

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BETONARME BİNALARDA, BETON DAYANIMINDA AZALIMIN
DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞTAKİ ETKİNLİĞİNİN DEPREM
SIRASINDA BAZI PARAMETRELERE BAĞLI OLARAK İNCELENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Bora AKŞAR**

Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği

Programı : Deprem Mühendisliği

OCAK 2010

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BETONARME BİNALARDA, BETON DAYANIMINDA AZALIMIN
DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞTAKİ ETKİNLİĞİNİN DEPREM
SIRASINDA BAZI PARAMETRELERE BAĞLI OLARAK İNCELENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Bora AKŞAR

501061229

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 25 Aralık 2009

Tezin Savunulduğu Tarih : 28 Ocak 2010

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Zeki HASGÜR (İTÜ)
Diğer Jüri Üyeleri :

Prof. Dr. Feridun ÇILI (İTÜ)

Y. Doç. Dr. Beyza TAŞKIN (İTÜ)

OCAK 2010

ÖNSÖZ

Betonarme binalarda, beton dayanımında azalımın doğrusal olmayan davranıştaki etkinliğinin deprem sırasında bazı parametrelere bağlı olarak incelenmesini amaçladığımız tezimin her aşamasında derin bilgi ve deneyimiyle beni yönlendiren, bilgi, yardım ve desteğini hiçbir zaman esirgemeyen sayın hocam Prof. Dr. Zeki Hasgür'e sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Yüksek lisans öğrenimim boyunca bana burs vererek maddi olarak destekleyen TÜBİTAK'a teşekkürü bir borç bilirim.

Tez çalışması dönemimde bana her zaman destek olan, sürekli moral veren arkadaşlarıma ve yardımlarından dolayı Sayın İnşaat Yüksek Mühendisi Önder Umut ile İnşaat Yüksek Mühendisi Ziya Müderrisoğlu'na son derece müteşekkirim.

Son olarak, yaşamım süresince ve öğrenim hayatında maddi manevi her zaman bana destek olan, her konuda bana güvenen ve inanan aileme, Berna Aydemiral'a ve Duygu Yavaş'a destek ve yardımlarından dolayı teşekkür ederim.

Ocak 2010

Bora AKŞAR

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	iii
İÇİNDEKİLER	v
KISALTMALAR	vii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	ix
ŞEKİL LİSTESİ.....	xi
SEMBOLLER	xv
ÖZET.....	xvii
SUMMARY	xix
1. GİRİŞ	1
2. DONATININ BETON İÇERİSİNDE ANKRAJ VE İLGİLİ DENEYLER ...	3
2.1 Elastik Bölge	4
2.2 Akma Platosu Bölgesi	6
2.3 Pekleşme Bölgesi	7
2.4 Dışa Çekmeli Koni Bölgesi.....	7
3. ADERANS MEKANİZMASI	9
3.1 Bağ Kayması Kavramı	9
3.2 Adreans Bozulması Süreci	11
3.3 Aderans Performansını Etkileyen Faktörler	14
3.3.1 Korozyon.....	14
3.3.2 Nervür yüksekliği boşluk oranı (h/ S_R)	15
3.3.3 Çelik donatıların şekil değiştirme modelleri	16
3.3.4 Çelik gerilme seviyesi	16
3.3.5 Beton kalitesi ve gerilme hali.....	17
3.3.6 Yük geçmişi	17
4. DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞIN MODELLENMESİ.....	19
4.1 Larzwd Programının Tanıtımı	19
4.1.1 Hareket denklemi	20
4.1.2 Moment-eğrilik bağıntıları	20
4.1.3 Kolonlar ve kirişler	22
5. PLASTİK MAFSAL KAVRAMI	25
5.1 Giriş.....	25
5.1.1 Plastik mafsal hipotezi	25
5.1.2 Dönme kapasitesini etkileyen faktörler.....	28
5.1.3 Plastik mafsal hipotezinin esasları	28
6. PARAMETRİK İNCELEME	29
6.1 Beton Dayanımının Etkinliği	31
6.1.1 C18 Beton sınıfının kullanılması durumu	31
6.1.1.1 Binaya ait doğal titreşim periyotlarının belirlenmesi	31
6.1.1.2 X doğrultusunda çalışan düşey elemanların karşılıklı etki diyagramları ve moment-eğrilik bağıntıları.....	33

6.1.1.3 Sakarya D-B kaydının yapıya etkimesi durumunda dinamik analiz...	36
6.1.1.4 Dinamik analiz sonucunda x-x doğrultusundaki çerçevelerde oluşan plastik mafsalları dağılımları (Sakarya D-B bileşeni).....	44
6.1.2 C12 beton sınıfı kullanılması durumu	46
6.1.2.1 Binaya ait doğal titreşim periyotlarının belirlenmesi.....	47
6.1.2.2 X doğrultusunda çalışan düşey elemanların karşılıklı etki diyagramları ve moment-eğrilik bağıntıları.....	47
6.1.2.3 Sakarya D-B kaydının yapıya etkilenmesi durumunda dinamik analiz.....	50
6.1.2.4 Dinamik analiz sonucunda x-x doğrultusundaki çerçevelerde oluşan plastik mafsalları dağılımları (Sakarya D-B bileşeni).....	56
6.1.3 C10 beton sınıfı kullanılması durumu	58
6.1.3.1 Binaya ait doğal titreşim periyotlarının belirlenmesi.....	58
6.1.3.2 X doğrultusunda çalışan düşey elemanların karşılıklı etki diyagramları ve moment-eğrilik bağıntıları.....	58
6.1.3.3 Sakarya D-B kaydının yapıya etkimesi durumunda dinamik analiz..	61
6.1.3.4 Dinamik analiz sonucunda x-x doğrultusundaki çerçevelerde oluşan plastik mafsalları dağılımları (Sakarya D-B bileşeni).....	67
6.2 Deprem Kayıtlarında Frekans İçeriğinin Değişiminin Etkisi	69
6.2.1 Giriş.....	69
6.2.2 Analizde kullanılan deprem kayıtları	70
6.2.3 Yapının analizinde 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin Yarımcı K-G kaydının kullanılması durumu	71
6.2.3.1 Dinamik analiz sonucunda x-x doğrultusundaki çerçevelerde oluşan plastik mafsalları dağılımları (Yarımcı K-G kaydı).....	77
6.2.4 Yapının analizinde 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin yakın fay etkisi artırılmış Yarımcı K-G kaydının kullanılması durumu	79
6.2.4.1 Dinamik analiz sonucunda x-x doğrultusundaki çerçevelerde oluşan plastik mafsalları dağılımları (yakın fay etkisi artırılmış Yarımcı K-G kaydı).....	85
6.3 Etkin sürenin analizdeki verimliliği	88
6.3.1 Etkin sürenin belirlenmesi.....	88
6.3.2 Yapının analizinde 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin Yarımcı K-G bileşenin etkin süre kısmının kullanılması durumu	90
6.3.2.1 Dinamik analiz sonucunda X-X doğrultusundaki çerçevelerde oluşan plastik mafsalları dağılımları (Yarımcı K-G bileşeni $T_d=t_{eff}$ kadar).....	96
7. SONUÇLAR VE KARŞILAŞTIRMALI TABLOLAR.....	99
KAYNAKLAR.....	121
ÖZGEÇMİŞ.....	125

KISALTMALAR

SAP2000	: Integrated Software for Structural Analysis and Design
XTRACT	: Cross-Sectional Analysis of Components
RS	: Radyal gerilme
CS	: Çevresel gerilme
BS	: Aderans gerilmesi
LS	: Boyuna gerilme
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
E	: Elastisite modülü

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 6.1	: Yapı kolonlarına ait moment ve eğrilik değerleri (C18).	34
Çizelge 6.2	: Yapı katlarına etkiyen eşdeğer deprem yükleri (C18)	43
Çizelge 6.3	: Göreli yer değiştirmelerin karşılaştırılması (C18).....	43
Çizelge 6.4	: Plastik mafsalsal dağılımları (C18).	45
Çizelge 6.5	: Yapı kolonlarına ait moment ve eğrilik değerleri (C12).	47
Çizelge 6.6	: Yapı katlarına etkiyen eşdeğer deprem yükleri (C12)	55
Çizelge 6.7	: Göreli yer değiştirmelerin karşılaştırılması (C12).....	55
Çizelge 6.8	: Plastik mafsalsal dağılımları (C12).	57
Çizelge 6.9	: Yapı kolonlarına ait moment ve eğrilik değerleri (C10).	58
Çizelge 6.10	: Yapı katlarına etkiyen eşdeğer deprem yükleri (C10)	66
Çizelge 6.11	: Göreli yer değiştirmelerin karşılaştırılması (C10).....	67
Çizelge 6.12	: Plastik mafsalsal dağılımları (C10).	68
Çizelge 6.13	: Göreli yer değiştirmelerin karşılaştırılması (Yarımca K-G).	76
Çizelge 6.14	: Plastik mafsalsal dağılımları (C12)	78
Çizelge 6.15	: Göreli yer değiştirmelerin karşılaştırılması (Yakın fay etkisi artırılmış Yarımca K-G).	85
Çizelge 6.16	: Plastik mafsalsal dağılımları (C12).	87
Çizelge 6.17	: Göreli yer değiştirmelerin karşılaştırılması (Yarımca K-G kaydı $t_d=t_{eff}$ kısmı).....	95
Çizelge 6.18	: Plastik mafsalsal dağılımları (C12).	97
Çizelge 7.1	: C18 beton sınıfına kıyasla yer değiştirmedeki artış.	102
Çizelge 7.2	: C18 beton sınıfına kıyasla göreli yer değiştirmelerdeki artış.....	105
Çizelge 7.3	: C18 beton sınıfına kıyasla plastik mafsalsal dağılımındaki artış.....	106
Çizelge 7.4	: Yarımca K-G kaydına kıyasla yer değiştirmedeki artış	110
Çizelge 7.5	: Yarımca K-G kaydına göre kat göreli yer değiştirmelerindeki artış.....	113
Çizelge 7.6	: Yarımca K-G kaydına göre plastik mafsalsal dağılımındaki artış.....	114
Çizelge 7.7	: 132 saniyelik Yarımca K-G kaydının ve aynı kaydın 31.8 saniyelik T_{eff} süresinin kullanılması durumunda plastik mafsalsal dağılımı.	120

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : (a) Betonun içine gömülmüş donatı; (b) gerilme dağılımı; (c) şekil değiştirme dağılımı ; (d) Beton ile donatı arasındaki aderans gerilmesi.....	3
Şekil 2.2 : Elastik bölgedeki donatı parçası üzerindeki kuvvetler.....	4
Şekil 2.3 : Dışa çekme konisi.	7
Şekil 3.1 : Çekip-çıkarma deneyinde aderans gerilmelerinin değişimi.	9
Şekil 3.2 : Nervürlü donatı ve beton arasındaki beton yarılmasına neden olabilecek kuvvetler.	10
Şekil 3.3 : Nervürlü donatı etrafındaki yetersiz beton örtüsü sebebiyle betonun yarılmasına örnekler.....	11
Şekil 3.4 : Yerel aderans gerilmesi- Kayma kanunu ...	11
Şekil 3.5 : Kimyasal adezyon, sürtünme ve taşıma hareketi (hepsi aynı anda aktif değil).	11
Şekil 3.6 : Nervür ucundaki boylamasına çekme gerilmeleri.....	12
Şekil 3.7 : Nervürlü bir donatının iki nervürü arasındaki gerilmeler.	12
Şekil 3.8 : Donatı ile beton arasındaki birincil bir çatlak yakınındaki ayrılma.	13
Şekil 3.9 : Eksenel çekme taşıyan çatlamış bir betonarme bir çubukta σ_s çelik gerilmesi, σ_c beton gerilmesi ve τ_b aderans gerilmesi değişimi.	14
Şekil 3.10 : Korozyonun kalıcı mukavemet üzerindeki etkileri.	15
Şekil 3.11 : Nervürlü donatıların dışlarında oluşan bozukluk mekanizması... ..	15
Şekil 3.12 : $\Phi = 25$ mm nervürlü çelik için aderans gerilmesi dağılımı.	18
Şekil 4.1 : C18 betonu ve S220 çeliği için gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi.....	21
Şekil 4.2 : Eğilme davranışını modelleyen Takeda çevirim iskelet eğrisi.....	22
Şekil 5.1 : Eğilme momenti – Eğrilik diyagramı	25
Şekil 5.2 : Eleman boyunca doğrusal olmayan şekil değiştirmeler	26
Şekil 5.3 : Plastik mafsalsal boyu.	27
Şekil 5.4 : İdealleştirilmiş eğilme momenti-eğrilik diyagramı.....	28
Şekil 6.1 : Zemin kat kalıp planı.....	30
Şekil 6.2 : Binanın SAP2000 programı'ndaki 3 boyutlu modeli.....	30
Şekil 6.3 : Yapıya etkiyen Sakarya kaydı D-B bileşeni (17 Ağustos 1999).....	31
Şekil 6.4 : Mevcut binaya ait (y-y) doğrultusundaki birinci doğal titreşim modu	32
Şekil 6.5 : Mevcut binaya ait (x-x) doğrultusundaki ikinci doğal titreşim modu.	32
Şekil 6.6 : Mevcut binaya ait üçüncü doğal titreşim modu.	33
Şekil 6.7 : S1/S5/S16/S20 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları.	34
Şekil 6.8 : S2/S4/S17/S19 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları.	35

Şekil 6.9 : S3/S18 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları.	35
Şekil 6.10 : S6/S10/S11/S15 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları.....	35
Şekil 6.11 : S7/S9/S12/S14 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları	36
Şekil 6.12 : S8/S13 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları.	36
Şekil 6.13 : Taban kesme kuvveti- en üst kat yer değişimi.	37
Şekil 6.14 : Taban kesme kuvveti değişimi	37
Şekil 6.15 : Devrilme momenti değişimi.	37
Şekil 6.16 : Katların yer değiştirme değişimi.	38
Şekil 6.17 : Katlara ait yer değiştirme değişimi.....	38
Şekil 6.18 : Katların görelî yer değiştirme değişimi ...	40
Şekil 6.19 : Katlara ait görelî yer değiştirme değişimi ...	40
Şekil 6.20 : C18 beton sınıfı için A-A aksındaki çerçevede oluşan plastik mafsalları.	44
Şekil 6.21 : C18 Beton sınıfı için B-B aksındaki çerçevede oluşan plastik mafsalları.....	45
Şekil 6.22 : S1/S5/S16/S20 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları.....	48
Şekil 6.23 : S2/S4/S17/S19 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları	48
Şekil 6.24 : S3/S18 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları.	48
Şekil 6.25 : S6/S10/S11/S15 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları.....	49
Şekil 6.26 : S7/S9/S12/S14 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları.....	49
Şekil 6.27 : S8/S13 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları.	49
Şekil 6.28 : Taban kesme kuvveti- en üst kat yer değişimi.	50
Şekil 6.29 : Taban kesme kuvveti değişimi.	50
Şekil 6.30 : Devrilme momenti değişimi ...	51
Şekil 6.31 : Katların yer değiştirme değişimi.	51
Şekil 6.32 : Katlara ait yer değiştirme değişimi.....	51
Şekil 6.33 : Katların görelî yer değiştirme değişimi.	53
Şekil 6.34 : Katlara ait görelî yer değiştirme değişimi.	53
Şekil 6.35 : C12 Beton sınıfı için A-A aksındaki çerçevede oluşan plastik mafsallar.	56
Şekil 6.36 : C12 Beton sınıfı için B-B aksındaki çerçevede oluşan plastik mafsallar.	56
Şekil 6.37 : S1/S5/S16/S20 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları.....	59
Şekil 6.38 : S2/S4/S17/S19 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları.....	59
Şekil 6.39 : S3/S18 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları.....	59
Şekil 6.40 : S6/S10/S11/S15 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları.....	60
Şekil 6.41 : S7/S9/S12/S14 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları	60
Şekil 6.42 : S8/S13 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları	60
Şekil 6.43 : Taban kesme kuvveti- en üst kat yer değişimi.	61

Şekil 6.44 : Taban kesme kuvveti değişimi.	61
Şekil 6.45 : Devrilme momenti değişimi.	62
Şekil 6.46 : Katların yer değiştirme değişimi.	62
Şekil 6.47 : Katlara ait yer değiştirme değişimi.	62
Şekil 6.48 : Katların görelî yer değiştirme değişimi ...	64
Şekil 6.49 : Katlara ait görelî yer değiştirme değişimi	64
Şekil 6.50 : Yapının A-A aksındaki çerçevede oluşan plastik mafsâl dağılımları. (C10).....	67
Şekil 6.51 : Yapının B-B aksındaki çerçevede oluşan plastik mafsâl dağılımları. (C10).....	68
Şekil 6.52 : Yarımca kaydı K-G bileşeni (solda) ve yakın fay etkisi bindirilmiş Yarımca kaydı K-g bileşeni (sağda) için ivme, hız, yer değiştirme grafikleri.	70
Şekil 6.53 : Taban kesme kuvveti- en üst kat yer değişimi.	71
Şekil 6.54 : Taban kesme kuvveti değişimi.	71
Şekil 6.55 : Devrilme momenti değişimi.	72
Şekil 6.56 : Katların yer değiştirme değişimi.	72
Şekil 6.57 : Katlara ait yer değiştirme değişimi.	72
Şekil 6.58 : Katların görelî yer değiştirme değişimi.....	74
Şekil 6.59 : Katlara ait görelî yer değiştirme değişimi ...	75
Şekil 6.60 : C12 beton sınıfı uygulanan yapının A-A aksındaki çerçevede oluşan plastik mafsâl dağılımları (Yarımca kaydı)	77
Şekil 6.61 : C12 beton sınıfı uygulanan yapının B-B aksındaki çerçevede oluşan plastik mafsâl dağılımları.	78
Şekil 6.62 : Taban kesme kuvveti- en üst kat yer değişimi.	80
Şekil 6.63 : Taban kesme kuvveti değişimi.	80
Şekil 6.64 : Devrilme momenti değişimi.	80
Şekil 6.65 : Katların yer değiştirme değişimi.	81
Şekil 6.66 : Katlara ait yer değiştirme değişimi ...	81
Şekil 6.67 : Katların görelî yer değiştirme değişimi.....	83
Şekil 6.68 : Katlara ait görelî yer değiştirme değişimi ...	83
Şekil 6.69 : C12 beton sınıfı uygulanan yapının A-A aksındaki çerçevede oluşan plastik mafsâl dağılımları	86
Şekil 6.70 : C12 beton sınıfı uygulanan yapının B-B aksındaki çerçevede oluşan plastik mafsâl dağılımları.	86
Şekil 6.71 : Etkin sürenin hesaplanması.	89
Şekil 6.72 : 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin Yarımca K-G bileşeninin etkin süreye kadar olan kısmı.....	89
Şekil 6.73 : Taban kesme kuvveti- en üst kat yer değişimi ...	90
Şekil 6.74 : Taban kesme kuvveti değişimi	90
Şekil 6.75 : Devrilme momenti değişimi	91
Şekil 6.76 : Katların yer değiştirme değişimi	91
Şekil 6.77 : Katlara ait yer değiştirme değişimi.	91
Şekil 6.78 : Katların görelî yer değiştirme değişimi.....	93
Şekil 6.79 : Katların görelî yer değiştirme değişimi.....	95
Şekil 6.80 : C12 beton sınıfı uygulanan yapının A-A aksındaki çerçevede oluşan plastik mafsâl dağılımları.	96
Şekil 6.81 : C12 beton sınıfı uygulanan yapının B-B aksındaki çerçevede oluşan plastik mafsâl dağılımları.	96

Şekil 7.1	: Taban kesme kuvveti değişimlerinin karşılaştırılması.	99
Şekil 7.2	: Devrilme momenti değişimlerinin karşılaştırması.	99
Şekil 7.3	: Katlara ait yer değiştirme değişimlerinin karşılaştırması.	100
Şekil 7.4	: Katlara ait görelî yer değiştirme değişimlerinin karşılaştırması	103
Şekil 7.5	: İlk dört kata ait görelî yer değiştirmeler	105
Şekil 7.6	: Devrilme momenti değişimlerinin karşılaştırması	107
Şekil 7.7	: Taban kesme kuvveti değişimlerinin karşılaştırması	107
Şekil 7.8	: Katlara ait yer değiştirme değişimlerinin karşılaştırması	108
Şekil 7.9	: Katlara ait görelî yer değiştirme değişimlerinin karşılaştırması.....	111
Şekil 7.10	: İlk beş kata ait görelî yer değiştirmeler	112
Şekil 7.11	: Taban kesme kuvveti değişimlerinin karşılaştırması	115
Şekil 7.12	: Devrilme momenti değişimlerinin karşılaştırması	115
Şekil 7.13	: Katlara ait yer değiştirme değişimlerinin karşılaştırması	116
Şekil 7.14	: Karşılaştırmalı katlara ait görelî yer değiştirme değişimleri	118

SEMBOLLER

A_b	: Donatı kesitinin alanı
A_{tr}	: Tek bir ankrajlı çubuğa bitişik yarılma düzlemini kesen etriye alanı
C_c	: En çok gerilen çekme lifinden donatının merkezine kadar Ölçülen beton örtüsünün uzunluğu
C_s	: Donatının kütle merkezine kadar ölçülen pas payı kalınlığı veya merkezden-merkeze donatı aralığının yarısı (bu iki durumdan hangisi küçük ise)
d_b	: Donatı kesitinin çapı
d_i	: her bir deprem doğrultusu için binanın i'inci katında herhangi bir kolon veya perdenin uçlarında azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yatay yerdeğiştirme
d_{i-1}	: her bir deprem doğrultusu için binanın (i-1)'inci katında herhangi bir kolon veya perdenin uçlarında azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yatay yerdeğiştirme
E	: Elastisite modülü
F_b	: Nervür yüzüne karşılık oluşan taşıma gerilmeleri
F_c	: Beton basınç dayanımı
F_{ct}	: Beton çekme dayanımı
f_s	: Yüklü uçtaki donatının gerilmesi
l_p	: Plastik mafsallık boyu
L_{pc}	: Boyuna donatının dışına kadar ölçülen dışa çekmeli koninin derinliği
$\text{maks } \varphi_p$	: Dönme kapasitesi
M_0	: Basit eğilme momenti
M_b	: Dengeli duruma karşı gelen moment
M_p	: Plastik moment değeri
M_u	: Taşıma gücü momenti
M_y	: Donatının ilk aktığı andaki moment
n	: Donatı sayısı
P_b	: Doğrusal elastik burkulma yükü
P_{cr}	: Dallanma burkulmasına neden olan kritik yük
P_{L1}	: Birinci mertebe limit yük
P_{L2}	: İkinci mertebe limit yük
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
s	: Etriye aralığı
S_{YC^i}	: Bir taraftaki akma noktasını diğer taraftaki ye birleştiren doğrunun eğimi
S_R	: Nervür aralığı
V_a	: Donatı yüzeyi boyunca adezyon yoluyla oluşan kayma gerilmeleri
V_c	: Bitişik nervürler arasında silindirik beton yüzeyi üzerinde etkili olan kayma gerilmeleri
ws	: Donatı yüzeyindeki çatlak genişliği

w_c	: Beton yüzeyindeki çatlak genişliği
$[C]$	: Eşdeğer viskoz sönüm matrisi
$[K]$	: Yatay rijitlik matrisi
$[M]$	: Diyagonal kütle matrisi
$\{I\}$	: Birim vektör
α	: Histeretik sönümü ifade eden bir katsayı
Δf_{sh}	: Akma sınırındaki gerilme değeri ile pekleşmenin başlangıcındaki değeri arasındaki artış
Δ_i	: Ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden azaltılmış görelî kat ötelenmesi
$\{\Delta \ddot{x}\}$	: Görelî ivme artışı vektörü
$\{\Delta \dot{x}\}$	: Görelî hız artışı vektörü
$\{\Delta x\}$	: Görelî yerdeğiştirme artışı vektörü
$\Delta \ddot{x}_g$	: Zemin ivmesindeki artış
ε_{cu}	: Beton maksimum basınç birim şekil değıştirmesi
ε_{su}	: Donatı çeliğinin kopma birim şekil değıştirmesi
p	: Donatının Çevresi
σ_s	: Çelik gerilmesi
σ_c	: Beton gerilmesi
u	: Aderans gerilmesi
φ_p	: Plastik mafsal dönmesi
χ_y	: Akma durumundaki eğrilik
χ_{maks}	:Yük boşalması öncesi ulaşılan en büyük eğrilik

BETONARME BİNALARDA, BETON DAYANIMINDA AZALIMIN DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞTAKİ ETKİNLİĞİNİN DEPREM SİRASINDA BAZI PARAMETRELERE BAĞLI OLARAK İNCELENMESİ

ÖZET

Betonarme bir yapının deprem sırasında toptan veya bir kısmının göçmesinin en önemli nedenlerinden biri de yapının sismik aktiviteye olan dayanım azlığıdır. Bu çalışmada, modellenen betonarme çerçeveli bir yapıda beton dayanımının etkinliğini belirlemek amacıyla, beton dayanımı 18MPa'dan önce 12MPa daha sonra 10MPa kademeli olarak düşürülmüş ve etkitilen 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi Sakarya D-B kaydı altında doğrusal olmayan analizi gerçekleştirilmiş ve yapıda meydana gelen plastik mafsallık dağılımları, yer değiştirmeler, taban kesme kuvveti gibi yapı karşılıklarına bakılmıştır. Ayrıca 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depreminin yakın fay etkili Yarımca K-G kaydının ve artırılmış yakın fay etkili hali 12MPa beton dayanımına sahip yapıya etkitilmiş ve deprem kayıtlarında frekans içeriğinin değişiminin etkisi incelenmiştir. Buna ek olarak yine 12MPa dayanıma sahip model üzerinde 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi Yarımca K-G kaydının etkin süresi ve aynı deprem kaydının kayıt uzunluğunun tümü kullanılarak deprem süresinin etkinliği araştırılmıştır.

Çalışmanın altıncı bölümünde tasarlanan altı katlı betonarme çerçeveli bir yapı üzerinde parametrik çalışma yapılmıştır. İlk olarak beton dayanımının azaltılarak 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi Sakarya D-B kaydı altında doğrusal olmayan analizi gerçekleştirilmiş ve ayrıntılı sonuçlar verilmiş, daha sonra 12MPa beton dayanımı kullanılarak modellenen yapıya 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi Yarımca K-G kaydının yakın fay etkili ve yakın fay etkisiz hali uygulanmış ve sonuçlar tablolar ve grafikler halinde verilmiştir. Bu bölümde yapılan son incelemede ise etkin sürenin deprem kayıt süresinin tümüne göre belirginliğinin incelenmesi olmuştur.

Sonuç bölümünde, yapılan doğrusal olmayan analizler ışığında elde edilen sonuçlar, karşılaştırmalı tablolar ve şekillerle verilmiştir. Buna göre beton dayanımının kademeli olarak azaltılması ile rijitliği azalan yapının beklenildiği gibi periyotları artmış, yapıya etkiyen taban kesme kuvveti ve devrilme momenti de azalmıştır. Ayrıca plastik mafsallık sayısı ve yer değiştirmeler de artmıştır. Yapıya yakın fay etkili deprem ivme kaydının uygulanması ile yapıda meydana gelen devrilme momenti ve taban kesme kuvveti artmış, plastik mafsallık sayısında ve yer değiştirmeler de beklenildiği gibi artış olmuştur. Son olarak etkin süre ile yapılan analizde yapıda meydana gelen enbüyük karşılıkların bu süre içinde olduğu anlaşılmıştır.

Bu çalışmada SAP2000 v.9.0.0 programı kullanılarak yapının doğal titreşim periyotları belirlenmiştir. Ayrıca her bir kolona ait kesit davranışlarının belirlenmesi amacıyla KESDONG programı kullanılmış ve kolonların moment-eğrilik ilişkisinin yanında karşılıklı etki diyagramları da oluşturulmuştur. Yapının deprem etkisi altında doğrusal olmayan dinamik analizi ise LARZWD programı ile gerçekleştirilmiştir.

INVESTIGATION OF CONCRETE STRENGTH REDUCTION IN THE NONLINEAR BEHAVIOR OF RC STRUCTURES DURING EARTH QUAKE DEPENDING ON SOME PARAMETERS

SUMMARY

It is well known that one of the main reasons of total or partial collapse of RC structures is lack of seismic resistance during the earthquake. In present study, in order to detect the effect of concrete strength in a reinforced concrete structure, concrete strength has been gradually decreased from 18MPa to 10MPa and under the effect of 17 August 1999 Kocaeli Earthquake Sakarya E-W record, non-linear analysis has been conducted and structural responses such as plastic hinges in the structure, displacements and base shear force variations have been examined. Additionally, near-fault and far field ground motions of August 17 1999 Kocaeli Earthquake Yarımca N-S record have been applied on the structure with 12MPa concrete strength and later the effect of frequency content of strong motion record have been examined. Besides, on the model with 12MPa strength, by using effective duration of August 17 1999 Kocaeli Earthquake Yarımca N-S record and the entire record time length of the same earthquake has been compared in time domain nonlinear analysis.

In chapter six, six-story reinforced concrete structure has been analyzed by step by step nonlinear time history analysis under the 1999 Kocaeli Earthquake Sakarya E-W record by decreasing concrete strength and detailed results have been tabulated and illustrated. Also in this chapter the effect of near-fault active and inactive forms of 17 August 1999 Kocaeli Earthquake Yarımca N-S record has been used to analyze six story structure with 12MPa concrete strength and results have been given by using tables and charts. Finally, the efficiency of effective time has been investigated with results in the earthquake analysis in this chapter.

In conclusion part, the results obtained under the light of non-linear analyses have been illustrated through comparative tables and figures. By gradually decreasing the strength of the concrete, stiffness of the structure also decreases. Because of this main reason, natural vibration period, displacements and number of plastic hinges in critical zones increase besides over turning moment and base shear force decrease as expected. By applying near-fault active form of 17 August 1999 Kocaeli Earthquake Yarımca N-S record on structure because of its frequency content, base shear force, turning moment, displacements and number of plastic hinges in critical zones increase. In the final analysis which has been made for effective duration, its seen that all important response of the structure has been occurred in the effective time segment.

In this study, natural vibration periods of the structure have been determined via SAP2000 v.9.0.0 program. Furthermore, to determine cross sectional behavior of each column, KESDONG program has been used and in addition to moment-curvature relation of columns, interaction diagrams have been established.

Non-linear dynamic analysis of the structure under the earthquake ground motions has been carried out by LARZWD program.

1. GİRİŞ

Yerküremizin sayılı sismik aktivitelerden birini oluşturan Alp-Himalaya deprem kuşağı üzerinde bulunan ve %95'i Birinci Deprem Bölgesinde bulunan ülkemizde tarihsel dönemde çok büyük depremlerin olduğu ve bunların önemli can kaybı ve maddi hasar oluşturduğu açıktır. Yakın dönemde, toplumumuz üzerinde derin hisler bırakan 17 Ağustos Marmara depremi sonrasında 1975 ve daha önceki deprem yönetmeliklerine göre tasarımı yapılmış bina türü yapıların depremin etkidiği bölgede, MKS ölçeğine göre X şiddetinde binalar üzerinde hasar ya da yıkım gösterdiğini, rakamsal verilerin bölgedeki yapıların %33'ünün ağır hasara ve %16'sının orta hasara uğradığını göstermektedir [1]. Aynı sayısal veriler bu ağır hasarın %48'inin Kocaeli, %29'unun Sakarya illerinde meydana geldiğine işaret etmektedir.

17 Ağustos 1999 Marmara depremi sonrası, deprem bölgelerinde yapılan incelemeler, yapılarda meydana gelen hasarların, zemin sorunları yanında çeşitli işçilik, malzeme, statik sistem ve teknik kusurlardan kaynaklandığını göstermiştir.

Yapılarda meydana gelen hasarların en önemli nedenlerinden biri, yapının statik sistemindeki aksaklıklardır. Yönetmeliğin öngördüğü konstrüktif kurallara uyulmayarak taşıyıcı sistem elemanlarında etriyelerin gerekli aralıklarla yerleştirilmemesi, kolon-kiriş düğüm noktalarında etriyelerin hiç konulmaması veya yeterince konulmaması nedeni ile bu düğüm noktalarında ağır hasarlar meydana gelmiştir.

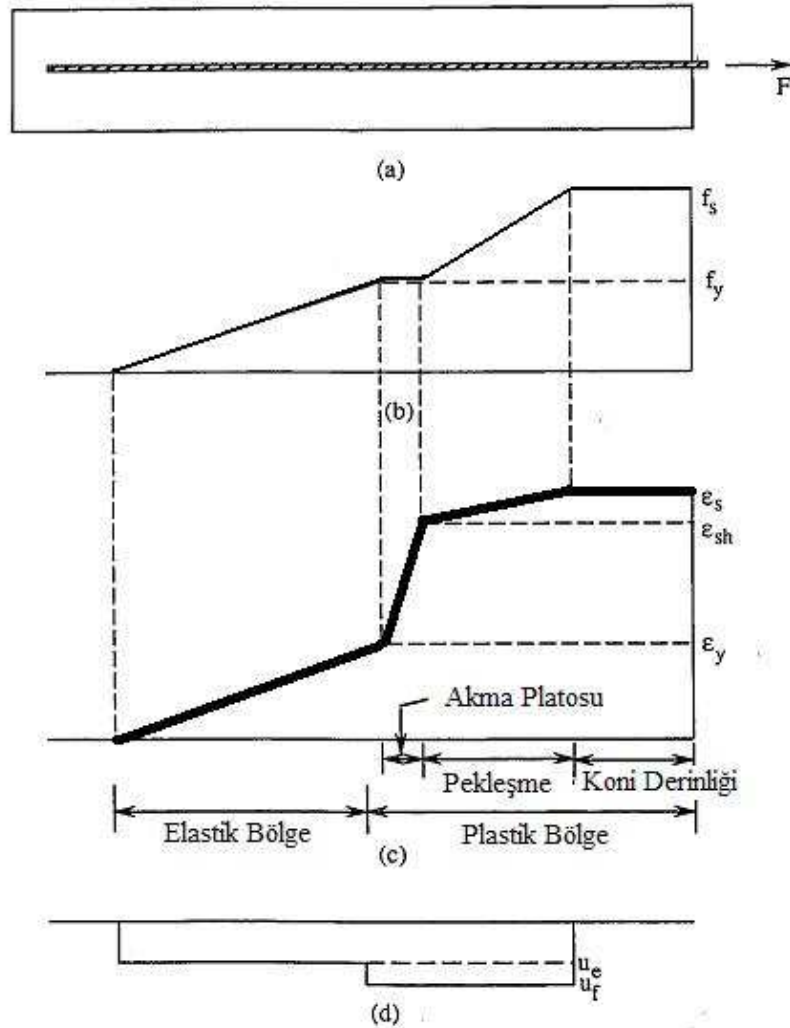
Bu durumda betonarme çerçeveli binaların deprem performansı beton ile donatı arasında yeterli aderansın sağlanmasına bağlı olduğundan, sargılaması düzgün yapılmamış, düşük dayanımlı beton ile imal edilen elemanların kesme kuvveti kapasitesi azalacak ve betonda sıyrılma çabuklaşacaktır.

Bu çalışmada, modellenen betonarme çerçeveli bir yapıda beton dayanımının etkinliğini belirlemek amacıyla, beton dayanımı kademeli olarak düşürülmüş ve etkilenen 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi Sakarya D-B kaydı altında doğrusal

olmayan analizi gerçekleştirilmiştir. Ayrıca 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi Yarımca K-G kaydının yakın fay etkisi bindirilmiş ve yakın fay etki bindirilmemiş hali yapıya etkililmiş ve kuvvetli hareket deprem ivmesinde frekans içeriğinin değişiminin etkisi incelenmiştir. Buna ek olarak yine 12MPa dayanıma sahip model üzerinde 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi Yarımca K-G kaydının etkin süresi ve aynı deprem kaydının kayıt uzunluğunun tümü kullanılarak, deprem süresinin yapının deprem dayanımına olan etkileri araştırılmıştır.

2. DONATININ BETON İÇERİSİNDE ANKRAJ VE İLGİLİ DENEYLER

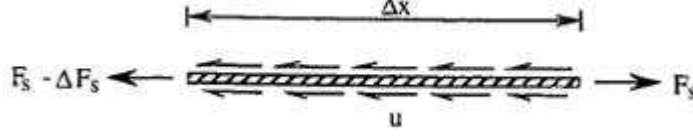
Çekip - çıkartma testlerinin ve sonlu eleman analizlerinin daha önceki sonuçları üzerinde yapılan incelemeler, donatının dört bölgeye ayrılabilceğini göstermektedir [2,3,4]. Bunlar: Şekil 2.1’de gösterildiği üzere elastik bölge, akma platosu bölgesi, pekleşme bölgesi ve dışa çekmeli koni bölgesidir. Donatının uzaması şekil değıştirme diyagramının altında kalan alan olarak değeriendirilebilir. Donatının uzaması, bu dört bölgenin her birinin uzunluğunun değeriendirilmesi ile belirlenir.



Şekil 2.1 : (a) Betonun içine gömülmüş donatı; (b) Gerilme dağılımı; (c) Şekil değıştirme dağılımı ; (d) Beton ile donatı arasındaki aderans gerilmesi

2.1 Elastik Bölge

Bu bölge donatının akma gerilmesine ulaşana kadar olan kısımdır. Bu bölgenin uzunluğunu tespit etmek için gömülü donatının küçük bir parçası dikkate alınır. Şekil 2.2 elastik aralık içindeki donatı parçasını göstermektedir.



Şekil 2.2 : Elastik bölgedeki donatı parçası üzerindeki kuvvetler

Kuvvetler dengesinden:

$$\Delta F_s = u \times p \times \Delta x \quad (2.1)$$

Formül (2.1)'de:

u = aderans gerilmesi

p = donatının çevresi

Tüm uzunluk göz önüne alındığında bu formül:

$$F_s = \int_0^{L_e} u(x) \times p \times dx \quad (2.2)$$

Veya

$$f_s \times A_b = \pi \times d_b \int_0^{L_e} u(x) dx \quad (2.3)$$

Formül (2.3)'de f_s yüklü uçtaki donatının gerilmesi, A_b ve d_b ise donatı kesitinin alanı ve çapıdır. A_b için ifadelerin yerine konulmasıyla aşağıdaki formül (2.4) ortaya çıkmıştır.

$$f_s = \frac{4}{d_b} \int_0^{L_e} u(x) dx \quad (2.4)$$

Çelik ve beton arasındaki aderans konusunu incelemeye yönelik çeşitli çalışmalar yapılmıştır [4,5,6,7,8]. Bu çalışmalar donatı ile etrafını çevreleyen beton arasındaki aderans gerilmesinin donatı çapı, beton dayanımı, donatı yüzey geometrisi, paspayı,

yanal kısıtlama ve donatının numuneler içindeki konumuna bağlı karmaşık bir olgu olduğunu göstermiştir. Ayrıca, yapılan çalışmalar bağ kuvvetlerinin dağılımının uygulanan kuvvetle birlikte değiştiğini ve dolayısıyla tek bir fonksiyonla tanımlanmasının mümkün olmadığını da göstermiştir. Buna ilave olarak, önceki çalışmalarda aderans gerilme dağılımı değerlerinin büyük bir öneme sahip olduğu görülmüştür. Aynı laboratuvar koşulları altında aderans gerilmesinin $\pm\%15$ oranında dağılacağı tespit edilmiştir [9]. Bunun sonucunda, gömülü bir donatının aderans boyu içinde ortalama sabit bir bağ gerilmesinin kullanılması öngörülmüştür. Amerikan Beton Enstitüsü komitesi, düz ankraj için aderans boyunu saptamak amacıyla kullanılacak bağ gerilmesine yönelik ampirik bir bağıntı önermiştir [10]. Ampirik incelemeler; farklı donatı aralığı, paspayı ve enine sargı donatısıyla çok çeşitli çekme dayanımı testlerinin gözden geçirilmesine dayanmaktadır ve formülleri aşağıdaki gibi önermişlerdir.

$$u_e = u_{ACI} = \frac{f_y \times d_b}{4l_d} \text{ Mpa} \quad (2.5)$$

Burada;

$$l_d = \frac{457 A_b}{K \sqrt{f_c}} \times \frac{f_y}{414} \geq 305 \text{ mm} \quad (2.6)$$

$$K = (C_c + K_{tr}), (C_s + \sum K_{tr} / n) \text{ veya } 3d_b \text{ den küçük olanı} \quad (2.7)$$

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} \times f_y}{10.34 s} \leq d_b \quad (2.8)$$

s = etriye aralığı.

C_c = en çok gerilen çekme lifinden donatının merkezine kadar ölçülen beton örtüsünün uzunluğu

C_s = donatının kütle merkezine kadar ölçülen pas payı kalınlığı veya merkezden-merkeze donatı aralığının yarısı (bu iki durumdan hangisi küçük ise)

n = donatı sayısı.

A_{tr} = tek bir ankrajlı çubuğa bitişik yarıılma düzlemini kesen etriye alanı.

İç ve dış düğüm noktalarının arasından geçen ana kiriş donatısı için C_c değerinin çok büyük olduğu ve en pratik uygulamalar için K değerinin $3 d_b$ değerine yaklaşık olabileceği ifade edilmelidir. Elastik bölgedeki bağ gerilmesi belirlendikten sonra, bu bölgenin uzunluğu 2.9 eşitliğinden aşağıdaki gibi bulunur.

$$l_e = \frac{d_b \times f_y}{4u_e} \quad (2.9)$$

2.2 Akma Platosu Bölgesi

Bu bölge, gerilmenin akma gerilmesini aştığı, fakat malzemeyi pekleşme aralığına sokacak kadar yüksek olmadığı bölgedir. Kuvvet kontrollü testlerde bu bölge belirlenemez, çünkü çelik şekil değiştirmesi akmanın başlangıcında aniden pekleşmeye geçecektir. Bununla beraber, şekil değiştirme kontrollü testler uygulandığında, plato bölgesindeki çeliğin şekil değiştirme belirlenebilir. Malzeme bu bölgede aktığı için büyük yerel şekil değiştirmeleri gerçekleştirerek, nervürler etrafındaki beton parçalanacaktır. Böylece bu bölgedeki yerel bağ sürtünmeye dayalı aderans gerilmesiyle yaklaşık olarak belirlenebilir. Pochanat ve Harmon sürtünmeye dayalı bağ gerilmesini inceleyerek, sürtünmeye dayalı bağ gerilmesi ile donatının yüzey geometrisi arasında aşağıdaki ampirik bağıntıyı tespit etmişlerdir [11].

$$u_f = (5.5 - 0.07(\frac{S_t}{H_t})) \times \sqrt{\frac{f'_c}{27.6}} \quad (2.10)$$

Genelde çok küçük olan akma platosu bölgesinin uzunluğunu saptamak için Pochanat ve Harmon'ın denkleminde yararlanılmıştır.

$$l_{p1} = \frac{d_b \times \Delta f_{sh}}{4u_f} \quad (2.11)$$

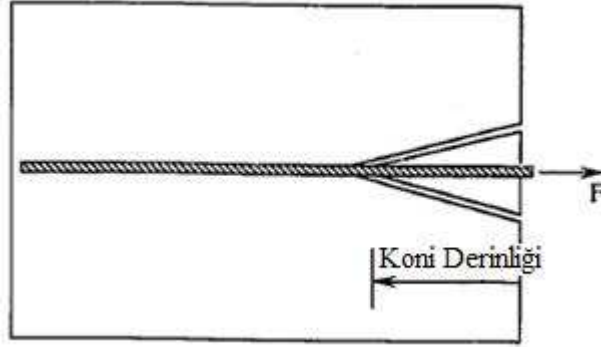
Bu eşitlikte Δf_{sh} çelik gerilmesi; akma sınırındaki gerilme değeri ile pekleşmenin başlangıcındaki değeri arasındaki artıştır [11].

2.3 Pekleşme Bölgesi

Pekleşme bölgesi, donatının gerilme etkisi ile pekleşme alanına girdiği bölgedir. Bu bölgedeki donatı parçası akma nedeniyle büyük yerel şekil değişikliklerine maruz kaldığı için, pekleşme bölgesindeki aderans gerilmesinin, (2.10) eşitliğinde verilen sürtünmeye dayalı bağ gerilmesine eşit olduğu varsayılır. Pekleşme bölgesinin uzunluğu kuvvetler dengesinden tespit edilebilir.

$$l_{p2} = \frac{d_b \times \Delta f_s}{4u_f} \quad (2.12)$$

2.4 Dışa Çekmeli Koni Bölgesi



Şekil 2.3 : Dışa çekme konisi

Şekil 2.3’de görüldüğü gibi, donatının kuvvet uygulanan bölgesinde bulunan beton, bir koni biçiminde dışarı çekildiğinde bu bölge oluşur. Bu durum genellikle donatının çekme kuvveti etkisinde akması halinde gerçekleşir. Buna karşılık, gömme uzunluğu yeteri kadar uzun olmadığında, yüklü uca yakın bağ gerilmesi, koninin dışa çekilmesiyle ilişkili kritik bağ değerini aşar. Ankraj bulonları ve kaynaklı saplamalar için kritik bağ gerilmesi Shaik ve Yi [12] tarafından deneysel olarak saptanmıştır.

Ön-Gerilmeli Beton Enstitüsü tarafından da benimsenmiş olan Shaik ve Yi’nin yaklaşımı [13], tek bir donatı için kritik bağ gerilmesini tespit etmek amacıyla aşağıdaki gibi kullanılabilir:

$$u_{cr} = \frac{2.8\lambda\sqrt{f'_c A_0}}{\pi d_b L_{pc}} \times \frac{d_e}{L_{pc}} \quad (2.13)$$

Formül 2.13' de;

$$\frac{d_e}{L_{pc}} \leq 1.0 \quad (2.14)$$

ve

$$A_0 = \sqrt{2} \pi L_{pc} (d_b + L_{pc}) \quad (2.15)$$

Olmak üzere;

d_e = donatı yüzeyinin dışına kadar ölçülen kenar mesafesidir

L_{pc} = boyuna donatının dışına kadar ölçülen dışa çekmeli koninin derinliğidir.

Eksenden eksene aralığı ($L_{pc} + d_b$) değerini aşmamak üzere bir grup donatı için kritik bağ gerilmesi, kesik piramit çökme yüzeyi varsayımı ile aşağıdaki gibi elde edilebilir:

$$u_{cr} = \frac{4\lambda\sqrt{f'_c}(X + 2L_{pc})(Y + 2L_{pc})}{n(\pi d_b L_{pc})} \leq \frac{2.8\lambda\sqrt{f'_c}A_0}{(\pi d_b L_{pc})} \quad (2.16)$$

Bu eşitlikte X ve Y birbirlerine dik iki doğrultuda bulunan donatı arasındaki eksenden eksene aralıktır. Bir veya birden fazla donatı kenara yakın yer alıyorsa, 2.16 Eşitliği kenar mesafelerine göre kesik piramidin alanını azaltmak suretiyle değiştirilir [14]. Dışa çekme konisi çekme dayanımı testleri sırasında deneysel olarak gözlenmiştir [4,15]. Bununla beraber, büyük ölçekli kiriş kolon bağlantıları ve kolon temeli bağlantıları üzerine yayınlanmış olan deneysel çalışmalar koninin dışa doğru çekildiğini göstermemiştir [16,17]. Bunun muhtemel nedeni, bu elemanlardaki potansiyel koni bölgesinde yer alan betonun genellikle etriyeler ile iyice sarılması, böylece koni oluşumunun önlenmesidir.

Her bölgenin uzunluğu tespit edildikten sonra, şekil değiştirme profili doğrusal parçalarla yaklaşık olarak belirlenir ve donatının toplam uzaması şekil değiştirme diyagramının altında kalan alan olarak (2.17) ifadesi ile hesaplanabilir.

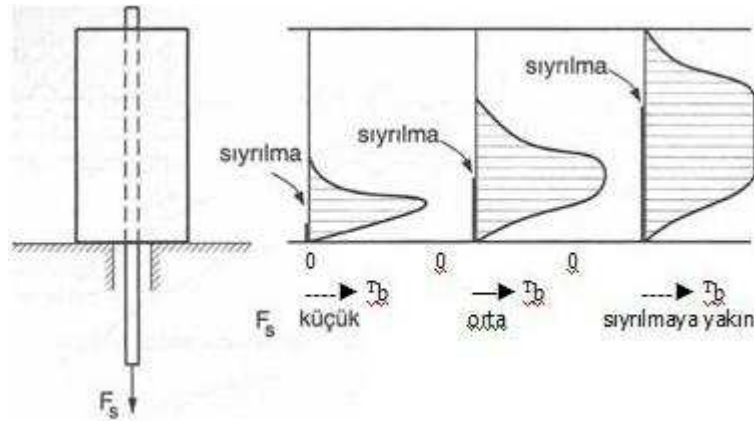
$$\delta_{ext} = \varepsilon_s L_{pc} + \frac{1}{2}(\varepsilon_s + \varepsilon_{sh})L_{p1} + \frac{1}{2}(\varepsilon_{sh} + \varepsilon_y)L_{p2} + \frac{1}{2}(\varepsilon_y)L_e \quad (2.17)$$

3. ADERANS MEKANİZMASI

3.1 Bağ Kayması Kavramı

Betonarme elemanın dış yüklere dayanım ve hasar görmeden çalışabilmesi özellikle çekme alanındaki beton malzemelerinin ve donatının birbirleri ile olan etkileşimine bağlıdır. Bileşik eylemin sağlanması açısından beton ve çelik donatılar arasında bir miktar gerilme aktarımı gerekli olup, bu dönüşüm davranış olarak aderans şeklinde adlandırılır. Betonarme yapıların analizinde genellikle, beton ve donatı arasında tam uyum anlamına gelen mükemmel bağ olduğu varsayılmaktadır. Bu varsayım ancak beton ve donatı arasında herhangi bir kaymanın mevcut olmadığı bölgelerde tam olarak olacaktır [18]. Bu davranış, yükleme safhalarının başında ve düşük şekil değiştirme düzeylerinde gerçekleşir. Yük altında iki malzemenin kesintiye uğramasını veya ayrılmasını önlemek amacıyla, donatılar etrafını çeviren betonla aynı şekil değiştirme maruz kalmak zorundadır. Yük arttıkça çatlaklar oluşacak ve beton ile donatı arasındaki görelî yer değiştirmeye bağlı olan bir miktar aderans gerilmesi meydana gelecektir. Genellikle buna bağ-kayması denir.

Şekil 3.1’de gösterilen çekip-çıkarma deneyinde beton bir kütle içinde gömülü donatı çubuğuna uygulanan kuvvetin beton kütleyle aderans gerilmeleri yoluyla geçişi gösterilmektedir [19].

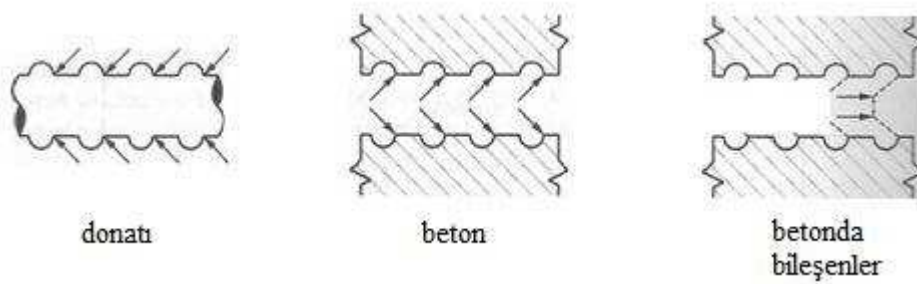


Şekil 3.1 : Çekip-çıkarma deneyinde aderans gerilmelerinin değişimi

Lutz ve Gergely'e göre donatı ve etrafını çevreleyen beton arasındaki bağın dayanımı genellikle üç unsurdan oluşur [20]. Bunlar;

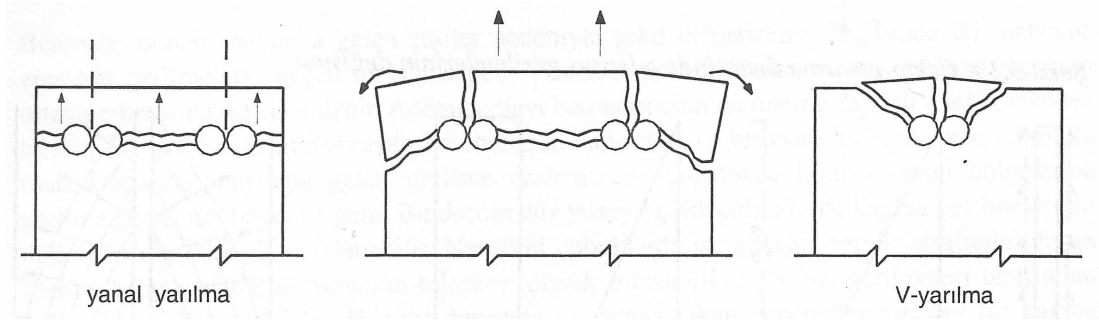
- i. Kimyasal adezyon,
- ii. Sürtünme,
- iii. Donatı ile beton arasındaki mekanik kilitlenme. Buna nervürlerin beton üzerinde tutunması ve nervürler arasındaki beton kesitin kesme dayanımı da dahildir.

Donatı yüzeyinin pürüzlülüğü nedeniyle birtakım mekanik kilitlenme mevcut olmasına rağmen düz donatıların aderansı çoğunlukla ilk iki mekanizmaya bağlıdır. Nervürlü donatılar bu davranışı değiştirir. Adezyon ve sürtünme yine yardımcıdır, fakat üstün bağ özelliklerinin sağlanması açısından birincil direnç mekanik kilitlenme şeklinde değişmiştir. Şekil 3.2'de nervürlerde meydana gelen ve beton ile donatıyı beraber şekil değiştirmeye zorlayan kuvvetler gösterilmiştir.



