oluşacak moment;

$$M^* = Vh + P\delta^* \quad (2.32)$$

Bu teoriye göre, eğer yatay kesme kuvveti $P\delta^*/h$ oranında artırılır ve kolonun moment analizi yapılırsa, kolon uçlarında bulunan momentler $P-\Delta$ etkilerini içerirler (Şekil 2.26(b)) (Gaiotti 1989).

Kolon momentlerinin tek bir işlemle bulunması için, δ^* son durum kat ötelemesinin bilinmesi gerekir. İlk olarak son durum kat ötelemesi bilinmediği için, iterasyona I. Mertebe ötelemeden bulunacak $P\delta^*/h$ artımıyla başlanır. İterasyona δ kat ötelemesi, δ^* değerine yaklaşıncaya kadar devam edilir.



Şekil 2.26. Kat yüksekliğinde kolon (Gaiotti 1989)

Tek bir kolon için açıklanan bu yöntem, kolaylıkla çok katlı yapılara da uygulanabilir. Şekil 2.27’de çok katlı bir yapının sıralı katları gösterilmiştir. Burada “i”, kat seviyesini belirlemektedir. Bir “i” katındaki yanal kesme kuvvetlerindeki artış aynı kattaki yer çekimi yüklenmesinden dolayı oluşan eksantirisiteye eşittir:

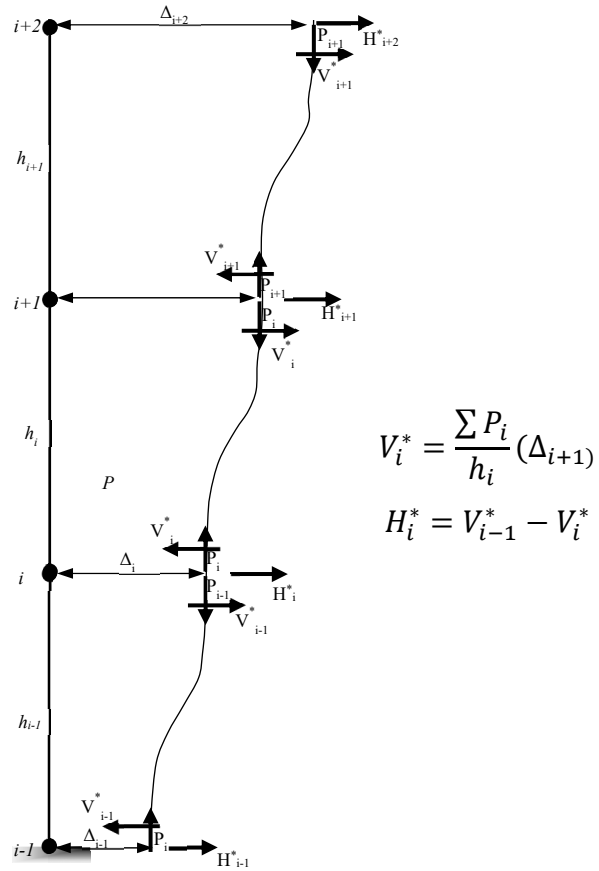
$$V'_i = \frac{\sum P_i}{h_i} (\Delta_{i+1} - \Delta_i) \quad (2.33)$$

Bu denklemde $\sum P_i$, i’inci kattaki kolon ve perdelerle etkileyen aksenal yüklerin toplamı; h_i , i’inci katın kat yüksekliği, Δ_{i+1} i+1’inci kat seviyesindeki düşey eksene göre yer değiştirmesi; Δ_i ise i’inci kat seviyesindeki düşey eksene göre yer değiştirmesini ifade etmek üzere, Δ yer değiştirmesinin ilk iterasyon değeri, gerçek yatay yükler etkisindeki

yapının I. Mertebe analizinden bulunan değeridir. Eşdeğer yanal kuvvet ise, bir kat seviyesinin üstündeki ve altındaki kat kesme kuvvetlerinin farkına eşittir (Eşitlik 2.34).

$$H'_i = V'_{i+1} - V'_i \quad (2.34)$$

H, eşdeğer yanal kuvvetteki artış miktarı, dış yanal kuvvete eklenerek yapı tekrar analize tabi tutulur. Bu iterasyona, eşdeğer yanal kuvvet değerleri bir önceki iterasyonla aynı değere ulaşınca kadar devam edilir (Şekil 2.27).



Şekil 2.27. Eşdeğer yanal kuvvet artımı (Gaiotti 1989)

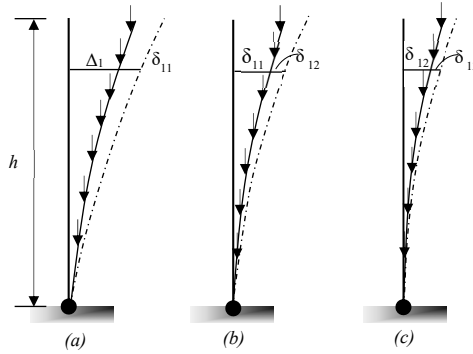
Böylece, yapının analizi sonucu bulunan momentler ve yer değiştirmeler P-Δ etkisini içermiş olurlar. Genellikle iki veya üç iterasyon yeterli gelir. Eğer beş iterasyon sonucunda sonuçlar birbirine yaklaşmazlar ise, sistem kararsız olabilir (Gaiotti 1989).

Bu metot, ikinci merteye analiz yapan programlarla yakın sonuçlar verse de yüksek katlı yapılarda uygulanması hem zaman alıcı hem de yorucudur.

İterasyonlu Düşey Yük Yöntemi

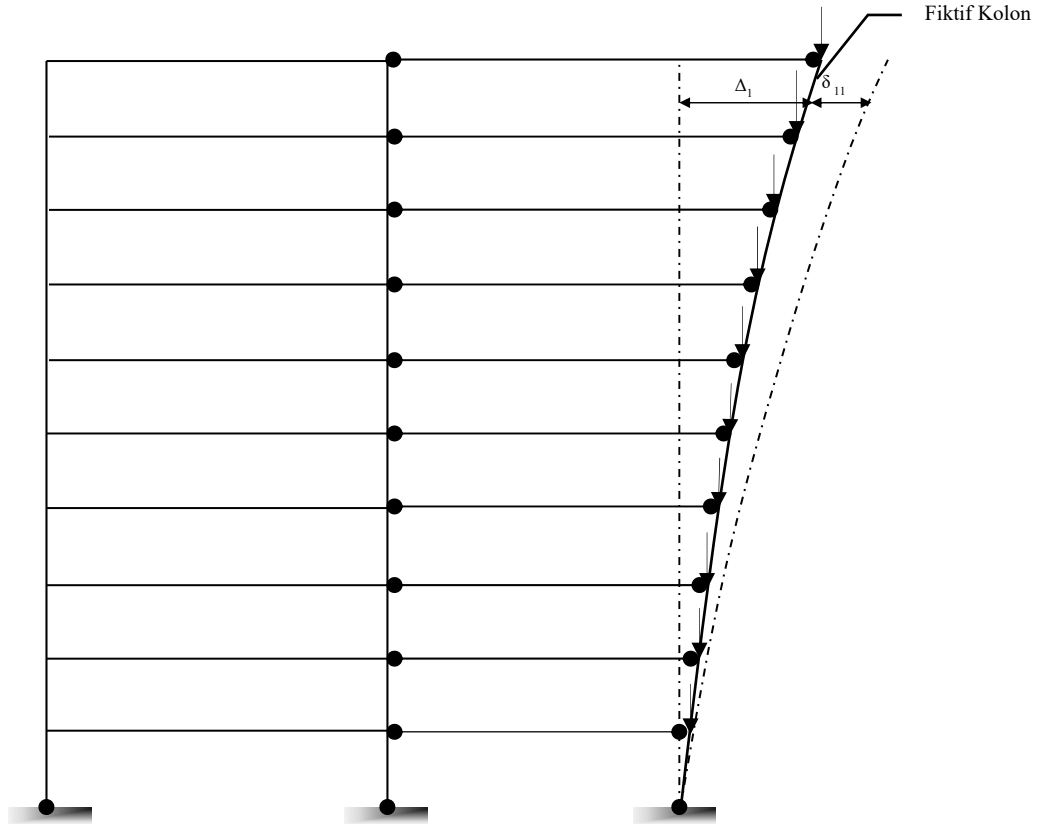
Yanal kuvvetlerin iterasyonla artırılması metodu hem uzun zaman hem de bilgisayar desteği gerektirir. Bunun için daha kolay ve daha gerçekçi, bilgisayarla uyumlu iteratif bir P- Δ metodu geliştirilmiştir (Smith ve Gaiotti 1988).

Bu yöntemde, bir çerçeve analiz programı kullanarak, sistem I. Mertebe yanal yüklerle göre analiz edilir. Sistemin, Δ_i yer değiştirmesi sonucu deforme olmuş şekli elde edilir. Daha sonra bu deforme olmuş yüksüz şekle yerçekimi yükleri etki ettirilerek, δ_{i1} yer değiştirme artımı bulunur (Şekil 2.28(a)). Bundan sonraki adım ise δ_{i1} artımı altında, deforme olmuş şekle tekrar yerçekimi yükleri etki ettirmektir. Bu iterasyon sonucunda da yeni δ_{i2} , artırılmış yer değiştirme bulunur (Şekil 2.28(b)). Bu işlemlere yer değiştirmedeki ek artım miktarı ihmal edilebilecek seviyeye gelene kadar devam edilir (Şekil 2.28(c)).



Şekil 2.28. Düzgün dağılmış düşey yük etkisinde davranış (Gaiotti 1989)

Pratikte bu metot, tüm yapı yüksekliği boyunca uzanan, eğilme rijitliği sıfıra eşit olan ve yapıya aksenal rijit bağlarla bağlanmış bir aksenal rijit fiktif kolon ekleyerek kolaylaştırılabilir (Şekil 2.29). Bir kata etkileyen yerçekimi kuvveti, deforme olmuş fiktif kolonun o kata karşı gelen kısmına yüklenir. Bu sayede, tüm yapının koordinatları yerine fiktif kolonunkilerin bilinmesi yetecektir (Gaiotti 1989).



Şekil 2.29. Deforme olmuş şekle etkileyen yerçekimi kuvveti (Gaiotti 1989)

Bu metodun sonuçları, artımsal yanal kuvvet iterasyon metodu ile aynı olup, analiz zamanı bakımından 1/3 oranında daha hızlıdır.

Doğrudan Yöntem

Önceki bölümlerde açıklanan iterasyon yöntemlerinden farklı olarak, bu yöntemde doğrudan ikinci mertebeye etkiler dikkate alınır. Bu ikinci mertebeye etkiler, her katta I. Mertebe yanal analizlerinden bulunan ve katın yanal rijitliğine bağlı olan doğrudan etkilerdir. İterasyon esasına dayanan yöntemlerde olduğu gibi, i 'inci kattaki yer değiştirmiş kolonlara, P_i düşey yükünün etki ettirilmesi sonucu, i 'inci katın S_i kesme kuvveti Eşitlik 2.35 kadar artar:

$$\delta S_i = \frac{P_i \delta_i^*}{h_i} \quad (2.35)$$

Sisteme sadece yanal kuvvetler söz konusuysa, i'inci katın kayma rijitliği (2.36) ifadesi ile bulunur:

$$K_{si} = \frac{S_i}{\delta_i} \quad (2.36)$$

S_i başlangıçtaki kesme kuvveti olmak üzere, P- Δ etkisini de içeren toplam kesme kuvveti ifadesi;

$$S_i^* = S_i + \delta S_i = S_i + \frac{P_i \delta_i^*}{h_i} \quad (2.37)$$

şeklinindedir. Herhangi bir çerçevede, kat ötelenmesinin kattaki kesme kuvveti ile orantılı olduğu kabul edilecek olursa;

$$S_i^* = \delta_i^* K_{si} \quad (2.38)$$

bağıntısına ulaşılmış olur. (2.37) bağıntısı dikkate alınırsa, i'inci katın son durum yer değiştirmesi;

$$\delta_i^* = \frac{\left[S_i + \left(\frac{P_i \delta_i^*}{h_i} \right) \right]}{K_{si}} \quad (2.39)$$

şeklinde olur. (2.36) bağıntısı bu denklemde yerine yazılırsa ifade;

$$\delta_i^* = \frac{\delta_i}{\left[1 - \left(\frac{P_i S_i^*}{S_i h_i} \right) \right]} \quad (2.40)$$

haline gelir. Bu durumda i'inci katta, *P- Δ etkisini de içeren toplam yer değiştirme;

$$\Delta_i^* = \sum_{j=1}^i \delta_j^* \quad (2.41)$$

şeklinde bulunabilir. (2.40) denklemindeki, $1/[1-(P_i\delta/S_ih_i)]$ çarpanı, yapı yüksekliği boyunca, yerçekimi yükünün doğrusal olmayan bir fonksiyonu şeklinde değişir. Benzer olarak, son durum moment de;

$$M_i^* = \frac{M_i}{\left[1 - \left(\frac{P_i\delta_i}{S_ih_i}\right)\right]} \quad (2.42)$$

bağıntısı ile bulunabilir (Gaiotti 1989).

Doğrudan yöntem, az ya da orta katlı rijit çerçevelerde yeterli sonuçlar vermektedir.

Negatif Fiktif Eleman Yöntemi

Rutenberg (1981) tarafından önerilen bu yöntemde, sistem yanal kuvvetler etkisinde analiz edildiğinde moment ve yer değiştirmelerin P-Δ etkilerini de içermesi için yapısal modelde çeşitli değişiklikler yapılır. Bu değişiklik sisteme negatif rijitlik oranlı fiktif bir kolon eklemektedir. Bu kolonun rijitliği ise, yerçekimi yüklemesi ile orantılı olmalıdır. Bu sayede, her katın yanal rijitliği azalmış olur. Son durum yer değiştirme ve artırılmış eleman momentleri de yanal yükleme ve yerçekimi yüklenmesinin bir fonksiyonu olarak belirlenmektedir (Gaiotti 1989).

Fiktif kolon yöntemini, Şekil 2.30 ile özetlenmektedir. Tüm yapı yüksekliği boyunca uzanan ve yanal rijitliği P_i/h_i olan fiktif kolon, yapıya aksenal rijit bağlantılarla bağlanmıştır (Şekil 2.30(a)). Böylece, I. Mertebe bilgisayar programları II. Mertebe rijitlik matrisinin tüm terimlerini üretebilir. Eğer, analiz programı kayma alanında giriş tanımlıyorsa, aynı sonuçlara eğilmeli kolon davranışıyla da ulaşılabilir (Şekil 2.30(b)). Bu yöntem, P-Δ etkilerini göz önüne almasından ve iterasyon gerektirmediğinden daha elverişlidir.

H', P-Δ etkilerini de içeren yanal kuvvetteki artış miktarı matris formunda yazılacak olursa eşitlik 2.43 elde edilir.

$$K_i = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -\frac{P}{L} & 0 & \frac{P}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{P}{L} & 0 & -\frac{P}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.43)$$

Bu bağıntı Clough, Panzien ve Nair'de (1975), çok katlı yapılarda P-Δ etkilerinin göz önüne alınması için önerilmiştir. Eşitlik 2.43 aşağıdaki formda yazılabilir:

$$\{H'\} = [K_g]\{\Delta^*\} \quad (2.44)$$

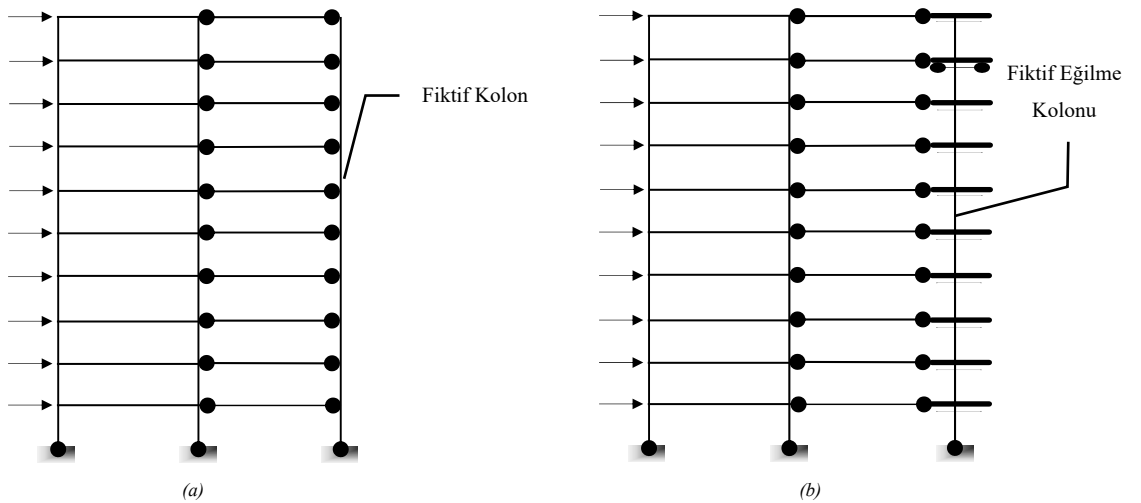
Burada $[K_g]$, geometrik rijitlik matrisidir. H, yanal kuvvetlerine, H' artım miktarı eklenirse;

$$\{H\} + \{H'\} = [K]\{\Delta^*\} \quad (2.45)$$

elde edilir. Burada, $[K]$, I. Mertebe yanal rijitlik matrisidir. 2.44 ifadesi, 2.45'de yerine yazılırsa;

$$\{H\} = [K - K_g]\{\Delta^*\} = [K_s]\{\Delta^*\} \quad (2.46)$$

bulunur. Burada, $[K_s]$ II. Mertebe yanal rijitlik matrisidir (Gaiotti 1989).



Şekil 2.30. (a)Fiktif kayma kolonu, (b)Fiktif eğilme kolonu modeli (Gaiotti 1989)

2.4. Performansa Dayalı Sismik Analiz

Sismik tasarımdaki son 20 yıldaki en büyük gelişmelerden biri, şu anda genel olarak performansa dayalı mühendislik olarak adlandırılan, sınır durumlara bağlı tasarıma olan güvenilirliğin artmasıdır.

Sucuoğlu (2015), performansa dayalı tasarımın genel bir tanımını “Tasarlanan bir yapı belirli bir deprem altında gerek şekil değiştirme gerekse iç kuvvet dağılımı bakımından bizim ön gördüğümüz davranışı göstermeli, eğer hasar oluşacaksa, bu hasarlar bizim tanımladığımız bölgelerde, bizim izin verdiğimiz miktarlarda olmalıdır.” şeklinde yapılabileceğini ifade etmiştir. Bu tanımdan da anlaşılacağı gibi performans esaslı tasarım mevcut ve yeni binalar için çeşitli seviyelerde hasar seviyeleri ve limit durumları için tanımlanan taleplerin kritik olduğu talep durumu için kapasitelerinin araştırıldığı tasarım ve değerlendirme felsefesini ifade eder.

2.4.1. Tasarım yaklaşımı ve hesap yöntemleri

Performansa dayalı tasarımı ve felsefesine duyulan ihtiyacı anlayabilmek için geleneksel sismik tasarım kodlarındaki yaklaşımların kabulleri konusunda öncelikli olarak fikir sahibi olmak ve bu fikirlere dayanarak eksik olarak görülen yönlerini ortaya koymak gerekir. Bu bölümde geleneksel kuvvet tabanlı sismik tasarım yöntemi özetlenecek ve performansa dayalı tasarımın bazı öğelerini içeren tasarım yaklaşımı avantaj ve dezavantajları sunularak tartışılacaktır.

Bazı ülkelerde, sismik tasarım temel bir değişiklik sürecindedir. Değişim ihtiyacının önemli bir nedeni, mevcut tasarım kodlarına göre tasarlanan yapıların şiddetli depremler sırasında iyi bir performans göstermesine rağmen kullanım kaybına bağlı ekonomik kayıpların ve onarımın maliyetlerinin beklenmedik şekilde yüksek olması gösterilebilir. Sismik tasarım, son yıllarda dayanımdan performansa kadar değişen, kritik bir yeniden değerlendirmeden geçirilmiştir. Son 70 yılın çoğu sismik tasarım kodu tarafından kuvvet tabanlı tasarım ölçütleri ile dayanım ve performans eş anlamlı kullanılmıştır. Bununla birlikte, son 25 yılda, dayanımı arttırmanın güvenliği arttırmayabileceği veya hasarı

mutlaka azaltamayacağı iddiasıyla bu felsefeden kademeli bir değişim sürecine girilmiştir.

Geleneksel sismik tasarım yöntemleri, yaşam güvenliği (dayanıklılık ve süneklik) ve hasar kontrolü (hizmet verilebilirlik görelî ötelenme sınırları) sağlama hedeflerine sahiptir. Tasarım ölçütleri, gerilme ve elemanlar üzerine etkiyen kuvvetlere getirilen limit sınırlar ile tanımlanır. Mevcut kod tasarım yöntemlerinde, yapının sismik talebine ve sismik kapasitesine ilişkin belirsizlikler bulunmaktadır. Performansa dayalı tasarım, yapının belirtilen sismik tehlike düzeylerine maruz kalması durumunda tasarım ölçütlerinin belirtilen performans hedeflerine ulaşma açısından ifade edildiği daha genel bir tasarım felsefesidir. Performans hedefleri aşılması gereken gerilme seviyesi, yer değiştirme sınır durumu veya hedef hasar durumu olabilir.

Halen kullanılmakta olan dayanıma göre tasarım yaklaşımının yüksek binalar için yetersiz olduğunun anlaşılması, bu tür binaların deprem tasarımı için özel kuralların gerekli olduğuna sonucunu ortaya çıkarmıştır. Performansa göre tasarımın ilk olarak yüksek binaların deprem tasarımına uygulanabilecek derecede olgunlaştığı konusunda son on yıl içinde deprem mühendisliği camiasında giderek kabul gören bir görüş birliği sağlanmıştır (Aydınoglu 2015).

1970'lerde Yeni Zelanda'da kapasite tasarım ilkelerinin geliştirilmesi (Park ve Paulay 1976), bir binadaki kuvvet dağılımının ve kesitler arasında yardımlaşma sonucu güç tükenmesinin taban kesmesine göre tasarım yapmaktan daha önemli olabildiğinin bir ifadesiydi. Bir yapının sismik zorlama etkisi altında, eğilmedeki kayma dayanımının aşılması durumunda plastik mafsalların kolonlardan ziyade kirişlerde (zayıf kiriş / güçlü kolon mekanizması) meydana gelmesi durumunda yapının daha iyi performans göstereceği fark edildi. Bu, yapının genel performansının tasarım sürecinin bir işlevi olarak kontrol edildiği performansa dayalı sismik tasarıma doğru bir başlangıç olarak tanımlanabilir. Bu noktada yapının performans hedefine göre tasarlanması fikrinin yeni bir fikir olmadığı söylenebilir ancak hasar seviyelerinin derecelendirilmesi göçme dışında alt performans hedeflerine ihtiyaç doğurmuştur.

Sınır durumlar, bir performans hedefi biçimidir. Hedef yer değiştirmesi, ilk önce tek serbestlik derecesine sahip sistemin tepki parametresi olarak uygulanmıştır (Shibata ve Sözen 1976). Yer değiştirme açısından yapısal tepki, sırayla hasar seviyesi ile ilişkili olduğu dūřünölen gerilmeye dayalı sınır durumu ile ilgili olabilir. Bir yapının hasar durumu açısından tanımlanmış bir performansı için, şekil değiştirmeler ve yer değiştirmeler, gerilmelere göre daha iyi hasar göstergeleri verir (Moehle 1996). Ağır hasarlı yapıların kullanım kaybı ve onarımı ile ilgili yüksek maliyetleri azaltmak için, farklı performans hedefleri seviyelerinin göz önünde bulundurulması gerekir. Performans hedefleri yeni değildir ancak performansa dayalı tasarım bir felsefe olarak geleneksel sismik tasarımın önemli güncellemelerini de içeren güçlü, güncel ve sistematik bir yaklaşımdır (Aydınoğlu 2015).

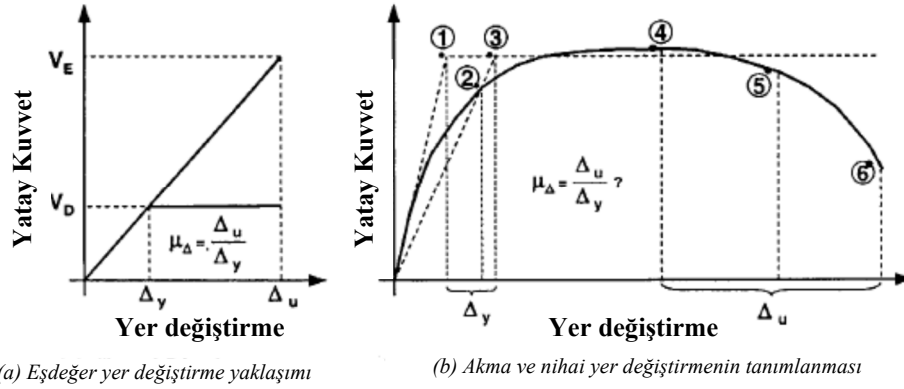
1960'larda ve 1970'lerde, büyük depremlere karşı elastik olmayan yapısal tepkinin önemini anlayan araştırmacılar, yapısal bileşenlerin elastik olmayan şekil değiştirme kapasitesini ölçmeye yönelik girişimlerde giderek daha fazla yer almışlardır. Genel olarak, beklenen elastik seviyelerini kabul edilebilir tasarım seviyelerine dūřürmek için yaygın olarak kullanılan kuvvet azaltma faktörü R ile olan ilişkisi nedeniyle faydalı bir gösterge olarak seçilen yer değiştirme süneklik kapasitesi, μ_{Δ} olarak ifade edilmiştir. şekil 2.31(a)'da göröldüğü gibi, sismik tepkinin eřit yer değiştirme yaklaşımı řu anlama gelir:

$$\mu_{\Delta} = R \quad (2.47)$$

Eşit yer değiştirme yaklaşımın çok uzun ve çok kısa periyotlu yapılar için uygun olmadığı konusunda tartışmalar ve bunun dışında da sistemin elasto-plastik davranıştan elastik olmayan davranışa geçişinde histerik karakteristiği yansıtması konusunda şüpheler vardı. Dahası araştırmacılar arasında akma ve nihai yer değiştirme kapasiteleri konusunda fikir birliği sağlanamamıştı. şekil 2.31(b)'ye istinaden akma yer değiştirmesi birçok alternatif tanımlamalara ilave olarak 1,2,3 noktalarına karşılık gelen yer değiştirme değerleri olarak genel bir kabulle tanımlanmaktaydı. Ayrıca yer değiştirme kapasitesinin ya da nihai yer değiştirme değerinin maksimum dayanımdaki yer değiştirme, maksimum yer

değiştirmenin %20 ya da %50 sine karşılık gelen yer değiştirme değeri, sargı donatılarının açılması gibi tanımlamaları da vardır.

Açıkça, bu kadar çok sayıda sınır yer değiştirmesi seçeneği ile yapıların değerlendirilen yer değiştirme esneklik kapasitelerinde önemli bir çeşitlilik olmuştur.



Şekil 2.31. Akma yer değiştirmesine karşılık gelen yer değiştirme değeri (Priestley 2007)

Talep edilen dayanımı belirlemeye yönelik kuvvet azaltma faktörünü kullanmak belirli yapısal sitemlere ve kullanılan malzeme tiplerine göre süneklik talebi belirlemek için bir varsayımdır. Priestley (2007) bu yöntemin kabul edilemez bir yaklaşım olduğunu ifade etmiştir. Aynı çalışmada betonarme yapıların süneklik kapasitesinin aksenal yük oranı, donatı oranı, yapısal geometri ve temel mesnetlenme durumu dâhil olmak üzere çok çeşitli faktörlere bağlı olduğu hususunda literatürde genel kabul gören çalışmalar sunmuştur.

Dayanım esaslı tasarımla ilgili diğer bir temel bir sorun uygun rijitliklerin seçimidir. Tasarım sismik kuvvetleri belirlenmeden önce eleman büyüklüğü hususunda varsayımda bulunmak gerekir. Bu kuvvetler daha sonra rijitlikleri ile orantılı olarak dağıtılır ve elemanların boyutları bu talep doğrultusunda revize edilir. Ancak eleman boyutları değiştiğinden sismik kuvvetler artık geçerli olmayacak ve nadiren de yapılsa teorik olarak yeniden hesaplama yapılması gerekli olacaktır. Rijitlik eleman dayanımına da bağlı olduğundan tasarım süreci tamamlanıncaya kadar başlangıçta yapılan kabulün geçerliliği bilinemez. Sismik yükler etkisinde, eleman rijitliklerine göre (doğru şekilde belirlense dahi) farklı elemanların aynı anda akmaya başlayacağını varsaydığından çoğu yapı için mantıksızdır.

Dayanım esaslı tasarımın, tüm bu eleştirilere rağmen mevcut sismik kodlarda yer alan kapasite tasarım ilkeleri ve dikkatli detay çözümleri ile birleştirildiğinde güvenli ve tatmin edici olduğunu söylemek gerekir.

Performansa dayalı tasarım ve yer değiştirmeye dayalı tasarımın literatürde birbirinin yerine kullanıldığı görülmektedir. Bunun sebebi performans hedeflerinin, yer değiştirme ve görelî ötelenmelere bağılı olarak yapı hasar seviyelerinin değerlendirilebileceğı fikridir. Bununla birlikte, bu varsayım aşırı basitleştirmediir çünkü hasar seviyesi yapısal hasarın birikmesi ve dağıtılması, elemanların ve bileşenlerin göçme modu, depremin karakteristik özelliklerini içeren birçok parametreden etkilenir. Etkili bir tasarım ölçütü olarak, hasar ve ötelenmeler arasındaki ilişkinin yapının gerçek depremdeki performansı ile kalibre edilmesi gerekir. Aslında, yer değiştirmeye dayalı tasarım, performansa dayalı tasarımın bir alt kümesi olarak düşünülebilir. Performans hedefi, belirli bir sınır değere bağılı herhangi bir tepki parametresi olabilir. Yer değiştirme veya ötelenme gibi tek bir tasarım parametresi, yapısal ve yapısal olmayan sistemler için tüm performans hedeflerini yeterince kontrol etmeyebilir (Krawinkler 1996).

Performansa dayalı tasarım kavramları, yüksek binaların davranışını anlamak için giderek daha fazla kullanılmaktadır. Yüksek yapılar için hazırlanan modern tasarım dokümanlarının hemen tümü (TBI 2010, SFDBI 2014, LATBSDC 2014) bir ön tasarım aşamasını izleyen iki performans değerlendirmesi aşamasını esas almaktadır. İki aşamalı performans değerlendirmesi, dönüş periyodu 43 yıl olan ve servis depremi olarak adlandırılan depremin etkisi altında servis durumu (kullanılabilirlik) performans değerlendirmesi ile dönüş periyodu 2475 yıl olan ve öngörülen en büyük deprem olarak adlandırılan depremin etkisi altında göçmeden korunma performans değerlendirmesini kapsamaktadır.

Ön tasarım aşaması yüksek bina tasarımının kritik bir aşamasıdır. Bu aşamada yüksek bina taşıyıcı sisteminin boyutları ve donatıları, doğrusal analizle ve onu tamamlayan kapasite tasarımı ilkeleri uygulaması ile belirlenir. Bu aşamada, yüksek binaların esasen elastik kalması genellikle arzu edilir. Kalıcı bir hasarın öngörülmemesi nedeniyle doğrusal tepki spektrum analizi genellikle kullanılır, ancak doğrusal olmayan zaman

tanım alanında analiz de kullanılabilir (TBI-PEER 2010). Yeni Türkiye Deprem Yönetmeliği, ön tasarımı yüksek bina tasarım sürecinde formel bir aşama olarak tanımlamaktadır. Bu anlamda yeni yönetmelik San Francisco uygulamasındaki (SFDBI 2014) yönetmelik esaslı değerlendirme aşamasına benzer şekilde, bir ön tasarımı da içeren üç aşamalı bir yaklaşımı uygulamaktadır (Aydınöğlü 2015).

İkinci değerlendirme aşamasında hedef, yüksek binaların beklenen şiddetli depremler altında istikrarını sağlaması, yani yapıların yıkılmasının önlenmesi gerektiğidir. Bunların yerine belirli yerlerde sınırlı hasar, gerilme ve ötelenmeye izin verilir. Mevcut konvansiyonel sismik kodlar beklenen hasar seviyesi ve iç kuvvetlerin doğru dağılımını tahmin etmemektedir, çünkü bu kodlar doğrusal olmayan davranışları dolaylı ve yaklaşık olarak değerlendirildiği elastik analize dayanmaktadır. Ayrıca, mevcut kuralcı sismik kodlar yapısal yükseklik, süre ve minimum taban kayma gereksinimi vb. konusunda çok kısıtlayıcıdır. Buna göre, performansa dayalı tasarım kavramlarına dayanan (özellikle doğrusal olmayan zaman tanım alanında analiz) çözüm yöntemleri ihtiyaç arttığından beri ortaya çıkmış ve araştırmacılar tarafından güvenilirlikleri fikir birliği ile kabul edilmiştir.

2.4.2. Zaman tanım alanında analiz

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yönteminin amacı, taşıyıcı sistemdeki doğrusal olmayan davranış göz önüne alınarak sistemin hareket denkleminin adım adım entegre edilmesidir. Analiz sırasında her bir zaman artımında sistemde meydana gelen yer değiştirme, plastik şekil değiştirme ve iç kuvvetler ile bu büyüklüklerin deprem istemine karşı gelen maksimum değerleri hesaplanır. Zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan analizde, taşıyıcı sistem elemanlarının tekrarlı yükler altındaki dinamik davranışını temsil eden iç kuvvet şekil değiştirme bağıntıları, teorik ve deneysel geçerlilikleri kanıtlanmış olmak kaydı ile, ilgili literatürden yararlanılarak tanımlanır. Doğrusal veya doğrusal olmayan hesapta, genel olarak kabul gören esas; üç yer hareketi kullanılması durumunda sonuçların maksimumu, en az yedi ile on bir yer hareketi kullanılması durumunda ise sonuçların ortalaması tasarım ve değerlendirme için esas alınmasıdır. Ülkemizde yürürlüğe giren 2018 yönetmeliğinde ise bu sayı dünyadaki güncel örneklerde olduğu gibi on bir olarak belirlenmiştir.

Zaman tanım alanında analizi (ZTAA) etkileyen en önemli parametre kullanılan ivme kaydının içeriğidir. Doğası gereği, oluşan her bir depremin değişik pek çok karakteristik özelliği bulunmaktadır. Her bir deprem hareketinden elde edilen PGA (En Büyük Yer İvmesi), PGV (En Büyük Yer Hızı), PGD (En Büyük Yer Deplasmanı) ve frekans içeriği gibi özellikleri farklı olabilmektedir (Bommer ve Acevedo 2004). Bahsedilen bu farklı özelliklerin de yapının vereceği tepkiyi ne şekilde etkilediği hala tam olarak bilinmemektedir. Bu sebeple farklı özellikteki deprem kayıtları ile ZTAA yöntemi yapılması konusunda çalışmaya ihtiyaç duyulmaktadır.

2.4.3. Yer hareketlerinin seçimi

Literatürde ve güncel sismik analizlerle donatılmış yönetmeliklerde ZTAA yöntemi ile analiz önerilmesine rağmen, bu analiz yönteminde hangi depremin kullanılması gerektiğine ilişkin bir öngöründe çoğu zaman bulunulmamıştır. Bu sebeple ZTAA yöntemi ile analizde temel zorluk hangi deprem kaydının analiz için uygun olduğuna karar verebilmektir.

Deprem kaydı seçiminde önemli bir aşama sismik tehlike analizi çalışmalarıdır. Sismik tehlike analizi zeminin ve mühendislik yapısının maruz kalabileceği yer hareketlerinin parametrelerinin hesaplanmasıdır. Sismik tehlike analizi iki şekilde yapılabilir. Bunlar “deterministik ve probabilistik”¹ sismik tehlike analizidir. Bunlardan deterministik sismik tehlike analizi belirli bir deprem senaryosu için belirli bir konum ve belirli bir deprem yer hareketi seviyesi için senaryoların geliştirilmesini kapsar. Probabilistik sismik tehlike analizi incelenen bölgede olabilecek tüm depremleri çeşitli deprem yer hareketi seviyeleri için belirli bir aşılma olasılığına göre tahmin edebilmek için geliştirilmiştir. Burada önemli bir diğer nokta verilen olasılıksal değer yer hareketinin aşılma olasılığıdır. Ancak yer hareketinin aşılması ile binanın göçmesi aynı şeyler değildir. Bununla birlikte sismik yönetmeliklerde ilan edilen güvenlik hedef kuvvetli yer hareketi sırasında göçmenin meydana gelmemesidir. Sismik tehlike analizleri konusunda diğer önemli bir husus bu konudaki belirsizliklerdir. Deprem tehlikesinin miktarını ifade eden rakamlar

¹ Gülkan tarafından “deterministik ve probabilistik” terimleri yerine Türkçe muayyeniyet ve ihtimaliyet terimleri önerilmektedir.

incelenirken her ne kadar araştırmacıların ortak kanaati olmasa da dikkat edilmesi gereken diğer bir husus da Gülkan (2013) tarafından ifade edilmiştir: “Temel bilim felsefesi ve bilimsel metot ölçülerine göre ister ihtimal hesaplarına göre ister tayin edilmişlik esaslarına göre yapılmış olsun deprem tehlikesi hesabı bilimsel değildir çünkü doğru veya yanlış olduğunun ispatlanması mümkün değildir.” (Gülkan 2013).

Hem deterministik hem de olasılıksal sismik tehlike analizlerinde belirli bir sismolojik parametre setinden güçlü yer hareketi tahmin edebilme yeteneği önemli bir unsurdur. Bu tahmin bir yer hareketi ilişkisi ile ifade edilebilir. Bir yer hareketi deprem kaynağı, dalga yayılma yolu ve yerel saha koşullarının biri veya daha fazlasıyla ilişkili matematiksel bir denklemdir. Yer hareketi ilişkisi en temel haliyle Bozorgnia ve Campbell (2004) tarafından şu şekilde tanımlanmaktadır:

$$\ln Y = c_1 + c_2 M - c_3 \ln R - c_4 R + \varepsilon \quad (2.48)$$

Burada $\ln Y$ ilgili güçlü yer hareketinin doğal bir logaritmasını, M Deprem büyüklüğünü, R kaynak mesafesini, ε standart sapmayı da kapsayan hataları temsil etmektedir. Eşitlikte yer alan $c_2 M$ terimi deprem büyüklüğünün yer hareketinin genliğinin logaritmik bir ölçüsü olarak tanımlanmasının, $c_3 \ln R$ terimi sismik dalganın deprem kaynağından uzaklaştıka geometrik olarak yayılmasının ifadesidir. Bunun yanında c_3 parametresi sismik dalga tipine bağlı olarak ve kabuk yapısının etkisine bağlı olarak değişecektir. $c_4 R$ terimi sismik dalgaların malzeme sönümlemesine ve kabuk boyunca yayılım esnasındaki saçılımına bağlı olarak elastik olmayan azalım ilişkisini ifade eder. Denkleminde yer alan terimlerden de anlaşılacağı üzere yer hareketinin karmaşıklığı bilinse de bu matematiksel ifadenin temeli sismolojinin temel ilkelerini destekler niteliktedir. Bu denkleminde ilave edilmesi gereken diğer önemli hususlar yakın saha kaynak davranışı, faylanma mekanizması, yerel saha koşulları, kaynak yönelimi ve tektonik ortamın etkileri sıralanabilir. Özellikle faya yakın olan bölgelerde yapılacak olan çalışmalarda seçilecek kayıtların uygun fay-saha mesafesine sahip olması önemlidir. Çünkü yakın fay yer hareketlerinin özellikleri diğerlerine nazaran çok farklıdır (Özdemir ve Fahjan 2007).

Sismik tasarım yönetmeliklerinde, uygun gerçek kayıtların nasıl seçileceği ile ilgili verilen yönlendirmeler çoğunlukla sismolojik parametreler yerine davranış spektrumuna uygunluğuna odaklanır. Böylece kayıtlar en büyük yer ivmesi gibi kuvvetli yer hareketi parametrelerine göre bir tasarım ivme spektrumuna uyacak şekilde seçilir.

Günümüzde elde edilen mevcut bilgiler ışığında bazı öngörülerle kaydın içeriklerine göre hedeflenen tepki parametresi için kayıt seçimi yapılarak zaman tanım alanında dinamik analizler gerçekleştirilmektedir. Yönetmeliklerde genellikle ZTAA yöntemi ile analizi önerilen yüksek yapıların, doğrusal olmayan davranışı uzun periyotlu yer hareketlerine oldukça duyarlıdır. Bahsi geçen uzun periyotlu bu yer hareketleri ise çoğu zaman yakın saha kaynaklı depremler olmaktadır (Engin 2014). Ciddi hasarların olduğu orta büyüklükte kabul edilen 6,7 moment büyüklüğüne sahip 1971 San Fernando depremiyle ilgili Bertero (1978) tarafından bir çalışma yapılmıştır. Bertaro tarafından yapılan bu çalışmada, oluşan ağır hasarların yakın saha kaynaklı depremlerin yönelim etkisi sebebiyle olduğu, orta büyüklükte olmasına rağmen, depremin kaynak mekanizmasına yakın olan binaların az sayıda büyük yer değiştirmelerden ziyade, tutarsız pek çok küçük salınım ile zarar gördüğü sonucuna ulaşılmıştır. Anderson ve Bartero (1987) tarafından 10 katlı binalar ile gerçekleştirilen parametrik çalışmada yönelim etkisi içeren 1979 Imperial Valley depremi kullanılmıştır.

Çalışma sonucunda yapı tepkisinin yapı hâkim periyodu ile deprem süresi arasındaki ilişki ve yapı tasarım akma direnci katsayısı ile depremin hızlanması arasındaki ilişkiye hassasiyet gösterdiği sonucuna ulaşılmıştır. Kalkan ve Kunnath (2006) tarafından yapılan ve yapıların sismik tepkisinde yakınlık etkisi araştırıldığı çalışmada yapıların maksimum deprem talebinin, yönelim etkisi içeren depremin periyodu ile yapının hâkim periyodu oranının fonksiyonu ile ilgili olduğu belirlenmiştir.

Yang ve arkadaşları (2000) deprem kaydı seçimi hususunda yaptıkları çalışma sonucunda deprem kayıtlarının yapı doğal periyodu veya belli bir periyot aralığı gibi iki farklı şekilde seçilmesini önermiştir. Benzer konuda Lee ve arkadaşları (2000) üç zemin sınıfı için belli sayıda deprem kaydı kullanarak yaptığı çalışmada yüksek yapılar için zaman tanım alanında dinamik analizler gerçekleştirmiştir. Bu çalışma sonucunda, seçilen deprem

kaydının yapıldığı zemin özelliklerinin önemli bir parametre olduğu belirtilmiştir. Malhotra (2003) konu hakkında yaptığı çalışma sonucunda, deprem kayıtlarının alana özgü spektrumunun hedeflenen bir spektrum ile eşleştirilmesi için yöntem önermiştir. Çalışmada alana özgü elde edilen spektrumların depremin büyüklük, frekans dağılımı ve süre gibi etkilerini iyi benzeştirdiği belirtilmiş gerçekçi hasar analizi için gerekli olduğu ifade edilmiştir. Naeim ve arkadaşları (2004) ise kayıtların seçimi ile ilgili yaptığı çalışmada deprem kayıtlarının verilen bir alana özgü tasarım spektrumu ile eşleştirilmesi için uygun bir algoritma kullanılmasının gerekliliğine vurgu yapmıştır.

Bahsedilen çalışmaların çoğu ZTAA yönteminde kullanılacak kaydın seçimi için, verilen bir tasarım spektrumu ile seçilen deprem kayıtlarının eşleştirilmesine odaklanmıştır. Fakat deprem yönetmeliklerinde verilen tasarım spektrumu, istatistiklerden elde edilen ortalama bir değere göre belirlenmektedir. Bu sebeple özellikle sismik hareketliliği yüksek bölgelerde bu yolla seçilen deprem kayıtlarının kullanılması uygun olmayabilmektedir (Engin 2014).

Zaman tanım alanında hesap yönteminde en önemli nokta yönetmeliklerde tanımlanan koşulları sağlayan ivme kaydının elde edilmesidir. Bir kaydın elde edilmesi için üç temel yol vardır. Bu yollardan ilki kaydı yapay yolla üretmek, ikincisi sentetik kayıtlar üretmek, üçüncüsü ise gerçek depremlerden kayıt almaktır. Gerçek depremlerden elde edilmiş kayıtlar depremin büyüklüğü, fayın tipi, çalışma alanının faya uzaklığı, kaydın alındığı sahanın zemin durumu gibi belli özellikleri içerdiğinden, yapay ve sentetik kayıtlarda görülen bu özelliklerin temsili sorunları kendiliğinden ortadan kalkmaktadır. Günümüzde, deprem kayıtlarının yer aldığı veri bankaları, kullanıcılarına deprem kayıtlarını dijital formatta indirme olanağı sunmaktadır.

Şimdiye kadar yapılan çalışmaların ışığında, zaman tanım alanında kullanılacak deprem kayıtlarının karakteristik özellikleri konusunda tam bir fikir birliğinin oluşmamış olduğu gözlenmektedir. Ayrıca, çoğu zaman kaydedilen deprem kaydının da mevcut haliyle kullanılmasının mümkün olmadığı anlaşılmaktadır. Bu sebeple deprem kayıtlarının belli bir spektrumla uyumla hale getirilmesi ya da diğer bir ifadeyle ölçeklenmesi gerekmektedir. Buna ilişkin genel bilgiler bir sonraki bölümde sunulmaktadır.

2.4.4. Yer hareketlerinin ölçeklenmesi

Deprem kayıtlarının ölçeklenmesinde amaç, depremlerden elde edilmiş gerçek ivme kayıtlarının yönetmeliklerin talep ettiği tasarım ivme spektrumlarına uygun hale getirilmesidir. Tasarım ivme spektrumlarına uygun deprem kayıtları elde etmek için yapılan ölçekleme, frekans tanım alanında yapılabildiği gibi zaman tanım alanında da yapılabilmektedir. Her iki yöntemde de tek bir kayıt için ölçekleme yapılabildiği gibi bir kayıt grubu için de ölçekleme yapılabilmektedir. Ayrıca, bazı özel çalışmalarda, çevirim sayısını arttırmadan frekans içeriğini ve süreyi değiştiren zaman ekseninde ölçekleme de yapılabilir (Kramer 1996). Aşağıda ivme kayıtlarının ölçeklenmesi için bahsedilen yaklaşımlar irdelenmiştir.

Kaydedilmiş deprem kayıtlarının frekans tanım alanında ölçeklenmesi ile tasarım ivme spektrumuyla oldukça iyi eşleşen deprem kayıtları elde edilebilmektedir. Frekans tanım alanında yapılan ölçeklemede deprem kaydının frekans içeriği değişmekte, yer hareketinin doğal özellikleri kaybolmaktadır. Bu sebeple frekans tanım alanında ölçekleme yöntemi kullanılarak elde edilen kayıtların yapıların doğrusal olmayan hesabında kullanılması uygun olmadığı çeşitli araştırmacılar tarafından sunulmuştur.

Zaman tanım alanında ölçekleme yönteminde deprem kaydı aynı miktarda aşağı ya da yukarı yönde ötelenerek istenilen tasarım ivme spektrumuna uygun ölçekleme yapılmaktadır. Diğer bir ifadeyle en küçük kareler tekniği kullanılarak ölçeklenmiş hareketin davranış spektrumu ile hedeflenen tasarım ivme spektrumu arasındaki fark en aza indirilmeye çalışılır. Bu işlem sırasında kaydın frekans içeriği değişmez ve sadece kaydın genliği ile uyuşum sağlanır.

Yapıların zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesabı konusundaki temel uzlaş, sonuçların seçilen deprem kayıtları ve ölçekleme için izlenen yöntemle bağlı olduğudur. Sonuçların tahmin edilenin üstünde veya altında olması seçilen deprem kayıtları ve ölçekleme yönteminden doğrudan etkilenmektedir. Kayıtların ölçeklenmesi yapı hâkim periyodunda veya belli bir periyot aralığında olmak üzere iki yaklaşımla

yapılabilmektedir (Engin 2014). Bu yaklaşımlar kısaca özetlenerek yapılacak çalışmada uygun olan yöntem aşağıda açıklanmıştır.

Zaman tanım alanında yapı hâkim periyodunda ölçeklemede, seçilen kayıt grubu, yapı hâkim periyodunda tasarım spektrumu ile eşleştirilmeye çalışılmaktadır. Bu yöntemdeki temel çekince sadece yapı ana periyodunun göz önüne alınmasıdır. Çünkü genellikle bir yapının hâkim periyodu kesin olarak belirlenmemektedir. Bununla birlikte yapıdaki hasarın artışı ile birlikte yapının periyodu hemen büyümektedir. Dahası, bir yapının tepkisinde yüksek modların katkısının önemli olmasının beklendiği durumlarda, hâkim periyottan küçük olan yüksek mod periyotları da sonuçlarda önemli olmaktadır (Shome ve ark. 1998).

Kayıtların zaman tanım alanında bir periyot aralığında ölçeklenmesi de uygulanan bir ölçekleme yaklaşımıdır. Bir yapıda hasarın başlaması ile yapı periyodunda da büyüme başlamaktadır. Bu konuda geçmişte yapılan bazı çalışmalarda yapı periyodundaki artış miktarının, yapının doğrusal olmayan davranışı ile ilgili olduğunu gösteren bazı bulgular elde edilmiştir (Bommer ve Acevedo 2004). Bu çalışmalar ışığında, analizde kullanılacak kayıtların tek bir periyotta ölçeklenmesinden ziyade bir periyot aralığında ölçeklenmesi önemli hale gelmektedir. Kayıtların belli bir periyot aralığında ölçeklenmesi, her bir kaydın spektral ordinatları ile hedef/tasarım spektrumu arasındaki farkların karelerinin toplamını en aza indirmeyi sağlamaktadır.

Yapılan çalışmalardan anlaşılacağı gibi deprem kaydının seçimi kadar önemli diğer bir husus zaman tanım alanında dinamik analizlerde kullanılacak yer hareketinin belirli bir spektruma göre ölçeklenmesidir. Gerçek deprem kayıtlarının kullanılması üstünlüğü bilinmektedir ancak depremin karakteristik özellikleri içeren kayıtlar ölçekleme işlemi esnasında az ya da çok değişime uğramaktadır. Bu noktada sismik tasarım yönetmelikleri uygun tasarım spektrumunu elde etmek için ölçekleme katsayılarını kısıtlar.

2.4.5. Performans hedefinin belirlenmesi

Yapı mühendisliğinde depreme dayanıklı yapı tasarımının ana ilkesi “hafif şiddetli depremlerde yapıda hasar meydana gelmemesi, orta şiddetli depremlerde onarılabılır seviyede hasara izin verilmesi, çok şiddetli depremlerde ise göçmenin önlenerek can güvenliğinin sağlanması” olarak modern deprem yönetmeliklerinde yer almaktadır. Farklı deprem seviyeleri için yapıların sağlaması gereken koşulların tanımlandığı bu ilkede aslında bir performans hedefi tanımlaması yapılmaktadır. Dayanım esaslı tasarımda performans hedeflerini niteliksel olarak tanımlamak mümkün değildir. Bir örnek olarak 2007 Türkiye Deprem yönetmeliğinde performans hedefi “Hafif şiddette deprem altında hasarsızlık; orta şiddette deprem altında sınırlı hasar, şiddetli deprem altında kalıcı hasar, ancak can güvenliğinin sağlanması” olarak verilmiştir. Öncelikli olarak hafif, orta ve şiddetli depremin ne olduğunun belirtilmediği söz konusu yönetmelikte, söz konusu performans düzeyleri, performans dayalı tasarım kurallarının başlıcalarını tasarımda konstrüktif olarak dikkate almakla başarmaya çalışmaktaydı. Ancak bu durumun dayanım esaslı bir tasarım mantığıyla tahmin edilmeye çalışılması uygun bir yaklaşım olmadığı gibi, diğer bir husus ise yapıya davranış katsayısıyla kazandırılan süneklik talebinin niceliksel ölçümünün de mümkün olmamasıydı.

Performansa esaslı değerlendirmede öncelikle deprem tehlike düzeyine ve binanın kullanım önemine göre bir performans hedefi belirlenir. Yüksek yapıların tasarımı veya değerlendirilmesi için sahaya ilişkin deprem risk değerlendirmesi yapılarak farklı deprem düzeyleri için zemin bağımlı deprem tasarım spektrumları elde edilmelidir. Ülkemizde ve dünyada yayınlanmış olan sismik tasarım kodlarında ivme deprem düzeyleri ilgili kısımlarında verilmektedir.

Performans esaslı değerlendirmede öncelikle deprem tehlike düzeyine ve binanın kullanım önemine göre bir performans hedefi belirlenir. Sismik tasarım kodlarında binalar için performans hedefleri minimum performans düzeyleri olarak verilmektedir. Belirlenen bu performans hedefi doğrusal elastik olmayan analiz sonrası deprem talepleri ile eleman kapasitelerinin karşılaştırması sonucu belirlenen bina performans düzeyi ile karşılaştırılarak deprem performans hedefinin sağlandığı kontrol edilmektedir.

Farklı performans düzeyleri kavramları binaların performansa dayalı sismik tasarımı için SEAOC (1995) raporu, mevcut yapıların performans değerlendirilmesi ise ATC-40 (1996) ve FEMA-273 (1997) çalışmalarının geliştirilmesiyle netlik kazanmıştır. Şekil 2.32’de SEAOC’de önerilen performans hedeflerinin ASCE-41’e göre revize edilmiş hali verilmektedir. Şekilden de görüleceği üzere binaların büyük çoğunluğunun temel performans hedefi olarak çok sık deprem için kesintisiz kullanım sınır şartını sağlaması istenirken sık depremde hemen kullanım, nadir depremde can güvenliği ve çok nadir depremde göçmenin önlenmesi sınır şartını sağlaması istenir. Deprem düzeylerinin parantez içinde tekrarlanma periyodu gösterilmiştir.

Deprem tasarım seviyesi	Sistem performans seviyeleri			
	Hasarsızlık	Hemen kullanım	Can güvenliği	Göçmenin önlenmesi
Çok sık Depremler (43 yıl)	X			
Sık depremler (72 yıl)	O	X		
Seyrek depremler (475 yıl)	X	O	X	
Çok seyrek depremler (970 yıl)		X	O	X

Şekil 2.32, SEAOC (1995) tarafından önerilen performans hedefleri tablosunu göstermektedir. Tablo, deprem tasarım seviyeleri ile sistem performans seviyeleri arasındaki ilişkileri göstermektedir. Tablo, dört sütun ve dört satır içerir. Sütunlar: Hasarsızlık, Hemen kullanım, Can güvenliği, Göçmenin önlenmesi. Satırlar: Çok sık Depremler (43 yıl), Sık depremler (72 yıl), Seyrek depremler (475 yıl), Çok seyrek depremler (970 yıl). Tablo, performans hedeflerini göstermektedir. 'Uygun olmayan seviye' (grey shaded area) 'Genel hedef' (diagonal line with 'X' markers), 'Önemli yapılarda' (diagonal line with 'O' markers) and 'Kritik önemdeki yapılarda hedef' (diagonal line with 'X' markers) olarak etiketlenmiştir.

Şekil 2.32. SEAOC (1995) tarafından önerilen performans hedefleri

Sismik kodlar tarafından kabul edilen performans düzeyleri büyük ölçüde birbirleriyle benzerlik gösterir. Bir örnek olarak TBDY 2018’ de yer alan şekliyle bina performans düzeyleri aşağıda maddeler halinde verilmiştir.

- Kesintisiz Kullanım Performans Düzeyi: Bu performans düzeyi, bina taşıyıcı sistem elemanlarında yapısal hasarın meydana gelmediği veya hasarın ihmal edilebilir ölçüde kaldığı duruma karşı gelmektedir.

- Sınırlı Hasar (SH) Performans Düzeyi: Bu performans düzeyi, bina taşıyıcı sistem elemanlarında sınırlı düzeyde hasarın meydana geldiği, diğer deyişle doğrusal olmayan davranışın sınırlı kaldığı hasar düzeyine karşı gelmektedir.
- Kontrollü Hasar (KH) Performans Düzeyi: Bu performans düzeyi, can güvenliğini sağlamak üzere bina taşıyıcı sistem elemanlarında çok ağır olmayan ve çoğunlukla onarılması mümkün olan hasar düzeyine karşı gelmektedir.
- Göçmenin Önlenmesi (GÖ) Performans Düzeyi: Bu performans düzeyi, bina taşıyıcı sistem elemanlarında ileri düzeyde ağır hasarın meydana geldiği göçme öncesi duruma karşı gelmektedir. Binanın kısmen veya tamamen göçmesi önlenmiştir.

Binaların performansını belirlemeye yönelik tariflere rağmen bina performansı için bütünsel bir gözlem ve inceleme ölçütlerini belirlemek zor olabilir (Moehle 2015). Bu nedenle pratik bir yaklaşım olarak yaygın uygulama yapı sistemini oluşturan yapısal veya yapısal olmayan bileşenlerinin performansının tek tek belirlenmesidir. Aslında bina performansı, bina bileşenlerinden herhangi birinin en kötü performansına eşit olarak tanımlanmaktadır. ASCE 41’de kabul edilen bu yaklaşım çok kısıtlayıcı bir yaklaşım olma eğilimindedir.

Moehle (2015) sismik tasarım kodları tarafından belirtilen bu performans düzeylerinin kısıtlayıcı olması üzerinde durur. Yapısal mühendisliğin yer değiştirmeler, kat ötelenmeleri, kat ivmeleri, elastik olmayan şekil değiştirmeler, eleman kuvvetleri gibi ölçütleri kullanarak kabul edilebilir değerlerle karşılaştırılması performans hedefinin kontrolünde klasikleşmiş bir tutum haline gelmiştir. Oysa bu mühendislik ölçütlerinin hasar durumlarına ve oradan kayıp onarım masraflarının belirlenmesine ve yapının âtıl kalma sürelerine dönüştürmek mümkündür. Bu yaklaşım bugün sadece özel yapılar için uygulansa da yapılabilmesi imkân dâhilindedir.

3.MATERYAL VE YÖNTEM

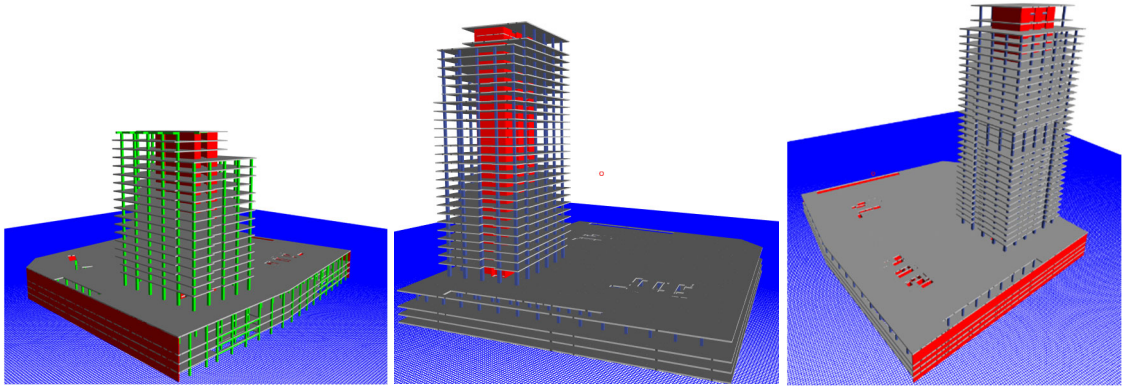
Yapılan tez çalışması kapsamında orta sismik dereceye sahip bir bölgede yapılması planlanan farklı yüksekliklerdeki yapıların, taşıyıcı sistem tasarımlarının deprem davranışlarının uygunluğunun sağlanması, performansa dayalı sismik analizlerinin doğrusal olmayan analiz ve modelleme yöntemleriyle mevcut ulusal ve uluslararası mevzuat hükümleri ve literatürde kabul görmüş mühendislik bilgi ve birikimi ile gerçekleştirilmeye çalışılmıştır. Bu kapsamda söz konusu yüksek yapılara ait değerlendirmeler doğrultusunda söz konusu yapılara ait deprem davranışlarının incelenmesi ve tasarımlarının geliştirilip uygun hale getirilmesi konu edinilmiştir. Tez kapsamında ele alınan ikincil mertebeden bir etki olarak P-Delta etkisinin çeşitli kıstaslar altında davranışı nasıl etkilediği araştırılmaktadır.

Belirtilen kaçınılmaz kıstaslar altında tezin devamında tez amacını gerçekleştirmek için şu yöntemler izlenecektir:

- 1.Uluslararası yönetmelikler göz önüne alınarak TBDY ve diğer Türk Yönetmeliklerine göre tez kapsamında çalışılacak yapıların ön tasarımını yapmak,
- 2.Gerekli modelleme parametrelerini tanımlayarak yapının doğrusal olmayan modelinin oluşturulması,
3. Farklı parametreler için farklı modellerin oluşturulması,
- 4.Orta sismik dereceye sahip bölgede sahaya özel sismik çalışmayla seçilen deprem kayıtlarının ölçeklendirilmesi,
- 5.Yapı modelinin PERFORM 3D analiz programı ile analiz edilmesi,
- 6.Analiz sonuçlarının; kat yer değiştirmeleri, görelî kat ötelemeleri, kolonlarda ve perdelerde kesme ve moment değerlerinin, enerji dağılımı bilgilerinin elde edilmesi,
7. P-Delta etkilerini incelemek üzere yapı analizi sonuçlarının karşılaştırmalı olarak sunulması.

3.1.Yapı Tanımı, Taşıyıcı Sistem ve Ön Boyutlandırma

Tez kapsamında incelenen yüksek yapılarda taşıyıcı sistem olarak güçlü çekirdek etrafında tasarlanan kirişsiz döşeme ve çevresel kolonlar öngörülmektedir. Deprem yüklerinin çekirdek tarafından karşılandığı bu sistemlerde kolon, döşeme sistemini taşımaktadır. Döşeme kirişsiz döşeme olarak öngörülmektedir. Ön tasarıma ilişkin özet bilgiler aşağıda verilmektedir.

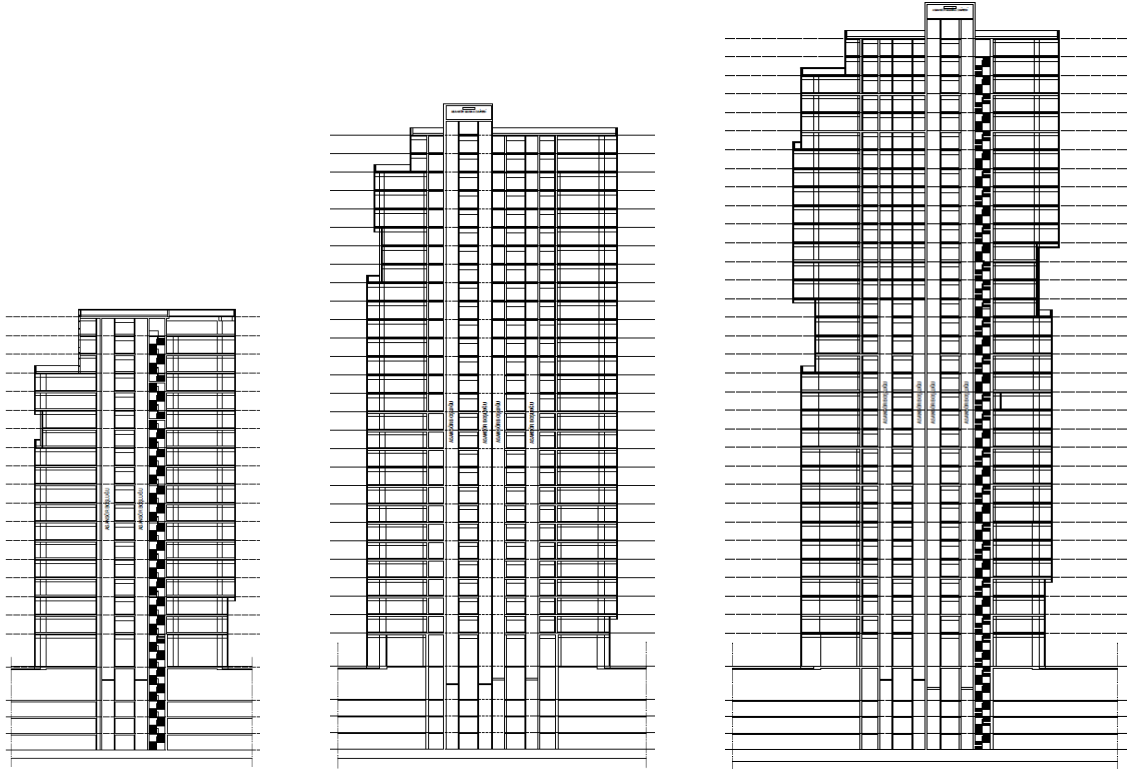


Şekil 3.1. Yapılara ilişkin analiz modellerinden perspektifler (ETABS 18.0.2)

Tasarlanan ilk yapı O Blok olarak isimlendirilmektedir. Söz konusu bu yapı; 4 Bodrum, 1 Zemin ve 16 normal kat, 1 çatı katı ve 1 asansör dairesinden oluşmaktadır. Zemin kotuna göre toplam yüksekliği 71,4 m, gömülme derinliği ise temel üst kotuna göre 17 m olarak tasarlanmaktadır. Temel kotuna göre yapı toplam yüksekliği 88,4 m'dir (Şekil 3.1).

