

**T.C.
BALIKESİR ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**



**DAİRESEL ENKESİTLİ BETONARME KOLONLARIN
DİREKT YERDEĞİŞTİRME ESASLI TASARIMINDA
EŞDEĞER AKMA EĞRİLİĞİNİN PARAMETRİK
İRDELENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

MUZAFFER SERAN ÇALIŞKAN

BALIKESİR, HAZİRAN - 2019

**T.C.
BALIKESİR ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**



**DAİRESEL ENKESİTLİ BETONARME KOLONLARIN
DİREKT YERDEĞİŞTİRME ESASLI TASARIMINDA
EŞDEĞER AKMA EĞRİLİĞİNİN PARAMETRİK
İRDELENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

MUZAFFER SERAN ÇALIŞKAN

Jüri Üyeleri : Dr. Öğretim Üyesi Altuğ YAVAŞ (Tez Danışmanı)

Dr. Öğretim Üyesi Kaan TÜRKER

Dr. Öğretim Üyesi Serkan SAĞIROĞLU

BALIKESİR, HAZİRAN - 2019

KABUL VE ONAY SAYFASI

Muzaffer Seran ÇALIŞKAN tarafından hazırlanan “DAİRESEL ENKESİTLİ BETONARME KOLONLARIN DİREKT YERDEĞİŞTİRME ESASLI TASARIMINDA EŞDEĞER AKMA EĞRİLİĞİNİN PARAMETRİK İRDELENMESİ” adlı tez çalışmasının savunma sınavı 19.06.2019 tarihinde yapılmış olup aşağıda verilen jüri tarafından oy birliği ile Balıkesir Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yüksek Lisans Tezi olarak kabul edilmiştir.

Jüri Üyeleri

İmza

Danışman

Dr. Öğretim Üyesi Altuğ YAVAŞ

Üye

Dr. Öğretim Üyesi Kaan TÜRKER

Üye

Dr. Öğretim Üyesi Serkan SAĞIROĞLU

.....
.....
.....

Jüri üyeleri tarafından kabul edilmiş olan bu tez Balıkesir Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulunca onanmıştır.

Fen Bilimleri Enstitüsü Müdürü

Prof. Dr. Necati ÖZDEMİR

.....

ÖZET

**DAİRESEL ENKESİTLİ BETONARME KOLONLARIN
DİREKT YERDEĞİŞTİRME ESASLI TASARIMINDA EŞDEĞER AKMA
EĞRİLİĞİNİN PARAMETRİK İRDELENMESİ
YÜKSEK LİSANS TEZİ
MUZAFFER SERAN ÇALIŞKAN
BALIKESİR ÜNİVERSİTESİ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
(TEZ DANIŞMANI: DR. ÖĞRETİM ÜYESİ ALTUĞ YAVAŞ)
BALIKESİR, HAZİRAN - 2019**

Bu çalışmada, dairesel enkesitli betonarme kolonların *Direkt Yerdeğiştirme Esaslı Tasarımında* (DYET) eşdeğer akma eğriliğine etkiyen davranış büyüklükleri parametrik olarak irdelenmiştir. Bu çerçevede, enkesit çapı, normal kuvvet düzeyi, boyuna donatı oranı, beton basınç dayanımı ve donatı akma dayanımının parametrik olarak değiştirildiği çok sayıda kolon modelinin moment – eğrilik analizleri yapılarak eşdeğer akma eğrilikleri hesaplanmış ve ilgili davranış büyüklüklerinin bağımsız ve birleşik etkileri araştırılmıştır. Bununla birlikte, bu parametreler sabit tutularak enkesitin kabuk betonu kalınlığı değiştirilerek analizler tekrarlanmış ve sonuçlar değerlendirilmiştir. Ayrıca, betonarme kolonların eşdeğer akma eğriliklerinin pratik olarak belirlenmesi amacıyla literatürde önerilen yaklaşımların hangi oranda doğru sonuç verdiği, moment – eğrilik analiz sonuçları esas alınarak değerlendirilmiştir. Çalışmada son olarak, incelenen parametrelere ait alt ve üst sınırlar dahilinde seçilen kolon modelleri üzerinde, literatürde önerilen eşdeğer akma eğriliği bağıntıları esas alınarak, yerdeğiştirme süneklikleri ve taban kesme kuvveti talepleri DYET ilkeleri çerçevesinde ve iki farklı performans düzeyi (*kullanılabilirlik sınır durumu* ve *hasar kontrolü sınır durumu*) için hesaplanmış ve sonuçlar değerlendirilmiştir.

İncelenen kolon enkesitlerine ait eşdeğer akma eğriliklerinin belirlenmesinde normal kuvvetin düzeyine bağlı olarak, $P/A_g f_c' < 0.30$ için donatı çeliğinin akması, $P/A_g f_c' = 0.30$ için donatı çeliğinin akması ve/veya betonun ezilmesi, $P/A_g f_c' > 0.30$ için ise betonun ezilmesi hakim olmuştur. Burada, enkesit çapı, normal kuvvet düzeyi ve donatı akma dayanımının en önemli parametreler olduğu belirlenmiştir. İncelenen diğer parametrelere ait bağımsız etkiler düşük düzeyde olmasına karşın, akma eğriliği üzerindeki birleşik etkileri önemli hale gelebilmektedir. Farklı eşdeğer akma eğriliği bağıntıları kullanılarak iki farklı şekildeğiştirme düzeyi için hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin, moment – eğrilik analizleri referans alınarak elde edilen sonuçlar ile oldukça yakın olduğu belirlenmiştir. Kolon sünekliklerinde %50'lere ulaşan farklar oluşmasına karşın, bunların taban kesme kuvvetlerine yansımaları eşdeğer viskoz sönüm nedeniyle minimal düzeyde kalmıştır.

ANAHTAR KELİMELEER: Eşdeğer akma eğriliği, moment – eğrilik analizi, normal kuvvet, direkt yerdeğiştirme esaslı tasarım, betonarme kolon, yerdeğiştirme sünekliği, taban kesme kuvveti

ABSTRACT

**PARAMETRIC INVESTIGATION OF EQUIVALENT YIELD CURVATURE
IN DIRECT DISPLACEMENT BASED DESIGN OF CIRCULAR
REINFORCED CONCRETE COLUMNS
MSC THESIS
MUZAFFER SERAN ÇALIŞKAN
BALIKESİR UNIVERSITY INSTITUTE OF SCIENCE
CIVIL ENGINEERING
(SUPERVISOR: ASSIST. PROF. DR. ALTUĞ YAVAŞ)
BALIKESİR, HAZİRAN - 2019**

In this study, the response quantities affecting equivalent yield curvature in the direct displacement-based design of circular reinforced concrete columns are investigated parametrically. In this framework, the equivalent yield curvatures were determined by conducting the moment – curvature analyses on various column models, in which the section diameter, axial load level, longitudinal reinforcement ratio, concrete compression strength and yield strength were modified parametrically, and independent and/or combined effects of the relevant quantities were discussed. However, the analyses were conducted again by modifying only cover thickness of sections under constant parameters and the results were evaluated. Based on the moment – curvature analysis results, availability of the practical approaches proposed in literature for the equivalent yield curvatures was also investigated on the circular columns. Finally, in the perspective of direct displacement-based design, the displacement ductilities and base shears were determined and evaluated for two limit states (serviceability and damage control) on the chosen column models within lower and upper limits with respect to the considered parameters.

Depending on the axial load levels of $P/A_g f_c' < 0.30$, $P/A_g f_c' = 0.30$ and $P/A_g f_c' > 0.30$ for the considered columns, the yielding of reinforcement, yielding of reinforcement and/or concrete crushing, concrete crushing governed the formation of yield curvatures, respectively. It was noted that the section diameter, axial load level and yield strength are the principal parameters. Even though the independent affects with regard to other parameters remained in minimal levels, the combined effects become important on the equivalent yield curvature. The base shears calculated based on different yield curvature equations are quite compatible with those obtained from the moment – curvature analyses for two limit states. Although the relative errors up to 50% occurred in terms of column ductilities, the indirect effects to the base shear remained in minimal level due to the equivalent viscous damping.

KEYWORDS: Equivalent yield curvature, moment – curvature analysis, axial load, direct displacement based design, reinforced concrete column, displacement ductility, base shear

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
ÖZET	i
ABSTRACT	ii
İÇİNDEKİLER	iii
ŞEKİL LİSTESİ	v
TABLO LİSTESİ	viii
SEMBOL LİSTESİ	xi
ÖNSÖZ	xiii
1. GİRİŞ	1
1.1 Konu	1
1.2 Konu ile İlgili Yapılmış Çalışmaların İncelenmesi	9
1.2.1 Yapılan Çalışmalara ait Kısa Bir Değerlendirme	17
1.3 Amaç ve Kapsam.....	18
2. YAPILARIN DİREKT YERDEĞİŞTİRME ESASLI TASARIMI	19
2.1 Tek Serbestlik Dereceli Sistemler için Hesap Esasları	20
2.1.1 Hedef Yerdeğiştirmesi	20
2.1.2 Akma Yerdeğiştirmesi	23
2.1.3 Eşdeğer Viskoz Sönüm	24
2.2 Direkt Yerdeğiştirme Esaslı Tasarımının Hesabında İzlenen Yol	26
2.3 Sayısal Örnek	29
3. BETONARME ENKESİTLERDE EŞDEĞER AKMA EĞRİLİĞİNİN BELİRLENMESİ	34
3.1 Varsayımlar	34
3.2 Betonarme Enkesitlerin Moment–Eğrilik Davranışı	35
3.3 Eşdeğer Akma Eğriliğinin Hesabı	37
3.4 Teorik Moment–Eğrilik Analizi	38
3.5 Sayısal Örnek	41
4. DAİRESEL ENKESİTLİ BETONARME KOLONLAR ÜZERİNDE SAYISAL İNCELEMELER	50
4.1 Betonarme Kolon Enkesitlerinin Özellikleri	51
4.2 Eşdeğer Akma Eğriliğini Etkileyen Büyüklüklerin İrdelenmesi	52
4.2.1 Normal Kuvvet Düzeyinin Etkisi	53
4.2.2 Enkesit Çapının Etkisi	56
4.2.3 Boyuna Donatı Oranının Etkisi	63
4.2.4 Beton Basınç Dayanımının Etkisi	69
4.2.5 Kabuk Betonu Kalınlığının Etkisi	74
4.3 Eşdeğer Akma Eğriliğinin Hesabı için Literatürde Önerilen Yaklaşımların İrdelenmesi	78

5. BETONARME KÖPRÜ KOLONLARININ DİREKT YERDEĞİŞTİRME ESASLI TASARIMINDA EŞDEĞER AKMA EĞRİLİĞİNİN ETKİSİ	88
5.1 Köprü Sisteminin Genel Özellikleri ve Tasarım Parametreleri	88
5.2 Gözönüne Alınan Deprem Yerhareketi	90
5.3 Tersinir Hareket Çevrim Modeli	91
5.4 Betonarme Sistemlerin Direkt Yerdeğiştirme Esaslı Tasarımı ile Analizleri	92
5.4.1 Yerdeğiştirme Sünekliği Taleplerinin İncelenmesi	93
5.4.2 Taban Kesme Kuvveti Taleplerinin İncelenmesi	102
6. SONUÇLAR	108
7. KAYNAKLAR	115
8. EKLER	121
EK A: S345 Donatı Çeliği için Eşdeğer Akma Eğriliğini Etkiyen Büyüklüklerin Değişimi	122
EK B: S510 Donatı Çeliği için Eşdeğer Akma Eğriliğini Etkiyen Büyüklüklerin Değişimi	136
EK C: İki Farklı Şekildeğiştirme Düzeyi için DYET Analizlerine ait Ayrıntılı Sonuçlar	150

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa</u>
Şekil 1.1:	Moment – eğrilik davranışında dayanımın etkisi 3
Şekil 1.2:	Betonarme bir enkesitin gerçek ve idealleştirilmiş moment-eğrilik davranışı 4
Şekil 1.3:	Dairesel enkesitli köprü kolonu için etkin rijitlik oranı 5
Şekil 1.4:	Dairesel enkesitli betonarme kolonlar için elde edilen moment – eğrilik davranışları 10
Şekil 1.5:	Dairesel köprü kolonları için boyutsuz formda moment taşıma kapasitesi ve eşdeğer akma eğriliği 11
Şekil 1.6:	Kare enkesitli köprü kolonları için boyutsuz formda moment taşıma kapasitesi ve eşdeğer akma eğriliği 11
Şekil 1.7:	Dairesel enkesitler için akma eğriliğinin normal kuvvet ile değişimi 13
Şekil 1.8:	Kare enkesitler için akma eğriliğinin normal kuvvet ile değişimi ... 13
Şekil 1.9:	Akma eğriliğinin normal kuvvet düzeyi ile değişimi 14
Şekil 1.10:	İki farklı perde enkesiti için boyutsuz akma eğriliğinin normal kuvvet düzeyi ile değişimi 15
Şekil 1.11:	Dairesel kolon enkesitleri için eşdeğer akma eğriliğini etkileyen parametreler 16
Şekil 1.12:	Önerilen ve teorik eşdeğer akma eğriliklerinin karşılaştırılması 17
Şekil 2.1:	Kuvvet ve direkt yerdeğiştirme esaslı tasarımda gözönüne alınan rijitlik yaklaşımları 19
Şekil 2.2:	Tek serbestlik sistem üzerinde DYET’in uygulama esasları 21
Şekil 2.3:	Tipik köprü kolonları için birim şekildeğiştirme profili ve eğrilikler 22
Şekil 2.4:	Hedef yerdeğiştirme düzeyinde histeretik sönüm ve rijitlik yaklaşımı 26
Şekil 2.5:	TSD bir sistemin kuvvet – yerdeğiştirme davranışı 28
Şekil 2.6:	İncelenen betonarme köprü sistemi ve kolonu enkesiti 30
Şekil 2.7:	Hasar kontrolü sınır düzeyi için enkesitteki şekildeğiştirme profili .. 31
Şekil 2.8:	İndirgenmiş elastik yerdeğiştirme spektrumu 32
Şekil 2.9:	Sistemin hesaplanan kuvvet – yerdeğiştirme davranışı 33
Şekil 3.1:	Beton ve donatı için gerilme – şekildeğiştirme bağıntıları 35
Şekil 3.2:	Donatı oranının moment – eğrilik davranışına etkisi 35
Şekil 3.3:	Betonarme bir enkesit için tipik moment – eğrilik davranışı 37
Şekil 3.4:	Moment – eğrilik grafiğinin iki doğru parçalı idealleştirilmesi 38
Şekil 3.5:	Teorik moment-eğrilik bağıntısının elde edilmesi 39
Şekil 3.6:	Betonarme bir enkesite ait moment – eğrilik grafiği 41
Şekil 3.7:	Örnek TSD’li betonarme köprü sistemi 42
Şekil 3.8:	Örnek kolon enkesiti ve malzeme modelleri 42
Şekil 3.9:	Moment – eğrilik analizinin kontrol birim şekildeğiştirmesi 43

Şekil 3.10: Kolon enkesiti için birim şekildeğiştirme profili	44
Şekil 3.11: Beton dilimlerinde ve donatılardaki gerilmeler	44
Şekil 3.12: Beton dilimlerinde ve donatılardaki kuvvetler	45
Şekil 3.13: Kolon enkesiti için eğrilik hesabı	47
Şekil 3.14: Kolon enkesiti için eğilme momenti hesabı	47
Şekil 3.15: Betonarme kolon enkesitinin moment – eğrilik davranışı	48
Şekil 3.16: İdealleştirilmiş moment – eğrilik davranışı ve eşdeğer akma eğriliği	49
Şekil 4.1: TSD’li betonarme köprü sistemi	51
Şekil 4.2: Gözönüne alınan betonarme kolon enkesitleri	52
Şekil 4.3: $P/A_g f_c' - D$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi	55
Şekil 4.4: $P/A_g f_c' - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi	55
Şekil 4.5: $P/A_g f_c' - f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi	55
Şekil 4.6: $D - P/A_g f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi	58
Şekil 4.7: $D - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi	59
Şekil 4.8: $D - f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi	60
Şekil 4.9: $\rho_l - P/A_g f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi	64
Şekil 4.10: $\rho_l - D$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi	65
Şekil 4.11: $\rho_l - f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi	66
Şekil 4.12: $f_c' - P/A_g f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi	70
Şekil 4.13: $f_c' - D$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi	71
Şekil 4.14: $f_c' - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi	72
Şekil 4.15: Farklı $P/A_g f_c'$ düzeylerinde A_c/A_g değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi	76
Şekil 4.16: Farklı f_y dayanımlarında A_c/A_g değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi	77
Şekil 4.17: Enkesit çapının farklı değerleri için literatürdeki yaklaşımların karşılaştırılması	82
Şekil 4.18: Boyuna donatı oranının farklı değerleri için literatürdeki yaklaşımların karşılaştırılması	84
Şekil 4.19: Beton basınç dayanımının farklı değerleri için literatürdeki yaklaşımların karşılaştırılması	86
Şekil 5.1: Köprü sistemi için boykesit ve tipik kolon enkesiti	89
Şekil 5.2: %5 sönümlü elastik ivme ve yerdeğiştirme davranış spektrumları ...	91
Şekil 5.3: Takeda histeretik çevrim modeli	92
Şekil 5.4: KSD ve HKSD performans düzeyleri	93
Şekil 5.5: KSD için kolon yerdeğiştirme sünekliği talepleri	98
Şekil 5.6: HKSD için kolon yerdeğiştirme sünekliği talepleri	100
Şekil 5.7: KSD için taban kesme kuvveti talepleri	104
Şekil 5.8: HKSD için taban kesme kuvveti talepleri	106

Şekil A.1:	$P/A_g f_c' - D$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 345\text{MPa}$)	122
Şekil A.2:	$P/A_g f_c' - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 345\text{MPa}$)	122
Şekil A.3:	$P/A_g f_c' - f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 345\text{MPa}$)	122
Şekil A.4:	$D - P/A_g f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 345\text{MPa}$)	124
Şekil A.5:	$D - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 345\text{MPa}$) 124
Şekil A.6:	$D - f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 345\text{MPa}$) 125
Şekil A.7:	$\rho_l - P/A_g f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 345\text{MPa}$)	128
Şekil A.8:	$\rho_l - D$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 345\text{MPa}$) 128
Şekil A.9:	$\rho_l - f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 345\text{MPa}$) 129
Şekil A.10:	$f_c' - P/A_g f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 345\text{MPa}$)	132
Şekil A.11:	$f_c' - D$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 345\text{MPa}$)	132
Şekil A.12:	$f_c' - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 345\text{MPa}$) 133
Şekil B.1:	$P/A_g f_c' - D$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 510\text{MPa}$)	136
Şekil B.2:	$P/A_g f_c' - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 510\text{MPa}$)	136
Şekil B.3:	$P/A_g f_c' - f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 510\text{MPa}$)	136
Şekil B.4:	$D - P/A_g f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 510\text{MPa}$)	138
Şekil B.5:	$D - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 510\text{MPa}$) 138
Şekil B.6:	$D - f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 510\text{MPa}$) 139
Şekil B.7:	$\rho_l - P/A_g f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 510\text{MPa}$)	142
Şekil B.8:	$\rho_l - D$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 510\text{MPa}$) 142
Şekil B.9:	$\rho_l - f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 510\text{MPa}$) 143
Şekil B.10:	$f_c' - P/A_g f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 510\text{MPa}$)	146
Şekil B.11:	$f_c' - D$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 510\text{MPa}$) 146
Şekil B.12:	$f_c' - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 510\text{MPa}$) 147

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa</u>
Tablo 1.1: Dairesel enkesitler için a ve b değerleri	12
Tablo 2.1: Köprü sisteminin DYET’nda gözönüne alınan parametreler.....	30
Tablo 2.2: %5 sönümlü ivme yerdeğiştirme spektrumlarına ait karakteristik değerler	32
Tablo 3.1: Betonarme kolonun analizinde gözönüne alınan parametreler	43
Tablo 3.2: Beton dilimlerinde ve donatılardaki birim şekildeğiştirmeler	44
Tablo 3.3: Beton dilimlerinde ve donatılarda hesaplanan gerilmeler	45
Tablo 3.4: Basınç ve çekme bölgesinde hesaplanan kuvvetler	46
Tablo 3.5: Kolon enkesiti için moment – eğrilik analiz sonuçları	48
Tablo 4.1: İncelenen hesap modellerine ait parametrelerin özeti	52
Tablo 4.2: $P/A_g f_c' - D$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%).....	56
Tablo 4.3: $P/A_g f_c' - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%).....	56
Tablo 4.4: $P/A_g f_c' - f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%).....	56
Tablo 4.5: $D - P/A_g f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%).....	60
Tablo 4.6: $D - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%)	61
Tablo 4.7: $D - f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%)	62
Tablo 4.8: $\rho_l - P/A_g f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%).....	66
Tablo 4.9: $\rho_l - D$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%)	67
Tablo 4.10: $\rho_l - f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%)	68
Tablo 4.11: $f_c' - P/A_g f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%).....	72
Tablo 4.12: $f_c' - D$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%)	73
Tablo 4.13: $f_c' - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%)	74
Tablo 4.14: Kabuk beton için hesap modellerine ait parametrelerin özeti	75
Tablo 4.15: Kabuk betonundaki değişimler için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 410\text{MPa}$)	78

Tablo 4.16: Her enkesit çapı için literatürdeki bağıntılara ait sonuçlar ve rölatif farklar	83
Tablo 4.17: Her boyuna donatı oranı için literatürdeki bağıntılara ait sonuçlar ve rölatif farklar	85
Tablo 4.18: Her beton basınç dayanımı için literatürdeki bağıntılara ait sonuçlar ve rölatif farklar	87
Tablo 5.1: Seçilen köprü kolonunun özellikleri	89
Tablo 5.2: Köprü sisteminin analizi için esas alınan parametreler	90
Tablo 5.3: KSD için yerdeğiştirme sünekliklerine ait rölatif farklar	99
Tablo 5.4: HKSD için yerdeğiştirme sünekliklerine ait rölatif farklar	101
Tablo 5.5: KSD için taban kesme kuvvetlerine ait rölatif farklar	105
Tablo 5.6: HKSD için taban kesme kuvvetlerine ait rölatif farklar	107
Tablo A.1: $P/A_g f_c' - D$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 345\text{MPa}$)	123
Tablo A.2: $P/A_g f_c' - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 345\text{MPa}$)	123
Tablo A.3: $P/A_g f_c' - f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 345\text{MPa}$)	123
Tablo A.4: $D - P/A_g f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 345\text{MPa}$)	125
Tablo A.5: $D - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 345\text{MPa}$)	126
Tablo A.6: $D - f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 345\text{MPa}$)	127
Tablo A.7: $\rho_l - P/A_g f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 345\text{MPa}$)	129
Tablo A.8: $\rho_l - D$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 345\text{MPa}$)	130
Tablo A.9: $\rho_l - f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 345\text{MPa}$)	131
Tablo A.10: $f_c' - P/A_g f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 345\text{MPa}$)	133
Tablo A.11: $f_c' - D$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 345\text{MPa}$)	134
Tablo A.12: $f_c' - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 345\text{MPa}$)	135

Tablo B.1: $P/A_g f_c' - D$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 510\text{MPa}$)	137
Tablo B.2: $P/A_g f_c' - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 510\text{MPa}$)	137
Tablo B.3: $P/A_g f_c' - f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 510\text{MPa}$)	137
Tablo B.4: $D - P/A_g f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 510\text{MPa}$)	139
Tablo B.5: $D - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 510\text{MPa}$)	140
Tablo B.6: $D - f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 510\text{MPa}$)	141
Tablo B.7: $\rho_l - P/A_g f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 510\text{MPa}$)	143
Tablo B.8: $\rho_l - D$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 510\text{MPa}$)	144
Tablo B.9: $\rho_l - f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 510\text{MPa}$)	145
Tablo B.10: $f_c' - P/A_g f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 510\text{MPa}$)	147
Tablo B.11: $f_c' - D$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 510\text{MPa}$)	148
Tablo B.12: $f_c' - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 510\text{MPa}$)	149
Tablo C.1: Moment – eğrilik analiz sonuçları esas alınarak kolon modellerinin DYET sonuçları (KSD için)	150
Tablo C.2: Moment – eğrilik analiz sonuçları esas alınarak kolon modellerinin DYET sonuçları (HKSD için)	151
Tablo C.3: Priestley (1998,2003)'deki yaklaşım esas alınarak kolon modellerinin DYET sonuçları (KSD için)	152
Tablo C.4: Priestley (1998,2003)'deki yaklaşım esas alınarak kolon modellerinin DYET sonuçları (HKSD için)	153
Tablo C.5: Montes ve Aschleim (2003)'deki yaklaşım esas alınarak kolon modellerinin DYET sonuçları (KSD için)	154
Tablo C.6: Montes ve Aschleim (2003)'deki yaklaşım esas alınarak kolon modellerinin DYET sonuçları (HKSD için)	155
Tablo C.7: Sheikh vd. (2010)'daki yaklaşım esas alınarak kolon modellerinin DYET sonuçları (KSD için)	156
Tablo C.8: Sheikh vd. (2010)'daki yaklaşım esas alınarak kolon modellerinin DYET sonuçları (HKSD için)	157

SEMBOL LİSTESİ

a, b	: Enkesit çapına bağlı hesaplanan değişkenler
A_c	: Göbek alanı
A_{ci}	: Beton dilim alanı
A_g	: Brüt enkesit alanı
A_w	: Perde enkesit alanı
b	: Enkesit genişliği
c	: Tarafsız eksen derinliği
C	: Enkesit şekline bağlı bir sabit
C_c	: Beton basınç kuvveti
C_{ci}	: Beton dilimlerine karşı gelen basınç kuvvetleri
C_{si}	: Basınç bölgesindeki donatı kuvvetleri
d	: Enkesitin etkin yüksekliği
D	: Kolonun enkesit çapı
D'	: Kolonun etkin yüksekliği
E_c	: Betonun elastisite modülü
E_s	: Donatı çeliğinin elastisite modülü
EI	: Eğilme rijitliği
$EI_{brüt}$: Brüt enkesit eğilme rijitliği
EI_{eff}	: Etkin eğilme rijitliği
E_s	: Çeliğin elastisite modülü
f_{cd}	: Beton tasarım basınç dayanımı
f_c'	: Beton basınç dayanımı
f_y	: Çekme donatısının akma dayanımı
F	: Kuvvet
h	: Enkesit yüksekliği
K_e	: Sekant rijitlik
K_i	: Başlangıç elastik rijitliği
l_w	: Perdenin etkin yüksekliği
L_c	: Kolonun temiz yüksekliği
L_{eff}	: Kolonun etkin yüksekliği
L_p	: Plastik mafsal uzunluğu
L_{sp}	: Birim şekil değiştirme penetrasyon uzunluğu
m_e	: Hakim titreşim modundaki etkin kütle
M_y	: Akma momenti
M_{cr}	: Çatlama momenti
M_N	: Taşıma gücüne karşı gelen eğilme momenti
n	: Modüler oran
r	: Kuvvet–yerdeğiştirme davranışının akma sonrası rijitliğini tanımlayan çarpan
S_{DS}	: Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı
S_{D1}	: 1.0 saniye periyot için spektral ivme katsayısı

P	: Normal kuvvet
$P/A_g f_c'$: Enkesitteki normal kuvvet düzeyi
T	: Titreşim periyodu
T_c	: Elastik yerdeğiştirme spektrumundaki geçiş periyodu
T_e	: Yapının etkin periyodu
T_L	: Sabit yerdeğiştirme bölgesine geçiş periyodu
T_{si}	: Çekme bölgesindeki donatı kuvvetleri
V_b	: Taban kesme kuvveti
α	: Faya olan uzaklığa bağlı indirgeme katsayısı
α	: Yük boşaltmadaki rijitlik çarpanı
β	: Yeniden yüklemadaki rijitlik çarpanı
$\Delta_{c,5}$: Yerdeğiştirme spektrumunda köşe periyoduna karşı gelen yerdeğiştirme
Δ_d	: Hedef yerdeğiştirme
Δ_y	: Akma yerdeğiştirmesi
ϵ_c	: Beton basınç lifindeki birim kısalma
ϵ_{co}	: Sargısız betonda maksimum beton gerilmesindeki birim kısalma
ϵ_{cu}	: Betondaki birim şekildeğiştirme kapasitesi
ϵ_s	: Çekme donatısında birim uzama
ϵ_{su}	: Çekme donatısının kopma uzaması
$\epsilon_{sy}, \epsilon_y$: Çekme donatısının akma birim şekildeğiştirmesi
$\epsilon_{c,DC}$: Hasar kontrol sınır durumu için beton ve donatıdaki birim
$\epsilon_{s,DC}$	şekildeğiştirmeler
$\epsilon_{c,ls}$: Herhangi bir sınır durum için beton ve donatıdaki birim
$\epsilon_{s,ls}$	şekildeğiştirmeler
ϕ_y'	: İlk akma eğriliği
ϕ_y	: Eşdeğer akma eğriliği
ϕ_{ls}	: Gözönüne alınan sınır durum için toplam eğrilik talebi
ϕ_{cr}	: Çatlama eğriliği
$\theta_{c,ls}$: Gözönüne alınan sınır durum için öteleme talebi
ρ_l	: Çekme donatısı oranı
ρ'	: Basınç donatısı oranı
ρ_b	: Dengeli donatı oranı
μ_Δ	: Yerdeğiştirme sünekliği
ξ_{el}	: Elastik sönüm oranı
ξ_{ea}	: Eşdeğer viskoz sönüm oranı
ξ_{hyst}	: Histeretik sönüm oranı

ÖNSÖZ

Bu tez çalışmasında, dairesel enkesitli betonarme kolonların *Direkt Yerdeğiştirme Esaslı Tasarımında* eşdeğer akma eğriliğine etkiyen davranış büyüklükleri parametrik olarak irdelenmiştir. Bu çerçevede, enkesit çapı, normal kuvvet düzeyi, boyuna donatı oranı, beton basınç dayanımı ve donatı akma dayanımının parametrik olarak değiştirildiği çok sayıda hesap modeli oluşturulmuştur. Bu modellerin *moment – eğrilik* analizleri yapılarak ilgili davranış büyüklüklerinin eşdeğer akma eğriliği üzerindeki bağımsız ve birleşik etkileri teorik olarak irdelenmiştir. Bununla birlikte, enkesitteki kabuk betonu kalınlığı değiştirilerek analizler tekrarlanmış sonuçlar değerlendirilmiştir. Ayrıca, literatürde akma eğriliğinin pratik hesabı amacıyla önerilen yaklaşımların hangi oranda sonuç verdiği, kolon modellerinin *moment – eğrilik* analiz sonuçları esas alınarak değerlendirilmiştir.

Tez çalışmam sürecince bilgi ve tecrübelerini benimle paylaşan değerli hocam Sayın Dr. Öğretim Üyesi Altuğ YAVAŞ'a; tüm mesleki tecrübesini aktaran, sürecin yakından takipçisi her türlü sorun sıkıntıma ortak ve şüphesiz hep yanımda olacak Sevgili Dr. Öğretim Üyesi Umut HASGÜL'e; çalışmalarım sırasında gücünü her zaman yanımda hissettiğim ve Yüksek Lisans yapmama vesile olan meslektaşım canım babam Bekir ÇALIŞKAN'a; mesleği olmamasına rağmen tüm tez sürecinde sabır içinde bana yardımcı olan ve desteğini her zaman yanı başımda hissettiren biricik annem Serpil ÇALIŞKAN'a; olmazsa olmazım her anımda yanımda olan eşsiz kardeşim Berke ÇALIŞKAN'a; tezimin en zorlu anlarında uzaktan da olsa motivasyonumu en üst düzeyde tutan Meriç YİĞİT KÖKER'e ve Merve KÖSE'ye ayrıca, uzun tez çalışması döneminde kahrımı çeken arkadaşlarıma ve akrabalarıma sonsuz teşekkür ve şükranlarımı sunarım.

BALIKESİR, 2019

M. Seran ÇALIŞKAN

1. GİRİŞ

1.1 Konu

Çağdaş ülke yönetmeliklerinin (UBC, 1997; IBC, 2006; Eurocode-8, 2003; NZS 1170.5, 2004; DBYBHY, 2007; TBDY, 2018) sismik tasarımında ana performans hedefi; hafif şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan sistem elemanlarının herhangi bir hasar görmemesi, orta şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşabilecek hasarın sınırlı ve onarılabilir düzeyde kalması, şiddetli depremlerde ise can güvenliğinin sağlanması amacıyla kalıcı yapısal hasar oluşumunun sınırlandırılması olarak öngörülmektedir.

Bina ve köprü tipi yapıların geleneksel sismik tasarımı kuvvet/dayanım esaslıdır. Bu yaklaşımda, elastik davranışa karşı gelen tasarım kuvvetleri ivme davranış spektrumunda (%5 sönümlü) elastik rijitlikler esas alınarak hesaplanmaktadır. Gözönüne alınan yapı sistemleri için öngörülen yerdeğiştirme sünekliği kapasitesini temsil eden bir kuvvet azaltma çarpanı kullanılarak azaltılmış deprem kuvvetleri için tasarım yapılır. Tasarımın son adımında ise, hesaplanan yerdeğiştirmelerin yönetmeliklerde belirtilen sınırları aşp aşmadığı kontrol edilir (Calvi ve Kingsley, 1995; Priestley ve Calvi, 2007; Priestley, Calvi ve Kowalsky, 2007a).

Geleneksel kuvvet esaslı tasarım yaklaşımı, önemli ölçüde geliştirilmiş ve günümüzde kullanılan yöntemlerle karşılaştırılmış olmasına rağmen özellikle betonarme yapılara uygulandığında birçok temel problemi bulundurulduğu görülmektedir (Priestley, 2007; Priestley, Calvi ve Kowalsky, 2007b). Buna karşın, bu tasarım prosedürü halen pek çok sismik tasarım yönetmeliğinde uygulanmaktadır. Deprem etkisindeki yapı sistemlerinin yapısal ve yapısal olmayan elemanlarında oluşan hasar durumu, doğrudan yerdeğiştirme ve şekildeğiştirme talepleri ile ilişkili olduğundan (birim şekildeğiştirme, dönme, öteleme gibi) bunu kontrol etmek için etkin parametrenin dayanım sınırlarından ziyade yerdeğiştirmeler olduğu bilinmektedir. Ancak kuvvet esaslı tasarım prosedüründe yerdeğiştirme sınırları, yapının *kullanılabilirlik sınırları* için tasarım prosedürünün en son adımında kontrol edilmektedir veya tasarım kuvvetlerini değiştiren “*davranış katsayılarının*” dolaylı

olarak kullanılması sayesinde süneklilik talepleri bakımından gözönüne alınmaktadır (Calvi ve Kingsley, 1995; Priestley, 2000).

Özellikle betonarme bina ve köprü türü yapı sistemleri için kuvvet esaslı tasarımın en önemli problemlerinden biri uygun rijitliğin seçilememesidir. Yapının doğal titreşim periyodunun ve buna bağlı eşdeğer yatay deprem yüklerinin belirlenmesinde kullanılan rijitlikler başlangıçta bilinmemektedir. Burada tasarım için sismik kuvvetler belirlenmeden önce eleman boyutları öngörülmektedir. Tasarım kuvvetleri, daha sonra, seçilen eleman boyutları ve buna bağlı hesaplanan rijitlikler ile orantılı olarak elemanlar arasında dağıtılmaktadır. Hesabın başlangıcında yapılan varsayımdan sonra eleman rijitlikleri değiştirilmezse, hesaplanan tasarım kuvvetleri artık geçerli olmayacak ve teorik olarak bu kuvvetlerin tekrar hesaplanması gerekecektir (Priestley, 2003; Priestley vd., 2007b).

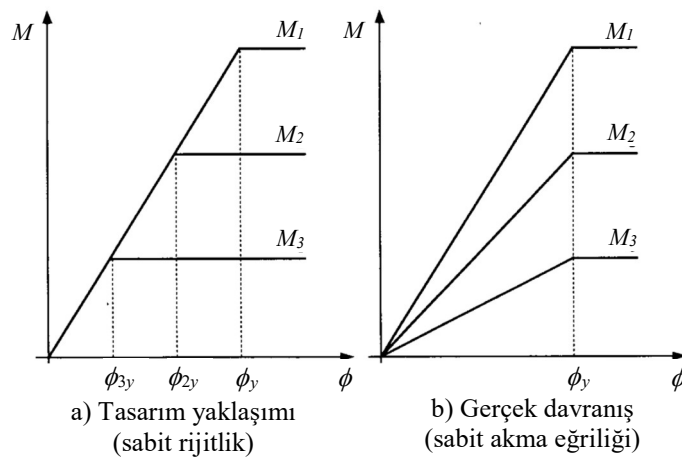
Kuvvet esaslı tasarım yaklaşımında, yapısal elemanlar (kiriş, kolon, perde vb.) için brüt enkesit rijitliği bazı durumlarda da betondaki çatlamanın etkisini gözönünde bulunduran azaltılmış etkin (efektif) rijitlikler esas alınmaktadır. Pek çok yönetmelikte farklı eleman türleri için eğilme rijitliğini azaltan çarpanlar öngörülmektedir (Eurocode-8, 2003; AASTHO, 2006; FEMA 356, 2000; ACI 318, 2011; TBDY, 2018). Örneğin kirişler için 0.35'lik bir azaltma çarpanı uygulanırken, kolonlarda normal kuvvet düzeyine bağlı olarak 0.4 ile 0.7 arasında değişen çarpanlar uygulanmaktadır. Bu yaklaşım, brüt enkesit özelliklerinin kullanılmasında önemli bir iyileştirme olmasına karşın elemandaki normal kuvvet, boyuna donatı oranı ve malzeme karakteristikleri gibi muhtemel etkileri gözönüne alınamadığından, yapı sistemine ait dinamik davranışın belirlenmesinde yeteri yaklaşıklık sağlanamamaktadır. Bu bağlamda, $T = 0.5 \sim 4.0$ sn arasındaki ivme değeri büyük ölçüde periyotla (dolayısıyla rijitlikle) değiştiğinden, varsayılan etkin eğilme rijitliğinin değeri sismik kuvvetlerinin belirlenmesinde önem arz etmektedir (Priestley, 2000, 2003, 2007; Priestley vd., 2007a-b). Kuvvet esaslı analizlerde eleman rijitlikleri yapı periyodunu, yapıya etkiyen yatay yüklerin dağılımını ve aynı zamanda yerdeğiştirme taleplerini doğrudan etkileyebilmektedir. Şekildeğiştirmeyi esas alan doğrusal olmayan analizlerde ise eleman rijitliğinin gerçekçi belirlenmesi, daha güvenilir akma yerdeğiştirmelerinin ve buna bağlı yerdeğiştirme sünekliliklerinin elde edilmesine olanak sağlamaktadır (Elwood ve Eberhard, 2006). Mevcut kuvvet esaslı

yönetmeliklerde önerilen etkin rijitlik ifadelerinin, tasarımda güvenli tarafta kalacak şekilde eleman rijitliklerini fazla belirlediği, buna karşın, yerdeğiştirme esaslı tasarım ve değerlendirme yöntemlerinde varsayılan bu değerlerin sismik deformasyon taleplerini belirlemede yetersiz kalabildiği belirtilmektedir (Biskinis ve Fardis, 2009).

Eğilme rijitliği için uygulanan bu yaklaşım, etkin rijitliğin dayanımdan bağımsız olarak sabit olduğunu ve elemanın eğilme kapasitesinin artması ile de değişmediğini ifade etmektedir. Buna bağlı olarak, akma yerdeğiştirmesi dayanımla doğrudan orantılı hale gelmektedir (Şekil 1.1a). Kuvvet esaslı tasarım yaklaşımında yapılan bu kabulün geçersiz olduğu pek çok çalışmada belirtilmektedir (Priestley, 2000, 2003; Priestley vd., 2007a-b). Betonarme elemanlar üzerinde yapılan deneysel incelemeler ve nümerik analiz sonuçları, dayanımdan bağımsız olan rijitlik yaklaşımının geçersiz olduğunu ve rijitliğin eğilme dayanımı ile doğrudan orantılı olduğunu göstermiştir. (1.1) bağıntısından görüleceği üzere bu sonuç, kuvvet esaslı tasarımda yapılan varsayımın aksine sabit bir akma eğriliğinin kullanımını ortaya çıkarmaktadır (Şekil 1.1a-b) (Priestley ve Kowalsky, 2000; Priestley, 2003).

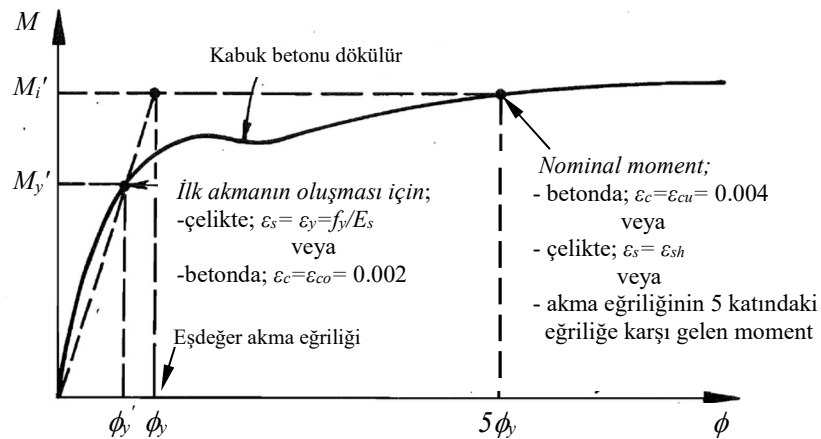
$$EI_{eff} = \frac{M_N}{\phi_y} \quad (1.1)$$

Burada; EI_{eff} enkesitin etkin eğilme rijitliğini, M_N taşıma gücüne karşı gelen eğilme momentini ve ϕ_y eşdeğer akma eğriliğini göstermektedir.

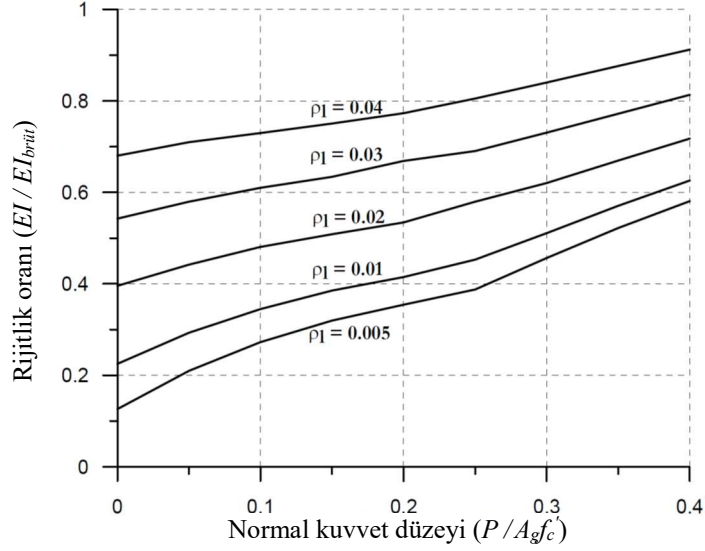


Şekil 1.1: Moment-eğrilik davranışında dayanımın etkisi (Priestley, 2000 ve 2003).

Betonarme köprü kolonlarının *moment – eğrilik* davranışı üzerinde yapılan parametrik çalışmalar, boyuna donatı oranı, normal kuvvet düzeyi ve malzeme karakteristikleri dikkate alınmaksızın sadece brüt enkesit özelliklerine göre belirlenen etkin rijitlik kullanımının uygun olmadığını göstermiştir (Priestley, Seible ve Calvi, 1996a; Priestley ve Kowalsky, 1998). Şekil 1.2’de betonarme bir enkesite ait tipik *moment – eğrilik* davranışı görülmektedir. Burada, ilk akma eğriliği (ϕ_y') enkesitin en dış beton basınç lifinde veya tarafsız eksene en uzak çekme donatısında plastik şekildeğştirmelerin başlamasına karşılık gelmektedir. Plastik şekildeğştirmelerin betonda $\epsilon_{co}=0.002$ birim kısalma değerinde, donatıda ise ϵ_{sy} akma sınırında başladığı gözönünde tutulmaktadır (Şekil 1.2). Betonarme enkesitler üzerinde yapılan parametrik incelemeler, tasarım yönetmeliklerinde belirtilen sınırlar dahilinde akma eğriliğinin boyuna donatı oranı ve normal kuvvet düzeyinden temel olarak bağımsız olduğunu göstermiştir (Priestley, Seible ve Calvi, 1996a; Priestley ve Kowalsky, 1998). Bununla birlikte, elde edilen sonuçlar *moment – eğrilik* davranışının iki doğru parçası ile idealleştirilmesiyle (bi-linear) elde edilen eşdeğer akma eğriliğinin (ϕ_y), donatı oranı ve normal kuvvet düzeyinin çok geniş bir bölgesi için sabit olduğunu göstermiştir (Priestley, 2003; Priestley vd., 2007b). Bu bağlamda, dairesel enkesitli betonarme bir kolon eleman için etkin eğilme rijitliğini temsil eden rijitlik oranının ($EI/EI_{brüt}$) boyuna donatı oranı (ρ) ve normal kuvvet düzeyi ($P/A_g f_c'$) ile değişimi Şekil 1.3’de verilmiştir. Burada, hesaplanan rijitlik oranlarının 0.13 ile 0.90 arasında değiştiği ve rijitliğin dayanımdan bağımsız gözönüne alınmayacağı görülmektedir (Priestley ve Kowalsky, 2000; Priestley, 2003; Priestley vd., 2007a-b).



Şekil 1.2: Betonarme bir enkesitin gerçek ve idealleştirilmiş moment – eğrilik davranışı (Li, 1994).



Şekil 1.3: Dairesel enkesitli köprü kolonu için etkin rijitlik oranı (Priestley, 2003).

Etkin eğilme rijitliği üzerine yapılan çalışmalar sonucunda, akma eğriliğinin büyük ölçüde enkesitin karakteristiklerine bağımlı olduğu, buna karşın dayanımdan bağımsız olduğu belirlenmiştir (Şekil 1.1). Bunun sonucunda, enkesitin dayanımı belirlenmedikçe rijitliğin hesaplanamayacağı ortaya çıkmaktadır. Betonarme enkesitlerde akma eğriliğinin pratik hesabına yönelik (1.2) bağıntısı önerilmiştir (Priestley, 1998, 2000, 2003; Priestley ve Kowalsky, 1998; Priestley vd., 2007b).

$$\phi_y = C \varepsilon_y / h \quad (1.2)$$

Burada; C enkesit şekline bağlı bir sabiti, ε_y çekme donatısının akma şekildeğiştirmesini (f_y / E_s) ve h brüt enkesit yüksekliğini göstermektedir. C sabiti enkesit şekline bağlı olarak 1.70 ile 2.30 arasında değişim göstermektedir (Priestley, 1998, 2003; Priestley ve Kowalsky, 1998; Priestley vd., 2007b).

Farklı enkesitlere sahip betonarme elemanlar için önerilen bu bağıntı, bina ve köprü türü yapıların yerdeğiştirme esaslı tasarımında farklı hasar sınırlarını temsil eden şekildeğiştirme taleplerinin daha gerçekçi belirlenmesine olanak sağlamaktadır. Önerilen bu bağıntı, ayrıca, yapıların sismik tasarımında süneklik değerlerinin daha gerçekçi belirlenmesinde önemli rol oynamaktadır (Smyrou, Priestley ve Carr, 2011).

Son yıllarda, güçlü deprem yerhareketleri altında yapıların tasarımı, değerlendirilmesi ve ayrıca, yapısal davranışın daha iyi anlaşılması gibi yararlarından dolayı *Performansa Dayalı Tasarım ve Değerlendirme* (PDTD) kavramı deprem mühendisliği alanında önem kazanmıştır. PDTD kavramı, mevcut kuvvet esaslı tasarımın bilinen eksikliklerini gidermek amacıyla VISION 2000 (1995), ATC 40 (1996), FEMA 273 (1997), FEMA 356 (2000), ASCE 41-06 (2006) ve ASCE 41-13 (2013) gibi standart niteliğindeki dokümanlarda ortaya konulmuş ve geliştirilmiştir. Bununla birlikte, geleneksel kuvvete dayalı tasarımı esas alan tasarım yönetmeliklerinde de yer almaya başlamıştır. PDTD yaklaşımının temel hedefi, öngörülen bir veya çok seviyeli bina performans düzeyi ve belirli deprem tehlike seviyesi (seviyeleri) için istenen performans seviyelerini (hasar düzeylerini) sağlayacak bina tasarımının yapılmasıdır (Hasgül, 2011). Literatürdeki pek çok çalışmada, yerdeğiştirmeyi esas alan tasarım yaklaşımlarının, geleneksel kuvvet esaslı tasarımın yukarıda açıklanan eksikliklerini gidermede daha etkin bir yol olduğu ifade edilmektedir. PDTD kavramı çerçevesinde; eleman ve sistem bazında oluşacak hasarları tanımlayan performans seviyeleri kuvvetten ziyade yerdeğiştirmelerle ilişkilidir.

Yapıların tasarımında, doğrusal olmayan davranışın ve taleplerin (yerdeğiştirme, şekildeğiştirme, öteleme gibi) belirlenmesinde en güvenilir ve doğru kabul edilen yöntem, *Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz* yöntemidir. Bu analiz yönteminden elde edilen sonuçların kesin olduğu belirli varsayımlar altında kabul edilse de, karmaşık giriş bilgileri (ivme kayıtlarının seçimi, plastik şekildeğiştirmeler için histeretik çevrim kuralları ve sönüm etkileri vb.) ve tasarım amacı için yorumlanması zor olan çıkış bilgileri (iç kuvvetlerin ve yerdeğiştirmelerin zamanla değişimi, yutulan enerji vb.) nedeniyle pratikteki kullanımı oldukça sınırlıdır (Penelis ve Kappos, 2002; Hasgül, 2011).

Yapıların PDTD'ni esas alan ve pratikteki mühendislerin kullanımı için daha uygulanabilir olan *yeni analiz yöntemleri* her zaman deprem mühendisliğinin araştırma konularından biri olmuştur. Bu çerçevede, tasarımda yerdeğiştirme esaslı parametrelerin (birim şekildeğiştirme, eğrilik, dönme, yerdeğiştirme, ötelenme) doğrudan esas alındığı ve belirli deprem seviyesi altında yapıda oluşacak hasar düzeyinin başlangıçta öngörüldüğü *Direkt Yerdeğiştirme Esaslı Tasarım* (DYET)

(*Direct Displacement Based Design*) yaklaşımı; özellikle köprü türü yapı sistemlerinin sismik tasarımında yaygın olarak kullanılmaktadır (Priestley, 1993, 2000, 2003; Priestley vd., 1996a; Kowalsky, 2002; Dwairi, 2004; Priestley vd., 2007b). Bu yaklaşım, ABD’de köprü tipi yapıların kuvvet esaslı tasarımına alternatif olarak AASTHO (2006) yönetmeliğinde yer almıştır.

DYET yöntemi, Gülkan ve Sözen (1974) ile Shibata ve Sözen (1976)’da geliştirilen “*temsili yapı yaklaşımını*” esas almaktadır. Bu yöntemde, çok serbestlik dereceli bir sistemin tasarımı, sekant rijitliğin ve eşdeğer bir sönüm modelinin kullanıldığı tek serbestlik dereceli eşdeğer bir sistem gözönüne alınarak yapılmaktadır. *Temsili yapı yaklaşımında*, elastik ötesi (doğrusal olmayan) davranış gösteren bir yapı sisteminin yerdeğiştirme talebinin belirlenmesinde, elastik sönümlü ivme davranış spektrumu yerine doğrudan yerdeğiştirme spektrumu kullanılmaktadır.

İlk olarak betonarme köprü türü yapıları temsil eden tek serbestlik dereceli sistemler için geliştirilen bu tasarım yaklaşımı, farklı türdeki çok serbestlik dereceli sistemler için de geliştirilmiştir (Priestley, 1993, 2002, 2003; Calvi ve Kingsley, 1995; Priestley, Kowalsky, Ranzo ve Benzoni, 1996b; Priestley ve Kowalsky, 2000; Kowalsky, 2002; Dwairi, 2004; Pettinga ve Priestley, 2005; Sullivan, Priestley ve Calvi, 2006; Belleri, 2009; Pennucci, Calvi ve Sullivan, 2009; Garcia, Sullivan ve Corte, 2010; Loss, 2011).

Betonarme kolonların öngörülen performans düzeylerini sağlayacak sismik tasarımında maksimum yerdeğiştirme taleplerinin (hedef yerdeğiştirme) doğru belirlenmesi, DYET’nda en önemli hususlardan biridir. Gerçek yerdeğiştirmelerin tasarım yerdeğiştirmesinden büyük olması halinde, beklenenden daha fazla süneklik talepleri oluşacağından eleman/sistem bazında öngörülmeyen hasarlar ve stabilite problemleri meydana gelebilir.

DYET yaklaşımında, ilk adım Δ_d hedef yerdeğiştirmesinin belirlenmesidir. Daha sonra, elemanın akma eğriliği (ϕ) yardımıyla belirlenen akma yerdeğiştirmesi (Δ_y) kullanarak yerdeğiştirme sünekliği (1.3) bağıntısı ile hesaplanabilir. Yerdeğiştirme sünekliği, etkin sönüm oranının ve buna bağlı olarak, elastik yerdeğiştirme spektrumu yardımıyla belirlenen etkin doğal titreşim periyodunun hesabında kullanılmaktadır (Miranda ve Ruiz-Garcia, 2002).

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (1.3)$$

Burada; μ_{Δ} sistemin yerdeğiştirme sünekliğini, Δ_d ve Δ_y sırasıyla, hedef yerdeğiştirme ile akma yerdeğiştirmesini göstermektedir. Akma yerdeğiştirmesi, elemanın enkesit geometrisi ve malzeme özelliklerine bağlı olan eşdeğer akma eğriliğinin bir fonksiyonu şeklinde ifade edilmektedir (1.4-1.5).

$$\Delta_y = \frac{\phi_y L_c^2}{3} \quad (\text{Tek eğrilikli eleman için}) \quad (1.4)$$

$$\Delta_y = \frac{\phi_y L_c^2}{6} \quad (\text{Çift eğrilikli eleman için}) \quad (1.5)$$

Genel olarak (1.2) bağıntısı şeklinde önerilen eşdeğer akma eğriliği ifadesi, yapısal elemanın türüne bağlı olarak (1.6a-e) bağıntılarında gösterildiği gibi geliştirilmiştir (Priestley, 1998, 2003; Priestley ve Kowalsky, 1998; Priestley vd., 2007b).

$$\phi_y = 2.25 \frac{\varepsilon_y}{D} \quad (\text{Betonarme dairesel kolonlar için}) \quad (1.6a)$$

$$\phi_y = 2.10 \frac{\varepsilon_y}{h_c} \quad (\text{Betonarme dikdörtgen kolonlar için}) \quad (1.6b)$$

$$\phi_y = 2.00 \frac{\varepsilon_y}{l_w} \quad (\text{Betonarme dikdörtgen perdeler için}) \quad (1.6c)$$

$$\phi_y = 2.10 \frac{\varepsilon_y}{h_s} \quad (\text{Simetrik çelik elemanlar için}) \quad (1.6d)$$

$$\phi_y = 1.70 \frac{\varepsilon_y}{h_b} \quad (\text{Betonarme T enkesitler için}) \quad (1.6e)$$

Burada; ε_y eğilme donatısının akma birim şekildeğiştirmesini; D , h_c , l_w , h_s ve h_b , sırasıyla dairesel kolonun, dikdörtgen kolonun, perdenin, çelik formun ve T enkesitli betonarme elemanın etkin yüksekliğini göstermektedir.

Yapı sistemlerinin PDTD ve DYET'nda, öngörülen deprem tehlike seviyesi/seviyeleri altında sünek davranış gösteren elemanların hasar düzeyleri sınır değerlerle karşılaştırılarak kontrol edilir. Bunun için, eleman veya sistem bazında süneklik kapasitelerinin ve bunun hesaplanmasında kullanılan akma eğriliklerinin/akma yerdeğiştirmelerinin gerçekçi belirlenmesinin, özellikle güçlü deprem yerhareketi

etkisindeki yapıların tasarımında ve değerlendirilmesinde önemli rol oynayacağı düşünülmektedir. Bu çerçevede, betonarme elemanların akma eğriliklerinin belirlenmesinde enkesit geometrisi, malzeme özellikleri, boyuna donatı oranı ve normal kuvvet düzeyi gibi değişkenlerin parametrik olarak araştırılması ve farklı şekil değiştirme düzeyleri için tasarım kuvvetlerini hangi oranda etkileyeceğinin belirlenmesi, yer değiştirmeyi esas alan tasarım yaklaşımlarının geliştirilmesine ve iyileştirilmesine katkı sağlayacağı düşünülmektedir.

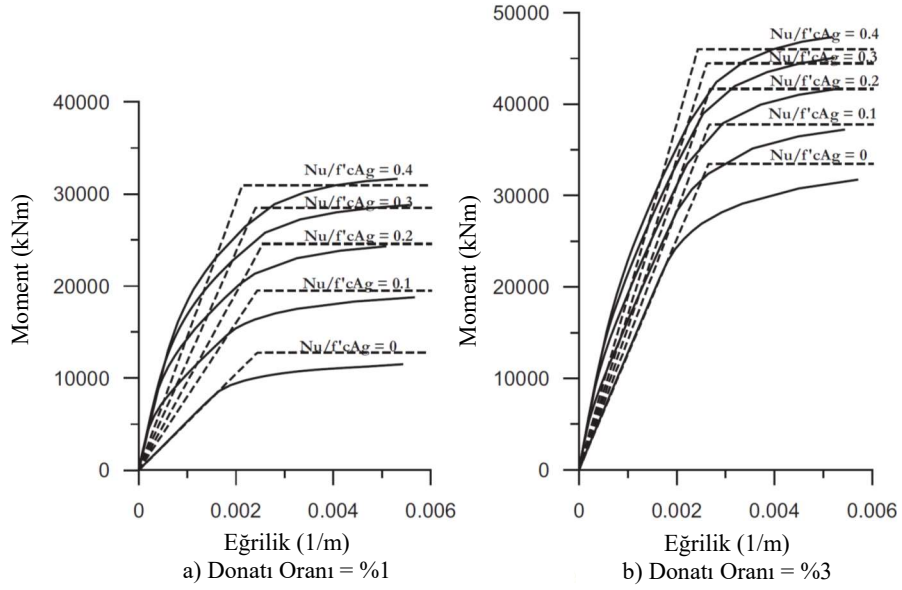
1.2 Konu ile İlgili Yapılmış Çalışmaların İncelenmesi

Park ve Paulay (1975)'de, betonarme bir enkesitte çekme donatısının ilk aktığı varsayılarak akma eğriliği için (1.7) bağıntısı önerilmiştir.

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_{sy}}{(1-k)d} = \frac{f_y}{E_s(1-k)d} \quad (1.7)$$

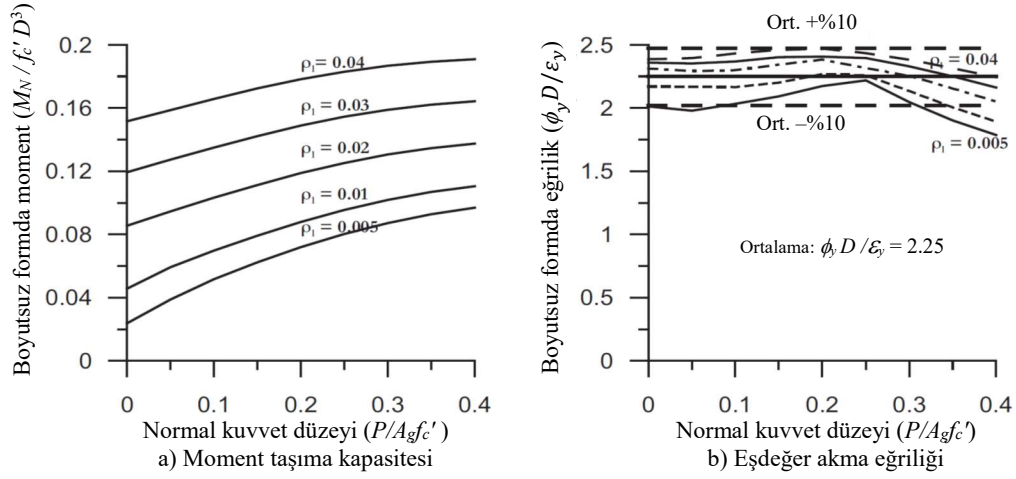
Burada; $k = \sqrt{\{(\rho + \rho')^2 n^2 + 2[\rho + (\frac{\rho' d}{a})]n\} - (\rho + \rho')n}$, ρ çekme donatısı oranını ($= A_s/bd$), ρ' basınç donatısı oranını ($= A_s'/bd$), b enkesit genişliğini, d etkin enkesit yüksekliğini, f_y çekme donatısı akma dayanımını, $n = E_s/E_c$ modüler oranı, E_s ve E_c sırasıyla, donatı çeliği ve betonun elastisite modülünü göstermektedir.

Priestley (1998 ve 2003)'de, sismik bölgelerdeki köprü türü yapılarda yaygın olarak kullanılan dairesel enkesitli betonarme kolonların etkin eğilme rijitliği ve akma eğriliğine, normal kuvvet ve boyuna donatı oranının etkisi parametrik olarak araştırılmıştır. Çalışmada enkesit çapı, kabuk betonu kalınlığı, beton basınç dayanımı ve donatı akma dayanımı parametreleri sabit tutularak normal kuvvet düzeyinin ($P/A_g f_c' = 0 - 0.4$) ve donatı oranının ($\rho_l = \%0.5 - 4.0$) farklı değerleri için *moment – eğrilik* analizleri gerçekleştirilmiş ve her bir davranış iki doğru parçası ile idealleştirilmiştir. Donatı oranının %1.0 ve 3.0 değerleri için sonuçlar Şekil 1.4a-b'de karşılaştırmalı sunulmuştur. Burada, kolonların moment taşıma kapasiteleri normal kuvvet düzeyinden ve donatı miktarından önemli ölçüde etkilenmektedir (Şekil 1.4 a-b). Buna karşın, iki doğru parçası ile idealleştirilen *moment – eğrilik* davranışlarındaki eşdeğer akma eğriliklerinin, normal kuvvet düzeyinden ve donatı oranından bağımsız olarak sabit kaldığı ifade edilmektedir.



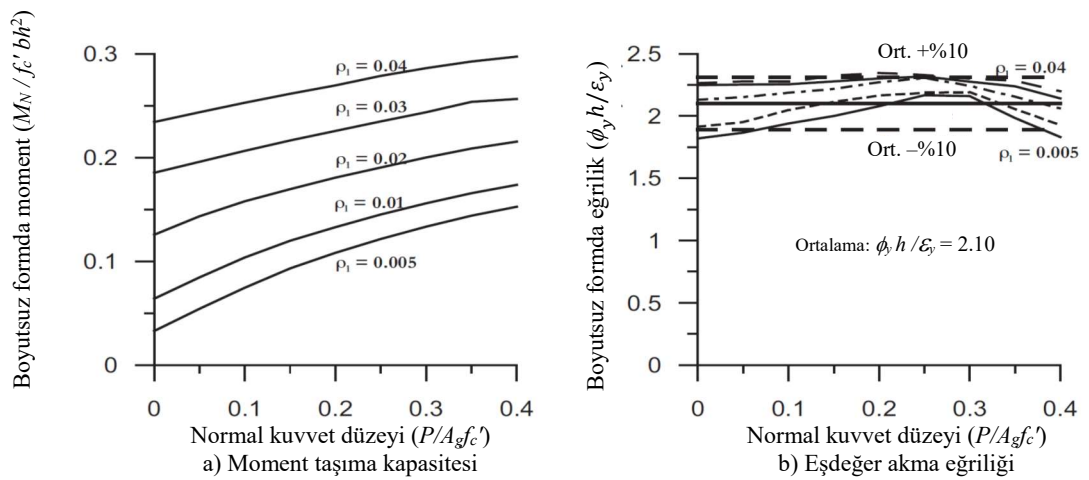
Şekil 1.4: Dairesel enkesitli betonarme kolonlar için elde edilen moment – eğrilik davranışları (Priestley, 2003).

Çalışmada, eğilme momenti taşıma kapasitesi ve eşdeğer akma eğriliğinin hangi oranda değişim gösterdiğini belirlemek amacıyla sonuçlar boyutsuz formda Şekil 1.5a-b’de verilmiştir. Nümerik sonuçlar, enkesitin eğilme moment taşıma kapasitesinin belirlenmesinde normal kuvvet düzeyi ve donatı oranının, beklenildiği gibi, önemli bir etkisinin olduğunu, minimum ve maksimum değerler arasında sekiz kata ulaşan farkların oluşabildiğini göstermiştir (Şekil 1.5a). Bununla birlikte, bu parametrelere ait değişimlerden boyutsuz akma eğriliği değerlerinin ($\phi_y D / \epsilon_y$) etkilenmediği belirlenmiştir. Boyutsuz akma eğriliği için ortalama 2.25 değeri elde edilmiş (Şekil 1.5b) ve ilgili parametrelerin değişimine bağlı olarak $\pm\%10$ aralığında değerler alabildiği görülmüştür. (1.6 a-e)’de farklı enkesit şekilleri için önerilen eşdeğer akma eğriliği ifadesi, literatürdeki pek çok çalışmada ve tasarım yönetmeliklerinde yaygın olarak kullanılmaktadır.



Şekil 1.5: Dairesel köprü kolonları için boyutsuz formda moment taşıma kapasitesi ve eşdeğer akma eğriliği (Priestley, 2003).

Dairesel enkesitli kolonlar için yapılan bu çalışma, çok katlı betonarme çerçeve binaların kolonlarını temsil eden dikdörtgen enkesitler için de yapılmıştır. Normal kuvvet düzeyinin ($P/A_g f_c' = 0-0.4$) ve boyuna donatı oranının ($\rho_l = \%0.5-4.0$) farklı değerleri için *moment – eğrilik* analizleri sonucunda, dairesel kolonlar için elde edilenlere benzer şekilde, normal kuvvet düzeyi ve donatı oranındaki değişimlerin eşdeğer akma eğriliğine önemli bir etkisinin olmadığı belirlenmiştir (Şekil 1.6a-b). Bununla birlikte, eşdeğer akma eğriliğinin ilgili parametrelerden çok az oranda etkilendiği belirlenmiş ve boyutsuz eğrilik için ortalama 2.10 değeri önerilmiştir. İlgili parametrelerin değişimine bağlı olarak eşdeğer akma eğriliklerinin $\pm\%10$ 'luk bir bant içinde kaldığı görülmüştür (Şekil 1.6a-b).



Şekil 1.6: Kare enkesitli köprü kolonları için boyutsuz formda moment taşıma kapasitesi ve eşdeğer akma eğriliği (Priestley, 2003).

Montes ve Aschleim (2003)'de, yerdeğiştirmeyi esas alan sismik tasarım yöntemlerinde akma yerdeğiştirmesinin daha gerçekçi belirlenmesi için, dairesel ve dikdörtgen enkesitli betonarme kolonların akma eğrilikleri sayısal olarak incelenmiştir. Çalışmada, iki farklı enkesit türündeki kolonlar üzerinde normal kuvvet düzeyinin $P/A_g f_c' = 0 - 0.4$ arasında değişen değerleri, %0.5~5.0 arasındaki farklı boyuna donatı oranları, farklı enkesit yükseklikleri (dairese kolonlar için $D = 0.4 \sim 2.5$ m, dikdörtgen kolonlar için $h = 0.4 \sim 2.0$ m), iki ayrı donatı akma dayanımı (B-400 ve B-500) ve beton basınç dayanımları (C30 ve C40) parametrik olarak değiştirilerek *moment - eğrilik* analizleri gerçekleştirilmiştir. Bunların sonucunda, dairesel ve dikdörtgen kolon enkesitlerinde eşdeğer akma eğriliklerinin pratik hesabı için sırasıyla, (1.8) ve (1.9) bağıntıları önerilmiştir. Önerilen bağıntı, Priestley (1998 ve 2003)'deki akma eğriliği bağıntısını esas almakla birlikte, normal kuvvet düzeyinin de etkisini içermektedir.

$$\left. \begin{aligned} \phi_y &= \frac{\varepsilon_y}{d} \left[2.5 - \left(a - b \frac{P}{A_g f_{cd}} \right)^2 \right] && \text{(B-400 çeliği için)} \\ \phi_y &= \frac{\varepsilon_y}{d} \left[2.4 - \left(a - b \frac{P}{A_g f_{cd}} \right)^2 \right] && \text{(B-500 çeliği için)} \end{aligned} \right\} \quad (1.8)$$

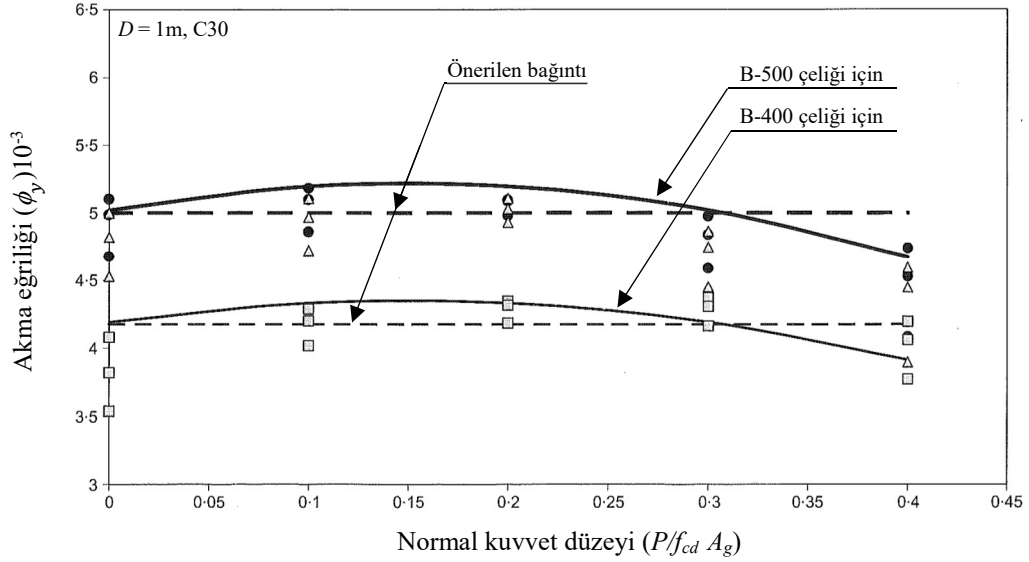
$$\left. \begin{aligned} \phi_y &= \frac{\varepsilon_y}{d} \left[2.3 - \left(0.6 - 2.5 \frac{P}{A_g f_{cd}} \right)^2 \right] && \text{(B-400 çeliği için)} \\ \phi_y &= \frac{\varepsilon_y}{d} \left[2.2 - \left(0.6 - 2.5 \frac{P}{A_g f_{cd}} \right)^2 \right] && \text{(B-500 çeliği için)} \end{aligned} \right\} \quad (1.9)$$

Burada; ε_y donatının akma birim şekildeğiştirmesini, d enkesitin etkin yüksekliğini, $P/A_g f_c'$ normal kuvvet düzeyini göstermektedir. (1.8) bağıntısındaki a ve b değişkenleri ise, enkesit çapına bağlı olarak hesaplanmaktadır (Tablo 1.1).