Şekil 3.2 : Nervürlü donatı ve beton arasındaki beton yarılmasına neden olabilecek kuvvetler

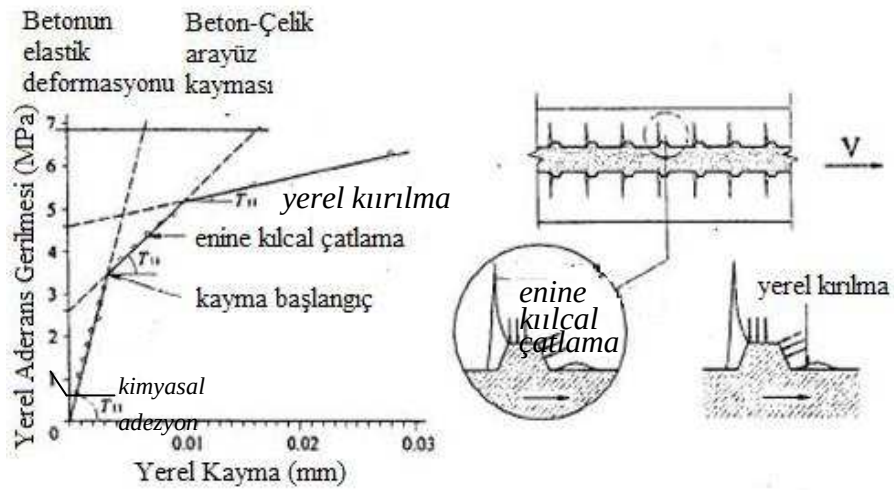
Bir donatı üzerinde yeterli beton örtüsünün olması yarılma dayanımı açısından kayda değer olacaktır. Şekil 3.2'de belirtilen kuvvetlerin aksenal bileşenlerinin aderans kayma gerilmesi olarak çubuğun dış yüzeyine etkidiği kabul edilebilir. Şekilde de görüldüğü gibi kayma gerilmeleri yanında nervür kuvvetlerinin enine bileşenleri de mevcuttur ve bu merkezsiz gerilmeler ince beton örtüsünün görüldüğü ve gerekli yanal donatının bulunmadığı yerlerde yüzey çatlamlarına neden olurlar[19]. Şekil 3.3'de çeşitli durumlar için betonda kabuk atma olayı gösterilmiştir. Donatının ve kesitin durumuna göre değişen bir genişlikte beton dökülmeleri meydana geldiği gibi genişliğin büyük olması durumunda V şeklindeki beton yarılması da oluşabilir.



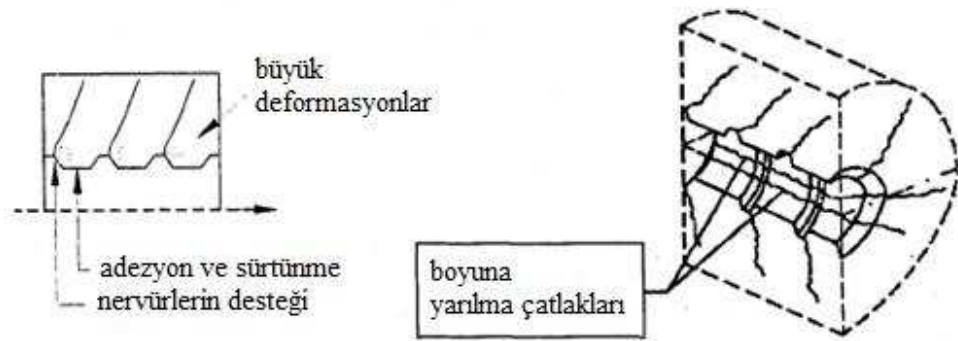
Şekil 3.3 : Nervürlü donatı etrafındaki yetersiz beton örtüsü sebebiyle betonun yarılmasına örnekler

3.2 Adreans Bozulması Süreci

Aderans bozulması süreci; kimyasal adezyon bozukluğu olayı, Şekil 3.4’de ve Şekil 3.5’de gösterildiği gibi nervürlerin önündeki çatlaklar ve ezilmiş betonun görünümüne göre çeşitli safhalara ayrılabilir.



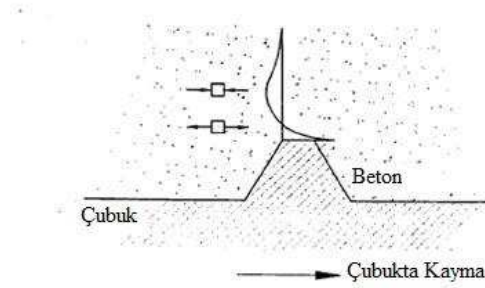
Şekil 3.4 : Yerel aderans gerilmesi- Kayma kanunu [21]



Şekil 3.5 : Kimyasal adezyon, sürtünme ve aderans gücü aşılması (hepsi aynı anda aktif değil) [21]

Bağ kayması sürecinin ilk aşamasında tek direnç gösteren mekanizma, ortalama aderans gerilmesinin çok küçük bir değeri olan kimyasal adezyondur. Bu, görelî kayma olmadan veya ihmal edilebilir bir kayma için betonun donatı şekil değiştirmelerini takip etmesine olanak sağlar, fakat nervür uçlarına yakın kısımlarda oldukça bölgesel olan gerilmeler ortaya çıkar.

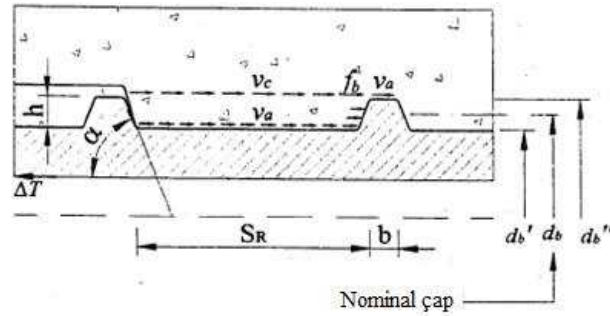
Yükleri arttırmak suretiyle ortalama aderans gerilmesi değerlerini arttırdıktan sonra, nervürler ile beton arasında etkileşim gerçekleşir. Bu etkileşim nervürlerin altında büyük taşıma gerilmelerine yol açar. Ayrıca nervürlerin ucundaki oldukça bölgesel olan gerilmeler Şekil 3.6’da gösterilen betonda enine çatlakların oluşmasına sebep olur.



Şekil 3.6 : Nervür ucundaki boylamasına çekme gerilmeleri

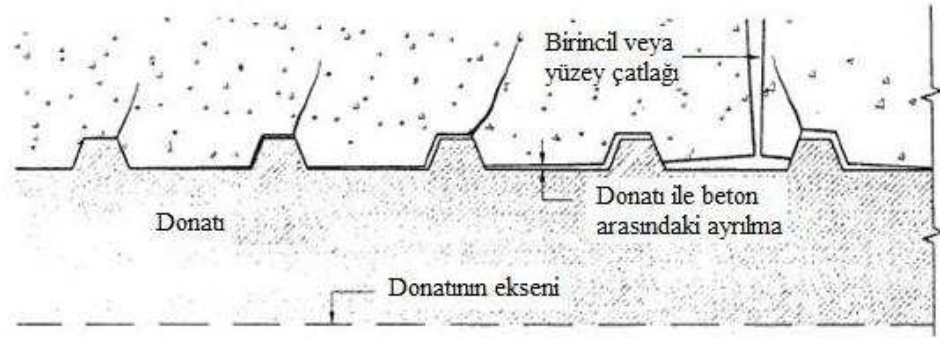
Nervürlü bir donatının iki nervürü arasındaki gerilmeler Şekil 3.7’de gösterilmiştir. Bu gerilmeler,

- i. Donatı yüzeyi boyunca adezyon yoluyla oluşan kayma gerilmeleri (V_a)
- ii. Nervür yüzüne karşılık oluşan taşıma gerilmeleri (F_b)
- iii. Bitişik nervürler arasında silindirik beton yüzeyi üzerinde etkili olan kayma gerilmeleri (V_c)



Şekil 3.7 : Nervürlü bir donatının iki nervürü arasındaki gerilmeler

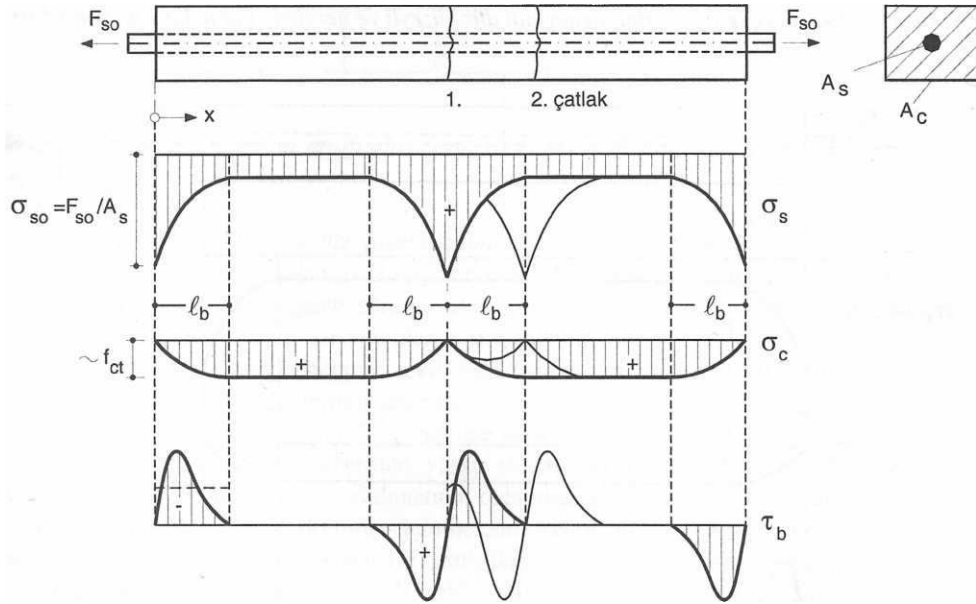
Enine çatlamlar meydana geldikten hemen sonra bu enine çatlaklar betonun dayanımını azaltır ve donatının kaymasını teşvik eder. Beton, nervürlerin önünde ezilecek ve etrafını çevreleyen betona karşı donatıların takozlama özelliğini arttıran ezilmiş bir beton takoz oluşturacaktır. Beton dişleri de, donatı yüzeyinden uzağa yönelmeye eğilimli bir biçimde şekil değiştirecektir. Kimyasal adezyon ortadan kalktığı için nervürlerin takozlama işlemi betonu dışarı doğru itecek ve Şekil 3.8’de gösterildiği gibi çelikten ayıracaktır.



Şekil 3.8 : Donatı ile beton arasındaki ilk önemli çatlak yakınındaki ayrılma

Çatlak civarında oldukça karmaşık olan gerilme durumu Şekil 3.9’da gösterilen deney elemanında açıklanmıştır. Beton ile donatı arasındaki aderans nedeniyle betonun içine giren yerdeki çelik uzarken betonu da uzamaya ve çekme kuvvetinin taşınmasına yardımcı olmaya zorlar. Dolayısıyla içeri doğru girdikçe betonun ϵ_c uzaması ve σ_c gerilmesi artar. Dış yükün belirli değeri için beton gerilmesi artarken σ_s çelik gerilmesi azalır. Belirli bir aderans boyundan sonra her iki malzemenin uzamaları eşit olur. Aderans boyu boyunca çelik yüzüne gerilme geçişini sağlayan aderans gerilmeleri etkir. Aderans boyundan sonra ise iki malzeme arasında karşılıklı zorlama olmayacağı için, arada da aderans gerilmesi ortaya çıkmaz ve beton ve çelik gerilmeleri sabit değerde kalır. Dış yükün artırılmasıyla beton gerilmesi de artarak betonun çekme dayanımına erişir. Beton gerilmesinin en büyük değeri aldığı çubuğun orta bölgesinde yerel zayıflığın bulunduğu yerde çatlama meydana gelir. Çatlayan kesitte beton gerilmesi sıfıra inerken, çelik gerilmesi yatay kuvvet dengesinin sağlanması gereğinden artar. Tamamen uç bölgelerde olduğu gibi, çatlakın iki tarafındaki bölgede iki malzeme arasındaki gerilme geçişini sağlamak için aderans gerilmeleri ortaya çıkar. Yük artmaya devam ederken hem enine hem de boyuna çatlaklar yayılır ve tüm üst yüzeyde yarılmalar baş gösterir. Yeterli miktarda

enine donatıyla sarılan nervürlü donatılar için aderans bozukluğu dışa çekilme şeklinde olur. Bunun tersine, pas payının ve sargılamanın yeterli olmaması halinde aderans bozukluğu yarılma şeklinde gerçekleşir; yani yarılmaların oluşturduğu çatlaklar donatıların üzerindeki beton örtüsüne yayılır.



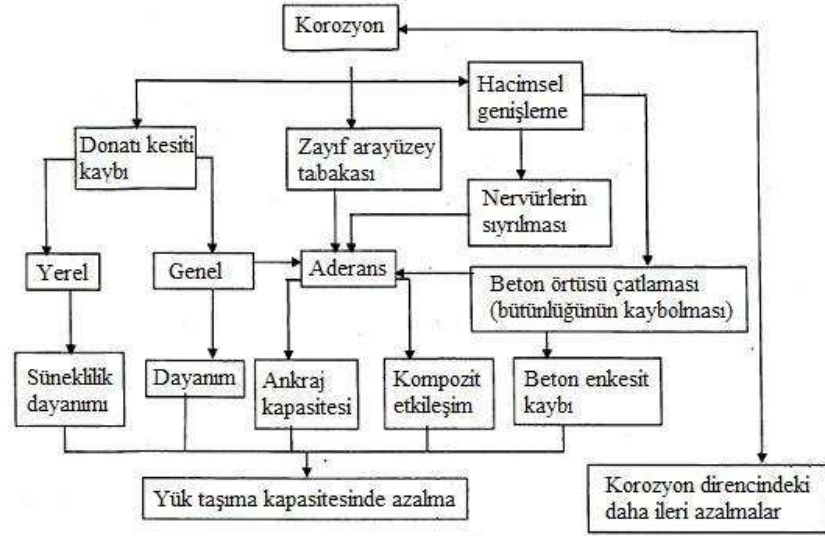
Şekil 3.9 : Eksenel çekme taşıyan çatlamış bir betonarme bir çubukta σ_s çelik gerilmesi, σ_c beton gerilmesi ve τ_b aderans gerilmesi

3.3 Aderans Performansını Etkileyen Faktörler

3.3.1 Korozyon

Korozyon betonarme elemanlarında bağ davranışını önemli oranda etkileyebilir. Korozyon çelik/beton ara yüzünde sebep olduğu radyal çekme gerilmeleri nedeniyle donatı boyunca boyuna çatlakların oluşmasından dolayı aderans mukavemetinin kaybedilmesine neden olabilir. Bu mukavemet kaybı belirli bir boyuta ulaştığında betonarme elemanlarında işletilebilirlik bozukluğuna dahi yol açabilir. Dolayısıyla korozyon ile aderans arasındaki ilişkinin incelenmesi çok önemlidir.

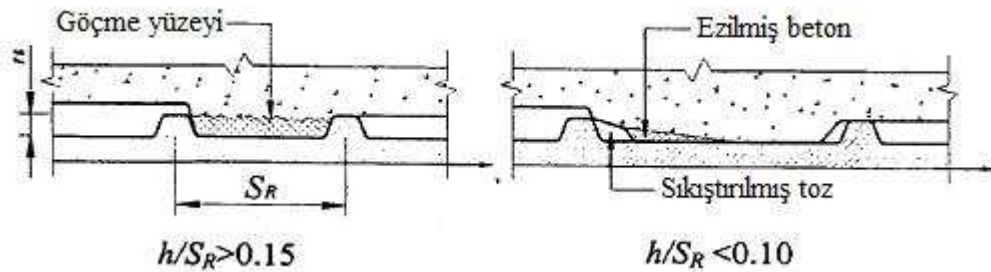
Korozyon, aderans dayanımını çeşitli şekillerde etkileyebilir. Aderans ve korozyon ilişkisi Şekil 3.10'da gösterilmiştir.



Şekil 3.10 : Korozyonun dayanım üzerindeki etkileri

3.3.2 Nervür yüksekliği boşluk oranı (h/S_R)

Rehm h/S_R geometrik parametresinin aderans problemine ilişkin özelliğini ortaya koymuştur [22]. Kısa boy c için betona gömülü bir donatının en tatmin edici performansının h/S_R değerinin 0.065 civarında olduğunda gerçekleştiğini saptamıştır. Nervür yüksekliği artar ve çok yakın aralıklı olarak yerleştirilirse, kayma gerilmesi V_c etkili olacaktır ve aderans bozulması dışa çekme şeklinde olacaktır. Bırakılan nervür aralığı, nervür yüksekliğinden yaklaşık 10 kat büyük olduğunda, kısmen ezilmiş olan beton nervürün önünde bir takoz oluşturabilir ve ortaya çıkan bozukluk normalde çevresini saran betonun yarılmaması neticesinde oluşan bir durum olarak düşünülür. Nervürle ilişkili olarak meydana gelen iki tür bozukluk Şekil 3.11’de tasvir edilmiştir.



Şekil 3.11 : Nervürlü donatıların dışlarında oluşan bozukluk mekanizması

3.3.3 Çelik donatıların şekil değiştirme modelleri

Bir donatının şekil değiştirme modelinin aderans tepkisini etkileyebileceği birçok araştırmacı tarafından ispatlanmıştır. Şekil değiştirme modeli nervür aralığı (S_R), nervür yüksekliği (h), donatı çapı (d_b), nervür yüzü açısı ve modeliyle karakterize edilir. Ayrıca, analizde bu parametreleri temsil etmesi için donatının görelî nervür alanını (f_R) kullanabiliriz. Görelî nervür alanı, nervürler arasındaki donatı yüzeyine dik nervür alanı olarak tanımlanır.

$$f_R = \frac{A_R}{\pi \times d_b \times S_R} \quad (3.1)$$

Formül 3.1’de (A_R) bir donatı kesitindeki tek bir nervürün izdüşüm alanıdır. Genel kabul gören 0.05–0.10 değerleri; en yüksek aderans kuvveti, yarıma kabiliyeti, endüstriyel gereksinim, iyi servis yükü performansları (sınırlı çatlak açılması ve beton örtüsü yarılmaması) bakımından (f_R) için iyi bir uyuşma ortaya çıkarır. Darwin ve Graham tarafından yürütülen çalışmanın sonuçları [23], artan görelî nervür alanının aderans direncinin yükselmesine ve yarıma şeklinde bağ bozukluğu sergilemeyen modeller için dayanımın artmasına neden olduğunu göstermektedir. Hamad tarafından gerçekleştirilen bir çalışmada, 45 derecenin üzerinde nervür yüzü açılarına sahip modellerin, 45 dereceden düşük yüz açılı donatılara göre daha mukavemetli olduğu sonucuna varmıştır [24]. Bununla beraber sargılamanın önemi akıldan çıkartılmamalıdır.

3.3.4 Çelik gerilme seviyesi

Doğrusal olmayan bağ-kayma davranışı betondaki çelik gerilme seviyesine bağlıdır. Çekip çıkartma testlerinde çelik gerilmesi nispeten küçük tutulmakta olup, önemli bir rol oynayamamaktadır. Buna karşılık uzun ankrajlarda donatı gerilmeleri yüksektir, fakat nervür taşıyıcı etkisi (nervürlerin önünde beton ezilmesi ve/veya beton örtüsünün yarılmamasını içeren) güç aktarım mekanizması olduğundan dolayı bunların rolü ihmal edilebilir. Aslında, boyuna çelik gerilmesiyle ilişkili enine şekil değiştirme, nervür yüksekliğiyle mukayese edildiğinde küçüktür (Poisson etkisi). Buna karşılık, güç aktarım mekanizması çoğunlukla sürtünmeye dayandığında (pürüzsüz donatılar ve öngerilmeli donatılarda olduğu gibi), yüzeyin pürüzlü oluşu ve donatı çapının enine azalması aynı önemde olduğu için donatının yerel enine şekil

değiştirmesi ihmal edilemez. Bu enine büzölme, radyal basınç gerilmesini ve dolayısıyla da sürtünmesel aderans gerilmesini önemli oranda azaltabilir.

Nervürlü donatılar için çelik gerilmesinin etkisi, çelik elastik bölgede olduğu sürece küçüktür. Fakat deneysel sonuçlar göstermektedir ki, akmanın aderans mekanizması üzerinde, akmanın en başında bağ-kayma ilişkisinde doğrusal olmayan azalan bir kol ile sonuçlanan büyük bir negatif etkisi vardır [25]. Bundan dolayı, aderans gerilmesi-kayma ilişkisi sadece etrafını saran betonun yumuşamasından değil, aynı zamanda akan çeliğin yumuşamasından etkilenebilir. Aderans- gerilme değişimi etkisi beton örtüsü boyunca yarıлма çatlaklarının oluşturduğu etkiye benzerdir.

3.3.5 Beton kalitesi ve gerilme hali

Aderans hareketi nervürlerin altındaki yerel basınçtan kaynaklandığı ve arayüz kuvvetlerinin kayma bileşeniyle doğrudan ilgili olduğundan, aderans performansı hem basınçta f_c betonun çok eksenli davranışına hem de beton çekme dayanımına f_{ct} bağlıdır. Mirza ve Houde [26] beton dayanımının etkisini ve pas payının kalınlığını incelemiş olup, beton dayanımının ve model boyutunun belirli bir seviyeye kadar artmasıyla birlikte kaymanın da doğrusal olarak arttığını saptamışlardır [26].

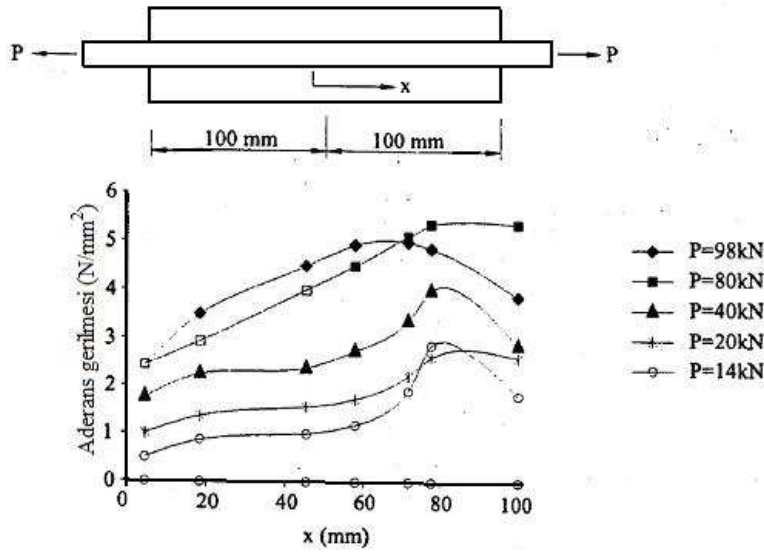
Donatıyı çevreleyen betonun gerilme durumunun aderans hareketi üzerinde önemli bir etkisi vardır. Enine basınç kuvvetleri niteliklerine (aktif veya pasif sınırlama) bağlı olmak üzere bağ hareketine yardımcı olur. Aktif sınırlama daima, özellikle de yarılmaya meyilli durumda faydalıdır, fakat büyük pas payı değerlerini içeren sürtünme tipi bir durumda hemen hemen faydasız bir hal alır. Beton örtüsünün yarılmasından sonra yararlı olan pasif sınırlamanın aktif hale geçmesi için ise belirli miktarda çatlak kaymasına ve çatlak açılmasına ihtiyaç duyulur. Son olarak, beton içindeki donatıya paralel çekme halinin, aderansın etkinliğini önemli derecede azalttığına dikkat edilmelidir [27].

3.3.6 Yük geçmişi

Aderans davranışı yük geçmişinden de etkilenmektedir. Yük yinelemesi, hızı, sıklığı ve uzun süreli etkimesi durumu beton dayanımı ve şekil değiştirebilme özelliği üzerinde kayda değer bir etkiye sahip olduğundan dolayı, aderans performansını önemli derecede etkileyebilir. Yükleme hızının aderans direnci ve dayanımı üzerinde

güçlü bir etkisi vardır. Yükleme hızı ne kadar yüksek ve beton dayanımı ne kadar büyük olursa, nervürlü donatılardaki bağın mekanik özellikleri de o denli büyük olacaktır.

Eligehausen ve arkadaşları [9] tarafından sunulan veriler, monotonik yük geçmişiine tabi tutulan nervürlü donatı için bağ-kayma tepkisini tanımlamada yardımcı olmuştur. Şekil 3.12’de birkaç yük artmasına karşılık gelen aderans gerilme dağılım eğrilerini göstermektedir. Çekme yükü arttığında dolayı, dağılım eğrisinin şekli genel itibariyle hafif değişiklik gösterir. Bu durumda, eğrileri basit ve tutarlı bir şekilde tanımlamak imkânsızdır. Genel olarak, yükün artmasıyla birlikte, hemen hemen tüm noktalarda aderans gerilmelerinde tutarlı bir artış vardır.



Şekil 3.12 : $\Phi = 25$ mm nervürlü donatıda aderans gerilmesi dağılımı

4. DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞIN MODELLENMESİ

4.1 Larzwd Programının Tanıtımı

Larzwd programı betonarme yapıların deprem etkisi altında doğrusal olmayan davranışını belirlemek amacıyla yazılmış fortran tabanlı bir programdır. Programın ilk hali Larz düzlem betonarme çerçeve çözümleri için 1971 yılında Otani tarafından yazılmıştır ve 1974 yılında yayınlanmıştır. Program daha sonra Saidi tarafından 1979 yılında geliştirilmiştir. Larzwd programı ise Lopez tarafından düzlem perde-çerçeve sistemler için geliştirilmiş olan yöntemi kullanmış ve çalışmanın amacına uygun olarak kapasiteleri arttırılmış ve yeniden düzenlenmiştir [28]. Bu çalışmada beton dayanımı, deprem süresi, deprem özelliği gibi çeşitli parametrelerin betonarme çerçeveli bir sisteme etkimesi durumunda taşıyıcı sistemde meydana gelen yapısal karşılıklar ve kritik kesitlerde oluşan plastik mafsalların dağılımı araştırılmaktadır.

Bu amaç doğrultusunda yapılan genel kabuller aşağıdaki gibidir:

- Yapı sistemi, her iki doğrultuda düzlem çerçevelerden oluşan ve dolayısıyla aynı doğrultuda seri yaylarla bağlı bir yapı konumundadır.
- Global rijitlik matrisi, statik yoğunlaştırma ile indirgenip yatay rijitlik matrisi haline getirilir.
- Kat hizalarında bir ötelenme ve çerçeve düğüm noktalarındaki dönmeler gözönüne alınmaktadır.
- Kiriş ve kolonların doğrusal olmayan davranışı, Takeda yapısal çevrim iskeleti ile temsil edilmiştir.
- $P-\delta$ etkileri gözönüne alınmıştır.

4.1.1 Hareket denklemi

Çok serbestlik dereceli sistemin bir t_i zaman adımındaki hareket denklemi,

$$[M]\{\Delta\ddot{x}\} + [C]\{\Delta\dot{x}\} + [K]\{\Delta x\} = [M]\{I\}\Delta\ddot{x}_g \quad (4.1)$$

ifadesiyle verilir. Burada,

(M): Diyagonal kütle matrisi,

(C): Eşdeğer viskoz sönüm matrisi,

(K): Yatay rijitlik matrisi,

$\{\Delta\ddot{x}\}$: Göreli ivme artışı vektörü,

$\{\Delta\dot{x}\}$: Göreli hız artışı vektörü,

$\{\Delta x\}$: Göreli yer değiştirme artışı vektörü,

$\Delta\ddot{x}_g$: Zemin ivmesindeki artış,

$\{I\}$: Birim vektördür.

Denklem (4.1)'deki sönüm matrisi, kütle ve rijitlik matrisleriyle doğrusal orantılıdır. Dolayısıyla, eleman rijitlik matrisi, elemanın çatlaması veya donatının akması sonucunda değiştiği zaman, sönüm matrisi de (4.2) bağıntısına göre yeniden düzenlenir.

$$[C] = c_1[M] + c_2[K] \quad (4.2)$$

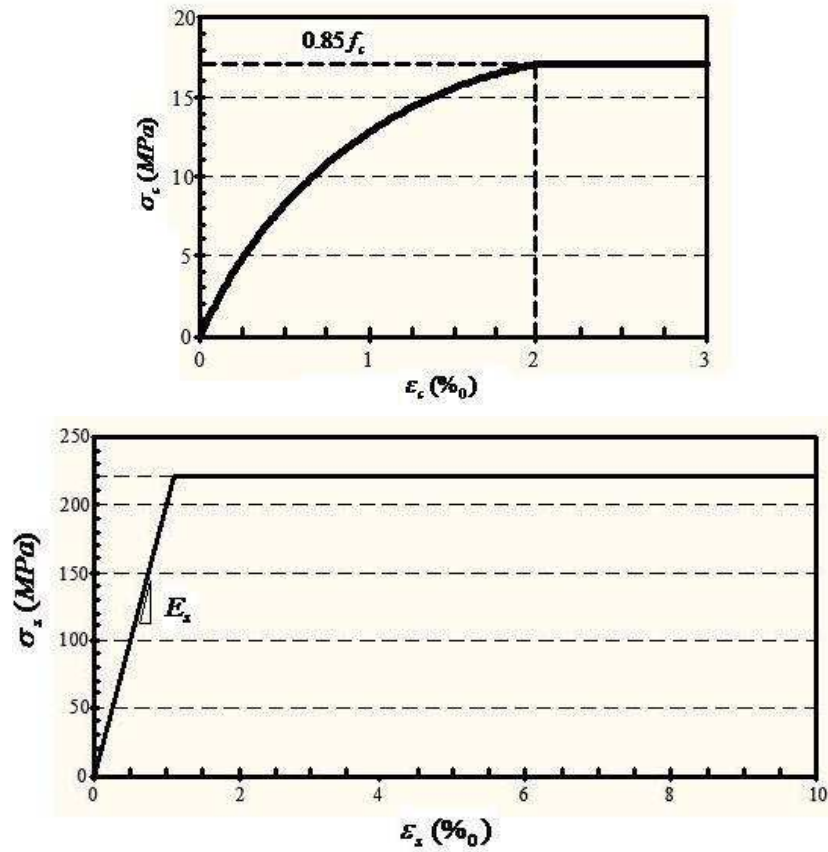
Bu yöntem, yapının ilk iki titreşim moduna göre sönüm değerleri olan ξ_1 ve ξ_2 için tahmin olanağı sağlar. Buna karşın, çalışmada $\xi_1 = \xi_2 = 0.05$ değeri alınmıştır. Doğrusal olmayan çözümlemede zaman aralığı $\Delta_t = 0.002s$ alınmıştır.

4.1.2 Moment-eğrilik bağıntıları

Malzeme özellikleri, kesit boyutları, donatısı ve eksenel kuvveti önceden belirlenmiş betonarme elemanların moment-eğrilik bağıntıları aşağıdaki varsayımla belirlenmiştir:

- Eksenel yük, kesitin geometrik merkezine etkimektedir.

- Şekil değıştirmeler kesit derinliği boyunca doğrusal değışmektedir.
- Şekil 4.1’de görüldüğü gibi betonun gerilme-şekil değıştirme ilişkisi $\epsilon_c = \%0,2$ ’ye kadar 2^0 parabol, daha sonra ise sabittir. $\epsilon_{cu} = \%0.3$ alınmıştır ve betonun çekme gerilmeleri ihmal edilmiştir.
- Şekil 4.1’de görüldüğü gibi çelik için elasto-plastik davranış gözönüne alınmıştır. Maximum uzama oranı $\epsilon_{su} = \%1$ dir.

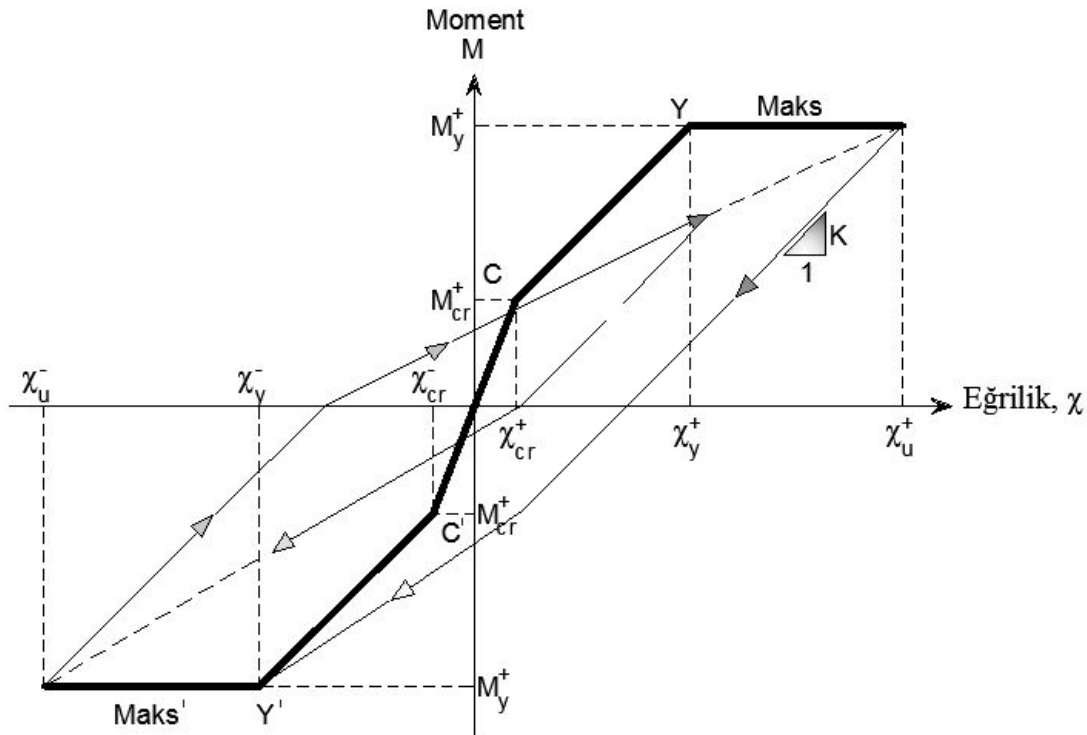


Şekil 4.1 : C18 Beton ve S220 çeliği için gerilme-şekil değıştirme ilişkisi

KESDONG programı kullanılarak kesit boyutları, eksenel kuvveti, önceden malzeme dayanımları ile donatısı belirlenmiş kolonların mevcut eksenel kuvvet altında donatının ilk aktığı andaki moment M_y , taşıma gücü momenti M_u , dengeli duruma karşı gelen moment M_b , basit eğilme momenti M_0 ve bunlara karşı gelen eğrilikler $\chi_y, \chi_u, \chi_b, \chi_o$ ve eksenel kuvvetler N_y, N_u, N_b ile salt eksenel yük etkisindeki kesit için N_0 değerleri elde edilmiştir [29]. Ayrıca karşılıklı etki diyagramlarının çizildirilmesinde EXTRACT programından yararlanılmıştır.

4.1.3 Kolonlar ve kirişler

Tek boyutlu doğrusal olmayan modelde, anahtar yayların dönmesi ile moment arasındaki ilişkiyi saptamak üzere esas moment-dönme eğrisini hesaplamaktır. Bu işlem yapıldıktan sonra tersinir, tekrarlı moment etkileri altında sistemin Takeda çevrimini izleyeceği düşünülmüştür [30]. Eğilme davranışını modelleyen Takeda çevrim iskelet eğrisi Şekil 4.2’de verilmiştir.



Şekil 4.2 : Eğilme davranışını modelleyen Takeda çevirim iskelet eğrisi

Şekil 4.2. de görüldüğü üzere, Takeda histeretik çevriminde çatlamaadan önce rijitlik değişimi olmamaktadır. Eğer akmaya ulaşmadan yük boşalması oluyorsa, bu durumda azalma yörüngesi ters yüklemedeki çatlamaayı gözönüne almaktadır. Akmaya ulaştıktan sonra yük boşalması oluyorsa, bu durumda azalan yük yörüngesi,

$$K^i = S_{YC^i} \left(\frac{\chi_y}{\chi_{maks}} \right)^\alpha \quad (4.3)$$

Şeklinde tanımlanır. Burada;

S_{YC^i} : Bir taraftaki akma noktasını diğer taraftaki C^i ye birleştiren doğrunun eğimi,

χ_y : Akma durumundaki eğrilik,

χ_{maks} : Yük boşalması öncesi ulaşılan en büyük eğrilik,

α : Histeretik sönümü ifade eden bir katsayıdır.

α katsayısı, Takeda tarafından 0.40 olarak önerilmektedir. Bu çalışmada $\alpha = 0.40$ değeri kullanılmıştır.

(4.1) denkleminle verilen sistemin hareket denkleminin sayısal çözümü için, Newmark'ın β yöntemi kullanılmıştır. Bu yöntem etkinliği ve basitliği dolayısıyla geçmişte oldukça kullanışlı olup, çalışmada $\beta = 0.25$ alınmıştır [31]. Yöntem her bir zaman adımında Δx göreli yer değiştirmelerinin hesaplanmasını gerektirmektedir ve zaman adımı kısa tutulduğu sürece stabilitesi bozulmaz.

5. PLASTİK MAFSAL KAVRAMI

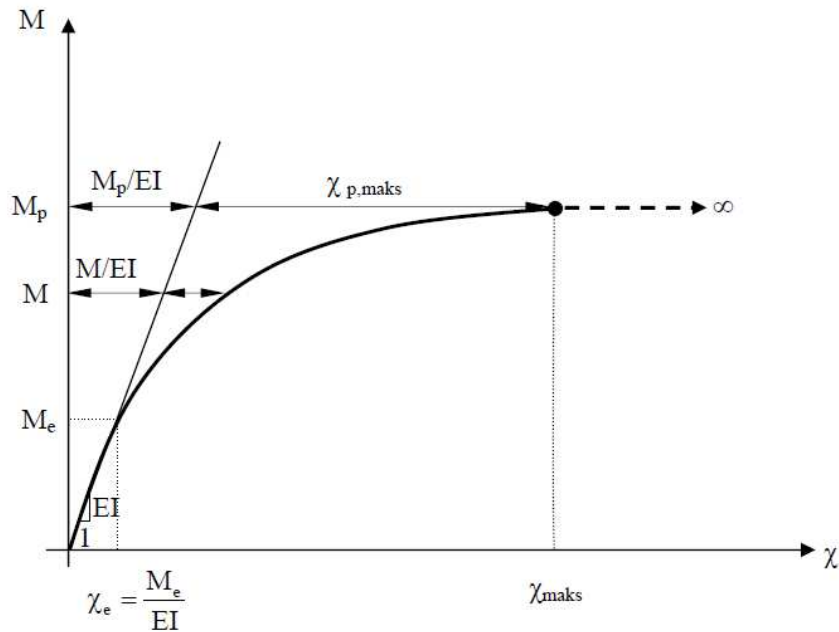
5.1 Giriş

Yapı sistemlerinin doğrusal olmayan hesabında, sistem malzeme bakımından doğrusal olmadığı için artan dış yükler altında yapıda meydana gelen doğrusal olmayan şekil değiştirmeler taşıyıcı elemanların uç bölgelerinde toplandığı var sayılır. Bu bölgelere plastik mafsalsal denir.

5.1.1 Plastik mafsalsal hipotezi

Toplam şekil değiştirmelerin doğrusal şekil değiştirmelere oranı olarak tanımlanan süneklilik oranının büyük olduğu ve doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin küçük bir bölgeye yayıldığı sistemlerde, doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin plastik mafsalsal adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bu kesitlerin dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal elastik davrandığı varsayımına plastik mafsalsal hipotezi denir [32].

Bir düzlem çubuk elemanının belirli bir bölgesine ait gerçek eğilme momenti – eğrilik bağıntısı Şekil 5.1’de verilmiştir.



Şekil 5.1 : Eğilme momenti – Eğrilik diyagramı

l_p uzunluğundaki bir bölgeye yayılan doğrusal olmayan (plastik) şekil değiştirmelerin toplandığı plastik mafsalın dönmesi (φ_p);

$$\varphi_p = \int_{l_p} \chi_p \cdot ds \quad (5.1)$$

ifadesiyle belirlenmektedir.

Dış yüklerin artmasıyla birlikte plastik mafsal dönmeside giderek artacak ve dönme kapasitesi ($maks\varphi_p$) denilen bir sınır değerine ulaşacaktır (Şekil 5.2). Dönme kapasitesi;

$$maks\varphi_p = \int_{l_p} \chi_p \cdot ds \quad (\chi_p \rightarrow \chi_{p,maks}) \quad (5.2)$$

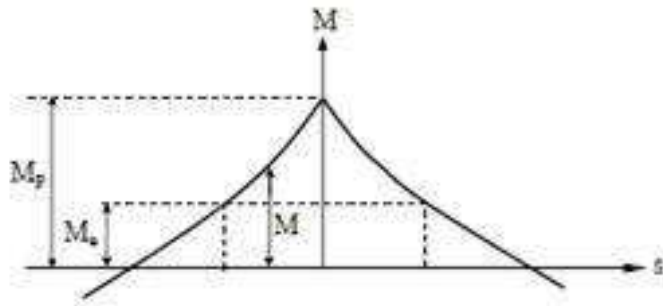
İfadesi ile belirlenmektedir. Burada dönme kapasitesi yaklaşık olarak aşağıdaki ifade ile belirlenebilir.

$$maks\varphi_p = l_p \cdot \chi_{p,maks} \quad (5.3)$$

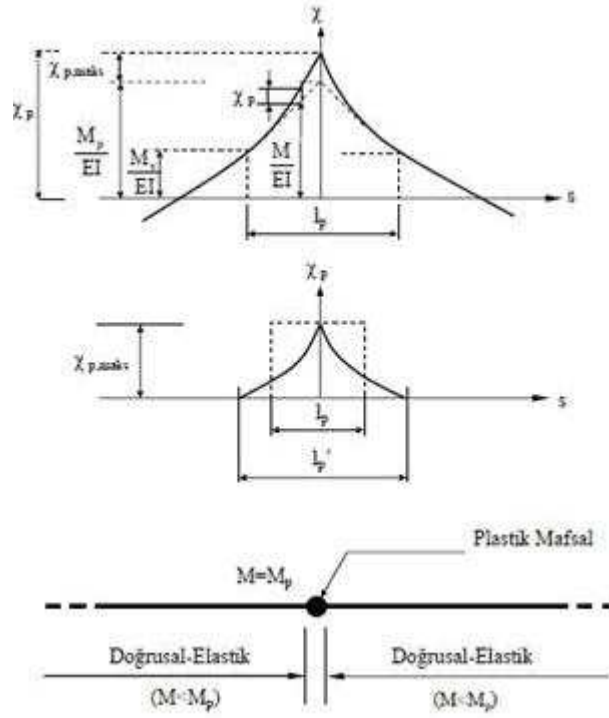
Burada l_p plastik mafsalın boyu (Şekil 5.3) ve;

$$l_p = 0.5d \quad (d: \text{ faydalı enkesit yüksekliği}) \quad (5.4)$$

ifadesiyle hesaplanır.

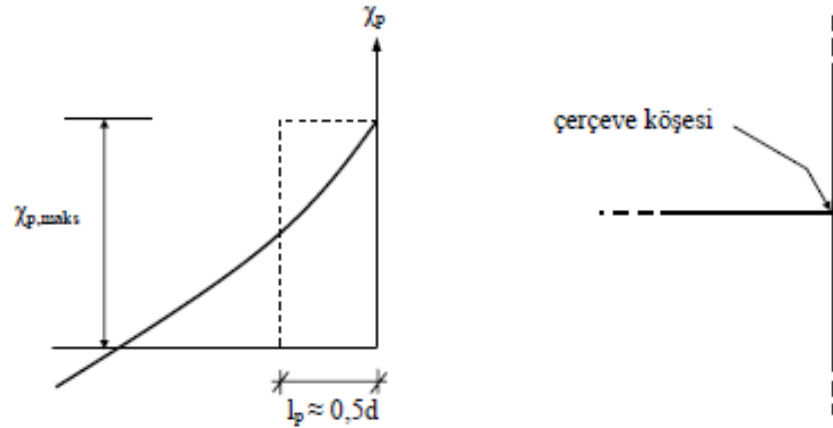


Şekil 5.2 : Eleman boyunca doğrusal olmayan şekil değiştirmeler



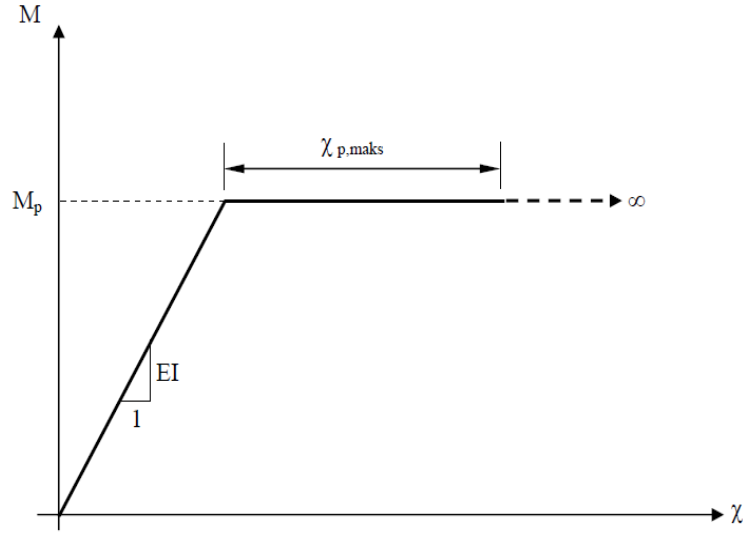
Şekil 5.2 : (devam) Eleman boyunca doğrusal olmayan şekil değiştirmeler

Şekil 5.2’de görüldüğü gibi, plastik mafsal hipotezinin temeli eğilme şekil değiştirme içindeki plastik şekil değiştirmeler küçülerek tek bir nokta haline gelmesine dayanmaktadır.



Şekil 5.3 : Plastik mafsal boyu

Plastik mafsal hipotezinin uygulanması ile Şekil 5.1’de belirtilen eğilme momenti-eğrilik bağıntıları idealleştirilerek Şekil 5.4’de gösterilen idealleştirilmiş eğilme momenti-eğrilik bağıntıları elde edilmiştir.



Şekil 5.4 : İdealleştirilmiş eğilme momenti-eğrilik diyagramı

5.1.2 Dönme kapasitesini etkileyen faktörler

Betonarme yapı sistemlerinde dönme kapasitesi tek bir değer olmamakla birlikte, yapının hasar durumuna göre değişmektedir. Dönme kapasitesi değeri başlıca;

- i. Betonun ve betonarme çeliğinin ε_{cu} ve ε_{su} sınır birim boy değişmelerine,
- ii. Sargı donatısının miktarı, şekli ve yerleşim düzenine,
- iii. Enkesit boyutlarına,
- iv. Eğilme momenti diyagramının şekline bağlıdır.

5.1.3 Plastik mafsal hipotezinin esasları

Plastik mafsal hipotezinin dayandığı temel esaslar aşağıda verilmiştir.

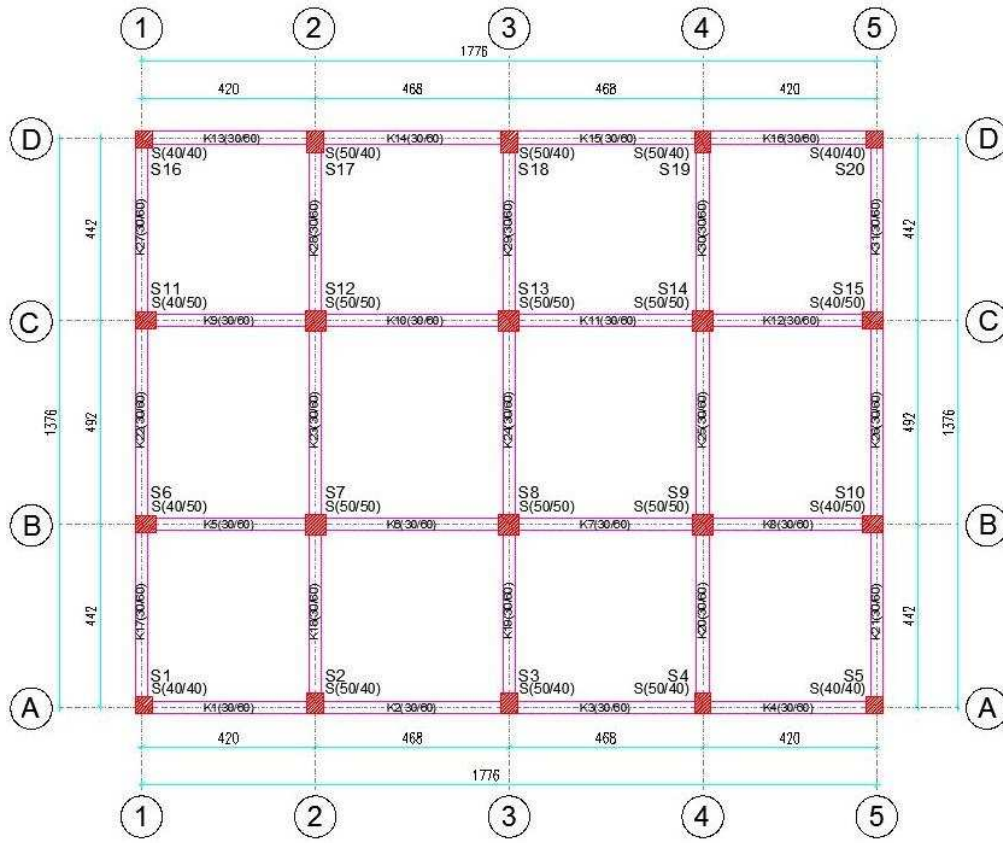
- i. Plastik mafsallar arasında sistem davranışı doğrusal elastiktir.
- ii. Kesite ait eğilme momenti artarak belirli bir M_p değerinde plastik mafsal oluşur. Daha sonra bu değer $M = M_p$ sabit olarak kalır ve serbestçe döner. Fakat dönmelerin de artmasıyla maksimum dönme kapasitesine ulaşan kesit kullanılamaz hale gelir.

6. PARAMETRİK İNCELEME

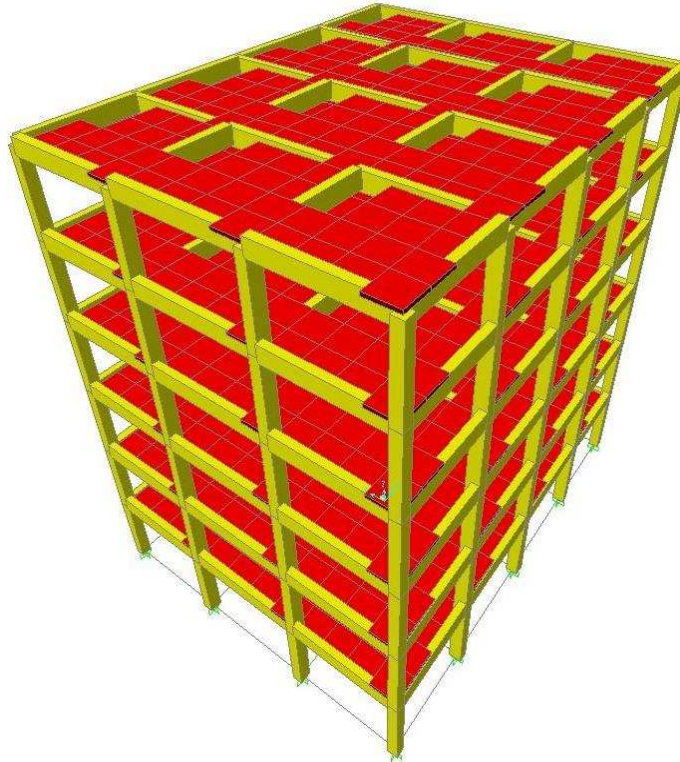
Bu bölüm altında üç farklı konuda araştırma yapılmıştır. Bunlar;

- Beton dayanımını değiştirilerek donatı çevresindeki gerilmeleri azaltmak süreti ile donatı sıyrılmasının yerdeğiştirmeler, plastik mafsall oluşumu, taban kesme kuvveti ve devrilme momenti üzerindeki etkileri incelenmiştir.
- C12 beton sınıfı kullanılarak oluşturulmuş yapıda yakın fay etkisi arttırılmış ve arttırılmamış depremin uygulanması durumunda yapısal karşılıklar incelenmiştir.
- C12 beton sınıfı kullanılarak oluşturulmuş yapıya aynı depremin tüm kayıt süresinin etkiltilmesi ve yalnız etkin sürenin etkiltilmesi durumunda yapının yapısal karşılıklar incelenmiştir.

Bu bölümde ele alınan yapı bir zemin, dört normal ve bir çatı katı olmak üzere altı kattan oluşmaktadır. Planda 17,76m x 13,76m’lik bir alanı kaplamakta olup, taşıyıcı sistem kolon, kiriş ve kirişlere mesnetli plak döşemelerden oluşmaktadır. Yapının uzun doğrultusunda dört açıklık, kısa doğrultusunda üç açıklık bulunmaktadır. Yapı, her iki doğrultuda simetrik olarak yerleştirilmiş olan taşıyıcı elemanlardan oluşmaktadır. Döşeme kalınlıkları 14cm’dir. Kiriş boyutları tüm katlarda 30cm×60cm olarak verilmiştir. Kolonlarda ise 3 kesit tipi mevcuttur. S1, S5, S16, S20 kolonları birinci tip olup 40cm×40cm enkesit boyutlarındadır, S2, S3, S4, S6, S10, S11, S15, S17, S18, S19 kolonları ikinci tip olup 40cm×50cm ve üçüncü tip S7, S8, S9, S12, S13, S14 kolonları ise 50cm×50cm enkesit boyutlarına sahiptir. Tüm yapıda kat yükseklikleri 3m olup, toplam bina yüksekliği 18m’dir. Betonarme hesaplarda yapı malzeme kalitesi olarak C10, C12 ve C18 olmak üzere üç farklı sınıf kullanılmış olup, betonarme çeliği S220 kalitesindedir. Bina birinci derece deprem bölgesinde ve Z3 zemin sınıfı üzerinde bulunmaktadır. Yapı kat ağırlıkları çatıda 1970kN, normal katarıda 2642kN ve zemin katta 2740kN dur. Ayrıca mevcut yapının zemin kat seviyesinde plan görünüşü Şekil 6.1’de, SAP2000 programıyla [33] düzenlenen üç boyutlu modeli Şekil 6.2’de verilmektedir.