Tasarlanan ikinci yapı P Blok olarak isimlendirilmektedir. 4 Bodrum, 1 Zemin ve 27 normal kat, 1 çatı katı ve 1 asansör dairesinden oluşan bu yapı, zemin kotuna göre toplam yüksekliği 115,8 m, gömülme derinliği ise temel üst kotuna göre 17 m olarak tasarlanmaktadır. Temel kotuna göre yapı toplam yüksekliği 132,8 m'dir (Şekil 3.1).

Tasarlanan üçüncü yapı ise R Blok olarak isimlendirilmiştir. Bu yapı da 4 Bodrum, 1 Zemin ve 27 normal kat, 1 çatı katı ve 1 asansör dairesinden oluşmaktadır. Zemin kotuna göre toplam yüksekliği 132,1 m, gömülme derinliği ise temel üst kotuna göre 17 m olarak tasarlanmaktadır. Temel kotuna göre yapı toplam yüksekliği 149,1 m'dir (Şekil 3.1).



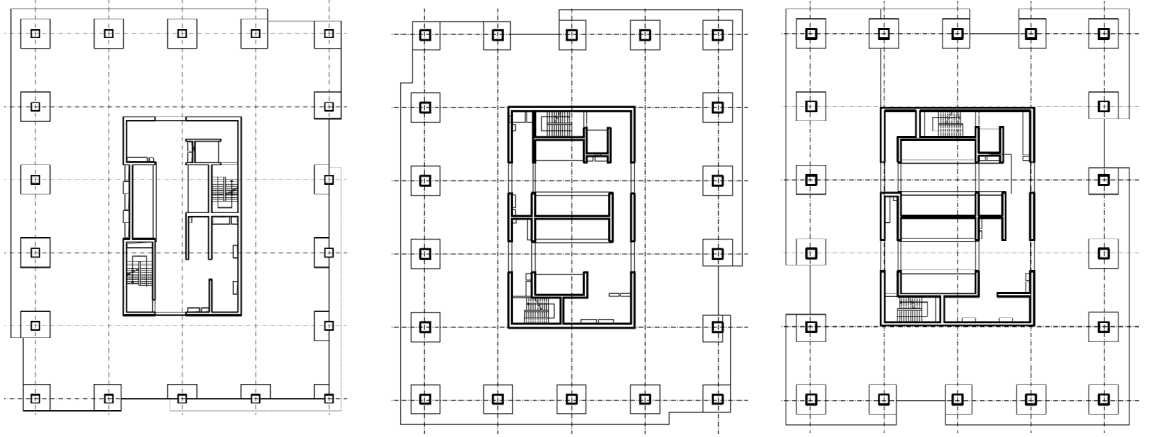
Şekil 3.2. Yapılara ilişkin düşey kesitler

Tüm bu yapı sistemlerinin içerisinde çekirdek sistemi içerisinde ve dışında 25 cm kalınlığında bir döşeme sistemi ile çekirdek ile dış çevre kolonlar kat seviyelerinde birleştirilmektedir. Kolon başlarında döşemeye ek olarak yaklaşık olarak 25~30 cm'lik tablalar kullanılmaktadır.

O Blok için; gömülü bodrum katlarında 120x120 cm olarak 4 kat boyunca kullanılan kolonlar en üst seviyede 100x100 cm seviyesine düşürülmektedir. Ara katlarda söz konusu kolonlar 2 farklı seviyede 10 cm her iki boyut da azaltılarak son olarak 100 x100 cm boyutları ile ön boyutlandırma verilmiştir.

P Blok için; gömülü bodrum katlarında 140x140 cm olarak 4 kat boyunca kullanılan kolonlar en üst seviyede 100x100 cm seviyesine düşürülmektedir. Ara katlarda söz konusu kolonlar 4 farklı seviyede 10 cm her iki boyut da azaltılarak son olarak 100 x100 cm boyutları ile ön boyutlandırma verilmiştir.

R Blok için; gömülü bodrum katlarında 150x150 cm olarak 4 kat boyunca kullanılan kolonlar en üst seviyede 100x100 cm seviyesine düşürülmektedir. Ara katlarda söz konusu kolonlar 4 farklı seviyede 10 cm her iki boyut da azaltılarak son olarak 100 x100 cm boyutları ile ön boyutlandırma verilmiştir Çekirdek içinde farklı boyutlarda kirişler kullanılmıştır. Genel olarak kullanılan 35x50, 40x50, 50x50, 60x50 ve 40x80 cm boyutlarındaki kirişlerin boyu ise 3,8 m~9,5 m arasında değişmektedir. O, P ve R Blok için bir kat planı aşağıdaki şekillerde sırasıyla verilmektedir (Şekil 3.3).



Şekil 3.3. Yapılara ilişkin kat planları

3.2.Malzeme Modelleri

Yapı sistemlerinin tasarımında betonarme elemanlar için sargılı ve sargısız beton malzeme modeli ile donatı için donatı çeliği malzeme modelleri kullanılmıştır. Bu malzeme modellerinde beton için dayanım azalması dikkate alınırken donatı çeliği için dayanım azalması dikkate alınmamıştır. Diğer taraftan her üç malzeme modeli için çevrimsel davranış modellerinde çevrimsel azalım ilişkileri ayrı ayrı literatürde verilen şekliyle kurgulanmıştır.

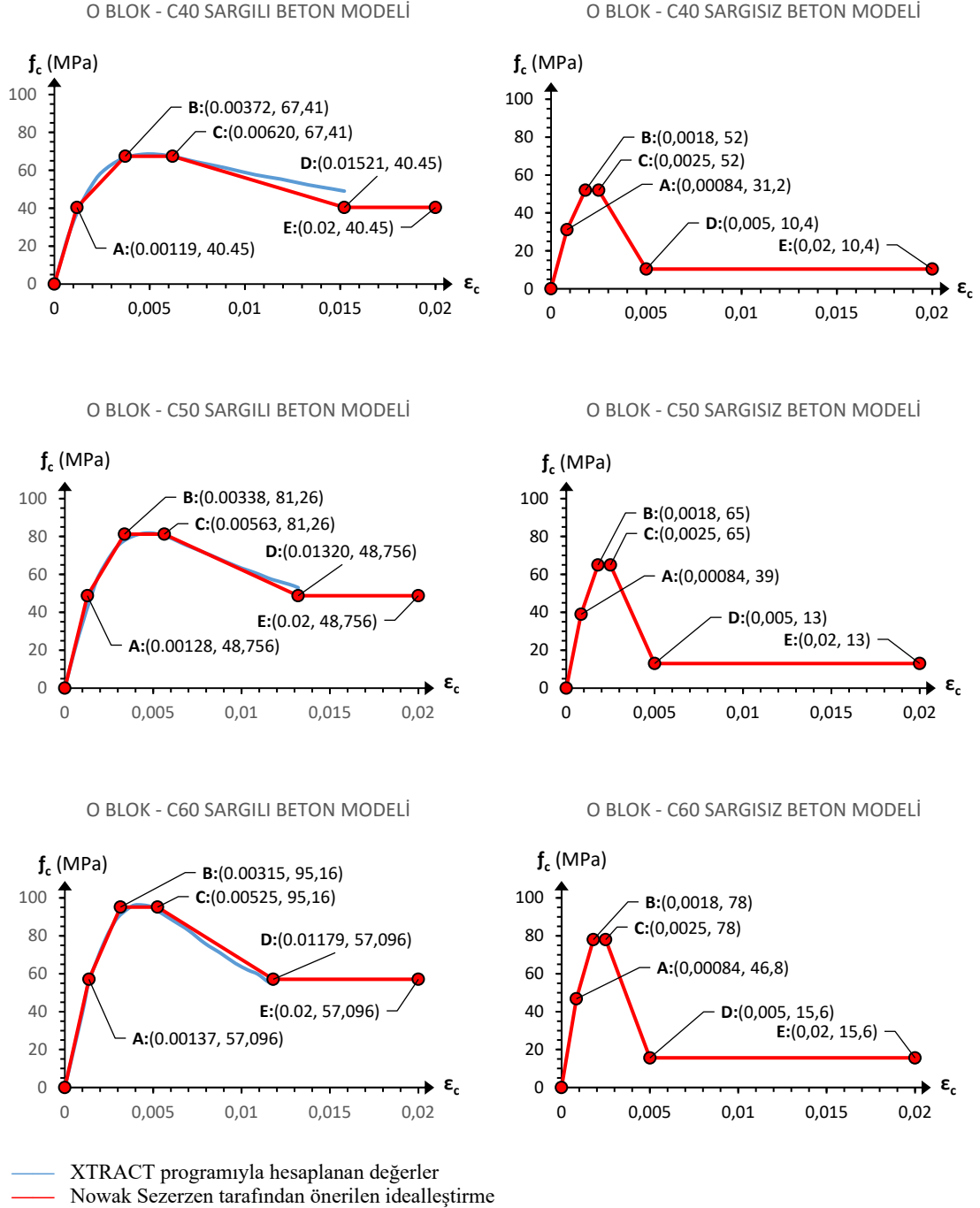
3.2.1.Sargılı ve Sargısız Beton Modeli

Beton davranışı donatı çeliğinden farklı olarak yapılan yüklemeye bağımlıdır ve donatı çeliğinin davranışına nazaran oldukça karmaşıktır. Her ne kadar beton malzemesi tek eksenli basınç yükü altında yarı gevrek bir malzeme olarak davranırsa da çok eksenli basınç yükü altında sünek bir malzeme gibi davranabilir. Sargılı ve sargısız beton

karşılaştırmalarını inceleyen birçok çalışmada yanal donatıların çap, aralık, akma dayanımı, düşey donatılarla yanal donatıların yerleşim düzeni, kesit boyutu gibi özelliklerin etkileri sunulmuştur. Geliştirilmiş Kent Park (1982), Saatçioğlu ve Razvi (1982), Sheikh ve Uzumeri (1983), Yassin (1984), Mander (1988), Orakcal ve Wallace (2004) sargılı ve sargısız betonların davranışlarını açıklayan modelleri literatürde kabul gören çalışmalardandır. 2018 Türk Deprem Yönetmeliği, başkaca bir seçim yapılmadığı durumlarda, sargılı veya sargısız beton modelleri için Mander beton modelinin kullanılmasını önermektedir.

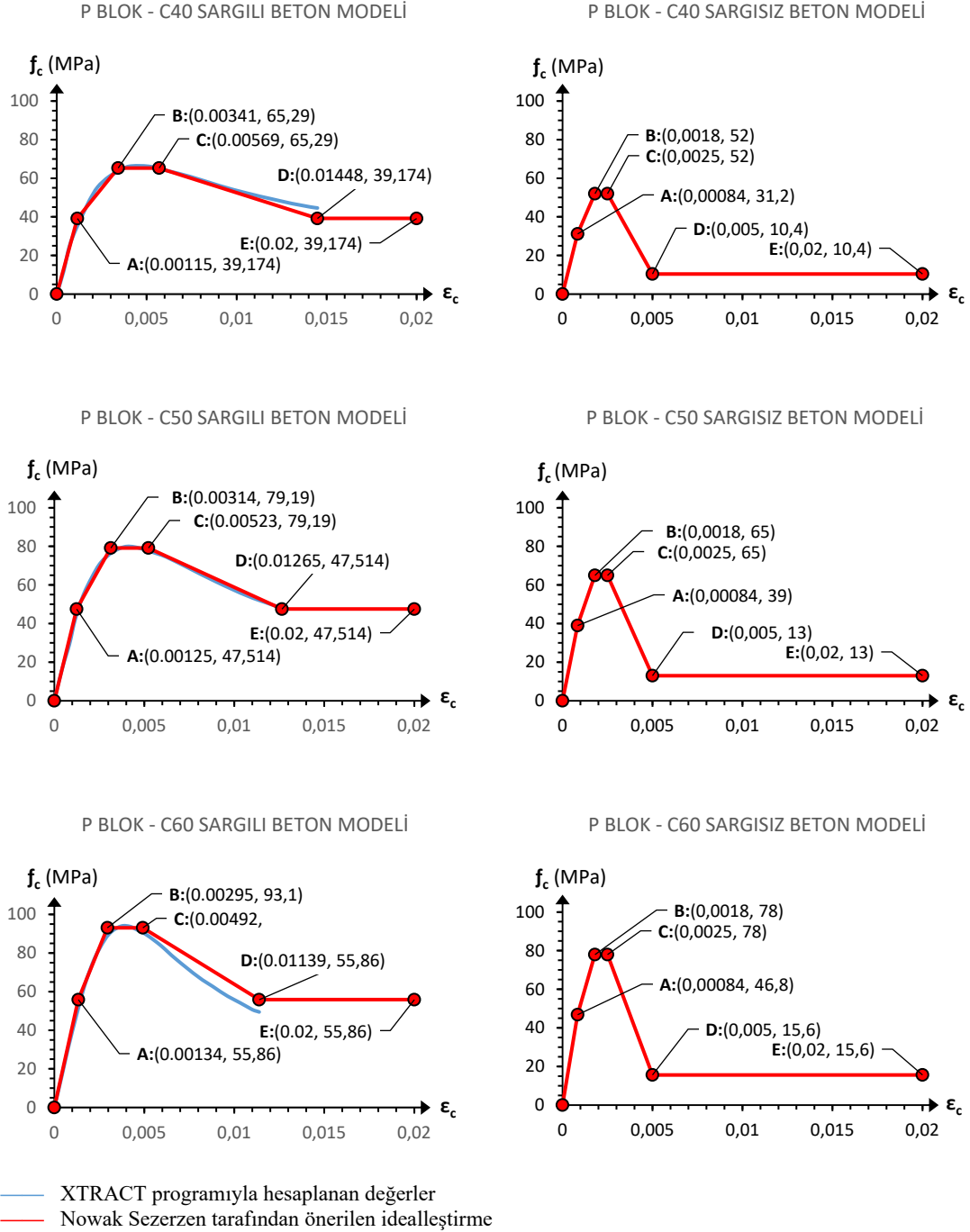
Söz konusu bu yaklaşım kullanılarak elde edilen sargısız beton davranışı ve sargılı beton davranışı O, P ve R Bloklar için sırasıyla Şekil 3.4, Şekil 3.5 ve Şekil 3.6'da verilmektedir. Çalışılan bloklar için perde başlarında yapılan değerlendirmelerden en elverişsiz olanları esas alınarak Mander modeli ile elde edilmiş sargılı beton davranışı modelleri ile modellemede kullanılan Nowak ve Szerzen tarafından önerilen idealleştirmeler yapıdaki beton için ayrı bir eğri ile gösterilmektedir. Önerilen idealleştirme ve hesaplanan değerlerin birbirleriyle uyumlu olduğu takip eden şekillerden görölmektedir.

O Blok için C40, C50 ve C60 beton dayanımlarına ait sargılı ve sargısız beton davranışları ve PERFORM 3D yazılımında kullanılan parametreleri XTRACT programı yardımıyla hesaplanarak Şekil 3.4’de sunulmuştur.



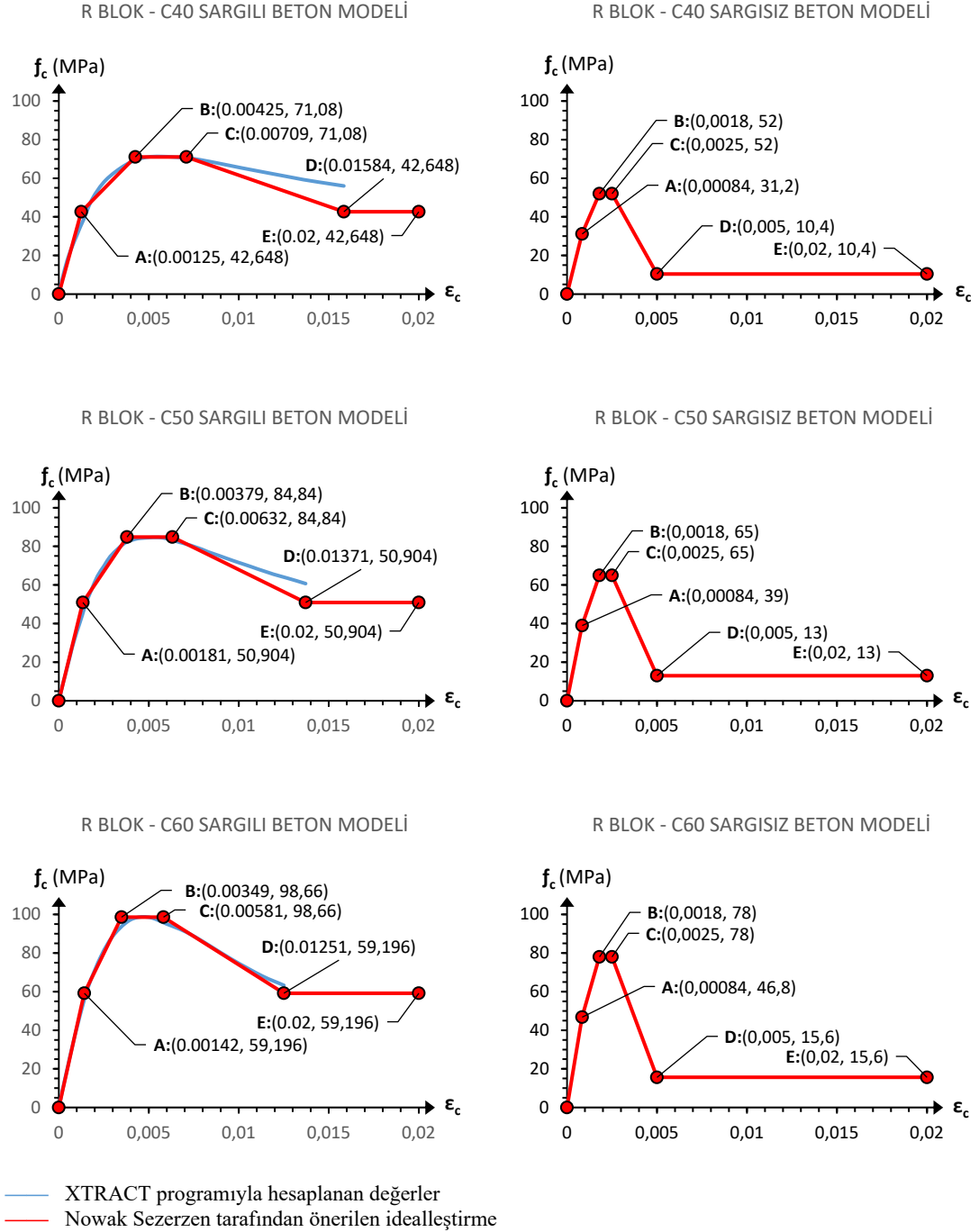
Şekil 3.4. O Blok için C40, C50 ve C60 beton dayanımlarına ait beton modelleri

P Blok için C40, C50 ve C60 beton dayanımlarına ait sargılı ve sargısız beton davranışları ve PERFORM 3D yazılımında kullanılan parametreleri XTRACT programı yardımıyla hesaplanarak Şekil 3.5’de sunulmuştur.



Şekil 3.5. P Blok için C40, C50 ve C60 beton dayanımlarına ait beton modelleri

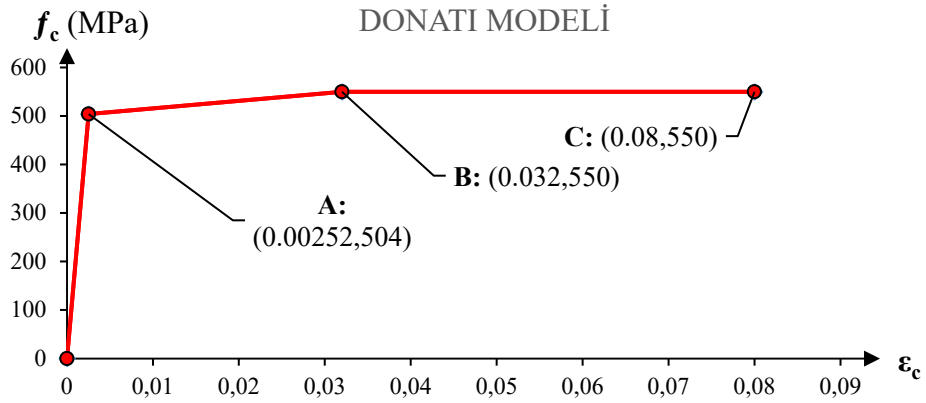
R Blok için C40, C50 ve C60 beton dayanımlarına ait sargılı ve sargısız beton davranışları ve PERFORM 3D yazılımında kullanılan parametreleri XTRACT programı yardımıyla hesaplanarak Şekil 3.6’da sunulmuştur.



Şekil 3.6. R Blok için C40, C50 ve C60 beton dayanımlarına ait beton modelleri

3.2.2. Donatı Çeliği Modeli

Çelik, tek eksenli çevrimsel yükleme altında herhangi bir önemli güç kaybı olmadan önemli elastik olmayan şekil değiştirmeleri karşılayabilen sünek bir malzemedir. Betonarme elemanlarda, donatı ince ve uzundur, bu nedenle tek eksenli olarak kabul edilebilir. Buna göre betonarme elemanlar için tek eksenli çelik malzeme modelinin kullanılması yeterlidir. Akma pekleşme, çevrimsel davranışın ve çeliğin burkulma gibi bazı önemli etkilerin dâhil edildiği birçok tek eksenli malzeme modeli geliştirilmiştir. PERFORM 3D yazılımı donatı malzemesi modelleri özel bir modelleme formatına sahiptir. Peklşme, çevrimsel davranışı ve rijitlik değişiminin dikkate alınabileceği biliner ve trilinear modeller kullanılabilir. Bu amaçla PERFORM 3D her döngüde erişilebilecek maksimum şekil değiştirmeye bağlı olarak enerji ve rijitlik kat sayıları kullanır. İhtiyaç duyulan katsayılar literatürden elde edilmiştir. Projede B420C donatısı kullanılmış olup, davranış modeli Şekil 3.7’de verilmiştir.



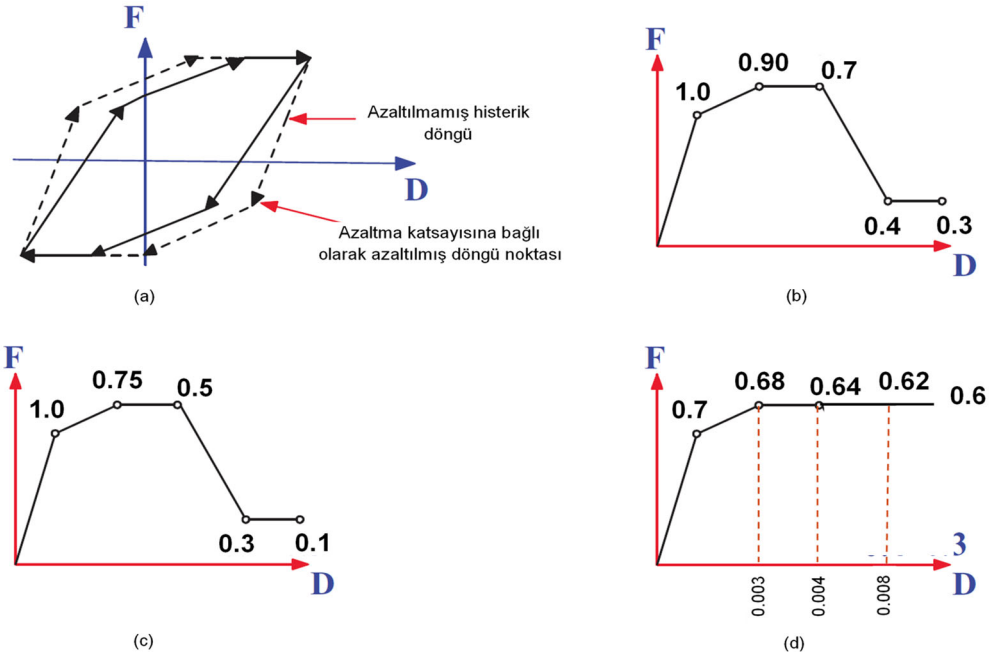
Şekil 3.7. Donatı malzeme modeli için şematik gösterim

3.2.3. Çevrimsel Davranış Modeli

Doğrusal olmayan davranışın hesaba katılmasında dikkate alınması gereken en önemli parametrelerden biri ise çevrimsel enerji tüketme kapasitesinin dikkate alınması gerekliliğidir. Deprem gibi tekrarlı yükler etkisinde doğrusal olmayan davranış nedeniyle çevrimsel yükleme etkisi altında meydana gelen histerik döngü alanı ile tüketilen enerji miktarının temsili mümkündür. Ancak yapı tepkisi taşıyıcı sistem tipi, malzeme etkisi ve benzeri birçok farklı parametre nedeniyle bu tüketim mekanizması oldukça farklılıklar

gösterebilir. TBDY’de çevrimsel davranış modeli için; ‘zaman tanım alanında yapılacak doğrusal olmayan deprem hesabında çevrimsel davranış modeli olarak, çelik taşıyıcı sistemler için elasto-plastik standart çevrim modeli, betonarme taşıyıcı sistemler için ise önceki maksimuma yönelimli model veya, çevrim içi rijitlik azalmasına olanak sağlamak üzere, ondan türetilmiş modeller kullanılabileceği’ ve ‘çevrimsel davranış modeli olarak, uygulama literatüründe genel kabul görmüş modeller kullanılacağı’ ifade edilmektedir.

Bu bağlamda PERFORM 3D’de önceki maksimumuma yönelimli model mantığı ile boşaltma da rijitliklerini değiştirerek ayarlamakta ve enerjinin tüketimini YULRX modeli ile göz önüne almaktadır. Bu model için şekil değiştirme düzeylerine bağlı olarak azalmayı kontrol edilecek katsayılar her bir eleman için ayrı ayrı deneysel olarak belirlenebilecek parametrelerdir. Bu çalışmada söz konusu katsayılar Mander modeline göre PERFORM 3D tarafından hesaplanmış şekliyle göz önüne alınmıştır. Söz konusu katsayılar Şekil 3.8(b)’de verilmektedir. Sargısız beton ve donatı için azaltma katsayıları ise sırasıyla Şekil 3.8(c) ve (d)’de verilmektedir.



Şekil 3.8. (a) Maksimuma yönelimli enerji tüketimi modeli için azaltılmış histerik döngü (b) Sargılı beton modeli için (c) Sargısız beton modeli için (d) donatı için öngörülen azaltma katsayıları

3.3.Yapı Elemanlarının Modellenmesi

Kirişlerin ve kolonların çeşitli analiz programları tarafından sonlu elemanlar metodlarından plastik mafsallara kadar çeşitli tiplerde modellenmesi mümkündür. İnelastik davranış gösteren çerçeve sistemler genellikle elastik olmayan kiriş, kolon ve düğüm noktaları ile modellenir. Plastik mafsallara kabulü kiriş ve kolon tipi çerçeve elemanlarının elastik olmayan davranışını temsil etmede yaygın şekilde kullanılır. Kiriş-kolon birleşimleri ise dönme yayları veya -rijit end zone- tanımlaması ile modellenebilir.

Kolon ve kiriş modellenmesinde yığılı plastisite kullanılması durumunda beton çatlaması, donatı sıyrılması, kayma etkilerinin hesaba katılması için etkin rijitlikler kullanılır. Yığılı plastik davranışına göre modellenen kolon, kiriş, bağ kirişi ve perdelerin etkin kesit rijitlikleri Eşitlik 3.1'e göre belirlenmiştir.

$$(EI)_e = \frac{M_y L_s}{\theta_y} \frac{1}{3} \quad (3.1)$$

Burada M_y ve θ_y çubuk elemanın uçlarındaki plastik mafsalların etkin akma momentleri ile akma dönmelerinin ortalamalarını göstermektedir. L_s ise kesme açıklığı (kesitteki moment/kesme kuvveti oranı); kolon ve kirişlerde yaklaşık olarak açıklığın yarısı, perdelerde ise her katın tabanından perde tepesine olan uzaklığın yarısı olarak alınabilir. Eşitlik (3.1)'de yer alan plastik mafsallara akma dönmeleri θ_y Eşitlik (3.2) ile hesaplanacaktır:

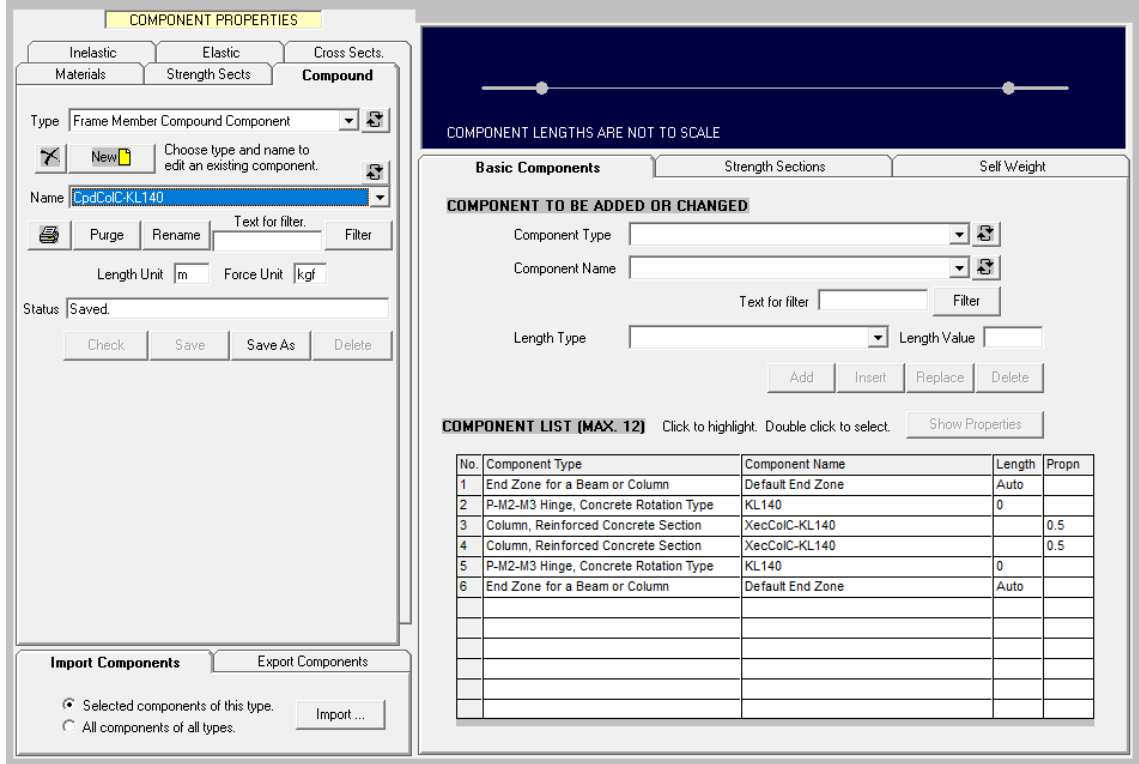
$$\theta_y = \frac{\Phi_y L_s}{3} + 0.0015\eta \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{\Phi_y d_b f_{ye}}{8\sqrt{f_{ce}}} \quad (3.2)$$

Burada Φ_y plastik mafsallara kesitindeki etkin akma eğriliğini göstermektedir. Kiriş ve kolonlarda $\eta = 1$, perdelerde ise $\eta = 0.5$ alınacaktır. h kesit yüksekliğidir. Akma durumu için donatı sıyrılması dönmelerini ifade eden son terimde yer alan d_b mesnede (düğüm noktasına veya temele) kenetlenen donatı çeliklerinin ortalama çapını, f_{ce} ve f_{ye} ise betonun ortalama (beklenen) basınç dayanımı ile donatının ortalama akma dayanımını göstermektedir.

3.3.1. Kolonların Modellenmesi

Betonarme kolon modellemesi için kullanılan yığılı plastisite yaklaşımı, uygulamada en yaygın olarak kullanılan, basitçe plastik mafsal tanımını ile birlikte eleman bazında elastik ötesi davranışı dikkate alabilen bir yaklaşımı işaret etmektedir. Plastik mafsal, kesitin belirli bir yerinde sıfır-uzunluğunda lineer olmayan davranışın yığılı bir şekilde toplandığı varsayılan noktasal bir kaynağı ifade etmektedir. Söz konusu bu sıfır uzunluklu plastik mafsal özellikleri bulunduğu bölgenin kesit özelliklerine bağlı olarak şekillenmektedir. Plastikleşmenin olduğu kabul edilen ve bu noktanın merkezinde olduğu bölgenin uzunluğu yaklaşık olarak eleman eğilme doğrultusundaki yüksekliğin yarısı olarak kabul edilmekte ve plastik mafsal uzunluğu olarak tanımlanmaktadır. Bu uzunluğun tespitinde farklı yaklaşımlar olmakla birlikte, genelde kolon, kiriş gibi çubuk elemanlarının temiz açıklığının her iki ucunda olduğu varsayılmaktadır. Plastik mafsal modellemesinde pekleşme göz önüne alınsa da alınmasa da kesitin moment eğrilik ilişkisine bağlı yaklaşık bir biliner modelleme yapılabilmektedir. Bu bölgelerin plastik kesit moment-dönme ilişkilerinde kullanılan iskelet eğrilerinin kullanımı ve zaman tanım alanında yapılan dinamik analizlere ilaveten bu ilişkinin histeritik plastik mafsal davranışı dikkate alınmaktadır.

Söz konusu yapıların modellemesinde yığılı plastisite yaklaşımı kolon, perde bağ kirişlerinde kullanılmıştır. Kiriş-Kolon birleşimleri daha öncede ifade edildiği gibi rijit olarak varsayılmış, malzeme modellerinde pekleşme özellikleri göz önünde bulundurulmuştur. Plastik mafsallar arasında kalan bölgelerde doğrusal olmayan analizlerde betonarme kesitlerin başlangıç eğilme rijitlik değerleri TBDY’de verilen çatlama kesit rijitlikleri yaklaşımıyla elde edilmiştir. Örnek olarak 140x140 kolon için PERFORM 3D girdileri Şekil 3.8’de verilmektedir.



Şekil 3.8. Kolon yapı bileşenlerinin tanımlanması

PERFORM 3D programında kullanılan kolon yapı bileşenlerine ait girdiler XTRACT programı yardımıyla, her bir kolon ve farklı dayanımlar için hesaplanmıştır. Farklı dayanımlara ait hesaplanan kolon parametreleri sırasıyla Çizelge 3.1, 3.2 ve 3.3’de sunulmuştur.

Çizelge 3.1. C40 Beton dayanımı için hesaplanan kolon plastik mafsal değerleri

Kolon Adı	B (cm)	H (cm)	Boyuna Donatı		Basınç P_c (kN)	Çekme P_t (kN)	Denge Momenti	
			Adet	Çap			M_2 (kN-m)	M_3 (kN-m)
S150X150	150	150	32	30	150000	9880	25300	25300
S140X140	140	140	28	30	130000	8650	20500	20500
S130X130	130	130	32	26	112000	7420	16300	16300
S120X120	120	120	28	26	94600	6510	12800	12800
S110X110	110	110	24	26	78900	5590	9800	9800
S100X100-1	100	100	24	26	66300	5590	7590	7590
S100X100-2	100	100	24	26	64000	5590	7530	7530

Çizelge 3.2. C50 Beton dayanımı için hesaplanan kolon plastik mafsalsal değerleri

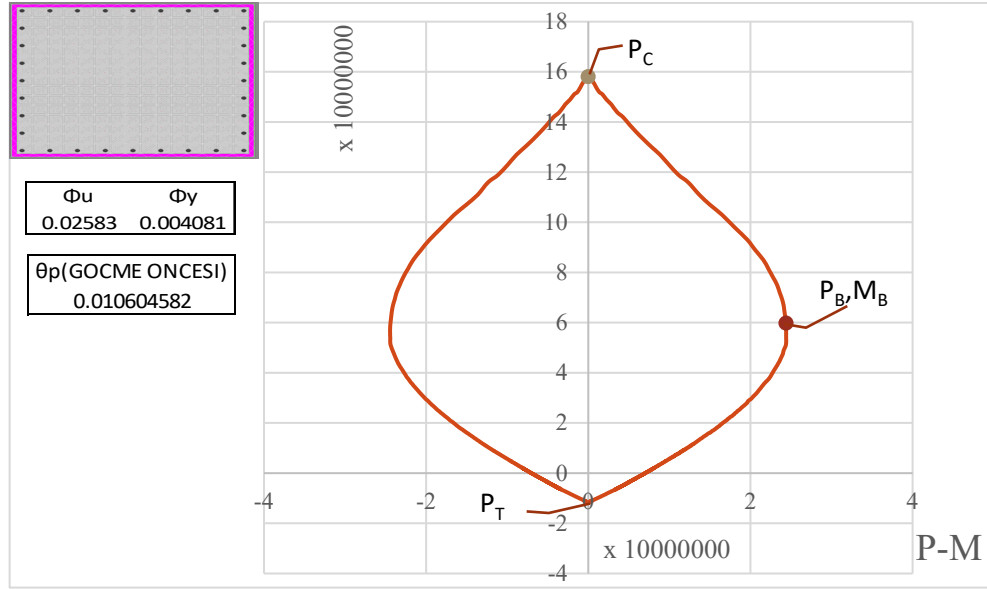
Kolon Adı	B (cm)	H (cm)	Boyuna Donatı		Basınç P _c (kN)	Çekme P _t (kN)	Denge Momenti	
			Adet	Çap			M ₂ (kN-m)	M ₃ (kN-m)
S150X150	150	150	32	30	177000	9900	29200	29200
S140X140	140	140	28	30	154000	8670	23600	23600
S130X130	130	130	32	26	132000	7430	18800	18800
S120X120	120	120	28	26	112000	6510	14800	14800
S110X110	110	110	24	26	95300	5590	11300	11300
S100X100-1	100	100	24	26	78100	5590	8690	8690
S100X100-2	100	100	24	26	76400	5590	8690	8690

Çizelge 3.3. C60 Beton dayanımı için hesaplanan kolon plastik mafsalsal değerleri

Kolon Adı	B (cm)	H (cm)	Boyuna Donatı		Basınç P _c (kN)	Çekme P _t (kN)	Denge Momenti	
			Adet	Çap			M ₂ (kN-m)	M ₃ (kN-m)
S150X150	150	150	32	30	202000	9900	32600	32600
S140X140	140	140	28	30	175000	8670	26400	26400
S130X130	130	130	32	26	151000	7430	21000	21000
S120X120	120	120	28	26	128000	6510	16500	16500
S110X110	110	110	24	26	107000	5590	12600	12600
S100X100-1	100	100	24	26	88600	5590	9610	9610
S100X100-2	100	100	24	26	87500	5590	9660	9660

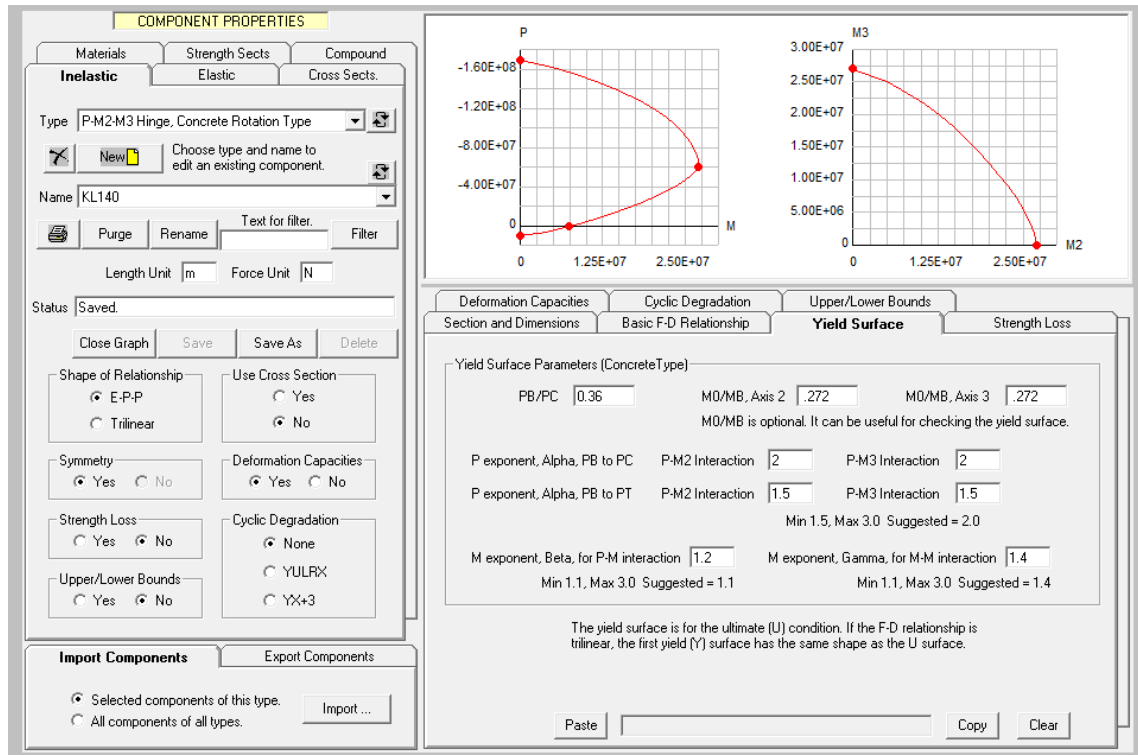
Genel manada söz konusu yapıda olduğu gibi güçlü bir çekirdeğin bulunduğu taşıyıcı sistemlerde çevre kolonları kata gelen deprem yüklerinin ortalama %5 mertebesinde yük almaktadır. Bu nedenle hasar olasılığının özellikle alt katlarda önemli oranda düşük olduğunun bilinmesi uygun olacaktır.

Örnek olarak söz konusu klonlardan bir tanesi için XTRACT (v.3.0.9) programı yardımıyla elde edilen P-M₂-M₃ değerleri ve buna ait değişimler Şekil 3.9'da gösterilmiştir.



Şekil 3.9. Kolon plastik mafsal tanımlanması

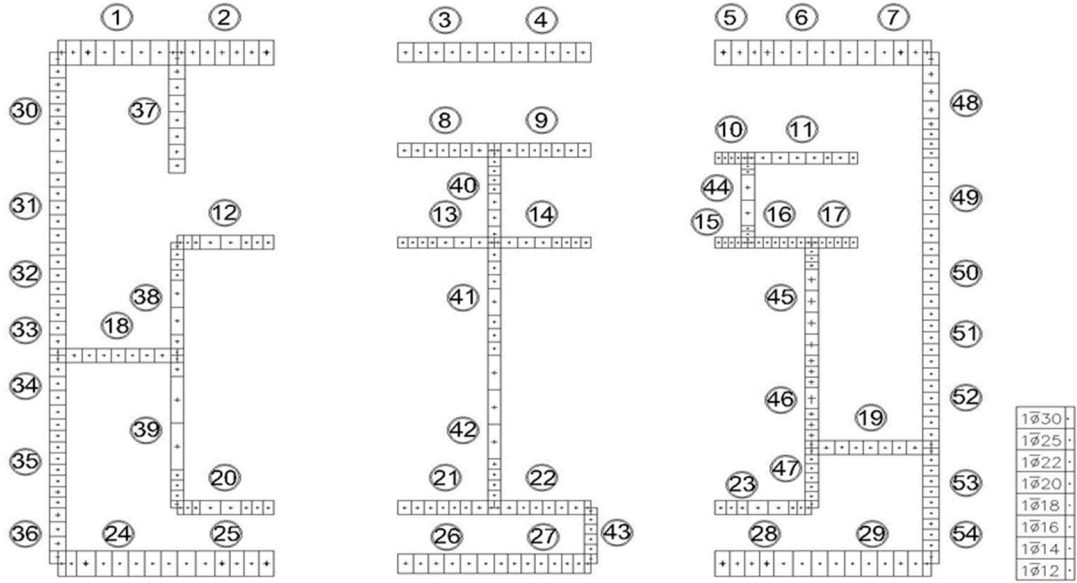
Belirlenen plastik mafsal parametrelerinin PERFORM 3D programına tanımlanmasına dair bir örnek Şekil 3.10’da gösterilmiştir.



Şekil 3.10. Kolon plastik mafsal tanımlanması

3.3.2. Perdelerin Modellemesi

Söz konusu yapılarda bulunan tüm perdeler başlık bölgeleri ve orta bölgeleri mümkün olduğunca bölünerek her biri lif (fiber) elemanlar ile modellenmiştir. Bu modellemeye esas teşkil edecek örnek bir bölme şekli Şekil 3.11’de verilmektedir.

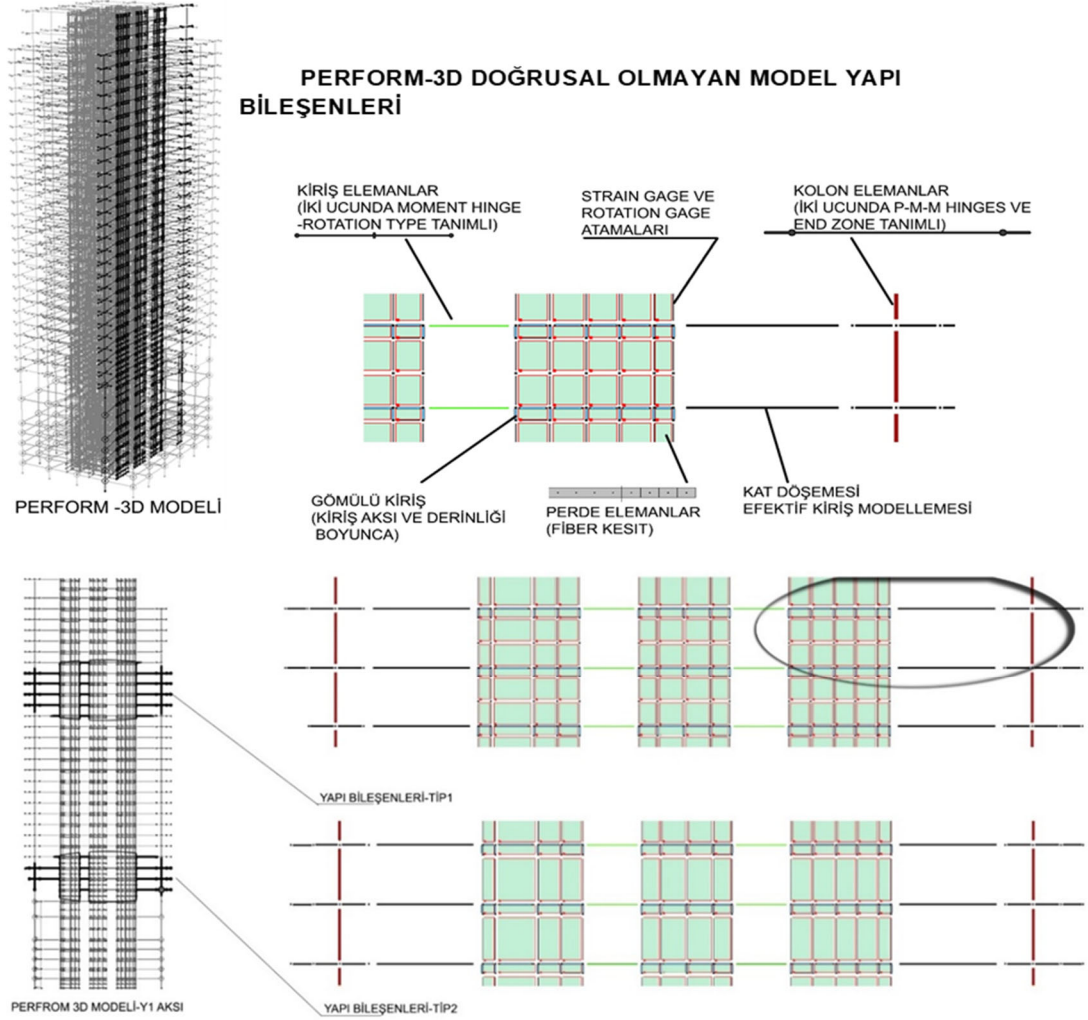


Şekil 3.11. Perde elamanlarının bölünmesinin şematik gösterimi

Perdelerin düzlem dışı davranışlarının doğrusal olduğu kabulüyle Yönetmelikte (TBDY 2018) verilen dönme kapasitesi esas alınarak azaltmalar uygulanmıştır. Toplamda perdeler için düzlem dışı rijitlik bu vasıta ile yaklaşık %20 mertebesine çekilmiş olmaktadır. Bunu elde etmek maksatlı düzlem dışı perde kalınlıkları 0,8 oranında azaltılmıştır. Buna ek olarak gerek %20 u yakalamak gerekse elemanların düzlem dışı davranışında çatlama kesit durumunda kayma modüllerinde önemli azalmalar olacağından Young modülleri de yarı yarıya azaltılarak kesitlerin kayma davranışlarında kayma birim şekil değiştirmelerinin gerçeğe daha yakın hesaplanmaları sağlanmıştır.

Diğer taraftan model içerisinde kullanılan PERFORM 3D programının bazı kısıtlamaları nedeniyle çerçeve ile perde arasındaki birleşim detayları nedeniyle perdeler özel olarak bölünmüştür. Yapılan bu bölmeler ve kullanılan elemanlar şematik olarak Şekil 3.12’de verilmektedir. Şekilden de anlaşılacağı üzere söz konusu bu modelleme tekniğine ek

olarak her bir perde parçası için şekil değiştirmeler ve dönmeler yerleştirilen -strain gage- ve -rotation gage yardımıyla ölçülmüş ve belirlenen sınır değerlere nazaran kontrol edilmektedirler.



Şekil 3.12. Doğrusal olmayan analiz kullanılan perde çerçeve modellemesi ve ölçümlerine ait şematik gösterim

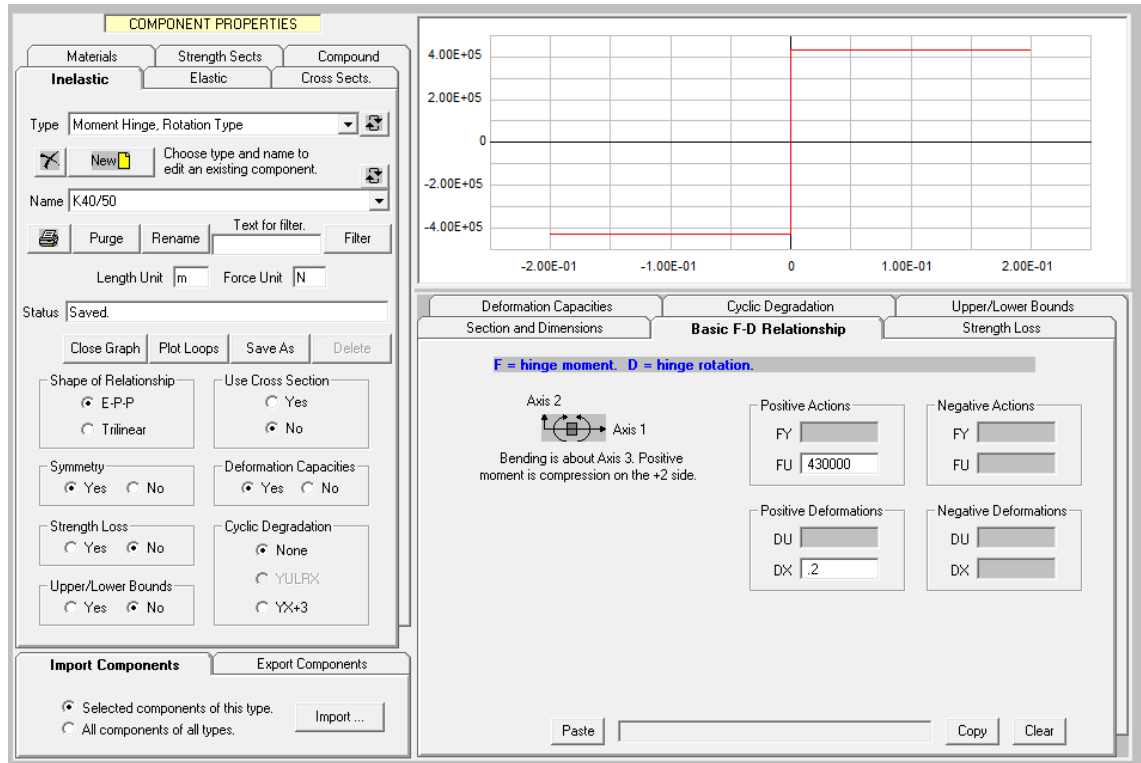
3.3.3.Kiriş Modellemesi

Tüm projede kullanılan kiriş boyutları için dikkate alınan parametreler takip eden tablolarda özetlenmektedir. Ayrıntıları Çizelge 3.4’de verilen betonarme kirişler için yığılı plastik davranış modelde esas alınmıştır.

Çizelge 3.4. Kiriş plastik mafsal bilgileri

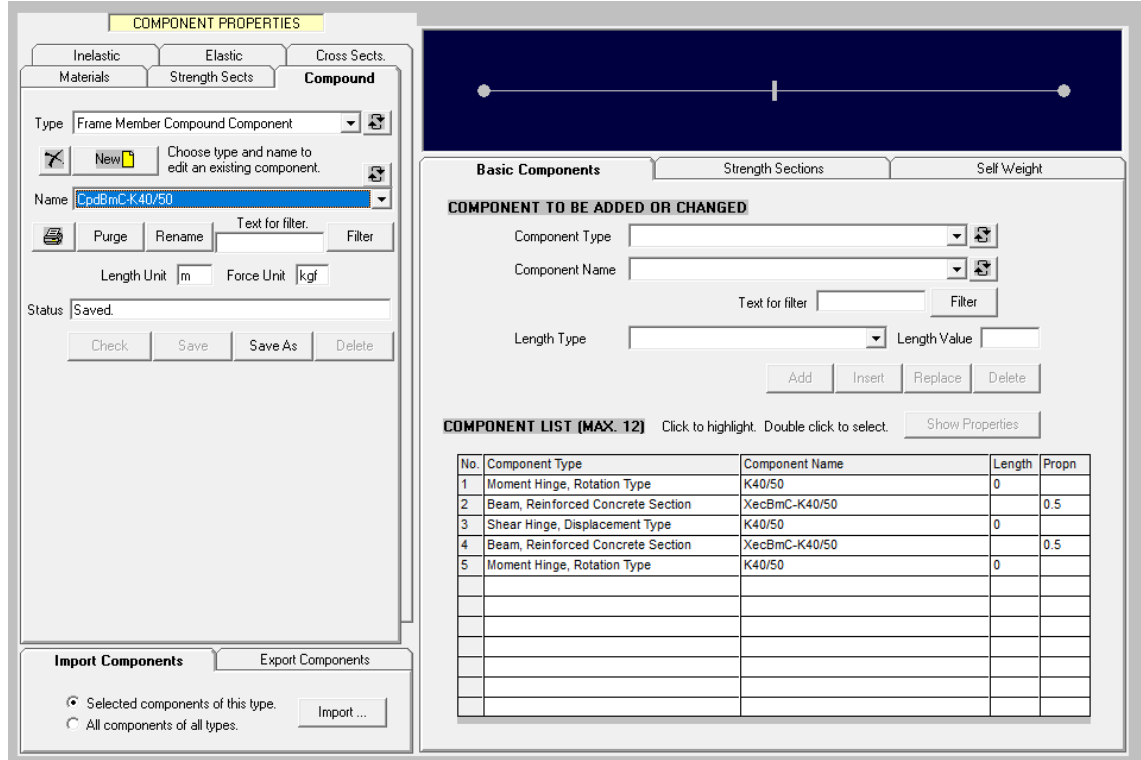
Kiriş Adı	B (cm)	H (cm)	Boyuna Donatı		θ_p M3+ (rad)	θ_p M3- (rad)	Akma Momenti	
			Adet	Çap			M ₃₊ (kN-m)	M ₃₋ (kN-m)
K40X50	40	50	8	26	0.0454	0.0454	381	381
K40X80	40	80	8	26	0.0343	0.0343	659	659
K50X90	50	90	12	26	0.0324	0.0324	904	904
K100X90	100	90	24	26	0.0324	0.0324	1520	1520
K30X50	30	50	6	26	0.0455	0.0455	304	304
K55X50	55	50	12	26	0.0463	0.0463	461	461
K35X50	35	50	6	26	0.0454	0.0454	306	306
K50X50	50	50	12	26	0.0464	0.0464	459	459
K60X50	60	50	14	26	0.0451	0.0451	535	535

XTRACT (v.3.0.9) programı yardımıyla elde edilen kiriş plastik mafsal parametrelerinin PERFORM 3D programına tanımlanmasına dair bir örnek Şekil 3.13’de gösterilmiştir.



Şekil 3.13. Kiriş plastik mafsal tanımlanması

Elemanların her iki ucunda plastik mafsal tanımları aşağıda örnek olarak takip eden Şekil 3.14’de verildiği gibi PERFORM 3D modelinde dikkate alınmıştır. Kirişin kesme kontrolü için kiriş modelinde kirişin açıklık ortasına kesme mafsalı yerleştirilmiştir.



Şekil 3.14. Kiriş yapı bileşenlerinin tanımlanması

3.3.4. Döşeme Modellemesi

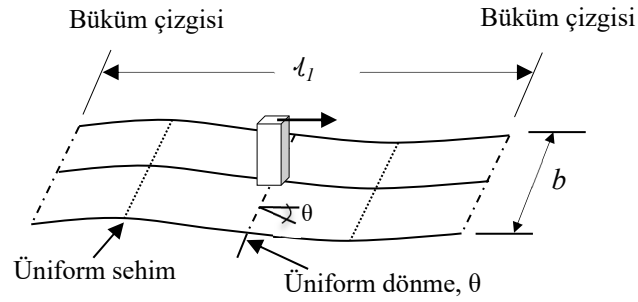
Kirişsiz döşemelerin yapı davranışına etkisinin dikkate alınması doğrudan modellemenin yanında literatürde sunulan farklı yöntemlerle de mümkündür. Performansa dayalı tasarımda analize getirdiği yük açısından bu tür döşeme sistemlerinin doğrudan alansal modelleme ile hesaba katılması akademik çalışmalar için mümkün olmakla birlikte, artan kat sayısı ve boyut düşünüldüğünde analiz edilebilir ve modellenebilir sınırların dışına çıkmaktadır. Bu nedenle gerek kabul görmüş yönetmelikler gerekse uluslararası literatürde yaklaşık modelleme yaklaşımları önerilmektedir. Örneğin bu alanda en muteber belgeler olan ATC 72 (2010) ve ASCE/SEI 41-13 her ikisi de bu tür durumlar efektif ve eşdeğer kiriş modellerinin kirişsiz döşemelerin temsilinde kullanılabileceğini ifade etmektedirler. Diğer taraftan ülkemizde yürürlüğe girmek üzere olan TBDY’de

doğrusal olmayan analizde döşemelerin modellenmesi madde 5.4.4'de; "Özel durumlar dışında, bina çevresindeki bodrum perdelerinin ve bina döşemelerinin doğrusal olmayan modellemesi gerekli değildir. Normal durumlarda, bu elemanlar için Tablo 4.2'de verilen etkin kesit rijitlikleri ile eşdeğer doğrusal modelleme yapılacak ve 4.5.5, 4.5.6 ve 4.5.7'de verilen tüm modelleme kurallarına uyulacaktır." şeklinde ifade edilmektedir. Buna göre kirişsiz döşemelerin ne şekilde modellenebileceği yönetmelik taslağında net olarak ifade edilmemekle birlikte eşdeğer doğrusal modelleme işaret edilmektedir. Bu bağlamda bu çalışma kapsamında kirişsiz döşemelerin doğrusal olmayan davranışları da bir şekilde eşdeğer modeller kullanılarak dikkate alınmaktadır.

Gerek yukarıda ifade edilen ve yaygın şekilde kabul görmüş yönergelerde gerekse bu çalışmalarda esas alınmış literatürde konuyla ilgili gerçekleştirilen deneysel çalışmalardan, efektif kiriş modelinin genel manada davranışı temsil etmede daha etkin olduğu, ancak rijitliği olduğundan bir miktar fazla tahmin ettiği, eşdeğer kiriş yaklaşımının ise modellemede rijitliğin tanımlanmasında gerçekten daha az sonuçlar verdiği anlaşılmaktadır. Hwang ve Moehle (2000) tarafından önerilen ve ASCE-SEI 41-13'de de atfedilen yaklaşıma göre efektif kiriş yaklaşımının rijitliğinin azaltılarak kullanılması gerek deneysel gerekse sonlu eleman modelleri sonuçları ile örtüştüğü bu yazarlar tarafından kanıtlanmıştır. Buna göre bu çalışmada da döşemelerin modellenmesinde efektif kiriş yaklaşımı esas alınmaktadır.

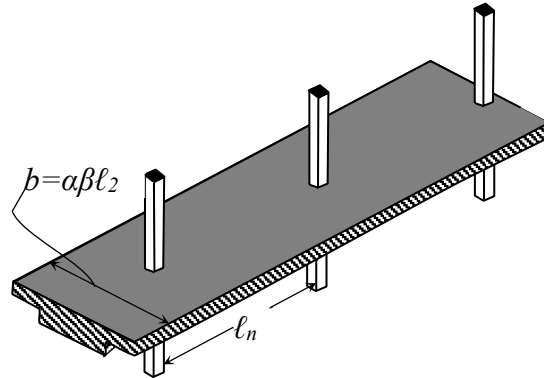
Bilindiği üzere kirişsiz döşeme-kolon taşıyıcı sistemlerde, kirişsiz döşeme tüm genişliği boyunca kolona eğilme elemanı olarak mesnetlenemez. Tipik bir bağlantı davranışının gösterildiği Şekil 3.15'de, birleşim bölgesi birim dönmeye tabi tutulduğunda, kolonun yanındaki döşeme kolonla birlikte döner. Döşemenin kolona daha uzak kısımları aynı dönmeye maruz kalmaz. Bu nedenle analizde döşemenin üç boyutlu davranışını tam olarak modellemedeki hesaplama zorlukları nedeniyle, döşemeyi basitleştirilmiş bir şekilde modellemek ASCE 41-13'de önerildiği gibi bu çalışmada da tercih edilmektedir. Bilindiği üzere bu tür döşeme sistemlerin tasarımında da döşeme Şekil 3.15'de verildiği şekliyle kolon ve orta şeritlere ayrılarak tasarım gerçekleştirilmektedir. Bu tasarım mantığı tamamen döşemenin eğilme davranışı açısından birlikte çalıştığı düşünülen bölümlere ayırma ve buna göre tasarlama ilkesine dayanmaktadır.

Efektif kiriş genişliği için literatürde farklı şekilde önermeler bulunmaktadır. Hwang ve Moehle tarafından gerçekleştirilen ve uluslararası literatürde kabul gören yaklaşıma göre, geleneksel tarzda uygulama şeklinin gerçekten kısmen büyük rijitliklerin dikkate alınmasına yol açtığı anlaşıldığından, aşağıda özetlendiği şekliyle eşdeğer kiriş modeli bu çalışmada kullanılmaktadır. Bu yaklaşım gerek ATC 72 (2010) gerekse ASCE/SEI 41-13’de bu şekilde önerilmektedir. Bu manada bir aks için idealize edilmiş efektif kiriş gösterimi Şekil 3.17’de verilmektedir.



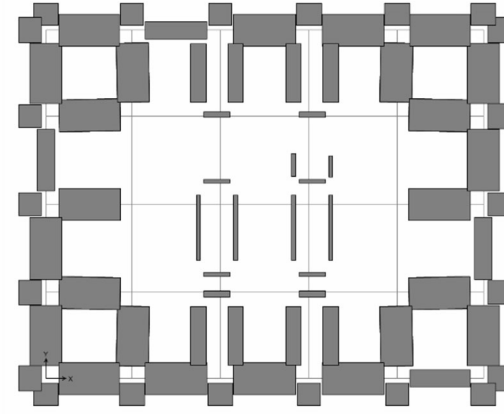
Şekil 3.17. Efektif kiriş genişliği modeli kavramı (Hwang ve Moehle 1997)

Bu sayede elde edilen eşdeğer kiriş modeli başlık bölgesi de dikkate alınarak aşağıdaki şekilde elde edilmektedir (Şekil 3.18).