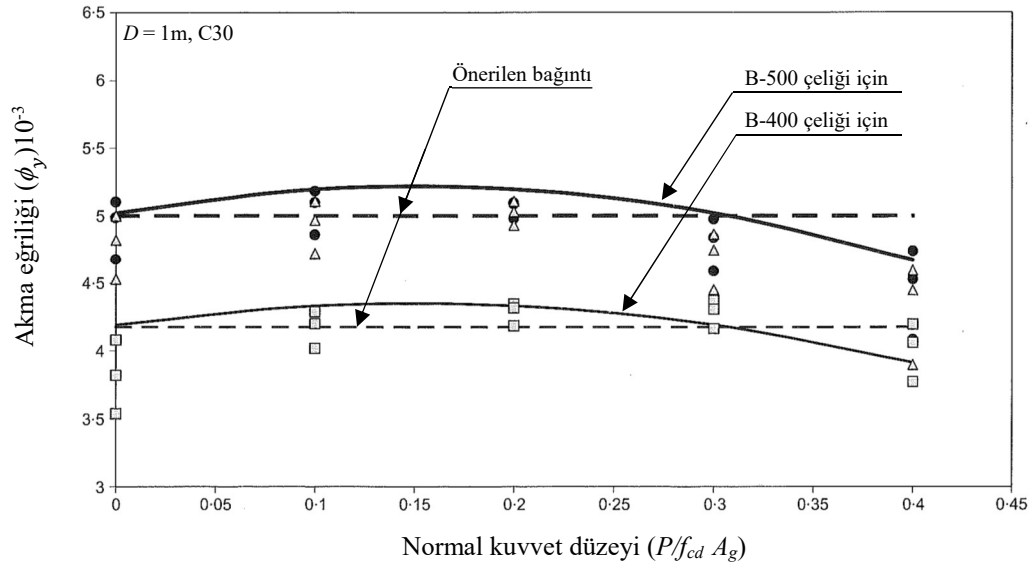
Tablo 1.1: Dairesel enkesitler için a ve b değerleri.

Çap (m)	a	b
0.4	0.1	1.5
1.0	0.3	2.0
2.5	0.6	3.0

Çalışmada gözönünde bulundurulmuş parametreler çerçevesinde, eşdeğer akma eğriliğine beton basınç dayanımının önemli bir katkısının olmadığı belirtilmiştir. Buna karşın, eşdeğer akma eğriliğinin belirlenmesinde donatı miktarı ve akma dayanımının oldukça etkin olduğu görülmüştür (Şekil 1.7-1.8).

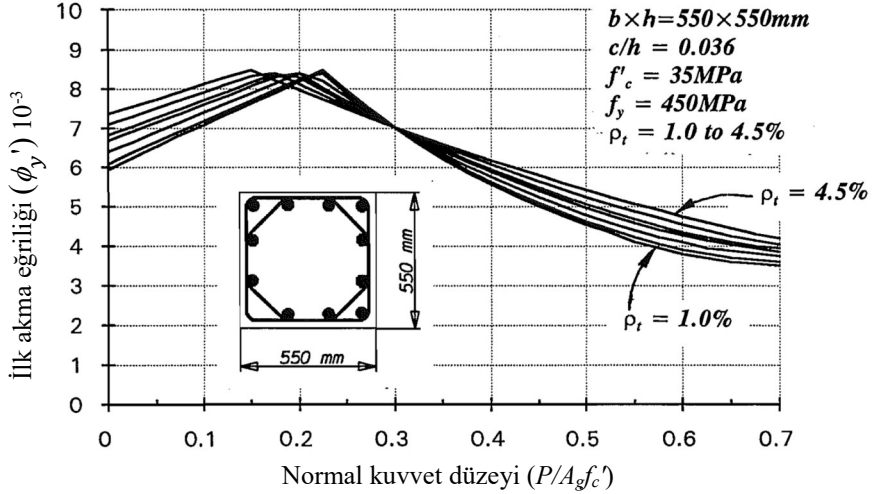


Şekil 1.7: Dairesel enkesitler için akma eğriliğinin normal kuvvet ile değişimi (Montes ve Aschleim, 2003).



Şekil 1.8: Kare enkesitler için akma eğriliğinin normal kuvvet ile değişimi (Montes ve Aschleim, 2003).

Li (1994)'de, tersinir yatay yükler etkisindeki betonarme kolonların doğrusal olmayan davranışı deneysel ve sayısal olarak incelenmiştir. Çalışmada, test edilen betonarme kolonların davranışında normal kuvvet düzeyinin ve boyuna donatı oranının etkisini incelemek amacıyla çok sayıda *moment–eğrilik* analizi gerçekleştirilmiş ve bunlara ait ilk akma eğrilikleri (ϕ_y') ve eşdeğer akma eğrilikleri (ϕ_y) belirlenmiştir (Şekil 1.9).



Şekil 1.9: Akma eğriliğinin normal kuvvet düzeyi ile değişimi (Li, 1994).

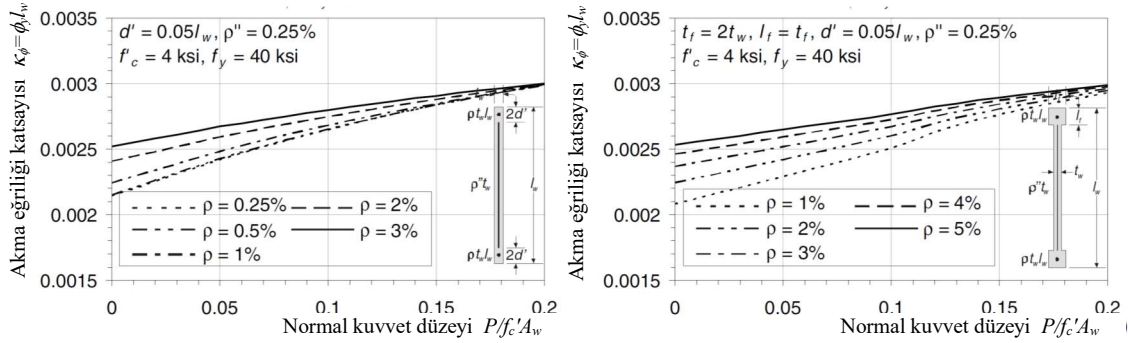
Elde edilen sonuçlar, normal kuvvet düzeyindeki değişimlerin akma eğriliğini önemli ölçüde etkilediğini göstermektedir. Normal kuvvetin düşük düzeyleri ($P/A_g f_c' \leq 0.2$) için akma durumu, tarafsız eksene en uzak donatının akmasıyla meydana gelmekte ve bu bölgede enkesitteki normal kuvvet düzeyi arttıkça akma eğriliği artmaktadır. Normal kuvvetin ilerleyen düzeyleri için ise ($P/A_g f_c' > 0.2$), akma durumu en dış beton basınç lifindeki $\epsilon_c = 0.002$ 'lik birim kısalma değerinde oluşmakta ve normal kuvvet düzeyi arttıkça, beklenildiği gibi, akma eğriliğinde azalan bir eğilim elde edilmektedir (Şekil 1.9) (Li, 1994).

Tjhin, Aschleim, ve Wallace, (2004)'de, sünek davranış gösteren betonarme konsol perde binaların tasarımında eşdeğer akma yerdeğiştirmelerin belirlenmesi için akma eğriliği nümerik olarak araştırılmıştır. Çalışmada, iki farklı geometrideki perde elemanlar için normal kuvvet düzeyi, boyuna donatı oranı, gövde donatısı oranı, beton basınç dayanımı ve donatının akma dayanımını içeren parametrik bir çalışma yürütülmüştür. İki farklı enkesit tipi için *moment–eğrilik* analizleri sonucunda,

eşdeğer akma eğriliğinin belirlenmesinde beton basınç dayanımı ve gövde donatısı oranına ait katkının minimal düzeyde olduğu belirlenmiştir. Bu tür enkesitlere sahip elemanların eşdeğer akma eğriliği için, normal kuvvet düzeyi $P/f_c'A_w$ ve donatının akma dayanımını esas alan (1.10) bağıntısının kullanılabilirliği belirtilmektedir. Bununla birlikte, önerilen bağıntı kullanılarak eşdeğer akma eğriliğinin %5–%10 arasında değişen hata oranları ile elde edilebileceği belirtilmiştir. (Şekil 1.10).

$$\kappa_\phi = 1.8\varepsilon_y + 0.0045 \frac{P}{f_c'A_w} \quad (1.10)$$

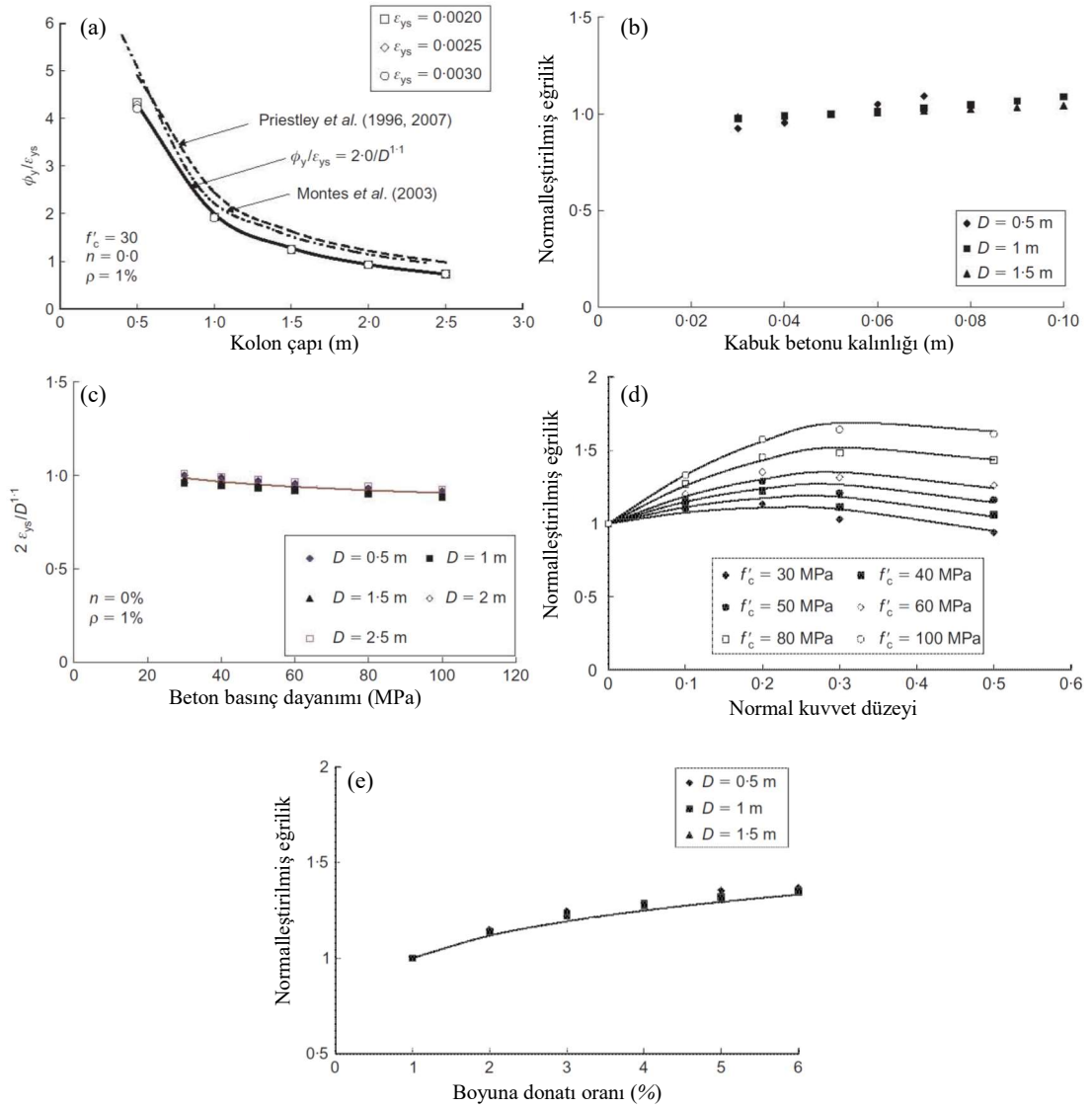
Burada; κ_ϕ eşdeğer akma eğriliğini, P normal kuvveti, f_c' beton basınç dayanımını, A_w perde enkesit alanını göstermektedir.



Şekil 1.10: İki farklı perde enkesiti için boyutsuz akma eğriliğinin normal kuvvet düzeyi ile değişimi (Tijhin vd., 2004).

Sheikh, Tsong, McCarthy ve Lam, (2010)'da, dairesel enkesitli betonarme kolonlarda eşdeğer akma eğriliğine etkiyen parametreler nümerik olarak irdelenmiş ve ayrıca, literatürdeki iki yaklaşım (Priestley, 1998 ve 2003; Montes ve Aschleim, 2003) için değerlendirmeler yapılmıştır. Bununla birlikte, eşdeğer akma eğriliğinin belirlenmesi için enkesit boyutu, boyuna donatının akma dayanımı, beton basınç dayanımı ve normal kuvvet düzeyini içeren bir bağıntı önerilmiştir. Elde edilen sonuçlar, eşdeğer akma eğriliğinin büyük ölçüde enkesit boyutuna (çapına) bağlı olduğunu ve literatürdeki mevcut yaklaşımların küçük çap değerleri için akma eğriliğini fazla belirlendiğini göstermiştir (Şekil 1.11a). Gözönüne alınan enkesit boyutları için ($D = 0.5\sim 2.5\text{m}$) kabuk betonu kalınlığının önemli bir etkisinin olmadığı da görülmüştür (Şekil 1.1b). Bununla birlikte, sadece beton basınç dayanımı değişiminin eşdeğer akma eğriliği üzerinde önemli bir etkisi olmamasına karşın,

normal kuvvet düzeyinin artan değerleri için değerlendirmeyi değiştirebilecek mertebede olduğu belirlenmiştir (Şekil 1.11c-d). $P/A_g f'_c = 0 - 0.6$ arasında gözönüne alınan farklı normal kuvvet düzeyleri için, $P/A_g f'_c = 0.3$ değerine kadar normal kuvvetin akma eğriliğini arttırdığı, bu noktadan sonra ise azaltan bir eğilimin olduğu belirlenmiştir (Şekil 1.11d). Ayrıca, boyuna donatı oranının eşdeğer akma eğriliği üzerinde önemli bir etkisinin olmadığı gözlenmiştir (Şekil 1.11e). Çalışmada çok sayıda gerçekleştirilen *moment-eğrilik* analizleri sonucunda eşdeğer akma eğriliğinin hesabı için (1.11) ve (1.12a-c) bağıntıları önerilmiştir. Dairesel enkesitli kolonlar için önerilen bağıntılar kullanıldığında eşdeğer akma eğriliğinin $\pm\%10$ hata oranı ile elde edildiği belirtilmektedir (Şekil 1.12).



Şekil 1.11: Dairesel kolon enkesitleri için eşdeğer akma eğriliğini etkileyen parametreler (Sheikh vd., 2010).

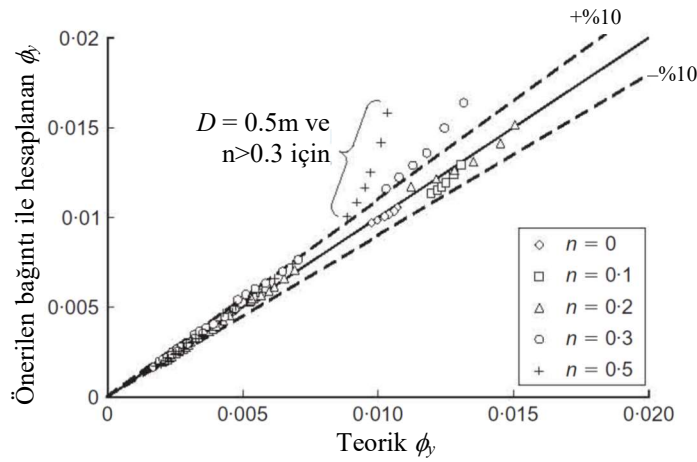
$$\phi_y = 2.0 \times \frac{\varepsilon_{ys}}{D^{1.1}} \times MF(f'_c) \times MF(n) \times MF(\rho) \quad (1.11)$$

$$MF(f'_c) = 1.25 \times f'_c{}^{-0.07} \quad (1.12a)$$

$$MF(n) = 1 + (0.041 \times f'_c - 0.26) \times n - (0.043 \times f'_c + 0.85) \times n^2 \quad (1.12b)$$

$$MF(\rho) = \rho^{0.16} \quad (1.12c)$$

Burada; ε_{ys} boyuna donatı akma dayanımını, D enkesit çapını, f'_c beton basınç dayanımını, n normal kuvvet düzeyini ve ρ boyuna donatı oranını göstermektedir.



Şekil 1.12: Önerilen ve teorik eşdeğer akma eğriliklerinin karşılaştırılması (Sheikh vd., 2010).

1.2.1 Yapılan Çalışmalara ait Kısa Bir Değerlendirme

Literatürde özellikle dairesel enkesitli betonarme kolonlar üzerinde yapılan çalışmalar sonucunda, aşağıda belirtilen parametrelerin eşdeğer akma eğriliğine ve buna bağlı olarak akma yerdeğiştirmesi ve yerdeğiştirme sünekliğine önemli etkilerinin olabildiğini göstermiştir. Bu parametrelerin bağımsız ve/veya birleşik etkilerinin DYET çerçevesinde araştırılması; yerdeğiştirme sünekliği ve taban kesme kuvveti talepleri açısından önem arz etmektedir.

- Enkesit çapı (D)
- Normal kuvvet düzeyi ($P/A_g f'_c$)
- Boyuna donatı oranı (ρ_l)
- Malzemenin karakteristik dayanımları (f'_c ve f_y)
- Kabuk betonu kalınlığı ($(D-D')/D$)

Enkesit, eleman ve sistem bazında süneklik taleplerinin belirlenmesinde doğrudan rol oynayan eşdeğer akma eğriliğinin gerçekçi elde edilmesi, farklı şekildeğiştirme düzeylerinde yapısal davranışın daha doğru ortaya konulmasına yardımcı olacaktır.

1.3 Amaç ve Kapsam

Bu tez çalışmasında, dairesel enkesitli betonarme kolonların DYET’nda eşdeğer akma eğriliğine etkileyen davranış büyüklüklerinin parametrik olarak incelenmesi amaçlanmıştır.

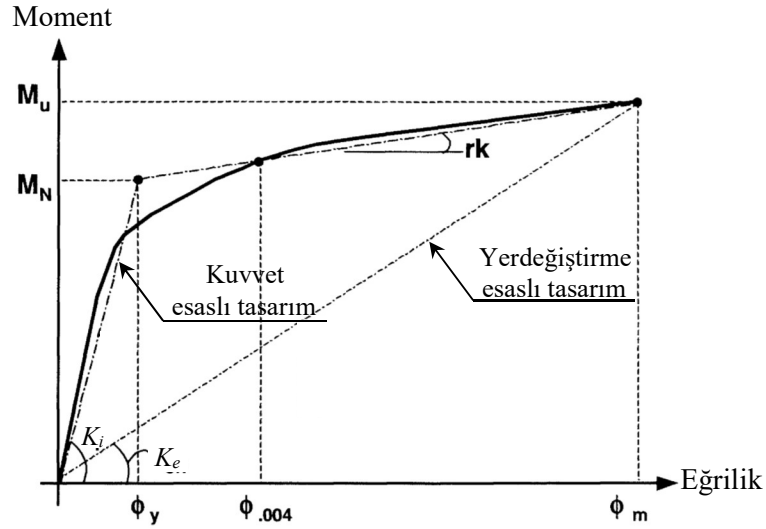
Bu çerçevede, enkesit çapı (D), normal kuvvet düzeyi ($P/A_g f_c'$), boyuna donatı oranı (ρ_l), beton basınç dayanımı (f_c') ve donatı akma dayanımının (f_y) parametrik olarak değiştirildiği 5000’in üzerinde hesap modeli oluşturulmuştur. Bu modellerin *moment–eğrilik* analizleri yapılarak eşdeğer akma eğrilikleri hesaplanmış ve ilgili davranış büyüklüklerinin bağımsız ve birleşik etkileri teorik olarak irdelenmiştir. Bununla birlikte, gözönüne alınan bu parametreler sabit tutulup enkesitteki kabuk betonu kalınlığı değiştirilerek analizler tekrarlanmış ve kabuk betonundaki değişimin eşdeğer akma eğriliği üzerindeki etkisi değerlendirilmiştir.

Ayrıca, dairesel enkesitli betonarme kolonlara ait eşdeğer akma eğriliklerinin pratik olarak belirlenmesi amacıyla literatürde önerilen yaklaşımların hangi oranda doğru sonuç verdiği, ele alınan modellerin *moment–eğrilik* analiz sonuçları esas alınarak değerlendirilmiştir.

Çalışmanın son bölümünde, gözönüne alınan parametrelere ait alt ve üst sınırlar dahilinde seçilen betonarme köprü kolonlarının *moment–eğrilik* analizlerinden ve ayrıca, literatürde önerilen pratik bağıntılardan elde edilen eşdeğer akma eğrilikleri kullanılarak, hedef yerdeğiştirme, yerdeğiştirme sünekliği ve taban kesme kuvveti talepleri DYET ilkeleri çerçevesinde iki farklı performans düzeyi (*kullanılabilirlik sınır durumu* ve *hasar kontrolü sınır durumu*) için belirlenmiş ve değerlendirilmiştir.

2. YAPILARIN DİREKT YERDEĞİŞTİRME ESASLI TASARIMI

Direkt Yerdeğiştirme Esaslı Tasarım (DYET) yöntemi, mevcut kuvvet esaslı tasarımın eksikliklerini azaltmak amacıyla özellikle son yirmi yıl içerisinde farklı yapı sistemleri üzerinde geliştirilmiştir (Calvi ve Kingsley, 1995; Priestley vd., 1996b, 2007b; Priestley, 2000, 2002, 2003; Priestley ve Kowalsky, 2000; Kowalsky, 2002; Sullivan vd., 2006; Bellini, 2009; Garcia, 2010). DYET'in kuvvet esaslı tasarımından temel farkı, yapının başlangıç elastik özellikleri (rijitlik, sönüm gibi) yerine maksimum (hedef) yerdeğiştirme davranışındaki tek serbestlik dereceli (TSD) bir sisteme ait sekant rijitliğinin ve elastik ötesi davranışta yutulan histeretik enerji ile ilişkili eşdeğer viskoz sönümün esas alınmasıdır (Şekil 2.1) (Priestley ve Kowalsky, 2000; Priestley ve Calvi, 2007; Priestley vd., 2007b).



Şekil 2.1: Kuvvet ve direkt yerdeğiştirme esaslı tasarımda gözönüne alınan rijitlik yaklaşımları.

Bu tasarım yöntemi, Gülkan ve Sözen (1974) ile Shibata ve Sözen (1976)'da ortaya konulan “*temsili yapı yaklaşımını*” esas almaktadır. DYET yaklaşımının temel hedefi, verilen bir deprem yerhareketi için öngörülen performans sınır durumunu (limit state) sağlayacak yapıyı tasarlamaktır. Bunun için, öngörülen yerdeğiştirme hedefleri

bakımından tasarım hedeflerini sağlamak için plastik mafsal (plastik kesit) bölgelerindeki gerekli dayanımlar belirlenir. Daha sonra, yapı sisteminin istenen bölgelerinde plastik şekildeğiştirmelerin oluşmasını sağlamak ve ayrıca, elastik ötesi deformasyonlara ait sünek olmayan modlardan kaçınmak amacıyla bu yöntem “*Kapasite Tasarımı Yaklaşımı*” ile birleştirilmelidir (Paulay ve Priestley, 1992; Kowalsky, 2002; Priestley vd., 2007b).

TSD’li tipik bir köprü kolonu için DYET yönteminin esasları Şekil 2.2’de özetlenmiştir. TSD sistemin iki doğru parçası ile idealleştirilmiş *yatay kuvvet – yerdeğiştirme* davranışında, K_i başlangıç elastik rijitliği, rK_i akma sonrası rijitliği, K_e hedef / tasarım yerdeğiştirme (Δ_d) düzeyindeki sekant rijitliği göstermektedir. Bununla birlikte, farklı taşıyıcı sistemler (betonarme çerçeve, betonarme köprü, çelik çerçeve, öngerilmeli elemanlar vb.) için hedef yerdeğiştirme seviyesinde yutulan eşdeğer viskoz sönüm yerdeğiştirme sünekliğine bağlı olarak belirlenmektedir (Şekil 2.2c). Sistemin hedef yerdeğiştirme davranışındaki etkin periyodu T_e , hesaplanan sönüm oranı için indirgenen elastik yerdeğiştirme davranış spektrumu yardımı ile belirlenmektedir (Şekil 2.2d). Böylece, TSD sistemin hedef yerdeğiştirmesindeki etkin sekant rijitliği K_e , (2.1) bağıntısı kullanılarak hesaplanabilir. Son olarak, tasarıma esas taban kesme kuvveti V_b , (2.2) bağıntısı ile elde edilmektedir. Burada; m_e yapının hakim titreşim modundaki etkin kütesini göstermektedir.

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (2.1)$$

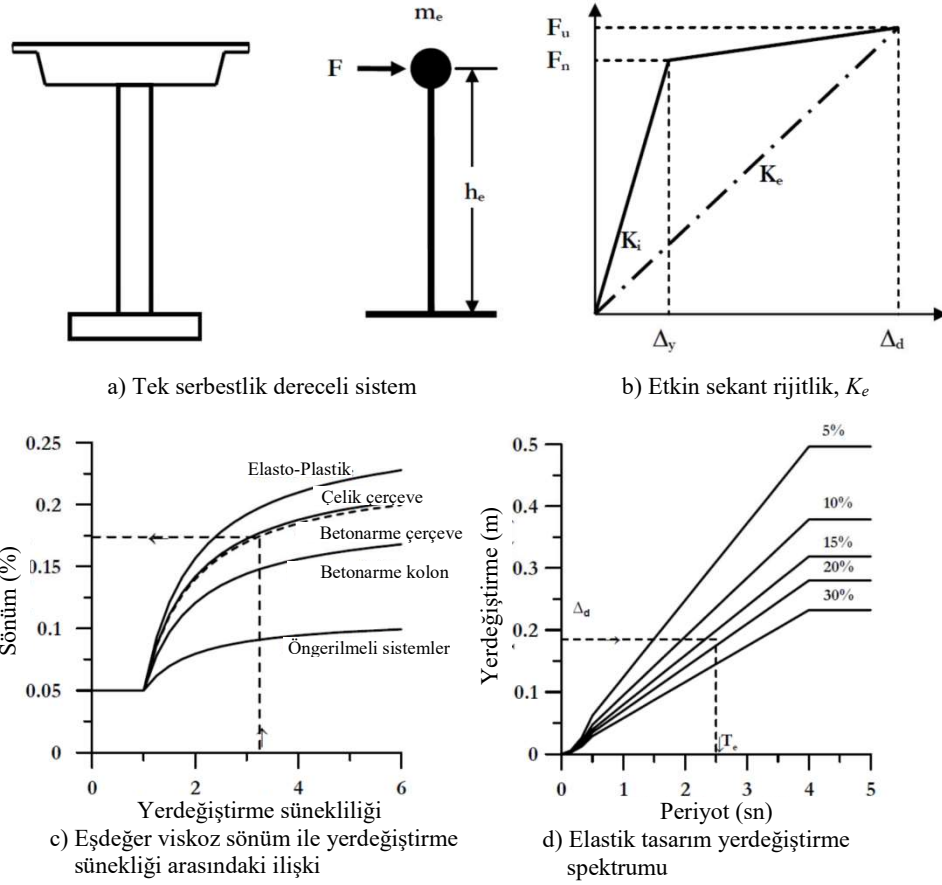
$$F = V_b = K_e \Delta_d \quad (2.2)$$

2.1 Tek Serbestlik Dereceli Sistemler için Hesap Esasları

2.1.1 Hedef Yerdeğiştirmesi

DYET yaklaşımında ilk adım Δ_d hedef yerdeğiştirmesinin belirlenmesidir. Yapı sistemine ait hedef (tasarım) yerdeğiştirmesi, genel olarak, gözönüne alınan hasar durumuna ve ayrıca, yapısal ve yapısal olmayan bileşenlerin daha kritik olup olmamasına bağlıdır. Yapısal elemanlar için hasar durumunu ifade eden performans düzeyleri (*kullanılabilirlik*, *hasar kontrolü* veya *göçmenin önlenmesi* gibi) beton ve

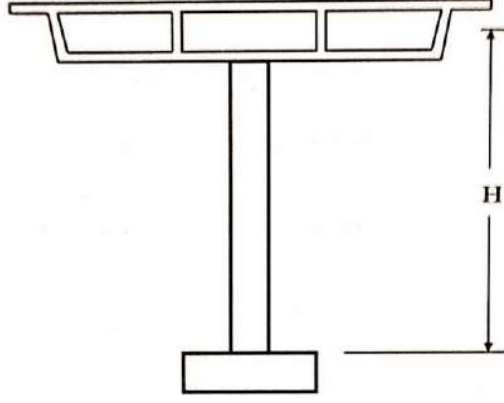
donatıdaki birim şekildeğişiklikler ile ilişkilidir. Yapısal olmayan elemanlara ilişkin hasar durumu ise genellikle öteleme bazlıdır.



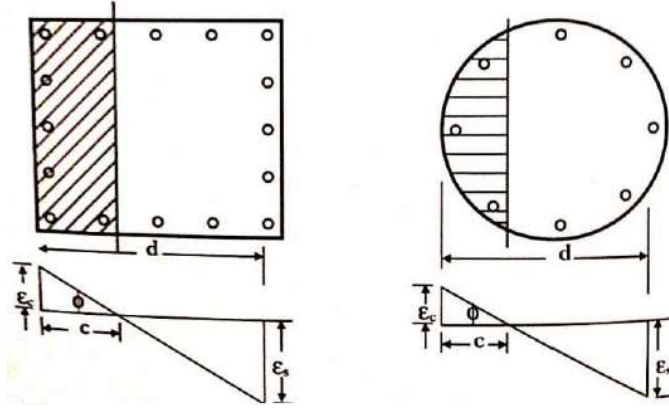
Şekil 2.2: Tek serbestlik dereceli sistem üzerindeki DYET'nin uygulama esasları.

TSD sistemin varsayımlarına en uygun yapı sistemi enine doğrultuda deprem hareketi etkisindeki düzenli bir köprüdür. Böyle bir sistem için hedef yerdeğiştirme davranışındaki birim şekildeğiştirme profili (en dış basınç lifinde birim kısalma – ϵ_c ve tarafsız eksene en uzak çekme donatısında birim uzama – ϵ_s) Şekil 2.3'de gösterilmiştir.

Öngörülen hasar düzeyini temsil eden sınır durum için TSD sistemin hedef yerdeğiştirmesi, birim şekildeğiştirme sınırlarından yararlanarak kolaylıkla hesaplanabilir. Bunun için, en dış beton basınç lifinde ve tarafsız eksene en uzak donatısındaki $\epsilon_{c,ls}$ ve $\epsilon_{s,ls}$ birim şekildeğiştirmelerin sınır eğrilik değerlerinden yararlanılarak eğrilik talepleri ($\phi_{ls,c}$ ve $\phi_{ls,s}$) (2.3 a-b) bağıntıları ile hesaplanabilir.



a) Tipik betonarme köprü kolonu



b) Kolon enkesiti ve birim şekildeğiştirme profilleri

Şekil 2.3: Tipik köprü kolonları için birim şekildeğiştirme profili ve eğrilikler (Priestley vd., 2007b).

$$\phi_{ls,c} = \varepsilon_{c,ls}/c \quad (2.3a)$$

$$\phi_{ls,s} = \varepsilon_{s,ls}/(d - c) \quad (2.3b)$$

Burada; c tarafsız eksen derinliğini, d enkesitin etkin yüksekliğini göstermektedir.

$\phi_{ls,c}$ ve $\phi_{ls,s}$ eğrilik değerlerinden küçük olanı tasarım yerdeğiştirmesinin belirlenmesinde hakim rol oynar ve sisteme ait diğer yardımcı bilgiler kullanılarak hedef yerdeğiştirmesi (2.4) bağıntısı ile hesaplanır.

$$\Delta_{d,ls} = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y(H+L_{sp})^2}{3} + (\phi_{ls} - \phi_y)L_p H \quad (2.4)$$

Burada; ϕ_{ls} gözönüne alınan sınır durum için toplam eğrilik talebidir ve $\phi_{ls,c}$ ve $\phi_{ls,s}$ 'den küçük olanı alınır. Δ_y akma yerdeğiştirmesini, Δ_p elastik ötesi yerdeğiştirmeyi, H kolon yüksekliğini, L_{sp} birim şekildeğiştirme penetrasyon uzunluğunu, L_p kolon elemanın plastik mafsal uzunluğunu göstermektedir.

Öngörölen sınır durumun ötelemeyle ($\theta_{c,ls}$) ilişkili olması halinde, (2.4) bağıntısı ile hesaplanan hedef yerdeğiştirmesi (2.5) bağıntısı ile kontrol edilmelidir. (2.4)-(2.5) bağıntıları ile hesaplanan yerdeğiştirme taleplerinden küçük olanı yapının hedef yerdeğiştirmesini verecektir.

$$\Delta_{d\theta,ls} = \theta_{c,ls}H \quad (2.5)$$

2.1.2 Akma Yerdeğiştirmesi

Eleman ve sistem bazında elastik davranışın son bulduğu ve plastik şekildeğiştirmelerin başlamasına karşı gelen akma yerdeğiştirmesinin (Δ_y) hesabı iki sebeple gereklidir. Birincisi, gözönüne alınan yapısal performans düzeyi için hedef yerdeğiştirme talebi şekildeğiştirme esaslı belirlenecek ise akma yerdeğiştirmesi mutlaka bilinmelidir. İkinci olarak, hedef yerdeğiştirme düzeyinde sistem tarafından yutulacak eşdeğer viskoz sönümün hesabında yerdeğiştirme sünekliliği, akma yerdeğiştirmesine bağlıdır (2.6). Akma yerdeğiştirmesi, elemanın geometrik ve malzeme özelliklerine bağlı olarak eşdeğer akma eğriliğinin bir fonksiyonu şeklinde ifade edilmektedir (Priestley, 2003; Priestley vd., 2007b).

$$\mu_\Delta = \Delta_d/\Delta_y \quad (2.6)$$

$$\Delta_y = \frac{\phi_y(H+L_{sp})^2}{3} \quad (\text{Tek eğrilikli eleman için}) \quad (2.7)$$

$$\Delta_y = \frac{\phi_y(H+L_{sp})^2}{6} \quad (\text{Çift eğrilikli eleman için}) \quad (2.8)$$

Betonarme enkesitin idealleştirilmiş *moment – eğrilik* davranışındaki akma durumu için, ilk olarak, beton veya donatıdaki sınır değerler (plastik şekildeğiştirmelerin betonda $\epsilon_{co} = 0.002$ 'lik birim kısalma ve/veya donatıda akma

sınırı $\varepsilon_y = f_y / E_s$) kontrol edilerek birim şekildeğiştirme profili yardımıyla ilk akma eğriliği (ϕ_y') hesaplanır. Böylece, iki doğru parçası ile idealleştirilmiş *moment–eğrilik* davranışındaki eşdeğer akma eğriliği (2.9) bağıntısı ile hesaplanabilir. Burada, ϕ_y' ve M_y , sırasıyla, ilk akma eğriliği ve akma momentini göstermektedir. M_N ise, enkesitin taşıma gücüne karşı gelen ($\varepsilon_c = 0.003-0.004$ 'lik birim kısalma değeri için) eğilme momenti değeridir.

$$\phi_y = \frac{M_N}{M_y} \phi_y' \quad (2.9)$$

Literatürde betonarme enkesitlere ait akma eğriliğinin pratik hesabı için önerilen bağıntılar, çoğunlukla donatı oranından, beton basınç dayanımından ve normal kuvvet düzeyinden bağımsızdır. Priestley (1998 ve 2003)'de önerilen eşdeğer akma eğriliği bağıntısı, sadece donatının akma birim şekildeğiştirmesi ve enkesit yüksekliklerinin bir fonksiyonu olarak verilmiştir. Farklı enkesit şekilleri için akma eğrilikleri (2.10 a-e) bağıntıları ile belirlenebilir.

$$\phi_y = 2.25 \frac{\varepsilon_y}{D} \quad (\text{Betonarme dairesel kolonlar için}) \quad (2.10a)$$

$$\phi_y = 2.10 \frac{\varepsilon_y}{h_c} \quad (\text{Betonarme dikdörtgen kolonlar için}) \quad (2.10b)$$

$$\phi_y = 2.00 \frac{\varepsilon_y}{l_w} \quad (\text{Betonarme dikdörtgen perdeler için}) \quad (2.10c)$$

$$\phi_y = 2.10 \frac{\varepsilon_y}{h_s} \quad (\text{Simetrik çelik elemanlar için}) \quad (2.10d)$$

$$\phi_y = 1.70 \frac{\varepsilon_y}{h_b} \quad (\text{Betonarme T kesitler için}) \quad (2.10e)$$

Burada; ε_y çekme donatısının akma birim şekildeğiştirmesini; D , h_c , l_w , h_s ve h_b , sırasıyla dairesel kolon, dikdörtgen kolon, perde eleman, çelik profil ve T enkesitli betonarme elemanın yüksekliğini göstermektedir.

2.1.3 Eşdeğer Viskoz Sönüm

Tasarım yönteminde, eşdeğer TSD sisteme ait yerdeğiştirme sünekliği ile eşdeğer viskoz sönüm arasındaki ilişkinin belirlenmesi gerekmektedir (Şekil 2.2c).

Eşdeğer viskoz sönüm ζ_{eq} , elastik ve histeretik sönümün toplamıyla ifade edilmektedir (2.11) (Priestley, 1998, 2003; Priestley vd., 2007b).

$$\zeta_{eq} = \zeta_{el} + \zeta_{hyst} \quad (2.11)$$

Burada; histeretik sönüm ζ_{hyst} , yapının taşıyıcı sistemine uygun tersinir çevrim modeline bağlıdır. Elastik sönüm oranı ζ_{el} ise, betonarme yapılar için 0.05, çelik yapılar için 0.02 alınabilir.

Dwairi (2004) ve Dwairi, Kowalsky ve Nau, (2007)'de, viskoz sönümün histeretik bileşeni (2.12) bağıntısı şeklinde önerilmiştir.

$$\zeta_{hyst} = C \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad (2.12)$$

Burada; C taşıyıcı sisteme ve histeretik çevrim modeline bağlı bir katsayıdır. Maksimum yerdeğiştirme davranışındaki rijitlik ve sönüm davranışının esas alındığı DYET yaklaşımında (Şekil 2.4), eşdeğer viskoz sönüm ifadesi farklı taşıyıcı sistemler için (2.13 a-f) bağıntılarında verilmiştir (Dwairi, 2004; Dwairi vd., 2007; Priestley vd., 2007b).

$$\zeta_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad \text{(BA perde binalar ve köprüler)} \quad (2.13a)$$

(Thin-Takeda çevrim modeli)

$$\zeta_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad \text{(BA çerçeve binalar)} \quad (2.13b)$$

(Large-Takeda çevrim modeli)

$$\zeta_{eq} = 0.05 + 0.577 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad \text{(Çelik çerçeve binalar)} \quad (2.13c)$$

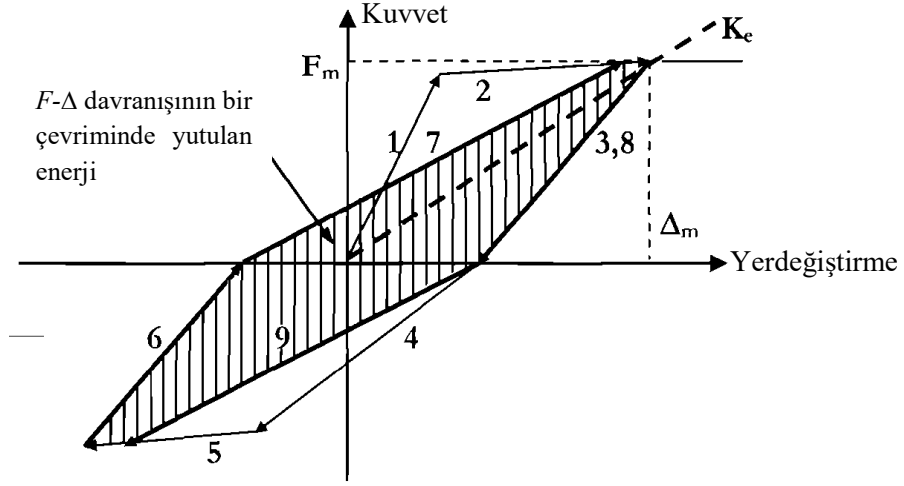
(Ramberg-Osgood çevrim modeli)

$$\zeta_{eq} = 0.05 + 0.186 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad \text{(Öngermeli sistemler)} \quad (2.13d)$$

(Ring-Spring çevrim modeli $\beta=0.35$)

$$\zeta_{eq} = 0.05 + 0.670 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad \text{(Elasto-plastik davranış gösteren sistemler)} \quad (2.13e)$$

$$\zeta_{eq} = 0.05 + 0.519 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad \text{(Pekleşen rijit-plastik davranış gösteren sistemler / } r = 0.2) \quad (2.13f)$$



Şekil 2.4: Hedef yerdeğiştirme düzeyinde histeretik sönüm ve rijitlik yaklaşımı.

2.2 Direkt Yerdeğiştirme Esaslı Tasarımın Hesabında İzlenen Yol

TSD sistemler için hesap esasları Bölüm 2.1’de verilen DYET yönteminde, belirli bir yerdeğiştirmenin sınırlaması yerine öngörülen performans düzeyine bağlı bir hedef yerdeğiştirmesi seçilir. Bu yöntemde dayanım ve rijitlik, hesaplarda birer değişken olmamakla birlikte, tasarım yönteminin son adımında ortaya çıkan bir büyüklüktür. Tipik TSD bir köprü kolonu için hesapta izlenen yol aşağıda sunulmuştur.

Adım 1: Enkesit boyutlarının başlangıçta bilinmesi halinde akma yerdeğiştirmesi (2.7) ve (2.8) bağıntıları ile hesaplanır. Boyutlarının bilinmemesi halinde Δ_y tahmin edilir.

$$\Delta_y = \frac{\phi_y(H+L_{sp})^2}{3} \quad (\text{Tek eğrilikli eleman için}) \quad (2.7)$$

$$\Delta_y = \frac{\phi_y(H+L_{sp})^2}{6} \quad (\text{Çift eğrilikli eleman için}) \quad (2.8)$$

Adım 2: Gözönüne alınan performans düzeyi için enkesitteki birim boy değişmesi sınırları (beton ve donatı çeliğinde), eleman uçlarındaki dönme ve kat ötelenmesi kriterleri veya istenilen süneklik düzeyi esas alınarak hedef yerdeğiştirme Δ_d belirlenir. Sisteme ait hedef yerdeğiştirmesinin hesabında bu parametrelerden sadece biri alınabileceği gibi tamamı da gözönünde bulundurulabilir.

$$\left. \begin{array}{l}
\text{Enkesitteki birim şekildeğiştirmeler için,} \\
\Delta_{d,ls}^1 = \Delta_y + \Delta_p \\
\text{Sistemin ötelenmesi için,} \\
\Delta_{d,ls}^2 = \theta_{c,ls} H \\
\text{Yerdeğiştirme sünekliği için,} \\
\Delta_{d,ls}^3 = \mu_{\Delta} \Delta_y
\end{array} \right\} \Delta_{d,ls} = \min. (\Delta_{d,ls}^1, \Delta_{d,ls}^2, \Delta_{d,ls}^3)$$

Adım 3: (2.6) bağıntısından yararlanılarak yerdeğiştirme sünekliği μ_{Δ} hesaplanır.

$$\mu_{\Delta} = \Delta_d / \Delta_y \quad (2.6)$$

Adım 4: Hedef yerdeğiştirme seviyesindeki eşdeğer viskoz sönüm, taşıyıcı sistemle uyumlu histeretik çevrim modeline bağlı olarak (2.13a-f) bağıntıları ile hesaplanır (Şekil 2.2c).

$$\zeta_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad \text{(BA perde binalar ve köprüler)} \quad (2.13a)$$

(Thin-Takeda çevrim modeli)

$$\zeta_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad \text{(BA çerçeve binalar)} \quad (2.13b)$$

(Large-Takeda çevrim modeli)

$$\zeta_{eq} = 0.05 + 0.577 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad \text{(Çelik çerçeve binalar)} \quad (2.13c)$$

(Ramberg-Osgood çevrim modeli)

$$\zeta_{eq} = 0.05 + 0.186 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad \text{(Öngermeli sistemler)} \quad (2.13d)$$

(Ring-Spring çevrim modeli $\beta=0.35$)

$$\zeta_{eq} = 0.05 + 0.670 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad \text{(Elasto-plastik davranış gösteren sistemler)} \quad (2.13e)$$

$$\zeta_{eq} = 0.05 + 0.519 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad \text{(Pekleşen rijit-plastik davranış gösteren sistemler / } r = 0.2) \quad (2.13f)$$

Adım 5: Tek serbestlik dereceli sistemin etkin periyodu T_e , hesaplanan sönüm oranına bağlı olarak indirgenmiş elastik yerdeğiştirme spektrumu kullanılarak (2.14) bağıntısı ile belirlenir (Şekil 2.2d).

$$T_e = T_c \frac{\Delta_d}{\Delta_{c,5\%}} \left(\frac{0.02 + \zeta}{0.07} \right)^{\alpha} \quad (2.14)$$

Burada; T_c %5 sönümlü elastik yerdeğiştirme davranış spektrumundaki geçiş periyodunu, $\Delta_{c,5\%}$ elastik yerdeğiştirme spektrumunun köşe periyoduna karşılık gelen yerdeğiştirme değerini, ζ eşdeğer viskoz sönüm oranını, α yapının faya olan uzaklığına bağlı indirgeme katsayısını göstermektedir. Bu katsayı, normal fay için 0.5, uzak fay için 0.25 alınabilir (Eurocode – 8, 2003).

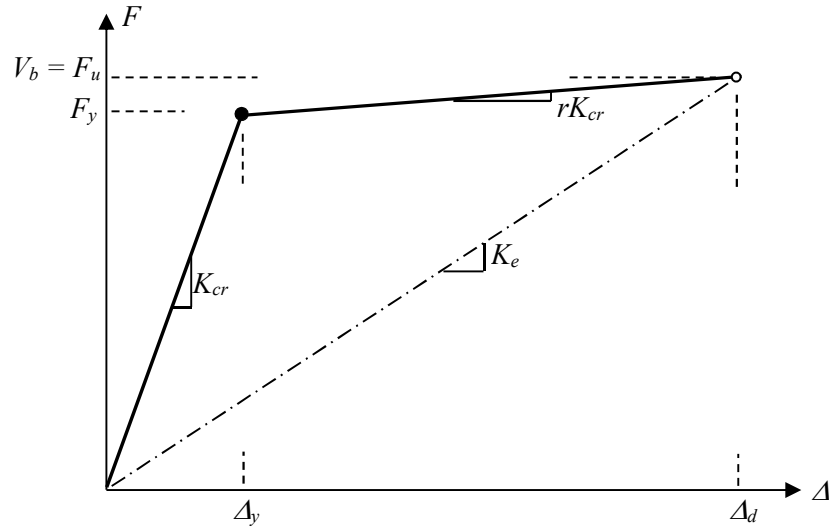
Adım 6: Etkin periyot T_e , hedef yerdeğiştirmesi Δ_d ve yapının kütlesi m_e 'den yararlanılarak sistemin hedef yerdeğiştirme seviyesindeki etkin sekant rijitliği K_e ve taban kesme kuvveti V_b , sırasıyla, (2.1) ve (2.2) bağıntılarıyla hesaplanır. *Kuvvet – yerdeğiştirme* davranışındaki akma dayanımı (F_y) ise, (2.15) bağıntısı kullanılarak hesaplanır (Şekil 2.5).

$$K_e = 4\pi^2 \frac{m_e}{T_e^2} \quad (2.1)$$

$$V_b = K_e \Delta_d \quad (2.2)$$

$$F_y = \frac{V_b}{r\mu - r+} \quad (2.15)$$

Burada; r *kuvvet – yerdeğiştirme* davranışının akma sonrası rijitliğini tanımlayan çarpandır.



Şekil 2.5: TSD bir sistemin kuvvet – yerdeğiştirme davranışı.

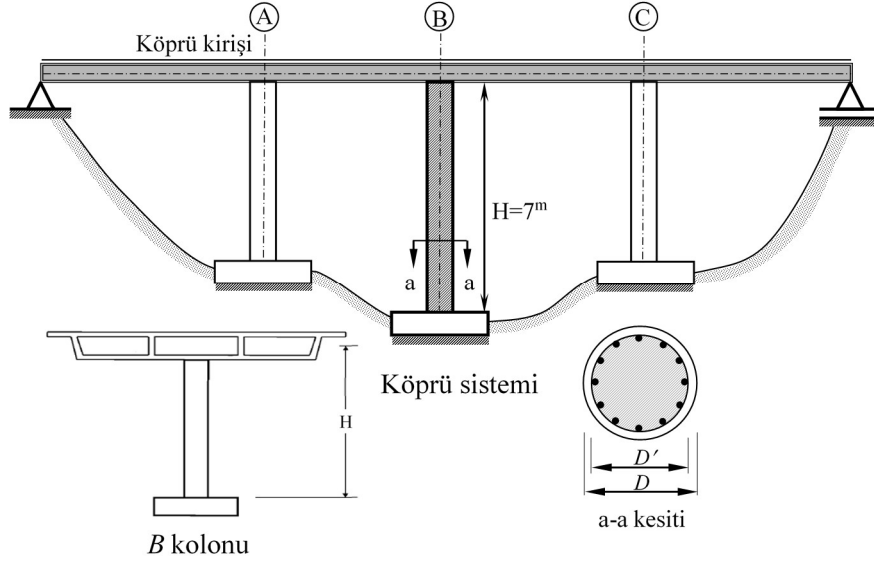
Adım 7: Hesabın başlangıcında öngörülen performans düzeyine karşı gelen Δ_d yerdeğiştirmesi için tasarım momenti hesaplanır (2.16). Daha sonra, malzeme özellikleri, enkesitteki normal kuvvet düzeyi, yönetmeliklerdeki enine/boyuna donatı koşulları ve kapasite tasarım esasları gibi kriteriyumlar uygulanarak tasarım tamamlanır.

$$M = V_b h_e \quad (2.16)$$

Enkesit boyutlarının başlangıçta bilinmesi halinde tasarım yönteminde iterasyona gerek yoktur ve verilen hesap adımlarının bir kez uygulanması yeterlidir. Enkesit boyutlarının bilinmemesi halinde, bir ardışık yaklaşım uygulanır. Bunun için ilk olarak, Δ_y akma yerdeğiştirmesi tahmin edilir. Daha sonra, hesaplanan süneklik ve sönüm değerlerine bağı olarak yukarıdaki hesap adımları uygulanır. Tasarım için ardışık yaklaşımın bir kez uygulanması çoğunlukla yeterlidir.

2.3 Sayısal Örnek

DYET yaklaşımının hesap adımlarını göstermek amacıyla Şekil 2.5’de gösterilen TSD betonarme köprü kolonunun hasar kontrolü (*damage control*) sınır durumu için tasarım taban kesme kuvveti talebi hesaplanacaktır. Analizde TBDY (2018)’da 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan tasarım deprem yerhareketi için elde edilen %5 sönümlü yerdeğiştirme spektrumu esas alınacaktır. Hasar kontrolü sınır durumu için hedef yerdeğiştirme talebinin belirlenmesinde birim şekildeğiştirme değerleri ($\mathcal{E}_{c,DC}$ ve $\mathcal{E}_{s,DC}$) esas alınmıştır. Dairesel enkesitli köprü kolonu için DYET’da gözönüne alınan parametreler Tablo 2.1’da özetlenmiştir.



Şekil 2.6: İncelenen betonarme köprü sistemi ve kolonu enkesiti.

Tablo 2.1: Köprü sisteminin DYET’nda gözönüne alınan parametreler.

Parametre	
Çap (D)	1250 mm
Yükseklik (H)	7 m
Paspayı oranı (A_c/A_g)	0.80
Boyuna donatı ve oranı	24#8 ($\rho_l = \%1.0$)
Beton basınç dayanımı (f'_c)	20 MPa
Donatının akma ve çekme dayanımı	$f_y = 410$ MPa ; $f_u = 615$ MPa
Normal kuvvet düzeyi ($P/A_g f'_c$)	0.10
Elastisite modülü (E_s)	200000 MPa
Ağırlık (W)	2454.4 kN
Histeretik model	Thin-Takeda
Sınır durumu	Hasar kontrolü performans düzeyi $\mathcal{E}_{c,DC} = 2\mathcal{E}_{cu}/3 = 0.027$ veya $\mathcal{E}_{s,DC} = 0.06$

Adım 1: İlk olarak, kolon enkesitindeki plastik şekildeğişmelerin başlangıcını ifade eden akma eğriliği ve buna bağlı akma yerdeğiştirmesi hesaplanır.

$$\phi_y = 0.00375 \text{ 1/m} \quad (\text{moment-eğrilik analizinden})$$

$$L_{sp} = 0.022 * f_y * d_b = 0.022 * 410 * \frac{25.4}{1000} = 0.229 \text{ m}$$

$$L_{eff} = H + L_{sp} = 7 + 0.229 = 7.229 \text{ m}$$

$$\Delta_y = \frac{\phi_y (H + L_{sp})^2}{3} = \frac{0.375 \times 7.229^2}{3} = 0.06533 \text{ m} \quad (2.7)$$

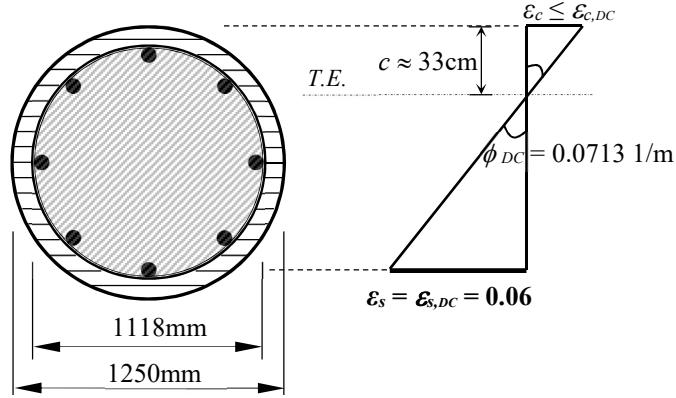
Adım 2: *Hasar kontrolü* sınır durumuna karşı gelen birim şekildeğiştirme sınırları esas alınarak ($\varepsilon_{c,DC} = 2\varepsilon_{cu}/3 = 0.027$; $\varepsilon_{s,DC} = 0.06$) toplam eğrilik talebi ve daha sonra hedef yerdeğiştirmesi (2.3b) ve (2.4) bağıntıları ile hesaplanır.

Hasar kontrolü sınır durumu için, enkesitteki $\varepsilon_{s,DC} = 0.06$ 'lık donatı birim şekildeğiştirme sınırı belirleyici olmuştur (Şekil 2.7).

$$\phi_{DC} = \frac{\varepsilon_{s,DC}}{d-c} = 0.0713 \text{ 1/m} \quad (2.3b)$$

$$\Delta_{d,DC} = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y(H+L_{sp})^2}{3} + (\phi_{DC} - \phi_y)L_pH \quad (2.4)$$

$$\Delta_{d,DC} = 0.06533 + (0.0713 - 0.00375) \times 0.789 \times 7 = 0.4385m$$



Şekil 2.7: Hasar kontrolü sınır düzeyi için enkesitteki şekildeğiştirme profili.

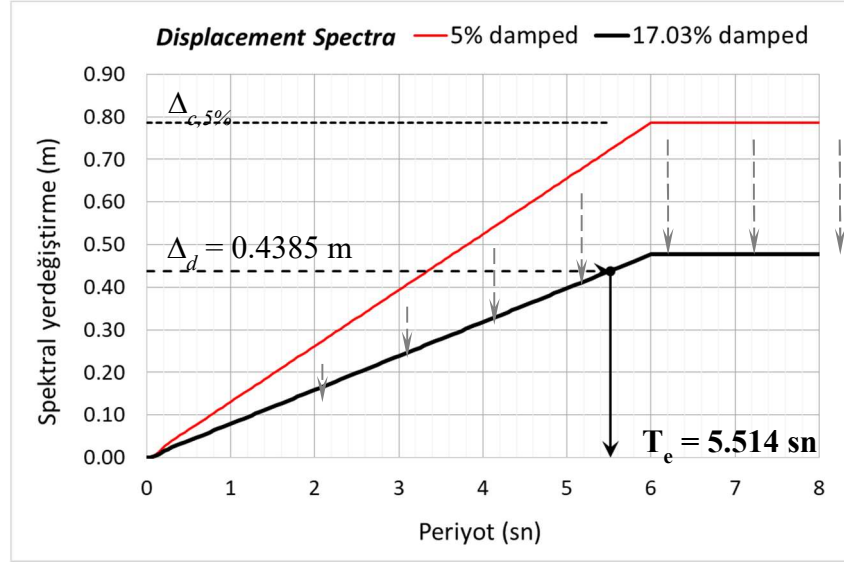
Adım 3: (2.6) bağıntısından yararlanılarak kolonun hedef yerdeğiştirme talebindeki yerdeğiştirme sünekliği hesaplanır.

$$\mu_{\Delta} = \Delta_d / \Delta_y = 0.4385 / 0.06533 = 6.71 \quad (2.6)$$

Adım 4: Hedef yerdeğiştirme seviyesindeki elastik ve histeretik sönümün toplamı olan eşdeğer viskoz sönüm, *Thin-Takeda* histerik çevrim modeli için (2.13a) bağıntısı ile hesaplanmıştır.

$$\zeta_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) = 0.05 + 0.444 \left(\frac{6.71-1}{6.71 \times \pi} \right) = \%17.03 \quad (2.13a)$$

Adım 5: Hesaplanan sönüm oranı için indirgenen elastik yerdeğiştirme spektrumu kullanılarak hedef yerdeğiştirmeye karşı gelen sistemin etkin periyodu $T_e = 5.514 \text{ sn}$ olarak hesaplanmıştır (Şekil 2.8). Örnek kapsamında, TBDY (2018)'daki *tasarım depremi* için elde edilen ivme ve yerdeğiştirme spektrumlarına ait karakteristik değerler Tablo 2.2'de verilmiştir.



Şekil 2.8: İndirgenmiş elastik yerdeğiştirme spektrumu.

Tablo 2.2: %5 sönümlü ivme yerdeğiştirme spektrumlarına ait karakteristik değerler.

S_S (g)	S_I (g)	F_S	F_1	S_{DS} (g)	S_{D1} (g)	T_A (sn)	T_B (sn)	T_L (sn)	$\Delta_{c,5\%}$ (m)
0.85	0.21	0.90	0.80	0.765	0.168	0.044	0.22	6	0.787

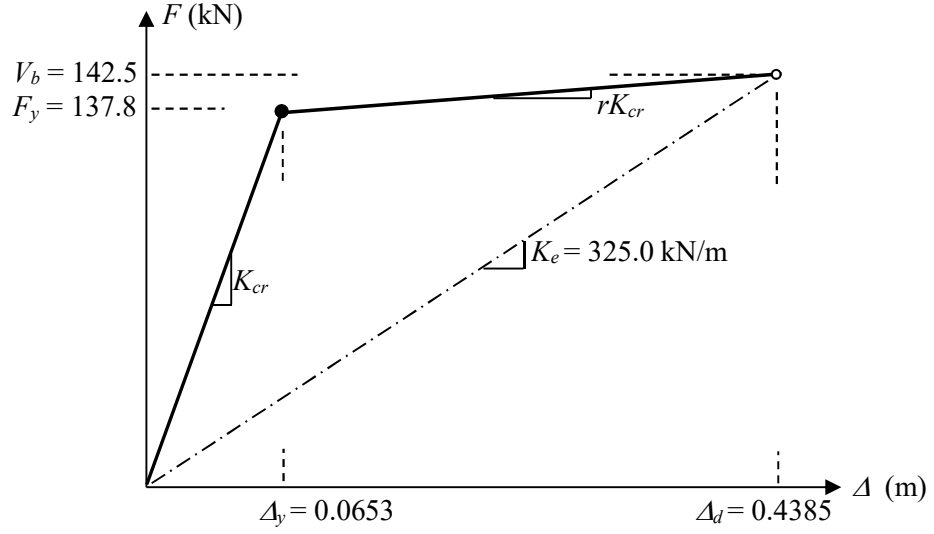
Adım 6: TSD sistemin maksimum yerdeğiştirme talebindeki etkin rijitliği K_e ve taban kesme kuvveti V_b , sırasıyla, (2.1) ve (2.2) bağıntıları ile hesaplanır. Daha sonra, *kuvvet – yerdeğiştirme* davranışının akma dayanımı F_y , (2.15) bağıntısı kullanılarak elde edilir (Şekil 2.9).

$$K_e = 4\pi^2 \frac{m_e}{T_e^2} = 4\pi^2 \frac{2454.4}{9.8087 \cdot 5.514^2} = 325.0 \text{ kN/m} \quad (2.1)$$

$$V_b = K_e \Delta_d = 325.0 \cdot 0.4385 = 142.5 \text{ kN} \quad (2.2)$$

$$r \approx 0.006 \quad (\text{moment-eğrilik analizinden})$$

$$F_y = \frac{V_b}{r\mu - r + 1} = \frac{142.51}{6.71 \cdot 0.006 - 0.006 + 1} = 137.8 \text{ kN} \quad (2.15)$$



Şekil 2.9: Sistemin hesaplanan kuvvet – yerdeğiştirme davranışı.

Adım 7: Hesabın başlangıcında öngörülen performans düzeyine karşı gelen Δ_d yerdeğiştirmesi için tasarım momenti hesaplanır (2.16). Daha sonra, malzeme özellikleri, enkesitteki normal kuvvet düzeyi, yönetmeliklerdeki enine/boyuna donatı koşulları ve kapasite tasarım esasları gibi kriteriyumlar uygulanarak tasarım tamamlanır.

$$M = V_b h_e = 142.51 * 7 = 997.57 \text{ kNm} \quad (2.16)$$

3. BETONARME ENKESİTLERDE EŞDEĞER AKMA EĞRİLİĞİNİN BELİRLENMESİ

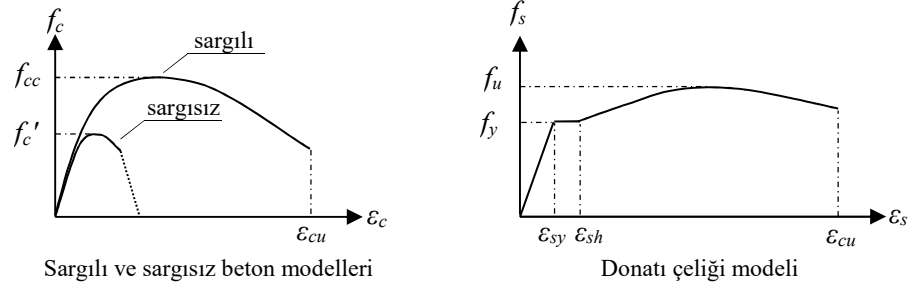
Betonarme bir enkesitin çatlama, elastik ve elastik sonrası (plastik) davranışının belirlenmesi, akma ve taşıma gücü arasındaki herhangi bir sınır durumda (*kullanılabilirlik, hasar kontrolü, can güvenliği* vb.) şekildeğiştirme durumunun belirlenmesi ve ayrıca, gözönüne alınan eleman için *kuvvet – deformasyon – süneklik* ilişkisinin belirlenmesi amacıyla *moment – eğrilik* analizine ihtiyaç duyulur. Bununla birlikte, öngörülen sınır durum için donatıda burkulmanın olup olmadığı, kesme kapasitesinin aşılp aşılmadığını kontrol etmek için de *moment – eğrilik* analizinden yararlanır.

Moment – eğrilik analizi sadece belirli bir noktadaki davranışın belirlenmesi için değil, aynı zamanda davranışın ilk adımından başlayarak (çatlak öncesi) akma noktasına kadar giden ve daha sonra, enkesitte aşırı hasarların olduğu taşıma gücü durumuna kadar çok sayıdaki şekildeğiştirme durumu için enkesit analizini (doğrusal / doğrusal olmayan) içerir.

3.1 Varsayımlar

DYET yaklaşımında elemana ait dayanım ve şekildeğiştirme karakteristiklerinin belirlenmesi için *moment – eğrilik* analizlerine ihtiyaç duyulur. Çalışma kapsamındaki analizlerde yapılan başlıca varsayımlar aşağıda özetlenmiştir.

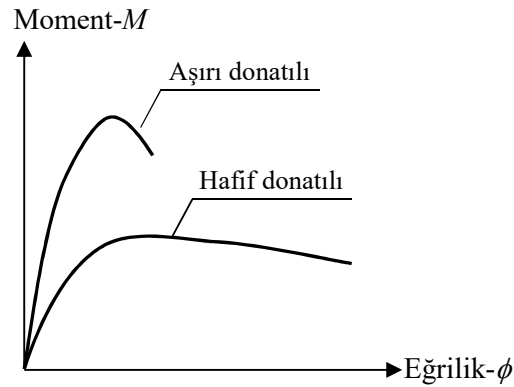
- Dik kesit şekildeğiştirdikten sonrada düzlem kalmaktadır (*Bernoulli – Navier hipotezi*).
- Çatlama betonun çekme dayanımı ihmal edilmiştir.
- Beton ve donatı çeliği arasında tam aderans bulunmaktadır.
- Malzemenin *gerilme – şekildeğiştirme* bağıntısı için; kabuk betonunda sargısız beton modeli, göbek betonu için sargılı beton modeli Mander, Priestley, ve Park, (1988a-b), donatı çeliği için ise pekleşmeyi gözönüne alan King, Priestley ve Park, (1986)'daki model esas alınmıştır (Şekil 3.1).



Şekil 3.1: Beton ve donatı için gerilme – şekildeğiştirme bağıntıları.

3.2 Betonarme Enkesitlerin Moment–Eğrilik Davranışı

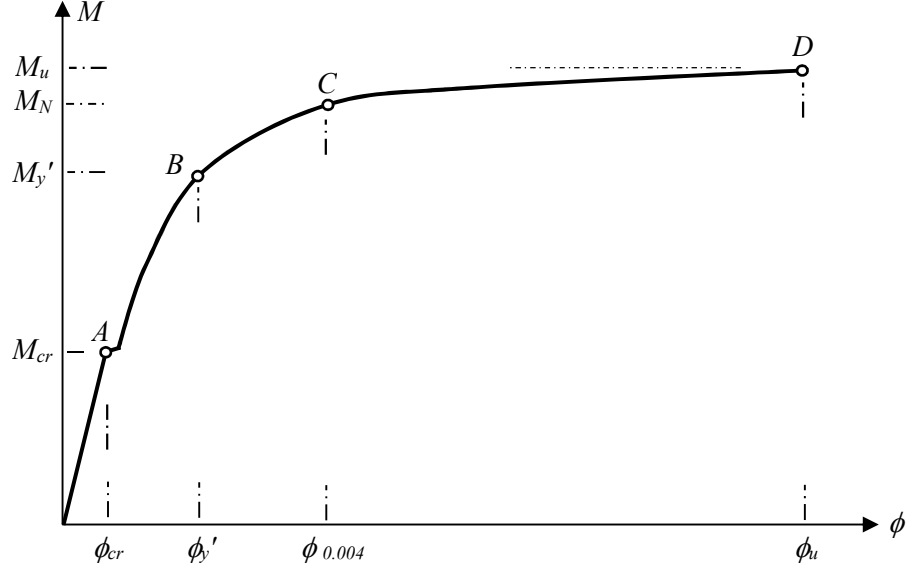
Tek donatılı betonarme bir kiriş enkesitine ait tipik *moment – eğrilik* bağıntısı Şekil 3.2’de görülmektedir. Enkesitte çatlak sonrası davranış büyük ölçüde donatı miktarına bağlıdır. Hafif donatılı betonarme enkesitlerde *moment – eğrilik* bağıntısı çeliğin akma noktasına kadar neredeyse doğrusal davranış göstermektedir. Bu tür elemanlarda plastik şekildeğiştirmeler çoğunlukla çekme donatısının akmasıyla başlar ($\epsilon_s = \epsilon_{sy}$) ve sabit eğilme momenti bölgesindeki eğrilikte bir miktar artış meydana gelir. Buna bağlı olarak, eğilme momenti maksimumuna doğru yavaşça artan bir eğilim gösterir ve bu noktadan sonra azalır (Şekil 3.2). Diğer taraftan aşırı donatılı betonarme enkesitlerde, plastik şekildeğiştirmeler en dış beton lifinde $\epsilon_c = \epsilon_{co} = 0.002$ ’lik birim kısalma ile meydana geleceğinden *moment – eğrilik* analizi doğrusal olmayan bir karakter gösterir. Elemanda yeterli sargı donatısı bulunmaması halinde, çekme donatısı akmadan önce küçük bir eğrilik değerinde moment taşıma kapasitesinde önemli bir azalma ve hemen sonrasında beton ezilmesi ile göçme durumu oluşur (Şekil 3.2) (Park ve Paulay, 1975)



Şekil 3.2: Donatı oranının moment – eğrilik davranışına etkisi (Park ve Paulay, 1975).