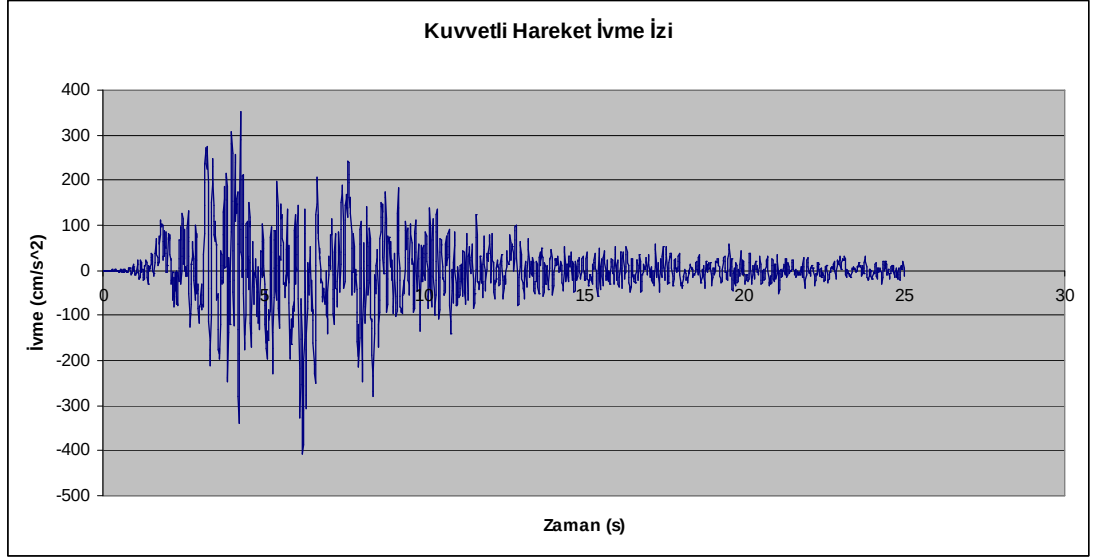
Şekil 6.1 : Zemin kat kalıp planı



Şekil 6.2 : Bina'nın SAP2000 programı'ndaki üç boyutlu modeli

6.1 Beton Dayanımının Etkinliği

Bu bölümde beton dayanımının etkisini incelemek amacı ile beton dayanımı kademeli olarak düşürülmüş böylece donatının etrafındaki basınç gerilmeleri azaltılarak oluşan yapının tepkilerine ve oluşan plastik mafsalların dağılımına bakılmıştır. Kullanılan betonun basınç dayanımı 18MPa'dan önce 12MPa'a daha sonra ise 8MPa'a düşürülmüştür. Her üç durum için de bu bölümde kullanılan ivme kaydı 17 Ağustos Kocaeli depreminin 406 cm/s^2 maksimum genliğindeki Sakarya kaydının D-B bileşenidir. Kullanılan kuvvetli hareket kaydının şiddetli genlikler bölgesini kapsayan 25 saniyelik kısmı analizde kullanılmış ve Şekil 6.3'de gösterilmiştir.



Şekil 6.3 : Yapıya etkiyen Sakarya kaydı D-B bileşeni (17 Ağustos 1999)

6.1.1 C18 Beton sınıfının kullanılması durumu

Doğrusal olmayan analizde yapı C18 beton sınıfı kullanılarak modellenmiş ve 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi Sakarya kaydının D-B bileşeni yapıya etkitilmiştir. Betonun elastisite modülü TS500 de verilen değer olan $27500 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ kullanılmıştır. Donatı sınıfı olarak da S220 kullanılmıştır.

6.1.1.1 Binaya ait doğal titreşim periyotlarının belirlenmesi

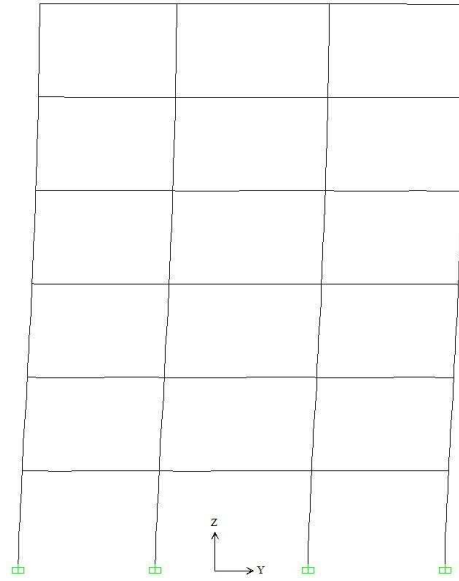
Düşey yükler altında analiz edilen mevcut yapıya ait doğal titreşim periyotları SAP2000 programının yardımı ile hesaplanmıştır. Analiz sonucunda elde edilen periyotlar;

1.doğal titreşim periyodu $\rightarrow T_{1y} = 0,6717 \text{ s.}$ (y yönünde – Şekil 6.4)

2.doğal titreşim periyodu $\rightarrow T_{1x} = 0,6625 \text{ s.}$ (x yönünde – Şekil 6.5)

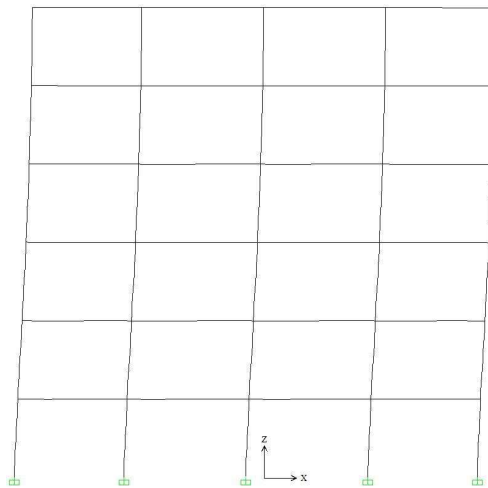
3.doğal titreşim periyodu $\rightarrow T_3 = 0,6015 \text{ s.}$ (Şekil 6.6)

Yapıda öncelikli ilk iki hakim periyot X ve Y doğrultusunda ötelenme periyodu için ortaya çıkmıştır. Bunun nedeni olarak yapının simetrisini bozacak bir taşıyıcı sistem yerleşiminin mevcut olmaması gösterilebilir.



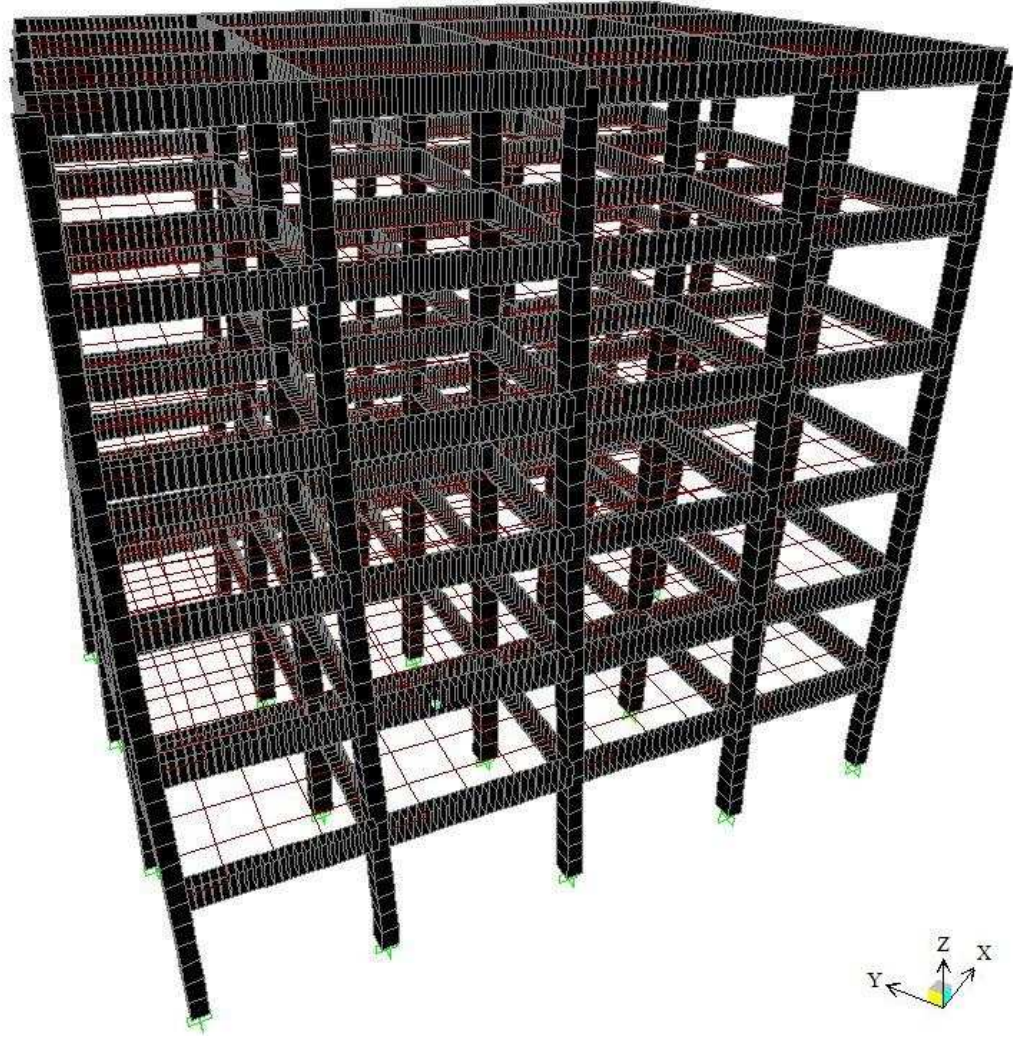
Şekil 6.4 : Mevcut binaya ait (y-y) doğrultusundaki birinci doğal titreşim modu

+Y yönündeki doğal titreşim periyodu $T_{1y} = 0,67 \text{ s.}$ olarak belirlenmiştir.



Şekil 6.5 : Mevcut binaya ait (x-x) doğrultusundaki ikinci doğal titreşim modu

+X yönündeki doğal titreşim periyodu $T_{1x} = 0,66 \text{ s.}$ olarak belirlenmiştir.



Şekil 6.6 : Mevcut binaya ait üçüncü doğal titreşim modu

Üçüncü doğal titreşim periyodu $T_3 = 0,60s.$ olarak belirlenmiştir

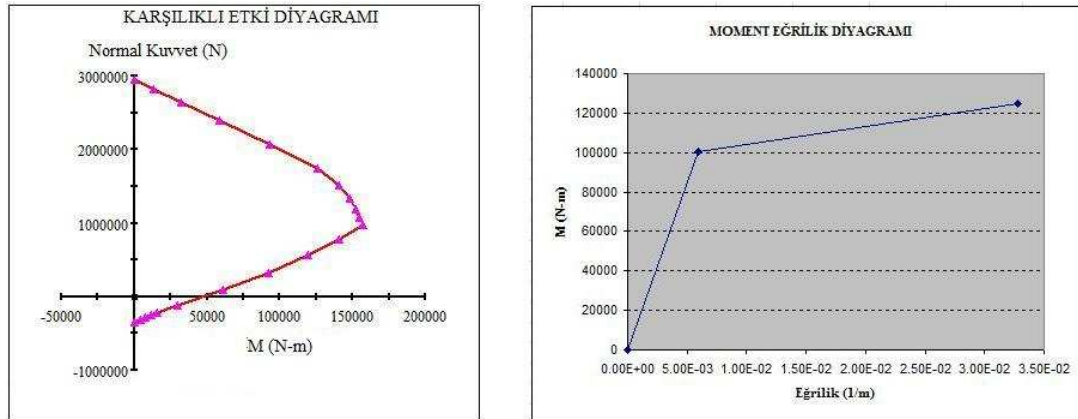
6.1.1.2 X doğrultusunda çalışan düşey elemanların karşılıklı etki diyagramları ve moment-eğrilik bağıntıları

C18 beton sınıfı kullanılarak modellenmiş yapının kolonlarına aitt KESDONG programı ile elde edilen moment ve eğrilik değerleri Çizelge.6.1’de verilmiştir.

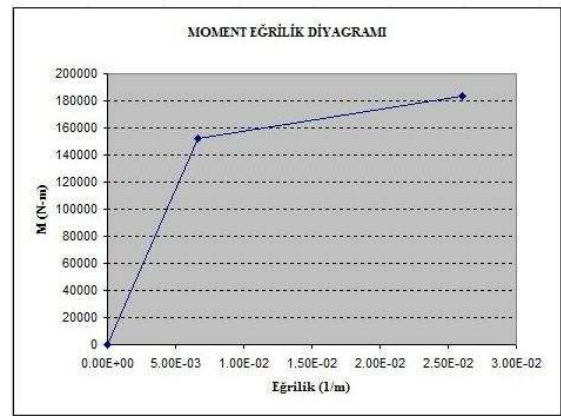
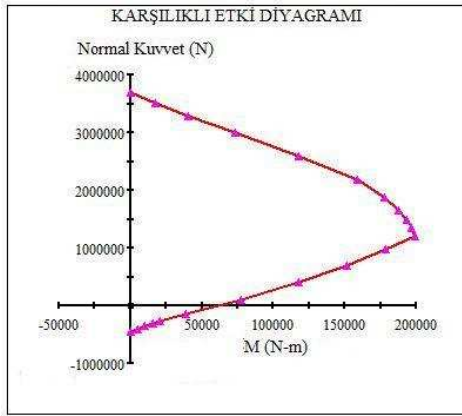
Çizelge 6.1 : Yapı kolonlarına ait moment ve eğrilik değerleri (C18)

Kolon No	b (m)	h (m)	Normal Kuvvet (kN)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	χ_y ($10^{-3} / m$)	χ_u ($10^{-3} / m$)
S1/S5/S16/S20	0.4	0.4	408.14	100.17	124.75	5.93	32.81
S2/S4/S17/S19	0.5	0.4	725.10	151.78	183.77	6.60	26.06
S3/S18	0.5	0.4	755.54	155.07	187.23	6.70	25.17
S6/S10/S11/S15	0.4	0.5	735.17	180.06	231.14	5.13	19.39
S7/S9/S12/S14	0.5	0.5	1255.71	264.64	320.35	5.90	15.75
S8/S13	0.5	0.5	1309.55	269.35	325.60	6.03	15.17

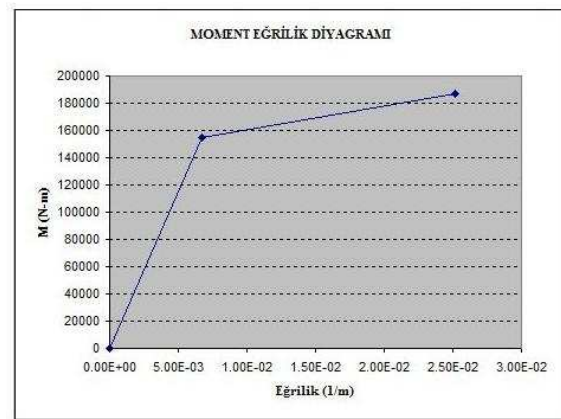
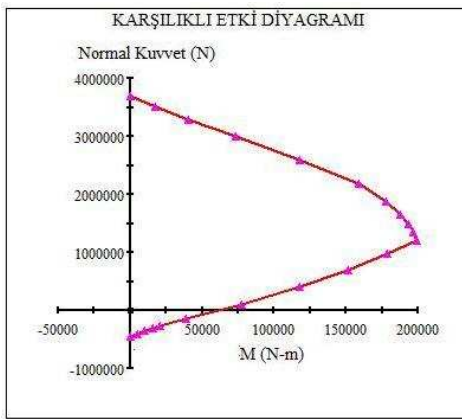
C18 beton sınıfı için kolonların hepsi çekmeli kırılma bölgesinde olduğu görülmüştür. Bu kolonlara ait karşılıklı etki diyagramları ve moment eğrilik bağıntıları sırasıyla Şekil 6.7, Şekil 6.8, Şekil 6.9, Şekil 6.10, Şekil 6.11 ve Şekil 6.12 de gösterilmiştir.



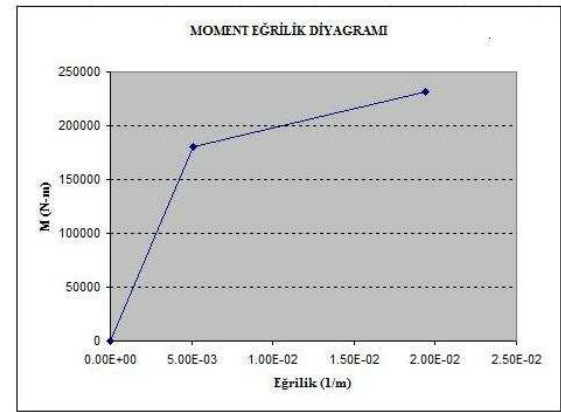
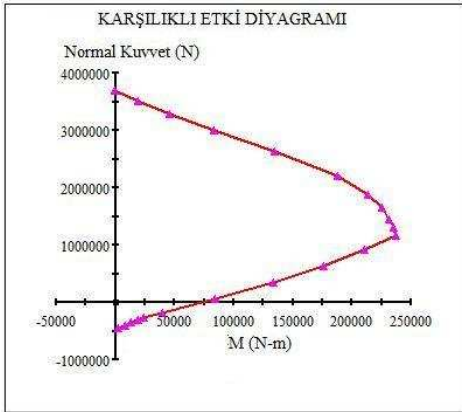
Şekil 6.7 : S1/S5/S16/S20 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları



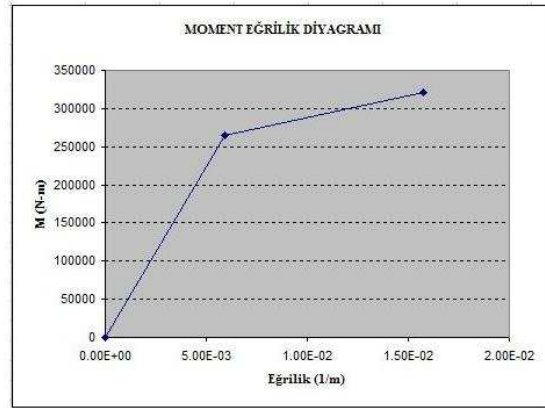
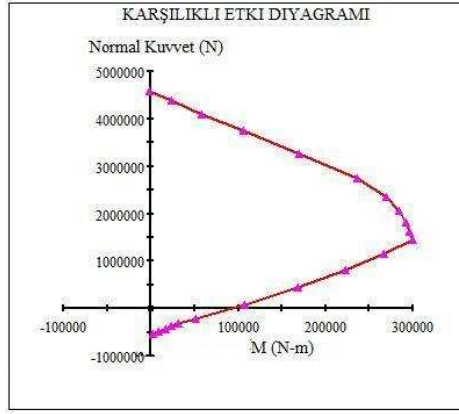
Şekil 6.8 : S2/S4/S17/S19 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları



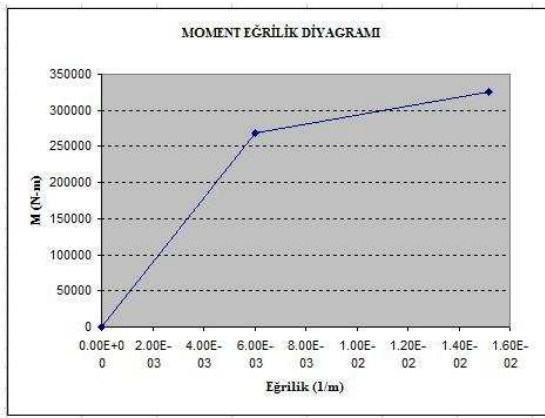
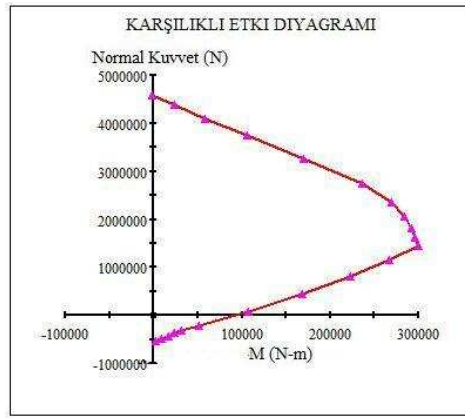
Şekil 6.9 : S3/S18 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları



Şekil 6.10 : S6/S10/S11/S15 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları



Şekil 6.11 : S7/S9/S12/S14 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları

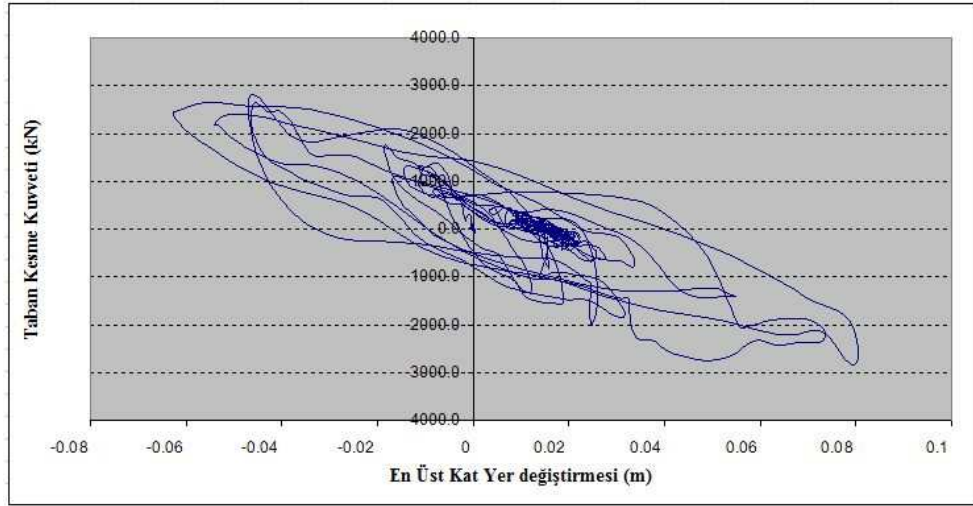


Şekil 6.12 : S8/S13 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları

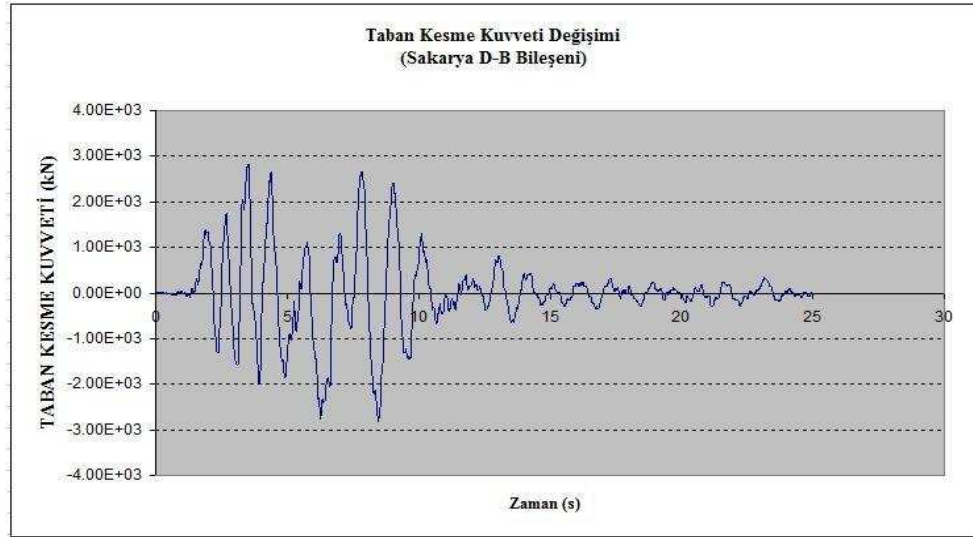
6.1.1.3 Sakarya D-B kaydının yapıya etkimesi durumunda dinamik analiz

17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin 406 cm/s^2 maksimum genliğinin Sakarya kaydının D-B Bileşeni etkililmiş ve doğrusal olmayan dinamik çözümleme yapılmıştır.

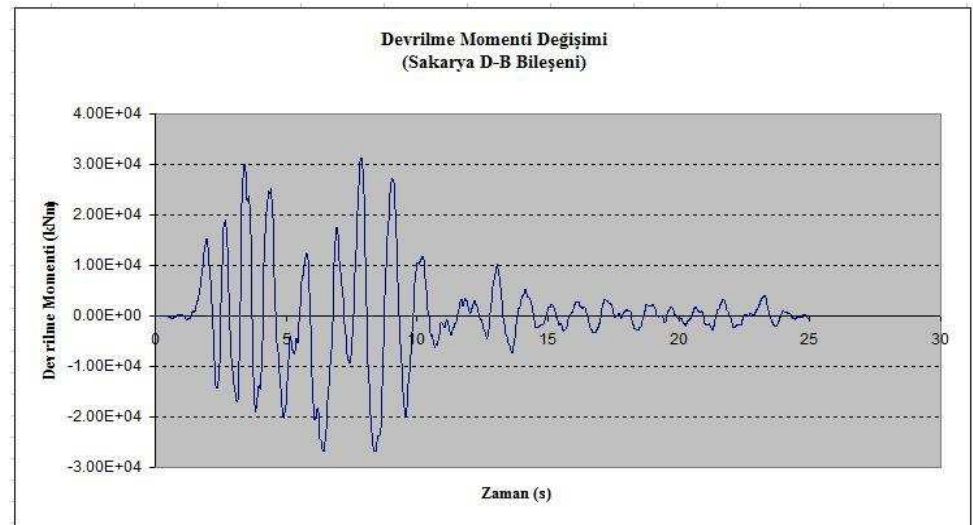
Yapılan analiz sonucunda, yapıya ait en üst kat taban kesme kuvveti-yerdeğiştirme değişimi, devrilme momenti değişimi, katlardaki yerdeğiştirmeler aynı grafik üzerinde gösterilmiş, aynı zamanda ayrı ayrı her bir kattaki yerdeğiştirmeler ve taban kesme kuvveti sırasıyla Şekil 6.13, Şekil 6.14, Şekil 6.15, Şekil 6.16, Şekil 6.17 ve Şekil 6.18 de gösterilmiştir.



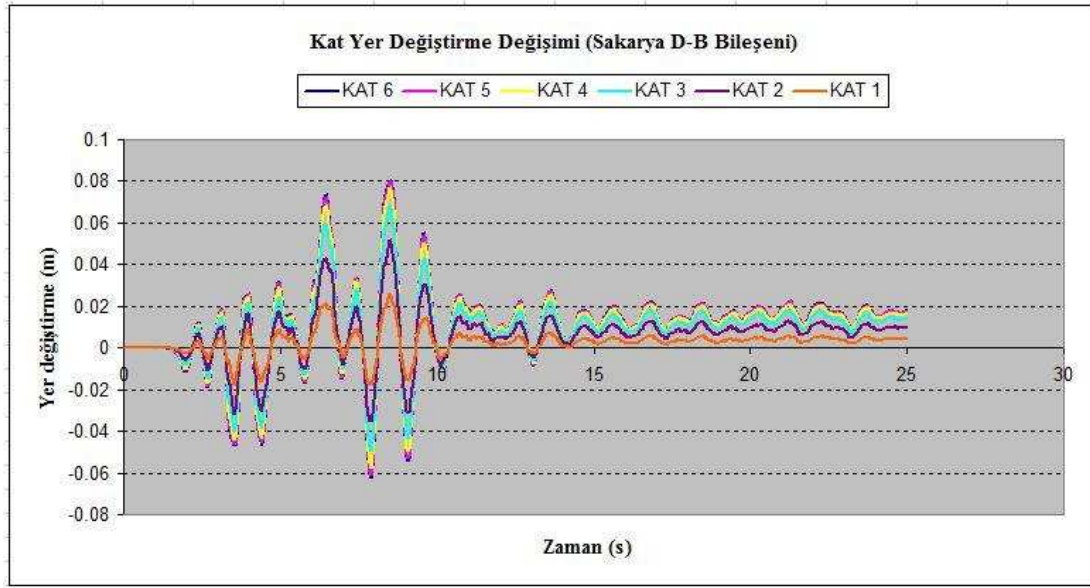
Şekil 6.13 : Taban kesme kuvveti- En üst kat yer değiştirmesi



Şekil 6.14 : Taban kesme kuvveti değişimi

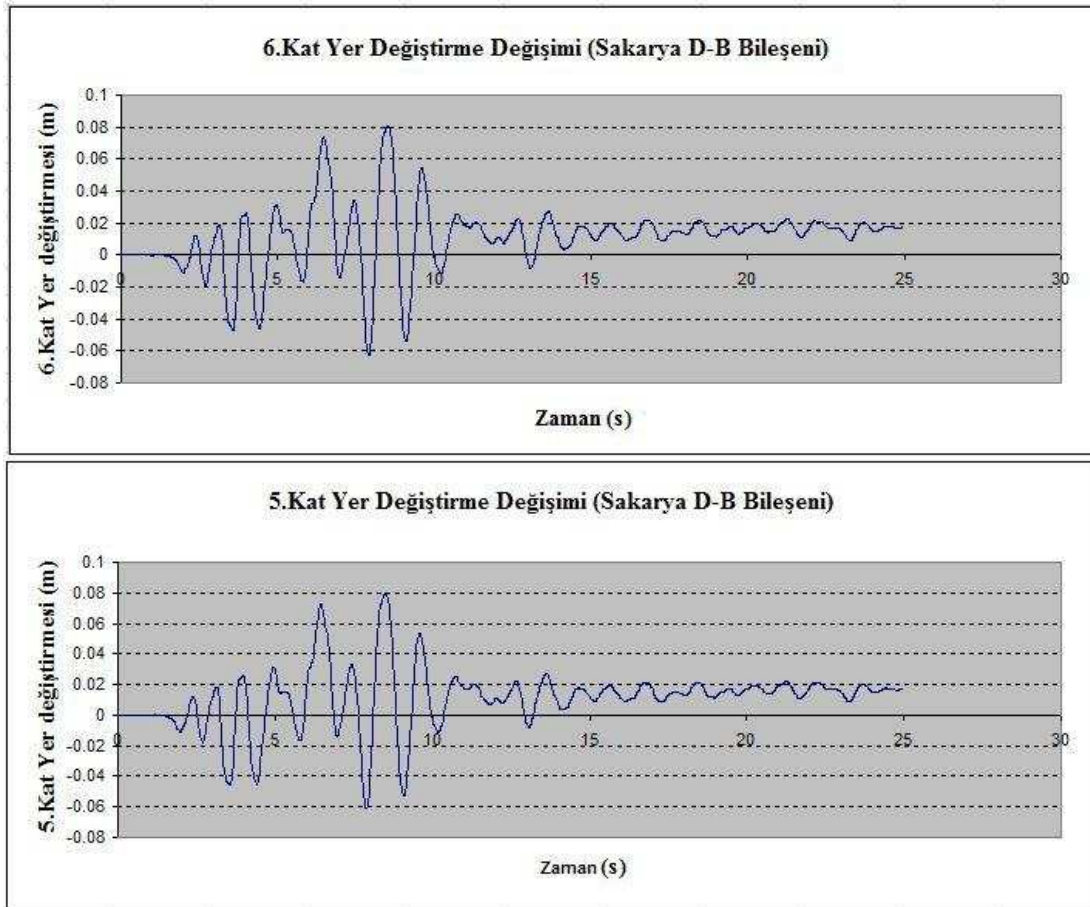


Şekil 6.15 : Devrilme momenti değişimi

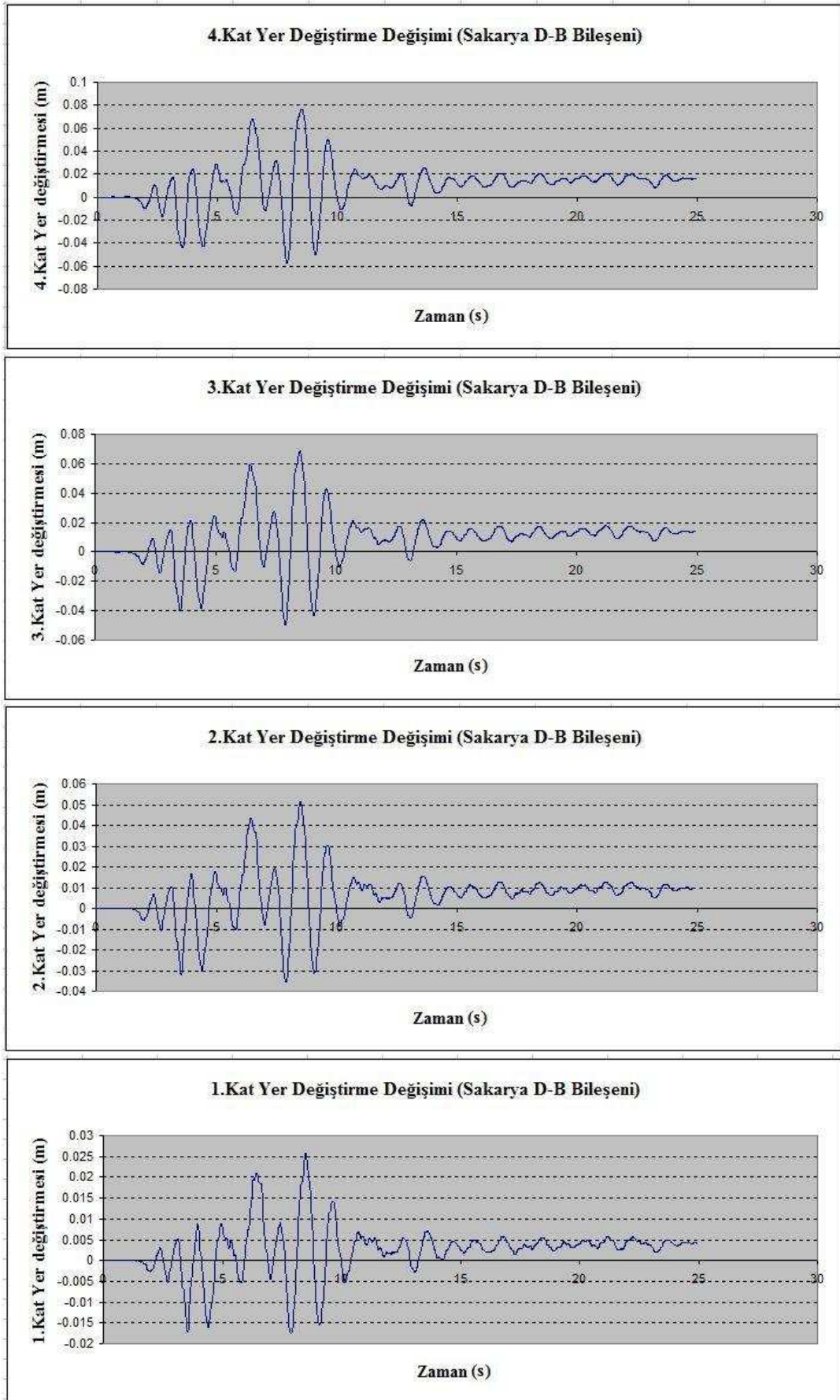


Şekil 6.16 : Katların yer değiştirme değişimi

Yapıdaki herbir katın deprem etkisi altında ayrı ayrı yer değiştirmeleri Şekil 6.17’de verilmiştir.

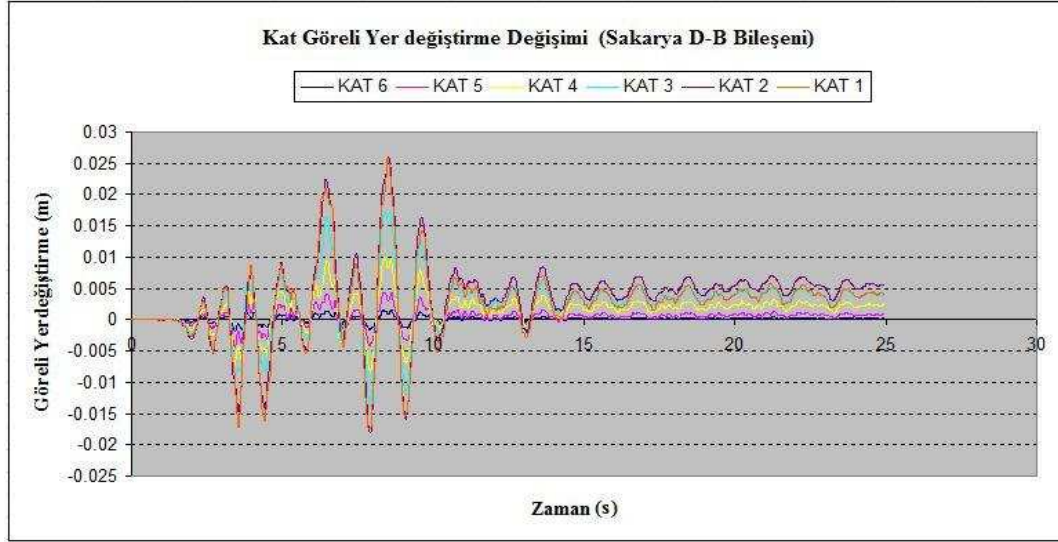


Şekil 6.17 : Katlara ait yer değiştirme değişimi

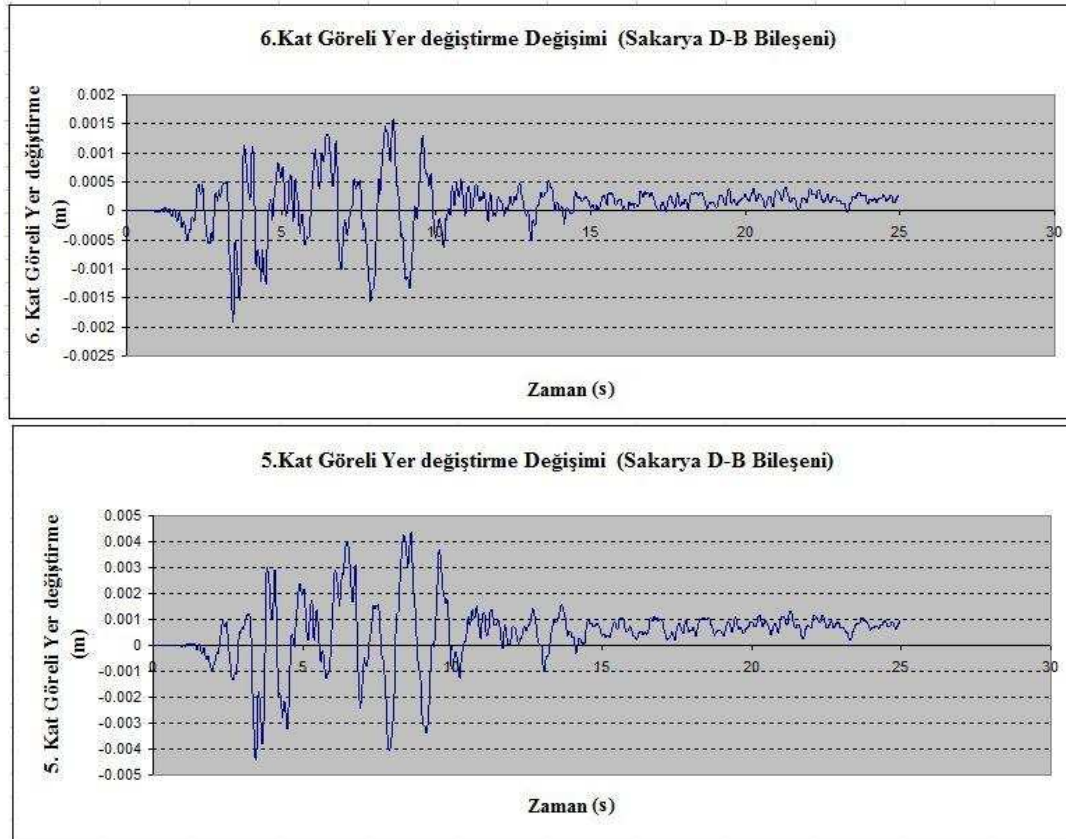


Şekil 6.17 : (Devam) Katlara ait yer değiştirme değişimi

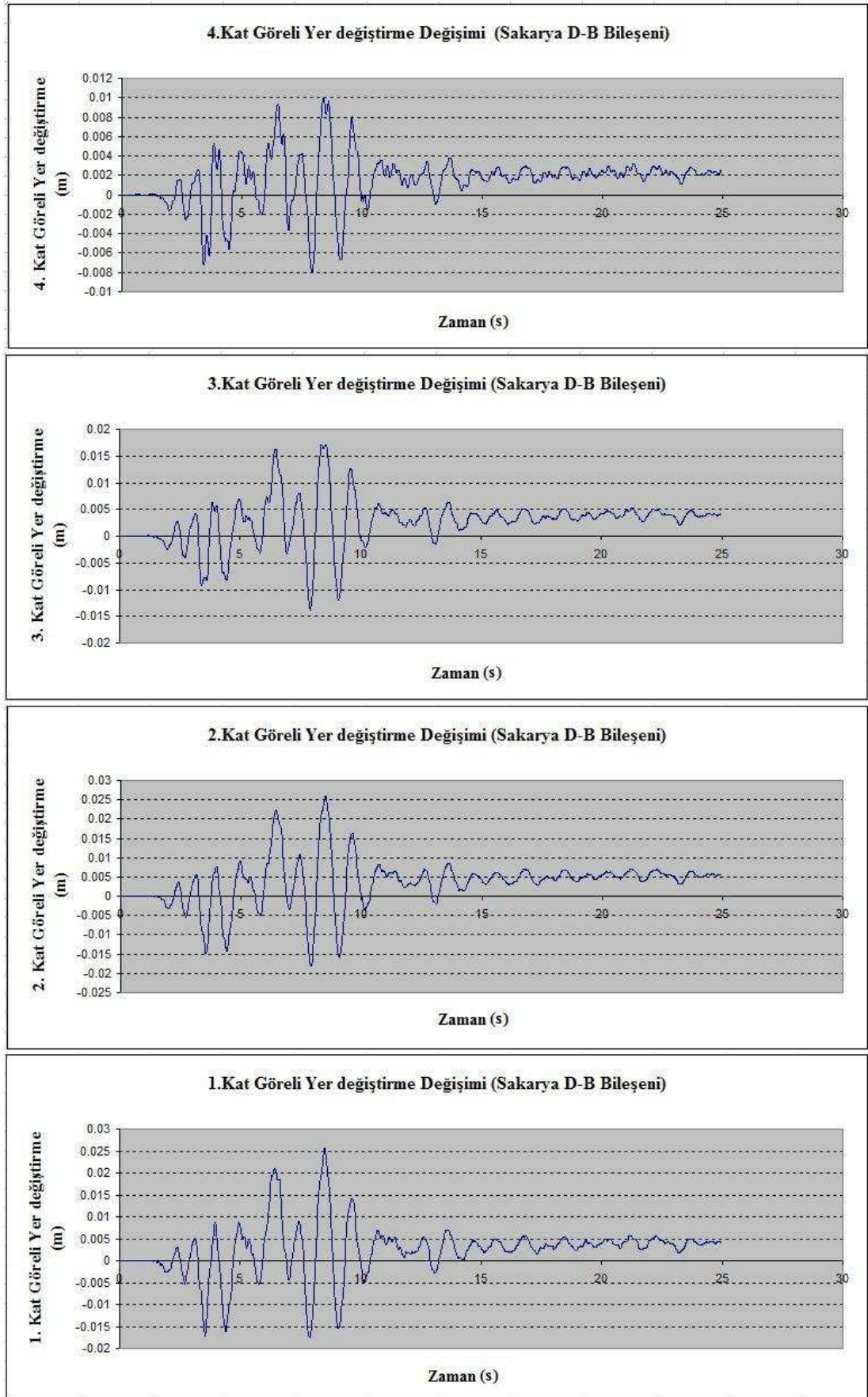
C18 beton sınıfı uygulanan yapının analizi sonrasında yapının x-x doğrultusundaki en büyük yerdeğiştirmesi 8,1cm, en büyük taban kesme kuvveti 2830,11 kN ve en büyük devrilme momenti 31359 kNm olarak hesaplanmıştır. Ayrıca katların görelî yerdeğiştirmesi aynı grafikte gösterilmiş (şekil 6.18) aynı zamanda ayrı ayrı herbir kattaki görelî yerdeğiştirmeler şekil 6.19’da verilmiştir.



şekil 6.18 : Katların görelî yer değiştirme değişimi



şekil 6.19 : Katlara ait görelî yer değiştirme değişimi



şekil 6.19 : (Devam) Katlara ait görelî yer değiştirme değişimi

2007 tarihli DBYBHY'deki eşdeğer deprem yükü yöntemine göre katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri hesaplanmış ve sistem SAP2000 programı ile statik olarak analiz edilmiştir. Analiz sonucunda elde edilen göreceli yer değiştirmeler doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

Toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti V_t) ;

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10A_0IW \quad (6.1)$$

ifadesi ile hesaplanmaktadır. Burada;

V_t : Toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti)

W : Kat ağırlığı

$A(T_1)$: Spektral ivme katsayısı

$R_a(T_1)$: Deprem yükü azaltma katsayısı

A_0 : Etkin yer ivmesi katsayısı

I : Bina önem katsayısı

semboller ile belirtilmiştir.

Toplam eşdeğer deprem yükü (V_t), bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak denklem (6.2) ile ifade edilir.

$$V_t = \Delta F_N + \sum_{i=1}^N F_i \quad (6.2)$$

Burada;

ΔF_N : binanın N 'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yüküdür ve denklem (6.3) ile belirlenebilir.

$$\Delta F_N = 0.0075NV_t \quad (6.3)$$

Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_N dışında geri kalan kısmı, N'inci kat dâhil olmak üzere, bina katlarına denklem (6.4) ile dağıtılır.

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j} \quad (6.4)$$

C18 beton sınıfı kullanılarak modellenen yapının uzun doğrultusu için, taşıyıcı sistem davranış katsayısı $R=4$, Etkin yer ivmesi katsayısı $A_0=0.40$ ve Z3 zemin sınıfı kullanılarak yapılan hesap sonucunda katlara gelen eşdeğer deprem yükleri Çizelge 6.2'de verilmiştir.

Çizelge 6.2 : Yapı katlarına etkiyen eşdeğer deprem yükleri (C18)

V_{Tx}	ΔF_N	KAT	$h(m)$	$H_i(m)$	w_i	$w_i H_i$	$\frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j}$	$F_{ix} (kN)$	$F_{ix} (kN)$ (ΔF_N 'li)
3838.57	172.74	6	3	18	1970	35460	0.211942	776.94	949.68
		5	3	15	2930	43950	0.262686	962.96	962.96
		4	3	12	2930	35160	0.210149	770.37	770.37
		3	3	9	2930	26370	0.157612	577.78	577.77
		2	3	6	2930	17580	0.105074	385.18	385.19
		1	3	3	2930	8790	0.052537	192.59	192.59
				Top.=	16620	167310		Top.=	3838.57

Katlara etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin hesaplanmasının ardından model SAP2000 programının yardımıyla analiz edilmiş ve elde edilen görelî yer değiştirmeler, Sakarya D-B kaydı kullanılarak yapılan doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçları ile karşılaştırılmış ve Çizelge 6.3'de verilmiştir.

Çizelge 6.3 : Görelî yer değiştirmelerin karşılaştırılması (C18)

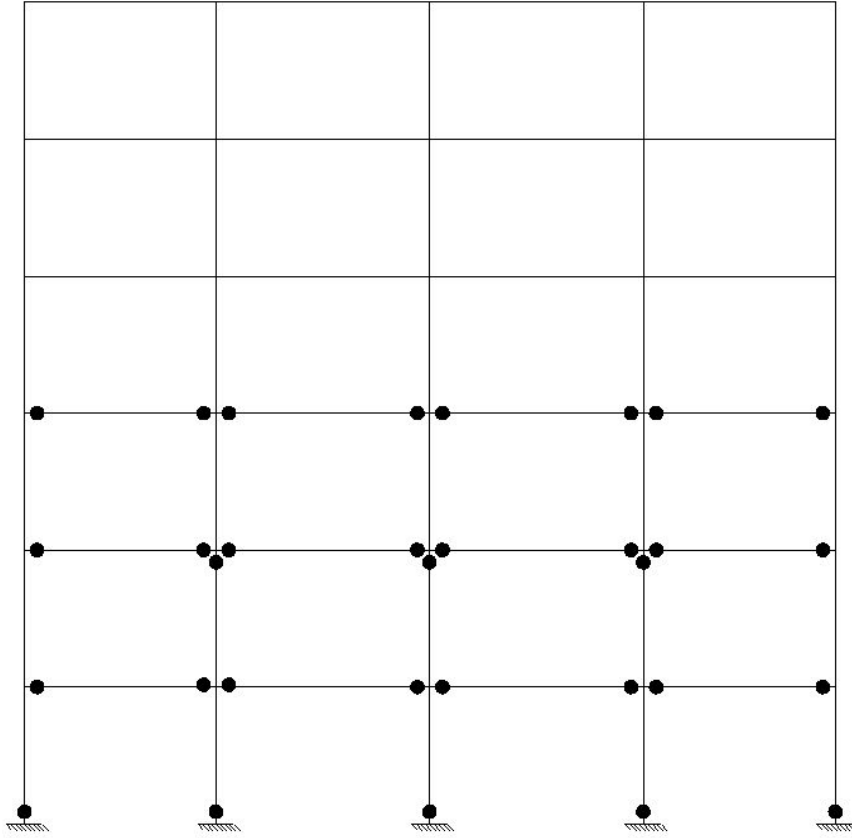
KAT	Eşdeğer deprem yükü yönteminden elde edilen görelî yer değiştirme (cm)	Doğrusal olmayan analizden elde edilen görelî yer değiştirmeler (cm)
6	0.33	0.15
5	0.58	0.43
4	0.80	0.99
3	1.07	1.70
2	0.93	2.60
1	0.76	2.57

Çizelge 6.3’den de görüleceği gibi doğrusal olmayan görelî yer değıştirmeler statikçe eşdeğer deprem kuvvetleri ile hesaplan görelî yer değıştirme değeriğini ilk dört kat için aşarak;

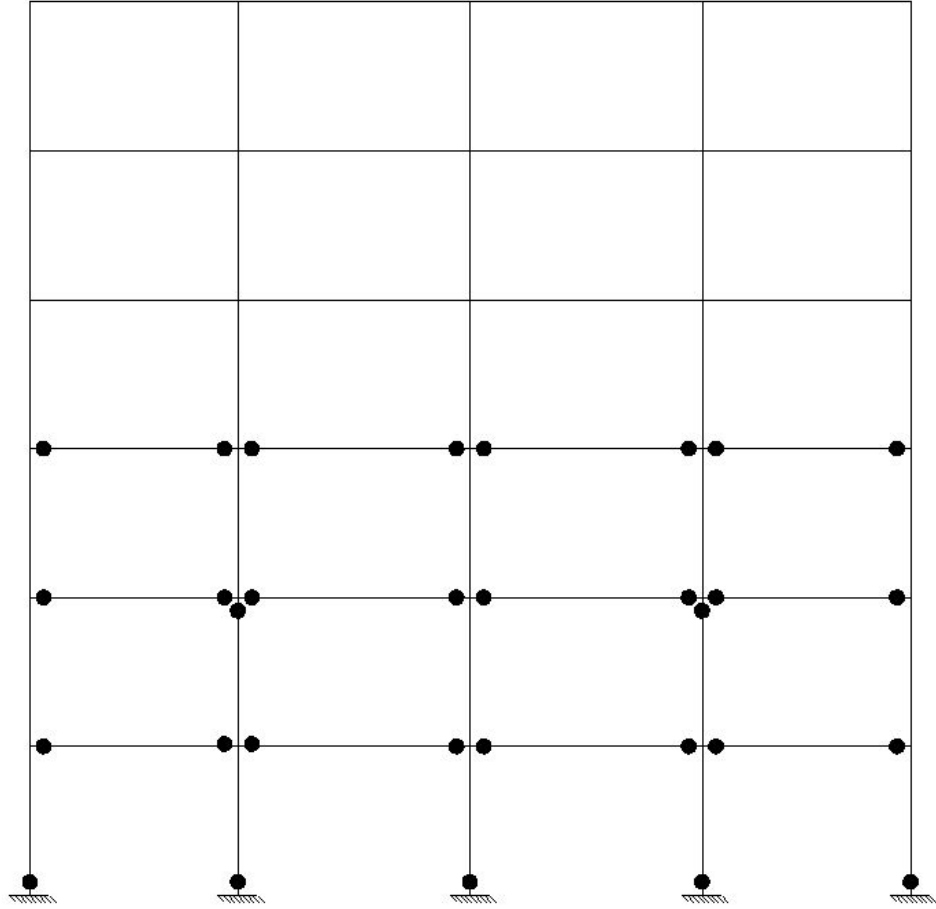
- 4. ve 3. normal katlar arasında 0.99cm,
- 3. ve 2. normal katlar arasında 1.70cm,
- 2. ve 1. normal katlar arasında 2.60cm,
- 1. ve zemin katlar arasında 2.57cm değeriğini almıştır.

6.1.1.4 Dinamik analiz sonucunda x-x doğrultusundaki çerçevelede oluşan plastik mafsall dağılımları (Sakarya D-B bileşeni)

17 Ağustos 1999 Sakarya D-B bileşeninin yapıya etkilerek yapılan doğrusal olmayan analiz sonucunda yapının x-x doğrultusundaki A-A ve B-B akslarındaki çerçevelede oluşan plastik mafsall dağılımları sırasıyla Şekil 6.20 ve Şekil 6.21’de verilmiştir.



Şekil 6.20 : C18 Beton sınıfı için A-A aksındaki çerçevelede oluşan plastik mafsall dağılımları



Şekil 6.21 : C18 Beton sınıfı için B-B aksındaki çerçevede oluşan plastik mafsalları

Çizelge 6.4 : Plastik mafsalları dağılımları (C18)

Kat No	A-A Aksı		B-B Aksı	
	KOLON	KİRİŞ	KOLON	KİRİŞ
6.KAT	----	----	----	----
5.KAT	----	----	----	----
4.KAT	----	----	----	----
3.KAT	----	(8 kesit) 100%	----	(8 kesit) 100%
2.KAT	(3 kesit) 30%	(8 kesit) 100%	(2 kesit) 20%	(8 kesit) 100%
1.KAT	(5 kesit) 50%	(8 kesit) 100%	(5 kesit) 50%	(8 kesit) 100%

Çizelge 6.4'de 17 Ağustos 1999 Sakarya D-B bileşeninin yapıya etkililerek yapılan dinamik analiz sonucunda yapının x-x doğrultusundaki A-A ve B-B akslarındaki çerçevelerde oluşan plastik mafsalları dağılımları sayısal olarak verilmiştir.