Şekil 3.18. Efektif kiriş modeli şematik gösterimi

Bu yaklaşım kullanılarak projede bulunan tüm döşeme sistemi eşdeğer şeritler yardımıyla modellenmektedir. Bu şeritlerin gösterimine bir örnek olarak normal kat planlarından bir görünüm Şekil 3.19’da verilmektedir.



Şekil 3.19. Normal bir kat döşemesi için elde edilen şeritlere ait bir görünüm

Şekilde verilen her bir şerit parçası tablayı içeren uzunluk boyunca tabla yüksekliği+döşeme yüksekliği dikkate alınarak, diğer kesitler için ise sadece döşeme yüksekliği dikkate alınarak eşdeğer doğrusal model ile idealleştirilmiştir. Diğer taraftan, Yukarıda da tanımlandığı gibi eşdeğer kiriş genişliklerin hesabında β katsayısı şekil katsayısı (α) ile birlikte değerlendirilerek şerit genişlikleri hesabına dahil edilmiştir. Ancak kullanılan β katsayısı hiçbir şekilde 0.7'den büyük 0,33'den küçük kullanılmamıştır. Burada ilgili kaynaklarda herhangi bir üst sınır verilmemiş olmakla birlikte bu çalışmada β katsayısı çatlama etkileri nedeniyle 0.7'den büyük alınmamaktadır.

3.4.Yük Birleşimleri

Taşıyıcı sistem elemanlarının değerlendirilmesinde esas alınmak üzere, deprem etkisinin, düşey yük etkisi ile birleşimi TBDY 5.2.2.1'de verilen aşağıdaki denklemdeki şekliyle dikkate alınmıştır,

$$G + Q_e + 0.2S + E_D^H + 0.3E_D^Z \quad (3.3)$$

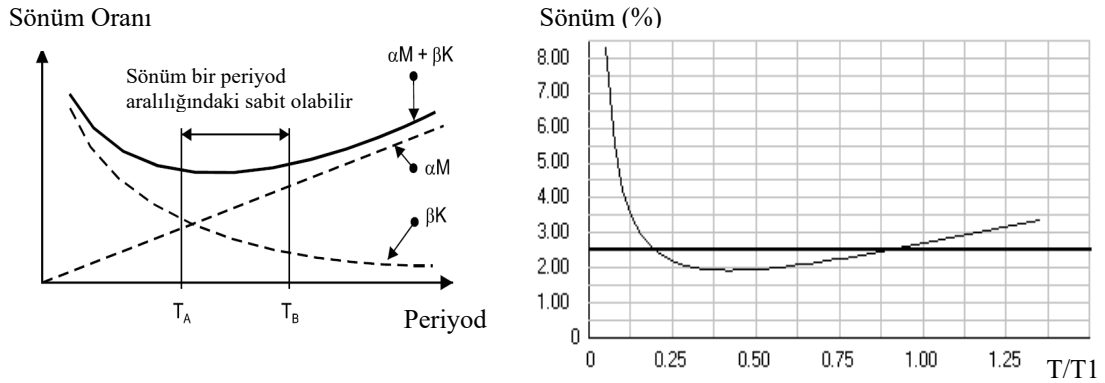
Yukarıdaki bağıntıda G sabit yük etkisini, S kar yükü etkisini, E_D^Z düşey deprem etkisini göstermektedir. Bu etki en büyük PGA'ya sahip depremin yatay bileşenin 2/3 olarak dikkate alınmıştır. Etkin hareketli yük etkisi, TBDY Tablo 4.3 ile tanımlanan hareketli yük kütle katılım katsayısı $n=0.3$ kullanılarak hesaplanmaktadır. Yatay deprem etkisi E_D^H

eş zamanlı olarak bu çalışma kapsamında RSP Match kullanılarak spektrum uyumlu olarak hazırlanmış yer hareketlerinin iki bileşeninin ve düşey bileşenin yapıya verilmesi ile uygulanmıştır.

Tüm yapı sistemlerinin deprem hesabında aksel kuvvetlerin şekil değiştirmiş taşıyıcı sistemde meydana getirdiği ikinci mertebeye etkileri de (P-Delta) göz önüne alınmıştır.

3.5. Rayleigh Sönüm Oranı

Zaman tanım alanında doğrudan entegrasyon yaklaşımı ile yapılan çözümlelerde sönüm matrisi kütle ve rijitlik matrisinin belirli bir oranı olarak modellenmektedir. Sönüm matrisinin elde edilmesinde en yaygın olarak kullanılan yaklaşım ise Rayleigh sönüm matrisi yaklaşımı olarak literatürde verilmektedir. PERFORM 3D bu matrisin hesabında yapı doğal titreşim periyoduna nazaran diğer mümkün modlara ait değişken modal sönüm değerlerin hesabını Şekil 3.20(a)'da verilen yaklaşımla hesaba katmaktadır. Bu çalışmada söz konusu T/T_A ve T/T_B Sınırları sırasıyla 0,2 ve 0,9 olarak dikkate alınmıştır. Söz konusu değerler için sönümün periyot ile değişimi Şekil 3.20(b)'de verilmektedir.



Şekil 3.20. Rayleigh sönümü şematik gösterimi

3.6. Deprem Yer Hareketinin Belirlenmesi ve Ölçeklendirilmesi

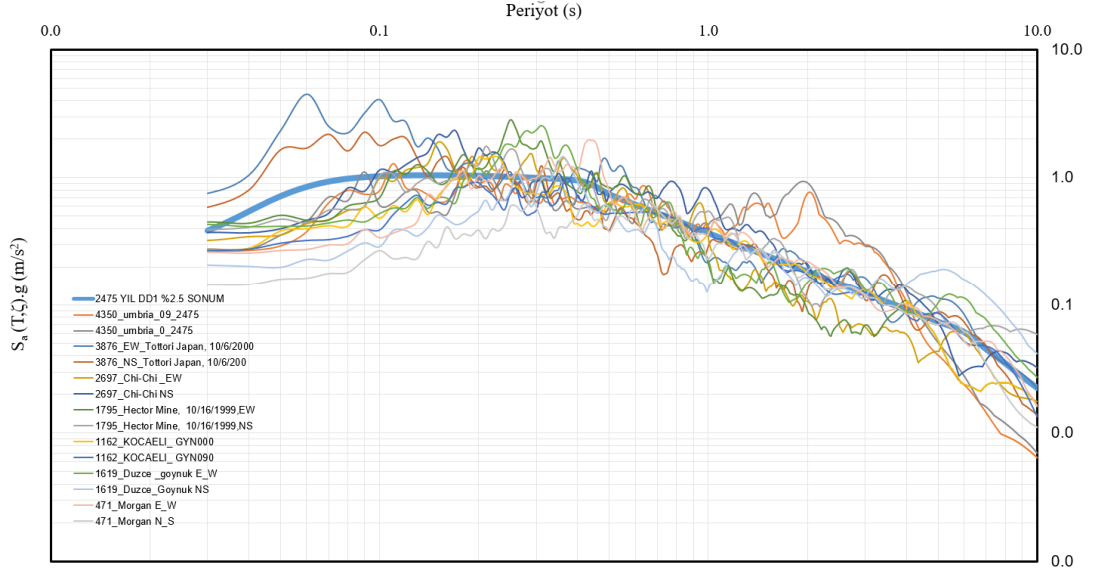
Çalışma kapsamındaki yapılar zaman tanım alanında üç boyutlu olarak doğrudan analiz edilmiştir. Deprem kayıtlarının seçiminde ise orta derecede deprem tehlikesine sahip bir bölgeye ait spektral uyumlu toplam 7 çift yer hareketi kullanılmıştır. Bu hareketlere ilişkin senaryodaki detaylar özetle; alanın, aktif olan Kuzey Anadolu Fay Zonu'nun (KAFZ) yaklaşık olarak 100 km güneyinde, KAFZ'dan ayrılan ikincil yapılar olan Orta ve Çankırı segmentlerine sırasıyla 31 ve 59 km uzaklıkta olduğu, bölgede varlığı bilinen diğer faylar olan Güdül, Kazan, Bala, Cihanbeyli ve Tuz Gölü gibi sismotektonik yapılara ise 32-100 km aralığında değişen mesafelere sahip yapı alanı için sahaya özel koşullar göz önüne alınarak 43, 72, 145, 475, 1000 ve 2475 yıl dönüş periyoduna sahip spektral yer ivmelerinin hesaplanması, tasarıma esas elastik ivme spektrumlarının oluşturulması, tasarım spektrumuyla uyumlu yer hareketlerinin seçildiği şeklindedir. Hedef tasarım spektrumu ile uyum gözetilirken incelemeye konu edilen yapıların uzun periyotlu ($T > 2$) olmaları nedeniyle, uyum $T=1$ s ve üzeri hedef spektrumlarla gerçekleştirilmiş olduğu yine bu detaylar arasında senaryo dahilindedir.

Spektral ve doğrusal olmayan ivme-zaman analizlerinde kullanılmak üzere, tasarıma esas ivme tepki spektrumunun üretilmesi için seçilen sahada, NEHRP B/C zemin sınıfları geçişi olarak tanımlanan referans saha koşullarında ($V_{s30}=760$ m/s), ayrıca yapı temel seviyesinin yaklaşık olarak konumlandırılması beklenen sert kil seviyelerini temsilen tipik NEHRP C sınıfı sahaya ($V_{s30}=450$ m/s) karşılık gelen model parametreleriyle olasılıksal sismik tehlike analizleri söz konusu senaryo dahilindeki detaylarda verilmektedir. NEHRP C sınıfı saha için tanımlanan ortalama kayma dalgası hızı sınırları 360 m/s – 760 m/s aralığında olduğundan, söz konusu çalışma sahasında yapılan sondaj kuyusu bazlı öncü jeoteknik değerlendirmelerin ışığında temel altı seviyesi için ilgili değerlerin uygunluğu öngörülmüş; bununla birlikte referans kaya seviyesi için (NEHRP B/C sınırı; $V_{s30}=760$ m/s) gerçekleştirilen analizlerin de yine gerçekleştirilmesi senaryo dahilinde verilmektedir. Bu kapsamda incelenen depremlere ilişkin genel bilgiler Şekil 3.21'de verilmektedir.

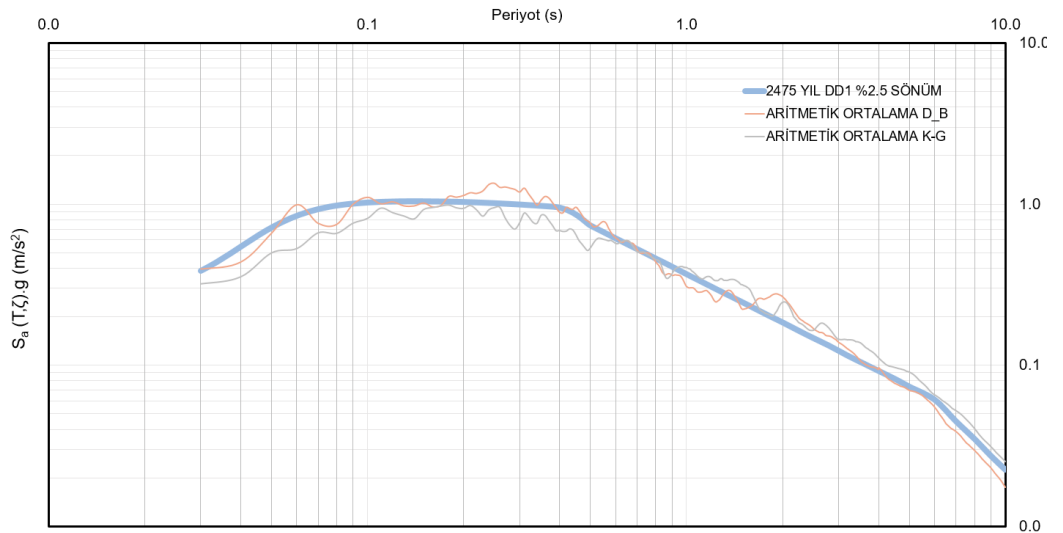
KÜNYESİ	DOĞU BATI BİLEŞENİ	KUZAY GÜNEY BİLEŞENİ
Deprem Adı: Hektor Mine Büyüklüğü : 7.13 Mekanizma: SS İstasyon : Joshua Tree N.M.Keys View		
Deprem Adı: Tottori Büyüklüğü : 6.61 Mekanizma: SS İstasyon : HRS007		
Deprem Adı: Morgan Hill Büyüklüğü : 6.19 Mekanizma: SS İstasyon : San Justo Dam, L Abut		
Deprem Adı: Kocaeli Büyüklüğü : 7.51 Mekanizma: SS İstasyon : Göynük		
Deprem Adı: Düzce Büyüklüğü : 7.14 Mekanizma: SS İstasyon : Mudurnu		
Deprem Adı: Chi-Chi Büyüklüğü : 6.20 Mekanizma: SS İstasyon : CHY019		
Deprem Adı: Umbria Marche Büyüklüğü: 6.0 Mekanizma: N İstasyon: Gubbio Piana		

Şekil 3.21. Seçilen deprem kayıtları

Ham ve spektral olarak eşlenmiş kayıtları hedef spektrumla uyumlu hale getirebilmek için söz konusu çalışmada $V_{s30}=450$ m/s için 2475 yıllık dönüş periyodu için verilen ölçekleme katsayıları aşağıdaki tabloda verilmektedir. Söz konusu zemin esas alınarak kayıtlar bu değerlere göre ölçeklendirilmiş kayıtların referans spektrumu ile karşılaştırılması Şekil 3.22’de verilmektedir. Ölçeklendirilmiş bu kayıtların aritmetik ortalamalarının söz konusu spektrum ile karşılaştırılması ise Şekil 3.23’de sunulmaktadır.



Şekil 3.22. %2,5 sönümlü elastik hedef tasarım spektrumu ile spektral uyumla üretilmiş tüm kayıtların spektrumlarının karşılaştırılması



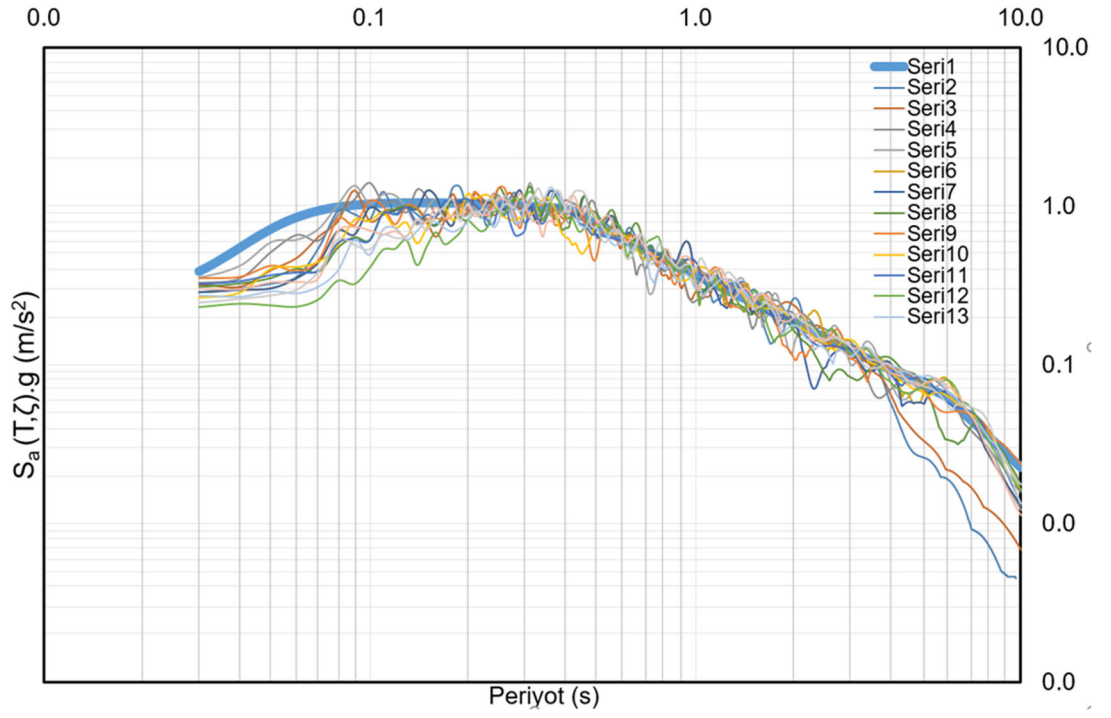
Şekil 3.23. %2,5 sönümlü elastik hedef tasarım spektrumu ile spektral uyumla üretilmiş kayıtların aritmetik ortalamalarının karşılaştırılması

Yapıların doğrusal olmayan dinamik analizleri için kullanılan girdiler, genellikle bölgeye ait hedef tepki spektrumu ile uyumlu hale getirilmiş ivme-zaman verileridir. Bu veriler sahaya özel gerçekleştirilen tehlike analizleri analizde öngörülecek dönüş periyodu dikkate alınarak elde edilen hedef tasarım spektrumu ile uyumlu olmak durumundadır. Ancak bölgeye has kayıtların elde edilmesi çok mümkün olmadığından, bölge tektoniği, fay mekanizmaları, faya uzaklık ve buna benzer birçok parametre baz alınarak deprem kayıtları farklı bölgelerden toplanarak hedef spektrumla uyumlu hale getirilmesi gerekmektedir. Uyumlu hale getirmekte yaygın olarak kullanılan iki temel yaklaşım bulunmaktadır. Bunlardan birisi doğrudan kayıtların belirli bir katsayı ile ölçeklendirilmesi işlemidir. Bu işlem belirli bir periyot aralığı için kayıtların hedef spektrum üzerinde veya onunla tam uyuşmasını amaçlarken, diğer yaklaşım olan spektral uyuşturma ile hemen tüm periyot değerleri için spektrum uyuşumu hedeflenmektedir. Ölçeklendirme yöntemi ile elde edilen katsayılar Çizelge 3.5’de sunulmuştur.

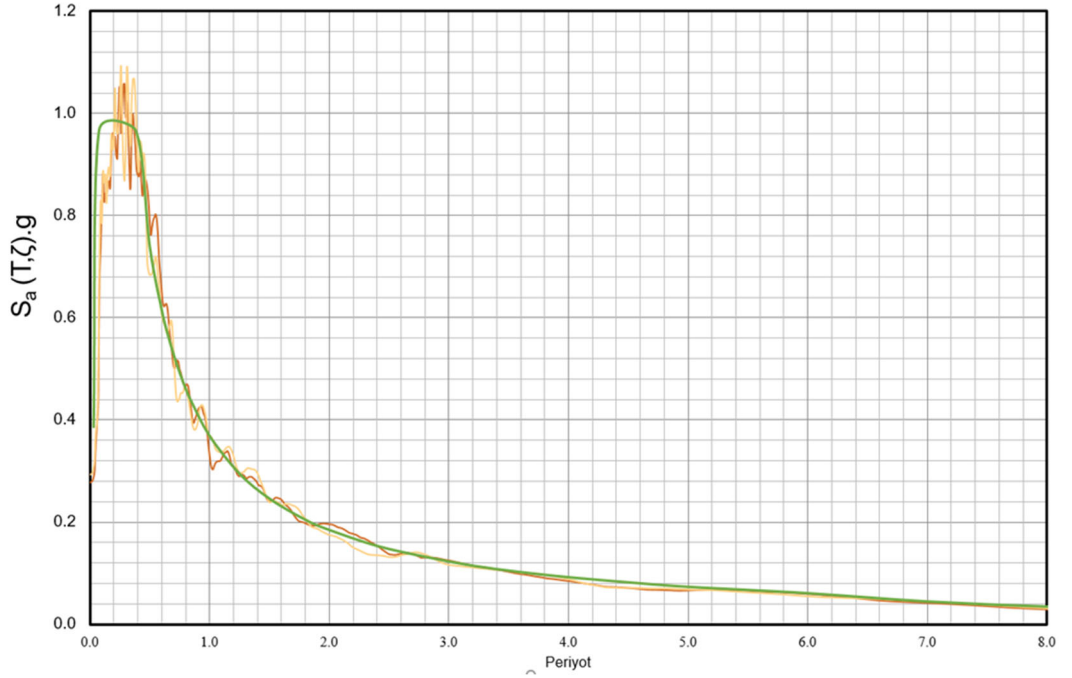
Çizelge 3.5. $V_{s30}=450$ m/s için önerilen ölçeklendirme katsayıları

	NGA#	Tr=43 yıl için Ölçekleme	Tr=72 yıl için Ölçekleme	Tr=475 yıl için Ölçekleme	Tr=2475 yıl için Ölçekleme
1	1795	0,943	1,519	2,911	4,815
2	3876	1,926	3,103	5,944	9,831
3	471	0,324	0,522	-	1,654
4	1162	0,324	0,522	-	1,654
5	1619	0,658	1,060	2,031	3,359
6	2697	2,210	3,561	6,822	11,284
7	4350	0,529	0,852	1,633	2,701

Spektral uyuşum için en güncel ve yaygın olarak kullanılan yaklaşım literatürde RSP Matching olarak verilen yaklaşımdır. Bu çalışmada RSP-Match ile elde edilen sonuçlar deprem girdisi olarak kullanılmaktadır. Bu şekilde elde edilen kayıtlara ait spektrumlar (Şekil 3.24) ve bunların aritmetik ortalamalarının spektrumla uyuşumu (Şekil 3.25) takip eden şekillerde verilmektedir.



Şekil 3.24. %2,5 sönümlü elastik hedef tasarım spektrumu ile RSP Match ile üretilmiş tüm kayıtların spektrumlarının karşılaştırılması



Şekil 3.25. %2,5 sönümlü elastik hedef tasarım spektrumu ile RSP Match üretilmiş kayıtların aritmetik ortalamalarının karşılaştırılması

3.7.Hedeflenen Yapı Performans Düzeyi ve Sınır Durumlar

Çalışmaya konu edilen yapının şekil değiştirme tabanlı analizinde yönetmeliğin temel ilkeleri ve sınırları kullanılmaktadır. TBDY de ifade edilen belirli parametreler tasarlanan yapı için değerlendirildiğinde yapının tanımlanması için aşağıda verilen gerekçeler ışığında BKS = 3, DTS=3a ve BYS =1 sınıflamaları kullanılacaktır (Çizelge 3.6).

Çizelge 3.6. Yapı performans düzeyi parametrelerinin belirlenmesi

Gerekçe	Tanımlama
Bloklar ofis olarak kullanılacaktır bu nedenle yönetmelikte Tablo 3.1’de ofis olarak kullanılacak yapıların BKS=3 olarak öngörülmektedir. Bu durumda BKS=3 olarak dikkate alınmıştır.	BKS =3
SA(T=0.2sn), 43 yıllık geri dönüş süresi, alansal kaynak model %50, çizgisel ve mekânsal düzleştirilmiş sismik kaynak modelde ilgili bölge için SS=0.2~0.4 g arasında bir değerle işaret edilmektedir. Söz konusu değerler net olamadığından en olumsuz koşul dikkate alındığında deprem tasarım sınıfı Tablo 3.2’den DTS=3a ya da 3 olarak dikkate alınmalıdır.	DTS=3a ya da 3
Çalışmaya konu edilen yapılar temel üst kotundan itibaren yüksek yapı şartını sağlamaktadır. Bu durumda çalışılan bloklar:	BYS =1

İlgili yönetmelik madde 3.5.1.1’de; “3.5.1.1 – 2.2’de tanımlanan dört deprem yer hareketi düzeyi için bu Yönetmelik kapsamındaki binalara uygulanmak üzere, Deprem Tasarım Sınıfı DTS = 1, 2, 3, 3a, 4, 4a için tanımlanan Normal Performans Hedefleri ile Deprem Tasarım Sınıfı DTS = 1a, 2a için tanımlanan İleri Performans Hedefleri Tablo 3.4 ve Tablo 3.5’te verilmiştir. Yapı sahibinin isteğine bağlı olarak Tablo 3.4’teki deprem yer hareketi düzeylerine karşı gelen daha ileri performans hedefleri seçilebilir.” ifadesi yer almaktadır. Buna göre bu yapı için yapılan değerlendirmelerden Normal Performans Hedefleri ilkeleri göz önüne alınmaktadır.

Deprem tasarım sınıflarına göre yeni yapılacak veya mevcut binalar için performans hedefleri ve uygulanacak değerlendirme/tasarım yaklaşımları için ise yönetmelik Çizelge 3.7'ye atıf yapmaktadır.

Çizelge 3.7. Uygulanacak değerlendirme/tasarım yaklaşımının belirlenmesi

(b) Yeni Yapılacak veya Mevcut Yüksek Binalar (BYS = 1)

Deprem Yer H. Düzeyi	DTS=1, 2, 3, 3a, 4, 4a		DTS=1a, 2a	
	Normal Performans Hedefi	Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı	İleri Performans Hedefi	Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı
DD-4	KK	DGT	—	—
DD-3	—	—	HK	ŞGDT
DD-2	CG	DGT ⁽³⁾	CG	DGT ^(3,4)
DD-1	GÖ	ŞGDT	CG	ŞGDT

Birbiriyle benzerlik gösteren sismik yönetmeliklerin bir örneği olarak Çizelge 3.8'de TBDY 2018'de yer alan sismik tehlike seviyeleri verilmiştir:

Çizelge 3.8. TBDY 2018 Deprem yer hareketi düzeyleri

Deprem Düzeyi	Aşılma olasılığı	Tekrarlanma Periyodu	Tanımı
DD-1	50 Yılda %2	2475	Çok seyrek deprem yer hareketi-göz önüne alınan en büyük deprem yer hareketi
DD-2	50 Yılda %10	475	Seyrek deprem yer hareketi-standart tasarım deprem yer hareketi
DD-3	50 Yılda %50	72	Sık deprem yer hareketi
DD-4	50 Yılda %68	43	Çok sık deprem yer hareketi-Servis deprem yer hareketi

Buna göre söz konusu yapı için TBDY madde 13.6.5.1 normal performans hedefi olarak DD-1 depremi (50 yılda aşılma olasılığı %2 ve tekrarlanma periyodu 2475 yıl) olan deprem için göçmenin önlenmesi (GÖ) performans düzeyinin sağlanmasını hedeflemektedir. Bu bağlamda şekil değiştirmeler ve iç kuvvetlerin değerlendirilmesi için yeni betonarme bina elemanları için izin verilen sınırlar, aşağıdaki şekilde dikkate alınmaktadır.

TBDY-5.8.1.1’de Göçmenin Önlenmesi (GÖ) Performans Düzeyi için yapılacak performans değerlendirmesinde kullanılmak üzere, Bölüm 13’te verilen Yüksek Binalar da dâhil olmak üzere, yeni betonarme bina elemanlarında bu bölümde verilen yayılı plastik davranış modeline göre hesaplanan beton ve donatı çeliği toplam birim şekil değiştirmeleri $\varepsilon_c^{(GÖ)}$ ve $\varepsilon_s^{(GÖ)}$ için izin verilen sınırlar aşağıda tanımlanmıştır. Göçmenin önlenmesi performans düzeyi için beton birim kısalması:

Dikdörtgen kesitli kolon, kiriş ve perdelerde beton birim kısalması:

$$\varepsilon_c^{(GÖ)} = 0.0035 + 0.04\sqrt{\omega_{we}} \leq 0.018 \quad (3.4)$$

Bu bağıntılarda ω_{we} etkin sargı donatısının mekanik donatı oranını göstermekte ve aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$\omega_{we} = \alpha_{se} \rho_{sh,min} \frac{f_{ywe}}{f_{ce}} \quad (3.5)$$

Eşitlik (3.5)’ de yer alan α_{se} sargı donatısı etkinlik katsayısını, $\rho_{sh,min}$ dikdörtgen kesitte iki yatay doğrultuda hacimsel enine donatı küçük olanı, f_{ywe} enine donatının ortalama (beklenen) akma dayanımını göstermektedir.

$$\alpha_{se} = \left(1 - \frac{\sum \alpha_i^2}{6b_0h_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right); \rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{b_k s} \quad (3.6)$$

Eşitlik (3.6)’da A_{sh} ve ρ_{sh} göz önüne alınan doğrultuda enine donatının alanını ve hacimsel oranını, b_k dik doğrultudaki çekirdek boyutunu (en dıştaki enine donatı eksenleri arasındaki uzaklık), s enine donatı aralığını, b_0 ve h_0 sargı donatısı eksenlerinden ölçülen sargılı beton boyutlarını α_i bir etriye kolu veya çiroz tarafından mesnetlenen boyuna donatıların eksenleri arasındaki uzaklığı göstermektedir. Göçmenin önlenmesi performans düzeyi için donatı birim şekil değiştirmesi:

$$\varepsilon_s^{(G\ddot{O})} = 0.4\varepsilon_{su} \quad (3.7)$$

Burada ε_{su} donatının çekme dayanımına karşı gelen birim uzamayı göstermektedir. B420C için $\varepsilon_{su} = 0.08$ dir.

$$\varepsilon_s^{(G\ddot{O})} = 0.032 \quad (3.8)$$

TBDY-5.8.1.1'de Göçmenin Önlenmesi (GÖ) Performans Düzeyi için yapılacak performans değerlendirmesinde kullanılmak üzere, TBDY Bölüm 13'te verilen Yüksek Binalar da dâhil olmak üzere, yeni betonarme bina elemanlarında bu bölümde verilen yığılı plastik davranış modeline göre hesaplanan plastik dönmeler için izin verilen sınır, kesite etkiyen aksenal kuvvet ve TBDY EK 5A'da verilen beton ve donatı çeliği modelleri dikkate alınarak yapılacak eğrilik analiz sonucunda Eşitlik (3.9) ile hesaplanmıştır.

$$\theta_p^{(G\ddot{O})} = \frac{2}{3} \left[(\varphi_u - \varphi_y) L_p \left(1 - 0.5 \frac{L_p}{L_s} \right) + 4.5 \varphi_u d_b \right] \quad (3.9)$$

Burada φ_u verilen beton ve donatı çeliği birim şekil değiştirmeleri ile EK 5A'da verilen beton ve donatı çeliği modellerinden yararlanılarak ve kesite etkiyen aksenal kuvvet dikkate alınarak yapılan analizden elde edilen göçme öncesi toplam eğriliğini göstermektedir.

Yönetmelikte verilen bu kontrollere ek olarak göçmenin önlenmesi performans düzeyi için perdelerde dönme kontrolü için dönme limit değerleri ASCE-SEI 41-13 Çizelge 3.9'a göre minimum değerlere göre kontrol de ek olarak yapılmıştır. Burada kontrol için dönme için üst sınır 0.005 radyan olarak göz önüne alınmıştır.

Göçmenin önlenmesi performans düzeyi için perdelerde kesme güvenliği kontrolü için yönetmelikte aşağıda tanımlanan iki şart verilmektedir. Buna göre perde kesitlerinin kesme dayanımı V_t ilgili yönetmelik uyarınca, aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır

$$V_t = A_{ch} (0.65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{ywd}) \quad (3.10)$$

Bu şekilde hesaplanan kesme güvenliğine ek olarak aşağıdaki şartlarında V_e tasarım kesme kuvvetinin sağlanması gerekmektedir.

$$V_e \leq V_t$$

$$V_e \leq 0.85A_{ch}\sqrt{f_{ck}} \quad (\text{Boşluksuz perdeler}) \quad (3.11)$$

$$V_e \leq 0.65A_{ch}\sqrt{f_{ck}} \quad (\text{Bağ kirişli perdeler})$$

Çizelge 3.9. Perdelerde dönme kontrolü için dönme limit değerleri (ASCE-SEI 41-13)

Table 10-19. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—R/C Shear Walls and Associated Components Controlled by Flexure

Conditions			Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation* (radians)		
			a	b		Performance Level		
					c	IO	LS	CP
i. Shear walls and wall segments								
$\frac{(A_v - A_v')f_y + P}{t_w t_w \sqrt{f_c'}}$	$\frac{V}{t_w t_w \sqrt{f_c'}}$	Confined Boundary ^b	0.015					
≤0.1	≤4	Yes	0.010	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤0.1	≥6	Yes	0.009	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥0.25	≤4	Yes	0.005	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥0.25	≥6	Yes	0.008	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤0.1	≤4	No	0.006	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤0.1	≥6	No	0.003	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥0.25	≤4	No	0.002	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥0.25	≥6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004
ii. Shear wall coupling beams ^c								
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ^d		$\frac{V}{t_w t_w \sqrt{f_c'}}$	0.050					
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement		≤3	0.025	0.040	0.75	0.010	0.025	0.050
		≥6	0.020	0.035	0.50	0.005	0.020	0.040
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement		≤3	0.020	0.025	0.50	0.006	0.020	0.035
		≥6	0.010	0.050	0.25	0.005	0.010	0.025
Diagonal reinforcement		NA	0.030	0.050	0.80	0.006	0.030	0.050

*Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

^bA boundary element shall be considered confined where transverse reinforcement exceeds 75% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed $8d_b$. It shall be permitted to take modeling parameters and acceptance criteria as 80% of confined values where boundary elements have at least 50% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed $8d_b$. Otherwise, boundary elements shall be considered not confined.

^cFor coupling beams spanning <8 ft 0 in., with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, acceptance criteria values shall be permitted to be doubled for LS and CP performance.

^dConventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing ≤ $d/3$, and (b) strength of closed stirrups $V_t \geq 3/4$ of required shear strength of the coupling beam.

Yüksek yapılar ile ilgili görelî kat ötelemesine ilişkin olarak birçok farklı sınır durumları farklı kaynaklardan görülebilmektedir. Bu çalışmada TBDY-13.6.5.2’de verilen, “III. aşamada DD-1 deprem yer hareketi altında yüksek bina taşıyıcı sistemi için yapılan doğrusal olmayan hesap sonucunda her bir katta göz önüne alınan $2 \times 11 = 22$ depremden elde edilen ortalama görelî kat ötelemesi oranı 0.03’ü, tek bir depremden elde edilen en büyük görelî kat ötelemesi oranı ise 0.045’i geçmeyecektir.” ifadesi uyarınca denetlenmektedir.

4. BULGULAR VE TARTIŞMA

Doğrusal olmayan geometri değişimleri ya da diğer bir ifadeyle P-Delta etkilerinin, yapının göçmesine varabilecek etkileri kontrol eden kritik bir öneme sahip olabileceği önceki bölümlerde özetlenmiştir. Bu nedenle yapısal analizin daha gerçekçi yapılmasında P-Delta etkilerinin önemi, çoğu standart ya da kodlarda içerilmektedir. TBDY’de ikinci mertbe etkileri sınırlandırılmış ve sınırların aşılması durumunda iç kuvvetler için arttırma faktörleri verilmiştir. Uygulanabilecek diğer bir seçenek olarak ise taşıyıcı sistemin rijitlik ve/veya dayanımının uygun şekilde arttırılarak deprem hesabının yenilenmesine yer verilmektedir. Bu iki farklı yaklaşım P-Delta etkilerinin taleplerini karşılamak için tipik olarak benimsenir. Bir çözüm yöntemi olarak, dayanımı arttırmak yerine rijitliği arttırmak genel olarak uygulamada kullanılan yöntem olmakla birlikte bu durum yapıda farklı dinamik etkiler doğurabilecek ve ekonomik olmayan bir çözüm olarak değerlendirilebilir.

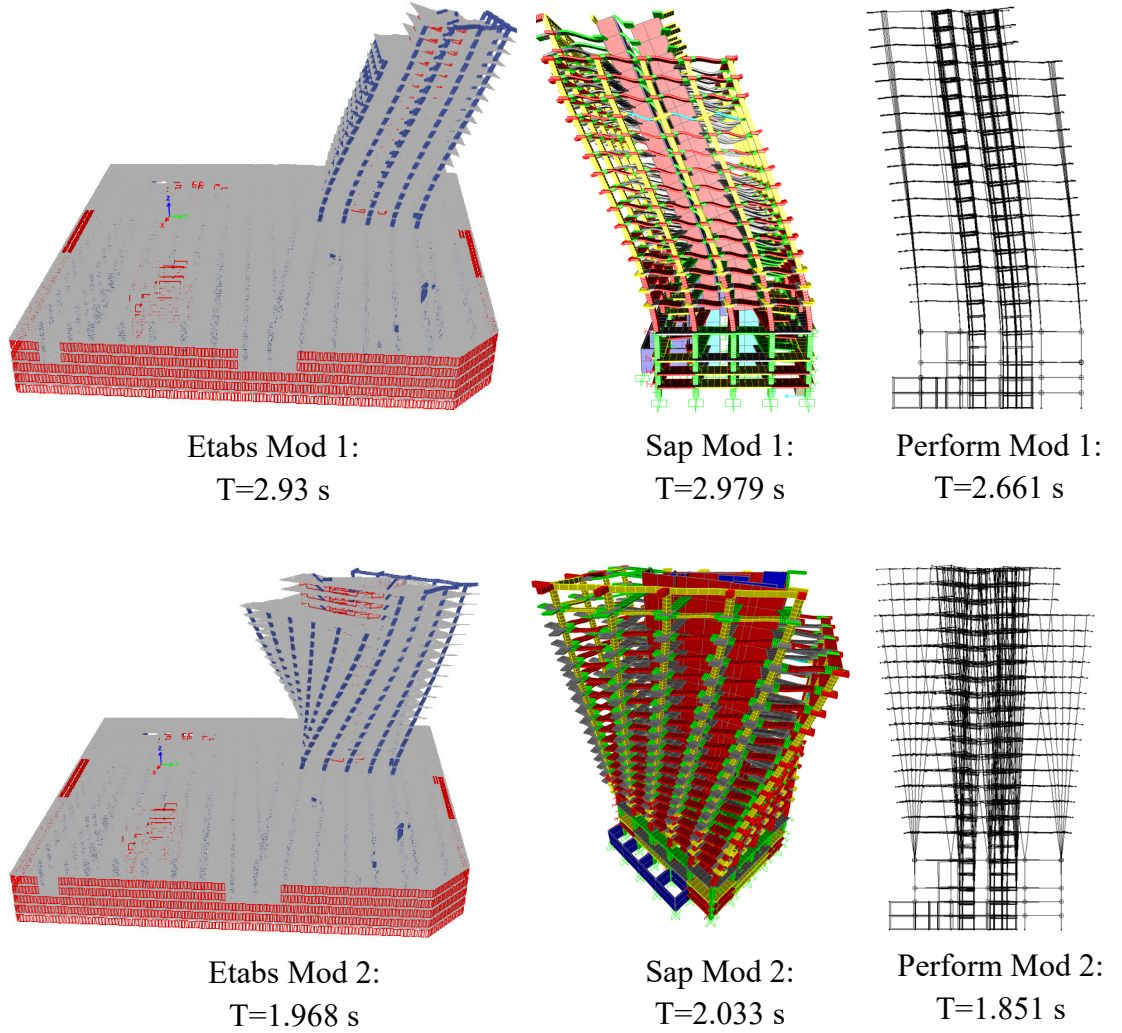
Bu çalışma kapsamında ilgili yönetmelik maddesinin irdelenmesi amacıyla önceki bölümlerde verilen kabuller doğrultusunda analiz modelleri PERFORM 3D ve SAP2000 programlarında oluşturulmuştur. Bu yaklaşımlardan bağımsız olarak ETABS modelleri modal analize tabi tutularak sistemin modları arasında benzerlik araştırılmıştır ve bu yolla nihai olarak değerlendirmeye alınan PERFORM 3D modellerinin uygunluğu denetlenmiştir. Bu karşılaştırmaya bir örnek; Çizelge 4.1’de O Blok analizlerine ait bir karşılaştırma için verilmektedir.

Çizelge 4.1. O Blok analiz modellerine ait mod ve kütle katılım oranları

MODE	SAP 2000	ETABS	PERFORM 3D	SAP 2000
	Periyot	Periyot	Periyot	KÜTLE KATILIM ORANI %
1	2.979	2.930	2.661	0.519 UY
2	2.033	1.968	1.850	0.475 RZ
3	1.396	1.392	1.183	0.535 UX
4	0.719	0.751	0.625	0.121 UY
5	0.544	0.552	0.534	0.101 RZ
6	0.351	0.363	0.331	0.169 UX
7	0.329	0.357	0.312	0.033 UY

Benzer bir karşılaştırma mod şekilleri arasındaki ilişkiyi ortaya koymak amacıyla Şekil 4.1’de sunulmaktadır. Çalışmaya konu edilen yapıların her biri için bu kontroller sağlanmıştır.

SAP 2000’de üretilen bu model ile ETABS modelinin her ikisinde de azaltılmış rijitlikler dikkate alınmaktadır. Diğer taraftan yer değiştirme tabanlı analizde dikkate alınan PERFORM 3D modelinde ise burada kontrolleri yapılan SAP 2000 modeli yardımıyla, doğrusal davranışın kabul edildiği efektif kirişler ve diğer doğrusal çalıştığı varsayılan elemanlar haricinde azaltılmamış rijitlikler kullanılarak yapı elemanları modeli elde edilmiştir.



Şekil 4.1. O Blok hâkim periyot mod şekilleri

Yapılan kontroller neticesinde bu çalışmada baza, kirişsiz döşeme sistemi ve gömülü kat idealleştirmelerini içeren modelleri ile taşıyıcı sistemin ETABS modeli arasında yapılan modal analiz karşılaştırmalarında dinamik karakteristikleri açıdan önemli bir farklılığın olmadığı ve öngörülen tasarımının davranışı gerçekçi bir şekilde hesaba katabildiği anlaşılmaktadır.

Yapıların dinamik analizlerinde önemli noktalardan bir tanesi de yapıda elde edilen kütle katılım oranıdır. TBDY 2018’de yapılacak dinamik analizlerde göz önüne alınan birbirine dik x ve y yatay deprem doğrultularının her birinde, her bir mod için hesaplanan etkin kütlelerin toplamının hiçbir zaman bina toplam kütlelerinin %90’ından daha az olmaması gerektiği belirtilmektedir.

Çalışmada kullanılan yapılara ilişkin analizler sonucunda yapının x ve y doğrultusunda her bir modda elde edilen kütle katılım oranları Çizelge 4.2.’de verilmiştir. Buna göre yapının her bir titreşim modundan elde edilen kütle katılım oranlarının toplamından elde edilen toplam kütle katılım oranının x ve y doğrultularında %90’dan daha fazla olduğu dikkate alınan ilk üç modda sağlanmaktadır.

Çizelge 4.2. Analiz modellerine ait mod ve kütle katılım oranları

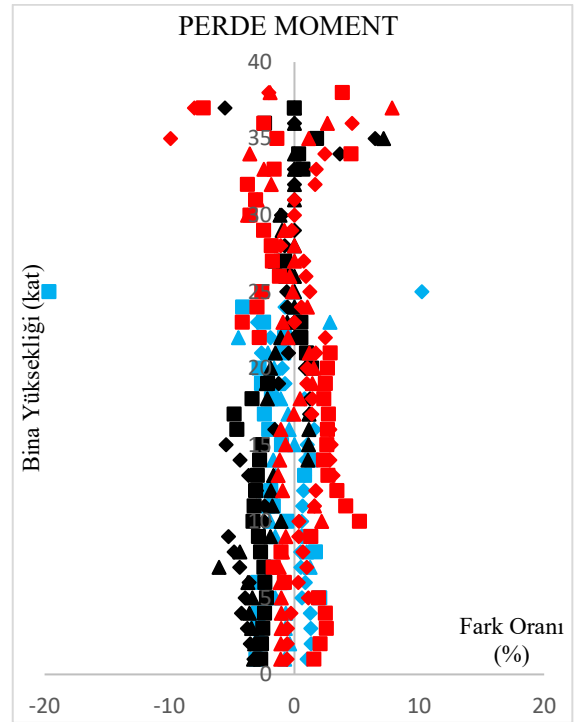
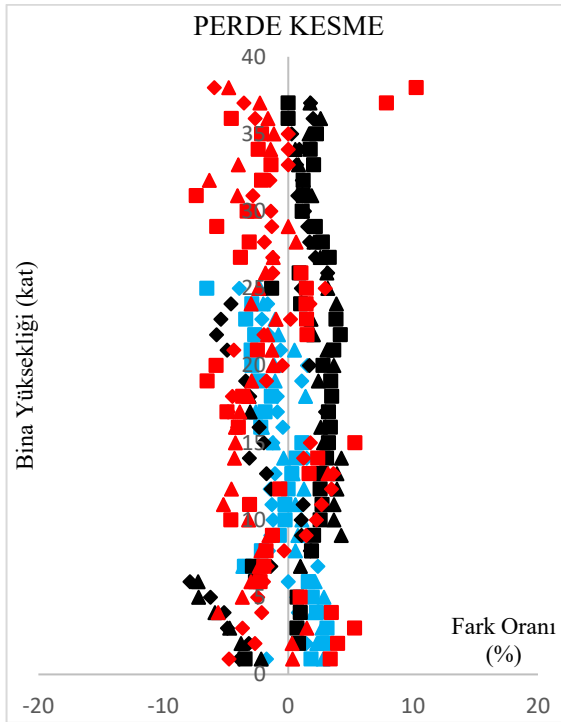
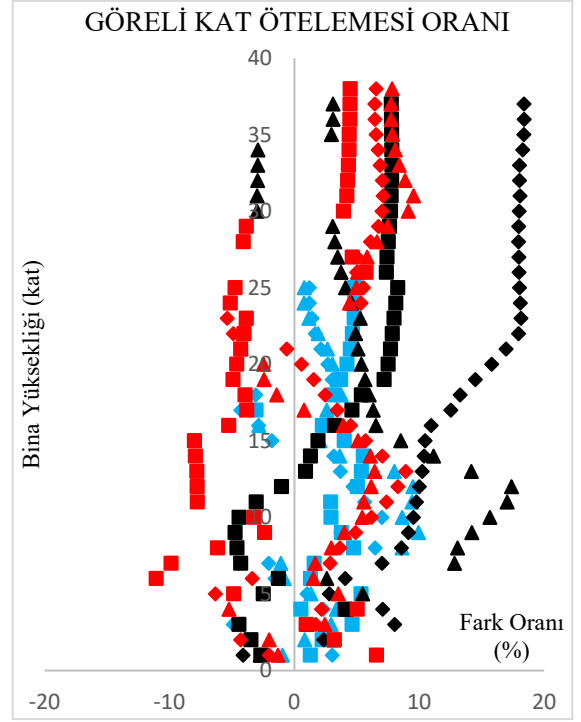
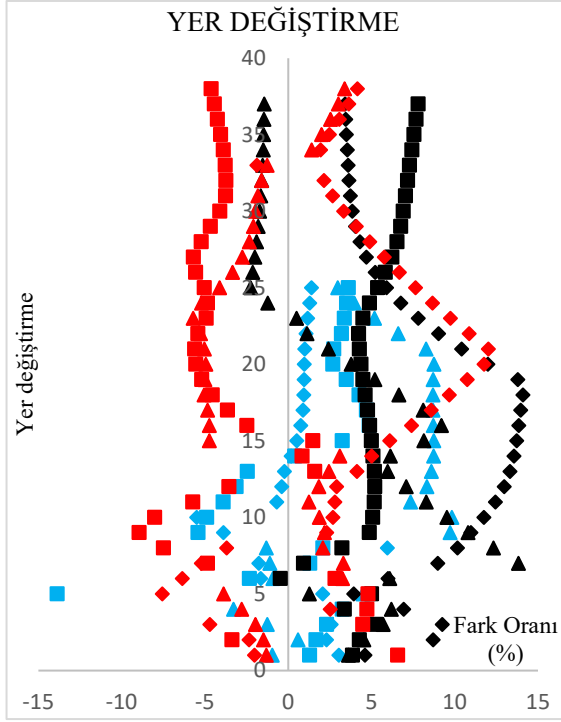
PERFORM 3D MODE	O BLOK		P BLOK		R BLOK	
	Periyot	KÜTLE KATILIM ORANI %	Periyot	KÜTLE KATILIM ORANI %	Periyot	KÜTLE KATILIM ORANI %
1	2.661	0.470 UY	3.795	0.553 UY	5.071	0.624 UX
2	1.850	RZ	3.233	0.475 UX	3.306	RZ
3	1.183	0.508 UX	3.042	RZ	2.988	0.600 UY
4	0.625	0.109 UY	1.028	RZ	1.266	0.137 UX
5	0.534	RZ	1.024	0.116 UY	0.838	RZ
6	0.331	0.095 UX	0.830	RZ	0.676	0.173 UY
7	0.312	0.031 UY	0.696	0.1483 UX	0.561	0.051 UX

Tezin amacı doğrultusunda oluşturulan analiz modelleri, irdelenen ilgili yönetmelik maddesinin tartışılması amacıyla farklı malzeme dayanımları için diğer modelleme parametreleri aynı olmak üzere tekrar modellenmiştir. Tezin ana çalışma konusunun P-Delta etkisini değerlendirmek konu edildiğinden, modellerin P-Deltanın dikkate alındığı ve dikkate alınmadığı iki farklı durum için analizleri tekrar edilmiştir.

Önceki bölümlerde bölgenin depremselliği, yerel zemin koşulları, bölgenin tektoniği ve faya yakınlık gibi birçok parametreye göre 2475 yıllık “en büyük deprem” elastik spektrumu (%2,5 sönüm) ile uyumlu 7 çift deprem hareketi ve detayları belirlenmişti. Oluşturulan modellerin belirlenen depremlerin etkisi altında, zaman tanım alanında doğrudan integrasyon ile doğrusal olmayan analizleri gerçekleştirilmiştir.

Yapılan bu analizlerden; farklı yüksekliklerde, farklı dayanımlarda, farklı deprem yer hareketi etkilerinde P-Delta etkilerinin değişiminin yorumlanması amacıyla anlamlı sonuçlar elde edilmesi hedeflenmektedir. Bu doğrultuda yapı yüksekliği boyunca yer değiştirme, görelî kat ötelemeleri; elemanlarda oluşan kesme kuvveti, eğilme momenti gibi kesit zorları; zamana bağlı tepe yer değiştirmesi sonuçları, yapı enerji tüketim dağılımları ve hasar düzeyleri karşılaştırılmalı olarak sunulacaktır. Elde edilen verilerin yorumlanması oluşturulan analiz modellerinin 14 farklı deprem yer hareketinin her birinden elde edilen zamana bağlı sonuçlara ilave olarak her bir depremde elde edilen maksimum değerler ve depremlerin tamamından elde edilen değerlerin maksimumu üzerinden değerlendirilmiştir. Tezin çalışma kapsamı belirtilen durumlarda yer değiştirme, görelî kat ötelemesi, kesit tesirleri vb. değişiminden daha çok bu tesirlerdeki P-Deltanın analize dahil edilmesinin ihmal edilmesi durumuyla kıyaslanması olduğundan sonuç değerler yerine fark oranları üzerinden yapılan yorumların daha yerinde olacağı değerlendirilmiştir.

Analiz sonuçlarından elde edilen karşılaştırmalardan bazılarının ait fark oranları Şekil 4.2’de sunulmuştur. İlgili şekil P-Delta etkisinde oluşan farklılıkların düzeyi, pozitif ve negatif tesirlerinin olabildiği, yapılar ve dayanımlar arasında oluşan farklılıklar hususunda fikir vermesi açısından verilmiş olup sonuçlara ait detaylı incelemeler takip eden bölümlerde sunulmaktadır.



■ O BLOK_C40
 ■ P BLOK_C40
 ■ R BLOK_C40

◆ O BLOK_C50
 ◆ P BLOK_C50
 ◆ R BLOK_C50

▲ O BLOK_C60
 ▲ P BLOK_C60
 ▲ R BLOK_C60

Şekil 4.2. Fark oranları dağılımı

4.1. P-Delta Etkisinin Deprem Karakteristiğine Bağlı Olarak Değişimi

Deprem frekans içeriğinin, depremin yaratacağı etkiler üzerinde önemli bir etkisi olduğu açıktır. Bu sebeple deprem kaydının frekans içeriği dikkate alınmadan, o kaydın özelliklerinin tanımlanması tamamlanmış sayılamaz (Kramer 1996). Deprem karakteristiğinin yapısal analiz sonuçlarına olan etkisinin araştırılması maksadıyla yer hareketini tanımlamak için en yaygın kullanılan yöntem, spektral yoğunluğun dağılımını gösteren güç spektrumudur. Spektrumlardan elde edilen parametrelerden en önemlisi hâkim periyot, T_p değeridir. Genel manada hâkim periyot için, güç genlik spektrumunda maksimum genlik değerine karşılık gelen periyot tanımı verilse de aslında hâkim periyot aralığından bahsetmek daha doğru bir tanımlama olacaktır.

Bir deprem dalgası bileşenlerine ayrılırken hangi dalga bileşeninin genliğinin büyük, hangisinin küçük olduğunu bilmek deprem mühendisliği açısından çok önemlidir. Frekansı ve periyodu bilinen bir dalganın genliği çok büyük olursa, bu deprem dalgasının belli bir komşuluk içerisindeki serbest titreşim periyoduna sahip yapılarda önemli etki meydana getireceği sonucu ortaya çıkar ki bu durumda titreşim periyotları çakışması olarak adlandırılan, kaydın içerisindeki hâkim frekanslar için rezonans durumunun oluşmasından bahsedilebilir.

Deprem ivme kayıtları ile çalışmaya konu edilen yapıların ilgili deprem analizinden elde edilen zamana bağlı tepe ivme sonuçları takip eden şekillerde sunulmuştur. Yapıların modal analizi sonucu elde edilen hâkim frekans değerleri şekillerde gösterilerek belirtilen iki genlik spektrumu arasındaki ilişkinin anlaşılabilmesi hedeflenmiştir. Deprem kaydı frekans içeriğine ait güç spektrumu, ilgili bloktan elde edilen tepe ivmelenmesine ait güç spektrum genlik değerlerinin en büyüğü ile normalleştirilerek karşılaştırmalı olarak şekillerde verilmiştir. Deprem kaydına ait hâkim periyod ve güç spektrumunun maksimum genlik değerine karşılık gelen değer, ($T_p ; PG_{max}$) olarak verilmiştir.

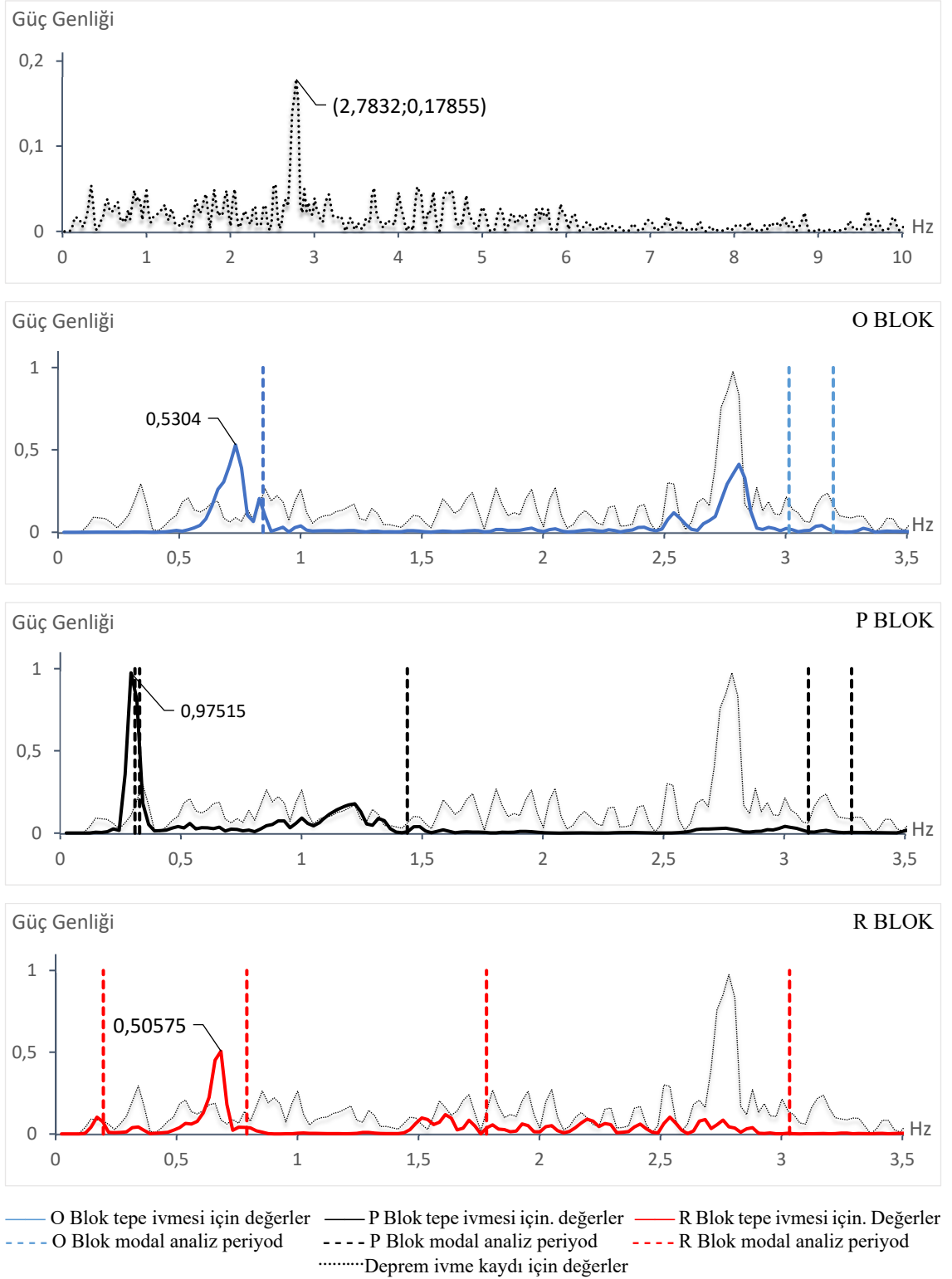
Maksimum genlik değerinin elde edildiği D2 Düzce Mudurnu depremi, en büyük tepe ivmelenme güç genlik değerine O blokta neden olmuştur. Yine deprem kaydına ait hâkim periyodun, O blok hâkim periyoduna belli bir komşuluk ilişkisi içerisinde olduğu

görülmektedir. Başka bir örnek olarak, D1 Kocaeli Göynük deprem kaydına ait hâkim periyodun P blok hâkim periyoduna belli bir komşuluk ilişkisi içerisinde olduğu görülmektedir. D8 Kocaeli Göynük-1 deprem kaydında ise deprem hâkim frekansının diğer depremlerle kıyaslandığında düşük olduğu ve R blok yapı hâkim moduna yaklaştığı görülürken yine en büyük tepe ivme genlik spektrumun bu blokta elde edildiği ilgili şekilde sunulmaktadır.

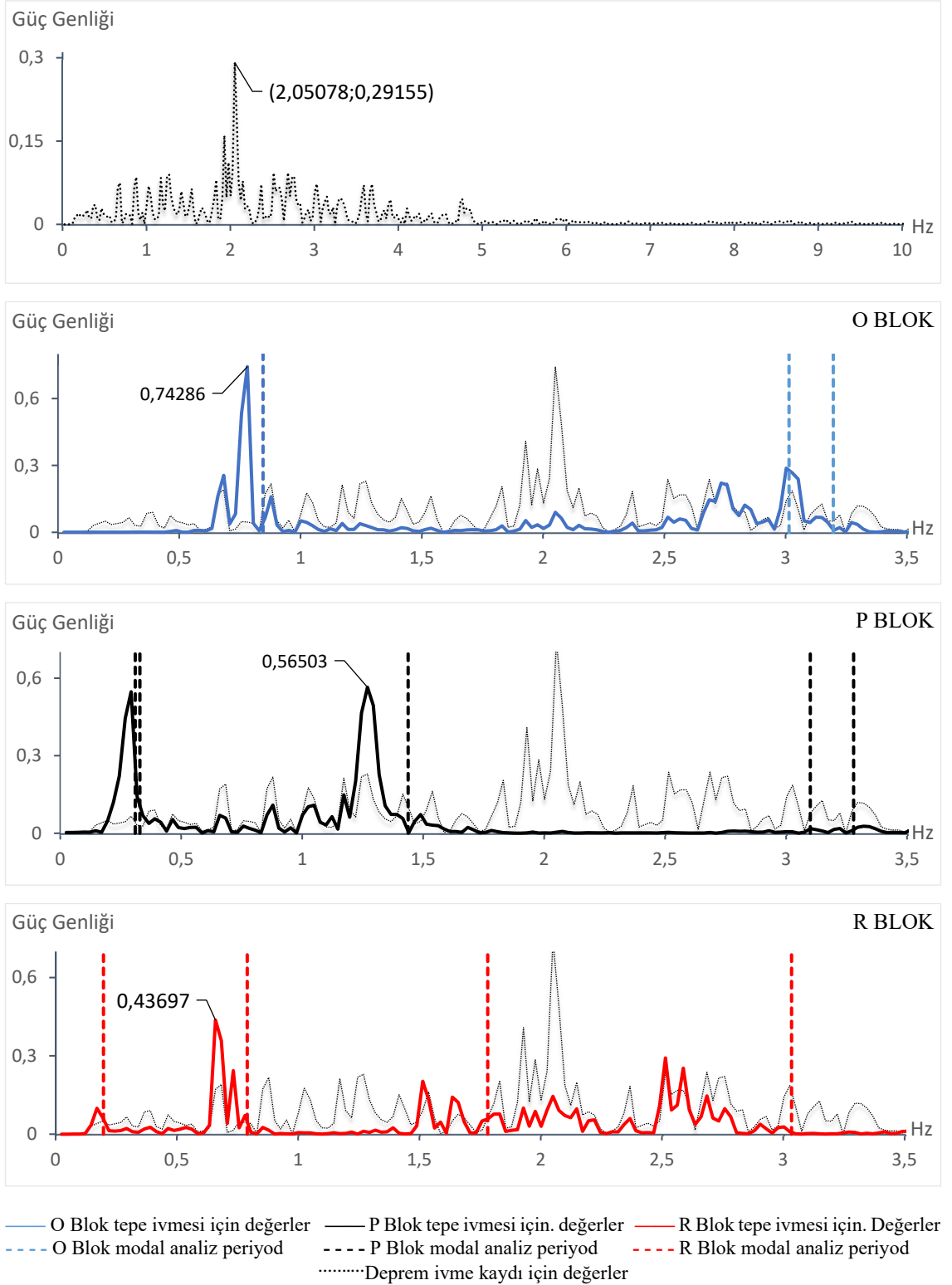
Deprem kayıtlarıyla yapı hâkim periyodları arasında kurulan bu ilişki deprem karakteristiğinin bir fonksiyonu olarak deprem frekans içeriği ile açıklanabilmektedir. Bunun tabii bir sonucu olarak ileriki bölümlerde sunulan P-Delta etkilerinin değişimi ile deprem analiz sonuçları arasında farklılık ve değişkenlik bu bağlamda değerlendirilmelidir.

Bir deprem sonucunda P-Delta etkisi artarken diğer bir deprem için azalabilmektedir. Hatta aynı deprem kaydı için depremin bir yönündeki kaydı için elde edilen analiz sonuçlarına göre P-Delta etkisi azalır, artabilmektedir. Nitekim yapının farklı yönlerdeki hâkim periyodları da yapı geometrisine ve boyutlarına bağlı olarak değişkenlik gösterebilmektedir. Bu bölümde çalışılan güç spektrum genlikleri ile yapı hâkim periyodları karşılaştırmaları, P-Delta etkilerinde belirtilen bu değişkenliği anlaşılabilir kılarak analiz sonuçlarının yorumlanmasında deprem karakteristiğinin etkisini ortaya koymaktadır.