İlk olarak çekme donatısının aktığı tipik bir kiriş enkesiti için *moment – eğrilik* bağıntısı Şekil 3.3’de verilmiştir. Grafik üzerindeki bölgeleri tanımlayan durumlar aşağıda açıklanmıştır.

- ϕ_{cr} ve M_{cr} ’ye karşı gelen *A* noktası, enkesitin en dış çekme lifinde çatlakların başladığı durumdur (Şekil 3.3). Bu noktada, çekme lifindeki normal gerilmenin betonun çekme dayanımına eşit olduğunda meydana geldiği kabul edilmektedir. ϕ_{cr} ’ye karşı gelen eğilme momentinin hesabında, beton enkesitin homojen olduğu ve betonun *gerilme – şekildeğiştirme* bağıntısının *doğrusal – elastik* olduğu kabul edilebilir (Çakıroğlu ve Özer, 1980).
- ϕ_y ’ ve M_y ’ye karşı gelen *B* noktası ise, tarafsız eksene en uzak çekme donatısında veya betonun en dış basınç lifinde plastik şekildeğiştirmelerin başlamasına karşı gelmektedir (Şekil 3.3). Bilindiği üzere betonarme bir enkesitte plastik şekildeğiştirmelerin betonda $\epsilon_{co}=0.002$ ’lik birim kısalma değerinde, donatıda ise akma sınırında ($\epsilon_{sy} = f_y/E$) başladığı gözönünde tutulmaktadır. Bu noktadaki M_y eğilme momentinin hesabında betonun çekme dayanımı gözönüne alınmaz (Çakıroğlu ve Özer, 1980).
- *Moment – eğrilik* grafiğinde eğrilik değeri artarak *C* ile gösterilen nominal momente (M_N) ulaşıldığında, en dış beton basınç lifinde $\epsilon_c = 0.004$ (bazı yönetmeliklerde $\epsilon_c = 0.003-0.0035$) ve/veya çekme donatısında $\epsilon_s = \epsilon_{sh}$ birim boy değişimleri oluşur. Sargısız enkesitler için M_N değeri, taşıma gücüne karşı gelir ve bu noktadan sonra beton ezilerek kırılır. Sargılı enkesitlerde ise betonun yüksek şekildeğiştirme kapasitesi sayesinde davranış devam eder (Şekil 3.3).
- ϕ_u ve M_u ’ya karşı gelen *D* noktasında, enkesitin en dış beton basınç lifinde $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ ve/veya tarafsız eksene en uzak donatıda $\epsilon_s = \epsilon_{su}$ birim boy değişimi sınırına ulaşılır. Elemanda kırılma betonda ezilme veya donatıda kopma ile meydana gelir (Şekil 3.3).



Şekil 3.3: Betonarme bir enkesit için tipik moment – eğrilik davranışı.

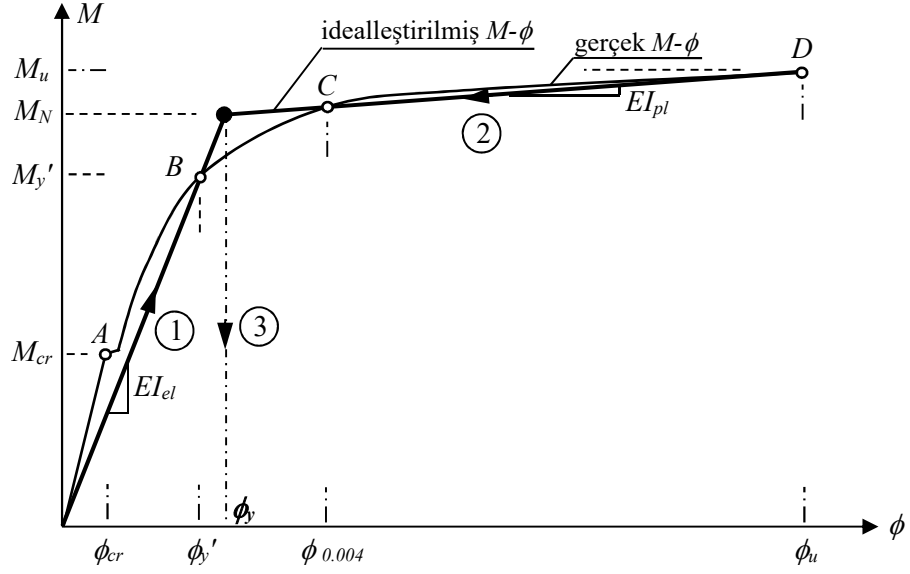
3.3 Eşdeğer Akma Eğriliğinin Hesabı

Hesaplarda kolaylık sağlamak amacıyla betonarme enkesitlerin *moment – eğrilik* davranışları, elastik ve elastik sonrası (plastik kısım) olmak üzere iki doğru parçası şeklinde idealleştirilebilir. İdealleştirilmiş grafiğinin elastik kısmını oluşturan etkin rijitlik değeri, başlangıçtan ilk akma noktası *B*'ye kadar (ϕ_y' , M_y') birleştirilir. Daha sonra, bu doğru parçası nominal moment taşıma kapasitesi adı verilen *C* noktasına kadar ekstrapole edilir ve elde edilen eğriliğe *eşdeğer akma eğriliği* (ϕ_y) denir. Böylece, eşdeğer akma noktası (ϕ_y , M_N) ve kırılma durumuna karşı gelen *D* noktası (ϕ_u , M_u) birleştirilerek idealleştirilmiş bağıntının plastik kısmı belirlenmiş olur (Şekil 3.4). Eşdeğer akma eğrilinin hesabı için (3.1) bağıntısı da kullanılabilir. İdealleştirilmiş *moment – eğrilik* bağıntısının elastik ve plastik kısımlarına ait rijitlikler, sırasıyla, (3.2-3.3) bağıntılarıyla hesaplanabilir (Priestley vd., 2007b).

$$\phi_y = \frac{M_N}{M_y'} \phi_y' \quad (3.1)$$

$$EI_{el} = \frac{M_y'}{\phi_y'} = \frac{M_N}{\phi_y} \quad (3.2)$$

$$EI_{pl} = \frac{M_u - M_N}{\phi_u - \phi_y} \quad (3.3)$$

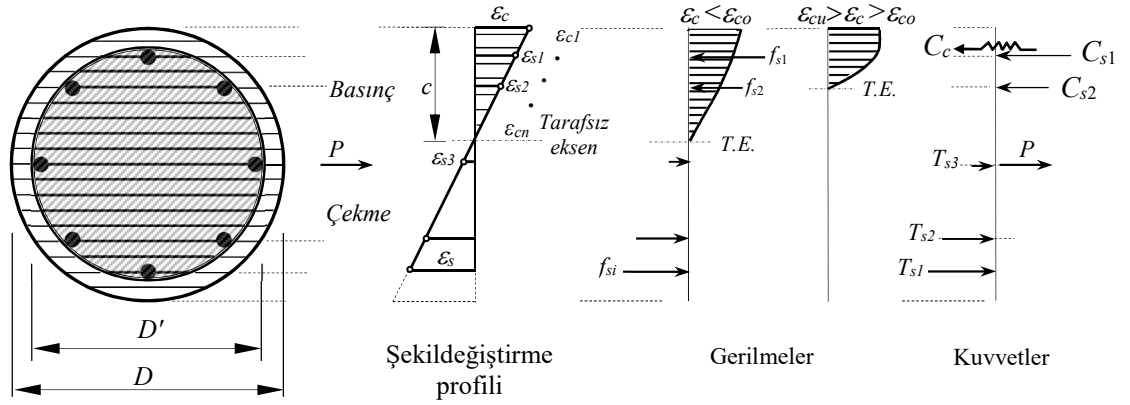


Şekil 3.4: Moment – eğrilik grafiğinin iki doğru parçalı idealleştirilmesi.

3.4 Teorik Moment–Eğrilik Analizi

Eğilme momenti ve normal kuvvet etkisindeki betonarme bir enkesit için teorik *moment – eğrilik* davranışı enkesitteki şekildeğiştirme profili, kuvvet dengesi ve malzemenin *gerilme – şekildeğiştirme* bağıntılarından yararlanılarak belirlenebilir.

Bunun için ilk olarak, en dış basınç lifindeki ε_c birim kısalmasına ait başlangıç değeri (örneğin; $\varepsilon_c=0.0001\sim 0.0005$ arasında seçilebilir) ve tarafsız eksen derinliğinin (c) tahmin edilen değeri için donatılardaki birim boy değişimleri ($\varepsilon_{s1}, \varepsilon_{s2}, \varepsilon_{s3}, \dots \varepsilon_{si}$) şekildeğiştirme profilinden elde edilir. Daha sonra, donatılardaki birim şekildeğiştirmelere karşı gelen $f_{s1}, f_{s2}, f_{s3}, \dots f_{si}$ gerilmeleri donatı çeliğinin *gerilme – şekildeğiştirme* bağıntısından elde edilebilir (Şekil 3.5). King vd. (1986)'da önerilen model için donatıda oluşacak gerilmeler (3.4 a-e) bağıntıları ile hesaplanabilir. Böylece, çekme ve basınç donatılarında oluşacak kuvvetler ($C_{s1}, C_{s2}, C_{s3}, \dots C_{si}$) ($T_{s1}, T_{s2}, T_{s3}, \dots T_{si}$), gerilme ve donatı alanına bağlı olarak belirlenebilir (3.5 a-b).



Şekil 3.5: Teorik moment-eğrilik bağıntısının elde edilmesi (Park ve Paulay, 1975).

$$f_{si} = E_s \varepsilon_{si} \quad (\varepsilon_{si} < \varepsilon_{sy}) \quad (3.4a)$$

$$f_{si} = f_y \quad (\varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_{si} \leq \varepsilon_{sh}) \quad (3.4b)$$

$$f_{si} = f_y \left(\frac{m(\varepsilon_{si} - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_{si} - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_{si} - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right) \quad (\varepsilon_{sh} < \varepsilon_{si} \leq \varepsilon_{sm}) \quad (3.4c)$$

$$m = \frac{\left(\frac{f_u}{f_y}\right)(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (3.4d)$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (3.4e)$$

$$C_{si} = f_{si} A_{si} \quad (\text{basınç}) \quad (3.5a)$$

$$T_{si} = f_{si} A_{si} \quad (\text{çekme}) \quad (3.5b)$$

Beton basınç bölgesindeki gerilme dağılımı Şekil 3.5'de olduğu gibi şekildeğiştirme profilinden elde edilir. En dış basınç lifindeki ε_c birim şekildeğiştirmesi için bileşke beton basınç kuvveti C_c , (3.6) bağıntısı yardımıyla hesaplanır.

$$C_c = \alpha f'_c b c \quad (3.6)$$

Burada; α bileşke kuvvetin yerini belirleyen bir parametreyi, b enkesit genişliğini, f'_c betonun karakteristik basınç dayanımını göstermektedir.

Beton basınç bölgesindeki kuvvetlerin belirlenmesinde, enkesitin dilimlere ayrılması daha uygulanabilir bir yöntemdir. Bu yaklaşımda, enkesitin sargısız ve sargılı beton bölgeleri eşit kalınlıkta dilimlere (Δ_i) ayrılarak her bir dilimin merkezindeki; birim boy değişimleri (ε_{ci}) birim şekildeğiştirme profilinden, beton gerilmeleri ilgili malzeme modelinden ve beton kuvvetleri seçilen dilim kalınlığı (Δ_i) ile beton gerilmesinin çarpımıyla elde edilir (Şekil 3.5). Daha sonra, her bir beton dilimindeki basınç kuvvetleri toplanarak bileşke basınç kuvveti C_c hesaplanır.

Enkesitin çekme ve basınç bölgesindeki kuvvetler belirlendikten sonra (3.7) bağıntısı kullanılarak kuvvetlerin dengesi kontrol edilir. Denge denkleminin sağlamaması halinde, başlangıçta seçilen tarafsız eksen derinliği değiştirilerek kuvvetler dengesi sağlanıncaya kadar ardışık yaklaşım yoluna gidilir.

$$\sum C_{ci} + \sum C_{si} = \sum T_{ci} + \sum T_{si} + P \quad (3.7)$$

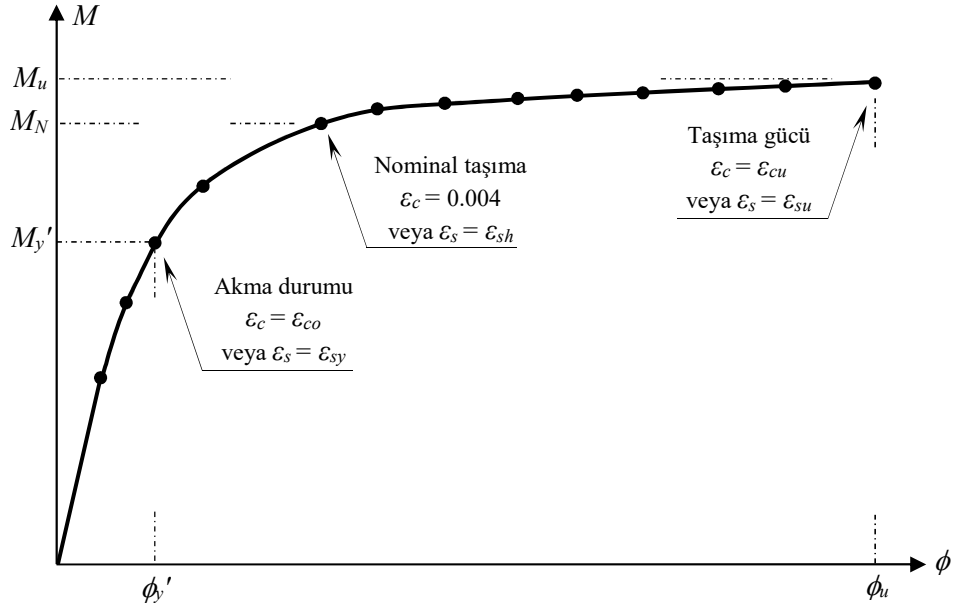
Burada; C_{ci} basınç bölgesindeki bileşke beton kuvvetini, C_{si} basınç donatılarındaki kuvveti, T_{ci} çekme bölgesindeki beton basınç kuvvetini (betonun çekme dayanımı ihmal edildiği için $T_{ci} = 0$ alınabilir), T_{si} çekme donatılarındaki kuvvet ve P normal kuvveti göstermektedir.

Betonarme enkesitte denge denkleminin sağlandığı tarafsız eksen derinliği (c) için ε_c birim şekildeğiştirmesine karşı gelen eğrilik değeri (3.8a-b) bağıntıları ile hesaplanabilir. Daha sonra, enkesitte herhangi bir noktaya göre moment alınarak eğilme momenti hesaplanır.

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_c}{c} \quad (3.8a)$$

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_s}{d-c} \quad (3.8b)$$

En dış basınç lifindeki beton birim şekildeğiştirmesinin artan değerleri için yukarıda verilen hesap esasları tekrarlanarak, her bir ε_c değerine karşı gelen moment ve eğrilik değerleri hesaplanır. Böylece, sabit bir P normal kuvvet için *moment – eğrilik* bağıntısı adım adım belirlenir (Şekil 3.6).



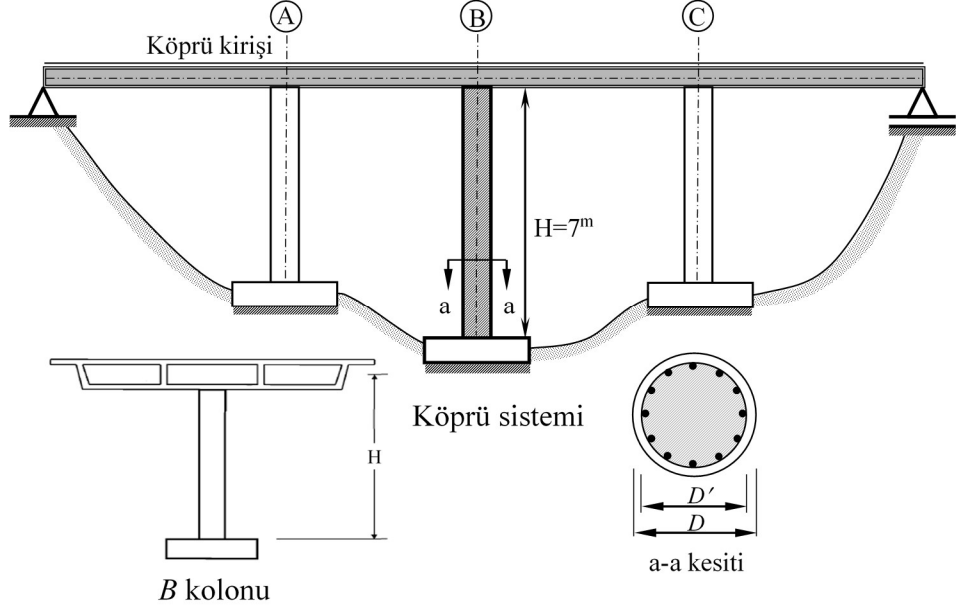
Şekil 3.6: Betonarme bir enkesite ait moment – eğrilik grafiği.

Moment – eğrilik analizinin sona erdirilmesinde; en dış beton basınç lifindeki birim şekildeğiştirme kapasitesine ulaşılması ($\epsilon_c = \epsilon_{cu}$), çekme donatısının kopması ($\epsilon_s = \epsilon_{su}$), basınç donatısının burkulması, enine donatının kırılması, eleman bazında kesme kapasitesine ulaşılması, ani dayanım kayıplarının (%10~20) oluşması gibi parametreler esas alınır. Bunun için, bu durumları oluşturacak sınırlar analizin başlangıcında tanımlanmalıdır.

Betonarme enkesitin teorik *moment – eğrilik* davranışı elde edildikten sonra, grafik iki doğru parçası ile idealleştirilir ve eşdeğer akma noktası belirlenir. Bu idealleştirme sayesinde *moment – eğrilik* davranışı elastik ve plastik olmak üzere iki bölgede gözönüne alınabilir.

3.5 Sayısal Örnek

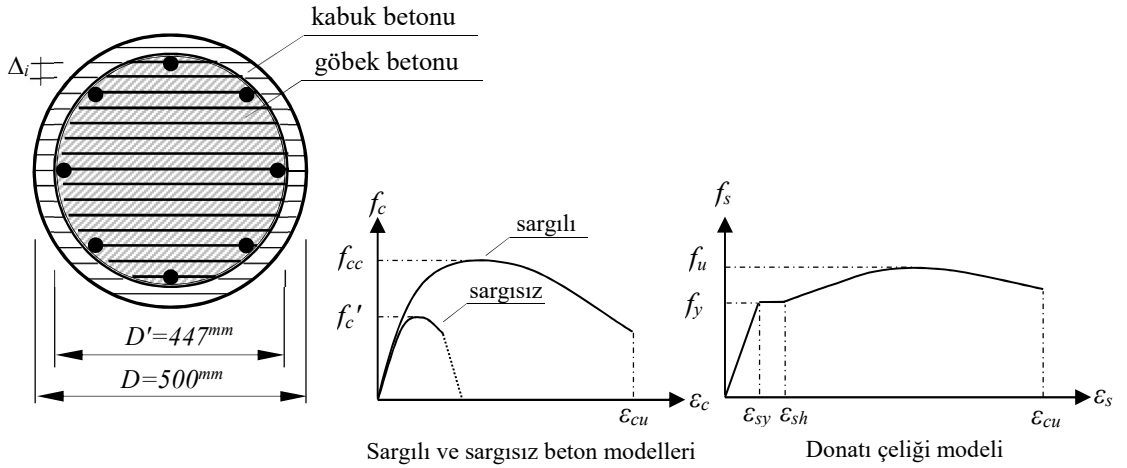
Moment – eğrilik analizinin yukarıda açıklanan hesap esaslarını göstermek amacıyla, Şekil 3.7'deki köprü sisteminin B kolonu için şekildeğiştirme durumunun bir adımını ayrıntılı ele alınmıştır. Şekildeğiştirme durumunun artan değerlerine ait sonuçlar Tablo 3.2 ve Şekil 3.15'de sunulmuştur.



Şekil 3.7: Örnek TSD'li betonarme köprü sistemi.

Adım 1: Enkesit özellikleri ve malzeme karakteristikleri belirlenir.

Bu adımda, seçilen kabuk betonu kalınlığı için kolon enkesitinin sargısız ve sargılı beton bölgeleri 18 eşit kalınlıkta dilimlere ayrılmış ve dilim kalınlığı $\Delta_i = 2.778\text{cm}$ olarak belirlenmiştir (Şekil 3.8). Boyuna donatıların enkesitteki yerleşimleri belirlendikten sonra, malzemelerin *gerilme – şekildeğiştirme* bağıntıları olarak, Mander vd. (1998 a-b)'deki sargısız ve sargılı beton modeli ile donatı çeliği için King vd. (1986)'daki model kullanılmıştır (Şekil 3.8). *Moment – eğrilik* analizinde kolon enkesitine ve seçilen malzeme özelliklerine ait detaylar Şekil 3.8 ve Tablo 3.1'de gösterilmiştir.

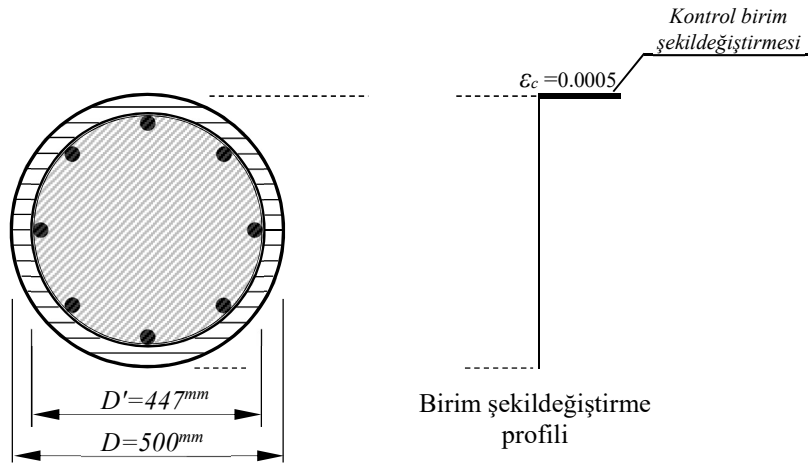


Şekil 3.8: Örnek kolon enkesiti ve malzeme modelleri.

Tablo 3.1: Betonarme kolonun analizinde gözönüne alınan parametreler.

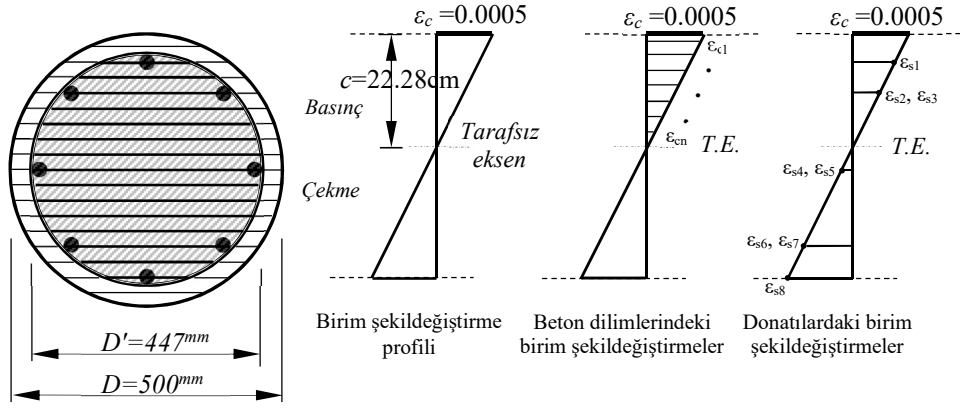
Parametre	
Çap (D)	500 mm
Yükseklik (H)	7 m
Paspayı oranı (A_c/A_g)	0.80
Boyuna donatı ve oranı	8#4 (101.6 cm ²) ($\rho_l = \%1.0$)
Enine donatı ve oranı	$\phi 8/50$ (spiral) ($\rho_t = \%1.0$)
Beton basınç dayanımı (f_c')	30 MPa
Donatının akma ve çekme dayanımı	$f_y = 410$ MPa ; $f_u = 615$ MPa
Normal kuvvet düzeyi ($P / A_g f_c'$) ($P = 450$ kN)	0.10
Elastisite modülü (E_s)	200000 MPa

Adım 2: *Moment – eğrilik* analizinin başlangıç şekildeğiştirme durumu için en dış basınç lifindeki ϵ_c kontrol birim şekildeğiştirme değeri seçilir. Bu değer, analizin hassasiyetine ve davranışın başlangıcındaki çatlak öncesi durum gözönünde bulunduracak şekilde $\epsilon_c = 0.0005$ seçilmiştir (Şekil 3.9).



Şekil 3.9: Moment – eğrilik analizinin kontrol birim şekildeğiştirmesi.

Adım 3: Tarafsız eksen derinliği c tahmin edilir. Buna bağlı olarak, basınç bölgesindeki beton dilimlerinin ve donatıların ağırlık merkezlerindeki birim şekildeğiştirmeler hesaplanmıştır (Tablo 3.2). Sayısal örnek kapsamında ele alınan dairesel enkesit için c değeri bir ardışık yaklaşım uygulanarak $c = 22.28\text{cm}$ olarak belirlenmiştir (Şekil 3.10).

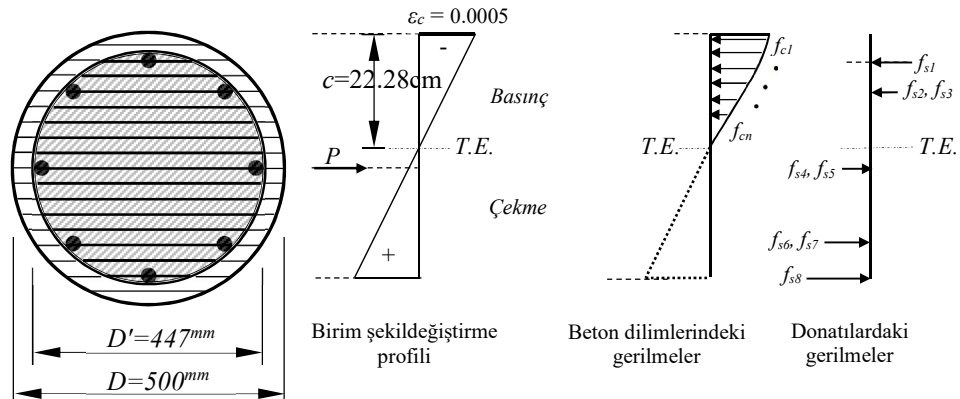


Şekil 3.10: Kolon enkesiti için birim şekil değiştirme profili.

Tablo 3.2: Beton dilimlerinde ve donatılardaki birim şekil değiştirmeler.

	Beton dilimlerindeki birim şekil değiştirmeler		Donatılardaki birim şekil değiştirmeler	
	<i>i</i>	ϵ_{ci}	<i>i</i>	ϵ_{si}
$\epsilon_c = 0.0005$ $D = 500 \text{ mm}$ $c = 22.28 \text{ cm}$ $\Delta_i = 2.778 \text{ cm}$	1	-0.00047	1	-0.00043
	2	-0.00044	2	-0.00028
	3	-0.00041	3	-0.00028
	4	-0.00034	4	0.00006
	5	-0.00028	5	0.00006
	6	-0.00022	6	0.00041
	7	-0.00016	7	0.00041
	8	-0.00009	8	0.00055
	9	-0.00003		

Adım 4: Birim şekil değiştirme profiline *gerilme – şekil değiştirme* bağıntıları uygulanarak beton dilimlerindeki ve donatılardaki gerilmeler hesaplanmıştır (Şekil 3.11 ve Tablo 3.3) durumu belirlenir.

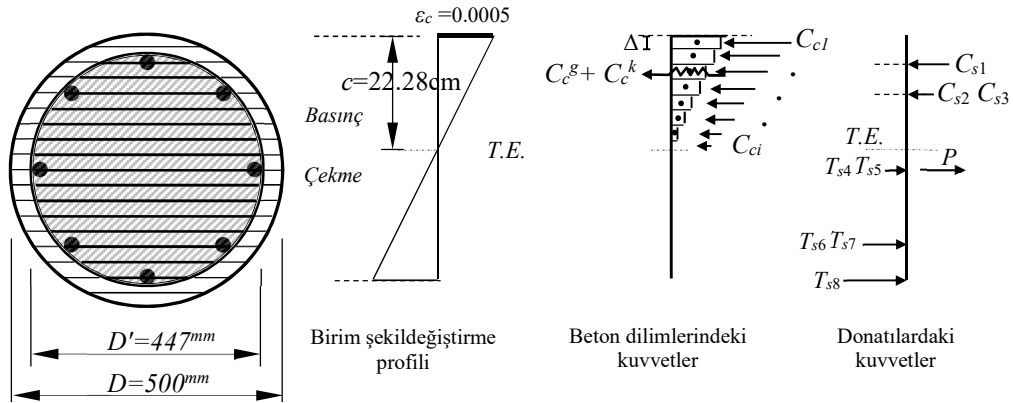


Şekil 3.11: Beton dilimlerinde ve donatılardaki gerilmeler.

Tablo 3.3: Beton dilimlerinde ve donatılarda hesaplanan gerilmeler.

	Beton dilimlerindeki gerilmeler (N/mm ²)			Donatılardaki gerilmeler (N/mm ²)	
	<i>i</i>	$f_{ci}^{göbek}$	f_{ci}^{kabuk}	<i>i</i>	f_{si}
$\varepsilon_c = 0.0005$	1	0	12.56	1	-85.30
$D = 500 \text{ mm}$	2	11.16	11.79	2	-56.74
	3	10.33	10.86	3	-56.74
$c = 22.28 \text{ cm}$	4	8.86	9.26	4	12.20
	5	7.36	7.63	5	12.20
$\Delta_T = 2.778 \text{ cm}$	6	5.81	5.97	6	81.15
	7	4.20	4.29	7	81.15
	8	2.57	2.59	8	109.71
	9	0.88	0.89		

Adım 5: Enkesitin basınç ve çekme bölgelerindeki kuvvetler hesaplanır. Basınç bölgesindeki her beton dilimine karşı gelen basınç kuvveti (C_{ci}), dilim merkezindeki gerilme (f_{ci}) ile dilim alanının (A_{ci}) çarpılmasıyla elde edilir (3.9) (Şekil 3.12). Daha sonra, dilimlerdeki kuvvetleri toplanarak bileşke beton basınç kuvveti (C_c) hesaplanır (3.10a-b) (Tablo 3.4). Enkesitteki her bir donatı, bir dilim olarak gözönüne alınır ve çekme / basınç bölgesindeki donatı kuvvetleri (T_{si} , C_{si}) (3.5a-b) bağıntıları kullanılarak hesaplanır (Şekil 3.12 ve Tablo 3.4).



Şekil 3.12: Beton dilimlerinde ve donatılardaki kuvvetler.

$$C_{ci} = f_{ci} A_{ci} \quad (3.9)$$

$$C_c^g = \int_{x=0}^c C_{ci} b dx \quad (\text{göbek betonu için}) \quad (3.10a)$$

$$C_c^k = \int_{x=0}^c C_{ci} b dx \quad (\text{kabuk betonu için}) \quad (3.10b)$$

Tablo 3.4: Basınç ve çekme bölgesinde hesaplanan kuvvetler.

	Beton dilimlerindeki kuvvetler (kN)			Donatılardaki kuvvetler (kN)			Normal kuvvet (kN)
	<i>i</i>	$C_{ci}^{göbek}$	C_{ci}^{kabuk}	<i>i</i>	T_{si}	C_{si}	<i>P</i>
$\varepsilon_c = 0.0005$ $D=500$ mm $c = 22.28$ cm $\Delta_f = 2.778$ cm	1	0	39.17	1	-	10.81	+450
	2	3.95	9.66	2	-	7.19	
	3	49.90	29.08	3	-	7.19	
	4	67.92	17.79	4	1.55	-	
	5	67.01	12.41	5	1.55	-	
	6	61.29	8.74	6	10.28	-	
	7	47.99	5.85	7	10.28	-	
	8	30.89	3.38	8	13.90	-	
	9	10.93	1.12				
toplam	339.88	127.20	toplam	37.56	25.19	450	

Adım 6: Enkesite etkiyen kuvvetlerin dengesi (3.7) bağıntısı ile kontrol edilir. Denge denkleminin basınç kuvvetleri, çekme kuvvetlerinden büyükse tarafsız eksen derinliği (*c*) azaltılır, küçük olması halinde ise *c* derinliği artırılarak *Adım 3*'e gidilir. Yeni *c* değeri için hesaplanan basınç ve çekme kuvvetleri arasındaki fark yeter derecede küçük olması halinde, seçilen tarafsız eksen derinliği (*c*), bu şekildeğiştirme profiline ait kesin değerdir. Aksi halde ardışık yaklaşıma devam edilir.

$$\sum C_{ci} + \sum C_{si} = \sum T_{ci} + \sum T_{si} + P \quad (3.7)$$

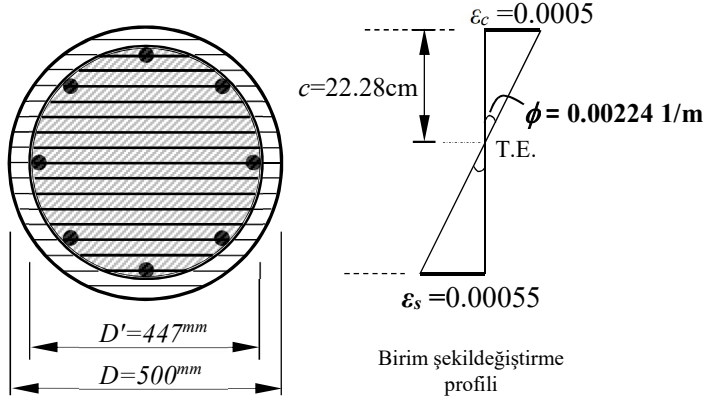
$$339.88 + 127.20 + 25.19 = 37.56 + 450 \rightarrow 492.27 = 487.56$$

Adım 7: Hesabın başlangıcında seçilen ε_c kontrol birim şekildeğiştirmesi için eğrilik değeri (ϕ), (3.8a-b) bağıntılarından biri ile hesaplanır (Şekil 3.13).

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{0.0005}{0.2228} = 0.00224 \text{ 1/m} \quad (3.8a)$$

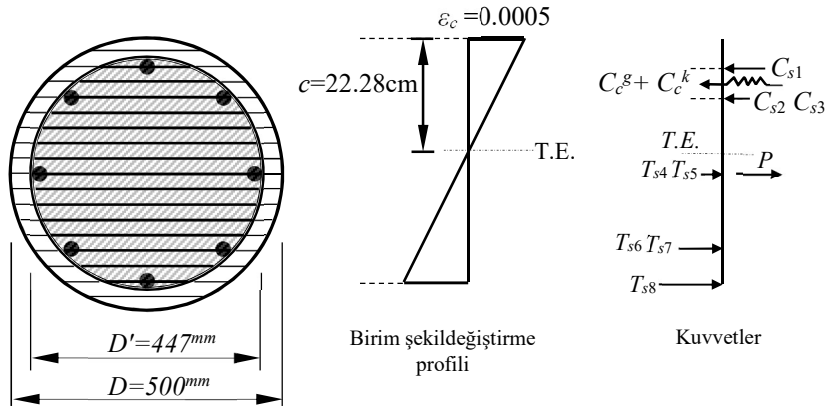
veya

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_s}{d-c} = \frac{0.00055}{0.467-0.2228} = 0.00224 \text{ 1/m} \quad (3.8b)$$



Şekil 3.13: Kolon enkesiti için eğrilik hesabı.

Adım 8: Enkesit üzerinde herhangi bir noktaya göre (örneğin tarafsız eksen seçilerek) moment denge denklemi yazılarak, seçilen kontrol birim şekil değiştirmesine ait eğilme momenti hesaplanır (Şekil 3.14).



Şekil 3.14: Kolon enkesiti için eğilme momenti hesabı.

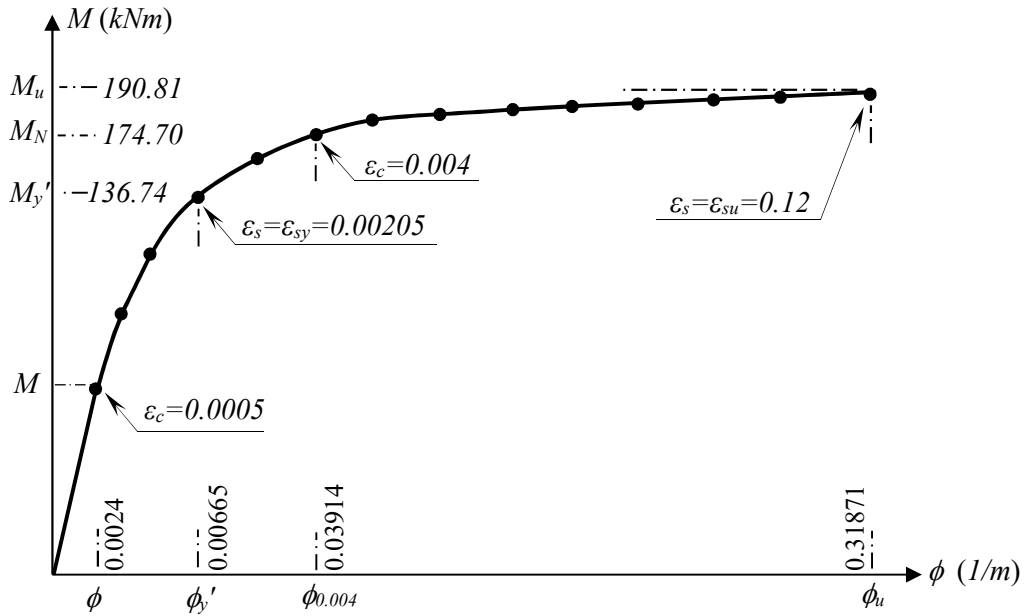
$$M = \sum_{i=1}^n C_{ci}^g \times x_i + \sum_{i=1}^n C_{ci}^k \times x_i + \sum_{i=1}^n C_{si} \times k_i + \sum_{i=1}^n T_{si} \times k_i + P \times \left(\frac{D}{2} - c \right) \quad (3.8)$$

$$= 85.26 \text{ kNm}$$

Adım 9: Ele alınan kolon enkesitinde, kontrol şekildeğiştirmesinin artan değerleri için Adım 1–8 tekrarlanmış ve sonuçlar Şekil 3.15 ve Tablo 3.5’de sunulmuştur.

Tablo 3.5: Kolon enkesiti için moment – eğrilik analiz sonuçları.

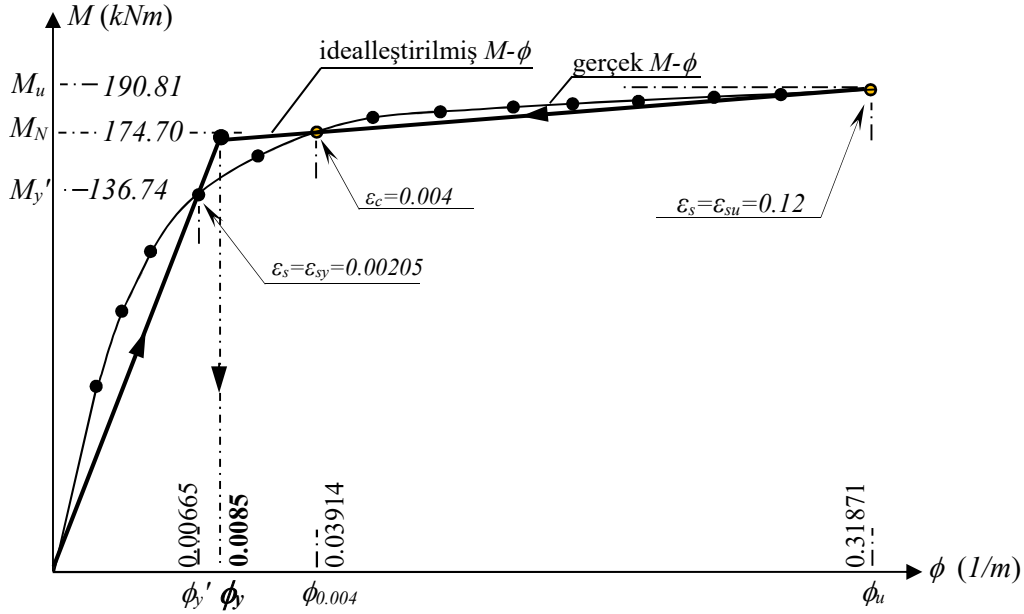
Adım	En dış basıncı lifindeki birim şekildeğiştirmeler ϵ_{ci}	En dış çekme donatısındaki birim şekildeğiştirmeler ϵ_{si}	Tarafsız eksen c (cm)	Moment M (kN)	Eğrilik ϕ (1/m)
1	0.0005	-0.00055	22.28	85.26	0.00224
2	0.0010	-0.00189	16.20	132.05	0.00617
3	0.0020	-0.00544	12.56	165.44	0.01592
4	0.0030	-0.01011	10.69	171.10	0.02807
5	0.0040	-0.01429	10.22	174.70	0.03914
6	0.0050	-0.01815	10.09	177.49	0.04955
7	0.0060	-0.02178	10.09	176.96	0.05946
8	0.0070	-0.02513	10.18	178.60	0.06876
9	0.0080	-0.02872	10.18	177.14	0.07859
10	0.0090	-0.03231	10.18	177.36	0.08841
11	0.0100	-0.03590	10.18	177.20	0.09823
12	0.0200	-0.07226	10.13	186.83	0.19745
13	0.0300	-0.10961	10.04	187.57	0.29879
14	0.0320	-0.11692	10.04	190.81	0.31871



Şekil 3.15: Betonarme kolon enkesitinin moment – eğrilik davranışı.

Adım 10: Kolon enkesiti için belirlenen *moment – eğrilik* davranışı iki doğru parçası ile idealleştirilir ve eşdeğer akma eğriliği (3.1) bağıntısı ile hesaplanır (Şekil 3.16).

$$\phi_y = \frac{M_N}{M_y'} \phi_y' = \frac{174.70}{136.74} \times 0.00665 = 0.0085 \text{ 1/m} \quad (3.1)$$



Şekil 3.16: İdealleştirilmiş moment – eğrilik davranışı ve eşdeğer akma eğriliği.

Adım 11: Aşağıda verilen durumlardan en az birinin olması halinde *moment – eğrilik* analizine son verilir.

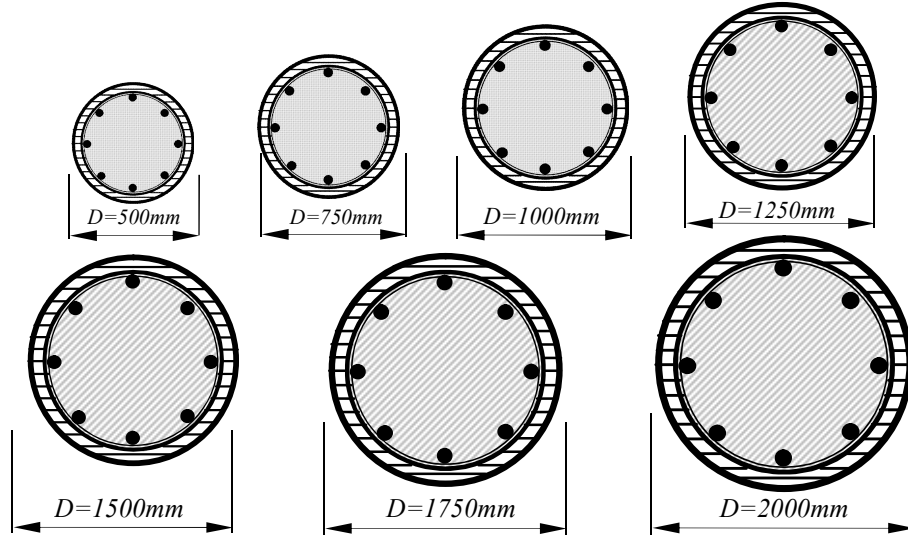
- Beton basınç lifinde ε_{cu} birim şekildeğiştirme kapasitesine ulaşılması
 - Çekme donatısının ε_{su} değerine ulaşarak kopması
 - Basınç donatısının burkulması
 - Enine donatıda kırılma
 - Eleman bazında kesme kapasitesine ulaşılması
 - Eğilme momentinde %20'lik azalma oluşması
- İncelenen kolon enkesiti için tarafsız eksene en uzak çekme donatısında $\varepsilon_{su}=0.12$ sınır değerine ulaşılmıştır.

4. DAİRESEL ENKESİTLİ BETONARME KOLONLAR ÜZERİNDE SAYISAL İNCELEMELER

Betonarme sistemlerin yerdeğiştirme esaslı tasarımı ve değerlendirilmesinde süneklik talebi için önem arz eden eşdeğer akma eğriliğinin hesabında genel olarak, enkesit boyutu ve donatı çeliğinin akma dayanımı gözönüne alınmasına karşın, normal kuvvet ve beton basınç dayanımı gibi diğer etkilerin bağımsız ve birleşik etkileri ihmal edilmektedir. Bu nedenle çalışmanın bu bölümünde, dairesel enkesitli betonarme kolonlarının eşdeğer akma eğriliklerini doğrudan veya dolaylı etkileyebileceği düşünülen davranış büyüklükleri (normal kuvvet düzeyi – $P/A_g f_c'$, enkesit çapı – D , boyuna donatı oranı – ρ_l , beton basınç dayanımı – f_c , donatının akma dayanımı – f_y , kabuk betonu kalınlığı oranı – A_c/A_g) çok sayıda teorik hesap modeli üzerinde irdelenmiştir.

Kolon enkesitlerinin ayrıntıları Bölüm 3’de verilen *moment – eğrilik* analizleri yapılarak eşdeğer akma eğrilikleri hesaplanmış ve daha sonra gözönüne alınan parametrelerin eşdeğer akma eğriliği ile değişimleri ve sonuçları hangi oranda etkiledikleri değerlendirilmiştir.

Kolonların *moment – eğrilik* analizlerinde CUMBIA bilgisayar programından yararlanılmıştır (Montejo ve Kowalsky, 2007). CUMBIA, dikdörtgen ve dairesel enkesitli betonarme elemanların, kabuk ve göbek betonunun bağımsız dilimlere ayrılarak analizlerini yapmak amacıyla *Matlab* platformunda kodlanmıştır. Bununla birlikte, herhangi bir sınır duruma (*kullanılabilirlik, hasar kontrolü, can güvenliği vb.*) karşılık gelen şekildeğiştirme durumu için elemanın *kuvvet – deformasyon – yerdeğiştirme – süneklik* ilişkileri ayrıntılı olarak ele alınabilmektedir. Analizlerde varsayılan olarak, kabuk ve göbek betonu için Mander vd. (1998a-b)’de önerilen beton modeli, donatı çeliği için ise King vd. (1986)’daki model esas alınmakla birlikte, malzeme modellerinin kullanıcı tanımlı girilmesine olanak sağlanmaktadır.



Şekil 4.2: Gözönüne alınan betonarme kolon enkesitleri.

Tablo 4.1: İncelenen hesap modellerine ait parametrelerin özeti.

Çap D (mm)	Boyuna donatı oranı ρ_l (%)	Normal kuvvet düzeyi ($P/A_g f'_c$)	Beton basınç dayanımı f'_c (MPa)	Donatı akma dayanımı f_y (MPa)	Kabuk betonu oranı (A_c/A_g)			
500	0.5	0	20	345	0.8			
750	1.0	0.1	30	410				
1000	1.5	0.2	40	510				
1250	2.0	0.3	50					
1500	2.5	0.4	60					
1750	3.0	0.5						
2000	3.5							
7	x	8 = 56	6	x	5	x	3	Toplam model sayısı = 5040

4.2 Eşdeğer Akma Eğriliğini Etkileyen Büyüklüklerin İrdelenmesi

Yatay deprem yükleri altında betonarme kolonlara ait yerdeğiştirme sünekliğinin belirlenmesinde etkin rol oynayan eşdeğer akma eğriliği için Tablo 4.1'deki davranış büyüklükleri parametrik olarak değiştirilmiş ve bunların eşdeğer akma eğriliği üzerindeki bağımsız ve birleşik etkileri teorik olarak irdelenmiştir.

İncelenen kolon enkesitlerine ait akma durumlarının belirlenmesinde, donatı çeliğinin ve/veya beton ezilmesinin hakim olmasına bağlı olarak ($\epsilon_s = \epsilon_{sy}$ ve/veya $\epsilon_c = \epsilon_{co}$) normal kuvvet düzeyi önem arz etmektedir. Bu nedenle, sayısal analizlere ait

değerlendirmeler, genel olarak, $P/A_g f_c' < 0.30$ ve $P/A_g f_c' \geq 0.30$ olmak üzere iki ayrı bölgede yapılmıştır. Bununla birlikte, ilgili parametrelerin eşdeğer akma eğriliği ile değişimleri ve sonuçları hangi oranda değiştirdiğini gösteren karşılaştırmalar S410 sınıfı donatı çeliği için verilmiştir. Diğer çelik sınıflarına ait değerlendirmeler bu donatı sınıfı referans alınarak yapılmıştır.

Çalışmada, incelenen her bir parametredeki değişimin eşdeğer akma eğriliği üzerindeki etkisi, istatiksel olarak hesaplanan ortanca (median) değerler esas alınarak değerlendirilmiştir.

4.2.1 Normal Kuvvet Düzeyinin Etkisi

Betonarme kolon enkesitlerinin *moment – eğrilik* analizleri sonucunda, eşdeğer akma eğriliklerinin, normal kuvvet düzeyine ($P/A_g f_c'$) bağlı değişimleri,

- farklı enkesit çapları (D) için Şekil 4.3’de,
- farklı boyuna donatı oranları (ρ_l) için Şekil 4.4’de,
- farklı beton basınç dayanımları (f_c') için Şekil 4.5’de S410 sınıfı donatı çeliği için verilmiştir.

Kolon enkesitlerindeki akma durumunun belirlenmesinde normal kuvvetin düzeyine bağlı olarak;

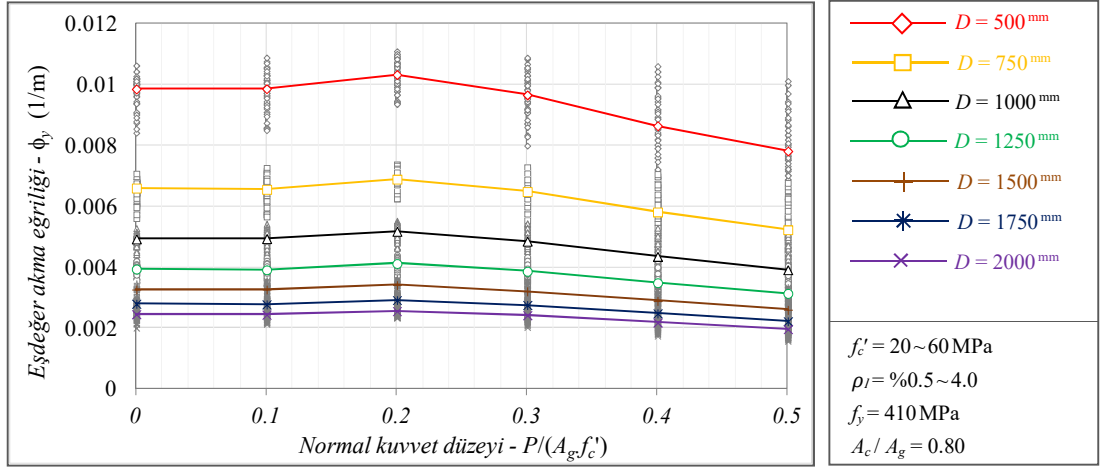
- $P/A_g f_c' < 0.30$ için donatı çeliğinin akması,
- $P/A_g f_c' = 0.30$ için donatı çeliğinin akması ve/veya betonun ezilmesi,
- $P/A_g f_c' > 0.30$ için ise betonun ezilmesi hakim olmuştur.

Enkesit çapının farklı değerleri için normal kuvvet düzeyindeki değişimin eşdeğer akma eğriliğine etkisi incelendiğinde (Şekil 4.3); $P/A_g f_c' < 0.30$ düzeyine kadar akma eğriliğinin küçüğe olsa bir artış gösterdiği (<%5), buna karşın, akma durumunun belirlenmesinde beton ezilmesinin hakim olduğu $P/A_g f_c' \geq 0.30$ düzeyleri için bu değişimin azalan yöne geçerek \approx %21’e ulaşan rölatif farkların oluştuğu belirlenmiştir. Farklı normal kuvvet düzeyleri için eşdeğer akma eğriliklerindeki bu değişimler, gözönüne alınan her çap değeri için benzer oranlardadır (Şekil 4.3 ve Tablo 4.2).

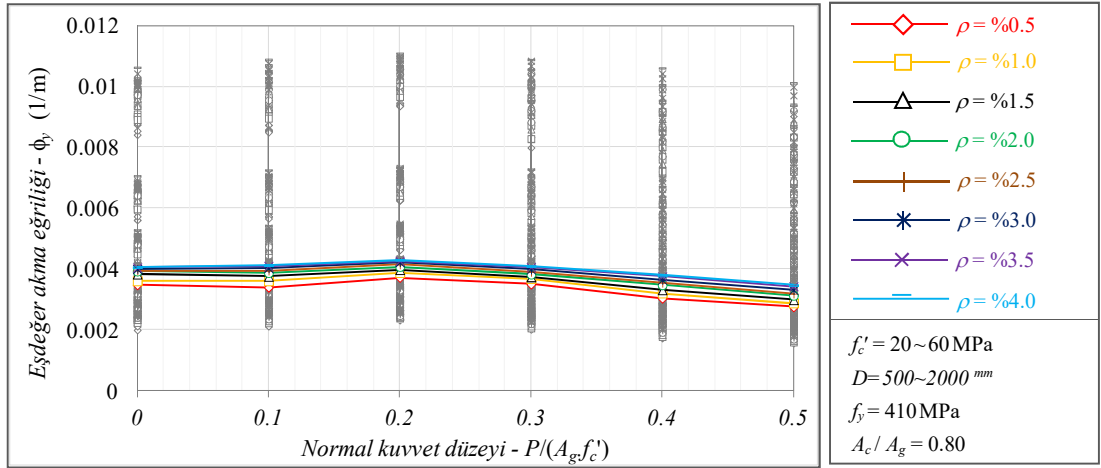
$\rho_l = \%0.5 \sim 4.0$ arasında değişen 8 farklı boyuna donatı oranı için, normal kuvvetin $P/A_g f_c' < 0.30$ düzeyine kadar eşdeğer akma eğriliğinde en fazla $\%7.5$ 'lik bir rölatif artış gözlenirken (Tablo 4.3), normal kuvvetin artan düzeyleri için akma eğriliği azalan yönde bir davranış göstermektedir. Düşük donatı oranları için normal kuvvet düzeyindeki artışın akma eğriliği üzerinde daha belirgin etkisinin olduğu ve $P/A_g f_c' = 0$ durumuna göre $\approx\%22$ 'ye ulaşan oranda rölatif farkların oluştuğu görülmüştür (Şekil 4.4 ve Tablo 4.3).

Beton basınç dayanımının farklı değerleri ($f_c' = 20 \sim 60$ MPa) için, normal kuvvetin $P/A_g f_c' < 0.30$ düzeyine kadar eşdeğer akma eğriliği en fazla $\%6.7$ oranında artış gösterirken (Tablo 4.4), akma durumunun belirlenmesinde beton ezilmesinin hakim olduğu $P/A_g f_c' \geq 0.30$ düzeyleri için beton basınç dayanımına da bağlı olarak eşdeğer akma eğrilikleri azalan yönde bir karakteristik göstermektedir (Şekil 4.5 ve Tablo 4.4). Bu bölgede, $f_c' = 20$ MPa için rölatif değişim oranı (normal kuvvetsiz duruma göre) en fazla $-\%5.7$ iken, $f_c' = 60$ MPa olması halinde hesaplanan farkın artarak $-\%28.4$ 'e ulaştığı belirlenmiştir (Şekil 4.5 ve Tablo 4.4). Bu sonuç, normal kuvvet ve beton basınç dayanımının eşdeğer akma eğriliği üzerindeki birleşik etkilerini önemli hale getirmiştir.

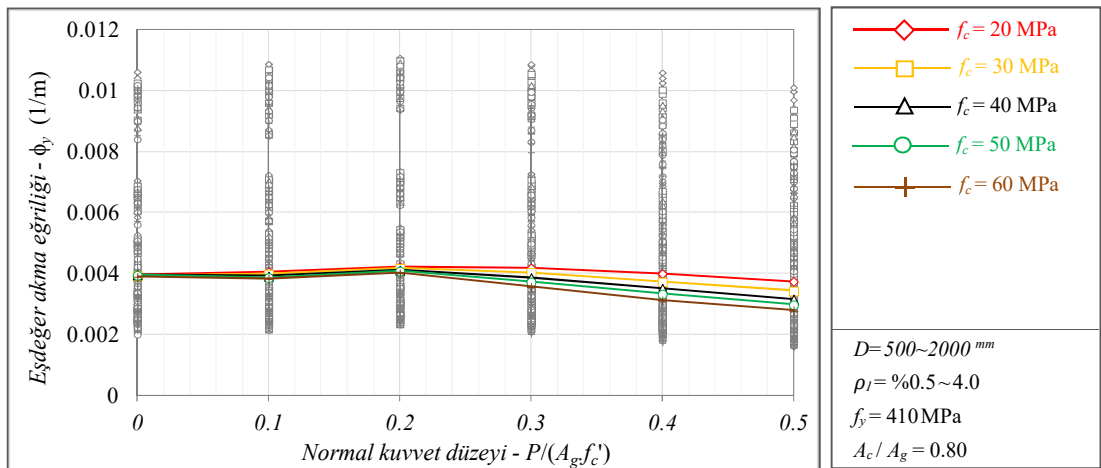
Normal kuvvet düzeyinin bağımsız ve birleşik etkileri gözönünde tutularak, eşdeğer akma eğriliği üzerindeki değişimler ve karşılaştırmalar S410 sınıfı donatı çeliği için yapılmıştır. Çalışma kapsamında incelenen diğer donatı sınıfları (S345 ve S510) için normal kuvvet düzeyinin eşdeğer akma eğriliği ile değişimleri ve karşılaştırma sonuçları S345 için Şekil Ek A.1 – A.3 ve Tablo Ek A.1 – A.3'de, S510 için Şekil Ek B.1 – B.3 ve Tablo Ek B.1 – B.3'de sunulmuştur. S410'a göre daha düşük ve yüksek dayanımlı donatılar kullanıldığında, davranışa ait genel karakteristiğin değişmediği ve akma dayanımı arttıkça akma eğriliğinin arttığı belirlenmiştir. Buna bağlı olarak, hesaplanan akma eğriliği değerlerinin azalması ya da artması sonucunda ilgili parametrelere ait değişim oranları (rölatif farklar) bir miktar değişiklik göstermiştir (Ekler: Tablo A.1 – A.3 ve Tablo B.1 – B.3).



Şekil 4.3: $P/A_g f'_c - D$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi.



Şekil 4.4: $P/A_g f'_c - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi.



Şekil 4.5: $P/A_g f'_c - f'_c$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi.

Tablo 4.2: $P/A_g f_c' - D$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%).

$P/A_g f_c'$	D (mm)						
	500	750	1000	1250	1500	1750	2000
0	---	---	---	---	---	---	---
0.1	0.1	-0.7	0.2	-0.6	0.0	-0.7	-0.6
0.2	4.8	4.4	5.1	4.6	4.6	4.3	4.1
0.3	-2.0	-1.8	-1.5	-1.9	-1.6	-1.5	-1.2
0.4	-12.3	-11.9	-11.7	-11.5	-11.5	-11.4	-11.2
0.5	-20.7	-20.8	-20.7	-20.3	-20.3	-20.6	-20.0

Tablo 4.3: $P/A_g f_c' - \rho_l$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%).

$P/A_g f_c'$	ρ_l (%)							
	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
0	---	---	---	---	---	---	---	---
0.1	-2.3	0.0	-1.8	-1.3	0.0	0.7	1.2	1.7
0.2	6.9	7.5	3.9	3.8	5.1	5.5	5.4	5.9
0.3	0.7	2.1	-2.3	-2.5	-1.1	-0.3	0.3	0.7
0.4	-12.7	-11.2	-13.5	-11.5	-10.0	-8.9	-7.2	-6.6
0.5	-20.7	-20.1	-21.9	-20.3	-19.1	-17.1	-15.3	-14.5

Tablo 4.4: $P/A_g f_c' - f_c'$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%).

$P/A_g f_c'$	f_c' (MPa)				
	20	30	40	50	60
0	---	---	---	---	---
0.1	2.5	1.1	-1.3	-2.4	-1.5
0.2	6.7	6.0	3.8	3.0	3.0
0.3	5.7	2.5	-2.4	-6.0	-8.5
0.4	0.9	-5.3	-11.3	-16.1	-19.9
0.5	-5.5	-12.8	-20.2	-24.9	-28.4

4.2.2 Enkesit Çapının Etkisi

$D = 500 - 2000$ mm arasında değişen 7 farklı kolon enkesiti için hesaplanan eşdeğer akma eğriliklerinin çapa (D) bağlı değişimleri,

- normal kuvvetin farklı düzeyleri ($P/A_g f_c'$) için Şekil 4.6'da,
- farklı boyuna donatı oranları (ρ_l) için Şekil 4.7'de,
- farklı beton basınç dayanımları (f_c') için ise Şekil 4.8'de S410 sınıfı donatı çeliği için verilmiştir.

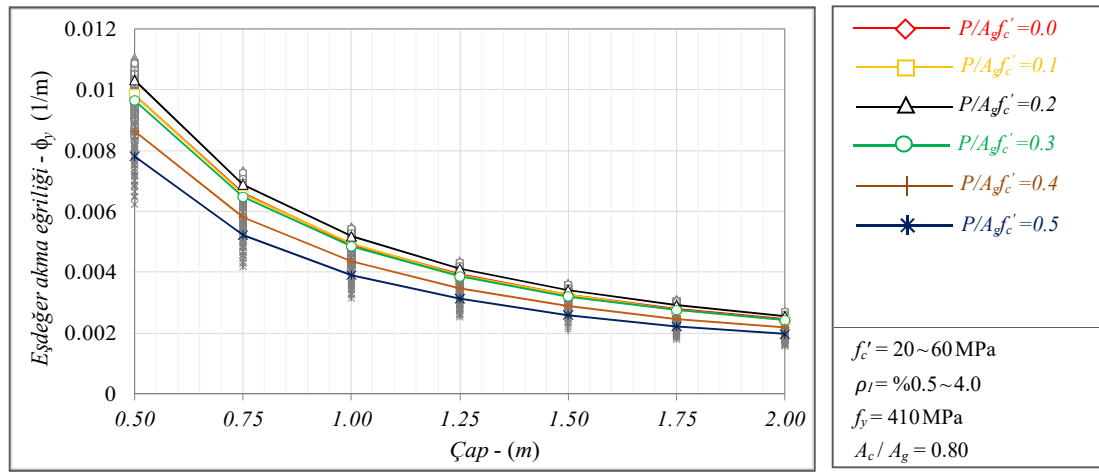
Gözönüne alınan her normal kuvvet düzeyinde farklı enkesit çapları için hesaplanan eşdeğer akma eğriliklerine ait ortanca (median) değerlerin değişimi incelendiğinde, $D \leq 1250\text{mm}$ değerlerine kadar akma eğrilikleri hızla azalan yönde bir karakteristik göstermekle birlikte, çapın artan değerleri için ($D > 1250\text{mm}$) bu değişim miktarları sınırlı kalmaktadır (Şekil 4.6). Enkesit çapının en küçük iki değeri arasında ($D=500-750\text{mm}$) akma eğriliği yaklaşık $\approx\%33$ azalırken, çapın artan değerleri için bu değişimin $D= 1250-1500\text{mm}$ arasında $\approx\%6.8$, $D= 1500-1750\text{mm}$ arasında $\approx\%4.8$ ve $D=1750-2000\text{mm}$ arasında $\approx\%3.5$ olduğu belirlenmiştir (Şekil 4.6 ve Tablo 4.5). Bununla birlikte, farklı enkesit çapları için eşdeğer akma eğriliklerinde hesaplanan bu değişim miktarları, normal kuvvet düzeyinden bağımsız olarak her $P/A_g f_c'$ düzeyi için benzer oranlarda elde edilmiştir (Tablo 4.5).

Kolon enkesitine ait akma durumunun belirlenmesinde donatı çeliği ve/veya beton ezilmesinin hakim olmasından bağımsız olarak, boyuna donatı oranındaki artışın, enkesit çapı – eşdeğer akma eğriliği davranışının karakteristiğini değiştirmedığı belirlenmiştir (Şekil 4.7). Enkesit çapının artan değerleri için akma eğrilikleri arasında belirlenen rölatif farkların, gözönüne alınan her boyuna donatı oranı için yaklaşık aynı oranda olduğu söylenebilir (Tablo 4.6). Elde edilen sonuçlara göre, enkesit çapının farklı değerleri için normal kuvvet düzeyi ve boyuna donatı oranındaki değişimlerin eşdeğer akma eğrilikleri üzerinde birleşik etkisinin olmadığı düşünülmektedir.

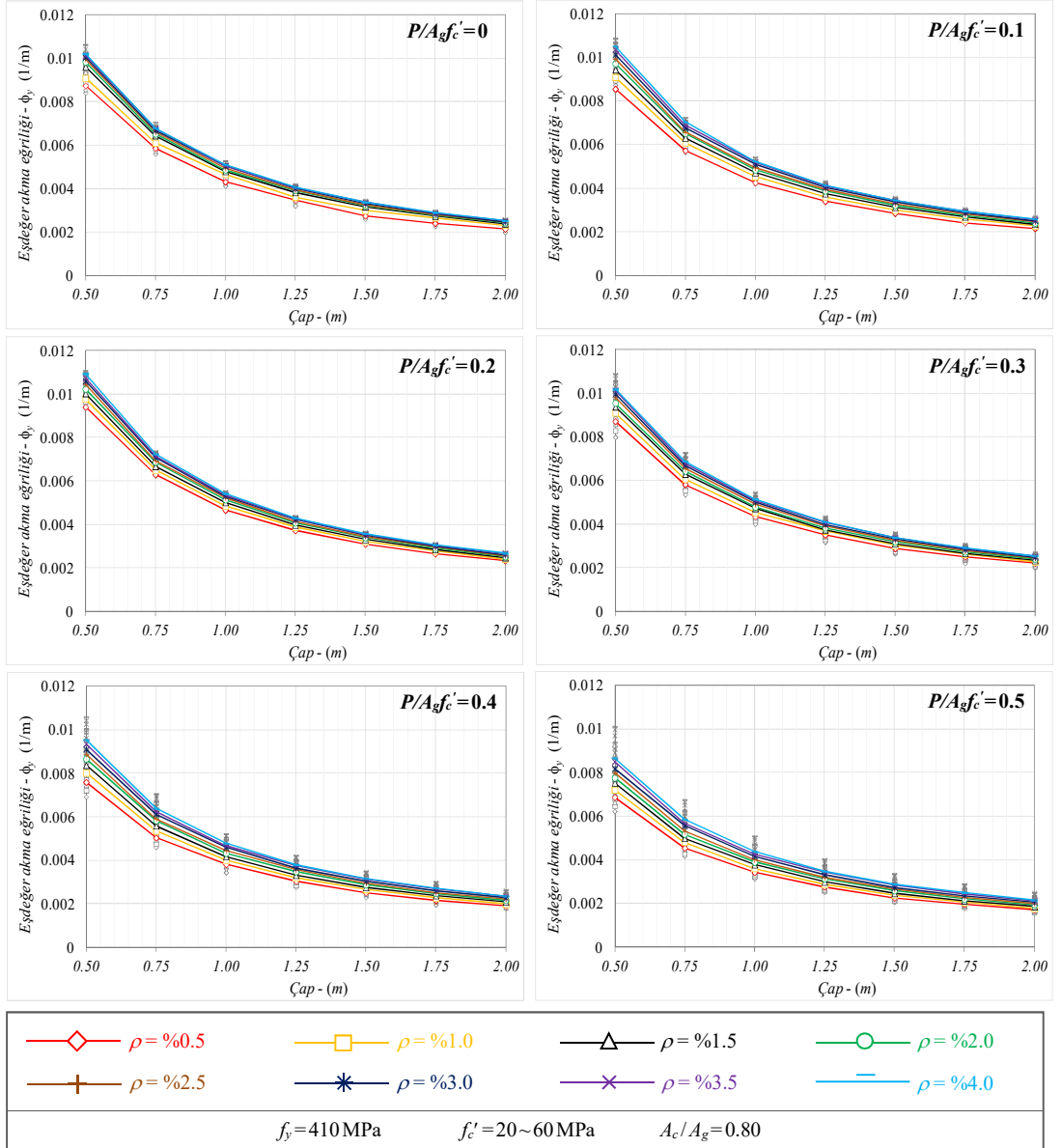
Boyuna donatı oranı için elde edilen davranışa benzer olarak, enkesit çapı – eşdeğer akma eğriliği davranışına beton basınç dayanımının doğrudan etkisinin oldukça küçük olduğu söylenebilir (Şekil 4.8). S410 donatı çeliği için, farklı beton basınç dayanımlarındaki enkesit çapı – eşdeğer akma eğriliği davranışının $P/A_g f_c' < 0.30$ düzeyine kadar hemen hemen aynı olduğu ($<\%6$), $P/A_g f_c' \geq 0.30$ için ise davranışa ait genel karakteristik değişmemekle birlikte, her çap değerinde basınç dayanımı arttıkça akma eğriliklerinin azaldığı belirlenmiştir (Şekil 4.8 ve Tablo 4.7). Ayrıca, enkesit çapındaki artışa bağlı olarak eşdeğer akma eğrilikleri arasında hesaplanan rölatif değişim oranları, $f_c' = 20 \sim 60\text{MPa}$ arasındaki her beton basınç dayanımı için yaklaşık aynıdır (Şekil 4.8 ve Tablo 4.7).