Yapıda planda x-x doğrultusunda çalışan çerçevelerin tümü gözönüne alınarak yapılan doğrusal olmayan analiz sonucunda, kolon ve kirişlerde oluşan plastik mafsalları dağılımlarıyla ilgili aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

- i. Birinci katta; A çerçeve kolonlarının kritik kesitlerinin %50 sinde yani 10 kritik bölgenin 5'inde, B çerçeve kolonlarının kritik kesitlerinin %50 sinde yani 10 kritik kesitin 5'inde plastik mafsalları oluştuğu gözlenmiştir. Başka bir deyişle, birinci kat kolonlarının kritik kesitlerinin ortalama ile ifade etmek gerekirse %50' sinde plastik mafsalları oluşmuştur. Kirişlerde ise birinci katta A ve B çerçevelerinin bütün kirişlerinin her iki ucunda plastik mafsalları oluştuğu gözlenmiştir.
- ii. İkinci katta; A çerçeve kolonlarının kritik kesitlerinin %30 unda yani 10 kritik bölgenin 3'ünde, B çerçeve kolonlarının kritik kesitlerinin %20 sinde, yani 10 kritik bölgenin 2'inde plastik mafsalları oluştuğu gözlenmiştir. Başka bir deyişle, ikinci kat kolonlarının kritik kesitlerinin ortalama ile ifade etmek gerekirse %25 inde plastik mafsalları oluşmuştur. Kirişlerde ise ikinci katta A ve B çerçevelerinin bütün kirişlerinin her iki ucunda plastik mafsalları oluştuğu gözlenmiştir.
- iii. Üçüncü katta; A ve B çerçevelerinin kolonlarının kritik kesitlerinde plastik mafsalları oluşumuna rastlanmamıştır. Kirişlerde ise üçüncü katta A ve B çerçevelerinin bütün kirişlerinin her iki ucunda plastik mafsalları oluştuğu gözlenmiştir.
- iv. Yapının 4.kat ve üzerindeki katlarındaki kolon ve kirişlerinin kritik kesitlerinde plastik mafsalları oluşumu gözlenmemiştir.

6.1.2 C12 beton sınıfı kullanılması durumu

C12 beton sınıfı kullanılarak modellenmiş yapıya 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi Sakarya kaydının D-B bileşeni etkililmiştir ve doğrusal olmayan analiz yapılmıştır. Betonun elastisite modülü TS500 de verilen

$$E = 3250(f_{ck})^{0,5} + 14000 \text{ (N / mm}^2\text{)} \quad (6.5)$$

formülü kullanılarak belirlenmiştir. Bu durumda $E = 25250 \text{ N / mm}^2$ alınmıştır. Beton çeliği sınıfı olarak da S220 kullanılmıştır.

6.1.2.1 Binaya ait doğal titreşim periyotlarının belirlenmesi

Yapının düsey yükler altında SAP2000 programı yardımı ile belirlenen doğal titreşim periyotları aşağıda verilmiştir.

1.doğal titreşim periyodu $\rightarrow T_{1y} = 0,7045 \text{ s. (y yönünde)}$

2.doğal titreşim periyodu $\rightarrow T_{1x} = 0,6948 \text{ s. (x yönünde)}$

3.doğal titreşim periyodu $\rightarrow T_3 = 0,6308 \text{ s.}$

Yapıda öncelikli ilk iki hakim periyot X ve Y doğrultusunda ortaya çıkmıştır.

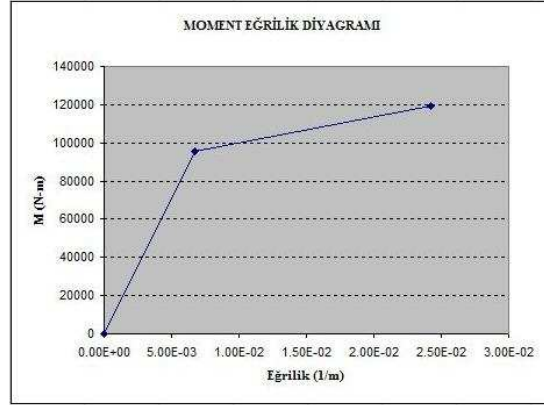
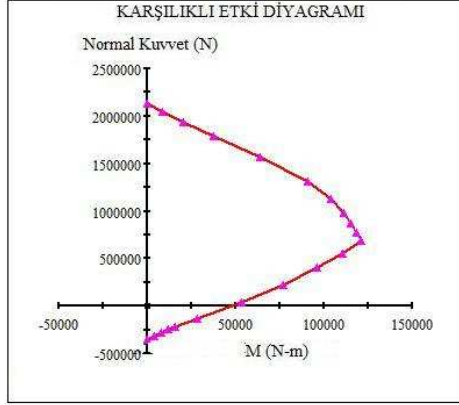
6.1.2.2 X doğrultusunda çalışan düşey elemanların karşılıklı etki diyagramları ve moment-eğrilik bağıntıları

C12 beton sınıfı kullanılarak modellenmiş yapının kolonlarına aitt KESDONG programı ile elde edilen moment ve eğrilik değerleri Çizelge 6.5’de verilmiştir.

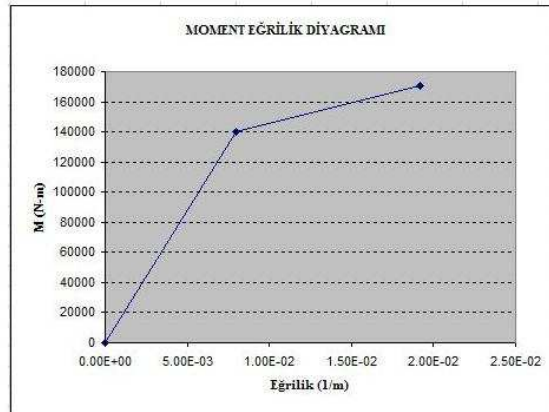
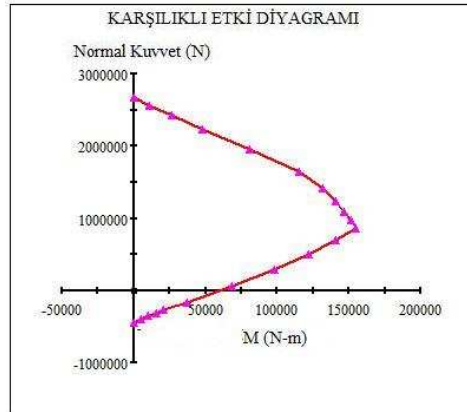
Çizelge 6.5 : Yapı kolonlarına ait moment ve eğrilik değerleri (C12)

Kolon No	b (m)	h (m)	Normal Kuvvet (kN)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	χ_y ($10^{-3} / m$)	χ_u ($10^{-3} / m$)
S1/S5/S16/S20	0.4	0.4	408.14	95.45	119.39	6.74	24.19
S2/S4/S17/S19	0.5	0.4	725.10	140.47	170.5	8.00	19.19
S3/S18	0.5	0.4	755.54	142.40	172.30	8.21	18.67
S6/S10/S11/S15	0.4	0.5	735.17	164.01	205.43	6.14	14.72
S7/S9/S12/S14	0.5	0.5	1255.71	229.01	234.55	7.68	10.00
S8/S13	0.5	0.5	1309.55	230.71	233.99	7.99	9.63

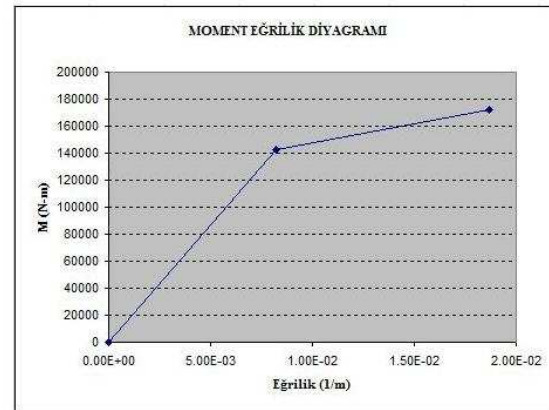
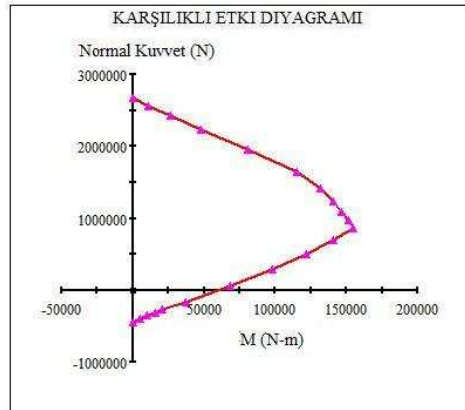
C12 beton sınıfı için kolonların hepsi çekmeli kırılma bölgesinde olduğu görülmüştür. Bu kolonlara ait karşılıklı etki diyagramları ve moment eğrilik bağıntıları sırasıyla Şekil 6.22, Şekil 6.23, Şekil 6.24, Şekil 6.25, Şekil 6.26 ve Şekil 6.27 da gösterilmiştir.



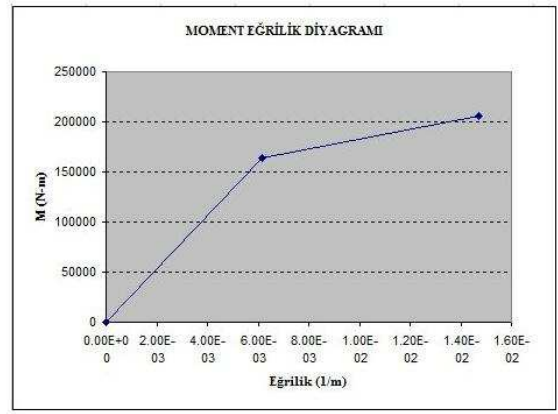
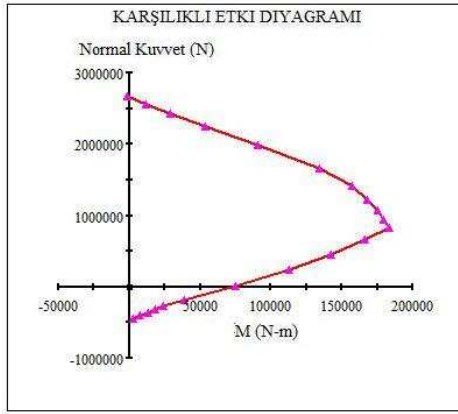
Şekil 6.22 : S1/S5/S16/S20 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları



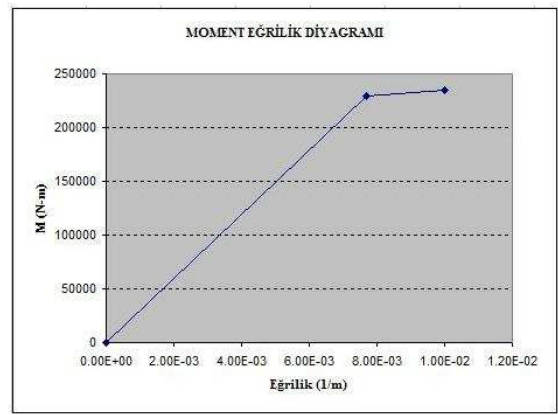
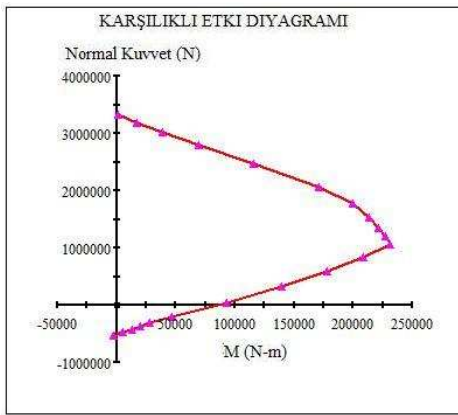
Şekil 6.23 : S2/S4/S17/S19 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları



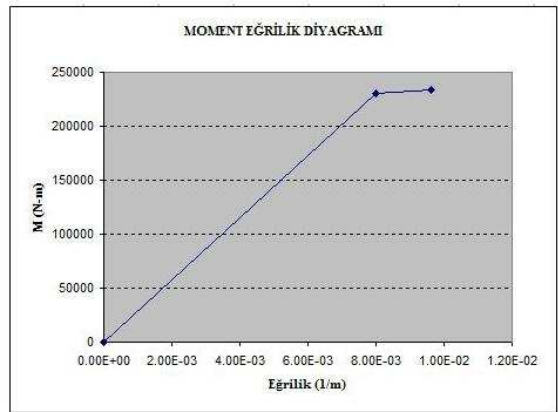
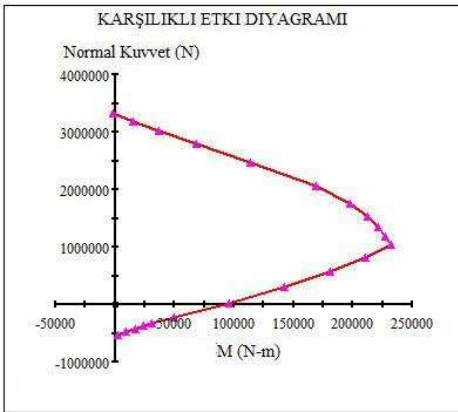
Şekil 6.24 : S3/S18 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları



Şekil 6.25 : S6/S10/S11/S15 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları



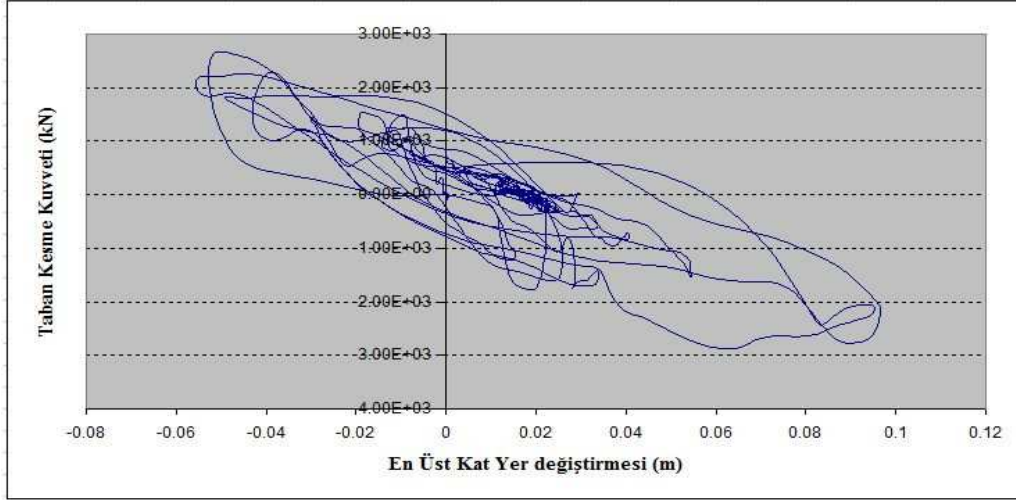
Şekil 6.26 : S7/S9/S12/S14 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları



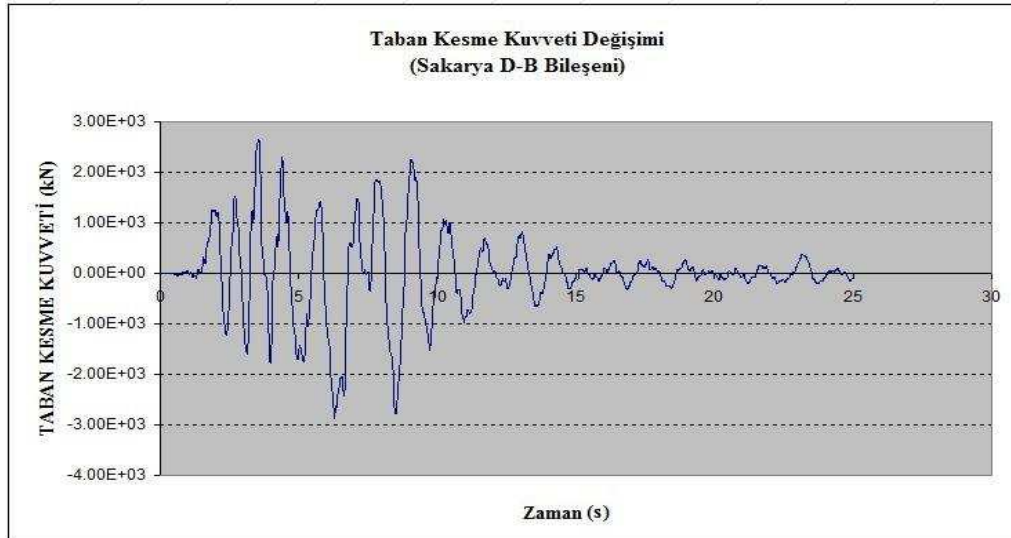
Şekil 6.27 : S8/S13 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları

6.1.2.3 Sakarya D-B kaydının yapıya etkitilmesi durumunda dinamik analiz

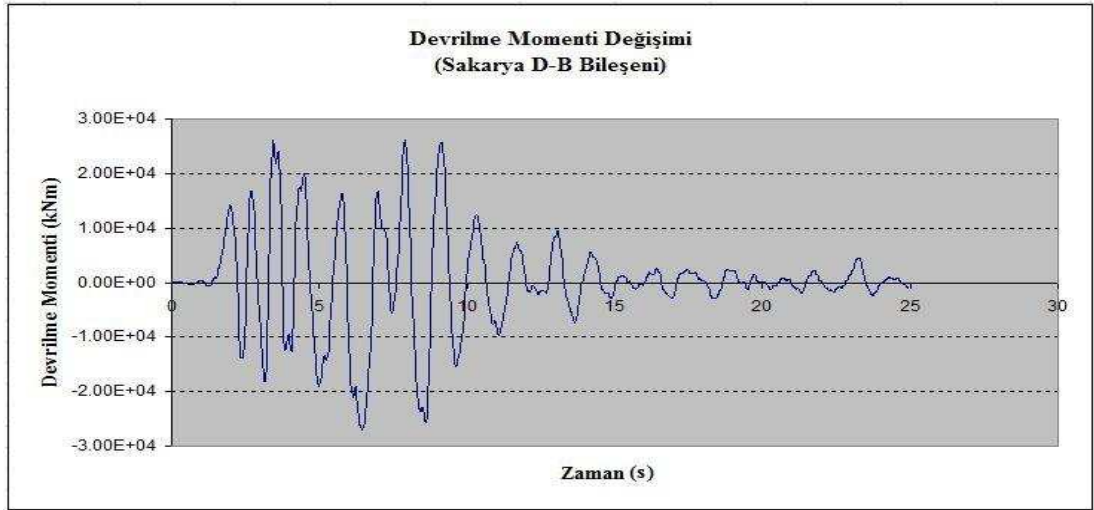
17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin 406 cm/s^2 maksimum genlikli Sakarya kaydının D-B Bileşeni C12 beton sınıfı kullanılarak modellenen yapıya uygulanması ile yapılan analiz sonucunda yapının karşılıkları Şekil 6.28, Şekil 6.29, Şekil 6.30, Şekil 6.31 ve Şekil 6.32 de gösterilmiştir.



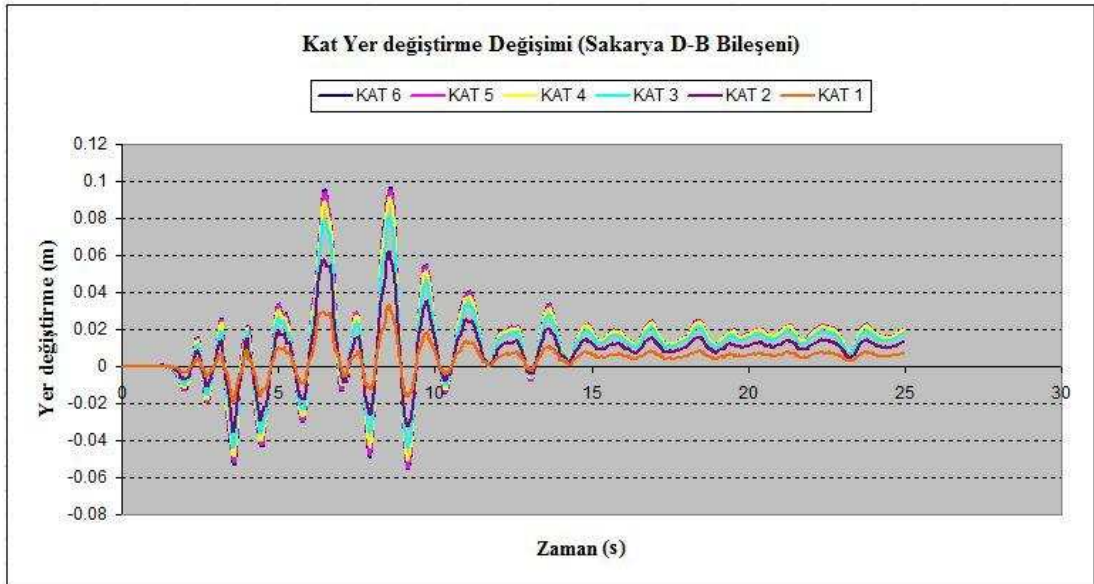
Şekil 6.28 : Taban kesme kuvveti- En üst kat yer değişimi



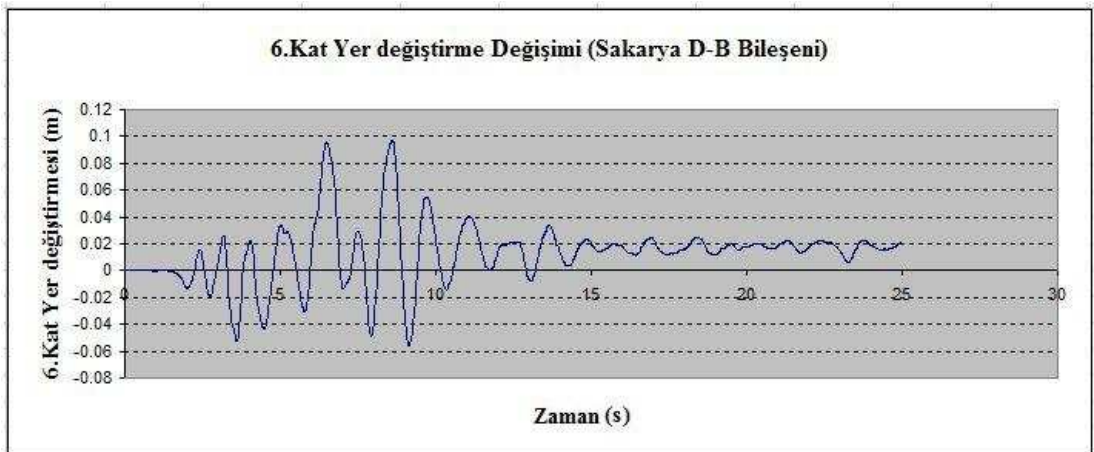
Şekil 6.29 : Taban kesme kuvveti değişimi



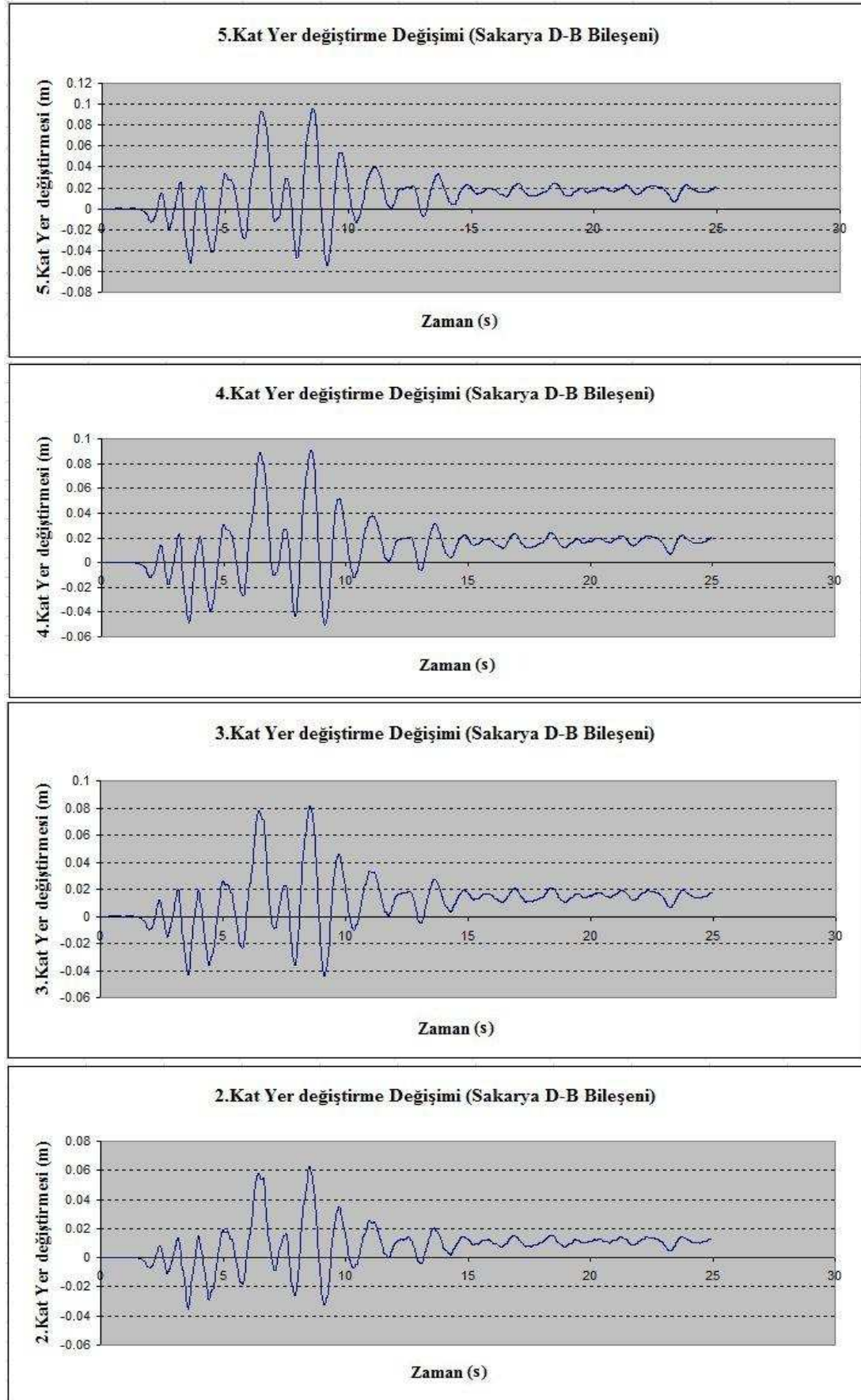
Şekil 6.30 : Devrilme momenti değişimi



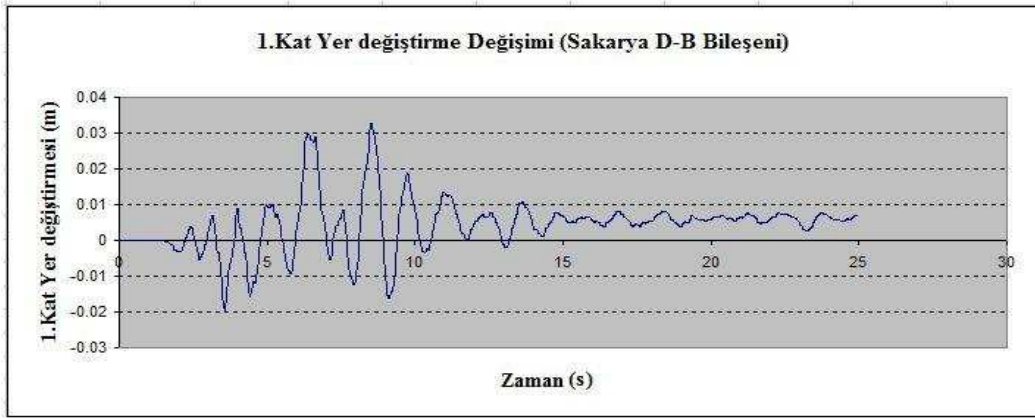
Şekil 6.31 : Katların yer değiştirme değişimi



Şekil 6.32 : Katlara ait yer değiştirme değişimi

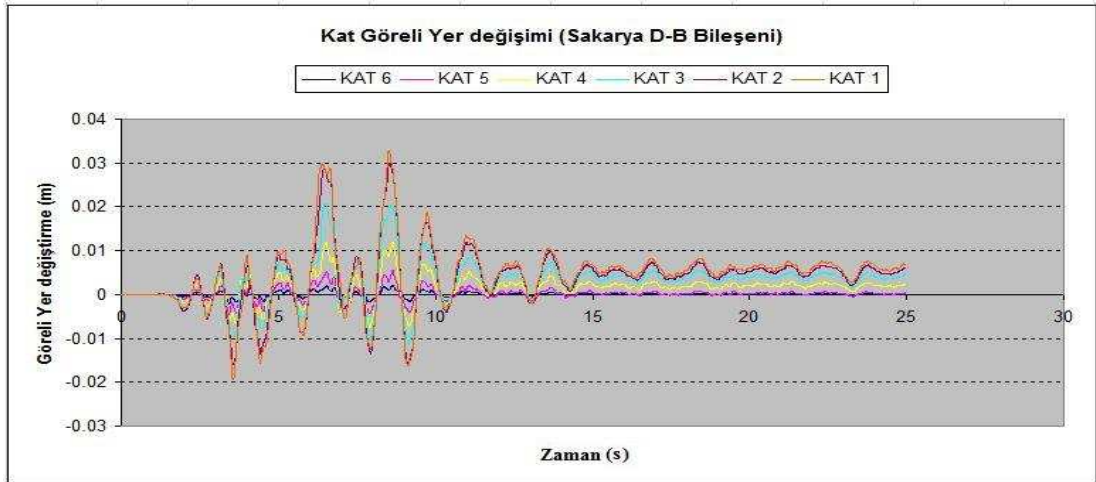


şekil 6.32 : (devam) Katlara ait yer değiştirme değişimi

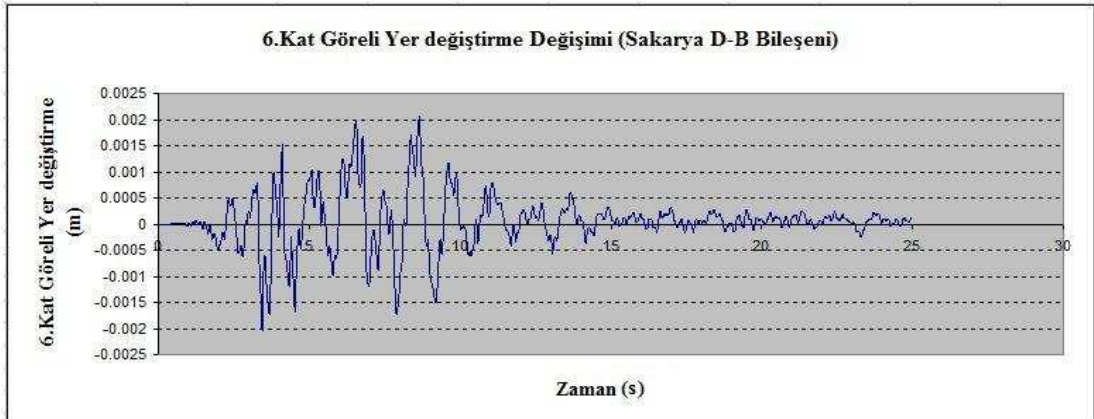


şekil 6.32 : (devam) Katlara ait yer değiştirme değişimi

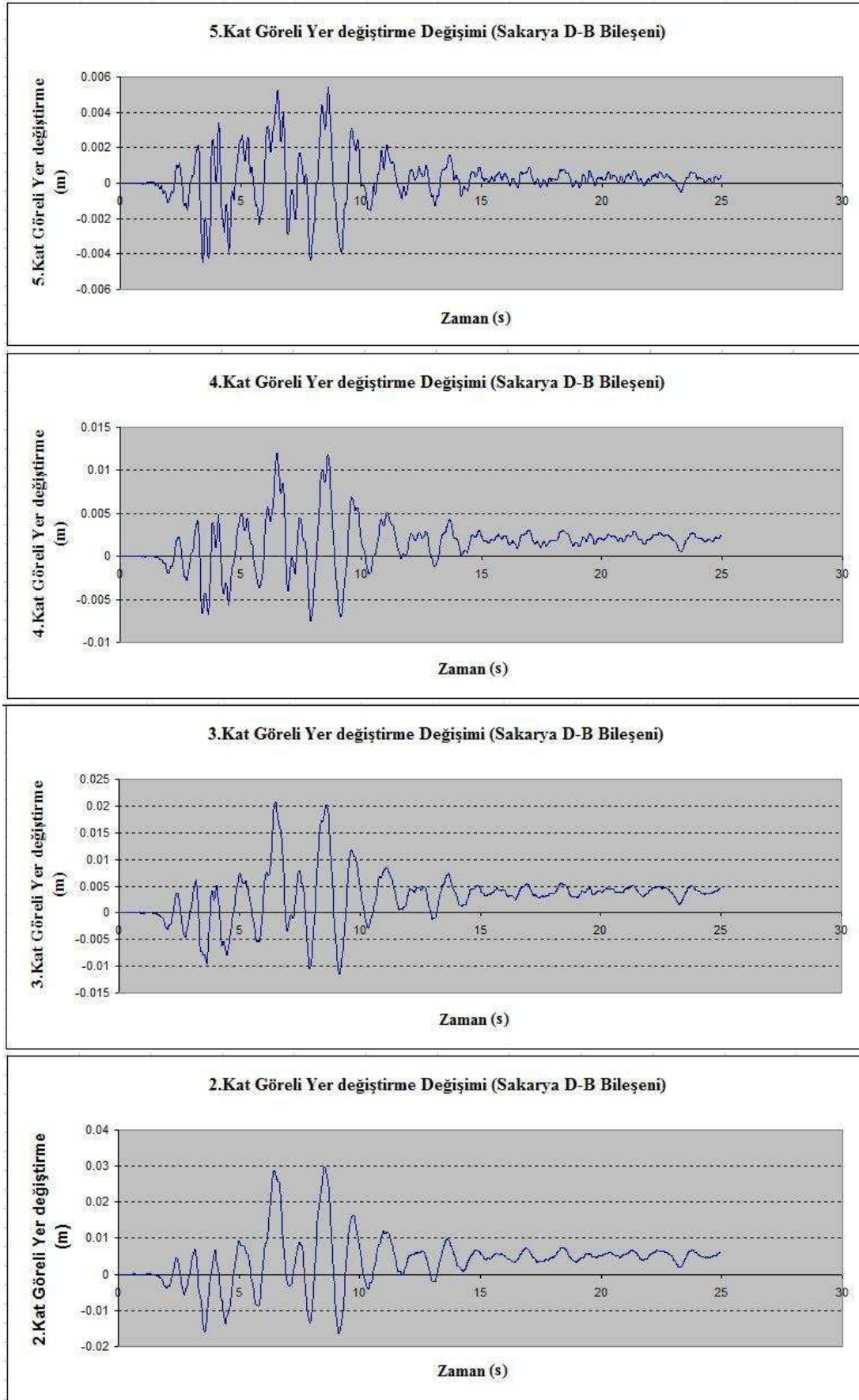
Yapılan doğrusal olmayan analiz sonucunda yapının x-x doğrultusundaki en büyük yer değiştirmesi 9.67cm olurken, en büyük devrilme momenti 27000 kNm ve en büyük taban kesme kuvveti 2660.31 kN olarak hesaplanmıştır. Katların grel y değiştirmeleri ise şekil 6.33 ve şekil 6.34’de verilmiştir.



şekil 6.33 : Katların grel y değiştirme değişimi



şekil 6.34 : Katlara ait grel y değiştirme değişimi



şekil 6.34 : (devam) Katlara ait görelî yer değıştirme değışimi

2007 tarihli DBYBHY'deki eşdeğer deprem yükü yöntemine göre katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri hesaplanmış ve Çizelge 6.6'da verilmiştir. Katlara etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin belirlenmesi ile C12 beton sınıfı kullanılarak modellenen yapının SAP2000 programı ile statik analizi yapılmış ve analiz sonucunda elde edilen görelî yer değıştirmeler, Sakarya D-B kaydı kullanılarak yapılan doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır ve Çizelge 6.7'de verilmiştir.

Çizelge 6.6 : Yapı katlarına etkiyen eşdeğer deprem yükleri (C12)

V_{Tx}	ΔF_N	KAT	$h(m)$	$H_i(m)$	w_i	$w_i H_i$	$\frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j}$	$F_{ix} (kN)$	$F_{ix} (\Delta F_N 'li)$
3694.95	166.27	6	3	18	1970	35460	0.21	747.87	914.14
		5	3	15	2930	43950	0.26	926.93	926.93
		4	3	12	2930	35160	0.21	741.54	741.54
		3	3	9	2930	26370	0.16	556.16	556.16
		2	3	6	2930	17580	0.11	370.77	370.77
		1	3	3	2930	8790	0.05	185.38	185.38
				Top.=	16620	167310		Top.=	3694.95

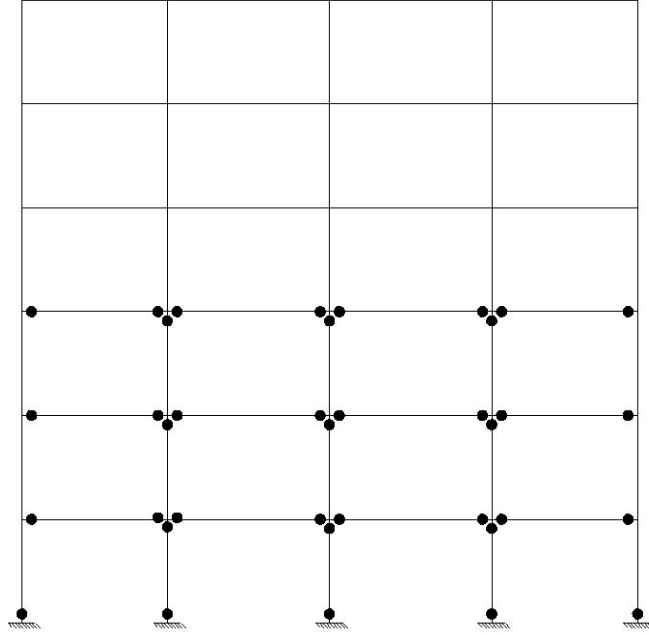
Çizelge 6.7 : Görelî yer değıştirmelerin karşılaştırılması (C12)

KAT	Eşdeğer deprem yükü yönteminden elde edilen görelî yer değıştirme (cm)	Doğrusal olmayan analizden elde edilen görelî yer değıştirmeler (cm)
6	0.35	0.21
5	0.61	0.54
4	0.84	1.19
3	1.01	2.07
2	1.1	2.98
1	0.82	3.27

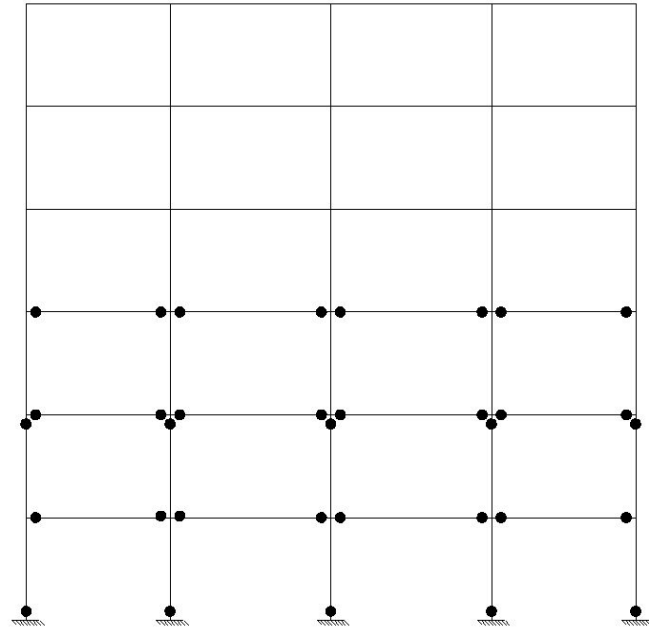
Çizelge 6.7'den de görüleceğî gibi doğrusal olmayan görelî yer değıştirmeler 4. ve 3. katlar arasında 1.19cm, 3. ve 2. katlar arasında 2.07cm, 2. ve 1. katlar arasında 2.98cm ve 1. ve zemin katlar arasında ise 3.27cm değeri olarak, statikçe eşdeğer deprem kuvvetleri ile hesaplan görelî yer değıştirme değeri ilk dört kat için aşmıştır.

6.1.2.4 Dinamik analiz sonucunda x-x doğrultusundaki çerçevelerde oluşan plastik mafsalları (Sakarya D-B bileşeni)

Yapının x-x doğrultusundaki A-A ve B-B akslarındaki çerçevelerde, yapılan doğrusal olmayan dinamik analiz sonucunda oluşan plastik mafsalları Şekil 6.35 ve Şekil 6.36.'de verilmiştir.



Şekil 6.35 : C12 Beton sınıfı için A-A aksındaki çerçevede oluşan plastik mafsallar



Şekil 6.36 : C12 Beton sınıfı için B-B aksındaki çerçevede oluşan plastik mafsallar

Çizelge 6.8’de Sakarya D-B kaydının yapıya etkililerek yapılan dinamik analiz sonucunda yapının x-x doğrultusundaki A-A ve B-B akslarındaki çerçevelerde oluşan plastik mafsalları dağılımları sayısal olarak verilmiştir.

Çizelge 6.8 : Plastik mafsalları dağılımları (C12)

Kat No	A-A Aksı		B-B Aksı	
	KOLON	KİRİŞ	KOLON	KİRİŞ
6.KAT	-----	-----	-----	-----
5.KAT	-----	-----	-----	-----
4.KAT	-----	-----	-----	-----
3.KAT	(3 kesit) 30%	(8 kesit) 100%	-----	(8 kesit) 100%
2.KAT	(3 kesit) 30%	(8 kesit) 100%	(5 kesit) 50%	(8 kesit) 100%
1.KAT	(8 kesit) 80%	(8 kesit) 100%	(5 kesit) 50%	(8 kesit) 100%

Yapıda planda x-x doğrultusunda çalışan çerçevelerin tümü gözönüne alınarak yapılan doğrusal olmayan analiz sonucunda, kolon ve kirişlerde oluşan plastik mafsalları dağılımlarıyla ilgili aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

- i. Birinci katta; A çerçeve kolonlarının kritik kesitlerinin %80’inde, B çerçeve kolonlarının ise kritik kesitlerinin %50’sinde plastik mafsalları oluştuğu gözlenmiştir. Ortalama ile ifade etmek gerekirse, birinci kat kolonlarının kritik kesitlerinin %65’ inde plastik mafsalları oluşmuştur. Kirişlerde ise birinci katta A ve B çerçevelerinin bütün kirişlerinin her iki ucunda plastik mafsalları oluştuğu gözlenmiştir.
- ii. İkinci katta; A çerçeve kolonlarının kritik kesitlerinin %30’unda, B çerçeve kolonlarının kritik kesitlerinin %50’sinde olmak koşulu ile ikinci kat kolonlarının kritik kesitlerinin %40’inde plastik mafsalları oluşmuştur. Kirişlerde ise ikinci katta A ve B çerçevelerinin bütün kirişlerinin her iki ucunda plastik mafsalları oluştuğu gözlenmiştir.
- iii. Üçüncü katta; A çerçeve kolonlarının kritik kesitlerinin %30’unda yani plastik mafsalları oluşmuştur. Buna karşılık B çerçeve kolonlarının kritik kesitlerinde plastik mafsalları oluşumu gözlenmemiştir. Üçüncü kat kolonlarının ortalama %15 inde plastik mafsalları oluşmuştur. Kirişlerde ise üçüncü katta A

ve B çerçevelerinin bütün kirişlerinin her iki ucunda plastik mafsall oluştuğu gözlenmiştir.

Yapının 4.kat ve zemin katlarındaki kolon ve kirişlerinin kritik kesitlerinde plastik mafsall oluşumu gözlenmemiştir.

6.1.3 C10 beton sınıfı kullanılması durumu

17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi Sakarya kaydının D-B bileşeni C10 beton sınıfı kullanılarak modellenmiş yapıya etkililmiş ve sistemin doğrusal olmayan analizi yapılmıştır. Betonun elastisite modülü $E = 24200 \text{ N/mm}^2$ olarak hesaplanmıştır.

6.1.3.1 Binaya ait doğal titreşim periyotlarının belirlenmesi

SAP2000 programı ile belirlenen mevcut yapıya ait doğal titreşim periyotları aşağıda verilmiştir.

1.doğal titreşim periyodu $\rightarrow T_{1y} = 0,7190 \text{ s.}$ (y yönünde)

2.doğal titreşim periyodu $\rightarrow T_{1x} = 0,7091 \text{ s.}$ (x yönünde)

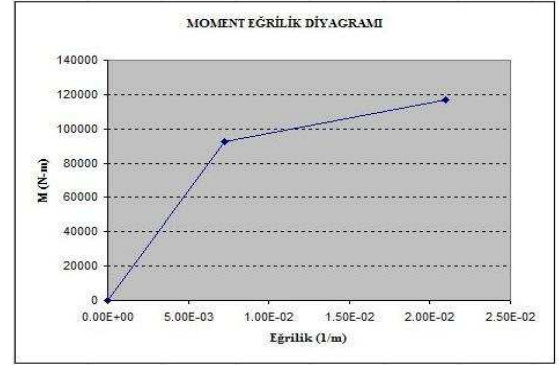
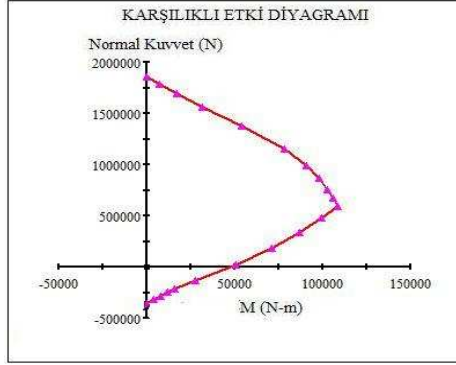
3.doğal titreşim periyodu $\rightarrow T_3 = 0,6438 \text{ s.}$

6.1.3.2 X doğrultusunda çalışan düşey elemanların karşılıklı etki diyagramları ve moment-eğrilik bağıntıları

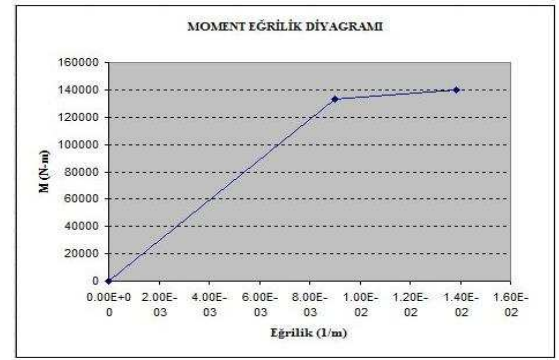
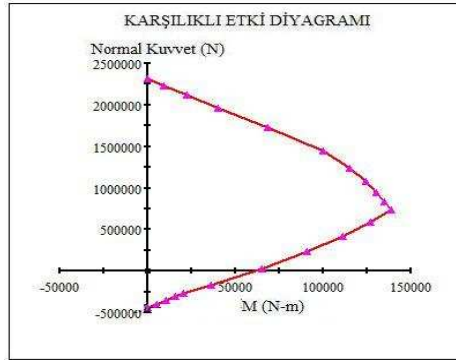
Çizelge 6.9 : Yapı kolonlarına ait moment ve eğrilik değerleri (C10)

Kolon No	b (m)	h (m)	Normal Kuvvet (kN)	M_y (kNm)	M_u (kNm)	χ_y ($10^{-3} / m$)	χ_u ($10^{-3} / m$)
S1/S5/S16/S20	0.4	0.4	408.14	92.64	116.68	7.28	20.97
S2/S4/S17/S19	0.5	0.4	725.1	133	139.66	9.01	13.86
S3/S18	0.5	0.4	755.54	134.25	137.51	9.32	13.42
S6/S10/S11/S15	0.4	0.5	735.17	155.02	164.84	6.815	11.17
S7/S9/S12/S14	0.5	0.5	1255.71	207.82	207.82	8.92	8.92
S8/S13	0.5	0.5	1309.55	207.82	207.82	8.92	8.92

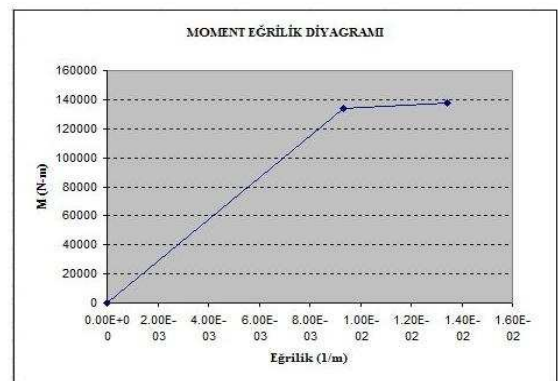
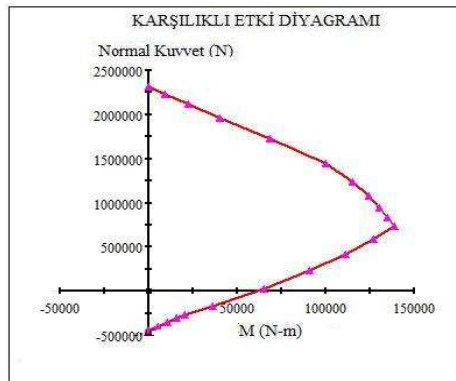
C10 beton sınıfı için S1/S2/S3/S4/S5/S6/S10/S11/S15/S16/S17/S18/S19/S20 kolonlarının çekmeli kırılma bölgesinde olduğu görülmüştür. Buna karşılık S7/S8/S9/S12/S13/S14 kolonlarının ise basıç kırılması bölgesinde olduğu belirlenmiştir. Bu kolonlara ait karşılıklı etki diyagramları ve moment eğrilik bağıntıları sırasıyla Şekil 6.37, Şekil 6.38, Şekil 6.39, Şekil 6.40, Şekil 6.41 ve Şekil 6.42’de gösterilmiştir.