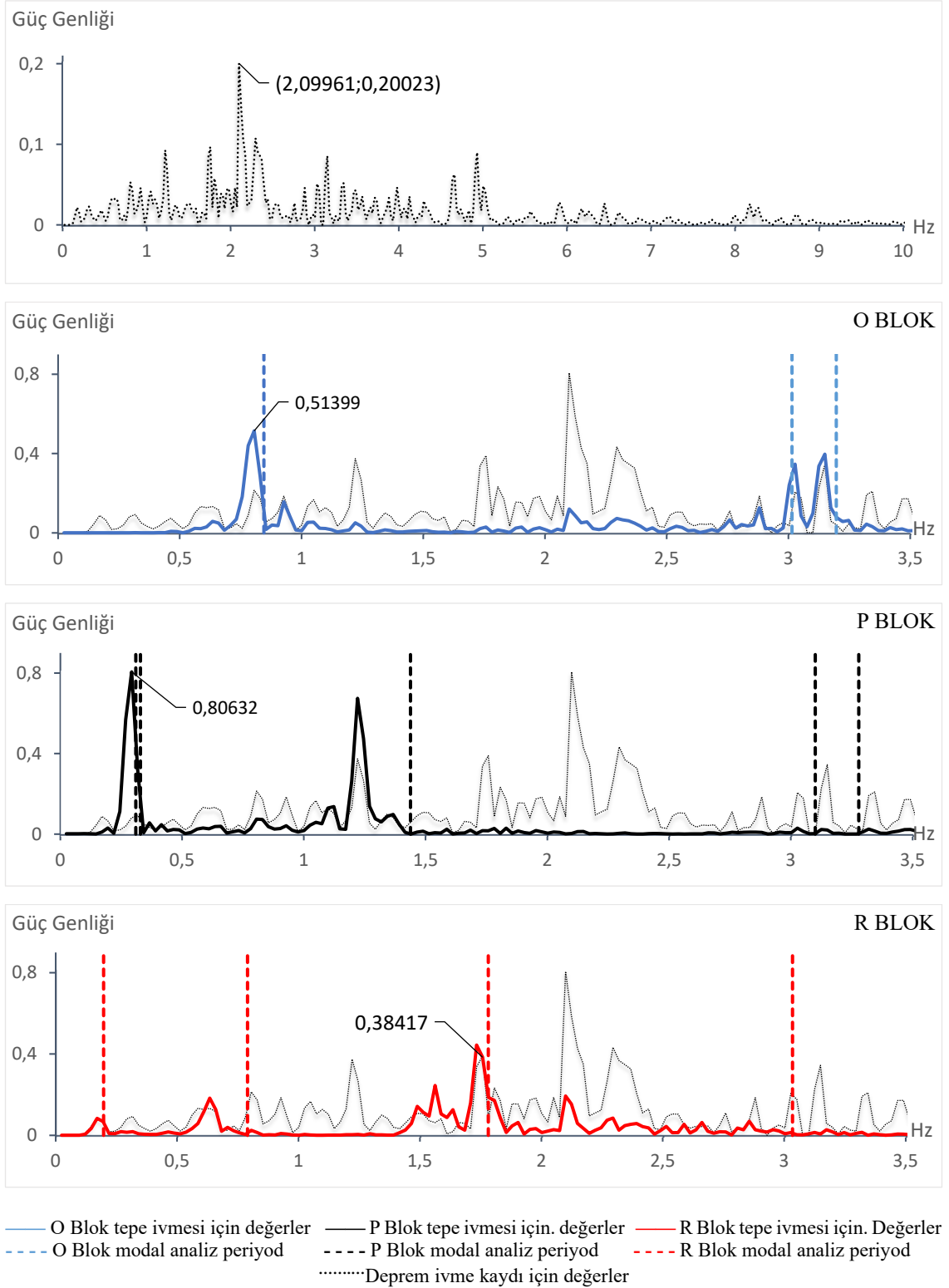
Örnek olarak Kocaeli Göynük (D1) deprem kaydı frekans içeriğine ait güç spektrumu, P bloktan elde edilen tepe ivmelenmesine ait güç spektrum genlik değerlerinin en büyüğü ile normalleştirilerek Şekil 4.3'de verilmiştir. Deprem kaydına ait hâkim periyot güç spektrumunun maksimum genlik değerine karşılık gelen değer $T_{p1}=2,7832$ Hz olarak elde edilmiştir. Şekilde deprem kaydından elde edilen $PG_{max1}=0,17855$ değeri için bloklardan elde edilen maksimum genliklerin, yapı hâkim periyodlarıyla olan ilişkisi görülmektedir. Takip eden grafiklerde (Şekil 4.3-4.16) benzer şekilde çalışmaya konu edilen tüm depremler için güç spektrumları ile yapı dinamik karakteristikleri arasındaki ilişki sunulmaktadır.



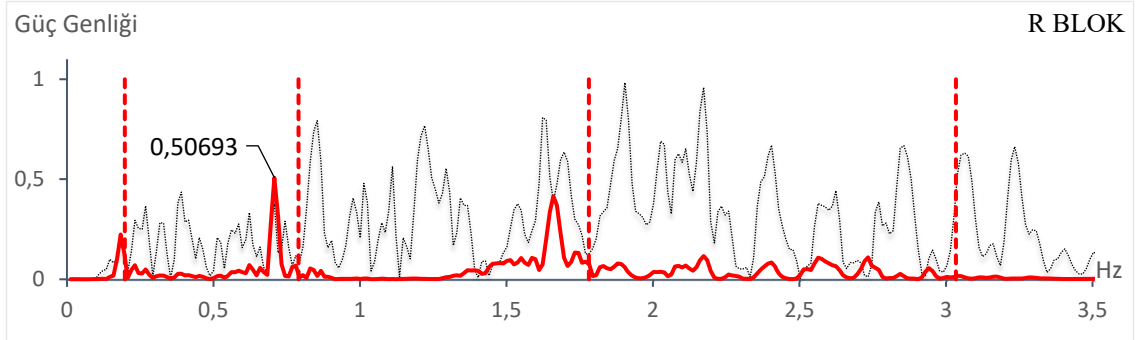
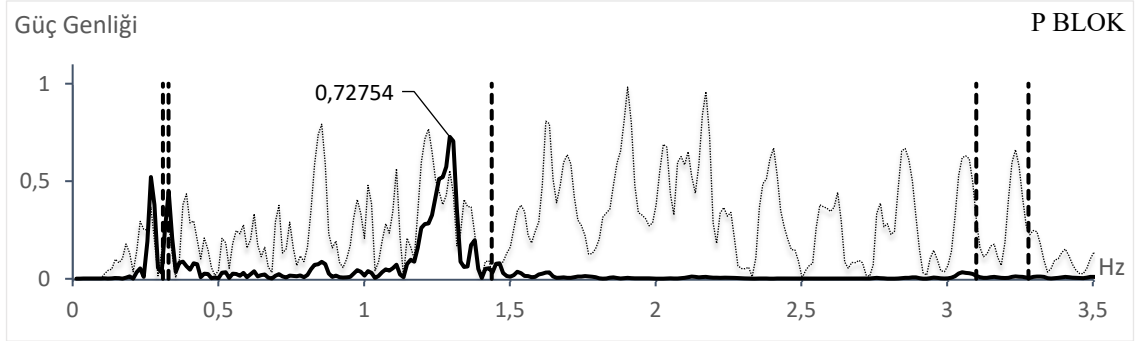
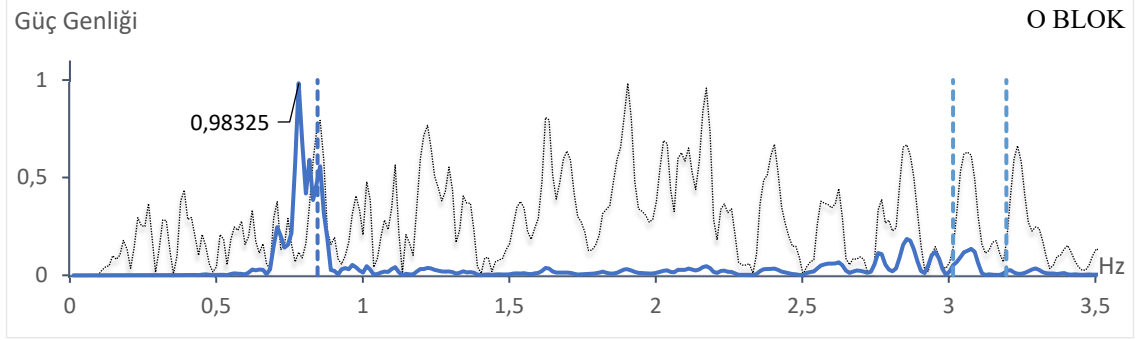
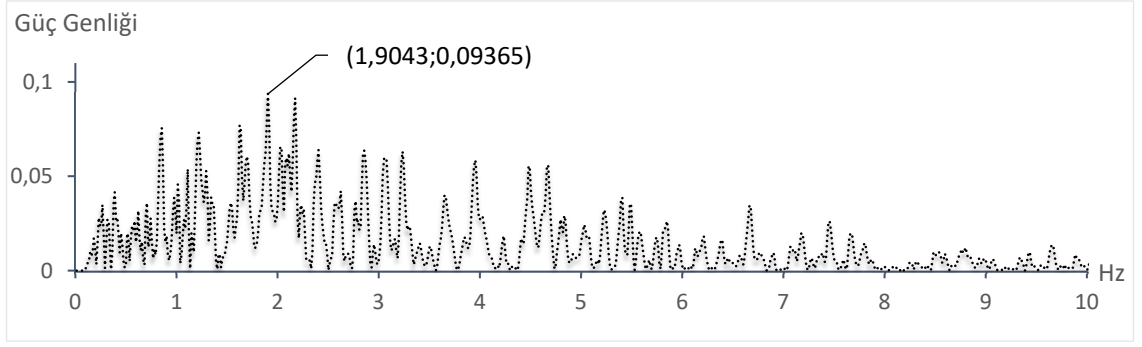
Şekil 4.3. D1 Kocaeli Göynük depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi



Şekil 4.4. D2 Düzce Mudurnu depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi

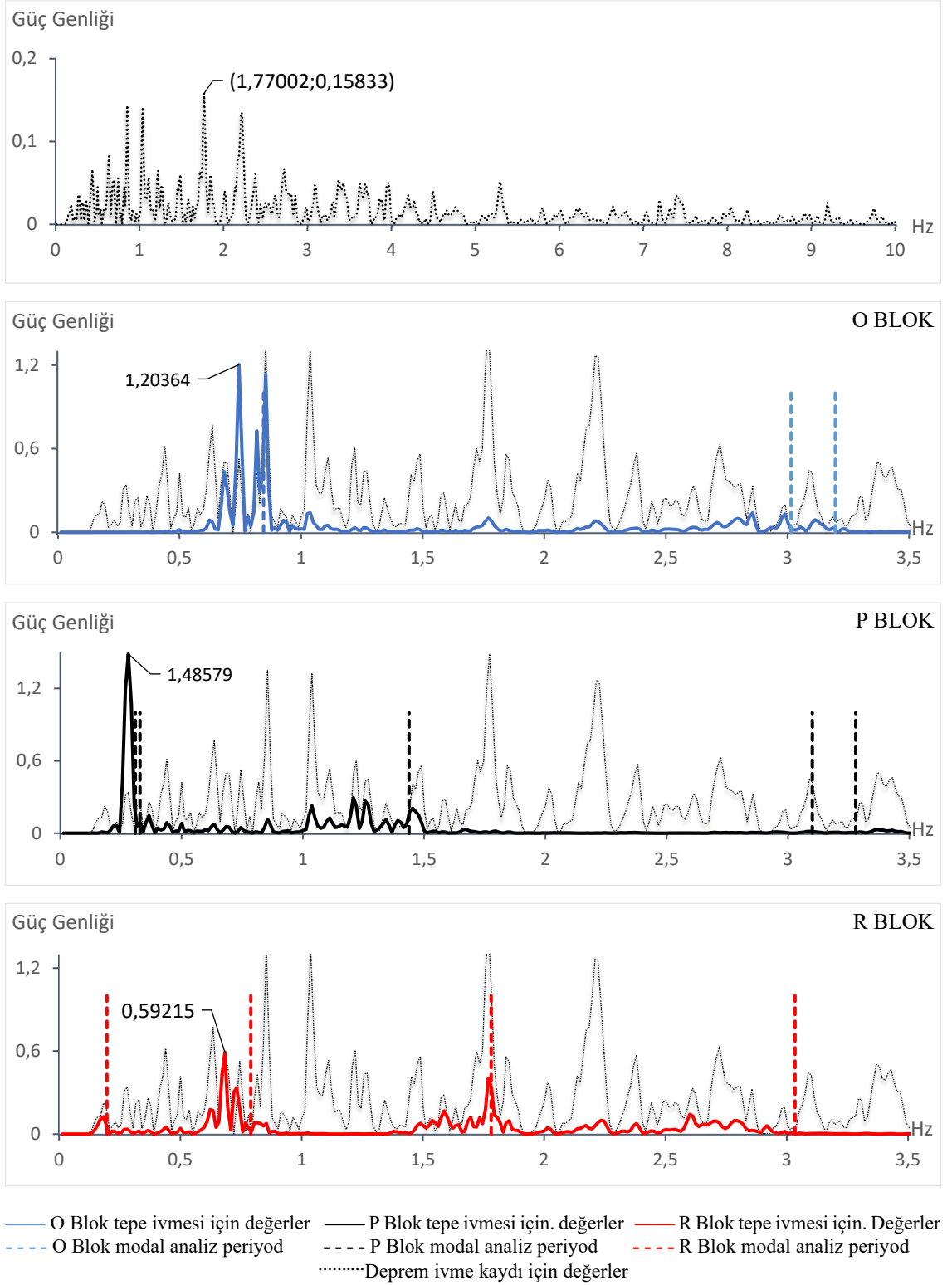


Şekil 4.5. D3 Hektor depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi

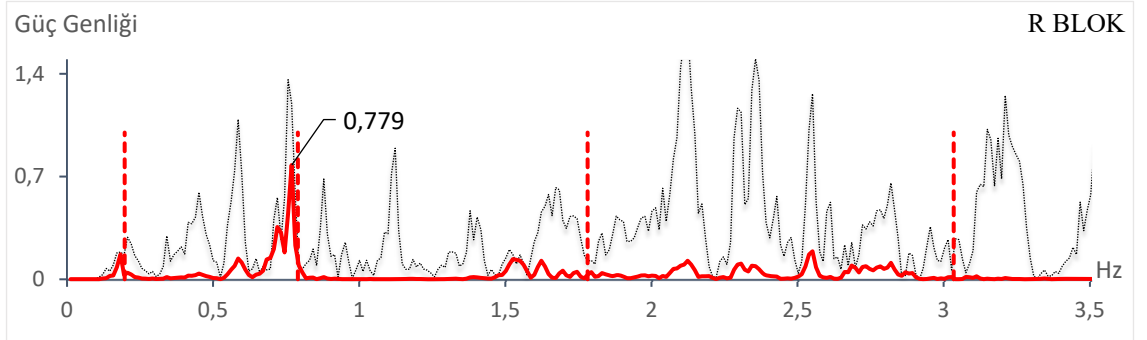
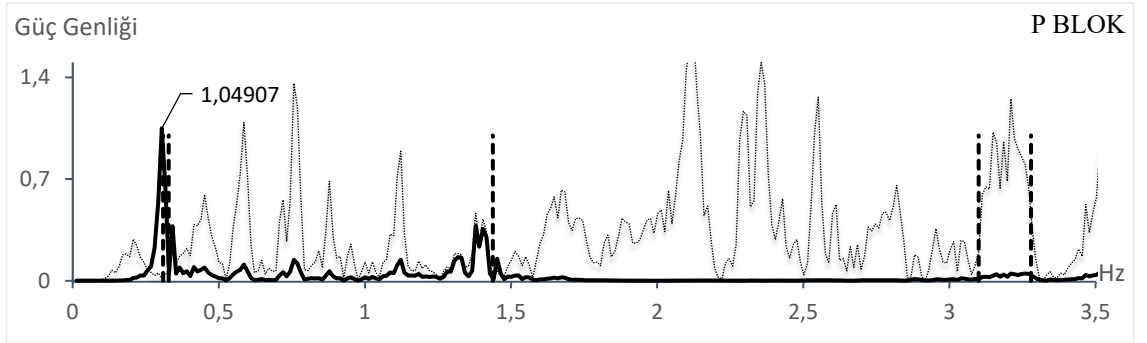
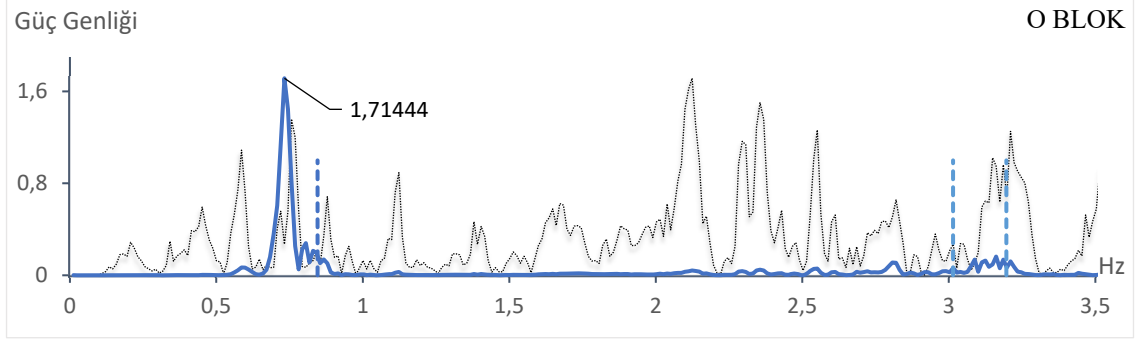
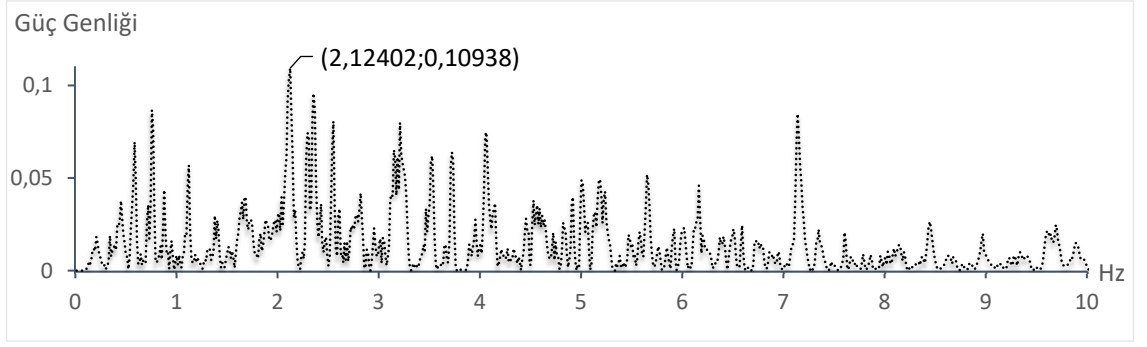


— O Blok tepe ivmesi için değerler — P Blok tepe ivmesi için. değerler — R Blok tepe ivmesi için. Değerler
 - - - O Blok modal analiz periyod - - - P Blok modal analiz periyod - - - R Blok modal analiz periyod
 Deprem ivme kaydı için değerler

Şekil 4.6. D4 Morgan depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi

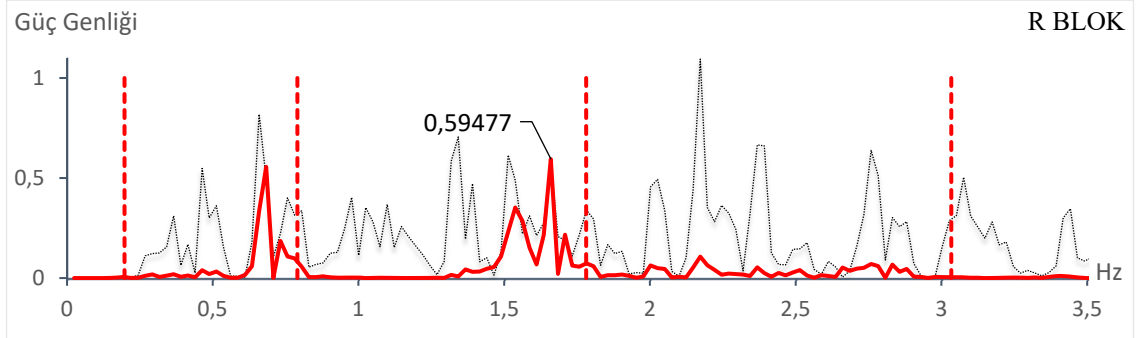
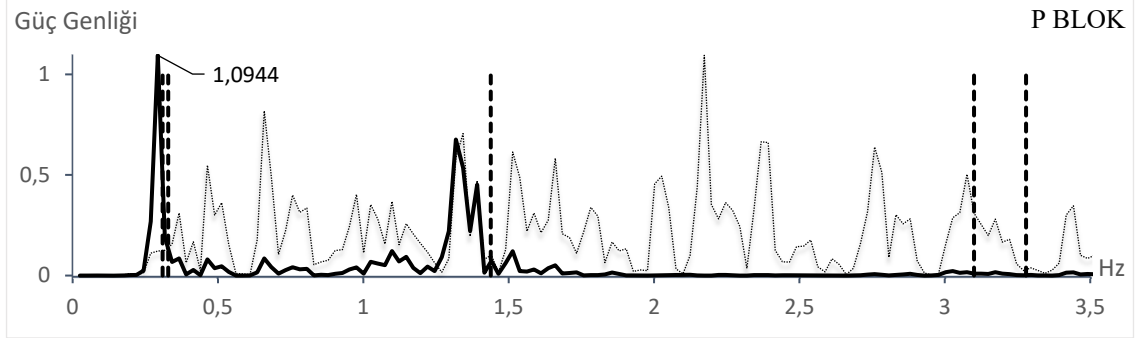
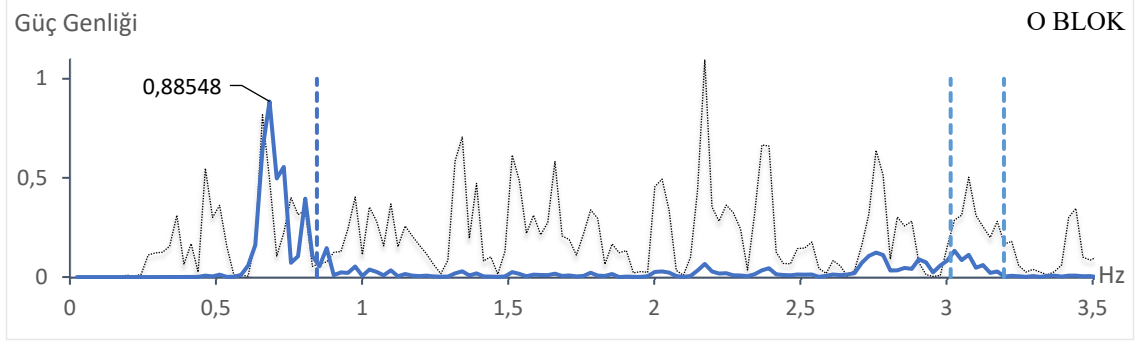
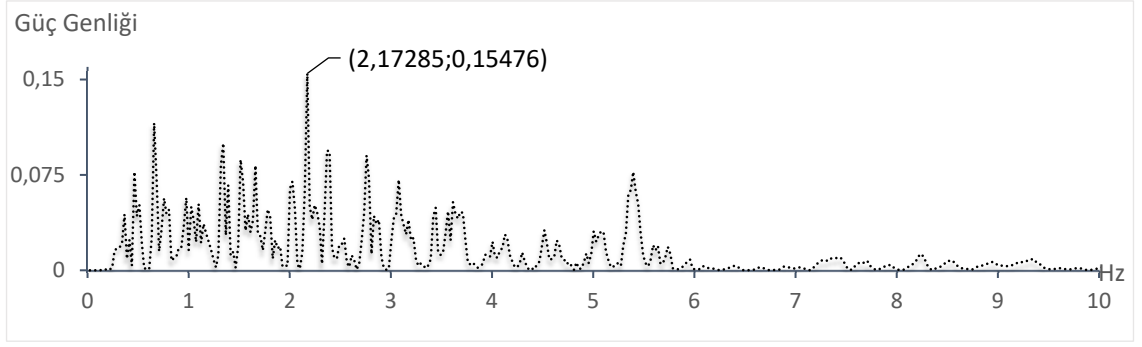


Şekil 4.7. D5 Ch1 Ch1 depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi



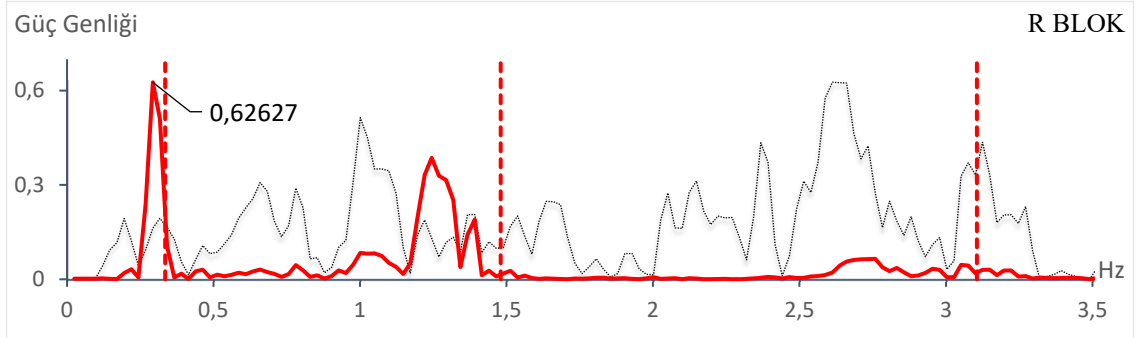
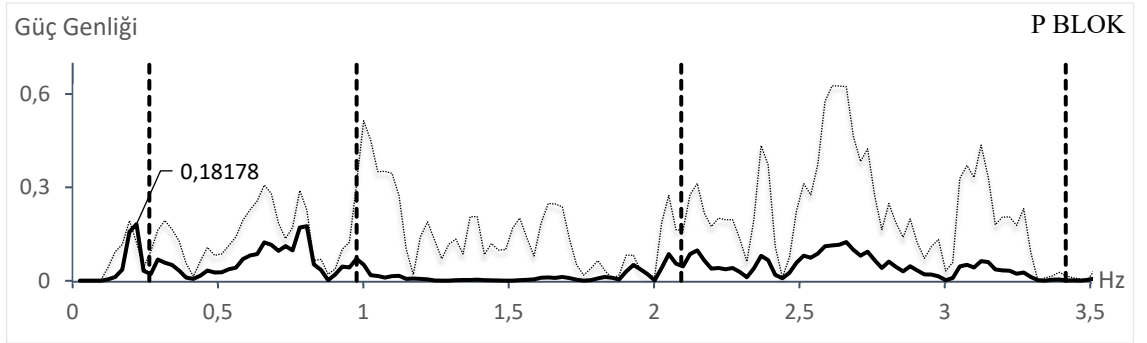
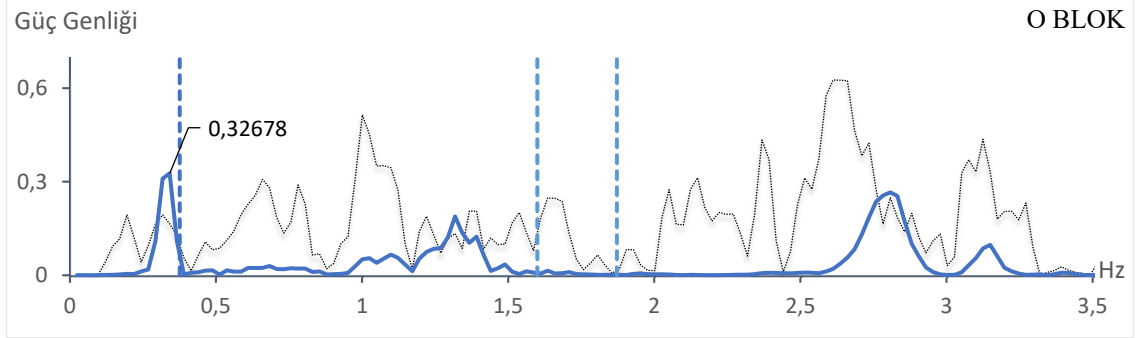
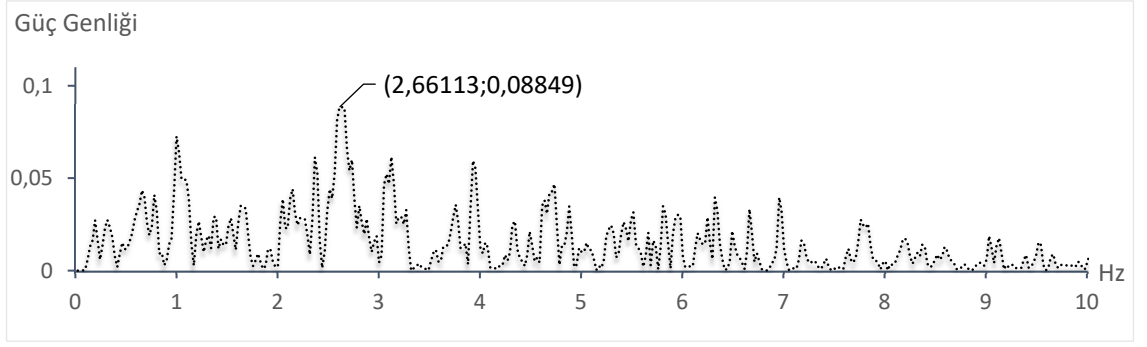
— O Blok tepe ivmesi için değerler — P Blok tepe ivmesi için. değerler — R Blok tepe ivmesi için. Değerler
 - - - O Blok modal analiz periyod - - - P Blok modal analiz periyod - - - R Blok modal analiz periyod
 Deprem ivme kaydı için değerler

Şekil 4.8. D6 Tottori depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi



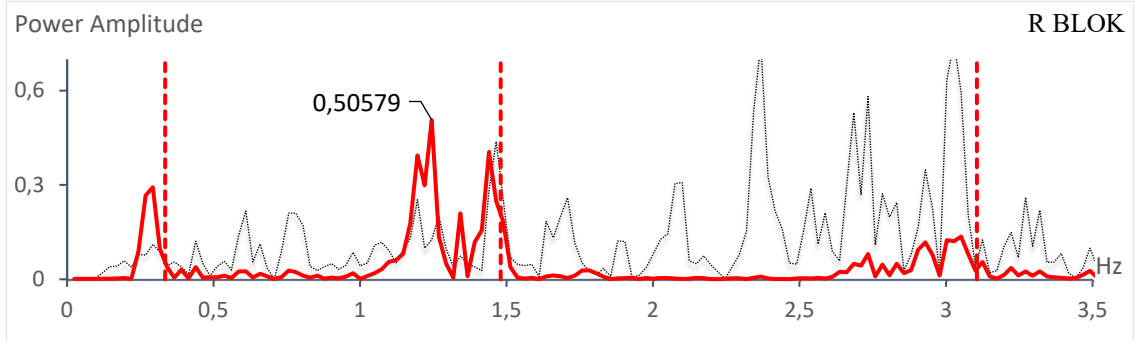
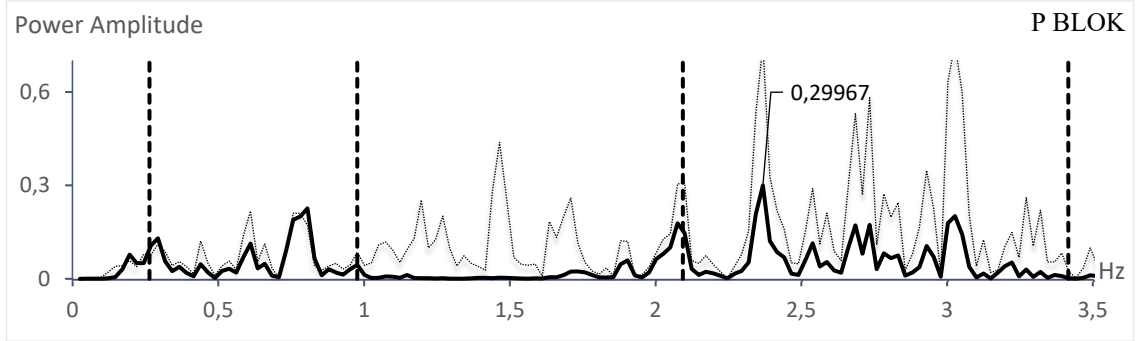
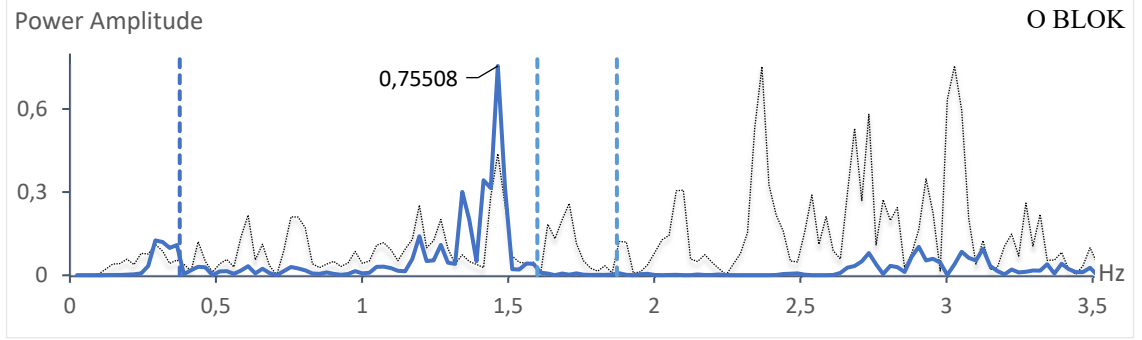
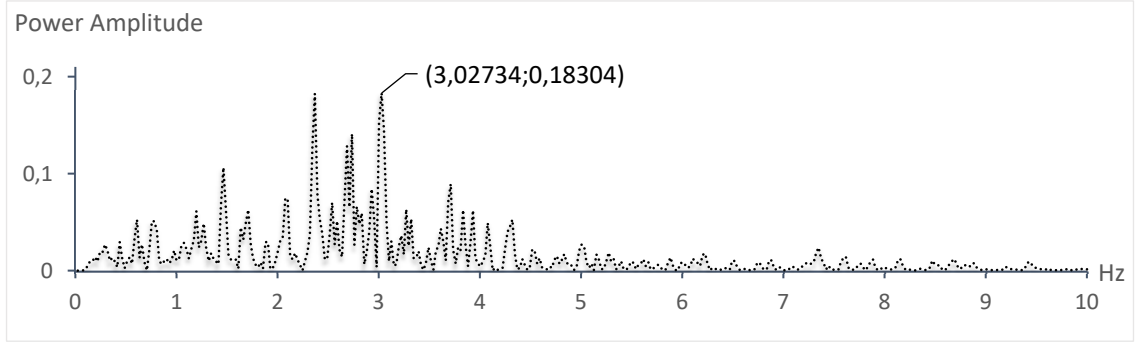
— O Blok tepe ivmesi için değerler — P Blok tepe ivmesi için. değerler — R Blok tepe ivmesi için. Değerler
 - - - O Blok modal analiz periyod - - - P Blok modal analiz periyod - - - R Blok modal analiz periyod
 Deprem ivme kaydı için değerler

Şekil 4.9. D7 Ubmarche depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi



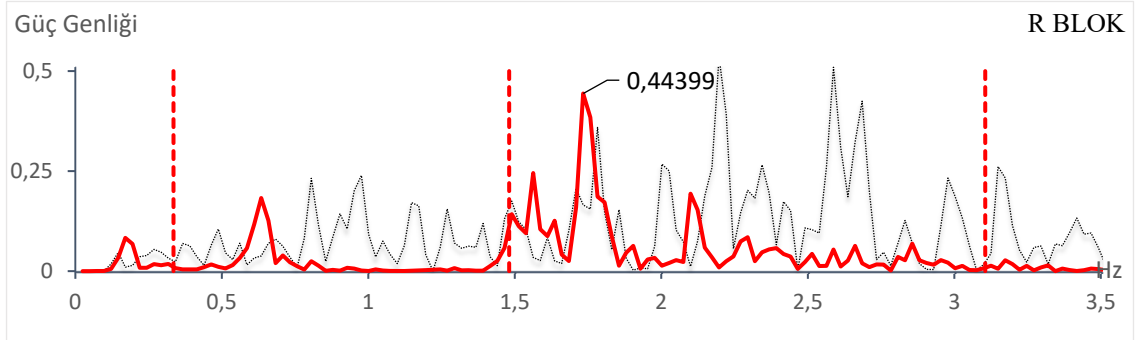
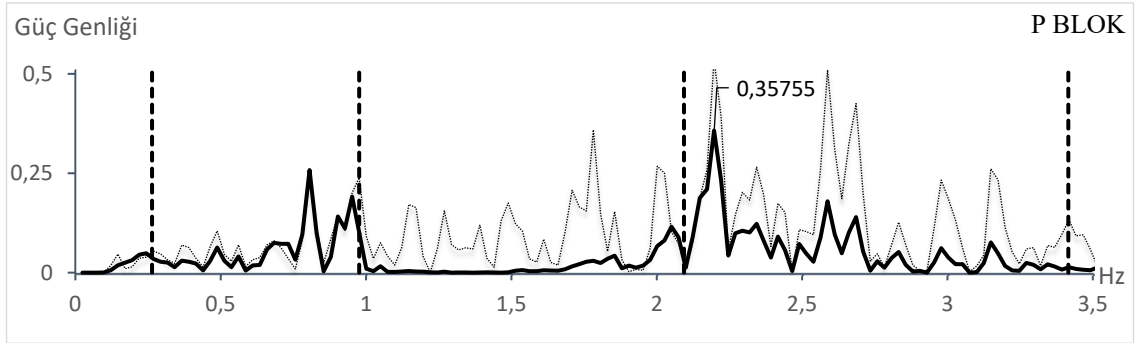
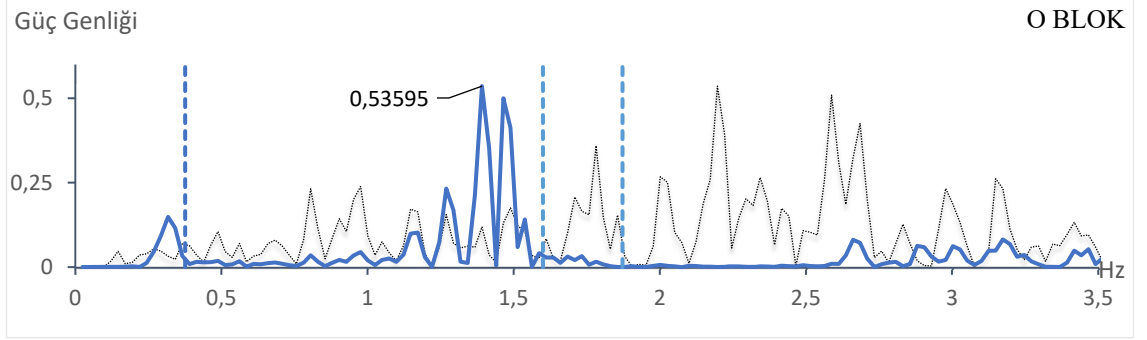
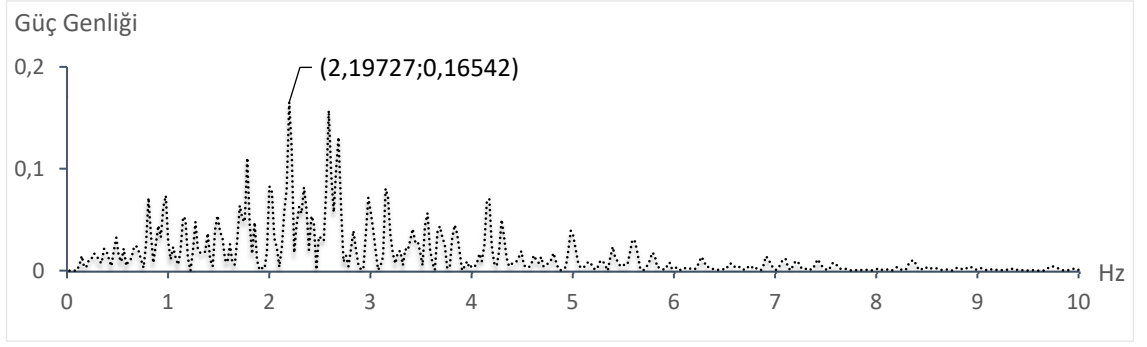
— O Blok tepe ivmesi için değerler — P Blok tepe ivmesi için. değerler — R Blok tepe ivmesi için. Değerler
 - - - O Blok modal analiz periyod - - - P Blok modal analiz periyod - - - R Blok modal analiz periyod
 Deprem ivme kaydı için değerler

Şekil 4.10. D8 Kocaeli Göynük-1 depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi



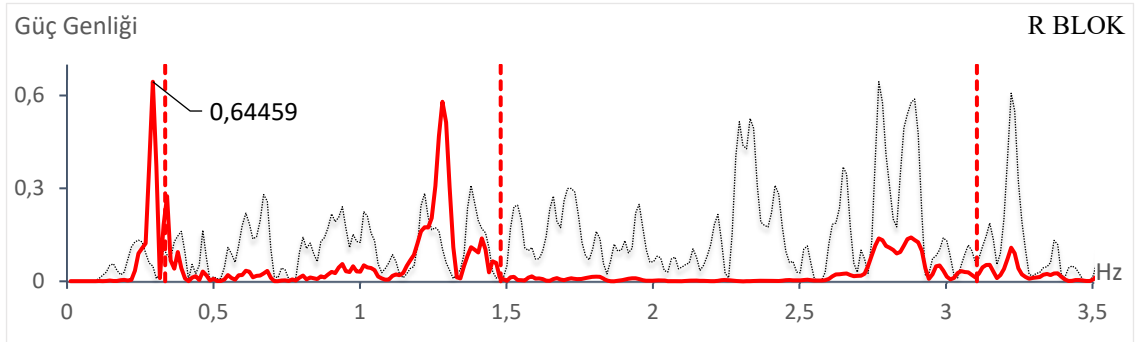
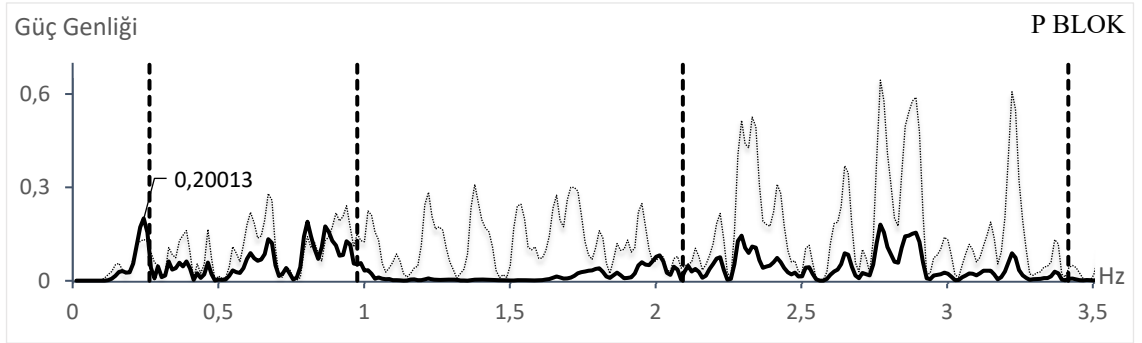
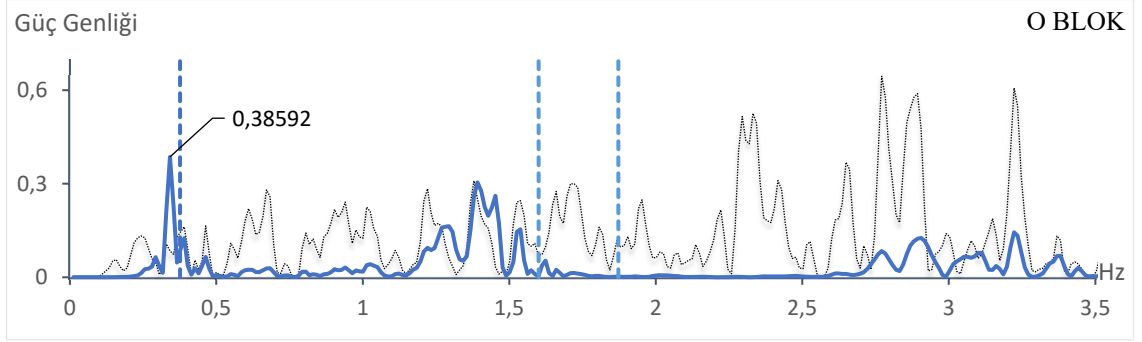
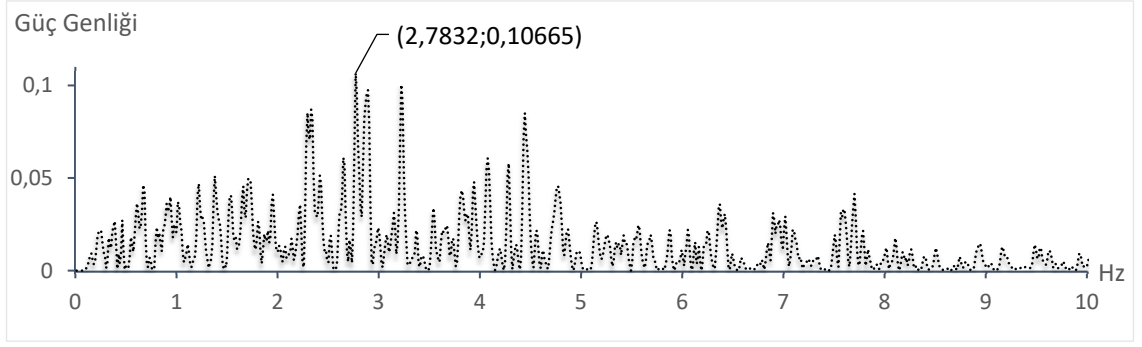
— O Blok tepe ivmesi için değerler — P Blok tepe ivmesi için. değerler — R Blok tepe ivmesi için. Değerler
 - - - O Blok modal analiz periyod - - - P Blok modal analiz periyod - - - R Blok modal analiz periyod
Deprem ivme kaydı için değerler

Şekil 4.11. D9 Düzce Mudurnu-1 depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi



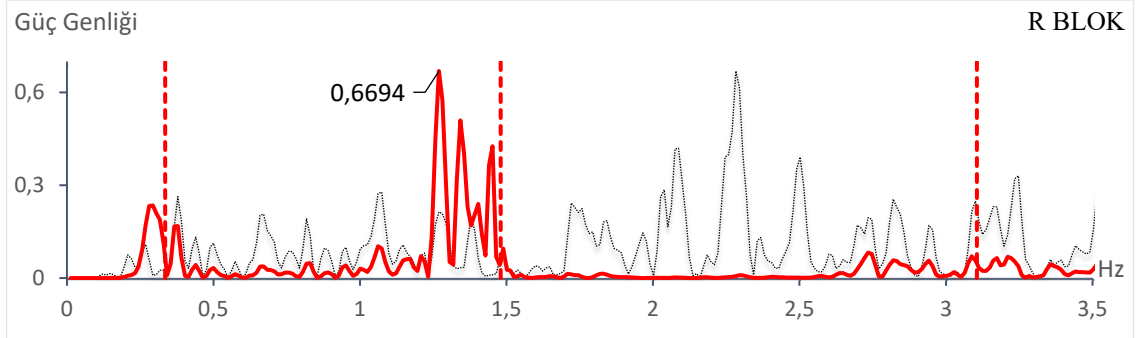
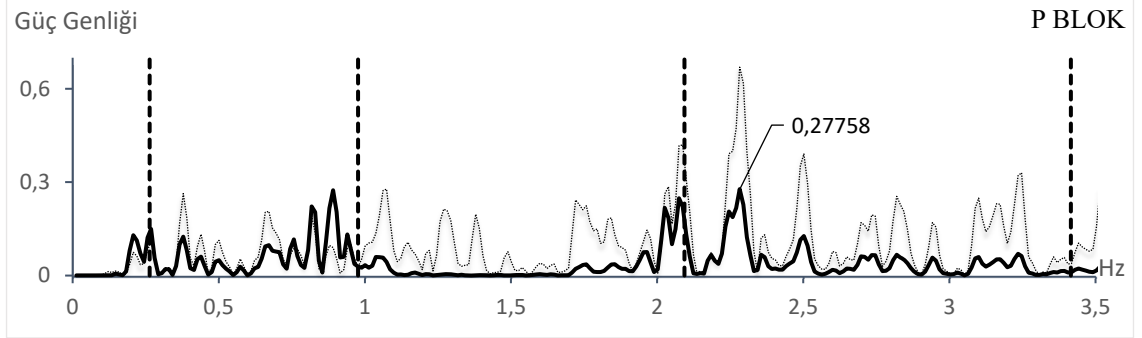
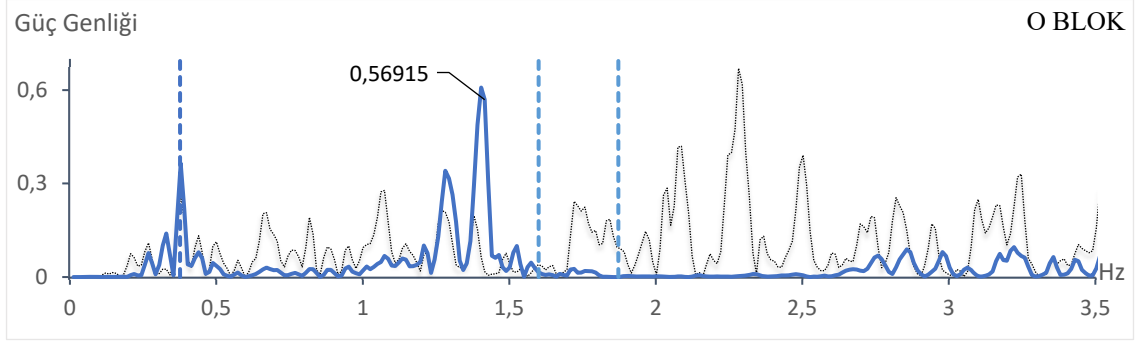
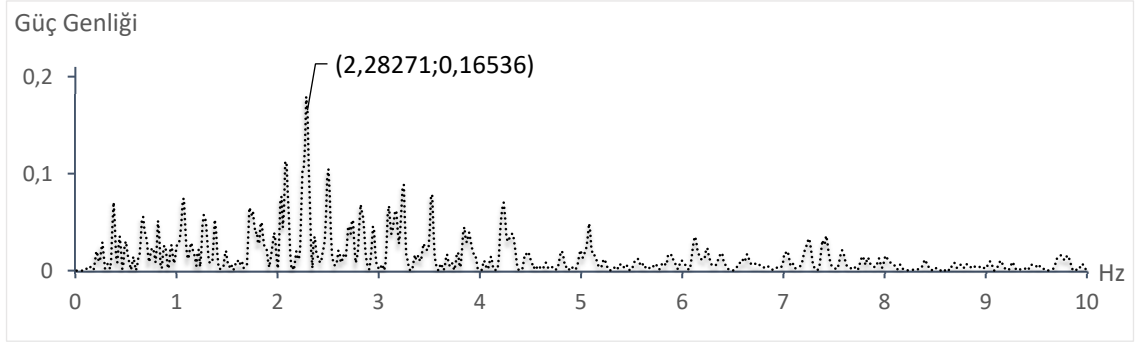
— O Blok tepe ivmesi için değerler — P Blok tepe ivmesi için. değerler — R Blok tepe ivmesi için. Değerler
 - - - O Blok modal analiz periyod - - - P Blok modal analiz periyod - - - R Blok modal analiz periyod
Deprem ivme kaydı için değerler

Şekil 4.12. D10 Hector-1 depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi



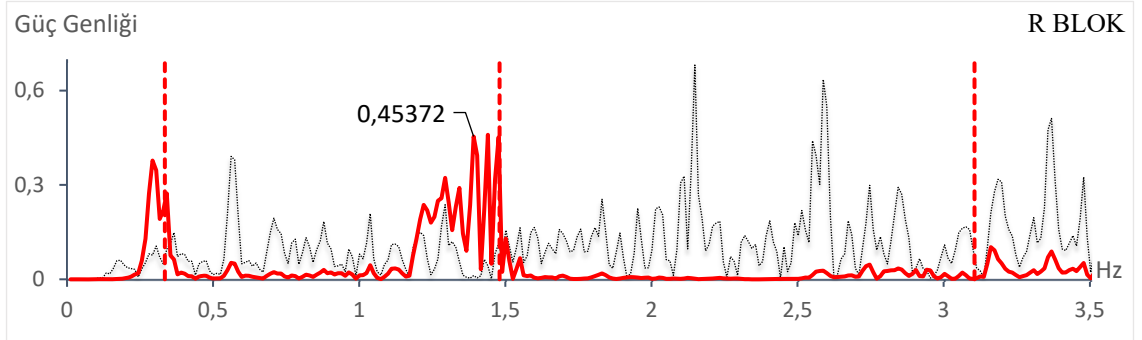
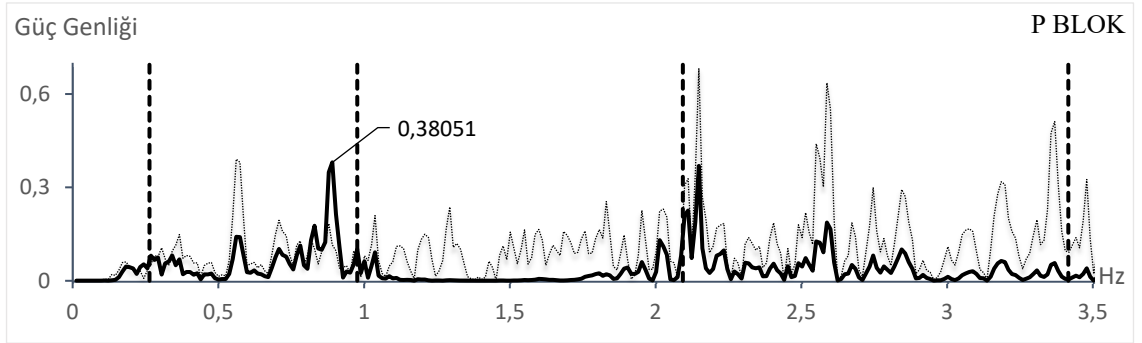
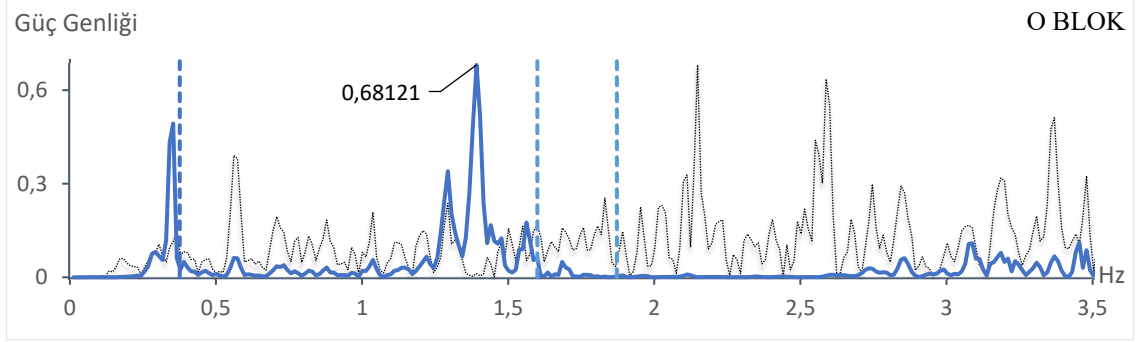
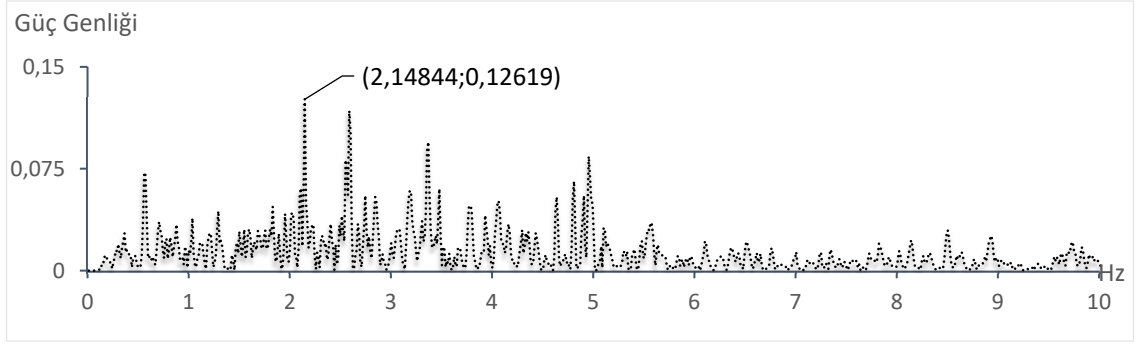
— O Blok tepe ivmesi için değerler — P Blok tepe ivmesi için. değerler — R Blok tepe ivmesi için. Değerler
 - - - O Blok modal analiz periyod - - - P Blok modal analiz periyod - - - R Blok modal analiz periyod
Deprem ivme kaydı için değerler

Şekil 4.13. D11 Morgan-1 depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi



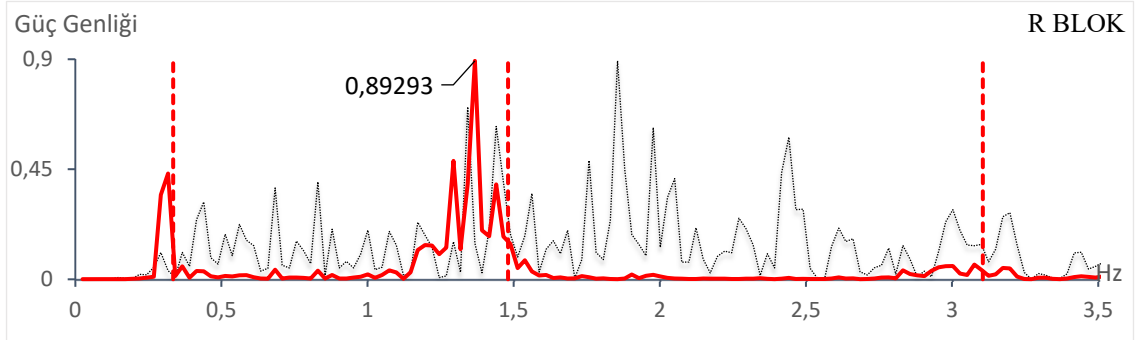
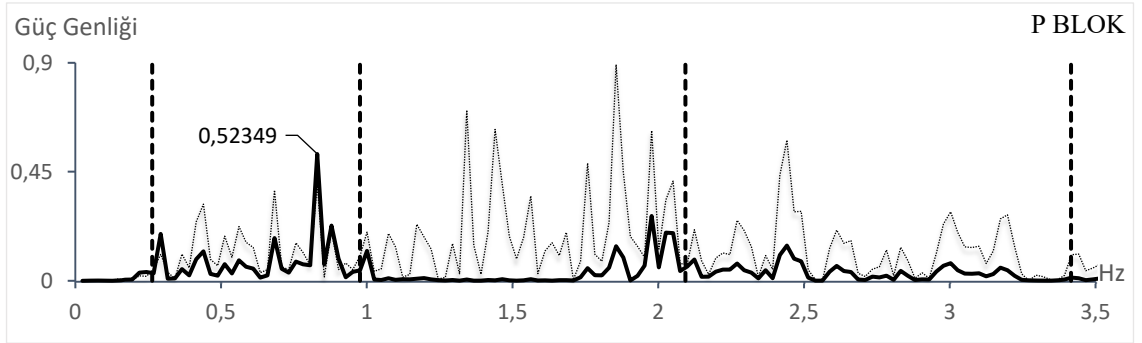
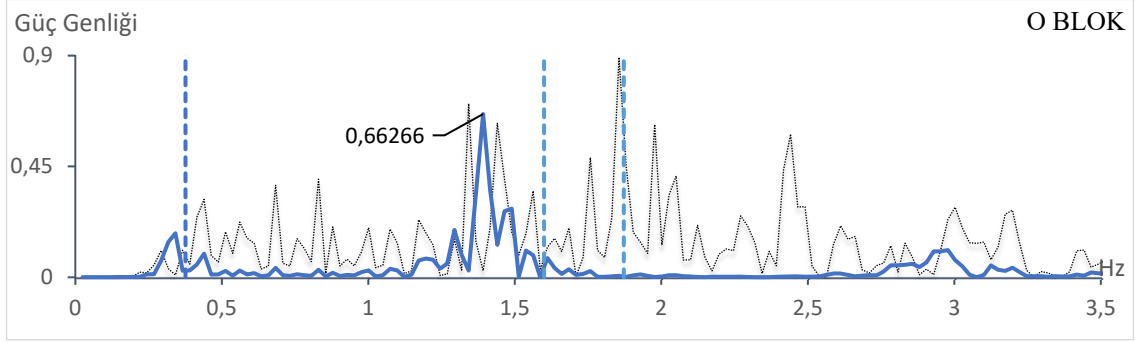
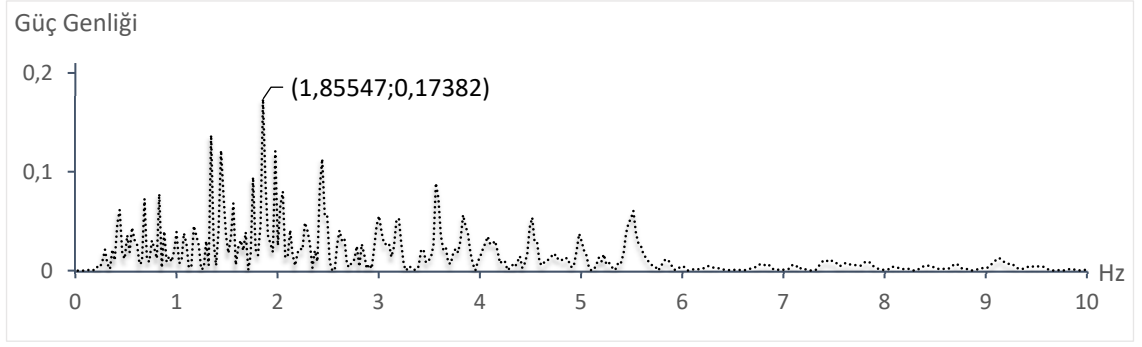
— O Blok tepe ivmesi için değerler — P Blok tepe ivmesi için. değerler — R Blok tepe ivmesi için. Değerler
 - - - O Blok modal analiz periyod - - - P Blok modal analiz periyod - - - R Blok modal analiz periyod
 Deprem ivme kaydı için değerler

Şekil 4.14. D12 Ch1 Ch1-1 depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi



— O Blok tepe ivmesi için değerler — P Blok tepe ivmesi için. değerler — R Blok tepe ivmesi için. Değerler
 - - - O Blok modal analiz periyod - - - P Blok modal analiz periyod - - - R Blok modal analiz periyod
Deprem ivme kaydı için değerler

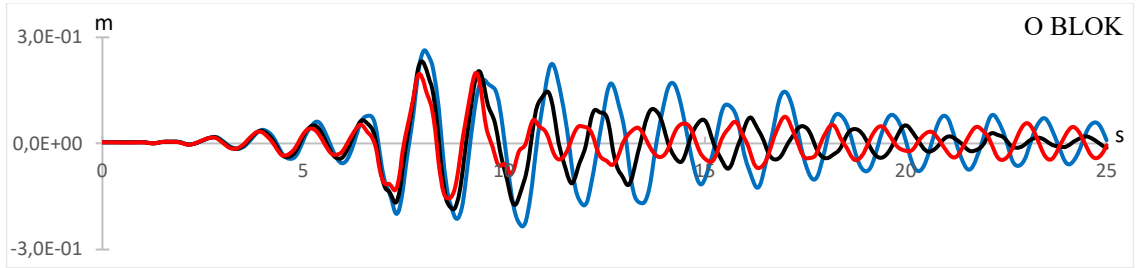
Şekil 4.15. D13 Tottori-1 depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi



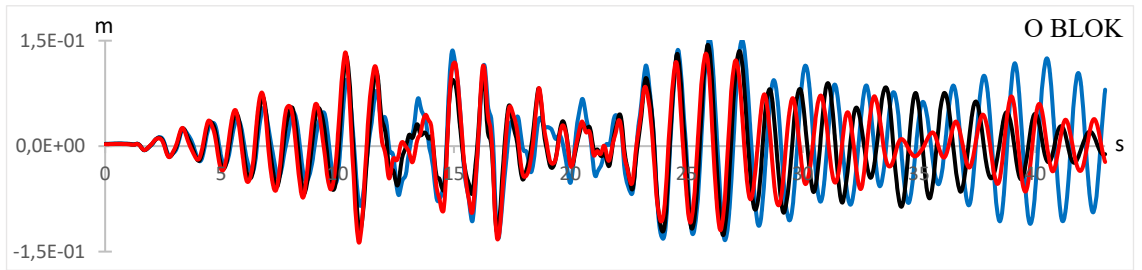
— O Blok tepe ivmesi için değerler — P Blok tepe ivmesi için. değerler — R Blok tepe ivmesi için. Değerler
 - - - O Blok modal analiz periyod - - - P Blok modal analiz periyod - - - R Blok modal analiz periyod
Deprem ivme kaydı için değerler

Şekil 4.16. D14 Ubmarche-1 depremi ve yapı tepe ivme kaydı güç spektrumlarıyla yapı hâkim mod periyotlarının ilişkisi

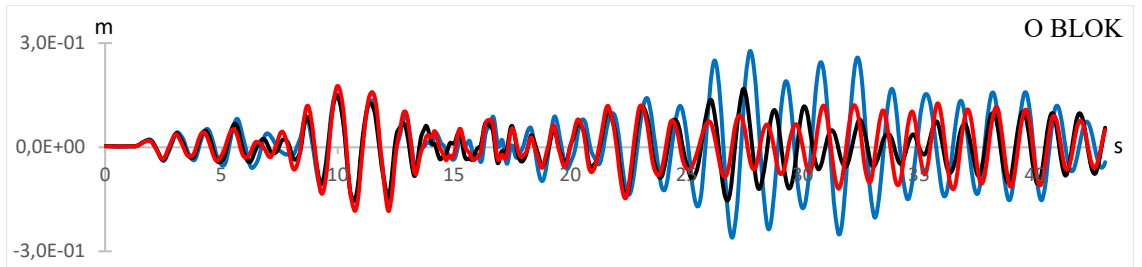
Zaman tanım alanında analiz sonuçlarının değerlendirilmesi, ZTA analizinin yapılması kadar önemlidir. Bununla birlikte yapının dinamik davranışı hususunda fikir vermesi açısından, gerçekte nasıl davranacağını tam olarak bilmediğimiz yapının sayısal bir modelinden bahsetmekteyiz. Elde edilen verilerin farklı açılardan yorumlanması bu şekilde ehemmiyet arz eden bir durum olarak karşımıza çıkabilmektedir. Tartışma bölümlerinde sonuç çizelgeleriyle farklı depremlerden elde edilen değerlerin maksimumu sunulurken, grafiklerde her bir deprem özelinde elde edilen maksimum değerler sunulmuştur. Bunlara ilave olarak her bir deprem anında dayanım değişiminin yapıdaki tepkisinin ortaya koyulması amacıyla Şekil 4.17’de farklı depremlerden elde edilen tepe yer değiştirme değerlerinin zamana bağlı değişimi sunulmuştur.