Enkesit çapının bağımsız ve birleşik etkileri gözönünde tutularak, eşdeğer akma eğriliği üzerindeki değişimler ve karşılaştırmalar S410 sınıfı donatı çeliği için

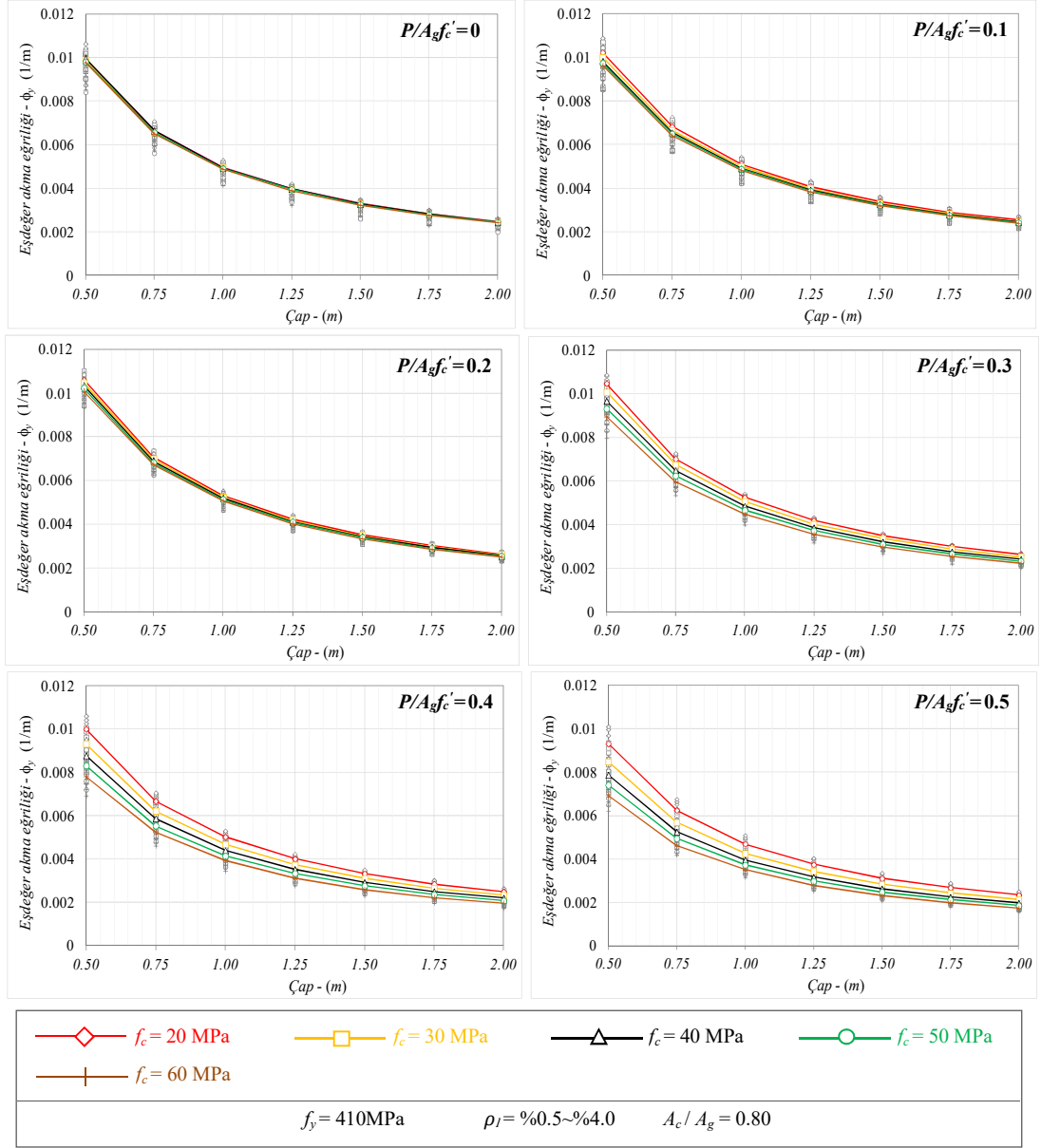
yapılmıştır. Çalışma kapsamında incelenen diğer donatı sınıfları (S345 ve S510) için normal kuvvet düzeyinin eşdeğer akma eğriliği ile değişimleri ve karşılaştırma sonuçları S345 için Şekil Ek A.4 – A.6 ve Tablo Ek A.4 – A.6’da, S510 için Şekil Ek B.4 – B.6 ve Tablo Ek B.4 – B.6’da sunulmuştur. S410’a göre daha düşük ve yüksek dayanımlı donatılar kullanıldığında, davranışa ait genel karakteristiğin değişmediği ve akma dayanımı arttıkça akma eğriliğinin arttığı belirlenmiştir. Buna bağlı olarak, hesaplanan akma eğriliği değerlerinin azalması ya da artması sonucunda ilgili parametrelere ait değişim oranları (rölatif farklar) bir miktar değişiklik göstermiştir (Ekler: Tablo A.4 – A.6 ve Tablo B.4 – B.6).



Şekil 4.6: $D - P/A_g f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi.



Şekil 4.7: $D - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi.



Şekil 4.8: $D - f'_c$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi.

Tablo 4.5: $D - P/A_g f'_c$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%).

D (mm)	$P/A_g f'_c$					
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
500	---	---	---	---	---	---
750	-33.0	-33.5	-33.3	-32.9	-32.8	-33.1
1000	-50.0	-49.9	-49.9	-49.7	-49.7	-50.0
1250	-60.1	-60.3	-60.1	-60.0	-59.7	-59.9
1500	-66.9	-66.9	-67.0	-66.8	-66.6	-66.7
1750	-71.6	-71.8	-71.8	-71.5	-71.3	-71.6
2000	-75.1	-75.3	-75.3	-74.9	-74.8	-74.9

Tablo 4.6: $D - \rho_I$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölaf farklar (%).

$P/A_g f'_c$	D (mm)	ρ_I (%)							
		0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
0	500	---	---	---	---	---	---	---	---
	750	-33.0	-32.9	-32.9	-33.7	-33.6	-33.6	-33.1	-33.5
	1000	-50.7	-48.6	-50.0	-50.5	-50.4	-49.8	-50.0	-50.0
	1250	-60.2	-60.3	-60.1	-60.0	-60.3	-60.2	-60.0	-60.2
	1500	-68.5	-66.9	-67.0	-67.0	-67.2	-67.0	-66.7	-67.0
	1750	-72.4	-70.6	-71.5	-71.6	-71.8	-71.7	-71.5	-71.6
	2000	-75.4	-74.5	-75.1	-75.2	-75.2	-75.3	-75.0	-75.2
0.1	500	---	---	---	---	---	---	---	---
	750	-33.1	-33.0	-33.2	-32.9	-33.8	-33.2	-33.5	-33.1
	1000	-50.2	-50.2	-50.0	-50.1	-50.2	-49.7	-49.8	-50.2
	1250	-60.3	-60.3	-60.2	-60.1	-60.2	-60.2	-60.4	-60.7
	1500	-66.6	-66.9	-66.8	-66.9	-66.9	-66.7	-66.9	-67.1
	1750	-71.7	-71.5	-71.5	-71.6	-71.7	-71.6	-71.6	-72.0
	2000	-74.6	-75.0	-75.1	-75.2	-75.0	-75.2	-75.2	-75.4
0.2	500	---	---	---	---	---	---	---	---
	750	-33.1	-33.4	-33.4	-32.8	-33.7	-33.1	-33.4	-33.9
	1000	-50.4	-50.3	-49.9	-49.8	-50.0	-49.9	-50.2	-50.4
	1250	-60.4	-60.3	-60.3	-60.1	-60.3	-60.2	-60.2	-60.7
	1500	-67.0	-66.9	-67.0	-66.8	-66.9	-66.9	-66.9	-67.2
	1750	-71.8	-71.5	-71.5	-71.6	-71.7	-71.7	-71.8	-72.0
	2000	-75.1	-75.2	-75.2	-75.3	-75.3	-75.4	-75.2	-75.5
0.3	500	---	---	---	---	---	---	---	---
	750	-33.3	-33.4	-32.9	-32.6	-33.4	-32.9	-33.4	-32.5
	1000	-50.0	-50.2	-49.7	-49.9	-49.9	-49.7	-49.9	-49.5
	1250	-59.8	-59.5	-60.1	-59.9	-60.3	-60.0	-60.0	-59.8
	1500	-66.9	-66.7	-66.8	-66.7	-66.9	-66.7	-66.7	-66.7
	1750	-71.3	-71.2	-71.6	-71.5	-71.6	-71.5	-71.7	-71.3
	2000	-74.5	-75.1	-75.1	-74.8	-75.2	-75.2	-75.1	-75.1
0.4	500	---	---	---	---	---	---	---	---
	750	-33.7	-33.3	-33.3	-32.8	-33.5	-32.7	-33.2	-33.1
	1000	-49.9	-50.0	-50.1	-50.1	-49.9	-49.6	-50.0	-49.9
	1250	-60.0	-60.0	-60.4	-59.8	-59.9	-60.0	-59.8	-60.3
	1500	-66.9	-66.9	-67.0	-66.8	-66.8	-66.8	-66.6	-66.9
	1750	-71.5	-71.6	-71.5	-71.4	-71.8	-71.6	-71.4	-71.4
	2000	-74.9	-75.2	-75.0	-75.0	-75.0	-75.1	-74.8	-75.3
0.5	500	---	---	---	---	---	---	---	---
	750	-33.8	-33.2	-33.7	-33.3	-33.5	-31.8	-33.1	-32.5
	1000	-50.1	-49.9	-49.8	-49.7	-49.9	-49.1	-50.0	-49.5
	1250	-59.9	-60.0	-60.3	-59.6	-60.1	-59.5	-59.6	-60.0
	1500	-67.2	-66.8	-67.3	-66.6	-66.7	-66.6	-66.6	-66.8
	1750	-71.4	-71.5	-71.7	-71.6	-71.4	-71.2	-71.3	-71.1
	2000	-75.2	-75.3	-75.3	-75.0	-75.0	-75.0	-74.9	-75.2

Tablo 4.7: $D - f_c'$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%).

$P/A_g f_c'$	D (mm)	f_c' (MPa)				
		20	30	40	50	60
0	500	---	---	---	---	---
	750	-33.0	-33.7	-33.4	-33.1	-33.6
	1000	-49.9	-50.1	-50.5	-50.0	-50.1
	1250	-60.1	-60.2	-60.2	-59.7	-60.1
	1500	-66.6	-66.9	-67.2	-66.8	-67.0
	1750	-71.6	-71.7	-71.8	-71.5	-71.7
	2000	-75.1	-75.2	-75.4	-75.1	-75.1
0.1	500	---	---	---	---	---
	750	-33.2	-33.5	-33.4	-33.4	-33.5
	1000	-50.0	-50.1	-50.1	-49.9	-50.2
	1250	-60.2	-60.2	-60.2	-60.2	-60.2
	1500	-66.9	-66.9	-66.9	-66.9	-66.9
	1750	-71.7	-71.6	-71.7	-71.7	-71.6
	2000	-75.2	-75.3	-75.1	-75.2	-75.2
0.2	500	---	---	---	---	---
	750	-33.6	-33.2	-33.3	-33.4	-33.1
	1000	-50.1	-50.0	-49.9	-50.0	-49.9
	1250	-60.2	-60.1	-60.2	-60.0	-60.2
	1500	-66.9	-66.8	-66.8	-66.9	-66.8
	1750	-71.6	-71.6	-71.6	-71.7	-71.7
	2000	-75.2	-75.1	-75.3	-75.2	-75.3
0.3	500	---	---	---	---	---
	750	-33.1	-33.1	-33.0	-33.0	-33.5
	1000	-49.9	-49.7	-49.9	-50.0	-50.0
	1250	-60.0	-60.1	-60.1	-60.0	-60.2
	1500	-66.8	-66.6	-66.8	-66.7	-66.7
	1750	-71.4	-71.5	-71.5	-71.5	-71.5
	2000	-75.1	-75.0	-75.0	-75.0	-75.0
0.4	500	---	---	---	---	---
	750	-33.3	-33.2	-33.1	-33.4	-33.0
	1000	-49.9	-49.8	-50.0	-50.2	-49.8
	1250	-60.0	-60.0	-59.9	-59.9	-60.0
	1500	-66.8	-66.7	-66.8	-66.8	-66.8
	1750	-71.6	-71.5	-71.6	-71.7	-71.7
	2000	-75.1	-75.1	-75.0	-75.1	-75.0
0.5	500	---	---	---	---	---
	750	-32.9	-32.9	-33.4	-33.2	-33.4
	1000	-49.7	-49.8	-49.8	-49.8	-49.6
	1250	-59.8	-59.6	-59.9	-59.9	-59.8
	1500	-66.7	-66.6	-66.6	-66.6	-66.8
	1750	-71.4	-71.4	-71.5	-71.5	-71.6
	2000	-74.9	-74.9	-75.0	-75.1	-75.2

4.2.3 Boyuna Donatı Oranının Etkisi

Çalışmada kapsamında, betonarme kolon enkesitlerinde boyuna donatıdaki değişimin ($\rho_l = \%0.5 - 4$ arasında 8 değer) eşdeğer akma eğriliği üzerindeki etkisi,

- normal kuvvet düzeyinin farklı değerleri ($P/A_g f_c'$) için Şekil 4.9'da,
- farklı enkesit çapları (D) için Şekil 4.10'da,
- farklı beton basınç dayanımları (f_c') için ise Şekil 4.11'de S410 sınıfı donatı çeliği için verilmiştir.

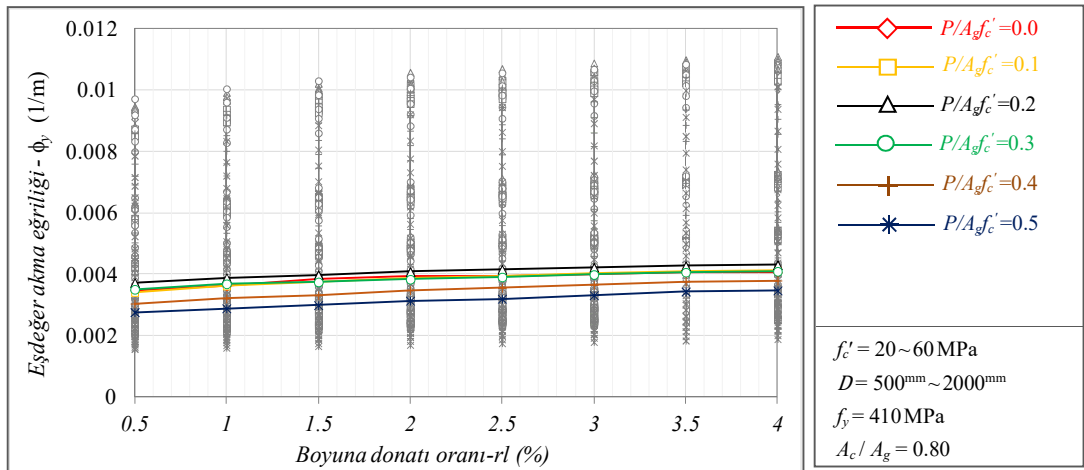
Gözönüne alınan her normal kuvvet düzeyi için kolon enkesitindeki boyuna donatı oranı arttıkça eşdeğer akma eğriliği küçük de olsa artan bir davranış göstermektedir. En küçük boyuna donatı oranı ($\rho_l = \%0.5$) için hesaplanan eşdeğer akma eğriliğine göre, $P/A_g f_c' \leq 0.30$ değerine kadar en fazla %21.5'lik rölatif artış meydana gelirken, normal kuvvet düzeyinin ilerleyen değerleri için bu farkın %25.8'e kadar ulaşabildiği görülmüştür (Şekil 4.9 ve Tablo 4.8).

Bununla birlikte, gözönüne alınan her enkesit çapı için boyuna donatı oranı ile eşdeğer akma eğriliği arasındaki davranışa ait genel karakteristiğin değişmediği görülmüştür (Şekil 4.10). Buna göre, donatı oranının artan değerleri için akma eğriliğindeki rölatif değişimlerin her çap değeri için birbirine yakın olduğu belirlenmiştir (Tablo 4.9). Burada, akma eğriliği davranışı üzerinde normal kuvvet düzeyi ve enkesit çapının birleşik etkisi çok az olmasına karşın (Şekil 4.10), kolon enkesitinde her normal kuvvet düzeyi için hesaplanan rölatif değişimler farklılık gösterebilmektedir. S410 çeliği için en küçük boyuna donatılı ($\rho_l = \%0.5$) kolon enkesitlerine ait analiz sonuçları referans alındığında, donatı oranındaki artışa bağlı olarak akma eğrilikleri rölatif olarak, $P/A_g f_c' = 0 \sim 0.1$ için en fazla %23 artarken, $P/A_g f_c' = 0.2 \sim 0.3$ için bu değişimler en fazla $\approx \%16 \sim 18$ oranlarındadır. Buna karşın, normal kuvvet düzeyinin daha yüksek olduğu enkesitlerde, akma eğrilikleri için hesaplanan rölatif değişimlerin $\approx \%27 \sim 28$ oranlarına ulaştığı belirlenmiştir (Tablo 4.9).

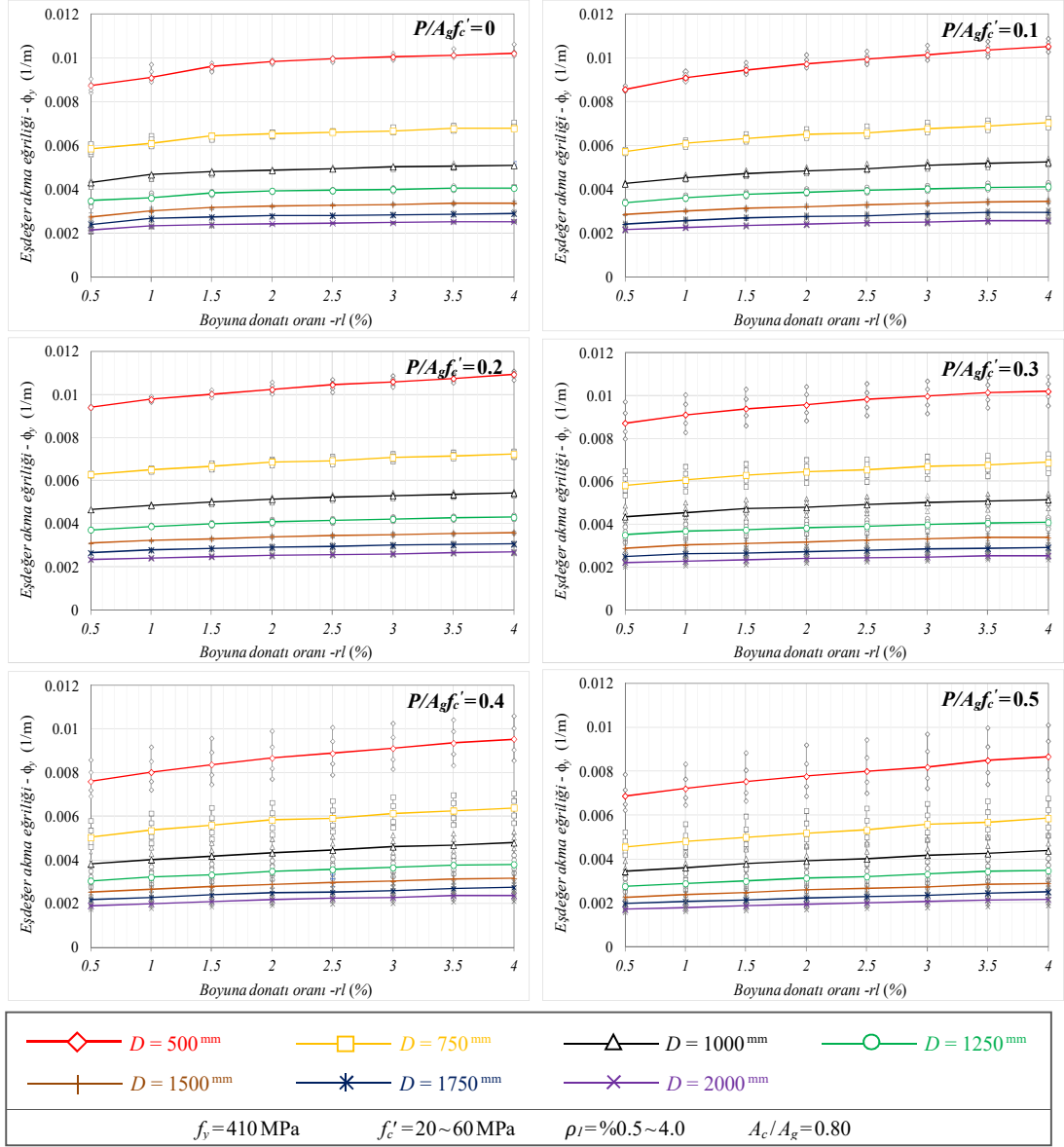
Akma durumunun belirlenmesinde donatı çeliğinin hakim olması halinde ($P/A_g f_c' < 0.30$), farklı beton basınç dayanımları için elde edilen boyuna donatı oranı – eşdeğer akma eğriliği arasındaki davranışların birbirine oldukça yakın olduğu ($< \%6$)

görülmüştür (Şekil 4.11). Normal kuvvetin ilerleyen düzeyleri için ($P/A_g f_c' \geq 0.30$), davranışa ait karakteristik değişmemekle birlikte beton basınç dayanımı arttıkça akma eğrilikleri bir miktar azalmaktadır. Bununla birlikte, gözönüne alınan her basınç dayanımı için boyuna donatı oranı arttıkça enkesite ait eşdeğer akma eğriliği de artan bir davranış göstermektedir (Şekil 4.11 ve Tablo 4.10). Gözönüne alınan en küçük ve en büyük donatı oranları ($\rho_l = \%0.5$ ve 4) için hesaplanan eşdeğer akma eğrilikleri arasında, beton basınç dayanımı ve normal kuvvet düzeyine bağlı olarak %23.1'e ulaşan artışlar belirlenmiştir (Tablo 4.10).

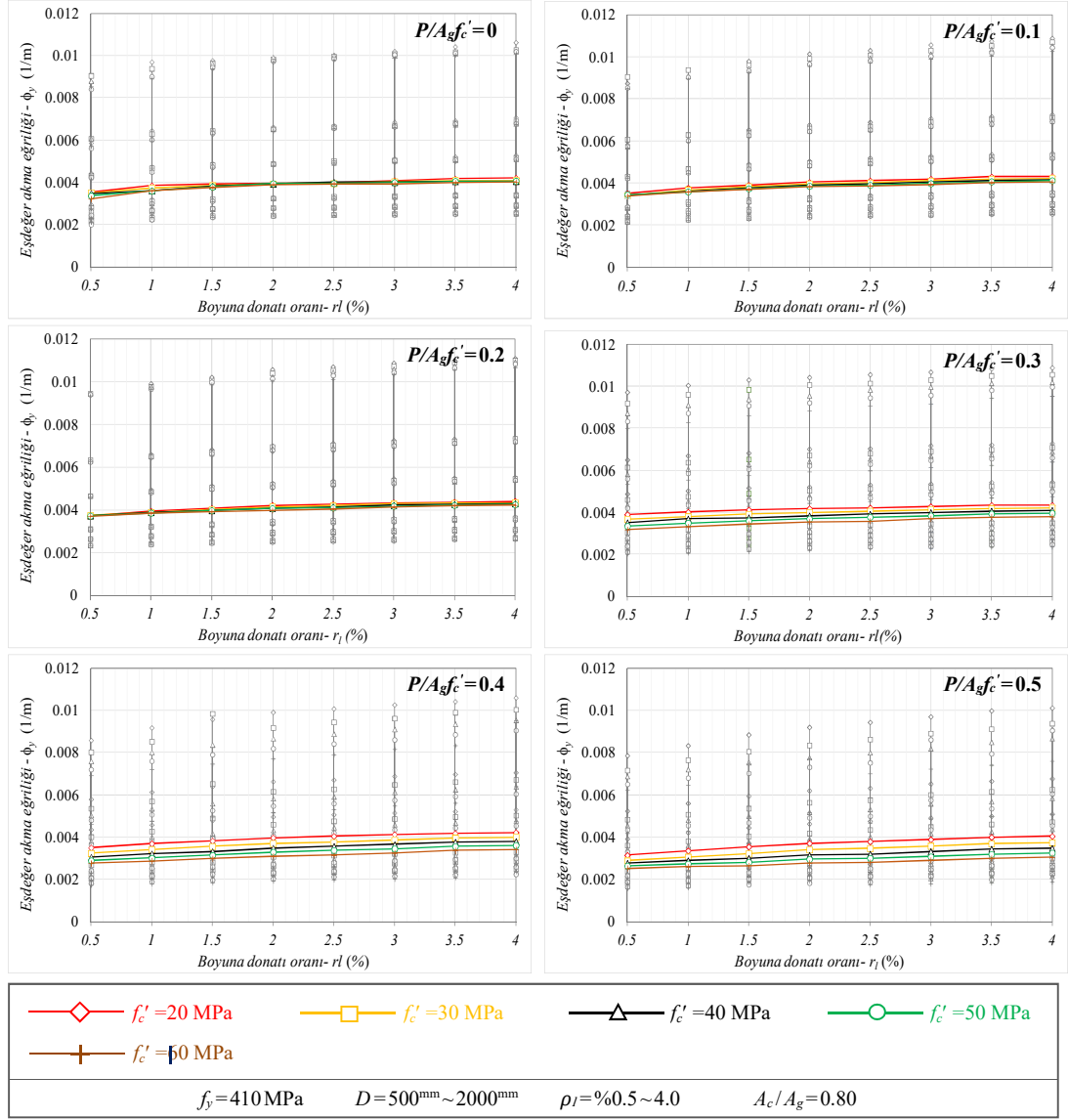
Boyuna donatı oranındaki değişimlerin bağımsız ve birleşik etkileri gözönünde tutularak, eşdeğer akma eğriliği üzerindeki değişimler ve karşılaştırmalar S410 sınıfı donatı çeliği için yapılmıştır. Çalışma kapsamında incelenen diğer donatı sınıfları (S345 ve S510) için normal kuvvet düzeyinin eşdeğer akma eğriliği ile değişimleri ve karşılaştırma sonuçları S345 için Şekil Ek A.7 – A.9 ve Tablo Ek A.7 – A.9'da, S510 için Şekil Ek B.7 – B.9 ve Tablo Ek B.7 – B.9'da sunulmuştur. S410'a göre daha düşük ve yüksek dayanımlı donatılar kullanıldığında, davranışa ait genel karakteristiğinin değişmediği ve akma dayanımı arttıkça akma eğriliğinin arttığı belirlenmiştir. Buna bağlı olarak, hesaplanan akma eğriliği değerlerinin azalması ya da artması sonucunda ilgili parametrelere ait değişim oranları (rölatif farklar) bir miktar değişiklik göstermiştir (Ekler: Tablo A.7 – A.9 ve Tablo B.7 – B.9).



Şekil 4.9: $\rho_l - P/A_g f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi.



Şekil 4.10: $\rho_l - D$ değişiminin eşdeğer akma eğrilğine etkisi.



Şekil 4.11: $\rho_l - f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi.

Tablo 4.8: $\rho_l - P/Agf_c'$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%).

ρ_l (%)	P/Agf_c'					
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
0.5	---	---	---	---	---	---
1.0	3.7	6.2	4.3	5.1	5.5	4.6
1.5	10.1	10.6	7.0	6.8	9.0	8.5
2.0	12.9	14.1	9.7	9.4	14.5	13.6
2.5	13.5	16.2	11.6	11.5	17.0	15.8
3.0	14.9	18.5	13.4	13.8	19.9	20.2
3.5	16.4	20.6	14.8	15.9	23.7	24.4
4.0	16.7	21.5	15.6	16.7	24.7	25.8

Tablo 4.9: $\rho_l - D$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%).

$P/A_g f_c'$	ρ_l (%)	D (mm)						
		500	750	1000	1250	1500	1750	2000
0	0.5	---	---	---	---	---	---	---
	1	4.0	4.1	8.4	3.7	9.5	10.8	7.9
	1.5	9.8	9.9	11.4	10.1	15.3	13.7	11.2
	2	12.5	11.3	13.0	12.9	17.8	15.8	13.5
	2.5	14.0	12.8	14.6	13.5	18.9	16.6	14.9
	3	14.9	13.8	16.9	14.9	20.4	17.8	15.3
	3.5	15.8	15.5	17.4	16.4	22.5	19.5	17.7
	4	16.7	15.7	18.3	16.7	22.5	20.3	17.7
0.1	0.5	---	---	---	---	---	---	---
	1	6.2	6.3	6.3	6.2	5.2	7.0	4.6
	1.5	10.3	10.1	10.8	10.6	9.4	11.2	8.3
	2	13.6	13.8	13.8	14.1	12.6	14.0	11.1
	2.5	16.0	14.7	16.2	16.2	15.0	16.1	14.3
	3	18.3	18.2	19.7	18.5	17.8	19.0	15.7
	3.5	21.0	20.2	22.1	20.6	19.9	21.5	18.4
	4	22.9	22.9	23.0	21.5	21.0	21.9	19.4
0.2	0.5	---	---	---	---	---	---	---
	1	3.9	3.5	4.3	4.3	4.2	4.9	3.4
	1.5	6.6	6.0	7.7	7.0	6.8	7.9	6.0
	2	8.8	9.2	10.3	9.7	9.7	9.8	8.1
	2.5	11.2	10.2	12.2	11.6	11.6	11.7	10.3
	3	12.7	12.6	13.9	13.4	12.9	13.2	11.5
	3.5	14.3	13.7	14.8	14.8	14.5	14.3	13.7
	4	16.3	14.9	16.3	15.6	15.5	15.5	14.5
0.3	0.5	---	---	---	---	---	---	---
	1	4.4	4.2	4.2	5.1	4.9	4.7	2.0
	1.5	7.6	8.2	8.4	6.8	7.9	6.6	4.9
	2	9.6	10.8	10.0	9.4	10.4	9.0	8.0
	2.5	12.8	12.6	13.1	11.5	12.6	11.5	9.6
	3	14.4	15.1	15.3	13.8	15.0	13.5	11.3
	3.5	16.4	16.3	16.6	15.9	17.0	14.9	13.7
	4	16.9	18.3	18.2	16.7	17.4	16.8	14.1
0.4	0.5	---	---	---	---	---	---	---
	1	5.6	6.3	5.3	5.5	5.8	5.3	4.3
	1.5	10.2	11.0	9.7	9.0	10.0	10.2	9.9
	2	14.2	15.8	13.7	14.5	14.5	14.6	13.9
	2.5	17.0	17.4	17.0	17.0	17.5	16.1	16.9
	3	20.0	21.8	20.7	19.9	20.4	19.6	19.1
	3.5	23.2	24.2	22.9	23.7	24.5	23.9	23.7
	4	25.6	26.9	25.6	24.7	25.7	26.4	23.7
0.5	0.5	---	---	---	---	---	---	---
	1	4.8	5.6	5.2	4.6	5.9	4.4	4.4
	1.5	9.6	9.7	10.2	8.5	9.2	8.4	9.0
	2	13.0	13.8	13.8	13.6	15.0	12.2	14.0
	2.5	16.4	16.8	16.9	15.8	18.2	16.4	17.2
	3	19.1	22.6	21.6	20.2	21.1	19.9	20.0
	3.5	23.6	24.9	24.0	24.4	25.9	24.2	25.1
	4	26.1	28.4	27.6	25.8	27.6	27.2	26.0

Tablo 4.10: $\rho_l - f_c'$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%).

$P/A_g f_c'$	ρ_l (%)	f_c' (MPa)				
		20	30	40	50	60
0	0.5	---	---	---	---	---
	1	10.7	8.2	2.7	-2.9	7.4
	1.5	14.8	14.4	6.6	5.2	12.6
	2	17.2	16.2	13.3	9.8	17.2
	2.5	18.6	18.6	14.0	10.7	17.9
	3	20.3	18.6	15.6	11.7	20.4
	3.5	22.8	19.9	15.3	13.4	20.7
	4	23.1	21.0	15.6	13.0	22.5
0.1	0.5	---	---	---	---	---
	1	6.3	6.4	3.6	4.3	4.0
	1.5	11.2	11.1	8.3	8.0	7.7
	2	14.9	15.2	11.9	11.0	10.3
	2.5	15.8	16.5	12.9	13.3	12.0
	3	18.8	19.2	15.5	15.3	14.7
	3.5	20.5	21.2	17.2	17.9	16.3
	4	21.8	21.9	18.5	17.9	17.3
0.2	0.5	---	---	---	---	---
	1	4.9	3.6	4.0	3.6	2.7
	1.5	8.3	6.4	6.7	5.7	4.5
	2	11.0	9.7	9.1	7.9	7.3
	2.5	12.9	10.6	10.3	8.5	8.8
	3	15.3	12.4	12.2	10.3	10.0
	3.5	16.3	13.9	13.1	11.8	11.2
	4	16.6	14.2	13.7	12.1	11.8
0.3	0.5	---	---	---	---	---
	1	2.8	2.1	3.0	1.7	1.9
	1.5	5.1	3.7	4.4	4.5	3.7
	2	5.9	5.0	6.0	5.9	7.4
	2.5	7.3	5.7	7.1	7.8	8.4
	3	7.9	5.9	8.9	9.3	10.0
	3.5	8.7	7.1	9.2	10.5	11.0
	4	9.0	7.9	9.9	11.4	11.5
0.4	0.5	---	---	---	---	---
	1	2.8	3.7	3.7	3.3	3.0
	1.5	6.6	7.2	7.2	7.0	6.3
	2	8.3	11.0	11.0	10.3	9.7
	2.5	9.3	11.8	11.2	12.4	11.3
	3	11.1	14.1	14.3	14.9	12.9
	3.5	12.2	16.3	16.4	17.5	16.5
	4	12.8	17.0	17.8	19.0	17.6
0.5	0.5	---	---	---	---	---
	1	4.9	4.6	3.5	2.9	2.2
	1.5	9.4	8.4	7.0	5.7	5.5
	2	13.4	13.1	10.8	9.9	8.3
	2.5	14.4	15.2	13.3	11.4	9.0
	3	17.6	17.9	16.1	13.7	11.2
	3.5	19.9	20.6	18.8	17.1	15.4
	4	21.0	21.6	20.1	18.5	17.0

4.2.4 Beton Basınç Dayanımının Etkisi

İncelenen kolon enkesitleri için hesaplanan eşdeğer akma eğriliklerinin beton basınç dayanımına (f_c')bağlı değişimleri,

- normal kuvvetin farklı düzeyleri ($P/A_g f_c'$) için Şekil 4.12'de,
- farklı enkesit çapları (D) için Şekil 4.13'de,
- farklı boyuna donatı oranları (ρ_l) için ise Şekil 4.14'de S410 sınıfı donatı çeliği için verilmiştir.

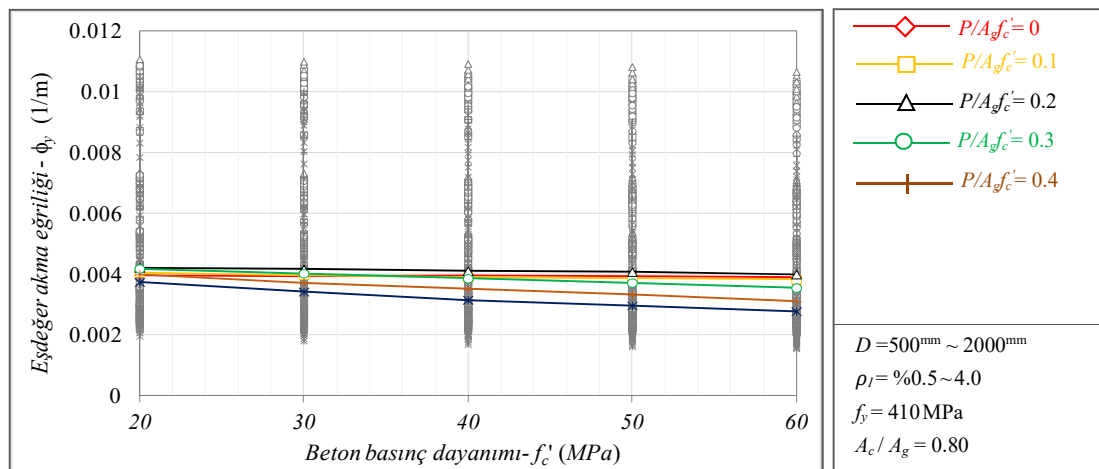
$f_c' = 20 \sim 60$ MPa arasında gözönüne alınana 5 farklı beton basınç dayanımı için, normal kuvvetin $P/A_g f_c' < 0.30$ düzeyine kadar beton basınç dayanımındaki artışın eşdeğer akma eğriliği üzerindeki etkisi oldukça küçük iken ($< \%6$), akma durumunun belirlenmesinde beton ezilmesinin hakim olduğu $P/A_g f_c' \geq 0.30$ düzeyleri için basınç dayanımı arttıkça eğrilik değerlerinin hızla azaldığı görülmektedir (Şekil 4.12). Bu bölgede S410 sınıfı donatı için, $f_c' = 20$ ve 60 MPa değerleri için hesaplanan akma eğrilikleri arasında $\%25.6$ 'ya ulaşan rölatif farklar elde edilmiştir (Tablo 4.11).

Farklı enkesit çapları için beton basınç dayanımı ve eşdeğer akma eğriliği arasındaki davranış incelendiğinde, çapın değeri arttıkça eşdeğer akma eğrilikleri doğrudan azalmaktadır. Normal kuvvetin $P/A_g f_c' < 0.30$ düzeylerindeki enkesit çapının her değeri için, beton basınç dayanımı arttıkça eşdeğer akma eğriliklerindeki değişimlerin çok küçük oranlarda olduğu ($< \%6$) belirlenmiştir (Şekil 4.13 ve Tablo 4.12). Buna karşın, normal kuvvetin ilerleyen düzeyleri için basınç dayanımı arttıkça akma eğriliği hızla azalan yönde bir davranış göstermektedir (Şekil 4.13). S410 sınıfı donatı için, $f_c' = 20$ MPa ve 60 MPa beton basınç dayanımlı kolonların hesaplanan eşdeğer akma eğrilikleri arasında $P/A_g f_c' = 0.3, 0.4$ ve 0.5 için, sırasıyla, $-\%15.1, -\%22.2$ ve $-\%26.2$ 'e ulaşan rölatif farklar oluşabilmektedir. Akma eğrilikleri için hesaplanan bu farkların her çap değerinde yaklaşık aynı oranda olduğu belirlenmiştir (Tablo 4.12).

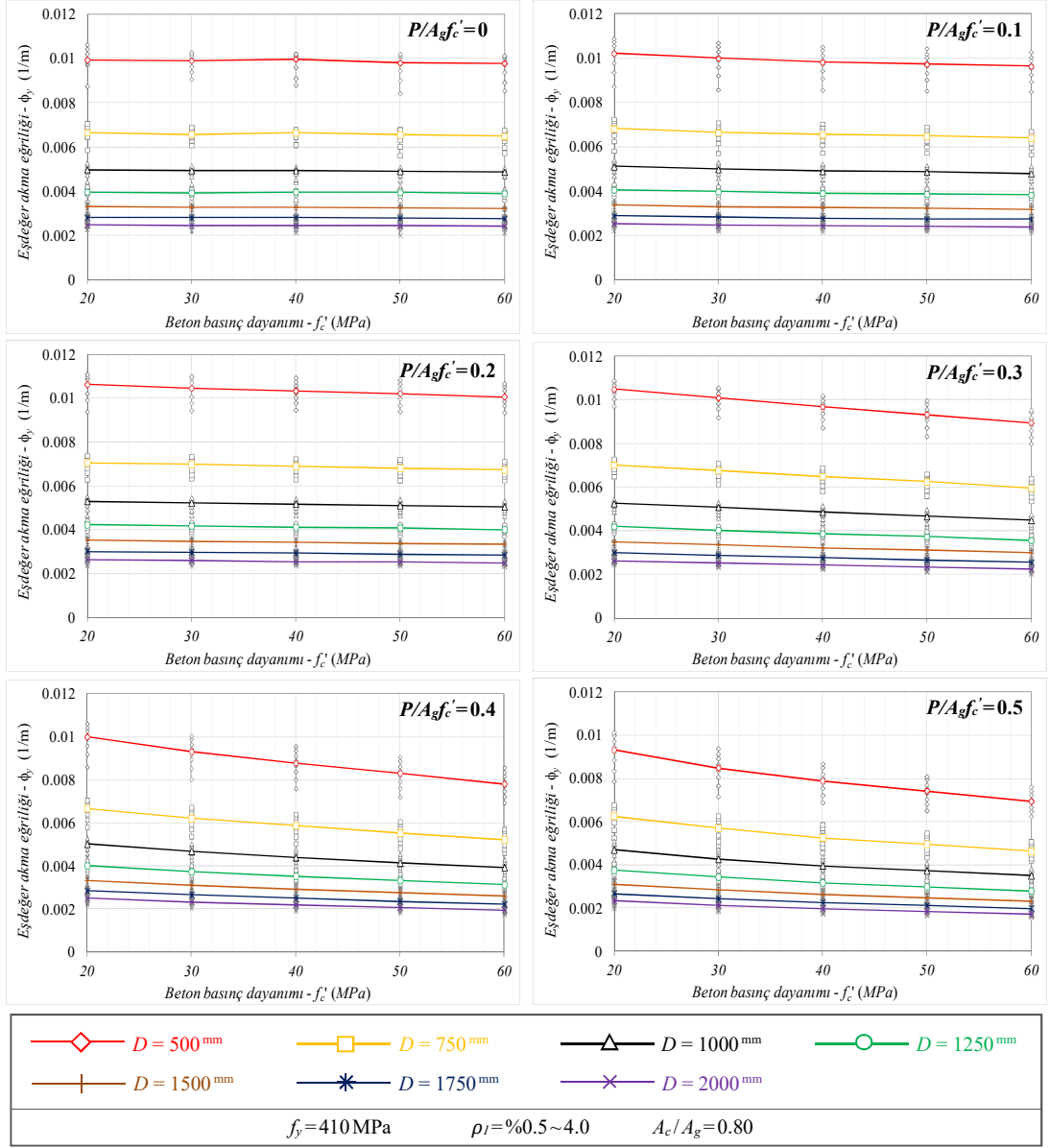
$\rho_l = \%0.5 \sim 4.0$ arasında değişen 8 farklı boyuna donatı oranı için beton basınç dayanımı – eşdeğer akma eğriliği arasındaki davranış incelendiğinde, boyuna donatı oranı arttıkça akma eğriliği çok az da olsa artmaktadır. Enkesit çapı davranışına benzer

şekilde, normal kuvvetin $P/A_g f_c' < 0.30$ düzeyindeki boyuna donatının her oranı için, beton basınç dayanımı arttıkça eşdeğer akma eğriliğinin hemen hemen sabit kaldığı ($<5\%$) belirlenmiştir (Şekil 4.14 ve Tablo 4.13). $P/A_g f_c' \geq 0.30$ düzeyleri için ise, basınç dayanımı arttıkça hesaplanan akma eğriliklerinin hızla azalan yönde bir davranış gösterdiği belirlenmiştir (Şekil 4.14). S410 sınıfı donatı için, $f_c' = 20$ MPa ve 60 MPa beton basınç dayanımlı kolonların hesaplanan eşdeğer akma eğrilikleri arasında $P/A_g f_c' = 0.3, 0.4$ ve 0.5 için, sırasıyla, -12.4% , -19.7% ve -23.1% 'e ulaşan rölatif farklar oluşabilmektedir. Akma eğrilikleri için hesaplanan bu farkların her donatı oranında yaklaşık aynı oranda olduğu belirlenmiştir (Tablo 4.13).

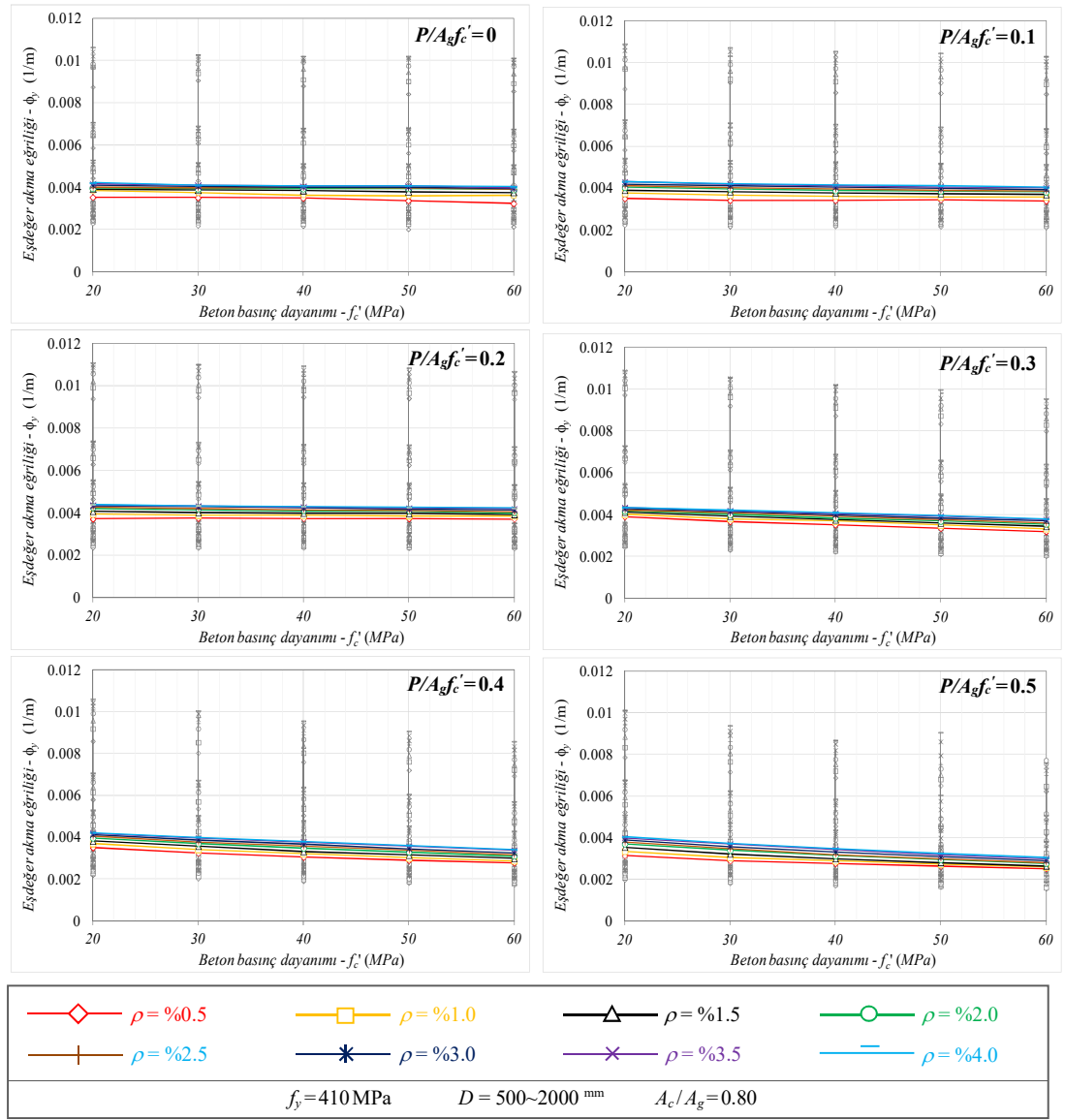
Beton basınç dayanımındaki değişimlerin bağımsız ve birleşik etkileri gözönünde tutularak, eşdeğer akma eğriliği üzerindeki değişimler ve karşılaştırmalar S410 sınıfı donatı çeliği için yapılmıştır. Çalışma kapsamında incelenen diğer donatı sınıfları (S345 ve S510) için normal kuvvet düzeyinin eşdeğer akma eğriliği ile değişimleri ve karşılaştırma sonuçları S345 için Şekil Ek A.10 – A.12 ve Tablo Ek A.10 – A.12'de, S510 için Şekil Ek B.10 – B.12 ve Tablo Ek B.10 – B.12'de sunulmuştur. S410'a göre daha düşük ve yüksek dayanımlı donatılar kullanıldığında, davranışa ait genel karakteristiğinin değişmediği ve akma dayanımı arttıkça akma eğriliğinin arttığı belirlenmiştir. Buna bağlı olarak, hesaplanan akma eğriliği değerlerinin azalması ya da artması sonucunda ilgili parametrelere ait değişim oranları (rölatif farklar) bir miktar değişiklik göstermiştir (Ekler: Tablo A.10 – A.12 ve Tablo B.10 – B.12).



Şekil 4.12: $f_c' - P/A_g f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi.



Şekil 4.13: $f'_c - D$ değişiminin eşdeğer akma eğrilğine etkisi.



Şekil 4.14: $f'_c - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi.

Tablo 4.11: $f'_c - P/Agf'_c$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%).

f'_c (MPa)	P/Agf'_c					
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
20	---	---	---	---	---	---
30	-0.8	-2.1	-1.4	-3.8	-6.9	-8.4
40	0.0	-3.7	-2.7	-7.7	-12.1	-15.5
50	-0.5	-4.8	-3.4	-11.1	-16.8	-20.6
60	-1.8	-5.7	-5.2	-15.0	-22.0	-25.6

Tablo 4.12: $f'_c - D$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%).

$P/A_g f'_c$	f'_c (MPa)	D (mm)						
		500	750	1000	1250	1500	1750	2000
0	20	---	---	---	---	---	---	---
	30	-0.3	-1.3	-0.7	-0.8	-0.9	-0.5	-0.8
	40	0.4	-0.2	-0.8	0.0	-1.4	-0.4	-1.0
	50	-1.3	-1.5	-1.5	-0.5	-1.8	-1.1	-1.4
	60	-1.6	-2.5	-2.1	-1.8	-2.6	-2.1	-1.8
0.1	20	---	---	---	---	---	---	---
	30	-2.2	-2.6	-2.3	-2.1	-2.2	-1.9	-2.8
	40	-3.9	-4.1	-4.1	-3.7	-3.7	-3.6	-3.6
	50	-4.8	-5.0	-4.7	-4.8	-4.6	-4.8	-4.7
	60	-5.8	-6.2	-6.1	-5.7	-5.8	-5.4	-5.7
0.2	20	---	---	---	---	---	---	---
	30	-1.6	-1.1	-1.5	-1.4	-1.3	-1.7	-1.3
	40	-2.7	-2.3	-2.3	-2.7	-2.6	-2.8	-3.0
	50	-3.9	-3.6	-3.6	-3.4	-3.8	-4.3	-4.0
	60	-5.3	-4.5	-4.8	-5.2	-5.1	-5.6	-5.5
0.3	20	---	---	---	---	---	---	---
	30	-3.7	-3.7	-3.3	-3.8	-3.2	-4.2	-3.7
	40	-7.6	-7.5	-7.5	-7.7	-7.6	-8.0	-7.5
	50	-11.0	-10.9	-11.2	-11.1	-10.8	-11.4	-10.8
	60	-14.6	-15.1	-14.8	-15.0	-14.4	-15.1	-14.6
0.4	20	---	---	---	---	---	---	---
	30	-6.9	-6.8	-6.7	-6.9	-6.5	-6.6	-6.7
	40	-12.2	-12.0	-12.4	-12.1	-12.2	-12.3	-11.7
	50	-16.9	-17.0	-17.5	-16.8	-17.0	-17.2	-16.8
	60	-21.9	-21.6	-21.8	-22.0	-22.0	-22.2	-21.6
0.5	20	---	---	---	---	---	---	---
	30	-8.9	-8.9	-9.2	-8.4	-8.5	-9.1	-9.0
	40	-15.4	-16.1	-15.6	-15.5	-15.2	-15.8	-15.5
	50	-20.4	-20.8	-20.6	-20.6	-20.2	-20.8	-20.9
	60	-25.6	-26.1	-25.5	-25.6	-25.9	-26.1	-26.2

Tablo 4.13: $f_c' - \rho_l$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%).

$P/A_g f_c'$	f_c' (MPa)	ρ_l (%)							
		0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
0	20	---	---	---	---	---	---	---	---
	30	0.3	-1.9	0.0	-0.6	0.3	-1.1	-2.0	-1.4
	40	3.8	-3.7	-3.6	0.3	-0.3	-0.3	-2.5	-2.5
	50	5.9	-7.2	-3.0	-0.9	-1.2	-1.7	-2.2	-2.8
	60	-1.7	-4.7	-3.6	-1.8	-2.3	-1.7	-3.4	-2.2
0.1	20	---	---	---	---	---	---	---	---
	30	-2.0	-1.9	-2.1	-1.7	-1.4	-1.7	-1.4	-1.9
	40	0.0	-2.5	-2.7	-2.6	-2.6	-2.8	-2.7	-2.7
	50	-0.7	-2.5	-3.6	-4.0	-2.8	-3.6	-2.7	-3.8
	60	-1.0	-3.1	-4.2	-4.9	-4.3	-4.4	-4.4	-4.6
0.2	20	---	---	---	---	---	---	---	---
	30	1.2	0.0	-0.6	0.0	-0.8	-1.3	-0.8	-0.8
	40	0.9	0.0	-0.6	-0.8	-1.4	-1.9	-1.8	-1.6
	50	1.5	0.3	-0.8	-1.4	-2.4	-2.9	-2.4	-2.4
	60	1.2	-0.9	-2.3	-2.2	-2.4	-3.5	-3.2	-2.9
0.3	20	---	---	---	---	---	---	---	---
	30	0.2	-0.5	-1.1	-0.6	-1.3	-1.7	-1.3	-0.8
	40	-4.3	-4.1	-4.9	-4.2	-4.5	-3.4	-3.8	-3.5
	50	-7.6	-8.7	-8.1	-7.6	-7.2	-6.4	-6.1	-5.5
	60	-11.2	-12.0	-12.4	-9.9	-10.3	-9.4	-9.3	-9.1
0.4	20	---	---	---	---	---	---	---	---
	30	-7.3	-6.5	-6.8	-5.0	-5.2	-4.8	-3.9	-3.9
	40	-11.7	-10.9	-11.2	-9.4	-10.2	-9.2	-8.4	-7.7
	50	-16.1	-15.7	-15.8	-14.6	-13.8	-13.3	-12.1	-11.5
	60	-19.5	-19.3	-19.7	-18.4	-18.1	-18.2	-16.4	-16.1
0.5	20	---	---	---	---	---	---	---	---
	30	-7.2	-7.4	-8.1	-7.4	-6.5	-6.9	-6.6	-6.7
	40	-11.4	-12.7	-13.4	-13.5	-12.3	-12.5	-12.2	-12.1
	50	-15.1	-16.8	-18.0	-17.8	-17.4	-17.9	-17.1	-16.8
	60	-18.7	-20.8	-21.6	-22.4	-22.5	-23.1	-21.7	-21.3

4.2.5 Kabuk Beton Kalınlığının Etkisi

Dairesel kolon enkesitlerinde göbek betonu alanının brüt alana oranı (A_c/A_g) olan kabuk betonu oranındaki değişimin eşdeğer akma eğriliğine etkisini belirlemek amacıyla, Tablo 4.1'de gözönüne alınan parametrelerin alt ve üst sınırları ile seçilen ara değerler kullanılarak $A_c/A_g = 0.70 \sim 0.95$ arasında değişen 6 oran için *moment – eğrilik* analizleri tekrarlanmıştır. Kabuk betonundaki değişimin etkisini belirlemek amacıyla gözönüne alınan hesap modelleri Tablo 4.14'de özetlenmiştir.

Tablo 4.14: Kabuk betonu için hesap modellerine ait parametrelerin özeti.

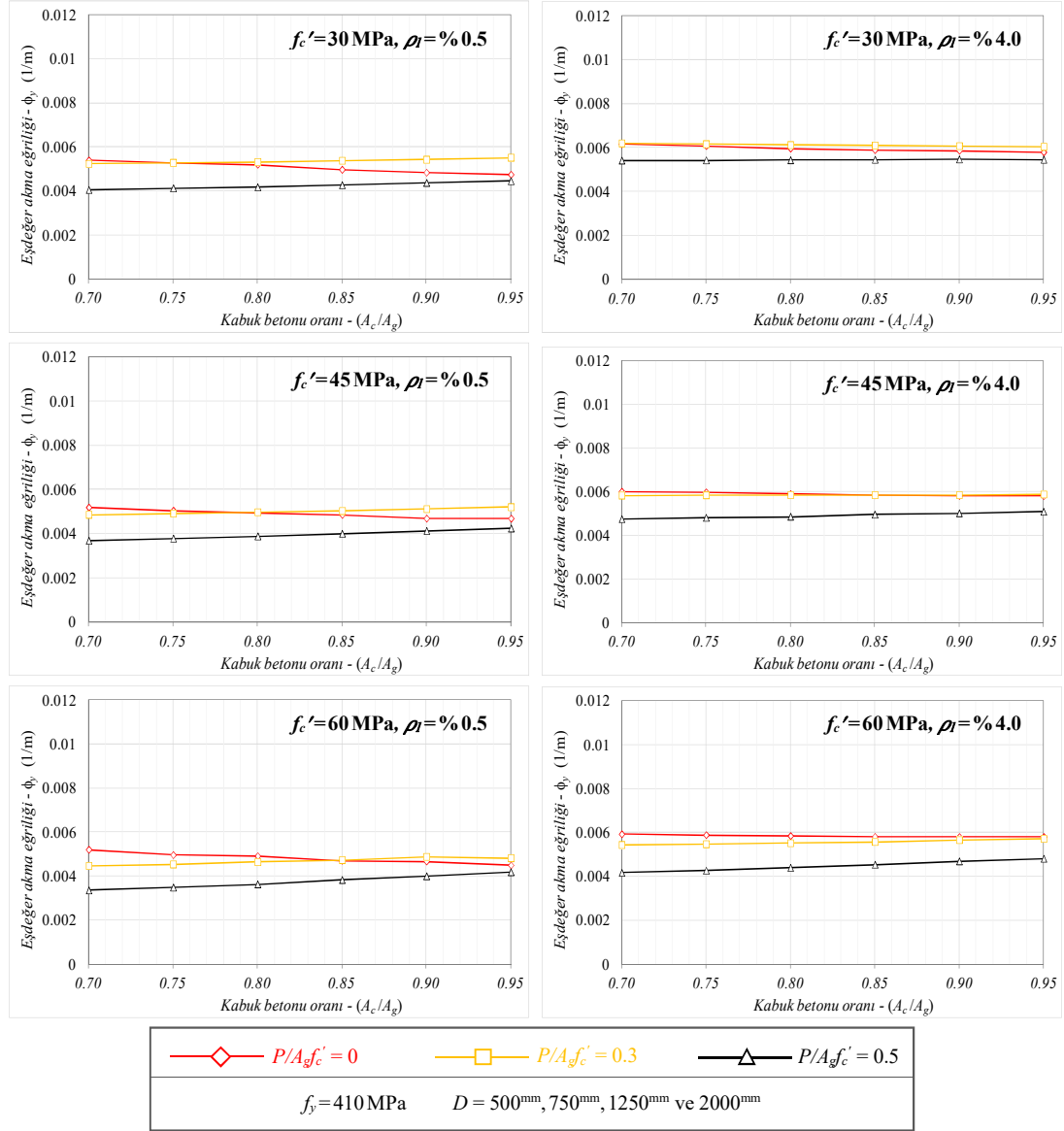
Çap D (mm)	Boyuna donatı oranı ρ_l (%)	Normal kuvvet düzeyi ($P/A_g f_c'$)	Beton basınç dayanımı f_c' (MPa)	Çelik akma dayanımı f_y (MPa)	Kabuk betonu oranı (A_c/A_g)						
500	0.5	0	30	345	0.70						
750					0.75						
1250	4.0	0.5	60	510	0.80						
2000					0.85						
					0.90						
					0.95						
4	x	2	=	56	3	x	3	x	3	x	6
Toplam model sayısı = 1296											

Kabuk betonu oranının eşdeğer akma eğriliği ile değişimleri, farklı normal kuvvet düzeyleri, boyuna donatı oranları ve beton basınç dayanımları için Şekil 4.15 ve Tablo 4.15’de verilmiştir. Bununla birlikte, 3 farklı akma dayanımına sahip donatı çelikleri için kabuk betonu oranı – eşdeğer akma eğriliği arasındaki davranışlar gözönüne alınan her parametre için Şekil 4.16’de verilmiştir.

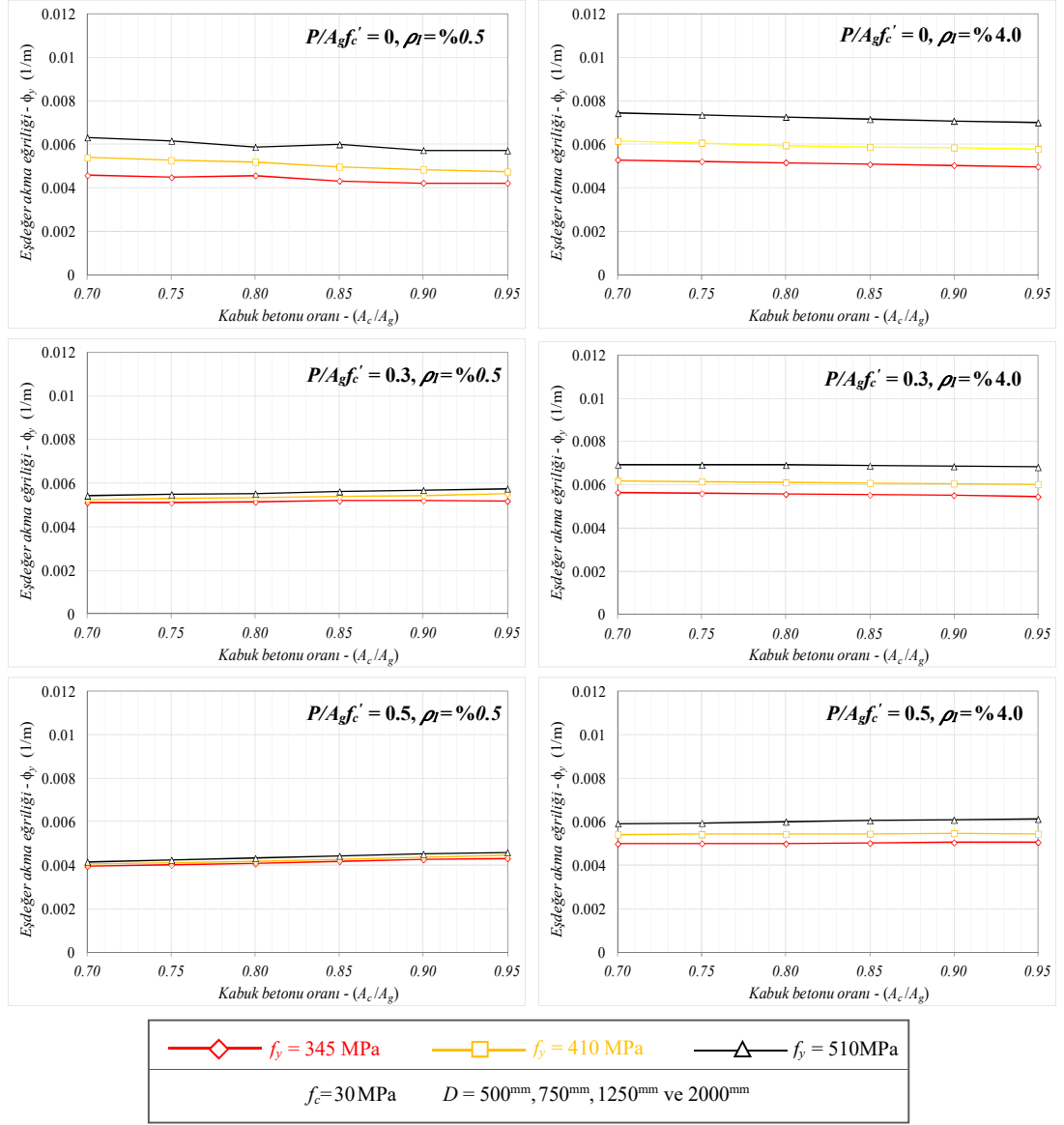
Şekil 4.15’den görüleceği üzere, en düşük donatı oranı ($\rho_l = \%0.5$) için kabuk betonu oranı arttıkça eşdeğer akma eğrilikleri $\pm\%10$ aralığında değişirken, donatı oranının en yüksek değeri ($\rho_l = \%4.0$) için kabuk betonu oranının etkisi oldukça küçüktür ($<\%5$). Bununla birlikte, gözönüne alınan diğer parametreler ile birlikte beton basınç dayanımı arttıkça hesaplanan rölatif farkların da arttığı görülmüştür. Burada, farklı kabuk betonu oranları için eşdeğer akma eğriliklerindeki en büyük rölatif değişimler, en düşük donatı oranında normal kuvvet düzeyinin ve beton basınç dayanımının en büyük değerlerinde $A_c/A_g = 0.90$ ve 0.95 oranları için elde edilmiştir (Şekil 4.15 ve Tablo 4.15).

Farklı parametreler gözönünde bulundurularak kabuk betonu oranındaki değişimin eşdeğer akma eğriliği üzerindeki etkisi S410 sınıfı donatı çeliği için yapılmıştır. Daha düşük ve daha yüksek akma dayanımına sahip (S345 ve S510) kolon enkesitleri için hesaplanan eşdeğer akma eğrilikleri S345 çeliği için bir miktar azalmakta S510 çeliği için ise artmaktadır. Kabuk betonu arttıkça akma eğriliğindeki değişimin oldukça sınırlı kaldığı görülmektedir (Şekil 4.16). Herhangi bir donatı sınıfı

için kabuk betonu arttıkça akma eğrilikleri çok az azalan veya artan yönde bir davranış göstermesine karşın, donatı akma dayanımının bu değişime etkisinin olmadığı söylenebilir (Şekil 4.16).



Şekil 4.15: Farklı $P/A_g f_c'$ düzeylerinde A_c/A_g değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi.



Şekil 4.16: Farklı f_y dayanımlarında A_c/A_g değişiminin eşdeğer akma eğrilğine etkisi.

Tablo 4.15: Kabuk betonundaki değişimler için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 410\text{MPa}$).

$P/A_g f_c'$	A_c/A_g	$f_c' = 30 \text{ MPa}$		$f_c' = 45 \text{ MPa}$		$f_c' = 60 \text{ MPa}$	
		$\rho_l = \%0.5$	$\rho_l = \%4$	$\rho_l = \%0.5$	$\rho_l = \%4$	$\rho_l = \%0.5$	$\rho_l = \%4$
0	0.70	---	---	---	---	---	---
	0.75	-2.4	-1.4	-2.7	-0.5	-4.7	-0.6
	0.80	-3.6	-3.3	-4.5	-1.9	-5.6	-1.4
	0.85	-7.9	-4.4	-6.4	-2.8	-9.6	-2.0
	0.90	-10.3	-4.9	-9.7	-3.2	-10.3	-2.1
	0.95	-12.0	-6.0	-9.7	-3.5	-13.7	-2.1
0.3	0.70	---	---	---	---	---	---
	0.75	1.0	-0.5	1.3	0.2	1.6	0.6
	0.80	1.7	-1.2	2.5	0.3	3.9	1.5
	0.85	2.8	-1.6	3.5	0.4	5.9	2.5
	0.90	3.7	-2.0	5.4	0.4	9.3	4.0
	0.95	5.3	-2.5	7.2	0.9	7.9	5.1
0.5	0.70	---	---	---	---	---	---
	0.75	1.9	0.2	2.6	1.3	4.0	2.4
	0.80	3.1	0.3	5.4	2.3	8.3	5.5
	0.85	5.4	0.7	8.6	4.4	14.2	8.8
	0.90	7.9	1.0	12.0	5.6	19.2	12.5
	0.95	9.9	0.7	15.0	7.2	24.8	15.3

4.3 Eşdeğer Akma Eğriliğinin Hesabı için Literatürde Önerilen Yaklaşımların İrdelenmesi

Dairesel enkesitli betonarme kolonlara ait eşdeğer akma eğriliklerinin pratik hesaplanması amacıyla literatürde üç güncel yaklaşım bulunmaktadır. Esasları Bölüm 1'de verilen bu yaklaşımlardan en yaygın olanı Priestley (1998, 2003)'deki ampirik bağıntıdır. Bu yaklaşımda, kolon enkesitine ait akma durumunun belirlenmesinde donatı çeliğinin hakim olduğu varsayımı yapılmakta ($\epsilon_s = \epsilon_{sy}$) ve eşdeğer akma eğriliği (ϕ_y), enkesit çapı (D) ve donatının akmadaki birim şekildeğiştirmesine (ϵ_s) bağlı olarak hesaplanmaktadır. Buna karşın, önerilen yaklaşımda enkesitteki normal kuvvet düzeyi ($P/A_g f_c'$), boyuna donatı oranı (ρ_l) ve beton basınç dayanımı (f_c') gibi parametrelerin etkisi ihmal edilmekle ve akma eğriliklerinin $\pm\%10$ bandı içerisinde belirlenebildiği ifade edilmektedir (Priestley, 1998, 2003; Priestley ve Kowalsky, 2000; Priestley vd., 2007b). Bu tölans miktarının ilgili parametrelerin eşdeğer akma eğriliği üzerindeki etkisi olduğu düşünölmektedir. Bununla birlikte, eşdeğer akma eğriliğinin hesabı için önerilen diğer iki yaklaşımda (Montes ve Ashleim, 2003 ile Sheikh vd., 2010), Priestley (1998, 2003)'deki bağıntının

ana çerçevesi korunarak sözkonusu parametrelerin de etkisinin gözönünde bulundurulduğu parametrik çalışmalar yapılmış ve bazı parametreler ilave edilerek iyileştirilmeye çalışılmıştır.

Çalışmanın bu bölümünde, Bölüm 4.1'deki sayısal incelemeler kapsamında incelenen hesap modelleri üzerinde, yukarıda belirtilen yaklaşımlar uygulanmış ve *moment – eğrilik* analizlerinden elde edilen sonuçlar referans alınarak değerlendirilmiştir.