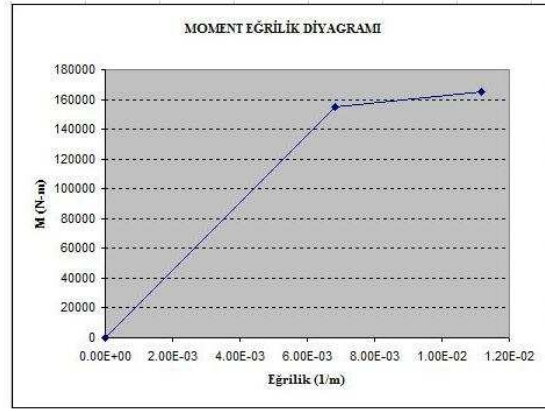
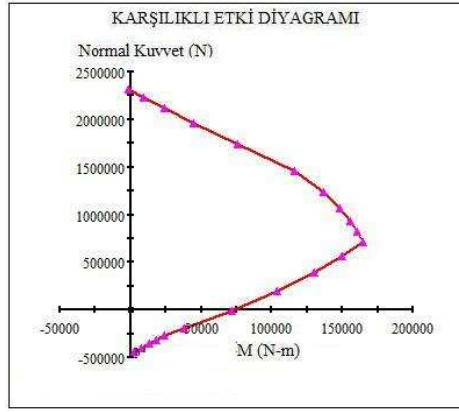
Şekil 6.37 : S1/S5/S16/S20 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları



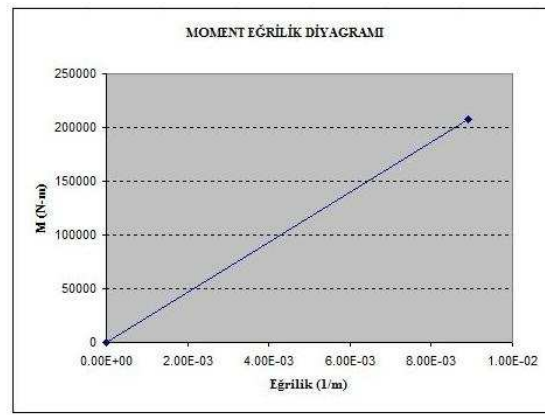
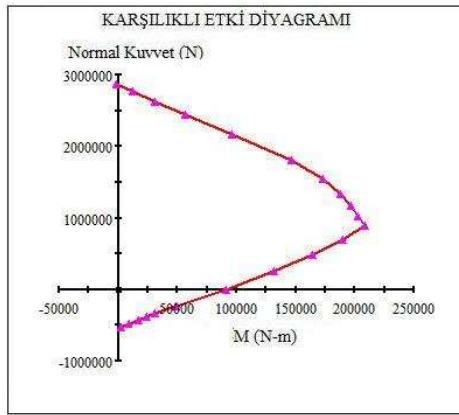
Şekil 6.38 : S2/S4/S17/S19 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları



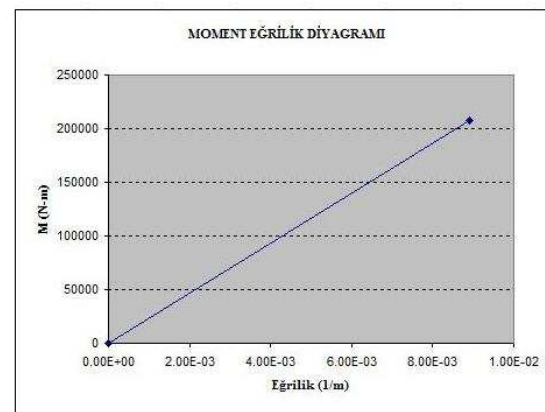
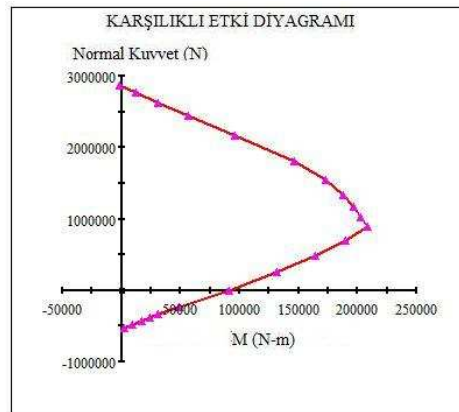
Şekil 6.39 : S3/S18 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları



Şekil 6.40 : S6/S10/S11/S15 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları



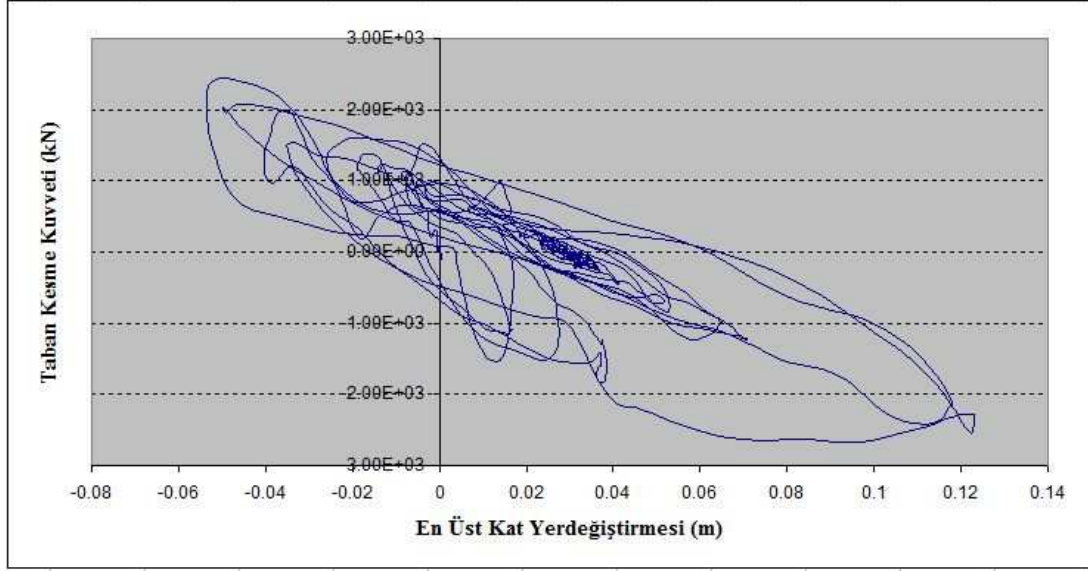
Şekil 6.41 : S7/S9/S12/S14 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları



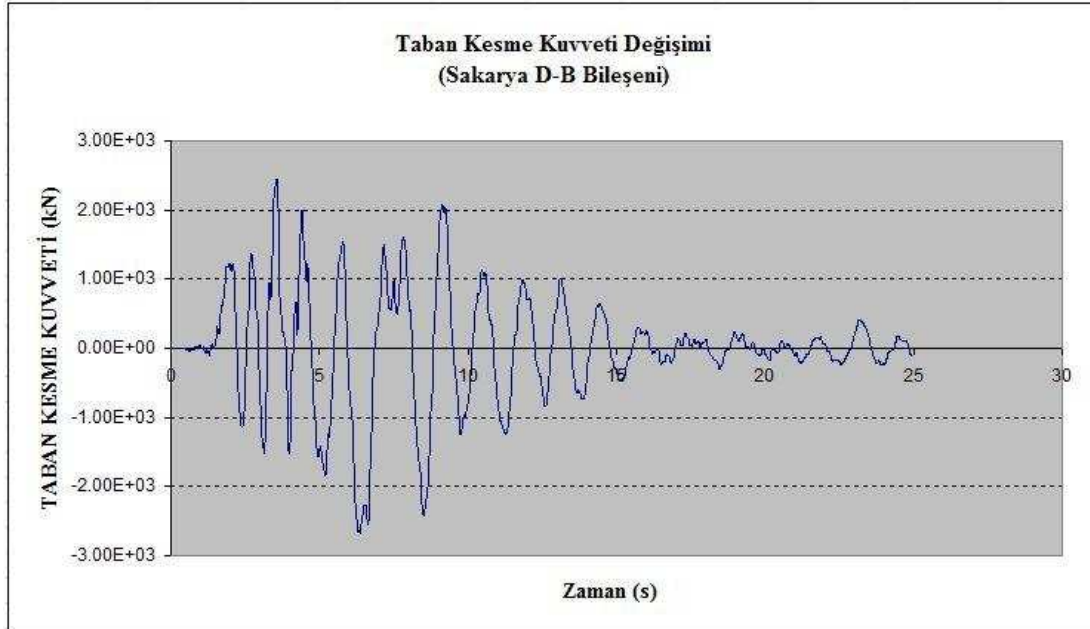
Şekil 6.42 : S8/S13 kolonlarına ait karşılıklı etki ve moment-eğrilik bağıntıları

6.1.3.3 Sakarya D-B kaydının yapıya etkimesi durumunda dinamik analiz

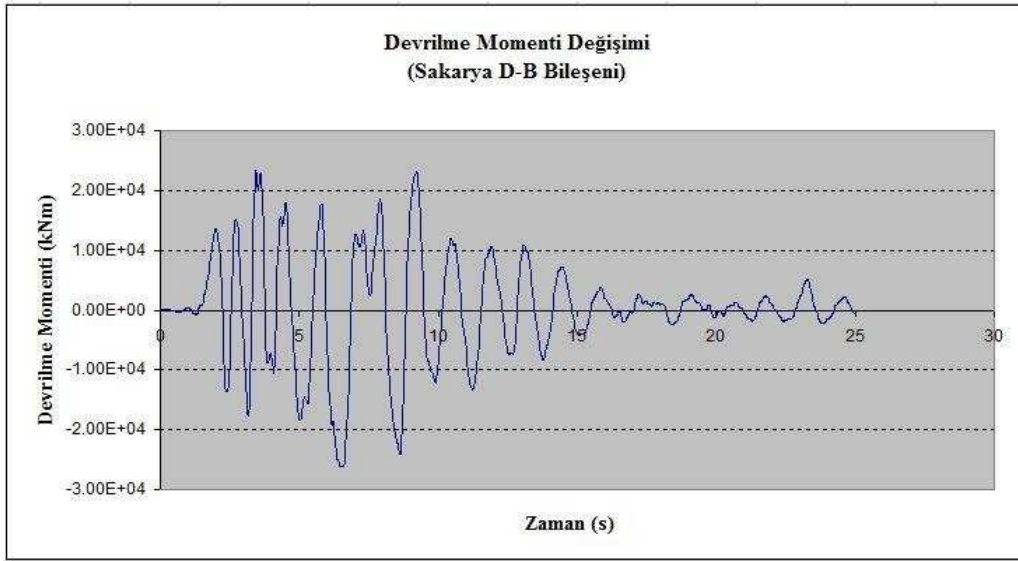
Yapıya 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin 406 cm/s^2 maksimum genliğinin Sakarya kaydının D-B Bileşeni etkilmesi ile yapılan analiz sonucunda, yapıya ait karşılıklar Şekil 6.43, Şekil 6.44, Şekil 6.45, Şekil 6.46 ve Şekil 6.47’de verilmiştir.



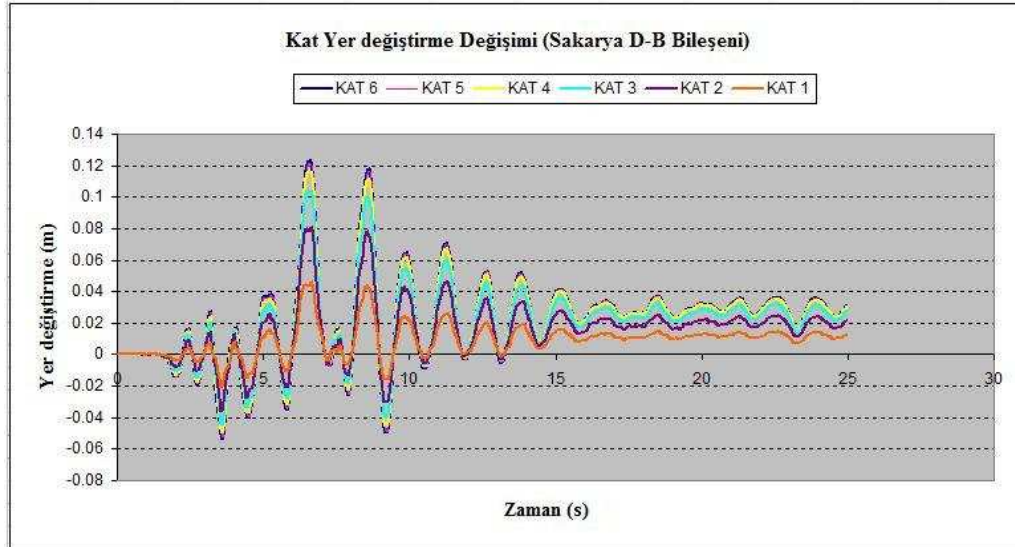
Şekil 6.43 : Taban kesme kuvveti- En üst kat yer değıştirmesi



Şekil 6.44 : Taban kesme kuvveti değışimi



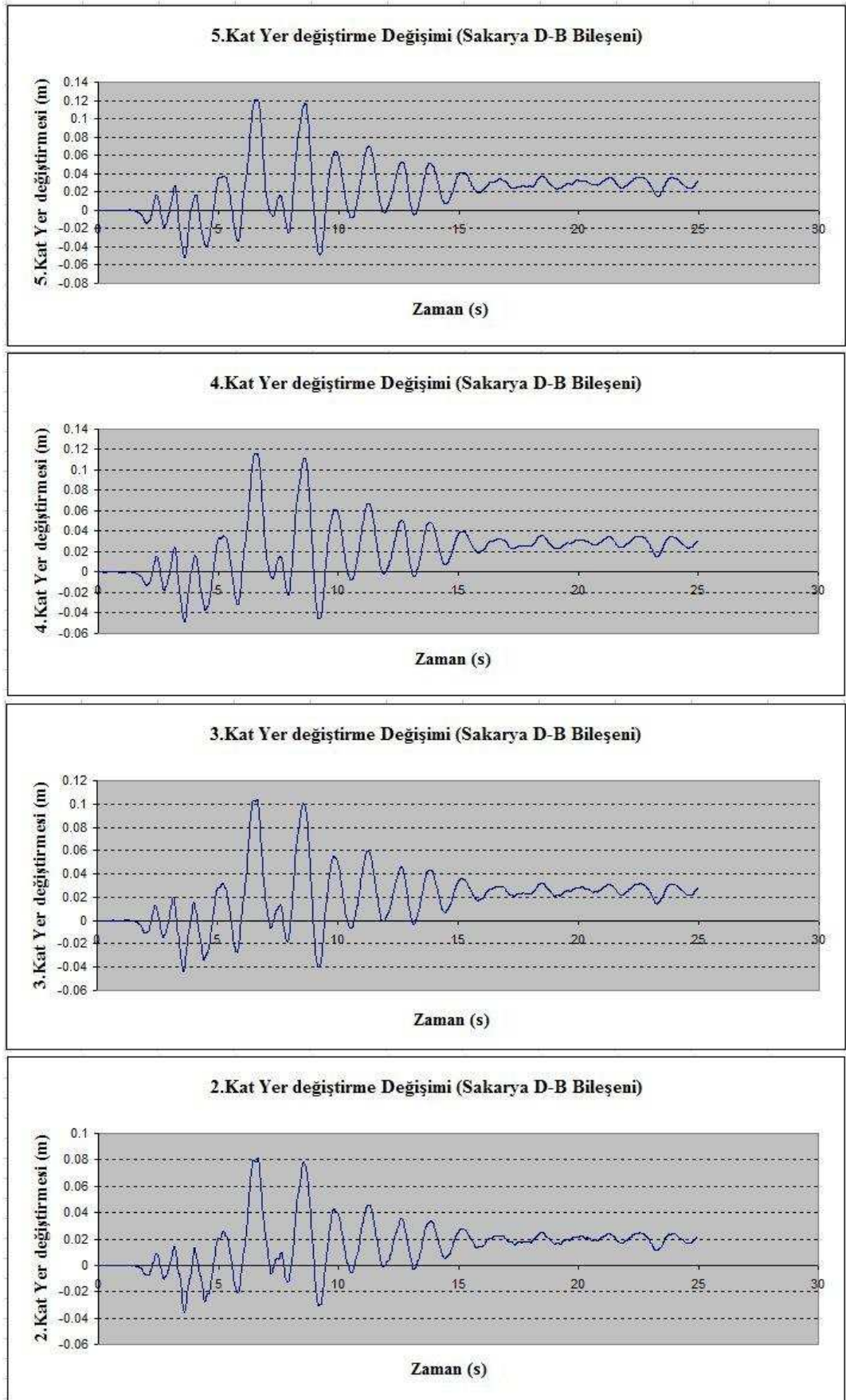
Şekil 6.45 : Devrilme momenti değişimi



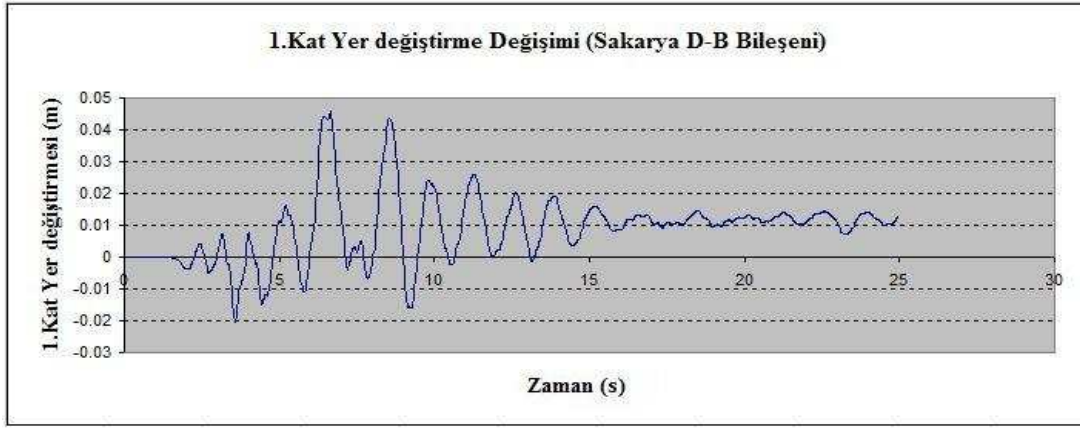
Şekil 6.46 : Katların yer değiştirme değişimi



Şekil 6.47 : Katlara ait yer değiştirme değişimi

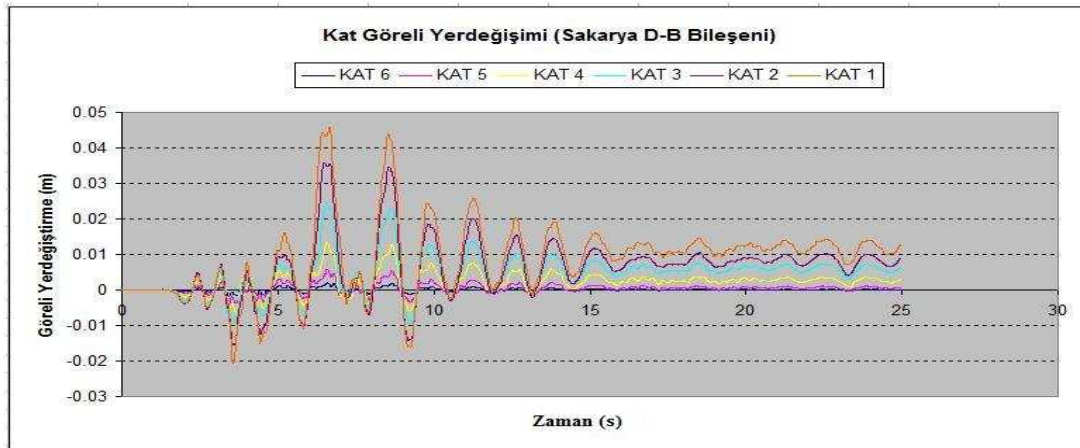


şekil 6.47 : (devam) Katlara ait yer değiştirme değişimi

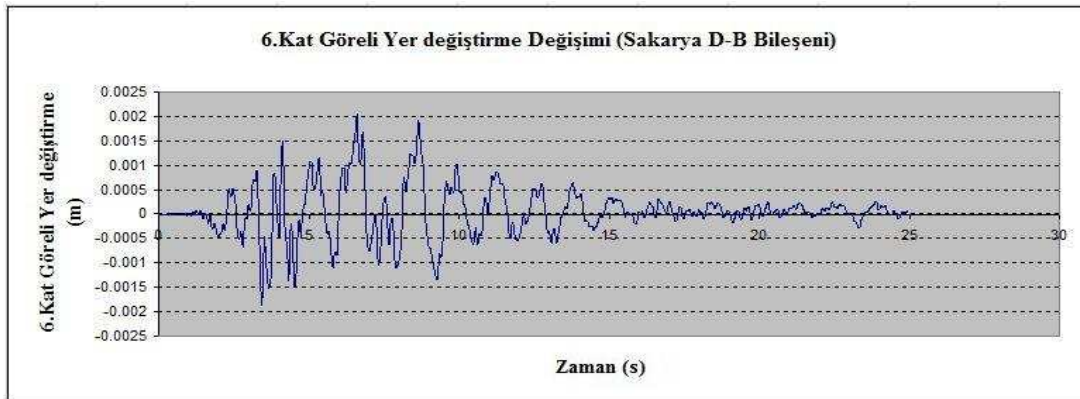


şekil 6.47 : (devam) Katlara ait yer değiştirme değişimi

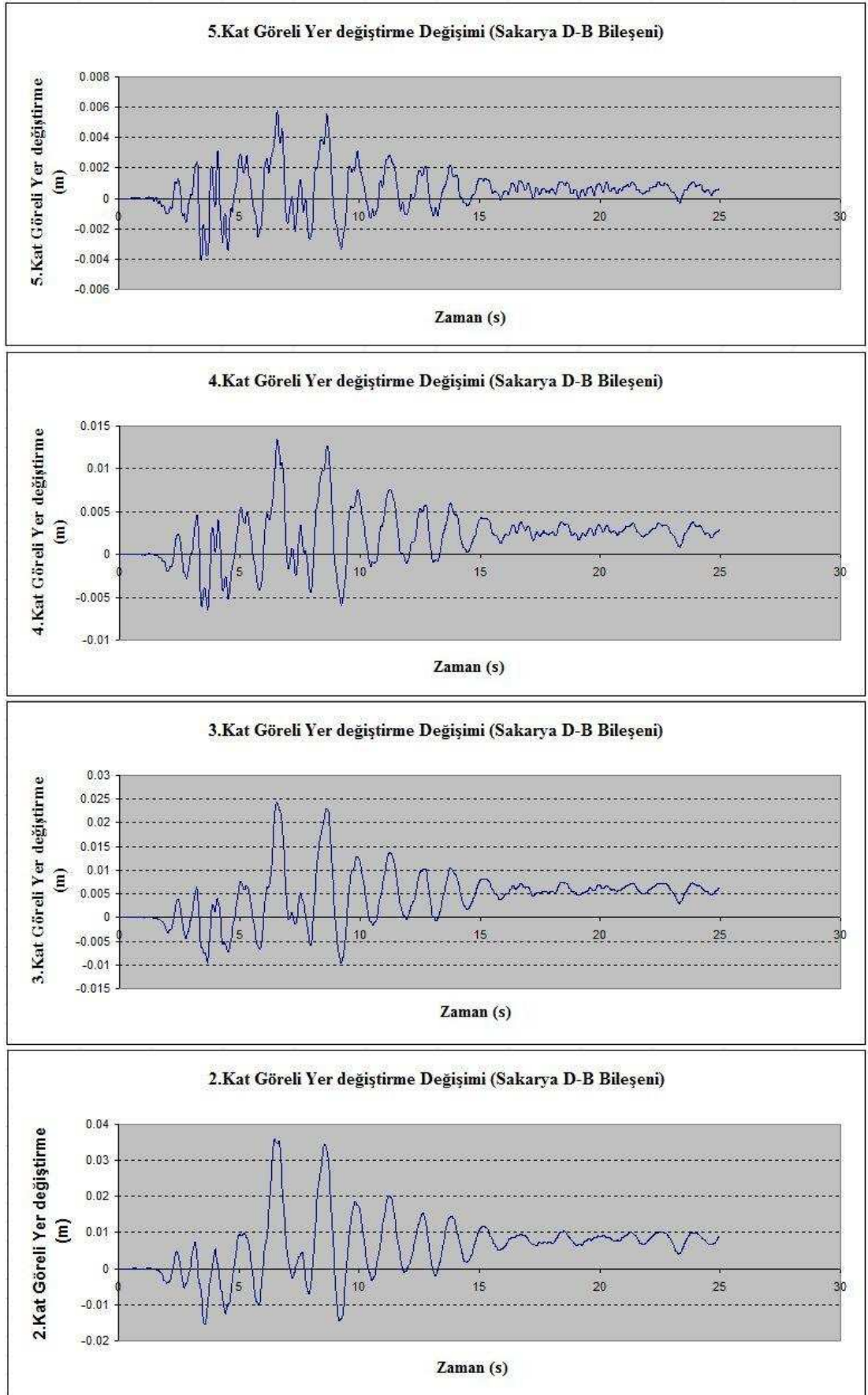
Doğrusal Olmayan dinamik analiz sonrasında yapıda meydana gelen en büyük yer değiştirme 12.32cm olurken, en büyük taban kesme kuvveti 2435.73 kN ve en büyük devrilme momenti 23274.73 kNm olarak hesaplanmıştır. Katların goreli yer değiştirme değişimleri ise şekil 6.48 ve şekil 6.49’da verilmiştir.



şekil 6.48 : Katların goreli yer değiştirme değişimi



şekil 6.49 : Katlara ait goreli yer değiştirme değişimi



şekil 6.49 : (devam) Katlara ait göreli yer değıştirme değışimi



şekil 6.49 : (devam) Katlara ait görelî yer değıştirme değışimi

Çizelge 6.10’da, C10 beton sınıfı kullanılarak modellenen yapı için eşdeğer deprem yükü yöntemine göre katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri hesaplanmıştır. Yüklerin belirlenmesinin ardından, SAP2000 programı ile statik analiz yapılmış ve elde edilen görelî yer değıştirmeler, Sakarya D-B kaydı kullanılarak yapılan doğrusal olmayan dinamik analiz sonucunda elde edilen görelî yer değıştirmelerle karşılaştırılmıştır ve Çizelge 6.11’de verilmiştir.

Çizelge 6.10 : Yapı katlarına etkiyen eşdeğer deprem yükleri (C10)

V_{Tx}	ΔF_N	KAT	$h(m)$	$H_i(m)$	w_i	$w_i H_i$	$\frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j}$	$F_{ix} (kN)$	$F_{ix} (\Delta F_N 'li)$
3635.10	163.58	6	3	18	1970	35460	0.21	735.76	899.34
		5	3	15	2930	43950	0.26	911.92	911.92
		4	3	12	2930	35160	0.21	729.54	729.54
		3	3	9	2930	26370	0.16	547.15	547.15
		2	3	6	2930	17580	0.11	364.77	364.77
		1	3	3	2930	8790	0.05	182.38	182.38
				Toplam=	16620	167310		Toplam=	3635.10

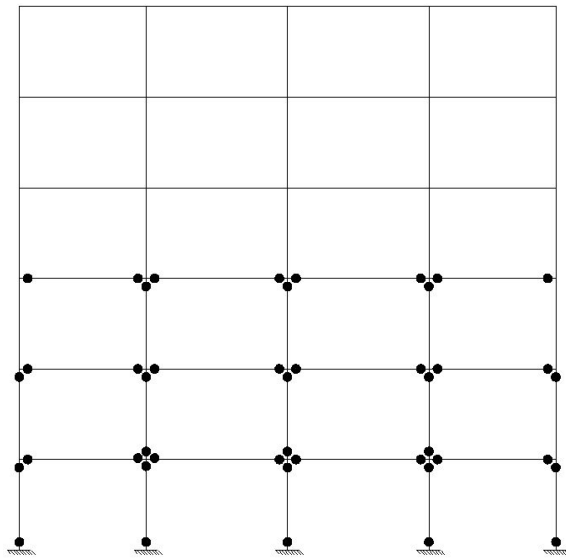
Çizelge 6.11 : Görelî yer değıştirmelerin karşılaştırılması (C10)

KAT	Eşdeğer deprem yükü yönteminden elde edilen görelî yer değıştirme (cm)	Doğrusal olmayan analizden elde edilen görelî yer değıştirmeler (cm)
6	0.35	0.21
5	0,64	0.57
4	0.86	1.34
3	1.04	2.44
2	1.12	3.58
1	0.84	4.58

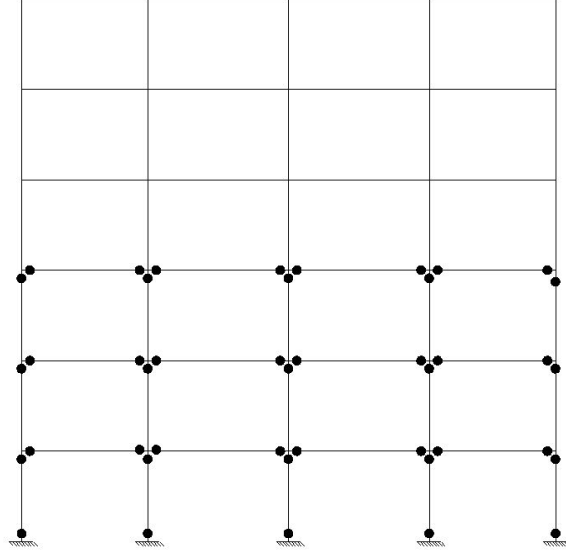
Çizelge 6.11’den de görüleceğı gibi doğrusal olmayan görelî yer değıştirmeler 4. ve 3. katlar arasında 1.34cm, 3. ve 2. katlar arasında 2.44cm, 2. ve 1. katlar arasında 3.58cm ve 1. ve zemin katlar arasında ise 4.58cm değelerini alarak, statikçe eşdeğer deprem kuvvetleri ile hesaplan görelî yer değıştirme değelerini ilk dört kat için aşmıştır.

6.1.3.4 Dinamik analiz sonucunda x-x doğrultusundaki çerçevelerde oluşan plastik mafsalları dağılımları (Sakarya D-B bileşeni)

Yapılan dinamik analiz sonucunda yapının x-x doğrultusundaki A-A ve B-B akslarındaki çerçevelerde oluşan plastik mafsalları dağılımları sırasıyla Şekil 6.50 ve Şekil 6.51’de verilmiştir.



Şekil 6.50 : Yapının A-A aksındaki çerçevede oluşan plastik mafsalları dağılımları (C10)



Şekil 6.51 : Yapının B-B aksındaki çerçevede oluşan plastik mafsalları (C10)

Çizelge 6.12’de 17 Ağustos 1999 Sakarya D-B bileşeninin yapıya etkilerek yapılan dinamik analiz sonucunda yapının x-x doğrultusundaki A-A ve B-B akslarındaki çerçevelerde oluşan plastik mafsalları sayısal olarak verilmiştir.

Çizelge 6.12 : Plastik mafsalları (C10)

Kat No	A-A Aksı		B-B Aksı	
	KOLON	KİRİŞ	KOLON	KİRİŞ
6.KAT	----	----	----	----
5.KAT	----	----	----	----
4.KAT	----	----	----	----
3.KAT	(3 kesit) 30%	(8 kesit) 100%	(5 kesit) 50%	(8 kesit) 100%
2.KAT	(8 kesit) 80%	(8 kesit) 100%	(5 kesit) 50%	(8 kesit) 100%
1.KAT	(10 kesit) 100%	(8 kesit) 100%	(10 kesit) 100%	(8 kesit) 100%

Yapıda planda x-x doğrultusunda çalışan çerçevelerin tümü göz önüne alınarak yapılan doğrusal olmayan analiz sonucunda, kolon ve kirişlerde oluşan plastik mafsalları dağılımlarıyla ilgili aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

- i. Zemin katta; A çerçeve kolonlarının kritik kesitlerinin ve B çerçeve kolonlarının kritik kesitlerinin hepsinde plastik mafsall oluştuğu gözlenmiştir. Kirişlerde ise birinci katta A ve B çerçeve kirişlerinin kritik kesitlerinin tümünde plastik mafsall oluştuğu gözlenmiştir.
- ii. İkinci katta; A çerçeve kolonlarında 10 kritik kesitin 8'inde, B çerçeve kolonlarında ise 10 kritik kesitin 5'inde plastik mafsall oluştuğu gözlenmiştir. Dolayısıyla, ikinci kat kolonlarının %65 inde plastik mafsall oluşmuştur. Kirişlerde ise A ve B çerçevelerinin bütün kirişlerinin her iki ucunda plastik mafsall oluştuğu gözlenmiştir.
- iii. Üçüncü katta; A çerçeve kolonlarının kritik kesitlerinin %30'unda, B çerçeve kolonlarının kritik kesitlerinin kritik kesitlerinin %50 sinde plastik mafsall oluşmak üzere ortalama %40'inde plastik mafsall oluşmuştur. Kirişlerde ise A ve B çerçeve kirişlerinin hepsinde plastik mafsall oluştuğu gözlenmiştir.

Yapının 4.kat ve zemin katlarındaki kolon ve kirişlerinin kritik kesitlerinde plastik mafsall oluşumu gözlenmemiştir.

6.2 Deprem Kayıtlarında Frekans İçeriğinin Değişiminin Etkisi

6.2.1 Giriş

Bu bölümde 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin Yarımca kaydının K-G bileşeni ve aynı depremin yakın fay etkisi artırılmış durumu [34], C12 beton sınıfı kullanılarak modellenmiş yapıya etkililmiş ve sistem analiz edilmiştir.

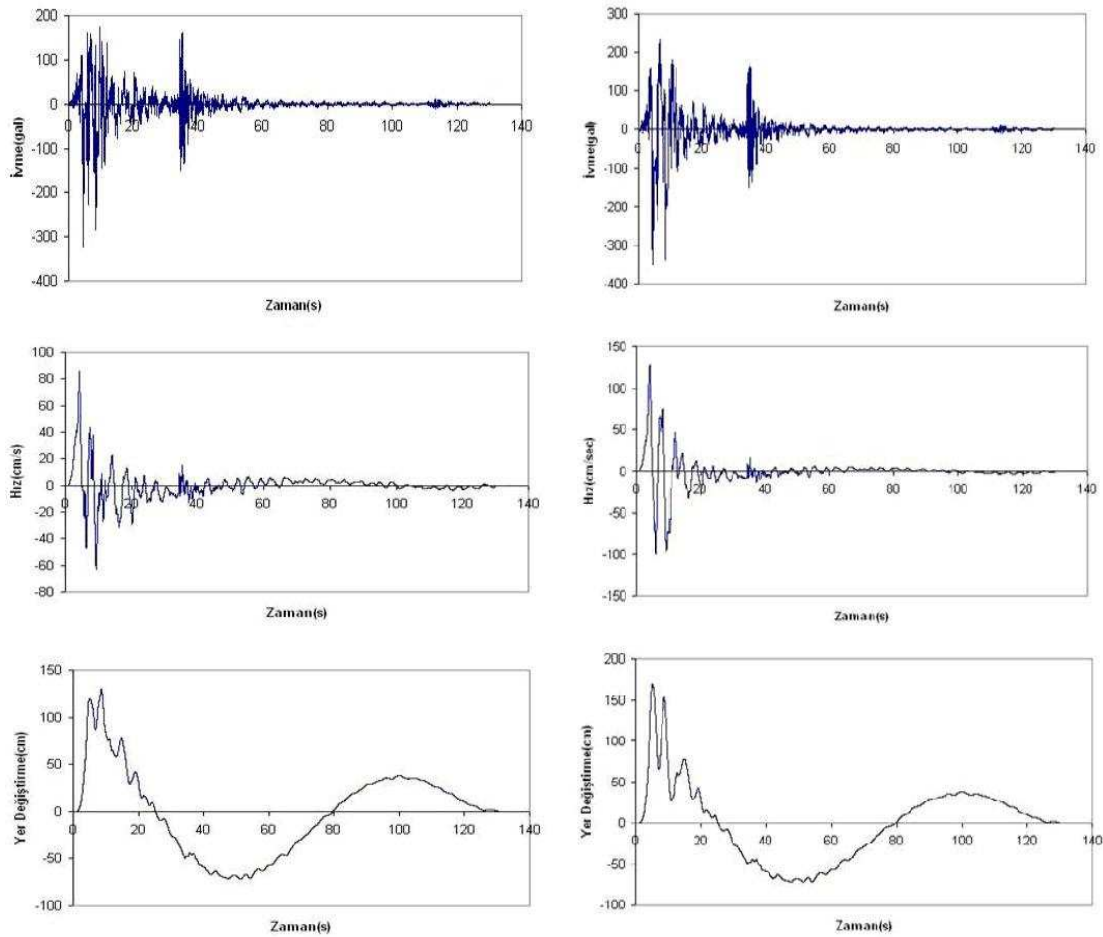
Deprem kaynağına yakın bölgelerde meydana gelen, genellikle pik hızı yüksek uzun periyotlu deprem kayıtlarına sahip olan yer hareketlerine yakın fay hareketi denir. Bir başka deyişle yakın fay, yapıyı büyük bir enerjiye maruz bırakan darbe-tipli hareket olarak tanımlanabilir.

Yakın fay nedeniyle oluşan sıçrama ve doğrultu titreşimi deprem fayına yakın bölgelerdeki yer hareketlerini etkiler. Fayın normal bileşeninde bulunan doğrultu titreşimi kısa süreli ama büyük genlikli titreşim üretir ve fay bölgeye doğru kırılırsa buna ileri doğrultu titreşimi denir ve iki yönlü yüksek hız titreşimleri meydana getirir. Bunun yanı sıra uzun süreli ve az genlikli olan nötr titreşim ve geri doğrultu titreşimi ileri doğrultu titreşiminin tersine bölgeden çıkar. Ayrıca büyük tek yönlü hız

titreşimleri meydana getiren yanal atımlı faylarda fayın paralel bileşeninde, düşey atımlı faylarda fayın normal bileşeninde bulunan sıçrama titreşimi fay boyunca olan kalıcı yer değiştirmelerden sorumlu tutulur [35].

6.2.2 Analizde kullanılan deprem kayıtları

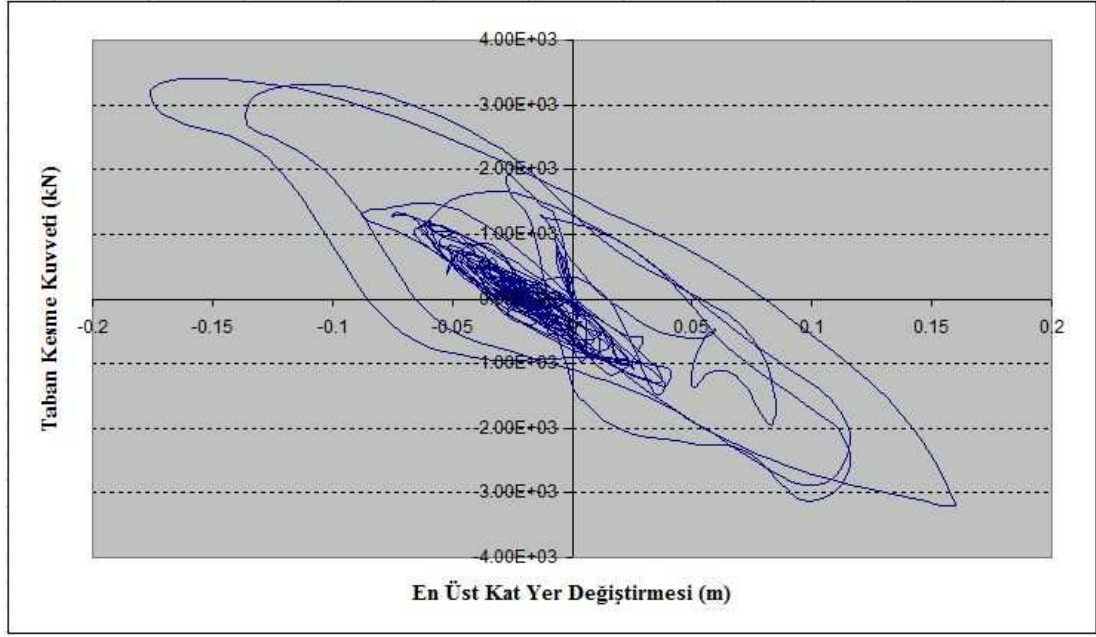
C12 beton sınıfı ile modellenen yapının doğrusal olmayan analizinde kullanılan Yarımca – Petkim’de 17 Ağustos 1999’da kaydedilen Kocaeli depreminin K-G bileşeninin ve aynı kayıt için elde edilen yakın fay etkisi arttırılmış yeni deprem kaydının ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri Şekil 6.52’de verilmiştir. Şekillerde de görüleceği gibi yakın fay etkisi arttırılmış yeni deprem kayıtlarında hız ve yer değiştirme önemli ölçüde artmaktadır.



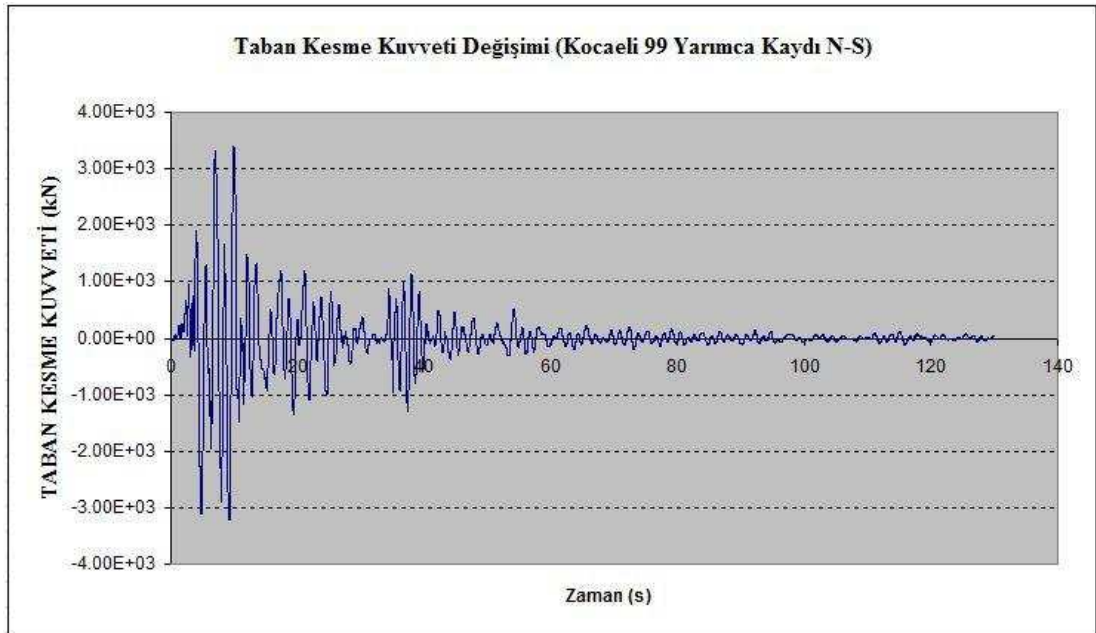
Şekil 6.52 : Yarımca kaydı K-G bileşeni (solda) ve yakın fay etkisi arttırılmış Yarımca kaydı K-G bileşeni (sağda) için ivme, hız, yer değiştirme

6.2.3 Yapının analizinde 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin Yarımcı K-G kaydının kullanılması durumu

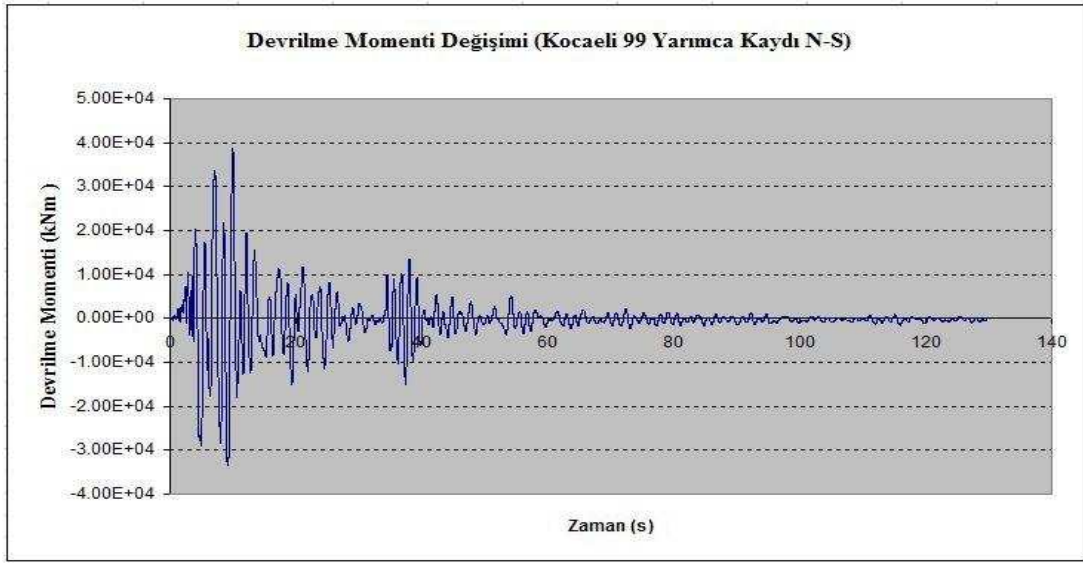
Doğrusal olmayan analizin sonucunda C12 beton sınıfı kullanılarak modellenen yapının karşılıkları Şekil 6.53, Şekil 6.54, Şekil 6.55, Şekil 6.56 ve Şekil 6.57 de gösterilmiştir.



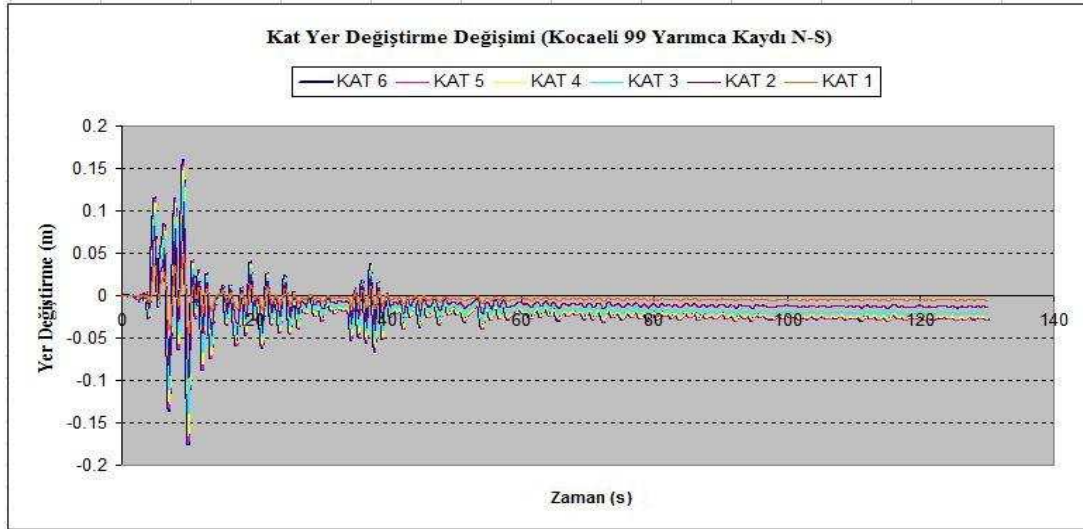
Şekil 6.53 : Taban kesme kuvveti- En üst kat yer değişimi



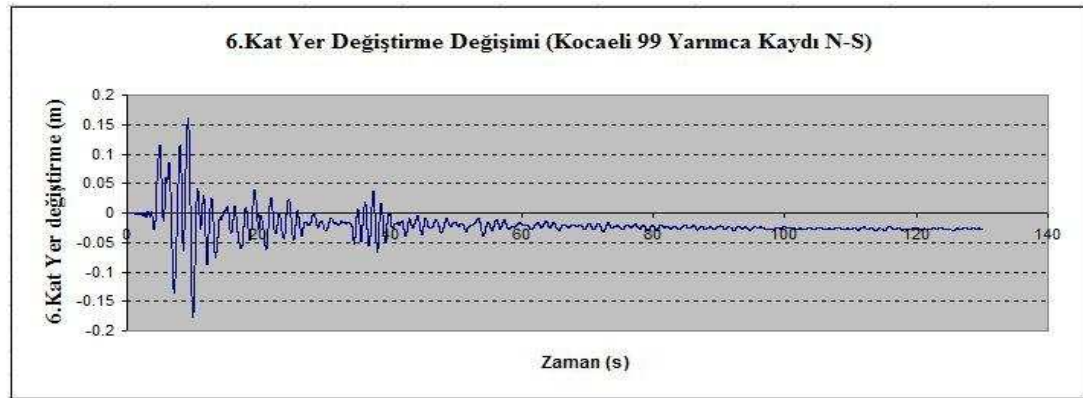
Şekil 6.54 : Taban kesme kuvveti değişimi



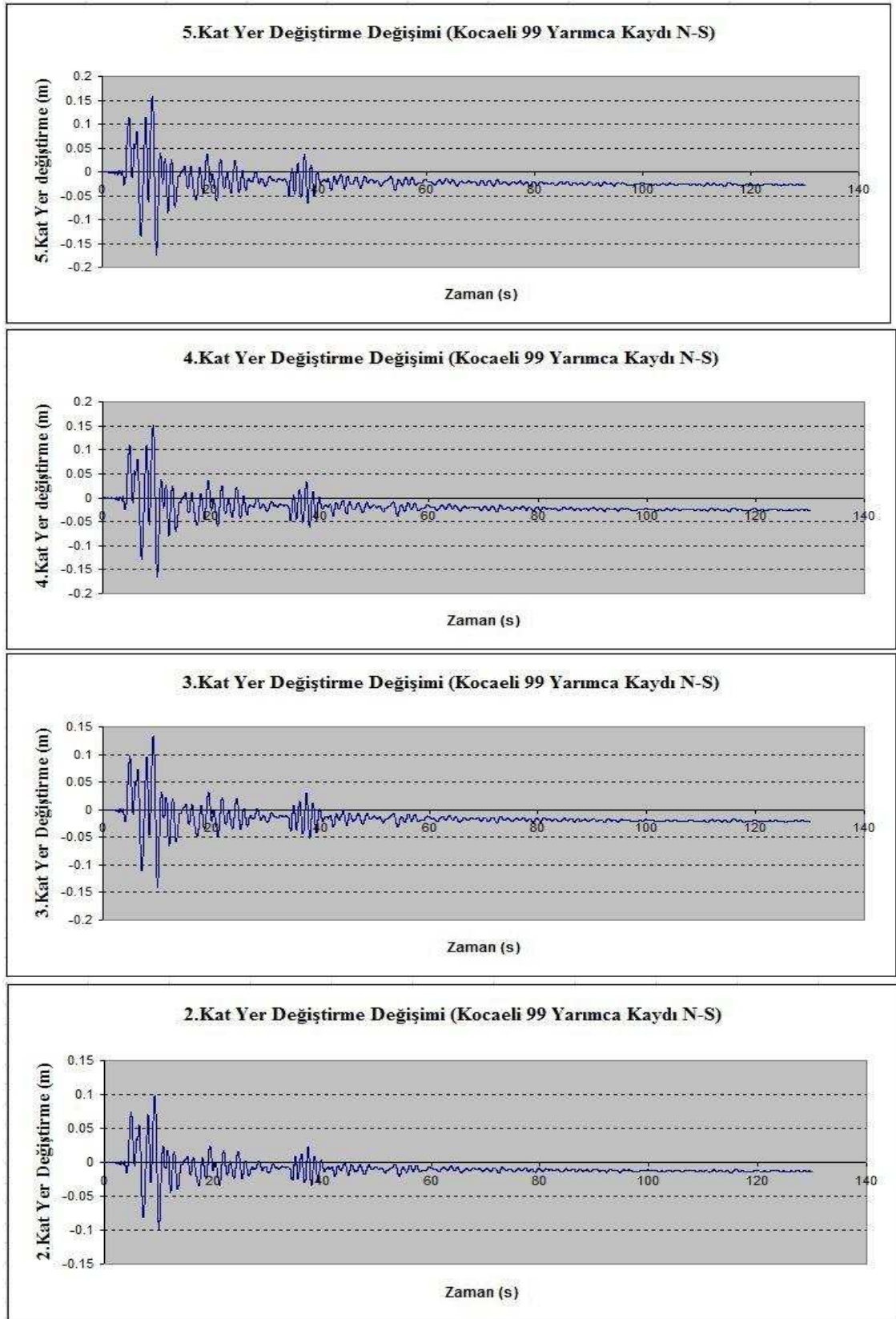
Şekil 6.55 : Devrilme momenti değişimi



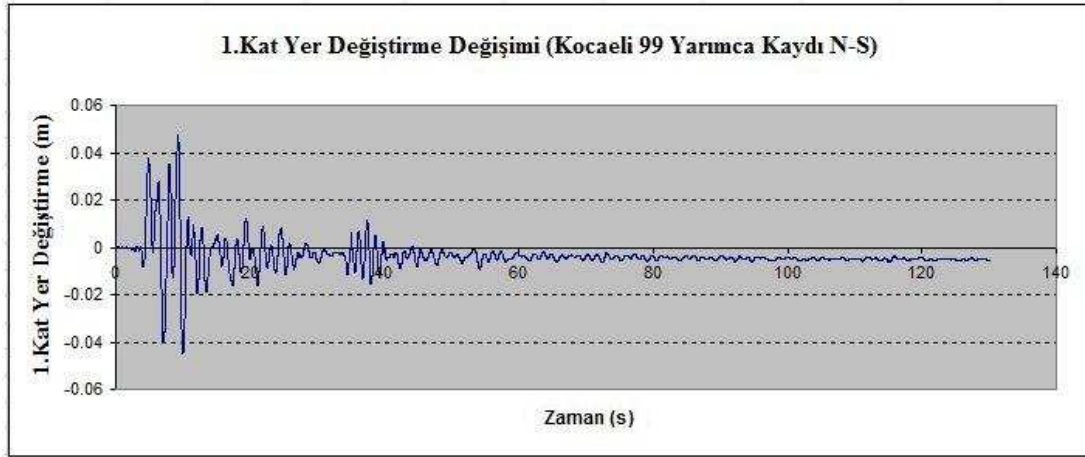
Şekil 6.56 : Katların yer değiştirme değişimi



Şekil 6.57 : Katlara ait yer değiştirme değişimi

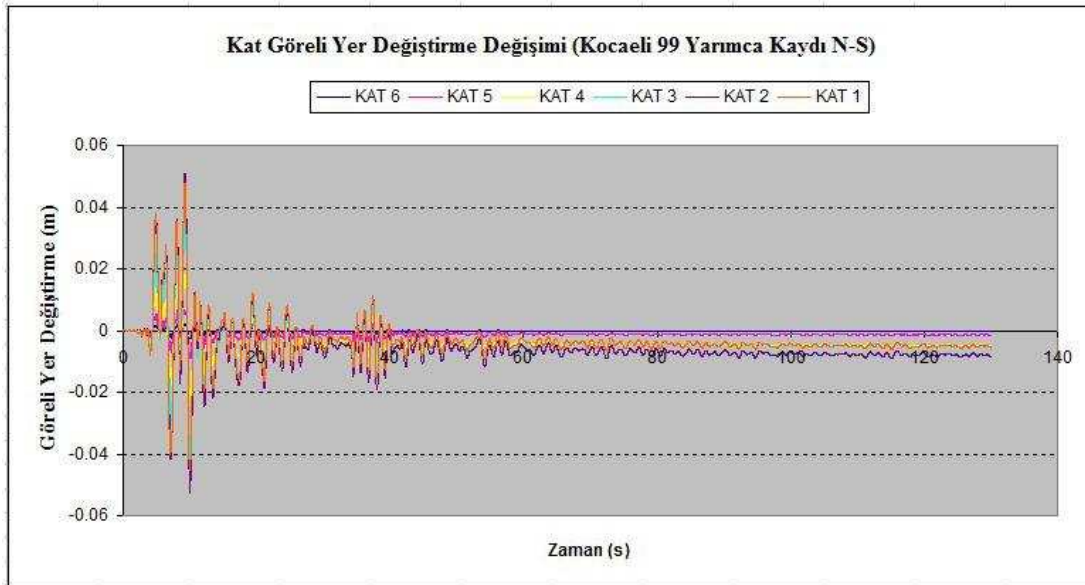


Şekil 6.57 : (devam) Katlara ait yer değiştirme değişimi

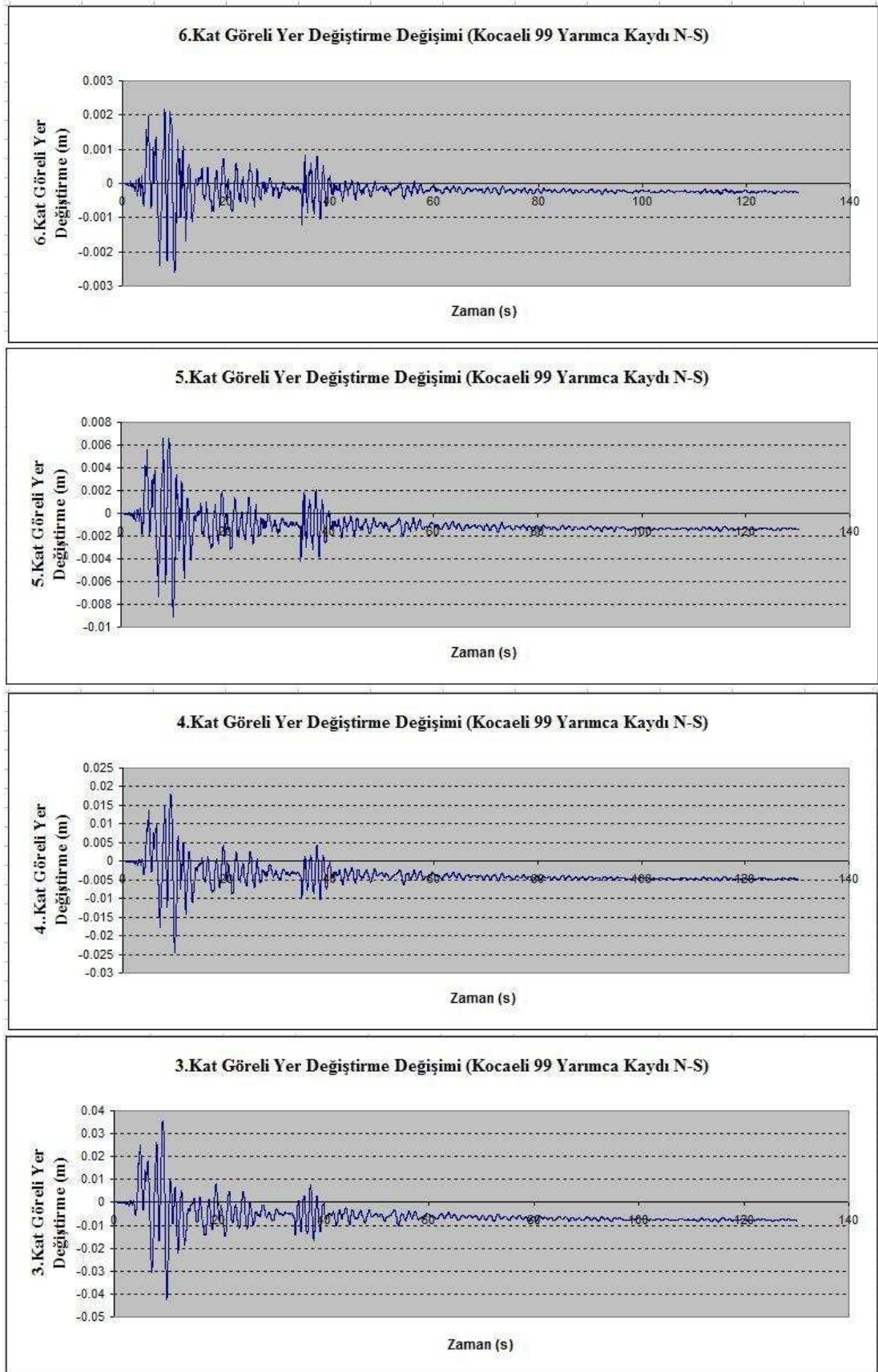


Şekil 6.57 : (devam) Katlara ait yer değiştirme değişimi

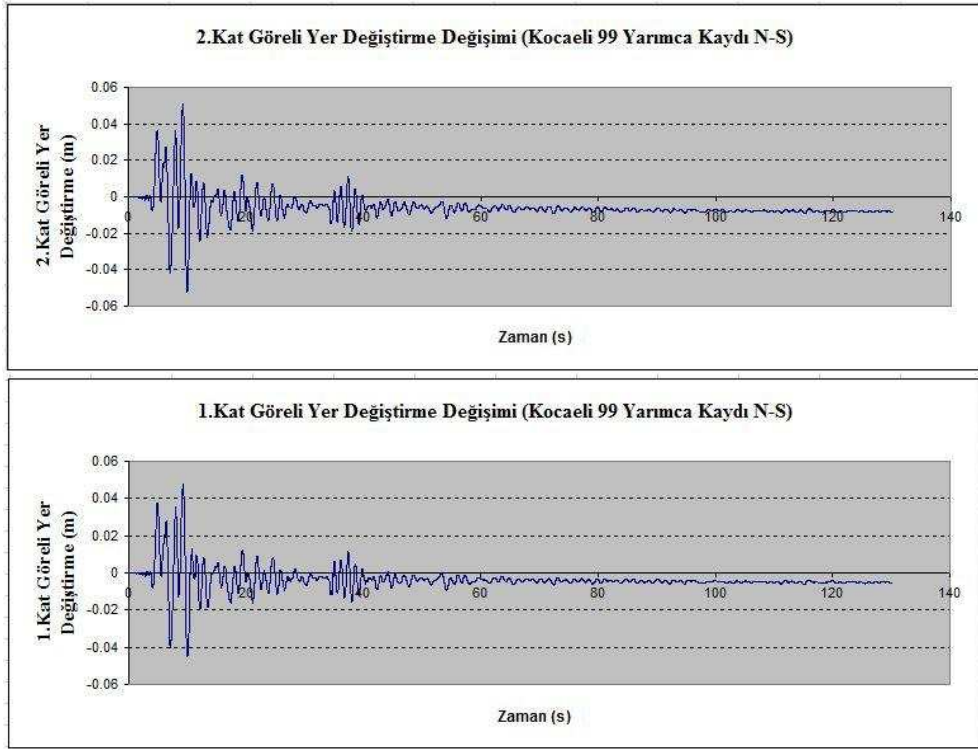
Yapılan analizi sonunda yapının x-x doğrultusundaki en büyük yer değiştirme 15.99cm olurken, en büyük taban kesme kuvveti 3404.36 kN ve en büyük devrilme momenti 38732.80 kNm olarak hesaplanmıştır. Şekil 6.58 ve Şekil 6.59’de ise doğrusal olmayan analiz sonucunda elde edilen görelî yer değiştirmeler verilmiştir.