D1 Kocaeli Göynük depremi



D4 Morgan depremi

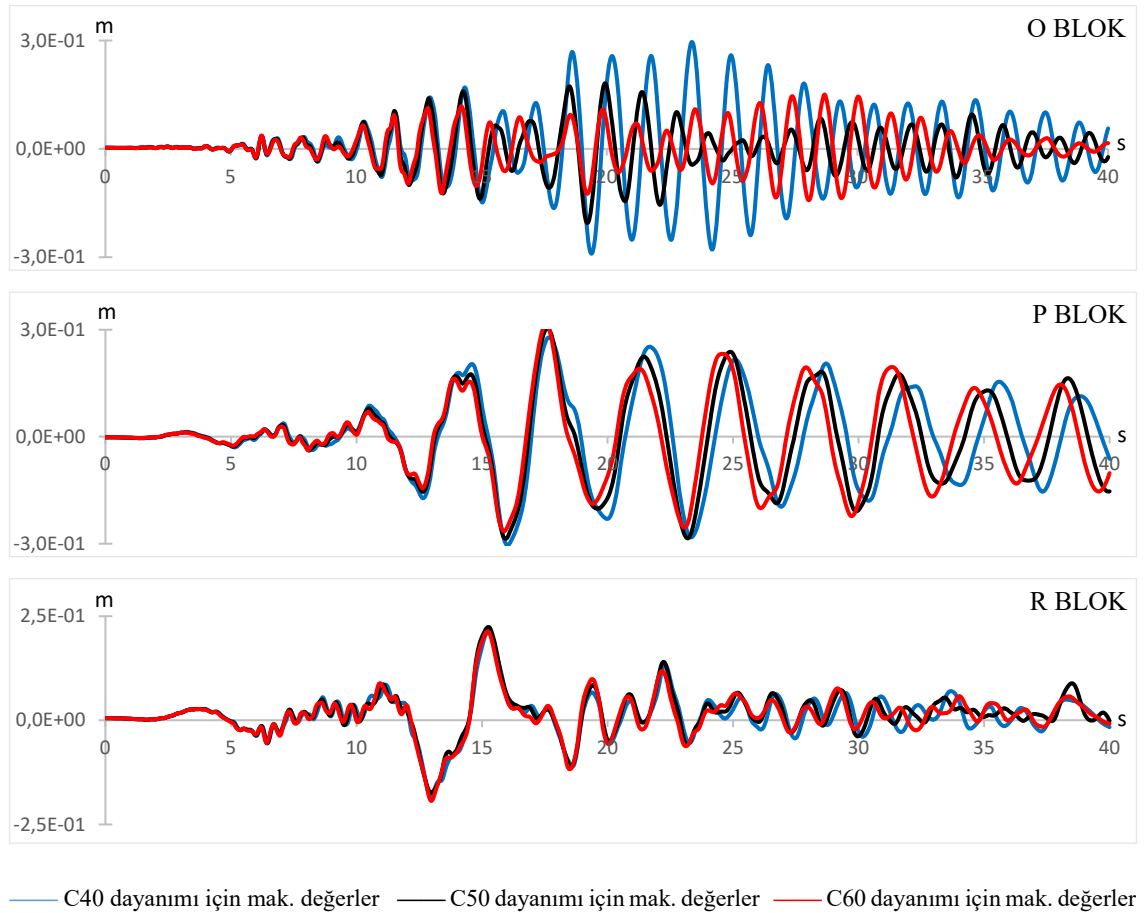


D5 Chi Chi depremi

— C40 dayanımı için mak. değerler — C50 dayanımı için mak. değerler — C60 dayanımı için mak. değerler

Şekil 4.17. O blok için farklı depremlere ait zamana bağlı tepe yer değiştirme değişimi

Çalışmaya konu edilen blokların taşıyıcı sistemleri için yapılan doğrusal olmayan zaman tanım alanında analiz sonuçlarına göre, deprem kaydı süresince oluşan tepe yer değiştirme değerlerine bir örnek de Şekil 4.18’de sunulmuştur. Beton dayanımına bağlı olarak her bir analiz adımında oluşan farklılıklar, tepki sürelerindeki gecikmelerden ve yer değiştirme değerlerindeki değişimden görülmektedir. O Blok için verilen değerlerden hareketle deprem karakteristiğine bağlı olarak, uyarılmanın farklı saniyelerinde tepe yer değiştirme değerlerinde farklı oranlarda sapsmaların oluştuğu ve bu farklılıkların yapısal bir özellik olarak dayanıma da bağlı olduğu söylenebilir. Şekil 4.18’de verilen değerler incelendiğinde aynı deprem kaydının farklı yapısal özellikler için oluşturduğu tepkilerin farklı olacağı görülmektedir. Sonuç olarak ikinci merteye etkiler de dahil olmak üzere yapının dinamik davranışının deprem karakteristik özellikleri ile yapısal özelliklerin bir fonksiyonu olduğu ifade edilebilir.



Şekil 4.18. D14 Ubmarche-1 depremi zamana bağlı tepe yer değiştirmesi

4.2. P-Delta Etkisinin Deprem Tehlikesine Bağlı Olarak Değerlendirilmesi

Farklı deprem tehlike düzeylerinde P-Delta etkisi değişiminin araştırılması maksadıyla bu tez kapsamında çalışılan yapılardan R Blok, orta derecede deprem tehlikesine sahip bir bölge için yapılan analizlerine ilave olarak yüksek ve çok yüksek derece deprem tehlikesi olarak isimlendirilen deprem setleriyle analiz edilmiştir. Deprem kaydı ivmeleri bu amaçla sırasıyla yüksek ve çok yüksek derecede deprem tehlikelerini elde edebilmek maksadıyla 1,5 ve 2,0 katsayılarıyla ölçeklendirilmiştir. Bu bölümde verilen şekillerde belirtilen deprem tehlike derecelerine sahip üç farklı tehlike düzeyi için analiz sonuçları sunulacaktır. Ancak deprenselliği yüksek bölgedeki tasarım kuvvetinin, deprenselliği düşük bölgelerdeki tasarım kuvvetinden daha büyük olması gerektiğini unutmamak gerekir. Buna göre, aynı akma yer değiştirme değerini elde etmek için; deprenselliği yüksek bölgedeki yapının rijitliği, deprenselliği düşük bölgedeki yapının rijitliğinden daha büyük olacaktır. Bu bölümde ise yapının rijitliği sabit tutularak aynı yapının deprenselliği yüksek bir bölgede olması durumu incelenmektedir.

P-Delta ilave momentinin toplam momente oranının tüm bölgelerde aynı kalması için, rijitliğin her bölgede aynı olması gerekir (MacRae 1994). Bu bilgiler ışığında P-Delta ilave momentlerinin toplam momente oranlarının sabit kalması öngörülmektedir. Ancak P-Deltanın göçme mekanizmasını kontrol eden önemli bileşenlerden biri olması ve yapının göçmesine sebep olan unsurlardan biri olması her bir deprem özelindeki hasar düzeyleri ile incelenecek olup bu bölümde deprem analizlerinden elde edilen sonuçların maksimumu ve belirgin farklılıkların görüldüğü deprem analizlerinden seçilenlere ait sonuçlar verilecektir. Maksimum değerler üzerinden yapılacak bir değerlendirme yapının en elverişli çözümü konusunda fikir verebilse de P-Delta etkisinin bir depremde analiz sonuçlarını negatif ve pozitif yönde değiştirebildiği her bir deprem özelinde sunulan grafiklerle görülmektedir.

Çizelgelerde sunulan fark oranı hesaplanırken P-Deltasız analize göre P-Detalı sistemdeki artış veya azalışlar dikkate alınmıştır. Sunulan P-Detalı ve P-Deltasız analiz sonuçları farklı deprem tehlike derecesine sahip bölgeler için 14 farklı deprem analizinden elde edilen maksimum değerlerin maksimumu olarak verilmiştir.

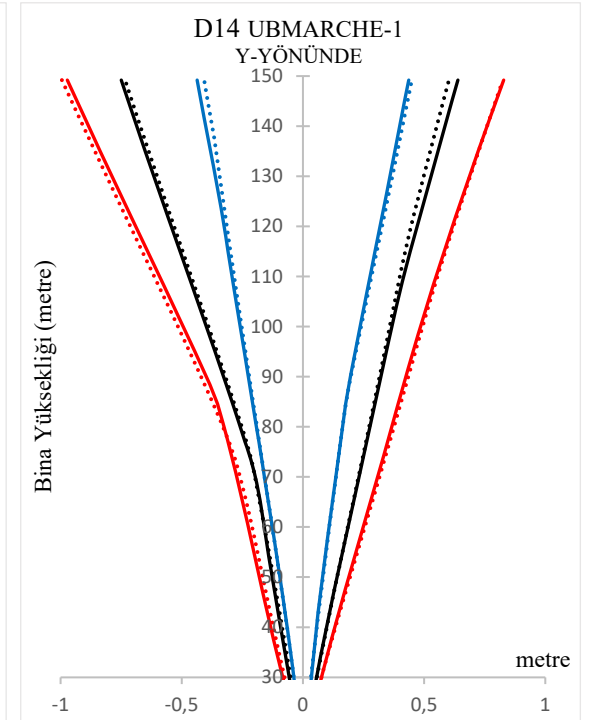
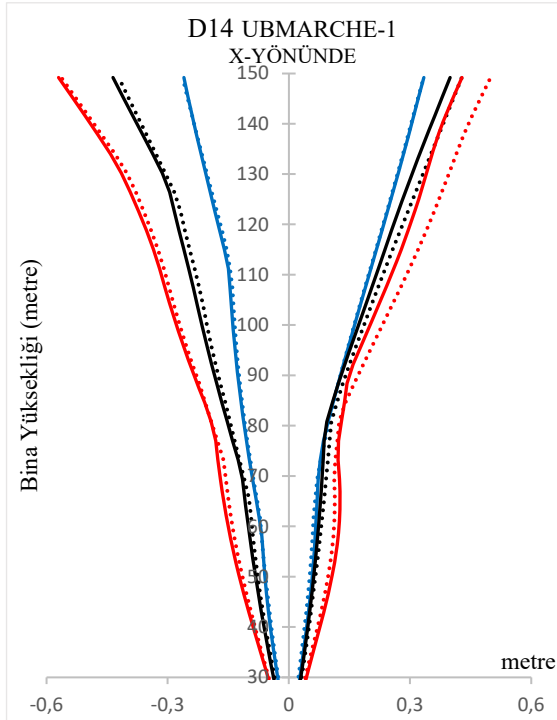
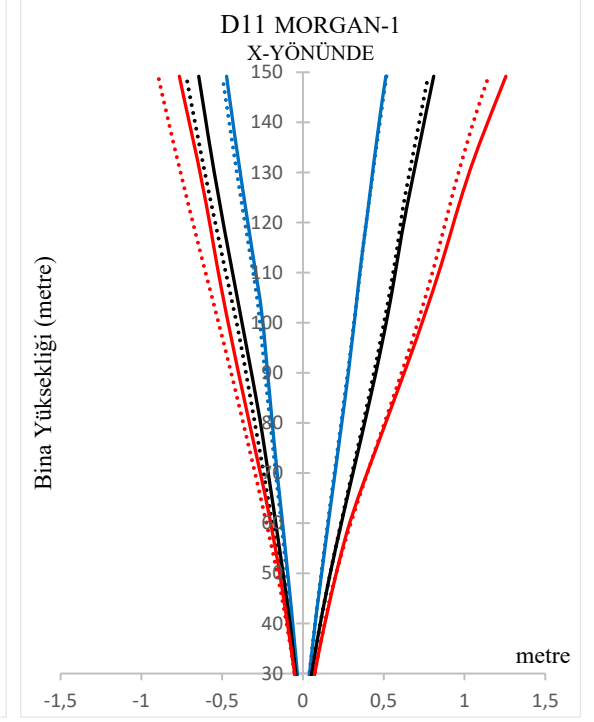
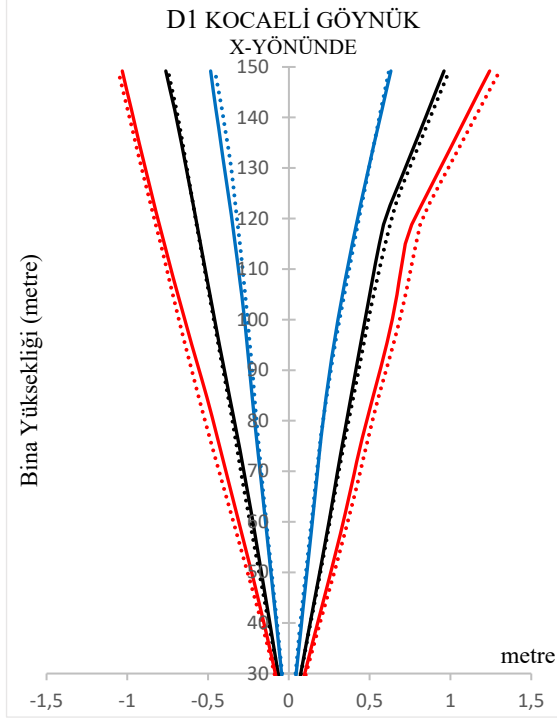
R Blok taşıyıcı sistemi için yapılan analiz sonuçlarına göre, bina yüksekliği boyunca x ve y yönündeki maksimum yer değiştirme değerleri Çizelge 4.3’de sunulmuştur. Aynı beton dayanımlarına ait (C50) P-Detalı ve P-Deltasız analiz sonuçları verilen söz konusu çizelge ve grafiklerde deprem tehlikesinin düzeyinin yapıdaki tepkileri ne oranda arttırdığından ziyade farklı tehlike düzeyleri için P-Delta etkisinin oransal olarak artıp artmadığı irdelenmektedir. Bununla birlikte tüm sonuçlar düşünüldüğünde dikkate alınan deprem kayıtları için orta derece ile çok yüksek derece arasındaki tepkilerin değişimlerinin %50-%70 düzeyinde gerçekleşebildiği görülmektedir.

Yapı yüksekliği boyunca oluşan maksimum yer değiştirmelerin farklı deprem tehlike derecesi için tekrarlanan analizlerinde P-Detalı ve P-Deltasız durumlar için gerçekleşme oranı %11 seviyelerinde kalmaktadır. Yukarıda elde edilen en büyük değişimin orta dereceli deprem tehlikesi için elde edildiği düşünüldüğünde, diğer deprem tehlikeleri için fark oranının sırasıyla %8,41 ve %5,71 düzeyinde gerçekleştiği görülmektedir.

Çizelge 4.3. R Blok maksimum kat yer değiştirmeleri ve fark değerleri (%)

Yer Değiştirme (m)		Orta dereceli deprem tehlikesi			Yüksek dereceli deprem tehlikesi			Çok yüksek dereceli deprem tehlikesi		
YÖN	Kat	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK
X	5	0,00934	0,00919	1,64	0,01383	0,01371	0,87	0,01567	0,01662	5,71
	10	0,08794	0,08990	2,18	0,14420	0,14049	2,64	0,19608	0,20619	4,90
	20	0,28999	0,26184	10,75	0,38505	0,39005	1,28	0,50250	0,52841	4,90
	30	0,50772	0,48778	4,09	0,68825	0,67777	1,55	0,90855	0,94132	3,48
	39	0,70295	0,67492	4,15	1,00000	0,99210	0,80	1,34430	1,37200	2,02
Y	5	0,01222	0,01199	1,91	0,01841	0,01872	1,66	0,02111	0,02101	0,45
	10	0,08719	0,08538	2,13	0,15008	0,14712	2,01	0,19372	0,19027	1,81
	20	0,22983	0,22376	2,71	0,41542	0,39344	5,59	0,55672	0,54651	1,87
	30	0,41533	0,40620	2,25	0,69063	0,63703	8,41	0,96121	0,95843	0,29
	39	0,57995	0,56873	1,97	0,93450	0,89782	4,09	1,32900	1,31740	0,88

Deprem özelinde bir karşılaştırma ise her bir deprem analizinden elde edilen maksimum yer değiştirme değerlerinin gösterilmesi maksadıyla sonuçlar arasından seçilerek Şekil 4.19’da verilmiştir. Kocaeli Göynük Depremi(D1), Morgan-1 Depremi(D11), Ubmarche-1 Depremi(D14) kaydından elde edilen değerlerden deprem tehlikesinin aynı olması durumu için P-Delta etkisinin %15 seviyelerine ulaşabildiği görülmektedir.



- P-Delta modelde Orta d.s. için mak. değerler - - - P-Deltasız modelde Orta d.s için mak. değerler
 — P-Delta modelde Yüksek d.s. için mak. değerler - - - P-Deltasız modelde Yüksek d.s. için mak. değerler
 — P-Delta modelde Çok yüksek d.s. için mak. değerler - - - P-Deltasız modelde Çok yüksek d.s. için mak. değerler

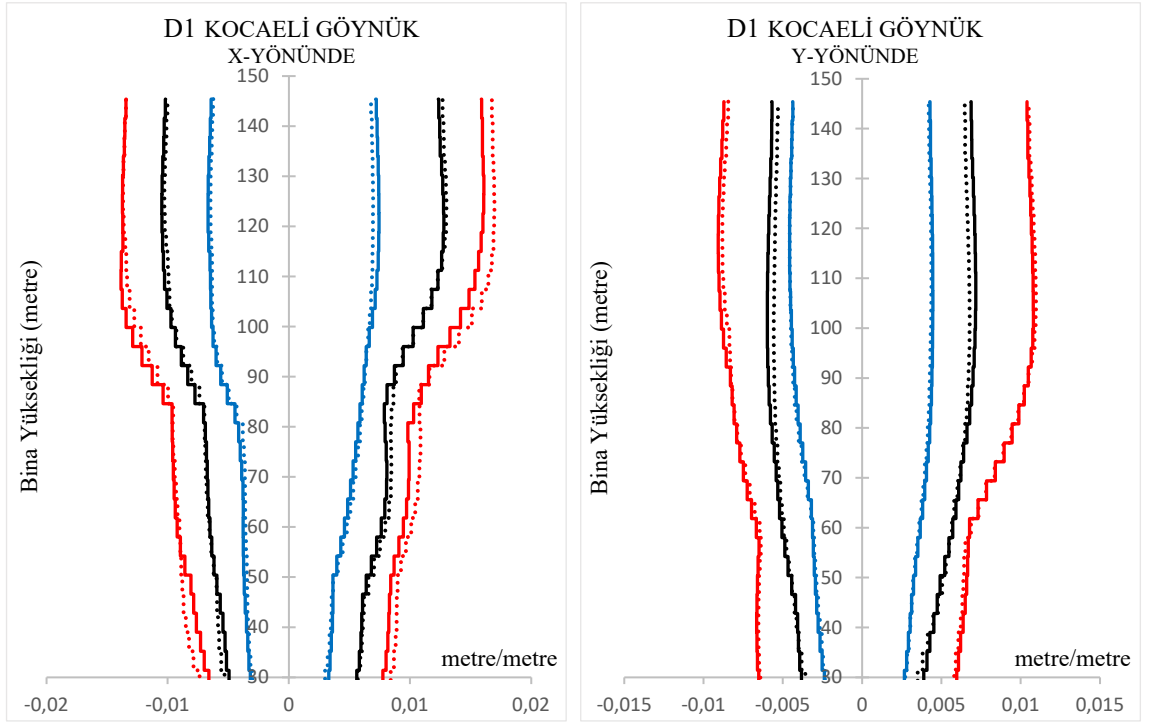
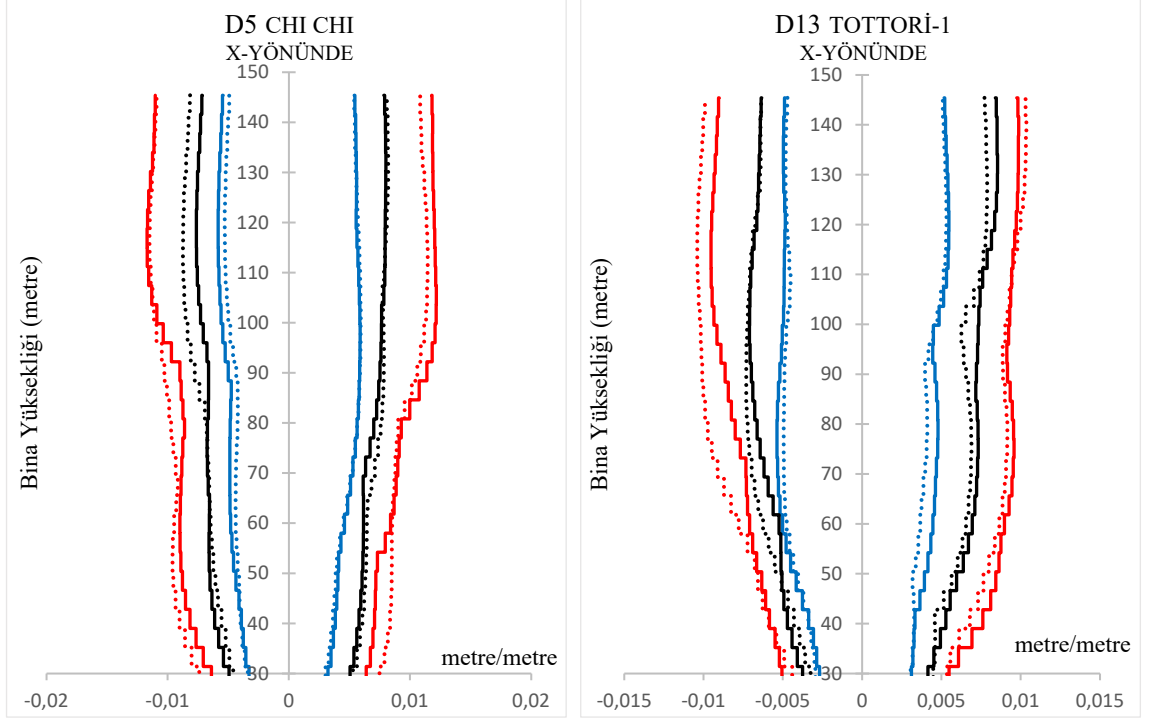
Şekil 4.19. R Blok bina yüksekliği boyunca maksimum yer değiştirme karşılaştırması

R Blok taşıyıcı sistemi için yapılan analiz sonuçlarına göre, bina yüksekliği boyunca x ve y yönündeki maksimum görel kat ötelemesi oranı (drift ratio) değerleri Çizelge 4.4’de sunulmuştur. Yapı yüksekliği boyunca oluşan maksimum görel kat ötelemesinin, yapının farklı deprem tehlike derecesine sahip bölgeler için tekrarlanan analizlerinde P-Delta ve P-Deltasız durumlar için gerçekleşme oranı %7 seviyelerinde kalmaktadır. Söz konusu oranların mühendislik açısından ihmal edilemeyecek düzeyde gerçekleştiği rahatlıkla söylenebilir. Yukarıda elde edilen en büyük değişimin orta dereceli deprem tehlikesi için elde edildiği düşünüldüğünde, diğer deprem tehlikeleri için fark oranının sırasıyla %6,72 ve %6,01 düzeyinde gerçekleştiği görülmektedir. Analizler sonucunda yapıda oluşan maksimum görel kat ötelemelerinin en üst katlarda değil 30ncu kat yüksekliğinde elde edildiği görülmektedir. Her bir setten elde edilen sonuçlar karşılaştırıldığında depremin PGA değeri arttıkça yer değiştirme ve görel kat ötelemesi oranlarının arttığı gözlemlenmiştir. Önceki bölümlerde PGA değişimi gibi farklı deprem özelliklerinin yapının vereceği tepkiyi ne şekilde etkilediğinin tam olarak bilinmediğine dair Bommer ve Acevedo (2014) tarafından sunulan bilgilere yer verilmişti.

Çizelge 4.4. R Blok görel kat ötelemeleri oranları ve fark değerleri (%)

Görel Kat Ötelemesi Oranı (cm/m)		Orta dereceli deprem tehlikesi			Yüksek dereceli deprem tehlikesi			Çok yüksek dereceli deprem tehlikesi		
YÖN	Kat	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK
X	5	0,283	0,303	6,32	0,464	0,447	3,73	0,665	0,697	4,50
	10	0,477	0,460	3,80	0,723	0,707	2,22	0,906	0,962	5,78
	20	0,615	0,612	0,57	0,952	0,892	6,72	1,247	1,219	2,23
	30	0,742	0,694	7,02	1,275	1,288	1,06	1,588	1,689	6,01
	37	0,722	0,679	6,44	1,238	1,270	2,50	1,592	1,676	4,99
Y	5	0,302	0,295	2,45	0,517	0,510	1,34	0,650	0,641	1,51
	10	0,379	0,370	2,31	0,696	0,659	5,69	0,938	0,911	2,91
	20	0,494	0,476	3,88	0,770	0,758	1,56	1,093	1,109	1,51
	30	0,524	0,508	3,14	0,891	0,857	3,93	1,121	1,118	0,25
	37	0,504	0,482	4,61	0,849	0,822	3,29	1,091	1,089	0,19

Benzer bir karşılaştırma ise her bir deprem analizinden elde edilen görel kat ötelemelerinin gösterilmesi amacıyla sonuçlar arasından seçilerek Şekil 4.20’de verilmiştir. Ch_1 Ch_1 Depremi(D5), Tottori-1 Depremi(D13), Kocaeli Göynük Depremi(D1) kaydından elde edilen değerlerden deprem tehlikesinin aynı olması durumu için P-Delta etkisinin %15 seviyelerine ulaşabildiği görülmektedir.



- P-Deltalı modelde Orta d.s. için mak. değerler - - - P-Deltasız modelde Orta d.s. için mak. değerler
 — P-Deltalı modelde Yüksek d.s. için mak. değerler - - - P-Deltasız modelde Yüksek d.s. için mak. değerler
 — P-Deltalı modelde Çok yüksek d.s. için mak. değerler - - - P-Deltasız modelde Çok yüksek d.s. için mak. değerler

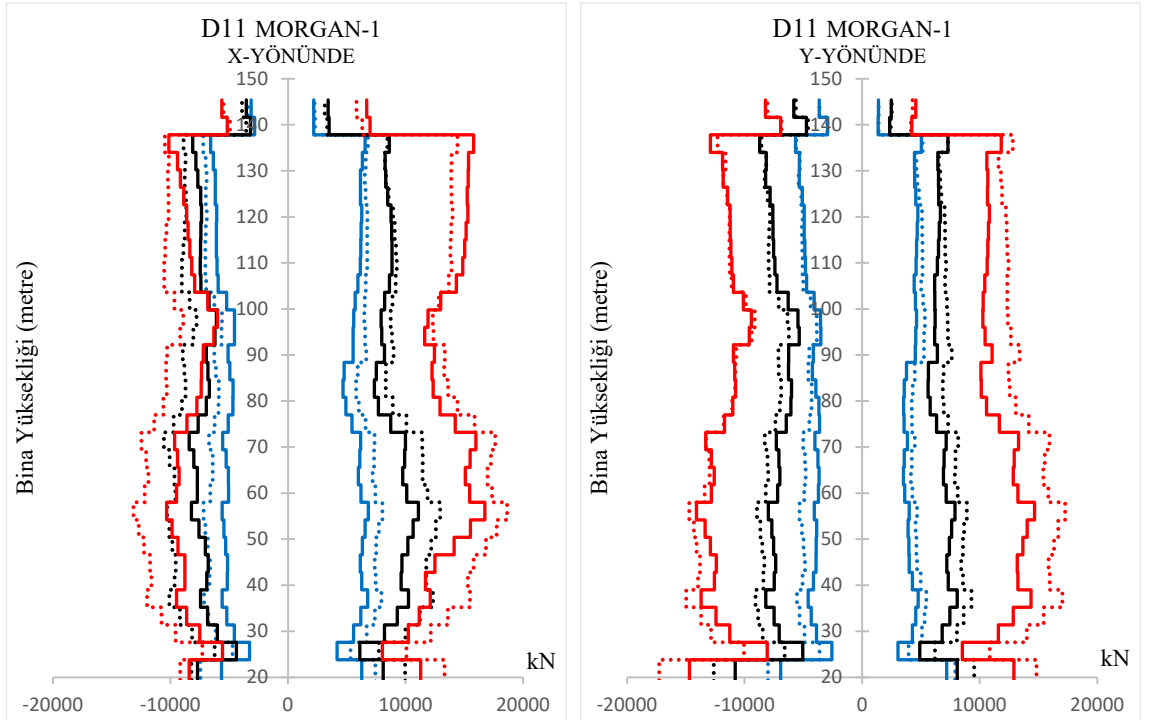
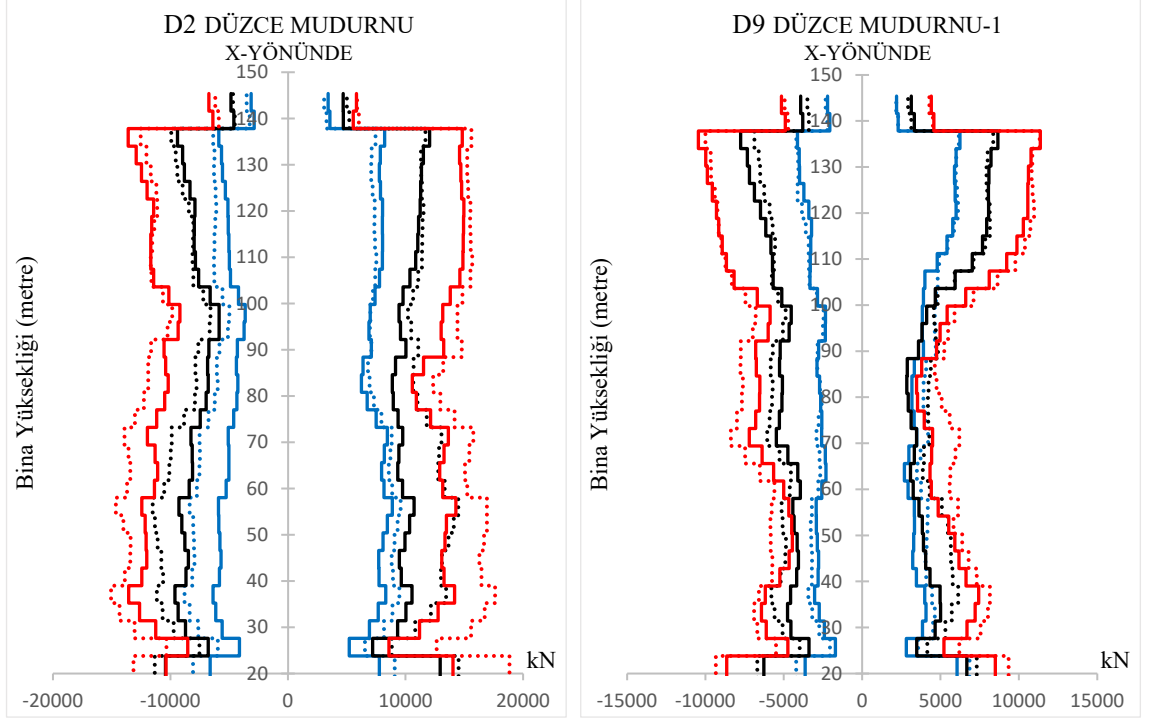
Şekil 4.20. R Blok için görel kat ötelemesi oranı karşılaştırması

R Blok taşıyıcı sistemi için yapılan analiz sonuçlarına göre, bina yüksekliği boyunca kolonlarda x ve y yönündeki maksimum kesme değerleri Çizelge 4.5’de sunulmuştur. Yapı yüksekliği boyunca oluşan maksimum kolon kesmelerinin, farklı deprem tehlike derecesine sahip bölgeler için tekrarlanan analizlerinde P-Detalı ve P-Deltasız durumlar için gerçekleşme oranı %21 seviyelerinde olduğu görülmektedir. Depremlerden elde edilen maksimum kolon kesmeleri incelendiğinde yukarıda verilen en büyük değişimin orta dereceli deprem tehlikesi için elde edildiği görülmektedir. Deprem tehlikesinin artmasıyla yer değiştirme ve görelî kat ötelemelerinde olduğu gibi deprem tehlikesinin artmasıyla kesit talepleri de artmıştır. Deprem kaydının hangi özelliğinin ne tür yapıda nasıl bir etki yaratacağına ilişkin bir genelleme yapılması henüz mümkün olamamaktadır. Nitekim artan değerlere rağmen P-Deltasız modelin P-Detalı modeldeki değişimle yapılan kıyasında yaklaşık aynı oranlar elde edilmiştir. Bu sebeple analizi yapılacak bir yapının niteliğine göre deprem kaydının seçilebilmesi için saha ve yapıya özel çalışmaların yapılması gerektiği de bilinmektedir.

Çizelge 4.5. R Blok maksimum kolon kesmeleri ve fark değerleri (%)

Kolon Kesme (kN)		Orta dereceli deprem tehlikesi			Yüksek dereceli deprem tehlikesi			Çok yüksek dereceli deprem tehlikesi		
YÖN	Kat	Δ_1	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_1	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_1	$\Delta_{sız}$	FARK
X	5	8110	10154	20,13	14778	14907	0,86	17927	21705	17,41
	10	7753	9425	17,74	14197	13986	1,51	15736	18976	17,07
	20	6737	8046	16,27	11476	11856	3,21	14085	16280	13,48
	30	8690	9214	5,69	17837	16898	5,56	18734	21567	13,14
	38	4805	4780	0,50	8860	7488	18,32	9289	9392	1,10
Y	5	9297	10382	10,45	15888	17378	8,57	17045	21083	19,16
	10	6503	7524	13,57	13431	13378	0,40	14598	18211	19,84
	20	6172	6715	8,08	11000	10657	3,22	13167	14852	11,35
	30	6566	7069	7,12	11459	11799	2,88	13220	15317	13,69
	38	4703	4745	0,87	8236	7927	3,90	8366	9461	11,58

Benzer bir karşılaştırma ise her bir deprem analizinden elde edilen kolon kesme değerlerinin gösterilmesi maksadıyla sonuçlar arasından seçilerek Şekil 4.21’de verilmiştir. Düzce Mudurnu Depremi(D2), Düzce Mudurnu-1 Depremi(D9), Morgan-1 Deprem(D11) kaydından elde edilen değerlerden deprem tehlikesinin aynı olması durumu için P-Delta etkisinin %26 seviyelerine ulaşabildiği görülmektedir.



- P-Delta modelde Orta d.s. için mak. değerler
- P-Delta modelde Yüksek d.s. için mak. değerler
- P-Delta modelde Çok yüksek d.s. için mak. değerler
- - - P-Deltasız modelde Orta d.s için mak. değerler
- - - P-Deltasız modelde Yüksek d.s. için mak. değerler
- - - P-Deltasız modelde Çok yüksek d.s. için mak. değerler

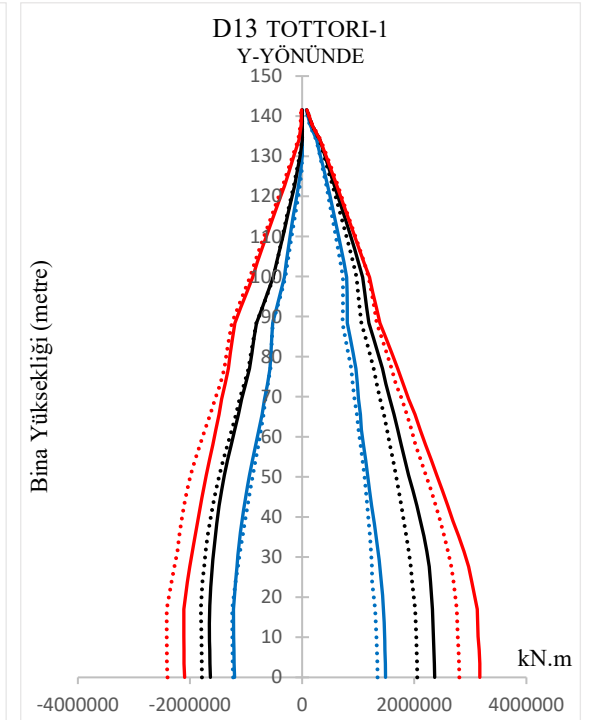
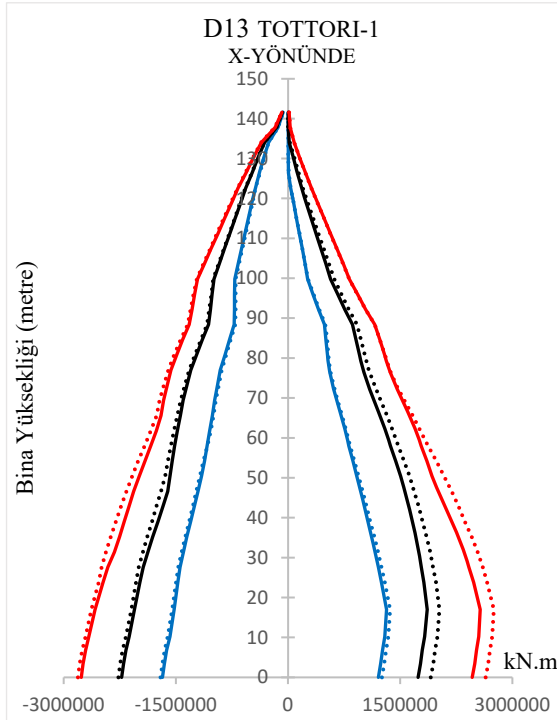
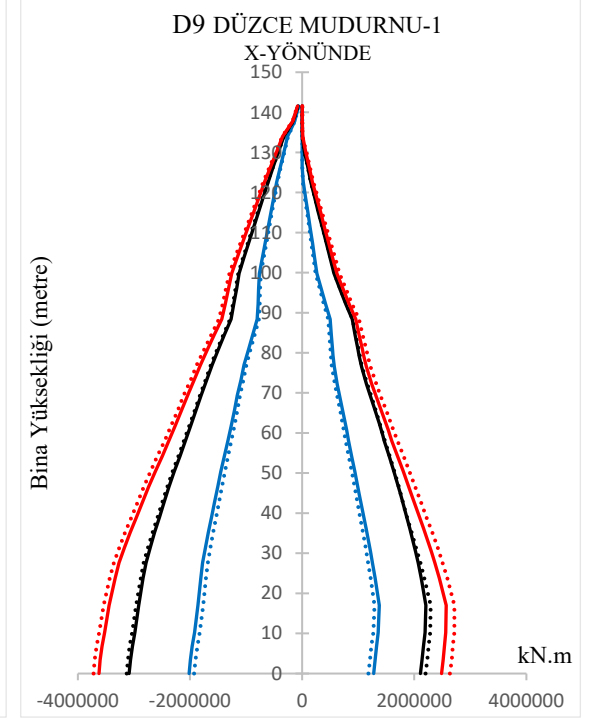
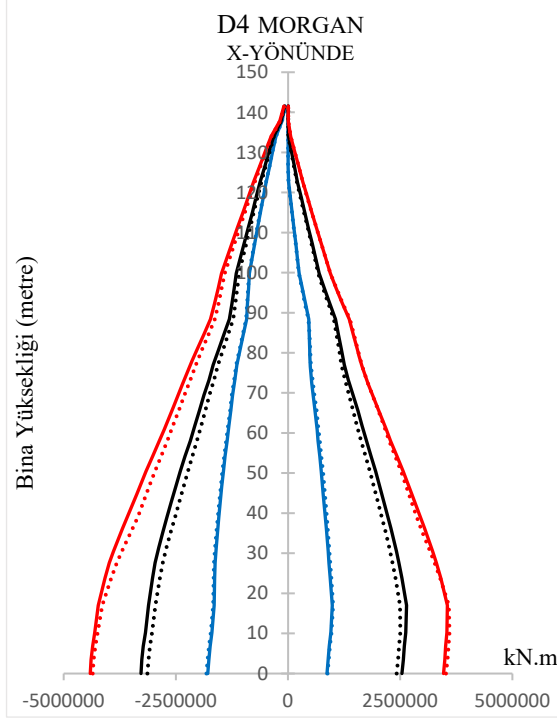
Şekil 4.21. R Blok için maksimum kolon kesmeleri karşılaştırması

R Blok taşıyıcı sistemi için yapılan analiz sonuçlarına göre, bina yüksekliği boyunca kolonlarda x ve y yönündeki maksimum moment değerleri Çizelge 4.6’da sunulmuştur. Yapı yüksekliği boyunca oluşan maksimum kolon momentlerinin, farklı deprem tehlike derecesine sahip bölgeler için tekrarlanan analizlerinde P-Detalı ve P-Deltasız durumlar için gerçekleşme oranı %17 seviyelerinde olduğu görülmektedir. Yukarıda verilen en büyük değişimin yüksek dereceli deprem tehlikesi için elde edildiği görülmektedir. Depremlerden elde edilen maksimum kolon momentlerinin maksimumundan hareketle deprem tehlikesi arttıkça kesit ve yapı taleplerinin arttığı gözlemlenirken P-Delta etkilerinin arttığını söylemek mümkün olmamaktadır. Her bir deprem özelinde P-Delta etkilerinin değişiminin gözlenmesi ihtiyacı bu nedenle ortaya çıkmaktadır. Bu aşamada ise her bir deprem özelinde, zaman tanım alanında analizde elde edilen değerlerin maksimumu verilmektedir. Ancak yapıların zaman tanım alanında adım adım analizde kütle ve rijitlik matrisindeki değişimlere bağlı olarak çalışmaya konu edilen yapıların söz konusu yapıdan farklı ve geciken tepkiler verebileceği de unutulmamalıdır.

Çizelge 4.6. R Blok maksimum kolon momentleri ve fark değerleri (%)

Kolon Moment (kN)		Orta dereceli deprem tehlikesi			Yüksek dereceli deprem tehlikesi			Çok yüksek dereceli deprem tehlikesi		
YÖN	Kat	Δ_1	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_1	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_1	$\Delta_{sız}$	FARK
X	5	1522126	1548276	1,69	2053659	2093496	1,90	2580488	2751220	6,21
	10	1301724	1320402	1,41	1739024	1817073	4,30	2190244	2365854	7,42
	20	905747	887069	2,11	1300000	1321138	1,60	1565854	1600000	2,13
	30	528448	520977	1,43	707317	711382	0,57	848780	858537	1,14
	38	132471	138617	4,43	154878	154472	0,26	170732	175610	2,78
Y	5	1453448	1303448	11,51	2323780	2015041	15,32	3124390	2758537	13,26
	10	1277586	1186207	7,70	2109553	1814634	16,25	2690244	2463415	9,21
	20	960345	875862	9,65	1432317	1275610	12,28	1704878	1595935	6,83
	30	577586	534483	8,06	755081	695122	8,63	812195	822358	1,24
	38	143103	134483	6,41	174593	173374	0,70	178049	182927	2,67

Benzer bir karşılaştırma ise her bir deprem analizinden elde edilen kolon moment değerlerinin gösterilmesi amacıyla sonuçlar arasından seçilerek Şekil 4.22’de verilmiştir. Morgan Depremi(D4), Düzce Mudurnu-1 Depremi(D9), Tottori-1 Deprem(D13) kaydından elde edilen değerlerden deprem tehlikesinin aynı olması durumu için P-Delta etkisinin %20 seviyelerinde kaldığı görülmektedir.



- P-Delta'lı modelde Orta d.s. için mak. değerler - - - P-Deltasız modelde Orta d.s. için mak. değerler
— P-Delta'lı modelde Yüksek d.s. için mak. değerler - - - P-Deltasız modelde Yüksek d.s. için mak. değerler
— P-Delta'lı modelde Çok yüksek d.s. için mak. değerler - - - P-Deltasız modelde Çok yüksek d.s. için mak. değerler

Şekil 4.22. R Blok için maksimum kolon momentleri karşılaştırması

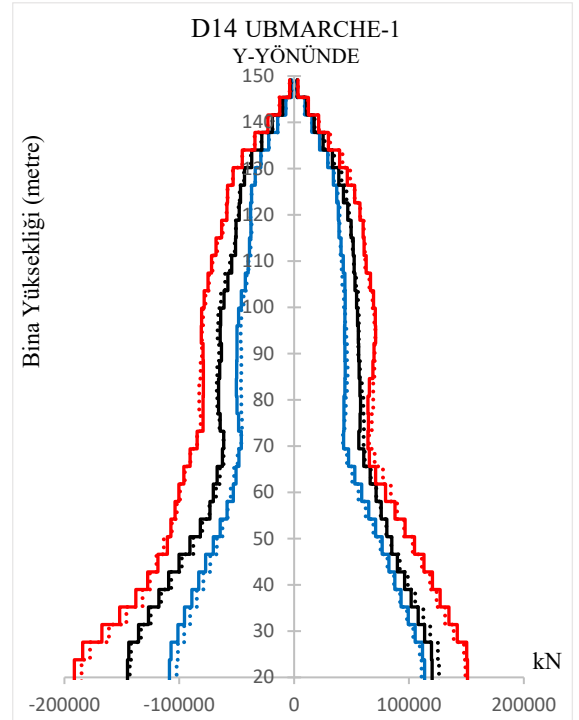
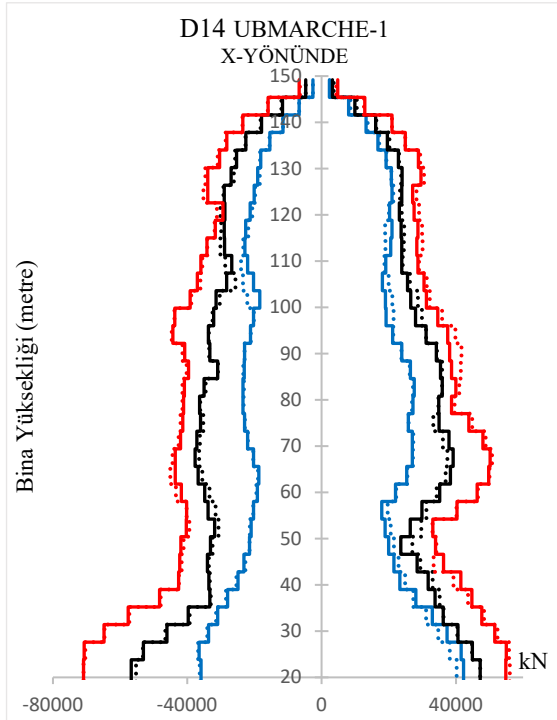
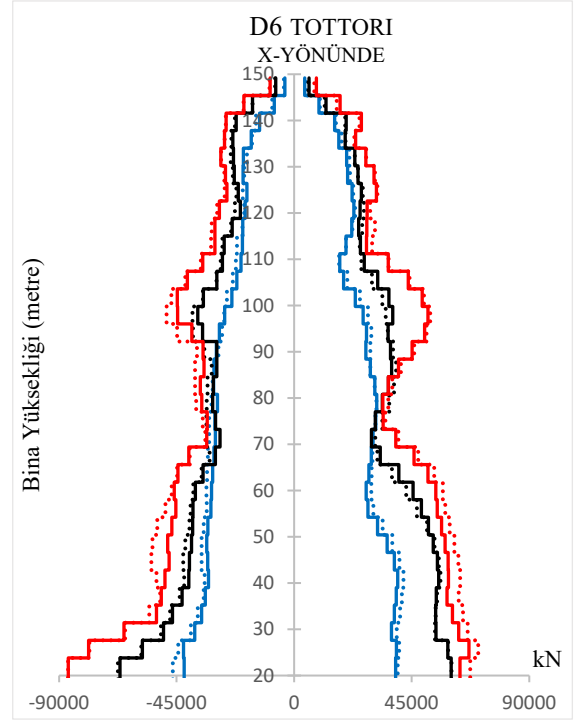
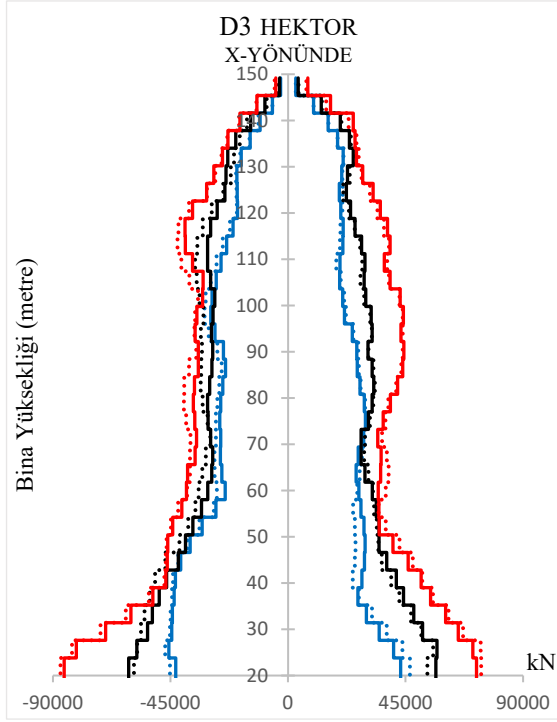
R Blok taşıyıcı sistemi için yapılan analiz sonuçlarına göre, bina yüksekliği boyunca kolonlarda x ve y yönündeki maksimum moment değerleri Çizelge 4.7’de sunulmuştur. Yapı yüksekliği boyunca oluşan maksimum kolon momentlerinin, farklı deprem tehlike derecesine sahip bölgeler için tekrarlanan analizlerinde P-Deltalı ve P-Deltasız durumlar için gerçekleşme oranı %9 seviyelerinde olduğu görülmektedir.

Çizelge 4.7. R Blok maksimum perde kesmeleri ve fark değerleri (%)

Perde Kesme (kN)		Orta dereceli deprem tehlikesi			Yüksek dereceli deprem tehlikesi			Çok yüksek dereceli deprem tehlikesi		
YÖN	Kat	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK
X	5	58356	58609	0,43	77195	76341	1,12	86488	89610	3,48
	10	43103	44023	2,09	55854	57683	3,17	63057	66146	4,67
	20	34828	34759	0,20	41756	44163	5,45	47463	49415	3,95
	30	27253	26874	1,41	37317	36585	2,00	42821	46244	7,40
	38	10563	11069	4,57	18602	18935	1,76	19236	19374	0,71
Y	5	129138	130718	1,21	173171	176256	1,75	198394	200467	1,03
	10	103218	102902	0,31	144207	145122	0,63	154797	156748	1,24
	20	59770	60057	0,48	85244	78415	8,71	99837	102439	2,54
	30	44741	45345	1,33	84024	82195	2,23	73780	71829	2,72
	38	10891	11024	1,21	37683	14613	0,69	25305	25000	1,22

Benzer bir karşılaştırma ise her bir deprem analizinden elde edilen kolon moment değerlerinin gösterilmesi amacıyla sonuçlar arasından seçilerek Şekil 4.23’de verilmiştir. Hektor Depremi(D3), Tottori Depremi(D6), Ubmarche-1 Deprem(D14) kaydından elde edilen değerlerden deprem tehlikesinin aynı olması durumu için P-Delta etkisinin %10 seviyelerinde kaldığı görülmektedir.

Tüm depremlerden elde edilen sonuçlar yapı davranışı açısından daha elverişli bir sonuç olarak yorumlanabilir. Ancak P-Delta etkisinin depremlerin karakteristiğine bağlı olarak değişiklik gösteren azaltıcı ve artıcı yöndeki etkileri nedeniyle deprem özelinde yapılacak bir incelemenin P-Delta etkilerini anlamada farklı bir bakış açısı sunacağı düşünülmektedir.



- P-Delta modelde Orta d.s. için mak. değerler - - - P-Deltasız modelde Orta d.s. için mak. değerler
— P-Delta modelde Yüksek d.s. için mak. değerler - - - P-Deltasız modelde Yüksek d.s. için mak. değerler
— P-Delta modelde Çok yüksek d.s. için mak. değerler - - - P-Deltasız modelde Çok yüksek d.s. için mak. değerler

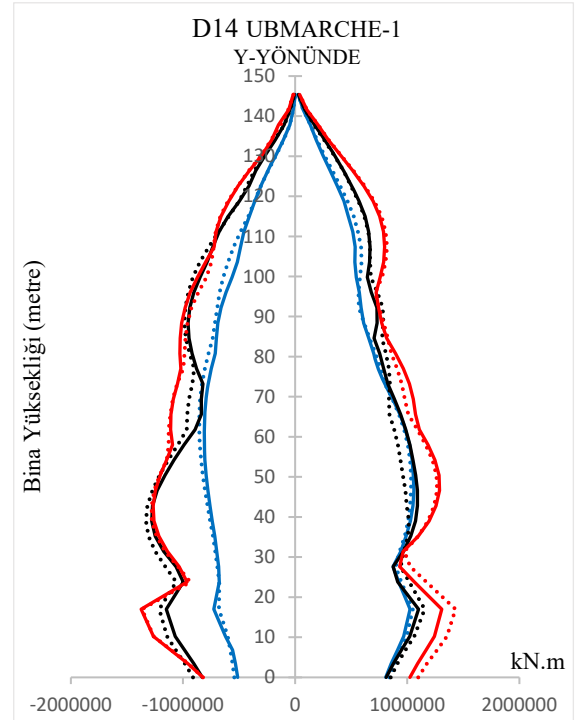
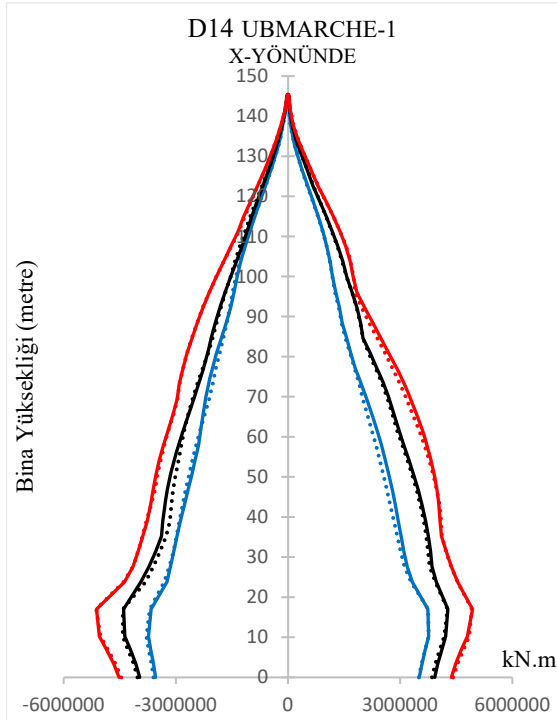
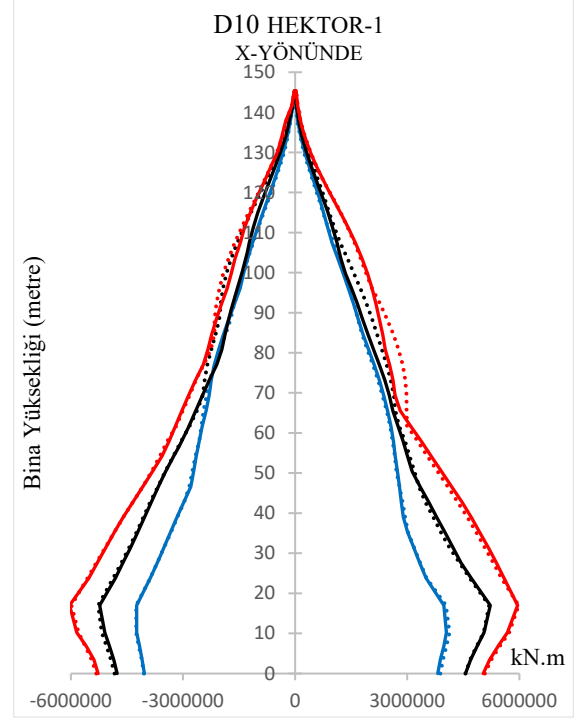
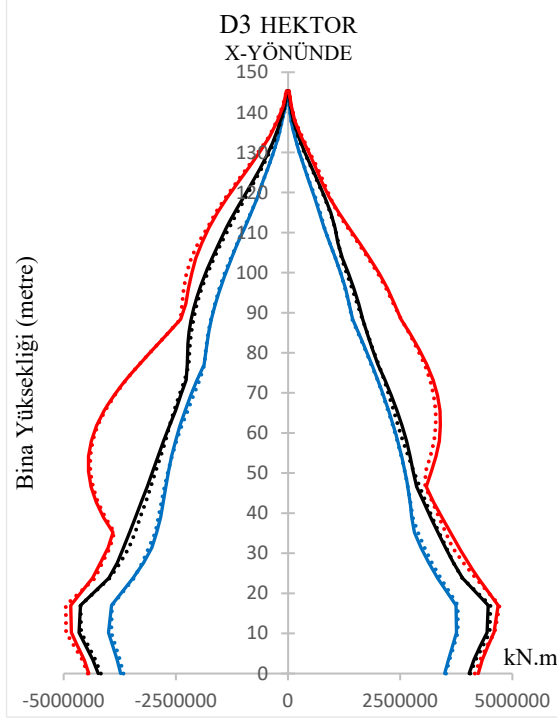
Şekil 4.23. R Blok için maksimum perde kesmeleri karşılaştırması

R Blok taşıyıcı sistemi için yapılan analiz sonuçlarına göre, bina yüksekliği boyunca perdelerde elde edilen x ve y yönündeki maksimum moment değerleri Çizelge 4.8’de sunulmuştur. Yapı yüksekliği boyunca oluşan maksimum perde momentlerinin, farklı deprem tehlike derecesine sahip bölgeler için tekrarlanan analizlerinde P-Delta ve P-Deltasız durumlar için gerçekleşme oranı %10 seviyelerinde olduğu görülmektedir.

Çizelge 4.8. R Blok maksimum perde momentleri ve fark değerleri (%)

Perde Moment (kN.m)		Orta dereceli deprem tehlikesi			Yüksek dereceli deprem tehlikesi			Çok yüksek dereceli deprem tehlikesi		
YÖN	Kat	Δ_{11}	Δ_{s1z}	FARK	Δ_{11}	Δ_{s1z}	FARK	Δ_{11}	Δ_{s1z}	FARK
X	5	3742529	3751724	0,25	4398374	4414634	0,37	5121951	5131707	0,19
	10	2951724	2905747	1,58	3682927	3634146	1,34	4068293	4097561	0,71
	20	2022989	1931034	4,76	2382114	2349593	1,38	2917073	2809756	3,82
	30	882759	891954	1,03	1024390	1016260	0,80	1209756	1186750	1,94
	38	137931	128736	7,14	154472	146187	5,67	185366	175610	5,56
Y	5	1025517	1048276	2,17	1148984	1211585	5,17	1373171	1429268	3,92
	10	1028046	1007816	2,01	1278659	1330081	3,87	1258537	1278049	1,53
	20	747126	805287	7,22	878455	900813	2,48	1019512	997561	2,20
	30	474253	522299	9,20	623984	617276	1,09	753659	770732	2,22
	38	135402	137931	1,83	172358	167886	2,66	204878	196257	4,39

Benzer bir karşılaştırma ise her bir deprem analizinden elde edilen perde moment değerlerinin gösterilmesi amacıyla sonuçlar arasından seçilerek Şekil 4.24’de verilmiştir. Hektor Depremi(D3), Hektor-1 Depremi(D10), Ubmarche-1 Deprem(D14) kaydından elde edilen değerler verilmiştir. Verilen grafiklerde deprem tehlikesinin aynı olması durumu için P-Delta etkisinin %20 seviyelerinde olduğu görülmektedir. Çizelge 4.8’da verilen değerlerden daha önceki çizelge ve grafiklerde sunulduğu gibi yapıda artan şekil değiştirme ve dayanım talepleri açıkça görülmektedir. P-Delta etkilerinin deprem tehlike derecesinin artmasıyla arttığını söylemek sunulan veriler ışığında mümkün olsa da toplam şekil değiştirme ve dayanım taleplerine oranla arttığını söylemek mümkün görünmemektedir. Perde momentlerine ait Şekil 4.24’de sunulan grafikler incelendiğinde perde momentleri özelinde kritik elemanlar için deprem tehlike derecesinin tahmin edilemeyen sonuçlara yol açabileceği Hektor deprem kaydına ait grafikte açıkça görülmektedir. Yapının 15nci ve 30ncu katları arasında gerçekleştirilen perde genişliğindeki azaltma çok yüksek deprem tehlikesi ve belirtilen deprem için dayanım taleplerinde büyük artışlara neden olmuştur.



- P-Delta modelde Orta d.s. için mak. değerler - - - P-Deltasız modelde Orta d.s için mak. değerler
 — P-Delta modelde Yüksek d.s. için mak. değerler - - - P-Deltasız modelde Yüksek d.s. için mak. değerler
 — P-Delta modelde Çok yüksek d.s. için mak. değerler - - - P-Deltasız modelde Çok yüksek d.s. için mak. değerler

Şekil 4.24. R Blok için maksimum perde momentleri karşılaştırması

Yapılarda oluşan yer değiştirmeler her bir deprem özelinde incelendiğinde yapı yüksekliği boyunca maksimum yer değiştirmelerin çok yüksek derece deprem seti için olduğu, şekillerde görölmektedir (Bkz. şekil 4.13). şekil 4.13 incelendiğinde Morgan deprem kaydı için yapının bir yönündeki ötelenmelerde P-Delta etkisinde yapı daha fazla ötelenirken diğer yönünde P-Deltanın ihmal edildiği durum için daha büyük ötelenmeler kaydedilmiştir. şekil 4.19'da ise P-Delta etkisinde ötelenmelerin Ubmarche-1 depremi kaydı için 30ncu katlardan sonra giderek artarak tepe yer değiştirmelerinde %15 seviyelerine ulaştığı görölmektedir. Benzer şekilde yapılardaki görel kat ötelemeleri hususunda belirgin farklılıklar görölmektedir (Bkz. şekil 4.20). Özellikle 30ncu katlarda görel kat ötelemeleri maksimum değerlerini almakta ve yine Ubmarche deprem kaydına ait sonuçlarda P-Deltasız durumla P-Detalı durum değişimi için yapılan kıyasta %15 seviyelerinde belirgin farklılıklar bu katlarda görölmektedir. Belirtilen farklılığın Ubmarche deprem kaydı için çok yüksek depremde olduğu ancak başka bir deprem kaydı olan Chi Chi deprem kaydında maksimum farklılığın yüksek deprem tehlikesi için olduğu gözlemlenmiştir.

Kritik elemanların dayanım taleplerinde ise P-Deltasız durumla P-Detalı durumdaki değişim arasında yapılan kıyaslamada kolon kesmeleri için %26 seviyelerinde, kolon momentlerinde %20, perde kesmelerinde %10, kolon momentlerinde %20 seviyelerinde farklılık görölmektedir. P-Delta etkisinde oluşan bu farklılıkların deprem özelinde yapılan incelemesinde P-Delta etkisinin dikkate alınmasının yapının farklı bir deprem tehlikesine göre analiz edilmesinden daha kritik sonuçlara yol açabileceği açıkça görölmektedir (Bkz. şekil 4.21).