S410 sınıfı donatı çeliği için üç yaklaşımdan elde edilen sonuçların istatistiksel olarak ortanca (median) değerleri esas alınarak, altı farklı normal kuvvet düzeyinde ($P/A_g f_c' = 0 \sim 0.5$) hesaplanan eşdeğer akma eğriliklerinin; enkesit çapı ile değişimleri Şekil 4.17'de, boyuna donatı oranı ile değişimleri Şekil 4.18'de ve beton basınç dayanımı ile değişimleri Şekil 4.19'de verilmiştir. Bununla birlikte, gözönüne alınan her bir parametre için ampirik bağıntılardan elde edilen akma eğriliklerinin teorik *moment – eğrilik* analiz sonuçlarına göre hangi oranda sonuç verdiği (rölatif farkları), enkesit çapları bakımından Tablo 4.16'da, boyuna donatı oranları bakımından Tablo 4.17'de ve beton basınç dayanımları bakımından Tablo 4.18'de sunulmuştur.

Şekil 4.17-4.19 ve Tablo 4.15-4.17'den görüleceği üzere, dairesel enkesitli betonarme kolonların eşdeğer akma eğriliğinin pratik olarak belirlenmesi amacıyla;

- Priestley (1998, 2003)'de önerilen bağıntı, gözönüne alınan her enkesit çapında birbirine yakın rölatif farklar ile eşdeğer akma eğriliklerini belirlemesine karşın, normal kuvvet düzeyine bağlı olarak oluşan bu farkların eşit oranlarda değiştiği (azaldığı ya da arttığı) görülmüştür. Akma durumunun belirlenmesinde donatı çeliğinin hakim olduğu $P/A_g f_c' < 0.3$ düzeylerinde kolonlar için hesaplanan rölatif farklar azalan yönde $-\%5 \sim -\%10.9$ arasında iken, normal kuvvetin ilerleyen düzeyleri için bu farklar artan yöne geçmektedir. Normal kuvvet düzeyinin en büyük değeri ($P/A_g f_c' = 0.5$) için ise, akma eğrilikleri arasındaki farkların daha da artarak $+\%18.4$ 'ye ulaşabildiği belirlenmiştir (Şekil 4.17 ve Tablo 4.16).

$\rho_f = \%0.5 \sim 4.0$ arasında gözönüne alınan boyuna donatı oranları için hesaplanan eşdeğer akma eğrilikleri, *moment – eğrilik* analiz sonuçları referans alındığında,

azalan yönde sonuç verdiği görülmüştür. Burada, $P/A_g f_c' < 0.30$ düzeyleri için hesaplanan akma eğrilikleri $-\%14.2$ 'ye ulaşan oranlarda daha az iken ($\rho_f = \%0.5$ ve 1.0 dışında), beton ezilmesinin hakim olduğu $P/A_g f_c' \geq 0.3$ düzeyleri için rölatif farklar artan yöne geçmektedir. $P/A_g f_c' = 0.3, 0.4$ ve 0.5 düzeyleri için hesaplanan rölatif farklar, sırasıyla, $-\%9.8 \sim +\%5.3, -\%2.7 \sim +\%21.4$ ve $+\%6.3 \sim +\%33.8$ arasında değişim göstermektedir (Şekil 4.18 ve Tablo 4.17).

Farklı beton basınç dayanımları açısından önerilen bağıntıdan elde edilen akma eğriliklerinin, $P/A_g f_c' < 0.3$ düzeyleri için bir miktar az sonuç verdiği ($-\%3.8 \sim -\%12.8$) ve beton basınç dayanımı arttıkça sonuçların daha yakın hale geldiği belirlenmiştir. Normal kuvvetin ilerleyen düzeyleri için ilgili bağıntıdan elde edilen sonuçlara ait rölatif farkların, basınç dayanımına bağlı olarak artan yöne geçtiği görülmüştür. $P/A_g f_c' = 0.3, 0.4$ ve 0.5 düzeyleri için hesaplanan rölatif farklar, sırasıyla, $-\%11.9 \sim +\%3.6, -\%7.8 \sim +\%18.2, -\%1.5 \sim +\%32.3$ arasında değiştiği belirlenmiştir (Şekil 4.19 ve Tablo 4.18).

- Montes ve Ashleim (2003)'de önerilen bağıntı kullanıldığında, gözönüne alınan her bir normal kuvvet düzeyi ve enkesit çapları için hesaplanan eşdeğer akma eğriliklerinin, *moment – eğrilik* analizlerinden elde edilenlere göre bir miktar daha fazla olduğu belirlenmiştir. $P/A_g f_c' \leq 0.3$ düzeyleri için rölatif farklar, $+\%0.7 \sim +\%11.8$ arasında iken normal kuvvetin ilerleyen düzeylerinde bu farkların artarak $P/A_g f_c' = 0.4$ için $+\%9.8 \sim +\%14.7$ ve $P/A_g f_c' = 0.5$ için $+\%1.0 \sim +\%16.5$ arasında değiştiği belirlenmiştir (Şekil 4.17 ve Tablo 4.16).

Gözönüne alınan farklı boyuna donatı oranları ($\rho_f = \%0.5 \sim 4.0$) açısından ilgili bağıntıya ait sonuçlar incelendiğinde, normal kuvvetin her düzeyi için düşük donatı oranlarında (özellikle $\rho_f = \%0.5$ ve 1.0) akma eğrilikleri oldukça fazla belirlenmektedir. Buna karşın, donatı oranı arttıkça hesaplanan akma eğriliklerinin *moment – eğrilik* analizlerinden elde edilenlere yaklaştığı ve $\rho_f \geq \%2.5$ için daha uyumlu olduğu görülmektedir (Şekil 4.18 ve Tablo 4.17).

$f_c' = 20 \sim 60$ MPa arasında değişen beton basınç dayanımları için sonuçlar incelendiğinde, $P/A_g f_c' < 0.3$ düzeylerinde ilgili bağıntıdan elde edilen eşdeğer akma eğrilikleri beton basınç dayanımı arttıkça bir miktar fazla sonuç vermekte

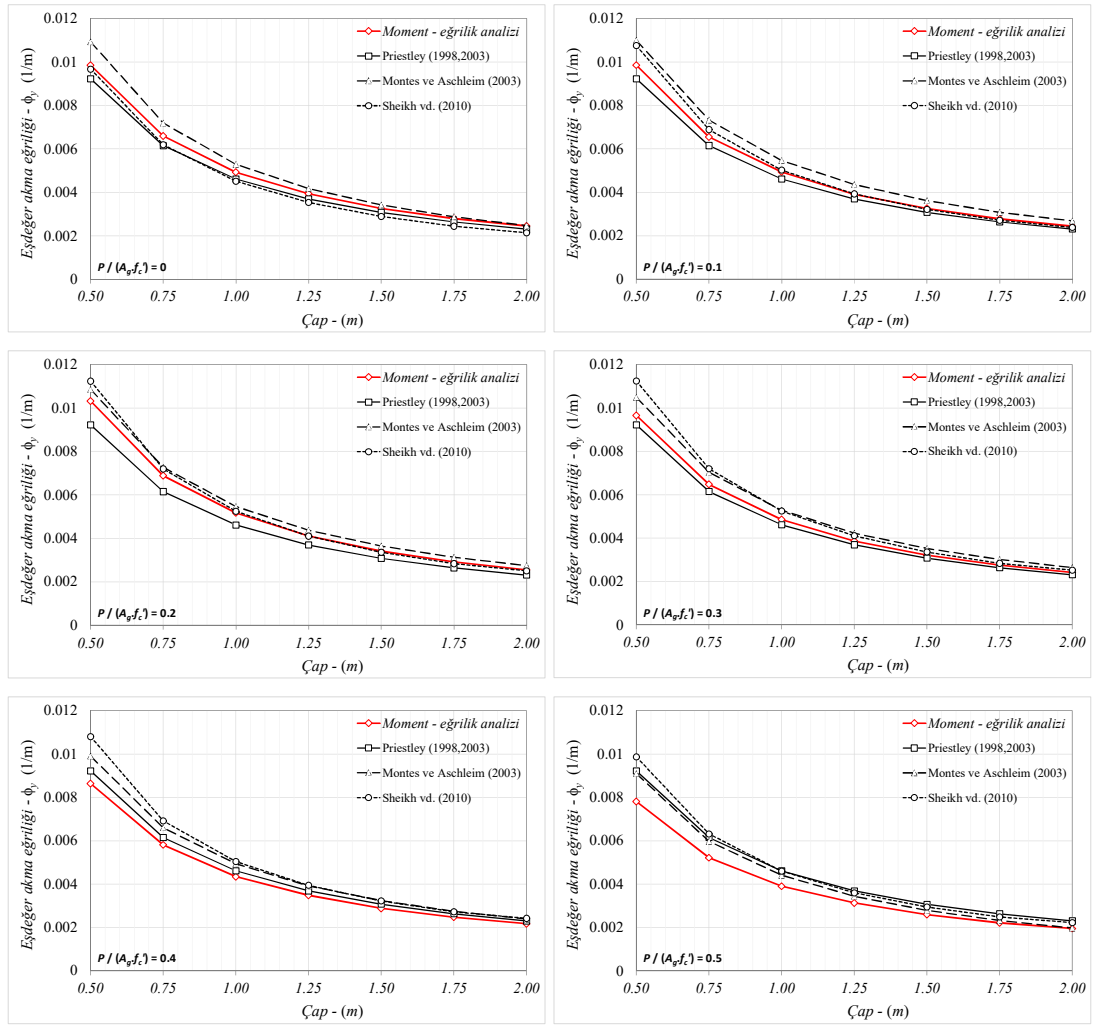
birlikte, beton ezilmesinin hakim olduğu yüksek normal kuvvet düzeyleri için ($P/A_g f_c' \geq 0.3$) oluşan farkların çok daha da fazla arttığı belirlenmiştir. İlgili bağıntı kullanılarak hesaplanan akma eğriliklerine ait rölatif farklar, $P/A_g f_c' < 0.3$ için $+ \%3.4 \sim + \%13.5$ arasında değişirken, $P/A_g f_c' \geq 0.3$ düzeylerinde $+ \%25.5$ oranlarına ulaşabildiği görülmüştür (Şekil 4.19 ve Tablo 4.18).

- Dairesel kolon enkesitlerinde eşdeğer akma eğriliklerinin pratik olarak hesaplanması amacıyla enkesit çapının yanı sıra normal kuvvet düzeyi, boyuna donatı oranı ve beton basınç dayanımı gibi etkilerin de gözönüne bulundurulduğu Sheikh vd. (2010)'daki bağıntı için, $P/A_g f_c' < 0.3$ düzeylerinde hesaplanan akma eğriliklerinin *moment – eğrilik* analiz sonuçları ile oldukça uyumlu olduğu ($D = 500\text{mm}$ dışında) belirlenmiştir. Burada, ilgili bağıntıya ait en büyük rölatif farkların normal kuvvetsiz durum ($P/A_g f_c' = 0$) için oluştuğu belirlenmiştir (Şekil 4.17 Tablo 4.16). Yüksek normal kuvvet düzeyleri ($P/A_g f_c' \geq 0.3$) için ise, hesaplanan akma eğriliklerinin daha fazla olduğu ve $+ \%26.3$ 'e ulaşan rölatif farkların oluşabildiği görülmüştür. Bununla birlikte, enkesit çapı arttıkça bu farkların azalan yönde bir karakteristik gösterdiği belirlenmiştir (Şekil 4.17 ve Tablo 4.16).

Gözönüne alınan farklı boyuna donatı oranları bakımından ilgili bağıntıya ait sonuçlar incelendiğinde, en büyük rölatif farkla normal kuvvetsiz durum ($P/A_g f_c' = 0$) için oluştuğu ve boyuna donatı oranı arttıkça bu farkların azaldığı ($- \%20.3 \sim - \%4.8$) belirlenmiştir. Bununla birlikte, $P/A_g f_c' = 0.1 \sim 0.2$ düzeyleri için ilgili bağıntıdan elde edilen akma eğriliklerinin *moment – eğrilik* analiz sonuçları ile oldukça uyumlu olduğu belirlenmiştir (Şekil 4.20). Akma durumunun belirlenmesinde beton ezilmesinin hakim olduğu $P/A_g f_c' \geq 0.3$ düzeyleri için hesaplanan akma eğriliklerinin, genel olarak, daha fazla olduğu ve donatı oranı arttıkça rölatif farkların artan yönde bir karakteristik gösterdiği belirlenmiştir (Şekil 4.18 ve Tablo 4.17).

Beton basınç dayanımlarındaki değişimler bakımından sonuçlar incelendiğinde, boyuna donatı oranında olduğu gibi normal kuvvetsiz durum ($P/A_g f_c' = 0$) için hesaplanan akma eğriliklerinin *moment – eğrilik* analiz sonuçlarına göre daha az olmasına karşın, $P/A_g f_c' = 0.1 \sim 0.2$ düzeyleri için referans sonuçlarla oldukça

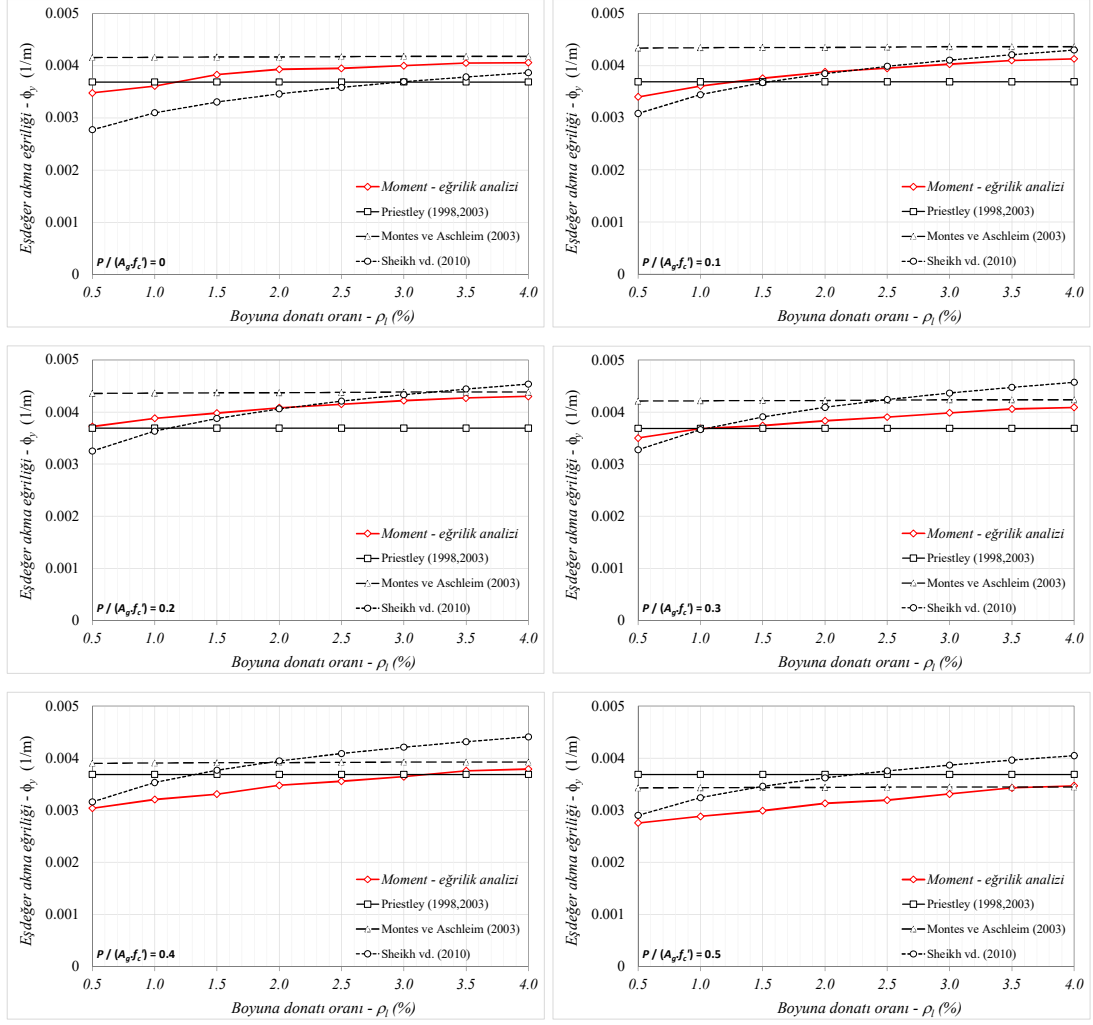
uyumlu olduğu belirlenmiştir (Şekil 4.19 ve Tablo 4.18). Beton ezilmesinin hakim olduğu $P/A_g f_c' \geq 0.3$ düzeyleri için ise, ilgili bağıntıdan elde edilen eşdeğer akma eğrilikleri beton basınç dayanımına da bağlı olarak daha fazla olabilmektedir. Bu bölgede, basınç dayanımı arttıkça akma eğriliklerine ait hesaplanan farklar daha da artmaktadır. $P/A_g f_c' = 0.3, 0.4$ ve 0.5 düzeyleri için hesaplanan rölatif farklar, sırasıyla, $-\%11.0 \sim +\%29.1, -\%12.7 \sim +\%45.2$ ve $-\%16.3 \sim +\%51.7$ arasında değişim göstermektedir (Şekil 4.19 ve Tablo 4.18).



Şekil 4.17: Enkesit çapının farklı değerleri için literatürdeki yaklaşımların karşılaştırılması.

Tablo 4.16: Her enkesit çapı için literatürdeki bağıntılara ait sonuçlar ve rölatif farklar.

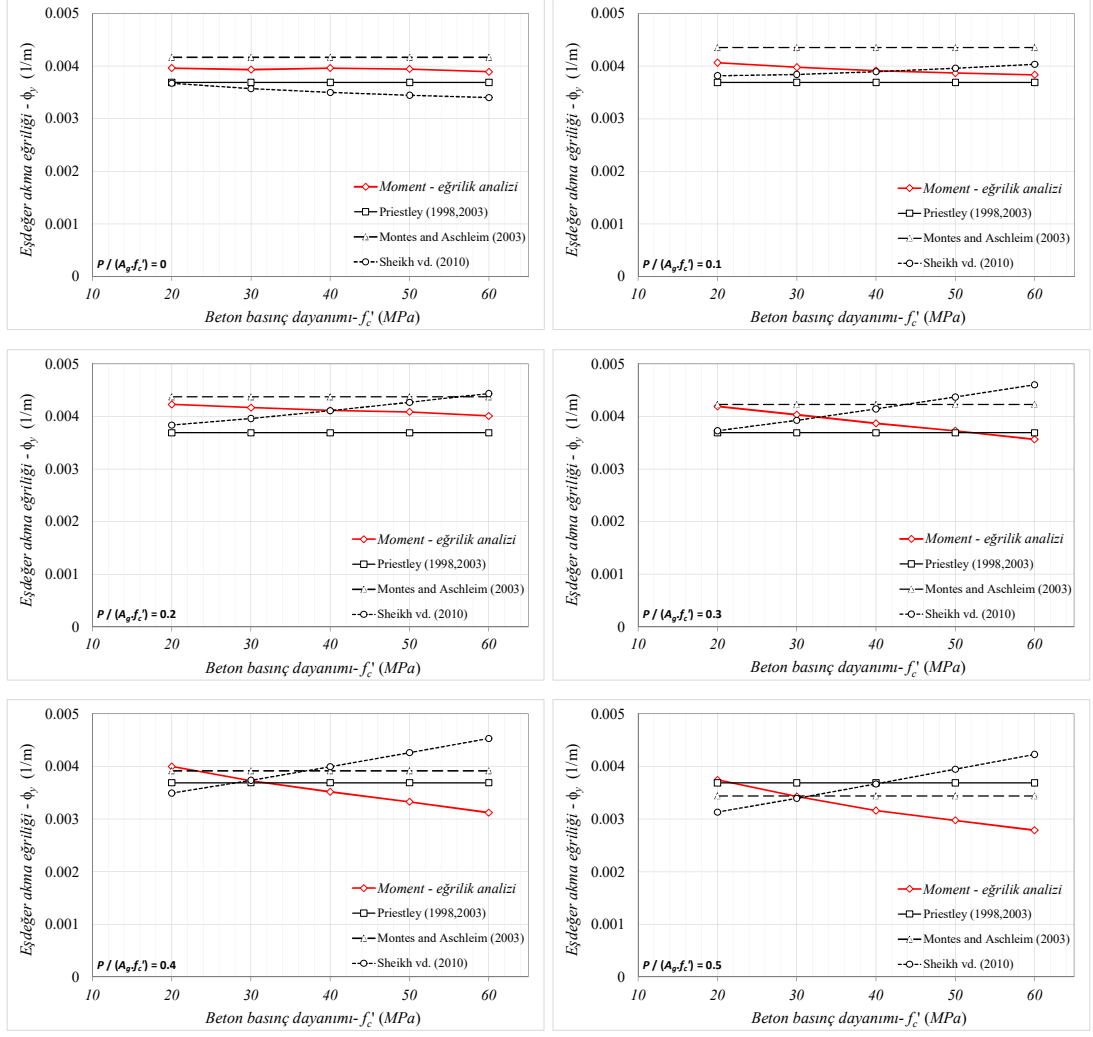
<i>D</i> (m)	<i>P/(A_gf_c)</i>	<i>Moment-Eğrilik analizi</i> ϕ_y (rad.)	<i>Priestley (1998, 2003)</i>		<i>Montes ve Aschleim (2003)</i>		<i>Sheikh vd. (2010)</i>	
			ϕ_y (rad.)	Rölatif fark	ϕ_y (rad.)	Rölatif fark	ϕ_y (rad.)	Rölatif fark
0.50	0	0.00985	0.00923	-6.3	0.01093	10.9	0.00967	-1.8
0.75		0.00660	0.00615	-6.7	0.00719	9.0	0.00619	-6.1
1.00		0.00493	0.00461	-6.3	0.00529	7.4	0.00451	-8.4
1.25		0.00394	0.00369	-6.2	0.00417	6.0	0.00353	-10.3
1.50		0.00326	0.00308	-5.7	0.00342	4.9	0.00289	-11.4
1.75		0.00280	0.00264	-5.7	0.00288	2.9	0.00244	-12.8
2.00		0.00245	0.00231	-5.9	0.00247	0.7	0.00214	-12.7
0.50		0.1	0.00986	0.00923	-6.4	0.01100	11.7	0.01075
0.75	0.00655		0.00615	-6.1	0.00732	11.8	0.00688	5.1
1.00	0.00494		0.00461	-6.5	0.00547	10.7	0.00502	1.7
1.25	0.00391		0.00369	-5.6	0.00435	11.4	0.00392	0.4
1.50	0.00326		0.00308	-5.7	0.00361	10.8	0.00321	-1.5
1.75	0.00278		0.00264	-5.0	0.00308	11.0	0.00271	-2.3
2.00	0.00244		0.00231	-5.3	0.00268	10.1	0.00238	-2.3
0.50	0.2		0.01032	0.00923	-10.6	0.01086	5.2	0.01124
0.75		0.00689	0.00615	-10.7	0.00727	5.6	0.00720	4.5
1.00		0.00518	0.00461	-10.9	0.00547	5.6	0.00524	1.3
1.25		0.00412	0.00369	-10.3	0.00437	6.3	0.00410	-0.3
1.50		0.00341	0.00308	-9.8	0.00365	6.9	0.00336	-1.5
1.75		0.00292	0.00264	-9.6	0.00313	7.2	0.00283	-2.8
2.00		0.00255	0.00231	-9.6	0.00274	7.5	0.00250	-1.9
0.50		0.3	0.00965	0.00923	-4.4	0.01049	8.7	0.01124
0.75	0.00648		0.00615	-5.1	0.00703	8.5	0.00720	11.1
1.00	0.00485		0.00461	-4.9	0.00529	9.0	0.00525	8.1
1.25	0.00386		0.00369	-4.4	0.00423	9.5	0.00410	6.3
1.50	0.00321		0.00308	-4.1	0.00352	9.8	0.00336	4.7
1.75	0.00275		0.00264	-4.3	0.00302	9.6	0.00283	2.9
2.00	0.00242		0.00231	-4.7	0.00264	9.2	0.00252	4.2
0.50	0.4		0.00864	0.00923	6.8	0.00991	14.7	0.01080
0.75		0.00581	0.00615	5.9	0.00660	13.5	0.00692	19.1
1.00		0.00435	0.00461	6.1	0.00494	13.6	0.00504	15.9
1.25		0.00348	0.00369	5.9	0.00392	12.4	0.00394	13.2
1.50		0.00288	0.00308	6.6	0.00324	12.2	0.00323	11.8
1.75		0.00248	0.00264	6.4	0.00275	11.0	0.00272	10.0
2.00		0.00218	0.00231	6.0	0.00239	9.8	0.00242	11.4
0.50		0.5	0.00781	0.00923	18.1	0.00910	16.5	0.00987
0.75	0.00522		0.00615	17.7	0.00598	14.4	0.00632	20.9
1.00	0.00391		0.00461	18.0	0.00441	12.9	0.00460	17.8
1.25	0.00313		0.00369	17.7	0.00344	9.8	0.00360	14.9
1.50	0.00260		0.00308	18.4	0.00279	7.6	0.00295	13.5
1.75	0.00222		0.00264	18.7	0.00233	4.9	0.00249	12.1
2.00	0.00196		0.00231	17.7	0.00198	1.0	0.00223	13.7



Şekil 4.18: Boyuna donatı oranının farklı değerleri için literatürdeki yaklaşımların karşılaştırılması.

Tablo 4.17: Her boyuna donatı oranı için literatürdeki bağıntılara ait sonuçlar ve rölatif farklar.

ρ_l (%)	$P/(A_g f_c')$	<i>Moment-Eğrilik analizi</i> ϕ_y (rad.)	<i>Priestley (1998, 2003)</i>		<i>Montes ve Aschleim (2003)</i>		<i>Sheikh vd. (2010)</i>	
			ϕ_y (rad.)	Rölatif fark	ϕ_y (rad.)	Rölatif fark	ϕ_y (rad.)	Rölatif fark
0.5	0	0.00348	0.00369	6.0	0.00416	19.4	0.00277	-20.3
1.0		0.00361	0.00369	2.2	0.00416	15.3	0.00310	-14.2
1.5		0.00383	0.00369	-3.7	0.00417	8.8	0.00330	-13.7
2.0		0.00393	0.00369	-6.1	0.00417	6.0	0.00346	-12.0
2.5		0.00395	0.00369	-6.6	0.00417	5.7	0.00359	-9.2
3.0		0.00400	0.00369	-7.8	0.00418	4.5	0.00369	-7.7
3.5		0.00405	0.00369	-8.9	0.00418	3.2	0.00378	-6.6
4.0		0.00406	0.00369	-9.1	0.00418	2.9	0.00387	-4.8
0.5	0.1	0.00340	0.00369	8.5	0.00434	27.6	0.00308	-9.3
1.0		0.00361	0.00369	2.2	0.00434	20.3	0.00344	-4.6
1.5		0.00376	0.00369	-1.9	0.00435	15.7	0.00368	-2.2
2.0		0.00388	0.00369	-4.9	0.00435	12.1	0.00385	-0.8
2.5		0.00395	0.00369	-6.6	0.00436	10.3	0.00399	1.0
3.0		0.00403	0.00369	-8.4	0.00436	8.3	0.00411	1.9
3.5		0.00410	0.00369	-10.0	0.00436	6.4	0.00421	2.7
4.0		0.00413	0.00369	-10.7	0.00436	5.7	0.00430	4.1
0.5	0.2	0.00372	0.00369	-0.8	0.00436	17.1	0.00325	-12.6
1.0		0.00388	0.00369	-4.9	0.00436	12.5	0.00363	-6.4
1.5		0.00398	0.00369	-7.3	0.00437	9.8	0.00388	-2.6
2.0		0.00408	0.00369	-9.6	0.00437	7.1	0.00406	-0.5
2.5		0.00415	0.00369	-11.1	0.00438	5.5	0.00421	1.4
3.0		0.00422	0.00369	-12.6	0.00438	3.9	0.00433	2.6
3.5		0.00427	0.00369	-13.6	0.00438	2.6	0.00444	4.0
4.0		0.00430	0.00369	-14.2	0.00438	1.9	0.00454	5.5
0.5	0.3	0.00350	0.00369	5.3	0.00421	20.2	0.00328	-6.4
1.0		0.00368	0.00369	0.2	0.00422	14.5	0.00366	-0.6
1.5		0.00374	0.00369	-1.4	0.00422	12.9	0.00391	4.5
2.0		0.00383	0.00369	-3.7	0.00422	10.2	0.00409	6.8
2.5		0.00391	0.00369	-5.5	0.00423	8.3	0.00424	8.6
3.0		0.00399	0.00369	-7.4	0.00424	6.3	0.00437	9.5
3.5		0.00406	0.00369	-9.1	0.00424	4.3	0.00448	10.2
4.0		0.00409	0.00369	-9.8	0.00424	3.6	0.00457	11.8
0.5	0.4	0.00304	0.00369	21.4	0.00390	28.4	0.00316	4.1
1.0		0.00321	0.00369	15.1	0.00391	21.9	0.00353	10.2
1.5		0.00331	0.00369	11.4	0.00391	18.2	0.00377	13.8
2.0		0.00348	0.00369	6.0	0.00391	12.5	0.00395	13.4
2.5		0.00356	0.00369	3.7	0.00392	10.2	0.00409	15.0
3.0		0.00364	0.00369	1.2	0.00393	7.7	0.00421	15.6
3.5		0.00376	0.00369	-1.8	0.00393	4.4	0.00432	14.9
4.0		0.00379	0.00369	-2.7	0.00393	3.6	0.00441	16.4
0.5	0.5	0.00276	0.00369	33.8	0.00343	24.3	0.00290	5.3
1.0		0.00288	0.00369	27.9	0.00343	19.1	0.00324	12.5
1.5		0.00299	0.00369	23.3	0.00344	14.9	0.00346	15.7
2.0		0.00313	0.00369	17.8	0.00344	9.8	0.00362	15.7
2.5		0.00319	0.00369	15.5	0.00344	7.8	0.00376	17.6
3.0		0.00331	0.00369	11.3	0.00345	4.1	0.00387	16.7
3.5		0.00343	0.00369	7.5	0.00345	0.5	0.00396	15.5
4.0		0.00347	0.00369	6.3	0.00345	-0.6	0.00405	16.7



Şekil 4.19: Beton basınç dayanımının farklı değerleri için literatürdeki yaklaşımların karşılaştırılması.

Tablo 4.18: Her beton basınç dayanımı için literatürdeki bağıntılara ait sonuçlar ve rölatif farklar.

f_c' (MPa)	$P/(A_g f_c')$	<i>Moment- Eğrilik analizi</i> ϕ_y (rad.)	<i>Priestley (1998, 2003)</i>		<i>Montes ve Aschleim (2003)</i>		<i>Sheikh vd. (2010)</i>	
			ϕ_y (rad.)	Rölatif fark	ϕ_y (rad.)	Rölatif fark	ϕ_y (rad.)	Rölatif fark
20	0	0.00397	0.00369	-6.9	0.00417	5.2	0.00368	-7.3
30		0.00394	0.00369	-6.2	0.00417	6.0	0.00357	-9.2
40		0.00397	0.00369	-6.9	0.00417	5.2	0.00350	-11.7
50		0.00395	0.00369	-6.5	0.00417	5.7	0.00345	-12.6
60		0.00390	0.00369	-5.3	0.00417	7.1	0.00340	-12.6
20	0.1	0.00407	0.00369	-9.2	0.00435	7.1	0.00382	-6.1
30		0.00398	0.00369	-7.3	0.00435	9.4	0.00384	-3.4
40		0.00392	0.00369	-5.7	0.00435	11.2	0.00389	-0.5
50		0.00387	0.00369	-4.7	0.00435	12.5	0.00396	2.4
60		0.00384	0.00369	-3.8	0.00435	13.5	0.00404	5.2
20	0.2	0.00423	0.00369	-12.8	0.00437	3.4	0.00384	-9.3
30		0.00417	0.00369	-11.5	0.00437	4.9	0.00396	-5.0
40		0.00412	0.00369	-10.3	0.00437	6.3	0.00411	-0.2
50		0.00409	0.00369	-9.7	0.00437	7.0	0.00427	4.5
60		0.00401	0.00369	-8.0	0.00437	9.0	0.00443	10.6
20	0.3	0.00419	0.00369	-11.9	0.00423	0.9	0.00373	-11.0
30		0.00403	0.00369	-8.5	0.00423	4.8	0.00392	-2.7
40		0.00387	0.00369	-4.6	0.00423	9.3	0.00414	7.0
50		0.00373	0.00369	-1.0	0.00423	13.4	0.00437	17.2
60		0.00356	0.00369	3.6	0.00423	18.7	0.00460	29.1
20	0.4	0.00400	0.00369	-7.8	0.00392	-2.1	0.00349	-12.7
30		0.00373	0.00369	-1.0	0.00392	5.1	0.00374	0.3
40		0.00352	0.00369	4.9	0.00392	11.3	0.00399	13.5
50		0.00333	0.00369	10.9	0.00392	17.7	0.00426	28.0
60		0.00312	0.00369	18.2	0.00392	25.5	0.00453	45.2
20	0.5	0.00375	0.00369	-1.5	0.00344	-8.1	0.00313	-16.3
30		0.00343	0.00369	7.6	0.00344	0.3	0.00339	-1.0
40		0.00316	0.00369	16.6	0.00344	8.8	0.00367	15.9
50		0.00298	0.00369	24.0	0.00344	15.7	0.00395	32.6
60		0.00279	0.00369	32.3	0.00344	23.4	0.00423	51.7

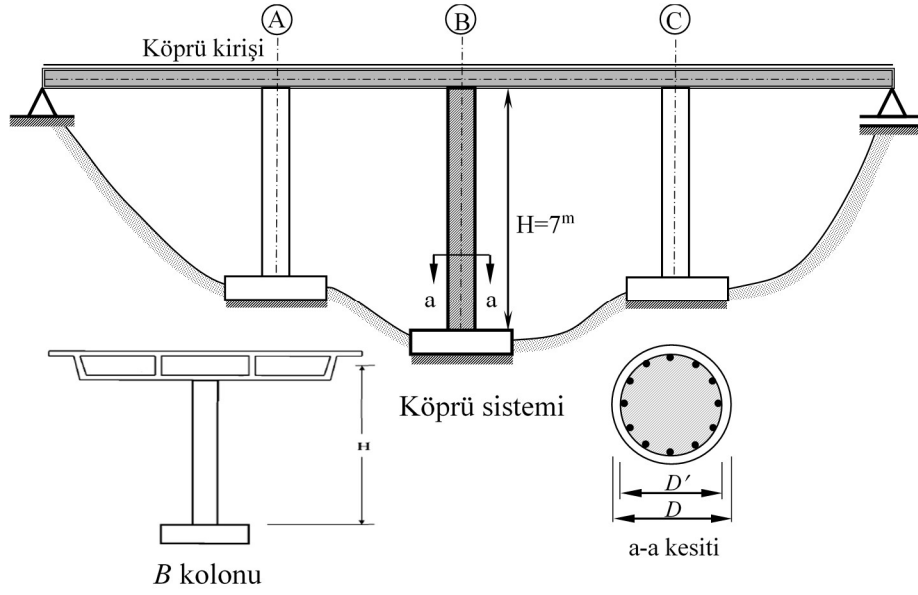
5. BETONARME KÖPRÜ KOLONLARININ DİREKT YERDEĞİŞTİRME ESASLI TASARIMINDA EŞDEĞER AKMA EĞRİLİĞİNİN ETKİSİ

Çalışmanın bu bölümünde, dairesel enkesitli betonarme kolonlar için gözönüne alınan parametrelere bağlı olarak eşdeğer akma eğriliklerindeki değişimlerin Direkt Yerdeğiştirme Esaslı Tasarım (DYET) ilkeleri çerçevesinde yerdeğiştirme sünekliği ve taban kesme kuvvetlerine olan etkisi ve ayrıca, literatürdeki pratik yaklaşıma ait bağıntıların hangi oranda sonuç verdiği nümerik olarak araştırılmıştır. Bunun için, Bölüm 4’de gözönüne alınan parametrelere (normal kuvvet düzeyi – $P/A_g f_c'$, enkesit çapı – D , boyuna donatı oranı – ρ_l ve beton basınç dayanımı – f_c') ait alt ve üst sınırlar dahilinde seçilen köprü kolonlarının TBDY (2018)’deki tasarım deprem yerhareketi esas alınarak analizleri yapılmış ve sonuçlar karşılaştırılmalı olarak değerlendirilmiştir. Sayısal irdelemeler, *kullanılabilirlik sınır düzeyi – KSD* (serviceability limit state) ve *hasar kontrolü sınır düzeyi – HKSD* (damage control limit state) olmak üzere iki farklı şekildeğiştirme düzeyi için yapılmıştır.

5.1 Köprü Sisteminin Genel Özellikleri ve Tasarım Parametreleri

Betonarme kolon enkesitler üzerinde eşdeğer akma eğriliklerindeki değişimin köprü türü yapıların DYET üzerindeki etkisini araştırmak amacıyla, herhangi bir yapısal düzensizliği bulunmayan tek serbestlik dereceli tipik bir sistem seçilmiştir (Şekil 5.1). İncelenen köprü sisteminin dairesel enkesitli orta kolonu (B) için gözönüne alınan parametrelere ait en alt ve en üst sınırlar ile ara durumları içeren 36 adet hesap modeli oluşturulmuş ve daha sonra, *KSD* ve *HKSD* performans düzeylerine ait birim şekildeğiştirme sınırları esas alınarak analizleri gerçekleştirilmiştir.

Kolonlara ait geometrik ve mekanik özellikler Tablo 5.1’de, DYET analizlerinde gözönüne alınan parametreler Tablo 5.2’de verilmiştir.



Şekil 5.1: Köprü sistemi için boykesit ve tipik kolon enkesiti.

Tablo 5.1: Seçilen köprü kolonlarının özellikleri.

Model	Donatı Detayı	D (mm)	$P/A_g f'_c$	f'_c (MPa)	ρ_l (%)	f_y (MPa)	A_c / A_g
1a	8#4 (8D12.8)	500	0.10	20	0.5	410	0.8
1b			0.30				
1c			0.50				
2a	16#7 (16D22.2)	1250	0.10	20	0.5	410	0.8
2b			0.30				
2c			0.50				
3a	20#10 (20D32.3)	2000	0.10	20	0.5	410	0.8
3b			0.30				
3c			0.50				
4a	8#4 (8D12.8)	500	0.10	60	0.5	410	0.8
4b			0.30				
4c			0.50				
5a	16#7 (16D22.2)	1250	0.10	60	0.5	410	0.8
5b			0.30				
5c			0.50				
6a	20#10 (20D32.3)	2000	0.10	60	0.5	410	0.8
6b			0.30				
6c			0.50				
7a	20#7 (20D22.2)	500	0.10	20	4.0	410	0.8
7b			0.30				
7c			0.50				
8a	48#11 (48D35.8)	1250	0.10	20	4.0	410	0.8
8b			0.30				
8c			0.50				
9a	48#18 (48D57.3)	2000	0.10	20	4.0	410	0.8
9b			0.30				
9c			0.50				
10a	20#7 (20D22.2)	500	0.10	60	4.0	410	0.8
10b			0.30				
10c			0.50				
11a	48#11 (48D35.8)	1250	0.10	60	4.0	410	0.8
11b			0.30				
11c			0.50				
12a	48#18 (48D57.3)	2000	0.10	60	4.0	410	0.8
12b			0.30				
12c			0.50				

Tablo 5.2: Köprü sisteminin analizi için esas alınan parametreler.

Tanım	Sembol	Değer		
Kolon enkesiti	D	Dairesel		
Yükseklik	H	7 m		
Enine donatı türü		Spiral		
Yerel zemin sınıfı	Z	ZB		
Kısa periyot ve 1sn periyot için ivme katsayıları	$S(g)$	$S_S = 0.85$	$S_1 = 0.21$	
Yerel zemin çarpanları		$F_S = 0.90$	$F_1 = 0.80$	
Tasarım ivme spektrumu katsayıları	$S_D(g)$	$S_{DS} = 0.765$	$S_{D1} = 0.168$	
Spektrum karakteristik periyotları	$T(s)$	$T_A = 0.044$	$T_B = 0.220$	$T_L = 6.0$
Ağırlık	$W(kN)$	$P/(f_c'A_g)=0.10$ için $W = 0.10(f_c'A_g)$		
		$P/(f_c'A_g)=0.30$ için $W = 0.30(f_c'A_g)$		
		$P/(f_c'A_g)=0.50$ için $W = 0.50(f_c'A_g)$		
Histeretik çevrim modeli		<i>Thin-Takeda</i>		
Performans düzeyleri	KSD	$\varepsilon_{c,KSD} = 0.004$ veya $\varepsilon_{s,KSD} = 0.015$		
	$HKSD$	$\varepsilon_{c,HKSD} = 2\varepsilon_{cu}/3 = 0.027$ veya $\varepsilon_{s,HKSD} = 0.06$		

5.2 Gözönüne Alınan Deprem Yerhareketi

TSD'li yapı sistemlerinin iki farklı şekildeğiştirme düzeyi için analizlerinde, TBDY (2018)'de tanımlanan 50 yılda aşılma olasılığı %10 ve geri dönüş periyodu 475 yıl olan standart tasarım (seyrek) deprem yerhareketi esas alınmıştır. Bu deprem seviyesinin karakteristiği, genel olarak, ASCE 7-10 (2010) yönetmeliğinde tanımlanan esaslara oldukça benzer olmasına karşın, tasarım ivme katsayılarının (S_{DS} ve S_{D1}) hesabında Türkiye Deprem Haritasındaki ilgili değerler kullanılmaktadır.

Tasarım deprem seviyesine ait %5 sönümlü ivme spektrumunun elde edilmesinde ilk olarak, ilgili bölge için kısa periyot ivme katsayısı S_S ve 1sn periyot için ivme katsayısı S_1 Türkiye Deprem Haritasından elde edilmiştir. Daha sonra, yerel zemin sınıfına ait F_S ve F_1 çarpanları kullanılarak tasarım ivme spektrumuna ait S_{DS} ve S_{D1} ivme katsayıları (5.1a-b) bağıntıları ile hesaplanmıştır.

$$S_{DS} = S_S * F_S \quad (5.1a)$$

$$S_{D1} = S_1 * F_1 \quad (5.1b)$$

İvme spektrumunun sabit hız, sabit ivme ve sabit yerdeğiştirme bölgelerini tanımlayan karakteristik periyotlar T_A ve T_B ile geçiş periyodu T_L (5.2a-c) bağıntıları ile belirlenmiştir.

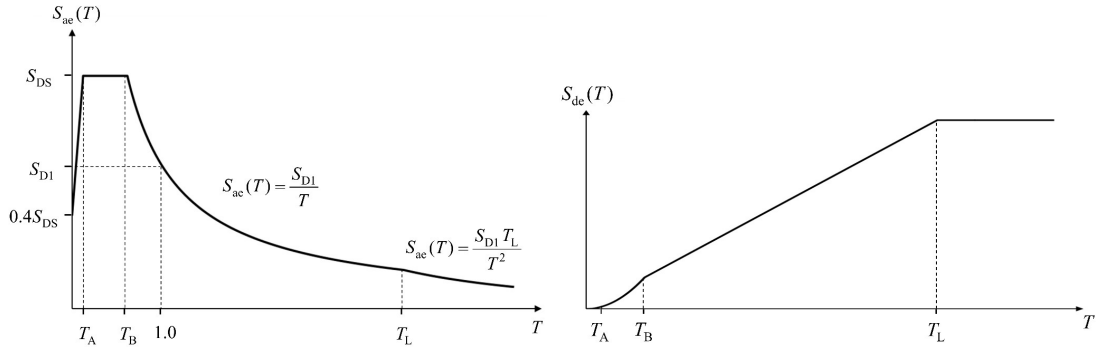
$$T_A = 0.2 * \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (5.2a)$$

$$T_A = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (5.2b)$$

$$T_L = 6sn \quad (5.2c)$$

Köprü sistemlerinin yerdeğiştirme esaslı analizlerinde kullanılacak %5 sönümlü standart yerdeğiştirme spektrumu, (5.3) bağıntısı ile %5 sönümlü ivme spektrumundan türetilmiştir (Şekil 5.2). %5 sönümlü ivme ve yerdeğiştirme spektrumlarına ait karakteristik değerler Tablo 5.2’da verilmiştir.

$$S_{de}(T) = \frac{T^2}{4\pi^2} g S_{ae}(T) \quad (5.3)$$

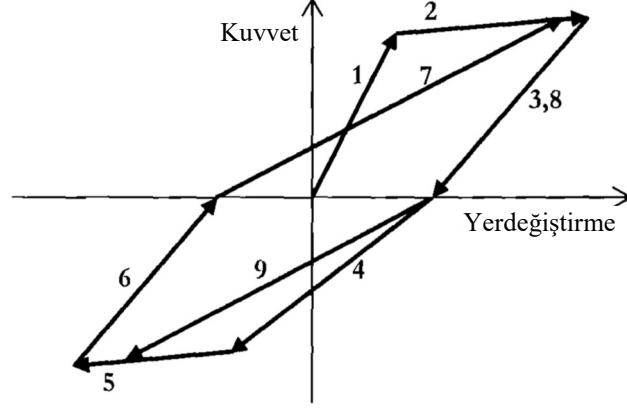


Şekil 5.2: %5 sönümlü elastik ivme ve yerdeğiştirme davranış spektrumları (TBDY-2018).

5.3 Tersinir Hareket Çevrim Modeli

Sayısal incelemeler kapsamında, betonarme köprü kolonlarının tasarım deprem yerhareketi altındaki çevrimsel davranışını temsil etmesi amacıyla *Thin – Takeda hysteretik modeli* seçilmiştir (Şekil 5.3). Bu model, çevrimsel davranış altında *ideal – elasto plastik modele* göre daha az enerji yutmaktadır. Takeda çevrim modelinin enerji yutma kapasitesi, akma sonrası rijitlik azaltma çarpanı (r), yük boşaltmadaki rijitlik çarpanı (α) ve yeniden yüklemedeki rijitlik çarpanına (β) bağlıdır. Bu katsayılar en

fazla 1.0 değerini almaktadır. İncelenen betonarme sistemlerin yerdeğiştirme esaslı analizlerinde en küçük çevrim alanını temsil etmesi amacıyla α ve β katsayıları, sırasıyla, 0.5 ve 0 alınmıştır.

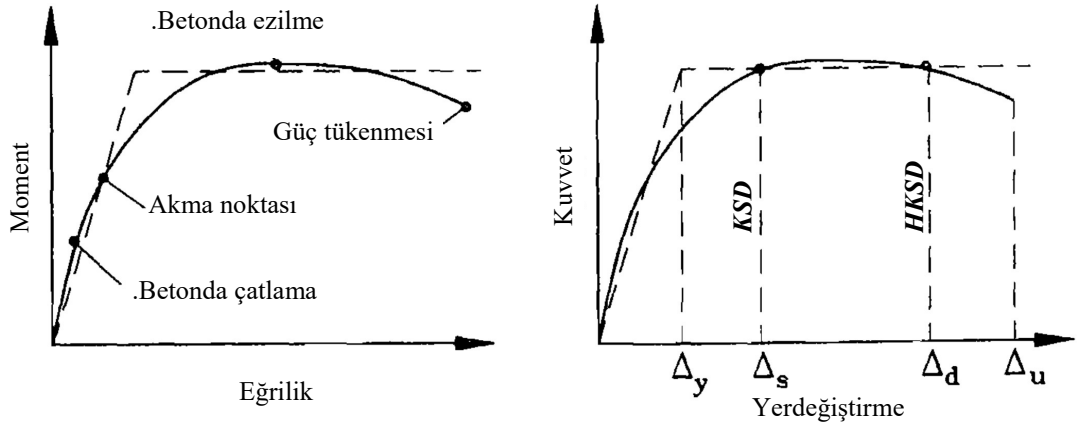


Şekil 5.3: Takeda histeretik çevrim modeli (Priestley vd., 2007b).

5.4 Betonarme Sistemlerin Direkt Yerdeğiştirme Esaslı Tasarımı ile Analizleri

Çalışmada gözönüne alınan parametrelere ait alt ve üst sınırlar dahilinde seçilen betonarme köprü kolonlarının *moment – eğrilik* analizlerinden ve ayrıca, literatürde önerilen pratik bağıntılardan elde edilen eşdeğer akma eğrilikleri kullanılarak, hedef yerdeğiştirme talepleri (Δ_d), *KSD* ve *HKSD*'na karşı gelen birim şekildeğiştirme değerleri esas alınarak hesaplanmıştır. Burada, *KSD* enkesitte akma sonrası plastik şekildeğiştirmelerin başladığı ve önemli kalıcı şekildeğiştirme durumlarının beklenmediği hasar durumunu temsil etmektedir. *HKSD* ise, taşıyıcı sistemde onarılabılır düzeyde hasarın olduğu performans düzeyine karşı gelmektedir (Şekil 5.4).

Daha sonra, Bölüm 2.2'de verilen hesap adımları uygulanarak kolon modellerinin yerdeğiştirme süneklikleri ve taban kesme kuvveti talepleri DYET yaklaşımı çerçevesinde belirlenmiştir. Böylece, eşdeğer akma eğriliğine etkileyen parametrelerin ve pratik bağıntıların taban kesme kuvvetlerini belirlemede hangi oranda sonuç verdiği iki farklı şekildeğiştirme düzeyi için irdelenmiştir.



Şekil 5.4: KSD ve HKSD performans düzeyleri (Priestley vd., 2007b).

5.4.1 Yerdeğiştirme Sünekliği Taleplerinin İncelenmesi

Çalışma kapsamında ele alınan kolon enkesitlerinin *moment – eğrilik* analizlerinden ve ayrıca, literatürde önerilen pratik bağıntılardan elde edilen eşdeğer akma eğrilikleri kullanılarak hesaplanan yerdeğiştirme süneklikleri (μ_{Δ}), *KSD* için Şekil 5.5 ve Tablo 5.3’de, *HKSD* için Şekil 5.6 ve Tablo 5.4’de karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.

Kolon elemanlarda plastik şekildeğiştirmelerin başlamasına karşılık gelen *KSD* için, *moment – eğrilik* analizlerinden elde edilen eşdeğer akma eğrilikleri esas alınarak hesaplanan süneklik taleplerinin değişimi incelendiğinde; $\mu_{\Delta}^{KSD} = 1.16 \sim 1.99$ arasında değişen ve birbirine oldukça yakın süneklik değerleri elde edilmiştir (Şekil 5.5 ve Tablo 5.3). Bu performans düzeyi için, elemanların süneklik taleplerine diğer parametrelerin ($P/A_g f_c'$, D , ρ_l ve f_c') etkisinin oldukça düşük olduğu görülmüştür (Şekil 5.5). En küçük normal kuvvet düzeyi $P/A_g f_c' = 0.1$ için, boyuna donatı oranı arttıkça süneklik talepleri bir miktar azalım göstermesine karşın, daha yüksek normal kuvvet düzeylerine çıkıldığında donatı oranındaki artışın süneklik taleplerini değiştirmediği belirlenmiştir (Şekil 5.5).

Kolon elemanlarda onarılabılır düzeyde hasarların olduğu performans düzeyini temsil eden *HKSD* için, *moment – eğrilik* analizleri esas alınarak hesaplanan süneklik talepleri; $\mu_{\Delta}^{HKSD} = 2.47 \sim 7.18$ arasında bir değişim göstermektedir (Şekil 5.6 ve Tablo 5.4). Kolon elemandaki şekildeğiştirme düzeyi arttıkça, süneklik talepleri

üzerinde diğer parametrelere ($P/A_g f_c'$, D , ρ_l ve f_c') ait değişimlerin etkisi ortaya çıkmaktadır. Gözönüne alınan iki donatı oranı ($\rho_l = \%0.5$ ve $\%4.0$) için genel olarak, süneklik taleplerinde bir artış eğilimi olmakla birlikte, enkesit çapının artan değerleri için sünekliklerin sabit kaldığı söylenebilir. Bu davranış, gözönüne alınan her normal kuvvet düzeyi için benzer karakteristiktir (Şekil 5.6). Bununla birlikte, gözönüne alınan her enkesit çapı için normal kuvvet düzeyi arttıkça süneklik talepleri çok az da olsa azalmaktadır (Şekil 5.6 ve Tablo 5.4). Beton basınç dayanımındaki artışın süneklik talepleri üzerinde, diğer davranış parametrelerine de bağlı olarak, negatif yönde bir etkisinin olduğu görülmüştür (Şekil 5.6 ve Tablo 5.4).

Çalışmada, Priestley (1998, 2003), Aschleim ve Montes (2003) ve Sheikh vd. (2010)'da önerilen pratik bağıntılardan elde edilen eşdeğer akma eğrilikleri kullanılarak hesaplanan yerdeğiştirme sünekliklerinin hangi oranda sonuç verdiği, *moment – eğrilik* analizlerinden elde edilen sonuçlar referans alınarak değerlendirilmiştir.

- Priestley (1998, 2003)'de önerilen eşdeğer akma eğriliği bağıntısı kullanılarak hesaplanan yerdeğiştirme sünekliklerinin, *KSD* için $-\%19.2 \sim +\%8.7$ arasında değişen oranlarda daha az / daha fazla olabildiği görülmüştür (Şekil 5.5 ve Tablo 5.4). Bununla birlikte, ilgili bağıntı kullanılarak hesaplanan sünekliklerin *moment – eğrilik* analizlerinden elde edilenlerle oldukça uyumlu olduğu görülmüştür. Buna karşın, en düşük normal kuvvet düzeyi $P/A_g f_c' = 0.1$ ve $\rho_l = \%4.0$ 'lük donatı oranına sahip kolon elemanlarda hesaplanan süneklik talepleri bir miktar fazla iken, $P/A_g f_c' = 0.5$ ve $\rho_l = \%0.5$ 'lik donatı oranı için sonuçlar güvensiz yöndedir. Bu performans düzeyinde $P/A_g f_c' = 0.1, 0.3$ ve 0.5 düzeyleri için hesaplanan süneklik taleplerine ait ortalama rölatif farklar, sırasıyla, $+\%1.16, +\%1.08$ ve $-\%7.66$ olarak hesaplanmıştır (Tablo 5.3).

HKSD için hesaplanan süneklik taleplerine ait rölatif farklar daha da artarak $-\%33.1 \sim +\%13.4$ arasında değişim göstermektedir (Şekil 5.6 ve Tablo 5.4).

Moment – eğrilik analizlerinden elde edilen referans sonuçlara göre, hesaplanan süneklik taleplerinin oldukça uyumlu olduğu görülmüştür. *KSD*'nda olduğu gibi, $P/A_g f_c' = 0.1$ ve $\rho_l = \%4.0$ 'lük donatı oranına sahip kolon elemanlarda

süneklik talepleri bir miktar fazla iken, $P/A_{gf_c}' = 0.5$ ve $\rho_l = \%0.5$ 'lik donatı oranı için sonuçlar güvensiz yöndedir. Bu performans düzeyinde $P/A_{gf_c}' = 0.1$ ve 0.3 için hesaplanan süneklik talepleri, sırasıyla, ortalama $\%1.87$ ve $\%2.55$ daha fazla iken, *KSD*'de olduğu gibi, en yüksek normal kuvvet düzeyi $P/A_{gf_c}' = 0.5$ için ortalama $\%13.44$ oranında daha azdır (Şekil 5.6 ve Tablo 5.4).

- Aschleim ve Montes (2003)'de önerilen eşdeğer akma eğriliği bağıntısı kullanılarak her iki performans düzeyi için hesaplanan yerdeğiştirme süneklikleri, genel olarak, yüksek donatı oranına sahip modellerde *moment – eğrilik* analiz sonuçlarıyla oldukça uyumlu olmasına karşın, düşük donatı oranlarında güvensiz yönde kalmaktadır (Şekil 5.5-5.6). İlgili bağıntıdan elde edilen süneklik taleplerinin değişimi, Priestley (1998,2003)'den elde edilenlere benzer olmasına karşın, kolonlardaki şekildeğiştirme düzeyi ve normal kuvvet düzeyine bağlı olarak bir miktar daha küçüktür (Şekil 5.5-5.6).

KSD için hesaplanan süneklik taleplerinin referans analiz sonuçlara göre $\%16.8 \sim \%11.7$ arasında değişen oranlarda daha az / daha fazla olabildiği görülmüştür (Şekil 5.5 ve Tablo 5.3). Priestley (1998, 2003)'de olduğu gibi, hesaplanan süneklik talepleri referans sonuçlarla oldukça uyumlu olmasına karşın, $\rho_l = \%0.5$ 'lik donatı oranına sahip modellerde güvensiz yönde sonuçlar elde edilmiştir (Şekil 5.5 ve Tablo 5.3). Bu performans düzeyinde, ilgili bağıntı esas alınarak düşük donatı oranları için hesaplanan süneklik taleplerine ait rölatif farklar, normal kuvvet düzeyi arttıkça azalmaktadır. $P/A_{gf_c}' = 0.1, 0.3$ ve 0.5 düzeyleri için ortalama rölatif farklar, sırasıyla, $\%8.62, \%5.34$ ve $\%3.79$ olarak hesaplanmıştır (Tablo 5.3).

HKSD için Aschleim ve Montes (2003)'deki bağıntı kullanılarak hesaplanan süneklik taleplerine ait rölatif farklar daha da artarak $\%29.6 \sim \%18.6$ arasında değişim göstermektedir (Şekil 5.6 ve Tablo 5.4). Bu şekildeğiştirme durumu için, en büyük rölatif farklar $\rho_l = \%0.5$ 'lik donatı oranı için elde edilmiştir. $P/A_{gf_c}' = 0.1, 0.3$ ve 0.5 düzeyleri için ortalama rölatif farklar, sırasıyla, $\%12.84, \%9.09$ ve $\%7.03$ oranında güvensiz tarafta kalmıştır (Tablo 5.4).

- Eşdeğer akma eğrilinin hesabında birçok parametrenin gözönüne alındığı Sheikh vd. (2010)'da önerilen bağıntı kullanılarak hesaplanan yerdeğiştirme süneklikleri, *moment – eğrilik* analizi ve diğer iki yaklaşımdan elde edilenlerle uyumludur ($\rho_l = \%0.5$ ve $f_c' = 20\text{MPa}$ 'e sahip modeller dışında). İlgili kolon modellerinde ise bir miktar fazla sonuç vermiştir (Şekil 5.5-5.6).

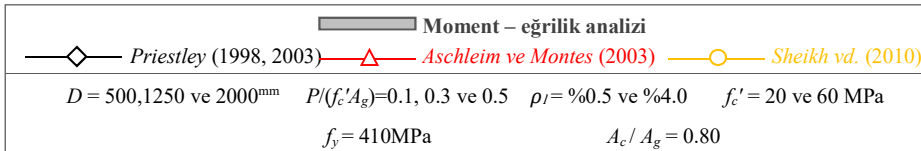
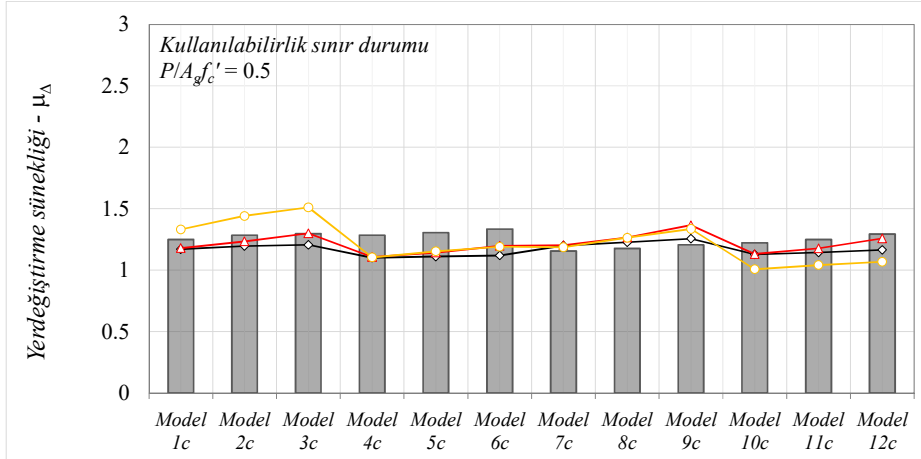
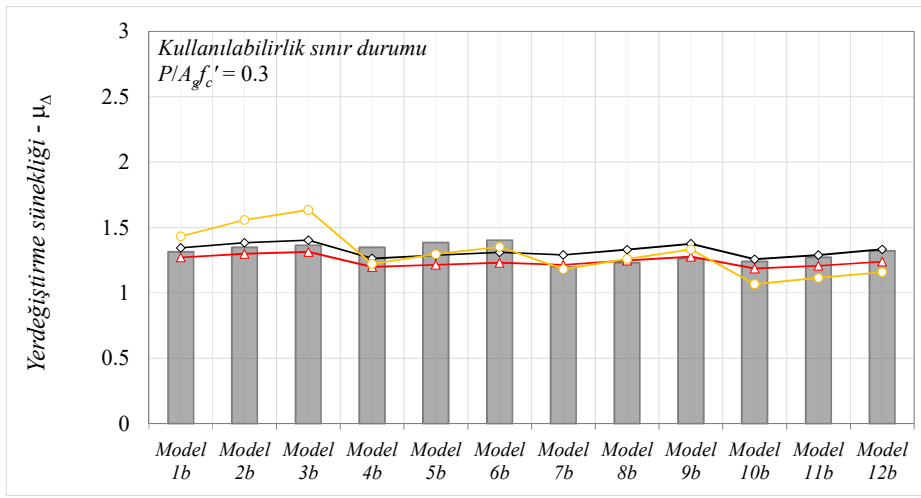
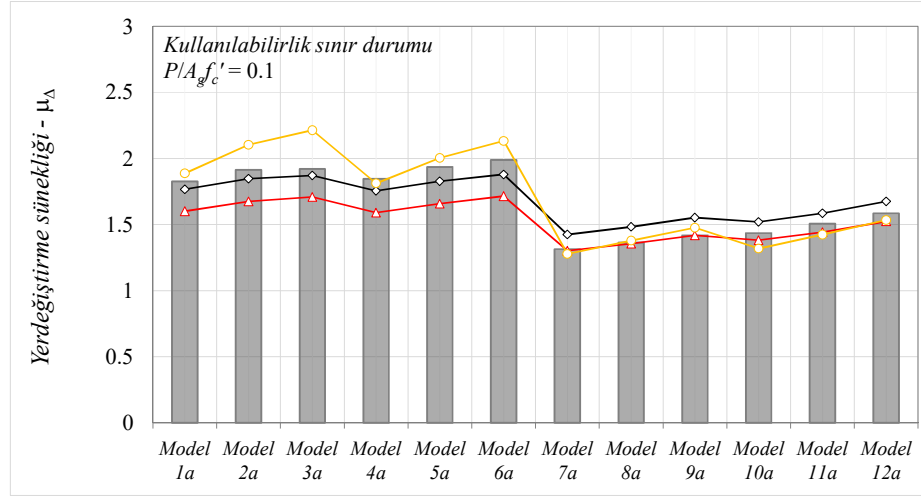
KSD için hesaplanan süneklik taleplerinin *moment – eğrilik* analizlerinden elde edilenlere göre, $-\%21.4 \sim +\%16.6$ arasında değişen oranlarda daha az / daha fazla olabildiği görülmüştür (Şekil 5.5 ve Tablo 5.3). Bu performans düzeyinde, en düşük donatı oranı ve beton basınç dayanımına sahip kolon elemanlar için ilgili bağıntı kullanılarak hesaplanan süneklik talepleri fazla sonuç vermesine karşın, diğer modellerde iyi sonuçlar elde edilmiştir (Şekil 5.5). Burada, normal kuvvetin $P/A_g f_c' = 0.1, 0.3$ ve 0.5 düzeyleri için hesaplanan süneklik taleplerine ait ortalama rölatif farklar, sırasıyla, $+\%1.51, -\%1.72$ ve $-\%4.46$ olarak hesaplanmıştır (Tablo 5.3).

HKSD için ilgili bağıntı kullanılarak hesaplanan süneklik talepleri için rölatif farklar daha da artarak $-\%41.4 \sim +\%25.2$ arasında değişim göstermektedir (Şekil 5.6 ve Tablo 5.4). Bu şekildeğiştirme durumunda, $P/A_g f_c' = 0.1, 0.3$ ve 0.5 düzeyleri için süneklik taleplerine ait ortalama rölatif farklar sırasıyla, $-\%0.80, -\%3.25$ ve $-\%8.34$ olarak hesaplanmıştır (Tablo 5.4).

Çalışmada, üç farklı eşdeğer akma eğriliği bağıntısı ve iki farklı şekildeğiştirme düzeyi (*KSD* ve *HKSD*) esas alınarak hesaplanan yerdeğiştirme süneklikleri değerlendirildiğinde;

- Priestley (1998, 2003) için en büyük rölatif farklar, en küçük boyuna donatı oranına ($\rho_l = \%0.5$) sahip kolon modellerine yüksek normal kuvvet düzeyi ($P/A_g f_c' = 0.5$) etkidiğinde oluşmaktadır (Tablo 5.3-5.4). Burada, beton basınç dayanımdaki artışın, süneklik değerlerini artırıcı/azaltıcı yönde (normal kuvvet düzeyi, donatı oranı ve enkesit çapına bağlı olarak) etkisi bulunmaktadır (Şekil 5.5-5.6 ve Tablo 5.3-5.4). Kolon yerdeğiştirme sünekliklerinin hesabında önem arz eden eşdeğer akma eğriliği ile ilgili olarak, ilgili bağıntının oldukça yeterli ve pratik olduğu düşünülmektedir.

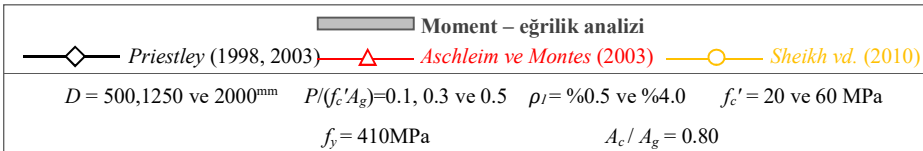
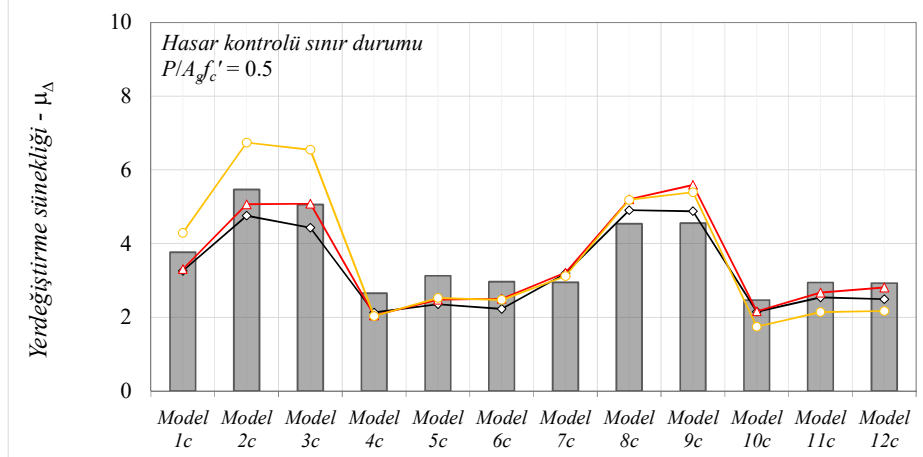
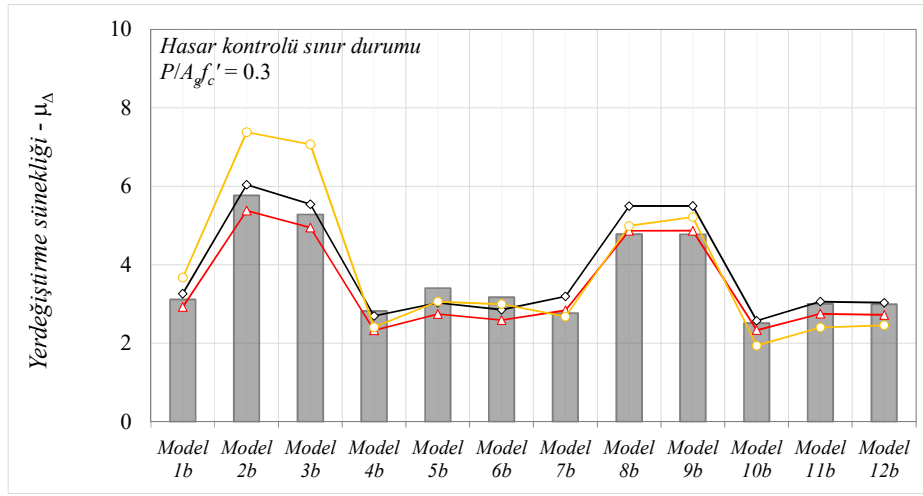
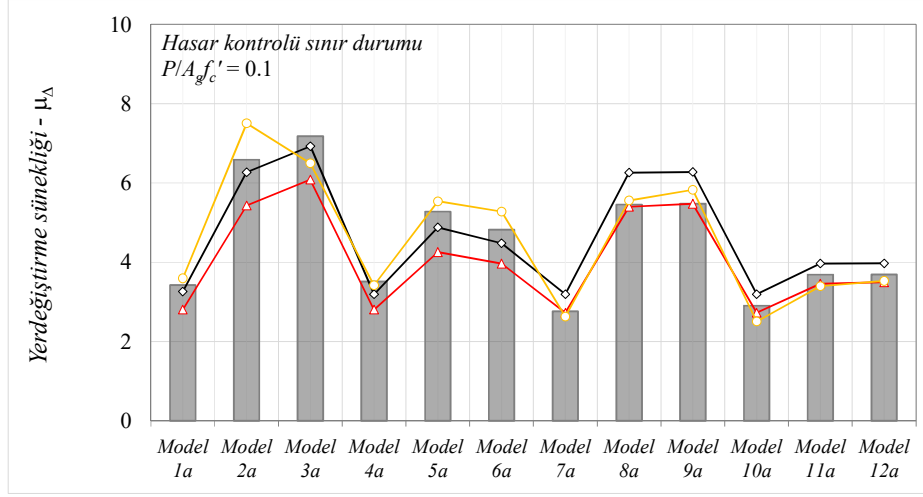
- Aschleim ve Montes (2003) için en büyük rölâtif farklar, enkesit çapından ve normal kuvvet düzeyinden bağımsız olarak, en küçük boyuna donatı oranına ($\rho_l = \%0.5$) ve en yüksek beton basınç dayanımına ($f_c' = 60$ MPa) sahip kolon modellerinde elde edilmiştir (Tablo 5.3-5.4). Priestley (1998,2003)'de önerilen bağıntıdaki yapının esas alındığı ve normal kuvvet düzeyinin etkisi gözönünde bulundurularak geliştirilen bu yaklaşım, Priestley (1998,2003)'e yakın sonuçlar vermesine karşın, düşük boyuna donatı oranı için güvensiz yönde kalmaktadır.
- Sheikh vd. (2010) için en büyük rölâtif farklar, enkesit çapından ve boyuna donatı oranından bağımsız olarak, en yüksek normal kuvvet düzeyine ($P/A_g f_c' = 0.5$) ve beton basınç dayanımına ($f_c' = 60$ MPa) sahip kolon modellerinde elde edilmiştir (Tablo 5.3-5.4). Eşdeğer akma eğriliğinin hesabında birçok parametrenin istatistiksel değişimi esas alınarak geliştirilen sözkonusu bağıntının, DYET çerçevesinde kolon sünekliklerini belirlemede yetersiz kaldığı belirlenmiştir. Ayrıca, ilgili bağıntının karmaşık yapısı nedeniyle kullanımının pratik olmadığı düşünülmektedir.