Şekil 6.58 : Katların görelî yer değiştirme değişimi



Şekil 6.59 : Katlara ait görelî yer değiştirme değişimi



Şekil 6.59 : (devam)Katlara ait görelî yer değiştirme değişimi

17 Ağustos Kocaeli depreminin Yarımcı K-G kaydının C12 beton sınıfı kullanılarak oluşturulan modele etkitilmesi ile yapılan doğrusal olmayan analiz sonucunda elde edilen görelî yer değiştirmelerin, statikçe eşdeğere deprem kuvvetleri ile yapılan analiz sonucunda elde edilen görelî yer değiştirmelerle karşılaştırılması Çizelge 6.13’de verilmiştir.

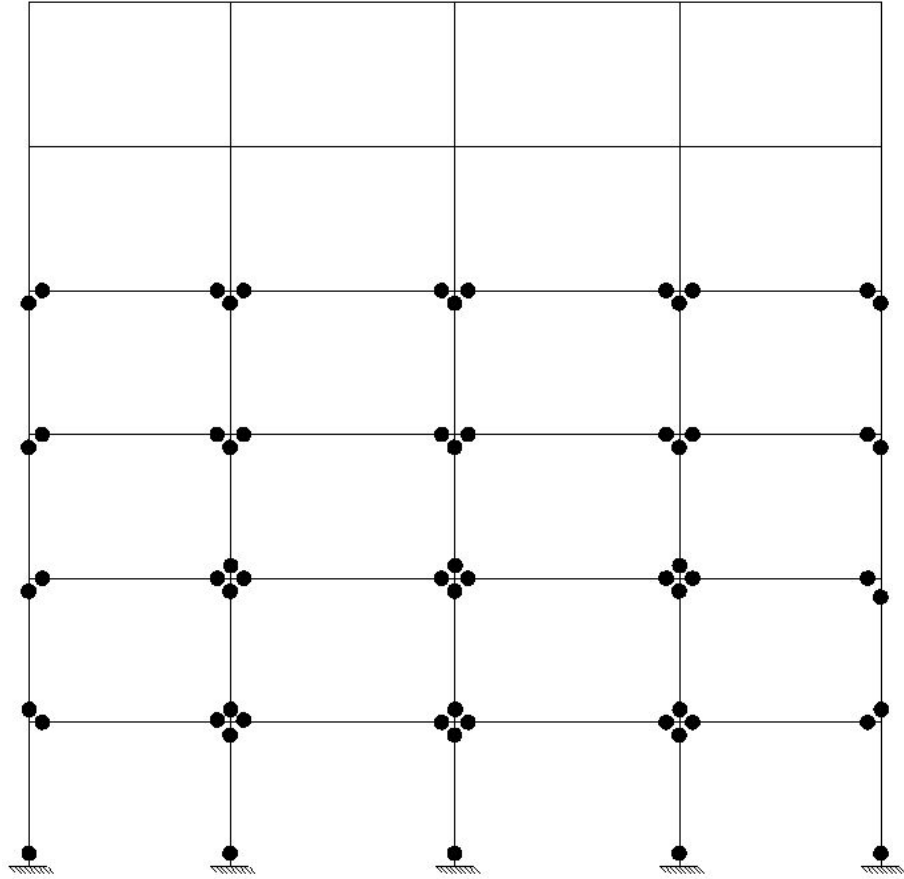
Çizelge 6.13 : Görelî yer değiştirmelerin karşılaştırılması (Yarımcı K-G)

KAT	Eşdeğer deprem yükü yönteminden elde edilen görelî yer değiştirme (cm)	Doğrusal olmayan analizden elde edilen görelî yer değiştirmeler (cm)
6	0.35	0.26
5	0.61	0.91
4	0.84	2.46
3	1.01	4.26
2	1.1	5.26
1	0.82	4.77

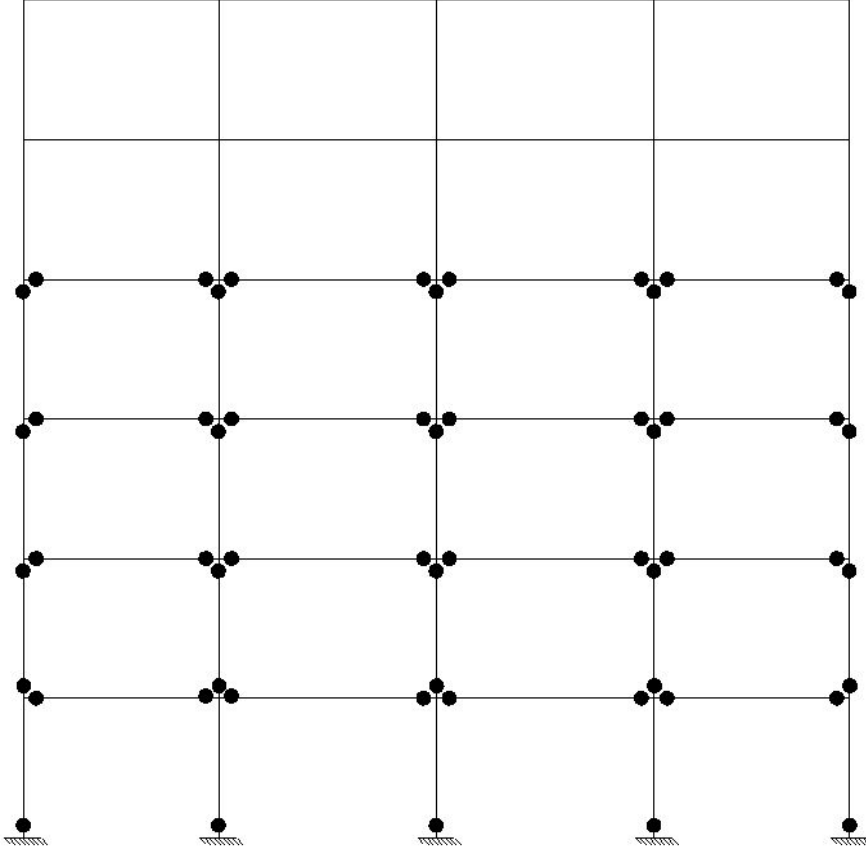
Çizelge 6.13’den de görüleceği gibi doğrusal olmayan görelî yer değiştirmeler statikçe eşdeğer deprem kuvvetleri ile hesaplan görelî yer değiştirme değerlerini ilk beş kat için aşmıştır.

6.2.3.1 Dinamik analiz sonucunda x-x doğrultusundaki çerçevelerde oluşan plastik mafsalları dağılımları (Yarımca K-G kaydı)

Doğrusal olmayan dinamik analiz sonucunda yapının x-x doğrultusundaki A-A ve B-B akslarındaki çerçevelerde oluşan plastik mafsalları dağılımları sırasıyla Şekil 6.60 ve Şekil 6.61’de verilmiştir.



Şekil 6.60 : C12 Beton sınıfı uygulanan yapının A-A aksındaki çerçevede oluşan plastik mafsalları dağılımları (Yarımca kaydı)



Şekil 6.61 : C12 Beton sınıfı uygulanan yapının B-B aksındaki çerçevede oluşan plastik mafsalları dağılımları (Yarımca Kaydı)

Çizelge 6.8 de 17 Ağustos 1999 Yarımca K-G bileşeninin yapıya etkiltilerek yapılan dinamik analiz sonucunda yapının x-x doğrultusundaki A-A ve B-B akslarındaki çerçevelerde oluşan plastik mafsalları dağılımları sayısal olarak verilmiştir.

Çizelge 6.14 : Plastik Mafsalları Dağılımları (C12)

	ÇERÇEVE A		ÇERÇEVE B	
	KOLON	KİRİŞ	KOLON	KİRİŞ
6.KAT	-----	-----	-----	-----
5.KAT	-----	-----	-----	-----
4.KAT	(5kesit) 50%	(8kesit) 100%	(5kesit) 50%	(8kesit) 100%
3.KAT	(8kesit) 80%	(8kesit) 100%	(5kesit) 50%	(8kesit) 100%
2.KAT	(10 kesit) 100%	(8kesit) 100%	(10kesit) 100%	(8kesit) 100%
1.KAT	(8 kesit) 80%	(8kesit) 100%	(5kesit) 50%	(8kesit) 100%

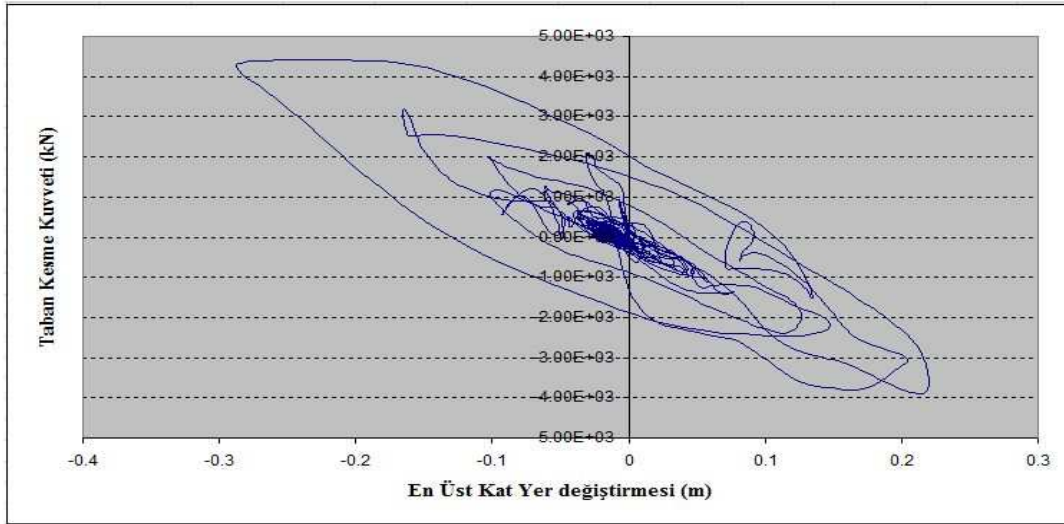
Yapının kolon ve kirişlerde oluşan plastik mafsallarıyla ilgili aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

- i. Zemin katta; A çerçevesine ait kolonların kritik kesitlerinin %80'inde ve B çerçevesine ait kolonların ise kritik kesitlerinin %50'sinde plastik mafsalları oluşmuştur. Birinci kat geneline bakıldığında kolonlarının kritik kesitlerinin %65'inde plastik mafsalları oluşmuştur. Kirişlerde ise A ve B çerçevelerinin bütün kirişlerinin her iki ucunda plastik mafsalları oluştuğu gözlenmiştir.
- ii. İkinci katta; A ve B çerçevelerine ait kolonları kritik kesitlerinin hepsinde plastik mafsalları oluşmuştur. Kirişlerde ise ikinci katta A ve B çerçevelerinin bütün kirişlerinin her iki ucunda plastik mafsalları oluştuğu gözlenmiştir.
- iii. Üçüncü katta; A çerçevesine ait kolonlarının kritik kesitlerinin %80'inde plastik mafsalları oluşurken, buna karşılık B çerçeve kolonlarının kritik kesitlerinin %50 sinde plastik mafsalları oluşmuştur. Dolayısıyla üçüncü kat kolonlarına kritik kesitlerinin %65'inde plastik mafsalları oluşmuştur. Kirişlerde ise üçüncü katta A ve B çerçevelerindeki bütün kirişlerinin kritik kesitlerinde plastik mafsalları oluştuğu gözlenmiştir.
- iv. Dördüncü katta; A ve B çerçeve kolonlarının kritik kesitlerinin yarısında plastik mafsalları oluşmuştur. Kirişlerde ise dördüncü katta A ve B çerçevelerinin bütün kirişlerinin her iki ucunda plastik mafsalları oluştuğu gözlenmiştir.

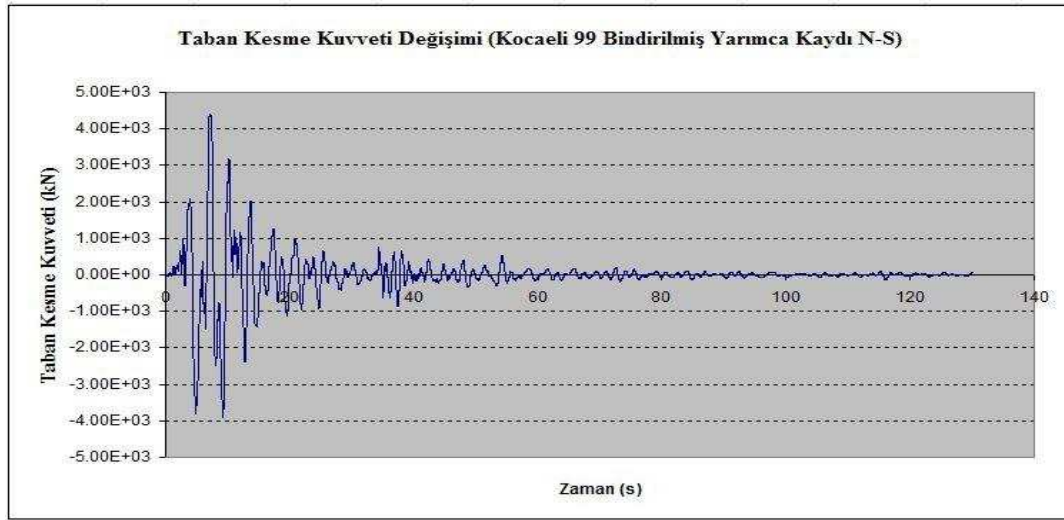
Yapının 5 ve 6.kat kolon ve kirişlerinin kritik kesitlerinde plastik mafsalları oluşumu gözlenmemiştir.

6.2.4 Yapının analizinde 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin yakın fay etkisi artırılmış Yarımcı K-G kaydının kullanılması durumu

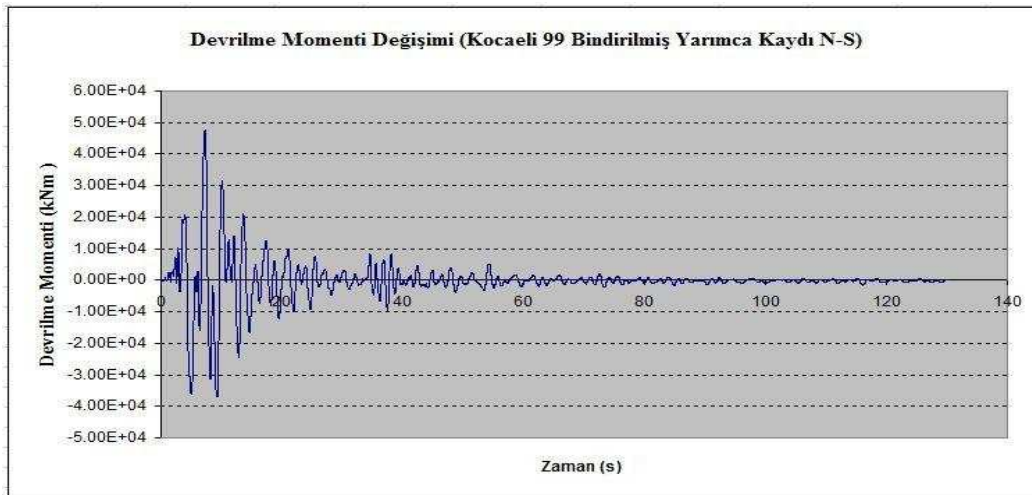
Şekil 6.62, Şekil 6.63, Şekil 6.64, Şekil 6.65 ve Şekil 6.66'da 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin yakın fay etkisi bindirilmiş Yarımcı kaydının K-G Bileşeninin C12 beton sınıfı kullanılarak modellenen yapıya etkitilmesi ile yapılan sistem analiz sonucunda elde edilen yapı karşılıkları verilmiştir.



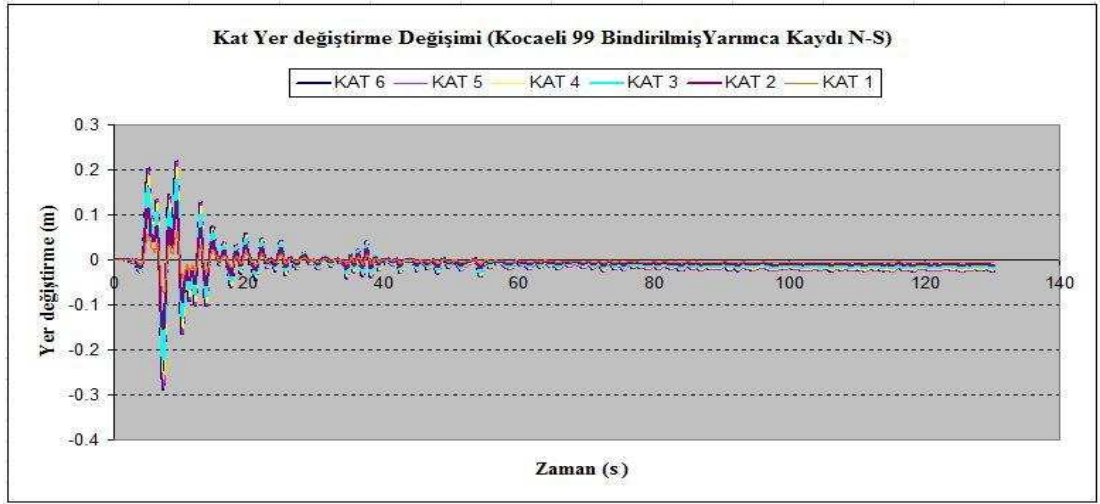
Şekil 6.62 : Taban kesme kuvveti- En üst kat yer değişimi



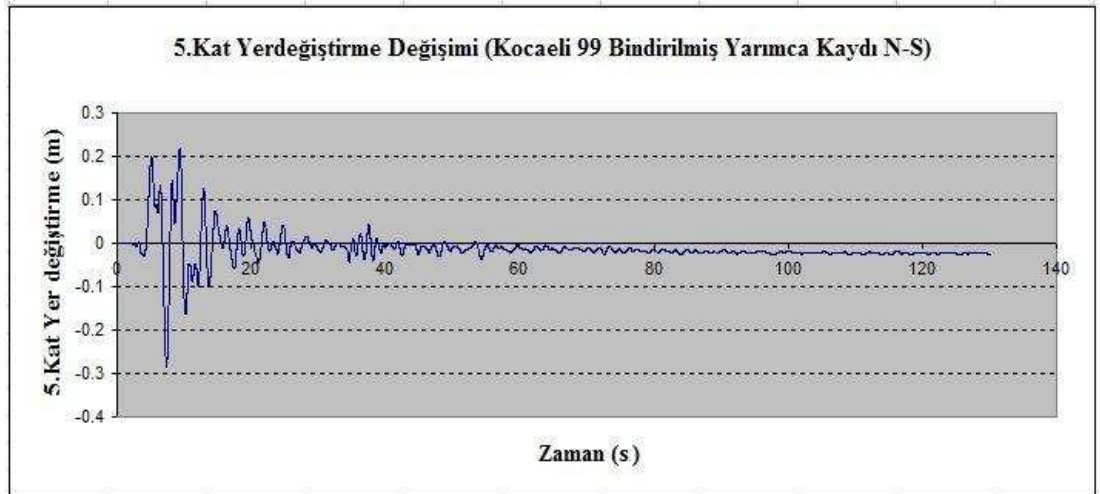
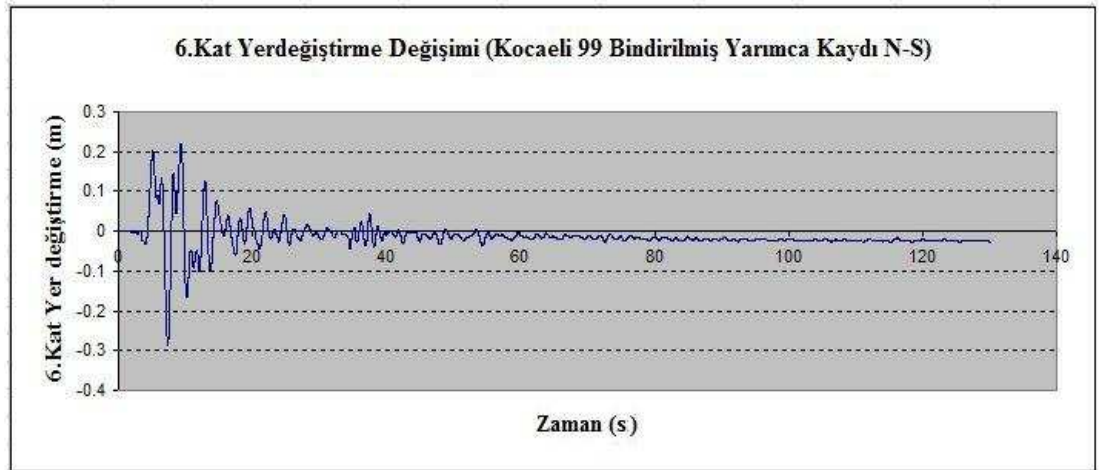
Şekil 6.63 : Taban kesme kuvveti değişimi



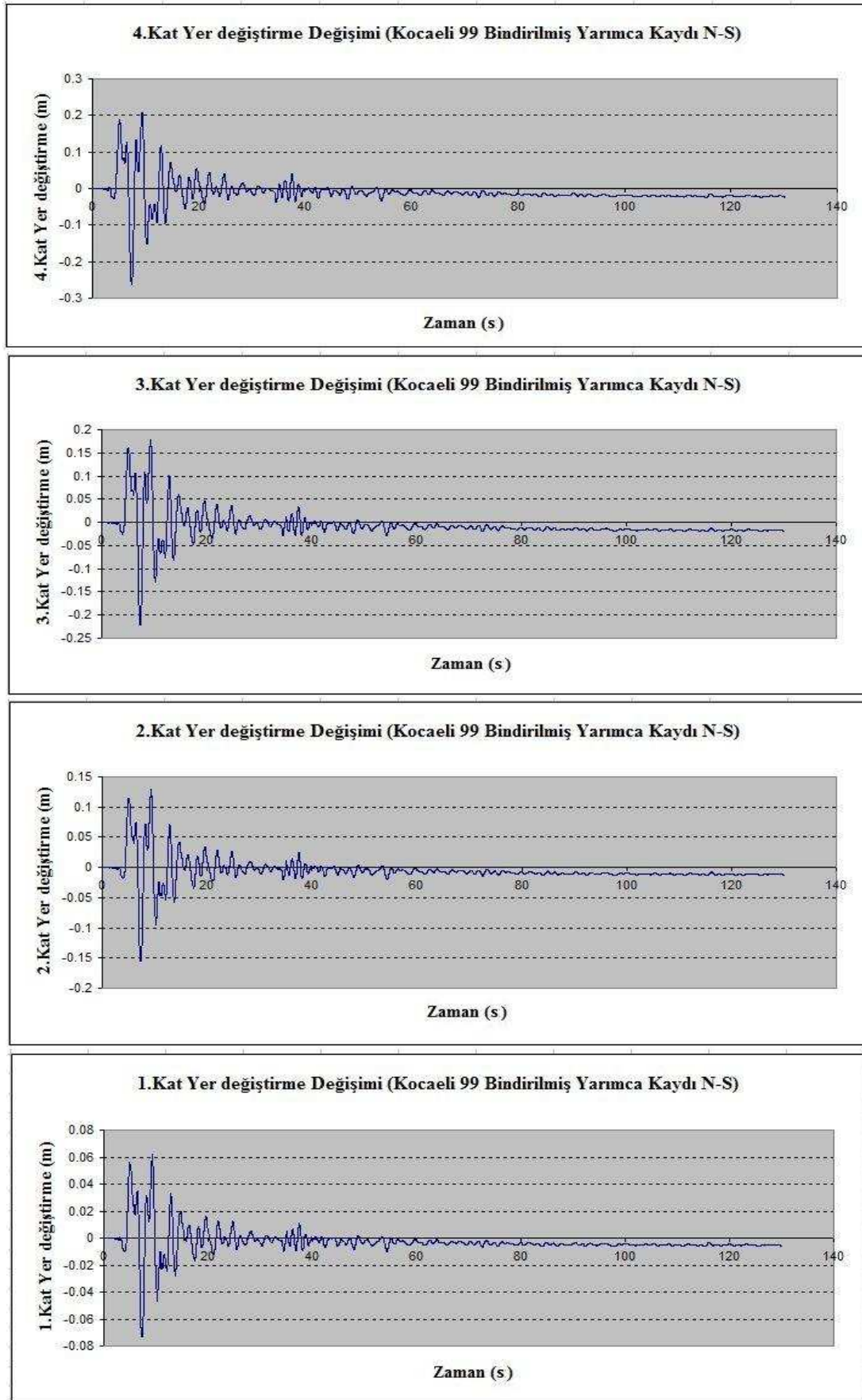
Şekil 6.64 : Devrilme momenti değişimi



şekil 6.65 : Katların yer değiştirme değişimi

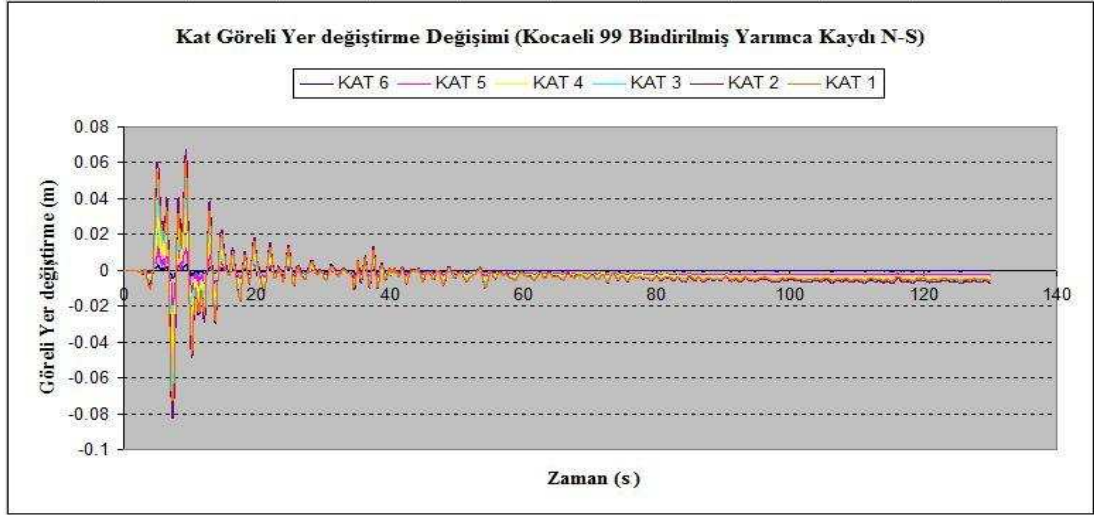


şekil 6.66 : Katlara ait yer değiştirme değişimi

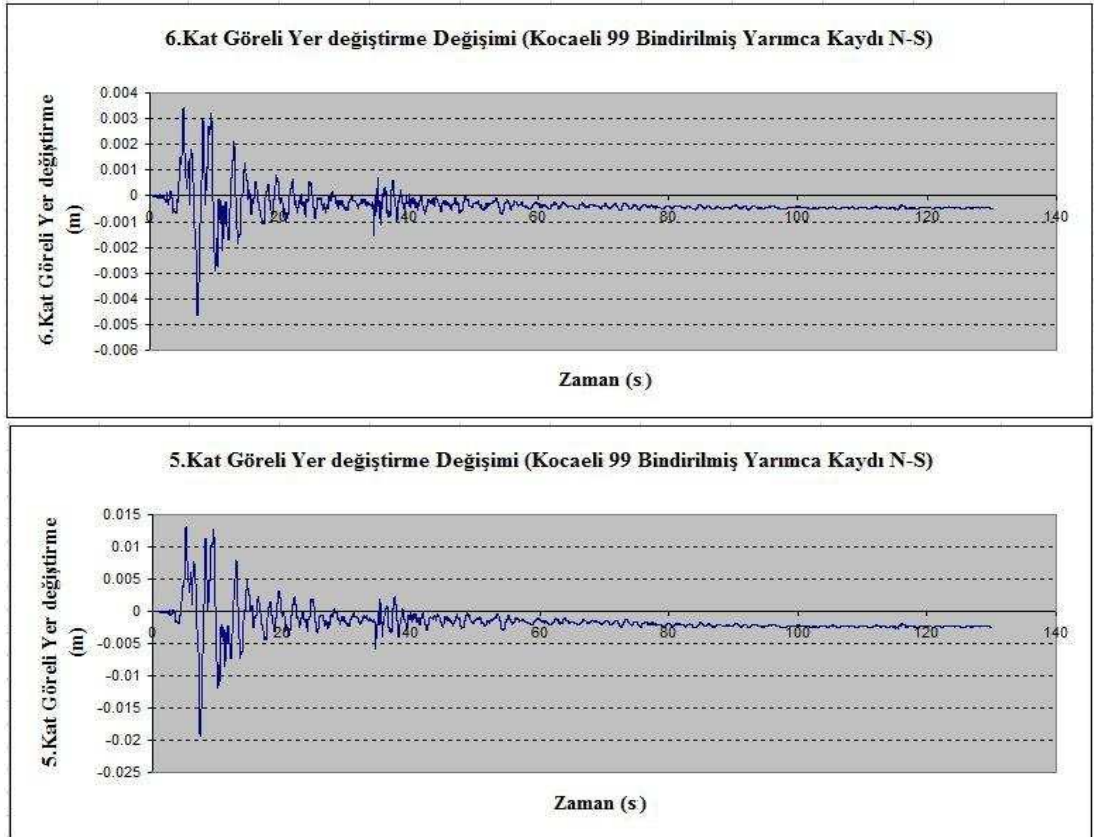


şekil 6.66 : (devam) Katlara ait yer değiştirme değişimi

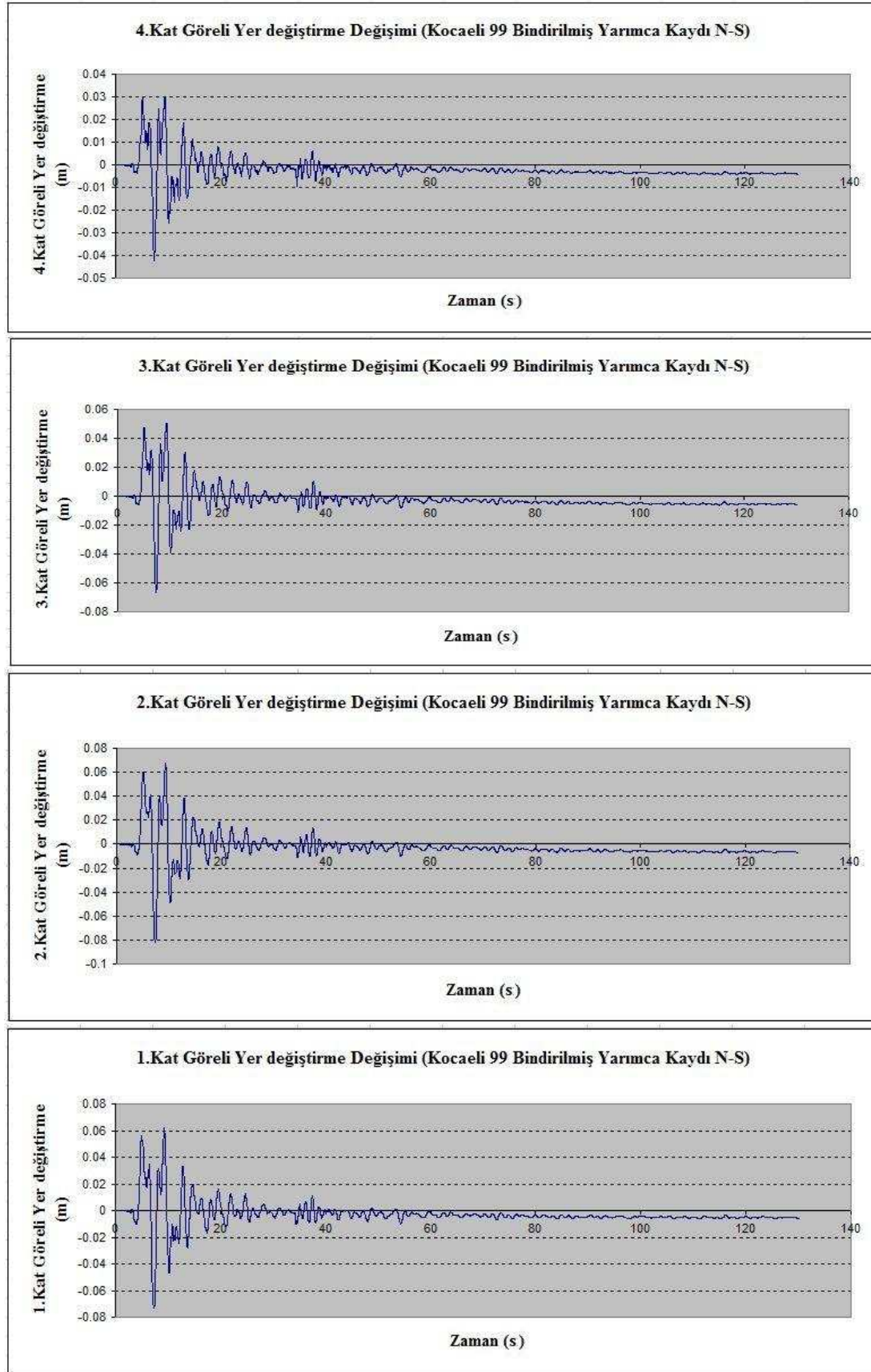
Doğrusal olmayan dinamik analiz sonrasında C12 beton sınıfı ile modellenen yapının x-x doğrultusundaki en büyük yer değiştirmesi 21.98cm olurken, en büyük taban kesme kuvveti 4415.28 kN ve en büyük devrilme momenti 47621.40 kNm olarak hesaplanmıştır. Analiz sonucunda katların görelî yer değiştirme değışimi Şekil 6.67 ve Şekil 6.78’de verilmiştir.



Şekil 6.67 : Katların görelî yer değıştirme değışimi



Şekil 6.68 : Katlara ait görelî yer değıştirme değışimi



Şekil 6.68 : (devam)Katlara ait görelî yer değıştirme değışimi

C12 beton sınıfı kullanılarak oluşturulan modele 17 Ağustos Kocaeli depreminin yakın fay etkisi arttırılmış Yarımca K-G kaydının etkitilmesi ile yapılan doğrusal olmayan analiz sonucunda elde edilen görelî yer değiştirmelerin, statikçe eşdegere deprem kuvvetleri ile yapılan analiz sonucunda elde edilen görelî yer değiştirmelerle karşılaştırılması Çizelge 6.15’de verilmiştir.

Çizelge 6.15 : Görelî yer değiştirmelerin karşılaştırılması (Yakın fay etkisi arttırılmış Yarımca K-G kaydı)

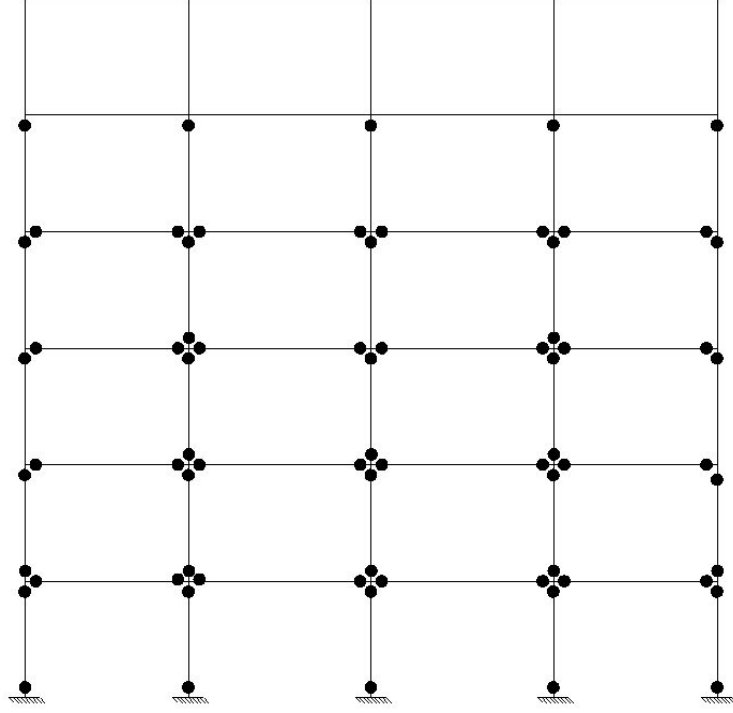
KAT	Eşdeğer deprem yükü yönteminden elde edilen görelî yer değiştirme (cm)	Doğrusal olmayan analizden elde edilen görelî yer değiştirmeler (cm)
6	0.35	0.46
5	0.61	1.93
4	0.84	4.23
3	1.01	6.69
2	1.1	8.24
1	0.82	7.27

Çizelge 6.15’den de görüleceği gibi 17 Ağustos Kocaeli depreminin yakın fay etkisi arttırılmış Yarımca K-G kaydının kullanılmasıyla elde edilen doğrusal olmayan görelî yer değiştirmeler, statikçe eşdeğer deprem kuvvetleri ile hesaplan görelî yer değiştirme değerlerini bütün kat için aşarak;

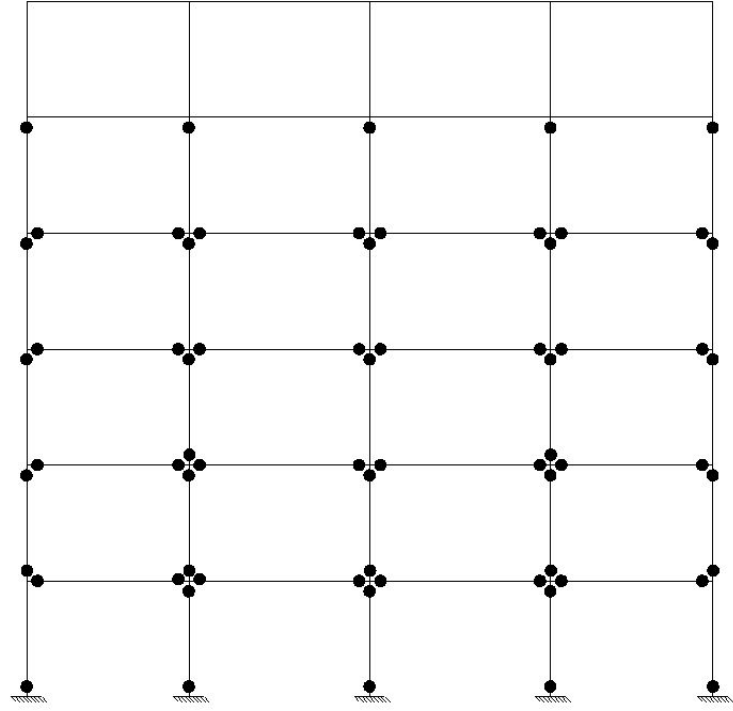
- 6. ve 5. normal katlar arasında 0.46cm
- 5. ve 4. normal katlar arasında 1.93cm
- 4. ve 3. normal katlar arasında 4.23cm,
- 3. ve 2. normal katlar arasında 6.69cm,
- 2. ve 1. normal katlar arasında 8.24cm,
- 1. ve zemin katlar arasında 7.27cm değerlerini almıştır.

6.2.4.1 Dinamik analiz sonucunda x-x doğrultusundaki çerçevelerde oluşan plastik mafsalları dağılımları (yakın fay etkisi arttırılmış Yarımca K-G kaydı)

X-X doğrultusundaki A-A ve B-B akslarındaki çerçevelerde oluşan plastik mafsalları dağılımları sırasıyla Şekil 6.69 ve Şekil 6.70. de verilmiştir.



Şekil 6.69 : C12 Beton sınıfı uygulanan yapının A-A aksındaki çerçevede oluşan plastik mafsall dağılımları



Şekil 6.70 : C12 Beton sınıfı uygulanan yapının B-B aksındaki çerçevede oluşan plastik mafsall dağılımları

Çizelge 6.16’da 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin yakın fay etkisi arttırılmış Yarımca K-G kaydının zemin ivmesi olarak yapıya etkitilmesi sonucu yapılan

dinamik analiz ile yapının x-x doğrultusundaki A-A ve B-B akslarındaki çerçevelerde oluşan plastik mafsalları dağılımları sayısal olarak verilmiştir.

Çizelge 6.16 : Plastik Mafsalları Dağılımları (C12)

Kat No	ÇERÇEVE A		ÇERÇEVE B	
	KOLON	KİRİŞ	KOLON	KİRİŞ
6.KAT	-----	-----	-----	-----
5.KAT	(5 kesit) 50%	-----	(5 kesit) 50%	-----
4.KAT	(7 kesit) 70%	(8 kesit) 100%	(5 kesit) 50%	(8 kesit) 100%
3.KAT	(8 kesit) 80%	(8 kesit) 100%	(7 kesit) 70%	(8 kesit) 100%
2.KAT	(10 kesit) 100%	(8 kesit) 100%	(10 kesit) 100%	(8 kesit) 100%
1.KAT	(10 kesit) 100%	(8 kesit) 100%	(8 kesit) 80%	(8 kesit) 100%

Yapının kolon ve kirişlerde oluşan plastik mafsalları dağılımlarıyla ilgili aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

- Zemin katta; A çerçevesi kolonlarının kritik kesitlerinin hepsinde, B çerçeve kolonlarının kritik kesitlerinin ise %80'inde plastik mafsalları oluşmuştur. Kat genel durumuna bakıldığında kolonlarının ortalama %90'ında plastik mafsalları oluşmuştur. Kirişlerde ise birinci katta A ve B çerçevelerinin bütün kirişlerinde plastik mafsalları olduğu gözlenmiştir.
- İkinci katta; A ve B çerçeve kolonlarının kritik kesitlerinin hepsinde plastik mafsalları olduğu gözlenmiştir. Kirişlerde ise ikinci katta bütün kirişlerinin her iki ucunda plastik mafsalları olduğu gözlenmiştir.
- Üçüncü katta; A çerçevesine ait kolonların kritik kesitlerinin %80'inde, B çerçevesinde ise kolonların kritik kesitlerinin %70'inde plastik mafsalları oluşumu gözlemlenmiş ve tüm katta kolonların ortalama %75'inde plastik mafsalları oluşmuştur. Kirişlerde ise üçüncü katta A ve B çerçevelerinin bütün kirişlerinin her iki ucunda plastik mafsalları olduğu gözlenmiştir.
- Dördüncü katta; A çerçeve kolonlarında 10 kritik kesitin 7'inde plastik mafsalları oluşurken, B çerçeve kolonlarında 10 kritik kesitin 5'inde plastik

mafsal oluşumu gözlenmemiş dolayısıyla dördüncü kat kolonlarının ortalama %60'ında plastik mafsal oluşmuştur. Kirişlerde ise dördüncü katta A ve B çerçeve kirişlerinin hepsinde plastik mafsal oluştuğu gözlenmiştir.

- v. Beşinci katta; A ve B çerçeve kolonlarının kritik kesitlerinin yarısında plastik mafsal oluşumu gözlenmiştir. Kirişlerde ise beşinci katta A ve B çerçevelerinin bütün kirişlerinin her iki ucunda plastik mafsal oluşumu gözlenmemiştir.
- vi. 6.kat kolon ve kirişlerinin kritik kesitlerinde plastik mafsal oluşumu gözlenmemiştir.

6.3 Etkin sürenin analizdeki verimliliği

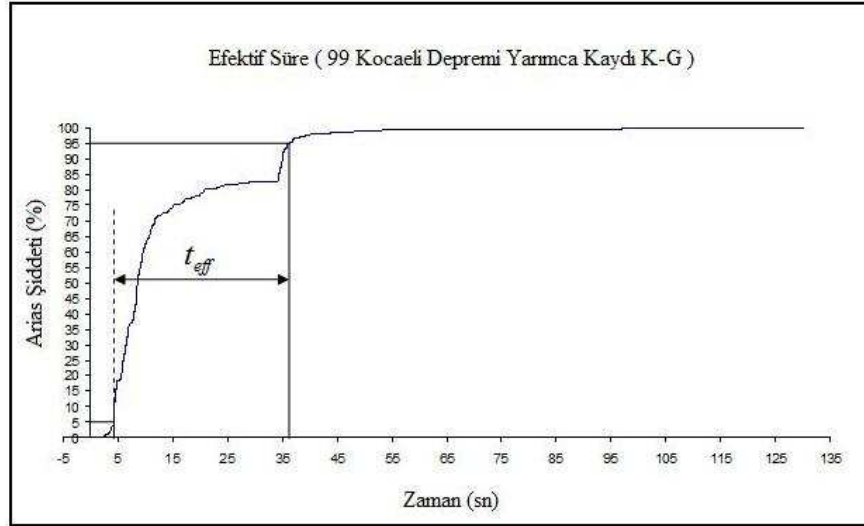
Bu bölümde 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin 132sn'lik Yarımca kaydının K-G bileşenin etkin süresi C12 beton sınıfı kullanılarak modellenen yapıya etkilmiş ve sistem çözümü yapılmıştır. Analiz sonunda etkin sürenin, depremin bütün süresine göre etkinliği değerlendirilmiştir.

6.3.1 Etkin sürenin belirlenmesi

Etkin süre, normalize edilmiş Arias şiddetinde %5 ile %95 değerlerine karşılık gelen t_2 ve t_1 sürelerinin farkıdır. Etkin sürenin belirlenmesi için önce Arias şiddeti;

$$A.I = 100 \times \frac{\int_0^t a^2(t)dt}{\int_0^{t_d} a^2(t)dt} \quad (6.6)$$

ifadesiyle belirlenir. Şekil 6.71 Arias Şiddeti eğrisini ve etkin sürenin hesaplanmasını göstermektedir.



Şekil 6.71 : Etkin sürenin hesaplanması

Şekil 6.71 yardımıyla etkin süre aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

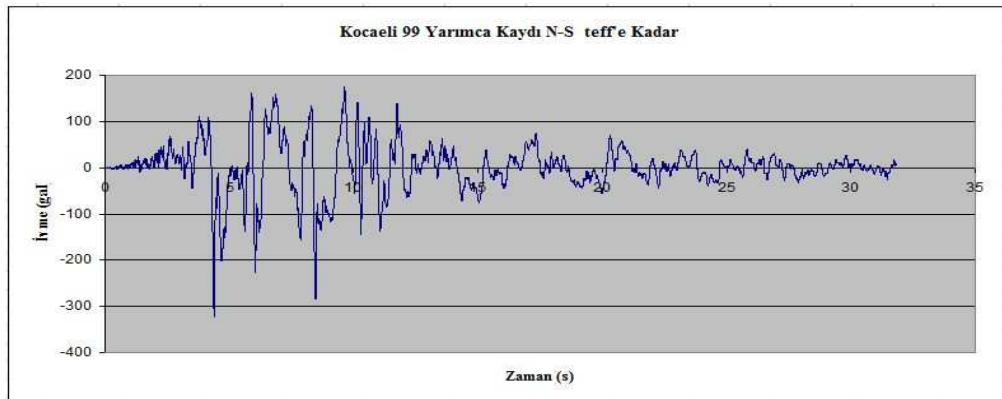
$$t_{\%5} = 4.325 \text{ s} \quad (6.7)$$

$$t_{\%95} = 36.17 \text{ s} \quad (6.8)$$

$$t_{eff} = t_{\%95} - t_{\%5} \quad (6.9)$$

$$t_{eff} = 36.17 - 4.325 = 31,845 \text{ s} \approx 32.0 \text{ s} \quad (6.10)$$

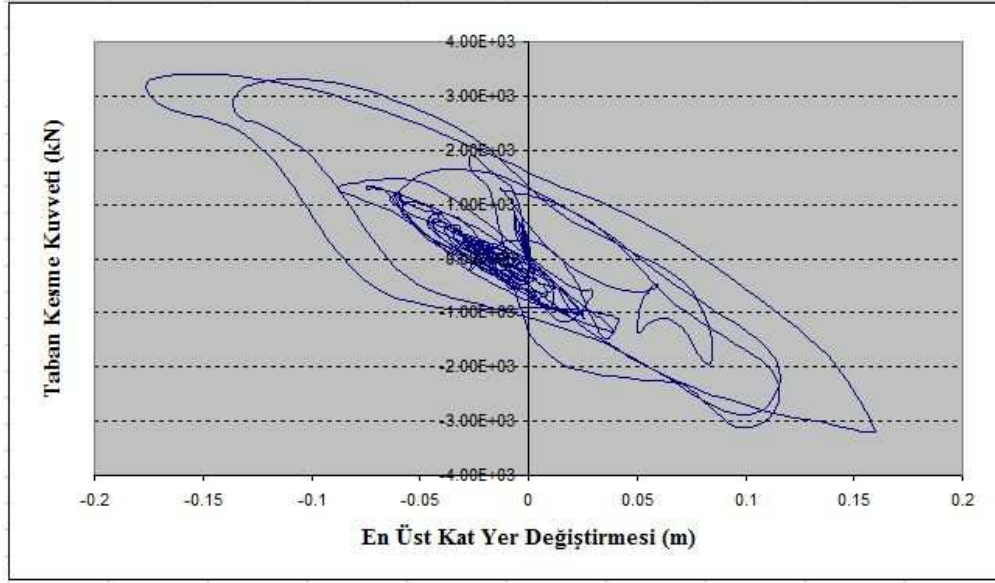
17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin Yarmca K-G bileşenin etkin süreye kadar olan kısmının ivme izi Şekil 6.72’de verilmiştir.



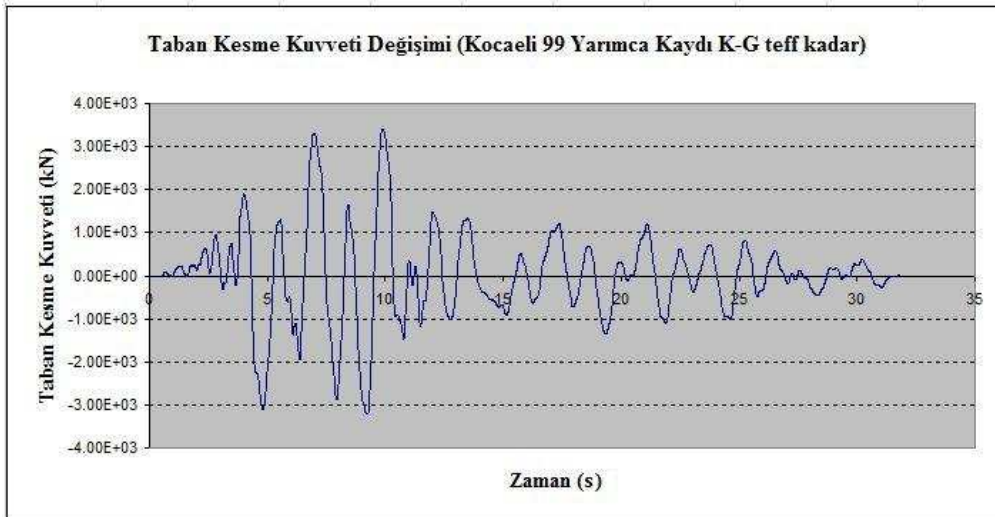
Şekil 6.72 : 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin Yarmca K-G bileşenin etkin süreye kadar olan kısmı

6.3.2 Yapının analizinde 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin Yarımca K-G bileşenin etkin süre kısmının kullanılması durumu

Yapıya 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin Yarımca kaydının K-G Bileşeninin etkin süre kısmı uygulanmış ve sistem analiz edilmiştir. Yapılan analiz sonucunda, yapıya ait karşılıklar Şekil 6.73, Şekil 6.74, Şekil 6.75, Şekil 6.76 ve Şekil 6.77 de gösterilmiştir.