4.3. P-Delta Etkisinin Yapı Yüksekliğine ve Geometrisine Bağlı Olarak Değişimi

Farklı yapı yüksekliği ve geometrisinde P-Delta etkisi değişiminin araştırılması maksadıyla farklı yüksekliklerde ve narinlik oranında aynı tasarımı yapılan O, P ve R blok; P-Delta etkilerinin analize dahil edilmesi ve ihmal edilmesi durumları için aynı deprem setleriyle analiz edilmiştir. Bu bölümde tez kapsamında çalışılan dayanımlardan C50 beton dayanımına ait sonuçlar verilecek olup dayanım değişimine ait karşılaştırmalar takip eden bölümde sunulacaktır.

O, P ve R blok taşıyıcı sistemleri için yapılan analizlerden elde edilen sonuçlarına göre; bina yüksekliği boyunca x ve y yönündeki maksimum yer değiştirme değerleri takip eden çizelgelerde sunulmuştur. Çizelgelerde sunulan fark oranı hesaplanırken P-Deltasız analize göre P-Detalı sistemdeki artış veya azalışlar dikkate alınmıştır. Sunulan P-Detalı ve P-Deltasız analiz sonuçları farklı blokların P-Delta etkisinin analize dahil edildiği ve ihmal edildiği durumlar için tekrarlanan 14 farklı deprem analizinden elde edilen maksimum değerlerin maksimumu olarak verilmiştir.

Aynı beton dayanımlarına ait (C50) P-Detalı ve P-Deltasız analiz sonuçları verilen söz konusu çizelge ve grafiklerde farklı yükseklik ve geometrinin yapıdaki tepkileri ne oranda arttırdığından ziyade farklı yapılar için P-Delta etkisinin oransal olarak artıp artmadığı irdelenmektedir. Bununla birlikte tüm sonuçlar düşünüldüğünde dikkate alınan deprem kayıtları için bloklar arasındaki tepkilerin değişimlerinin %20-%30 düzeyinde gerçekleşebildiği görülmektedir.

Çizelge 4.9'de sunulan P-Detalı ve P-Deltasız analizlerden elde edilen sonuçlar, P-Delta etkisi nedeniyle tepkilerin %14 seviyesinde artabileceğine işaret etmektedir. Söz konusu oran her bir blok için farklıklar sergileyebilmektedir. Yukarıda elde edilen en büyük değişimin P blok için elde edildiğini düşünüldüğünde, O ve R bloklar için belirtilen değişimin sırasıyla %6,2 ve %9,4 düzeyinde gerçekleştiği görülmektedir. Söz konusu oranların mühendislik açısından ihmal edilemeyecek düzeyde gerçekleştiği rahatlıkla söylenebilir. Burada ifade edilmesi gereken bir diğer husus da en büyük değişimin P blok

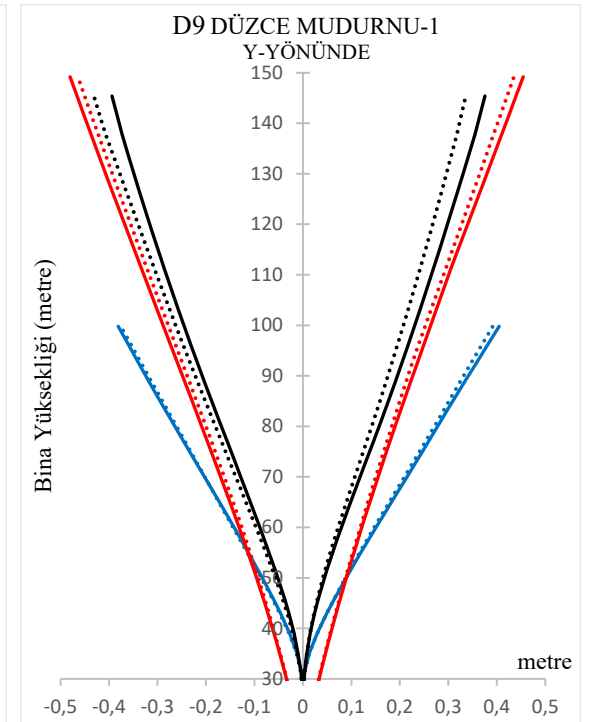
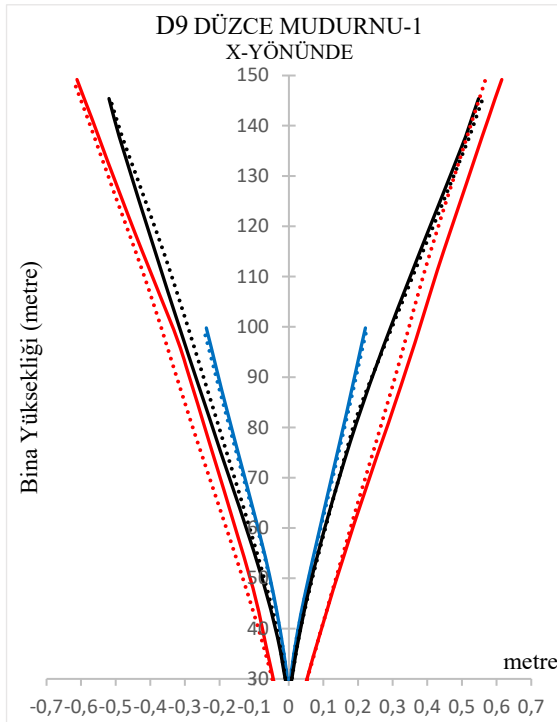
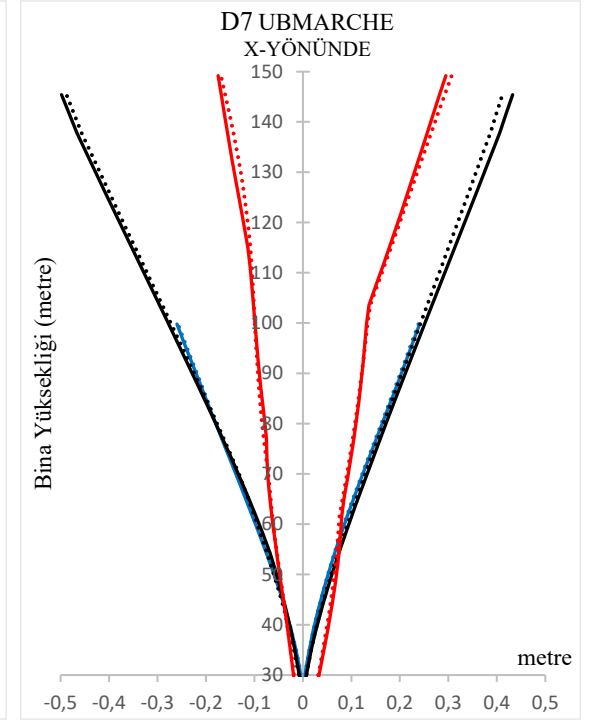
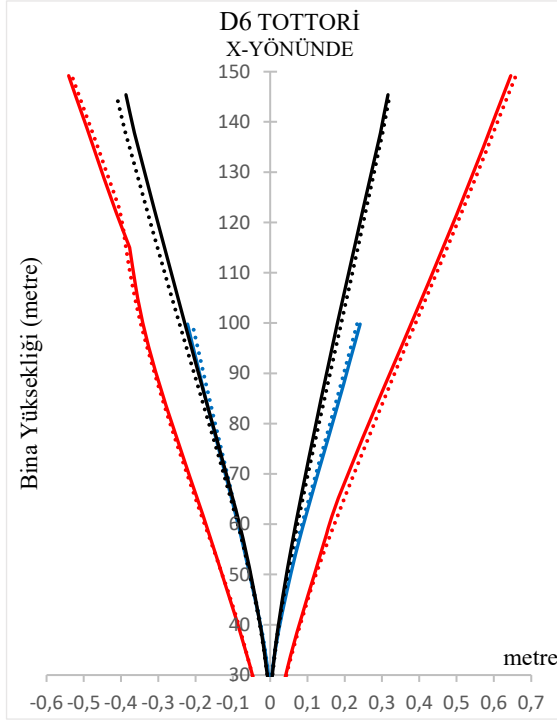
için gerçekleşmesidir ki bu durum bir önceki başlıkta verilen depremlerin hâkim frekansları ile yapı hâkim frekansları arasındaki ilişki ile açıklanabilir.

Çizelge 4.9. Yapılara ait maksimum yer değiştirmeler ve fark değerleri (%)

Yer değiştirme (m)		O Blok			P Blok			R Blok		
YÖN	Kat	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK
X	10	0,03371	0,03256	3,53	0,04101	0,03696	10,96	0,09029	0,08256	9,36
	20	0,19629	0,19571	0,30	0,23113	0,20313	13,78	0,26865	0,26294	2,17
	25	0,28376	0,27946	1,54	0,33284	0,31178	6,75	0,37456	0,36738	1,95
	30	-	-	-	0,43906	0,42202	4,04	0,48000	0,47481	1,09
	38	-	-	-	0,60955	0,58942	3,42	0,65767	0,63846	3,01
Y	10	0,03970	0,03915	1,39	0,02215	0,02148	3,11	0,08173	0,07929	3,08
	20	0,18124	0,17398	4,17	0,18124	0,17398	4,17	0,22680	0,24319	6,74
	25	0,31569	0,33671	6,24	0,26051	0,25905	0,56	0,31569	0,33671	6,24
	30	-	-	-	0,33168	0,33076	0,28	0,40885	0,43053	5,04
	38	-	-	-	0,48103	0,48215	0,23	0,55470	0,57702	3,87

Çizelgelerde P-Delta_l ve P-Delta_{sız} yapılar arasındaki ilişkinin yorumlanmasında kullanılan fark oranının belirtilen katta oluşan maksimum yer değiştirmeler arasındaki ilişkiye karşılık gelen bir oran olduğu unutulmamalıdır. Bu nedenle P-Delta etkisi yer değiştirmelerin sayısal olarak nispeten daha düşük olduğu katlarda daha büyük bir yüzde değeri alabilmektedir. Buna ilave olarak elde edilen maksimum değer tüm depremler içerisindeki değerlerin maksimumudur. Deprem karakteristik özellikleri ve yapı özelliklerine bağlı olarak yapılardan elde edilen maksimum değerler farklı depremlerden elde edilen sonuçların bir karşılaştırması olabilmektedir. Genellikle deprem tasarım standartlarında farklı depremlerden elde edilen değerlerle en uygun ve elverişli çözüm üretilmesi beklenirken bu çalışma kapsamında P-Delta etkisinin her bir deprem özelinde gözlemlenmesinin daha yorumlanabilir sonuçlar vermesi beklenmektedir. Yapılara ait her bir deprem özelinde elde edilen sonuçlar aşağıda sunulan grafikler ile irdelenmektedir.

Şekil 4.25’de farklı deprem kayıtlarından elde edilen zamana bağlı yer değiştirme değerlerinin maksimum verilmiştir. Verilen grafiklerde P-Delta etkisinin Çizelge 4.9’a benzer şekilde %15 seviyelerinde kaldığı görülmektedir ancak bu değer de her bir deprem esnasında zamana bağlı pozitif ve negatif yönde tesir doğurabilen P-Delta etkilerinden elde edilen değerlerin maksimumudur.

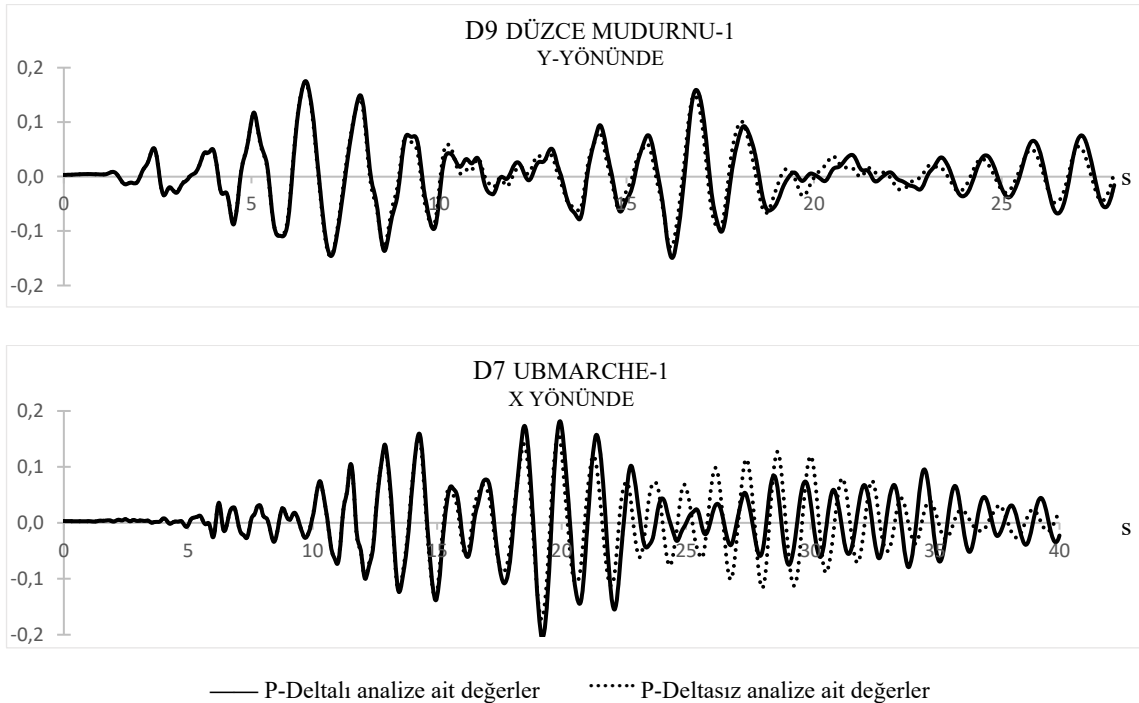


— P-Delta modelde O Blok için mak. değerler
 — P-Delta modelde P Blok için mak. değerler
 — P-Delta modelde R Blok için mak. değerler

- - - P-Deltasız modelde O Blok için mak. değerler
 - - - P-Deltasız modelde P Blok için mak. değerler
 - - - P-Deltasız modelde R Blok için mak. değerler

Şekil 4.25. Yapılara ait maksimum yer değiştirmelerin karşılaştırılması

Maksimum yer değiştirmelerin oluştuğu yapı incelendiğinde aynı yapıya ait g¼¼ spektrumunu hâkim frekansı arasında belirli komşuluk sınırları i¼erisinde ilişki kurulabilmektedir. Şekil 4.25’de verilen maksimum yer değiştirmeler incelendiğinde D¼zce Mudurnu deprem kaydında, O blok i¼in verilen tepe yer değiştirme değerlerinin nispeten daha y¼ksek bloklarla yaklaşık olarak aynı olduğu g¼r¼lmektedir. Bununla birlikte aynı depremin g¼¼ spektrumunda hâkim frekans ($T_{p9}=3.02734$ Hz (Bkz. Şekil 4.11)), depremlerden elde edilen hâkim frekans değerlerinin en b¼y¼ę¼d¼r. Bu bilgiler işiğinde en y¼ksek hâkim frekans değerinin olduğu D9 depreminin, diğer bloklara nispetle k¼tle katılım oranının y¼ksek frekanslarda toplandığı O blok i¼in daha b¼y¼k etkiler doğurduğu ifade edilebilir. Daha önce diğer yapılarla kıyaslandığında O blokta oluşan P-Delta fark oranlarının daha d¼ř¼k seviyelerde kaldığı ifade edilmişti. Ancak zamana bağlı tepe yer değiştirme değerlerinde P-Delta etkilerinin daha net Şekilde g¼zlemlendięine bir ¼rnek olarak Şekil 4.26’da D9 ve D14 depremlerine ait veriler sunulmuştur. Bu verilerden hareketle sonu¼ değerlerin maksimumları ¼zerinden yapılan yorumların, her bir deprem ¼zeline zaman bağlı değerler ¼zerinden yapılacak yorumları gerekli kılabilceği ifade edilebilir.



Şekil 4.26. O blok i¼in zamana bağlı tepe yer değiştirme değerleri

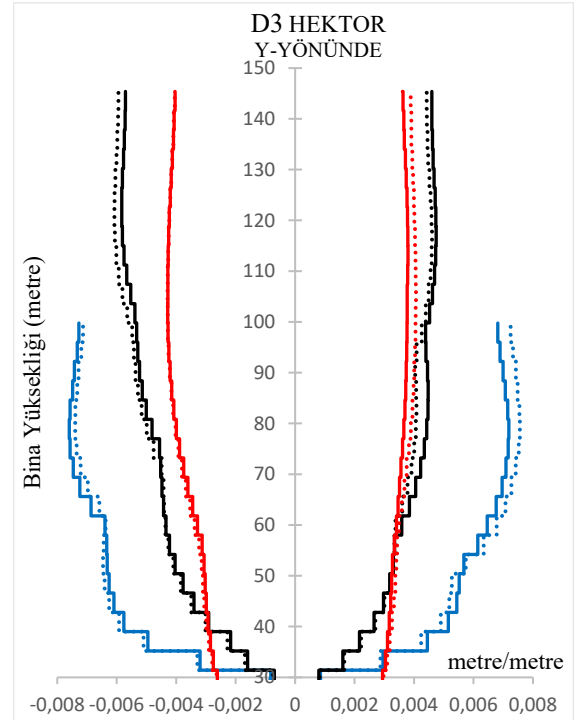
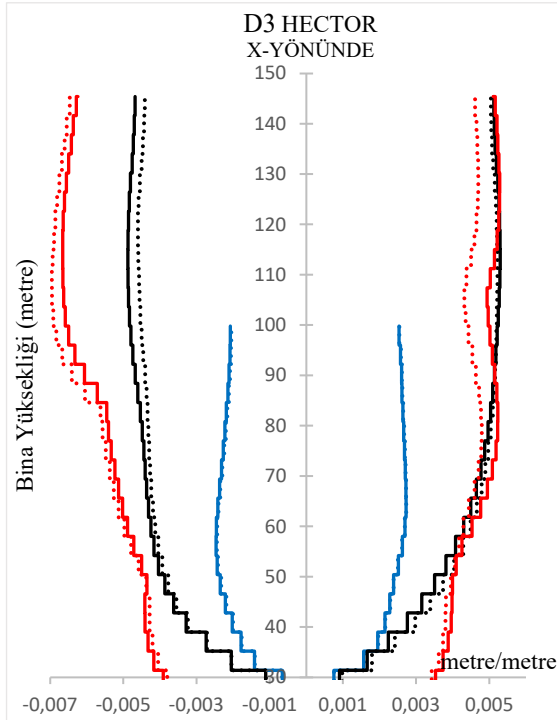
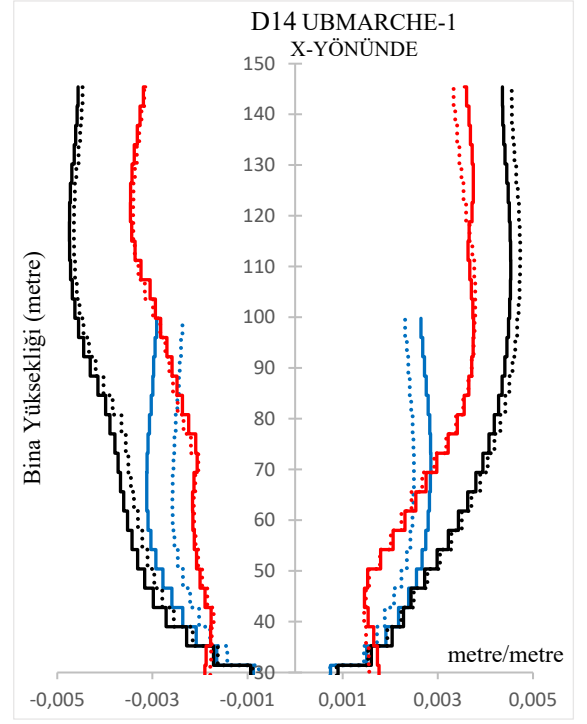
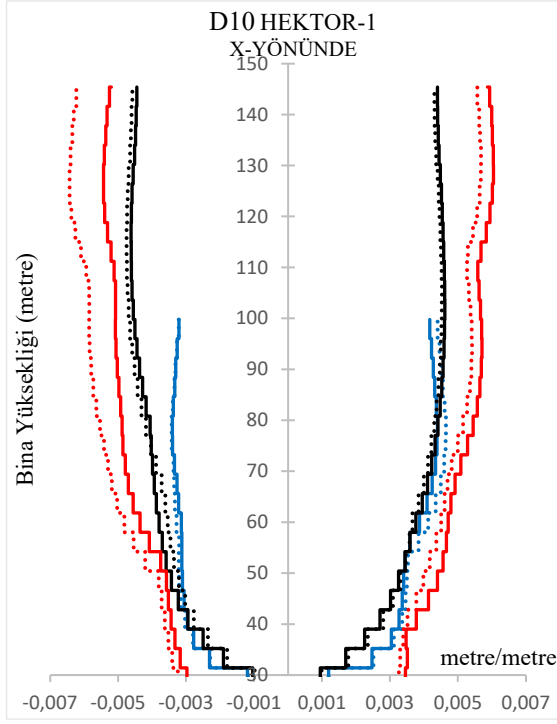
P blok için elde edilen maksimum P-Delta etkileri aynı yükseklikteki R blokla kıyaslandığında aradaki farkın yapısal bir özellik olarak narinlik etkisinden kaynaklandığı söylenebilir. Nitekim P blok için verilen eğrilerden yapının bir yönündeki ötelenmelerinde R bloğa benzer oranlarda P-Delta etkileri gözlemlenirken, plan geometrisinde bir aks eksiltilen x yönünde daha büyük P-Deltaya bağlı değişim elde edilmektedir. Bu durum önceki başlıklarda verilen depremlerin hâkim frekansları ile yapı hâkim frekansları arasındaki ilişki ile de gösterilmeye çalışılmıştır.

Çizelge 4.10'da yapılara ait görelî kat ötelemeleri sunulmuştur. Yer değiştirme değerlerine benzer şekilde, P-Deltanın analize dahil edilmesi ve ihmal edilmesi durumlarının karşılaştırmasında maksimum fark oranı değerleri P blok için elde edilmiştir. P blok ve R blok değerleri kıyaslandığında y yönünde görelî kat ötelemeleri artarken fark oranı belirli bir komşuluk ilişkisi içerisinde aynı kalmaktadır. Ancak x yönündeki görelî kat öteleme oranları R bloka nispetle daha düşük değerler almasına karşı, bu yöndeki P-Delta etkisi %19 düzeylerine kadar artış göstermektedir.

Çizelge 4.10. C50 dayanımı için görelî kat ötelemeleri ve fark değerleri (%)

Görelî Kat Ötelemesi Oranı (m/m)		O Blok			P Blok			R Blok		
YÖN	Kat	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK
X	10	0.00389	0.00381	2.10	0.00437	0.00399	9.53	0.00477	0.00460	3.70
	20	0.00476	0.00465	2.37	0.00650	0.00561	15.87	0.00615	0.00612	0.49
	25	0.00457	0.00445	2.75	0.00694	0.00588	18.03	0.00691	0.00683	1.17
	30	-	-	-	0.00696	0.00590	17.97	0.00742	0.00694	6.92
	38	-	-	-	0.00677	0.00572	18.36	0.00722	0.00679	6.33
Y	10	0.00624	0.00608	2.51	0.00306	0.00301	1.66	0.00379	0.00370	2.43
	20	0.00511	0.00488	4.71	0.00502	0.00499	0.60	0.00494	0.00476	3.78
	25	0.00522	0.00501	4.19	0.00533	0.00548	2.74	0.00518	0.00503	2.98
	30	-	-	-	0.00581	0.00606	4.13	0.00524	0.00508	3.15
	38	-	-	-	0.00570	0.00594	4.04	0.00504	0.00482	4.56

Her bir deprem özelinde elde edilen görelî kat ötelemeleri oranlarının kıyaslanması amacıyla deprem analiz sonuçlarından seçilenlerden bazıları Şekil 4.27'de sunulmuştur. Verilen grafikten P-Delta etkisinin farklı bloklar için farklı bloklarda ihmal edilemeyecek düzeylerde etkilere neden olabileceği ve farklılıkların %25 seviyelerine kadar ulaştığı görölmektedir.



— P-Deltalı modelde O Blok için mak. değerler
 — P-Deltalı modelde P Blok için mak. değerler
 — P-Deltalı modelde R Blok için mak. değerler

--- P-Deltasız modelde O Blok için mak. değerler
 --- P-Deltasız modelde P Blok için mak. değerler
 --- P-Deltasız modelde R Blok için mak. değerler

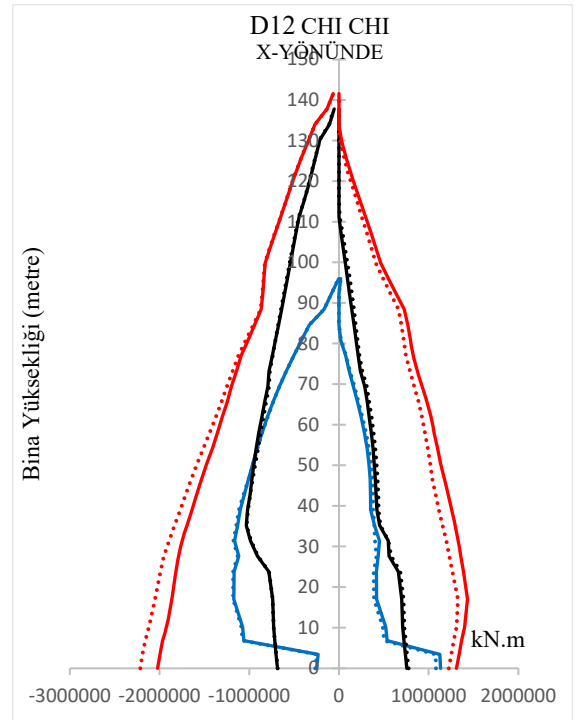
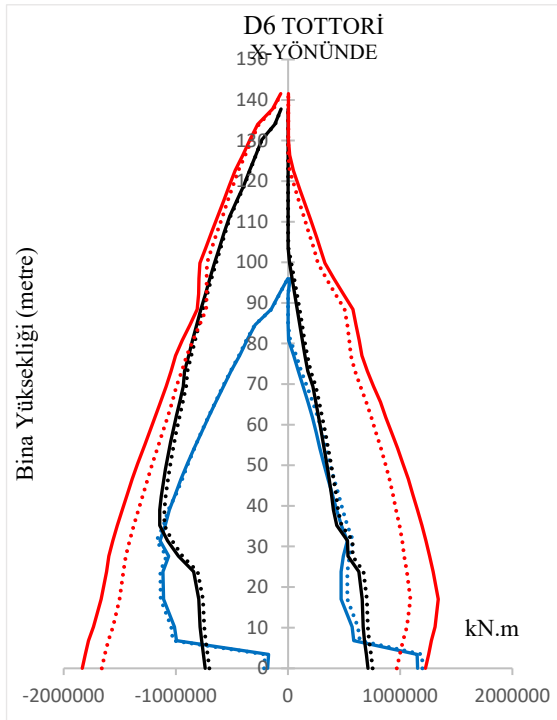
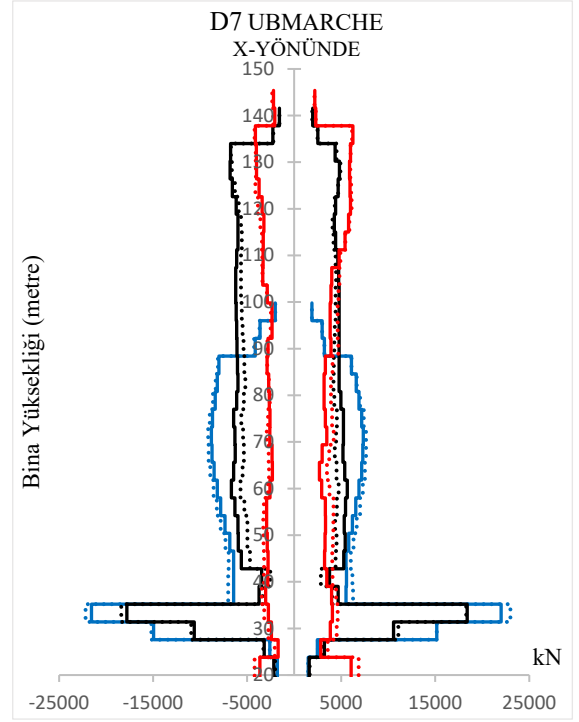
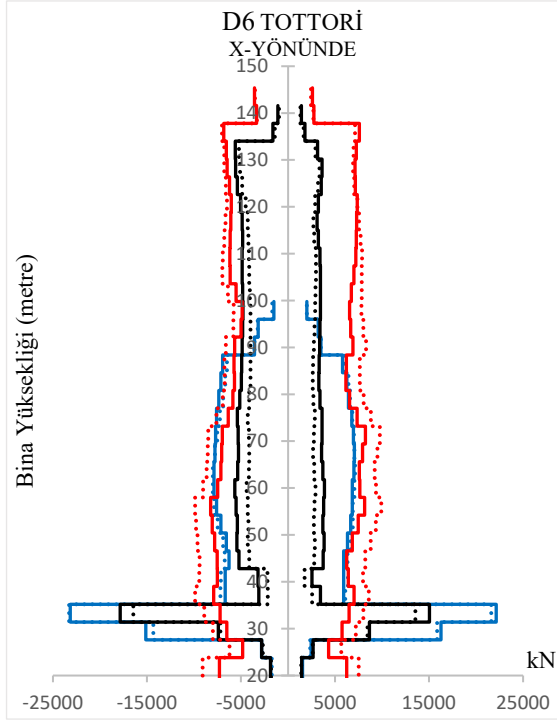
Şekil 4.27. C50 dayanımı için görel kat ötelemeleri karşılaştırması

Yüksek katlı yapıların taşıyıcı sitemlerine yönelik yapılan betonarme tasarımlar için enerji tüketme kapasitesinin büyük oranda perdeler tarafından karşılanması istenir. Çalışılan yüksek katlı yapılar güçlü bir çekirdek perdesini çevreleyen bir çerçeve sistemi ile birlikte tasarlanmıştır. Söz konusu yapılardaki kolonlarda P-delta etkilerinin gözlemlenebilmesi için kesme ve moment değerlerinden hareketle yapılan karşılaştırmalar Çizelge 4.11’de sunulmuştur. Belirtilen çizelgede P-Deltalı ve P-Deltasız durumlar için tekrarlanan analizlerinden elde edilen sonuçlara göre kesme ve moment değerleri için fark oranının sırasıyla %18 ve %12 seviyelerinde olduğu görülmektedir. Çizelgelerde verilen değerlere ilave olarak her bir deprem özelinde etkinin %20 seviyelerine ulaşabildiği Şekil 4.28’de verilen sonuçlardan ifade edilebilir.

Çizelge 4.11. C50 dayanımı için maksimum kolon kesme, moment ve fark değerleri (%)

Kolon Kesme (kN)		O Blok			P Blok			R Blok		
YÖN	Kat	Δ_1	Δ_{SIZ}	FARK	Δ_1	Δ_{SIZ}	FARK	Δ_1	Δ_{SIZ}	FARK
X	10	9655	8966	7.69	5851	5282	10.77	7753	9425	17.74
	20	9655	9724	0.71	7109	6420	10.74	6737	8046	16.27
	25	4483	4069	10.17	7236	6799	6.42	6991	7885	11.34
	30	-	-	-	6856	6609	3.74	8690	9214	5.69
	36	-	-	-	2500	2816	11.22	4805	4780	0.50
Y	10	10474	11494	8.87	6560	5690	15.30	6503	7524	13.57
	20	8078	6851	17.92	7800	6621	17.81	6172	6715	8.08
	25	7164	6128	16.91	7851	6920	13.46	5675	6283	9.68
	30	-	-	-	8053	7333	9.81	6566	7069	7.12
	36	-	-	-	2313	2328	0.64	4703	4745	0.87

Kolon Moment (kN.m)		O Blok			P Blok			R Blok		
YÖN	Kat	Δ_1	Δ_{SIZ}	FARK	Δ_1	Δ_{SIZ}	FARK	Δ_1	Δ_{SIZ}	FARK
X	10	1320690	1303448	1.32	1243218	1281149	2.96	1833333	1837931	0.25
	20	513793	510345	0.68	909425	934713	2.71	1224138	1185057	3.30
	25	25862	25695	0.65	702069	719770	2.46	922414	890517	3.58
	30	-	-	-	464138	471954	1.66	642241	628736	2.15
	36	-	-	-	117241	115402	1.59	150575	150575	0.00
Y	10	1335920	1316954	1.44	1395977	1555172	10.24	1767241	1734483	1.89
	20	927515	886127	4.67	948276	1072414	11.58	1237931	1167241	6.06
	25	816784	764147	6.89	724138	813793	11.02	980172	922414	6.26
	30	-	-	-	482471	527586	8.55	692529	656897	5.42
	36	-	-	-	134770	141379	4.67	162069	156897	3.30



— P-Delta modelde O Blok için mak. değerler
 — P-Delta modelde P Blok için mak. değerler
 — P-Delta modelde R Blok için mak. değerler

- - - P-Deltasız modelde O Blok için mak. değerler
 - - - P-Deltasız modelde P Blok için mak. değerler
 - - - P-Deltasız modelde R Blok için mak. değerler

Şekil 4.28. C50 dayanımı için kolon kesmeleri karşılaştırması

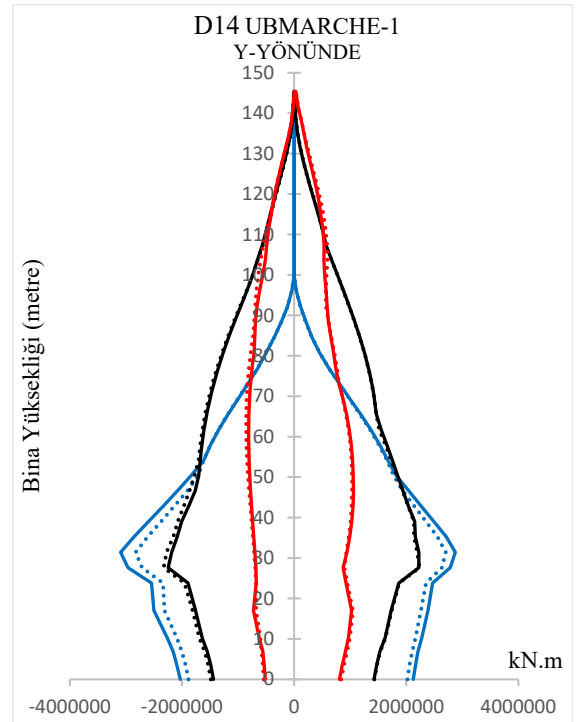
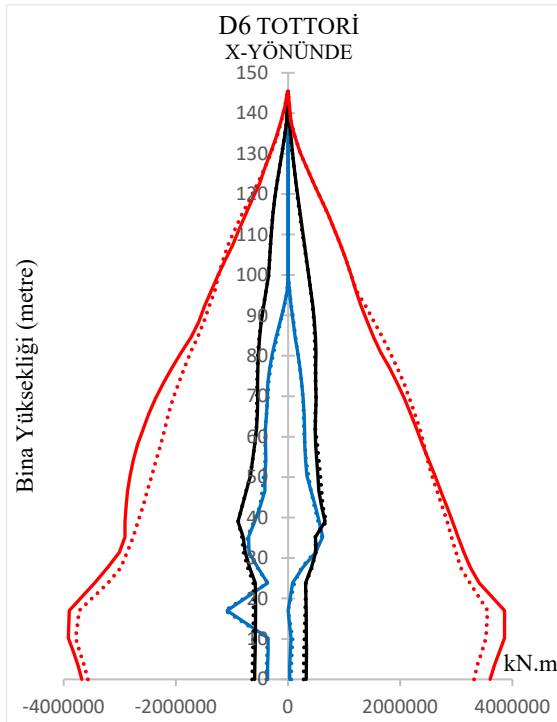
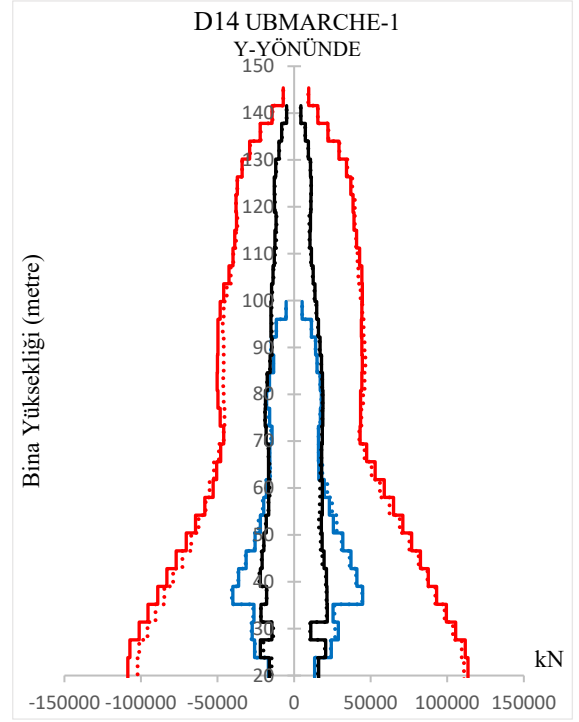
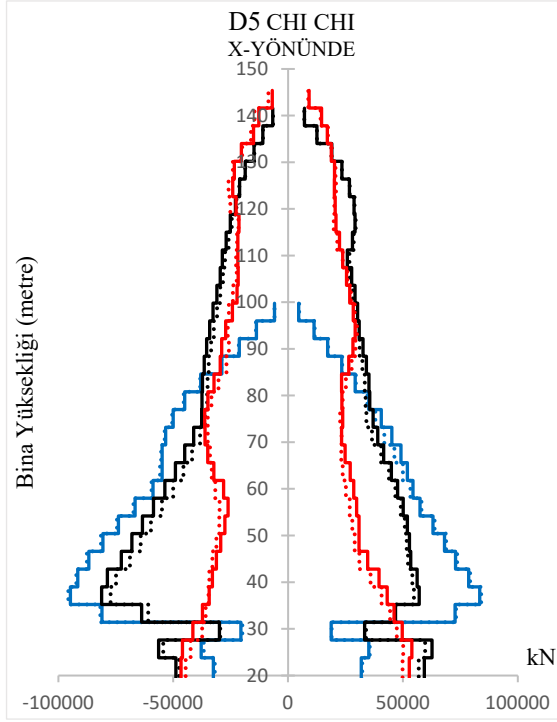
Çalışmaya konu edilen tüm taşıyıcı sistemler için yapılan analiz sonuçlarına göre, yapıların belirtilen kat seviyelerinde elde edilen maksimum perde kesme ve moment değerlerine ait karşılaştırmalar Çizelge 4.12’de sunulmuştur. Analizlerden elde edilen maksimum değerlere göre perde kesme ve moment değerleri için P-Delta etkisi gerçekleşme oranının %12 seviyelerinde olduğu görülmektedir.

Çizelge 4.12. C50 dayanımı için maksimum perde kesme, moment ve fark değerleri (%)

Perde Kesme (kN)		O Blok			P Blok			R Blok		
YÖN	Kat	Δ_{11}	Δ_{s1z}	FARK	Δ_{11}	Δ_{s1z}	FARK	Δ_{11}	Δ_{s1z}	FARK
X	10	127874	129454	1.22	80816	81402	0.72	43103	44023	2.09
	20	66868	67184	0.47	41379	40690	1.69	34828	34759	0.20
	25	9368	9586	2.28	35195	34828	1.06	36471	37989	3.99
	30	-	-	-	33356	32931	1.29	27253	26874	1.41
	36	-	-	-	8230	8069	1.99	10563	11069	4.57
Y	10	48494	46851	3.51	42425	41954	1.12	103218	102902	0.31
	20	19483	19885	2.02	25603	25632	0.11	59770	60057	0.48
	25	8103	7241	11.90	20259	19828	2.17	58649	56966	2.96
	30	-	-	-	17724	18115	2.16	44741	45345	1.33
	36	-	-	-	7023	6931	1.33	26379	27179	2.94

Perde Moment (kN.m)		O Blok			P Blok			R Blok		
YÖN	Kat	Δ_{11}	Δ_{s1z}	FARK	Δ_{11}	Δ_{s1z}	FARK	Δ_{11}	Δ_{s1z}	FARK
X	10	1163218	1150862	1,07	573793	575862	0,36	3889655	3825287	1,68
	20	577011	564655	2,19	709885	713793	0,55	2795402	2832184	1,30
	25	340230	331897	2,51	538851	544828	1,10	1912644	1949425	1,89
	30	-	-	-	294253	289655	1,59	919540	937931	1,96
	36	-	-	-	255632	253448	0,86	790805	781609	1,18
Y	10	2503448	2517241	0,55	2114943	2051724	3,08	1307184	1406897	7,09
	20	2358621	2448276	3,66	2367816	2317241	2,18	1000575	1103448	9,32
	25	595402	603448	1,33	1267816	1236207	2,56	820115	831034	1,31
	30	-	-	-	957471	970115	1,30	586494	565517	3,71
	36	-	-	-	887931	900575	1,40	535920	541379	1,01

Her bir deprem özelinde kesme ve moment sonuçlarının karşılaştırılması amacıyla deprem analizlerinden seçilen verilerden bazıları Şekil 4.29’da sunulmuştur. Deprem özelindeki perde tesirlerinden de görüleceği üzere P-Delta etkisi önceki verilere benzer şekilde, %10 seviyelerinde bir farklılık oluşturmuştur. Sonuç olarak P-Delta etkisinin analize dahil edilmesinin yapının yüksekliği ve narinliği deprem karakteristiğine bağlı olarak ihmal edilemeyecek düzeyde farklılıklar doğurduğu ifade edilebilir.



— P-Delta modelde O Blok için mak. değerler
 — P-Delta modelde P Blok için mak. değerler
 — P-Delta modelde R Blok için mak. değerler

- - - P-Deltasız modelde O Blok için mak. değerler
 - - - P-Deltasız modelde P Blok için mak. değerler
 - - - P-Deltasız modelde R Blok için mak. değerler

Şekil 4.29. C50 dayanımı için perde kesmeleri karşılaştırması

4.4. P-Delta Etkisinin Beton Dayanımına Bağlı Olarak Değişimi

Yönetmelikler genellikle yer değiştirmeleri ve görelî kat ötelemeleri belirli sınırlar içerisinde kalmasını şart koşarak, ikinci merteye etkileri de sınırlandırmayı hedeflemektedir. TBDY’de (2018) yapıdaki tüm katlar için görelî kat ötelemelerine bağli olarak bir ikinci merteye gösterge değeri tanımlanmaktadır. Tanımlanan bu değerin belli sınırlar içerisinde kalması durumunda ikinci merteye etkilerinin, tasarıma esas iç kuvvetlerin hesabında göz önüne alınmasının gerekli olmadığı ifade edilmektedir. Belirtilen sınırların aşılması durumunda tüm iç kuvvetlerin ikinci merteye büyütme katsayısıyla çarpılarak arttırılacağına dair koşul yer almaktadır. Buna ilave olarak taşıyıcı sistemin rijitlik ve/veya dayanımının uygun şekilde arttırılarak deprem hesabının yenilenmesi, uygulanabilecek diğeri bir seçenek olarak sunulmaktadır.

Yatay kuvvetler altında yapıdaki yer değiştirmeler yanal rijitliğe bağlidir. Yatay yüklerin artması ile betonda çatlama, donatıda akma ve donatı ile betonda doğrusal olmayan davranışın hâkim duruma geçmesi, rijitliği daha da azaltacaktır. Bunlara ilave olarak ikinci merteye etkiler de rijitliği azaltıcı yönde etki oluşturacaktır. Rijitliğin artırılması ile katların birbirine göre olan görelî yatay ötelenmesi sınırlandırılarak, ikincil merteye etkilerinin azaltılması ya da sınırlandırılması sağlanabilir. Diğeri taraftan yapıda büyük hasarların ve tümenden göçmenin önlenmesi, taşıyıcı sistemin yatay yük dayanımının büyük bir kısmını elastik ötesi yer değiştirmelerde de devam ettirebilmesi ile mümkündür. Buna ilave olarak yapının rijitliğinin değışmesi durumunda aynı yapıdan bahsetmek yapının deprem davranışı açısından mümkün değildir. Çünkü farklı kütle ve rijitliklere sahip bu yeni yapının deprem karakteristiğine bağli olarak daha büyük yer değiştirmeler de üretebileceği göz önünde bulundurulmalıdır. Bu ahvalde dayanım arttırılmasının daha elverişli bir yöntem olduğu ifade edilebilir.

Çalışmaya konu edilen tüm taşıyıcı sistemler için yapılan analiz sonuçlarına göre, bina yüksekliği boyunca x ve y yönündeki maksimum yer değıştirme değeri Çizelge 4.13’de sunulmuştur. Farklı beton dayanımları için P-Delta etkisinin dikkate alınması durumunda, tepe yer değıştirmelerinde O blok için %6 seviyelerine kadar bir farklılık oluşabileceği P ve R blok için ise sırasıyla bu değeri %14 ve %11 değeri aldıkları görülmektedir.

Çizelge 4.13. Yapılara ait maksimum kat yer değiştirmeleri ve fark değerleri (%)

O Blok

Yer değiştirme (m)		C40			C50			C60		
YÖN	Kat	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK
X	5	0,00077	0,00074	3,25	0,00071	0,00069	3,10	0,00069	0,00068	1,32
	10	0,04110	0,04017	2,33	0,03371	0,03256	3,55	0,03141	0,03146	0,16
	15	0,12874	0,12605	2,13	0,11110	0,11180	0,63	0,10653	0,10596	0,54
	20	0,20844	0,20623	1,07	0,19629	0,19571	0,30	0,18454	0,18264	1,04
	26	0,31181	0,31591	1,30	0,30100	0,29591	1,72	0,27619	0,28580	3,36
Y	5	0,00058	0,00059	0,15	0,00062	0,00065	5,44	0,00063	0,00061	2,77
	10	0,03717	0,03666	1,39	0,03970	0,03915	1,39	0,04033	0,03966	1,68
	15	0,15372	0,15131	1,59	0,15312	0,15507	1,26	0,15333	0,15510	1,14
	20	0,28250	0,26824	5,32	0,28186	0,28138	0,17	0,27921	0,26967	3,54
	26	0,44296	0,42721	3,69	0,42833	0,43582	1,72	0,43530	0,43214	0,73

P Blok

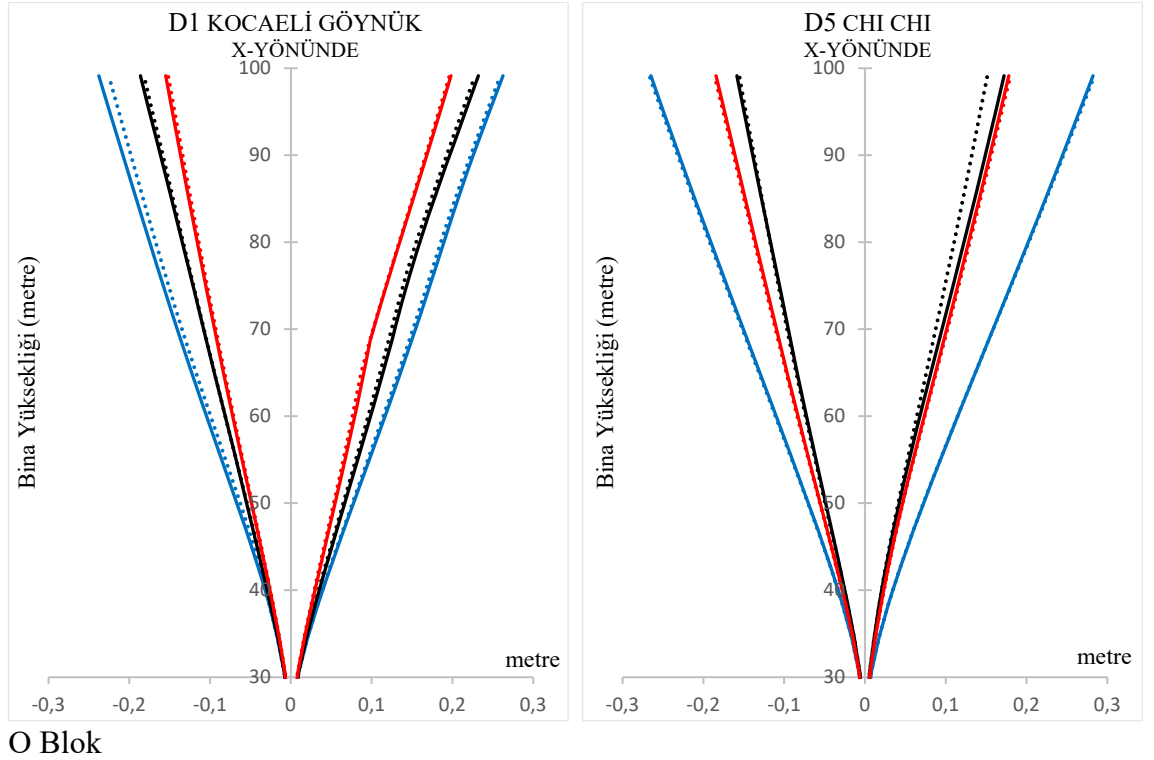
Yer değiştirme (m)		C40			C50			C60		
YÖN	Kat	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK
X	5	0,00050	0,00047	5,98	0,00046	0,00043	6,97	0,00040	0,00040	0,53
	10	0,04361	0,04286	1,76	0,04101	0,03696	10,97	0,03528	0,03248	8,62
	20	0,24656	0,23803	3,58	0,23113	0,20313	13,78	0,20520	0,20474	0,22
	30	0,47746	0,44725	6,75	0,43906	0,42202	4,04	0,42577	0,42306	0,64
	36	0,66574	0,61753	7,81	0,60955	0,58942	3,42	0,59448	0,59207	0,41
Y	5	0,00055	0,00053	3,38	0,00054	0,00051	6,94	0,00051	0,00049	4,60
	10	0,02246	0,02233	0,59	0,02215	0,02148	3,11	0,02147	0,02105	2,00
	20	0,18767	0,17850	5,14	0,18124	0,17398	4,17	0,17336	0,17324	0,07
	30	0,33360	0,33356	0,01	0,33168	0,33168	0,00	0,32972	0,33031	0,18
	36	0,48380	0,48817	0,90	0,48103	0,48215	0,23	0,47506	0,47690	0,39

R Blok

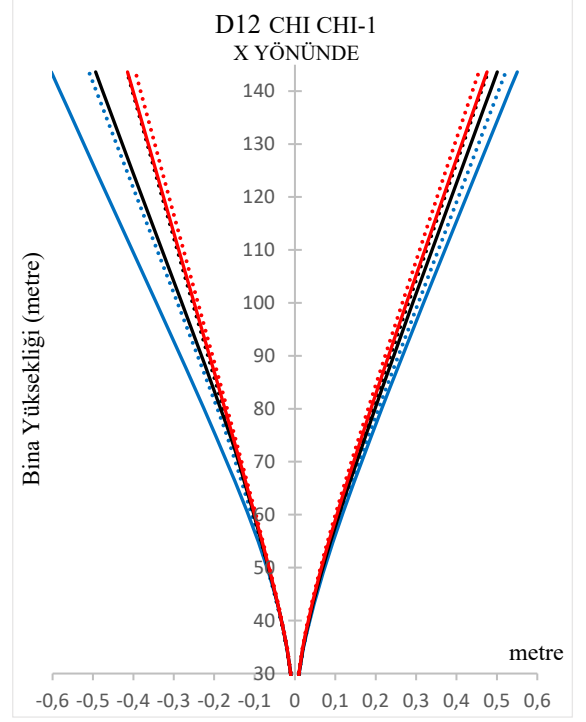
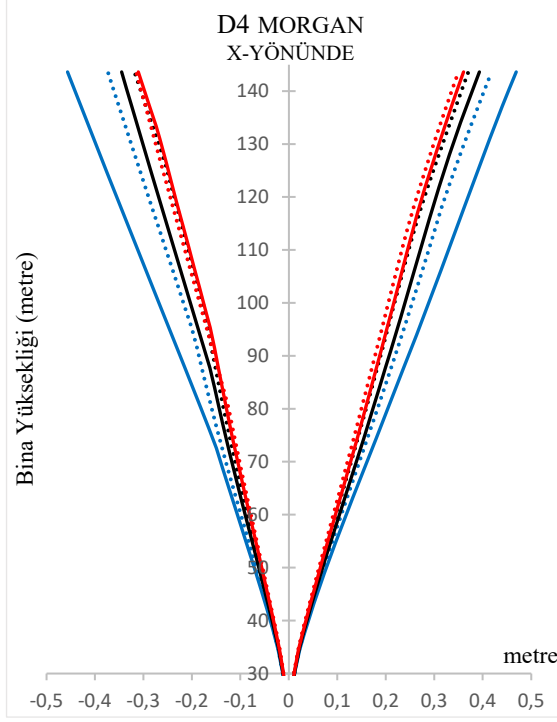
Yer değiştirme (m)		C40			C50			C60		
YÖN	Kat	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK
X	5	0,00962	0,00934	3,02	0,00934	0,00899	3,89	0,00916	0,00958	4,35
	10	0,08510	0,09226	7,76	0,08794	0,08990	2,18	0,09029	0,09029	0,00
	20	0,29088	0,28338	2,65	0,28999	0,26184	10,75	0,26865	0,26294	2,17
	30	0,49701	0,50742	2,05	0,50772	0,48778	4,09	0,48000	0,47481	1,09
	38	0,67617	0,65930	2,56	0,70295	0,67492	4,15	0,68114	0,65883	3,39
Y	5	0,01164	0,01155	0,76	0,01222	0,01199	1,91	0,01203	0,01172	2,64
	10	0,08971	0,08660	3,59	0,08719	0,08538	2,13	0,08173	0,07929	3,08
	20	0,24150	0,23420	3,12	0,22983	0,22376	2,71	0,22680	0,24319	6,74
	30	0,41102	0,41098	0,01	0,41533	0,40620	2,25	0,40885	0,43053	5,04
	38	0,57467	0,57206	0,46	0,57995	0,56873	1,97	0,57271	0,59511	3,76

Çizelgelerde sunulan fark oranı hesaplanırken P-Deltasız analize göre P-Delta sistemdeki artış veya azalışlar dikkate alınmıştır. Sunulan P-Delta ve P-Deltasız analiz sonuçları farklı blokların P-Delta etkisinin analize dahil edildiği ve ihmal edildiği durumlar için tekrarlanan 14 farklı deprem analizinden elde edilen maksimum değerlerin maksimumunu olarak verilmiştir. P-Delta ve P-Deltasız analiz sonuçları verilen söz konusu çizelge ve grafikler, farklı beton dayanımının yapıdaki tepkileri ne kadar değiştirdiğinden ziyade P-Delta etkisinin oransal olarak ne kadar artıp azaldığına yönelik karşılaştırmalardır. Bununla birlikte tüm sonuçlar düşünüldüğünde dikkate alınan deprem kayıtları için bloklar arasındaki tepkilerin değişimlerinin %70-%80 düzeyinde gerçekleşebildiği görülmektedir.

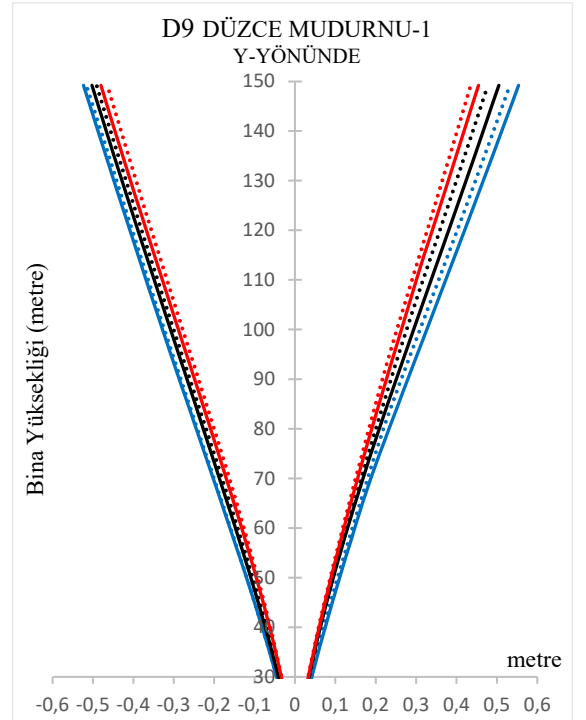
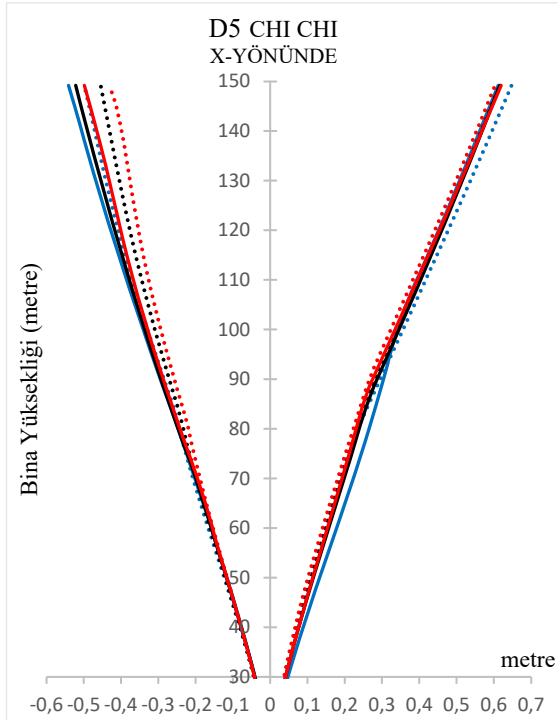
Çizelge 4.13'e benzer bir karşılaştırma ise her bir deprem analizinden elde edilen yer değiştirmelerin gösterilmesi amacıyla sonuçlar arasından seçilerek Şekil 4.30'da verilmektedir. O blok için bu karşılaştırmalardan P-Delta'nın %5 seviyelerinde değişime neden olduğu P ve R blokları için ise sırasıyla bu değişimlerin %15 ve %8 olarak gerçekleştiği görülmektedir.



Şekil 4.30. Yapılara ait maksimum kat yer değiştirmelerinin karşılaştırılması



P Blok



R Blok

- P-Delta modelde C40 dayanımı için mak. değerler
- P-Deltasız modelde C40 dayanımı için mak. değerler
- P-Delta modelde C50 dayanımı için mak. değerler
- P-Deltasız modelde C50 dayanımı için mak. değerler
- P-Delta modelde C60 dayanımı için mak. değerler
- P-Deltasız modelde C60 dayanımı için mak. değerler

Şekil 4.30. Yapılara ait maksimum kat yer değiştirmelerinin karşılaştırılması (devam)

Verilen grafiklerden de görüleceği üzere çalışmaya konu edilen yapıların her biri için beton dayanımının artırılması yapıdaki yer değiştirmelerin sınırlandırılmasına büyük oranda katkıda bulunurken, beton dayanımının azaltılması yer değiştirmelerin ve P-Delta etkisinin artması sonucunu doğurabilmektedir. Çalışılan yapılardan O ve R blok için her üç beton dayanımı için P-Delta etkisinin belirli bir komşuluk ilişkisi içerisinde aynı kaldığı görülürken P blok için, aynı durumdan bahsedilemeyecek düzeyde fark oranları gözlemlenmiştir. Nitekim belirtilen fark oranı C40 dayanımı için %15 seviyelerindeyken C50 ve C60 dayanımları için %5 ve %2 seviyelerine kadar düşmektedir. Görelî kat ötelemelerinin belirli sınırlar içerisinde kalmasını istemekteki tek amacın P-Delta etkilerini sınırlandırmak olmadığı bunun yanı sıra yer değiştirmelerin de sınırlandırılması olduğu göz önüne alındığında dayanım değişiminin ikinci merteye etkilerini sınırlandırmadaki etkisi, dayanımlar arasında yapılacak karşılaştırmalardan anlaşılabilir. Yapılan bu karşılaştırmadan çalışılan dayanımlar için yer değiştirmelerin %50 düzeyine varabilen seviyelerde azalabildiği gözlemlenmektedir.

Yönetmeliklerce ikinci merteye etkisinin sınırlandırılmasında önem teşkil eden görelî kat ötelemelerine ait değerler Çizelge 4.14’de sunulmuştur. Farklı beton dayanımları için P-Delta etkisinin dikkate alınması durumunda, yapı yüksekliği boyunca oluşan maksimum görelî kat ötelemesi değerlerinde; O blok için %6 seviyelerine kadar bir farklılık oluşabileceği, P ve R blok için ise sırasıyla %19 ve %7 değerlerini aldığı görülmektedir. Y-yer değiştirmelerde elde edilen sonuçlara benzer şekilde O ve R blokta, her üç beton dayanımı için P-Delta etkisinin belirli bir komşuluk ilişkisi içerisinde aynı kaldığı görülürken P blok için x yönünde elde edilen analiz sonuçlarından hareketle P-Delta etkisinin yapıdaki görelî kat ötelemelerini ihmal edilemeyecek düzeyde arttırdığı ifade edilebilir. Belirtilen fark oranları incelendiğinde P blok için en büyük görelî kat ötelemeleri C40 dayanımı için görülmektedir bu yapıda görelî kat ötelemelerinin azaltılması hedefiyle dayanımın artırılması elde edilen sonuçlara dayandırılarak ifade edilebilir. Ancak P-Delta etkisinin azaltılması hususunda aynı yorumu yapmak pek mümkün görünmemektedir. Yapıda P-Delta etkilerinin dikkat alınması durumunda en büyük fark oranları C50 dayanımı için elde edilmiştir. Dayanımın düşürülmesiyle yapının elastik ötesi şekil değiştirmelere zorlanacağı düşünüldüğünde bu durum elde edilen değerlerin her bir deprem özelinde incelenmesini gerekli kılmaktadır.