Şekil 5.5: KSD için kolon yerdeğiştirme sünekliği talepleri.

Tablo 5.3: KSD için yerdeğiştirme sünekliklerine ait rölatif farklar.

Model	D (m)	P/(A _g f' _c)	f' _c (MPa)	ρ (%)	Moment-Eğrilik analizi μ _Δ	Priestley (1998, 2003)		Montes ve Aschleim (2003)		Sheikh vd. (2010)	
						μ _Δ	Rölatif fark (%)	μ _Δ	Rölatif fark (%)	μ _Δ	Rölatif fark (%)
1a	0.5	0.1	20	0.5	1.83	1.77	-3.4	1.60	-14.1	1.89	3.2
1b	0.5	0.3	20	0.5	1.31	1.34	2.3	1.27	-3.3	1.43	8.4
1c	0.5	0.5	20	0.5	1.25	1.17	-6.7	1.18	-6.0	1.33	6.2
2a	1.25	0.1	20	0.5	1.91	1.85	-3.6	1.67	-14.3	2.10	9.0
2b	1.25	0.3	20	0.5	1.35	1.38	2.6	1.30	-3.8	1.56	13.4
2c	1.25	0.5	20	0.5	1.28	1.20	-7.4	1.23	-4.1	1.44	10.9
3a	2	0.1	20	0.5	1.92	1.87	-2.6	1.71	-12.4	2.21	13.2
3b	2	0.3	20	0.5	1.36	1.40	2.8	1.31	-3.9	1.63	16.6
3c	2	0.5	20	0.5	1.30	1.21	-7.5	1.30	0.2	1.51	14.2
4a	0.5	0.1	60	0.5	1.85	1.76	-5.1	1.59	-16.0	1.81	-1.8
4b	0.5	0.3	60	0.5	1.35	1.26	-6.7	1.20	-12.4	1.22	-10.2
4c	0.5	0.5	60	0.5	1.28	1.10	-16.7	1.11	-16.0	1.10	-16.4
5a	1.25	0.1	60	0.5	1.94	1.83	-5.9	1.66	-16.8	2.01	3.5
5b	1.25	0.3	60	0.5	1.38	1.29	-7.4	1.22	-13.9	1.30	-6.7
5c	1.25	0.5	60	0.5	1.31	1.11	-17.5	1.14	-14.2	1.15	-13.2
6a	2	0.1	60	0.5	1.99	1.88	-5.8	1.72	-15.9	2.13	6.8
6b	2	0.3	60	0.5	1.40	1.31	-7.1	1.23	-13.9	1.35	-3.8
6c	2	0.5	60	0.5	1.33	1.12	-19.2	1.20	-11.4	1.19	-12.1
7a	0.5	0.1	20	4	1.31	1.43	7.8	1.30	-0.9	1.28	-2.8
7b	0.5	0.3	20	4	1.20	1.29	7.0	1.21	1.2	1.18	-1.6
7c	0.5	0.5	20	4	1.16	1.20	3.7	1.20	4.0	1.19	2.6
8a	1.25	0.1	20	4	1.36	1.48	8.0	1.36	-0.6	1.38	1.1
8b	1.25	0.3	20	4	1.23	1.33	7.5	1.25	1.4	1.26	2.3
8c	1.25	0.5	20	4	1.18	1.23	4.0	1.27	7.1	1.26	6.9
9a	2	0.1	20	4	1.42	1.55	8.7	1.42	0.0	1.48	4.0
9b	2	0.3	20	4	1.26	1.38	8.3	1.28	1.2	1.33	5.3
9c	2	0.5	20	4	1.21	1.26	4.0	1.37	11.7	1.34	9.7
10a	0.5	0.1	60	4	1.44	1.52	5.6	1.38	-3.9	1.32	-8.9
10b	0.5	0.3	60	4	1.24	1.26	1.4	1.19	-4.6	1.07	-16.2
10c	0.5	0.5	60	4	1.22	1.13	-8.4	1.13	-8.0	1.01	-21.4
11a	1.25	0.1	60	4	1.51	1.59	5.0	1.44	-4.5	1.42	-5.8
11b	1.25	0.3	60	4	1.27	1.29	1.3	1.21	-5.4	1.12	-14.1
11c	1.25	0.5	60	4	1.25	1.14	-9.2	1.18	-6.0	1.04	-19.9
12a	2	0.1	60	4	1.59	1.68	5.4	1.52	-4.1	1.53	-3.4
12b	2	0.3	60	4	1.32	1.33	0.9	1.24	-6.6	1.16	-14.0
12c	2	0.5	60	4	1.29	1.16	-11.1	1.26	-2.8	1.07	-21.0



Şekil 5.6: HKSD için kolon yerdeğiştirme sünekliği talepleri.

Tablo 5.4: HKSD için yerdeğiştirme sünekliklerine ait rölatif farklar.

Model	D (m)	P/(A _g f _c ')	f _c ' (MPa)	ρ (%)	Moment-Eğrilik analizi μ _Δ	Priestley (1998, 2003)		Montes ve Aschleim (2003)		Sheikh vd. (2010)	
						μ _Δ	Rölatif fark (%)	μ _Δ	Rölatif fark (%)	μ _Δ	Rölatif fark (%)
1a	0.5	0.1	20	0.5	3.43	3.26	-5.1	2.80	-22.2	3.59	4.6
1b	0.5	0.3	20	0.5	3.12	3.26	4.4	2.92	-6.7	3.67	15.1
1c	0.5	0.5	20	0.5	3.76	3.26	-15.5	3.31	-13.7	4.29	12.3
2a	1.25	0.1	20	0.5	6.59	6.27	-5.1	5.43	-21.3	7.51	12.2
2b	1.25	0.3	20	0.5	5.76	6.04	4.6	5.38	-7.2	7.38	21.9
2c	1.25	0.5	20	0.5	5.47	4.76	-15.0	5.07	-8.0	6.74	18.9
3a	2	0.1	20	0.5	7.18	6.93	-3.7	6.08	-18.1	6.50	-10.5
3b	2	0.3	20	0.5	5.28	5.54	4.7	4.95	-6.7	7.06	25.2
3c	2	0.5	20	0.5	5.06	4.43	-14.2	5.08	0.4	6.55	22.7
4a	0.5	0.1	60	0.5	3.51	3.19	-10.0	2.80	-25.3	3.42	-2.7
4b	0.5	0.3	60	0.5	2.82	2.70	-4.7	2.33	-21.4	2.40	-17.4
4c	0.5	0.5	60	0.5	2.66	2.13	-24.7	2.05	-29.6	2.04	-30.5
5a	1.25	0.1	60	0.5	5.28	4.88	-8.1	4.25	-24.1	5.54	4.7
5b	1.25	0.3	60	0.5	3.40	3.03	-12.4	2.74	-24.2	3.06	-11.2
5c	1.25	0.5	60	0.5	3.13	2.36	-32.8	2.48	-26.0	2.52	-23.9
6a	2	0.1	60	0.5	4.82	4.48	-7.6	3.96	-21.6	5.28	8.7
6b	2	0.3	60	0.5	3.17	2.85	-11.0	2.59	-22.5	3.00	-5.8
6c	2	0.5	60	0.5	2.97	2.23	-33.1	2.50	-18.7	2.47	-20.0
7a	0.5	0.1	20	4	2.77	3.19	13.4	2.72	-1.6	2.63	-5.3
7b	0.5	0.3	20	4	2.77	3.19	13.3	2.84	2.5	2.68	-3.2
7c	0.5	0.5	20	4	2.95	3.19	7.7	3.21	8.3	3.12	5.5
8a	1.25	0.1	20	4	5.45	6.26	12.9	5.40	-1.0	5.56	1.8
8b	1.25	0.3	20	4	4.78	5.49	13.0	4.87	1.8	4.99	4.2
8c	1.25	0.5	20	4	4.54	4.91	7.5	5.20	12.8	5.19	12.5
9a	2	0.1	20	4	5.48	6.28	12.8	5.48	0.0	5.83	6.0
9b	2	0.3	20	4	4.77	5.50	13.1	4.87	1.9	5.22	8.5
9c	2	0.5	20	4	4.55	4.88	6.7	5.59	18.6	5.40	15.6
10a	0.5	0.1	60	4	2.90	3.19	9.0	2.72	-6.7	2.51	-15.9
10b	0.5	0.3	60	4	2.51	2.57	2.2	2.33	-7.7	1.94	-29.7
10c	0.5	0.5	60	4	2.47	2.15	-14.7	2.16	-14.1	1.75	-41.4
11a	1.25	0.1	60	4	3.69	3.97	7.0	3.46	-6.6	3.40	-8.6
11b	1.25	0.3	60	4	3.00	3.06	2.1	2.75	-9.0	2.40	-24.8
11c	1.25	0.5	60	4	2.94	2.54	-15.9	2.67	-10.2	2.14	-37.3
12a	2	0.1	60	4	3.69	3.97	7.1	3.50	-5.6	3.53	-4.6
12b	2	0.3	60	4	2.99	3.03	1.4	2.72	-10.0	2.46	-21.9
12c	2	0.5	60	4	2.93	2.49	-17.4	2.81	-4.2	2.17	-34.7

5.4.2 Taban Kesme Kuvveti Taleplerinin İncelenmesi

Çalışmada incelenen betonarme kolon modellerinin *moment – eğrilik* analizlerinden ve ayrıca, literatürde önerilen pratik bağıntılardan elde edilen eşdeğer akma eğrilikleri kullanılarak, DYET çerçevesinde hesaplanan taban kesme kuvveti talepleri (V_b) *KSD* için Şekil 5.7 ve Tablo 5.5’de, *HKSD* için Şekil 5.8 ve Tablo 5.6’da karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Bununla birlikte, ele alınan her kolon modeli için hedef yerdeğiştirme, etkin periyot, eşdeğer viskoz sönüm, sekant rijitlik gibi büyüklüklere ait ayrıntılı analiz sonuçları Ek-C’deki tablolarda özetlenmiştir.

İki farklı şekildeğiştirme düzeyi için *moment – eğrilik* analizlerinden elde edilen eşdeğer akma eğrilikleri esas alınarak hesaplanan taban kesme kuvveti taleplerinin değişimi incelendiğinde; her bir parametredeki artışın ($P/A_{gfc'}$, D , ρ_l ve f_c'), taban kesme kuvveti taleplerini artırdığı ve burada en büyük etkinin normal kuvvet düzeyi olduğu görülmektedir (Şekil 5.7-5.8). Bununla birlikte, ilgili grafiklerden görüleceği üzere, *KSD* için hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin *HKSD*’na göre çok daha büyük olduğu görülmektedir. Bunun nedeni, ilgili kolon eleman için hedef yerdeğiştirme düzeyindeki süneklik ve yutulan enerji daha az olduğundan, titreşim periyotları da daha küçük olmaktadır. Buna bağlı olarak, bu performans düzeyi için hesaplanan etkin rijitlik (K_e) ve taban kesme kuvveti (V_b) talepleri çok daha büyüktür (Ekler: Tablo C.1-C.8). Her iki şekildeğiştirme durumu için en büyük taban kesme kuvvetleri, en büyük kolon enkesitine ($D = 2000$ mm) ve $f_c' = 60$ MPa’lık beton basınç dayanımına sahip kolon modellerinde elde edilmiştir (Şekil 5.7-5.8 ve Tablo 5.5-5.6).

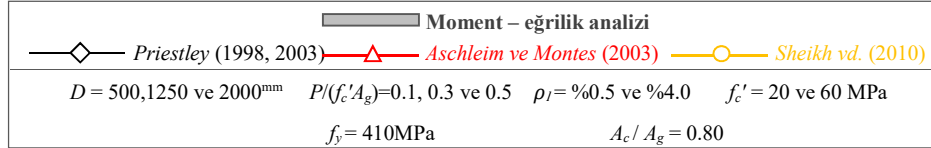
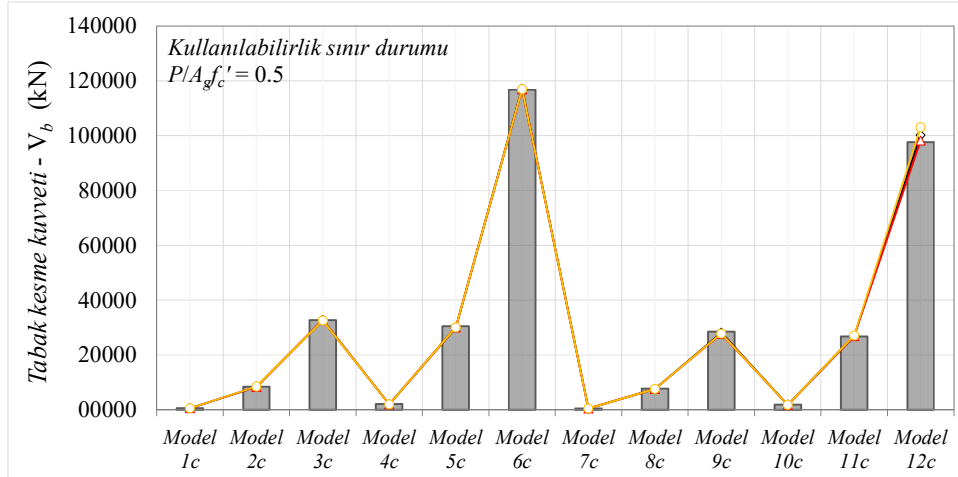
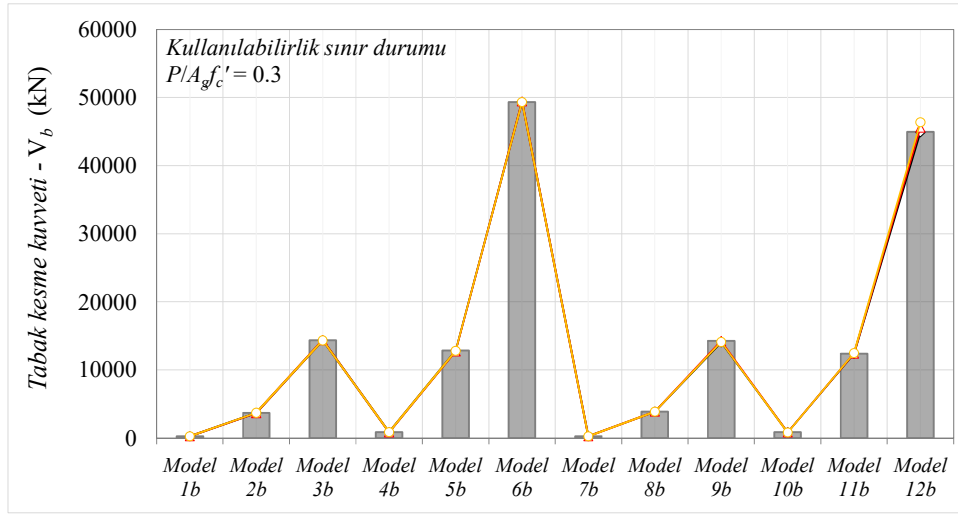
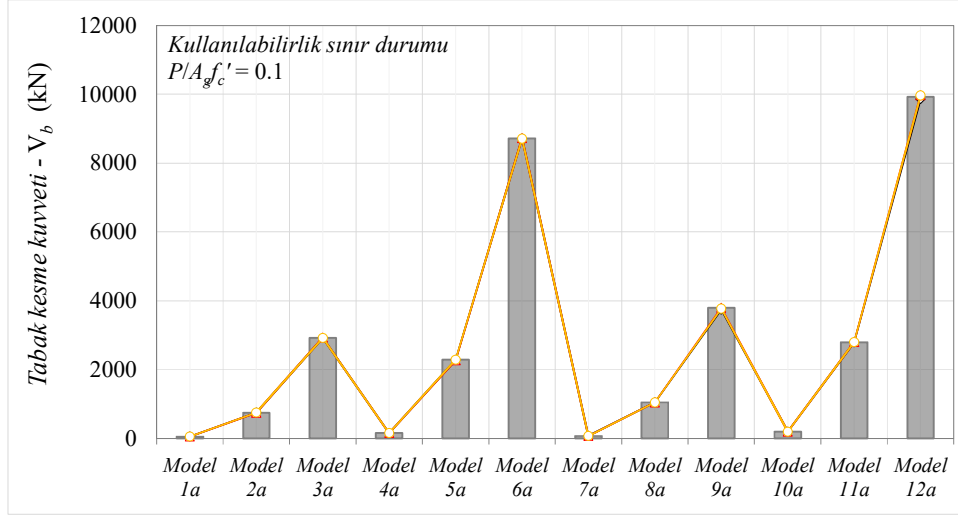
Çalışmada, Priestley (1998, 2003), Aschleim ve Montes (2003) ve Sheikh vd. (2010)’da önerilen pratik bağıntılardan elde edilen eşdeğer akma eğrilikleri kullanılarak hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin hangi oranda sonuç verdiği, *moment – eğrilik* analizlerinden elde edilen sonuçlar referans alınarak değerlendirilmiştir.

- Priestley (1998, 2003)’de önerilen eşdeğer akma eğriliği bağıntısı kullanılarak hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin, referans sonuçlarla oldukça uyumlu olduğu belirlenmiştir. Hesaplanan rölatif farkların *KSD* için $-\%4.0 \sim +\%2.5$

arasında, *HKSD* için ise $- \%11.6 \sim + \%1.7$ arasında değişen oranlarda olduğu belirlenmiştir (Tablo 5.5-5.6). En büyük rölatif fark, en küçük kolon enkesitine ($D = 500$ mm) ve $f'_c = 60$ MPa'lık beton basınç dayanımına sahip kolon modellerinde $P/A_g f'_c = 0.5$ 'lik normal kuvvet etkidiğinde oluşmakla birlikte, diğer kolon modelleri için hesaplanan rölatif farklar $\%2.5$ 'den daha küçüktür (Tablo 5.5-5.6).

- Aschleim ve Montes (2003)'de önerilen bağıntı kullanılarak hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin, benzer şekilde referans sonuçlarla oldukça uyumlu olduğu belirlenmiştir. Hesaplanan rölatif farkların *KSD* için $- \%3.8 \sim + \%1.4$ arasında, *HKSD* için ise $- \%1.2 \sim + \%3.0$ arasında değişen oranlarda olduğu belirlenmiştir (Tablo 5.5-5.6). Priestley (1998, 2003) için elde edilene benzer şekilde en büyük fark, en küçük kolon enkesitine ($D = 500$ mm) ve $f'_c = 60$ MPa'lık beton basınç dayanımına sahip kolon modellerinde $P/A_g f'_c = 0.5$ 'lik normal kuvvet etkidiğinde oluşmakla birlikte, diğer kolon modelleri için hesaplanan rölatif farklar $\%2.5$ 'den daha küçüktür (Tablo 5.5-5.6).
- Sheikh vd. (2010)'da önerilen bağıntı esas alınarak hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin, benzer şekilde referans sonuçlarla oldukça uyumlu olduğu belirlenmiştir. Hesaplanan rölatif farkların *KSD* için $- \%3.9 \sim + \%5.3$ arasında, *HKSD* için ise $- \%2.0 \sim + \%2.4$ arasında değişen oranlarda olduğu belirlenmiştir (Tablo 5.5-5.6). Bunun dışında, diğer kolon modelleri için hesaplanan rölatif farkların yine $\%2.5$ 'in altında olduğu söylenebilir (Tablo 5.5-5.6).

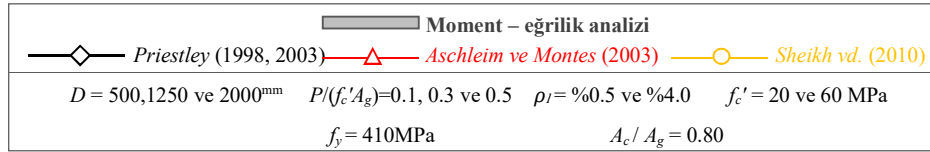
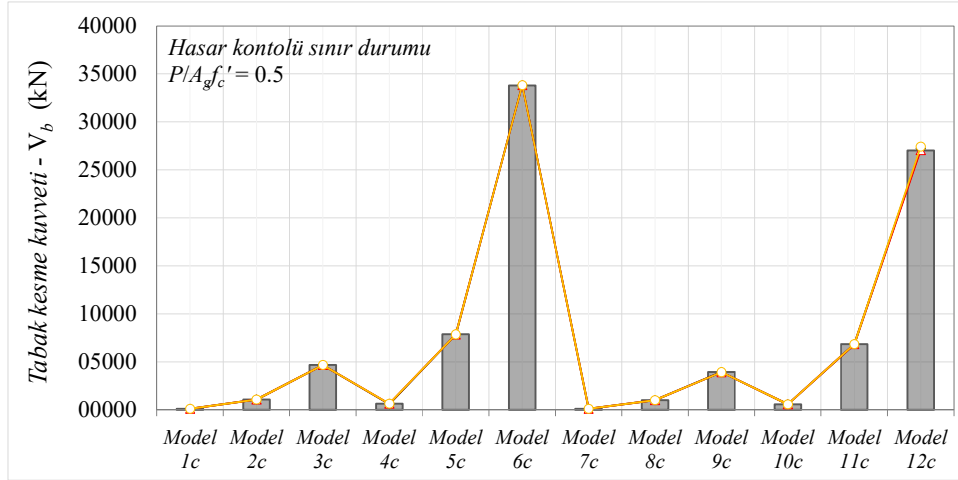
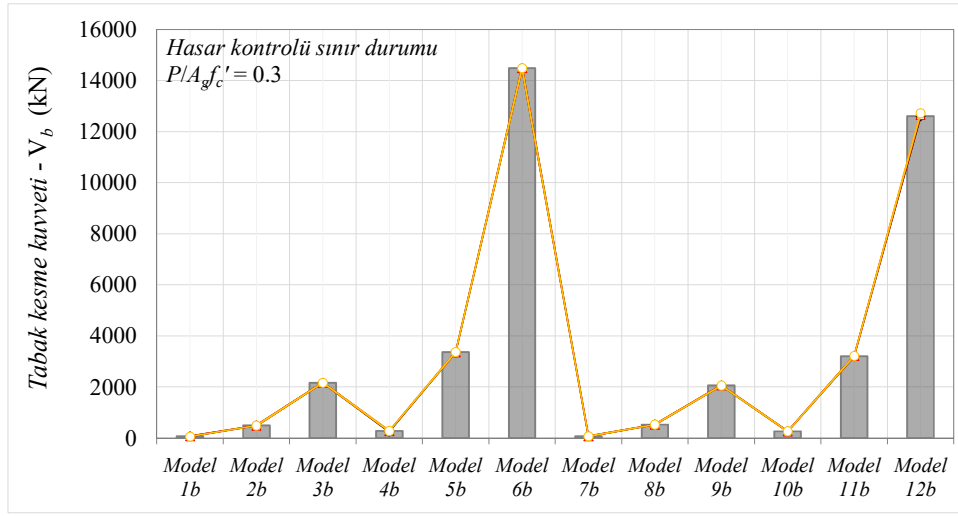
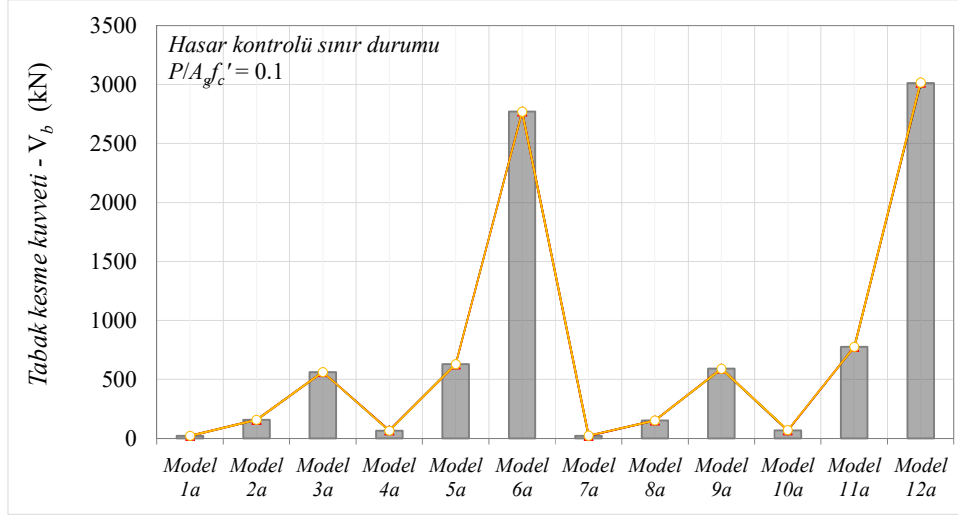
Çalışmada gözönüne alınan üç farklı eşdeğer akma eğriliği bağıntısı kullanılarak iki farklı şekilde değiştirme düzeyinde (*KSD* ve *HKSD*) hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin, *moment – eğrilik* analizleri referans alınarak elde edilen sonuçlar ile oldukça yakın olduğu belirlenmiştir. Farklı eşdeğer akma eğriliği yaklaşımları esas alınarak hesaplanan yer değiştirme sünekliklerinde $\%40$ 'lara ulaşan oranlarda farklar oluşmasına karşın, bunların taban kesme kuvvetlerine yansımaları minimal düzeyde kalmıştır. Bunun nedeni, süneklik taleplerinde oluşan bu farkların eşdeğer viskoz sönümü çok az etkilemesi olarak söylenebilir.



Şekil 5.7: KSD için taban kesme kuvveti talepleri.

Tablo 5.5: KSD için taban kesme kuvvetlerine ait rölatif farklar.

Model	D (m)	P/(A _g f' _c)	f' _c (MPa)	ρ (%)	Moment-Eğrilik analizi V _b (kN)	Priestley (1998, 2003)		Montes ve Aschleim (2003)		Sheikh vd. (2010)	
						V _b (kN)	Rölatif fark (%)	V _b (kN)	Rölatif fark (%)	V _b (kN)	Rölatif fark (%)
1a	0.5	0.1	20	0.5	52.7	52.6	-0.2	52.2	-1.1	52.9	0.2
1b	0.5	0.3	20	0.5	255.7	256.7	0.4	254.2	-0.6	259.2	1.3
1c	0.5	0.5	20	0.5	583.9	575.4	-1.5	576.1	-1.4	591.0	1.2
2a	1.25	0.1	20	0.5	749.0	748.2	-0.1	745.6	-0.5	750.9	0.3
2b	1.25	0.3	20	0.5	3694.4	3700.9	0.2	3684.0	-0.3	3725.3	0.8
2c	1.25	0.5	20	0.5	8419.9	8364.5	-0.7	8390.6	-0.3	8487.4	0.8
3a	2	0.1	20	0.5	2923.3	2923.8	0.0	2925.7	0.1	2921.1	-0.1
3b	2	0.3	20	0.5	14375.1	14369.5	0.0	14383.2	0.1	14346.0	-0.2
3c	2	0.5	20	0.5	32654.7	32698.5	0.1	32653.4	0.0	32588.6	-0.2
4a	0.5	0.1	60	0.5	160.1	159.5	-0.4	158.1	-1.3	159.9	-0.1
4b	0.5	0.3	60	0.5	885.4	875.1	-1.2	865.2	-2.3	869.0	-1.9
4c	0.5	0.5	60	0.5	2085.0	2004.5	-4.0	2008.7	-3.8	2006.1	-3.9
5a	1.25	0.1	60	0.5	2287.3	2283.3	-0.2	2275.3	-0.5	2289.6	0.1
5b	1.25	0.3	60	0.5	12873.3	12806.5	-0.5	12739.1	-1.1	12813.0	-0.5
5c	1.25	0.5	60	0.5	30431.8	29923.7	-1.7	30035.1	-1.3	30069.5	-1.2
6a	2	0.1	60	0.5	8715.7	8718.7	0.0	8724.4	0.1	8712.4	0.0
6b	2	0.3	60	0.5	49322.6	49371.3	0.1	49425.2	0.2	49347.8	0.1
6c	2	0.5	60	0.5	116691.5	117110.5	0.4	116917.6	0.2	116934.6	0.2
7a	0.5	0.1	20	4	74.1	74.5	0.5	74.1	-0.1	74.0	-0.2
7b	0.5	0.3	20	4	270.6	272.4	0.7	270.9	0.1	270.2	-0.2
7c	0.5	0.5	20	4	529.1	531.3	0.4	531.5	0.5	530.6	0.3
8a	1.25	0.1	20	4	1050.0	1046.8	-0.3	1050.3	0.0	1049.5	0.0
8b	1.25	0.3	20	4	3879.9	3865.1	-0.4	3877.8	-0.1	3875.0	-0.1
8c	1.25	0.5	20	4	7661.5	7642.6	-0.2	7629.7	-0.4	7630.2	-0.4
9a	2	0.1	20	4	3793.6	3744.9	-1.3	3793.6	0.0	3770.3	-0.6
9b	2	0.3	20	4	14283.2	14042.0	-1.7	14246.5	-0.3	14125.5	-1.1
9c	2	0.5	20	4	28438.8	28164.2	-1.0	27699.7	-2.7	27810.9	-2.3
10a	0.5	0.1	60	4	198.2	198.8	0.3	197.7	-0.2	197.0	-0.6
10b	0.5	0.3	60	4	861.5	862.6	0.1	857.7	-0.4	845.6	-1.9
10c	0.5	0.5	60	4	1858.1	1841.4	-0.9	1842.1	-0.9	1806.1	-2.9
11a	1.25	0.1	60	4	2794.8	2790.7	-0.1	2798.8	0.1	2800.0	0.2
11b	1.25	0.3	60	4	12373.3	12365.4	-0.1	12408.7	0.3	12475.4	0.8
11c	1.25	0.5	60	4	26759.5	26903.4	0.5	26850.1	0.3	27123.4	1.3
12a	2	0.1	60	4	9923.9	9862.1	-0.6	9974.5	0.5	9965.6	0.4
12b	2	0.3	60	4	44955.2	44874.3	-0.2	45571.3	1.4	46376.3	3.1
12c	2	0.5	60	4	97612.2	100140.3	2.5	98188.7	0.6	103057.7	5.3



Şekil 5.8: HKSD için taban kesme kuvveti talepleri.

Tablo 5.6: HKSD için taban kesme kuvvetlerine ait rölatif farklar.

Model	D (m)	P/(A _g f _c ')	f _c ' (MPa)	ρ (%)	Moment-Eğrilik analizi V _b (kN)	Priestley (1998, 2003)		Montes ve Aschleim (2003)		Sheikh vd. (2010)	
						V _b (kN)	Rölatif fark (%)	V _b (kN)	Rölatif fark (%)	V _b (kN)	Rölatif fark (%)
1a	0.5	0.1	20	0.5	22.2	22.3	0.6	22.8	2.7	22.0	-0.5
1b	0.5	0.3	20	0.5	67.3	66.9	-0.6	67.9	0.9	66.0	-2.0
1c	0.5	0.5	20	0.5	109.6	111.5	1.7	111.3	1.5	108.2	-1.3
2a	1.25	0.1	20	0.5	157.6	157.6	0.0	157.4	-0.1	157.7	0.1
2b	1.25	0.3	20	0.5	492.6	492.8	0.0	492.5	0.0	493.2	0.1
2c	1.25	0.5	20	0.5	1079.6	1078.7	-0.1	1079.1	0.0	1080.7	0.1
3a	2	0.1	20	0.5	562.1	562.1	0.0	562.1	0.0	562.1	0.0
3b	2	0.3	20	0.5	2166.5	2166.4	0.0	2166.7	0.0	2165.9	0.0
3c	2	0.5	20	0.5	4672.5	4673.4	0.0	4672.4	0.0	4671.1	0.0
4a	0.5	0.1	60	0.5	66.3	67.1	1.2	68.4	3.0	66.5	0.3
4b	0.5	0.3	60	0.5	278.8	250.5	-11.3	276.8	-0.7	277.2	-0.6
4c	0.5	0.5	60	0.5	646.4	579.4	-11.6	638.9	-1.2	638.6	-1.2
5a	1.25	0.1	60	0.5	628.6	628.3	0.0	627.6	-0.1	628.7	0.0
5b	1.25	0.3	60	0.5	3367.7	3363.1	-0.1	3358.5	-0.3	3365.6	-0.1
5c	1.25	0.5	60	0.5	7880.8	7846.3	-0.4	7854.0	-0.3	7856.3	-0.3
6a	2	0.1	60	0.5	2769.4	2769.7	0.0	2770.3	0.0	2769.1	0.0
6b	2	0.3	60	0.5	14480.7	14484.9	0.0	14489.6	0.1	14482.9	0.0
6c	2	0.5	60	0.5	33794.4	33829.5	0.1	33813.3	0.1	33814.8	0.1
7a	0.5	0.1	20	4	22.8	22.4	-2.1	22.9	0.3	23.0	0.9
7b	0.5	0.3	20	4	68.5	67.1	-2.1	68.2	-0.4	68.9	0.5
7c	0.5	0.5	20	4	113.1	111.8	-1.1	111.7	-1.2	112.2	-0.8
8a	1.25	0.1	20	4	152.6	152.5	0.0	152.6	0.0	152.6	0.0
8b	1.25	0.3	20	4	530.6	530.3	-0.1	530.5	0.0	530.5	0.0
8c	1.25	0.5	20	4	1006.4	1006.1	0.0	1005.9	-0.1	1005.9	-0.1
9a	2	0.1	20	4	591.4	590.2	-0.2	591.4	0.0	590.8	-0.1
9b	2	0.3	20	4	2061.6	2056.5	-0.2	2060.8	0.0	2058.2	-0.2
9c	2	0.5	20	4	3937.8	3932.5	-0.1	3923.3	-0.4	3925.6	-0.3
10a	0.5	0.1	60	4	68.0	67.1	-1.3	68.7	1.0	69.7	2.4
10b	0.5	0.3	60	4	267.0	267.1	0.0	266.7	-0.1	265.5	-0.6
10c	0.5	0.5	60	4	572.0	570.4	-0.3	570.5	-0.3	567.0	-0.9
11a	1.25	0.1	60	4	775.8	775.4	0.0	776.1	0.0	776.2	0.1
11b	1.25	0.3	60	4	3210.0	3209.5	0.0	3212.4	0.1	3216.8	0.2
11c	1.25	0.5	60	4	6829.4	6838.7	0.1	6835.3	0.1	6852.9	0.3
12a	2	0.1	60	4	3011.0	3005.3	-0.2	3015.7	0.2	3014.9	0.1
12b	2	0.3	60	4	12601.8	12595.4	-0.1	12649.7	0.4	12711.0	0.9
12c	2	0.5	60	4	27021.1	27211.3	0.7	27065.1	0.2	27422.2	1.5

6. SONUÇLAR

Bu tez çalışmasında, dairesel enkesitli betonarme kolonların DYET’nda eşdeğer akma eğriliğine etkiyen davranış büyüklükleri parametrik olarak irdelenmiştir. Bu çerçevede, enkesit çapı, normal kuvvet düzeyi, boyuna donatı oranı, beton basınç dayanımı ve donatı akma dayanımının parametrik olarak değiştirildiği 5000’in üzerinde hesap modeli oluşturulmuştur. Bu modellerin *moment – eğrilik* analizleri yapılarak ilgili davranış büyüklüklerinin eşdeğer akma eğriliği üzerindeki bağımsız ve birleşik etkileri teorik olarak irdelenmiştir. Bununla birlikte, enkesitteki kabuk betonu kalınlığı değiştirilerek analizler tekrarlanmış sonuçlar değerlendirilmiştir. Ayrıca, literatürde akma eğriliğinin pratik hesabı amacıyla önerilen yaklaşımların hangi oranda sonuç verdiği, kolon modellerinin *moment–eğrilik* analiz sonuçları esas alınarak değerlendirilmiştir.

Çalışmada ayrıca, incelenen parametrelere ait alt ve üst sınırlar dahilinde seçilen kolon modellerinin *moment – eğrilik* analizlerinden ve ayrıca, literatürde önerilen pratik bağıntılardan elde edilen eşdeğer akma eğrilikleri kullanılarak, yerdeğiştirme sünekliği ve taban kesme kuvveti talepleri DYET ilkeleri çerçevesinde iki farklı performans düzeyi (*kullanılabilirlik sınır durumu* ve *hasar kontrolü sınır durumu*) için değerlendirilmiştir.

Bu çalışmada yapılan sayısal incelemeler ve değerlendirmeler Bölüm 3’de yapılan kabuller ve esaslar çerçevesinde geçerlidir.

- Normal kuvvet düzeyindeki değişimin eşdeğer akma eğriliğine etkisi incelendiğinde; $P/A_g f_c' < 0.30$ düzeyine kadar akma eğriliğinin küçükte olsa bir artış gösterdiği (<%5), buna karşın, $P/A_g f_c' \geq 0.30$ düzeyleri için bu değişimin azalan yöne geçerek ≈%21’e ulaşan rölatif farkların oluştuğu belirlenmiştir.
 - Boyuna donatı oranı – normal kuvvet düzeyi – eşdeğer akma eğriliği arasındaki davranış incelendiğinde, $P/A_g f_c' < 0.30$ düzeyine kadar akma eğriliğinde en fazla %7.5’lik bir rölatif artış gözlenirken, artan normal kuvvet düzeylerinde akma eğriliği azalan yönde bir davranış göstermektedir.

Düşük donatı oranları için normal kuvvetteki artışın akma eğriliği üzerinde daha belirgin etkisinin olduğu ve normal kuvvetsiz durumuna göre $\approx\%22$ 'ye ulaşan oranda rölatif farkların oluştuğu görülmüştür.

- Normal kuvvet düzeyi – eşdeğer akma eğriliği davranışına beton basınç dayanımının etkisi incelendiğinde, $P/A_g f_c' < 0.30$ düzeyine kadar eşdeğer akma eğriliği en fazla $\%6.7$ oranında artarken, $P/A_g f_c' \geq 0.30$ düzeyleri için beton basınç dayanımına da bağlı olarak akma eğrilikleri azalan yönde bir karakteristik göstermektedir. Bu bölgede, $f_c' = 20\text{MPa}$ için rölatif değişim oranı en fazla $-\%5.7$ iken (normal kuvvetsiz duruma göre), $f_c' = 60\text{MPa}$ olması halinde farkların artarak $-\%28.4$ oranlarına ulaşabilmektedir. Bu sonuç, normal kuvvet ve beton basınç dayanımının eşdeğer akma eğriliği üzerindeki birleşik etkilerini önemli hale getirmiştir.
- Farklı enkesit çapları için hesaplanan eşdeğer akma eğriliklerine ait sonuçlar incelendiğinde, $D \leq 1250\text{mm}$ değerlerine kadar akma eğrilikleri hızla azalan yönde bir karakteristikte olmakla birlikte, çapın artan değerleri bu değişim sınırlı kalmaktadır.
 - Akma durumunun belirlenmesinde donatı çeliği ve/veya beton ezilmesinden bağımsız olarak, boyuna donatı oranındaki artışın, enkesit çapı – eşdeğer akma eğriliği davranışının karakteristiğini değiştirmedeği belirlenmiştir. Enkesit çapının farklı değerlerinde normal kuvvet düzeyi ve boyuna donatı oranındaki değişimlerin eşdeğer akma eğrilikleri üzerinde birleşik etkisinin olmadığı düşünülmektedir.
 - Enkesit çapı – eşdeğer akma eğriliği davranışına beton basınç dayanımının doğrudan etkisinin oldukça küçük olduğu söylenebilir. S410 donatı çeliği için, farklı beton basınç dayanımına sahip kolonların enkesit çapı – eşdeğer akma eğriliği davranışının $P/A_g f_c' < 0.30$ düzeyine kadar hemen hemen aynı olduğu, $P/A_g f_c' \geq 0.30$ için ise davranışa ait genel karakteristik değişmemekle birlikte, her çap değerinde basınç dayanımı arttıkça akma eğriliklerinin azaldığı belirlenmiştir.

- Kolon enkesitindeki boyuna donatı oranı arttıkça eşdeğer akma eğriliği küçük de olsa artan bir davranış göstermektedir. En küçük boyuna donatı oranı için hesaplanan akma eğriliğine göre, $P/A_g f_c' \leq 0.30$ düzeylerinde en fazla %21.5'lik rölatif artış meydana gelirken, normal kuvvet düzeyinin ilerleyen değerlerinde bu farkın %25.8'e kadar ulaşabildiği görülmüştür.
 - Farklı enkesit çapları için boyuna donatı oranı – eşdeğer akma eğriliği arasındaki davranışlara ait genel karakteristiğin değişmediği görülmüştür. Akma eğriliği davranışı üzerinde normal kuvvet düzeyi ve enkesit çapının birleşik etkisi çok az olmasına karşın, her normal kuvvet düzeyi için hesaplanan rölatif değişimler farklılık gösterebilmektedir.
 - Farklı beton basınç dayanımları için boyuna donatı oranı – eşdeğer akma eğriliği arasındaki davranışların $P/A_g f_c' < 0.30$ düzeylerinde birbirine oldukça yakın olduğu, $P/A_g f_c' \geq 0.30$ için ise, davranışa ait karakteristik değişmemekle birlikte beton basınç dayanımı arttıkça akma eğrilikleri bir miktar azalmaktadır.
- Farklı beton basınç dayanımları açısından, normal kuvvetin $P/A_g f_c' < 0.30$ düzeyine kadar beton basınç dayanımındaki artışın eşdeğer akma eğriliği üzerindeki etkisi oldukça küçük iken ($< \%6$), $P/A_g f_c' \geq 0.30$ düzeylerinde basınç dayanımı arttıkça eğrilik değerlerinin %25.6'ya ulaşan oranlarda hızla azaldığı belirlenmiştir.
 - Normal kuvvetin $P/A_g f_c' < 0.30$ düzeylerindeki enkesit çapının her değeri için, beton basınç dayanımı arttıkça eşdeğer akma eğriliklerindeki değişimlerin çok küçük olduğu ($< \%6$) belirlenmiştir. Buna karşın, ilerleyen normal kuvvet düzeylerinde basınç dayanımı arttıkça akma eğriliği hızla azalan yönde bir davranış göstermektedir.
 - Boyuna donatı oranı – beton basınç dayanımı – eşdeğer akma eğriliği arasındaki davranış incelendiğinde, donatı oranı arttıkça akma eğriliği çok az da olsa artmaktadır. $P/A_g f_c' < 0.30$ düzeyinde her donatı oranı için, beton basınç dayanımı arttıkça eşdeğer akma eğriliğinin hemen hemen sabit kaldığı, $P/A_g f_c' \geq 0.30$ düzeyleri için ise basınç dayanımı arttıkça

hesaplanan akma eğriliklerinin hızla azalan yönde bir davranış gösterdiği belirlenmiştir.

- Enkesit çapı, normal kuvvet düzeyi gibi incelen her bir parametredeki değişimin bağımsız ve birleşik etkileri gözönünde tutularak daha düşük ve yüksek akma dayanımlı donatılar kullanıldığında, davranışa ait genel karakteristik değişmemesine karşın akma dayanımı arttıkça akma eğriliğinin arttığı belirlenmiştir.
- Kabuk betonunun kalınlığının eşdeğer akma eğriliklerine etkisi oldukça küçüktür ve sonuçları en fazla $\pm\%10$ aralığında değiştirmektedir. Farklı kabuk kalınlıkları için akma eğriliklerindeki en büyük rölatif değişimler, en düşük boyuna donatı oranında normal kuvvet düzeyinin ve beton basınç dayanımının en büyük değerlerinde $A_c/A_g=0.90$ ve 0.95 oranları için elde edilmiştir. Kabuk betonu kalınlığı arttıkça akma eğrilikleri çok az azalan veya artan yönde bir davranış göstermesine karşın, donatı akma dayanımının bu değişime etkisinin olmadığı söylenebilir.
- Eşdeğer akma eğriliğinin pratik hesaplanması amacıyla literatürde önerilen yaklaşımlar (Priestley 1998, 2003; Montes ve Ashleim, 2003 ile Sheikh vd., 2010) incelenen kolon modelleri üzerinde uygulanmış ve sonuçlar değerlendirilmiştir.
 - Priestley (1998, 2003)'de önerilen bağıntı, gözönüne alınan her enkesit çapında birbirine yakın rölatif farklar ile eşdeğer akma eğriliklerini belirlemesine karşın, normal kuvvet düzeyine bağlı olarak oluşan bu farkların eşit oranlarda değiştiği (azaldığı ya da arttığı) görülmüştür. Bu yaklaşım için, farklı donatı oranlarında hesaplanan akma eğrilikleri, *moment – eğrilik* analiz sonuçlarına göre daha azdır. Burada, $P/A_g f_c' < 0.30$ düzeyleri için akma eğrilikleri $-\%14.2$ 'ye ulaşan oranlarda daha az iken, beton ezilmesinin hakim olduğu $P/A_g f_c' \geq 0.3$ düzeylerinde rölatif farklar artan yöne geçerek $+\%33.8$ 'a ulaşabilmektedir. Farklı beton basınç dayanımları açısından, $P/A_g f_c' < 0.3$ düzeyleri için bir miktar az sonuç verdiği ve basınç dayanımı arttıkça sonuçların daha yakın hale geldiği

görülmüştür. Normal kuvvetin ilerleyen düzeyleri için sonuçlara ait rölatif farkların, basınç dayanımına bağlı olarak artan yöne geçtiği görülmüştür.

- Montes ve Ashleim (2003)'de önerilen bağıntı, gözönüne alınan her normal kuvvet düzeyi ve enkesit çapı için eşdeğer akma eğriliklerini bir miktar fazla belirlemektedir. $P/A_g f_c' \leq 0.3$ düzeyleri için hesaplanan rölatif farklar $+%0.7 \sim +%11.8$ arasında iken normal kuvvetin ilerleyen düzeylerinde bu farkların artarak $+%16.5$ 'lik oranlara ulaşabilmektedir. Farklı boyuna donatı oranları açısından, normal kuvvetin her düzeyi için düşük donatı oranlarında (özellikle $\rho_l = \%0.5$ ve 1.0) akma eğrilikleri fazla sonuç vermektedir. Buna karşın, donatı oranı arttıkça akma eğriliklerinin *moment – eğrilik* analizlerinden elde edilenlere yaklaştığı ve $\rho_l \geq \%2.5$ için daha uyumlu olduğu belirlenmiştir. $P/A_g f_c' < 0.3$ düzeylerinde ilgili bağıntıdan elde edilen akma eğrilikleri basınç dayanımı arttıkça bir miktar fazla sonuç vermekle birlikte, yüksek normal kuvvet düzeyleri için oluşan farkların $+%25.5$ oranlarına ulaşabildiği görülmüştür.
- Sheikh vd. (2010)'daki bağıntı kullanılarak hesaplanan akma eğriliklerinin $P/A_g f_c' < 0.3$ düzeylerinde *moment – eğrilik* analiz sonuçları ile oldukça uyumlu olduğu ($D = 500\text{mm}$ dışında) belirlenmiştir. İlgili bağıntıya ait en büyük rölatif farkların normal kuvvetsiz durum ($P/A_g f_c' = 0$) için olduğu belirlenmiştir. $P/A_g f_c' \geq 0.3$ düzeylerinde, akma eğriliklerinin daha fazla olduğu ve $+%26.3$ 'e ulaşan rölatif farkların oluşabildiği görülmüştür. Boyuna donatı oranı bakımından ilgili bağıntıya ait en büyük rölatif farkların normal kuvvetsiz durum için olduğu ve donatı oranı arttıkça bu farkların azaldığı belirlenmiştir. Beton basınç dayanımlarındaki değişimler bakımından $P/A_g f_c' = 0.1 \sim 0.2$ düzeyleri için hesaplanan akma eğriliklerinin referans sonuçlarla oldukça uyumlu olduğu, $P/A_g f_c' \geq 0.3$ düzeylerinde ise, basınç dayanımı arttıkça akma eğriliklerine ait farkların $+%51.7$ 'e ulaşabildiği görülmüştür.

İncelenen parametrelere bağılı olarak, betonarme kolonlar üzerinde hesaplanan eşdeğer akma eğriliklerine ait değişimlerin DYET ilkeleri çerçevesinde yerdeğiştirme sünekliği ve taban kesme kuvvetlerine olan etkisi ve ayrıca, literatürdeki pratik yaklaşıma ait bağıntıların hangi oranda sonuç verdiği iki farklı şekildeğiştirme düzeyi için irdelenmiştir.

Kolon yerdeğiştirme süneklikleri açısından sonuçlar incelendiğinde;

- *KSD* için *moment – eğrilik* analizlerinden elde edilen eşdeğer akma eğrilikleri sonucunda, $\mu_{\Delta}^{KSD} = 1.16 \sim 1.99$ arasında değişen ve birbirine oldukça yakın süneklik değerleri elde edilmiştir. Bu şekildeğiştirme düzeyi için, süneklik değerlerine ilgili parametrelerin ($P/A_g f_c'$, D , ρ_l ve f_c') etkisinin oldukça düşük olduğu görülmüştür. *HKSD* için hesaplanan kolon süneklikleri $\mu_{\Delta}^{HKSD} = 2.47 \sim 7.18$ arasında değişim göstermekle birlikte, elemandaki şekildeğiştirme düzeyi arttıkça süneklik talepleri üzerinde diğer parametrelere ait değişimlerin etkisi ortaya çıkmaktadır.
- Priestley (1998, 2003) için en büyük rölatif farklar, en küçük boyuna donatı oranına ($\rho_l = \%0.5$) sahip kolon modellerine yüksek normal kuvvet düzeyi ($P/A_g f_c' = 0.5$) etkidiğinde oluşmaktadır. Burada, beton basınç dayanımındaki artışın, süneklik değerlerini artırıcı / azaltıcı yönde (normal kuvvet düzeyi, donatı oranı ve enkesit çapına bağılı olarak) etkisi bulunmaktadır. Kolon sünekliklerinin hesabında önem arz eden eşdeğer akma eğriliği ile ilgili olarak, ilgili bağıntının oldukça yeterli ve pratik olduğu düşünülmektedir.
- Aschleim ve Montes (2003) için en büyük rölatif farklar, enkesit çapından ve normal kuvvet düzeyinden bağımsız olarak, en küçük boyuna donatı oranına ($\rho_l = \%0.5$) ve en yüksek beton basınç dayanımına ($f_c' = 60$ MPa) sahip kolon modellerinde elde edilmiştir. Bu yaklaşım, Priestley (1998, 2003)'e yakın sonuçlar vermesine karşın, düşük boyuna donatı oranı için güvensiz yönde kalmaktadır.

- Sheikh vd. (2010) için en büyük rölatif farklar, enkesit çapından ve boyuna donatı oranından bağımsız olarak, en yüksek normal kuvvet düzeyine ($P/A_g f_c' = 0.5$) ve beton basınç dayanımına ($f_c' = 60$ MPa) sahip kolon modellerinde elde edilmiştir. Eşdeğer akma eğriliğinin hesabında birçok parametrenin istatistiksel değişimi esas alınarak geliştirilen sözkonusu bağıntının, DYET çerçevesinde kolon sünekliklerini belirlemede yetersiz kaldığı belirlenmiştir. Ayrıca, ilgili bağıntının karmaşık yapısı nedeniyle kullanımının pratik olmadığı düşünülmektedir.

Taban kesme kuvvetleri açısından sonuçlar incelendiğinde;

- İki farklı şekildeğiştirme düzeyi için *moment – eğrilik* analizleri referans alınarak hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin değişimi incelendiğinde, her bir parametredeki artışın ($P/A_g f_c'$, D , ρ_l ve f_c'), taban kesme kuvveti taleplerini artırdığı ve burada en büyük etkinin normal kuvvet düzeyi olduğu görülmüştür. Bununla birlikte, *KSD* için hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin *HKSD*'na göre çok daha büyük olduğu belirlenmiştir. Bunun nedeni, hedef yerdeğiştirme düzeyindeki süneklik ve yutulan enerjinin daha az olması nedeniyle, titreşim periyotları daha küçük olmaktadır. Buna bağlı olarak, hesaplanan etkin rijitlik ve taban kesme kuvvetleri daha büyük değerler almaktadır.
- Çalışmada gözönüne alınan üç farklı eşdeğer akma eğriliği yaklaşımı kullanılarak iki farklı şekildeğiştirme düzeyinde (*KSD* ve *HKSD*) hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin, *moment – eğrilik* analizleri referans alınarak elde edilen sonuçlar ile oldukça yakın olduğu belirlenmiştir. Farklı yaklaşımlar esas alınarak belirlenen kolon sünekliklerinde %50'lere ulaşan oranlarda farklar oluşmasına karşın, bunların taban kesme kuvvetlerine yansımaları minimal düzeyde kalmıştır. Bunun nedeni, süneklik taleplerinde oluşan bu farkların eşdeğer viskoz sönümü çok az etkilemesi olduğu söylenebilir.

KAYNAKLAR

AASHTO (2006). Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges. *American Association of State Highway and Transportation Officials, NCHRP 20–07 Task 193*, Washington DC.

ACI-318 (2011). Building Code and Requirements for Structural Concrete. *American Concrete Institute*, Farmington Hills, Michigan.

ATC 40 (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. *Applied Technology Council, Vol. 1*, Redwood City, California.

ASCE 41-06 (2006). Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. *American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI 41-06*, Reston, Virginia.

ASCE 41-13 (2013). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. *American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI 41-13*, Reston, Virginia.

ASCE 7-10 (2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. *American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI 7-10*, Reston, Virginia.

Belleri, A. (2009). Displacement-based design for precast concrete structures. Ph.D Thesis, *University of Trento*, Trento.

Biskinis, D. and Fardis, M.N. (2009). Deformations of Concrete Members at Yielding and Ultimate under Monotonic or Cyclic Loading (Including Repaired and Retrofitted Members). *University of Patras, Department Of Civil Engineering, Report No: SEE 2009-01*, Patras.

Calvi, G.M. and Kingsley, G.R. (1995). Displacement-based seismic design of multi-degree-of-freedom bridge structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 24(9), 1247–1266.

Çakıroğlu, A. ve Özer, E. (1980). *Malzeme ve geometri değişimi bakımından lineer olmayan sistemler*. Cilt:1, İstanbul: İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası.

DBYBHY (2007). Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik. *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara.

Dwairi, H.M. (2004). Equivalent damping in support of direct displacement-based design and applications to multi-span bridges. Ph.D Thesis, *North Carolina State University*, Raleigh, NC.

Dwairi, H.M., Kowalsky, M.J. and Nau, J.M. (2007). Equivalent viscous damping in support of displacement-based design. *Journal of Earthquake Engineering*, 11 (4), 512–530.

Elwood, K.J. and Eberhard, M.O. (2006). Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns. *University of California, The Pacific Earthquake Engineering Research Center, Research Digest No. 2006-1*, Berkeley.

Eurocode–8 (2003). Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. *European Standard Norme*, prEN 1998-1, Brussels.

FEMA 356 (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. *Federal Emergency Management Agency*, Washington, DC.

FEMA 273 (1997). NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. *Federal Emergency Management Agency*, Washington, DC.

Garcia, R., Sullivan, T.J. and Corte, G.D. (2010). Development of a displacement based design for steel frame – RC wall buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 14 (2), 252–277.

Gulkan, P. and Sozen, M. (1974). Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquake motions. *ACI Journal*, 71 (12), 604 – 610.

Hasgül, U. (2011). Betonarme binaların şekildeğiştirme esaslı doğrusal olmayan analizinde deprem doğrultusu etkisinin incelenmesi. Doktora Tezi, *Balıkesir Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Balıkesir.

IBC (2006). International Building Code (IBC). *International Code Council, Inc. (ICC)*, Birmingham.

International Conference of Building Officials. (1997). Uniform Building Code (UBC), *Structural Engineering Design Provisions*, Vol. 2, Whittier, CA.

Kowalsky, M.J. (2002). Displacement-based approach for the seismic design of continuous concrete bridges. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31 (3), 719 – 747.

King, D.J., Priestley, M.J.N. and Park, P. (1986). Computer Programs for Concrete Column Design. *University of Canterbury, Department of Civil Engineering, Research Report: 86/12*, Christchurch.

Li, C. (1994). Reinforced concrete columns under seismic lateral force and varying axial load. Ph.D Thesis, *University of Canterbury*, Christchurch.

Loss, C. (2011). Displacement-based seismic design of timber structures. Ph.D Thesis, *University of Trento*, Trento.

Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. (1988a). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 114 (8), 1804 – 1826.

Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. (1988b). Observed stress-strain model of confined concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 114 (8), 1827 – 1849.

Miranda, E. and Ruiz-García, J. (2002). Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31 (3), 539 – 560.

Montejo, L.A. and Kowalsky, M.J. (2007). CUMBIA - Set of Codes for the Analysis of Reinforced Concrete Members. *North Carolina State University, Constructed Facilities Laboratory, Technical Report: IS-07-01*, Raleigh, NC.

Montes, E.H. and Aschleim, M. (2003). Estimates of yield curvature for the design of reinforced concrete columns. *Magazine of Concrete Research*, 55 (4), 373 – 383.

NZS 1170.5 (2004). Structural Design Actions Part 5: Earthquake Actions. *New Zealand Standard*, Wellington.

Park, R. and Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*. New York: John Wiley & Sons Inc.

Paulay, T. and Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. New York: John Wiley & Sons Inc.

Penelis, Gr. G. and Kappos, A.J. (2002). 3D pushover analysis: The issue of torsion. *12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, No:15.

Pennucci, D., Calvi, G.M. and Sullivan, T.J. (2009). Displacement-based design for precast walls with additional dampers. *Journal of Earthquake Engineering*, 13 (1), 40 – 65.

Pettinga, J.D. and Priestley, M.J.N. (2005). Dynamic behavior of reinforced concrete frames design with displacement-based design for steel frame. *Journal of Earthquake Engineering*, 9 (2), 309 – 330.

Priestley, M.J.N. (2007). The need for displacement-based design and analysis. (In: Pecker, A. (eds) *Advanced Earthquake Engineering Analysis*), *CISM International Centre for Mechanical Sciences*, 494, 121 – 132.

Priestley, M.J.N. (2003). *Myths and fallacies in earthquake engineering*. Revisited the Ninth Mallet Milne Lecture, Pavia: IUSS Press.

Priestley, M.J.N. (2002). Direct displacement-based design of precast / prestressed concrete buildings. *PCI Journals*, 47 (6), 66 – 79.

Priestley, M.J.N. (2000). Performance-based seismic design. *Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, Paper No:2831.

Priestley, M.J.N. (1998). Brief comments on elastic flexibility of reinforced concrete frames and significance to seismic design. *Bulletin of NZSEE*, 31 (4), 246 – 259.

Priestley, M.J.N. (1997). Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 1 (1), 157 – 192.

Priestley, M.J.N. (1993). Myths and fallacies in earthquake engineering-conflicts between design and reality. *Bulletin of NZSEE*, 26 (3), 329 – 341.

Priestley, M.J.N. and Calvi, G.M. (2007). Displacement-based seismic design of bridges. *1st US-Italy Seismic Bridge Workshop*, Pavia.

Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J. (2007a). Displacement-based seismic design of concrete structures. *6th National Conference on Earthquake Engineering*, İstanbul.

Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J. (2007b). *Displacement-based seismic design of structures*. Pavia: IUSS Press.

Priestley, M.J.N. and Kowalsky, M.J. (2000). Direct displacement-based seismic design of concrete buildings. *Bulletin of NZSEE*, 33 (4), 421 – 444.

Priestley, M.J.N. and Kowalsky, M.J. (1998). Aspects of drift and ductility capacity of rectangular cantilever structural walls. *Bulletin of NZSEE*, 31 (6), 73 – 85.

Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M. (1996a). *Seismic design and retrofit of bridges*. New York: John Wiley & Sons Inc.

Priestley, M.J.N., Kowalsky, M.J., Ranzo, G. and Benzoni, G. (1996b). Preliminary development of direct displacement based design for multi-degree of freedom systems. *Proceedings of the 65th Annual Conference*, SEAOC, Hawaii.

Sheikh, M.N., Tsong, H.H., McCarthy, T.J. and Lam, N.T.K. (2010). Yield curvature for seismic design of circular reinforced concrete columns. *Magazine of Concrete Research*, 62 (10), 741 – 748.

Shibata, A. and Sozen, M.A. (1976). Substitute structure method for seismic design in reinforced concrete. *ASCE Journal of Structural Division*, 102 (ST1), 1 – 18.

Smyrou, E., Priestley, M.J.N. and Carr, A.J. (2011). Modelling of elastic damping in nonlinear time-history analyses of cantilever RC walls. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9 (5), 1559 – 1578.

Sullivan, T.J., Priestley, M.J.N. and Calvi, G.M. (2006). Direct displacement-based design of frame-wall structures. *Journal of Earthquake Engineering*, 10 (1), 91 – 124.

Tjhin, T.N., Aschleim, M.A. and Wallace, J.W. (2004). Yield displacement estimates for displacement-based seismic design of ductile reinforced concrete structural wall buildings. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Paper No. 1035.

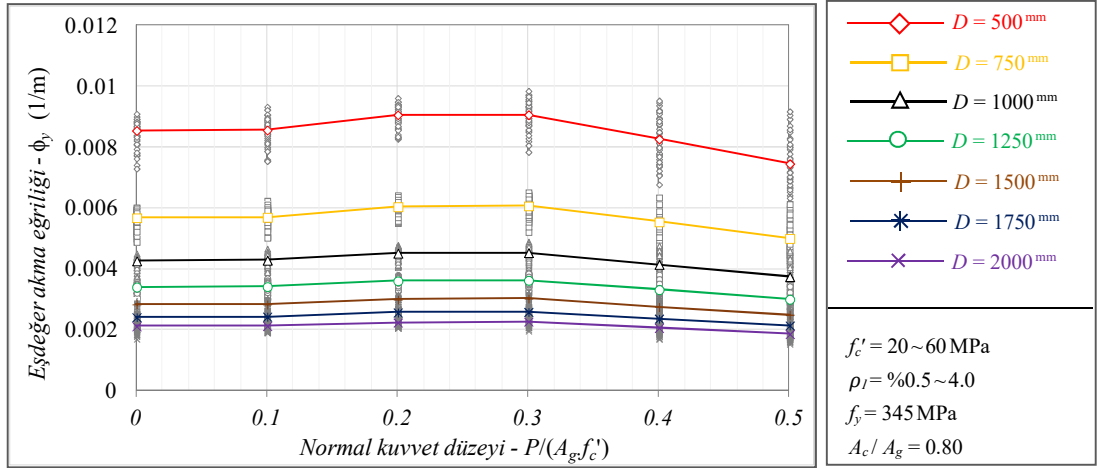
Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (2018). Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı için Esaslar. *Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı*, Ankara.

VISION 2000 (1995). Performance Based Seismic Engineering of Buildings. *Structural Engineers Association of California*, Sacramento, CA.

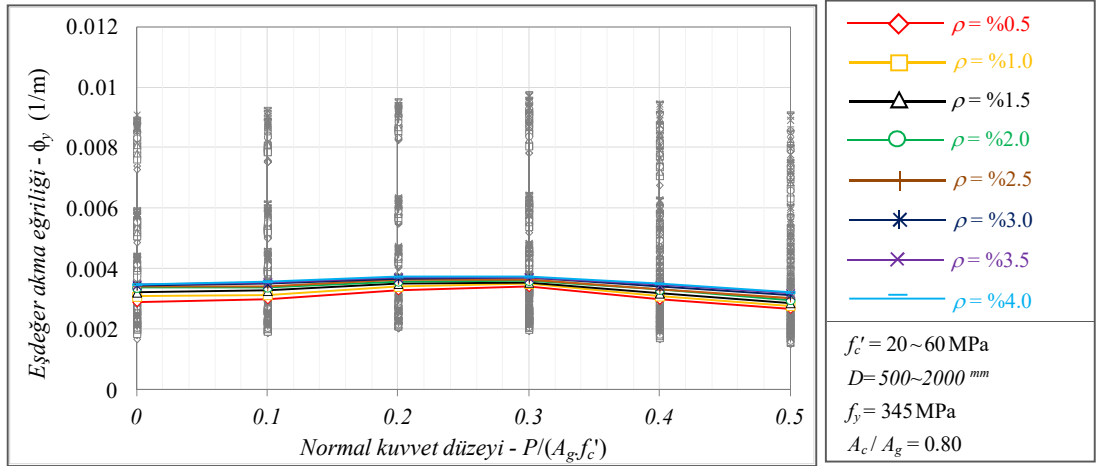
EKLER

EK A: S345 Donatı Çeliği için Eşdeğer Akma Eğriliğini Etkiyen Büyüklüklerin Değişimi

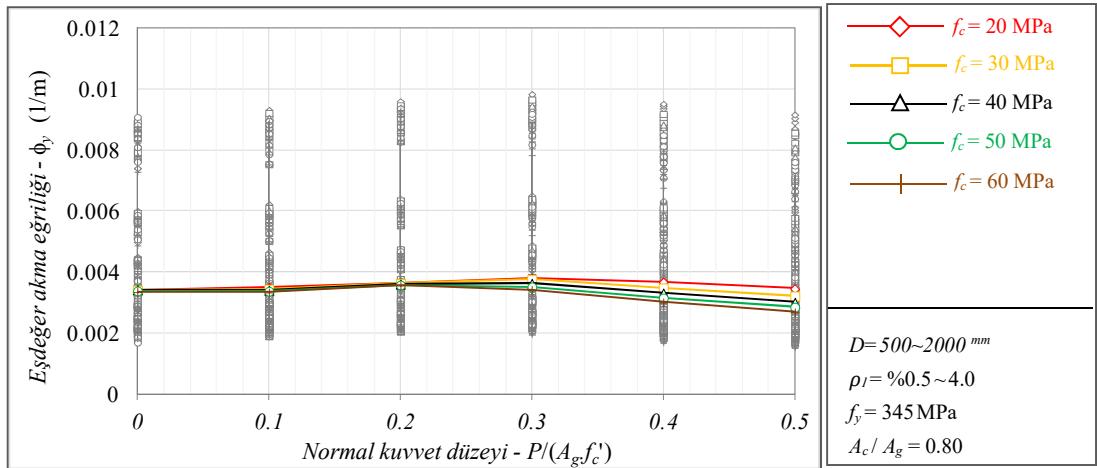
Eşdeğer akma eğriliği – Normal kuvvet düzeyi davranışı



Şekil A.1: $P/A_g f_c'$ – D değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 345$ MPa).



Şekil A.2: $P/A_g f_c'$ – ρ_l değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 345$ MPa).



Şekil A.3: $P/A_g f_c'$ – f_c' değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 345$ MPa).

Tablo A.1: $P/A_g f_c' - D$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölâtif farklar (%) ($f_y = 345\text{MPa}$).

$P/A_g f_c'$	D (mm)						
	500	750	1000	1250	1500	1750	2000
0	---	---	---	---	---	---	---
0.1	0.2	0.3	0.6	0.4	-0.2	0.6	0.5
0.2	6.0	6.4	6.0	6.0	5.5	6.4	5.9
0.3	6.1	6.9	6.3	6.5	6.6	7.1	7.3
0.4	-3.3	-2.4	-2.7	-2.5	-3.2	-2.1	-2.5
0.5	-12.8	-11.9	-12.2	-11.8	-12.2	-11.3	-12.1

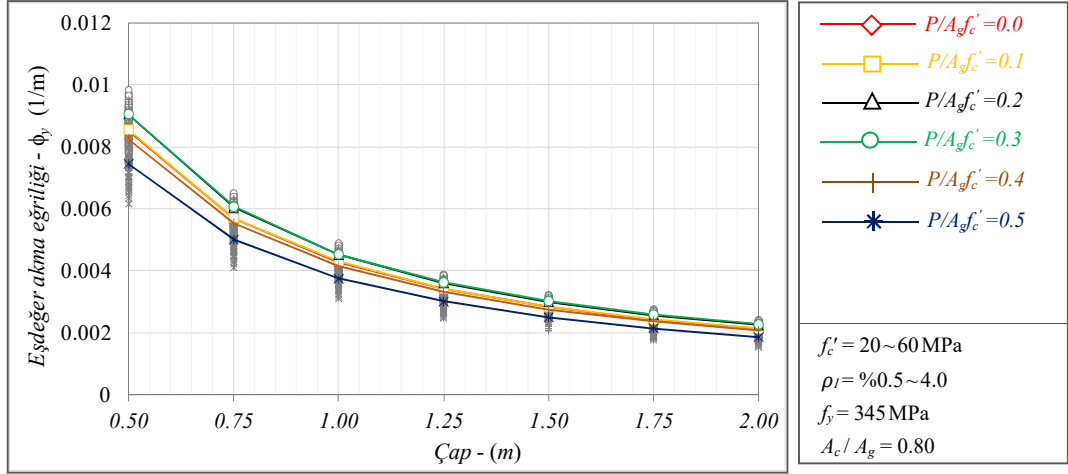
Tablo A.2: $P/A_g f_c' - \rho_l$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölâtif farklar (%) ($f_y = 345\text{MPa}$).

$P/A_g f_c'$	ρ_l (%)							
	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
0	---	---	---	---	---	---	---	---
0.1	3.4	1.6	1.5	0.3	-0.3	1.4	2.0	2.9
0.2	13.4	10.7	8.7	6.2	5.8	7.0	6.9	7.2
0.3	17.1	13.6	10.1	6.8	6.3	7.5	6.9	7.3
0.4	2.6	0.1	-1.0	-2.0	-3.3	-1.1	-0.2	0.8
0.5	-7.6	-9.9	-10.9	-11.8	-11.2	-9.5	-8.2	-7.4

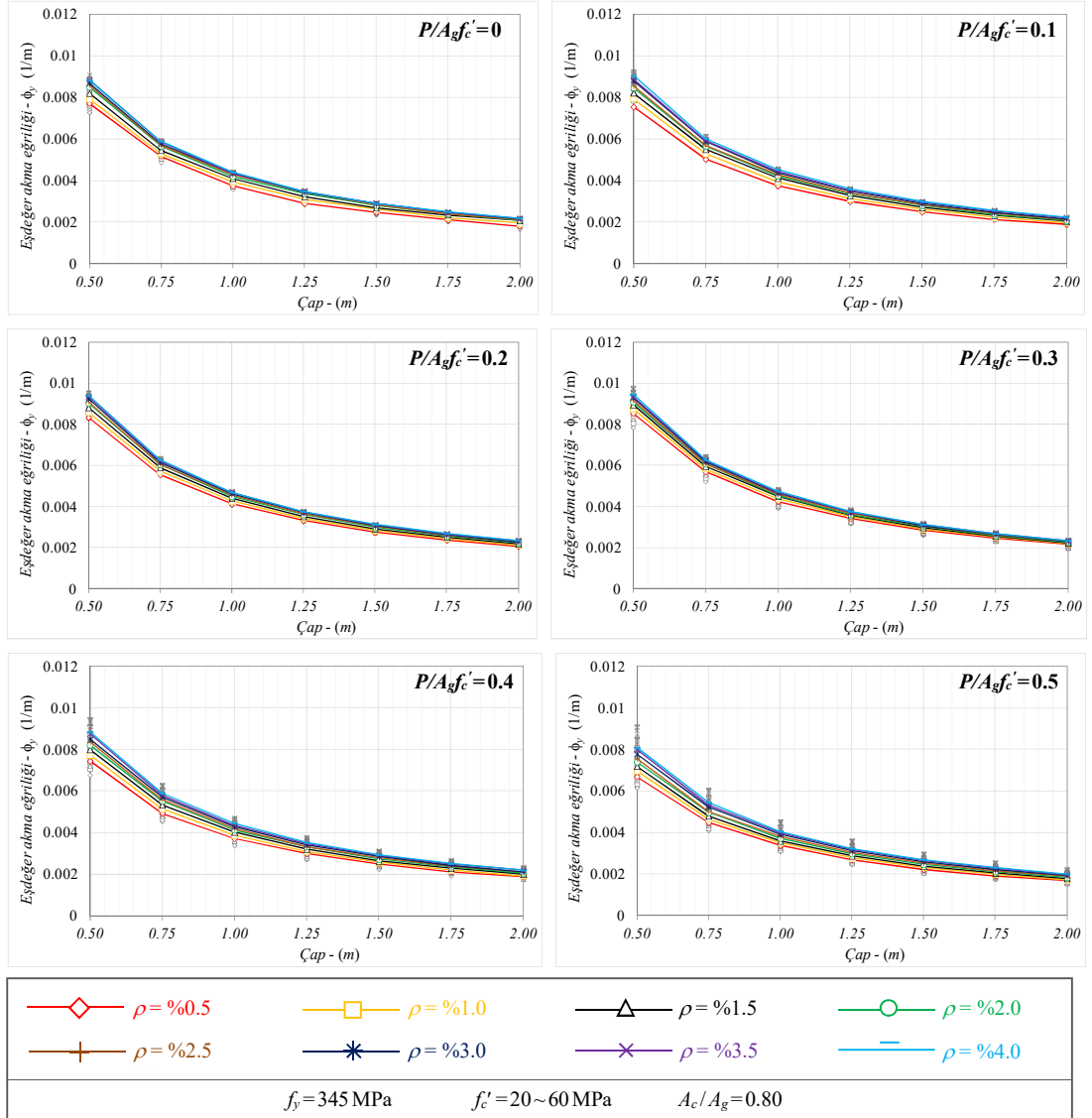
Tablo A.3: $P/A_g f_c' - f_c'$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölâtif farklar (%) ($f_y = 345\text{MPa}$).

$P/A_g f_c'$	f_c' (MPa)				
	20	30	40	50	60
0	---	---	---	---	---
0.1	2.2	0.7	-0.4	-0.3	-0.4
0.2	6.7	6.4	5.6	5.8	6.4
0.3	11.0	10.1	6.1	3.8	1.8
0.4	7.5	2.1	-3.0	-6.8	-10.3
0.5	1.2	-5.7	-11.9	-15.7	-19.9

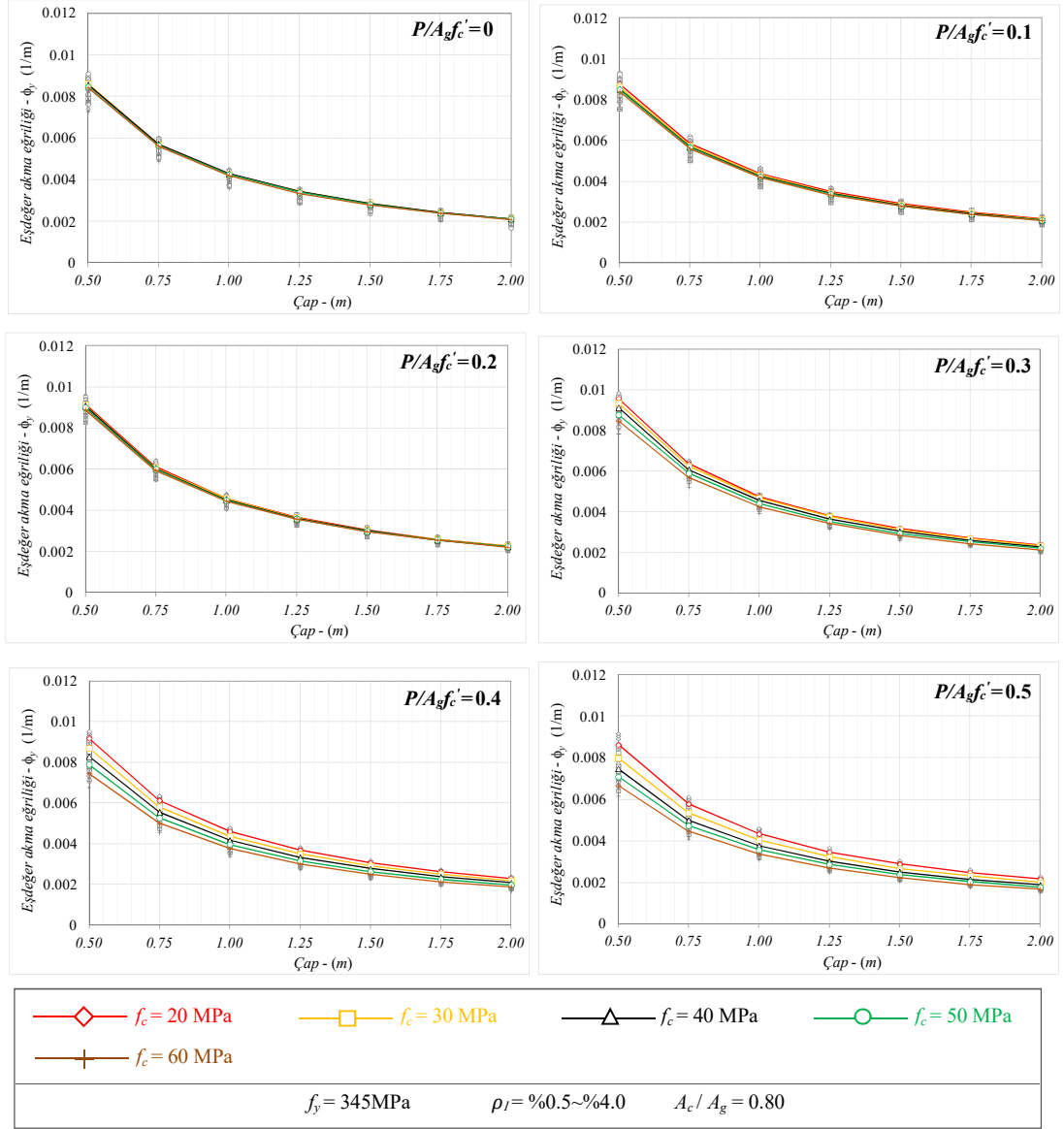
Eşdeğer akma eğriliği – Enkesit çapı davranışı



Şekil A.4: $D - P/A_g f'_c$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 345$ MPa).



Şekil A.5 $D - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 345$ MPa).



Şekil A.6: $D - f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 345$ MPa).

Tablo A.4: $D - P/Agfc'$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 345$ MPa).

D (mm)	$P/Agfc'$					
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
500	---	---	---	---	---	---
750	-33.5	-33.5	-33.3	-33.1	-32.9	-32.9
1000	-50.1	-49.9	-50.1	-50.0	-49.8	-49.8
1250	-60.2	-60.1	-60.2	-60.0	-59.8	-59.7
1500	-66.8	-66.9	-67.0	-66.6	-66.8	-66.6
1750	-71.8	-71.7	-71.7	-71.5	-71.4	-71.3
2000	-75.3	-75.2	-75.3	-75.0	-75.1	-75.1

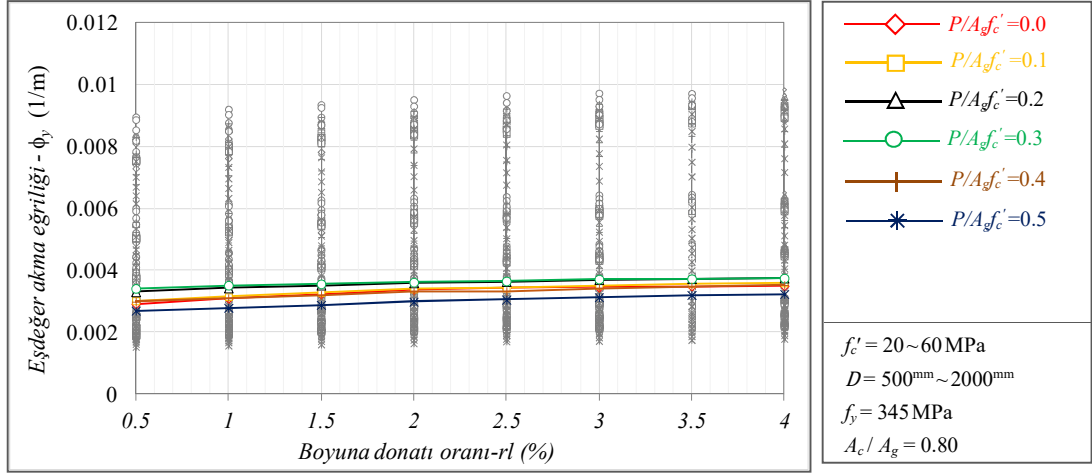
Tablo A.5: $D - \rho_l$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 345\text{MPa}$).

P/Agf_c'	D (mm)	ρ_l (%)							
		0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
0	500	---	---	---	---	---	---	---	---
	750	-32.9	-33.2	-33.5	-33.4	-33.7	-33.7	-33.7	-33.5
	1000	-51.4	-50.3	-49.9	-50.5	-50.0	-50.0	-50.6	-50.1
	1250	-62.3	-61.1	-60.7	-60.3	-60.1	-60.3	-60.6	-60.5
	1500	-67.9	-67.0	-67.1	-66.9	-67.0	-66.7	-67.0	-67.2
	1750	-72.7	-72.0	-71.3	-71.8	-71.9	-71.6	-71.9	-71.6
	2000	-76.4	-75.2	-74.7	-75.3	-75.1	-75.2	-75.3	-75.1
0.1	500	---	---	---	---	---	---	---	---
	750	-33.2	-33.5	-33.0	-33.2	-33.5	-33.1	-33.1	-33.5
	1000	-50.3	-50.3	-49.9	-50.1	-49.9	-50.0	-49.8	-50.1
	1250	-60.1	-60.5	-60.1	-60.0	-60.0	-60.2	-60.0	-60.4
	1500	-66.9	-66.9	-67.1	-66.8	-66.7	-66.8	-66.7	-67.0
	1750	-71.7	-71.6	-71.7	-71.8	-71.5	-71.8	-71.4	-71.7
	2000	-74.8	-75.1	-75.1	-75.3	-75.0	-75.3	-75.1	-75.3
0.2	500	---	---	---	---	---	---	---	---
	750	-33.4	-33.3	-33.1	-33.2	-33.6	-33.5	-33.7	-33.3
	1000	-50.4	-50.2	-49.9	-50.4	-49.9	-49.9	-49.8	-50.1
	1250	-60.4	-60.1	-60.2	-60.2	-60.1	-60.1	-60.2	-60.2
	1500	-67.2	-67.0	-67.0	-66.9	-66.8	-66.9	-66.8	-66.9
	1750	-71.7	-71.6	-71.6	-71.9	-71.6	-71.6	-71.6	-71.6
	2000	-75.3	-75.3	-75.3	-75.3	-75.1	-75.3	-75.2	-75.1
0.3	500	---	---	---	---	---	---	---	---
	750	-33.3	-33.4	-33.4	-33.2	-33.7	-33.7	-33.1	-33.7
	1000	-50.2	-50.1	-49.8	-50.3	-49.9	-50.2	-49.8	-50.0
	1250	-60.1	-60.0	-60.3	-60.3	-60.2	-60.2	-60.2	-60.4
	1500	-66.8	-66.8	-66.9	-66.7	-66.8	-67.0	-66.7	-67.1
	1750	-71.5	-71.4	-71.5	-71.7	-71.7	-71.7	-71.5	-71.6
	2000	-74.7	-75.0	-75.2	-75.1	-75.1	-75.3	-75.1	-75.3
0.4	500	---	---	---	---	---	---	---	---
	750	-33.7	-33.3	-33.2	-32.8	-33.3	-32.7	-33.6	-33.4
	1000	-50.2	-50.0	-49.7	-49.8	-49.8	-49.7	-50.4	-49.7
	1250	-59.9	-59.9	-60.0	-59.7	-60.3	-59.8	-60.3	-60.2
	1500	-66.6	-66.8	-67.1	-66.9	-66.5	-66.5	-66.8	-66.8
	1750	-71.5	-71.4	-71.5	-71.4	-71.6	-71.5	-71.8	-71.7
	2000	-74.8	-75.1	-75.0	-75.0	-75.0	-75.2	-75.1	-75.2
0.5	500	---	---	---	---	---	---	---	---
	750	-33.1	-33.2	-33.2	-32.8	-33.5	-32.6	-33.3	-32.6
	1000	-49.5	-49.7	-50.0	-49.7	-49.6	-49.8	-50.1	-49.9
	1250	-59.8	-60.0	-60.0	-59.7	-59.7	-59.9	-60.0	-60.1
	1500	-66.9	-66.7	-67.0	-66.6	-66.4	-66.7	-66.8	-66.7
	1750	-71.3	-71.4	-71.4	-71.3	-71.4	-71.3	-71.6	-71.3
	2000	-74.8	-75.1	-75.1	-75.1	-74.9	-75.1	-75.3	-75.1

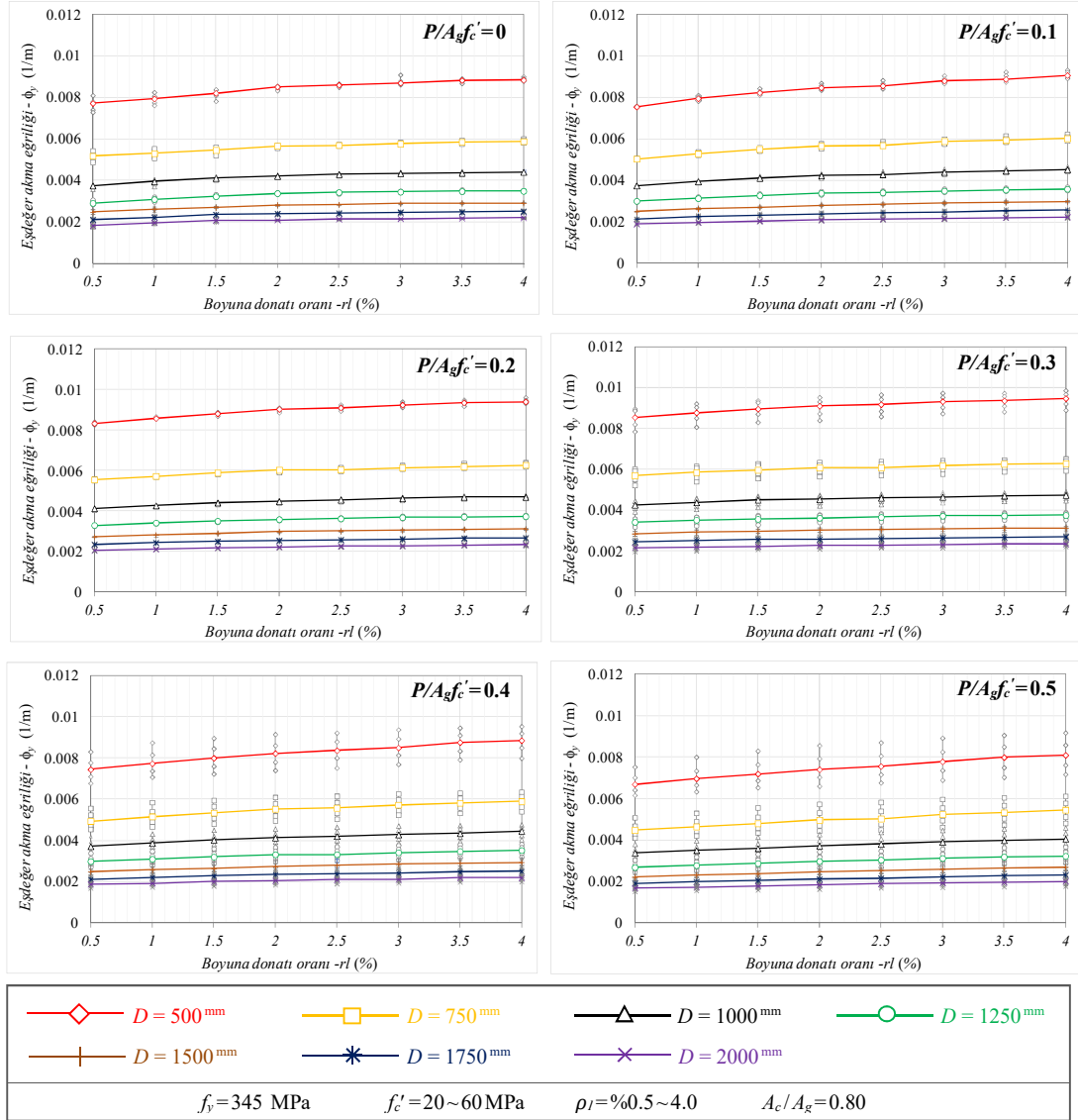
Tablo A.6: $D-f_c$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 345\text{MPa}$).

P/Agf_c'	D (mm)	f_c' (MPa)				
		20	30	40	50	60
0	500	---	---	---	---	---
	750	-33.6	-34.0	-33.4	-33.3	-33.3
	1000	-49.9	-50.5	-50.0	-49.8	-50.1
	1250	-60.1	-60.4	-60.0	-60.0	-60.2
	1500	-67.0	-66.8	-66.8	-66.7	-66.9
	1750	-71.6	-71.9	-71.6	-71.6	-71.8
	2000	-75.2	-75.3	-75.2	-75.0	-75.3
0.1	500	---	---	---	---	---
	750	-33.4	-33.4	-33.4	-33.4	-33.4
	1000	-50.1	-50.0	-50.0	-50.1	-50.0
	1250	-60.1	-60.1	-60.0	-60.2	-60.3
	1500	-66.8	-66.8	-66.8	-67.0	-66.9
	1750	-71.7	-71.6	-71.6	-71.8	-71.6
	2000	-75.1	-75.1	-75.2	-75.2	-75.1
0.2	500	---	---	---	---	---
	750	-33.4	-33.4	-33.4	-33.4	-33.2
	1000	-50.2	-50.1	-50.1	-50.2	-50.1
	1250	-60.2	-60.1	-60.2	-60.2	-59.9
	1500	-67.0	-66.9	-66.9	-67.0	-66.9
	1750	-71.8	-71.7	-71.8	-71.5	-71.5
	2000	-75.3	-75.3	-75.2	-75.3	-75.3
0.3	500	---	---	---	---	---
	750	-33.6	-33.4	-33.5	-32.8	-33.1
	1000	-50.3	-49.9	-50.1	-49.8	-49.9
	1250	-60.4	-59.8	-60.2	-59.9	-59.8
	1500	-67.0	-66.9	-66.7	-66.6	-66.7
	1750	-71.9	-71.5	-71.7	-71.5	-71.5
	2000	-75.4	-75.2	-75.1	-75.0	-75.0
0.4	500	---	---	---	---	---
	750	-33.3	-33.2	-33.1	-33.4	-32.9
	1000	-49.9	-49.8	-49.8	-49.9	-49.5
	1250	-59.9	-59.9	-60.0	-60.1	-59.7
	1500	-66.7	-66.6	-66.7	-66.8	-66.7
	1750	-71.5	-71.5	-71.5	-71.6	-71.5
	2000	-75.1	-75.0	-75.0	-75.1	-75.0
0.5	500	---	---	---	---	---
	750	-33.0	-33.0	-33.2	-33.3	-33.1
	1000	-49.8	-49.6	-49.6	-49.8	-49.6
	1250	-59.9	-59.7	-59.7	-59.8	-59.8
	1500	-66.6	-66.7	-66.5	-66.6	-66.7
	1750	-71.3	-71.2	-71.4	-71.4	-71.7
	2000	-75.0	-75.0	-75.0	-75.1	-75.0

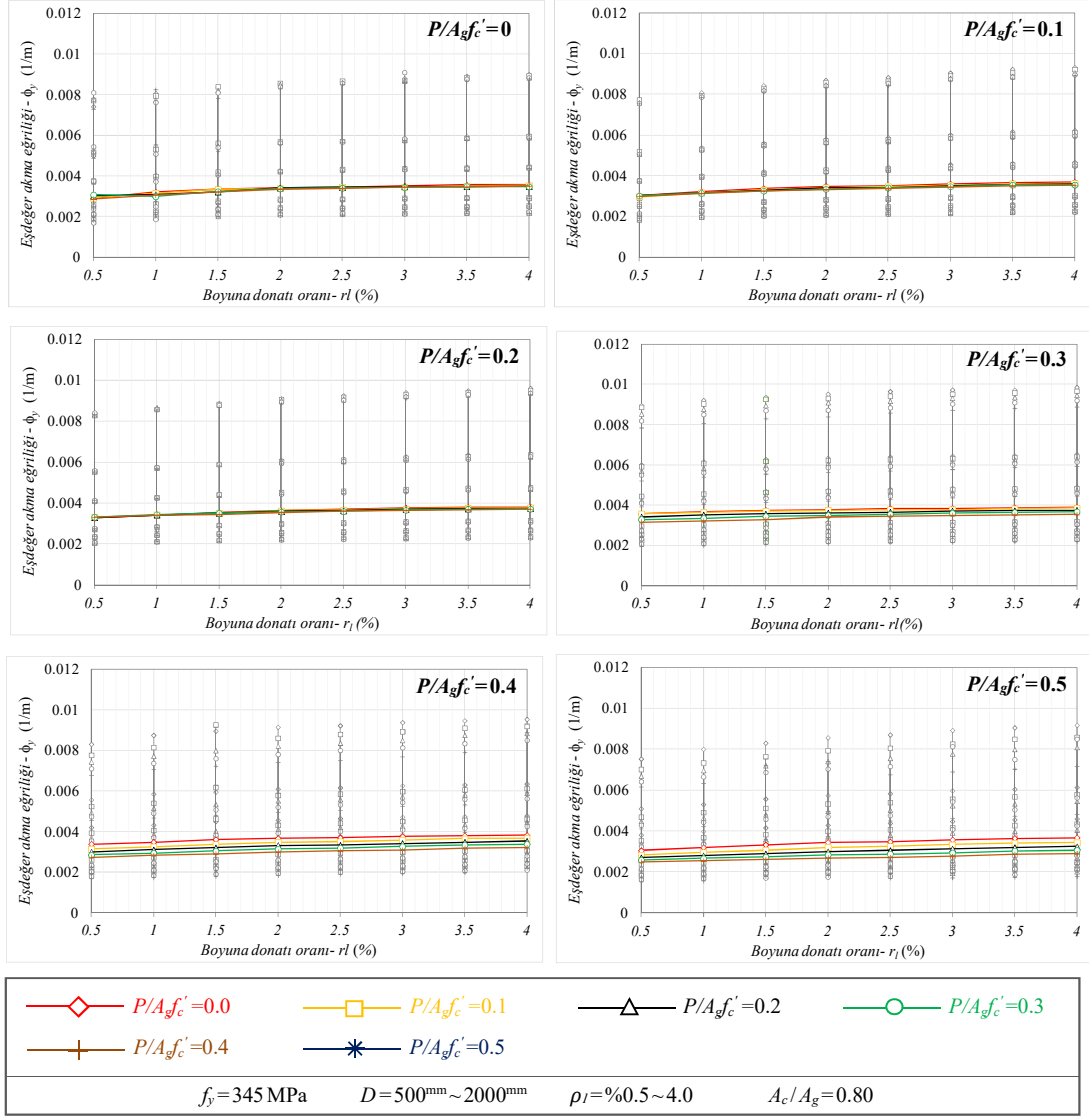
Eşdeğer akma eğriliği – Boyuna donatı oranı davranışı



Şekil A.7: $\rho_l - P/Agf'_c$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 345$ MPa).



Şekil A.8: $\rho_l - D$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 345$ MPa).



Şekil A.9: $\rho_l - f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 345 \text{ MPa}$).

Tablo A.7: $\rho_l - P/Agfc'$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 345 \text{ MPa}$).

ρ_l (%)	$P/Agfc'$					
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
0.5	---	---	---	---	---	---
1.0	6.2	4.3	3.6	3.0	3.7	3.5
1.5	11.0	9.0	6.4	4.4	7.2	7.0
2.0	16.2	12.6	8.8	6.0	11.0	10.8
2.5	17.9	13.6	10.0	7.1	11.2	13.3
3.0	18.6	16.3	11.8	8.9	14.3	16.1
3.5	19.6	17.9	12.7	9.2	16.4	18.8
4.0	19.9	19.3	13.3	9.9	17.8	20.1

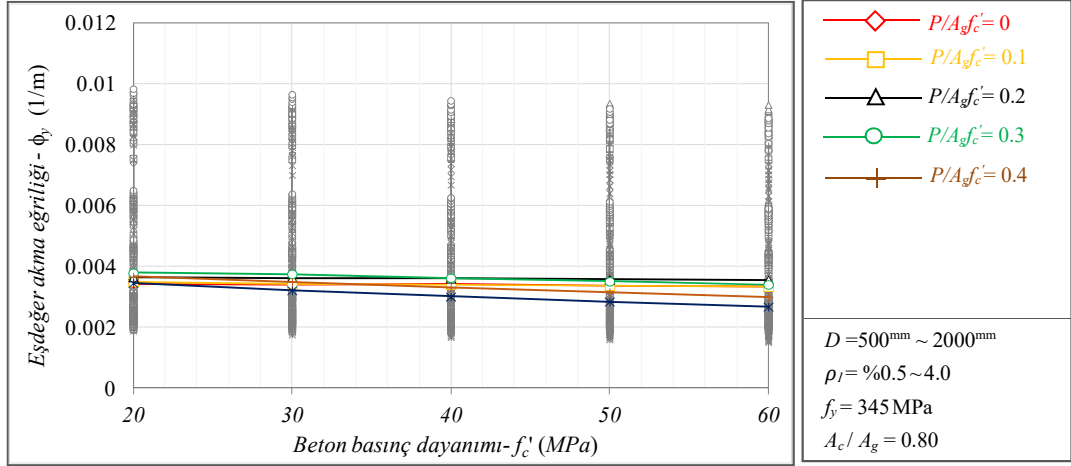
Tablo A.8: $\rho_l - D$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 345\text{MPa}$).

$P/A_g f_c'$	ρ_l (%)	D (mm)						
		500	7500	1000	1250	1500	1750	2000
0	0.5	---	---	---	---	---	---	---
	1	2.8	2.3	5.3	6.2	5.6	5.2	8.2
	1.5	6.3	5.4	9.6	11.0	8.9	11.8	14.3
	2	10.2	9.5	12.3	16.2	13.7	13.7	15.4
	2.5	11.4	10.0	14.7	17.9	14.5	14.7	17.6
	3	12.7	11.4	16.0	18.6	16.9	17.1	18.7
	3.5	14.4	12.9	16.3	19.6	17.3	17.5	19.8
	4	14.5	13.5	17.6	19.9	16.9	19.0	20.9
0.1	0.5	---	---	---	---	---	---	---
	1	5.3	5.0	5.3	4.3	5.2	5.6	4.2
	1.5	9.0	9.3	9.9	9.0	8.4	8.9	7.9
	2	12.2	12.3	12.8	12.6	12.4	11.7	10.0
	2.5	13.4	12.9	14.4	13.6	14.0	14.0	12.6
	3	16.6	16.9	17.3	16.3	16.8	15.9	14.2
	3.5	17.6	17.9	18.9	17.9	18.4	18.7	16.3
	4	20.1	19.6	20.8	19.3	19.6	20.1	17.9
0.2	0.5	---	---	---	---	---	---	---
	1	3.0	3.1	3.4	3.6	3.7	3.4	2.9
	1.5	5.8	6.1	6.8	6.4	6.6	5.9	5.8
	2	8.4	8.6	8.5	8.8	9.5	7.6	8.3
	2.5	9.2	8.8	10.4	10.0	10.6	9.3	10.2
	3	10.9	10.6	12.1	11.8	12.1	11.0	10.7
	3.5	12.2	11.7	13.6	12.7	13.6	12.7	12.6
	4	12.8	13.0	13.6	13.3	13.9	13.1	13.6
0.3	0.5	---	---	---	---	---	---	---
	1	2.7	2.6	2.9	3.0	2.6	3.0	1.4
	1.5	4.8	4.7	5.8	4.4	4.4	4.7	2.7
	2	6.5	6.7	6.4	6.0	6.8	5.6	4.9
	2.5	7.4	6.8	8.0	7.1	7.3	6.5	5.8
	3	9.1	8.5	9.2	8.9	8.2	8.2	6.4
	3.5	9.5	9.8	10.4	9.2	9.7	9.3	8.0
	4	10.8	10.3	11.3	9.9	9.7	10.2	8.0
0.4	0.5	---	---	---	---	---	---	---
	1	3.8	4.5	4.2	3.7	3.1	4.3	2.9
	1.5	7.5	8.2	8.4	7.2	5.8	7.6	6.7
	2	10.5	11.9	11.4	11.0	9.6	10.9	9.6
	2.5	12.4	13.1	13.2	11.2	12.8	12.1	11.6
	3	14.2	15.9	15.2	14.3	14.5	14.3	12.5
	3.5	17.7	17.9	17.1	16.4	16.9	16.7	16.7
	4	18.9	19.5	20.2	17.8	18.1	18.2	17.0
0.5	0.5	---	---	---	---	---	---	---
	1	4.1	3.9	3.7	3.5	4.6	3.7	2.8
	1.5	7.5	7.2	6.4	7.0	6.9	7.0	6.4
	2	10.6	11.0	10.2	10.8	11.5	10.4	9.3
	2.5	12.9	12.3	12.6	13.3	14.4	12.5	12.4
	3	16.3	17.1	15.7	16.1	16.7	16.2	14.9
	3.5	19.4	19.1	18.0	18.8	19.5	18.1	17.1
	4	20.9	21.8	20.0	20.1	21.5	21.1	19.4

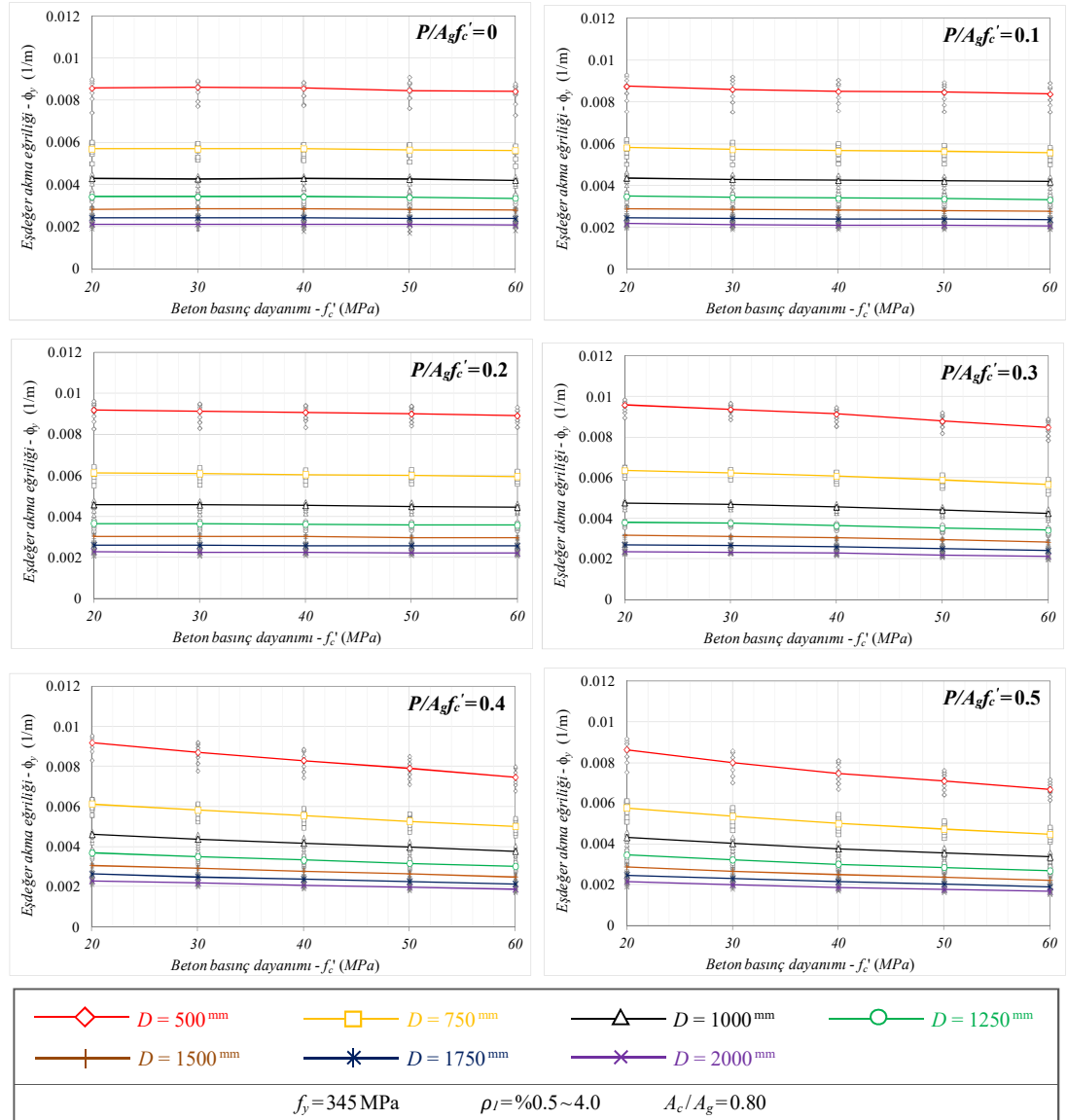
Tablo A.9: $\rho_l - f_c'$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 345\text{MPa}$).

P/Agf_c'	ρ_l (%)	f_c' (MPa)				
		20	30	40	50	60
0	0.5	---	---	---	---	---
	1	10.7	8.2	2.7	-2.9	7.4
	1.5	14.8	14.4	6.6	5.2	12.6
	2	17.2	16.2	13.3	9.8	17.2
	2.5	18.6	18.6	14.0	10.7	17.9
	3	20.3	18.6	15.6	11.7	20.4
	3.5	22.8	19.9	15.3	13.4	20.7
	4	23.1	21.0	15.6	13.0	22.5
0.1	0.5	---	---	---	---	---
	1	6.3	6.4	3.6	4.3	4.0
	1.5	11.2	11.1	8.3	8.0	7.7
	2	14.9	15.2	11.9	11.0	10.3
	2.5	15.8	16.5	12.9	13.3	12.0
	3	18.8	19.2	15.5	15.3	14.7
	3.5	20.5	21.2	17.2	17.9	16.3
	4	21.8	21.9	18.5	17.9	17.3
0.2	0.5	---	---	---	---	---
	1	4.9	3.6	4.0	3.6	2.7
	1.5	8.3	6.4	6.7	5.7	4.5
	2	11.0	9.7	9.1	7.9	7.3
	2.5	12.9	10.6	10.3	8.5	8.8
	3	15.3	12.4	12.2	10.3	10.0
	3.5	16.3	13.9	13.1	11.8	11.2
	4	16.6	14.2	13.7	12.1	11.8
0.3	0.5	---	---	---	---	---
	1	2.8	2.1	3.0	1.7	1.9
	1.5	5.1	3.7	4.4	4.5	3.7
	2	5.9	5.0	6.0	5.9	7.4
	2.5	7.3	5.7	7.1	7.8	8.4
	3	7.9	5.9	8.9	9.3	10.0
	3.5	8.7	7.1	9.2	10.5	11.0
	4	9.0	7.9	9.9	11.4	11.5
0.4	0.5	---	---	---	---	---
	1	2.8	3.7	3.7	3.3	3.0
	1.5	6.6	7.2	7.2	7.0	6.3
	2	8.3	11.0	11.0	10.3	9.7
	2.5	9.3	11.8	11.2	12.4	11.3
	3	11.1	14.1	14.3	14.9	12.9
	3.5	12.2	16.3	16.4	17.5	16.5
	4	12.8	17.0	17.8	19.0	17.6
0.5	0.5	---	---	---	---	---
	1	4.9	4.6	3.5	2.9	2.2
	1.5	9.4	8.4	7.0	5.7	5.5
	2	13.4	13.1	10.8	9.9	8.3
	2.5	14.4	15.2	13.3	11.4	9.0
	3	17.6	17.9	16.1	13.7	11.2
	3.5	19.9	20.6	18.8	17.1	15.4
	4	21.0	21.6	20.1	18.5	17.0

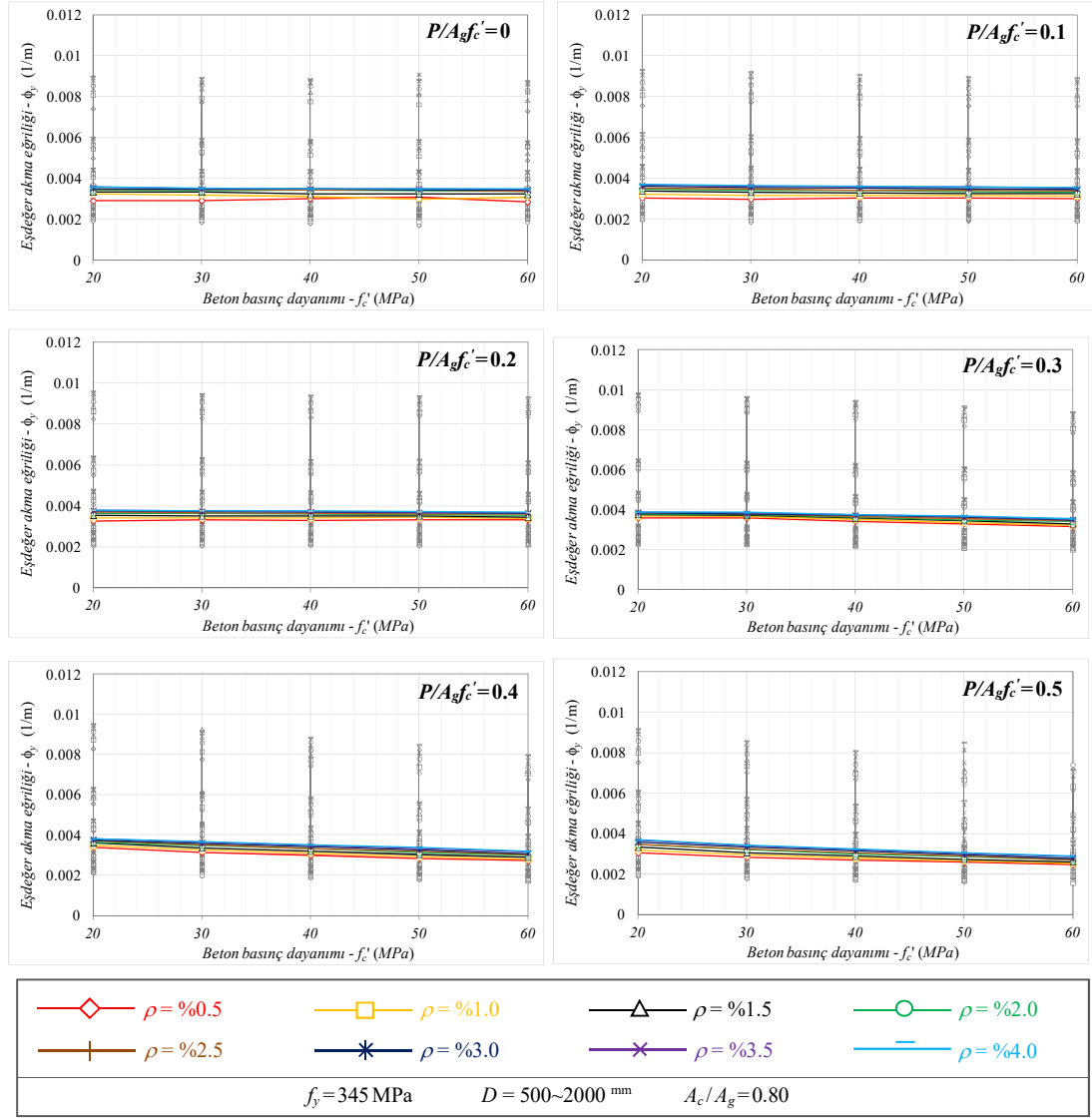
Eşdeğer akma eğriliği – Beton basınç dayanımı davranışı



Şekil A.10: $f'_c - P/Agf'_c$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 345\text{MPa}$).



Şekil A.11: $f'_c - D$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 345\text{MPa}$).



Şekil A.12: $f'_c - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 345 \text{ MPa}$).

Tablo A.10: $f'_c - P/A_g f'_c$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 345 \text{ MPa}$).

f'_c (MPa)	$P/A_g f'_c$					
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
20	---	---	---	---	---	---
30	-0.1	-1.6	-0.4	-1.0	-5.1	-6.9
40	0.0	-2.6	-1.1	-4.4	-9.8	-12.9
50	-1.0	-3.4	-1.9	-7.4	-14.2	-17.6
60	-2.0	-4.6	-2.3	-10.1	-18.2	-22.4

Tablo A.11: $f'_c - D$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 345\text{MPa}$).

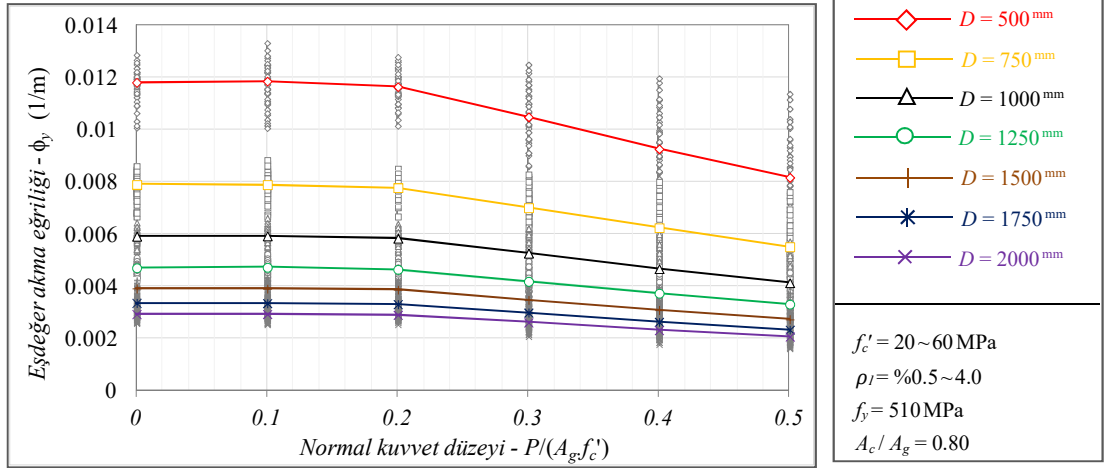
$P/A_g f'_c$	f'_c (MPa)	D (mm)						
		500	750	1000	1250	1500	1750	2000
0	20	---	---	---	---	---	---	---
	30	0.6	0.0	-0.6	-0.1	1.1	-0.2	0.2
	40	-0.1	0.3	-0.2	0.0	0.4	0.0	0.0
	50	-1.2	-0.8	-0.9	-1.0	-0.5	-1.2	-0.2
	60	-1.8	-1.3	-2.1	-2.0	-1.6	-2.3	-2.1
0.1	20	---	---	---	---	---	---	---
	30	-1.7	-1.5	-1.5	-1.6	-1.5	-1.2	-1.6
	40	-2.8	-2.7	-2.6	-2.6	-2.6	-2.6	-3.0
	50	-3.2	-3.1	-3.3	-3.4	-3.6	-3.4	-3.7
	60	-4.2	-4.1	-4.1	-4.6	-4.3	-3.8	-4.4
0.2	20	---	---	---	---	---	---	---
	30	-0.6	-0.7	-0.2	-0.4	-0.5	-0.4	-0.7
	40	-1.2	-1.3	-1.0	-1.1	-0.8	-1.2	-0.9
	50	-2.0	-2.0	-2.0	-1.9	-2.0	-1.2	-2.0
	60	-3.0	-2.8	-2.6	-2.3	-2.6	-1.9	-3.1
0.3	20	---	---	---	---	---	---	---
	30	-2.3	-1.9	-1.5	-1.0	-1.9	-0.9	-1.4
	40	-4.7	-4.5	-4.2	-4.4	-3.9	-4.2	-3.5
	50	-8.4	-7.3	-7.3	-7.4	-7.2	-7.2	-6.8
	60	-11.4	-10.8	-10.7	-10.1	-10.8	-10.5	-10.0
0.4	20	---	---	---	---	---	---	---
	30	-5.3	-5.1	-5.2	-5.1	-5.0	-5.1	-4.9
	40	-9.7	-9.4	-9.6	-9.8	-9.6	-9.8	-9.4
	50	-13.9	-14.1	-14.0	-14.2	-14.1	-14.1	-14.0
	60	-18.8	-18.3	-18.3	-18.2	-18.8	-18.8	-18.4
0.5	20	---	---	---	---	---	---	---
	30	-7.4	-7.3	-6.9	-6.9	-7.7	-7.1	-7.4
	40	-13.3	-13.5	-13.0	-12.9	-13.1	-13.5	-13.5
	50	-17.8	-18.1	-17.7	-17.6	-17.8	-18.1	-18.1
	60	-22.6	-22.6	-22.3	-22.4	-22.8	-23.5	-22.8

Tablo A.12: $f'_c - \rho_l$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 345\text{MPa}$).

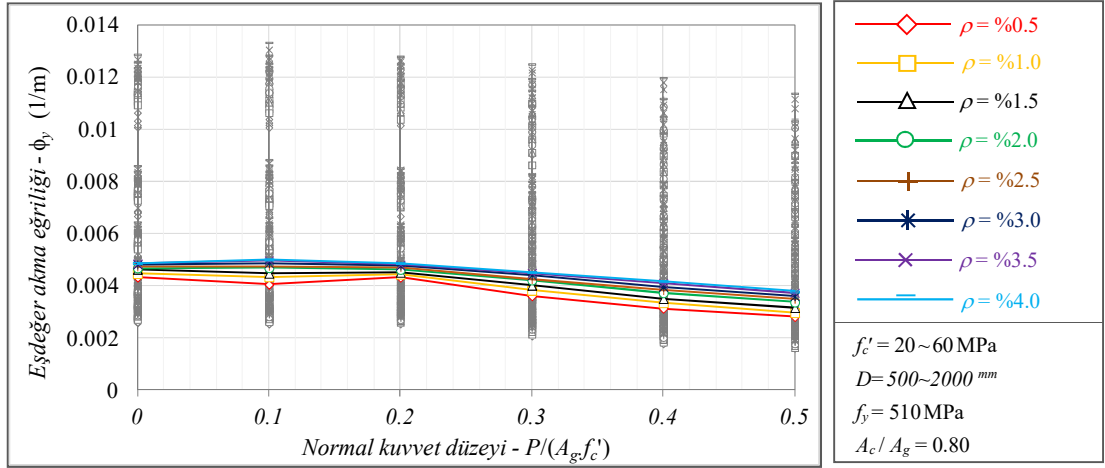
P/Agf'_c	f'_c (MPa)	ρ_l (%)							
		0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
0	20	---	---	---	---	---	---	---	---
	30	0.3	-1.9	0.0	-0.6	0.3	-1.1	-2.0	-1.4
	40	3.8	-3.7	-3.6	0.3	-0.3	-0.3	-2.5	-2.5
	50	5.9	-7.2	-3.0	-0.9	-1.2	-1.7	-2.2	-2.8
	60	-1.7	-4.7	-3.6	-1.8	-2.3	-1.7	-3.4	-2.2
0.1	20	---	---	---	---	---	---	---	---
	30	-2.0	-1.9	-2.1	-1.7	-1.4	-1.7	-1.4	-1.9
	40	0.0	-2.5	-2.7	-2.6	-2.6	-2.8	-2.7	-2.7
	50	-0.7	-2.5	-3.6	-4.0	-2.8	-3.6	-2.7	-3.8
	60	-1.0	-3.1	-4.2	-4.9	-4.3	-4.4	-4.4	-4.6
0.2	20	---	---	---	---	---	---	---	---
	30	1.2	0.0	-0.6	0.0	-0.8	-1.3	-0.8	-0.8
	40	0.9	0.0	-0.6	-0.8	-1.4	-1.9	-1.8	-1.6
	50	1.5	0.3	-0.8	-1.4	-2.4	-2.9	-2.4	-2.4
	60	1.2	-0.9	-2.3	-2.2	-2.4	-3.5	-3.2	-2.9
0.3	20	---	---	---	---	---	---	---	---
	30	0.2	-0.5	-1.1	-0.6	-1.3	-1.7	-1.3	-0.8
	40	-4.3	-4.1	-4.9	-4.2	-4.5	-3.4	-3.8	-3.5
	50	-7.6	-8.7	-8.1	-7.6	-7.2	-6.4	-6.1	-5.5
	60	-11.2	-12.0	-12.4	-9.9	-10.3	-9.4	-9.3	-9.1
0.4	20	---	---	---	---	---	---	---	---
	30	-7.3	-6.5	-6.8	-5.0	-5.2	-4.8	-3.9	-3.9
	40	-11.7	-10.9	-11.2	-9.4	-10.2	-9.2	-8.4	-7.7
	50	-16.1	-15.7	-15.8	-14.6	-13.8	-13.3	-12.1	-11.5
	60	-19.5	-19.3	-19.7	-18.4	-18.1	-18.2	-16.4	-16.1
0.5	20	---	---	---	---	---	---	---	---
	30	-7.2	-7.4	-8.1	-7.4	-6.5	-6.9	-6.6	-6.7
	40	-11.4	-12.7	-13.4	-13.5	-12.3	-12.5	-12.2	-12.1
	50	-15.1	-16.8	-18.0	-17.8	-17.4	-17.9	-17.1	-16.8
	60	-18.7	-20.8	-21.6	-22.4	-22.5	-23.1	-21.7	-21.3

EK B: S510 Donatı Çeliği için Eşdeğer Akma Eğriliğini Etkiyen Büyüklüklerin Değişimi

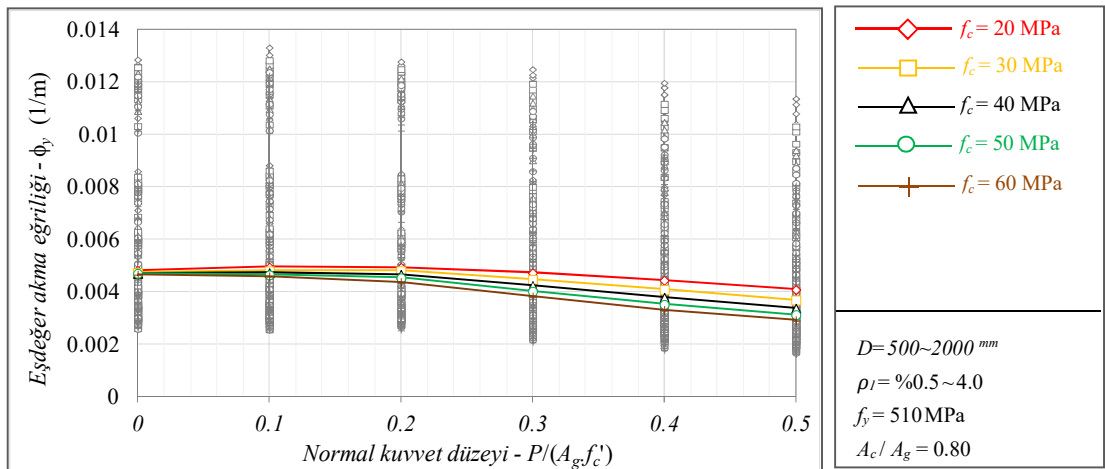
Eşdeğer akma eğriliği – Normal kuvvet düzeyi davranışı



Şekil B.1: $P/A_g f'_c - D$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 510$ MPa)



Şekil B.2: $P/A_g f'_c - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 510$ MPa)



Şekil B.3: $P/A_g f'_c - f'_c$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 510$ MPa).

Tablo B.1: $P/A_g f'_c - D$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 510\text{MPa}$).

$P/A_g f'_c$	D (mm)						
	500	750	1000	1250	1500	1750	2000
0	---	---	---	---	---	---	---
0.1	0.4	-0.1	0.3	0.4	-0.3	-0.3	0.2
0.2	-1.4	-1.5	-1.3	-1.3	-1.2	-1.4	-1.0
0.3	-11.2	-11.2	-10.9	-11.0	-11.3	-11.1	-10.9
0.4	-21.6	-21.0	-21.0	-20.7	-21.1	-21.7	-21.0
0.5	-30.8	-30.2	-30.2	-29.6	-30.3	-30.5	-29.3

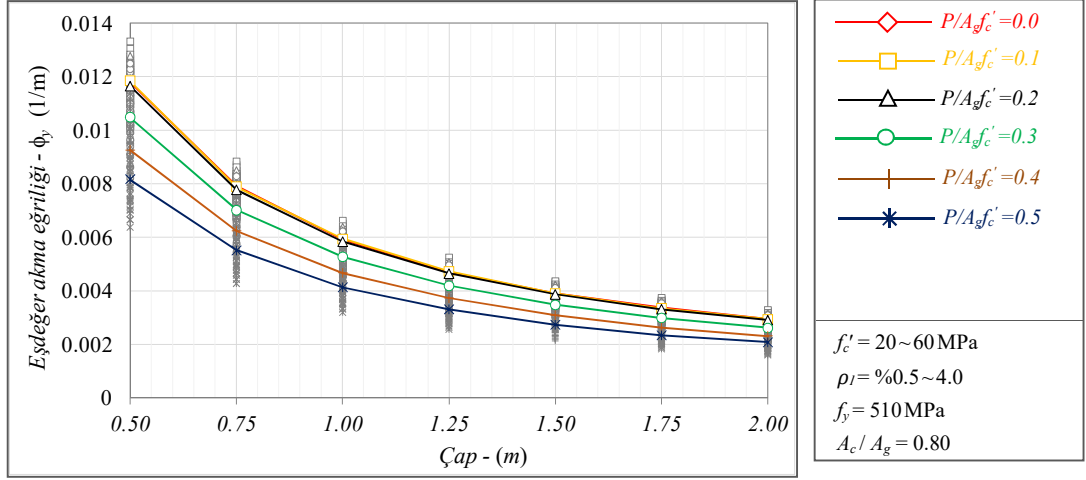
Tablo B.2: $P/A_g f'_c - \rho_l$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 510\text{MPa}$).

$P/A_g f'_c$	ρ_l (%)							
	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
0	---	---	---	---	---	---	---	---
0.1	-6.5	-2.9	-3.2	0.2	0.4	0.8	2.5	2.9
0.2	-0.1	-0.6	-2.4	-1.2	-0.6	-1.0	-0.8	-0.1
0.3	-16.6	-14.5	-13.2	-9.9	-10.2	-8.7	-7.4	-7.1
0.4	-27.6	-25.1	-24.2	-20.3	-19.1	-17.8	-15.6	-14.3
0.5	-34.9	-33.5	-31.6	-27.9	-26.2	-25.3	-23.0	-22.3

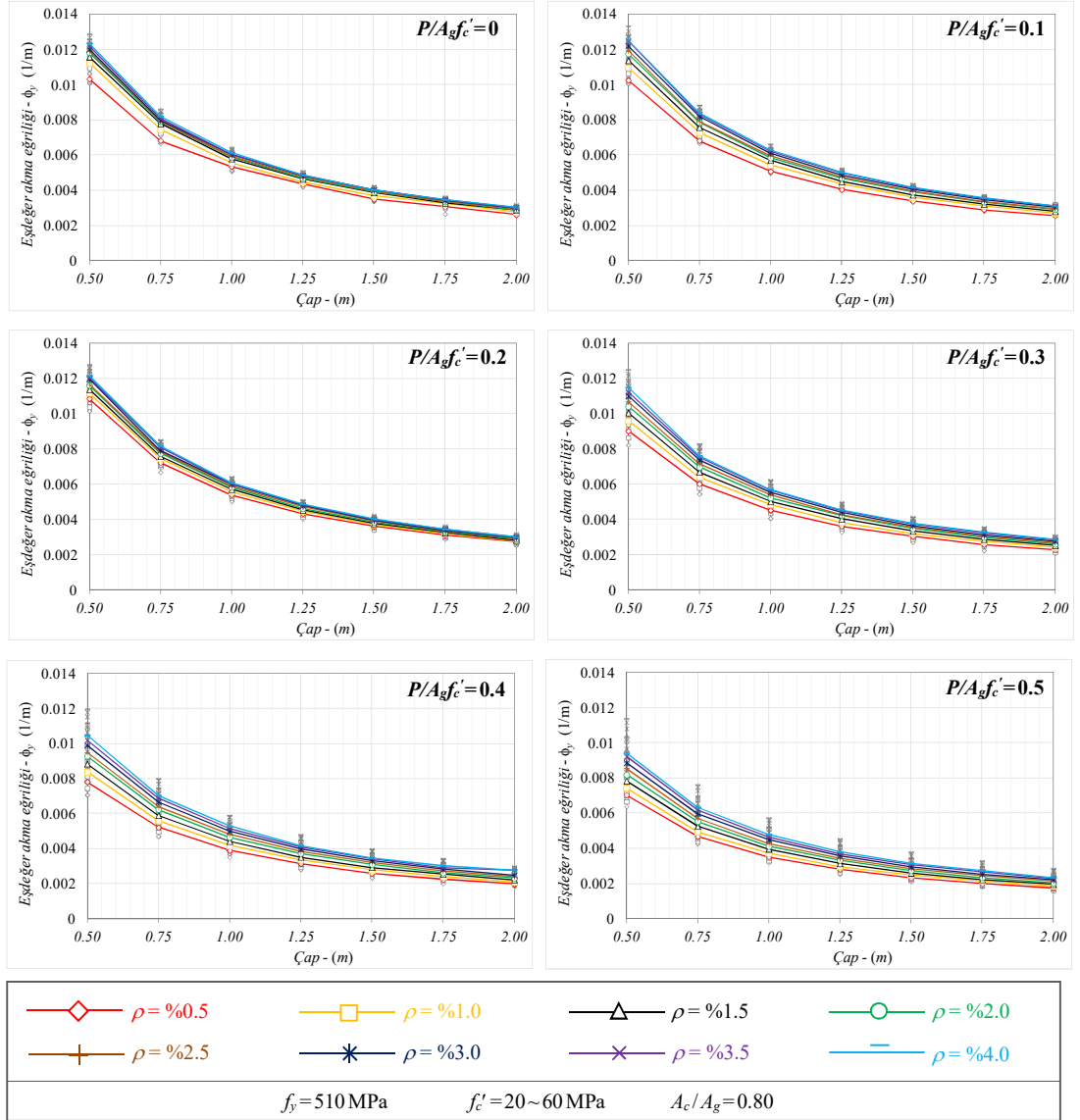
Tablo B.3: $P/A_g f'_c - f'_c$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 510\text{MPa}$).

$P/A_g f'_c$	f'_c (MPa)				
	20	30	40	50	60
0	---	---	---	---	---
0.1	2.6	1.5	0.4	-1.2	-1.5
0.2	2.3	1.4	-0.8	-3.6	-6.2
0.3	-2.0	-5.5	-10.0	-14.5	-17.9
0.4	-7.8	-13.6	-19.6	-25.2	-29.0
0.5	-15.1	-22.0	-28.3	-33.5	-37.4

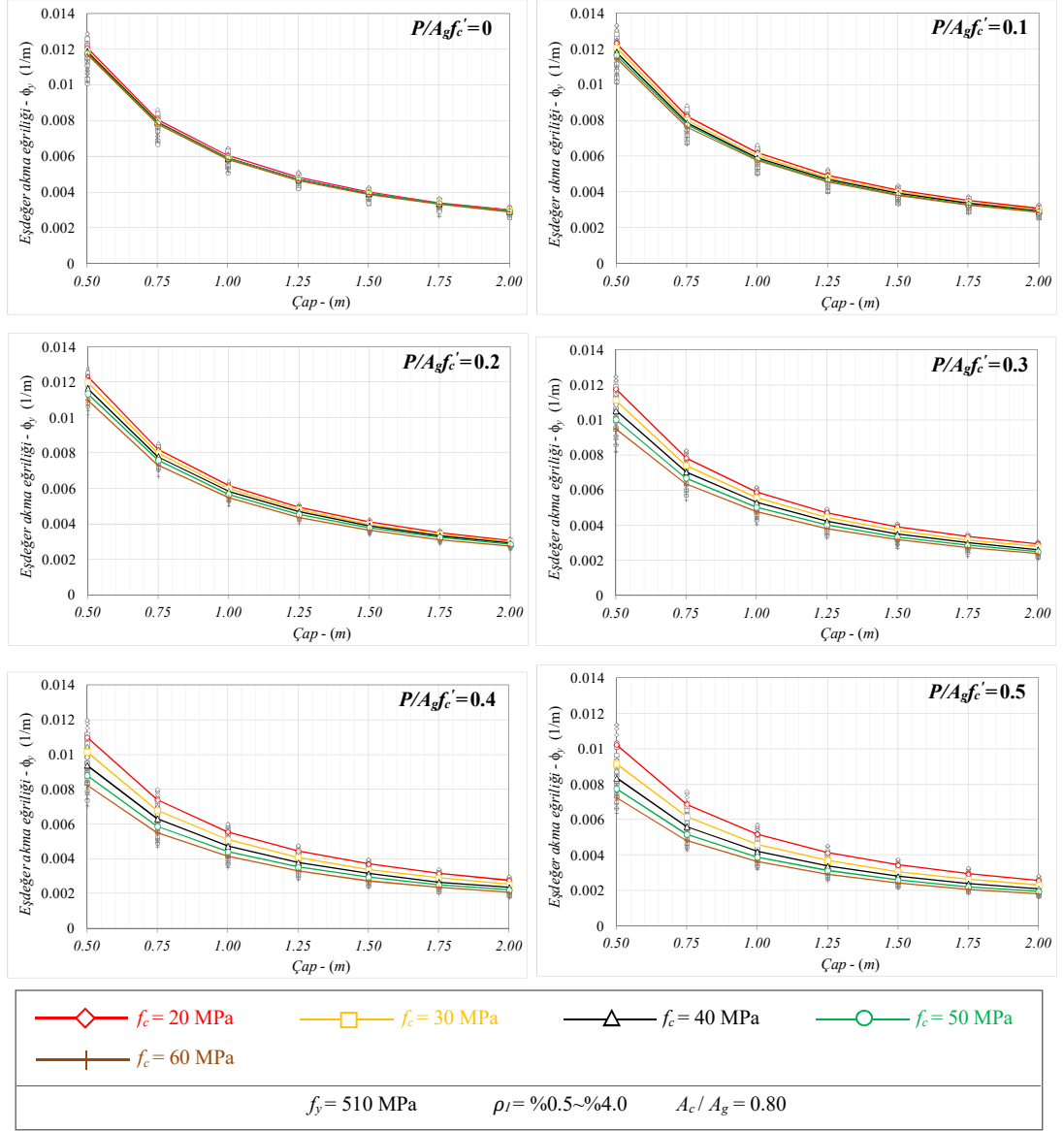
Eşdeğer akma eğriliği – Enkesit çapı davranışı



Şekil B.4: $D - P/A_g f'_c$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 510 \text{ MPa}$).



Şekil B.5: $D - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 510 \text{ MPa}$).



Şekil B.6: $D - f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 510 \text{ MPa}$).

Tablo B.4: $D - P/Agf_c'$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 510 \text{ MPa}$).

D (mm)	P/Agf_c'					
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
500	---	---	---	---	---	---
750	-33.1	-33.4	-33.2	-33.2	-32.6	-32.5
1000	-49.9	-50.0	-49.9	-49.8	-49.6	-49.4
1250	-60.2	-60.1	-60.1	-60.1	-59.7	-59.5
1500	-66.9	-67.1	-66.8	-66.9	-66.7	-66.6
1750	-71.5	-71.7	-71.6	-71.5	-71.6	-71.4
2000	-75.2	-75.2	-75.1	-75.1	-75.0	-74.6

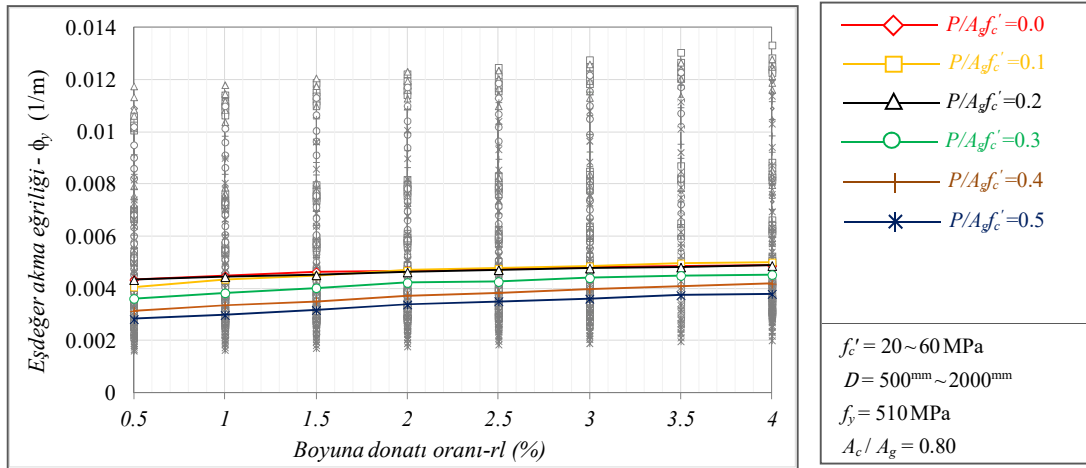
Tablo B.5: $D - \rho_l$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 510\text{MPa}$).

P/Agf_c'	D (mm)	ρ_l (%)							
		0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
0	500	---	---	---	---	---	---	---	---
	750	-33.9	-33.6	-32.8	-33.1	-33.6	-33.7	-33.9	-33.6
	1000	-48.3	-50.6	-50.0	-50.3	-50.1	-49.9	-50.4	-50.3
	1250	-58.0	-60.2	-60.0	-60.4	-60.1	-59.9	-60.2	-60.6
	1500	-66.2	-67.2	-66.6	-67.0	-66.8	-66.6	-67.0	-67.4
	1750	-70.4	-71.2	-71.7	-71.7	-71.7	-71.5	-71.6	-71.9
	2000	-74.7	-75.3	-75.1	-75.5	-75.3	-75.1	-75.3	-75.4
0.1	500	---	---	---	---	---	---	---	---
	750	-33.5	-33.5	-33.4	-33.2	-33.6	-33.0	-33.5	-33.1
	1000	-50.4	-50.5	-49.9	-50.3	-50.0	-49.8	-50.1	-49.8
	1250	-60.5	-60.4	-60.6	-60.1	-60.1	-60.2	-60.2	-60.0
	1500	-66.9	-67.0	-67.2	-66.8	-66.9	-66.6	-66.9	-66.7
	1750	-71.7	-71.6	-71.8	-71.6	-71.7	-71.6	-71.7	-71.5
	2000	-74.9	-75.4	-75.4	-75.1	-75.2	-75.2	-75.3	-75.1
0.2	500	---	---	---	---	---	---	---	---
	750	-33.4	-33.4	-33.3	-33.2	-32.9	-33.8	-32.8	-32.9
	1000	-50.3	-50.3	-49.9	-49.8	-49.6	-49.9	-50.0	-49.9
	1250	-60.1	-60.2	-60.3	-60.2	-59.6	-60.1	-60.0	-59.9
	1500	-66.7	-66.9	-67.0	-66.8	-66.5	-67.0	-66.8	-66.9
	1750	-71.5	-71.6	-71.6	-71.6	-71.5	-71.8	-71.4	-71.6
	2000	-74.8	-75.1	-75.2	-75.1	-74.9	-75.4	-75.1	-75.3
0.3	500	---	---	---	---	---	---	---	---
	750	-33.3	-33.4	-33.4	-33.2	-33.1	-33.1	-33.0	-33.9
	1000	-49.9	-49.6	-50.1	-49.9	-49.5	-49.7	-49.8	-50.4
	1250	-60.0	-60.2	-60.0	-59.5	-60.1	-60.0	-60.0	-60.6
	1500	-66.5	-66.7	-66.9	-66.7	-66.6	-66.9	-66.5	-67.1
	1750	-71.5	-71.5	-71.5	-71.4	-71.5	-71.7	-71.3	-71.7
	2000	-74.7	-75.0	-75.0	-75.2	-75.0	-75.1	-74.9	-75.2
0.4	500	---	---	---	---	---	---	---	---
	750	-33.3	-33.3	-33.3	-32.9	-32.8	-32.7	-32.4	-32.9
	1000	-50.2	-50.0	-50.0	-49.9	-49.3	-49.6	-49.6	-49.6
	1250	-59.9	-60.0	-60.3	-59.8	-59.6	-60.0	-59.8	-60.2
	1500	-66.8	-66.7	-67.0	-66.6	-66.2	-66.7	-66.4	-66.9
	1750	-71.5	-71.6	-71.4	-71.8	-71.4	-71.5	-71.3	-71.3
	2000	-74.8	-75.2	-75.0	-75.0	-74.7	-75.1	-73.0	-73.5
0.5	500	---	---	---	---	---	---	---	---
	750	-33.7	-33.3	-32.9	-32.4	-33.3	-32.6	-33.0	-32.7
	1000	-50.0	-50.0	-49.4	-49.6	-49.9	-49.3	-49.4	-49.1
	1250	-59.9	-60.1	-59.9	-59.3	-60.0	-59.7	-59.9	-59.8
	1500	-67.1	-66.6	-67.0	-66.5	-66.7	-66.8	-66.6	-66.7
	1750	-71.6	-71.3	-71.5	-71.4	-71.6	-71.4	-71.1	-71.0
	2000	-75.0	-75.1	-75.1	-74.9	-74.7	-75.1	-74.9	-75.1

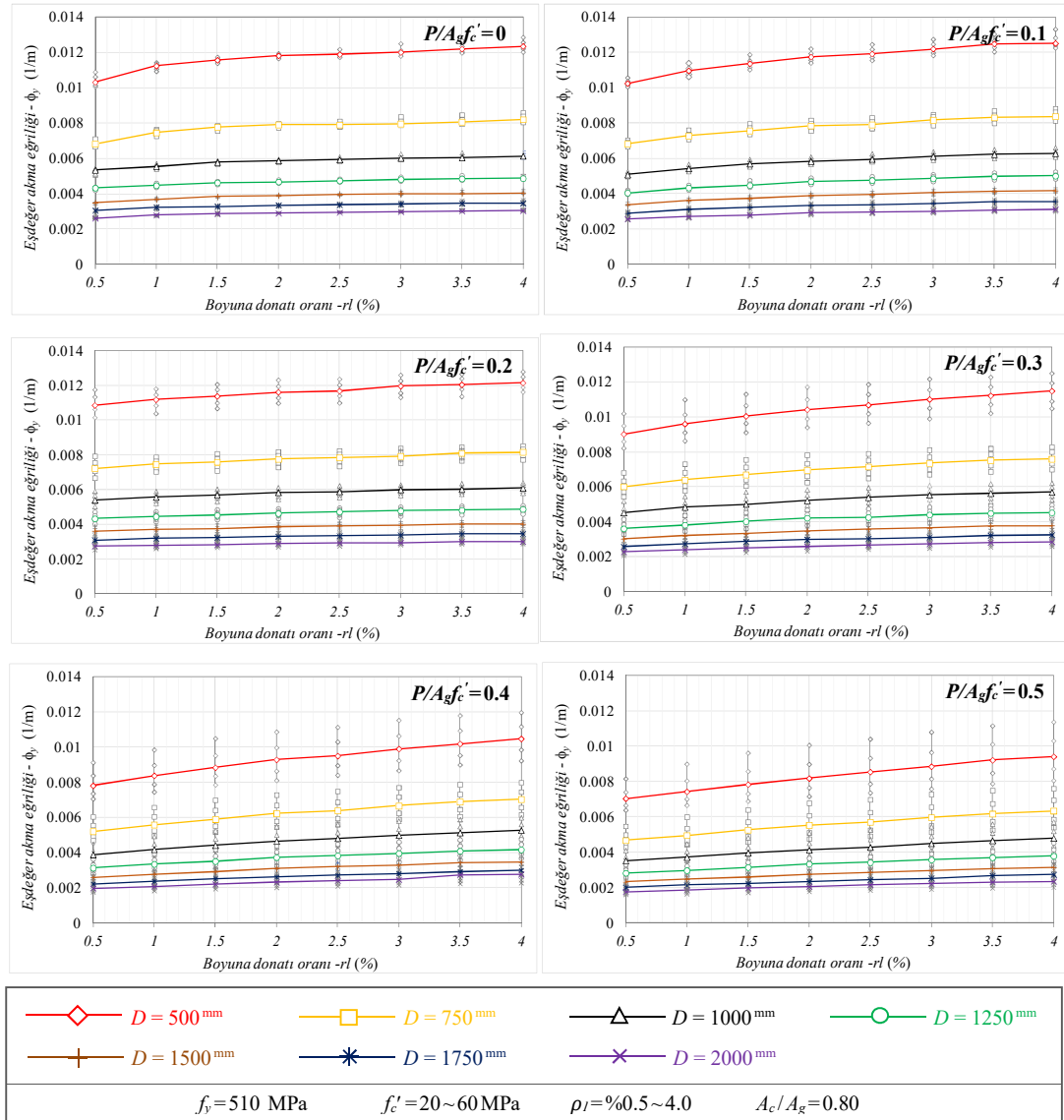
Tablo B.6: $D - f_c'$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 510\text{MPa}$).

$P/A_g f_c'$	D (mm)	f_c' (MPa)				
		20	30	40	50	60
0	500	---	---	---	---	---
	750	-33.3	-33.2	-33.4	-33.3	-33.5
	1000	-50.0	-50.2	-50.3	-49.9	-50.3
	1250	-60.1	-60.2	-60.4	-60.0	-60.3
	1500	-66.8	-66.9	-67.1	-66.6	-66.9
	1750	-71.7	-71.7	-71.8	-71.3	-71.6
	2000	-75.1	-75.1	-75.4	-75.2	-75.2
0.1	500	---	---	---	---	---
	750	-33.2	-33.5	-33.4	-33.6	-33.5
	1000	-49.9	-50.1	-50.1	-50.0	-49.9
	1250	-60.0	-60.2	-60.1	-60.1	-60.1
	1500	-66.8	-66.9	-66.8	-66.9	-66.8
	1750	-71.6	-71.7	-71.7	-71.7	-71.6
	2000	-75.1	-75.2	-75.2	-75.2	-75.2
0.2	500	---	---	---	---	---
	750	-33.5	-33.3	-33.1	-33.1	-33.4
	1000	-50.0	-50.1	-49.7	-50.1	-50.0
	1250	-60.1	-60.0	-59.9	-60.0	-60.3
	1500	-66.7	-66.9	-66.7	-66.8	-66.7
	1750	-71.6	-71.7	-71.6	-71.5	-71.7
	2000	-75.0	-75.1	-75.0	-75.0	-75.2
0.3	500	---	---	---	---	---
	750	-33.3	-33.4	-33.1	-33.2	-33.1
	1000	-49.9	-49.9	-49.7	-49.9	-49.9
	1250	-60.0	-59.9	-59.8	-60.0	-59.9
	1500	-66.7	-66.7	-66.6	-66.7	-66.7
	1750	-71.4	-71.6	-71.4	-71.6	-71.5
	2000	-75.0	-75.0	-75.1	-75.1	-75.0
0.4	500	---	---	---	---	---
	750	-32.8	-33.0	-32.8	-33.3	-33.2
	1000	-49.5	-49.8	-49.6	-50.0	-49.9
	1250	-59.6	-59.7	-59.7	-60.0	-60.0
	1500	-66.4	-66.7	-66.4	-66.6	-66.9
	1750	-71.3	-71.4	-71.6	-71.6	-71.6
	2000	-74.9	-75.0	-74.8	-74.9	-75.0
0.5	500	---	---	---	---	---
	750	-32.8	-32.7	-32.9	-33.2	-33.5
	1000	-49.4	-49.6	-49.7	-49.8	-50.0
	1250	-59.6	-59.6	-59.6	-59.7	-60.0
	1500	-66.4	-66.5	-66.6	-66.7	-66.8
	1750	-71.3	-71.2	-71.5	-71.6	-71.5
	2000	-74.9	-74.8	-74.8	-75.0	-75.1

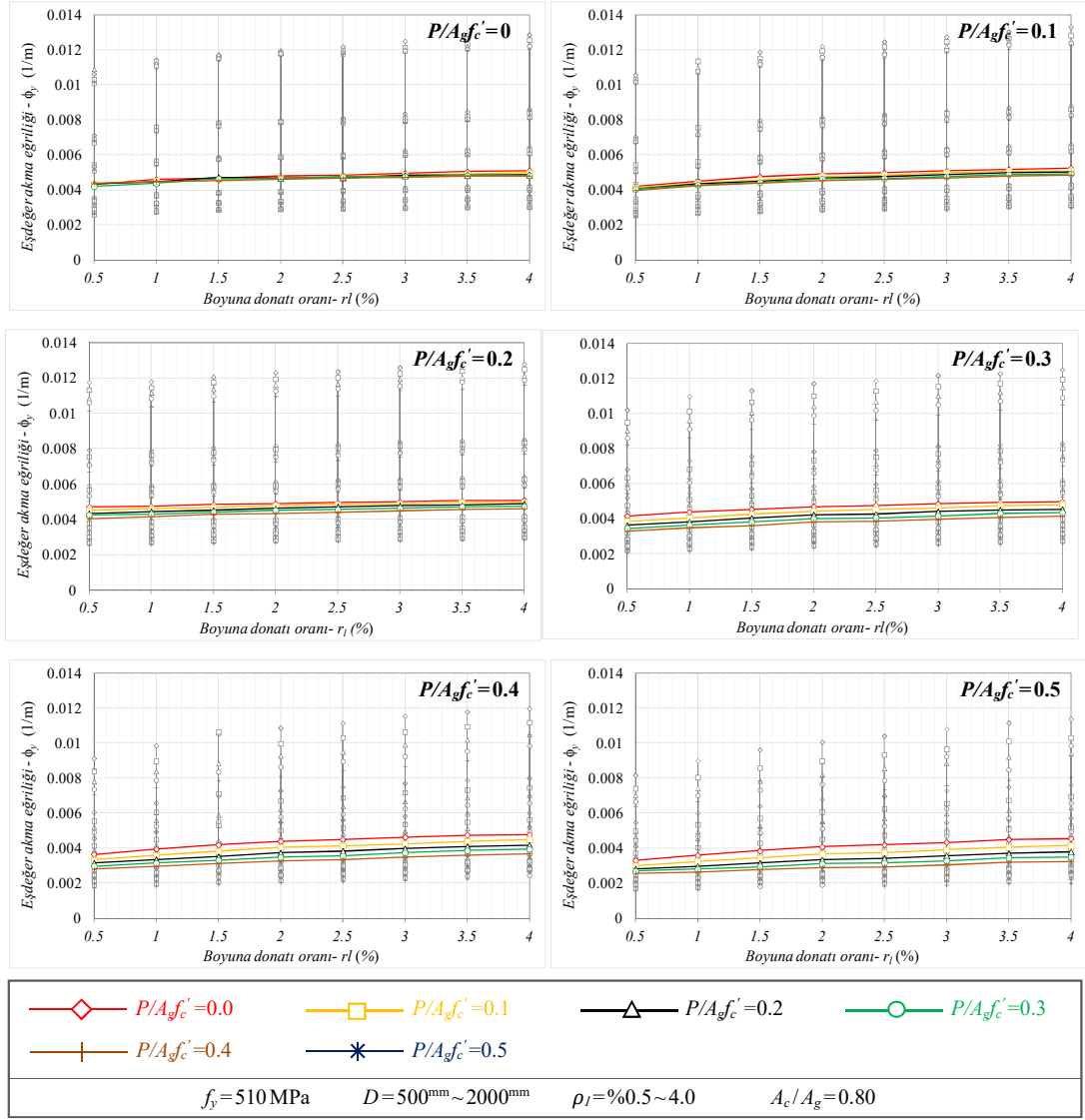
Eşdeğer akma eğriliği – Boyuna donatı oranı davranışı



Şekil B.7: $\rho_l - P/A_g f'_c$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 510$ MPa).



Şekil B.8: $\rho_l - D$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 510$ MPa).



Şekil B.9: $\rho_l - f_c'$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 510\text{MPa}$).

Tablo B.7: $\rho_l - P/Agf_c'$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 510\text{MPa}$).

ρ_l (%)	P/Agf_c'					
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
0.5	---	---	---	---	---	---
1.0	3.2	7.2	2.7	5.9	6.8	5.4
1.5	6.9	10.6	4.4	11.3	12.0	12.3
2.0	8.1	15.8	6.9	16.8	19.0	19.7
2.5	9.5	17.5	9.0	17.9	22.3	24.1
3.0	11.3	20.0	10.3	21.9	26.4	27.7
3.5	12.0	22.7	11.2	24.4	30.6	32.4
4.0	12.5	23.7	12.5	25.3	33.1	34.2

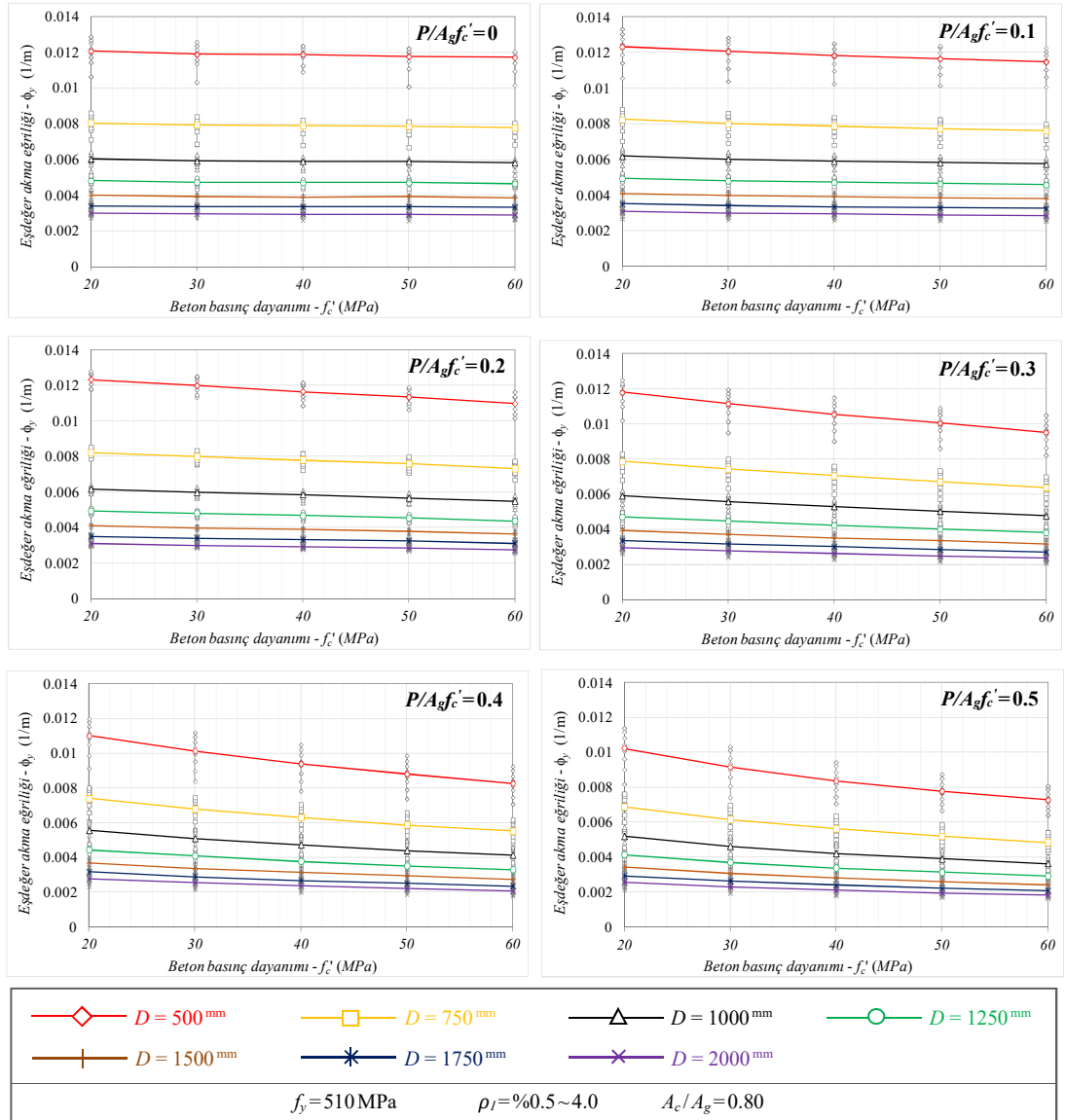
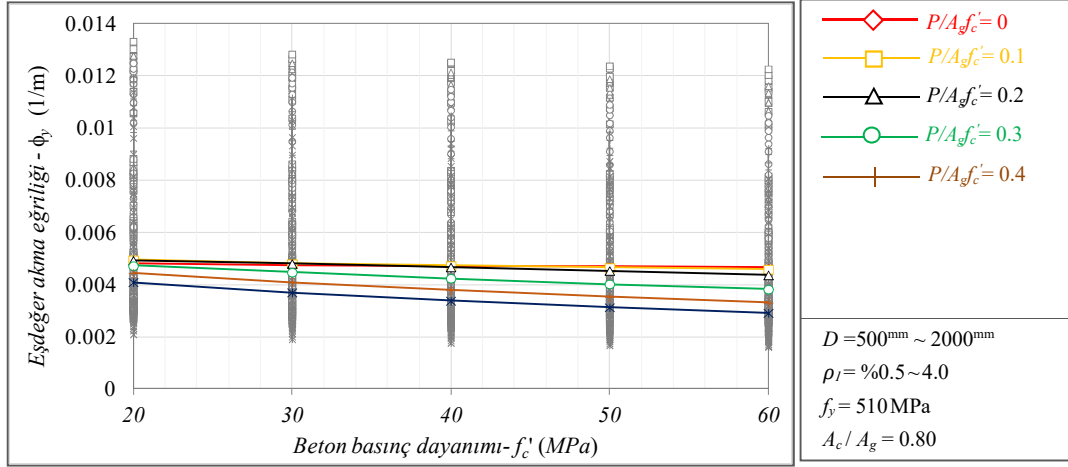
Tablo B.8: $\rho_l - D$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 510\text{MPa}$).

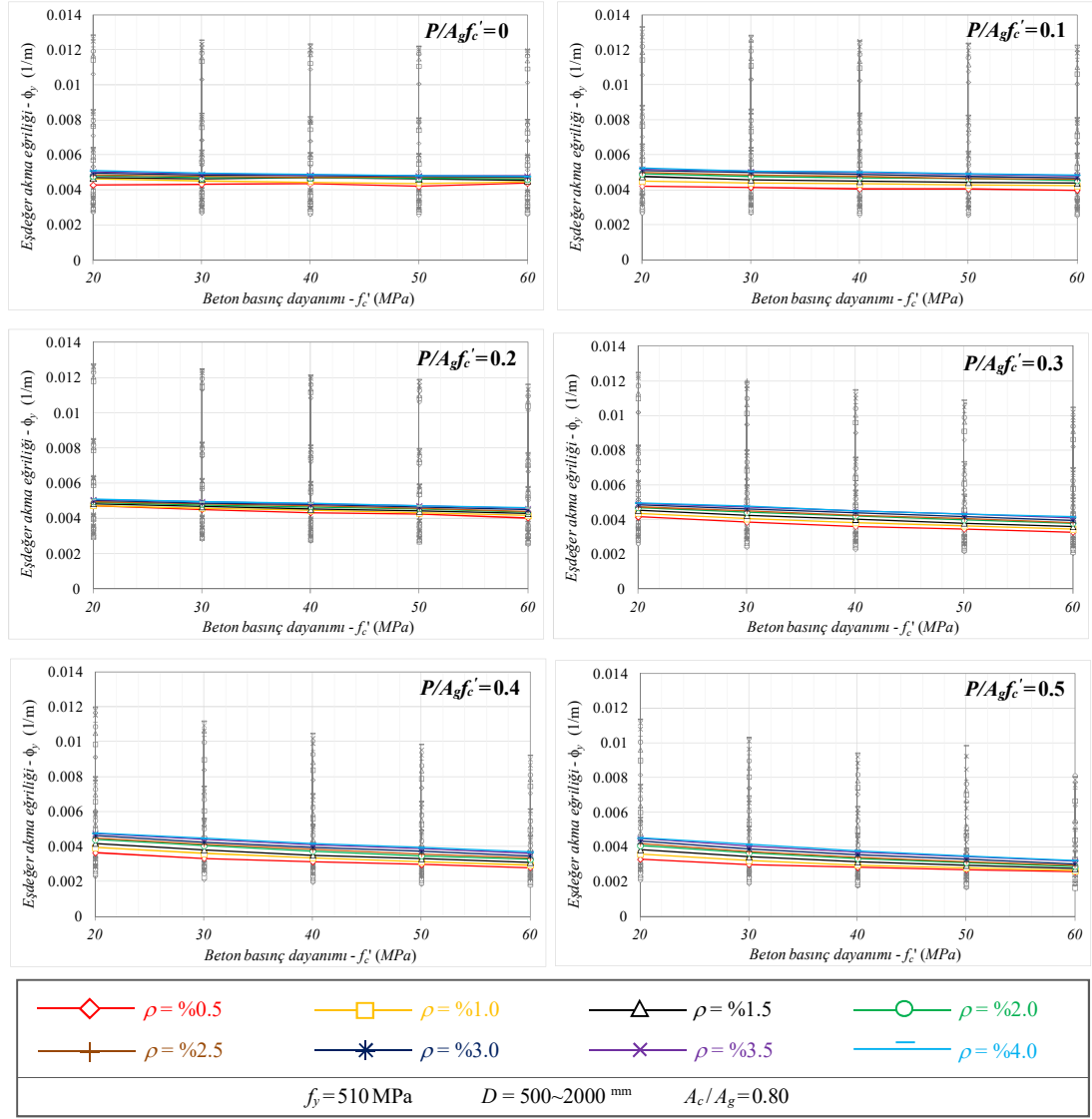
$P/Agf'c'$	ρ_l (%)	D (mm)						
		500	7500	1000	1250	1500	1750	2000
0	0.5	---	---	---	---	---	---	---
	1	8.9	9.4	3.9	3.2	5.7	6.2	6.5
	1.5	12.1	14.1	8.2	6.9	10.6	7.5	10.3
	2	14.5	16.0	10.1	8.1	11.7	9.8	11.1
	2.5	15.2	15.8	11.0	9.5	13.2	10.5	12.6
	3	16.4	16.7	12.7	11.3	14.9	12.1	14.6
	3.5	18.2	18.3	13.3	12.0	15.2	13.8	15.3
	4	19.7	20.2	15.0	12.5	15.5	13.8	16.5
0.1	0.5	---	---	---	---	---	---	---
	1	7.0	6.9	6.9	7.2	6.8	7.2	5.1
	1.5	10.9	11.0	12.2	10.6	10.0	10.7	8.9
	2	14.6	15.1	15.0	15.8	15.0	15.2	13.6
	2.5	16.3	16.0	17.3	17.5	16.5	16.2	15.2
	3	19.0	19.9	20.5	20.0	20.1	19.3	17.5
	3.5	21.9	21.8	22.6	22.7	21.8	22.1	20.2
	4	22.1	22.9	23.8	23.7	23.0	23.1	21.4
0.2	0.5	---	---	---	---	---	---	---
	1	3.0	3.1	3.1	2.7	2.4	2.7	1.6
	1.5	4.8	4.9	5.7	4.4	4.0	4.5	2.9
	2	7.0	7.3	8.0	6.9	6.8	6.5	5.4
	2.5	7.6	8.5	9.1	9.0	8.3	7.5	7.1
	3	10.2	9.6	11.2	10.3	9.2	9.0	7.5
	3.5	11.0	12.0	11.6	11.2	10.8	11.3	9.6
	4	11.9	12.9	12.9	12.5	11.4	11.4	9.6
0.3	0.5	---	---	---	---	---	---	---
	1	6.5	6.3	7.1	5.9	5.9	6.5	5.1
	1.5	11.4	11.3	10.9	11.3	9.8	11.3	9.9
	2	15.5	15.8	15.4	16.8	14.6	15.9	13.3
	2.5	18.5	18.9	19.3	17.9	18.1	18.3	16.8
	3	22.1	22.4	22.5	21.9	20.4	21.2	19.8
	3.5	24.4	25.0	24.6	24.4	24.2	25.3	23.2
	4	27.4	26.2	26.0	25.3	25.1	26.3	24.7
0.4	0.5	---	---	---	---	---	---	---
	1	7.3	7.2	7.6	6.8	7.6	6.9	5.6
	1.5	13.1	13.1	13.5	12.0	12.6	13.5	12.0
	2	18.9	19.6	19.5	19.0	19.6	17.6	17.7
	2.5	21.6	22.6	23.7	22.3	23.9	21.9	22.0
	3	26.8	27.8	28.4	26.4	27.3	26.5	25.1
	3.5	30.5	32.2	32.0	30.6	32.4	31.1	39.5
	4	34.1	35.0	35.8	33.1	33.8	34.9	40.7
0.5	0.5	---	---	---	---	---	---	---
	1	5.5	6.1	5.6	5.1	7.0	6.6	5.1
	1.5	11.3	12.6	12.6	11.4	11.8	11.6	10.9
	2	16.2	18.5	17.1	18.2	18.3	17.1	16.4
	2.5	21.4	22.1	21.7	21.2	22.9	21.4	22.7
	3	25.8	27.9	27.5	26.6	26.8	26.6	25.3
	3.5	30.9	32.2	32.4	31.1	32.9	33.1	31.1
	4	33.7	35.8	36.0	34.2	35.3	36.4	33.4

Tablo B.9: $\rho_l - f'_c$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 510\text{MPa}$).

$P/A_g f'_c$	ρ_l (%)	f'_c (MPa)				
		20	30	40	50	60
0	0.5	---	---	---	---	---
	1	7.5	4.2	2.3	4.0	2.1
	1.5	9.1	6.7	8.3	10.2	3.4
	2	11.7	8.3	7.6	11.0	5.5
	2.5	12.8	10.2	8.0	12.9	6.8
	3	15.4	11.5	10.8	13.3	8.0
	3.5	17.5	13.2	11.5	14.8	9.4
	4	18.9	14.8	12.0	14.8	9.1
0.1	0.5	---	---	---	---	---
	1	6.7	6.1	7.2	5.7	6.0
	1.5	12.8	10.7	10.6	9.4	10.1
	2	16.4	15.5	15.8	14.6	14.1
	2.5	18.3	16.9	17.5	14.8	16.1
	3	20.9	20.6	20.0	17.5	18.1
	3.5	23.0	22.3	22.7	20.5	20.6
	4	24.5	22.8	23.7	21.5	21.9
0.2	0.5	---	---	---	---	---
	1	0.4	1.6	2.7	1.0	3.2
	1.5	2.7	3.4	4.4	3.9	6.2
	2	4.0	5.6	6.9	6.3	7.8
	2.5	5.0	7.3	9.0	7.1	9.0
	3	6.1	7.9	10.3	9.0	11.3
	3.5	7.2	9.6	11.2	10.8	13.1
	4	7.8	9.6	12.5	11.2	14.2
0.3	0.5	---	---	---	---	---
	1	5.3	5.3	5.9	5.3	5.6
	1.5	9.3	10.4	11.3	10.2	9.7
	2	12.9	15.1	16.8	15.5	15.8
	2.5	14.4	17.3	17.9	17.5	17.1
	3	16.6	19.8	21.9	20.3	20.5
	3.5	18.8	22.9	24.4	24.6	24.4
	4	19.4	23.9	25.3	25.6	26.7
0.4	0.5	---	---	---	---	---
	1	8.2	8.2	6.8	5.6	5.2
	1.5	15.0	14.7	12.0	11.5	10.7
	2	20.5	21.7	19.0	17.0	16.6
	2.5	23.2	24.2	22.3	20.0	19.0
	3	26.7	27.9	26.4	25.7	24.2
	3.5	29.9	31.9	30.6	30.0	28.4
	4	30.9	34.7	33.1	32.7	31.7
0.5	0.5	---	---	---	---	---
	1	9.1	7.6	5.1	4.2	3.1
	1.5	16.7	14.7	11.4	9.6	7.9
	2	23.7	22.2	18.2	15.3	12.7
	2.5	27.2	25.1	21.2	17.4	14.8
	3	31.4	30.5	26.6	22.1	18.5
	3.5	36.3	35.2	31.1	28.1	24.2
	4	37.6	38.5	34.2	29.9	26.2

Eşdeğer akma eğriliği – Beton basınç dayanımı davranışı





Şekil B.12: $f'_c - \rho_l$ değişiminin eşdeğer akma eğriliğine etkisi ($f_y = 510\text{MPa}$).

Tablo B.10: $f'_c - P/Agf'_c$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 510\text{MPa}$).

f'_c (MPa)	P/Agf'_c					
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
20	---	---	---	---	---	---
30	-1.8	-2.8	-2.5	-5.3	-7.9	-9.7
40	-2.3	-4.4	-5.2	-10.2	-14.8	-17.5
50	-2.4	-6.0	-8.0	-14.8	-20.8	-23.6
60	-3.4	-7.3	-11.4	-19.0	-25.7	-28.8

Tablo B.11: $f'_c - D$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 510\text{MPa}$).

P/Agf'_c	f'_c (MPa)	D (mm)						
		500	7500	1000	1250	1500	1750	2000
0	20	---	---	---	---	---	---	---
	30	-1.5	-1.3	-1.7	-1.8	-1.8	-1.5	-1.3
	40	-1.5	-1.7	-2.1	-2.3	-2.3	-1.8	-2.5
	50	-2.5	-2.4	-2.2	-2.4	-1.9	-1.2	-2.7
	60	-3.0	-3.2	-3.4	-3.4	-3.3	-2.5	-3.2
0.1	20	---	---	---	---	---	---	---
	30	-2.2	-2.7	-2.5	-2.8	-2.6	-2.6	-2.8
	40	-4.1	-4.4	-4.5	-4.4	-4.3	-4.3	-4.4
	50	-5.6	-6.1	-5.8	-6.0	-6.0	-5.8	-6.0
	60	-6.9	-7.4	-7.0	-7.3	-7.1	-7.1	-7.5
0.2	20	---	---	---	---	---	---	---
	30	-2.8	-2.5	-3.1	-2.5	-3.4	-3.1	-3.2
	40	-5.6	-5.0	-5.2	-5.2	-5.5	-5.5	-5.6
	50	-8.0	-7.6	-8.3	-8.0	-8.2	-7.8	-7.9
	60	-11.0	-10.9	-11.0	-11.4	-11.0	-11.3	-11.5
0.3	20	---	---	---	---	---	---	---
	30	-5.4	-5.5	-5.5	-5.3	-5.5	-6.1	-5.4
	40	-10.5	-10.2	-10.1	-10.2	-10.3	-10.6	-10.7
	50	-14.8	-14.7	-14.8	-14.8	-14.8	-15.4	-15.0
	60	-19.2	-19.0	-19.2	-19.0	-19.1	-19.5	-19.2
0.4	20	---	---	---	---	---	---	---
	30	-7.9	-8.2	-8.5	-7.9	-8.6	-8.3	-8.1
	40	-14.6	-14.6	-14.9	-14.8	-14.7	-15.6	-14.3
	50	-20.0	-20.6	-20.8	-20.8	-20.4	-21.0	-20.1
	60	-24.9	-25.3	-25.6	-25.7	-26.0	-25.7	-25.3
0.5	20	---	---	---	---	---	---	---
	30	-10.6	-10.4	-10.9	-10.4	-10.8	-10.2	-10.1
	40	-18.3	-18.3	-18.9	-18.3	-18.7	-18.7	-18.0
	50	-24.2	-24.6	-24.9	-24.4	-24.8	-24.9	-24.4
	60	-29.0	-29.7	-30.0	-29.6	-29.9	-29.5	-29.5

Tablo B.12: $f'_c - \rho_l$ değişimi için eşdeğer akma eğriliğine ait hesaplanan rölatif farklar (%) ($f_y = 510\text{MPa}$).

$P/A_g f'_c$	f'_c (MPa)	ρ_l (%)							
		0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
0	20	---	---	---	---	---	---	---	---
	30	0.9	-2.2	-1.3	-2.1	-1.4	-2.4	-2.8	-2.5
	40	1.4	-3.5	0.6	-2.3	-2.9	-2.6	-3.8	-4.5
	50	-2.1	-5.2	-1.1	-2.7	-2.1	-3.8	-4.4	-5.5
	60	2.1	-3.0	-3.2	-3.5	-3.3	-4.4	-5.0	-6.3
0.1	20	---	---	---	---	---	---	---	---
	30	-1.9	-2.4	-3.8	-2.7	-3.0	-2.2	-2.5	-3.2
	40	-3.8	-3.3	-5.7	-4.3	-4.4	-4.5	-4.1	-4.4
	50	-3.8	-4.7	-6.7	-5.3	-6.6	-6.5	-5.8	-6.1
	60	-5.5	-6.0	-7.8	-7.3	-7.2	-7.7	-7.3	-7.4
0.2	20	---	---	---	---	---	---	---	---
	30	-4.3	-3.2	-3.7	-2.8	-2.3	-2.7	-2.2	-2.7
	40	-8.2	-6.1	-6.7	-5.7	-4.7	-4.5	-4.8	-4.2
	50	-9.9	-9.3	-8.8	-7.9	-8.1	-7.4	-6.8	-7.1
	60	-14.6	-12.2	-11.7	-11.5	-11.3	-10.4	-9.9	-9.6
0.3	20	---	---	---	---	---	---	---	---
	30	-7.3	-7.3	-6.4	-5.5	-5.0	-4.8	-4.1	-3.9
	40	-13.1	-12.6	-11.5	-10.0	-10.4	-9.1	-9.0	-8.8
	50	-16.9	-16.9	-16.3	-15.0	-14.7	-14.3	-12.9	-12.7
	60	-21.0	-20.8	-20.7	-19.0	-19.1	-18.4	-17.2	-16.2
0.4	20	---	---	---	---	---	---	---	---
	30	-8.8	-8.8	-9.0	-7.8	-8.1	-7.9	-7.4	-6.1
	40	-14.0	-15.1	-16.2	-15.0	-14.6	-14.2	-13.5	-12.5
	50	-18.6	-20.5	-21.0	-21.0	-20.7	-19.2	-18.6	-17.5
	60	-23.1	-25.3	-26.0	-25.6	-25.8	-24.7	-24.1	-22.6
0.5	20	---	---	---	---	---	---	---	---
	30	-9.1	-10.3	-10.7	-10.2	-10.7	-9.7	-9.9	-8.5
	40	-14.4	-17.5	-18.3	-18.2	-18.5	-17.5	-17.6	-16.5
	50	-18.5	-22.1	-23.5	-24.0	-24.8	-24.2	-23.3	-23.0
	60	-22.3	-26.6	-28.2	-29.3	-29.9	-30.0	-29.2	-28.8

EK C: İki Farklı Şekildeğiştirme Düzeyi için DYET Analizlerine ait Ayrıntılı Sonuçlar

Tablo C.1: Moment – eğrilik analiz sonuçları esas alınarak kolon modellerinin DYET sonuçları (KSD için).

Model	D (m)	P/(Agf'c')	f'c' (MPa)	ρ (%)	φ _d ^{KSD} (1/m)	Δ _y (m)	Δ _d (m)	μΔ	ξ _{eq} (%)	T _e (sn)	K _e (kN/m)	V _b (kN)
1a	0.5	0.1	20	0.5	0.0345	0.147	0.269	1.83	11.40	2.84	196	53
1b	0.5	0.3	20	0.5	0.0206	0.164	0.215	1.31	8.37	2.00	1189	256
1c	0.5	0.5	20	0.5	0.0149	0.133	0.166	1.25	7.83	1.50	3523	584
2a	1.25	0.1	20	0.5	0.0139	0.060	0.115	1.91	11.75	1.23	6488	749
2b	1.25	0.3	20	0.5	0.0083	0.067	0.091	1.35	8.65	0.85	40759	3694
2c	1.25	0.5	20	0.5	0.0060	0.054	0.070	1.28	8.13	0.64	120809	8420
3a	2	0.1	20	0.5	0.0083	0.039	0.076	1.92	11.78	0.81	38682	2923
3b	2	0.3	20	0.5	0.0051	0.043	0.059	1.36	8.77	0.56	243758	14375
3c	2	0.5	20	0.5	0.0037	0.035	0.046	1.30	8.24	0.42	717417	32655
4a	0.5	0.1	60	0.5	0.0342	0.143	0.265	1.85	11.48	2.80	605	160
4b	0.5	0.3	60	0.5	0.0179	0.135	0.182	1.35	8.64	1.71	4874	885
4c	0.5	0.5	60	0.5	0.0126	0.105	0.135	1.28	8.13	1.24	15439	2085
5a	1.25	0.1	60	0.5	0.0136	0.058	0.113	1.94	11.83	1.21	20290	2287
5b	1.25	0.3	60	0.5	0.0072	0.055	0.076	1.38	8.92	0.73	169205	12873
5c	1.25	0.5	60	0.5	0.0050	0.044	0.057	1.31	8.31	0.53	535273	30432
6a	2	0.1	60	0.5	0.0084	0.038	0.075	1.99	12.02	0.81	116682	8716
6b	2	0.3	60	0.5	0.0044	0.036	0.050	1.40	9.06	0.48	982155	49323
6c	2	0.5	60	0.5	0.0031	0.028	0.037	1.33	8.54	0.35	3143710	116692
7a	0.5	0.1	20	4	0.0220	0.188	0.247	1.31	8.38	2.30	300	74
7b	0.5	0.3	20	4	0.0179	0.188	0.225	1.20	7.36	1.99	1200	271
7c	0.5	0.5	20	4	0.0152	0.175	0.202	1.16	6.90	1.74	2620	529
8a	1.25	0.1	20	4	0.0089	0.077	0.105	1.36	8.77	0.99	9990	1050
8b	1.25	0.3	20	4	0.0072	0.077	0.095	1.23	7.65	0.85	40729	3880
8c	1.25	0.5	20	4	0.0061	0.072	0.085	1.18	7.13	0.74	90126	7662
9a	2	0.1	20	4	0.0055	0.051	0.072	1.42	9.17	0.69	52801	3794
9b	2	0.3	20	4	0.0045	0.051	0.064	1.26	7.93	0.59	221847	14283
9c	2	0.5	20	4	0.0038	0.047	0.057	1.21	7.42	0.50	500597	28439
10a	0.5	0.1	60	4	0.0248	0.178	0.255	1.44	9.29	2.47	777	198
10b	0.5	0.3	60	4	0.0170	0.165	0.204	1.24	7.74	1.84	4222	861
10c	0.5	0.5	60	4	0.0131	0.131	0.160	1.22	7.57	1.43	11586	1858
11a	1.25	0.1	60	4	0.0099	0.072	0.109	1.51	9.76	1.07	25744	2795
11b	1.25	0.3	60	4	0.0068	0.068	0.086	1.27	8.03	0.79	143499	12373
11c	1.25	0.5	60	4	0.0052	0.054	0.068	1.25	7.82	0.61	394245	26760
12a	2	0.1	60	4	0.0062	0.048	0.075	1.59	10.22	0.76	131831	9924
12b	2	0.3	60	4	0.0042	0.044	0.058	1.32	8.43	0.54	769359	44955
12c	2	0.5	60	4	0.0033	0.035	0.046	1.29	8.21	0.42	2130766	97612

Tablo C.2: Moment – eğrilik analiz sonuçları esas alınarak kolon modellerinin DYET sonuçları (HKSD için).

Model	D (m)	P/(A _g f' _c)	f' _c (MPa)	ρ (%)	φ _d ^{HKSD} (1/m)	Δ _y (m)	Δ _d (m)	μ _Δ	ξ _{eq} (%)	T _e (sn)	K _e (kN/m)	V _b (kN)
1a	0.5	0.1	20	0.5	0.1674	0.147	0.505	3.43	15.01	6.00	44	22
1b	0.5	0.3	20	0.5	0.1380	0.164	0.511	3.12	14.60	6.00	132	67
1c	0.5	0.5	20	0.5	0.1031	0.133	0.499	3.76	15.38	6.00	220	110
2a	1.25	0.1	20	0.5	0.0668	0.060	0.397	6.59	16.99	4.99	397	158
2b	1.25	0.3	20	0.5	0.0641	0.067	0.388	5.76	16.68	4.83	1271	493
2c	1.25	0.5	20	0.5	0.0487	0.054	0.297	5.47	16.55	3.69	3638	1080
3a	2	0.1	20	0.5	0.0430	0.039	0.283	7.18	17.17	3.57	1989	562
3b	2	0.3	20	0.5	0.0335	0.043	0.228	5.28	16.46	2.83	9488	2167
3c	2	0.5	20	0.5	0.0259	0.035	0.178	5.06	16.34	2.19	26312	4672
4a	0.5	0.1	60	0.5	0.1117	0.143	0.503	3.51	15.11	6.00	132	66
4b	0.5	0.3	60	0.5	0.0601	0.135	0.381	2.82	14.13	4.41	732	279
4c	0.5	0.5	60	0.5	0.0431	0.105	0.279	2.66	13.81	3.20	2316	646
5a	1.25	0.1	60	0.5	0.0502	0.058	0.308	5.28	16.46	3.81	2044	629
5b	1.25	0.3	60	0.5	0.0280	0.055	0.187	3.40	14.98	2.22	18000	3368
5c	1.25	0.5	60	0.5	0.0199	0.044	0.136	3.13	14.61	1.60	57862	7881
6a	2	0.1	60	0.5	0.0262	0.038	0.181	4.82	16.20	2.23	15290	2769
6b	2	0.3	60	0.5	0.0151	0.036	0.113	3.17	14.67	1.34	127642	14481
6c	2	0.5	60	0.5	0.0108	0.028	0.083	2.97	14.37	0.96	409481	33794
7a	0.5	0.1	20	4	0.1313	0.188	0.520	2.77	14.02	6.00	44	23
7b	0.5	0.3	20	4	0.1149	0.188	0.520	2.77	14.03	6.00	132	68
7c	0.5	0.5	20	4	0.0985	0.175	0.515	2.95	14.34	6.00	220	113
8a	1.25	0.1	20	4	0.0598	0.077	0.420	5.45	16.54	5.22	363	153
8b	1.25	0.3	20	4	0.0517	0.077	0.370	4.78	16.18	4.55	1435	531
8c	1.25	0.5	20	4	0.0454	0.072	0.328	4.54	16.02	4.01	3071	1006
9a	2	0.1	20	4	0.0328	0.051	0.277	5.48	16.55	3.44	2132	591
9b	2	0.3	20	4	0.0283	0.051	0.244	4.77	16.17	3.00	8459	2062
9c	2	0.5	20	4	0.0247	0.047	0.214	4.55	16.03	2.62	18371	3938
10a	0.5	0.1	60	4	0.0775	0.178	0.516	2.90	14.27	6.00	132	68
10b	0.5	0.3	60	4	0.0563	0.165	0.413	2.51	13.51	4.69	646	267
10c	0.5	0.5	60	4	0.0438	0.131	0.324	2.47	13.41	3.66	1767	572
11a	1.25	0.1	60	4	0.0354	0.072	0.266	3.69	15.30	3.19	2919	776
11b	1.25	0.3	60	4	0.0257	0.068	0.203	3.00	14.42	2.37	15810	3210
11c	1.25	0.5	60	4	0.0201	0.054	0.160	2.94	14.33	1.86	42710	6829
12a	2	0.1	60	4	0.0195	0.048	0.175	3.69	15.30	2.10	17183	3011
12b	2	0.3	60	4	0.0141	0.044	0.133	2.99	14.41	1.55	95141	12602
12c	2	0.5	60	4	0.0109	0.035	0.104	2.93	14.30	1.21	260754	27021

Tablo C.3: Priestley (1998,2003)'deki yaklaşım esas alınarak kolon modellerinin DYET sonuçları (KSD için).

Model	D (m)	P/(Agf'c')	f'c' (MPa)	ρ_l (%)	ϕ_d^{KSD} (1/m)	Δ_y (m)	Δ_d (m)	$\mu\Delta$	ξ_{eq} (%)	T_e (sn)	K_e (kN/m)	V_b (kN)
1a	0.5	0.1	20	0.5	0.0345	0.156	0.275	1.77	11.14	2.88	191	53
1b	0.5	0.3	20	0.5	0.0206	0.156	0.209	1.34	8.62	1.97	1227	257
1c	0.5	0.5	20	0.5	0.0149	0.156	0.182	1.17	7.06	1.58	3155	575
2a	1.25	0.1	20	0.5	0.0139	0.064	0.118	1.85	11.48	1.25	6349	748
2b	1.25	0.3	20	0.5	0.0083	0.064	0.088	1.38	8.92	0.84	41938	3701
2c	1.25	0.5	20	0.5	0.0060	0.064	0.076	1.20	7.32	0.67	109665	8365
3a	2	0.1	20	0.5	0.0083	0.041	0.077	1.87	11.58	0.81	38153	2924
3b	2	0.3	20	0.5	0.0051	0.041	0.057	1.40	9.06	0.55	250150	14370
3c	2	0.5	20	0.5	0.0037	0.041	0.049	1.21	7.42	0.44	661934	32699
4a	0.5	0.1	60	0.5	0.0342	0.156	0.273	1.76	11.08	2.85	583	160
4b	0.5	0.3	60	0.5	0.0179	0.156	0.197	1.26	7.94	1.79	4449	875
4c	0.5	0.5	60	0.5	0.0126	0.156	0.172	1.10	6.30	1.42	11688	2005
5a	1.25	0.1	60	0.5	0.0136	0.064	0.117	1.83	11.40	1.23	19590	2283
5b	1.25	0.3	60	0.5	0.0072	0.064	0.082	1.29	8.17	0.76	155834	12807
5c	1.25	0.5	60	0.5	0.0050	0.064	0.071	1.11	6.41	0.59	422380	29924
6a	2	0.1	60	0.5	0.0084	0.041	0.077	1.88	11.61	0.82	113331	8719
6b	2	0.3	60	0.5	0.0044	0.041	0.054	1.31	8.35	0.50	920598	49371
6c	2	0.5	60	0.5	0.0031	0.041	0.046	1.12	6.51	0.39	255726	117111
7a	0.5	0.1	20	4	0.0220	0.160	0.227	1.43	9.22	2.20	328	75
7b	0.5	0.3	20	4	0.0179	0.160	0.206	1.29	8.18	1.89	1324	272
7c	0.5	0.5	20	4	0.0152	0.160	0.191	1.20	7.35	1.69	2776	531
8a	1.25	0.1	20	4	0.0089	0.066	0.098	1.48	9.61	0.96	10699	1047
8b	1.25	0.3	20	4	0.0072	0.066	0.088	1.33	8.51	0.82	44034	3865
8c	1.25	0.5	20	4	0.0061	0.066	0.081	1.23	7.61	0.72	94452	7643
9a	2	0.1	20	4	0.0055	0.044	0.068	1.55	10.03	0.68	55436	3745
9b	2	0.3	20	4	0.0045	0.044	0.060	1.38	8.86	0.57	234562	14042
9c	2	0.5	20	4	0.0038	0.044	0.055	1.26	7.88	0.50	515229	28164
10a	0.5	0.1	60	4	0.0248	0.160	0.243	1.52	9.84	2.41	820	199
10b	0.5	0.3	60	4	0.0170	0.160	0.201	1.26	7.89	1.82	4300	863
10c	0.5	0.5	60	4	0.0131	0.160	0.180	1.13	6.61	1.52	10230	1841
11a	1.25	0.1	60	4	0.0099	0.066	0.105	1.59	10.22	1.05	26683	2791
11b	1.25	0.3	60	4	0.0068	0.066	0.085	1.29	8.17	0.78	145379	12365
11c	1.25	0.5	60	4	0.0052	0.066	0.075	1.14	6.78	0.64	356447	26903
12a	2	0.1	60	4	0.0062	0.044	0.073	1.68	10.70	0.75	135273	9862
12b	2	0.3	60	4	0.0042	0.044	0.058	1.33	8.53	0.54	773960	44874
12c	2	0.5	60	4	0.0033	0.044	0.051	1.16	7.00	0.44	1976389	100140

Tablo C.4: Priestley (1998,2003)'deki yaklaşım esas alınarak kolon modellerinin DYET sonuçları (HKSD için).

Model	D (m)	P/(A _g f' _c)	f' _c (MPa)	ρ (%)	φ _d ^{HKSD} (1/m)	Δ _y (m)	Δ _d (m)	μ _Δ	ξ _{eq} (%)	T _e (sn)	K _e (kN/m)	V _b (kN)
1a	0.5	0.1	20	0.5	0.1674	0.156	0.508	3.26	14.80	6.00	44	22
1b	0.5	0.3	20	0.5	0.1380	0.156	0.508	3.26	14.80	6.00	132	67
1c	0.5	0.5	20	0.5	0.1031	0.156	0.508	3.26	14.80	6.00	220	111
2a	1.25	0.1	20	0.5	0.0668	0.064	0.400	6.27	16.88	5.01	394	158
2b	1.25	0.3	20	0.5	0.0641	0.064	0.385	6.04	16.79	4.81	1279	493
2c	1.25	0.5	20	0.5	0.0487	0.064	0.303	4.76	16.16	3.73	3555	1079
3a	2	0.1	20	0.5	0.0430	0.041	0.284	6.93	17.09	3.57	1982	562
3b	2	0.3	20	0.5	0.0335	0.041	0.227	5.54	16.58	2.82	9552	2166
3c	2	0.5	20	0.5	0.0259	0.041	0.182	4.43	15.94	2.22	25754	4673
4a	0.5	0.1	60	0.5	0.1117	0.156	0.509	3.19	14.71	6.00	132	67
4b	0.5	0.3	60	0.5	0.0601	0.156	0.430	2.70	13.89	4.94	583	251
4c	0.5	0.5	60	0.5	0.0431	0.156	0.340	2.13	12.50	3.73	1706	579
5a	1.25	0.1	60	0.5	0.0502	0.064	0.311	4.88	16.24	3.83	2018	628
5b	1.25	0.3	60	0.5	0.0280	0.064	0.193	3.03	14.47	2.26	17408	3363
5c	1.25	0.5	60	0.5	0.0199	0.064	0.150	2.36	13.13	1.68	52242	7846
6a	2	0.1	60	0.5	0.0262	0.041	0.183	4.48	15.98	2.24	15105	2770
6b	2	0.3	60	0.5	0.0151	0.041	0.117	2.85	14.18	1.36	123952	14485
6c	2	0.5	60	0.5	0.0108	0.041	0.091	2.23	12.79	1.01	370800	33829
7a	0.5	0.1	20	4	0.1313	0.160	0.509	3.19	14.71	6.00	44	22
7b	0.5	0.3	20	4	0.1149	0.160	0.509	3.19	14.71	6.00	132	67
7c	0.5	0.5	20	4	0.0985	0.160	0.509	3.19	14.71	6.00	220	112
8a	1.25	0.1	20	4	0.0598	0.066	0.413	6.26	16.88	5.17	369	153
8b	1.25	0.3	20	4	0.0517	0.066	0.362	5.49	16.56	4.50	1463	530
8c	1.25	0.5	20	4	0.0454	0.066	0.324	4.91	16.25	3.99	3108	1006
9a	2	0.1	20	4	0.0328	0.044	0.273	6.28	16.88	3.42	2161	590
9b	2	0.3	20	4	0.0283	0.044	0.239	5.50	16.56	2.97	8598	2056
9c	2	0.5	20	4	0.0247	0.044	0.212	4.88	16.24	2.61	18532	3933
10a	0.5	0.1	60	4	0.0775	0.160	0.509	3.19	14.71	6.00	132	67
10b	0.5	0.3	60	4	0.0563	0.160	0.410	2.57	13.63	4.67	652	267
10c	0.5	0.5	60	4	0.0438	0.160	0.343	2.15	12.57	3.78	1661	570
11a	1.25	0.1	60	4	0.0354	0.066	0.262	3.97	15.57	3.16	2963	775
11b	1.25	0.3	60	4	0.0257	0.066	0.202	3.06	14.52	2.37	15899	3209
11c	1.25	0.5	60	4	0.0201	0.066	0.168	2.54	13.57	1.91	40828	6839
12a	2	0.1	60	4	0.0195	0.044	0.173	3.97	15.58	2.09	17386	3005
12b	2	0.3	60	4	0.0141	0.044	0.132	3.03	14.47	1.55	95418	12595
12c	2	0.5	60	4	0.0109	0.044	0.109	2.49	13.46	1.23	250832	27211

Tablo C.5: Montes ve Aschleim (2003)'deki yaklaşım esas alınarak kolon modellerinin DYET sonuçları (KSD için).

Model	D (m)	P/(Agf'c')	f'c' (MPa)	ρ_l (%)	ϕ_d^{KSD} (1/m)	Δ_y (m)	Δ_d (m)	$\mu\Delta$	ξ_{eq} (%)	T_e (sn)	K_e (kN/m)	V_b (kN)
1a	0.5	0.1	20	0.5	0.0345	0.185	0.296	1.60	10.31	3.00	176	52
1b	0.5	0.3	20	0.5	0.0206	0.177	0.224	1.27	8.01	2.05	1133	254
1c	0.5	0.5	20	0.5	0.0149	0.153	0.181	1.18	7.15	1.57	3192	576
2a	1.25	0.1	20	0.5	0.0139	0.075	0.126	1.67	10.69	1.29	5936	746
2b	1.25	0.3	20	0.5	0.0083	0.073	0.095	1.30	8.25	0.87	38998	3684
2c	1.25	0.5	20	0.5	0.0060	0.059	0.073	1.23	7.68	0.66	114682	8391
3a	2	0.1	20	0.5	0.0083	0.047	0.081	1.71	10.86	0.84	36179	2926
3b	2	0.3	20	0.5	0.0051	0.047	0.061	1.31	8.37	0.57	234991	14383
3c	2	0.5	20	0.5	0.0037	0.035	0.045	1.30	8.27	0.42	719246	32653
4a	0.5	0.1	60	0.5	0.0342	0.185	0.295	1.59	10.25	2.97	537	158
4b	0.5	0.3	60	0.5	0.0179	0.177	0.212	1.20	7.35	1.87	4087	865
4c	0.5	0.5	60	0.5	0.0126	0.153	0.170	1.11	6.38	1.42	11847	2009
5a	1.25	0.1	60	0.5	0.0136	0.075	0.124	1.66	10.61	1.27	18300	2275
5b	1.25	0.3	60	0.5	0.0072	0.073	0.088	1.22	7.50	0.79	144108	12739
5c	1.25	0.5	60	0.5	0.0050	0.059	0.068	1.14	6.77	0.58	443414	30035
6a	2	0.1	60	0.5	0.0084	0.047	0.081	1.72	10.89	0.84	107489	8724
6b	2	0.3	60	0.5	0.0044	0.047	0.057	1.23	7.66	0.51	861166	49425
6c	2	0.5	60	0.5	0.0031	0.035	0.042	1.20	7.34	0.37	2795483	116918
7a	0.5	0.1	20	4	0.0220	0.192	0.250	1.30	8.29	2.31	297	74
7b	0.5	0.3	20	4	0.0179	0.183	0.222	1.21	7.50	1.97	1222	271
7c	0.5	0.5	20	4	0.0152	0.158	0.191	1.20	7.39	1.68	2789	532
8a	1.25	0.1	20	4	0.0089	0.078	0.106	1.36	8.71	1.00	9938	1050
8b	1.25	0.3	20	4	0.0072	0.076	0.094	1.25	7.76	0.85	41162	3878
8c	1.25	0.5	20	4	0.0061	0.062	0.078	1.27	7.97	0.71	97680	7630
9a	2	0.1	20	4	0.0055	0.051	0.072	1.42	9.17	0.69	52801	3794
9b	2	0.3	20	4	0.0045	0.050	0.064	1.28	8.06	0.58	223631	14247
9c	2	0.5	20	4	0.0038	0.037	0.051	1.37	8.79	0.48	543817	27700
10a	0.5	0.1	60	4	0.0248	0.192	0.265	1.38	8.91	2.52	747	198
10b	0.5	0.3	60	4	0.0170	0.183	0.217	1.19	7.22	1.90	3962	858
10c	0.5	0.5	60	4	0.0131	0.158	0.179	1.13	6.65	1.52	10282	1842
11a	1.25	0.1	60	4	0.0099	0.078	0.112	1.44	9.34	1.09	24895	2799
11b	1.25	0.3	60	4	0.0068	0.076	0.092	1.21	7.43	0.81	135631	12409
11c	1.25	0.5	60	4	0.0052	0.062	0.073	1.18	7.14	0.63	369479	26850
12a	2	0.1	60	4	0.0062	0.051	0.077	1.52	9.86	0.77	129207	9975
12b	2	0.3	60	4	0.0042	0.050	0.062	1.24	7.72	0.56	737150	45571
12c	2	0.5	60	4	0.0033	0.037	0.047	1.26	7.91	0.43	2091769	98189

Tablo C.6: Montes ve Aschleim (2003)'deki yaklaşım esas alınarak kolon modellerinin DYET sonuçları (HKSD için).

Model	D (m)	P/(A _g f' _c)	f' _c (MPa)	ρ (%)	φ _d ^{HKSD} (1/m)	Δ _y (m)	Δ _d (m)	μΔ	ξ _{eq} (%)	T _e (sn)	K _e (kN/m)	V _b (kN)
1a	0.5	0.1	20	0.5	0.1674	0.185	0.519	2.80	14.09	6.00	44	23
1b	0.5	0.3	20	0.5	0.1380	0.177	0.516	2.92	14.30	6.00	132	68
1c	0.5	0.5	20	0.5	0.1031	0.153	0.507	3.31	14.87	6.00	220	111
2a	1.25	0.1	20	0.5	0.0668	0.075	0.408	5.43	16.53	5.06	386	157
2b	1.25	0.3	20	0.5	0.0641	0.073	0.391	5.38	16.51	4.85	1258	492
2c	1.25	0.5	20	0.5	0.0487	0.059	0.300	5.07	16.34	3.71	3594	1079
3a	2	0.1	20	0.5	0.0430	0.047	0.288	6.08	16.81	3.60	1953	562
3b	2	0.3	20	0.5	0.0335	0.047	0.231	4.95	16.28	2.84	9397	2167
3c	2	0.5	20	0.5	0.0259	0.035	0.178	5.08	16.35	2.19	26329	4672
4a	0.5	0.1	60	0.5	0.1117	0.185	0.519	2.80	14.09	6.00	132	68
4b	0.5	0.3	60	0.5	0.0601	0.177	0.411	2.33	13.06	4.60	674	277
4c	0.5	0.5	60	0.5	0.0431	0.153	0.314	2.05	12.24	3.41	2037	639
5a	1.25	0.1	60	0.5	0.0502	0.075	0.319	4.25	15.81	3.88	1967	628
5b	1.25	0.3	60	0.5	0.0280	0.073	0.199	2.74	13.98	2.30	16842	3358
5c	1.25	0.5	60	0.5	0.0199	0.059	0.147	2.48	13.44	1.67	53398	7854
6a	2	0.1	60	0.5	0.0262	0.047	0.188	3.96	15.57	2.27	14767	2770
6b	2	0.3	60	0.5	0.0151	0.047	0.121	2.59	13.67	1.58	120123	14490
6c	2	0.5	60	0.5	0.0108	0.035	0.087	2.50	13.48	0.99	387614	33813
7a	0.5	0.1	20	4	0.1313	0.192	0.521	2.72	13.94	6.00	44	23
7b	0.5	0.3	20	4	0.1149	0.183	0.518	2.84	14.15	6.00	132	68
7c	0.5	0.5	20	4	0.0985	0.158	0.509	3.21	14.74	6.00	220	112
8a	1.25	0.1	20	4	0.0598	0.078	0.421	5.40	16.52	5.22	363	153
8b	1.25	0.3	20	4	0.0517	0.076	0.369	4.87	16.23	4.54	1439	531
8c	1.25	0.5	20	4	0.0454	0.062	0.321	5.20	16.42	3.97	3135	1006
9a	2	0.1	20	4	0.0328	0.051	0.277	5.48	16.55	3.44	2132	591
9b	2	0.3	20	4	0.0283	0.050	0.243	4.87	16.23	2.99	8479	2061
9c	2	0.5	20	4	0.0247	0.037	0.209	5.59	16.60	2.59	18819	3923
10a	0.5	0.1	60	4	0.0775	0.192	0.521	2.72	13.94	6.00	132	69
10b	0.5	0.3	60	4	0.0563	0.183	0.426	2.33	13.08	2.33	626	267
10c	0.5	0.5	60	4	0.0438	0.158	0.343	2.16	12.60	3.77	1666	570
11a	1.25	0.1	60	4	0.0354	0.078	0.270	3.46	15.05	3.21	2879	776
11b	1.25	0.3	60	4	0.0257	0.076	0.208	2.75	13.99	2.40	15422	3212
11c	1.25	0.5	60	4	0.0201	0.062	0.165	2.67	13.84	1.89	41502	6835
12a	2	0.1	60	4	0.0195	0.051	0.177	3.50	15.09	2.11	17023	3016
12b	2	0.3	60	4	0.0141	0.050	0.136	2.72	13.94	1.56	93120	12650
12c	2	0.5	60	4	0.0109	0.037	0.105	2.81	14.10	1.21	258362	27065

Tablo C.7: Sheikh vd. (2010)'daki yaklaşım esas alınarak kolon modellerinin DYET sonuçları (KSD için).

Model	D (m)	P/(Agf'c')	f'c' (MPa)	ρ_l (%)	ϕ_d^{KSD} (1/m)	Δ_y (m)	Δ_d (m)	$\mu\Delta$	ξ_{eq} (%)	T_e (sn)	K_e (kN/m)	V_b (kN)
1a	0.5	0.1	20	0.5	0.0345	0.140	0.264	1.89	11.65	2.81	201	53
1b	0.5	0.3	20	0.5	0.0206	0.136	0.195	1.43	9.27	1.89	1327	259
1c	0.5	0.5	20	0.5	0.0149	0.115	0.153	1.33	8.53	1.43	3865	591
2a	1.25	0.1	20	0.5	0.0139	0.052	0.110	2.10	12.42	1.20	6837	751
2b	1.25	0.3	20	0.5	0.0083	0.051	0.079	1.56	10.06	0.80	46919	3725
2c	1.25	0.5	20	0.5	0.0060	0.043	0.062	1.44	9.33	0.60	137330	8487
3a	2	0.1	20	0.5	0.0083	0.032	0.071	2.21	12.75	0.78	41355	2921
3b	2	0.3	20	0.5	0.0051	0.031	0.051	1.63	10.49	0.52	281434	14346
3c	2	0.5	20	0.5	0.0037	0.026	0.040	1.51	9.78	0.39	822193	32589
4a	0.5	0.1	60	0.5	0.0342	0.148	0.268	1.81	11.34	2.82	598	160
4b	0.5	0.3	60	0.5	0.0179	0.168	0.206	1.22	7.57	1.84	4222	869
4c	0.5	0.5	60	0.5	0.0126	0.155	0.171	1.10	6.33	1.42	11747	2006
5a	1.25	0.1	60	0.5	0.0136	0.055	0.111	2.01	12.09	1.20	20705	2290
5b	1.25	0.3	60	0.5	0.0072	0.063	0.082	1.30	8.24	0.75	157056	12813
5c	1.25	0.5	60	0.5	0.0050	0.058	0.067	1.15	6.88	0.57	450283	30070
6a	2	0.1	60	0.5	0.0084	0.034	0.072	2.13	12.51	0.79	120626	8712
6b	2	0.3	60	0.5	0.0044	0.039	0.052	1.35	8.68	0.49	949306	49348
6c	2	0.5	60	0.5	0.0031	0.035	0.042	1.19	7.26	0.37	2772498	116935
7a	0.5	0.1	20	4	0.0220	0.200	0.255	1.28	8.08	2.34	290	74
7b	0.5	0.3	20	4	0.0179	0.195	0.230	1.18	7.17	2.01	1173	270
7c	0.5	0.5	20	4	0.0152	0.164	0.194	1.19	7.22	1.70	2730	531
8a	1.25	0.1	20	4	0.0089	0.075	0.104	1.38	8.89	0.99	10087	1050
8b	1.25	0.3	20	4	0.0072	0.074	0.093	1.26	7.92	0.84	41755	3875
8c	1.25	0.5	20	4	0.0061	0.062	0.078	1.26	7.96	0.71	97541	7630
9a	2	0.1	20	4	0.0055	0.047	0.070	1.48	9.56	0.68	54007	3770
9b	2	0.3	20	4	0.0045	0.046	0.061	1.33	8.52	0.58	229884	14125
9c	2	0.5	20	4	0.0038	0.039	0.052	1.34	8.56	0.49	536482	27811
10a	0.5	0.1	60	4	0.0248	0.211	0.278	1.32	8.41	2.59	708	197
10b	0.5	0.3	60	4	0.0170	0.240	0.257	1.07	5.89	2.08	3296	846
10c	0.5	0.5	60	4	0.0131	0.221	0.223	1.01	5.10	1.71	8115	1806
11a	1.25	0.1	60	4	0.0099	0.080	0.114	1.42	9.21	1.10	24649	2800
11b	1.25	0.3	60	4	0.0068	0.091	0.101	1.12	6.47	0.85	123438	12475
11c	1.25	0.5	60	4	0.0052	0.084	0.087	1.04	5.56	0.69	311987	27123
12a	2	0.1	60	4	0.0062	0.050	0.077	1.53	9.92	0.77	129660	9966
12b	2	0.3	60	4	0.0042	0.057	0.066	1.16	6.93	0.57	701465	46376
12c	2	0.5	60	4	0.0033	0.052	0.056	1.07	5.91	0.45	1841052	103058

Tablo C.8: Sheikh vd. (2010)'daki yaklaşım esas alınarak kolon modellerinin DYET sonuçları (HKSD için).

Model	D (m)	$P/(A_g f'_c)$	f'_c (MPa)	ρ (%)	ϕ_d^{HKSD} (1/m)	Δ_y (m)	Δ_d (m)	μ_Δ	ξ_{eq} (%)	T_e (sn)	K_e (kN/m)	V_b (kN)
1a	0.5	0.1	20	0.5	0.1674	0.140	0.502	3.59	15.20	6.00	44	22
1b	0.5	0.3	20	0.5	0.1380	0.136	0.501	3.67	15.28	6.00	132	66
1c	0.5	0.5	20	0.5	0.1031	0.115	0.493	4.29	15.84	6.00	220	108
2a	1.25	0.1	20	0.5	0.0668	0.052	0.392	7.51	17.25	4.95	403	158
2b	1.25	0.3	20	0.5	0.0641	0.051	0.376	7.38	17.22	4.76	1311	493
2c	1.25	0.5	20	0.5	0.0487	0.043	0.289	6.74	17.04	3.63	3740	1081
3a	2	0.1	20	0.5	0.0430	0.032	0.286	6.50	16.96	3.59	1968	562
3b	2	0.3	20	0.5	0.0335	0.031	0.220	7.06	17.13	2.78	9830	2166
3c	2	0.5	20	0.5	0.0259	0.026	0.172	6.55	16.97	2.16	27206	4671
4a	0.5	0.1	60	0.5	0.1117	0.148	0.505	3.42	15.00	6.00	132	67
4b	0.5	0.3	60	0.5	0.0601	0.168	0.405	2.40	13.26	4.56	685	277
4c	0.5	0.5	60	0.5	0.0431	0.155	0.315	2.04	12.19	3.42	2028	639
5a	1.25	0.1	60	0.5	0.0502	0.055	0.305	5.54	16.58	3.79	2059	629
5b	1.25	0.3	60	0.5	0.0280	0.063	0.193	3.06	14.52	2.26	17465	3366
5c	1.25	0.5	60	0.5	0.0199	0.058	0.146	2.52	13.53	1.66	53764	7856
6a	2	0.1	60	0.5	0.0262	0.034	0.179	5.28	16.46	2.21	15499	2769
6b	2	0.3	60	0.5	0.0151	0.039	0.115	3.00	14.42	1.35	125706	14483
6c	2	0.5	60	0.5	0.0108	0.035	0.088	2.47	13.41	0.99	386069	33815
7a	0.5	0.1	20	4	0.1313	0.200	0.524	2.63	13.75	6.00	44	23
7b	0.5	0.3	20	4	0.1149	0.195	0.523	2.68	13.86	6.00	132	69
7c	0.5	0.5	20	4	0.0985	0.164	0.511	3.12	14.60	6.00	220	112
8a	1.25	0.1	20	4	0.0598	0.075	0.419	5.56	16.59	5.21	364	153
8b	1.25	0.3	20	4	0.0517	0.074	0.367	4.99	16.30	4.53	1444	531
8c	1.25	0.5	20	4	0.0454	0.062	0.320	5.19	16.41	3.97	3134	1006
9a	2	0.1	20	4	0.0328	0.047	0.275	5.83	16.71	3.43	2146	591
9b	2	0.3	20	4	0.0283	0.046	0.241	5.22	16.42	2.98	8548	2058
9c	2	0.5	20	4	0.0247	0.039	0.209	5.40	16.51	2.60	18748	3926
10a	0.5	0.1	60	4	0.0775	0.211	0.529	2.51	13.49	6.00	132	70
10b	0.5	0.3	60	4	0.0563	0.240	0.466	1.94	11.84	5.00	570	265
10c	0.5	0.5	60	4	0.0438	0.221	0.386	1.75	11.04	4.02	1469	567
11a	1.25	0.1	60	4	0.0354	0.080	0.271	3.40	14.97	3.22	2867	776
11b	1.25	0.3	60	4	0.0257	0.091	0.218	2.40	13.25	2.46	14748	3217
11c	1.25	0.5	60	4	0.0201	0.084	0.179	2.14	12.54	1.97	38292	6853
12a	2	0.1	60	4	0.0195	0.050	0.177	3.53	15.13	2.11	17051	3015
12b	2	0.3	60	4	0.0141	0.057	0.140	2.46	13.38	1.58	90705	12711
12c	2	0.5	60	4	0.0109	0.052	0.114	2.17	12.63	1.26	240982	27422