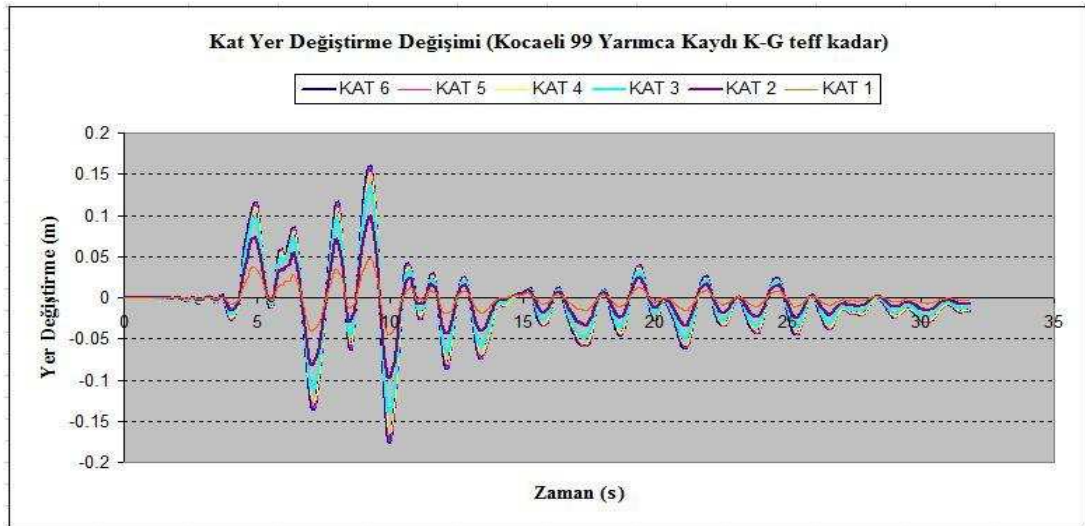
Şekil 6.73 : Taban kesme kuvveti- En üst kat yer değişimi



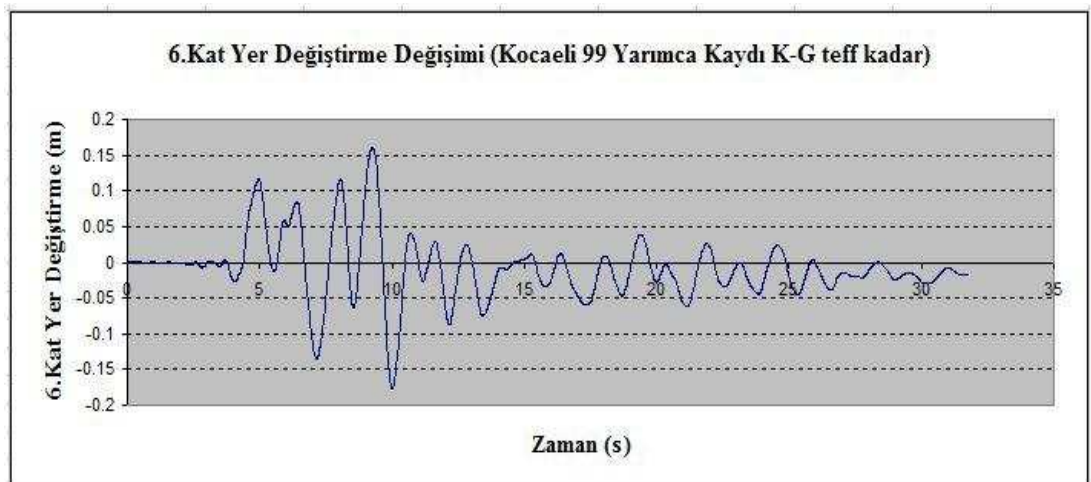
Şekil 6.74 : Taban kesme kuvveti değişimi



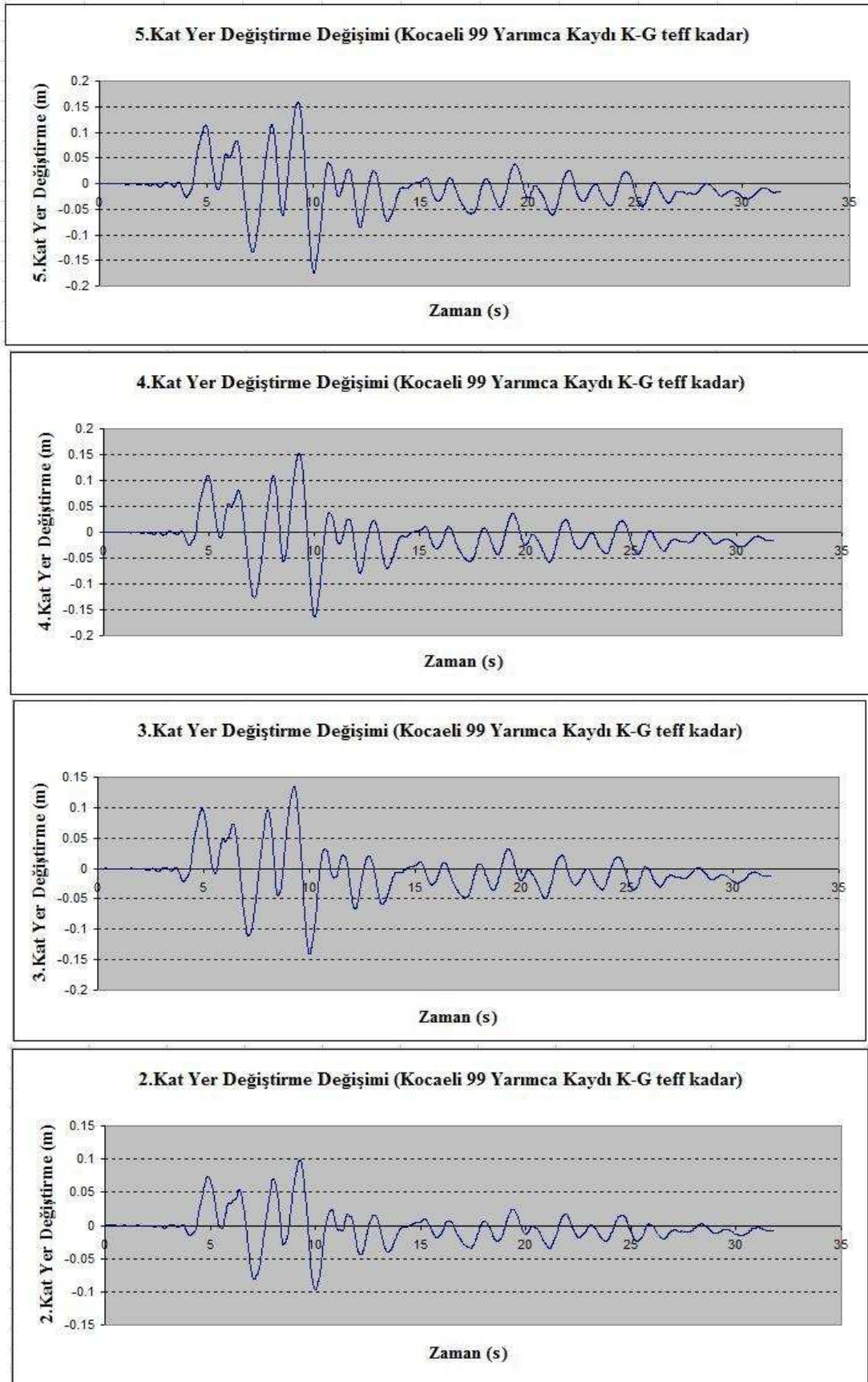
Şekil 6.75 : Devrilme momenti değişimi



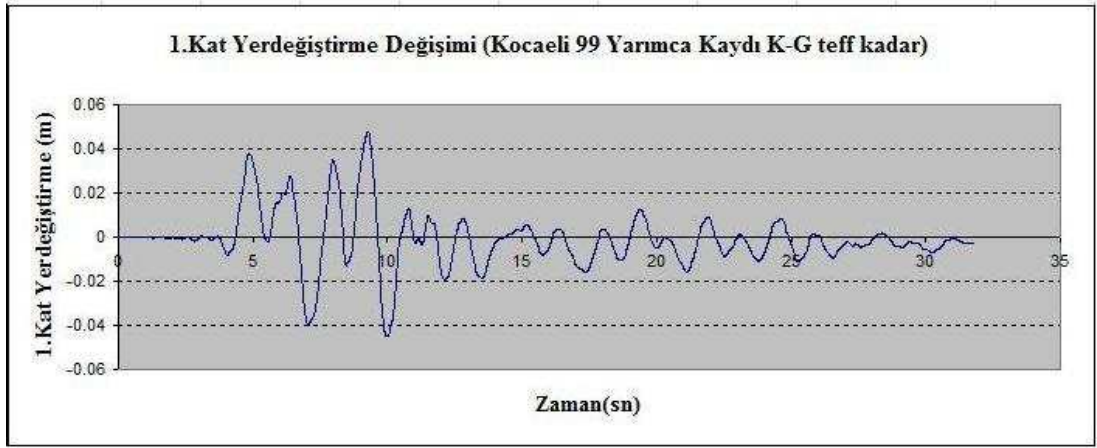
Şekil 6.76 : Katların yer değiştirme değişimi



Şekil 6.77 : Katlara ait yer değiştirme değişimi

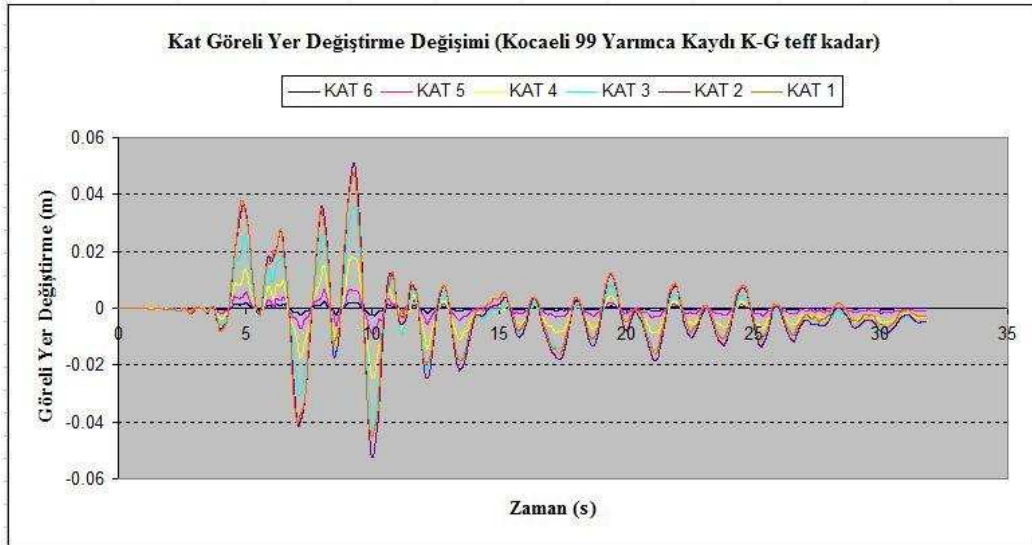


Şekil 6.77 : (devam) Katlara ait yer değiştirme değişimi

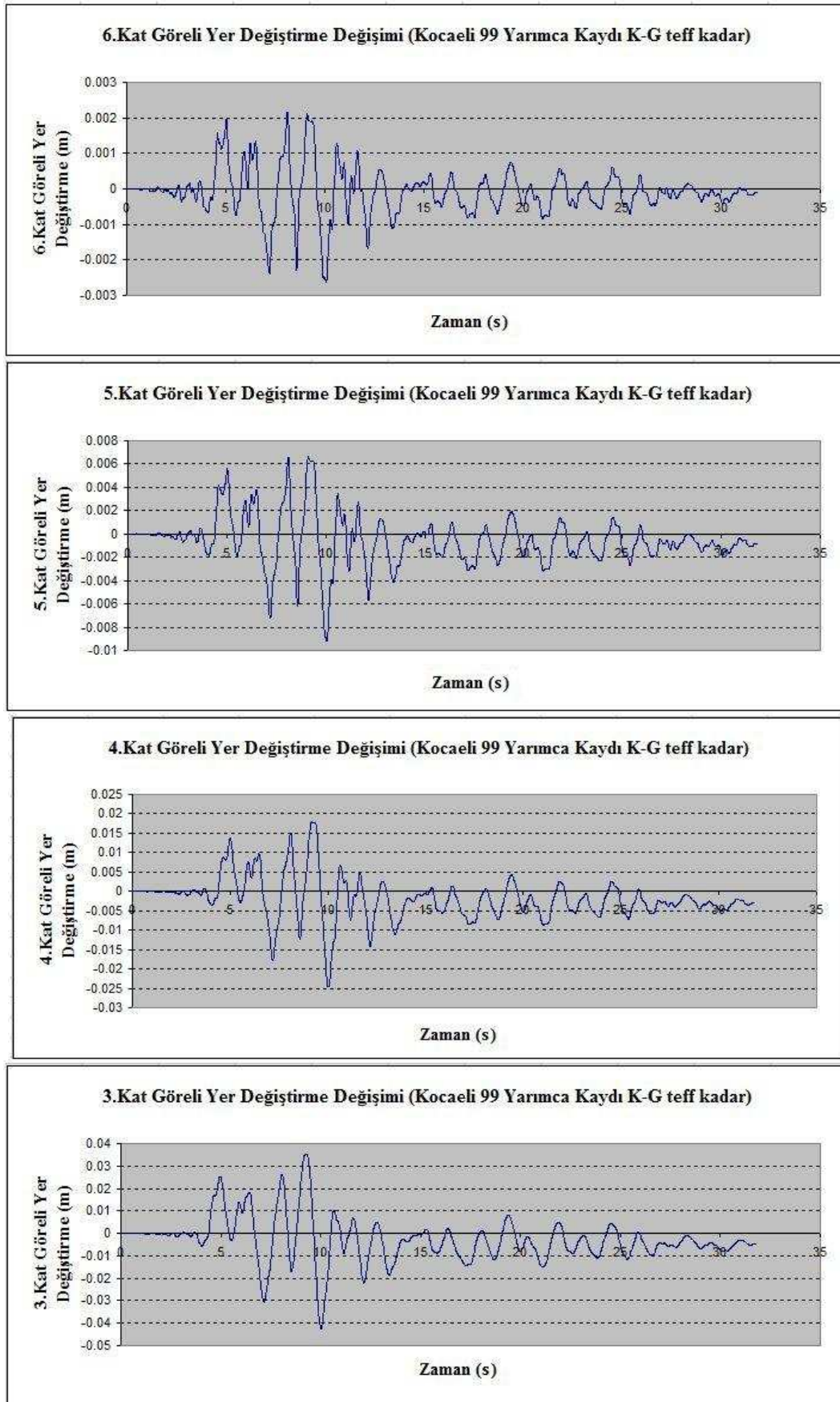


Şekil 6.77 : (devam) Katlara ait yer değiştirme değişimi

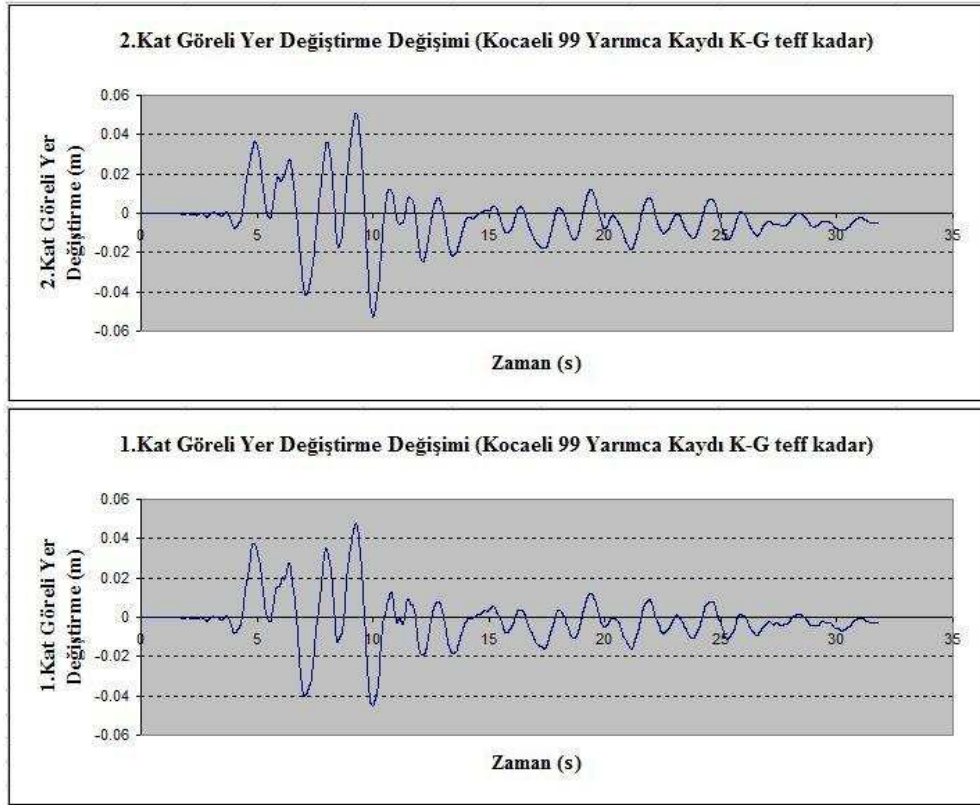
Yapılan doğrusal olmayan dinamik analizi sonucunda x-x doğrultusunda elde edilen en büyük yer değiştirme 15.99cm olurken, en büyük taban kesme kuvveti 3404.36 kN ve en büyük devrilme momenti 38732.80 kNm olarak hesaplanmıştır. Ayrıca katların görelî yer değiştirme değişimleri Şekil 6.78 ve Şekil 6.79’de verilmiştir.



Şekil 6.78 : Katların görelî yer değiştirme değişimi



şekil 6.79 : Katlara ait görelî yer değiştirme değişimi



Şekil 6.79 : (devam) Katlara ait görelî yer değiştirme değişimi

Yapılan doğrusal olmayan analiz sonucunda elde edilen görelî yer değiştirmelerin, statikçe eşdeğere deprem kuvvetleri ile yapılan analiz sonucunda elde edilen görelî yer değiştirmelerle karşılaştırılması Çizelge 6.17’de verilmiştir.

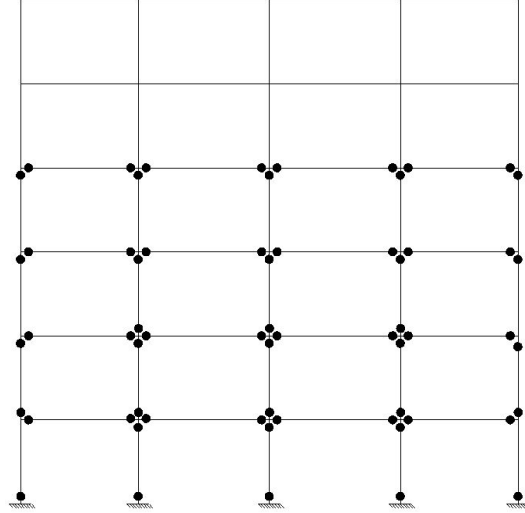
Çizelge 6.17 : Görelî yer değiştirmelerin karşılaştırılması (Yarımcı K-G kaydı $t_d=t_{eff}$ kısmı)

KAT	Eşdeğer deprem yükü yönteminden elde edilen görelî yer değiştirme (cm)	Doğrusal olmayan analizden elde edilen görelî yer değiştirmeler (cm)
6	0.35	0.26
5	0.61	0.91
4	0.84	2.46
3	1.01	4.26
2	1.1	5.26
1	0.82	4.77

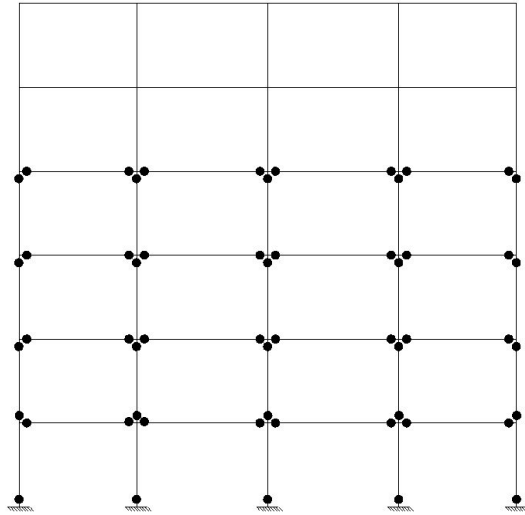
Çizelge 6.17’den de görüleceği gibi doğrusal olmayan görelî yer değiştirmeler statikçe eşdeğer deprem kuvvetleri ile hesaplan görelî yer değiştirme değerlerini ilk beş kat için aşmıştır.

6.3.2.1 Dinamik analiz sonucunda X-X doğrultusundaki çerçevelerde oluşan plastik mafsalları dağılımları (Yarımcı K-G Bileşeni $t_d = t_{eff}$ kadar)

Şekil 6.80 ve Şekil 6.81’de, 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin Yarımcı K-G kaydının t_{eff} kadar olan kısmının yapıya etkilerek yapılan dinamik analiz sonucunda yapının x-x doğrultusundaki A-A ve B-B akslarındaki çerçevelerde oluşan plastik mafsalları dağılımları verilmiştir.



Şekil 6.80 : C12 Beton sınıfı uygulanan yapının A-A aksındaki çerçevede oluşan plastik mafsalları dağılımları



Şekil 6.81 : C12 Beton sınıfı uygulanan yapının B-B aksındaki çerçevede oluşan plastik mafsalları dağılımları

Çizelge 6.9’da A-A ve B-B akslarındaki çerçevelerde oluşan plastik mafsalları dağılımları sayısal olarak verilmiştir.

Çizelge 6.18 : Plastik mafsall dağılımı (C12)

	ÇERÇEVE A		ÇERÇEVE B	
	KOLON	KİRİŞ	KOLON	KİRİŞ
6.KAT	-----	-----	-----	-----
5.KAT	-----	-----	-----	-----
4.KAT	(5 kesit) 50%	(8 kesit) 100%	(5 kesit) 50%	(8 kesit) 100%
3.KAT	(8 kesit) 80%	(8 kesit) 100%	(5 kesit) 50%	(8 kesit) 100%
2.KAT	(10 kesit) 100%	(8 kesit) 100%	(10 kesit) 100%	(8 kesit) 100%
1.KAT	(8 kesit) 80%	(8 kesit) 100%	(5 kesit) 50%	(8 kesit) 100%

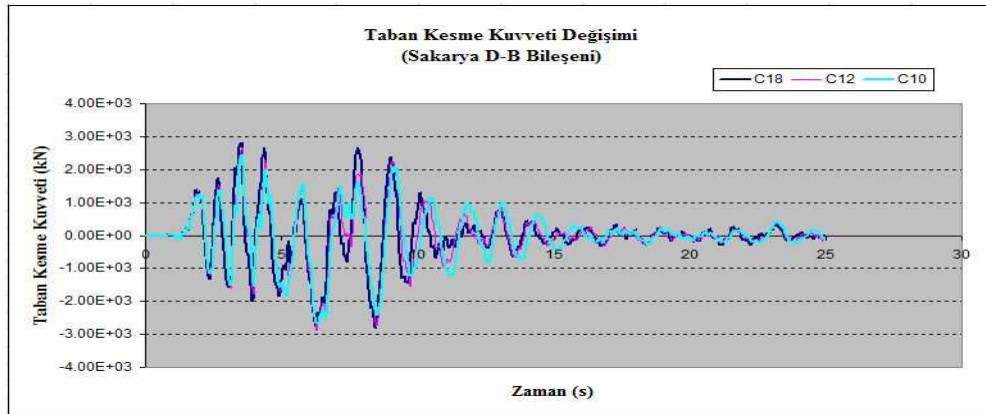
- i. Zemin katta; A çerçevesine ait kolonlarının %80'inde plastik mafsall oluşumu gözlenirken, B çerçevesinde kolonların %50'sinde plastik mafsall oluşmuş ve zemin kat için kolonlarının kritik kesitlerinin %65'inde plastik mafsall oluşmuştur. A ve B çerçevelerindeki kirişlerin kritik kesitlerinin hepsinde plastik mafsall oluştuğu gözlenmiştir.
- ii. İkinci katta; A ve B çerçevelerine ait kolonların ve kirişlerin kritik kesitlerin hepsinde plastik mafsall oluşumu gözlemlenmiştir.
- iii. Üçüncü katta; A çerçeve kolonlarının kritik kesitlerinin %80'inde buna karşılık B çerçeve kolonlarının kritik kesitlerinin %50'sinde plastik mafsall oluşmuştur. Üçüncü kat için kolonlarının ortalama %65'inde plastik mafsall oluşmuştur. Kirişlerde ise, üçüncü katta A ve B çerçevelerindeki kirişlerinin kritik kesitlerinin hepsinde plastik mafsall oluştuğu gözlenmiştir.
- iv. Dördüncü katta; A ve B çerçeve kolonlarının kritik kesitlerinin yarısında plastik mafsall oluşumu gözlemlenmiş ve tüm katta kolonların ortalama %50'sinde plastik mafsall oluşmuştur. Kirişlerde ise kritik kesitlerin hepsinde plastik mafsall oluştuğu gözlenmiştir.

Yapının 5 ve 6.kat kolon ve kirişlerinin kritik kesitlerinde plastik mafsall oluşumu gözlenmemiştir.

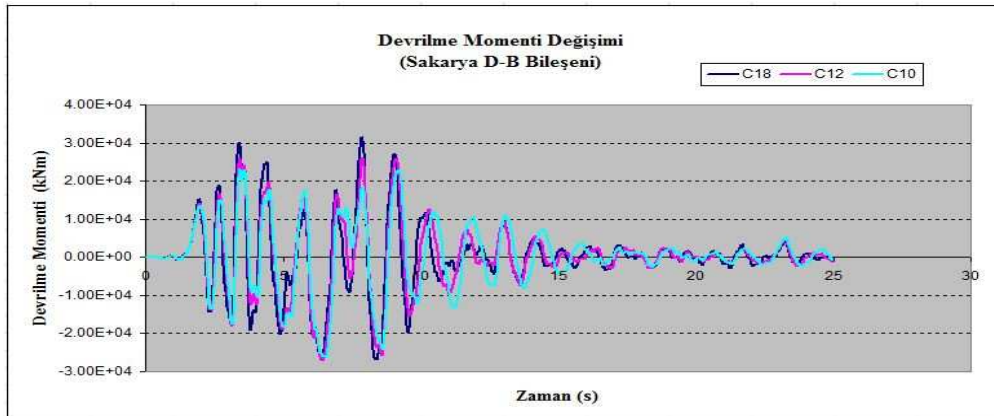
7. SONUÇLAR VE KARŞILAŞTIRMALI TABLOLAR

Bu bölümde, 17 Ağustos Kocaeli depreminin Sakarya D-B kaydının, Yarımca K-G kaydının ve Bindirilmiş Yarımca K-G kaydının yapıya etkilmesiyle yapılan elastik ötesi çözümlemede, başlıca konusu beton dayanımlarının etkisi, yanı sıra deprem frekans içeriğinin etkisi ve etkin sürenin etkisinden oluşan üç bölüm kendi içlerinde karşılaştırmalı olarak incelenmiş ve sonuçlar tablolar halinde verilmiştir.

17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin 406 cm/s^2 maksimum genliğinin Sakarya D-B kaydının C18, C12, C10 beton sınıflarına etkilmesi ile birlikte doğrusal olmayan analizin gerçekleştirilmesi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti ve devrilme momenti değişiminin karşılaştırılması Şekil 7.1 ve Şekil 7.2’de verilmiştir.



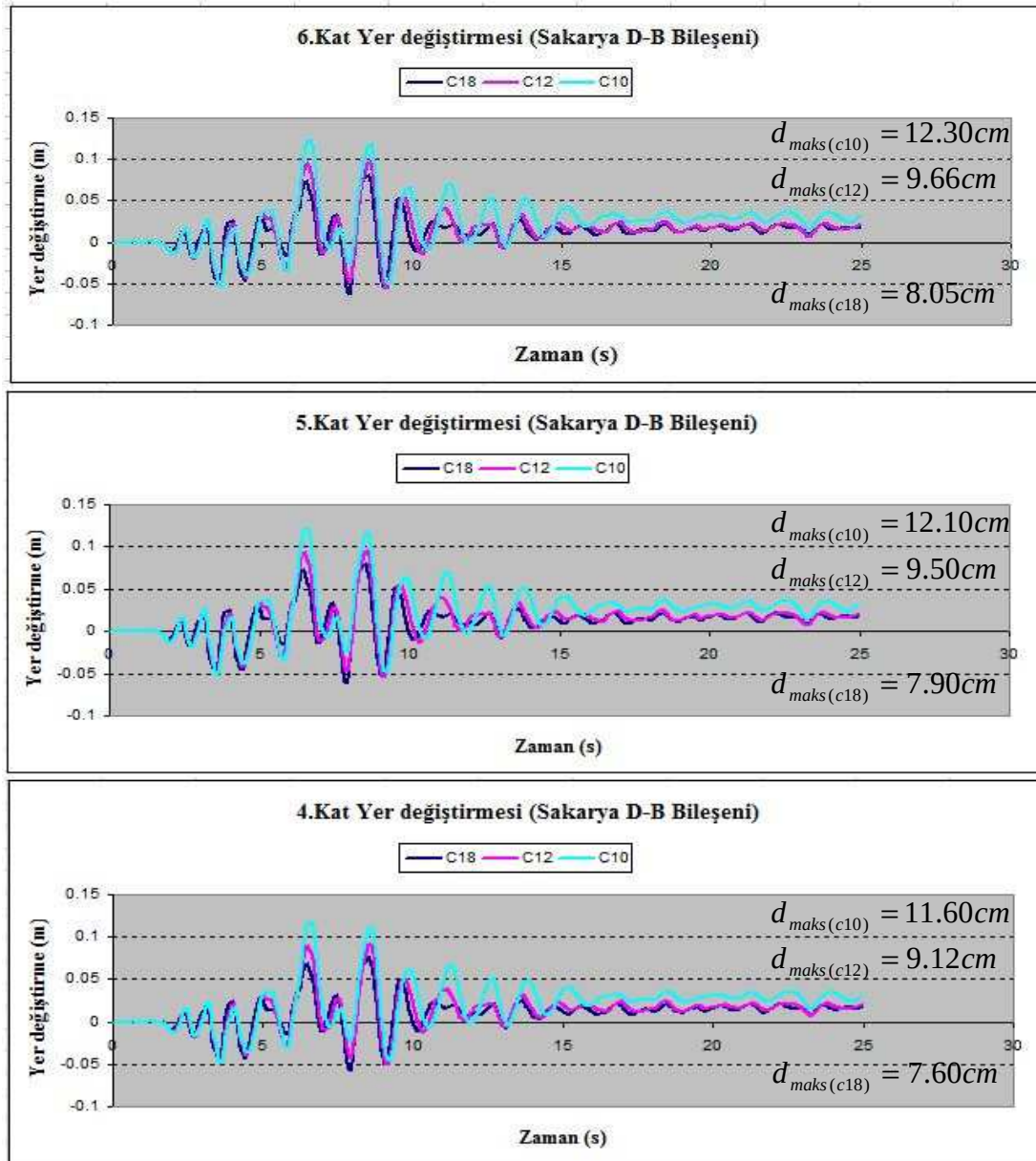
Şekil 7.1 :Taban kesme kuvveti değişimlerinin karşılaştırılması



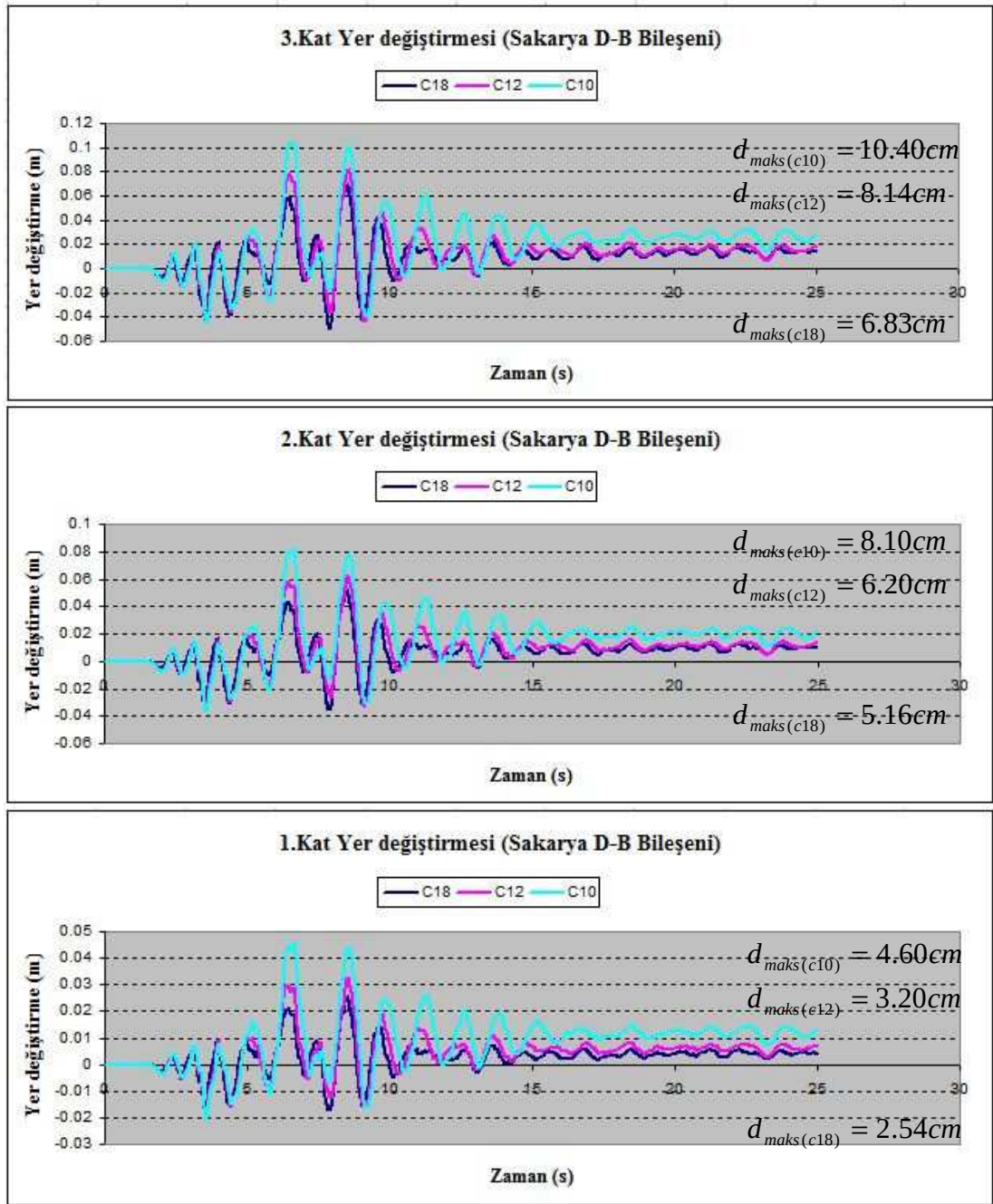
Şekil 7.2 : Devrilme momenti değişimlerinin karşılaştırılması

- Beton dayanımını kademeli olarak düşmesi ile birlikte beklendiği gibi yapının rijitliği azalmış, azalan rijitlik sonucunda yapının periyodu artmıştır. Bu nedenle yapının, kendisine etkiyen yatay kuvvetlere karşı direnci azalmış olup taban kesme kuvveti ve devrilme momenti de kademeli olarak azalmıştır.

17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin Sakarya D-B kaydının üç beton sınıfına etkilmesi ve doğrusal olmayan analizin gerçekleştirilmesi sonucu elde edilen katlara ait karşılaştırmalı yer değiştirme ve göreceli yer değiştirme değişimleri Şekil 7.3 ve Şekil 7.4’de verilmiştir.



Şekil 7.3 : Katlara ait yer değiştirme değişimlerinin karşılaştırılması



şekil 7.3 : (devam) Katlara ait yer değiştirme değişimlerinin karşılaştırılması

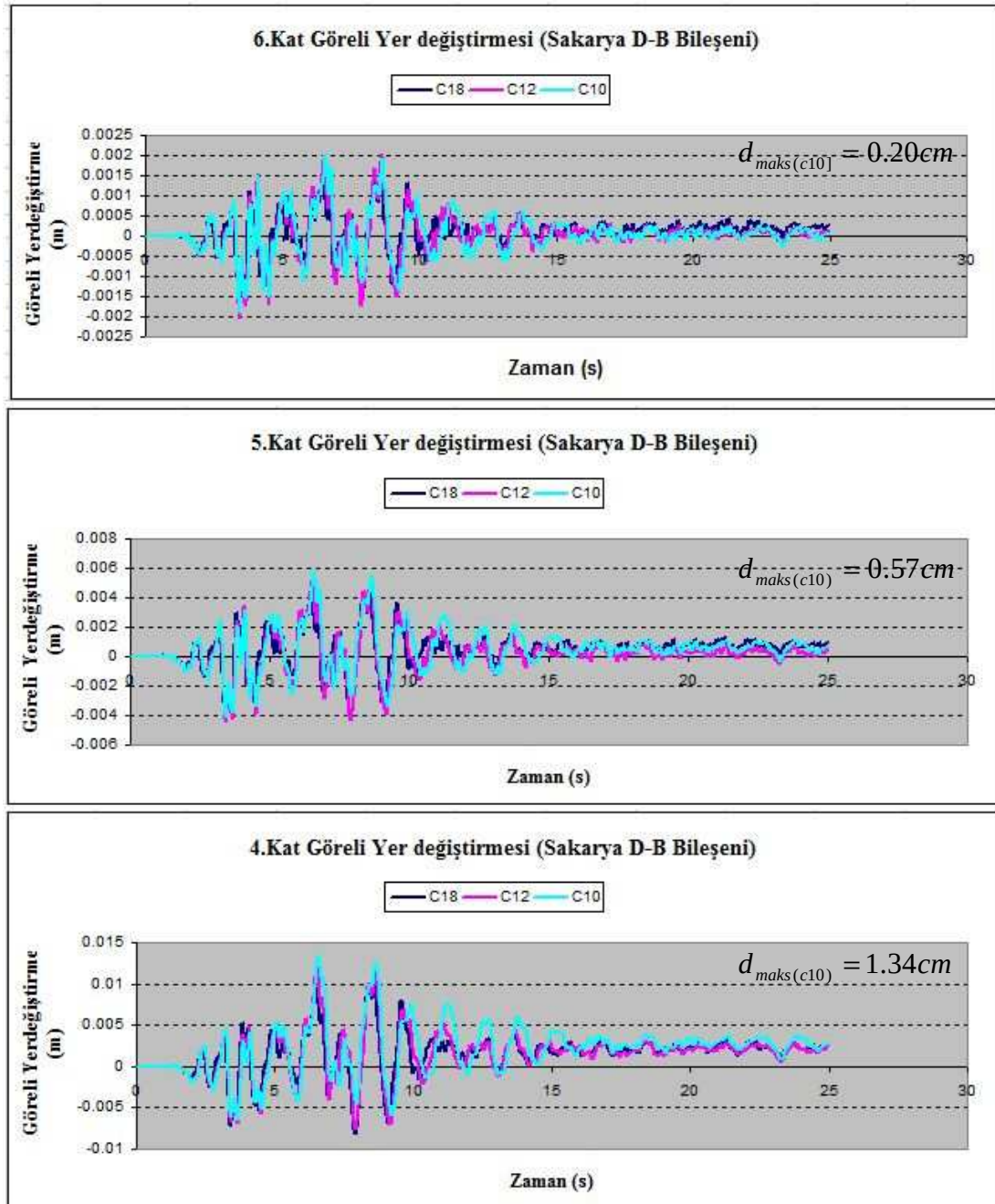
Beton dayanımını kademeli olarak düşmesi ile katlara ait yer değiştirmeler şekil 7.3’de görsel olarak, C18 e göre diğer beton sınıflarında yer değiştirmelerdeki artış Çizelge 7.1’de sayısal olarak verilmiştir.

Çizelge 7.1 : C18 Beton sınıfına kıyasla yer değiştirmedeki artış.

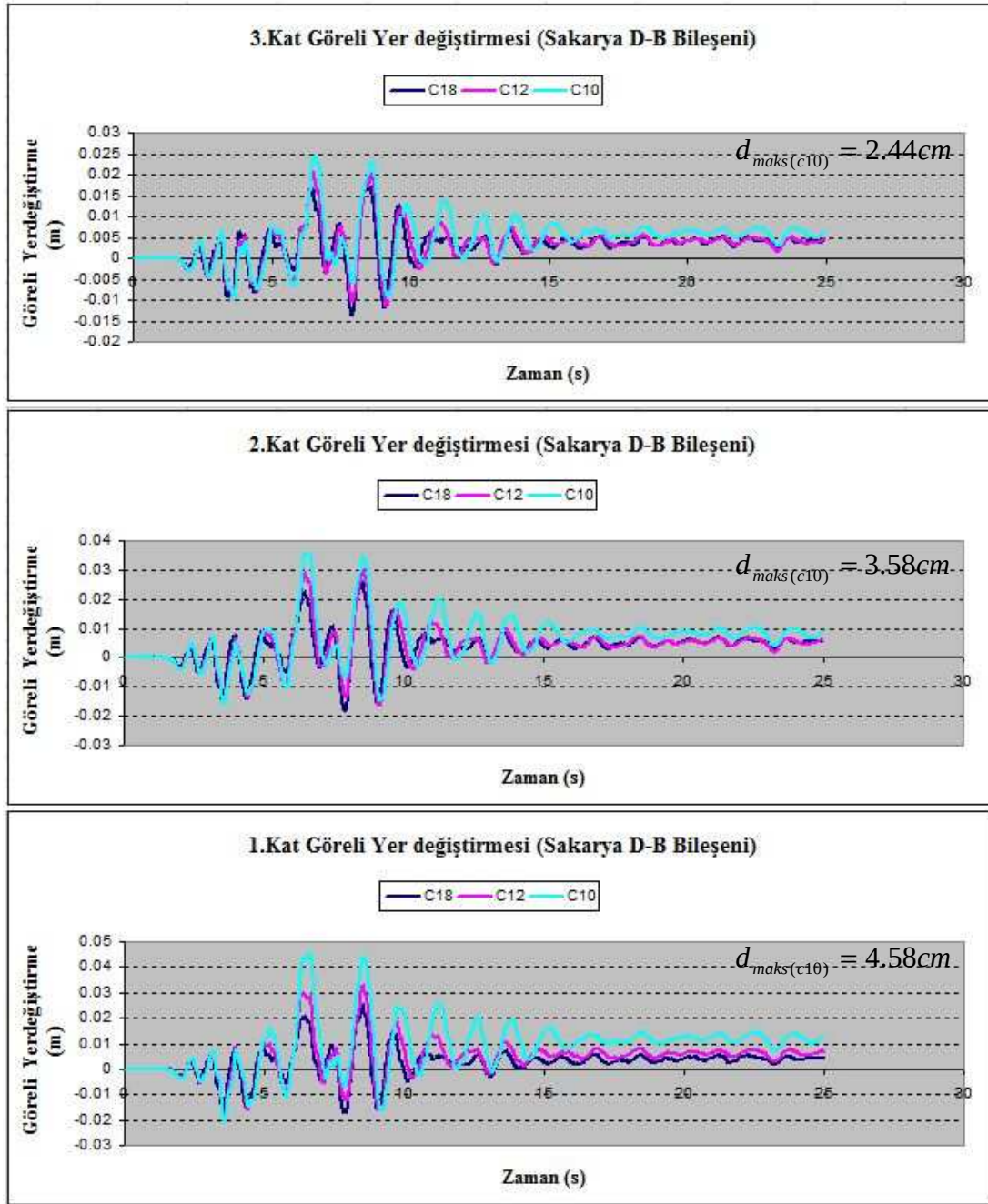
Kat No	C18'e Göre Yer değiştirmedeki Artış	
	C12 (%)	C10 (%)
6.KAT	20.12	53.04
5.KAT	19.32	52.19
4.KAT	18.90	51.23
3.KAT	19.18	51.24
2.KAT	20.93	57.17
1.KAT	27.24	78.21

- 6.kat için beton dayanımı 18 MPa olan yapıya göre elde edilen maksimum yer değiştirme beton dayanımının kademeli düşürölerek 12 MPa indirilmesi ile %20,12 artmış, maksimum yer değiştirme beton dayanımı 10 MPa'a indirilmesi ile %53,04 artmıştır.
- 5.kat için beton dayanımı 18 MPa olan yapıya göre elde edilen maksimum yer değiştirme beton dayanımının kademeli düşürölerek 12 MPa indirilmesi ile %19,32 artmış, maksimum yer değiştirme beton dayanımı 10 MPa'a indirilmesi ile %52,19 artmıştır.
- 4.kat için beton dayanımı 18 MPa olan yapıya göre elde edilen maksimum yer değiştirme beton dayanımının kademeli düşürölerek 12 MPa indirilmesi ile %18,90 artmış, maksimum yer değiştirme beton dayanımı 10 MPa'a indirilmesi ile %51,23 artmıştır.
- 3.kat için beton dayanımı 18 MPa olan yapıya göre elde edilen maksimum yer değiştirme beton dayanımının kademeli düşürölerek 12 MPa indirilmesi ile %19,18 artmış, maksimum yer değiştirme beton dayanımı 10 MPa'a indirilmesi ile %51,24 artmıştır.
- 2.kat için beton dayanımı 18 MPa olan yapıya göre elde edilen maksimum yer değiştirme beton dayanımının kademeli düşürölmesi ile 12 MPa indirilmesi ile %20,93 artmış, maksimum yer değiştirme beton dayanımı 10 MPa'a indirilmesi ile %57,17 artmıştır.

- 1.kat için beton dayanımı 18 MPa olan yapıya göre elde edilen maksimum yer değiştirme beton dayanımının kademeli düşürülerek 12 MPa indirilmesi ile %27,24 artmış, maksimum yer değiştirme beton dayanımı 10 MPa'a indirilmesi ile %78,21 artmıştır.

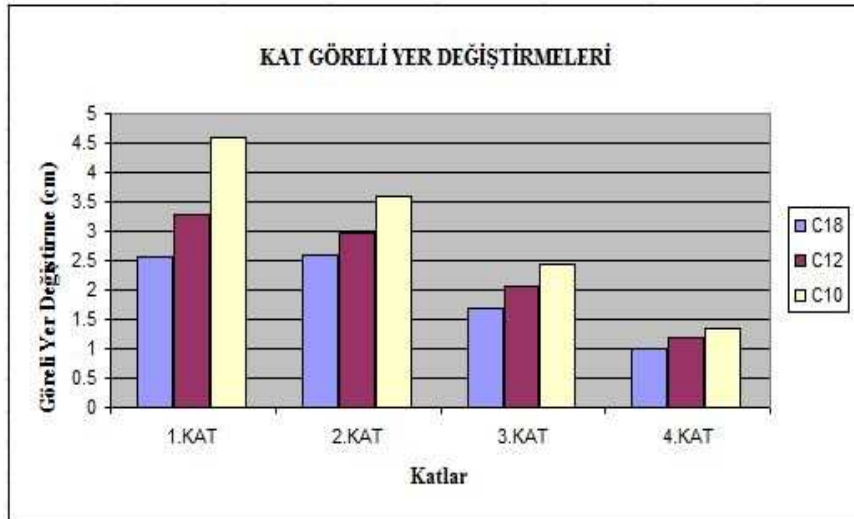


şekil 7.4 : Katlara ait görelî yer değiştirme değişimlerinin karşılaştırılması



şekil 7.4 : (devam) Katlara ait görelî yer değiştirme değişimlerinin karşılaştırılması

Her üç beton sınıfı için dogrusal olmayan görelî yer değiştirmelerin ilk dört katta statikce eşdeğer deprem kuvvetleri ile hesaplanan görelî yer değiştirme değerlerini aştığı, fakat beşinci ve altıncı katlarda ise bu değerleri aşmadığı gözlenmiştir. İlk dört katta, C18 e göre diğer beton sınıflarında görelî yer değiştirmelerdeki artış sutun grafik olarak şekil 7.5’de ve sayısal olarak Çizelge 7.2’de verilmiştir.



Şekil 7.5 : İlk dört kata ait görelî yer değıştirmeler

Çizelge 7.2 : C18 Beton sınıfına kıyasla görelî yer değıştirmedeki artış

Kat No	C18'e Göre Görelî Yer Değıştirmelerdeki Artış	
	C12 (%)	C10 (%)
4.KAT	20.20	35.35
3.KAT	21.76	43.53
2.KAT	14.62	37.69
1.KAT	27.24	78.21

bu durumda;

- 4.kat için beton dayanımı 18 MPa olan yapıya göre elde edilen 0.99cm maksimum görelî yer değıştirme değeri beton dayanımının kademeli düşürülerek 12 MPa indirilmesi ile %20.20 artışla 1.19cm olmuş, maksimum görelî yer değıştirme beton dayanımı 10 MPa'a indirilmesi ile %35.35 artışla 1.34cm olmuştur
- 3.kat için beton dayanımı 18 MPa olan yapıya göre elde edilen 1.7cm maksimum görelî yer değıştirme değeri beton dayanımının kademeli düşürülerek 12 MPa indirilmesi ile %21,76 artışla 2.06cm olmuş, maksimum görelî yer değıştirme beton dayanımı 10 MPa'a indirilmesi ile %43,53 artışla 2.44cm olmuştur.

- 2.kat için beton dayanımı 18 MPa olan yapıya göre elde edilen 2.6cm maksimum görelî yer değıştirme değeri beton dayanımının kademeli düşürölerek 12 MPa indirilmesi ile %14,62 artışla 2.98cm olmuş, maksimum görelî yer değıştirme beton dayanımı 10 MPa’a indirilmesi ile %37,69 artışla 3.58cm olmuştur.
- 1.kat için beton dayanımı 18 MPa olan yapıya göre elde edilen 2.57cm maksimum görelî yer değıştirme değeri beton dayanımının kademeli düşürölerek 12 MPa indirilmesi ile %27,24 artışla 3.27cm olmuş, maksimum görelî yer değıştirme beton dayanımı 10 MPa’a indirilmesi ile %78,21 artışla 4.58cm olmuştur.

17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin Sakarya D-B kaydının betonarme yapının beton sınıfının C18, C12, C10 beton sınıfları olarak değıştirilmesi durumunda doğrusal olmayan analizin gerçekleştirilmesi sonucu elde edilen plastik mafsall dağılımları Çizelge 7.3’de sayısal olarak verilmiştir.

Çizelge 7.3 : C18 Beton sınıfına kıyasla plastik mafsall dağılımındaki artış

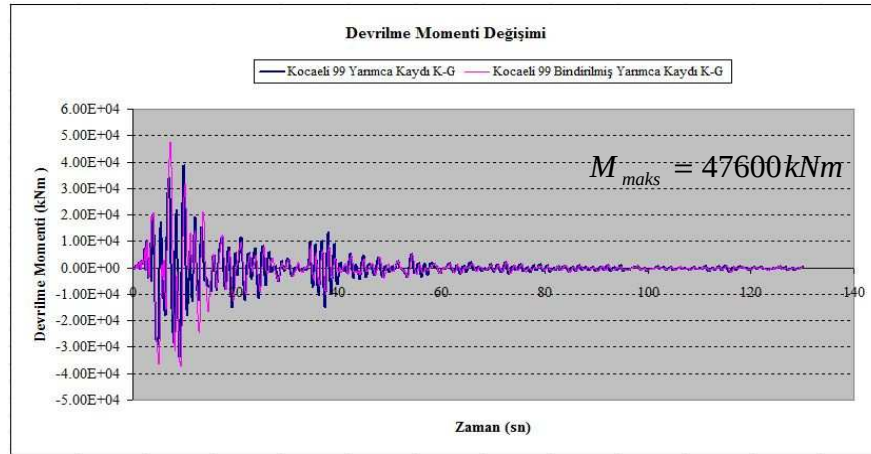
Kat No	C18'e Göre Plastik Mafsall Dağılımındaki Artış	
	C12 (%)	C10 (%)
3.KAT	15	40
2.KAT	60	160
1.KAT	30	100

- Beton dayanımı 18 MPa, 12MPa ve 10MPa olan yapılarda 6.kat, 5.kat ve 4.kat kolon ve kirişlerinin kritik kesitlerinin hiçbirinde plastik mafsall oluşumu gözlenmemiştir.
- 3.kat kolonlarında C18 için kritik kesitlerin hiçbirinde plastik mafsall oluşmamıştır. Beton sınıfı C12 için bu durum %15 artışla %15’e çıkmış ve 6 kritik kesitte plastik mafsall oluşmuştur. Beton sınıfı C10 için ise C18’e kıyasla %40 artışla kritik kesitlerin 16’sında plastik mafsall görölmüştür.
- 2.kat kolonlarında C18 için kritik kesitlerin %25 inde yani 10 kritik kesitte plastik mafsall oluşmuştur. Beton sınıfı C12 için bu durum %60 artışla %40’a

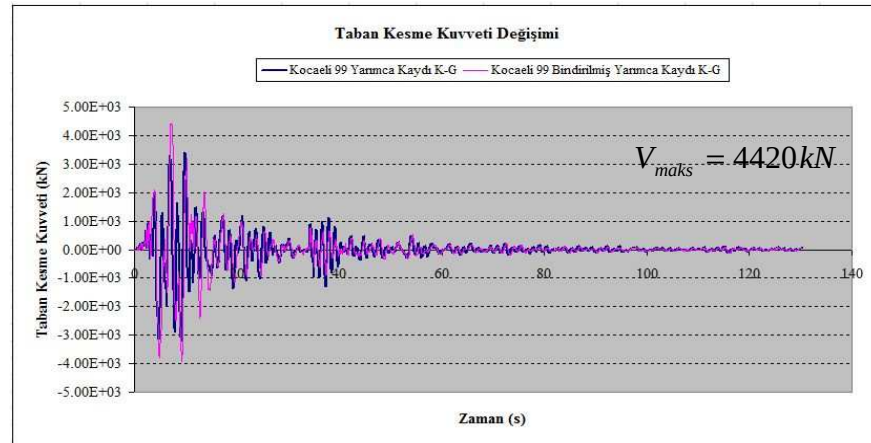
bir başka deyişle 16 kritik kesite plastik mafsall oluşmuştur. Beton sınıfı C10 için ise C18'e kıyasla %160 artışla kritik kesitlerin %65'inde bir başka deyişle 26 kritik kesitte plastik mafsall görülmüştür.