Çizelge 4.14. Bloklara ait maksimum görelî kat ötelemeleri oranı ve fark değeri (%)

O Blok

Görelî Kat Ötelemesi Oranı (m/m)		C40			C50			C60		
YÖN	Kat	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK
X	5	0,004	0,004	3,83	0,004	0,004	3,20	0,005	0,005	4,89
	10	0,428	0,417	2,70	0,354	0,339	4,40	0,343	0,341	0,70
	15	0,474	0,477	0,53	0,460	0,455	1,07	0,430	0,426	0,98
	20	0,522	0,525	0,53	0,481	0,467	2,92	0,478	0,489	2,27
	26	0,494	0,497	0,58	0,457	0,445	2,75	0,453	0,462	1,97
Y	5	0,007	0,007	0,40	0,007	0,007	0,31	0,007	0,006	3,36
	10	0,529	0,520	1,70	0,560	0,550	1,78	0,564	0,552	2,13
	15	0,721	0,683	5,53	0,696	0,702	0,87	0,672	0,672	0,03
	20	0,774	0,765	1,21	0,773	0,775	0,20	0,798	0,794	0,45
	26	0,834	0,822	1,49	0,793	0,792	0,15	0,794	0,790	0,60

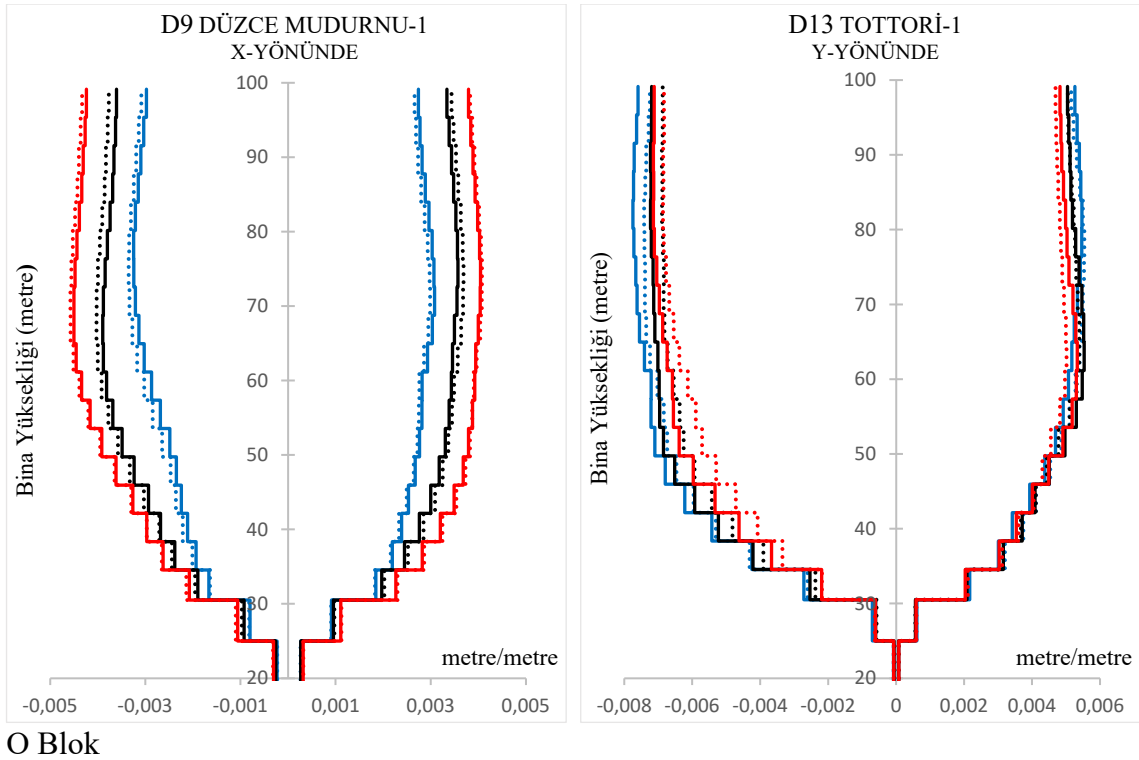
P Blok

Görelî Kat Ötelemesi Oranı (m/m)		C40			C50			C60		
YÖN	Kat	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK
X	5	0,003	0,003	0,66	0,004	0,004	1,68	0,004	0,004	0,09
	10	0,455	0,455	0,03	0,437	0,399	9,53	0,385	0,333	15,32
	20	0,692	0,651	6,42	0,650	0,561	15,80	0,559	0,531	5,36
	30	0,756	0,702	7,71	0,696	0,590	18,00	0,586	0,581	0,73
	36	0,735	0,682	7,78	0,678	0,573	18,40	0,570	0,567	0,47
Y	5	0,005	0,006	1,74	0,006	0,005	2,80	0,006	0,005	5,47
	10	0,319	0,308	3,60	0,306	0,301	1,47	0,297	0,301	1,32
	20	0,518	0,512	1,22	0,502	0,499	0,73	0,491	0,494	0,59
	30	0,594	0,629	5,53	0,581	0,606	4,16	0,567	0,585	3,05
	36	0,585	0,618	5,31	0,572	0,595	3,99	0,557	0,574	2,93

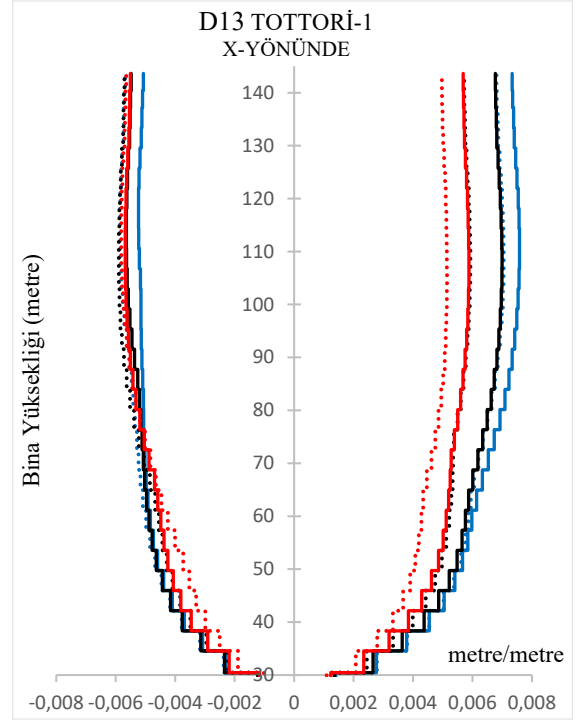
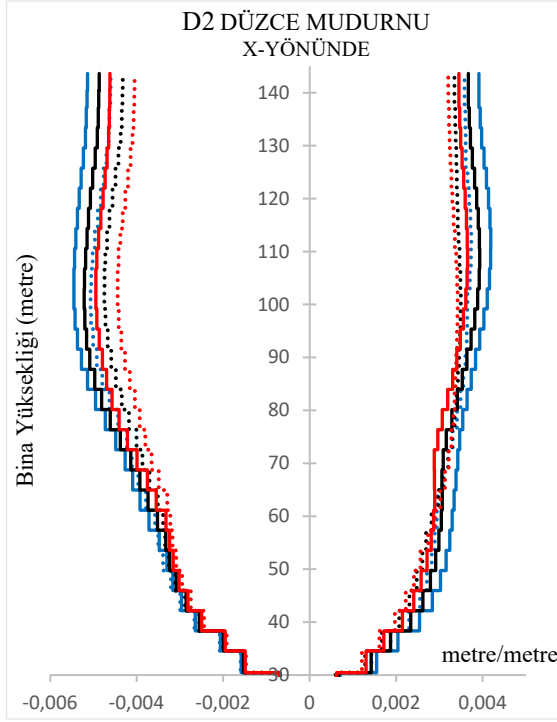
R Blok

Görelî Kat Ötelemesi Oranı (m/m)		C40			C50			C60		
YÖN	Kat	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK
X	5	0,281	0,302	6,80	0,283	0,303	6,32	0,298	0,304	2,28
	10	0,476	0,474	0,49	0,477	0,460	3,80	0,457	0,450	1,54
	20	0,630	0,661	4,61	0,615	0,612	0,57	0,589	0,600	1,74
	30	0,810	0,779	3,94	0,742	0,694	7,02	0,684	0,686	0,19
	38	0,795	0,761	4,47	0,722	0,679	6,44	0,689	0,644	6,92
Y	5	0,309	0,298	3,46	0,302	0,295	2,45	0,283	0,274	3,52
	10	0,399	0,391	2,02	0,379	0,370	2,31	0,362	0,392	7,85
	20	0,507	0,499	1,48	0,494	0,476	3,88	0,481	0,488	1,47
	30	0,556	0,544	2,21	0,524	0,508	3,14	0,504	0,505	0,14
	38	0,532	0,521	2,09	0,504	0,482	4,61	0,489	0,490	0,05

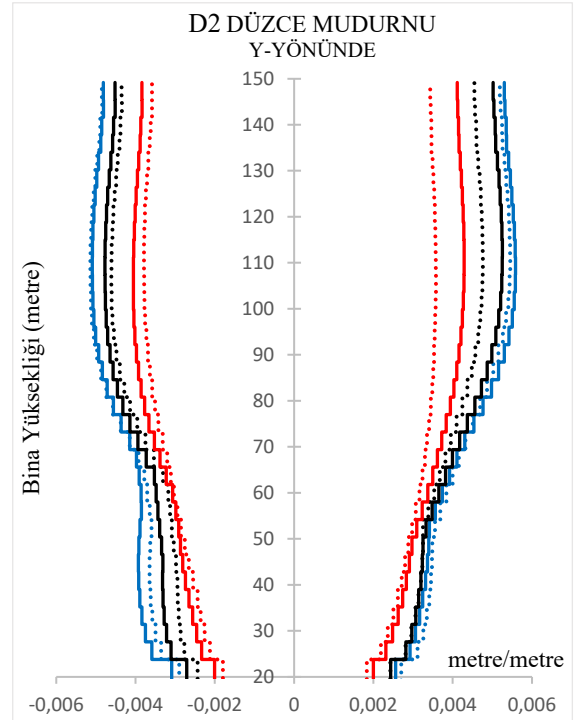
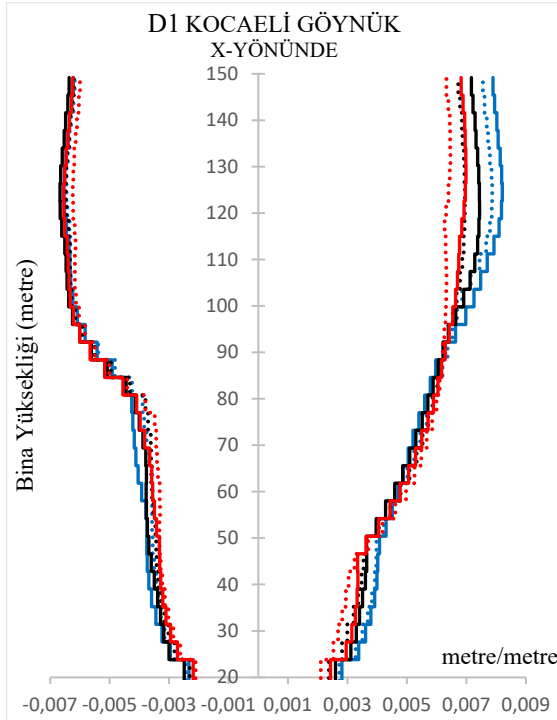
Her bir deprem özelinde yapılan incelemelerle, görelî kat ötelemelerinin deprem karakteristiğine bağılı olarak değişebileceğine bir örnek Şekil 4.31’de sunulmaktadır. Belirtilen şekil incelendiğinde beton dayanımının artırılması durumunda, P-Delta etkisinin O, P ve R blok için sırasıyla %8, %19, %19 seviyelerinde farklılık oluşturduğu görülmektedir. Maksimum yer değiştirmelerin oluştuğu P blok plan geometrisi itibari ile diğer bloklardan farklılaşmaktadır ve P blok için görülen maksimum değerlerin x yönünde olması yapının bu yöndeki rijitliğinin az olmasına dayandırılarak önceki bölümde ele alınmıştır. İlgili şekilde dikkat çeken diğer bir husus diğer verilerden farklı olarak Düzce Mudurnu deprem kaydında, O blok için dayanım artırımının görelî kat ötelemelerini artırdığı sonucunun gösterilmesidir. Bu durum aynı depremin güç spektrumunda hâkim frekans değerinin (Bkz. Şekil 4.11), depremlerden elde edilen hâkim frekans değerlerinin en büyüğü olması ile ilişkilendirilebilir. Nitekim artan dayanım ile yapının elastik davranış gösterme kabiliyetinin artması muhtemeldir. Bununla birlikte yapı hâkim frekansı, deprem hâkim frekansından uzaklaşabilir ve görelî kat ötelemeleri azalabilir. Sonuç olarak dayanım artırılmasının her bir yapı ve deprem özelinde farklı sonuçlar doğurabileceği ifade edilebilir.



Şekil 4.31. Bloklara ait maksimum görelî kat ötelemesi oranlarının karşılaştırılması



P Blok



R Blok

- P-Delta modelde C40 dayanımı için mak. değerler
- P-Delta modelde C50 dayanımı için mak. değerler
- P-Delta modelde C60 dayanımı için mak. değerler
- - - P-Deltasız modelde C40 dayanımı için mak. değerler
- - - P-Deltasız modelde C50 dayanımı için mak. değerler
- - - P-Deltasız modelde C60 dayanımı için mak. değerler

Şekil 4.31. Bloklara ait maksimum görece kat ötelemesi oranlarının karşılaştırılması (devam)

Dayanımın değişiminin yapı yüksekliği boyunca P-Delta etkilerini ne oranda değiştirdiğine dair bu bilgiler ek olarak kolonlarda maksimum kesme, moment değerleri üzerinden yapılan karşılaştırmalar Çizelge 4.15’de sunulmuştur. İlgili çizelgeden farklı beton dayanımları için P-Delta etkisinin dikkate alınmasının, yapı yüksekliği boyunca oluşan maksimum kolon kesmelerinde %24, moment değerlerinde ise %12 seviyelerinde bir farklılık oluşturabileceği görülmektedir.

Çizelge 4.15. Bloklara ait maksimum kolon kesme, moment ve fark değerleri (%)

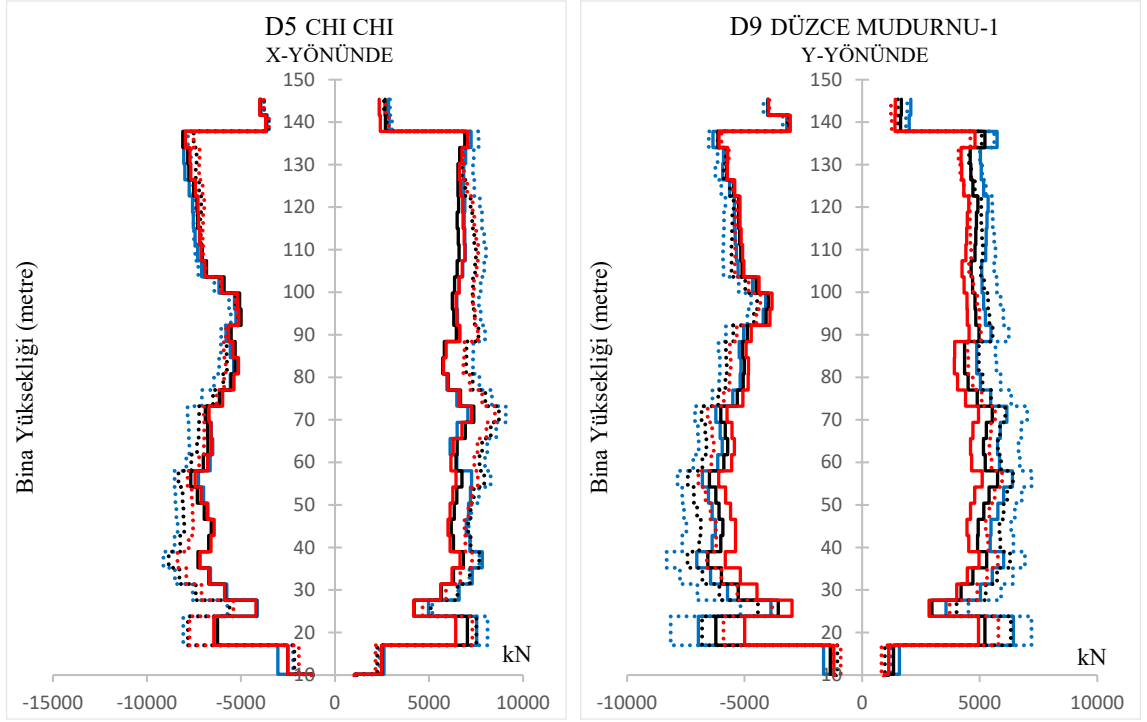
R Blok

Kolon Kesme (kN)		C40			C50			C60		
YÖN	Kat	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK
X	5	2690	2816	4,49	2345	2437	3,77	2356	2190	7,61
	10	7178	5787	24,03	5851	5282	10,77	4713	4253	10,81
	20	7810	7052	10,76	7109	6420	10,74	7184	5862	22,55
	30	7241	7368	1,72	6856	6609	3,74	6782	6264	8,26
	38	2943	3069	4,12	2500	2816	11,22	2356	2471	4,65
Y	5	1145	1124	1,84	1172	1103	6,25	1178	1099	7,22
	10	7003	5891	18,88	6560	5690	15,30	6121	5431	12,70
	20	7876	6575	19,79	7800	6621	17,81	7672	6586	16,49
	30	8382	7563	10,82	8053	7333	9,81	7759	7117	9,01
	38	2363	2443	3,25	2313	2328	0,64	2241	2163	3,61

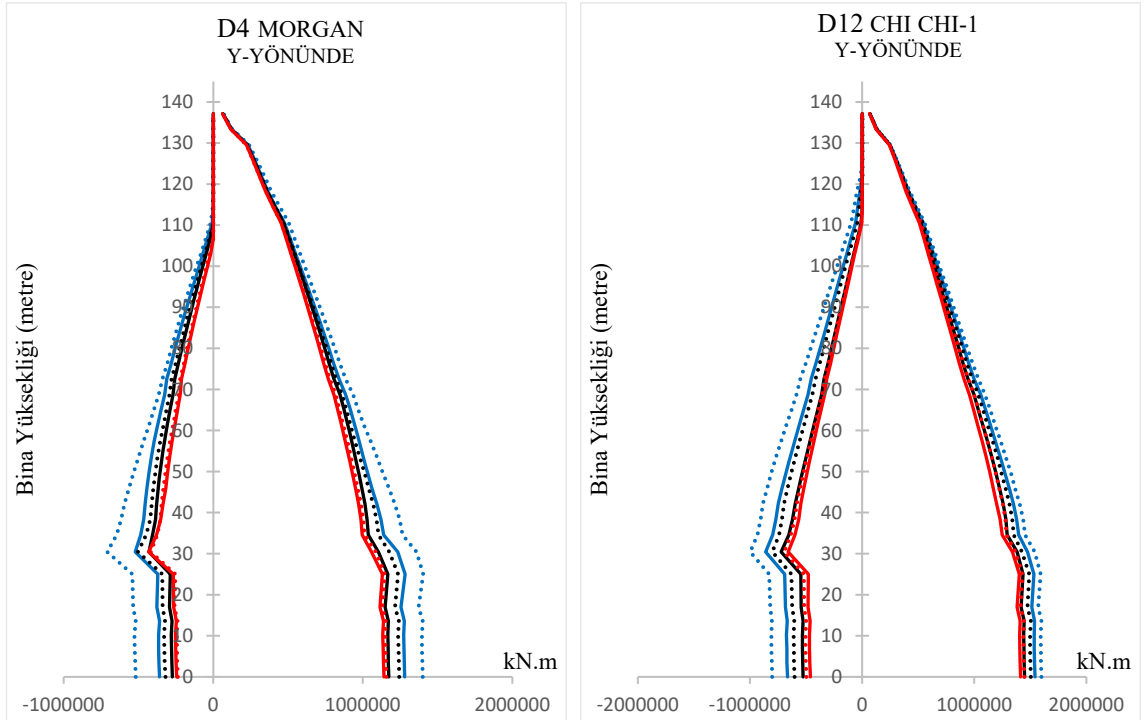
P Blok

Kolon Moment (kN.m)		C40			C50			C60		
YÖN	Kat	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK	Δ_l	$\Delta_{sız}$	FARK
X	5	982759	968391	1,48	1082759	965965	1,74	979885	945402	3,65
	10	1255862	1293793	2,93	1243218	1281149	2,96	1228046	1265977	3,00
	20	911954	937241	2,70	909425	934713	2,71	911954	937241	2,70
	30	474483	482069	1,57	464138	471954	1,66	462644	464828	0,47
	34	408736	416322	1,82	400920	406207	1,30	402299	404138	0,46
Y	5	1727586	1820690	5,11	1554023	1717241	9,50	1505747	1547701	2,71
	10	1568966	1665517	5,80	1395977	1555172	10,24	1359195	1386494	1,97
	20	1079310	1137931	5,15	948276	1072414	11,58	918621	928161	1,03
	30	531034	548276	3,14	482471	527586	8,55	463448	476149	2,67
	34	458621	475862	3,62	419253	458621	8,58	402759	412931	2,46

Her bir deprem analizinden elde edilen kolon kesme ve moment değerlerinin gösterilmesi amacıyla sonuçlar arasından seçilen diyagramlar Şekil 4.32’de verilmiştir. Verilen şekilden P-Delta etkisinin kesme değerleri için %30, kolon moment değerleri için %22 seviyelerinde ihmal edilemeyecek düzeyde bir farklılık oluşturabileceği görülmektedir.



R Blok



P Blok

- P-Deltalı modelde C40 dayanımı için mak. değerler
- P-Deltalı modelde C50 dayanımı için mak. değerler
- P-Deltalı modelde C60 dayanımı için mak. değerler
- P-Deltasız modelde C40 dayanımı için mak. değerler
- P-Deltasız modelde C50 dayanımı için mak. değerler
- P-Deltasız modelde C60 dayanımı için mak. değerler

Şekil 4.32. Yapılara ait maksimum kat kolon kesme ve momentlerinin karşılaştırılması

4.5. P-Delta Etkisinin Hasar Düzeyleri Açısından Karşılaştırılması

Yapılar servis süreleri boyunca çok seyrek olarak karşılaşılabilecekleri şiddetli depremlere karşı doğrusal olmayan biçimde tasarlanmakta ve inşa edilmektedir (Jennings 1965). Bu çalışma kapsamında dikkate alınan limit durumlar uygulanan performansa dayalı tasarım felsefesi doğrultusunda şiddetli deprem yer hareketi karşısında göçmenin önlenmesini hedeflemektedir. Belirtilen performans durumu için yapıda sadece onarılabılır düzeyde hasarlar gözlemlenmesi ve yapının işlevliğini devam ettirebilmesi öngörülmektedir.

Bir depremin şiddetinin yer hareketinin maksimum yer ivmesi esas alınarak, depremin farklı karakteristik özelliklerinin dikkate alınmasından bağımsız olarak değerlendirilmesi, maksimum yer ivmesi ile hasar arasında doğrudan bir ilişki kurulamadığı literatürde gösterilmiştir (Zahrah 1982). Depreme dayanıklı tasarım için bir yöntem olarak, enerji ve enerji parametrelerinin şiddetli yer hareketlerine maruz kalan yapı sistemlerinin tasarımında kullanımı ilk defa Housner (1956) tarafından önerilmiştir.

Yapılar, deprem tasarımı sırasında yapıya giren bütün enerjiyi tüketmek zorundadır. Bu bölümde verilen enerji diyagramlarına ait çizelgelerde enerji hataları incelenen yapılardaki enerjinin tüketildiğini ve yapı modellerinin yeterli derecede doğruluğunu gösterir niteliktedir.

Yapı sistemlerinin deprem tepkileri sistemin enerji tüketme kabiliyeti ile doğrudan ilişkilidir. Bu enerjinin bir kısmı elastik birim şekil değiştirme enerjisi ve kinetik enerji olarak, diğer bir kısmı ise yapısal ve yapısal olmayan elemanlar tarafından sönüm ve doğrusal olmayan davranış olarak tüketilmektedir. Yapı sistemlerinin elastik olarak çözümlenmelerinde, sistemde ek olarak bir sönüm mekanizması olmadığı kabulüyle, enerji viskoz olarak tanımlanan yapı sönümü ile tüketildiği kabul edilir. Elastik olmayan sistemlerin çözümlenmelerinde ise viskoz sönüm mekanizmasına ek olarak akma, sürtünme ve bunun gibi elastik olmayan etkiler nedeniyle de enerjinin bir kısmı tüketildiği dikkate alınır. Tez kapsamındaki çalışmalarda elastik ötesi enerji yutma kapasiteleri dikkate alınmıştır.

Depremler oldukça düzensiz yer hareketleri olmalarına karşın, enerji hatalarının ancak %9 seviyelerine ulaştığı ve bunun kabul edilebilir bir değer olduğu göz önünde tutulduğunda yapıya giren enerjinin oldukça kararlı bir değer olduğu ifade edilebilir. Enerji girişi deprem yer hareketinin karakteristik özelliklerinin ve yapısal özelliklerin bir fonksiyonudur. Takip eden enerji diyagramları üzerinden karşılaştırmalar yapılarak yapının deprem tepkisi ve performansına deprem tehlike derecesinin etkisinin değerlendirilmesi hakkında önemli fikirler elde edilebileceği hedeflenmektedir.

Çizelge 4.16'da O blok için P-Deltanın ihmal edilmesi ve dikkate alınması durumları için 14 deprem analizine ait enerji hataları, tüketilen elastik olmayan enerji oranları ve maksimum tüketilen deprem enerjisi verilmiştir. Her bir deprem özelinde deprem karakteristiğine bağlı olarak P-Delta etkisinin enerji hatalarını ve tüketilen elastik olmayan enerji oranını arttırdığı ifadesini kullanabilmek mümkün değildir. Ancak P-Delta etkisinin yapının enerji yutma talebini arttırdığı maksimum enerji miktarlarından elde edilen sonuçlardan görülmektedir. Depremlerden elde edilen ortalama değerler incelendiğinde O blok için P-Delta etkisinin tüketilen elastik olmayan enerji oranını ve toplam enerji talebini arttırdığı ilgili çizelgede verilen değerlerden görülmektedir.

Maksimum tüketilen elastik olmayan oranının %21 düzeyinde ve Morgan-1 (D11) depreminde olduğu ilgili çizelgede sunulmuştur. Bu deprem ve yapıya ait güç genlik spektrumu (Bkz. Şekil 4.13), bu depremden elde edilen maksimum tüketilen elastik olmayan oranıyla birlikte ilişkilendirildiğinde aralarında tutarlı bir ilişki olduğu görülmektedir. Bu depremden elde edilen güç spektrumu maksimum genliği PG_{max11} , $\sigma=0,38592$ 'dir ve diğer depremlerden elde edilen genliklerin en küçüğüdür. Sonuç olarak belirtilen yapı için güç spektrumu en küçük genliği ve en büyük tüketilen elastik olmayan enerji oranı aynı depreme karşılık gelmektedir. Belirtilen elastik olmayan enerji oranı oransal bir ifade olduğundan depremde tüketilen toplam enerji miktarı artmasına karşın tüketilen elastik olmayan enerji aynı oranda artmadığından düşük tüketilen toplam enerji olması durumunda daha çok önem kazanmaktadır.

Ortalama değerler üzerinden yapılan karşılaştırmaya benzer şekilde tüketlen maksimum elastik olmayan enerji oranının görüldüğü ilgili deprem için P-Delta analizde bu oran %21 iken P-Delta etkilerinin ihmal edilmesi durumunda %20 seviyelerine düşmektedir.

Çizelge 4.16. O Blok C40 P-Delta analizine ait tüketlen enerji sonuçları

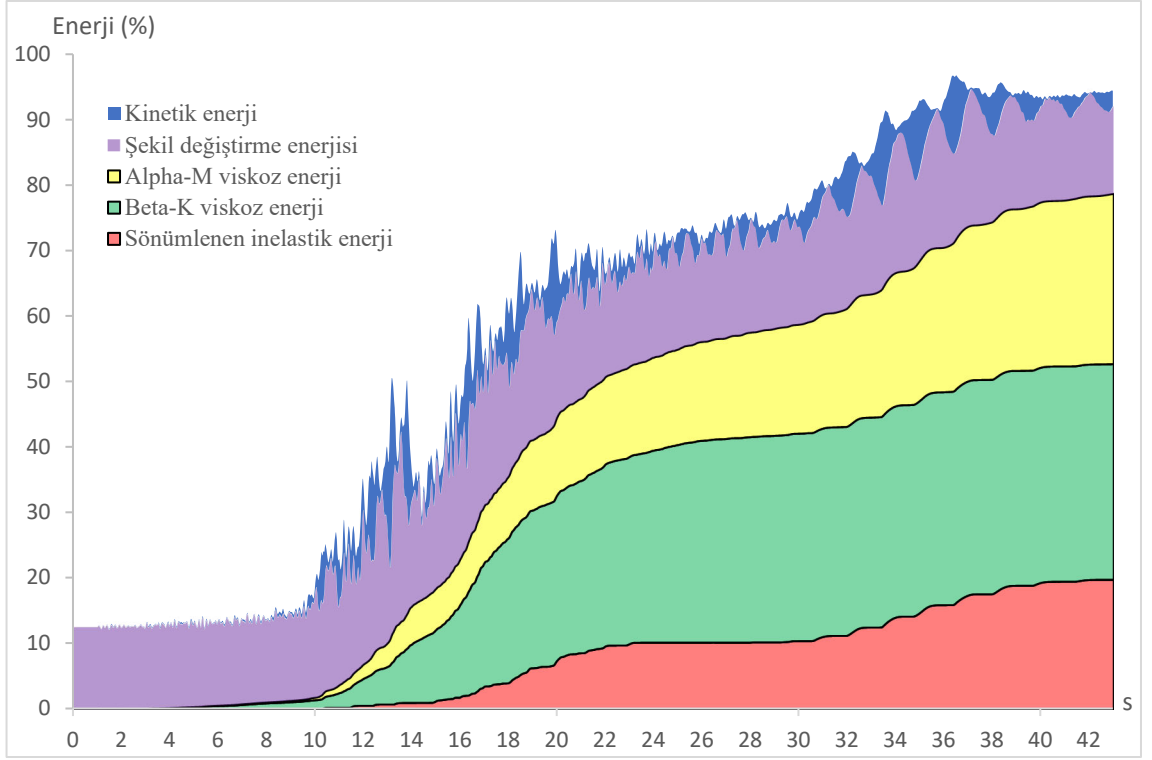
P-Delta analiz

Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji (%)	Mak. Enerji (kN.m)	Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji (%)	Mak. Enerji (kN.m)
1	5,88	15	28027	8	5,46	14	38337
2	5,50	16	25594	9	6,55	15	29921
3	4,67	19	23328	10	8,18	15	42772
4	6,45	13	27968	11	5,12	21	27527
5	9,03	10	39819	12	8,00	16	46362
6	7,99	12	31421	13	7,40	8	31343
7	6,94	8	46892	14	8,41	12	40712
Bütün depremler için ortalama İnelastik Enerji (%)							13,9
Bütün depremler için ortalama Enerji Hata (~%)							6,8
Bütün depremler için ortalama Maksimum Enerji (kN.m)							34287,4

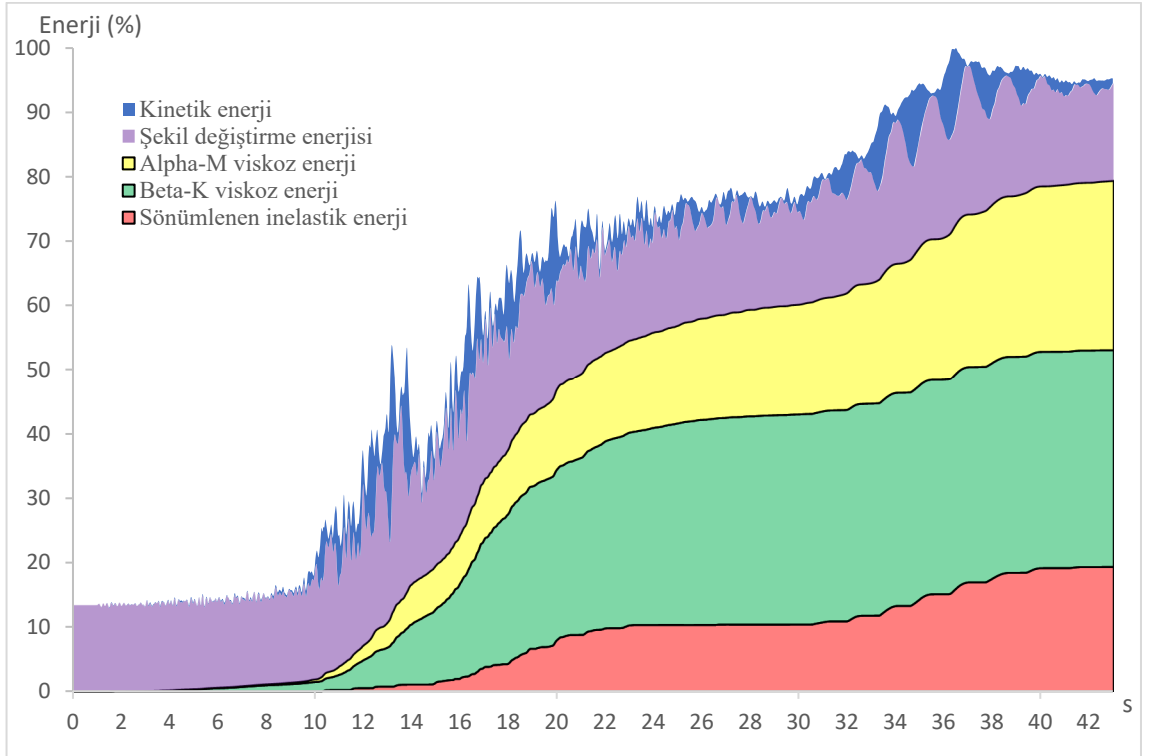
P-Deltasız analiz

Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji (%)	Mak. Enerji (kN.m)	Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji (%)	Mak. Enerji (kN.m)
1	5,45	16	27223	8	5,45	15	39554
2	5,54	14	24280	9	6,52	14	29714
3	4,84	19	23524	10	8,10	15	43762
4	6,42	15	28537	11	5,35	20	26605
5	8,02	10	38848	12	7,67	16	47932
6	7,74	13	32628	13	7,58	8	31883
7	7,49	8	47088	14	8,30	11	39603
Bütün depremler için ortalama İnelastik Enerji (%)							13,9
Bütün depremler için ortalama Enerji Hata (~%)							6,7
Bütün depremler için ortalama Maksimum Enerji (kN.m)							34370,0

Maksimum tüketlen elastik olmayan oranının gözlemlendiği Morgan-1 (D11) depremi için P-Delta ve P-Deltasız analiz modeline ait tüketlen enerjilerin toplam enerji içerisindeki yüzdeleri Şekil 4.33'de ait enerji dağılımı diyagramı ile sunulmaktadır. Şekilden de görülebileceği gibi sönüm yoluyla tüketlen enerji toplam enerjinin büyük bir bölümünü oluşturmaktadır (~%80). Yüzdeleri düşük olmasına rağmen tüketlen elastik olmayan enerjinin artmasıyla yapı daha erken akmakta ve doğrusal olmayan davranış sergilemektedir. P-Delta etkisinin bu davranışa katkısı ise verilen oranlardan açık şekilde gözlenmektedir.



P-Delta analiz



P-Deltasız analiz

Şekil 4.33. O Blok C40 analizine ait maksimum elastik olmayan enerji tüketen deprem için enerji dağılımı

Enerji tüketme kapasitesi deprem yer hareketinin karakteristik özelliklerinin ve yapısal özelliklerin bir fonksiyonudur. Önceki çizelge ve grafiklere dayanılarak deprem karakteristiği ve yapısal özellikler arasında enerji tüketme kapasitelerine bağlı olarak genel ve P-Delta özelinde değerlendirmeler sunulmuştur. Belirtilen blok için dayanım değişiminin P-delta etkileri üzerindeki etkilerine enerji tüketme kapasiteleri açısından değerlendirilmesi maksadıyla farklı dayanımlar için analiz tekrar edilmiştir. Söz konusu analizler için tüketilen enerjilere ait sonuçlar Çizelge 4.17’de verilmektedir. Sunulan sonuçlara göre C40 dayanımı için yapılan analizlere benzer şekilde maksimum tüketilen elastik olmayan enerji oranı Morgan-1 deprem analizinden elde edilmiştir.

Çizelge 4.17. O Blok C50 analizine ait tüketilen enerji sonuçları

P-Delta analiz

Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji (%)	Mak. Enerji (kN.m)	Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji (%)	Mak. Enerji (kN.m)
1	5,17	16	24633	8	5,56	15	39299
2	5,29	15	25133	9	4,76	13	30068
3	5,16	19	26046	10	8,04	15	46176
4	7,68	16	25712	11	5,33	20	26742
5	6,94	14	28900	12	7,81	18	47667
6	8,96	12	34747	13	8,41	8	30872
7	7,02	11	29204	14	6,32	15	27684
Bütün depremler için ortalama İnelastik Enerji (%)							14,8
Bütün depremler için ortalama Enerji Hata (~%)							6,6
Bütün depremler için ortalama Maksimum Enerji (kN.m)							31634,4

P-Deltasız analiz

Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji (%)	Mak. Enerji (kN.m)	Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji (%)	Mak. Enerji (kN.m)
1	5	16	24947	8	5,46	16	39603
2	5,49	15	24358	9	5,64	12	30499
3	5,23	18	26742	10	7,72	15	47147
4	7,37	17	27007	11	5,6	19	26870
5	6,68	15	28989	12	7,64	18	48658
6	8,39	13	36827	13	8,31	8	31510
7	6,6	10	29705	14	6,29	16	27125
Bütün depremler için ortalama İnelastik Enerji (%)							14,9
Bütün depremler için ortalama Enerji Hata (~%)							6,5
Bütün depremler için ortalama Maksimum Enerji (kN.m)							32141,8

P-Deltasız analizle kıyaslandığında her bir deprem özelinde ve ortalamalar üzerinden P-Delta etkisinin enerji tüketme kapasiteleri açısından artışa neden olduğu açıkça görülmektedir. Ancak farklı dayanımlar için yapılan kıyaslamada tüketilen elastik olmayan enerji ve toplam enerji dayanım değişikliğinden büyük ölçüde etkilenmemiştir. Dayanım artışı yapının enerji tüketme kapasitesini ve bunun dahilinde değerlendirilen elastik olmayan enerji tüketme kapasitesini artırmaktadır fakat deprem kayıtları arasındaki karşılaştırmaya nazaran, etkisinin önemli düzeyde olmadığı bu bilgiler ışığında ifade edilebilir. Bununla birlikte P-Deltalı ve P-Deltasız durumlar ait enerji diyagramları arasında Şekil 4.18’de Şekil 4.17’e nazaran daha belirgin farklılıklar olduğu gözlemlenmiştir.

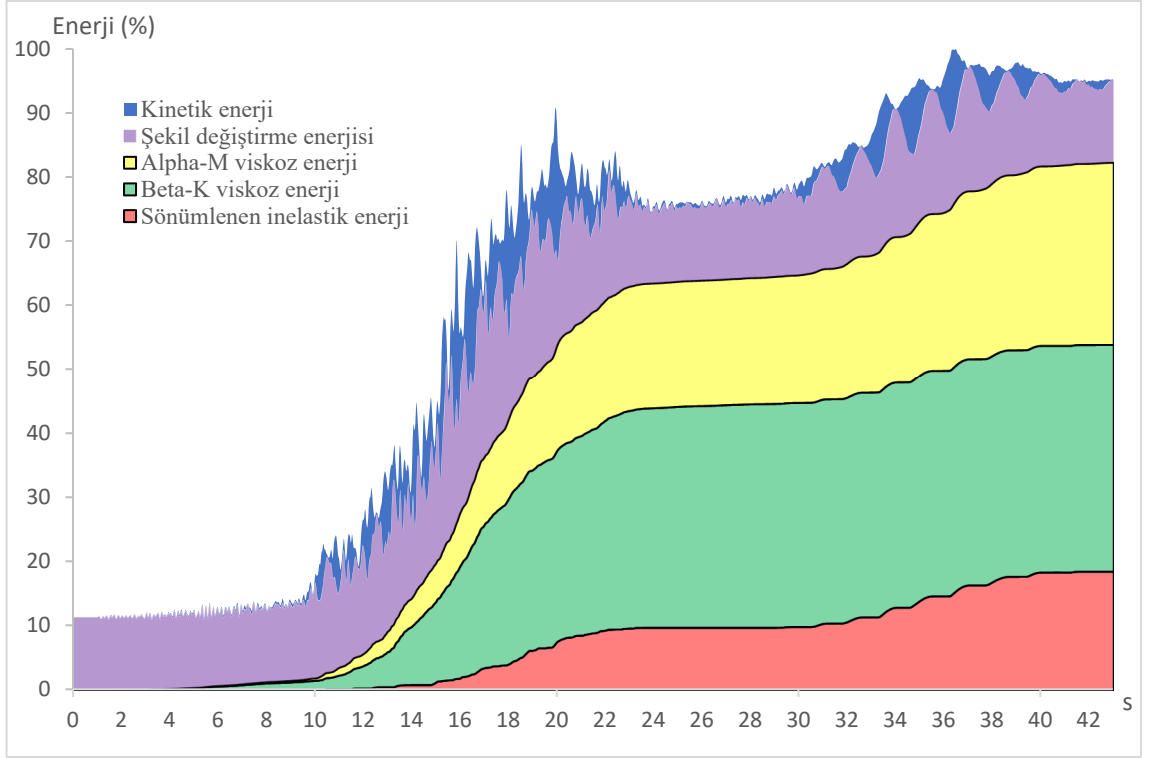
Çizelge 4.18. O Blok C60 analizine ait tüketilen enerji sonuçları

P-Deltalı analiz

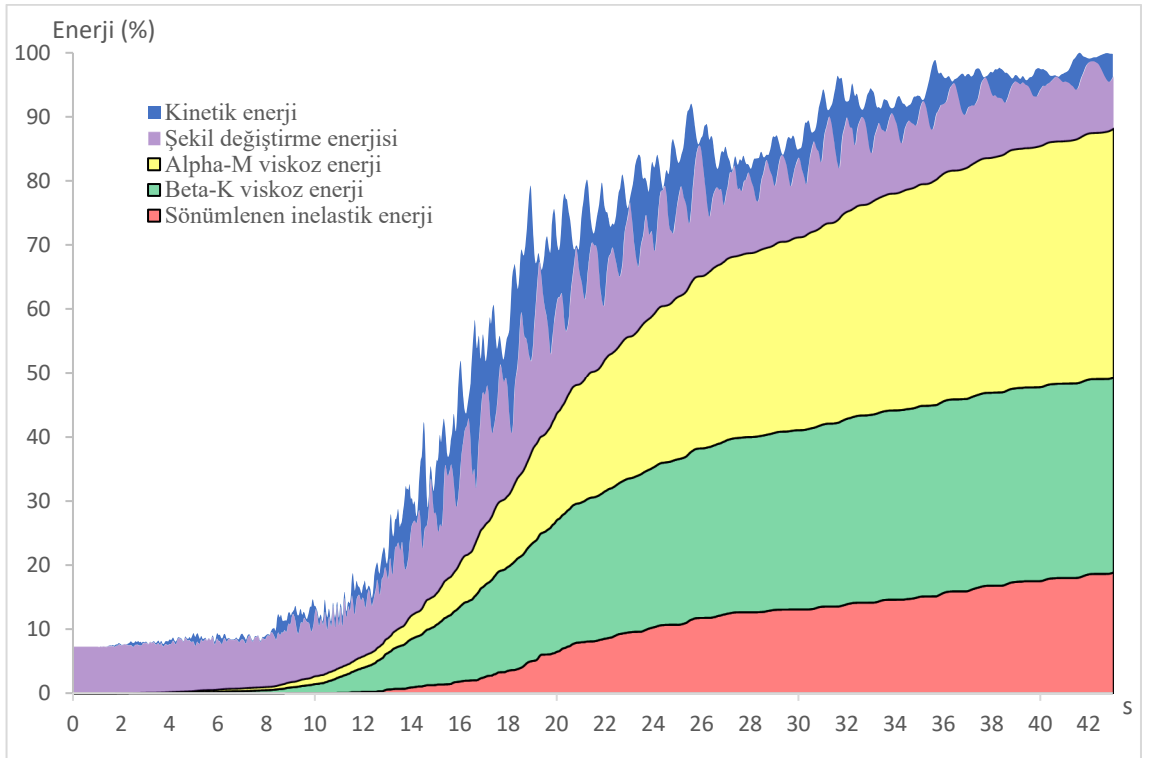
Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji (%)	Mak. Enerji (kN.m)	Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji (%)	Mak. Enerji (kN.m)
1	5,14	17	22122	8	5,5	16	37749
2	6,11	15	23377	9	6,25	12	32118
3	5,42	17	28783	10	7,85	15	45332
4	6,91	15	26673	11	5,31	18	29764
5	7,16	13	31196	12	7,78	17	46813
6	8,62	11	38122	13	9,08	7	32461
7	7	10	29646	14	6,32	15	28086
Bütün depremler için ortalama İnelastik Enerji (%)							14,1
Bütün depremler için ortalama Enerji Hata (~%)							6,7
Bütün depremler için ortalama Maksimum Enerji (kN.m)							32302,9

P-Deltasız analiz

Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji (%)	Mak. Enerji (kN.m)	Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji (%)	Mak. Enerji (kN.m)
1	4,63	17	21651	8	5,11	16	38131
2	6,18	15	23524	9	6,66	11	33236
3	5,3	17	29705	10	7,5	16	44439
4	6,67	16	28037	11	5,14	18	29783
5	6,27	14	32049	12	7,16	19	46235
6	8,55	12	39574	13	9,14	7	32864
7	6,64	10	29587	14	5,72	16	28655
Bütün depremler için ortalama İnelastik Enerji (%)							14,6
Bütün depremler için ortalama Enerji Hata (~%)							6,5
Bütün depremler için ortalama Maksimum Enerji (kN.m)							32676,4



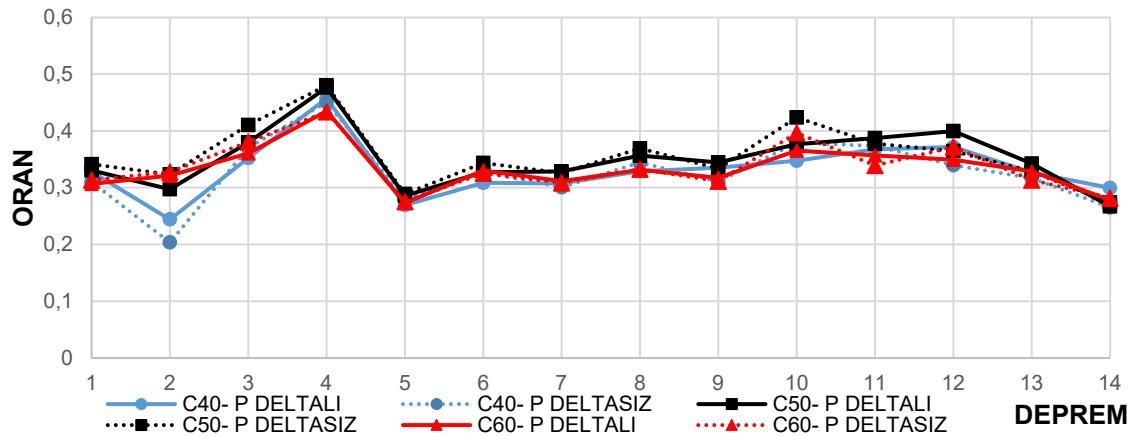
P-Delta analiz



P-Deltasız analiz

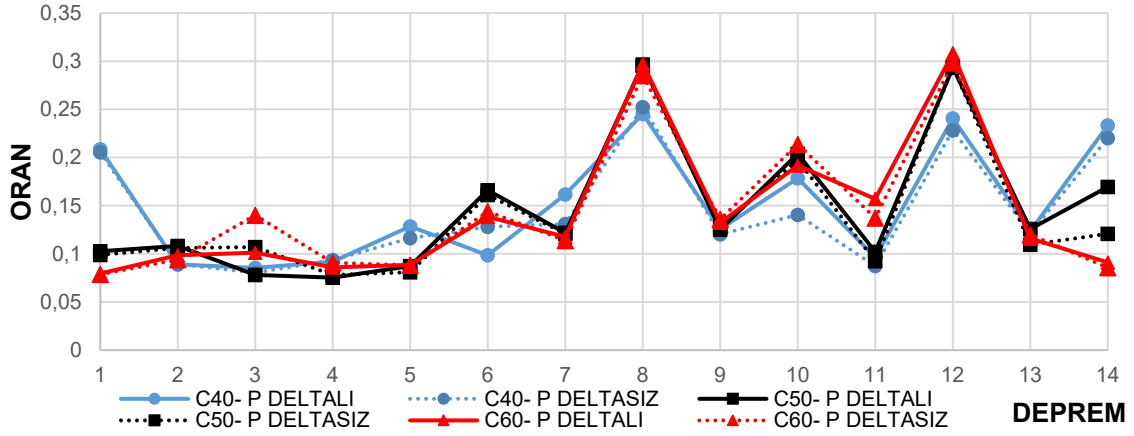
Şekil 4.34. O Blok C60 analizine ait maksimum elastik olmayan enerji tüketen deprem için enerji dağılımı

O bloğun farklı dayanımlar için yapılan analizlerinde dayanımın artmasıyla birlikte histerik davranış yoluyla tüketilen enerji azalmakta ve bu sebeple yapı daha erken akarak elastik ötesi tüketilen enerji artmaktadır. Bunlara ilave olarak P-Delta etkisinin dahil edilmesi durumunda toplam ve elastik olmayan sönümlenen enerji miktarı artmaktadır. Yapılan çalışmalar göstermektedir ki deprem karakteristik özellikleri ve yapısal özelliklerin enerji tüketme kapasitelerine etkisiyle kıyaslandığında; dayanım arttırılmasının ve P-Deltanın analize dahil edilmesinin etkisi çok küçük mertebelerde kalmaktadır. Ancak P-Delta etkisinin yapıyı göçmeye götüren bir mekanizmaya neden olabileceğini hatırlamanın yerinde olacağı değerlendirilmektedir. Bu amaçla analiz sonuçlarından limit durumların zorlandığı hasarlara sahip kritik eleman davranışları incelenmiştir. Kat seviyelerinde perdeleri birbirine bağlayan bağ kirişleri meydana gelen hasarlarla deprem enerjisinin önemli bir kısmını karşılamak üzere tasarlanan elemanlardır. Şekil 4.35’de O blok için kiriş plastik mafsallarındaki dönmelere bağlı olarak hasar düzeyleri, her model için Göçme Öncesi (GÖ) sınır durumlarıyla birlikte sunulmuştur. İlgili şekilden de görüleceği üzere deprem karakteristik özellikleri ve yapısal özelliklerinden bağımsız olarak yapılacak bir yorum pek mümkün görünmemektedir. Bununla birlikte dayanım arttırılmasının ve P-Delta etkisinin hesaplara dahil edilmesinin hasar düzeylerini değiştireceği ve belirtilen kritik elemanlar için yapının kütle katılımlarının az olduğu modlarının önem kazanacağı sonucuna varılabilir. İlgili şekilden görüleceği üzere depremler arasındaki belirgin hasar düzeyleri farklılıklarına ilave olarak P-Delta etkisi hasar düzeylerini etkilemektedir.

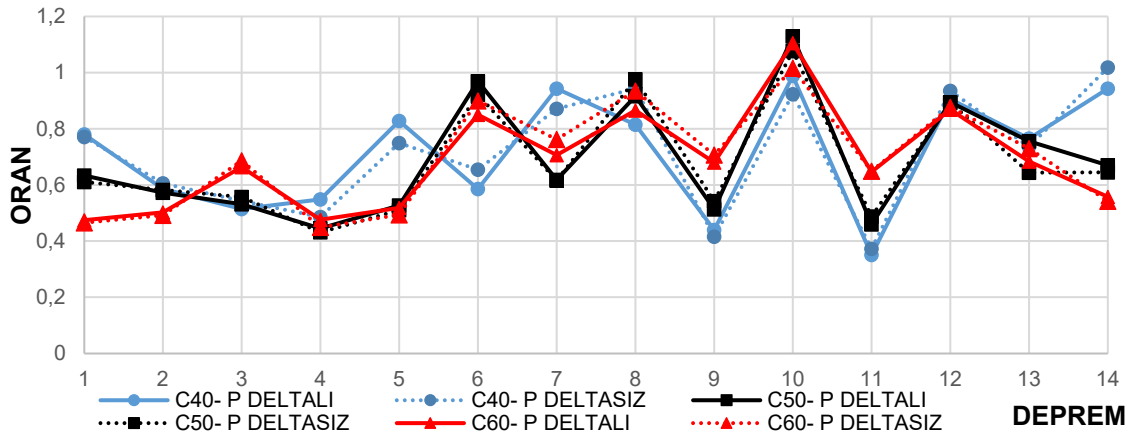


Şekil 4.35. O Blok analizlerine ait kiriş plastik mafsal dönmelerinin performans değerlendirmeleri

GÖ sınır durumlarının zorlandığı hasarların incelenmesi hususunda özellikle yüksek katlı yapılardaki enerji yutma kapasitelerini büyük ölçüde karşılama istenen diğer bir yapısal eleman olarak perdeler ait hasar durumları Şekil 4.36 ve 4.37’de sunulmuştur. Kiriş plastik mafsalları hasar düzeylerine benzer şekilde perde liflerinde meydana gelen şekil değiştirmeler, dayanım artırımının ve P-Delta etkisinin analize dahil edilmesinin hasar düzeylerini değiştireceği açıkça görülebilmektedir. Yapı davranışı bir bütün olarak değerlendirildiğinde; D8, D10 ve D12 deprem kayıtlarında perdelerin hasar düzeylerinin maksimum seviyelere ulaştığı, maksimum güç spektrum genlik değerlerinin elde edildiği ve maksimum tüketilen elastik olmayan enerjilere sahip olduğu ilişkisi ile karşılaşılmaktadır.



Şekil 4.36. O Blok analizlerine ait perde kesitlerinde donatı liflerinde uzama şekil değiştirmelerinin performans değerlendirmeleri



Şekil 4.37. O Blok analizlerine ait perde kesitlerinde donatı liflerinde dönme şekil değiştirmelerinin performans değerlendirmeleri

O blok deprem davranışının anlaşılması amacıyla yapılan bu incelemelere ilave olarak, farklı yapısal özelliklerin tesirini gözlemek amacıyla aynı çalışmalar R blok için de yürütülmüştür. R blok için enerji hatalarının ancak %10 seviyelerine ulaştığı ve bunun kabul edilebilir bir değer olduğu ifade edilebilir. Çizelge 4.19’da R Blok için P-Deltanın ihmal edilmesi ve dikkate alınması durumları için 14 deprem analizine ait enerji hataları, tüketilen elastik olmayan enerji oranları ve maksimum tüketilen deprem enerjisi verilmiştir. O Blok için elde edilen sonuçlarla karşılaştırıldığında (Bkz. Çizelge 4.16), R blok için her bir deprem özelinde deprem karakteristiğine bağlı olarak tüketilen toplam enerjinin arttığı ancak tüketilen elastik olmayan enerji oranının belirli bir yaklaşıklıkta aynı kaldığı ifade edilebilir. O bloğa benzer şekilde R blok için de P-Delta etkisinin yapının enerji yutma talebini arttırdığı, maksimum enerji miktarlarından elde edilen sonuçlardan gözlemlenebilmektedir. Depremlerden elde edilen ortalama değerlerden R blok için P-Delta etkisinin toplam enerji talebini arttırdığı görülmektedir.

Maksimum tüketilen elastik olmayan oranının %29 düzeyinde ve Chi Chi (D5) depreminde olduğu ilgili çizelgede sunulmuştur. Burada maksimum tüketilen elastik olmayan enerji ve yapıya ait güç spektrumu maksimum genliği arasında belirli bir komşuluk sınırları içerisinde ilişki kurulabilmektedir. Ancak bu ilişkinin yorumlanmasında enerji hatalarının bulunması ve tüketilen elastik olmayan enerji oranının toplam enerji üzerinden ifade edilen bir oran olması unutulmamalıdır. Bununla birlikte belirtilen sebeplere dayandırılarak O bloktakine benzer bir ilişki kurulamamasına karşın R blok için de minimum tüketilen elastik olmayan enerji için benzer bir ilişki kurmak mümkündür. Ubmarhe-1(D14) depremi ve R blok yapısına ait güç genlik spektrumu (Bkz. Şekil 4.16), bu depremden elde edilen minimum tüketilen elastik olmayan oranıyla birlikte ilişkilendirildiğinde aralarında tutarlı bir ilişki olduğu görülmektedir. Bu depremden elde edilen güç spektrumu maksimum genliği ($PG_{\max 11,0}=0.89293$) diğer depremlerden elde edilen genliklerin en büyüğüdür ve en küçük tüketilen elastik olmayan enerji oranı aynı depreme karşılık gelmektedir.

Ortalama değerler üzerinden yapılan karşılaştırmaya benzer şekilde tüketilen maksimum elastik olmayan enerji oranının görüldüğü ilgili deprem için P-Delta analizinde bu oran %29 iken P-Delta etkilerinin ihmal edilmesi durumunda %28 seviyelerine düşmektedir.

Çizelge 4.19. R Blok C40 analizine ait tüketilen enerji sonuçları

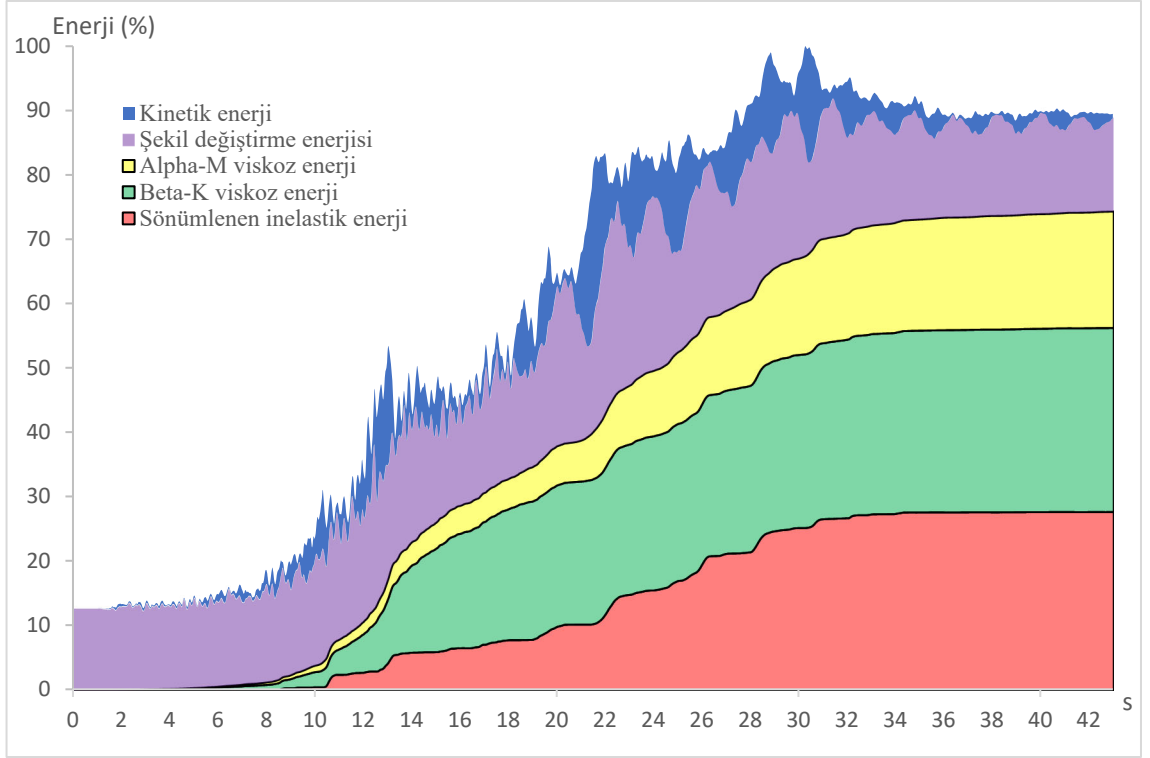
P-Deltalı analiz

Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji(%)	Mak. Enerji (kN.m)	Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji(%)	Mak. Enerji (kN.m)
1	4,85	26	45165	8	4,12	21	42556
2	5,03	23	62166	9	4,11	20	60577
3	3,70	24	55917	10	4,59	18	56672
4	6,28	23	52032	11	8,15	15	50315
5	7,38	28	62862	12	7,48	15	66688
6	8,19	20	64717	13	8,73	23	44273
7	8,34	13	42801	14	9,68	11	44184
Bütün depremler için ortalama İnelastik Enerji (%)							6,5
Bütün depremler için ortalama Enerji Hata (~%)							20,0
Bütün depremler için ortalama Maksimum Enerji (kN.m)							53637,6

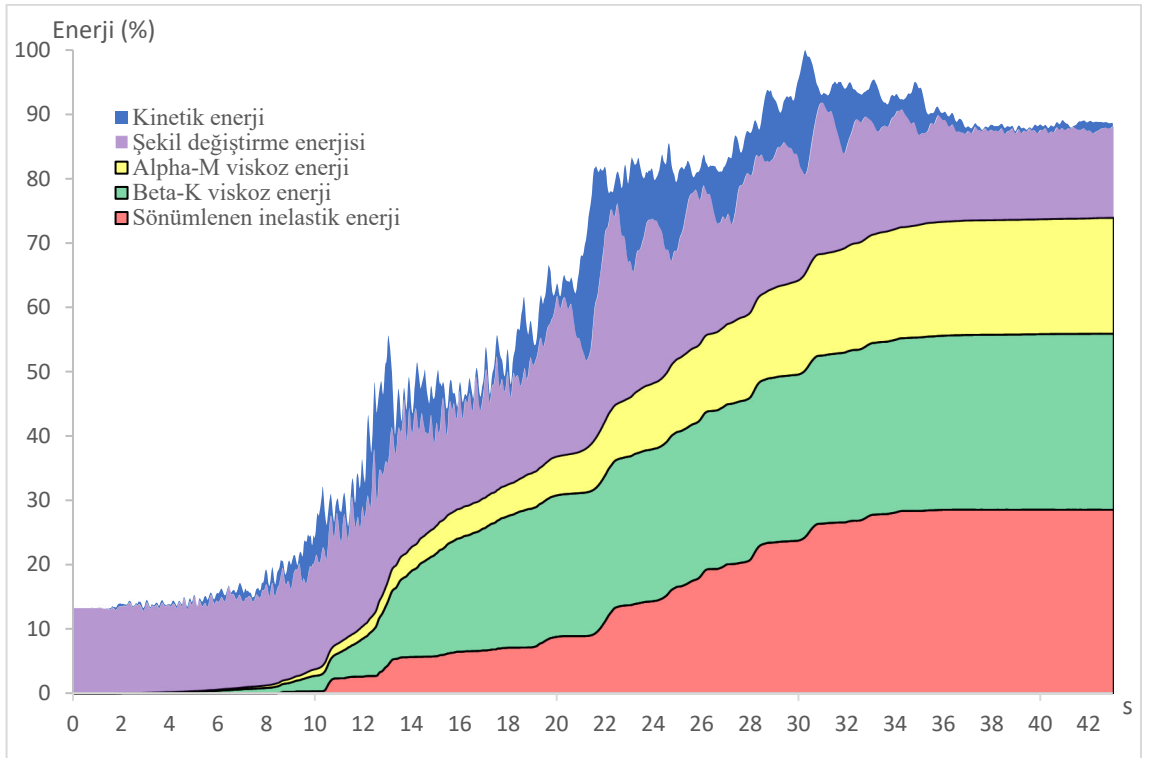
P-Deltasız Analiz

Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji(%)	Mak. Enerji (kN.m)	Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji(%)	Mak. Enerji (kN.m)
1	4,2	25	45567	8	3,58	23	45204
2	4,31	22	60724	9	4,82	19	59144
3	3,14	24	57604	10	4,33	17	58291
4	6,15	25	52091	11	8,17	15	50924
5	7,7	29	59959	12	6,16	15	69828
6	6,56	23	61440	13	8,18	22	44420
7	7,74	11	41006	14	9,05	10	43792
Bütün depremler için ortalama İnelastik Enerji (%)							6,0
Bütün depremler için ortalama Enerji Hata (~%)							20,0
Bütün depremler için ortalama Maksimum Enerji (kN.m)							53571,0

Maksimum tüketilen elastik olmayan oranının gözlemlendiği Ch_1 Ch_1 (D5) depremi için P-Deltalı ve P-Deltasız analiz modeline ait tüketilen enerjilerin toplam enerji içerisindeki yüzdeleri Şekil 4.38’de enerji dağılımı diyagramı ile sunulmaktadır. Şekilden de görülebileceği gibi sönüm yoluyla tüketilen enerji toplam enerjinin büyük bir bölümünü oluşturmaktadır (~%50). R blok ortalama sonuçlardan hareketle O blokla karşılaştırıldığında tüketilen elastik olmayan enerji ve toplam enerji kapasitesi artmıştır. Her iki blok için de P-Delta etkisinin enerji tüketme kapasitelerine tesiri verilen oranlardan açık şekilde gözlenmektedir. Bununla birlikte ortalama değerler üzerinden bu farklılık çok düşük seviyelerde kalmaktadır. Her bir deprem özelinde ise sönüm enerjisi daima pozitif olmasına karşın kinetik, elastik birim şekil değiştirme ve histerik enerji girişleri negatif ve pozitif işaretli olabilmektedir. Bunun tabii bir sonucu olarak P-Delta tesiri pozitif ve negatif olarak gözlemlenebilmektedir.



P-Delta analiz



P-Deltasız analiz

Şekil 4.38. R Blok C40 analizine ait maksimum elastik olmayan enerji tüketen deprem için enerji dağılımı

O blokla kıyaslandığında daha yüksek bir yapı olan R blok için dayanım artırımının enerji tüketme kapasitesini ve P-Delta etkilerini ne ölçüde değiştirdiği Çizelge 4.20’de sonuçları verilen analiz setiyle incelenmiştir. C40 dayanımına benzer şekilde maksimum tüketilen enerji (Şekil4.39) Chi Chi(D5) deprem analizinden elde edilmiştir. Ortalama maksimum tüketilen enerjiler incelendiğinde, P-Deltanın analiz modeline dahil edilmesi maksimum tüketilen enerjiyi artırmasına karşı tüketilen elastik olmayan enerji oranı azalmıştır. Her bir deprem özelinde yapılan incelemeler neticesinde ise P-Delta etkisinin enerji yutma kapasitelerini arttırdığını ifade etmek mümkün olmasa da ihmal edilemeyecek düzeyde tesiri olduğu görülmektedir. Dayanım artırımı ise bu tesiri büyük oranda etkilememiştir.

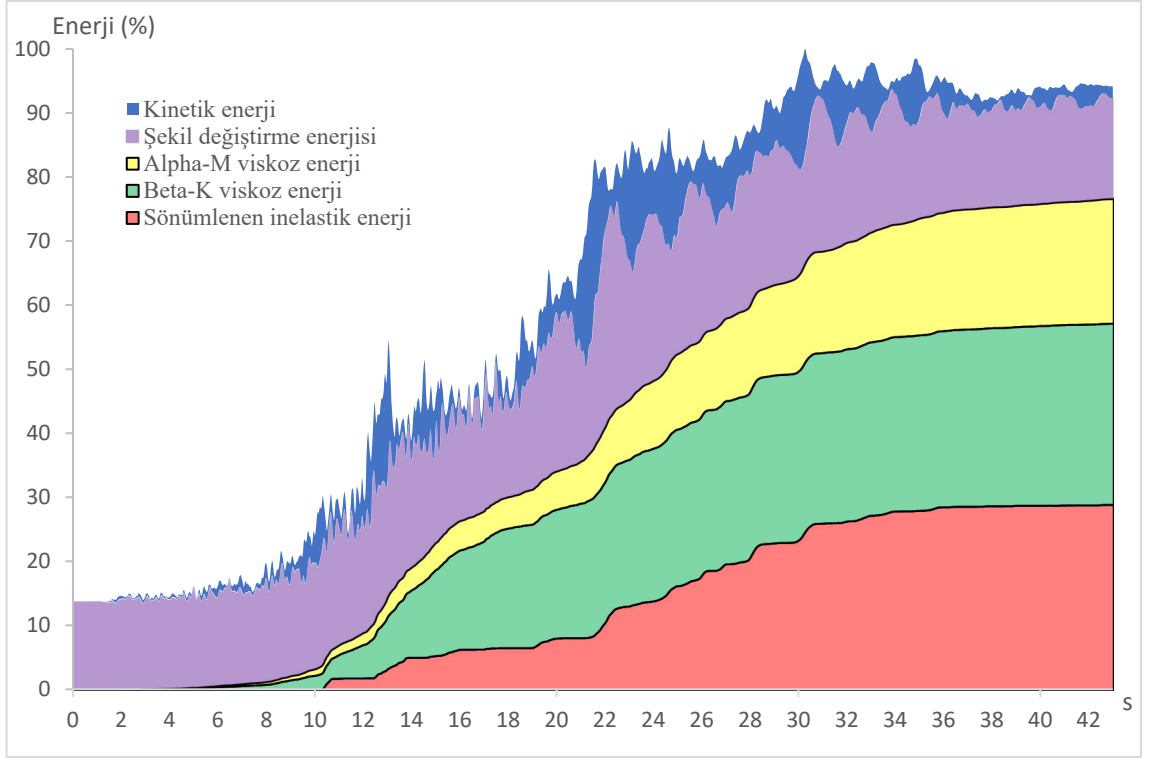
Çizelge 4.20. R Blok C60 analizine tüketilen enerji sonuçları

P-Delta’lı analiz

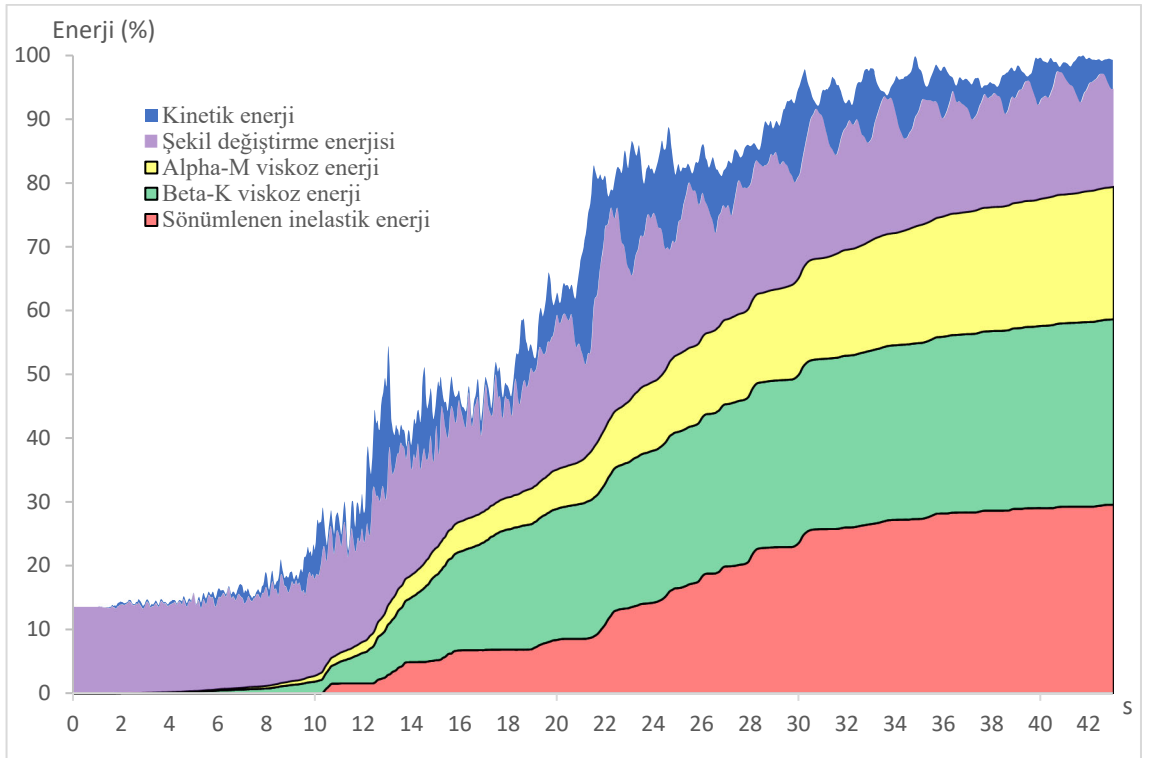
Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji(%)	Mak. Enerji (kN.m)	Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji(%)	Mak. Enerji (kN.m)
1	4,2	24	44891	8	3,58	22	45440
2	5,24	20	56368	9	3,9	20	51865
3	3,22	22	63608	10	4,68	18	61185
4	7,6	26	45234	11	6,23	15	51777
5	7,11	28	55623	12	5,94	15	67316
6	5,06	24	74948	13	7,39	23	44694
7	8,61	8	42438	14	8,01	10	46715
Bütün depremler için ortalama İnelastik Enerji (%)							5,8
Bütün depremler için ortalama Enerji Hata (~%)							19,6
Bütün depremler için ortalama Maksimum Enerji (kN.m)							53721,7

P-Deltasız analiz

Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji(%)	Mak. Enerji (kN.m)	Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji(%)	Mak. Enerji (kN.m)
1	4.16	22	45332	8	3.23	24	47520
2	4.73	19	55446	9	4.17	22	50894
3	2.68	22	64952	10	4.78	17	63412
4	6.97	25	44802	11	5.51	16	55054
5	5.591	30	62588	12	6.66	16	68366
6	6.77	25	51130	13	7.04	22	42605
7	7.9	9	43664	14	7.28	9	48491
Bütün depremler için ortalama İnelastik Enerji (%)							5.5
Bütün depremler için ortalama Enerji Hata (~%)							19.9
Bütün depremler için ortalama Maksimum Enerji (kN.m)							53161.1



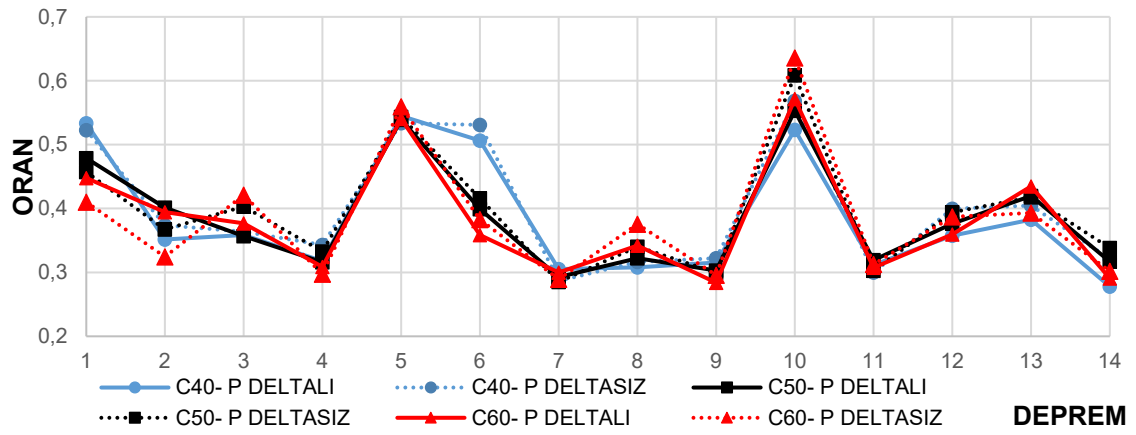
P-Delta analiz



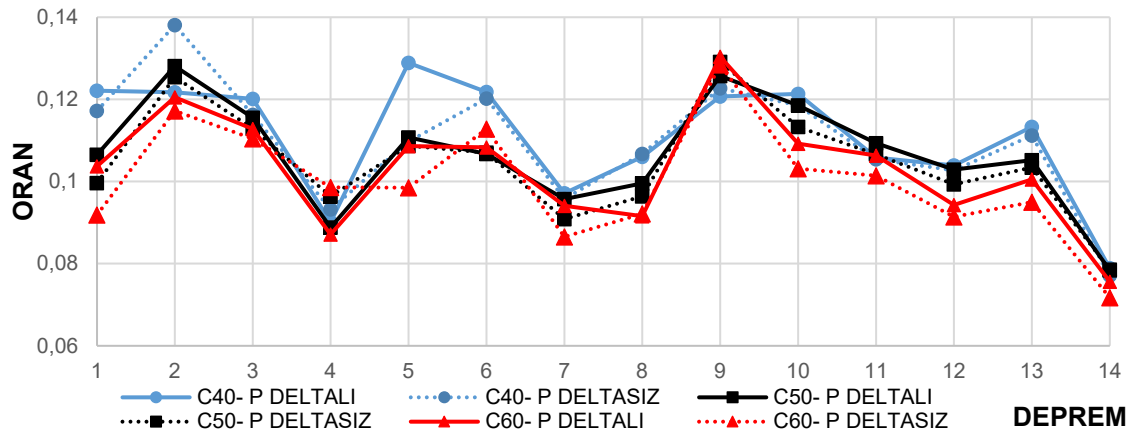
P-Deltasız analiz

Şekil 4.39. R Blok C60 analizine ait maksimum elastik olmayan enerji tüketen deprem için enerji dağılımı

Deprem karakteristik özellikleri ve yapısal özelliklerin enerji tüketme kapasitelerine etkisiyle kıyaslandığında dayanım artırılmasının ve P-Delta'nın analize dahil edilmesinin etkisi çok küçük mertebelerde kalmaktadır. Ancak P-Delta etkisinin yapıyı göçmeye götürebilecek bir etki olması yapıda meydana gelecek hasarların düzeyini kontrolünü gerektirmektedir. Bu amaçla R blok analiz sonuçlarından limit durumların zorlandığı hasarlara sahip kritik elaman davranışları incelenmiştir. Şekil 4.40'da R blok için kiriş plastik mafsallarındaki dönmelere bağlı olarak hasar düzeyleri, her model için Göçme Öncesi (GÖ) sınır durumlarıyla birlikte sunulmuştur. İlgili şekilden de görüleceği üzere hasar düzeyi sonuçları O blok için verilen bilgileri destekler niteliktedir.



Şekil 4.40. R Blok analizlerine ait kiriş plastik mafsal dönmelerinin performans değerlendirmeleri



Şekil 4.41. O Blok analizlerine ait perde kesitlerinde donatı liflerinde dönme şekil değiştirmelerinin performans değerlendirmeleri

Enerji girişinin deprem yer hareketinin karakteristik özelliklerinin ve yapısal özelliklerin bir fonksiyonu olduğu önceki bölümlerde ifade edilmişti. Bu bölümün devamında farklı yapısal özelliklerdeki yapı sistemleri için yapılan araştırmalara ilave olarak deprem tehlike derecelerinin etkileri araştırılacaktır. Bu amaçla deprem ivme kayıtları 1,5 ve 2,0 katsayılarıyla ölçeklendirilerek yüksek ve çok yüksek deprem derecesi olarak isimlendirilen analiz setleri üretilmiştir. Orta derece deprem tehlikesine sahip bir bölge için tasarımı yapılan R blok diğer özellikleri aynı olmak üzere farklı deprem tehlike dereceleri için analiz edilmiştir. Çizelge 4.21’de ilgili yapının orta dereceli deprem tehlikesine ait bölge için yapılan analizleri sunulmuştur.

Çizelge 4.21. R Blok C50 analizine ait tüketilen enerji sonuçları

P-Delta analiz

Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji(%)	Mak. Enerji (kN.m)	Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji(%)	Mak. Enerji (kN.m)
1	4,35	25	45146	8	4,02	22	44312
2	4,84	21	58625	9	4,88	20	55750
3	3,7	23	59292	10	4,64	18	60282
4	6,62	24	49011	11	6,84	15	48697
5	7,99	27	57261	12	6,45	15	68925
6	7,67	24	53818	13	8,17	23	44282
7	8,85	11	42163	14	8,99	10	44008
Bütün depremler için ortalama İn elastik Enerji (%)							6,3
Bütün depremler için ortalama Enerji Hata (~%)							19,9
Bütün depremler için ortalama Maksimum Enerji (kN.m)							52255,1

P-Deltasız analiz

Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji(%)	Mak. Enerji (kN.m)	Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji(%)	Mak. Enerji (kN.m)
1	4,18	24	45597	8	3,99	24	46754
2	5,14	20	57398	9	4,31	21	54210
3	2,75	23	61391	10	4,95	18	61352
4	7,3	26	46911	11	5,96	16	51179
5	6,52	29	55309	12	4,88	16	68709
6	6,99	24	53386	13	7,78	22	43360
7	8,11	10	40751	14	8,63	9	46009
Bütün depremler için ortalama İn elastik Enerji (%)							5,8
Bütün depremler için ortalama Enerji Hata (~%)							20,1
Bütün depremler için ortalama Maksimum Enerji (kN.m)							52308,3

Orta derece deprem tehlikesine sahip bir bölge için her bir deprem özelinde toplam tüketilen enerjileri ve tüketilen elastik olmayan enerji oranları P-Delta etkisine bağlı olarak değişiklik göstermektedir. Ancak belirtilen bu enerji değişiklikleri negatif ve pozitif yönde olabilmektedir. Enerji tüketme kapasitelerine ait ortalama değerlerden hareketle P-Delta etkisinde yapıda tüketilen maksimum enerji miktarı değişmektedir. Oluşan farklılıklar Çizelge 4.22-4.23’de sunulan verilerle birlikte incelendiğinde deprem tehlike derecesine bağlı olarak daha belirgin gözlemlenebilmektedir. Nitekim çok yüksek deprem tehlike derecesi için yapılan analizden elde edilen verilere göre, P-Delta etkisi tüketilen elastik olmayan enerji oranı %21 seviyelerinden %28 seviyelerine kadar çıkarmaktadır

Çizelge 4.22. R Blok yüksek deprem tehlikesi analizine ait tüketilen enerji sonuçları

P-Delta’lı analiz

Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji(%)	Mak. Enerji (kN.m)	Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji(%)	Mak. Enerji (kN.m)
1	6,26	31	87005	8	4,48	29	73340
2	6,52	29	115169	9	5,77	23	126451
3	6,19	27	113011	10	5,43	23	105163
4	5,7	26	127138	11	6,53	24	105359
5	6,37	32	135967	12	7,99	19	117230
6	7,26	25	123116	13	8,65	26	89094
7	8,69	25	82218	14	8,05	17	88280
Bütün depremler için ortalama İn elastik Enerji (%)							25,4
Bütün depremler için ortalama Enerji Hata (~%)							6,7
Bütün depremler için ortalama Maksimum Enerji (kN.m)							106324,3

P-Delta’sız analiz

Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji(%)	Mak. Enerji (kN.m)	Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji(%)	Mak. Enerji (kN.m)
1	5,88	32	86946	8	4,46	30	78107
2	5,34	26	121742	9	4,55	23	128315
3	4,97	30	118211	10	5,09	23	110264
4	4,84	28	123704	11	7,12	24	107321
5	6,63	33	133416	12	8,48	20	122625
6	6,60	24	128805	13	9,88	26	90105
7	8,13	25	84454	14	8,21	17	89222
Bütün depremler için ortalama İn elastik Enerji (%)							25,8
Bütün depremler için ortalama Enerji Hata (~%)							6,4
Bütün depremler için ortalama Maksimum Enerji (kN.m)							108802,7

Çizelge 4.23. R Blok çok yüksek deprem tehlikesi analizine ait analiz sonuçları

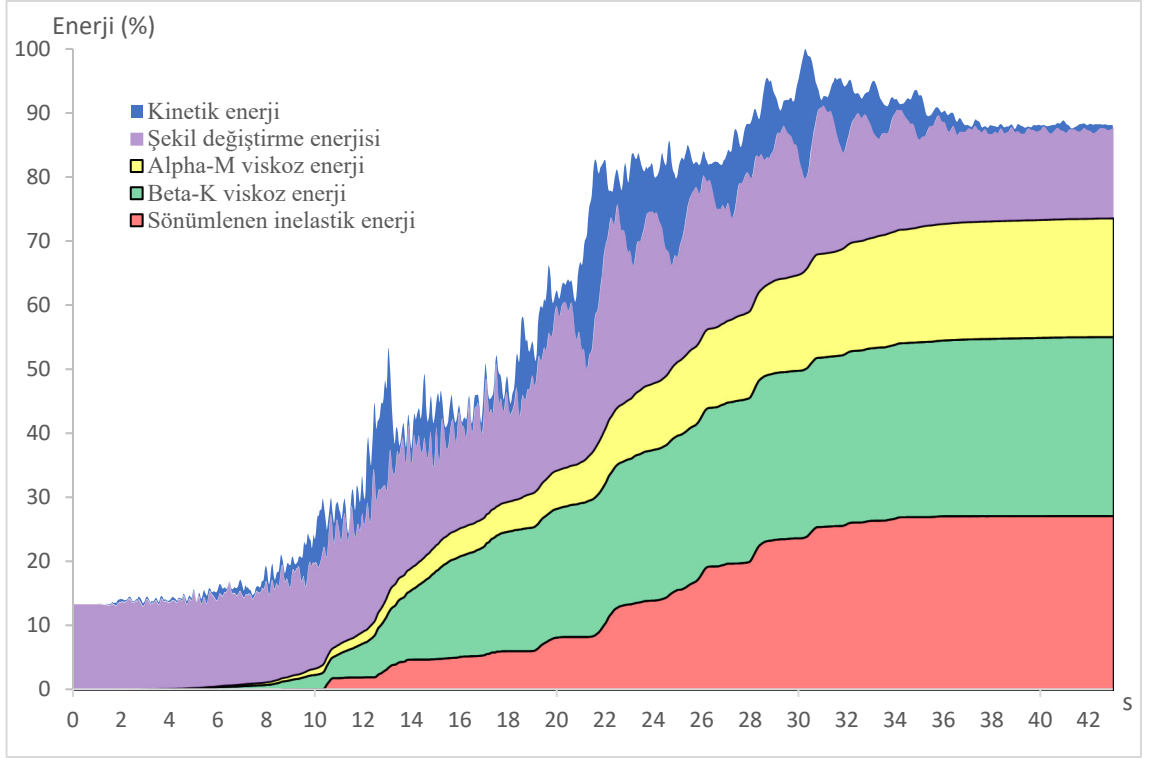
P-Deltalı analiz

Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji(%)	Mak. Enerji (kN.m)	Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji(%)	Mak. Enerji (kN.m)
1	7,86	24	156470	8	3,77	24	108499
2	7,44	20	178640	9	5,93	21	184036
3	8,37	23	190608	10	4,31	18	161669
4	6,91	26	206795	11	9,09	16	201007
5	8,75	29	252706	12	9,71	16	172656
6	9,74	24	173245	13	10,3	22	142736
7	8,84	10	129590	14	9,53	9	140970
Bütün depremler için ortalama İn elastik Enerji (%)							20,1
Bütün depremler için ortalama Enerji Hata (~%)							7,9
Bütün depremler için ortalama Maksimum Enerji (kN.m)							171401,7

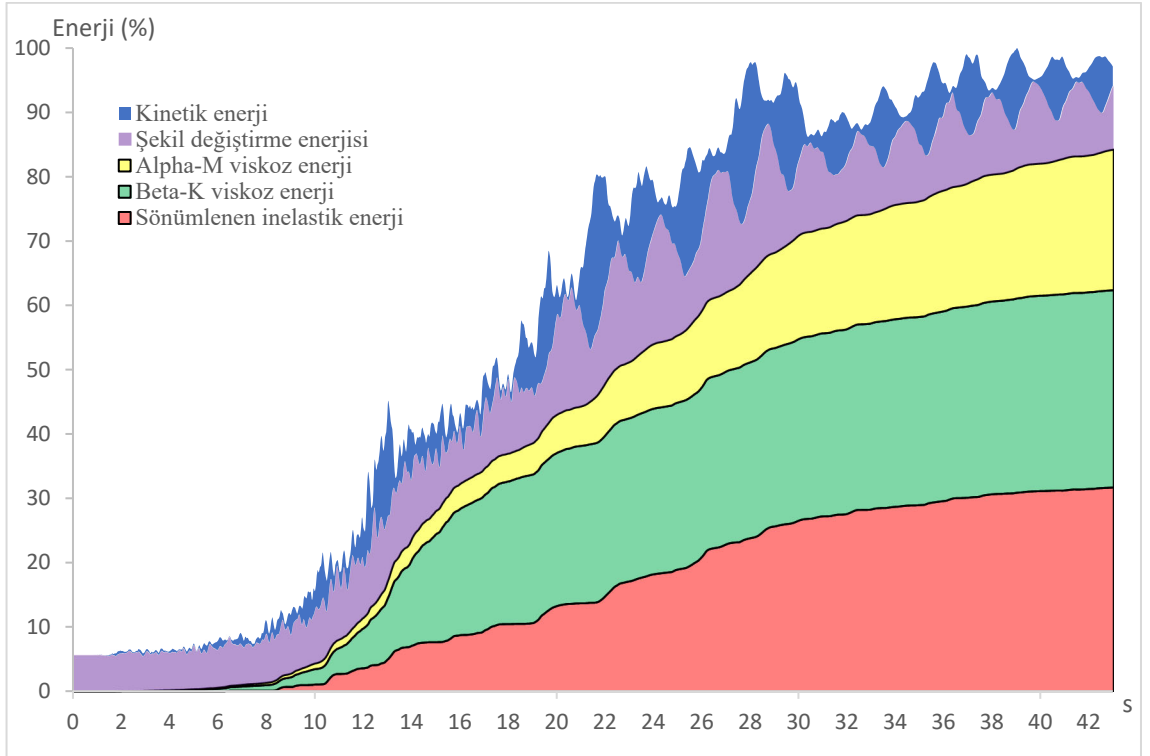
P-Deltasız analiz

Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji(%)	Mak. Enerji (kN.m)	Deprem	Enerji hata (%)	Elastik Olmayan Enerji(%)	Mak. Enerji (kN.m)
1	8,67	32	159903	8	3,01	32	114483
2	6,88	28	185017	9	5,61	26	193257
3	7,22	29	200909	10	4,97	27	171185
4	6,38	31	219450	11	8,46	28	193748
5	7,57	33	261338	12	7,46	22	179719
6	8,09	31	189824	13	9,14	27	150780
7	8,15	26	134495	14	7,75	20	140774
Bütün depremler için ortalama İn elastik Enerji (%)							28,0
Bütün depremler için ortalama Enerji Hata (~%)							7,1
Bütün depremler için ortalama Maksimum Enerji (kN.m)							178205,7

Bir depremin şiddeti genellikle yer hareketinin maksimum yer ivmesi esas alınarak değerlendirilir. Farklı deprem yer hareketleri için yapılan çalışmalara ilave olarak yer ivmesinin ölçeklendirilmesi ile yapılan çalışmalar göstermiştir ki yapıların tükettiği enerji artmaktadır. Bununla birlikte P-Delta etkisinin yapı analizinde ihmal edilemeyecek düzeyde olduğu görülmektedir. Her bir deprem özelinde yapılan incelemelerde P-Deltanın analize dahil edilmesi tüketilen elastik olmayan enerji oranını %16 düzeylerine varan oranlarda etkileyebilmektedir. Şekil 4.42’de farklı deprem tehlike derecelerinden elde edilen enerji diyagramları incelendiğinde depremlerde sönümden kaynaklı oluşan enerji tüketme kabiliyetlerinin yaklaşık olarak aynı kaldığı, yapıda depolanan kinetik enerjininse elastik olmayan enerjiye dönüştüğü açık şekilde görülmektedir. Bu dönüşüm P-Delta etkisinde %7 mertebesinde daha fazla görülmüştür.

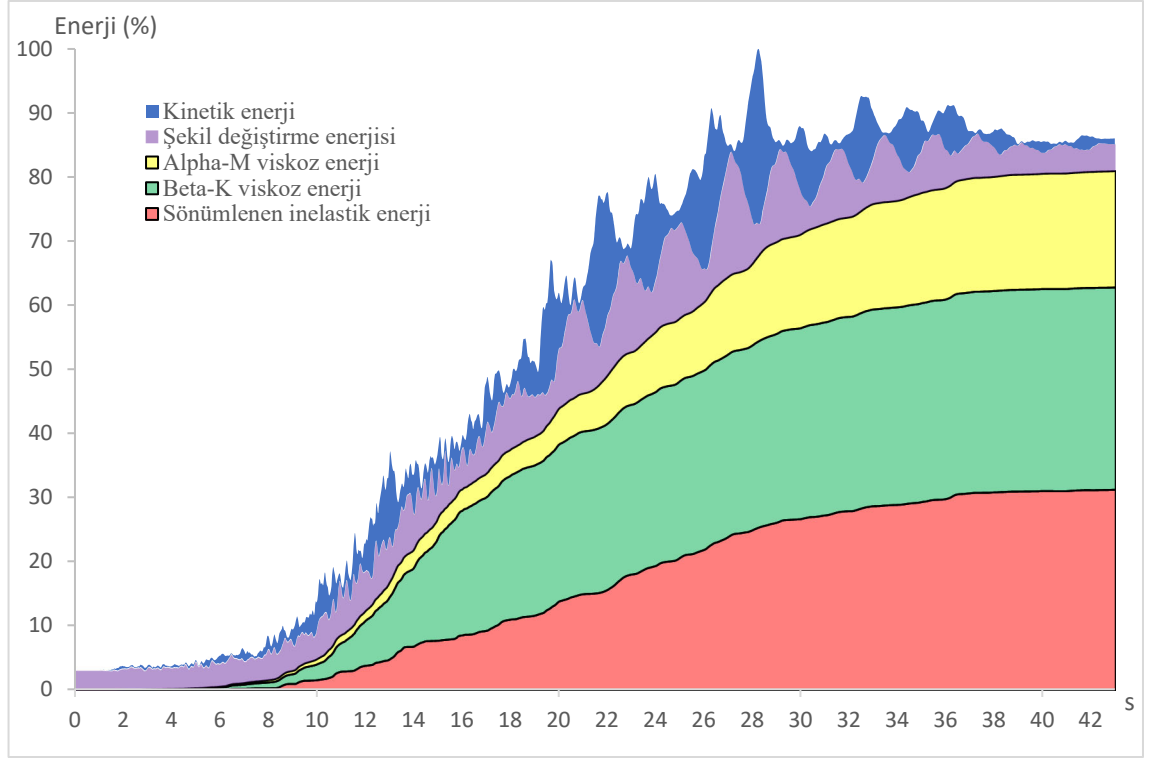


Orta deprem tehlike derecesi için analiz



Yüksek deprem tehlike derecesi için analiz

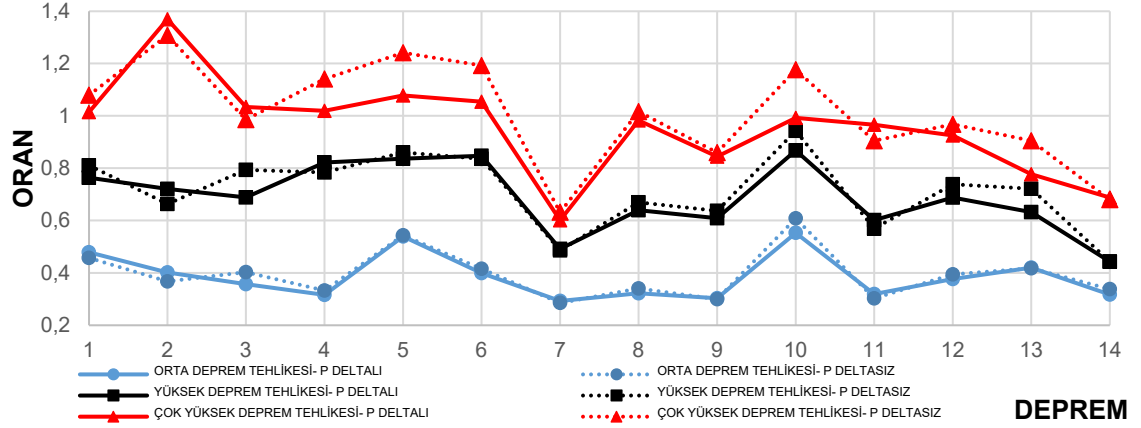
Şekil 4.42. R Blok(P-Delta) farklı deprem tehlike dereceleri için maksimum elastik olmayan enerji tüketen deprem için enerji dağılımı



Çok yüksek deprem tehlike derecesi için analiz

Şekil 4.42. R Blok (P-Delta) farklı deprem tehlike dereceleri için maksimum elastik olmayan enerji tüketen deprem için enerji dağılımı (devam)

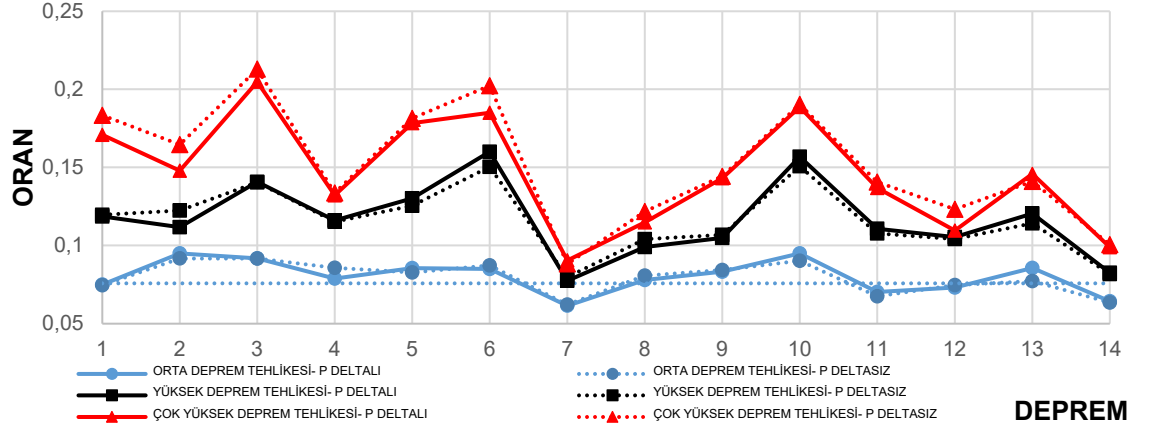
R blokun farklı tehlike dereceleri için yapılan analizlerinde tehlike derecesinin artmasıyla birlikte histerik davranış yoluyla tüketilen enerji azalmakta ve bu sebeple yapı daha erken akarak elastik ötesi tüketilen enerji artmaktadır. Bunlara ilave olarak P-Delta etkisinin dahil edilmesi durumunda toplam ve elastik olmayan sönümlenen enerji miktarı artmaktadır. Daha önceki analizlerde dayanım ve yapı yüksekliğine bağlı değişikliklerin gözlemlendiği analiz setleriyle kıyaslandığında deprem karakteristiğini etkileyen parametrelerin değişmesi, P-Deltanın analize dahil edilmesinin ne derece önemli olduğunu gösterir mahiyettedir. Yapının bir bütün olarak hasar durumundaki değişimin net şekilde görüldüğü enerji parametrelerine bağlı bu açıklamalara ek olarak limit durumların zorlandığı hasarlara sahip kritik elaman davranışları incelenmiştir. İnelastik enerji tüketiminin önemli bir kısmını karşılamak üzere tasarlanan bağ kirişlerinde, kiriş plastik mafsallarındaki dönmelere bağlı olarak hasar düzeyleri, her model için Göçme Öncesi (GÖ) sınır durumlarıyla birlikte Şekil 4.43'de sunulmuştur. İlgili şekilden de görüleceği deprem tehlikesinin artmasıyla P-Delta etkisi artmaktadır. P-Delta etkisi yapı limit durumların %20'lere varan seviyelerde daha fazla zorlanmasına sebep olmuştur.



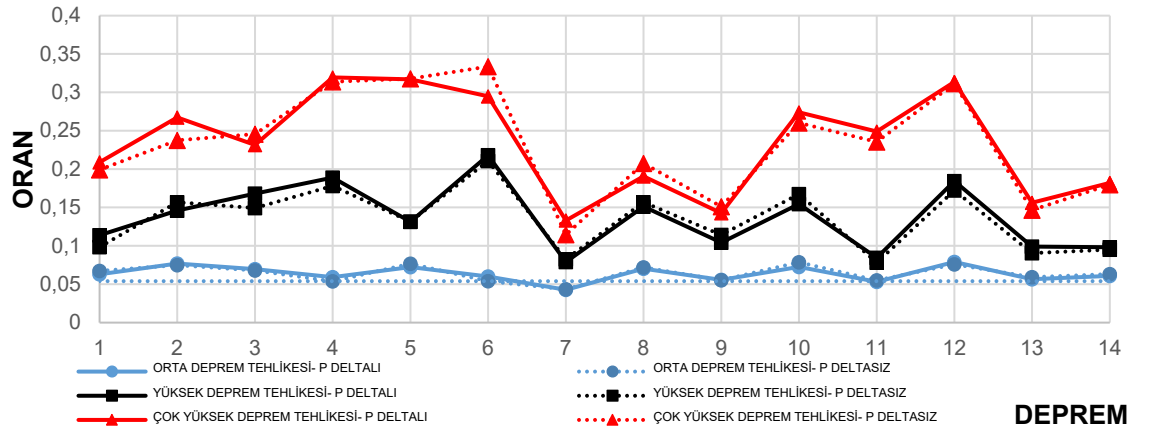
Şekil 4.43. R blok analizlerine ait kiriş plastik mafsal dönmelerinin performans değerlendirmeleri

Enerji yutma kapasitelerini büyük ölçüde karşılaması istenen yapısal eleman olarak perdeler için hasar durumları Şekil 4.44-4.46’da sunulmuştur. Kiriş plastik mafsalları hasar düzeylerine benzer şekilde perde liflerinde meydana gelen şekil değiştirmelerden P-Delta etkisi, deprem tehlike derecesinin artmasına bağlı olarak daha belirgin farklılıklar oluşturmuştur. Yapının farklı deprem tehlike dereceleri için şekil değiştirme limit durumlarındaki değişimi dikkate alınmıştır. Ancak artan deprem tehlike derecesiyle birlikte yapının enerji tüketme kapasitesini aşan deprem taleplerine yanıtı aynı oranda veremediği görülmektedir. P-Delta etkisinin en belirgin farklılıkları çok yüksek deprem tehlike derecesi için oluşturduğu, beton liflerindeki şekil değiştirmelerden açıkça görülmektedir. Yapı davranışı bir bütün olarak değerlendirildiğinde; D6, D8, D10 ve D11 deprem kayıtlarında perdelerin hasar düzeylerinin maksimum seviyelere ulaşması deprem karakteristik özellikleriyle açıklanabilir.

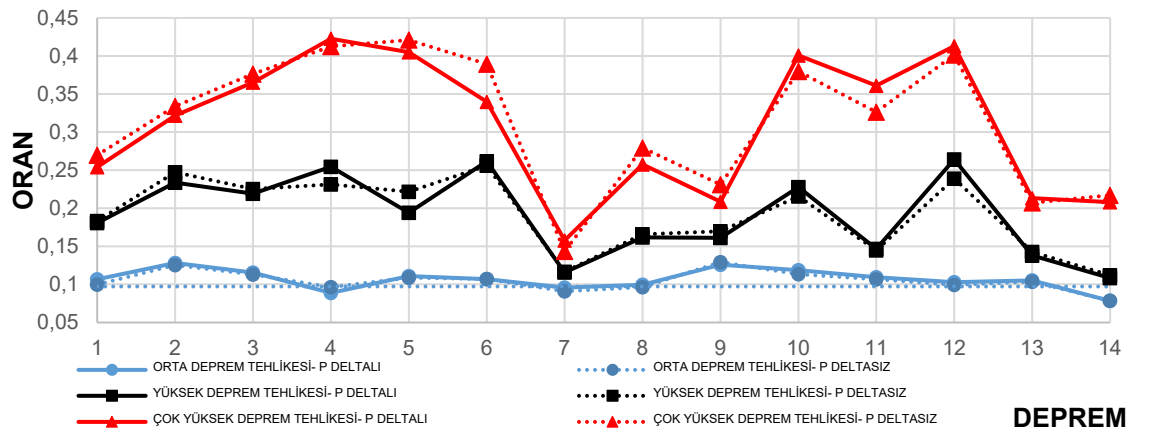
Burada ifade edilmesi gereken diğer bir önemli husus çalışılan bloğun orta deprem tehlike derecesine sahip bir bölge için tasarlandığıdır. Belirtilen yapının farklı bir bölge için tasarlanması farklı bir yapının inceleneceği anlamına gelir. Muhtemeldir ki daha büyük deprem dereceleri için daha rijit yapılar yapma ihtiyacı doğabilir ve bu durumda P-Delta etkisinin önemi daha az görülebilir. Bu nedenle çalışma kapsamında incelenen yapıdan hareketle deprem tehlike derecesinin artınca P-Delta etkisi artar demek aynı yapı için mümkün olsa da farklı deprem tehlike derecesi için aynı yapıdan bahsetmenin mümkün olmayacağı ifade edilebilir.



Şekil 4.44. R blok analizlerine ait perde kesitlerinde donatı liflerinde uzama şekil değiştirmelerinin performans değerlendirmeleri



Şekil 4.45. R blok analizlerine ait perde kesitlerinde donatı liflerinde uzama şekil değiştirmelerinin performans değerlendirmeleri



Şekil 4.46. R blok analizlerine ait perde kesitlerinde donatı liflerinde dönme şekil değiştirmelerinin performans değerlendirmeleri

5. SONUÇ

3 farklı deprem düzeyi, 3 farklı yükseklik, 3 farklı beton basınç dayanımı dikkate alınarak 14 farklı deprem için P-delta etkisinin dikkate alındığı ve ihmal edildiği durumlar için gerçekleştirilen toplam 258 analizden elde edilen karşılaştırmalardan bazıları yukarıda tartışılmaktadır. Bu verilerin ve karşılaştırmaların ışığında bu çalışmanın tümünden çıkartılabilecek bazı sonuç ve öneriler aşağıda maddeler halinde sunulmaktadır.

1. Bir depreme ait frekans içeriğinin yapıya ait titreşim modlarıyla olan ilişkisinin yapı tepkisi üzerinde önemli oranda etkili olduğu bilinmektedir. Bu nedenle yapının dinamik karakteristiği ve dolayısıyla tepkisini değiştiren P-Delta etkisi söz konusu yapı tepkisini değiştiren bir etki olarak karşımıza çıkabilmektedir. Bunun tabii bir sonucu olarak, deprem analizinin yapıdaki P-Delta etkilerini ne ölçüde etkileyeceğinin deprem frekans içeriğine bağlı olarak değerlendirmesi gerekliliği ortaya çıkar ki kimi durumlarda dinamik karakteristiğin değişimi nedeniyle azaltıcı cevaplar ile karşı karşıya kalınabileceği görülmektedir.

2. Rijitlik değerinin sabit kalması durumunda aynı yapı için deprem tehlikesinin değişmesinin, yapıdaki P-Delta etkilerini arttırdığı ancak orantısal olarak önemli ölçüde değiştirmedeği gözlenmiştir. P-Delta etkilerinin deprem tehlike derecesinin artmasıyla arttığını söylemek sunulan veriler ışığında mümkün olsa da toplam taleplere oranla arttığını bu çalışmadaki sonuçlara göre söylemek mümkün görünmemektedir. Burada değinilmesi gereken diğer önemli bir husus ise taleplerin değerlendirilmesinde deprem tehlike derecesine bağlı olarak kapasitelerin farklı olmasının gerekliliğinin bir sonucu olarak bu iki farklı yapı tipinin rijitliklerinin de artacağıdır ki bu durumda sonuçların değerlendirilmesinde dikkate alınmalıdır.

Yukarıdaki ifadeden hareketle, daha büyük deprem dereceleri için daha rijit yapılar yapma ihtiyacı doğacağı açıktır. Bu durumda P-Delta etkisinin önemi daha az görülebilir. Bu nedenle çalışma kapsamında incelenen yapılardan hareketle deprem tehlike derecesinin artmasıyla P-Delta etkisinin artacağını söyleyebilmek aynı yapı için mümkün

olsa da farklı deprem tehlike derecesi için aynı yapıdan bahsetmenin mümkün olmayacağı unutulmamalıdır.

3. Elde edilen sonuçlardan yapı rijitliğindeki değişimlerin, P-Delta etkilerini önemli derecede kontrol ettiği anlaşılmaktadır. Bu nedenle düşük deprem tehlikesi olan bölgelerde tasarımdan kaynaklanacak muhtemel narinlik etkilerinin, P-Delta etkisini, tasarım yatay kuvvetlerinin daha yüksek olduğu yüksek deprem tehlikesine sahip bölgelere nazaran daha önemli bir noktaya taşıyabileceği hesaba katılmalıdır. Çünkü daha düşük rijitlikler için deprem tehlikesinin azalmasına karşın orantısız olarak farkın artabileceği sonucu ortaya çıkmaktadır.

4. Deprem yönetmelikleri tarafından ikinci merteye etkilerin sınırlandırılması maksadıyla uygulanabilecek bir seçenek olarak sunulan taşıyıcı sistemin dayanımının uygun şekilde artırılarak deprem hesabının yenilenmesi, P-Delta etkisinden kaynaklanacak taleplerin karşılanması için tipik olarak benimsenebilir. Ancak, dayanımı artırmak yerine rijitliği artırmak genel olarak uygulamada kullanılan bir yöntem olmakla birlikte bu durum yapıda farklı dinamik etkiler doğurabilecektir ve ekonomik olmayan sonuçlar doğurabilir.

5. Yatay yüklerin artması ile doğrusal olmayan davranışın hâkim duruma geçmesi, yanal ötelenmelerin bağlı olduğu yanal rijitliği azaltacaktır. Bunlara ilave olarak II.Mertebe etkiler de rijitliği azaltıcı yönde etki oluşturacaktır. Rijitliğin artırılması ile göreceli yatay ötelemeleri sınırlandırılarak, II.Mertebe etkilerin sınırlandırılması sağlanabilir. Diğer taraftan yapıda büyük hasarların ve tümünden göçmenin önlenmesi, taşıyıcı sistemin yatay yük dayanımının büyük bir kısmını elastik ötesi yer değiştirmelerde de devam ettirebilmesi ile mümkündür. Buna ilave olarak yapının rijitliğinin değişmesi durumunda farklı kütle ve rijitliklere sahip bu yeni yapının deprem karakteristiğine bağlı olarak daha büyük yer değiştirmeler de üretebileceği göz önünde bulundurulmalıdır. Tartışmaya açık olmakla birlikte bu değerlendirmeden hareketle dayanım artırılmasının daha elverişli bir yöntem olduğu ifade edilebilir.

6. II.Mertebe etkisi olarak düşey yükten meydana gelen yer değiştirmelerle ek kesme kuvveti ve eğilme momenti artımının eleman bazında %90 mertebelerine ulaşabildiği tez

kapsamında incelenen yapılar için görülmektedir. Bu etkilerin her bir deprem özelinde yapı davranışını kontrol eden önemli sonuçlar doğurabileceği ve ihmal edilemez düzeyde olabileceği ifade edilebilir.

7. Yüksek katlı yapıların göçme sınır durumlarının değerlendirilmesinde P-Delta etkisinin yapıdaki dinamik davranışı kontrol ettiğinin gözlenmesi, depremlerden elde edilen maksimum değerler üzerinden yapılan yorumlara ilave olarak her bir deprem özelinde zamana bağlı değerler üzerinden yapılacak değerlendirmeleri gerekli kılabilir. Nitekim bu çalışmada incelenen durumlar için tüm depremlerin ortalamaları açısından yapılan karşılaştırmalar ile deprem bazında yapılan karşılaştırmalarda P-Delta etkisi açısından önemli farklılıklar görülebilmektedir.

8. P-Delta etkisinin deprem karakteristiğine, yapısal özelliklere bağlı olarak yapının göçme mekanizmasını kontrol edebileceği ve ihmal edilemeyecek düzeylere ulaşabileceği bilinmektedir. P-Delta etkilerinin yorumlanmasını deprem, yapı ilişkisinin ortaya koyulmasından bağımsız olarak yapabilmek mümkün değildir.

9. Yanal yükler statik olduğunda, P-Delta etkisi tepkiyi artırır. Bununla birlikte, bu yükler dinamik olduğunda yüke bağlı olarak yapının doğal periyodu artacağından histerik davranışın da etkisiyle P-Delta etkisi tepkiyi artırabilir veya azaltabilir. Tepkideki bu değişiklik elastik yapılar için genellikle önemsizdir ancak elastik olmayan yapılar için çok önemli olabilmektedir. Bu nedenle, yeterince şiddetli bir sismik etki altında, yapı düşey yük taşıma kapasitesini kaybedebilir ve sonunda dinamik kararsızlıkla çökebilir.

10. Sönüm yoluyla tüketilen enerji toplam tüketilen enerjinin büyük bir bölümünü oluşturmaktadır. Yüzdeleri düşük olmasına rağmen tüketilen elastik olmayan enerjinin artmasıyla yapı daha erken akmakta ve doğrusal olmayan davranış sergilemektedir. P-Delta etkisinin bu davranışa katkısı ise toplam ve elastik olmayan sönümlenen enerji miktarı artışlarından açık şekilde gözlenmektedir.

11. P-Delta etkisinin her bir deprem özelinde ve maksimumlar üzerinden yapılan değerlendirmelerinde, genellikle enerji tüketme talepleri açısından artışa neden olduğu

gözlemlenirken farklı dayanımlar için yapılan kıyaslamada dayanım değişikliğinden büyük ölçüde etkilenmediği gözlenmiştir. Bu bağlamda P-Delta etkisinin yapı üzerinde etkisinin deprem karakteristiklerinin ve yapı özelliklerinin bir fonksiyonu olduğu ifade edilebilirken, dayanım değişiminin aynı derecede önemli bir kontrol mekanizması olmadığı ifade edilebilir.

12. Dayanım arttırılmasının ve P-Delta etkisinin hesaplara dahil edilmesinin yapı genelinde enerji düzeylerinden hareketle küçük mertebelerde kalmasına ilave olarak hasar düzeylerini değiştireceği ve belirtilen kritik elemanlar için yapının kütle katılımlarının az olduğu modlarının önem kazanacağı sonucu ile karşılaştırılabilir. Nitekim depremler arasındaki belirgin hasar düzeyleri farklılıklarına ilave olarak P-Delta etkisi hasar düzeylerini ihmal edilmeyecek düzeyde etkilemektedir.

13. P-Delta etkisinin enerji tüketme kapasitelerine tesiri verilen oranlardan açık şekilde gözlenmesine rağmen ortalama değerler üzerinden bu farklılık çok düşük seviyelerde kalmaktadır. Her bir deprem özelinde ise sönüm enerjisi daima pozitif olmasına karşın kinetik, elastik birim şekil değiştirme ve histerik enerji girişleri negatif ve pozitif işaretli olabilmektedir. Bunun tabii bir sonucu olarak P-Delta tesiri pozitif ve negatif olarak gözlemlenebilmektedir. Bu bağlamda P-Delta etkisinin enerji taleplerini her durumda arttırdığı ifadesini kullanabilmek mümkün olmamakla birlikte değiştirdiği net şekilde gözlenmiştir.

14. Deprem tehlikesinin artmasıyla yer değiştirme ve göreceli kat ötelemelerinde olduğu gibi kesit talepleri de artmıştır. Bununla birlikte her bir deprem özelinde yapılan incelemelerden hareketle, deprem kaydının hangi özelliğinin ne tür yapıda nasıl bir etki yaratacağına ilişkin bir genelleme yapılmasının, mümkün olmadığı ifade edilebilir. Nitekim tez kapsamında incelenen deprem frekans içeriğine ilave olarak; yakın saha kaynak davranışı, faylanma mekanizması, yerel saha koşulları, kaynak yönelimi ve tektonik ortamın etkileri gibi bileşenlere bağlı olarak yapılan kıyaslamalar değişiklik gösterecektir. Bu sonuçlar analizi yapılacak bir yapının niteliğine göre deprem kaydının seçilebilmesi için saha ve yapıya özel çalışmaların yapılması gerektiğinin önemine işaret etmektedir.

15. İncelenen verilerden hareketle P-Delta etkisinin sayısal olarak nispeten daha düşük tepkiler için daha büyük bir yüzde değeri alabildiği görülmüştür. Bu bağlamda yer değiştirmelerin daha az olduğu düşük katlarda büyük P-Delta etkisi gözlemlenirken, perde kesme cevaplarının arttığı yüksek deprem tehlike derecesi için P-Delta etkisinin daha düşük mertebelerde olduğu gözlemlenebilmektedir. Bu durum, incelenen yapılar için deprem tehlikesinin veya kat yüksekliğinin artmasıyla P-Delta etkilerinin artacağı yönündeki bir genellemeyi mümkün kılmamakla birlikte en önemsiz kabul edildiği durumlarda daha kritik bir hal alabileceği sonucunu doğurmaktadır.

16. Dayanımın düşürülmesiyle yapının elastik ötesi şekil değiştirmelere zorlanabildiği ve bu durumun yapı yüksekliği ve plan geometrisi itibari ile rijitliğe bağlı olarak yapı için belirlenebilen en kritik durumlara neden olabileceği görülmüştür. Benzer şekilde artan dayanım ile yapının elastik davranış gösterme kabiliyetinin artması muhtemeldir. Bununla birlikte yapı hâkim frekansı, deprem hâkim frekansından uzaklaşabilir ve azalan yer değiştirme, görelî kat öteleme değerlerine bağlı olarak ikinci mertebe etkiler azalabilir.

17. Farklı deprem yer hareketleri için yapılan çalışmalara ilave olarak yer ivmesinin ölçeklendirilmesi ile yapılan çalışmalar göstermiştir ki yapıların tükettiği enerji artan yer ivmesi değerleriyle birlikte artmaktadır. Bununla birlikte P-Delta etkisinin yapı analizinde ihmal edilemeyecek düzeyde olduğu görülmektedir. Her bir deprem özelinde yapılan incelemelerde deprem tehlike derecesinin değişmesi durumunda, P-Deltanın analize dahil edilmesinin tüketilen elastik olmayan enerji oranını %16 düzeylerinde etkileyebildiği görülmüştür. Depremlerde sönümden kaynaklı oluşan enerji tüketme kabiliyetlerinin yaklaşık olarak aynı kaldığı, yapıda depolanan kinetik enerjininse elastik olmayan enerjiye dönüştüğü açık şekilde görülmektedir. Bu dönüşüm P-Delta etkisinin dikkate alındığı durumlarda %7 mertebesinde daha fazla görülmüştür.

18. Yapının bir bütün olarak hasar durumundaki değişimin net şekilde görüldüğü enerji parametrelerine ilave olarak limit durumların zorlandığı hasarlara sahip kritik elaman davranışlarının incelenmesinde; deprem tehlikesinin artmasıyla P-Delta etkisinde yapı limit durumlarının %20'lere varan seviyelerde daha fazla zorlandığı gözlenmiştir. Bu

durumda P-delta etkisinin kritik elemanlarda oluşana hasarlara bağılı olarak elemanın göçmesine neden olabileceğı ifade edilebilir.

Bu çalışmada baza, kirişsiz döşeme sistemi ve gömülü kat idealleştirmelerini içeren modelleme teknikleri, malzeme modelleri için yapılan kabuller çalışma aşamaları esnasında doğruluğı denenerek ve karşılaştırılarak sınanmıştır. Modal analiz karşılaştırmalarında dinamik karakteristikleri açıdan önemli bir farklılığın olmadığı ve öngörülen tasarımının davranışı gerçekçi bir şekilde hesaba katabildiğı anlaşılmıştır. Benzer şekilde enerji hataları, incelenen yapılardaki enerjinin tüketildiğini ve yapı modellerinin yeterli derecede doğruluğunu gösterir niteliktedir. Modelleme aşaması diğer aşamaları da etkileyen en önemli aşamadır ve farklı kabullere göre farklı modeller ortaya koyulabilir. Diğer taraftan yapının tepkisini tahmin edebilmek için çeşitli kabuller yapmak gerekir. Yapılan kabuller ve idealleştirmeler göz önüne alındığında analiz modellerinin ve deprem analizlerinin günümüz bilgisayar teknolojisi, programlama kabiliyetleri ve hesap teknikleri kabiliyetinde bir fikir vermektedir. Nitekim yapı analiz modelinin kesin ve tam bir modelin olması zorunluluğunun bulunmadığı ve hiçbir zaman da böyle bir modelin olmayacağı unutulmamalıdır.

KAYNAKLAR

- Adam, C., Jager, C. 2012a.** Simplified Collapse Capacity Assessment of Earthquake Excited Regular Frame Structures Vulnerable to P-Delta. *Engineering Structures*, 44:159-173.
- Adam, C., Jager, C. 2012b.** Seismic Collapse Capacity of Basic Inelastic Structures Vulnerable to the P-Delta Effect. *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, 41:775-793.
- Akbaş, B., Shen, J. 2003.** Depreme dayanıklı yapı tasarımı ve enerji kavramı. *Teknik Dergi*, 14(2), 287-2901.
- Andrews A.L. 1977.** Slenderness Effects In Earthquake Resisting Frames. *Bulletin of the NZ National Society for Earthquake Engineering*, Vol.10, pp154-158
- Asimakopoulos, A.V., Karabalis, D.L., Beskos, D.E. 2007.** *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, 36:2171-2188.
- Ascheim, M., Montes, E.H. 2003.** The Representation of P-Delta Effects Using Yield Point Spectra. *Engineering Structures* , 25:1387-1396.
- Ayztı, Ö. 2007.** Mevcut Bir Yüksek Yapıda Rüzgâr Yüğü Nedeniyle Meydana Gelecek P-Delta Etkileri. *Yüksek Lisans Tezi*, YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Anabilim Dalı, İstanbul.
- Bernal, D. 1992.** Instability of Buildings Subjected to Earthquakes. *Journal of Structural Engineering*, 118(8):2239-2260.
- Bernal, D. 1998.** Instability of Building During Seismic Response. *Engineering Structures* , 20(4-6):496-502.
- Bommer J. J. and Acevedo A. B., 2004.** The Use of Real Earthquake Accelerograms as Input to Dynamic Analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(1): 43-92.
- Brabhaharan, P., Fairless, G. 2000.** Effect of Vertical Earthquake Shaking on the Displacement of Retaining Structures. Research Report for The Earthquake Commission Research Foundation-Project 99/419, New Zealand.
- Chang-Hai Z., Li-Li X.2007.** A new approach of selecting real input ground motions for seismic design: The most unfavourable real seismic design ground motions, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36, 1009-1027.
- Chenouda, M. 2006.** Performance Based Design of Degrading Structures. *Ph.D. Thesis*, Department of Civil and Environmental Engineering College of Engineering, University of South Florida, USA.

Cgung, B.T. 1991. Dynamic Behaviour of Multi-Storey Buildings. School of Engineering Research Report No:492, University of Auckland.

Davidson, B.J., Fenwick, R.C., Chng, B.T. 1992. P-Delta Effects in Multi-storey Structural Design. Earthquake Engineering, Tenth World Conference, Rotterdam.

Derlein, G.G., Reinhorn, A.M., Wilford, M.R. 2010. Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design-A guide for Practicing Engineers. NEHRP Seismic Design Technical Brief No:4, USA.

Fenwick, R.C., Davidson B.C. 1991a. Dynamic Behaviour of Multi-Storey Buildings. School of Engineering Research Report No:463, University of Auckland.

Fenwick, R.C., Davidson B.C. 1991b. The Seismic Response of Multi-Storey Buildings. School of Engineering Research Report No:495, University of Auckland.

Frost, P. 2011. Second Order Effects in RC Columns: Comparative Analysis of Design Approaches. *Master of Science Thesis*, Faculty of Engineering and Architecture Department of Structural Engineering, Universitent Gent, Belçika.

Gaiotti, R., Smith, B.Y. 1989. P-Delta Analysis of Building Structures. *Journal of Structural Engineering*, 115(4):755-770.

Ghorbanie-Asl, M. 2007. Performance Based Seismic Design of Building Structures. *Ph.D. Thesis*, Ottawa-Carleton Institute for Civil Engineering. Carleton University, Canada.

Girgin, K. 1996. Betonarme Yapı Sistemlerinde İkinci Mertebe Limit Yükün ve Göçme Güvenliğinin Belirlenmesi İçin Bir Yük Artımı Yöntemi. *Doktora Tezi*, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Anabilim Dalı, İstanbul.

Goto, Y., Chen W. 1987. Second Order Elastic Analysis for Frame Design. *Journal of Structural Engineering*, 113(7):1501-1519.

Gupta, A., Krawinkler, H. 2000. Dynamic P-Delta Effects for Flexible Inelastic Steel Structures. *Journal of Structural Engineering*, 126(1):145-154.

Harmandalı, M.C. 2002. P-Delta Etkisinin Deprem Yönetmeliği Çevresinde İncelenmesi. *Yüksek Lisans Tezi*, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Housner, G.W. 1956. Limit Design of Structures to Resist Earthquakes. Proc. of the First World Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, California, 5-1 to 5-3.

Husid, R. 1969. The Effect of Gravity on the Collapse of Yielding Structures With Earthquake Excitation. Proceeding of the 4th WCEE, Santiago.

Ibarra, L.F., Krawinkler, H. 2005. Global Collapse of Frame Structures Under Seismic Excitations. Technical Report for The John A. Blume EEC-Report No:152, Stanford.

- Kandış, B. 2004.** Yapılar Üzerindeki P-Delta Etkileri ve Bu Etkilerin Yönetmeliklerdeki Yeri. *Yüksek Lisans Tezi*, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Anabilim Dalı, İstanbul.
- King, W.S., White, D.W., Chen W.F. 1992.** *Journal of Structural Engineering*, 118(2):408-428.
- Kramer, S.L. 1996.** Geotechnical Earthquake engineering. New Jersey, Prentice Hall, 654 p.
- Lee L. H., Lee H. H., Han S. W. 2000.** Method of selecting design earthquake ground motions for tall buildings, *Structural Design of Tall Buildings*. 9(3), 201–213.
- MacRae, G.A. 1989.** The Seismic Response of Steel Frames. *Ph.D. Thesis*, Faculty of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand.
- Mahin, S., Boroschek, R. 1991.** Influence of Geometric Nonlinearities on the Seismic Response and Design of Bridge Structures. Background report to California Department of Transportation Division of Structures, California.
- Malhotra P. K. 2003.** Strong-motion records for site-specific analysis, *Earthquake Spectra*, 19(3), 557–578.
- Miranda, E., Akkar, S.D. 2003.** Dynamic Instability of Simple Structural Systems. *Journal of Structural Engineering*, 129(12):1722-1726.
- Moehle, J. 2015.** Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings. Mc Graw Hill Education, New York, 870 pp.
- Moss, P.J., Carr, J. 1980.** The Effect of Large Displacements on the Earthquake Response of Tall Concrete Frame Structures. *Bulletin of the NZ National Society for Earthquake Engineering*, 13(4):54-158.
- Naeim F., Alimoradi A., Pezeshk S. 2004.** Selection and scaling of ground motion time histories for structural design using genetic algorithms, *Earthquake Spectra*, 20(2), 413.
- Özer, E. 2006** Yapı sitemlerinin doğrusal olmayan hesabı ders notları, İstanbul.
- Paulay, T. 1978.** A Consideration of P-Delta Effects in Ductile Reinforced Concrete Frames. *Bulletin of the NZ National Society for Earthquake Engineering*, Vol.11, 151.
- Paulay, T., Priestley, M.J.N. 1992.** Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonary Buildings. John Wiley & Sons, USA, 744 pp.
- Powell, G.H. 2010.** Modeling for Structural Analysis-Behaviour and Basics. *Computers and Structures*, California, 365 pp.
- Priestley, M.J.N., Calvi G.M., Kowalsky M.J. 2007.** Displacement-Based Seismic Design of Structures. IUSS Press, Italy, 720 pp.

- Sathyamoorthy, M. 1998.** Nonlinear Analysis of Structures. CRC Press, New York, 621.
- Sakız, A. 2006.** 1997 Türkiye Deprem Yönetmeliğinde Verilen İkinci Mertebe Etkileri İle İlgili Koşulun İrdelenmesi. *Yüksek Lisans Tezi*, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Schimizza, A.M. 2001.** Comparison of P-Delta Analyses of Plane Frames Using Commercial Structural Analysis Programs and Current AISC Design Specifications. *Master of Science Thesis*, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute, State University..
- Scholz, H. 1987.** P-Delta Effects in Elastic Analysis of Sway Frames. *Journal of Structural Engineering*, 113(3):534-545.
- Shome N., Cornell C. A. 1998.** Bazzurro P. and Carballo J. E., Earthquakes, Records and Nonlinear Responses, *Earthquake Spectra*, 14(3), 469- 500
- Smith, B.S., Coull, A. 1991.** Tall Building Structures-Analysis and Design. John Wiley & Sons, USA, 537 pp.
- Williamson, E.B. 2003.** Evaluation of Damage and P-Delta Effects for Systems Under Earthquake Excitation. *Journal of Structural Engineering*, 129(8):1036-1046.
- White, D.W., Hajjar, J.F. 1991.** Application of Second-Order Elastic Analysis in LRFD: Research to Practice.
- Tremblay, R., Leger, P. Tu, J. 2001.** Inelastic Seismic Response of Concrete Shear Walls Considering P-Delta Effects. *Can.J. Civ. Eng*, 28(4):640-655.
- Tu, J. 2000.** P-Delta Effects on the Inelastic Seismic Response of Reinforced Concrete Shear Wall Buildings. *Master of Science Thesis*, Departement des Génies Civil, Université de Montréal, Canada.
- Vian, D., Bruneau, M. 2001.** Experimental Investigation of P-Delta Effects to Collapse During Earthquakes. Technical Report MCEER-01-0001, New York.
- Yang, J. 2009.** Nonlinear Responses of High-Rise Buildings in Giant Subduction Earthquakes. *Ph.D. Thesis*, California Institute of Technology, California
- Yang P., Li Y. M., Lai M. 2000.** A new method for selecting inputting waves for time-history analysis, *Tumu Gongcheng Xuebao*, , 33(6), 33–37.
- Yıldırım, U. 2009.** Assessment of Second-Order Analysis Methods Presented In Design Codes. *Master of Science Thesis*, The Graduate School of Natural and Applied Sciences, Middle East Technical University, Ankara.
- Zahrah, T.F. 1982.** Seismic Energy Absorbption in Simple Structures. *Ph.D. Thesis*, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois.

ÖZGEÇMİŞ

Adı Soyadı	: Emrah ŞANCI
Doğum Yeri ve Tarihi	: İstanbul, 1991
Yabancı Dil:	: İngilizce
Eğitim Durumu	
Lise	: Işıklar Askeri Hava Lisesi
Lisans	: Uludağ Üni. Müh. Fak. İnşaat Mühendisliği Bölümü
Lisans	: Uludağ Üni. Mim. Fak. Mimarlık Bölümü
Çalıştığı Kurum(lar)	: Fizibil Yazılım Mühendislik : RL Proje Destek : İstanbul Büyükşehir Belediyesi
İletişim (e-posta)	: emrahsanci.ial@gmail.com
Akademik çalışmalar	: Şancı, E., Hakan, Ö., Livaoğlu, R. 2019. Evaluation Of The Effective Beam Model On Representing Dynamic Behavior Of Tall Structure With Flat Slab. International Civil Engineering and Architecture Conference 2019, Trabzon. Livaoğlu, R., Şancı, E., Hakan Ö., Serhatoğlu, C. 2017. Orta dereceli Sismik Tehlike İçin Yüksek Yapı Sistemlerinin Performanslarında P-Delta Etkisinin Değerlendirilmesi. 4. International Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Eskişehir. Livaoğlu, R., Hakan, Ö., Şancı, E., Serhatoğlu, C. 2017. Kirişsiz Döşemeli Yüksek Yapı Sistemlerinin Orta Dereceli Sismik Tehlikeye Sahip Bölgelerde Performans Değerlendirmeleri. 4. International Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Eskişehir.