- 1.kat kolonlarında C18 için kritik kesitlerin %50'sinde yani 20 kritik kesitte plastik mafsall oluşmuştur. Beton sınıfı C12 için bu durum %30 artışla %65'e çıkmış ve 26 kritik kesitte plastik mafsall oluşmuştur.. Beton sınıfı C10 için ise C18'e kıyasla %100 artışla kritik kesitlerin hepsinde yani 40 kritik kesitte plastik mafsall görülmüştür.

17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin Yarımca K-G kaydının ve aynı depremin yakın fay etkisinin göz önüne alınmış durumu, C12 beton sınıfı kullanılarak modellenen yapıya etkilmesiyle doğrusal olmayan analizin gerçekleştirilmesi sonucu elde edilen karşılaştırmalı taban kesme kuvveti ve devrilme momenti değişimi Şekil 7.6 ve Şekil 7.7'de verilmiştir.



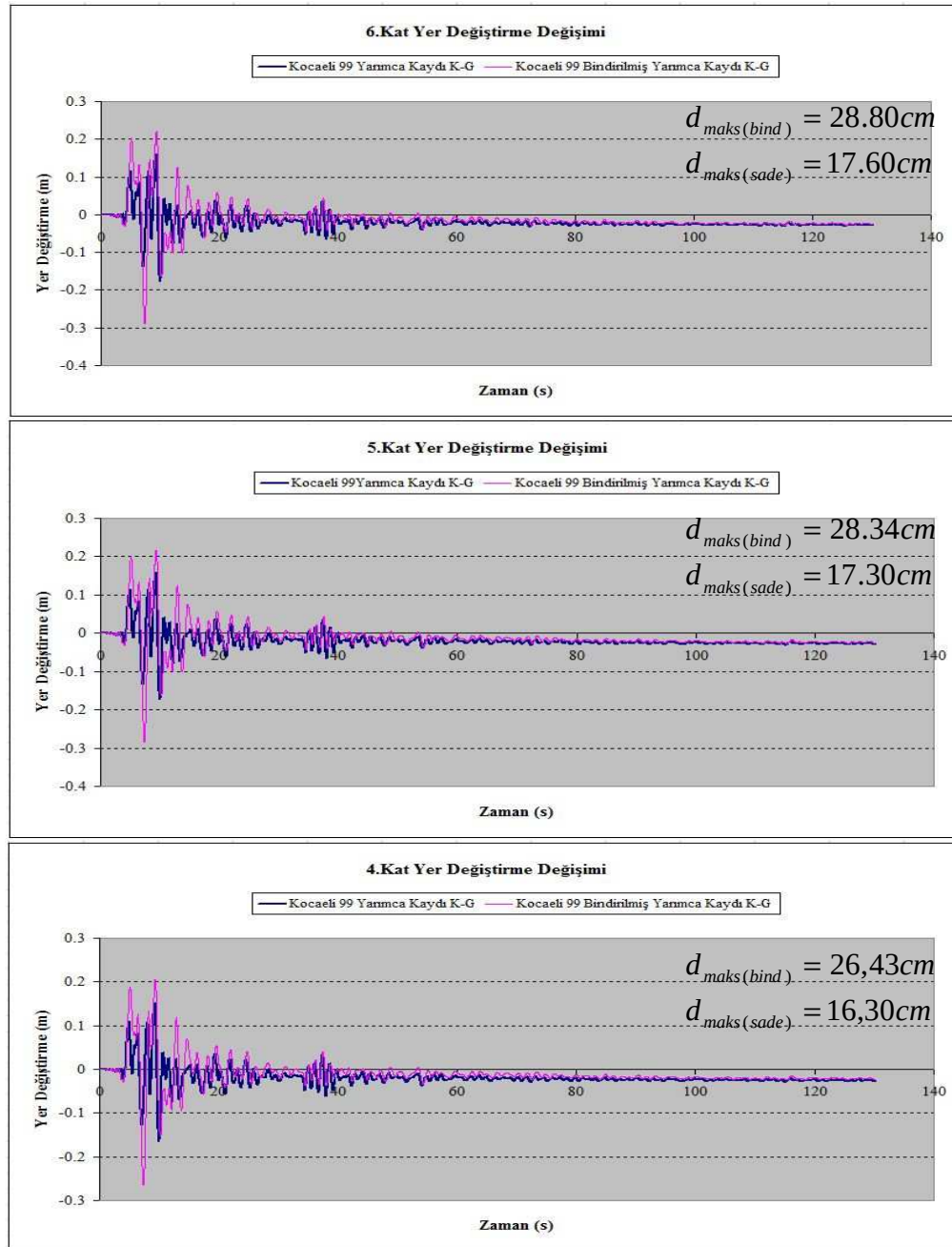
Şekil 7.6 : Devrilme momenti değişimlerinin karşılaştırılması



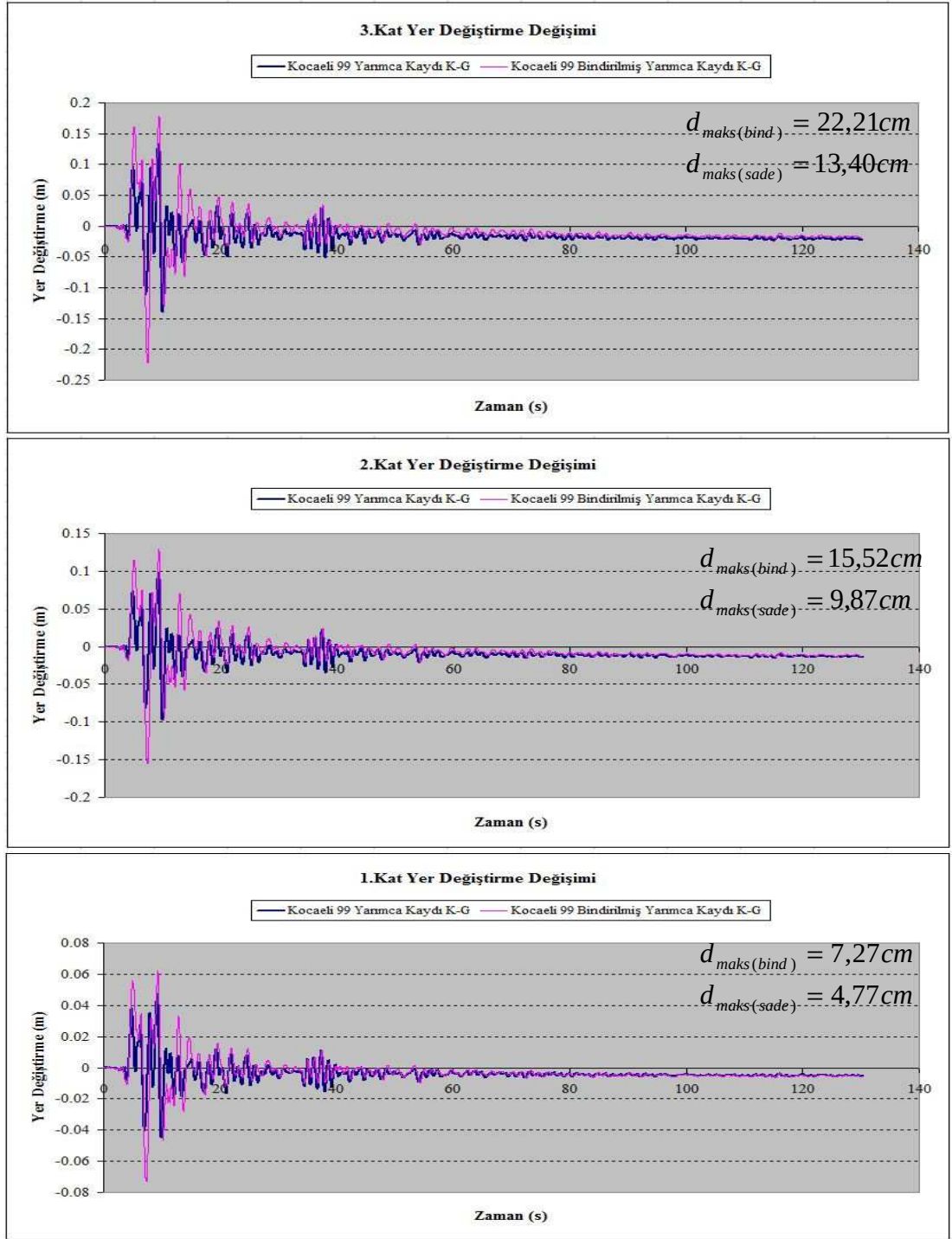
Şekil 7.7 : Taban kesme kuvveti değişimlerinin karşılaştırılması

- 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin Yarımcı kaydının K-G bileşeninin yakın fay etkisi bindirilmiş durumunun yapıya etkimesi ve aynı depremin yakın fay etkitilmemiş durumunun yapıya etkitilmesi ile yakın faylı analiz, yakın fay etkitilmemiş analize göre yapıda meydana gelen taban kesme kuvveti %30 artarken, devrilme momenti %23 artmıştır.

Doğrusal olmayan analizin gerçekleştirilmesi sonucu elde edilen katlara ait karşılaştırmalı yer değiştirme ve görel yer değiştirme değişimleri Şekil 7.8 ve Şekil 7.9'da verilmiştir.



Şekil 7.8 : Katlara ait yer değiştirme değişimlerinin karşılaştırılması



Şekil 7.8 : (devam) Katlara ait yer değiştirme değişimlerinin karşılaştırılması

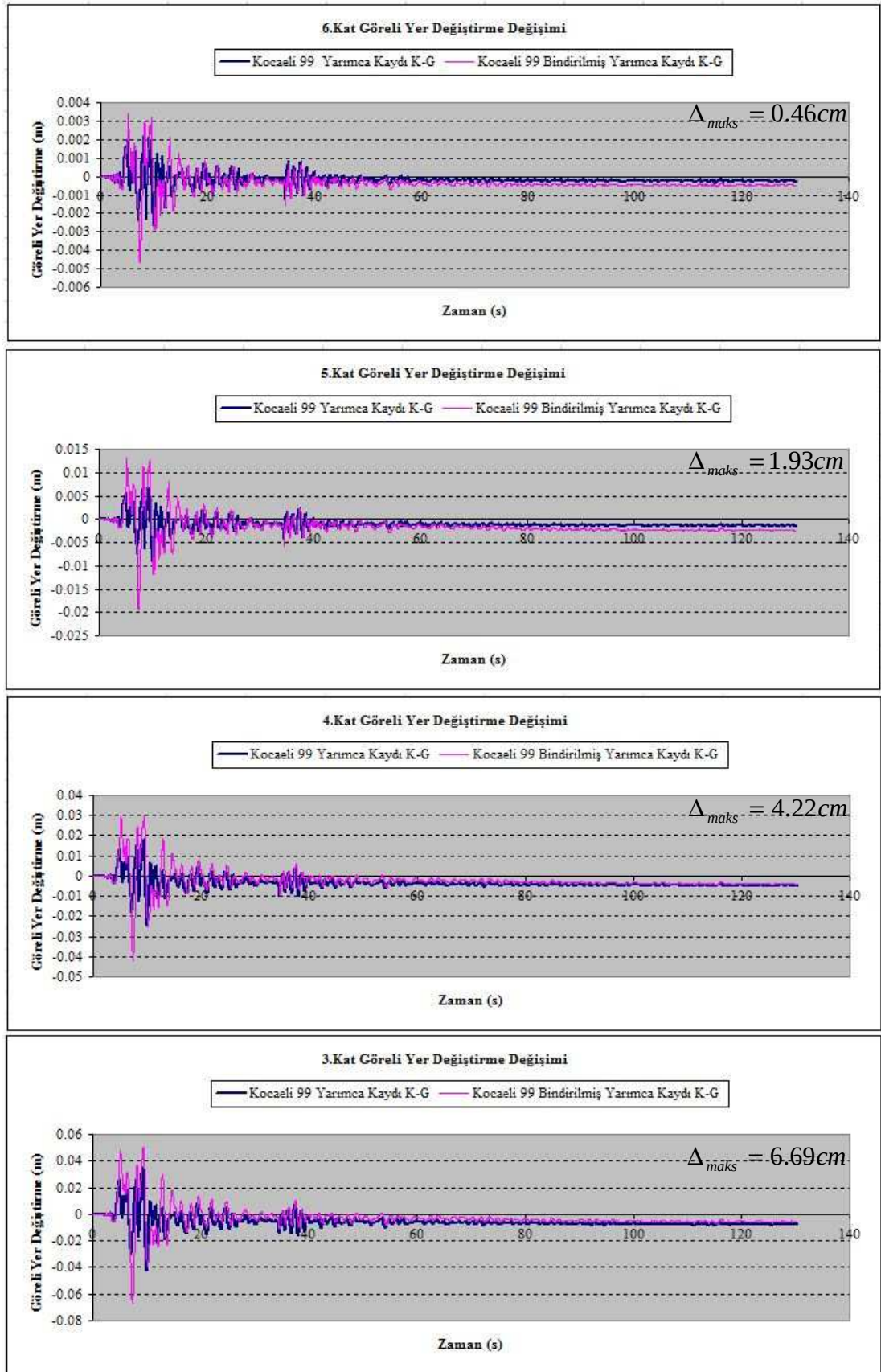
Doğrusal olmayan analizde 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin Yarımcı K-G kaydı yerine, aynı kaydın yakın fay etkisi bindirilmiş durumunun kullanılması halinde yer değiştirmelerdeki artış Çizelge 7.4 verilmiştir.

Çizelge 7.4 : Yarımcı K-G kaydına kıyasla yer değiştirmedeki Artış

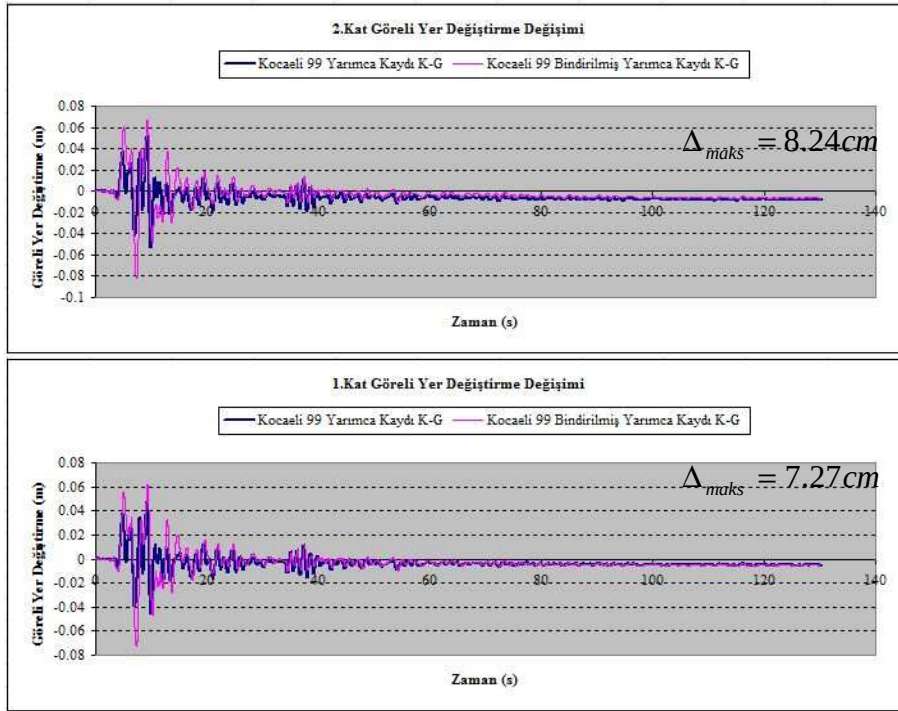
Kat No	Kocaeli 99 Yarımcı Kaydına Göre Yer Değiştirmedeki Artış (%)
6.KAT	63.50
5.KAT	62.10
4.KAT	60.00
3.KAT	58.00
2.KAT	57.00
1.KAT	52.00

- 6.kat için yakın fay etkisi bindirilmiş durumda meydana gelen yer değiştirme, etkitilmemiş duruma göre %63.50 artmıştır.
- 5.kat için yakın fay etkisi bindirilmiş durumda meydana gelen yer değiştirme, etkitilmemiş duruma göre %62.10 artmıştır.
- 4.kat için yakın fay etkisi bindirilmiş durumda meydana gelen yer değiştirme, etkitilmemiş duruma göre %60.00 artmıştır,
- 3.kat için yakın fay etkisi bindirilmiş durumda meydana gelen yer değiştirme, etkitilmemiş duruma göre %58.00 artmıştır.
- 2.kat için yakın fay etkisi bindirilmiş durumda meydana gelen yer değiştirme, etkitilmemiş duruma göre %57.00 artmıştır.
- 1.kat için yakın fay etkisi bindirilmiş durumda meydana gelen yer değiştirme, etkitilmemiş duruma göre %52.00 artmıştır.

Yer değiştirme değişimlerinden de görülebileceği gibi yer değiştirmelerdeki değişim, bindirilmiş yakın fay etkisi ile en alt kattan en üst kata doğru artmaktadır.

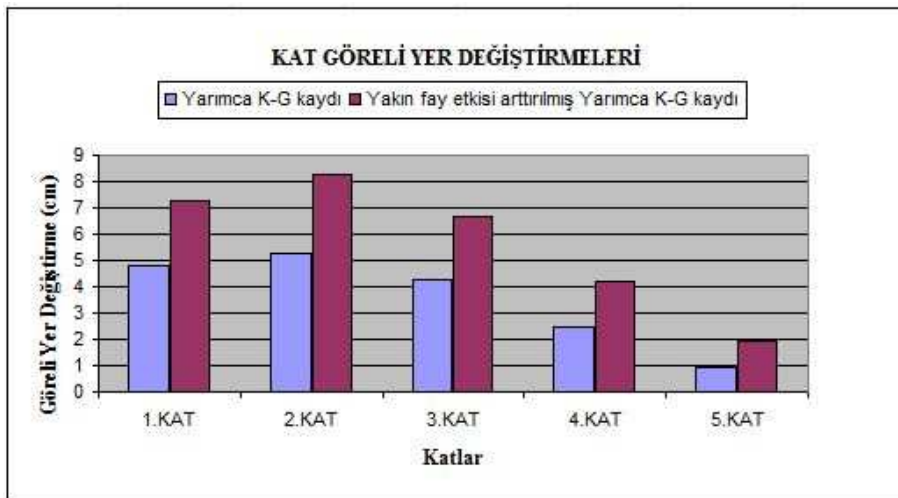


Şekil 7.9 : Katlara ait görelî yer değiştirme değişimlerinin karşılaştırılması



Şekil 7.9 : (devam) Katlara ait görelî yer değiştirme değişimlerinin karşılaştırılması

Yakın fay etkisi artırılmış ve artırılmamış Yarımcı K-G kaydı için yapılan doğrusal olmayan dinamik analizlerin sonucunda elde edilen doğrusal olmayan görelî yer değiştirmeler, artırılmış durumda bütün katlarda eşdeğer deprem kuvvetleri ile hesaplanan görelî yer değiştirme değerlerini aşarken, artırılmamış durum da ise ilk beş katta bu değerleri aştığı gözlenmiştir. İlk beş katta, 17 ağustos 1999 Kocaeli depreminin Yarımcı kaydına göre görelî kat yer değiştirmelerindeki artış sütun grafik olarak Şekil 7.9'da ve sayısal olarak Çizelge 7.5'de verilmiştir.



Şekil 7.10 : İlk beş kata ait görelî yer değiştirmeler

Çizelge 7.5 : Yarımca K-G kıyasla görelî yer değıştirmedeki artış

Kat No	Yarımca K-G kaydına Göre Görelî Yer değıştirmedeki Artış (%)
5.KAT	111.08
4.KAT	71.20
3.KAT	57.20
2.KAT	56.65
1.KAT	52.41

- 5.kat için yakın fay etkisi bindirilmiş durumda meydana gelen görelî yer değıştirme, bindirilmemiş duruma göre %111.08 artmıştır. Bir başka deyişle bindirilmemiş durumda 0.91cm olan görelî yer değıştirme 1.93cm'e çıkmıştır.
- 4.kat için yakın fay etkisi bindirilmiş durumda meydana gelen görelî yer değıştirme, bindirilmemiş duruma göre %71.20 artmıştır. Bir başka deyişle bindirilmemiş durumda 2.46cm olan görelî yer değıştirme 4.22cm'e çıkmıştır.
- 3.kat için yakın fay etkisi bindirilmiş durumda meydana gelen görelî yer değıştirme, bindirilmemiş duruma göre %57.20 artmıştır. Bir başka deyişle bindirilmemiş durumda 4.26cm olan görelî yer değıştirme 6.69cm'e çıkmıştır.
- 2.kat için yakın fay etkisi bindirilmiş durumda meydana gelen görelî yer değıştirme, bindirilmemiş duruma göre %56.65 artmıştır. Bir başka deyişle bindirilmemiş durumda 5.26cm olan görelî yer değıştirme 8.24cm'e çıkmıştır.
- 1.kat için yakın fay etkisi bindirilmiş durumda meydana gelen görelî yer değıştirme, bindirilmemiş duruma göre %52.41 artmıştır. Bir başka deyişle bindirilmemiş durumda 4.77cm olan görelî yer değıştirme 7.27cm'e çıkmıştır.

17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin Yarımca K-G kaydının ve aynı depremin yakın fay etkisi uygulanmış durumunun yapıya etkilmesi ile elde edilen karşılaştırmalı plastik mafsalları dağılımları Çizelge 7.6'da verilmiştir.

Çizelge 7.6: Yarımcı K-G kaydına göre plastik mafsallardaki artış

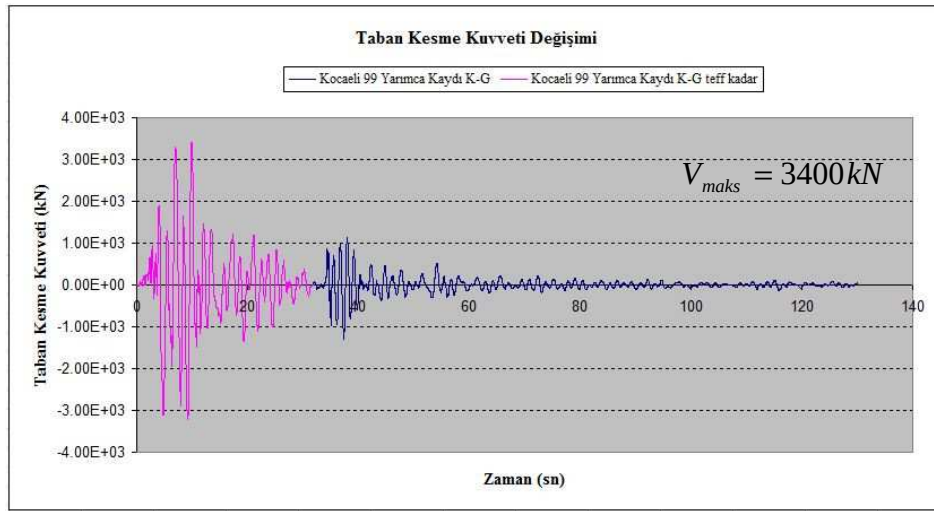
Kat No	Kocaeli 99 Yarımcı Kaydına Göre Plastik Mafsallardaki Artış (%)
5.KAT	50
4.KAT	20
3.KAT	15
2.KAT	-----
1.KAT	38.50

- 6.kat için her iki durumda kolon ve kirişlerinin kritik kesitlerinin hiçbirinde plastik mafsall oluşumu gözlenmemiştir.
- 5.kat kolonlarında bindirilmemiş yarımcı kaydı için kritik kesitlerin hiçbirinde plastik mafsall oluşmamıştır. Fakat yakın fay etkisi bindirilmiş durum için kritik kesitlerdeki plastik mafsall sayısı 20'ye çıkmış ve kritik kesitlerin %50 sinde plastik mafsall oluşmuştur.
- 4. kat kolonlarında bindirilmemiş yarımcı kaydı için kritik kesitlerin %50 sinde plastik mafsall oluşmuş yani 20 kesitte plastik mafsall meydana gelmiştir. Yakın fay etkili durum için kritik kesitlerdeki plastik mafsallar %20 artışla %60'a çıkmış ve 24 kesitte plastik mafsall oluşmuştur.
- 3.kat kolonlarında bindirilmemiş yarımcı kaydı için kritik kesitlerin %65 sinde plastik mafsall oluşmuş yani 26 kritik kesitte plastik mafsall meydana gelmiştir. Yakın fay etkili durum için kritik kesitlerdeki plastik mafsallar %15 artışla %75'a çıkmış ve 30 kesitte plastik mafsall oluşmuştur.
- 2.kat kolonlarında bindirilmemiş yarımcı kaydı ve yakın fay etkili durum için kritik kesitlerin hepsinde plastik mafsallar oluşmuştur.
- 1.kat kolonlarında bindirilmemiş yarımcı kaydı için kritik kesitlerin %65 sinde plastik mafsall oluşmuş yani 26 kesitte plastik mafsall meydana

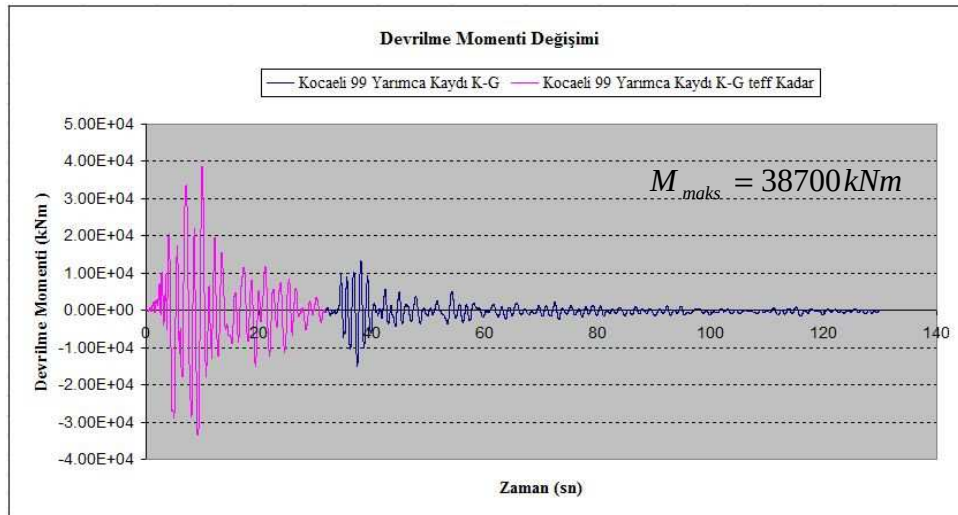
gelmiştir. Yakın fay etkili durum için kritik kesitlerdeki plastik mafsallar %38.5 artışla %90'a çıkmış ve 36 kesitte plastik mafsal oluşmuştur.

- İlk dört kat kirişlerinde her iki durum için bütün kritik kesitlerde plastik mafsal oluşmuştur.

17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin Yarımcı kaydının 132 saniyelik K-G bileşeni ve aynı depremin sadece t_{eff} kadar olan kısmının C12 beton sınıfına etkitilmesi ve doğrusal olmayan analizin gerçekleştirilmesi sonucu katlara ait taban kesme kuvveti ve devrilme momenti değişimlerinin karşılaştırılması Şekil 7.10 ve Şekil 7.11'de verilmiştir.



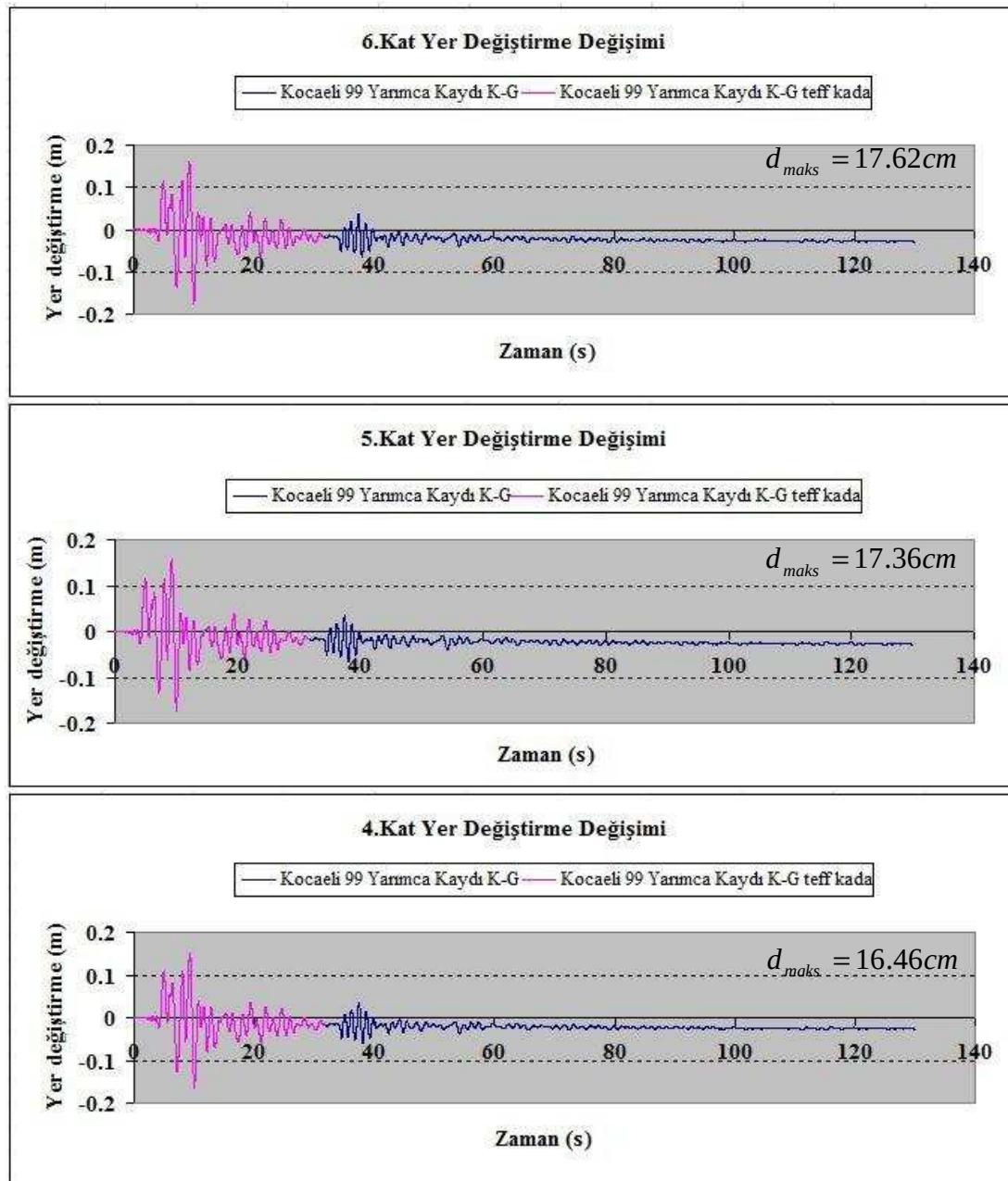
Şekil 7.11 : Taban kesme kuvveti değişimlerinin karşılaştırması



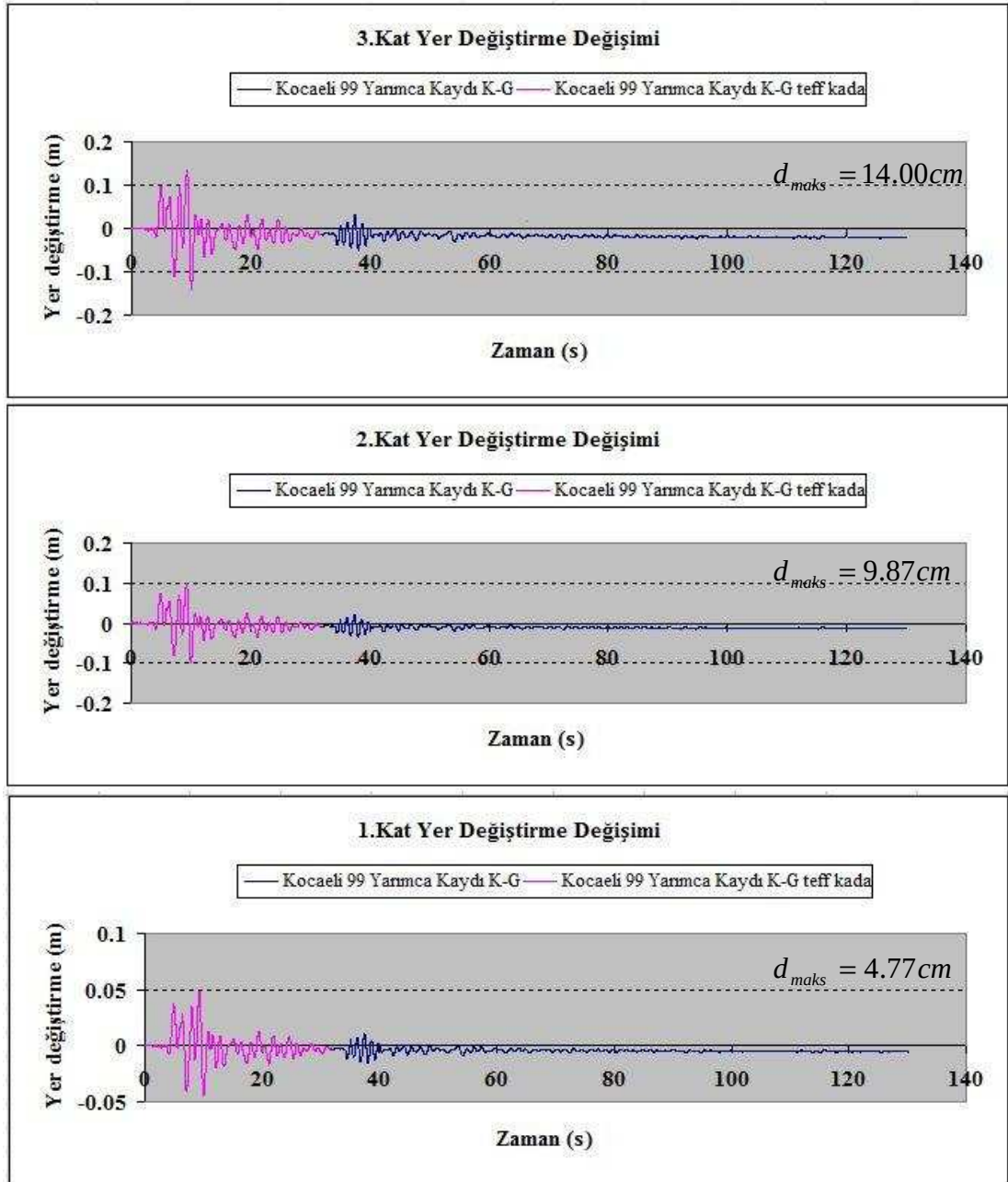
Şekil 7.12 : Devrilme momenti değişimlerinin karşılaştırılması

- Şekil 7.10 ve Şekil 7.11’de görüldüğü gibi deprem sırasında meydana gelen maksimum taban kesme kuvveti ve devrilme momenti t_{eff} zamanı içerisinde gerçekleşmiştir. Bu durumda taban kesme kuvveti ve devrilme momenti açısından analizde t_{eff} kullanılması uygun olmaktadır.

17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin Yarımca kaydının 132 saniyelik K-G bileşeni ve aynı depremin sadece t_{eff} kadar olan kısmının C12 beton sınıfına etkilmesi ile katlara ait karşılaştırmalı katlara ait karşılaştırmalı yer değiştirme ve göreceli yer değiştirme değişimleri Şekil 7.12 ve Şekil 7.13’de verilmiştir.

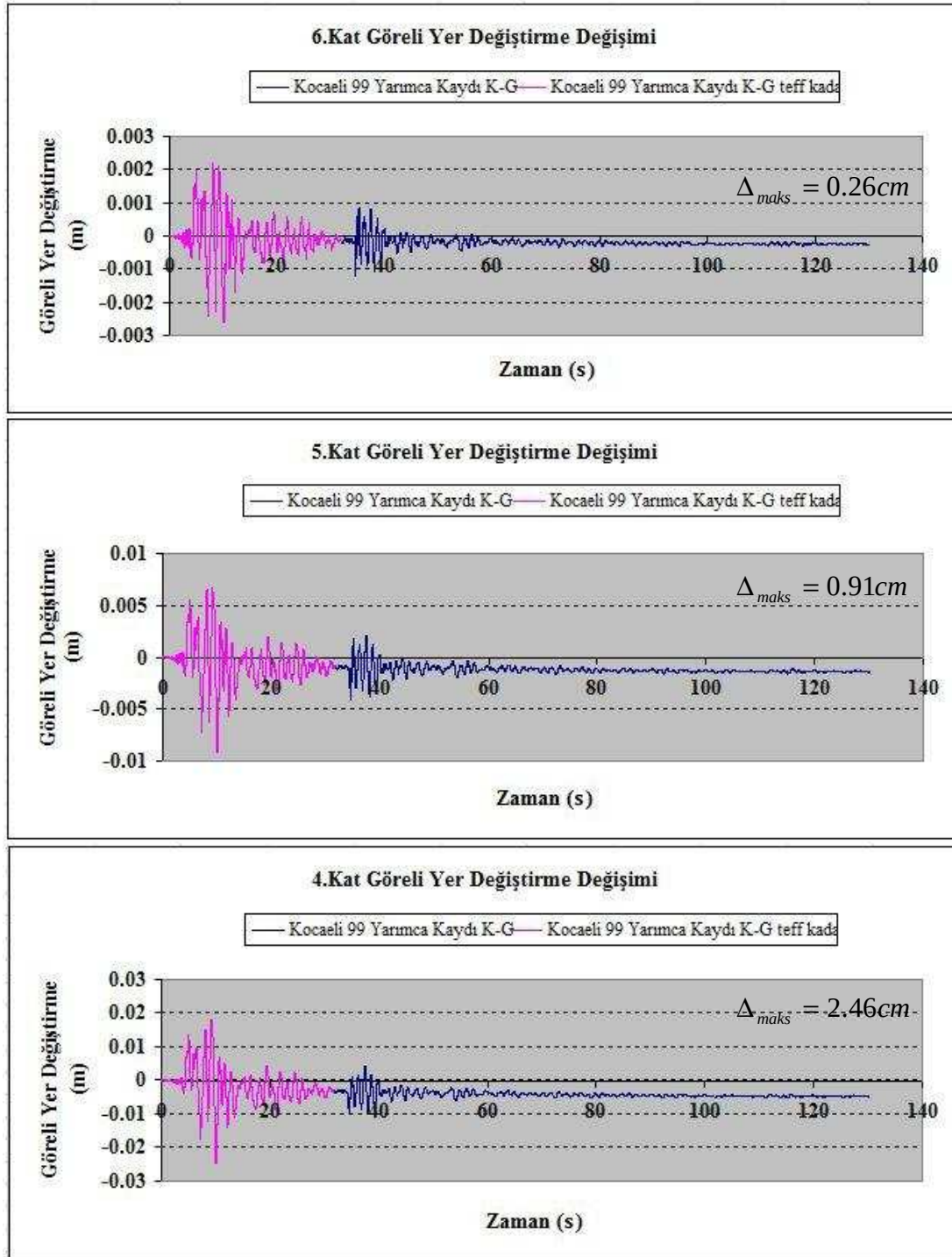


Şekil 7.13: Katlara ait yer değiştirme değişimlerinin karşılaştırması

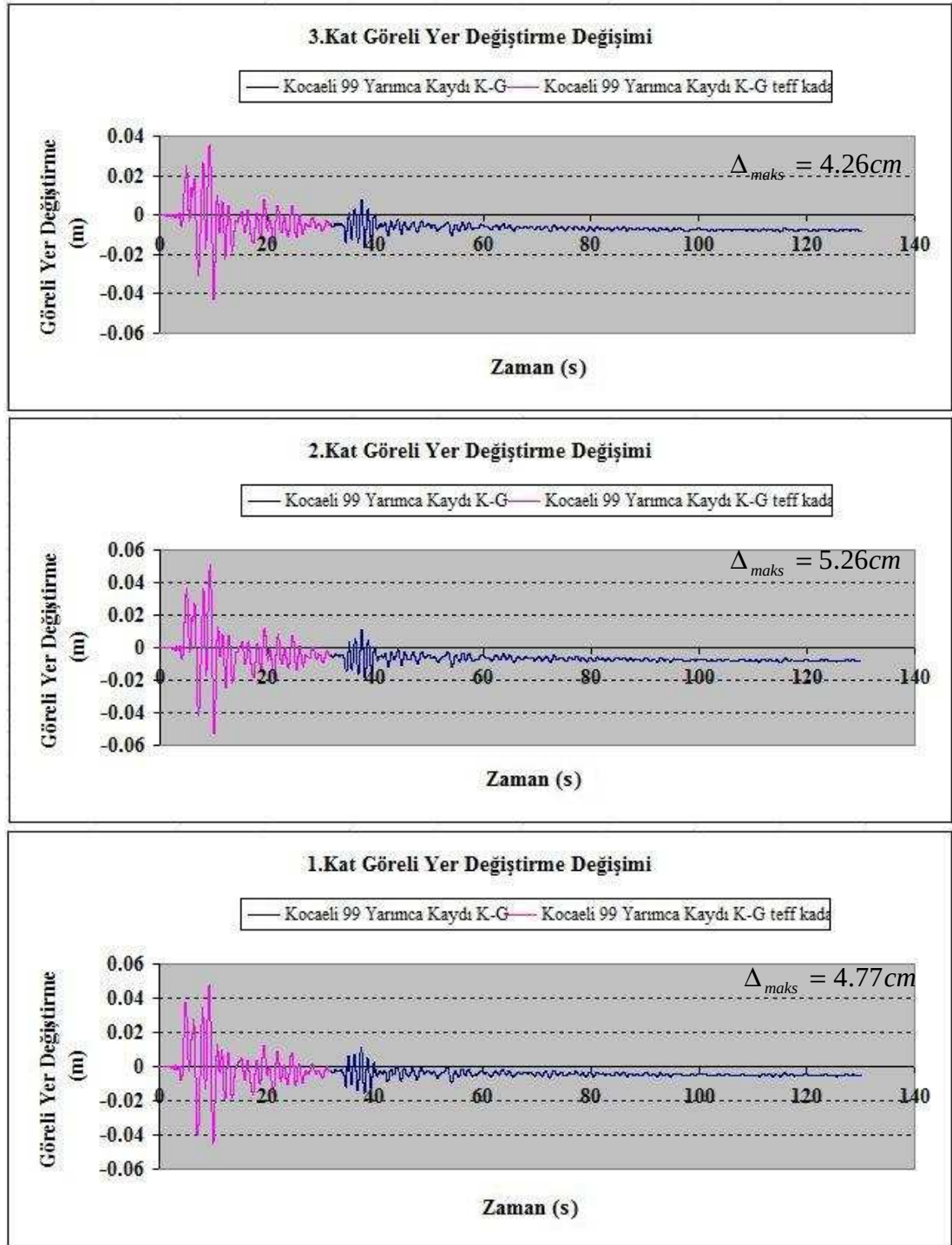


şekil 7.13 : (devam) Katlara ait yer değiştirme değişimlerinin karşılaştırması

- şekil 7.11. de görüldüğü gibi deprem sırasında meydana gelen maksimum yer değiştirmeler t_{eff} zamanı içerisinde gerçekleşmiştir. Yer değiştirme açısından analizde t_{eff} kullanılması uygun olmaktadır.



şekil 7.14 : Karşılaştırılmal katlara ait görelî yer değiştirme değişimleri



Şekil 7.14 : (devam) Karşılaştırmalı katlara ait görelî yer değiştirme değişimleri

- Şekil 7.12. de görüldüğü gibi deprem sırasında meydana gelen maksimum görelî yer değiştirmeler t_{eff} etkin deprem süresi içerisinde gerçekleşmiştir. Görelî yer değiştirmeler açısından analizde t_{eff} kullanılması uygun olmaktadır.

17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin Yarımca kaydının 132 saniyelik K-G bileşeni ve aynı depremin sadece teff kadar olan kısmının C12 beton sınıfına etkilmesi ile kolon ve kirişlerde oluşan plastik mafsalları dağılımları Çizelge 7.7 de verilmiştir.

Çizelge 7.7 : 132 saniyelik 17 ağustos 1999 Kocaeli depreminin Yarımca kaydının K-G bileşeni ve aynı kaydın 31.8 saniyelik T_{eff} süresinin kullanılması durumunda plastik mafsalları dağılımı

Kat No	Analizde 32.0 saniyelik $t_d = t_{eff}$ kadar olan kısmın kullanılması durumu		Analizde 132 saniyelik tüm kaydın kullanılması durumu	
	KOLON	KİRİŞ	KOLON	KİRİŞ
6.KAT	-----	-----	-----	-----
5.KAT	-----	-----	-----	-----
4.KAT	(20 kesit) 50%	(32 kesit) 100%	(20 kesit) 50%	(32 kesit) 100%
3.KAT	(26 kesit) 65%	(32 kesit) 100%	(26 kesit) 65%	(32 kesit) 100%
2.KAT	(40 kesit) 100%	(32 kesit) 100%	(40 kesit) 100%	(32 kesit) 100%
1.KAT	(26 kesit) 65%	(32 kesit) 100%	(26 kesit) 65%	(32 kesit) 100%

Analizde meydana gelen mafsalları oluşumlarının hepsinin t_{eff} süresi içerisinde meydana geldiği belirlenmiş ve etkin süreden sonra kritik kesitlerde plastik mafsalları oluşumuna rastlanmamıştır(Çizelge 7.7). Bu durumda plastik mafsalları dağılımı açısından analizde t_{eff} kullanılması uygun olmaktadır.

KAYNAKLAR

- [1] **Özmen, B.**, 2000, İzmit Körfezi Depreminin Hasar Durumu, *Türkiye Deprem Vakfı-Deprem Raporu*, **TDV-DR 010-53-2000**, İstanbul, Türkiye
- [2] **Filippou, F.C., Eligenhausen, R., Bertero, V. V., ve Popov, E. P.**, 1982, Analytical Model for Concrete Anchorage of Reinforcing Bar Under Generalized Excitation, *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley, Report No. 82/23, Kasım. 1982.
- [3] **Filippou, F. C.**, 1986, A simple model for reinforcing bar anchorages under cyclic excitations. *J. Struct. Eng.*, **112(7)**, 1639–1659.
- [4] **Ueda, T., Lin, I., and Hawkins, N.M.**, 1986, Beam Bar Anchorages in Exterior Column – Beam Connections, *ACI Journal*, Vol. **83**. No. 3.
- [5] **Bertero, V.V., Popov, E.P., ve Viwathanatepa, S.**, 1978 Bond of Reinforcing Steel: Experimental and Mechanical Model, *Paper Presented at the IASS Symposium on Nonlinear Behavior of Reinforced Concrete Spatial Structures*, Vol 2, pp 3-17. Darmstadt, Batı Almanya, Temmuz
- [6] **Goto, Y.**, 1971, Crack Formed in Concrete around Deformed Tension Bars, *ACI Journal*, Vol. **68**, No. 4, pp. 244-251.
- [7] **Lutz, L.A., Gergely, P., and Einter, G.**, 1967, The Mechanic of Bond and Slip of Deformed Reinforcing Bars in Concrete, *Proceeding of American Concrete Institute*, Vol. **64**, No. 11, pp. 711-721.
- [8] **Lutz**, 1970, Analysis of Stress in Concrete Near a Reinforced Bar Due to Bond and Transverse Cracking, *ACI Journal*, Vol.**67**, No. 10, Ekim, 1970.
- [9] **Eligenhausen, R. Popov, E.P., ve Bertero, V.V.**, 1983, Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC 83-23, University of California, Berkeley, USA
- [10] **ACI Committee 408.**, 1979, Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provision for Deformed Bars in Tension, **ACI 408.IR.79**, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 3pp.
- [11] **Pochanart, S., and Harmon, T.**, 1989, Bond Slip Model for Generalized Excitations Including Fatigue. *ACI Material Journal*, Vol.**86**, No. 5.
- [12] **Rehm, G.**, 1958, The Fundamental Law of Bond, *Proceeding of Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete*, Stockholm, 1957, Stockholm: Tekniska Hogskolans Rotaprinttryckeri.

- [13] **Prestressed Concrete Institute**, PCI Design Handbook–Precast and Prestressed Concrete. PCI, Chicago, pp. 6-6 to 6-8.
- [14] **Shaik, A. F., and Yi, W.**, 1985, In Place Strength of Welded Headed Studs, *PCI Journal*, Vol.30, No. 21, Mart/Nisan.
- [15] **Viathanatepa, S., Popov, E. P., ve Bertero, V. V.**, 1979, Effect of generalized Loadings on Bond of Reinforcing Bars Embedded in Confined Concrete Bloks, Earthquake Engineering Research Center, university of California, Berkeley, *Report No.* EERC 79-22.
- [16] **Saatçioğlu, M., ve Özcebe, G.**, 1987, Effect of Slip on Hysteretic Behavior of Concrete Columns, *Proceedings, 5th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Ottawa, Canada, Temmuz, 1987, pp. 833-839.
- [17] **Viathanatepa, S., Popov, E. P., ve Bertero, V. V.**, 1979, Seismic Behavior of Reinforced Concrete Interior Beam- Column Subassemblages, Earthquake Engineering Research Center, *Report No.* EERC 79-14, University of California, Berkeley.
- [18] **Keuser, M., ve Mehlhorn, G.**, 1987, Finite Element Models for Bond Problems, *J. Struct. Eng.*, **113(10)**, 2160–2173.
- [19] **Celep, Z.**, 2005. Betonarme Yapılar Dördüncü Baskı, İstanbul.
- [20] **Lutz, L.A., Gergely, P., and Einter, G.**, 1967, The Mechanic of Bond and Slip of Deformed Reinforcing Bars in Concrete, *Proceeding of American Concrete Institute*, Vol. **64**, No. 11, pp. 711-721.
- [21] **Tassios, T.P.**, 1979, Properties of Bond Between Concrete and Steel Under Load Cycles Idealizing Seismic Action, *Proceeding AICAP-CEB Symposium*, Rome, CEB Bulletin No. 131 pp. 67-122
- [22] **Rehm, G.**, 1968, The Basic Principles of the Bond Between Steel and Concrete, Translation No. 134, *Cement and Concrete Association*, London.
- [23] **Darwin, D., ve Graham, E.K.**, 1993, Effect of Deformation Height and Spacing on Bond Strength of Reinforcing Bars, *ACI Structural Journal*, Vol.90, No.6, pp. 646-657.
- [24] **Hamad, B.S.**, 1995, CoMParative Bond Strength of Coated and Uncoated Bars with Different Rib Geometries, *ACI Material Journal*, Vol. **96**, No. 2, pp. 173-180
- [25] **Shima, H., Chou, L.L., ve Okamura, H.**, 1987, Bond Characteristic in Post-Yield Range of Deformed Bars, *Concrete Library of JSCE*, Vol. **10**, pp. 113-124.
- [26] **Mirza, S.M., ve Houde, J.**, 1979, Study of Bond Stress-Slip Relationships in Reinforced Concrete, *ACI journal*, Vol. **79**, No. 1, pp. 47-71.

- [27] **CEB-FIP**, 2000. Bond Of Reinforcement in Concrete: State-of-Art Report Prepa Prepares by Task Group Bond Models (former CEB Task Group 2.5), Lozan, İsviçre: International federation for Structural Concrete.
- [28] **Lopez, R.R., ve Sozen, M.**, 1988, A Guide to Data Preparation for LARZWD-1.0 and LARZWS-1.0 Computer Programs for Nonlinear Analysis of Planar Reinforced Concrete Structures Incorporating Frame and Walls, University of Illinois Urbana, Illinois.
- [29] **Hasgür, Z., Taşkın, B.**, 2002, Güçlendirme Öncesi ve Sonrası Hasar İndislerinin Betonarme Perde-Çerçeve Yapılarda Tayini, *Prof.Dr. Kemal Özden'i Anma Semineri, Bildiriler*, İstanbul, 31 Mayıs, 155-176
- [30] **Takeda, T., Sözen, M.A. ve Neilsen, N.N.**, 1970, Reinforced Concrete Response to Simulate Earthquakes, *Journal of the Structural Division-ASCE*, **96**, ST12, 2557-2573.
- [31] **Clough, R. W. ve Penzien, J.**, 1993, Dynamics of Structures, İkinci Baskı, McGraw-Hill Book CoMPany, New York.
- [32] **Özer, E.**, 2008, Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi, Ders Notları., İstanbul.
- [33] **SAP2000**, Structural Analysis Program, Computer and Structures Inc., University of Berkley, California
- [34] **Umut, Ö.**, 2006, Yakın Fay Hareketinin Yapılar Üzerindeki Etkisi ve İzalatör-Sıvı Sönümleyicilerle Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, *Yüksek Lisans Tezi* , İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [35] **Stewart, P.J., Chiou S. ve Bray J.D.**, 2001, Ground motion evaluation procedures for performance-based design, *PEER Report*, 9, University of California, Berkeley.

ÖZGEÇMİŞ

Bora Akşar 1984 yılında İstanbul’da doğdu. İlk öğrenimini Kartaltepe İlk okulunda, Orta ve Lise öğrenimini Kültür Koleji’nde tamamladıktan sonra, 2001 yılında Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği bölümünde lisans eğitimine başladı. 2006 yılında mezun olduktan sonra aynı yıl İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü’nde İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Deprem Mühendisliği programında yüksek lisans eğitimine başladı.

Ad Soyad: Bora Akşar

Doğum Yeri ve Tarihi: İstanbul, 01.03.1984

Adres: İşbankası İbrahimağa Konutları C1-C Blok Daire: 50
Acıbadem/Kadıköy/İSTANBUL

Lisans Üniversite: Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü