

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**FRP ELEMANLARLA GÜÇLENDİRİLMİŞ HASARLI
BETONARME KİRİŞLERİN DOĞRUSAL OLMAYAN
SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİYLE ANALİZİ**

DOKTORA TEZİ

İnş. Y. Müh. Yusuf SÜMER

Enstitü Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Enstitü Bilim Dalı : YAPI

Tez Danışmanı : Yrd. Doç. Dr. Muharrem AKTAŞ

Aralık 2010

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

FRP ELEMANLARLA GÜÇLENDİRİLMİŞ HASARLI
BETONARME KİRİŞLERİN DOĞRUSAL OLMAYAN
SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİYLE ANALİZİ

DOKTORA TEZİ

İnş. Y. Müh. Yusuf SÜMER


Enstitü Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

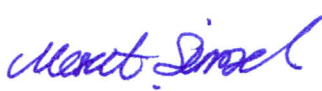
Bu tez ^{27/12} /2010 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından Oybirliği ile ^{kabul}
edilmiştir.


Yrd. Doç. Dr.
Muharrem AKTAŞ


Prof. Dr.
Muzaffer ELMAS


Doç. Dr.
Mehmet SARIBIYIK


Prof. Dr.
Turgut KOCATÜRK


Yrd. Doç. Dr.
Mesut ŞİMŞEK

TEŞEKKÜR

Öncelikle tez çalıőmalarım sırasında ufkumu açan ve en zor zamanlarda bile umutla çalıőmalarımı sürdürmemi sağlayan, dürüstlüğü ve çalıőkanlıėı ile örnek bir insan olan tez danıőmanın Yrd. Doç. Dr. Muharrem AKTAŞ' a en içten teőekkürlerimi sunarım.

Uzun ve yorucu çalıőmalarım sırasında bana hep destek olan aileme de her zaman yanımda ve destek oldukları için sonsuz őükranlarımı sunarım.

Hayatıma kattıkları güzelliklerle yorucu tez maratonumda motivasyonumu yüksek tutmamı sağlayan Eőim ve canım kızım Sude' ye de ayrıca sevgilerimi sunarım.

Tezimin son aőamalarında kıymetli zamanını ayırarak yardımlarını esirgemeyen değerli arkadaşım Yrd. Doç. Dr. Hüseyin Serdar KÜYÜK' e de teőekkürü bir borç bilirim.

Ayrıca mesai arkadaşlarıma da zor zamanlarımda gösterdikleri destek ve anlayıőtan dolayı teşekkür ederim.

İÇİNDEKİLER

TEŞEKKÜR.....	ii
İÇİNDEKİLER	iii
SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ	vii
ŞEKİLLER LİSTESİ	x
TABLolar LİSTESİ.....	xvi
ÖZET.....	xvii
SUMMARY	xviii
BÖLÜM 1.GİRİŞ.....	1
1.1. Literatür Çalışmaları.....	4
1.1.1. Deneysel çalışmalar.....	4
1.1.2. Sonlu elemanlar çalışmaları.....	7
1.1.3. Hasarlı kirişlerle yapılan çalışmalar	15
1.2. FRP Kullanımının Tarihçesi	17
1.3. FRP Kompozitlerin Genel Özellikleri	20
1.4. İnşaat Mühendisliğinde FRP Uygulamaları.....	21
1.4.1. Kolon güçlendirilmesinde FRP kullanımı	22
1.4.2. Kiriş güçlendirilmesinde FRP kullanımı	23
1.4.3. Döşeme güçlendirilmesinde FRP kullanımı	23
1.4.4. Duvarlarda ve yığma yapılarda FRP kullanımı	24
1.4.4. Borularda ve Tünellerde FRP kullanımı.....	25
1.5. Eğilmeye Karşı FRP ile Güçlendirilmiş Kirişlerde Kırılma Şekilleri	26

1.5.1. FRP kopması.....	26
1.5.2. Beton basınç kırılması	26
1.5.3. Beton kesme kırılması	27
1.5.4. Beton paspayı ayrılması.....	27
1.5.5. Plak uç delaminasyonu	27
1.5.6.Kiriş orta bölgesinde oluşan çatlağın sebep olduğu plak delaminasyonu	28
BÖLÜM 2. DOĞRUSAL OLMAYAN SONLU ELEMANLAR ANALİZİ.....	29
2.1. Beton Hasar Plastisite Yöntemi (BHP).....	29
2.1.1. Çekme rijitliği (Tension Stiffening) tanımlaması.....	32
2.1.2. Donatı beton etkileşimi.....	35
2.1.3. Plastik Akma Potansiyeli (Plastic Flow)	35
2.1.4. Akma fonksiyonu (Yield Function).....	37
2.1.5. Hasar parametreleri.....	38
2.1.6. Vizkoplastik düzenleme	39
2.2. Donatı ve FRP Malzeme Modeli	40
2.3. FRP-Beton Arayüz Davranışının Modellenmesi	40
2.3.1. Sürekli-tabanlı (Continuum-Based) modelleme	40
2.3.2. Çekme-ayırılma (Traction-Seperation) tabanlı modelleme	41
2.4. Kohezif Elemanların Malzeme Modeli	42
2.4.1. Lineer elastik davranış.....	42
2.4.2. Hasarın başlaması (Damage Initiation)	42
2.4.3. Hasarın ilerlemesi (Damage Evolution)	43
2.5. Kullanılan Sonlu Eleman Türleri.....	44
BÖLÜM 3. NÜMERİK MODELİN DOĞRULANMASI.....	46
3.1. Malzeme Modelleri.....	46
3.1.1. Beton basınç modeli	46

3.1.2. Beton çekme rijitliği modeli	47
3.1.3. Beton çatlama enerjisi	48
3.1.4. Donatı malzeme modeli	49
3.1.5. FRP malzeme modeli.....	50
3.1.6 Epoksi (arayüz elemanı) malzeme modeli.....	50
3.2. Geometrik Modelleme ve Sınır Şartları.....	53
3.3. Laboratuvar Deneylerinin Doğrulanması ve Sonuçlar	54
3.3.1. GRUP-1 nümerik analizler	55
3.3.1.1. A1 kirişi nümerik analizleri ve sonuçlar.....	56
3.3.1.2. A3 kirişi nümerik analizleri ve sonuçlar.....	61
3.3.2. GRUP-2 nümerik analizler	65
3.3.2.1. CB1 kirişi nümerik analizleri ve sonuçlar	66
3.3.2.2. RB1 kirişi nümerik analizleri ve sonuçlar	70
3.3.3. GRUP-3 nümerik analizler	73
3.3.3.1. P1 kirişi sonlu elemanlar modeli	74
3.3.4. GRUP-4 nümerik analizler	77
3.3.4.1. M1 kirişi sonlu elemanlar modeli ve sonuçlar.....	79
3.4. Sonuçlar	82
BÖLÜM 4.	
HASARLI BETONARME KİRİŞLERİN MODELLEME AŞAMALARI	83
4.1. Modellemede Yapılan Kabuller.....	83
4.2. Hasarlı Kiriş Deneyleri	88
4.2.1. GRUP-2 hasarlı kiriş deneyi.....	89
4.2.1.1. RB3 kirişi sonlu elemanlar modeli ve sonuçlar.....	90
4.2.2. GRUP-3 hasarlı kiriş deneyi.....	99
4.2.2.1. P1H kirişi sonlu elemanlar modeli ve sonuçlar	99
4.2.3. GRUP-4 hasarlı kiriş deneyi.....	108

4.2.3.1. MM2 kirişli sonlu elemanlar modeli ve sonuçlar	109
4.3. Sonuçların Tartışılması	115
BÖLÜM 5. PARAMETRİK ÇALIŞMA	117
5.1. Model Kirişlerin Geometri ve Malzeme Özellikleri	118
5.2. Sonuçlar ve Değerlendirmeler	123
EKLER	127
KAYNAKLAR	144
ÖZGEÇMİŞ	149

SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ

α	: Etriyelerin sayısı, tip ve bağlantı şekline bağlı azaltma katsayısı
Δ_1	: Kiriş yük noktasındaki deplasman
ε_{cu}^*	: Sargılı betonda maksimum birim şekil değiştirme
$\bar{\sigma}_{eff(c)}$: Eksenel basınç kohezyon gerilmeleri
$\bar{\sigma}_{eff(t)}$: Eksenel çekme kohezyon gerilmeleri
ε_c^{pl}	: Basınç gerilme altında plastik birim şekil değiştirme
ε_t^{pl}	: Çekme gerilmesi altında plastik birim şekil değiştirme
Δ_{maks}	: Kiriş orta noktasındaki maksimum deplasman
G_f	: FRP-beton arayüzü çatlama enerjisi
β_w	: FRP-beton genişlik faktörü
$\varepsilon_c^{\sim in}$: Elastik olmayan basınç birim şekil değişimi
ε_{cu}	: Betonda maksimum birim şekil değiştirme
$\varepsilon_t^{\sim in}$: Elastik olmayan çekme birim şekil değtirmesi
A_s	: Etriye kesit alanı
f_c'	: Beton maksimum basınç gerilmesi
f_c^*	: Sargılı beton maksimum basınç gerilmesi
f_{cu}	: Beton kopma gerilmesi
f_y	: Donatı akma gerilmesi
\bar{p}	: 1. gerilme invaryantı I_1' in bir fonksiyonu olan hidrostatik basınç gerilmesi
\bar{q}	: Eşdeğer Mises etkili gerilmesi
s_f	: FRP-beton arayüzü için kopma deplasmanı

s_o	: FRP-beton arayüzü için maksimum kayma deplasmanı
ε_{ot}^{el}	: Hasar görmemiş malzemenin elastik birim şekil değiştirmesi
τ_{max}	: Maksimum kayma gerilmesini
ϵ	: Akış potansiyel yüzeyi eksantrisitesi
a	: çatlaklar arası mesafe
b	: Kiriş gövde genişliği
b_f	: FRP elemanının genişliğini
BHP	: Beton Hasar Plastisite
c	: Çatlak yüksekliği
CFRP	: Karbon Fiber Takviyeli Polimer
d	: Kiriş faydalı yüksekliği
DA	: Dilasyon (genleşme) açısı
d_c	: Basınç hasar değişkeni
d_{max}	: Maksimum agrega çapı
d_t	: Çekme hasar değişkeni
E	: Elastisite modülü
E_0	: Malzeme hasarsız Elastisite Modülü
f_{pu}	: FRP maksimum çekme dayanımı
FRP	: Fiber Takviyeli Polimer
f_t	: Beton çekme gerilmesi
G	: Akma potansiyeli
G_F	: Betonda birim alanda çatlak oluşturmak için gerekli enerji miktarı
G_{fo}	: Maksimum agrega çapına bağlı katsayı
GFRP	: Cam Fiber Takviyeli Polimer
J	: 2. deviatorik gerilme invariantı
L	: Kiriş uzunluğu
MA_{max}	: Çatlaklı model maksimum momenti
MB_{max}	: Çatlaksız model maksimum momenti

θ_A	: Çatlaklı model maksimum dönme açısı
θ_B	: Çatlaksız model maksimum dönme açısı
s	: Etriye adım aralığı
S	: Etkili deviatorik gerilme tensörünü
SEM	: Sonlu elemanlar modeli
t	: Çatlak genişliği
t_n	: Eleman normal yönünde oluşan gerilme
t_s	: Kayma yönünde oluşan gerilme
t_t	: Kayma yönünde oluşan gerilme
u_t^{ck}	: Çatlama anındaki deplasman
u_t^{pl}	: Plastik çatlama deplasmanı
ν	: Poisson oranı
σ_{co}	: Basınç gerilme dayanımı
σ_{to}	: Çekme gerilme dayanımı
ω_w	: Sargı donatısının hacimsel oranı
ψ	: Yüksek basınç altında p-q düzleminde ölçülen dilasyon açısı
ε_{pu}	: FRP maksimum birim şekil değiştirmesi
ρ_{alt}	: Çekme donatısı oranı

ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil 1.1. Ibach Köprüsü CFRP plaka uygulaması	19
Şekil 1.2. Göksü Köprüsü güçlendirme çalışması	19
Şekil 1.3. Farklı fiberlerin gerilme-şekil değiştirme grafikleri	21
Şekil 1.4. Hasarlı kolonların FRP ile onarım ve güçlendirilmesi	22
Şekil 1.5. Kirişlerde eğilme ve kesmeye karşı FRP uygulaması.....	23
Şekil 1.6. Döşemelerde FRP laminat uygulaması.....	24
Şekil 1.7. FRP dokumaların duvarlarda ve tarihi yapılarda kullanımı.....	25
Şekil 1.8. Boru içi FRP uygulaması	25
Şekil 1.9. Güçlendirilmiş kirişte FRP kopma davranışı	26
Şekil 1.10. Güçlendirilmiş kirişte basınç kırılması	26
Şekil 1.11. Güçlendirilmiş kirişte kesme kırılması	27
Şekil 1.12. Güçlendirilmiş kirişte paspayı ayrılması	27
Şekil 1.13. Güçlendirilmiş kirişte plak uç delaminasyonu.....	28
Şekil 1.14. Güçlendirilmiş kirişte yük altında oluşan çatlakın sebep olduğu kırılma	28
Şekil 2.1. Eksenel çekme (a) ve basınç (b) altında beton davranışı	30
Şekil 2.2. Çatlamış kesitteki beton ve çelikte oluşan gerilmeler.....	32
Şekil 2.3. Çelik deformasyonu ile oluşan çatlama	33
Şekil 2.4. Gerilme-çatlak genişliği parametrelerine bağlı çekme rijitliği tanımlaması	34
Şekil 2.5. Drucker-Prager plastik potansiyel fonksiyonu.....	36
Şekil 2.6 İki eksenli beton gerilme-güç tükenme zarfı.....	37
Şekil 2.7. Basınç ve çekme hasar değişkenleri	39
Şekil 2.8. Donatı ve FRP malzeme modelleri	40
Şekil 2.9. Sonlu kalınlıklı yapışkanla çekme deneyi.....	41
Şekil 2.10. Çekme-ayrılma tabanlı modelleme örneği ve davranış modeli	41
Şekil 2.11. Lineer ve kuadratik eleman integrasyon noktaları	44

Şekil 2.12. Eğilme etkisindeki tam integrasyonlu a) lineer eleman b) kuadratik eleman.....	45
Şekil 2.13. Azaltılmış integrasyonlu lineer ve kuadratik eleman.....	45
Şekil 3.1. Hognestad sargılı beton basınç modeli	47
Şekil 3.2. Çatlak enerjisine bağlı gerilme-çatlak boyu azalım modelleri.....	48
Şekil 3.3. Doğrusal ve çift doğrusal azalım modeli etkisi.....	48
Şekil 3.4. FRP ve çelik donatı malzeme modeli	49
Şekil 3.5. Beton–FRP arayüz davranış modelleri	50
Şekil 3.6. Lu ve arkadaşları tarafından önerilen çekme-ayrılma modelleri	51
Şekil 3.7. Bilinear çekme-ayrılma modeli.....	52
Şekil 3.8. Sonlu elemanlar modeli detayları	53
Şekil 3.9. Analizde kullanılan eleman tipleri	54
Şekil 3.10. FRP plaka ile güçlendirilmiş kiriş.....	55
Şekil 3.11. Hognestad kuşatılmış beton modeli ve kullanılan parametreler	56
Şekil 3.12. Agrega dane çağına bağlı çatlak enerjisi değişimi ve çekme rijitliği	57
Şekil 3.13. Basınç hasar değişkenleri.....	57
Şekil 3.14. Doğrusal ve çift doğrusal hasar değişkenleri karşılaştırılması	58
Şekil 3.15. Dilasyon açısı yük-deplasman ilişkisi.....	58
Şekil 3.16. Sonlu elemanlar çözüm ağları.....	59
Şekil 3.17. Farklı çözüm ağları yük-deplasman ilişkisi	59
Şekil 3.18. İdeal sonuç ve yük-deplasman değerleri.....	60
Şekil 3.19. Maksimum yükte betonda oluşan gerilmeler	60
Şekil 3.20. Maksimum yükte betonda oluşan çatlak görünümü	61
Şekil 3.21. Güçlendirilmiş kiriş sonlu elemanlar modeli.....	61
Şekil 3.22. Epoksi (Arayüz) elemanı malzeme özellikleri.....	62
Şekil 3.23. Epoksi kalınlığı yük-deplasman ilişkisi	63
Şekil 3.24. Kiriş orta nokta FRP şekil değiştirme grafiği	63
Şekil 3.25. Maksimum yük altında FRP zorlanma grafiği.....	64
Şekil 3.26. Hassas çözüm ağıyla elde edilen ideal sonuç	64
Şekil 3.27. Kiriş geometri ve malzeme detayları	65
Şekil 3.28. Nümerik analiz için farklı yönetmeliklerle oluşturulan beton modelleri	66
Şekil 3.29. Farklı yönetmeliklere göre nümerik analiz yük-deplasman değişimi.....	67
Şekil 3.30. Agrega dane çağına bağlı çatlak enerjisi değişimi ve çekme rijitliği	67

Şekil 3.31. Çekme ve basınç hasar değişkenleri	68
Şekil 3.32. 50 mm' lik çözüm ağı ile oluşturulan model	68
Şekil 3.33. Çözüm ağı ve dilasyon açısı hassasiyeti	69
Şekil 3.34. Kontrol kirişi nümerik analiz ideal sonucu	69
Şekil 3.35. Güçlendirilmiş kiriş geometrisi.....	70
Şekil 3.36. Epoksi elemanı davranış modeli	71
Şekil 3.37. Epoksi kalınlığı yük-deplasman ilişkisi	72
Şekil 3.38. CFRP' li kiriş çözüm ağı hassasiyeti yük-deplasman ilişkisi	72
Şekil 3.39. Grup-3 deneyleri geometri ve donatı detayları	73
Şekil 3.40. Grup-3 kontrol kirişi yük-deplasman grafiği	74
Şekil 3.41. Beton basınç modeli.....	75
Şekil 3.42. Beton çatlak enerjisi değişimine göre çekme rijitliği modeli	75
Şekil 3.43. Basınç ve çekme hasar değişkenleri	76
Şekil 3.44. Sonlu elemanlar analizi çözüm ağı ve DA değişimi	76
Şekil 3.45. 25 mm' lik çözüm ağıyla elde edilen ideal sonuç.....	77
Şekil 3.46. Kiriş donatı ve geometri detayları.....	78
Şekil 3.47. Kontrol kirişi yük-deplasman grafiği.....	78
Şekil 3.48. Beton basınç modeli.....	79
Şekil 3.49. Beton çatlak enerjisi değişimine göre çekme rijitliği modeli	80
Şekil 3.50. Basınç ve çekme hasar değişkenleri	80
Şekil 3.51. Sonlu elemanlar analizi çözüm ağı ve dilasyon açısı hassasiyeti	81
Şekil 3.52. İdeal çözümde 60 mm' lik çözüm ağı sonlu elemanlar modeli	81
Şekil 3.53. M1 kirişi sonlu elemanlar modeli yük-deplasman eğrisi.....	81
Şekil 4.1. Farklı yükleme durumlarında çatlak oluşumu (Mac Gregor, 1997)	84
Şekil 4.2. Dört nokta yüklemesi altında betonarme kirişlerde çatlak oluşumu.....	85
Şekil 4.3. Nümerik analiz çatlak görünümü.....	86
Şekil 4.4. Dört çatlaklı bir kirişte çatlak yüksekliğiyle çözüm ağı değişimi ve gerilme dağılımı	86
Şekil 4.5. Yükleme aralığında çatlaklı kiriş için oluşturulmuş farklı çözüm ağları... 87	
Şekil 4.6. Farklı çözüm ağlarının yük-deplasman grafiği değişimine etkisi.....	87
Şekil 4.7. Eğik ve düz hasarlı kiriş modellemeleri analiz sonuçları	88
Şekil 4.8. Eğik ve düz modelleme analiz sonuçları	88

Şekil 4.9. Kontrol, hasarsız ve hasarlı kirişlere ait deney ve sonlu elemanlar sonuçları	90
Şekil 4.10. Çatlak uygulaması şematik görünümü.....	90
Şekil 4.11. GRUP-2 sonlu elemanlar modeli örnek çatlak uygulamaları	92
Şekil 4.12. Çatlak aralığı 80 ve 90 mm olan sabit çatlak genişliğindeki kirişlerde çatlak yüksekliği ile yük-deplasman değişimi	93
Şekil 4.13. Çatlak aralığı 100 mm olan sabit çatlak genişliğindeki kirişlerde çatlak yüksekliği ile yük-deplasman değişimi	94
Şekil 4.14. Çatlak aralığı 80 ve 90 mm olan sabit çatlak yüksekliğindeki kirişlerde çatlak genişliği ile yük-deplasman değişimi	96
Şekil 4.15. Çatlak aralığı 100 mm olan sabit çatlak yüksekliğindeki kirişlerde çatlak genişliği ile yük-deplasman değişimi	97
Şekil 4.16. Güçlendirilmiş kiriş detayı.....	99
Şekil 4.17. P1H kirişi sonlu elemanlar modeli örnek çatlak uygulamaları.....	100
Şekil 4.18. Çatlak aralığı 80 ve 90 mm olan sabit çatlak genişliğindeki kirişlerde çatlak yüksekliği ile yük-deplasman değişimi	102
Şekil 4.19. Çatlak aralığı 100 mm olan sabit çatlak genişliğindeki kirişlerde çatlak yüksekliği ile yük-deplasman değişimi	103
Şekil 4.20. Çatlak aralığı 80 ve 90 mm olan sabit çatlak yüksekliğindeki kirişlerde çatlak genişliği ile yük-deplasman değişimi	105
Şekil 4.21. Çatlak aralığı 100 mm olan sabit çatlak yüksekliğindeki kirişlerde çatlak genişliği ile yük-deplasman değişimi	106
Şekil 4.22. Kiriş donatı ve geometri detayları.....	108
Şekil 4.23. GRUP-4 deneyleri yük-deplasman grafiği (Arduini ve Nanni, 1997)...	109
Şekil 4.24. MM2 kirişi sonlu elemanlar çatlak uygulamaları	110
Şekil 4.25. Çatlak aralığı 80 ve 90 mm olan kirişlerde sabit çatlak genişliğindeki kirişlerde çatlak yüksekliği ile yük-deplasman değişimi	111
Şekil 4.26. Çatlak aralığı 100 mm olan kirişlerde sabit çatlak genişliğindeki kirişlerde çatlak yüksekliği ile yük-deplasman değişimi	112
Şekil 4.27. MM2 hasarlı kirişi çatlaklı ve çatlaksız modelleme farkları.....	114
Şekil 4.28. Parametrik çalışma değişkenlerinin sonuçlara etkisi	115
Şekil 5.1. Parametrik çalışma kiriş geometri ve donatı detayları.....	119
Şekil 5.2. Çatlaklı ve çatlaksız kiriş arasındaki moment azalım katsayısı hesabı....	123

Şekil 5.3. Kiriş dönme miktarı hesabı.....	124
Şekil 5.4. Azalım Katsayılarının grafiksel dağılımı.....	124
Şekil 6.1. Minimum donatı oranı ve C10 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=1$ ve $s \leq d/2$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri.....	128
Şekil 6.2. Maksimum donatı oranı ve C10 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=1$ ve $s \leq d/2$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri.....	129
Şekil 6.3. Minimum donatı oranı ve C10 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=1$ ve $s \leq d/4$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri.....	130
Şekil 6.4. Maksimum donatı oranı ve C10 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=1$ ve $s \leq d/4$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri.....	131
Şekil 6.5. Minimum donatı oranı ve C30 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=1$ ve $s \leq d/2$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri.....	132
Şekil 6.6. Maksimum donatı oranı ve C30 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=1$ ve $s \leq d/2$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri.....	133
Şekil 6.7. Minimum donatı oranı ve C30 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=1$ ve $s \leq d/4$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri.....	134
Şekil 6.8. Maksimum donatı oranı ve C30 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=1$ ve $s \leq d/4$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri.....	135
Şekil 6.9. Minimum donatı oranı ve C10 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=2$ ve $s \leq d/2$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri.....	136
Şekil 6.10. Maksimum donatı oranı ve C10 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=2$ ve $s \leq d/2$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri.....	137
Şekil 6.11. Minimum donatı oranı ve C10 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=2$ ve $s \leq d/4$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri.....	138
Şekil 6.12. Maksimum donatı oranı ve C10 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=2$ ve $s \leq d/4$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri.....	139
Şekil 6.13. Minimum donatı oranı ve C30 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=2$ ve $s \leq d/2$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri.....	140
Şekil 6.14. Maksimum donatı oranı ve C30 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=2$ ve $s \leq d/2$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri.....	141
Şekil 6.15. Minimum donatı oranı ve C30 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=2$ ve $s \leq d/4$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri.....	142

Şekil 6.16. Maksimum donatı oranı ve C30 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=2$ ve $s \leq d/4$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri..... 143

TABLULAR LİSTESİ

Tablo 1.1. Farklı liflerin malzeme özellikleri	20
Tablo 3.1 Hognestad beton basınç modeli parametreleri	47
Tablo 3.2. Agrega çapına bağlı katsayı	49
Tablo 3.3. Bilinear çekme-ayrılma modeli parametreleri	52
Tablo 3.4. Nümerik analiz kiriş isimlendirmeleri	55
Tablo 3.5. Kiriş malzeme özellikleri	56
Tablo 3.6. FRP elemanı malzeme özellikleri	62
Tablo 3.7. Kirişlere ait malzeme özellikleri	65
Tablo 3.8. Güçlendirme elemanları malzeme özellikleri	70
Tablo 3.9. CFRP malzeme özellikleri	71
Tablo 3.10. Kirişlere ait malzeme özellikleri	74
Tablo 3.11. Grup-4 kirişleri malzeme özellikleri	78
Tablo 4.1. Sonlu elemanlar modeli yapılacak hasarlı kirişler	89
Tablo 4.2. Nümerik analiz deney matrisi	91
Tablo 4.3. RB3 kirişi nümerik analiz maksimum yük-deplasman değerleri	98
Tablo 4.4. Güçlendirme elemanları malzeme özellikleri	100
Tablo 4.5. P1H kirişi nümerik analiz maksimum yük-deplasman değerleri	107
Tablo 4.6. Deney malzeme özellikleri	109
Tablo 4.7. MM2 kirişi nümerik analiz maksimum yük-deplasman değerleri	113
Tablo 5.1. Parametrik çalışma deney matrisi	121
Tablo 5.2. Parametrik çalışma deney matrisi (devam)	122

ÖZET

Anahtar kelimeler: Betonarme Kiriş, FRP malzemeler, Sonlu Elemanlar, Çatlak Modelleme, Doğrusal Olmayan Analiz, ABAQUS

Betonarme kirişlerin, dıştan Fiber Takviyeli Polimer malzemelerle güçlendirilmesi, güçlendirmede etkin bir yöntem olarak kabul edilmektedir. Yöntem, FRP malzemesinin, yüksek dayanım ağırlık oranı, iyi korozyon direnci, farklı kesitlere kolayca uygulanabilirlik avantajlarından dolayı yapı mühendisliğinde sıkça kullanılır olmuştur. Yöntemin kirişler üzerindeki etkileri araştırmak üzere son 30 yıldır gerek deneysel gerekse nümerik olarak birçok çalışma yapılmıştır. Yapılan çalışmalar genellikle hasarsız kirişler üzerinde yoğunlaşmıştır. Kirişlerdeki ön hasarın kiriş yük taşıma kapasitesi üzerine etkilerinin araştırıldığı deneysel çalışmalar çok az ve yetersiz kalmıştır.

Bu çalışmada hasarlı ve güçlendirilmiş kirişler doğrusal olmayan sonlu elemanlar yaklaşımıyla modellenmiştir. Modelleme ve analizler için dünyada farklı mühendislik dallarında yaygın şekilde kullanılan ABAQUS paket programı kullanılmıştır. Literatürden elde edilen farklı hasar derecelerine sahip güçlendirilmiş kirişlerin modellenmesinde, deneylerde gözlenen çatlak varlıkları dikkate alınmıştır. Çatlak modellemesiyle elde edilen hasarlı ve güçlendirilmiş kirişlerin moment kapasiteleriyle hasarsız güçlendirilmiş kirişlerin moment kapasiteleri karşılaştırılarak çatlak modellemesinin önemi vurgulanmıştır. Bu amaçla öncelikle önerilen bütün nümerik modellerin doğruluğu güvenilir laboratuvar deneyleri sonuçlarıyla test edilmiştir.

Çatlaklar kirişlerde geometrik süreksizliklerle temsil edilmiştir. Farklı hasar derecelerine sahip modellerde uygun çatlak boyu, çatlak genişliği ve aralığının belirlenmesi için parametrik çalışma yapılmıştır. Doğrulanmış toplam 7 kiriş deneyinden üçü hasarlı ve farklı FRP elemanlarla güçlendirilmiş deneylerden oluşmaktadır. Beton Hasar Plastisite yönteminin kullanıldığı çatlaklı kiriş modelinin farklı özellikteki kirişlerde etkisini araştırmak üzere 192 adet kiriş elemanı türetilmiş ve parametrik çalışma gerçekleştirilmiştir. Çatlak varlığının modellenmesinin özellikle dikdörtgen kesitli kirişlerde önemli farklar ortaya çıkardığı anlaşılmıştır.

SUMMARY

NONLINEAR FINITE ELEMENT ANALYSIS OF DAMAGED AND STRENGTHENED REINFORCED CONCRETE BEAMS

Key words: Reinforced Concrete Beams, FRP Materials, Finite Element, Crack Modeling, Nonlinear Analysis, ABAQUS

The use of externally bonded Fiber Reinforced Plastics (FRP) for strengthening reinforced concrete structural element has become an effective method. The reason for this can be explained by material property of FRP such as high strength to weight ratio, good corrosion resistance. There are many studies on this strengthening method either numerically or experimentally done on last 30 years. Most of these studies are carried on virgin, un-cracked reinforced concrete element. There are very limited experimental studies that show the effects of existing damages on the load carrying capacity of the strengthened beams.

In this study RC damaged beam strengthened by externally bonded FRP is modeled by non linear finite element approach. Commercial non-linear finite element program, ABAQUS is employed in this research. Damage is simulated by modeling existing cracks. In other words; crack modeling is introduced and importance of such modeling is pointed out by comparing moment capacity values between un-cracked and cracked beams. All the modeling steps are verified by experimental results.

Cracks at the damaged beams are inserted discreetly as geometrical discontinuities as observed from laboratory tests. Crack width, length and interval are investigated with parametric studies for beams that have different damage degrees. The seven reinforced concrete constant moment flexural experiments from literature are reproduced in nonlinear finite element computer program in order that suitable structural response results can be generated and compared with the results from experimental program. Three of these experiments are damaged and strengthened with fiber reinforced composites. While concrete damaged plasticity is employed in this study, parametric study to investigate the effects of crack existence on the moment capacity is also carried out by creating 196 numerical specimens. Results show that modeling crack existence has significant effect on beams with rectangular cross section.

BÖLÜM 1. GİRİŞ

Son depremlerden sonra yapılan araştırmalar Türkiye'deki betonarme yapıların önemli bir kısmının yeni yönetmeliklere göre güçlendirilmesi gerektiğini göstermektedir. Yapısal olarak yetersiz olan bina sayısının fazlalığı, halen kullanımda olmaları ve yapım yöntemlerinin farklılığı gibi sebeplerle, her yapı için uygun onarım ve güçlendirme yöntemlerinin belirlenmesine yönelik çalışmalar devam etmektedir. Yapıların taşıyıcı elemanlarını güçlendirmek en kısa yoldur. Özellikle betonarme kolon, kiriş ve döşemenin güçlendirilmesi ilk akla gelenlerdir.

Hasarlı ve düşük standartlara sahip yapıların onarım ve güçlendirilme gereksinimi bütün dünyada yapı endüstrilerinin üzerinde çalıştığı en önemli konulardan birisi haline gelmiştir. Bu amaçla geliştirilen fiber takviyeli polimer (Fiber Reinforced Plastic-FRP) kompozitler 1950'li yıllardan beri sürekli araştırılıp geliştirilmiş, havacılık ve uzay uygulamalarında olgunlaştıktan sonra, günümüzde betonarme yapıların onarımı ve güçlendirilmesinde kullanılır hale gelmiştir. Birçok araştırma çalışmaları, değişik yapı elemanlarına FRP kompozit malzemelerin yapıştırılmasının bu elemanların yük taşıma kapasitesini alışlagelmiş yöntemlerle elde edilenlere göre önemli ölçüde arttırdığını ortaya koymuştur. İlk başlarda FRP dokumalar kolonlara sarılarak yük taşıma kapasitesi ve süneklik arttırılmaya çalışılmıştır. Betonarme kirişlerin onarım ve güçlendirilmesinde ise FRP malzemeler kısa zamanda geleneksel çelik plakaların yerini almıştır. Çelik plakaların uygulama zorluğu, ağırlığı ve korozyona uğraması en önemli dezavantajlarıdır. Buna karşılık FRP malzemeler yüksek dayanım özellikleri, her bölgeye kolayca uygulanabilmesi ve hafifliği ile öne çıkmıştır. Bununla birlikte FRP'lerin kırılğan bir yapıya sahip olmaları ve uzun süreli uygulama davranışlarının bilinmiyor olması araştırma ve uygulamacıları zorlayan konular olmuştur.

Betonarme elemanların yük-deplasman ilişkilerinin elde edilebilmesi için laboratuvar koşullarında gerekli deneylerin yapılması veya bilgisayar ortamında sonlu elemanlar modeli oluşturularak analiz yapılması gerekmektedir. Deney yapmak çok zaman alan ve maliyet getiren bir seçenektir. Bundan dolayı deneylerin bilgisayarda sonlu elemanlar modeli ile doğrulanması ve ardından parametrik çalışmaların yapılması gerek zaman gerekse maliyet açısından daha ekonomiktir (Sümer ve Aktaş, 2009).

Betonarme kirişlerin en zayıf bölgeleri çekme ve kesme gerilmelerinin yoğunlaştığı bölgelerdir. Son yıllarda betonarme kirişlerin eğilme ve kesme kapasitelerinin dıştan FRP uygulamasıyla arttırılması yönünde birçok deneysel çalışma yapılmıştır. Yapılan çalışmalarla artık bu tarz uygulamaların genel performansı deneysel olarak anlaşılmış durumdadır. Deneysel araştırmalarla önemli ilerlemeler kaydedilmesine karşın hala FRP ile güçlendirilmiş kirişler için ayrıntılı ve güvenilir matematiksel simülasyonlara ve nümerik analizlere ihtiyaç vardır. Özellikle hasarlı ve onarılmış kirişler için bu tarz çalışmalar yapılmış değildir. Betonun doğrusal olmayan malzeme davranışını, çelik, FRP ve epoksi ile olan etkileşimini modellemek oldukça karışık bir konudur. Tüm bunların yanı sıra hasar görmüş, yani çatlamış bir betonarme kirişin FRP ile güçlendirilmesinin modellenmesi daha ileri bir konudur.

Bu çalışmanın amacı, çeşitli nedenlerle hasar görmüş ve onarılmış kirişlerin yük altındaki davranışlarını nümerik olarak modellemektir. Bu amaçla çatlak geometrisinin tanımlanması, çatlak yoğunluğunun modele yansıtılması için öneriler sunulmuştur. Çatlak varlığını dikkate alınarak oluşturulan modellerden elde edilen sonuçlar ile çatlak ihmal ederek oluşturulan modellerden elde edilen sonuçlar kıyaslanarak konunun önemi vurgulanmıştır. Tüm bu çalışmalar literatürden elde edilen laboratuvar deneyleri sonlu elemanlar metoduyla modellenerek gerçekleştirilmiştir. Modelleme ve analizin gerçekleştirileceği bilgisayar programı olarak dünyada farklı mühendislik dallarında yaygın şekilde kullanılan ABAQUS yazılımı seçilmiştir. Bu çalışma 5 bölümden oluşmaktadır:

Birinci bölümde, betonarme yapıların doğrusal olmayan sonlu eleman analizi, hasarsız ve hasarlı kirişlerin FRP malzemeler ile onarılması ve sonlu elemanlar

modellemeleriyle ilgili literatür taraması yapılmış, literatüre ait özet bilgiler verilmiştir. Ayrıca FRP malzemelerin genel özellikleri, dünyadaki uygulama örnekleri ve güçlendirilmiş kirişlerin yenilme mekanizmalarına ait açıklamalar da bu bölümde yapılmıştır.

İkinci bölümde, analitik olarak yapılacak deneyler için gerekli altyapı oluşturulmuştur. Kullanılan sonlu eleman yöntemleri, eleman tipleri, modelleme tekniği ve malzeme modellerine ait bünye bağıntıları bu bölümde anlatılmıştır.

Üçüncü bölümde literatürden alınmış 4 adet hasarsız ve FRP malzemeler ile güçlendirilmiş betonarme kiriş 4 nokta yükleme deneyinin önerilen sonlu elemanlar modeliyle doğrulaması yapılmıştır. Öncelikle FRP' siz yalın kirişlerin analizleri gerçekleştirilmiş, ideal çözümler elde edildikten sonra bu kirişlere FRP malzemeler deneylere uygun olarak ilave edilerek FRP' li kirişlerin sonlu elemanlar modelleri tamamlanmıştır.

Dördüncü bölümde, literatürde hasarlı kirişlerle yapılmış farklı 3 adet güçlendirme deneyine ait nümerik analizler yapılmıştır. Farklı hasar derecelerine sahip bu kirişlerin modellenmesinde çatlak varlığı dikkate alınmıştır. Farklı çatlak yüksekliği, genişliği ve mesafesi için parametrik çalışmalar yapılarak hasarlı ve güçlendirilmiş kirişlerin deney sonuçları gerçekleştirilmiştir.

Beşinci bölümde, dördüncü bölümde elde edilen çatak modelinin kirişlerde yapacağı taşıma gücü azalım etkisini araştırmak üzere 192 adet farklı özellikte kiriş eleman üretilmiştir. Böylece öne sürülen yöntemin etkileri çok geniş bir nümerik deney seti üzerinde test edilmiştir, gerçekleştirilen sonlu elemanlar analizleriyle yöntemin farklı kirişlerdeki etkileri ortaya konmuştur. Yapılan çalışma ile hasarlı ve güçlendirilmiş kirişlerin nümerik modellenmesinde hasarın modellenmesi için bir yöntem önerilmiştir.

1.1. Literatür Çalışmaları

1.1.1. Deneysel çalışmalar

Son 20 yıldır betonarme yapıların FRP malzemelerle güçlendirilmesi üzerine birçok çalışma mevcuttur. FRP teknolojisinin ulaştığı son durum ve uygulama tekniklerinin özetlendiği çalışmalar da vardır. Burada betonarme kirişlerin FRP malzemelerle güçlendirildiği ve literatürde çokça atıf yapılan deneysel çalışmalara ait özet bilgiler verilmiştir.

Saadatmanesh ve Ehsani (1991), hasarsız kirişlerin cam fiber takviyeli polimer (GFRP) plakalar ile güçlendirilmesi üzerine 5 dikdörtgen kiriş ve bir T kiriş üzerinde deneysel çalışma yapmışlardır. Kirişler çekme bölgesinden 3 farklı donatı oranıyla donatılmış, bir kiriş kesme kırılması etkisini gözlemlemek üzere düşük kesme donatısıyla donatılırken bir kirişte öngermeli olarak 152 mm genişliğinde ve 6 mm kalınlığında GFRP plakayla güçlendirilmiş. Deney sonuçlarından güçlendirilen kirişlerin eğilme dayanımında artış gözlenirken çatlak aralığında ise azalma tespit edilmiş. Eğilme çatlaklarının oluşumu gecikirken kiriş sünekliklerinin de azaldığı belirtilmiştir. Kiriş maksimum yük kapasitesinde %65 artış olduğu deney sonuçlarında belirtilmiştir.

Garden ve diğerleri (1998), laboratuvar ortamında karbon fiber takviyeli polimer (CFRP) plakalar ile çekme bölgesinden güçlendirilmiş 12 kiriş için kırılma deneyleri yapmışlardır. Farklı kesit ve uzunluk oranlarına sahip kirişlerden 1m' lik olanı ankastre olarak mesnetlenip yüklenirken diğerleri 4 nokta yüklemesiyle yüklenmiştir. Kirişler kesme açıklığı/derinlik oranı 3-3,7 arasında değiştirilerek bu oranın CFRP plakla güçlendirilmiş kirişlerin kırılma şekline ve maksimum yük kapasitesine etkisi araştırılmıştır. Değişen kesme açıklığı/derinlik uzunluğu parametrelerine karşı kirişlerde kırılma şeklinin benzer olduğunu, bu oranın artmasıyla maksimum moment kapasitesinin arttığını, fakat maksimum yük değerinin yakın değerler olduğunu gözlemlemişlerdir.

Rahimi ve Hutchinson (2001), CFRP ve GFRP plakalarla alt yüzünden güçlendirilen kirişler için deneyler yapmışlardır. Deney değişkenleri içten ve dıştan donatı oranları olmuştur. CFRP plakaların kiriş rijitlik ve dayanımını arttırdığını, maksimum yük kapasitesinde %230 artış olduğunu gözlemlemişlerdir. Kiriş kırılma şekilleri ise paspayı kopması ve plaka delaminasyonu olmuştur. Güçlendirilen kirişlerde plak kalınlığı arttıkça kırılma bölgesinin plak uç noktasına doğru ilerlediğini, artan plak elastik modülüyle plak uç noktasında normal ve kesme gerilmelerinin arttığını belirtmişlerdir. Deney sonuçlarını teorik olarak yaptıkları 2 boyutlu sonlu elemanlar modeli sonuçları ile karşılaştırmış ve deney sonuçlarına yakın sonuçlar elde etmişlerdir.

Arduini ve diğerleri (1997), FRP plakalar ve şeritlerle güçlendirilmiş betonarme kirişlerin yenilme mekanizmalarını simüle etmek için analitik ve nümerik modeller oluşturmuşlardır. ABAQUS ile yaptıkları sonlu elemanlar modellerinde programda var olan standart elemanları kullanmışlardır. Beton için dağınık çatlak modelini (smeared cracking) kullanmışlar, arayüzde ise izotropik doğrusal davranışı tam bağ ile uygulamışlardır. Yapılan analizlerde analitik ve nümerik modellerin iyi uyum gösterdiğini belirtmişlerdir. FRP' nin tipinin, kalınlığının ve bağlama uzunluğunun, FRP kopmasından beton kesme yenilmesine kadar farklı yenilme şekillerine sebep olduğunu bildirmişlerdir. Epoksi davranışının geliştirilmesi gerektiğine işaret etmişlerdir.

Khalifa ve Nanni (2002), laboratuvar ortamında 12 tane gerçek boyutlu kesme rijitliği az olan kirişi CFRP ile güçlendirerek test etmişlerdir. Araştırılan parametreler; etriye, kesme açıklığı/etkili derinlik oranı, CFRP miktarı ve dağılımı olmuştur. Deney sonuçlarından CFRP' nin kesme kapasitesini önemli derecede arttırdığını görmüşlerdir. CFRP miktarındaki artışın kesme kapasitesini orantılı olarak arttırmadığını, FRP kopmasından sakınmak için uç kenar ankrajını önermişlerdir. Ayrıca kesme donatısız ve FRP ile sarılmış bir kirişin, yeterli kesme donatısına sahip bir kirişten daha fazla kesme yükü taşıdığına işaret etmişlerdir.

İlki ve Kumbasar (2002), yaptıkları bir çalışmada, CFRP kompozitlerin yapı elemanlarının onarım ve güçlendirilmesinde kullanılması konusunda İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi Yapı ve Deprem Mühendisliği ve Yapı Malzemesi laboratuvarlarında yapılmış deneysel çalışmalarını özetlemiştir. Bu çalışmalar iki ana başlık altında toplanmıştır:

a) Hasar görmüş yapı elemanlarının onarılıp, CFRP kompozit malzeme ile güçlendirildikten sonra, sabit eksenel kuvvet ve yön değiştiren tekrarlı eğilme momenti etkileri altında deneysel olarak incelenmesi.

b) Hasarlı ve hasarsız elemanların CFRP kompozit malzeme ile onarılarak ve/veya güçlendirilerek eksenel yükler altında deneysel olarak incelenmesi.

Her iki çalışmanın da amacı mevcut yapıların yatay yükler altında davranışlarını geliştirmesine yönelik yöntemler konusunda veri toplanması ve bu yöntemlerin tasarımına esas olacak analitik çalışmaların geliştirilmesidir. Sabit eksenel kuvvet ve yön değiştiren tekrarlı eğilme momenti etkileri altında davranış incelenirken, çalışma kapsamında daha önce deneye tabi tutularak hasar verilmiş olan 10 adet numune önce onarılmış, daha sonra CFRP malzeme kullanılarak güçlendirilmiştir. Güçlendirme amacı ile kesit alt ve üst yüzeylerine 6 adet boyuna doğrultuda farklı sayılarda CFRP tabaka yapıştırılmış, daha sonra numuneler enine doğrultuda da CFRP dokumalarla sarılmıştır.

Esfahani ve diğerleri (2007), laboratuvarında toplam 12 betonarme kiriş üzerinde deneyler yapmışlardır. 15x20x200 cm boyutlarındaki üretilmiş kirişlerden 9 tanesini eğilmeye karşı CFRP dokumayla güçlendirmişler kalan 3 tanesini de kontrol kirişi olarak kullanmışlardır. Kirişlerde 3 farklı çekme donatısı oranı kullanmışlar ayrıca CFRP dokumaların genişlik, uzunluk ve katman sayılarını değiştirerek kirişleri test etmişlerdir. Yaptıkları deneylerde güçlendirilen kirişlerin kontrol kirişlerine göre eğilme kapasitelerinin ve rijitliklerinin arttığını belirtmişlerdir. Yapılan çalışmada Amerikan yönetmeliği (ACI 440.2R-02) ve Kanada yönetmeliklerindeki dizayn kılavuzlarının CFRP dokumayla güçlendirilmiş kirişlerde donatı artışıyla kapasite

artışını fazla gösterdiğini belirlemişlerdir. Bu yönetmeliklerde önerilen denklemlerin yüksek çekme donatısına sahip kirişler için daha uygun olduğunu vurgulamışlardır.

1.1.2. Sonlu elemanlar çalışmaları

Bu bölümde literatürde ABAQUS ve farklı sonlu elemanlar paket programları kullanılarak betonarme yapıların modellenmesi üzerine yapılan çalışmalar özetlenmiştir.

Yapısal analizlerde sonlu elemanlar metodu uzun zamandır kullanılmaktadır. Fakat beton gibi homojen olmayan malzemelerin davranışının gerçekçi olarak tanımlanması oldukça zordur. Darwin (1993), tarafından 1985-1991 yılları arasında betonarme için yapılmış 24 sonlu elemanlar modeli için yapılan inceleme doğru bir analiz için önemli ipuçları vermekte ve betonarmenin sonlu elemanlarla modellenmesinin yararları ve sınırlamalarından bahsetmektedir. Dağınık Çatlak (smeared cracking) Modeli' nin doğru bir şekilde uygulanırsa betonda çatlama etkili bir şekilde göstereceği, çatlak tanımlamasının ya çekme rijitliği (tension stiffening) yada çekme azalımı (tension softening) içermesi gerektiğinden bahsedilmiştir. Kesme rijitliği oluşan çatlaklar boyunca gerilmelerin aktarılması gerektiği ve betonla çelik arasındaki aderansın birçok durumda önemsiz olduğunu ifade etmiş, çözüm ağı (mesh) hassasiyetinin önemini vurgulamıştır.

Betonarmeyeyle ilgili yapılan bütün çalışmalarda donatı tanımlamasında şu üç yöntemden biri kullanılmıştır; dağınık (smeared), gömülü (embedded), ayrık (discrete) çatlak yöntemi. Kwak ve Filippou (1997), betonun içine gömülü olarak tanımlanan, aderans etkisini de dikkate alan yeni bir donatı modeli önermişlerdir. Burada şu sonuçları elde etmişlerdir: a) çözüm ağı genişliğine bağlı analitik sonuçların yakınsamasında ve aynı zamanda çatlak yayılımında meydana gelebilecek nümerik problemlerden sakınmada, çekme rijitliği (tension stiffening) kullanımı önemlidir, b) aderans etkisi betonarme yapı elemanlarında monotonik yükleme altında bile çok önemlidir, c) çekme rijitliği ve aderans, betonarme eleman davranışına karşı etkiler olmasına sebep olur.

Arduini ve Nanni (1997), CFRP dokumalarla çekme bölgesinden güçlendirilmiş, hasarlı ve hasarsız kirişler için; CFRP tip, katman sayısı ve yeri, farklı yüzey hazırlama teknikleri, farklı kiriş boyutları gibi parametreleri deneysel ve analitik olarak incelemişlerdir. ABAQUS ile yaptıkları analitik çalışmalarda, beton çekme ve basınç modelleri için CEB-FIB Model Code 90' dan yararlanmışlardır. Donatılar için pekleşmeli plastik, FRP ve epoksi için ise doğrusal elastik malzeme modellerini kullanmışlardır. Analitik modeller deney sonuçlarına göre daha rijit davranış göstermiş, bunun sebebi olarak ise beton-FRP arayüz davranışı için kullanılan tam bağ (perfect bond) durumunu göstermişlerdir.

Bodin ve arkadaşları (2002), yaptıkları çalışmada çekme bölgesinden CFRP plakalar ile güçlendirilerek deneyleri yapılmış kirişlerin davranışını simüle edebilen bir doğrusal olmayan sonlu eleman modeli önermişlerdir. Betonun elasto-plastik davranış yaptığını kabul etmiş, beton-çelik donatılar ve yapışkan arasında arayüz elemanı tanımlamışlardır. Beton için 3 düğüm noktalı üçgen lineer elemanı, çelik donatı ve CFRP plakalar için 2 düğüm noktalı lineer çubuk eleman kullanmışlardır. Mesh boyunun değişmesiyle yükleme-deplasman grafiğinde önemli bir değişim görmemişlerdir. Modellemede beton için Merabet tarafından geliştirilen elastoplastik model, çelik için elastik tam plastik model, CFRP için ise izotropik elastik model seçmişlerdir. Test sonuçlarıyla karşılaştırıldığında doğrusal olmayan sonlu eleman modeli CFRP ile sarılmış kirişlerin davranışını doğru olarak simüle etmiştir. Çatlayarak onarılan kirişlerin kontrol kirişlerinden daha iyi mekanik davranış gösterdikleri belirtilmiştir.

Camata ve diğerleri (2006), Ljubljana Üniversitesinde deneyleri yapılmış 4 kiriş ve 4 döşeme deneyini sonlu elemanlar modeliyle doğrulamaya çalışmışlardır. Laboratuarda yapılan deneylerde araştırılan parametreler; kullanılan FRP yüzdesi, çelik donatı oranı, eleman geometrisi ve süneklik olmuştur. Deneylerde 3 kiriş ve 3 döşeme alt yüzünden FRP plaka, epoksi ile yapıştırılarak güçlendirilmiştir. Güçlendirmede kirişler 1,2 mm kalınlığında ve 50 mm genişliğinde tek bir plakayla güçlendirilirken döşemeler 2 adet plakayla güçlendirilmiştir. Deney sonuçları Colorado Üniversitesinde geliştirilen MERLİN sonlu elemanlar programıyla

doğrulanmaya çalışılmış, deneylerde gözlemlenen çatlak oluşumları simüle edilmeye çalışılmıştır. Beton için dağınık çatlak (smeared cracking) modeli kullanılırken arayüz için ayrık çatlak (discrete cracking) modelleri kullanılmıştır. Güçlendirilen döşeme ve kirişlerde yük taşıma kapasiteleri artarken sünekliğin azaldığı gözlenmiştir. Eğilme çatlakları arasındaki mesafe kirişler için 200 mm olarak belirtilmiştir. Kiriş kırılma şekli ise orta bölge plaka delaminasyonu olmuştur.

Biggs ve arkadaşları (2000), ABAQUS sonlu elemanlar programıyla betonarme köprülerin davranışının modellenebilirliği değerlendirilmiş ve ABAQUS' te betonu kabuk (shell), çelik donatıları ise çubuk (beam) elemanla tanımlayarak aralarındaki etkileşimin simüle edilebildiğini görmüşlerdir. Beton için dağınık çatlak (smeared cracking) modelini kullanmışlar ve deneylerle elde edilemeyen davranışları tahmin etmişlerdir.

Coronado ve Lopez (2006), FRP ile güçlendirilmiş betonarme bir kirişin yenilme durumunu belirlemek için nümerik analizler yapmışlardır. Nümerik analizler FRP ile güçlendirilerek deneyleri yapılmış 19 kiriş deneyi için doğrulanmıştır. Buradaki kirişler üç şekilde kırılma göstermiştir; beton basınç çatlama, kabuk betonu kırılması, FRP kopması. Betonarme davranışını belirlemek için “Plastik Hasar Modeli (Plastic Damage Model)” kullanılmış, çelik donatılar için ise elastik tam plastik model kullanmışlardır. FRP davranışı da Gevrek Çatlak Modeli (Brittle Cracking) ile tarif edilmiştir. Nümerik analizler ABAQUS sonlu elemanlar programıyla yapılmış, beton için 4 düğüm noktalı düzlem-şekil değiştirme elemanı (CPE4R), çelik için 2 düğüm noktalı çubuk eleman (T2D2) ve FRP içinde yine 2 düğüm noktalı çubuk eleman (T2D2) kullanmışlardır. Sonlu elemanlar modeli hem betonarme kiriş için hem de FRP ile güçlendirilmiş betonarme kiriş için iyi sonuç vermiştir. Nümerik çözümler, betonarme çekme dayanımının plak ayrılma yenilmesini belirleyen tek etken olmadığını göstermiştir. Maksimum yük-deplasman ilişkisi kullanılan beton çekme gerilmesi modelinden az miktarda etkilenmiştir. FRP için farklı modeller kullanıldığında, CFRP ile güçlendirilmiş kiriş genel davranışında önemli bir değişim olmadığını kaydetmişlerdir.

Husuan-Teh Hu ve diğeri (2004), yaptıkları çalışmada sadece alttan veya iki yandan FRP ile güçlendirilmiş dikdörtgen betonarme kirişlerin, maksimum yüklenme kapasitesini tahmin etmek için ABAQUS sonlu elemanlar programıyla nümerik analizler gerçekleştirmişlerdir. Fiber oryantasyonu, kiriş uzunluğu ve donatı oranının kiriş maksimum dayanımı üzerine etkisini araştırmışlardır. Analizlerde iki tip (uzun ve kısa) kiriş, iki tip donatı oranı (az ve çok) kullanmışlardır. FRP için FORTRAN dilinde yazdıkları kodu kullanmışlar, çelik donatılar için elastik tam plastik modeli kullanmışlardır. Beton için ise Saenz tarafından önerilen gerilme-şekil değiştirme modelini kullanmışlardır. Analizlerde Dağınık Çatlak Modelini kullanmışlar, burada çekme rijitliği değerini 0.001 kabul etmişler ve kesme azaltması (shear retention) katsayısını maksimum (bir) almışlardır. Kirişler modellemede $\frac{1}{4}$ (çeyrek) olarak modellenmiş, beton için 8 düğüm noktalı katı eleman, FRP içinde 4 düğüm noktalı kabuk eleman kullanmışlardır. Donatı “rebarlayer” özelliği kullanılarak tanımlanmıştır. Sonuç olarak çok donatılı ve çekme bölgesinden FRP ile güçlendirilmiş kirişin davranışının kirişin uzunluğuyla fazla değişmediğini, fakat az donatılı ve FRP ile güçlendirilmiş kirişin davranışını uzunluğunun önemli ölçüde etkilediğini belirtmişlerdir. Fazla donatılı ve FRP ile güçlendirilmiş kirişin az donatılıya göre orta bölgesinde daha fazla çatlak olurken, az donatılı kirişinde mesnet bölgesinde daha fazla çatlak olduğunu bulmuşlardır.

Barth ve Wu (2006), boyuna çelik köprü kirişi üzerindeki döşemenin maksimum yüklenme davranışını tahmin etmek için ABAQUS sonlu elemanlar programıyla 3 boyutlu analizler gerçekleştirmişlerdir. 2 adet kompozit yüksek performanslı çelik (HPS) kiriş üreterek 4 nokta yüklenme deneyine tabi tutmuşlar ve oluşturdukları sonlu eleman modeliyle karşılaştırmışlardır. Betonarme döşeme ve çelik kirişler azaltılmış integrasyonlu kabuk elemanla tanımlanırken, çelik donatılar için tek boyutlu çubuk eleman kullanmışlardır. Döşeme ve çelik kiriş arasındaki bağlantıyı da çok noktadan tutulmuş çubuk (beam) elemanlarla sağlamışlardır. Beton için iki model (dağınık çatlak modeli ve hasar plastisite) denemişlerdir. Burada dağınık çatlak modelinin tek açıklıklı kiriş üst yapısı davranışını etkili bir şekilde yakalamasına karşın sürekli açıklıklı kiriş davranışında yeterli olmadığını, beton hasar plastisite modelinin (BHP) ise sürekli açıklıklı kirişler için iyi sonuç verdiğini söylemişlerdir.

Viyana Üniversitesi Çelik Yapılar Enstitüsü' nde yapılan çalışmada Fink vd. (2006), kompozit çelik ve beton kiriş arasındaki yeni tip bir kesme bağlantısı denemeler deney sonuçlarını nümerik olarak ABAQUS' te doğrulamaya çalışmışlardır. Statik analizlerde “statik riks” ve “statik stabilize” yöntemlerini kullanmışlardır. Dinamik analizlerde ise ABAQUS/Explicit' te mevcut olan “Dynamic Explicit” modülünü kullanmışlardır. Doğrusal olmayan analiz yöntemini kullanmışlardır. Analitik modeller çeyrek model olarak kurulmuş ve gerekli sınır şartları uygulanmıştır. Çelik bağlantılar ve beton döşeme için C3D20R (3 boyutlu 20 düğüm noktalı sürekli eleman) tipi, donatı ve ankraj çubukları içinde T3D2 (3 boyutlu 2 düğüm noktalı çubuk eleman) tipi eleman kullanmışlardır. Sürtünme katsayısı için 0.3, 0.5, 0.7 değerlerini denemişlerdir. Beton için dağınık çatlak modelini, yenilme sonrası davranış için çekme rijitliği tanımlamasını kullanmışlardır. Çekme rijitliği tanımlamasında çatlak genişliği değerleri için $u_0 = 0.05, 0.5$ ve 1 değerlerini denemişlerdir. Bundan başka BHP yöntemini de kullanmışlar, tanımlamada sadece dilatasyon açısını değiştirip diğer değerleri varsayılan değerler olarak almışlardır. Ayrıca Kırılğan Çatlak modelini de denemişlerdir. Sonuç olarak ABAQUS' ün bu tarz testleri simüle etmede başarılı olduğunu, oluşan küçük farkların malzeme özelliklerinin tanımlanamamasından kaynaklanabileceğini belirtmişlerdir.

Pesic ve Pilakoutas (2003), FRP ile güçlendirilmiş kirişlerde betonda oluşan erken yüzeysel kopmayı ve FRP uç nokta yenilmesini analitik ve nümerik olarak çalışmışlardır. Analitik ve nümerik modellerin bu tip yenilme mekanizmasını tahmin etmedeki yeterliliklerini, yayınlanmış deneysel verilerle karşılaştırarak değerlendirmişlerdir. Yaptıkları çalışmalarda doğrusal elastik analizlerin plak uç nokta yenilmesini tahmin etmede başarılı olmadığını, güçlendirme ölçüsünün beton kesme kapasitesiyle sınırlı olduğunu belirtmişlerdir. Ayrıca ABAQUS sonlu elemanlar programıyla FRP ile güçlendirilmiş kirişlerin doğrusal olmayan davranışını incelemişlerdir. Yaptıkları 2 boyutlu modellemelerde beton için Dağınık Çatlak Modeli' ni, donatı ve epoksi için ideal izotropik elastoplastik davranış modelini, FRP laminatlar için ise ideal elastik ortotropik malzeme modellerini kullanmışlardır. Yapılan analitik ve sonlu elemanlar çözümlerinin plak kopma yenilmesi davranışını tahmin etmede yeteri kadar başarılı olmadığını görmüşlerdir.

Bunun ana sebeplerini; betonda oluşan muhtemel eğilme ve kesme çatlakları, çekme bölgesindeki donatı varlığı, epoksi elemanındaki doğrusal olmayan gerilme dağılımı ve güçlendirilmiş kirişin doğrusal olmayan davranışı olarak sıralamışlardır.

Lau ve diğerleri (2001), aksenal gerilme altında farklı lif oryantasyonları içeren FRP plakalar ile güçlendirilmiş betonarme kirişler için kesme ve kopma gerilmesini tahmin etmek üzere teorik bir model önermişlerdir. Teorik tahminler deneysel olarak doğrulanmış ve sonlu elemanlar modeliyle karşılaştırmıştır. Sonuçlar göstermiştir ki; maksimum kesme ve kopma gerilmesi FRP plakasının uç bölgesinde olmaktadır ve maksimum kesme gerilmesi kirişte boylamasına konulan liflerin, plakaların miktarının artmasıyla artmaktadır.

Bu çalışmada FRP ile güçlendirilmiş kirişlerde beton çatlama davranışı ve FRP sıyrılması Wu ve Yin (2002) tarafından incelenmiştir. FRP-beton ara yüzünde genelde 2 tip yenilme gözlemlendiğini belirtmişlerdir. Bunlardan bir tanesinin yapışkan elemanda kesme gerilmelerinin normal gerilmelere göre çok baskın olduğu ve FRP'nin sıyrılmasıyla oluşan yenilme olduğunu, diğerinin ise paspayı kalınlığındaki betonun ayrılmasıyla oluşan yenilme durumu olduğunu vurgulamışlardır. Yapışma yüzeyindeki bu yenilme tiplerini araştırmak üzere bir sonlu elemanlar analizi yapmışlardır. Analizlerde betonun çatlama davranışı için dağınık çatlak modelini (smeared cracking), epoksi davranışı içinde çift doğrusal (bilinear) çekme-ayırılma modelini kullanmışlardır. Betonun çatlama enerjisinin artmasıyla yenilmenin betondan yapışkana geçtiğini, beton çekme gerilmesi (f_t) ile arayüz bağ kuvveti (f_b) arasındaki dengenin analizlerde yenilme tipini ve çatlak davranışını belirleyen önemli bir faktör olduğunu belirtmişlerdir.

Bu çalışmada FRP plakalar ile güçlendirilmiş betonarme kirişler için doğrusal olmayan 2 boyutlu sonlu elemanlar analizi Supaviriyakit vd. (2004) tarafından yapılmıştır. Beton ve donatılar beraber olarak 8 düğüm noktalı izoparametrik eleman olarak modellenmiştir. FRP plakalar 8 düğüm noktalı izoparametrik 2 boyutlu elastik eleman olarak modellenmiştir. Epoksi elemanından kopma olmadığı kabulüyle FRP elemanları beton elemanlarına tam bağ ile bağlanmıştır. Çatlaklar ve donatılar beton

elemanlar üzerine yayılı (smeared) olarak modellenmiştir. Analizin anahtar noktası beton, çelik ve FRP için doğru malzeme modelini seçmek olarak belirtilmiştir. FRP elastik kırılğan malzeme olarak modellenmiştir. Oluşturdukları sonlu elamanlar modeliyle kirişlerde maksimum ve kırılma yükünü, yenilme modları ve yükleme-deplasman ilişkilerini doğru olarak tahmin etmişlerdir.

Li ve diğerleri (2006), yaptıkları çalışmada, CFRP malzemeler ile güçlendirilmiş betonarme kirişlerin yük taşıma kapasitesini tahmin etmek için deneysel ve nümerik analizler yapmışlardır. CFRP kalınlığının ve uzunluğunun maksimum taşıma yükü ve süneklik üzerine etkisi araştırılmış, ilk çatlama yükü, kopma yükü, rijitlik, süneklik ve lif gerilmelerine ait grafikler vermişlerdir. Deney ve simülasyon sonuçlarının iyi uyum gösterdiğini ve kontrol kirişinin aksine güçlendirilmiş kirişin ilk çatlama yükünün arttığını, rijitlik ve süneklikle birlikte maksimum yükün önemli derecede arttığını belirtmişlerdir. Karbon liflerdeki gerilmeler lif tabaka kalınlığı arttıkça azalmıştır. CFRP uzunluğundaki değişimin yapışma ara yüzeyindeki gerilme değişimin ana sebebi olduğu görülmüştür. Bu yüzden ara yüz bağlantısı yeterince iyi hesaba katılmazsa dayanımın önemli derecede azalacağını belirtmişlerdir.

Lu ve diğerleri (2005), kirişlerde kesme güçlendirmesi için bir kenara yapılan FRP uygulamalarının çoğunlukla FRP' nin betondan kopmasıyla sonuçlandığını vurgulamış ve FRP ile kirişin kesme kapasitesini arttırmada önemli faktörün, limit durumda FRP' deki gerilme veya şekil değiştirme durumu olduğunu belirtmişlerdir. Bu amaçla bir kenara yapılan FRP üzerinde kritik kesme çatlağı boyunca oluşan gerilme dağılımını birkaç çatlak genişliği kabulü yaparak bir FRP-beton çekme ayrılma modeliyle teorik olarak incelemişlerdir. Nümerik sonuçlardan Chen ve Teng' in (2001a, 2003a) FRP' deki gerilme dağılımı için yaptığı kabulün etkili FRP gerilmesi tahmininde birçok durum için tatmin edici olduğunu belirtmişlerdir.

Thisgaraja ve Roy (2005), köprü döşemeleri üzerine yayımladıkları raporda döşemede oluşacak çatlak yeri ve yayılımın nümerik davranışını, doğrusal olmayan çözümleme yöntemiyle incelemişlerdir. Çatlak oluşumuna sebep olan döşeme kalınlığı ve zemin etkileşimi konularını parametrik olarak çalışmışlar ve sonlu

elemanlar yaklaşımının önemli noktalarını ve avantajlarını belirtmişlerdir. ABAQUS betonarme modelinin iyi sonuçlar verdiğini ve gerilme-şekil değiştirme ve deplasman davranışının önemli parametreler olduğunu ve diğer yapısal elemanların analizi için kullanılabileceğini belirtmişlerdir. Sonlu elemanlar modelinde beton ve çelik arasında çatlama sonrası etkileşimin modellenenebilmesi için çekme rijitliği (tension stiffening) özelliğinin mutlaka kullanılması gerektiğini ve bu değerın analizlerden önce belirlenmesinin daha uygun olacağını belirtmişlerdir. Yaptıkları çalışmada, bu değeri $20 \cdot \epsilon_{cr}$ (ϵ_{cr} = maksimum çekme gerilmesine karşı gelen birim şekil değiştirme) birim şekil olarak önermişlerdir.

Parvin ve Granata (2000) tarafından yapılan çalışma kolon-kiriş birleşim bölgelerinde FRP uygulamasıyla moment kapasitesinin artmasına ilişkin parametrik bir çalışmadır. Çalışmada FRP laminat ve dokumalar farklı şekil ve kalınlıklarda uygulanarak ANSYS paket programında hazırlanan 3 boyutlu sonlu elemanlar modeliyle analiz edilmiştir. Bir tane, FRP uygulanmayan kolon-kiriş birleşim modeli karşılaştırma için kullanılmıştır. Kalan 2 model de FRP laminatlar çekme yüzeylerine uygulanmış, sıyrılmayı önlemek için de FRP dokumalarla sargılanmıştır. Sonlu elemanlar analizleriyle fiber kompozit malzemenin türü, laminat ve sargı düzenlemesi, kompozit malzeme kalınlığının etkilerini araştırmışlardır. Nümerik analizlerde beton 8 düğüm noktalı katı elemanla modellenirken donatılar ise 2 düğüm noktalı çubuk (truss) elemanla modellenmiştir. FRP laminatlar da çok katmanlı 8 düğüm noktalı katı elemanla modellenmiştir. Kolon-kiriş birleşim bölgesinde FRP uygulamasıyla moment kapasitesinin %37' nin üzerinde arttığını belirtmişler fakat artan moment kapasitesinin erken plastik mafsall oluşumuna sebep olduğunu işaret etmişlerdir. Güçlendirme yaparken kirişin artan yüklere dayanabilecek kapasitede olup olmadığının araştırılması gerektiğine dikkati çekmişlerdir.

Anıl ve Belgin (2007), ANSYS paket programını kullanarak, dikdörtgen kesitli, basit mesnetli betonarme bir kirişin doğrusal olmayan sonlu eleman analizi ile deney sonuçlarını karşılaştırmışlardır. Yaptıkları incelemeler sonucunda dağınık modelleme tekniğini seçmiş, beton için Hognestad gerilme-birim deformasyon ilişkisinin kullanılmasına, donatı içinde elastik-tam plastik modelin kullanılmasına karar

vermişlerdir. Çatlamış betonu tanımlamak için gizli çatlak modeli seçilmiş, donatı çeliği analiz programının bir özelliği olarak beton elemanların bünyesinde, yönlerine ve hacimsel oranlarına göre yalnızca eksenel yükleri alacak şekilde dağınık modelleme tekniği ile tanımlanmıştır. Beton ve çelik arasında birim şekil değiştirme oranı eşit varsayılmış yani tam aderans olduğu kabul edilmiştir. Çalışma sonucunda bilgisayarda oluşturulan sonlu eleman modelinin gerçek davranışa oldukça yaklaştığı, fakat deney elemanına göre bilgisayar modelinin daha rijit davranıp daha az süneklik göstererek göçmeye ulaştığını görmüşlerdir.

Nour ve diğerleri (2007), içten ve dıştan FRP elemanlarla donatılmış yapı elemanlarının doğrusal olmayan davranışını sonlu elemanlarla incelemek için ABAQUS' te 3 boyutlu modeller oluşturmuşlardır. Kendi oluşturdukları beton modelini ABAQUS programına tanıtarak literatürden aldıkları içten ve dıştan FRP ile donatılmış farklı kiriş deneylerini, FRP donatı kullanılmış döşeme ve FRP ile sarılmış kolon deneyini doğrulamaya çalışmışlardır. Kullandıkları beton modelinin, kısmen sargılı betonun anizotropik davranışını ve maksimum yük altındaki hacimsel değişimi dikkate alan skalar hasar parametrelerini kullandığını belirtmişlerdir. Elde edilen yük-deplasman ilişkileri ve yenilme modlarının deney sonuçlarıyla uyum sağladığını bildirmişlerdir.

1.1.3. Hasarlı kirişlerle yapılan çalışmalar

Literatüre bakıldığında hasarsız kirişlerin güçlendirilmesi üzerine birçok laboratuvar çalışması olmasına karşın hasarlı kirişlerin güçlendirilmesi üzerine çok az sayıda çalışma olduğu görülmektedir. Bu bölümde literatürden bulunabilen hasarlı kiriş çalışmaları özetlenmiştir.

Sharif ve diğerleri (1994), laboratuvar ortamında toplam 10 kiriş için yaptıkları deneylerde ön hasarlı kirişlerde FRP plakalarla farklı güçlendirme tekniklerini araştırmışlardır. Kirişler maksimum yük kapasitesinin %85 ine kadar yüklenmiş ve hasarlı kirişlerde 4,5 - 5,4 mm arasında kalıcı hasar meydana gelmiştir. Kiriş eğilme çatlaklarının kiriş derinliğinin %75' ine kadar ilerlediği ve maksimum çatlak

genişliğinin 1,5 mm olduğu belirtilmiştir. Hasarlı kirişler 4 farklı yöntemle güçlendirilmişlerdir. 1.grup kirişte güçlendirme plakanın kiriş alt yüzüne yapıştırılmasıyla yapılırken plaka kalınlığı 1, 2, ve 3 mm olarak değiştirilmiştir. 2. grupta kirişlere plakalar uç noktalarından ankrajlanırken, 3. grupta kirişlerin kesme açıklığına 3 mm 'lik plaka ilave edilmiştir. 4.grupta ise plaka uç noktaları plakalar ile sarılmıştır. Genel olarak güçlendirilen kirişlerde eğilme dayanımı artmış, plaka kalınlığı arttıkça süneklik azalmış ve uç noktası plakayla ankrajlanan kirişler süneklik ve eğilme kapasitesi bakımından en iyi sonucu vermişlerdir.

Arduini ve Nanni (1997), hasarsız ve maksimum taşıma kapasitesinin %30' una kadar yüklenmiş kirişler üzerinde FRP şeritlerle farklı güçlendirme tekniklerini deneysel ve analitik olarak incelemişlerdir. Araştırılan parametreler; 2 farklı CFRP uygulama sistemi, 2 farklı beton yüzey hazırlığı, 2 farklı kiriş kesiti ve CFRP kalınlığı ile yeri olmuştur. Deneysel sonuçlarından kontrol kirişlerinin davranışının FRP ilavesi ile sünekten gevreğe değiştiğini gözlemişlerdir. Ön hasarlı ve güçlendirilmiş kirişlerin davranışının hasarsız ve güçlendirilmiş kirişlere benzer olduğu, farklı yüzey hazırlığı ve CFRP uygulama tekniklerinin çok farklı sonuçlar vermediğini belirtmişlerdir. FRP ayrılmasını sınırlamak için yapışma üzerine yeni çalışmalar yapılması gerektiğini vurgulamışlardır.

Grace ve diğerleri (1999), aynı kesit ve donatı özelliklerine sahip 14 kirişi orta nokta yüklemesiyle çatlama yüküne kadar yükledikten sonra farklı FRP sistemleriyle güçlendirmişlerdir. Güçlendirme malzemesi olarak 2 tip CFRP dokuma, 2 tip GFRP dokuma, CFRP plaka ile 4 tip epoksi kullanmışlardır. Uygun dikey ve yatay FRP kombinasyonu ile kiriş maksimum yük taşıma kapasitesinin 2 katına kadar çıkarılabileceğini belirtmişlerdir. Kiriş altında kullanılan CFRP plakalara ilaveten kiriş yan yüzünde plaka kullanımının kiriş yük taşıma kapasitesini arttırdığını, FRP ile güçlendirilen kirişlerde gevrek kırılma gözlemlendiğini belirtmişlerdir.

Benjeddou ve arkadaşları (2007), çekme bölgesinden CFRP plaka ile güçlendirdikleri kirişler için laboratuvar ortamında deneyler yapmışlardır. Araştırdıkları parametreler hasar oranı, CFRP laminat genişliği, beton basınç

dayanımı olmuştur. Hasar oranları %0, %80, %90 ve %100 olarak seçilmiştir. %0 hasarlı derecesindeki kiriş (RB1) ön hasarsız olarak çekme bölgesinden 100mm genişliğinde CFRP plaka ile güçlendirilirken, %80 hasar derecesindeki kiriş (RB2) elastiklik sınırına kadar yüklenmiş ve yine 100mm genişliğinde CFRP plaka ile güçlendirilmiştir. %90 Hasar derecesindeki kirişte (RB3) 1.8 mm lik kalıcı deplasman oluştuktan sonra plaka uygulanmış, %100 hasarlı kirişte (RB4) ise 10.5 mm kalıcı deplasmanla çekme bölgesine plaka uygulaması yapılmıştır. Bütün kirişler 4 nokta yükleme deneyinde 180 cm mesnet aralığıyla test etmişlerdir. Gözlenen hasar şekilleri paspayı kopması ve CFRP delaminasyonu olmuştur. Deneylerde 2 tip beton sınıfı kullanmışlardır. Sonuçlar onarılan kirişlerin yükleme kapasitelerinin ve rijitliklerinin kontrol kirişine göre önemli derecede arttığını göstermiştir. Yazarlar kirişlerin yükleme kapasitelerinin artırımında CFRP genişliğinin kiriş genişliğinin yarısı kadar olmasını tatmin edici bulmuşlardır.

Çetinkaya (2002), Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Yapı Laboratuvarında hasarlı ve hasarsız kirişler için deneyler yapmıştır. Kirişler 15x25 cm kesitinde ve 270 cm uzunluğunda imal edilmiştir. Yük taşıma kapasitesine kadar yüklendikten sonra deplasmanları geri alınan kirişlerden 1 tanesi (A1) çatlakları epoksi enjeksiyonuyla onarıldıktan sonra çekme bölgesinden 2 adet 1,2x50 mm' lik CFRP plakayla onarılırken hasarlı kirişlerde diğeri (A2) ilave olarak tek yönlü CFRP dokuma ile sarılmıştır. A3 kirişi hasarsız olarak çekme bölgesinden 2 adet CFRP plaka ile güçlendirilirken A4 kirişi ise yine hasarsız olarak plaka güçlendirmesine ilaveten CFRP dokuma ile komple sarılarak güçlendirilmiştir. A4 kirişinin yalnız kirişlere göre 4 katı dayanıma ulaştığı ve eğilme kırılması gösterdiği belirtilmiştir. Onarılan kirişlerin güçlendirilen kirişlerle benzer dayanıma çıktığı ve benzer mekanizmayla (paspayı sıyrılması) yenildiğini gözlemişlerdir.

1.2. FRP Kullanımının Tarihçesi

FRP kompozitler, 1980' ler den beri, çok sayıda deneysel, tanıtım ve saha projelerinde yapı elemanlarının onarım ve kuvvetlendirilmesinde kullanılmaktadır. Bu alandaki ilk araştırma ve uygulamalar İsviçre, Almanya ve Japonya'da

yoğunlaşmıştır. 1990' ların başından itibaren, ABD, Kanada ve Suudi Arabistan'ı da kapsayan birçok ülkeden araştırmacılar bu alandaki çabalarını bir araya getirdiler ve kompozit malzemelerle yeniden donatımın değişik analiz, tasarım, uygulama ve dayanıklılık özelliklerini incelediler (Büyüköztürk, 1999).

Sıkça depreme maruz kalan Japonya FRP kompozitlerin yapılarda kullanımı konusuna büyük önem vermiştir. Yapılarda FRP kompozitlerin kullanımı araştırmaları Japonya' da 1980' lerin başında başlamış, ancak bu dönemde esas ağırlık çelik ve beton mantolama yöntemine verilmişti.

Kompozit kullanılan ilk onarım uygulaması demiryolu köprü ayaklarındaki çatlakların karbon elyaf levhalarla onarımı olmuştur (Büyüköztürk, 1999). Avrupa' da yapısal kuvvetlendirme amacıyla FRP kompozitlerin kullanımı araştırmaları seksenlerin ortalarında başlamış, İsviçre ve Almanya' da, özellikle kirişler ve döşemelerin eğilme kuvvetlendirmesi üzerinde yoğunlaşarak devam etmiştir. İsviçre'de İsviçre Federal Malzeme Test ve Araştırma Laboratuvarlarında (EMPA) yapılan araştırmalar kirişlerin kuvvetlendirilmesi için CFRP kullanımı üzerinde yoğunlaşmış, yapılan araştırmalarda monotonik ve periyodik yükleme altında değişik kırılma şekillerini tanımlanmıştır (Meier, 1997). Almanya'da Braunschweig Teknik Üniversitesi'ndeki araştırmalar GFRP kompozitler üzerinde yoğunlaşmış ve değişik yapışma ve dayanıklılık özelliklerini basit çekme numuneleri, kirişler ve tek yönlü döşemeler üzerinde yapılan deneylerle araştırmışlardır. Avrupa'da FRP ile kuvvetlendirmede ilk saha uygulamalarından birisi 1991 yılında İsviçre' de, kutu kesitli bir beton köprü olan, Ibach Köprüsü üzerinde yapılmıştır (Şekil 1.1). Köprüde hasar görmüş 39 metrelik bir açıklık, 2 mm kalınlığında ve 150 mm genişliğinde CFRP plakalar kullanılarak kuvvetlendirilmiştir.



Şekil 1.1. Ibach Köprüsü CFRP plaka uygulaması



Şekil 1.2. Göksü Köprüsü güçlendirme çalışması

Ülkemizde de Batman' daki baraj inşaatı sırasında hidrolik güç üniteleri için gerekli ağır mekanik ekipmanların taşınması sırasında yapılan incelemede Gaziantep ve Kahramanmaraş arasında bağlantıyı sağlayan anayol üzerindeki Karababa ve Göksü Köprülerinin 270 tonluk bu malzemeleri taşıyamayacağı anlaşılmıştır. Bu iki köprünün kolon ve kirişlerinde toplam 6250 m CFRP plaka ve 3765 m² CFRP dokuma ile güçlendirme yapılmıştır. Yukarıda Göksü köprüsüne ait güçlendirme ve araç geçişi görülmektedir (Şekil 1.2).

1991 yılından beri Avrupa'da, çoğu kiriş, döşeme ve duvarların eğilme ve kesme kuvvetlendirilmesi olmak üzere, yüzlerce onarım ve kuvvetlendirme uygulaması tamamlanmıştır.

1.3. FRP Kompozitlerin Genel Özellikleri

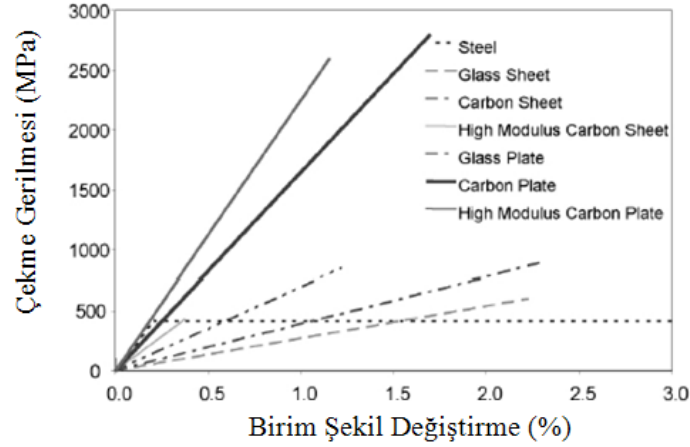
Fiber takviyeli polimerler, polimer matriks malzemenin fiberle takviye edilmesinden elde edilirler. FRP kompozitler üretildikleri malzemeye bağlı olarak farklı dayanım ve şekil değiştirme özelliklerine sahip olabilmektedir (Tablo 1.1). Karbon lif takviyeli polimer (CFRP), cam lif takviyeli polimer (GFRP) ve Aramid lif takviyeli polimer (AFRP) kompozitler son yıllarda en çok kullanılan ve üzerlerinde en çok araştırma yapılan FRP kompozitlerdendir.

Tablo 1.1. Farklı liflerin malzeme özellikleri

Fiber Tipi	Çekme Dayanımı (N/mm ²)	Elastisite Modülü (kN/mm ²)	Uzama (%)	Yoğunluk (g/cm ³)
Yüksek Dayanımlı Karbon	4300-4900	230-240	1.9-2.1	1.8
Yüksek Modüllü Karbon	2740-5490	294-324	0.7-1.9	1.78-1.81
Ultra Yüksek Modüllü Karbon	2600-4020	540-640	0.4-0.8	1.91-2.12
Yüksek Dayanım ve Yüksek Modüllü Aramid*	3200-3600	124-130	2.4	1.44
Cam	2400-3500	70-80	3.5-4.7	2.6

*: Aynı dayanıma sahip düşük modüllü Aramid fiber malzemeler vardır fakat yapı güçlendirme uygulamalarında kullanılmamaktadır.

Şekil 1.3' de farklı liflerin gerilme-şekil değiştirme grafiği görülmektedir. FRP kompozitler yüksek dayanım, yüksek dayanıklılık, düşük özgül ağırlık (çeliğin 1/5' i) ve kolay uygulanabilir olma gibi avantajlara sahiptir. Bu nedenle, FRP kompozitlerin kullanımı, özellikle güçlendirme çalışmalarının kısa sürede tamamlanmasının ve/veya taşıyıcı eleman boyutlarının sabit kalmasının gerekli olduğu durumlarda uygun bir güçlendirme yöntemi olabilmektedir.



Şekil 1.3. Farklı fiberlerin gerilme-şekil değiştirme grafikleri (Büyüköztürk vd., 2004)

1.4. İnşaat Mühendisliğinde FRP Uygulamaları

Betonarme yapı elemanlarının onarım ve güçlendirmesinde değişik yöntemler kullanılmaktadır. Farklı yapısal hataları iyileştirmek adına farklı teknikler geliştirilmiştir. Yaygın olarak zayıf taşıyıcı elemanları sisteme yeni ilave edilecek betonarme elemanlar ile güçlendirmek veya mevcut yapı elemanlarının betonarme mantolanması kullanılan yöntemlerin başında gelmektedir. Ancak bu yöntemler ile yapılan güçlendirmeler yapı ağırlığını önemli ölçüde arttırmakta ve temel sisteminde ilave düzenlemelere ve maliyet artışlarına neden olmaktadır. Bu nedenlerden dolayı yapı ağırlığını arttırmayan, kolay ve hızlı uygulanabilen, elemanların kapasitelerini önemli ölçüde arttıran FRP uygulamaları ön plana çıkmaktadır.

Özellikle korozyon dolayısıyla yapısal zayıflamanın görüldüğü yapılarda, köprülerde ve beton su borularında hızlı, ekonomik ve uzun ömürlü çözümler kompozit

malzemeler ile mümkün olmaktadır. Su yapılarının tamir ve güçlendirilmesinde en etkili ve kolay çözüm olarak görülmektedir.

1.4.1. Kolon güçlendirilmesinde FRP kullanımı

Kolonlar düşey taşıyıcı olmaları nedeniyle binaların ayakta durmasını sağlayan en önemli yapı elemanlardır. Düşey taşıyıcı olmaları yanında yapıya gelen dinamik yükleri temellerden alıp binanın tümüne rijitliği nispetinde dağıtan elemanlardır. Kolonlara zarar veren kuvvetler kesme, burkulma, eğilme ve basınç olarak sıralanabilir. Eğer sargı donatıları olan etriyeler eksik olursa kolon, kesme kuvvetlerine mukavemet gösteremeyecek ve ani bir kırılmaya maruz kalacaktır.

Statik ve dinamik kuvvetler haricinde kolon donatılarında korozyon dolayısıyla kesit azalması meydana gelir. Bu olaya rutubetli ve asidik ortamlarda, deniz suyuna maruz yerlerde sıkça rastlanır. Korozyon sonucu donatıda meydana gelen mukavemet ve aderans kaybını telafi etmek için FRP' ler gereken yönlerde uygulanırlar. FRP içerisindeki reçine beton ve çeliğin hava ile irtibatını keser. Buhar difüzyonuna izin vermez, kolonu asit ve alkalilerden korur. CFRP kompozitler bunun için idealdir. FRP' ler, kolonlarda eğilme mukavemetinin ve dayanımının artırılması için boylamasına, kesme ve basınç mukavemeti ile sismik dayanımın artırılması için enlemesine uygulanırlar (Şekil 1.4).



Şekil 1.4. Hasarlı kolonların FRP ile onarım ve güçlendirilmesi

1.4.2. Kiriş güçlendirilmesinde FRP kullanımı

Kirişler, yapılar için kolonlardan sonra en önemli taşıyıcı elemanlardır. Döşemelerden aldıkları düşey yükleri kolonlara aktarırlar. Deprem esnasında kolonların beraber hareket etmesini sağlar ve deprem yüklerini kolonların birinden diğerine aktarırlar. Bu sebeple, genelde kirişlerin açıklık bölgesinde eğilme, mesnet bölgelerinde ise kesme kuvvetine karşı güçlendirme yapılır (Şekil 1.5). Eğilme bölgesinde yapılacak gereğinden fazla güçlendirme, eğilme donatısı kopmadan basınç bölgesindeki betonun ezilmesine yol açar. Bu kırılma ani, gevrek ve istenmeyen bir kırılma şeklidir. Kirişlerin dıştan donatılmasının amacı dayanımı artırırken uygun sünekliği de sağlamaktır. Bu yüzden eğilme bölgesinde meydana gelebilecek bir hasarda önce FRP malzemenin kopması, ondan sonra çelik donatıların akması, daha sonra betonun ezilmesi istenir. Tasarımın kritik noktalarından biri birlikte çalışan malzemeler arasında gerilme transferinin sağlanmasıdır.



Şekil 1.5. Kirişlerde eğilme ve kesmeye karşı FRP uygulaması

1.4.3. Döşeme güçlendirilmesinde FRP kullanımı

Döşemeler katların konumunu belirleyen, devamlı üzerinde dolaştığımız, sonsuz rijit kabul edilen, düşey taşıyıcı elemanlardır. Döşemelerde en sık görülen hasar aşırı yüklemeye meydana gelen sehimlerdir. Özellikle köprü tabliyelerinde artan servis yüklerine karşı, uygulama kolaylığı, bakım masraflarının azlığı, uygulama esnasında

trafiğin durdurulmaması gibi sebeplerle FRP güçlendirme sistemleri tercih edilir. Döşemelerde genelde eğilmeye karşı güçlendirme yapılır. Döşemeler plak elemanlar olduğu için kesitin tamamının çekmeye çalıştığı kabul edilir. Döşemelerde yapılacak güçlendirmede FRP plaka veya kumaşlar açıklık bölgesinde alttan yapıştırılarak yük taşıma kapasitesi ve eğilme mukavemeti artırılır (Şekil 1.6).



Şekil 1.6. Döşemelerde FRP laminat uygulaması

1.4.4. Duvarlarda ve yığma yapılarda FRP kullanımı

Duvarlar, yapılarda çerçeve aralarında dolgu malzemesi olarak kullanılan, taşıyıcı özelliği olmayan elemanlardır. Fakat son depremlerde duvarların, çevrelediği kolonların deplasmanını kısıtlayarak burkulmalarını önlemeye yardımcı olduğu ve binanın rijitliğine katkıda bulunduğu anlaşılmıştır. Dolgu duvarlar, depremde çerçeve sisteminin aşırı deplasman yaparak enerji sönümlenmesi yerine bu enerjiyi kendi bünyelerinde parçalanmak ve çatlamak suretiyle yok etmiş, bir nevi betonarme perde görevi yapmışlardır. Dolgu duvarlarda yapılacak en iyi güçlendirme duvarın kütle halinde düşmesini engellemektir. Bu yüzden 0/90° açıda dokunmuş FRP dokumalar yapıştırılır. Yığma yapılarda duvarlar taşıyıcı elemanlardır. Yığma yapıların güçlendirilmesinde esas olan, oluşan çekme gerilmelerinin karşılanmasıdır. Bunun için yığma yapıda oluşan çekme gerilmeleri, özel üretilmiş yüksek çekme dayanımına sahip, karbon esaslı çekme bantları ile alınmalıdır (Şekil 1.7a).



Şekil 1.7. FRP dokumaların duvarlarda ve tarihi yapılarda kullanımı

Tarihi yapıların kubbelerindeki hasarları gidermek için FRP sistemler dıştan uygulanırlar tekrar üzerleri kurşun kaplandığında yapılan güçlendirme belli olmaz ve tarihi doku bozulmamış olur (Şekil 1.7b).

1.4.4. Borularda ve Tünellerde FRP kullanımı

Borularda içten veya dıştan FRP uygulaması sonucunda çevresel basınç dayanımı artar. Özellikle isale hatlarında betonarme borularda zemindeki oturmalar veya kaymalar sebebiyle meydana gelebilen, kırılması, ek yerlerinden ayrılması, çatlama gibi olumsuzluklar FRP uygulanmasıyla önlenir (Şekil 1.8). Yatay basınçlara maruz tünellerde, FRP sistemlerin güçlendirme amacıyla kullanılabileceği yapılan testler sonucu ispatlanmış ve çelikten daha randımanlı olduğu (belli bir yükten sonra çelik sıyrılmaktadır) görülmüştür.



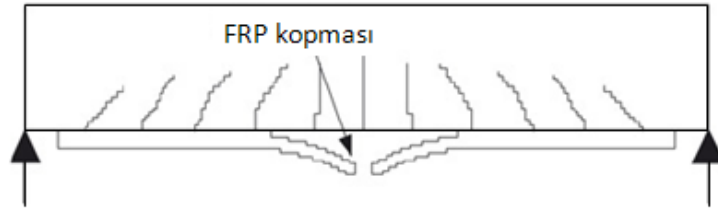
Şekil 1.8. Boru içi FRP uygulaması

1.5. Eğilmeye Karşı FRP ile Güçlendirilmiş Kirişlerde Kırılma Şekilleri

Son 30 yıldır FRP kompozitler ile güçlendirilmiş kirişler üzerine çok sayıda deneysel çalışma yapılmış ve yapılan deneylerde birçok yenilme şekli gözlenmiştir. Bu bölümde literatüre geçmiş yenilme modlarından bahsedilecektir.

1.5.1. FRP kopması

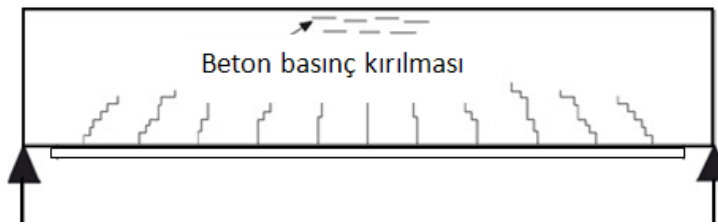
Çekme bölgesindeki çelik donatıların akmasını FRP malzemenin kopmasının izlediği yenilme şeklidir.



Şekil 1.9. Güçlendirilmiş kirişte FRP kopma davranışı

1.5.2. Beton basınç kırılması

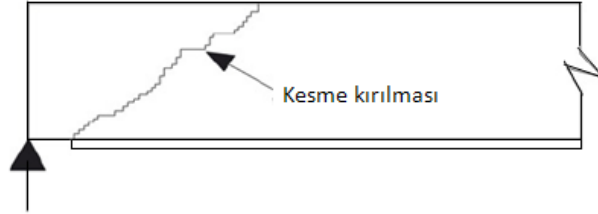
FRP malzeme kopma dayanımına ulaşmadan basınç bölgesindeki betonun çatlaması sonucu oluşur.



Şekil 1.10. Güçlendirilmiş kirişte basınç kırılması

1.5.3. Beton kesme kırılması

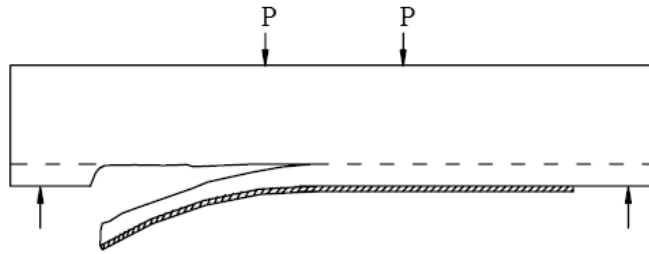
Uygulamalarda FRP plaka mesnete kadar uzatılmamaktadır. Buda bazen plaka uç noktasından başlayan dikey bir çatlağın kesme bölgesi boyunca ilerlemesine sebep olur.



Şekil 1.11. Güçlendirilmiş kirişte kesme kırılması

1.5.4. Beton paspayı ayrılması

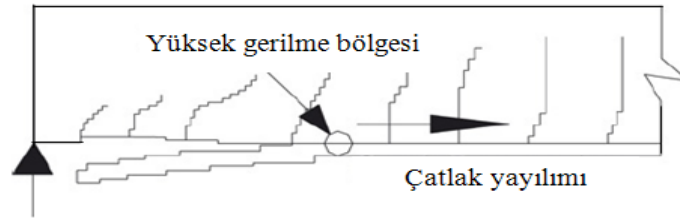
Yüksek normal ve kayma gerilmelerinin olduğu plak uç noktasında oluşan çatlağın çekme bölgesindeki donatının paspayı kalınlığı boyunca yatay olarak ilerlemesiyle oluşur. Artan yüklemeye FRP plaka beton paspayı ile birlikte kopar.



Şekil 1.12. Güçlendirilmiş kirişte paspayı ayrılması

1.5.5. Plak uç delaminasyonu

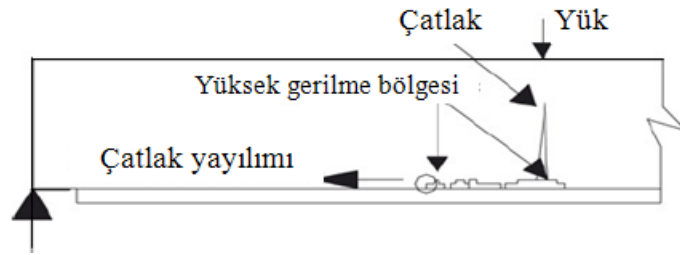
Yine plak uç noktasında oluşan yüksek, normal ve kayma gerilmelerinin sonucunda uç bölgede yapışkan ile beton ara yüzündeki ayrılmayla başlar. FRP plaka çok ince bir beton tabakayla birlikte ayrılır.



Şekil 1.13. Güçlendirilmiş kirişte plak uç delaminasyonu

1.5.6.Kiriş orta bölgesinde oluşan çatlağın sebep olduğu plak delaminasyonu

Yük altında veya yük altına yakın bir yerde betonda oluşan bir çatlağın yapışma yüzeyine paralel olarak FRP plak uç noktasına doğru ilerlemesiyle oluşan kırılma şeklidir.



Şekil 1.14. Güçlendirilmiş kirişte yük altında oluşan çatlağın sebep olduğu kırılma

Genel olarak FRP kopması ve beton basınç kırılması, eğilme kırılmaları olarak adlandırılırken Beton-FRP arayüzündeki kompozit yapının bozulması ve FRP delaminasyonu ile oluşan son 3 kırılma tipi lokal kırılmalar olarak adlandırılır.

BÖLÜM 2. DOĞRUSAL OLMAYAN SONLU ELEMANLAR ANALİZİ

Sonlu elemanlar yöntemi çeşitli mühendislik problemlerine kabul edilebilir bir yaklaşımla çözüm arayan bir sayısal çözüm yöntemidir. Son 50 yılda hızla gelişen bilgisayar teknolojileri daha hızlı ve çabuk sayısal hesap yöntemlerinin kullanımına imkân sağlamıştır. İlk kullanımı 1950' li yıllara dayanan sayısal çözüm yöntemi daha çok yapı sistemleri için geliştirilmiş olsa da dayandığı esasların genelliği dolayısıyla akışkanlar mekaniği, zemin mekaniği, uçak mühendisliği gibi birçok mühendislik alanında problemlerin çözümünde kullanılmaktadır. Sonlu elemanlar analizi fiziksel bir sistemin matematiksel olarak ifade edilmesi ile gerçekleşir. Bu sistem belli parçalara bölünebilen, malzeme özelliklerine sahip ve sınır şartları olan bir sistemdir.

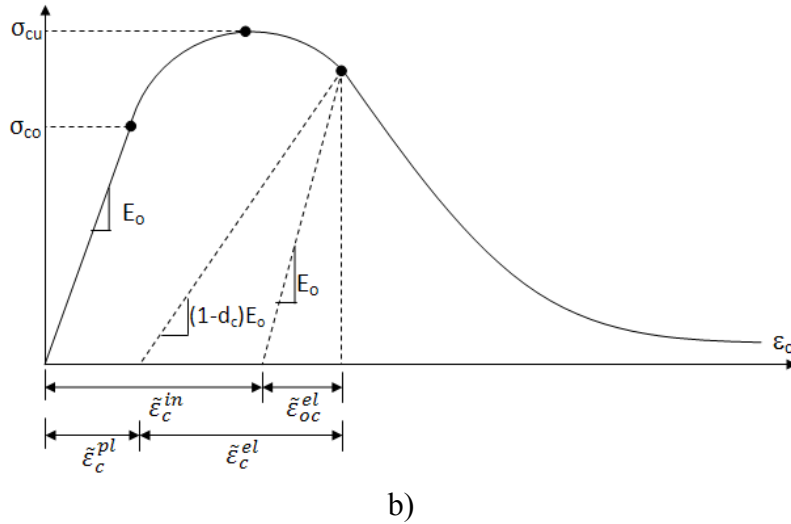
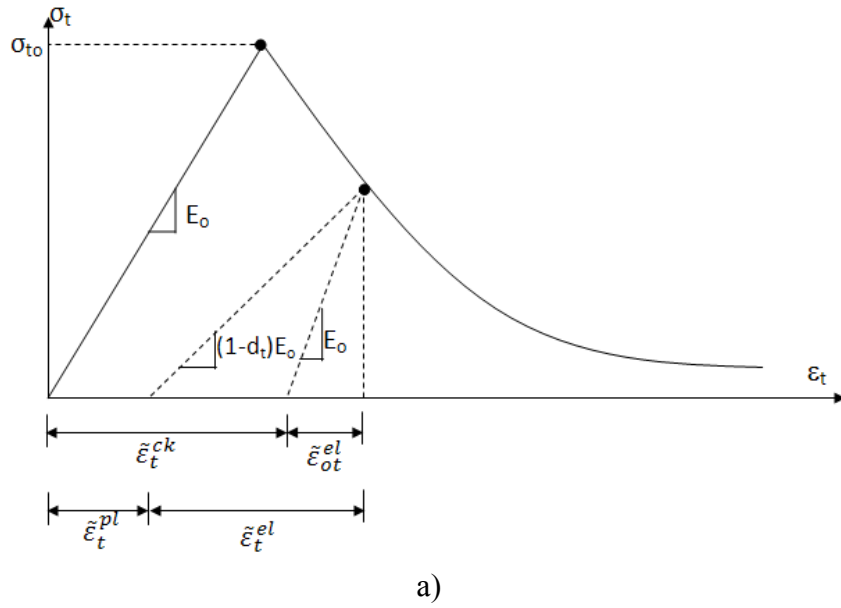
FRP ile güçlendirilmiş betonarme elemanı; beton, donatı ve FRP den oluşan kompozit bir yapıya sahiptir. Tek başına çekme dayanımı basınç dayanımına göre çok düşük olan beton elemanının heterojen yapısı göz önüne alındığında bu 3 malzemenin bir araya gelmesiyle karmaşıklaşan modellemenin zorluğu anlaşılacaktır. Böyle bir problemin çözümünde genel yaklaşım her bir elemana ait uygun malzeme modelleri ve nümerik analiz yöntemlerinin belirlenmesidir. Ayrıca bu elemanlar arasındaki etkileşim içinde en uygun modelleme teknikleri kullanılmalıdır. Bu bölümde analizde kullanılan nümerik yöntemler ve malzeme modelleri anlatılacaktır.

2.1. Beton Hasar Plastisite Yöntemi (BHP)

Bu yöntem, beton için plastisite tabanlı sürekli bir hasar modelini içerir (Monteleone, 2008). Bu yöntemde göre betonda temel 2 önemli yenilme mekanizması vardır; çekme çatlaması ve basınç kırılması. Hasarın oluşumu ve elastik rijitlikteki değişimi

tanımlamak için iki birim şekil değiştirme değişkeni ($\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$, $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$) kullanılır. Bunlar sırasıyla çekme ve basınç eşdeğer plastik şekil değiştirme değerleridir. Bu değişkenler elastik modülün ve güç tükenme zarfının değişimini kontrol etmektedir.

BHP modelinde betonun aksenal çekme ve basınç gerilmeleri altında gerilme-şekil değiştirme davranışı Şekil 2.1a-b' deki gibi ifade edilmektedir.



Şekil 2.1. Aksenal çekme (a) ve basınç (b) altında beton davranışı (ABAQUS/Standart User Manual, 2008)

Şekil 2.1a' da görüldüğü gibi aksenal çekme gerilmesi altında, gerilme-şekil değiştirme davranışı, maksimum çekme gerilmesine (σ_{to}) kadar elastik bir davranış gösterir. Maksimum çekme gerilmesine ulaşılmaya betonda çekme çatlakları oluşur.

Eksenal basınç altında ise gerilmeler σ_{co} değerine kadar elastik kabul edilir. Şekil 2.1' den anlaşılacağı gibi aksenal çekme ve basınç grafiklerinin azalıma geçmesiyle betonda plastik şekil değiştirmeler oluşmakta yani azalım eğrilerinin herhangi bir noktasından geri yükleme yapıldığında elastisite modülü değişmektedir. Elastisite modülündeki bu değişimler BHP yönteminde aksenal çekme ve basınç için sırasıyla d_t ve d_c hasar değişkenlerine bağlı olarak ifade edilmektedir. Bu hasar değişkenleri sıfır ile 1 arasında değerler almaktadır. Betonda hasar oluşmadığı anda hasar değişkeni sıfır değerini alırken maksimum hasarda 1 değerini alır (ABAQUS/Standart User Manual, 2008).

Grafiklerde E_0 malzeme hasarsız elastisite modülünü göstermekte ve $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$, $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$, $\tilde{\epsilon}_c^{in}$, $\tilde{\epsilon}_t^{in}$ sırasıyla; aksenal basınç plastik şekil değiştirmesini, aksenal çekme plastik şekil değiştirmesini ve elastik olmayan basınç ve çekme şekil değiştirmelerini göstermektedir. Bu parametrelere bağlı olarak aksenal çekme ve basınç altında betonda gerilme-şekil değiştirmeler arasındaki bağıntı aşağıdaki formüllerle ifade edilmektedir.

$$\sigma_t = (1-d_t) \cdot E_0 \cdot (\epsilon_t - \tilde{\epsilon}_t^{pl}) \quad (2.1)$$

$$\sigma_c = (1-d_c) \cdot E_0 \cdot (\epsilon_c - \tilde{\epsilon}_c^{pl}) \quad (2.2)$$

Eksenal basınç altında elastik olmayan birim şekil değiştirmeler plastik birim şekil değiştirmelere aşağıdaki formülle dönüştürülür.

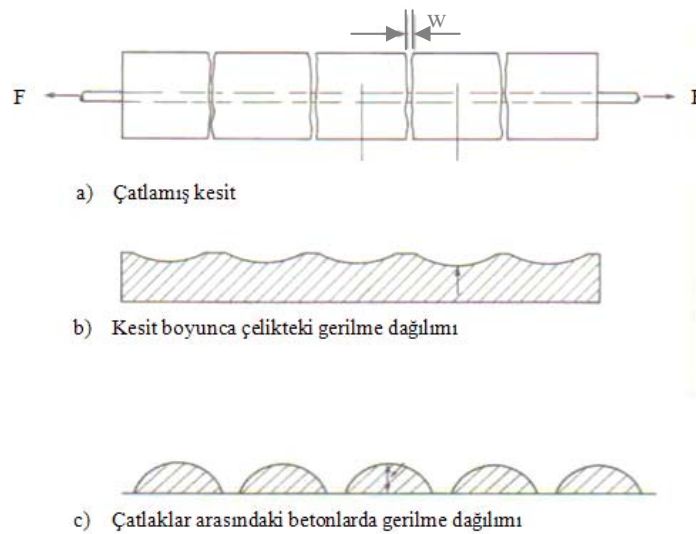
$$\tilde{\epsilon}_c^{pl} = \tilde{\epsilon}_c^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (2.3)$$

Betonda genellikle çekme rijitliği, gerilme-çatlama birim şekil değiştirme ilişkisiyle tanımlanır ve çatlama birim şekil değiştirmesi $\tilde{\epsilon}_t^{ck} = \epsilon_t - \epsilon_{ot}^{el}$ formülü ile hesaplanır. Burada ϵ_t toplam birim şekil değiştirmeyi gösterirken ϵ_{ot}^{el} ise hasar görmemiş malzemenin elastik birim şekil değiştirmesi olarak ifade edilmektedir (Şekil 2.1a). Çekme rijitliği tanımlanmasında bu yöntem kullanıldığında çatlama birim şekil değiştirme değerleri aşağıdaki formülle plastik birim şekil değiştirmelere dönüştürülür (ABAQUS/Standart User Manual, 2008).

$$\tilde{\epsilon}_t^{pl} = \tilde{\epsilon}_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \frac{\sigma_t}{E_o} \quad (2.4)$$

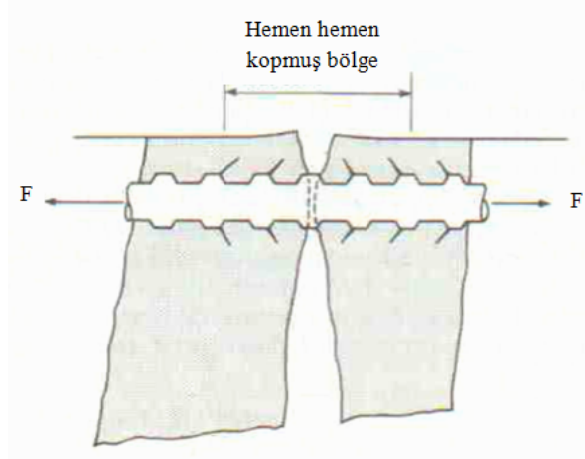
2.1.1. Çekme rijitliği (Tension Stiffening) tanımlaması

BHP yönteminde donatı boyunca oluşan çatlaklarda beton davranışı çekme rijitliği (tension stiffening) tanımlamasıyla modellenir. Şekil 2.2’ de sırasıyla çekme etkisindeki donatılı bir kesitte çekme gerilmelerinin donatı ve betondaki değişimi görülmektedir. Görüldüğü gibi çatlaklar arasındaki beton kesitlerde hala gerilme mevcuttur ve bu gerilme şekilde görüldüğü gibi 2 çatlak arasında maksimuma çıkmaktadır. Yani çatlama yükünün biraz üstündeki yüklerde çatlaklar arasındaki çekme kuvvetlerinin önemli bir bölümü beton içerisindedir ve kesit bu yüzden daha çok çatlamamış bir kesit gibi davranır.



Şekil 2.2. Çatlamış kesitteki beton ve çelikte oluşan gerilmeler (Mac Gregor, 1997)

Yük arttığında ise Şekil 2.3' de görülen içsel çatlak tipi oluşur. Burada bağ gerilmeleri çelikten betona donatı yüzeyindeki deformasyon kuvvetleri tarafından aktarılır ve nervürlerle bitişik beton çatlaklar şekildeki gibi oluşur.



Şekil 2.3. Çelik deformasyonu ile oluşan çatlama (Mac Gregor, 1997)

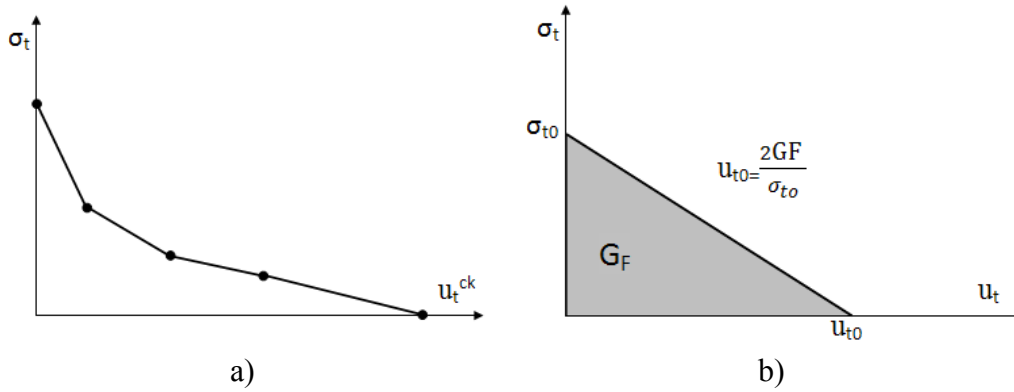
Yük daha fazla arttığında ise beton içindeki çekme gerilmeleri çeliğe oranla önemsiz hale gelir. Beton içindeki çekme gerilmelerinin elastik rijitlik üzerindeki etkisi çekme rijitliği (Tension Stiffening) olarak adlandırılır.

Çekme Rijitliği tanımlaması gerilme-şekil değiştirme ilişkisiyle tanımlanabildiği gibi malzeme özelliğine bağlı çatlak enerjisi ile de yapılabilmektedir (ABAQUS/Standart User Manual, 2008).

Kesitte donatı olmaması veya az miktarda olması durumunda gerilme-şekil değiştirmeye bağlı çekme rijitliği tanımlaması sonlu elemanlar çözüm ağında problemlere neden olabilmektedir. Bu genel olarak çatlak oluşumunun kesitte düzgün olarak dağılmadığı durumlarda oluşur.

Çatlak oluşumundaki bu problemin üstesinden gelmek için çekme rijitliği tanımlaması gerilme-şekil değiştirme tanımlaması yerine Hillerborg ve arkadaşları (1976) tarafından geliştirilmiş olan çatlak enerjisi yaklaşımı önerilmektedir. Bu yaklaşımda kesitte 1 birim alanda çatlak oluşturmak için gerekli enerji malzeme

özelliği olarak tanımlanmaktadır. Bu tanımlama Şekil 2.4' deki gibi çatlak genişliğine bağlı çekme gerilmesi parametreleriyle yapılmaktadır (ABAQUS/Standart User Manual, 2008). Tanımlama gerilme-çatlak genişliğine bağlı birkaç parametreyle (Şekil 2.4a) yapılabileceği gibi malzeme özelliği olarak sadece çatlak enerjisi ve çatlak genişliği (Şekil 2.4b) tanımlamasıyla da yapılabilmektedir. Bu durumda gerilme-çatlak genişliği ilişkisi lineer olacaktır.



Şekil 2.4. Gerilme-çatlak genişliği parametrelerine bağlı çekme rijitliği tanımlaması

Çekme rijitliği etkileşiminin tanımlanmasında bu yöntem kullanıldığında ise çatlama deplasmanları (u_t^{ck}) aşağıdaki formülle plastik deplasmanlara (u_t^{pl}) dönüştürülür. Burada l_0 , eleman uzunluğu, bir birim uzunluk ($l_0=1$) olarak kabul edilmektedir.

$$u_t^{pl} = u_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \frac{\sigma_t l_0}{E_0} \quad (2.5)$$

Nümerik modellemelerde etriye kullanılmayacağı için çekme rijitliği tanımlaması için, kesitte donatı olmayan bölümlerde çatlak yayılımının düzgün olabilmesi bakımından gerilme-çatlak genişliği modellemesi tercih edilmiştir. Bu tanımlama için literatürde farklı modeller (doğrusal, çift doğrusal, doğrusal olmayan) olmakla birlikte farklı karışım özelliklerine sahip betonlar için çatlak enerjisinin hesaplanmasına dair formüller de bulunmaktadır. Nümerik analizlerde çekme rijitliği tanımlaması için farklı modeller arasında karşılaştırma yapılarak en iyi model belirlenmiştir.

Eksenel yükleme altında çatlaklar gerilmelere çapraz olarak yayılırlar. Çatlakların oluşması ve yayılması yük taşıma alanında azalmaya dolayısıyla efektif gerilmelerde artışa sebep olacaktır. Basınç yükü altında çatlaklar yüklemeye paralel ilerleyeceğinden etki daha az olacaktır. Kırılma yükü aşıldığında etkili yük taşıma alanı da önemli miktarda azalır. Eksenel basınç ($\bar{\sigma}_{\text{eff}(c)}$) ve çekme ($\bar{\sigma}_{\text{eff}(t)}$) altında güç tüketme zarfının büyüklüğünü belirleyen etkili eksenel kohezyon gerilmeleri aşağıdaki formüllerle bulunur (ABAQUS/Standart User Manual, 2008).

$$\bar{\sigma}_{\text{eff}(t)} = \left(\frac{\sigma_t}{1-d_t} \right) = E_o(u_t - u_t^{\text{pl}}) \quad (2.6)$$

$$\bar{\sigma}_{\text{eff}(c)} = \left(\frac{\sigma_c}{1-d_c} \right) = E_o(\epsilon_c - \epsilon_c^{\text{pl}}) \quad (2.7)$$

2.1.2. Donatı beton etkileşimi

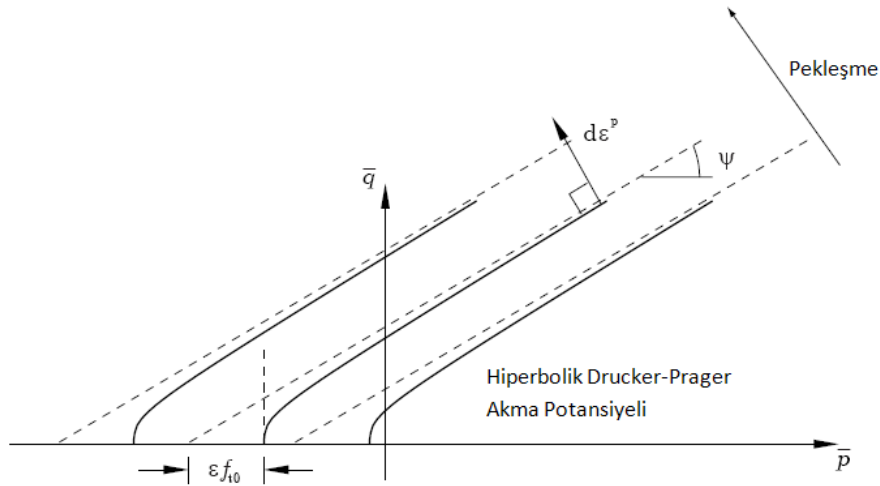
Yapılan analizlerde donatı-beton etkileşimi gömülü (embedded) eleman tekniğiyle sağlanmıştır. Bu tekniğe göre donatı elemanlarının düğüm noktaları beton elemanın içine gömülmüştür. Böylece donatı elemanlarına ait düğüm noktalarının serbestlik dereceleri betona ait serbestlik derecelerine bağlanmış olur. İstenirse donatı elemanlarına dönme serbestlik dereceleri atanabilir ancak bu dönme serbestlik dereceleri betonunkinden bağımsız olarak davranacaktır.

2.1.3. Plastik Akma Potansiyeli (Plastic Flow)

Plastik birim şekil değiştirme artımlarıyla gerilme artımları arasında ilişki kuran Akma Potansiyeli, G, bu modelde Şekil 2.5' de gösterilmiş olan aşağıdaki Drucker-Prager hiperbolik fonksiyonuyla tanımlanmaktadır.

$$G = \sqrt{(\epsilon \cdot \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \cdot \tan \psi \quad (2.8)$$

Burada; ψ = yüksek basınç altında p-q düzleminde ölçülen dilasyon açısıdır. Nümerik hesaplarda kullanılan akma potansiyeli, akma fonksiyonundan bağımsızdır.



Şekil 2.5. Drucker-Prager plastik potansiyel fonksiyonu (Hibbitt ve diğerleri, 2004)

DeneySEL gözlemler beton, kaya, toprak gibi boşluklu malzemelerde bağımsız akma fonksiyonlarının plastik deformasyonların gösterilmesinde daha iyi sonuç verdiğini göstermiştir (Khan ve Huang, 1995).

Betonda kritik gerilmeye kadar hacimsel değişimler Poisson oranıyla belirlenirken kritik gerilmeye ulaşılmaya basınç altında plastik hacimsel değişimler başlar (Chen, 1982). Bu davranış dilasyon açısı (DA) tanımlamasıyla dikkate alınmaktadır. Bu açı kayma birim şekil değiştirmesiyle ve dolayısıyla çatlak oluşumu ile malzemenin genişmesi olarak ta tanımlanabilir. ϵ , akış potansiyel yüzeyi eksantirisitesi, σ_{to} ise, çekme rijitliği tanımlamasından alınan aksenal maksimum çekme gerilmesidir. Burada:

\bar{p} = 1. gerilme invariantı I_1 ' in bir fonksiyonu olan hidrostatik basınç gerilmesini

$$\bar{p} = -I_1/3 = -(\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33})/3 \quad (2.9)$$

\bar{q} = Eşdeğer Mises etkili gerilmesini, "J", 2. deviatorik gerilme invariantını ve S ise etkili deviatorik gerilme tensörünü göstermektedir.

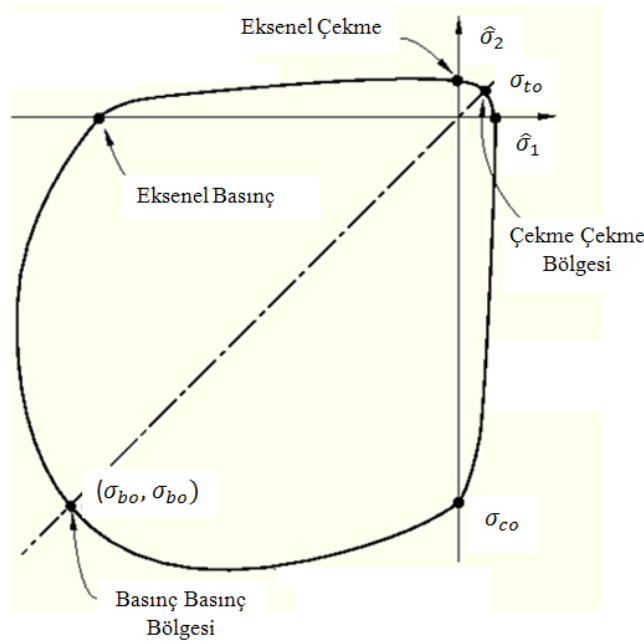
$$\bar{q} = \sqrt{\frac{2}{3}(\bar{S}:\bar{S})} = \sqrt{3J_2} \quad (2.10)$$

$$\bar{S} = \bar{\sigma} + \bar{p}I \quad (2.11)$$

$$J_2 = \sigma_{11}^2 + \sigma_{22}^2 - \sigma_{11} \cdot \sigma_{22} \quad (2.12)$$

2.1.4. Akma fonksiyonu (Yield Function)

Malzemenin muhtemel bütün gerilme kombinasyonları altında elastik sınırlarını belirleyen fonksiyon ‘‘Akma Fonksiyonu’’ olarak tanımlanmaktadır. BHP yöntemi Lubliner ve arkadaşları (1989), tarafından önerilmiş ve daha sonra Lee ve Fenves (1998), tarafından geliştirilmiş akma fonksiyonunu kullanmaktadır. Bu model için düzlem gerilme altında kullanılan güç tükenme zarfı Şekil 2.6’ te görülmektedir.



Şekil 2.6 İki eksenli beton gerilme-güç tükenme zarfı

BHP yönteminde güç tükenme zarfının belirlenmesi için 4 temel tanımlama yapılmaktadır.

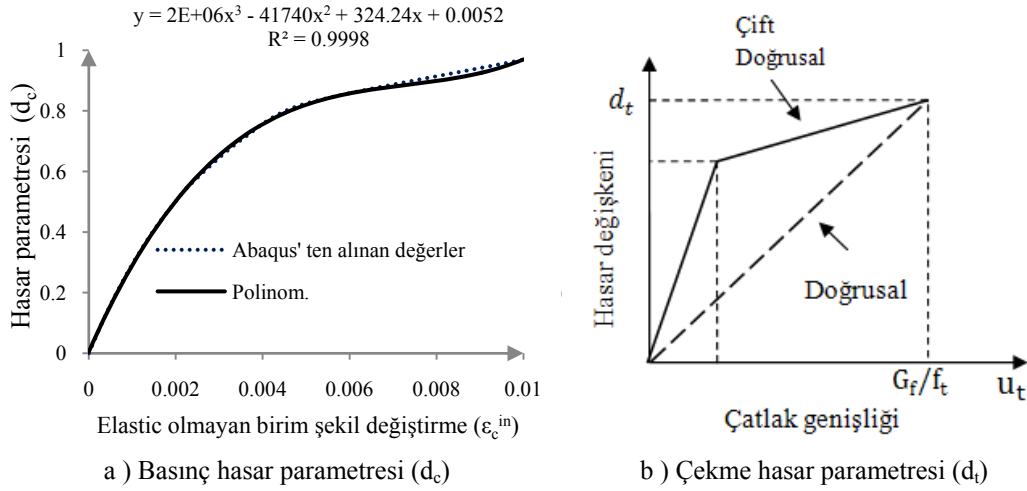
- Dilasyon açısı, yukarıda bahsedildiği gibi betonda plastik hacimsel değişimleri kontrol eden parametredir ve nümerik analizlerde bu değer olabilecek yakın değerler için uygunluk araştırmasıyla belirlenmiştir.

- Eksantrisite parametresi, ϵ , ise varsayılan değer olarak 0.1 kabul edilmiştir.
- İki eksenli başlangıç aksenal basınç akma gerilmesinin başlangıç aksenal basınç gerilmesine oranı (σ_{bo}/σ_{co}) için tipik değerler, yapılan deneysel çalışmalarda 1.10 ile 1.16 arasında değişmektedir (Lubliner ve diğerleri, 1989). Bu değerde analizlerde varsayılan değer olarak 1.16 kabul edilmiştir.
- Son olarak da K_c değeri nümerik analizlerde beton için tipik değer olarak verilen 2/3 kabul edilmiştir.

Bu kabullerin yapılmasındaki genel sebep bu parametrelerin farklı beton sınıfları için belirlenmesinde bazı laboratuvar deneylerinin yapılmasının gerekli olmasıdır. Örneğin K_c parametresinin belirlenmesi için 3 eksenli beton deneyi yapılması gerekliken, σ_{bo}/σ_{co} parametresi için de iki eksenli beton basınç deneyleri gereklidir. Literatürde yapılmış deneylerde bu verilere rastlanmadığından yukarıdaki referans değerler alınmıştır.

2.1.5. Hasar parametreleri

Daha önce de bahsedildiği gibi elastik modüldeki değişimler BHP yönteminde hasar değişkenlerine (d_t , d_c) bağlı olarak ifade edilmektedir. Bu değerlerin hesaplanması ise aksenal beton basınç ve çekme grafiklerinde elastik modüldeki değişimin deneysel olarak saptanması ile mümkündür. Maksimum elastik gerilme sonrası davranış formül 1 ve 2 deki gibi hasar değişkenlerine bağlı gerilme denklemleriyle belirlenmektedir. Literatürde yapılan deneysel çalışmalarda genellikle aksenal basınç altında Elastik Modüldeki bu değişim rapor edilmemiştir. Bu yüzden aksenal basınç hasar parametrelerinin tanımlanmasında ABAQUS Verification Manüel' de doğrulaması yapılmış olan benzer bir beton deneyinin hasar değişkenlerinden faydalanılmıştır (Şekil 2.7a). Bu hasar değişkenleri 3. derece bir polinom eğrisi ile ifade edilerek nümerik analizlerde doğrulaması yapılan kiriş deneyleri için benzer hasar değişkenleri bu polinomla türetilmiştir.



Şekil 2.7. Basınç ve çekme hasar değişkenleri

Eksenel çekme hasar değişkenleri ise çekme rijitliği tanımlamasında kullanılan gerilme-çatlak boyu tanımlamasına bağlı olarak elde edilmiştir (Şekil 2.7b). Burada maksimum çekme gerilmesi sonrası azalmanın doğrusal veya çift doğrusal olarak ifade edilebileceği daha önce belirtilmişti. Çekme hasar parametresi maksimum gerilmedeki yüzde azalım olarak ifade edilmiş doğrusal veya çift doğrusal azalımın nümerik analizdeki etkisi araştırılmıştır.

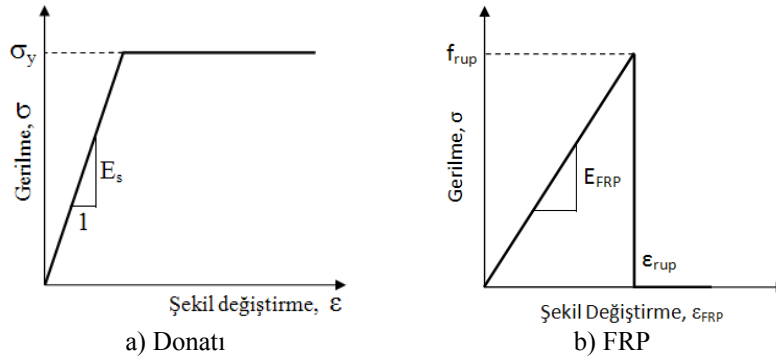
2.1.6. Viskoplastik düzenleme

Rijitlik ve gerilme-şekil değiştirmesinde azalma gösteren malzeme modelleriyle yapılan çalışmalarda nümerik analizlerde yakınsama problemi sık görülen bir durumdur. Bunun üstesinden gelmek için ABAQUS' te temel denklemlerde viskoplastisite tanımlanmasına imkan sağlanmıştır. Bu sayede gerilmelerin bir miktar güç tükenme zarfınının dışına çıkması sağlanarak yakınsama sağlanmaktadır. ABAQUS' te bu tanımlama genelleştirilmiş Duvaut-Lions yaklaşımı kullanılmaktadır (ABAQUS/Standart User Manual, 2008).

Analizlerde yakınsamayı kolaylaştırmak için BHP Modeli içerisinde az miktarda viskozite (0.001) tanımlanmıştır.

2.2. Donatı ve FRP Malzeme Modeli

Donatı ve FRP elemanların nümerik modelinde elastik-plastik malzeme modelleri kullanılmıştır. Donatı elastik tam plastik malzeme modeliyle tanımlanırken (Şekil 2.8a), FRP elemanları ise maksimum çekme gerilmesine kadar lineer elastik kabul edilmiştir (Şekil 2.8b).



Şekil 2.8. Donatı ve FRP malzeme modelleri

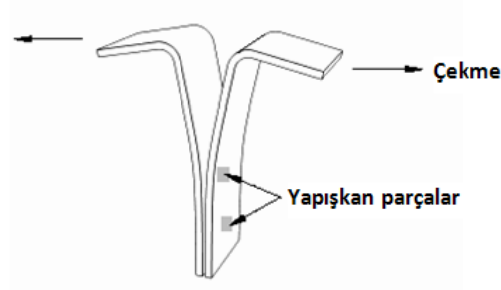
2.3. FRP-Beton Arayüz Davranışının Modellenmesi

ABAQUS ile yapılan çalışmalarda, yapışkan elemanların davranışlarının modellenmesinde, kompozit malzemelerin arayüzlerinin tanımlanmasında ve arayüz elemanların dayanım ve bütünlüğünü ilgilendiren problemlerde Kohezif (Cohesive) eleman kullanımı önerilmektedir. Kohezif elemanların temel davranışlarının tanımlanması özel uygulamalara ve her probleme uygun gerilme-deformasyon durumlarına ait kabullere bağlıdır. Kohezif elemanların mekanik davranışları için ABAQUS' te 2 yöntem önerilmektedir.

2.3.1. Sürekli-tabanlı (Continuum-Based) modelleme

İki malzemenin birbirine bir yapışkanla birleştirildiği durumlar farklı özellikler içerebilmektedir (Şekil 2.9). Eğer bu iki malzemeyi yapıştıran yapışkanın bir kalınlığı söz konusuysa bu birleşimin sonlu elemanlar modellenmesinde sürekli-tabanlı modelleme uygundur. Burada yapışkana ait makroskopik özellikler (rijitlik,

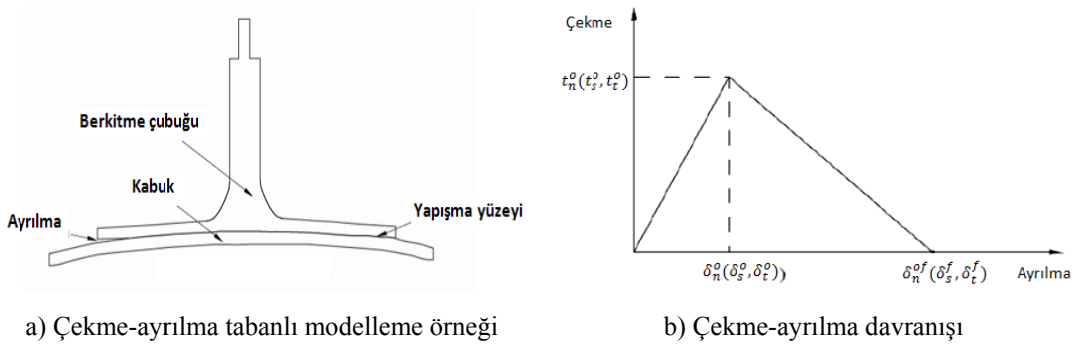
dayanım) deneysel olarak mevcutsa modellemede bu özellikler kullanılabilir. Bu modellemede yapışkan genellikle yapıştırdığı malzemelerden daha az rijitliğe sahiptir.



Şekil 2.9. Sonlu kalınlıklı yapışkanla çekme deneyi (ABAQUS/Standart User Manual, 2008).

2.3.2. Çekme-ayrılma (Traction-Seperation) tabanlı modelleme

Kompozit malzemelerde, yapışkan ara yüzlerin tanımlanmasında genellikle yapışkan malzemenin çok ince olduğu, pratik olarak modellemede sıfır kalınlıklı kabul edilebileceği durumlar olabilmektedir (Şekil 2.10a). Bu durumda başlangıç yüklemesi, hasarın başlaması ve ilerlemesi ile oluşturulan çekme-ayrılma modeli öngörülmektedir (Şekil 2.10b).



Şekil 2.10. Çekme-ayrılma tabanlı modelleme örneği ve davranış modeli (ABAQUS/Standart User Manual, 2008)

Literatürde yapılan deneysel çalışmalarda FRP yapıştırılmasında kullanılan yapıştırıcı elemanların kalınlıkları net olarak bilinmediğinden Beton-FRP arayüz modellemesinde, Çekme-Ayrılma tabanlı modelleme tercih edilmiştir.

2.4. Kohezif Elemanların Malzeme Modeli

Kohezif elemanlarda davranış 3 adımda tanımlanmaktadır: Lineer elastik davranış, hasarın başlaması (Damage Initiation) ve hasarın ilerlemesi (Damage Evolution).

2.4.1. Lineer elastik davranış

ABAQUS çekme-ayrılma modelinde eleman için başlangıç davranışının lineer elastik olduğu kabul edilir. Bunu hasarın başlaması ve ilerlemesi takip eder. Elastik rijitlik matrisiyle tanımlanan elastik davranış arayüz boyunca nominal gerilmelerle nominal şekil değiştirmeleri ilişkilendirmektedir.

$$\begin{Bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{nn} & & \\ & K_{ss} & \\ & & K_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_s \\ \varepsilon_t \end{Bmatrix} \quad (2.13)$$

Nominal gerilmeler kuvvet bileşeninin her bir integrasyon noktasında orijinal alana bölünmesiyle, nominal şekil değiştirmeler de ayrılma uzunluğunun her bir integrasyon noktasında orijinal kalınlığa bölünmesiyle bulunmaktadır. Burada eleman başlangıç kalınlığı (T_c), 1 olarak kabul edilmektedir. Eğer kalınlık 1 den farklı bir değer olarak girilmek istenirse elastik modüller bu kalınlığa bölünerek değiştirilmeli ($K_c=E_c/T_c$) veya eleman gerçek kalınlığıyla çizilerek başlangıç kalınlığı 1 kabul edilmelidir. Modellerde özellikle epoksi kalınlıkları belirtilmediği için farklı kalınlıklar denenmiştir.

2.4.2. Hasarın başlaması (Damage Initiation)

Hasarın başlaması kuadratik çekme yenilme kriteri (CRITERION=QUADS) ile tanımlanmıştır. Bu modele göre kuadratik etkileşim fonksiyonu 1 değerine ulaştığında hasarın başladığı kabul edilir (ABAQUS/Standart User Manual, 2008).

$$\left\{ \frac{t_n}{t_n^0} \right\}^2 + \left\{ \frac{t_s}{t_s^0} \right\}^2 + \left\{ \frac{t_t}{t_t^0} \right\}^2 = 1 \quad (2.14)$$

Burada t_n , eleman normali yönünde oluşan gerilmeyi, t_s ve t_t ise kayma yönlerinde oluşacak gerilmeleri göstermektedir. Kohezif elemanlarda hasarın başlaması benzer yöntemlerle şekil değiştirmeye bağlı olarak da istenebilmektedir (ABAQUS/Standart User Manual, 2008).

2.4.3. Hasarın ilerlemesi (Damage Evolution)

Hasar oluşması veya ilerlemesi tanımlamasıyla, belirlenen yenilme kriterine ulaşıldığında malzeme rijitliğindeki değişim belirlenmiş olmaktadır. Skaler hasar değişkeni, D , malzemedeki genel hasarı göstermekte ve bütün aktif mekanizmadaki birleştirilmiş etkiyi yakalamaktadır. Başlangıçta sıfır olan bu değer hasarın başlamasından sonra yükleme devam ettikçe 1' e doğru ilerler. ABAQUS' te hasarın değişimi birbirine bağlı parametrelerle tanımlanmaktadır:

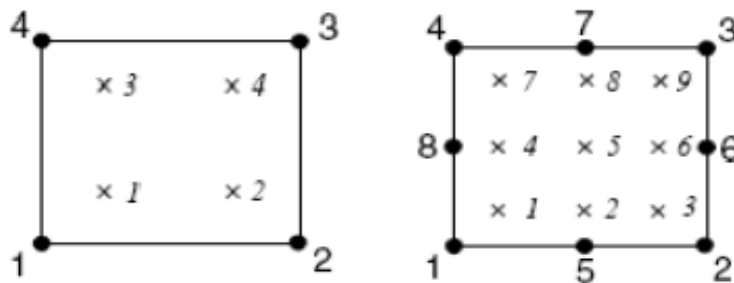
- **Hasar Oluş Şeklinin Tanımlanması:** Hasar oluşumunun tanımlanmasında 2 yöntem vardır. Bunlardan birincisi şekil değiştirmeye bağlı tanımlama diğeri ise enerji yöntemlerine göre tanımlamadır. Şekil değiştirmeye bağlı tanımlamada hasarın başladığı etkili şekil değiştirme değeri tanımlanırken enerji yöntemindeyse, hasar anında çıkan enerji miktarının tanımlaması yapılır. Burada literatürde var olan arayüz çekme-ayrılma modellerinden faydalanılmıştır.
- **Hasar İlerleme Durumunun Tanımlanması:** Hasar değişiminin tanımlanmasındaki ikinci bileşen olan “softening” ile hasar değişkeninin (D) değişimi tanımlanmaktadır. Bu değişim 3 şekilde tanımlanmaktadır: Lineer, üstel (exponential) ve tablo ile değerler girilerek. Bu çalışmada değişim lineer kabul edilmiştir.
- **Mixed Mode Tanımlanması:** Yapışkan bölgedeki deformasyonlar için ABAQUS “mode mix” tanımlamalarında 2 ölçü kullanmaktadır. Bunlardan biri enerji tabanlı tanımlamalar diğeri ise ayrılma (traction) tabanlı tanımlamalardır. Enerji tabanlı tanımlamalarda sadece normal deformasyonlar gösterilirken çekme tabanlı tanımlamalarda normal ve kesme deformasyonlarının birleşimiyle bir

deformasyon önerilir. Ayrıca mixed mode tanımlamalarında çatlak enerjisi direkt olarak tablo halinde tanımlanabildiği gibi analitik çözüm yöntemleri olan Power Law ve Benzeggagh-Kenane (BK) seçenekleri ile de tanımlanabilmektedir. Bu yöntemlerle ilgili teoriler ABAQUS ' te mevcuttur. FRP uygulamasında yapışkan çatlak enerjisine bağlı tanımlama “Power Law” yöntemiyle uygulanmıştır.

2.5. Kullanılan Sonlu Eleman Türleri

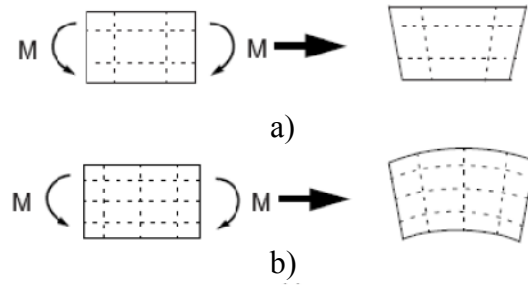
ABAQUS yapısal elemanların modellenmesinde geniş seçenekler sunmaktadır. Bu elemanlar içinde sürekli elemanlar her türlü lineer ve lineer olmayan gerilme-şekil değiştirme analizlerinde kullanılabilmesi ve modelleme yapılabilmesi bakımından tercih edilmektedirler. ABAQUS eleman kütüphanesinde 1 boyutlu (link), 2 boyutlu ve 3 boyutlu sürekli elemanlar mevcuttur. Bu çalışmada 2 boyutlu sürekli elemanlarla kiriş deneyleri yeter derecede doğrulanmıştır.

Sürekli elemanlar birinci derece (lineer) veya ikinci derece (kuadratik) enterpolasyon özelliğine sahiptirler. Birinci derece elemanlar düğüm noktalarında deplasmanları hesaplamak için lineer enterpolasyon kullanırken ikinci derece elemanlar kuadratik enterpolasyon kullanılmaktadır. ABAQUS rijitlik matrislerinin polinom terimlerinin integrasyonunda 2 farklı yöntem (tam veya azaltılmış integrasyon yöntemi) izin vermektedir. Tam integrasyonlu lineer ve kuadratik elemanlar her bir yönde 2 ve 3 integrasyon noktası kullanılırlar (Şekil 2.11). Bu ise çözümü hem zorlaştırmakta hem de çözüm zamanını arttırmaktadır.



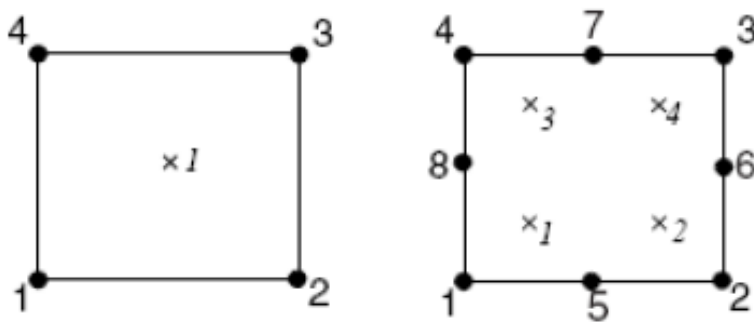
Şekil 2.11. Lineer ve kuadratik eleman integrasyon noktaları

Öte yandan tam integrasyonlu elemanlarının köşelerinin eğilme altında şekil değiştirmedeği görülmüştür. Bu nedenle eğilme etkisindeki bu elemanlarda eğilme deformasyonundan ziyade kesme deformasyonu meydana gelmektedir ve bu olay kesme kilitlenmesi (shear locking) olarak adlandırılmıştır (Şekil 2.12a-b). Bu da elemanın eğilme altında rijit bir davranış göstermesine sebep olur.



Şekil 2.12. Eğilme etkisindeki tam integrasyonlu a) lineer eleman b) kuadratik eleman (ABAQUS/Standart User Manual, 2008).

Kesme kilitlenmesinin önlenmesi ve bilgisayar işlem hızının artırılması bakımından ABAQUS' te azaltılmış integrasyonlu elemanların kullanılması önerilir (ABAQUS/Standart User Manual, 2008). Azaltılmış integrasyon elemanları tam integrasyonlu elemanlara göre her bir yönde 1 tane daha az integrasyon noktası kullanarak çözüm yapmaktadır (Şekil 2.13).



Şekil 2.13. Azaltılmış integrasyonlu lineer ve kuadratik eleman

Analizlerde eğilme deformasyonları gösterebilmesi ve plastisite yöntemlerindeki kanıtlanmış başarısı yüzünden 1. derece azaltılmış integrasyon elemanları kullanılmıştır.

BÖLÜM 3. NÜMERİK MODELİN DOĞRULANMASI

Bu bölümde literatürden alınmış, CFRP plaka veya dokumalarla güçlendirilmiş ve 4 nokta yüklemesiyle deneyleri yapılmış 4 farklı betonarme kiriş deneyinin sonlu eleman modelleriyle doğrulaması yapılmıştır. Modellemelere ait detaylı incelemeler ve sonuçlar aşağıda sunulmuştur.

3.1. Malzeme Modelleri

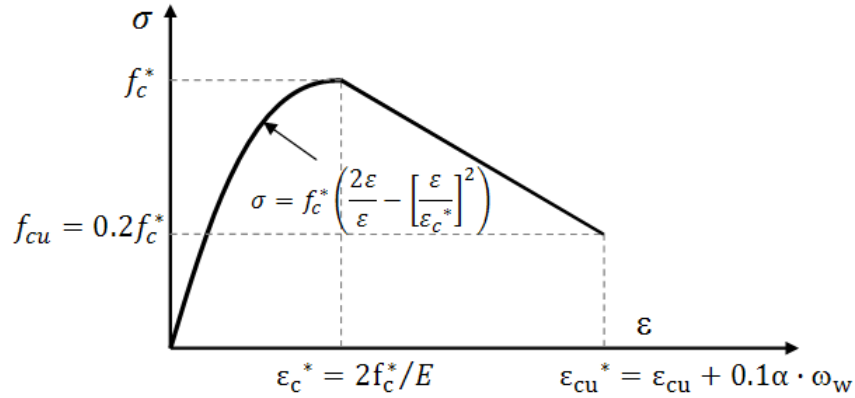
Sonlu elemanlar yöntemiyle başarılı bir çözüm yapmak öncelikle malzeme modellerinin gerçeğe yakın şekilde tanımlanmasıyla mümkün olmaktadır. Aşağıda bu çalışmada yer alan beton, donatı, FRP ve epoksi elemanlarının detayları, Bölüm 2' de verilen ilkelere göre sonlu elemanlar analizlerinde kullanılan malzeme özellikleri anlatılacaktır.

3.1.1. Beton basınç modeli

Beton eksenel basınç davranışının modellenmesinde lineer azalım eğrisine sahip Hognestad beton basınç modelinden faydalanılmıştır. Sargılı betonlarda beton kırılma dayanımı sargı donatısına bağlı olarak artmaktadır. Bu yüzden Hognestad beton basınç modelinde Avrupa Beton Yönetmeliği (CEB-FIB MC 90)' ne göre bazı değişiklikler yapılmıştır. Modellemede kullanılan önemli parametreler Tablo 3.1' de görülmektedir. Burada σ beton basınç gerilmesini, ϵ ise birim şekil değiştirmeyi göstermektedir. f'_c beton maksimum basınç gerilmesidir bu değer etriye etkisini dikkate almak için f_c^* parametresine dönüştürülmüştür. Aynı şekilde maksimum birim şekil değiştirme de (ϵ_{cu}), ϵ_{cu}^* değerine dönüştürülmüştür (Şekil 3.1).

Tablo 3.1 Hognestad beton basınç modeli parametreleri

Formül	Açıklama
$\sigma = f_c' \left(\frac{2\varepsilon}{\varepsilon_c'} - \left[\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c'} \right]^2 \right)$	α : Etriyelerin sayısı, tip ve bağlantı şekline bağlı azaltma katsayısı
$f_c^* = f_c' (1 + 2.5\alpha \omega_w)$	A_s : Etriye kesit alanı
$\varepsilon_c^* = 2f_c^*/E$	f_y : Donatı akma gerilmesi
$\varepsilon_{cu}^* = \varepsilon_{cu} + 0.1\alpha \omega_w$	b : Kiriş genişliği
$\omega_w = \frac{6.83 A_s f_y}{b s f_c'}$	s : Etriye adım aralığı ω_w : Sargı donatısının hacimsel oranı
$f_{cu} = 0.2f_c^*$	f_{cu} : Beton kopma gerilmesi

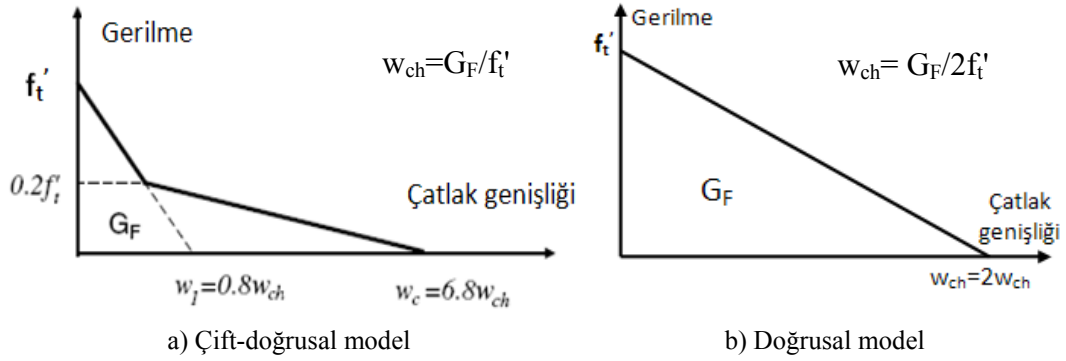


Şekil 3.1. Hognestad sargılı beton basınç modeli

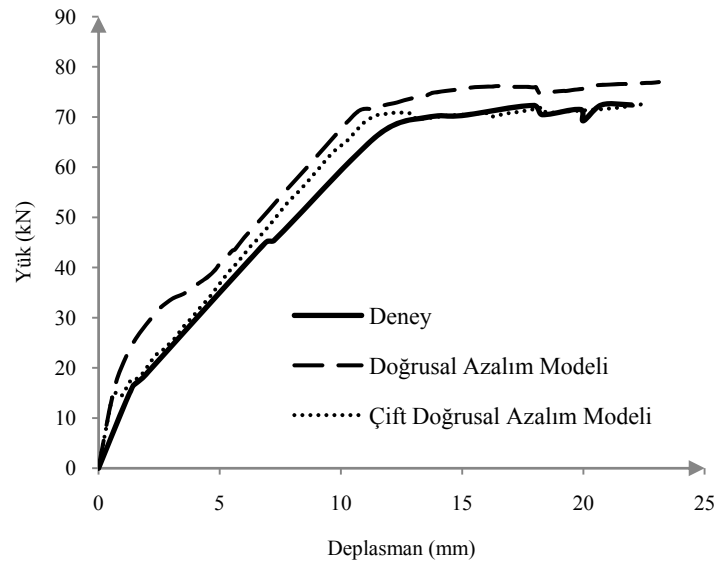
3.1.2. Beton çekme rijitliği modeli

Çekme rijitliği için gerilme-çatlak genişliği modellenmesi kullanılacağından Bölüm 2.1.1' de bahsedilmişti. Bu davranış, modellemede farklı şekillerde tanımlanabilmektedir. Bu çalışmada beton çekme gerilmesine karşı çatlak genişliği davranışı için literatürden alınmış 2 model (doğrusal ve çift doğrusal model) karşılaştırılmıştır (Şekil 3.2a-b). Yapılan ilk analizlerde çift doğrusal azalım modelinin daha iyi sonuç verdiği anlaşılmış ve sonraki analizler için bu model tercih

edilmiştir (Şekil 3.3). Burada f_t beton çekme gerilmesi, G_F ise betonda birim alanda tam bir çatlak oluşturmak için gerekli enerji miktarıdır (Coronado, 2006).



Şekil 3.2. Çatlak enerjisine bağlı gerilme-çatlak boyu azalım modelleri



Şekil 3.3. Doğrusal ve çift doğrusal azalım modeli etkisi

3.1.3. Beton çatlama enerjisi

Betonda çatlama enerjisi agrega özelliklerine ve su/çimento karışımı oranına bağlı olarak hesaplanabilmektedir (Coronado, 2006). Ancak sonlu elemanlar modeli yapılacak olan deneysel çalışmalarda beton karışımında kullanılan malzeme

miktarları mevcut olmadığından beton çatlama enerjisi Avrupa Beton Yönetmeliği'nde beton basınç gerilmesi ve agrega dane çapına bağlı olarak verilen aşağıdaki formülle hesaplanmış ve farklı dane çaplarıyla elde edilen çatlama enerjilerinin en uygunu nümerik analizlerle belirlenmeye çalışılmıştır. Burada G_{f0} maksimum agrega çapına bağlı katsayıdır ve hesaplanmış bazı değerler Tablo 3.2' de görülmektedir.

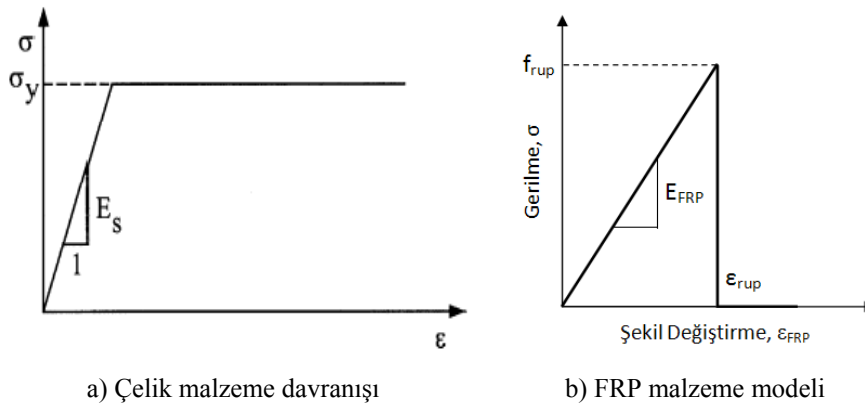
$$G_F = G_{f0} \left(\frac{f'_c}{10} \right)^{0.7} \quad (3.1)$$

Tablo 3.2. Agrega çapına bağlı katsayı (CEB-FIB MC90)

Maksimum agrega çapı, (d_{max}) (mm)	Katsayı, (G_{f0}) (J/m^2)
8	25
16	30
32	58

3.1.4. Donatı malzeme modeli

Donatı malzeme modeli için nümerik analizlerde elastoplastik malzeme modeli kullanılacağından Bölüm 2.2' de bahsedilmiştir. Bu modele göre donatı maksimum çekme dayanımına ulaştığında sabit yük altında akacaktır. Bu davranış özelliğinin tanımlanabilmesi için gerekli parametreler Elastisite Modülü (E_s), Poisson oranı (ν), ve akma gerilmesi (f_y) dir (Şekil 3.4a).



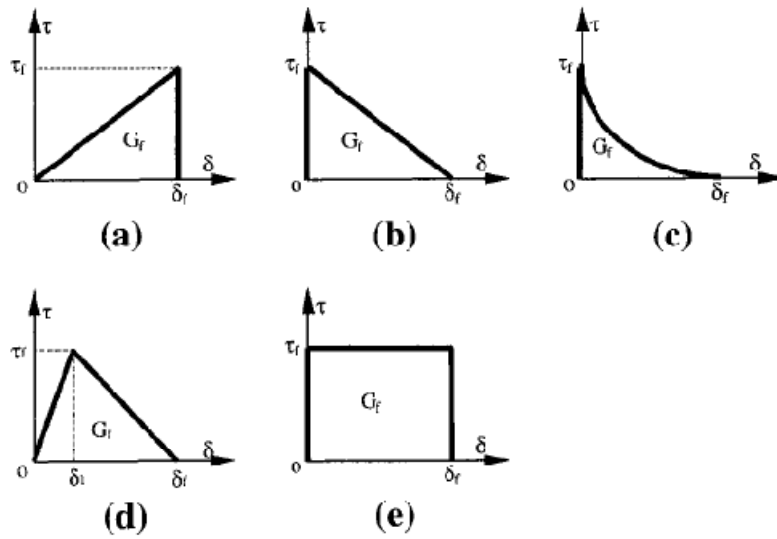
Şekil 3.4. FRP ve çelik donatı malzeme modeli

3.1.5. FRP malzeme modeli

FRP elastik davranış gösteren bir malzemedir. Buna uygun olarak FRP malzeme davranışı bu çalışmada maksimum çekme gerilmesine kadar lineer elastik kabul edilmiştir (Şekil 3.4b). Elemanın maksimum gerilmeden sonra herhangi bir sünek davranış göstermeden koptuğu kabul edilmiştir. Doğrulaması yapılan deneylerde FRP malzeme özellikleri için deneysel çalışmalarda verilen elastik modülleri, maksimum çekme dayanımı, f_{rup} , ve maksimum şekil değiştirme, ϵ_{rup} değerleri kullanılmıştır.

3.1.6 Epoksi (arayüz elemanı) malzeme modeli

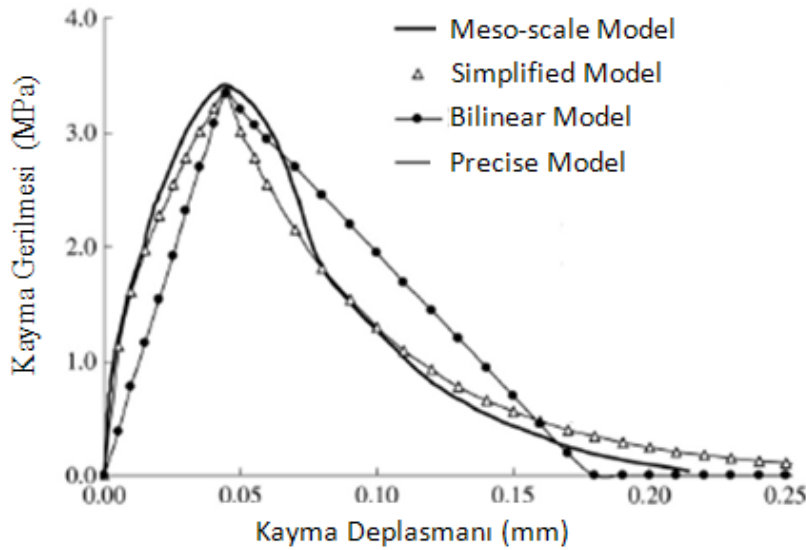
FRP malzemelerle güçlendirilmiş kirişlerde FRP-beton ara yüz bağlantı elemanı ve bu elemanın malzeme özelliği FRP-beton arasındaki gerilmelerin doğru aktarılabilmesi bakımından çok önemlidir. FRP beton arayüzü için literatürde birçok model mevcuttur (Şekil 3.5). Fakat yapılan onlarca çalışmaya (Chen, 2001; Yuan, 2004; Lu, 2005; Baky, 2007) karşın araştırmacılar beton, FRP ve epoksi mekanik özelliklerindeki birçok farklılıklar (dayanım, rijitlik, kalınlık vb.) sebebiyle bir model üzerinde mutabakat sağlayamamışlardır.



Şekil 3.5. Beton-FRP arayüz davranış modelleri

Genel olarak yapılan çalışmalarda arayüz gerilme-deformasyon ilişkisi kayma gerilmelerine bağlı yer değiştirme grafikleriyle ifade edilmiştir. FRP-beton arayüzü için tipik maksimum deplasman değeri 0.02 mm, kopma deplasmanı ise 0.2 mm olarak ifade edilmektedir (Chen, 2001).

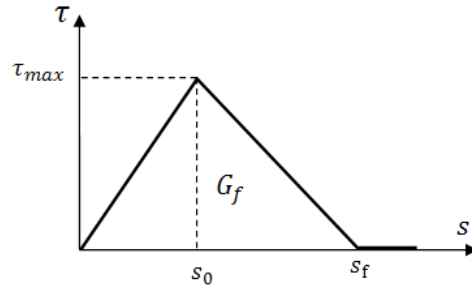
Lu ve diğerleri 2005 yılında yaptıkları çalışmalarında literatürde var olan çekme-ayrılma modellerini yine literatürden topladıkları 253 laboratuvar çekme deneyi sonuçlarıyla test etmişler ve en iyi modeli bulmaya çalışmışlardır. Aynı zamanda kendileri de bu modellere alternatif olarak 3 yeni model (Precise, Simplified ve Bilinear model) önermişlerdir (Şekil 3.6). Yapılan çalışmada iyi bir çekme-ayrılma modelinin deney sonucu elde edilen çekme-ayrılma eğrisini ve çatlak enerjisini (eğrinin altında kalan alan) doğru bir şekilde yakalaması gerektiği vurgulanmış, fakat var olan modellerin hiçbirinin bu kadar iyi olmadığı belirtilmiştir (Lu, 2005).



Şekil 3.6. Lu ve arkadaşları tarafından önerilen çekme-ayrılma modelleri (Lu, 2005)

Önerdikleri modellerden ikisinin (Precise ve Simplified) doğrusal olmayan artış ve azalış eğrilerinden oluşmasına karşın iyi bir yaklaşım için Bilinear Model' in nümerik analizlerde kullanılabileceği belirtilmiştir. Ayrıca daha önce yapılan çalışmalarda Bilinear Model' in iyi bir yaklaşım sağladığı belirtilmiştir (Yuan, 2004). Bu modele göre kayma gerilmesi maksimum kayma değerine kadar lineer olarak

artmakta daha sonra artan kayma gerilmeleriyle lineer olarak azalmaktadır. Deplasmanlar kopma deplasman değerini (s_f) aştığında kayma gerilmeleri de sıfırlanmaktadır. Şekil 3.7’ de görülen model matematiksel olarak Tablo 3.3’ deki formüllerle aşağıdaki gibi ifade edilmektedir:



Şekil 3.7. Bilinear çekme-ayrılma modeli

Tablo 3.3. Bilinear çekme-ayrılma modeli parametreleri

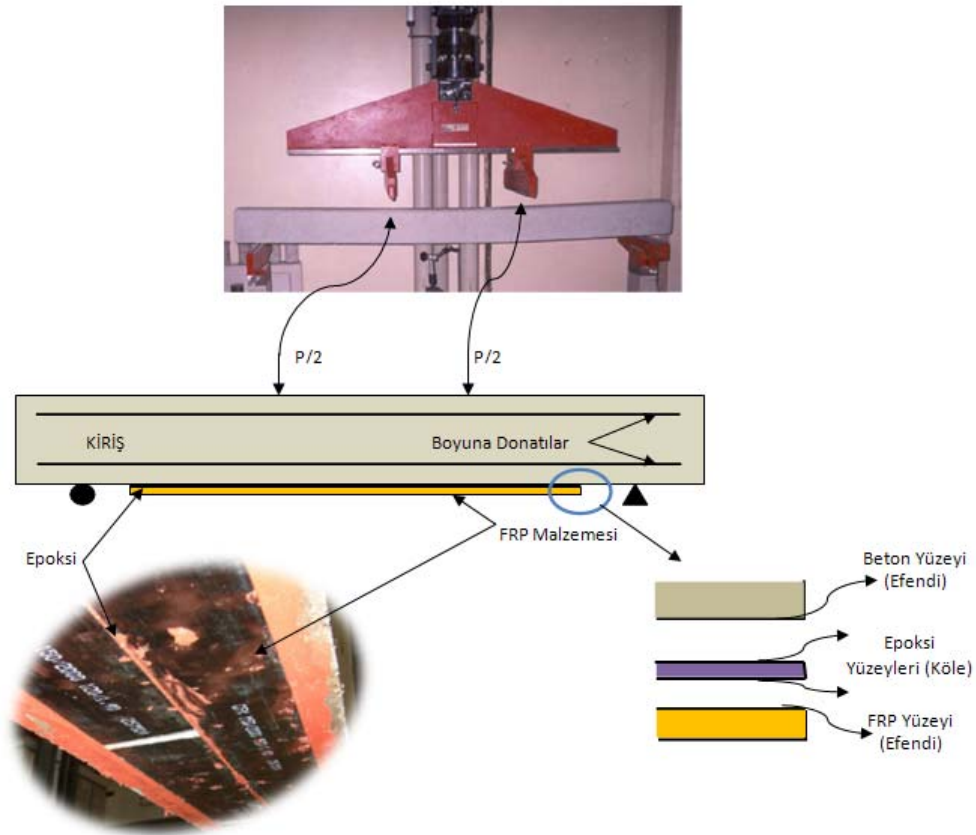
Formül	Geçerli Aralık/Açıklama
$\tau = \tau_{max} \frac{s}{s_0}$	$s \leq s_0$
$\tau = \tau_{max} \frac{s_f - s}{s_f - s_0}$	$s_0 \leq s \leq s_f$
$\tau = 0$	$s \geq s_f$
$s_f = \frac{2G_f}{\tau_{max}}$	$G_f = 0.308 \cdot \beta_w^2 \sqrt{f_t}$
$s_0 = 0.0195 \cdot \beta_w \cdot f_t$	$\beta_w = \sqrt{\frac{2 - b_f/b_c}{1 + b_f/b_c}}$
$\tau_{max} = \alpha_1 \cdot \beta_w \cdot f_t$	$\alpha_1 = 1.5$

Burada τ_{max} maksimum kayma gerilmesini, s_f kopma deplasmanını, s_0 maksimum kayma deplasmanını, f_t beton çekme gerilmesini, G_f arayüz çatlama enerjisini, β_w ise FRP-beton genişlik faktörünü göstermektedir. b_c ve b_f sırasıyla kirişin ve FRP

elemanının genişliğini göstermektedir. α_1 ise eğrinin azalan kısmının şeklini belirleyen bir katsayıdır ve 1.5 olarak önerilmiştir.

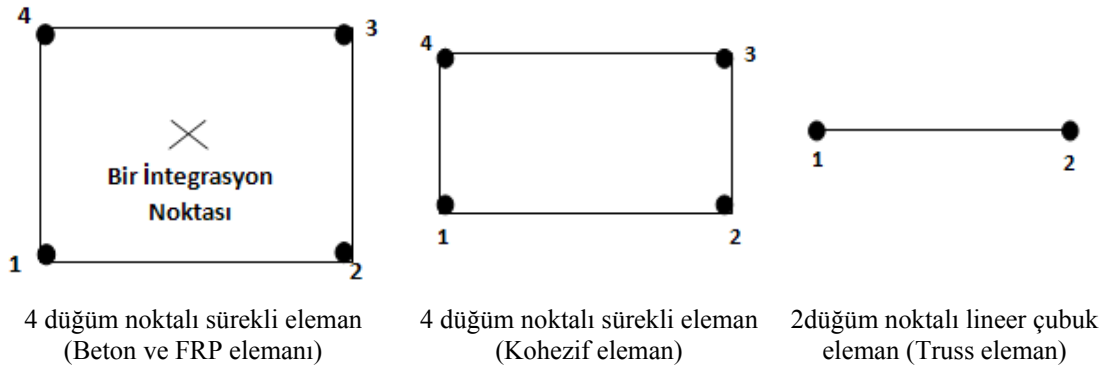
3.2. Geometrik Modelleme ve Sınır Şartları

Geometrik modeller simetri özelliği kullanılmadan yükleme ve sınır şartlarına uygun olarak oluşturulmuştur (Şekil 3.8). FRP' li modellerde arayüz elemanı olarak Bölüm 2.3'te bahsedilen Kohezif elemanlar kullanılırken beton ve FRP elemanları için de 4 düğüm noktalı sürekli elemanlar kullanılmıştır (Şekil 3.9). Boyuna donatılar ise 2 düğüm noktalı bağ (truss) elemanlar ile modellenmiştir. Kesme donatılarının betona katkısı malzeme modeliyle tanımlandığından etriyeler modellemede kullanılmamıştır. Doğrulan her bütün modeller için uygun çözüm ağı (mesh yoğunluğu) araştırılmış ve analizlerde azaltılmış integrasyonlu elemanlar kullanılmıştır.



Şekil 3.8. Sonlu elemanlar modeli detayları

Beton-epoksi ve FRP-epoksi arayüzünde eleman bağlantısı için bağ (Tie) özelliği kullanılmıştır. Eleman yüzeyleri seçilerek bunlardan daha rijit olanı efendi (master), ve daha az rijit olanı köle (slave) seçilerek birbirlerine bağ özelliği ile bağlanmışlardır. Modellemede beton elemanı için düzlem-şekil değiştirme (plain-strain) koşulları dikkate alındığından sürekli elemanı olarak (CPE4R) kullanılmış, çelik donatılar ise 2 serbestlik derecesi ve 2 düğüm noktasına sahip bağ elemanlarla (T2D2) modellenmiştir. FRP elemanlar bir boyutu diğer 2 boyutuna göre çok küçük olduğundan düzlem gerilme koşuluna göre modellemiş ve modellemede 4 düğüm noktalı düzlem-gerilme elemanı (CPS4R) kullanılmıştır. Epoksi için ise 2 boyutlu modellemeye uygun 4 düğüm noktasına sahip kohesif eleman (COH2D4) seçilmiştir. Modellerde kullanılan eleman tipleri Şekil 3.9’ da görülmektedir.



Şekil 3.9. Analizde kullanılan eleman tipleri

Yapılan analizlerde sınır şartları deneylerde olduğu gibi mesnetlerinden biri hareketli diğeri sabit olacak şekilde verilmiş, yüklemeler ise kiriş üst yüzeyinden deplasman kontrollü olarak uygulanmıştır. Çözüm yöntemi olarak Statik Analiz (Static-General) yöntemi kullanılmıştır.

3.3. Laboratuvar Deneylerinin Doğrulanması ve Sonuçlar

Bu bölümde literatürden alınan ve farklı bilim adamlarına ait dört grup laboratuvar deneyinin kontrol kirişleri ile FRP ile güçlendirilmiş hasarsız kirişlerinin nümerik modelleri gerçekleştirilmiştir. Nümerik modelleme için seçilen bu deneylerden üçünde hasarlı kirişlerle yapılan deneylerde mevcut olup bu deneyler bir sonraki

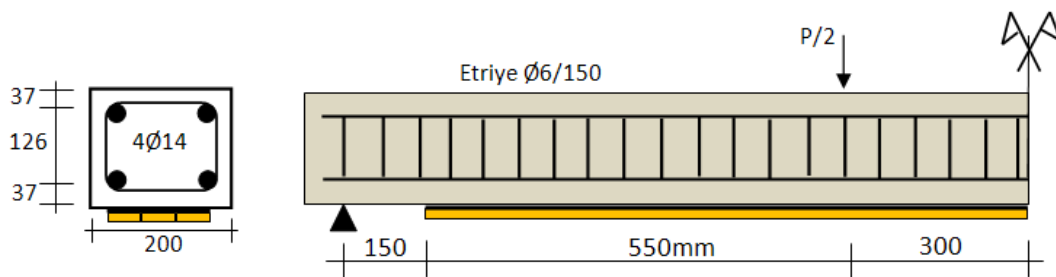
bölümde kullanılacaktır. Nümerik analizleri gerçekleştirilen kirişler için laboratuvar deneylerindeki referans isimleri kullanılmıştır (Tablo 3.4).

Tablo 3.4. Nümerik analiz kiriş isimlendirmeleri

Deney	Referans No			
	GRUP-1	GRUP-2	GRUP-3	GRUP-4
Kontrol kirişi	A1	CB1	P1	M1
FRP' li kiriş	A3	RB1	YOK	YOK

3.3.1. GRUP-1 nümerik analizler

Arduini ve diğerleri (1997), laboratuvar ortamında FRP plaka ve dokumalarla yaptıkları deneylerde, güçlendirilmiş kirişlerin kırılma şekillerini analitik ve nümerik olarak bulmaya çalışmışlardır. FRP plakalarla yaptıkları 6 kiriş deneyinden 2 tanesini kontrol numunesi olarak imal etmiş diğerlerini ise farklı şekillerde FRP plakalarla güçlendirmişlerdir. Bu kirişlerden bir tanesi çekme bölgesinden 3 tane yan yana 50 mm' lik FRP plaka ile güçlendirilmiştir (Şekil 3.10). Kirişlere ait malzeme özellikleri Tablo 3.5' te görülmektedir.



Şekil 3.10. FRP plaka ile güçlendirilmiş kiriş

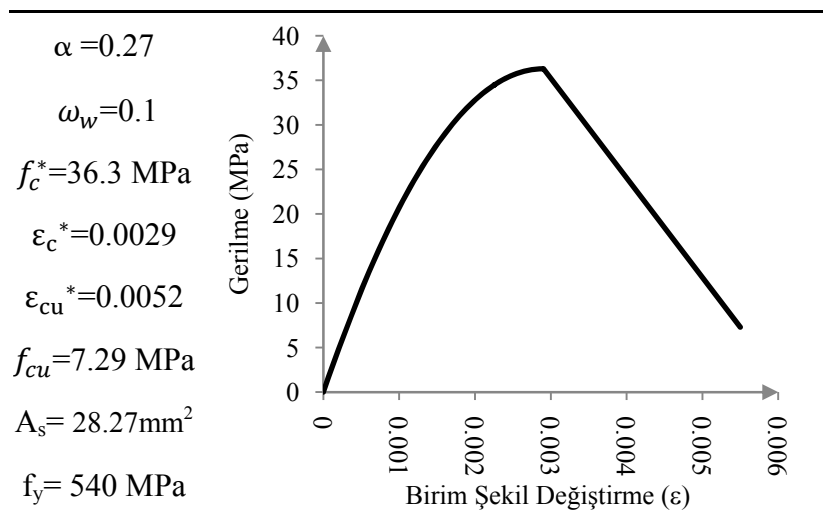
Tablo 3.5. Kiriş malzeme özellikleri

Eleman	E (GPa)	ν	f_c' (MPa)	f_y (MPa)	f_t (MPa)
Beton	25	0.2	33*	-	2.6
Donatı	200	0.3	-	540	700
Epoksi	11	0.25	-	-	26
CFRP	167	0.26	-	-	2906

(*:150 mm' lik küp numenelerin ortalama dayanımının %85'i alınarak silindir basınç mukavemeti hesaplanmıştır.)

3.3.1.1. A1 kirişi nümerik analizleri ve sonuçlar

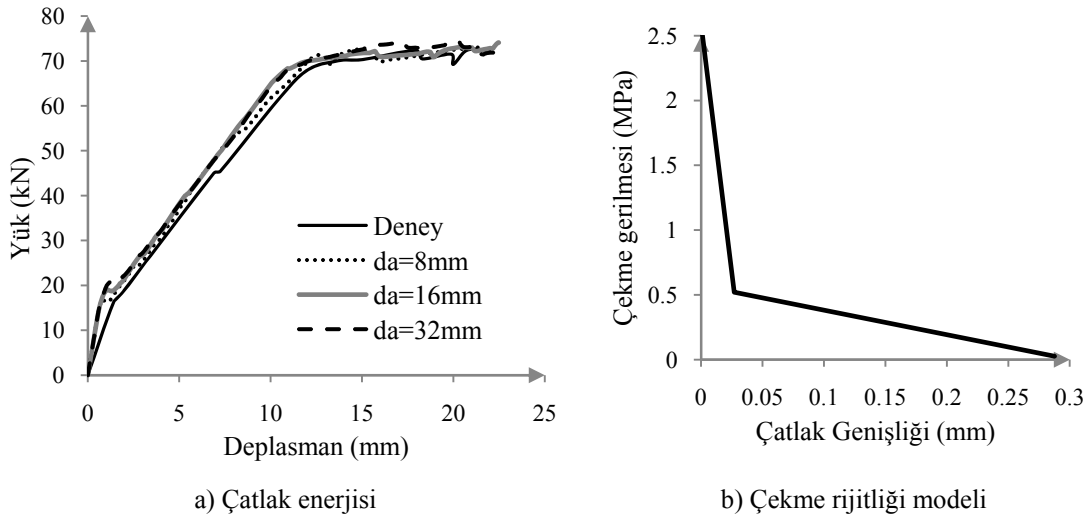
Nümerik analiz için gerekli malzeme özelliklerinin tanımlanmasına öncelikle beton basınç davranışının tanımlanmasıyla başlanacaktır. Tablo 3.5' te verilen deneysel verilerle elde edilen Hognestad kuşatılmış beton basınç davranış eğrisi ve kullanılan parametreler Şekil 3.11' de görülmektedir.



Şekil 3.11. Hognestad kuşatılmış beton modeli ve kullanılan parametreler

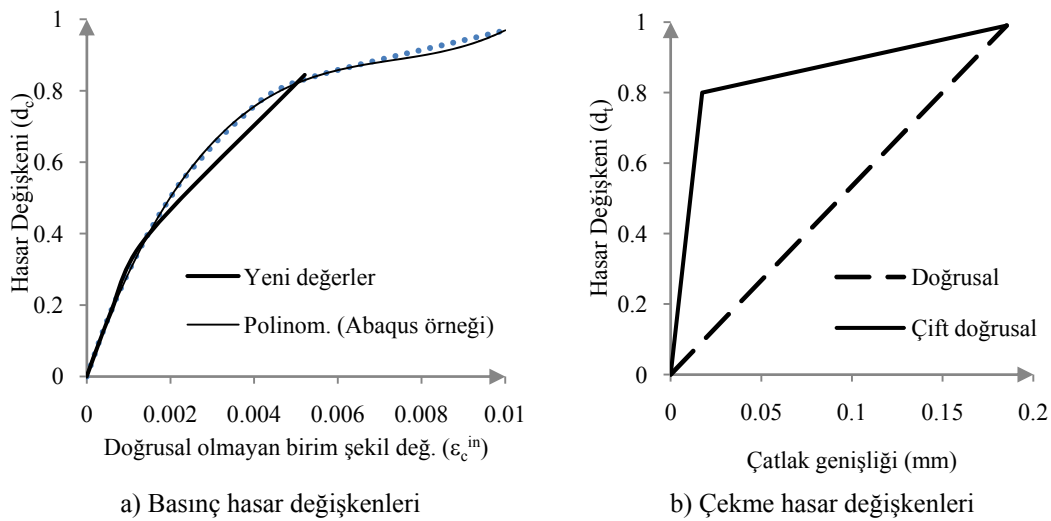
İkinci olarak ise çekme rijitliği davranışının tanımlanması için gerekli çatlak enerjisinin belirlenmesi gereklidir. Çatlak enerjisi deney sonuçlarında verilmediği için bu değer farklı agrega boyutlarından elde edilecek beton çatlama enerjileri için hesaplanan yük-deplasman değerlerinin karşılaştırılmasıyla belirlenecektir. Farklı dane çapları (da) için beton basınç dayanımından hesaplanan enerji değerleri ile elde

edilen gerilme-şekil değiştirme sonuçları Şekil 3.12a’ da görölmektedir. Sonuçlar birbirine çok yakın olmakla beraber 8 veya 16 mm’ lik dane çapından elde edilen yük-deplasman grafiklerinin iyi sonuç verdiği görölmektedir. Burada 8 mm’ lik dane çapı için hesaplanan 70 N/m’ lik enerji değerinin yeterli olduğu anlaşılmıştır Bu enerji değeriyle elde edilen çekme rijitliği davranışı da Şekil 3.12b’ de görölmektedir.



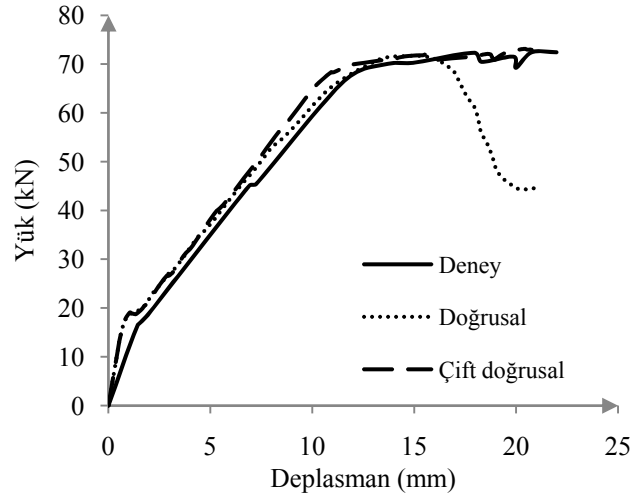
Şekil 3.12. Agrega dane çapına bağlı çatlak enerjisi değişimi ve çekme rijitliği

Beton basınç hasar değişkeni (d_c), ABAQUS örneğine benzer olarak Şekil 3.13a’ daki gibi elde edilmiştir.



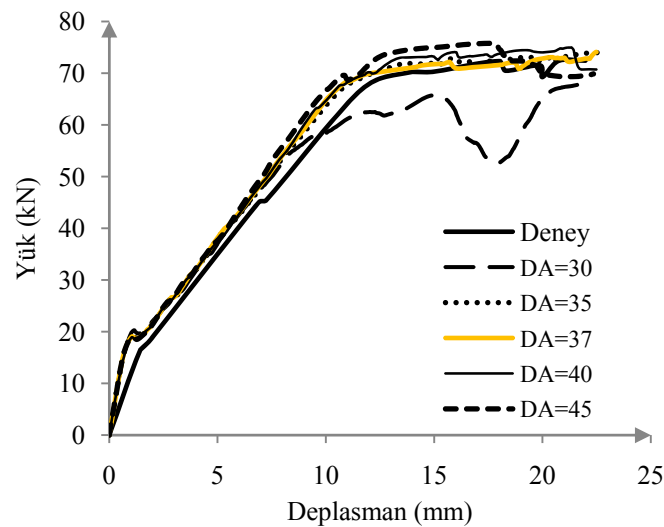
Şekil 3.13. Basınç hasar değişkenleri

Çekme hasar değişkenlerinin (d_t) tanımlanmasında ise hesaplanan çatlak enerjisi için doğrusal veya çift doğrusal tanımlama arasında karşılaştırma yapılmıştır (Şekil 3.13b). Çift doğrusal çekme hasar değişkeninin daha iyi sonuç verdiği gözlenmiştir (Şekil 3.14).



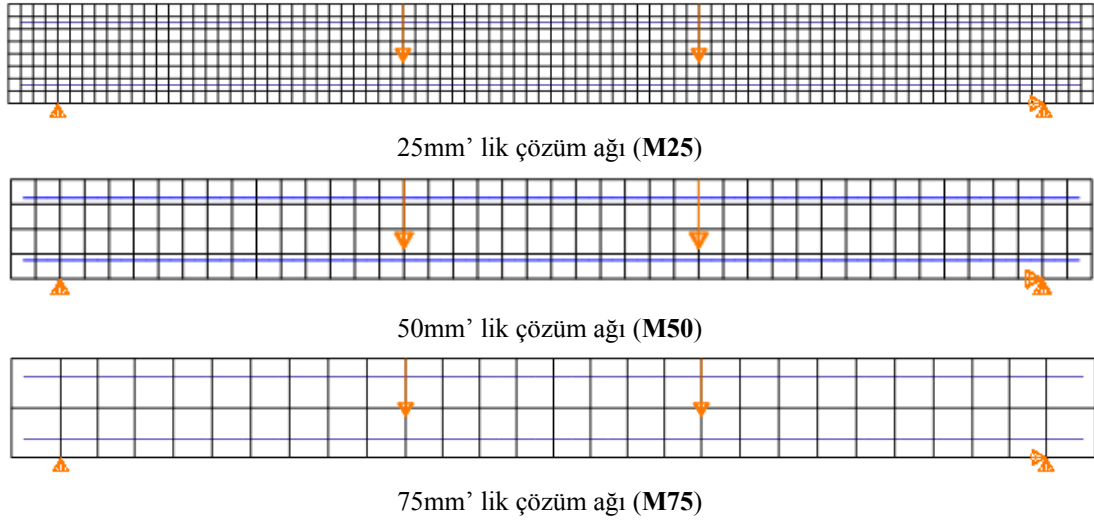
Şekil 3.14. Doğrusal ve çift doğrusal hasar değişkenleri karşılaştırılması

Beton malzeme özelliklerinin tanımlanmasına yönelik son inceleme ise plastik hacimsel değişimi belirleyen dilasyon açısı parametresidir. Literatürde yapılan çalışmalarda da bu değer 15^0 ile 45^0 arasında değişen değerler almakla birlikte bu değer için önerilen açı 30^0 dir (Lubliner, 1989). Yapılan nümerik analizlerde yük-deplasman ilişkisi bakımından 37^0 lik DA deney sonucunu en iyi yakalayan değer olmuştur (Şekil 3.15).



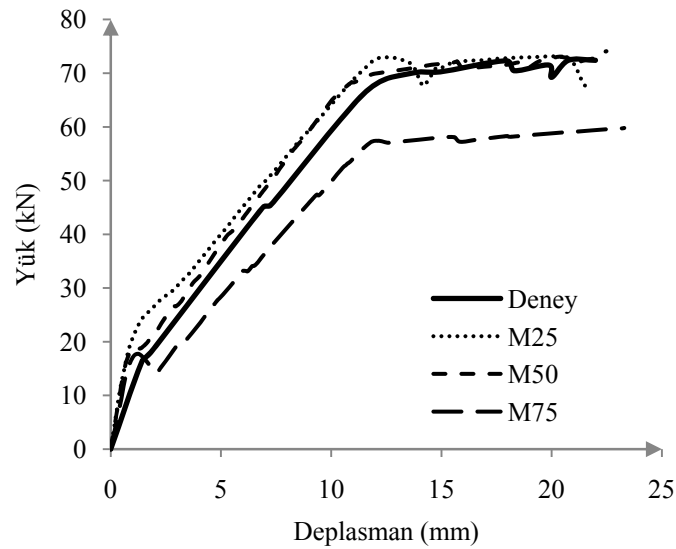
Şekil 3.15. Dilasyon açısı yük-deplasman ilişkisi

Beton basınç ve çekme davranışına ait özelliklerin belirlenmesiyle nümerik analize yönelik çözüm (mesh) ağı sıklığı araştırması yapılmıştır. Oluşturulan farklı çözüm ağları Şekil 3.16' da görülmektedir.



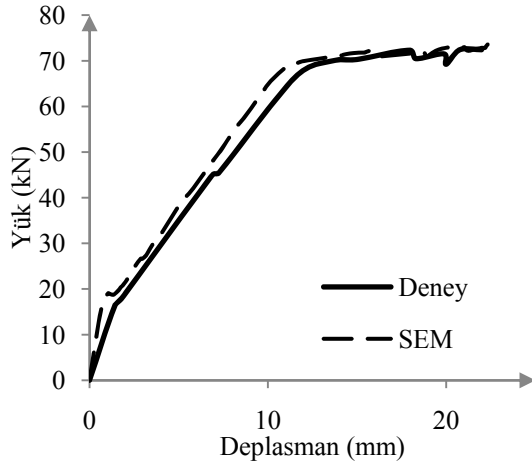
Şekil 3.16. Sonlu elemanlar çözüm ağları

En iyi sonuç 50 mm' lik çözüm ağı kullanılan orta sıklıktaki model olmuştur. Sonlu eleman çözüm ağı sıklığı azaldıkça çözümden uzaklaşıldığı görülmüştür (Şekil 3.17).



Şekil 3.17. Farklı çözüm ağları yük-deplasman ilişkisi

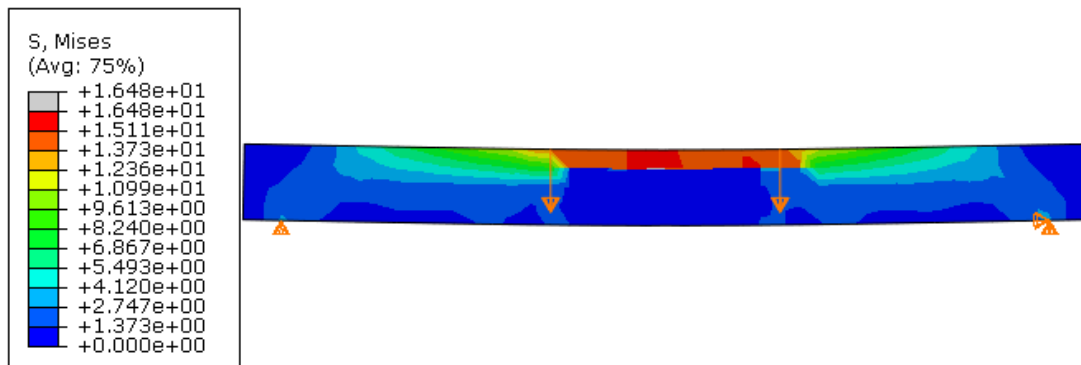
Yapılan nümerik analizlerde; 50 mm' lik çözüm ağı, 37⁰ lik dilasyon açısı ve Avrupa Yönetmeliği' nden elde edilen 70 N/m' lik çatlak enerjisi en iyi sonucu vermiştir. Elde edilen ideal sonuç ve yük-deplasman sonuçları Şekil 3.18' de görülmektedir. Oluşturulan sonlu elemanlar modeli (SEM) ile kontrol kirişinin yük-deplasman grafiği kabul edilebilir yakınlıkta doğrulanmıştır.



	DENEY	SEM	DENEY/ SEM
Akma Yüğü	70	70.92	0.98
Deplasman	13.65	13.64	1.00

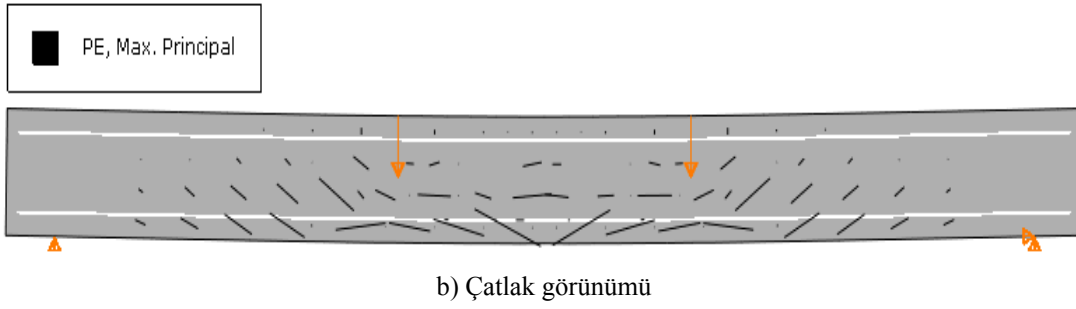
Şekil 3.18. İdeal sonuç ve yük-deplasman değerleri

Aşağıda bu kirişte maksimum yük anında oluşan gerilme dağılımı ve çatlak görünümü görülmektedir (Şekil 3.19-Şekil 3.20).



a) Gerilme dağılımı

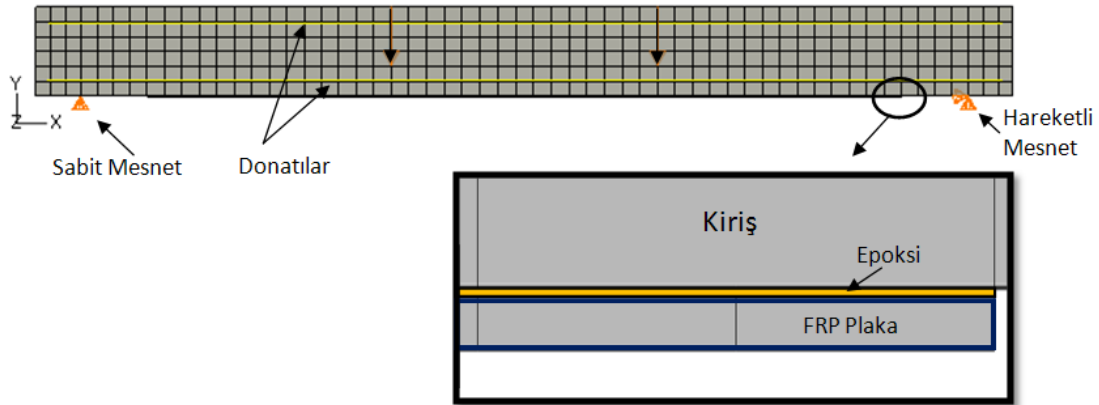
Şekil 3.19. Maksimum yükte betonda oluşan gerilmeler



Şekil 3.20. Maksimum yükte betonda oluşan çatlak görünümü

3.3.1.2. A3 kirişi nümerik analizleri ve sonuçlar

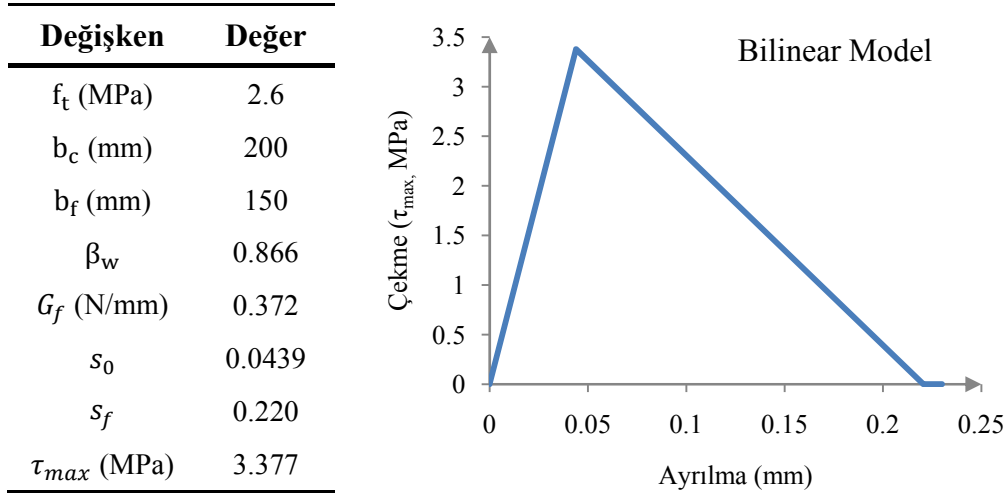
Nümerik analizi yapılacak olan kiriş çekme bölgesinden 1.3mm kalınlığında 3 tane 150 mm' lik FRP plaka ile güçlendirilmiştir (Şekil 3.10). Bu kirişin modellenmesi bir önceki bölümde doğrulaması yapılan kontrol kirişine epoksi ve FRP elemanlarının eklenmesiyle gerçekleştirilmiştir. Yani nümerik analizi tamamlanan FRP' siz kiriş FRP ve epoksi elemanları deneye uygun olarak eklenmiş, FRP ve epoksi mesnetlerden 15 cm içeriye kadar uzatılmıştır. Güçlendirme elemanları "Tie" özelliği kullanılarak kiriş bağlanmış ve elemanların birlikte çalışması sağlanmıştır (Şekil 3.21).



Şekil 3.21. Güçlendirilmiş kiriş sonlu elemanlar modeli

Epoksi elemanı malzeme özellikleri, Bölüm 3.1.6' da anlatılan modele göre tanımlanmıştır. Buna göre epoksi elemanı için kullanılan modele ait grafik ve

malzeme özellikleri Şekil 3.22’ de görülmektedir. Epoksi elemanı elastik özellikleri de laboratuvar deney sonuçlarında verilen elastisite modülü ve Poisson oranıyla hesaplanan kayma modülü olarak alınmıştır.



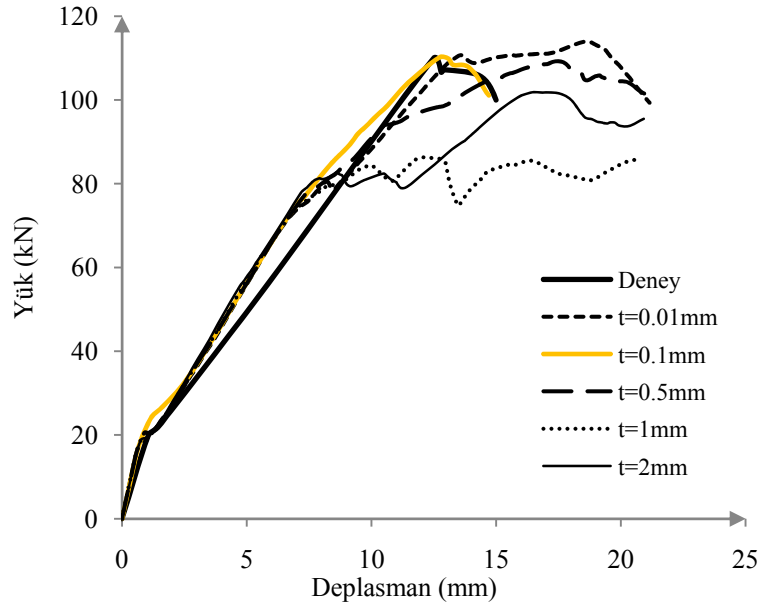
Şekil 3.22. Epoksi (Arayüz) elemanı malzeme özellikleri

FRP elemanı ise düzlem gerilme koşulu ile maksimum çekme gerilmesine kadar lineer elastik olarak tanımlanmıştır. Maksimum gerilmeden daha fazla gerilme almaması için FRP elemanına çok az bir plastiklik tanımlanmıştır. Tanımlamada kullanılan malzeme özellikleri Tablo 3.6’ da görülmektedir.

Tablo 3.6. FRP elemanı malzeme özellikleri

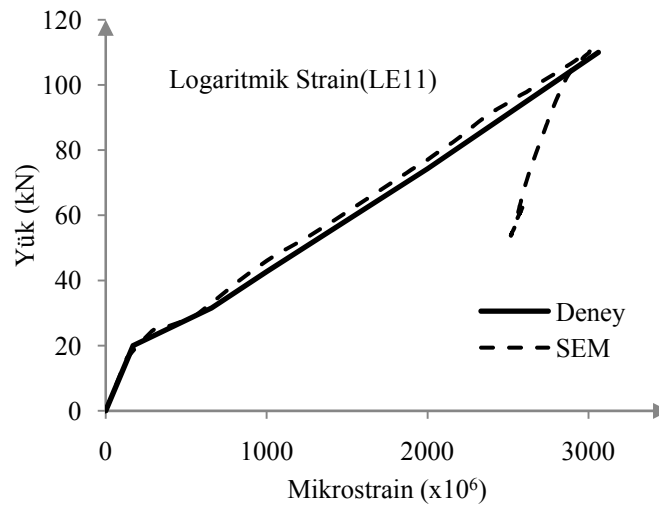
	Elastik Özellikler	Plastik Özellikler
Elastisite Modülü (GPa)	167	-
Poisson Oranı	0.26	-
Maksimum Akma Gerilmesi (MPa)	-	2906
Kopma Gerilmesi (MPa)	-	2906.000001
İlk Plastik Şekil Değişirme	-	0
Son Plastik Şekil Değişirme	-	1E-5

Burada epoksi kalınlığı deneyde belirtilmediği için öncelikle sonlu elemanlar analizlerinden deney sonuçlarına uygun epoksi kalınlığı belirlenmeye çalışılmıştır (Şekil 3.23). Yapılan analizlerde 0.1 mm kalınlıklı epoksi elemanının en iyi sonucu verdiği gözlenmiştir. Bölüm 2.4.1’ de anlatıldığı gibi elastisite ve kayma modülleri bu kalınlığa bölünerek analizlerde kullanılmıştır.



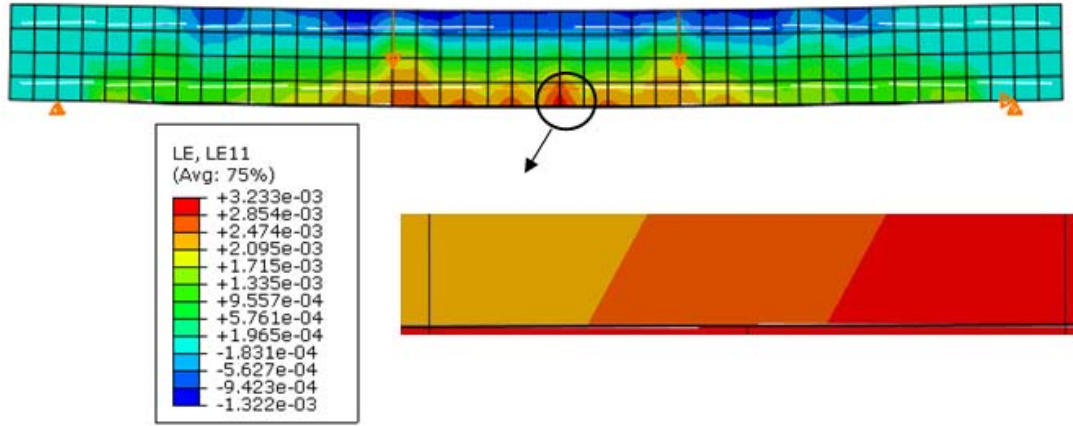
Şekil 3.23. Epoksi kalınlığı yük-deplasman ilişkisi

Kiriş orta noktasından ölçülen FRP şekil değiştirme değeri de deney sonucu olarak verilen değerlerle birebir örtüşmüştür (Şekil 3.24).



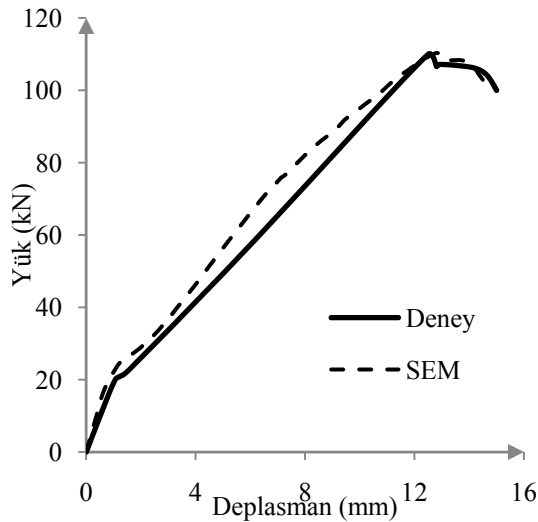
Şekil 3.24. Kiriş orta nokta FRP şekil değiştirme grafiği

Buradan güçlendirme elemanları için tanımlanan malzeme özelliklerinin iyi çalıştığı anlaşılmaktadır. Şekil 3.25’ de maksimum yük anında FRP elemanındaki zorlanmalar görülmektedir.



Şekil 3.25. Maksimum yük altında FRP zorlanma grafiği

Yapılan analizlerde çözüm ağı (mesh) olarak yine kontrol kirişindeki gibi 50 mm lik çözüm ağı kullanılmıştır. Ancak epoksi ve FRP elemanı kirişe göre daha hassas çözüm ağlarına bölündüğünde (25 mm’ lik) daha iyi sonuç elde edilmiştir. Elde edilen ideal sonuç ve yük-deplasman değerleri Şekil 3.26’ da görülmektedir.

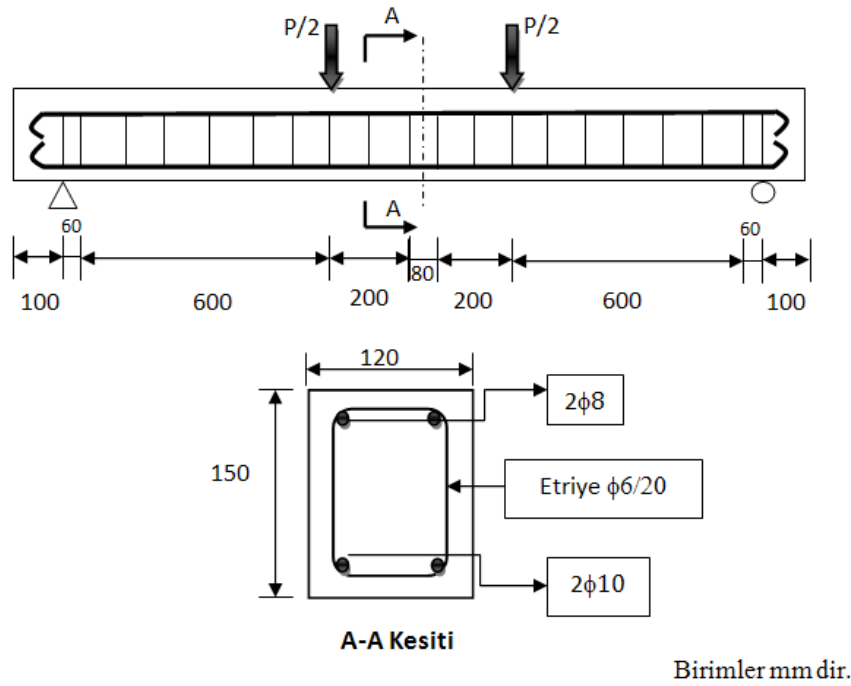


	DENEY	SEM	DENEY/ SEM
Mak. Yük	109.89	109	1.00
Deplasman	12.48	12.44	1.00

Şekil 3.26. Hassas çözüm ağıyla elde edilen ideal sonuç

3.3.2. GRUP-2 nümerik analizler

Nümerik analizleri gerçekleştirilen 2. grup deneylerde, Benjeddou ve arkadaşları (2007), çekme bölgesinden CFRP plakalarla güçlendirdikleri kirişler için laboratuvar ortamında deneyler yapmışlardır. Dört nokta yüklemesi altında, hasarsız ve farklı hasar yüzdesine sahip kirişler çekme bölgesinden FRP plakalarla güçlendirilerek deneyler gerçekleştirilmiştir. Bu kirişe ait geometri ve donatı detayları Şekil 3.27’ de verilmiştir. Kirişlere ait malzeme özellikleri de Tablo 3.7’ de görülmektedir.



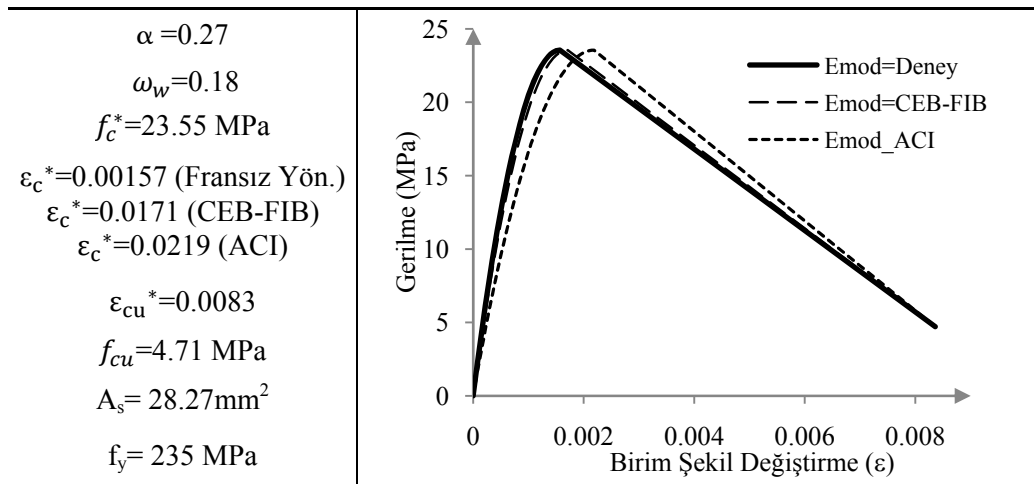
Şekil 3.27. Kiriş geometri ve malzeme detayları

Tablo 3.7. Kirişlere ait malzeme özellikleri

Malzeme Özelliği	Donatı	Beton
Elastisite Modülü (GPa)	200	30
Basınç Dayanımı (MPa)	400	21
Çekme Dayanımı (MPa)	400	1.86
Poisson Oranı	0.3	0.18

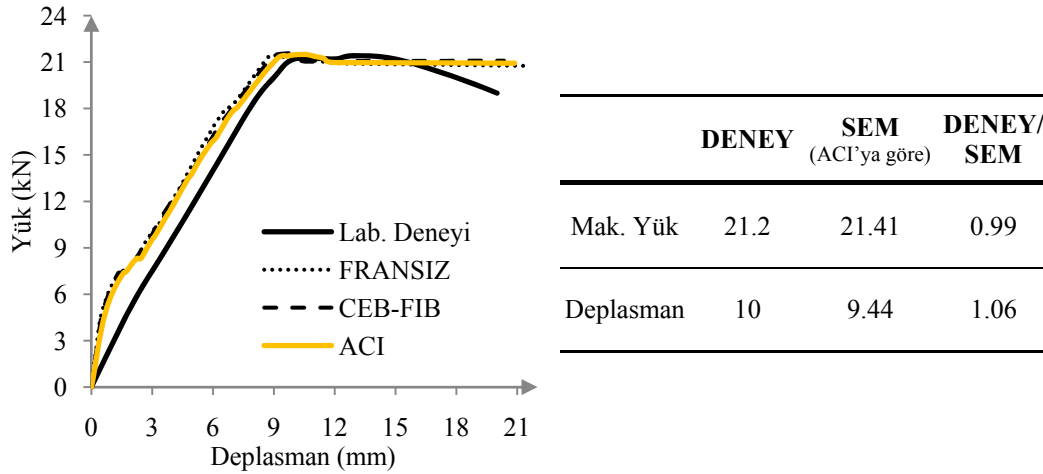
3.3.2.1. CB1 kirişi nümerik analizleri ve sonuçlar

Önceki bölümde bahsedildiği gibi burada da öncelikle nümerik analizde kullanılacak beton modeli ve diğer malzeme modelleri oluşturulmuştur. Deney çalışmasında beton için verilen elastisite modülü ve beton çekme dayanımının Fransız Yönetmeliği' deki formüllerle hesaplandığı belirtilmiştir. Yani bu değerler deneysel olarak elde edilmemiştir. Bu yüzden nümerik analizde verilen değerlerle istenilen sonuç elde edilemezse farklı yönetmeliklere göre hesaplanmış elastisite modülü ve çekme dayanımlarının kullanılabilceği düşünülmüştür. Bu itibarla ilk aşamada Avrupa yönetmeliği (CEB-FIB) ve Amerika yönetmeliğindeki(ACI) elastisite formülleri için oluşturulmuş beton basınç modellerine göre (Şekil 3.28) yük-deplasman grafiği değişimi incelenmiştir. Genel olarak beton modellerinin oluşturulmasında kullanılan değerler aşağıdadır.



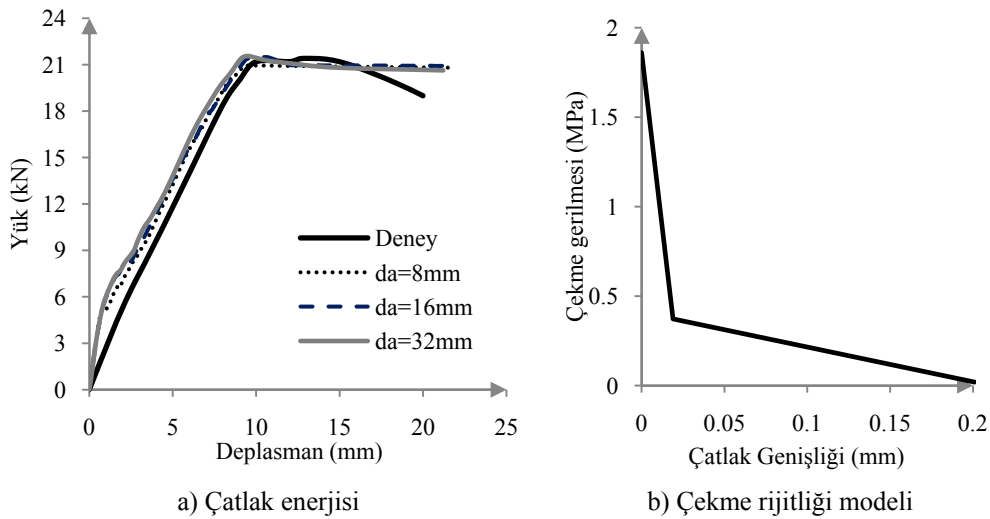
Şekil 3.28. Nümerik analiz için farklı yönetmeliklerle oluşturulan beton modelleri

Yapılan nümerik analizlerde farklı yönetmeliklerden alınan elastisite modülleriyle oluşturulan beton modellerinin sonucu çok fazla etkilemediği fakat yük-deplasman değerleri incelendiğinde Amerikan yönetmeliğinden elde edilen değerlerin daha iyi sonuç verdiği gözlenmiştir (Şekil 3.29). Bundan sonraki analizlerde bu değerler kullanılmıştır.



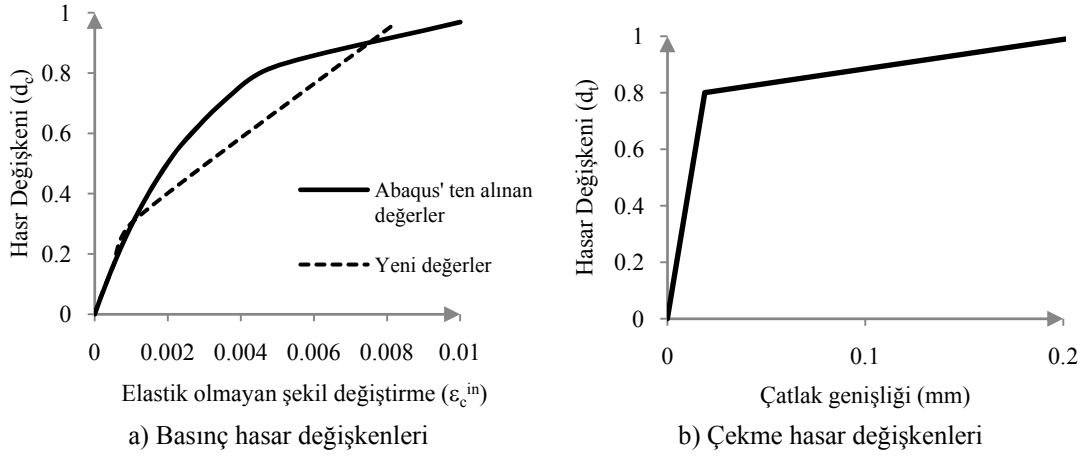
Şekil 3.29. Farklı yönetmeliklere göre nümerik analiz yük-deplasman değişimi

İkinci grup laboratuvar deneylerinde de beton karışımı veya çatlama enerjisi ile ilgili bilgi mevcut değildir. Bu yüzden çatlak enerjisi yine farklı agrega boyutlarından elde edilecek beton çatlama enerjileri için hesaplanan yük-deplasman değerlerinin karşılaştırılmasıyla belirlenmiştir (Şekil 3.30). Burada da yük-deplasman değerleri birbirine çok yakın olmakla birlikte 16 mm' lik dane çapı için hesaplanan 55 N/m' lik çatlama enerjisi değerinin daha iyi sonuç verdiği görülmüştür.



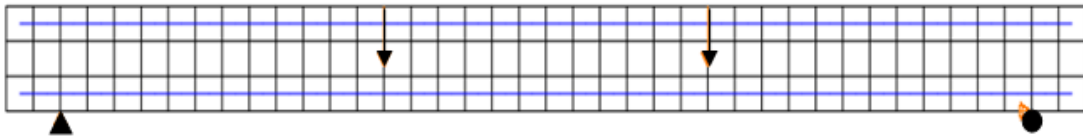
Şekil 3.30. Agrega dane çapına bağlı çatlak enerjisi değişimi ve çekme rijitliği

Bu model için elde edilen çekme ve basınç hasar değişkenleri ise Şekil 3.31' de görülmektedir.

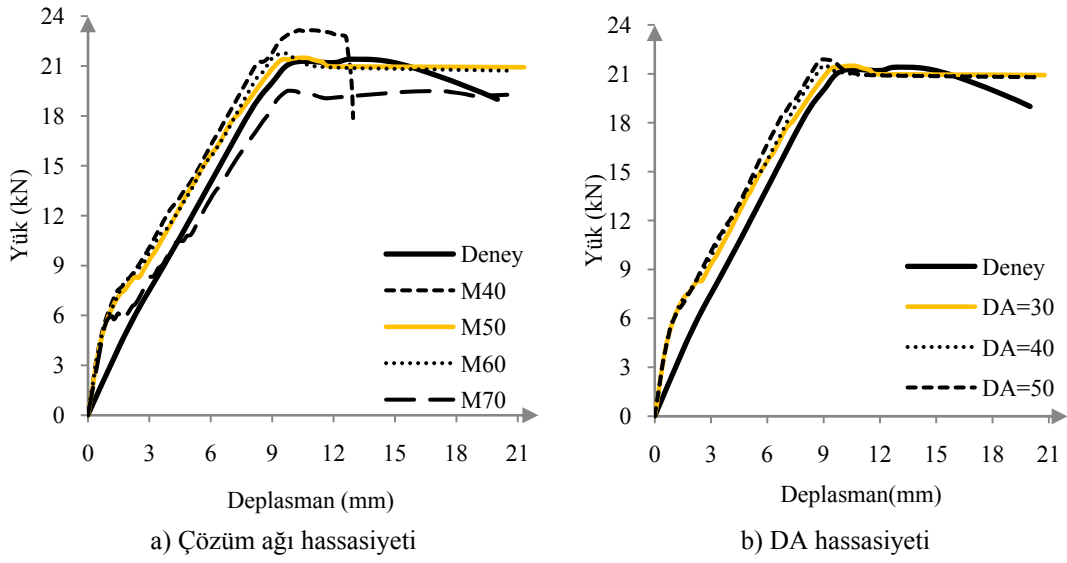


Şekil 3.31. Çekme ve basınç hasar değişkenleri

Yapılan üçüncü inceleme çözüm ağı hassaslığı üzerine olmuştur. Farklı çözüm ağlarının yük-deplasman grafiği üzerine etkisi araştırılmıştır (Şekil 3.33a). Sırasıyla nümerik analizlerde 40, 50, 60 ve 70 mm' lik çözüm ağları denenmiş yapılan analizlerde en iyi sonucun 50 mm' lik çözüm ağı ile elde edildiği görülmüştür. Bundan sonraki çözümlerde de bu çözüm ağı kullanılmıştır (Şekil 3.32).

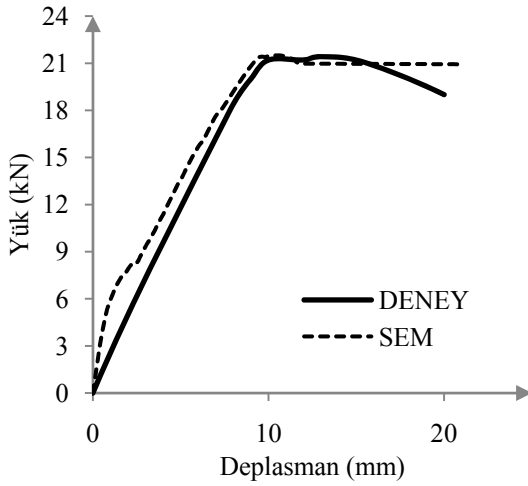


Şekil 3.32. 50 mm' lik çözüm ağı ile oluşturulan model



Şekil 3.33. Çözüm ağı ve dilasyon açısı hassasiyeti

FRP' siz kontrol kirişi için yapılan son analiz dilasyon açısının belirlenmesine yönelik yapılmıştır. 50 mm' lik çözüm ağında gerçekleştirilen analizlerde 30^0 lik açı değerinin sonlu elemanlar modelinde en iyi sonucu verdiği görülmüştür (Şekil 3.33b). Elde edilen ideal çözüm Şekil 3.34' de görülmektedir.

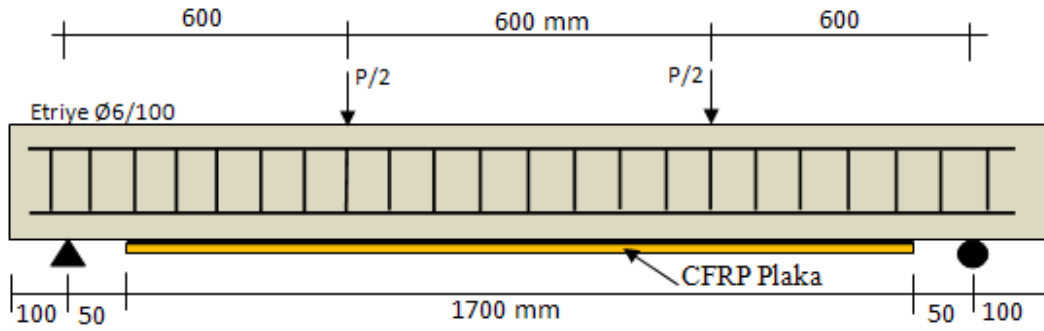


	DENEY	SEM	DENEY/ SEM
Akma Yüğü	21.2	21.46	0.98
Deplasman	10	10.08	0.99

Şekil 3.34. Kontrol kirişi nümerik analiz ideal sonucu

3.3.2.2. RB1 kirişi nümerik analizleri ve sonuçlar

Benjeddou ve arkadaşları (2006), güçlendirdikleri bu kirişte 1700 mm uzunluğunda, 1.2 mm kalınlığında ve 100 mm genişliğinde CFRP plaka kullanmışlar ve yine 4 nokta yüklemesiyle deneylerini gerçekleştirmişlerdir (Şekil 3.35). Kullanılan epoksi ve CFRP plakalara ait malzeme özellikleri Tablo 3.8’ de verilmiştir.

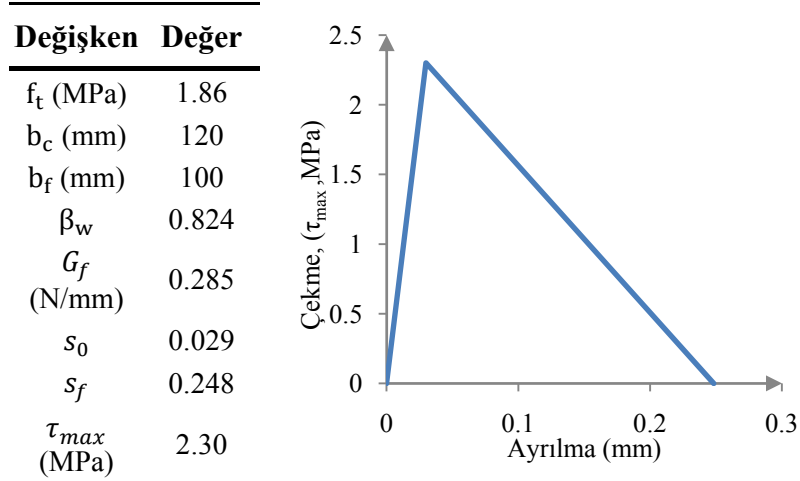


Şekil 3.35. Güçlendirilmiş kiriş geometrisi

Tablo 3.8. Güçlendirme elemanları malzeme özellikleri

Malzeme	Elastik Modül (GPa)	Çekme Dayanımı (MPa)
CFRP Plaka	165	2800
Epoksi	12.8	4

Laboratuar çalışmasında belirtilen malzeme özelliklerine göre nümerik analizde kullanılan arayüz elemanı malzeme modeli ve hesapta kullanılan değerler Şekil 3.36’ da görülmektedir. FRP elemanı için de laboratuar deneyinde verilen malzeme özelliklerine göre analizde kullanılan değerler ise Tablo 3.9’ da verilmiştir.

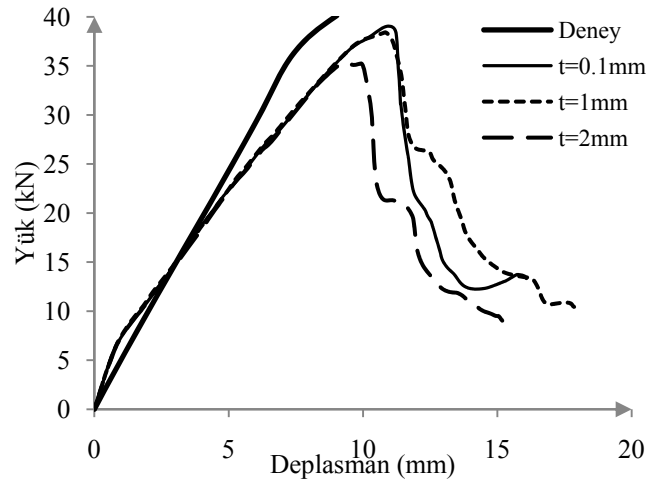


Şekil 3.36. Epoksi elemanı davranış modeli

Tablo 3.9. CFRP malzeme özellikleri

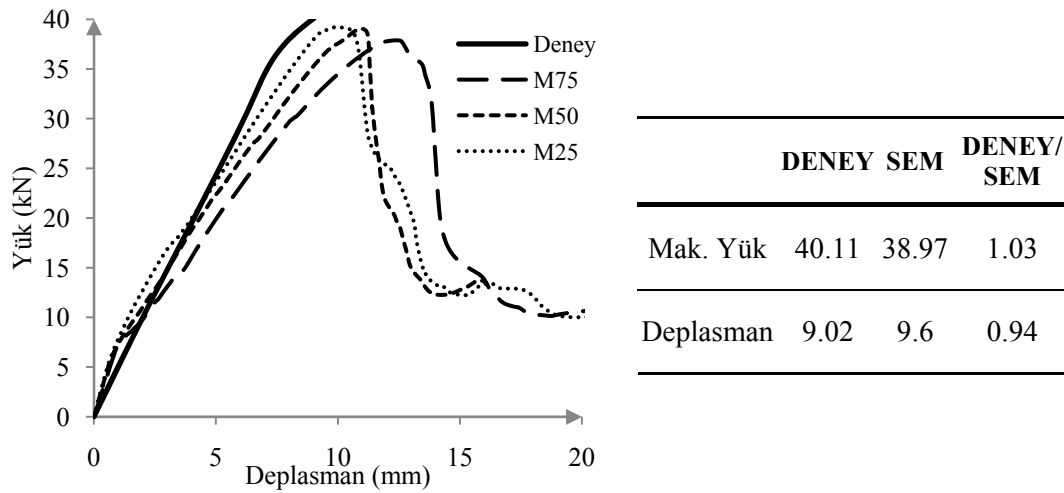
	Elastik Özellikler	Plastik Özellikler
Elastisite Modülü (GPa)	165	-
Poisson Oranı	0.26	-
Maksimum Akma Gerilmesi (MPa)	-	2800
Kopma Gerilmesi (MPa)	-	2800.000001
İlk Plastik Şekil Değişirme	-	0
Son Plastik Şekil Değişirme	-	1E-5

Burada önceki deneyde olduğu gibi epoksi kalınlığı deneyde belirtilmediği için öncelikle sonlu elemanlar analizlerinde epoksi kalınlığı belirlenmeye çalışılmıştır (Şekil 3.37). Yapılan analizlerde kalınlık artışıyla yük-deplasman ilişkisinde azalma olduğu, $t = 0.1$ mm kalınlığın yine en iyi sonucu verdiği gözlenmiştir. Fakat sonuç istenilen seviyede değildir.



Şekil 3.37. Epoksi kalınlığı yük-deplasman ilişkisi

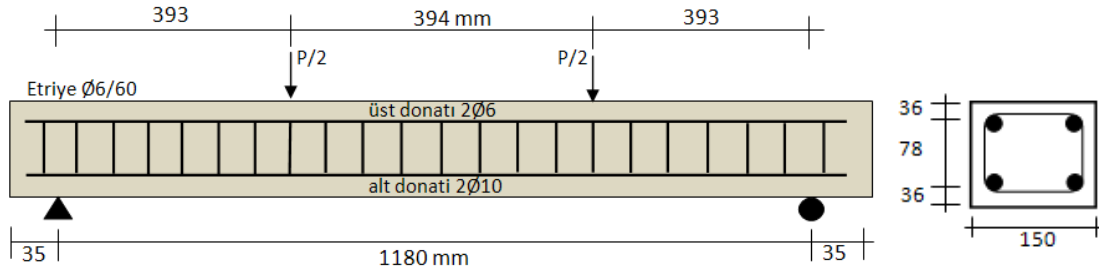
Sonuçlar istenilen seviyede olmadığından güçlendirilmiş kiriş için analizler çözüm ağı değişimleriyle incelenmiştir (Şekil 3.38). Yapılan analizlerde çözüm ağı sıklaşmasıyla sonuçların deney sonucuna daha çok yaklaştığı fakat 25 mm' lik çözüm ağı altındaki nümerik analizlerde yakınsama problemi olduğu görülmüştür. İdeal çözüm 25 mm' lik çözüm ağına bölünen nümerik modelle elde edilmiştir.



Şekil 3.38. CFRP' li kiriş çözüm ağı hassasiyeti yük-deplasman ilişkisi

3.3.3. GRUP-3 nümerik analizler

Sonlu elemanlar modeliyle doğrulaması yapılacak olan üçüncü deney setinde Sharif ve arkadaşları (1994), laboratuvar ortamında toplam 10 kiriş için deneyler yapmışlardır. Yazarlar maksimum yük kapasitesinin %85' ine kadar yükleyerek elde ettikleri hasarlı kirişleri daha sonra farklı güçlendirme teknikleriyle (GFRP plakalarla) güçlendirerek kapasite değişimini incelemişlerdir. Deneylerde plaka kalınlığının değişiminin sonuçlara etkisi de sorgulanmıştır. Bu bölümde deney kirişlerinden kontrol (P1) kirişine ait deney sonlu elemanlar modeliyle doğrulanacaktır. Gelecek bölümde hasar verilen kontrol kirişinin alt yüzünden güçlendirilmesi ile elde edilen deney sonucu sonlu elemanlar modeliyle incelenecek ve doğrulanmaya çalışılacaktır. Bu deney setine ait hasarsız ve güçlendirilmiş deney mevcut olmadığından sadece kontrol kirişi için analizler gerçekleştirilecektir. Kirişlerde kesme yenilmesi olmaması için fazla kesme donatısı kullanıldığı yazarlarca belirtilmiştir. Şekil 3.39' da bu kirişlere ait geometri ve donatı detayları görülmektedir.



Şekil 3.39. Grup-3 deneyleri geometri ve donatı detayları

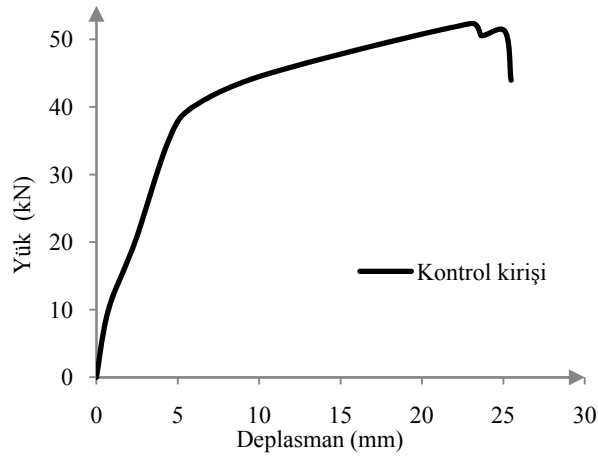
Kirişler için malzeme özellikleri ise Tablo 3.10' da verilmiştir. Beton çekme gerilmesi malzeme özelliklerinde verilmediği için ACI' ya göre hesaplanmıştır.

Tablo 3.10. Kirişlere ait malzeme özellikleri

	E (GPa)	v	f_c' (MPa)	f_y (MPa)	f_t (MPa)
Beton	27	0.2	37.7	-	3.68*
Donatı	200	0.3	-	450	-

(* : ACI Yönetmeliğine göre hesaplanmıştır.)

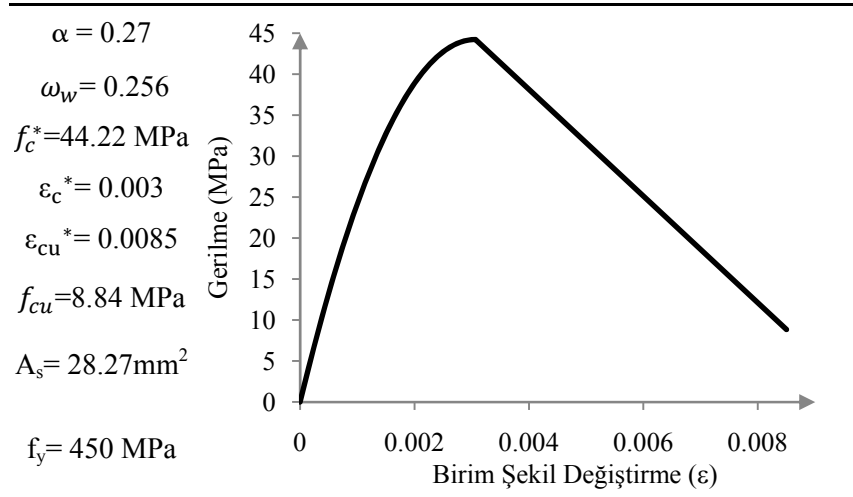
Kontrol kirişine ait yük-deplasman grafiği Şekil 3.40' da görülmektedir.



Şekil 3.40. Grup-3 kontrol kirişi yük-deplasman grafiği

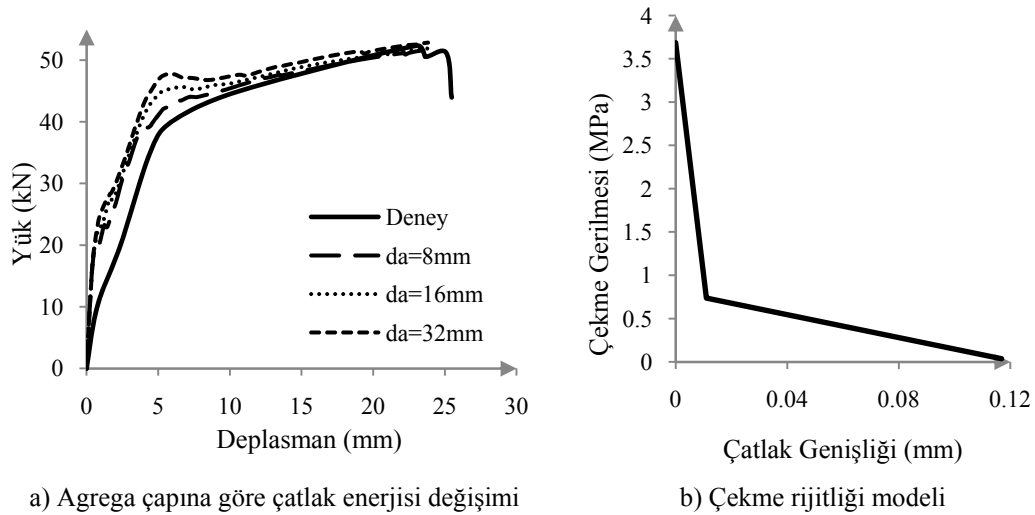
3.3.3.1. P1 kirişi sonlu elemanlar modeli

Kontrol kirişine ait sonlu elemanlar modeli 2. Bölüm' de anlatılan yöntemlere göre gerçekleştirilmiştir. Deneysel veriler ışığında CEB-FIB MC90' a göre hesaplanan, etriye etkisini de dikkate alan beton basınç modeli Şekil 3.41' de görülmektedir. Beton maksimum kırılma şekil değiştirmesi 0.0085 ve maksimum kırılma gerilmesi de 8.84 MPa olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.41. Beton basınç modeli

Beton çekme rijitliği davranışı için beton çatlama enerjisi hesaplanmalıdır. Deneysel olarak beton malzeme karışım oranları mevcut olmadığından CEB-FIB MC90' da verilen beton çatlama enerjisi formülüne göre farklı dane çapları için çatlak oluşturma enerjileri hesaplanarak modeller test edilmiştir.



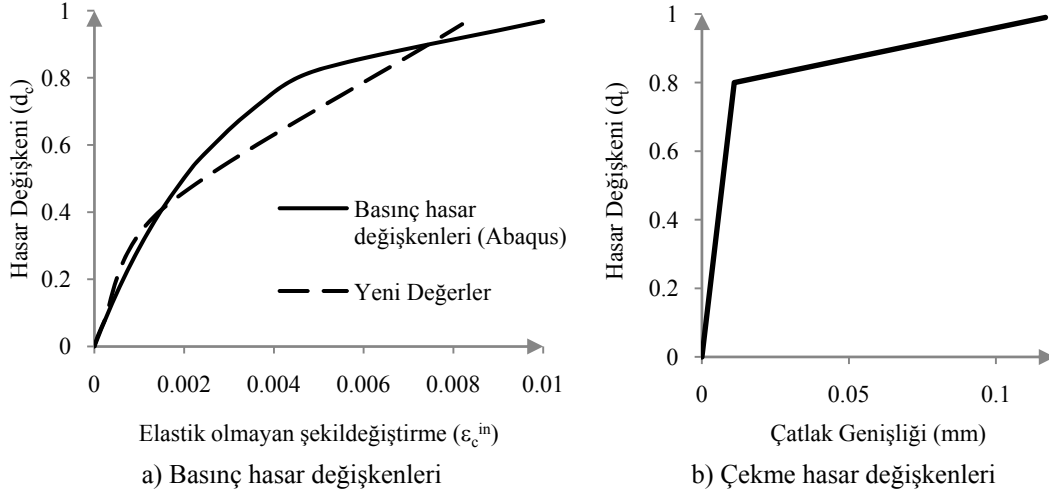
a) Agrega çapına göre çatlak enerjisi değişimi

b) Çekme rijitliği modeli

Şekil 3.42. Beton çatlak enerjisi değişimine göre çekme rijitliği modeli

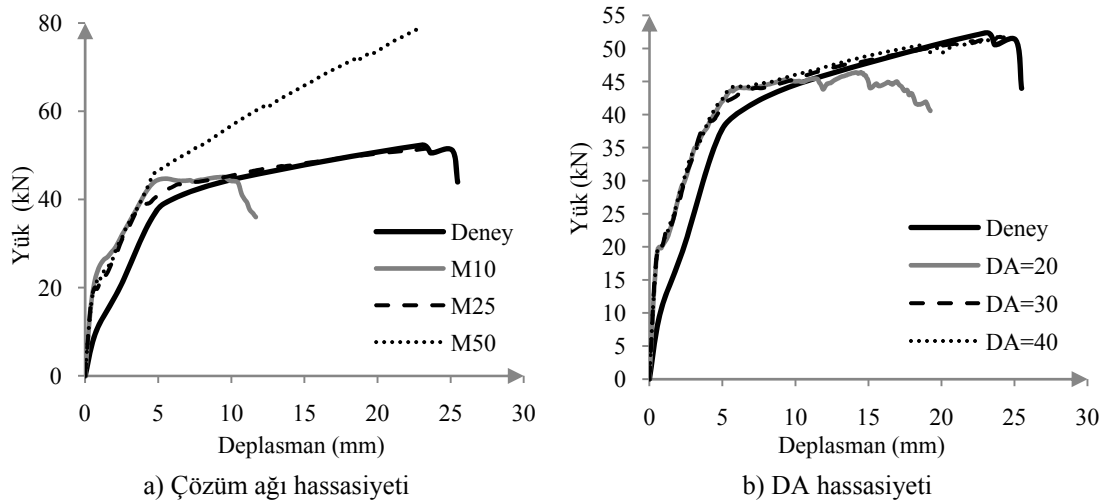
Buna göre 8 mm' lik dane çapı nümerik modellerde en iyi sonucu vermiştir (Şekil 3.42a). 63.3 N/m' lik çatlama enerjisi için elde edilen çekme rijitliği modeline göre maksimum çatlak genişliği de 0.117 mm' dir (Şekil 3.42b). ABAQUS örneğine

benzer olarak elde edilen basınç hasar parametreleriyle beton çatlama enerjisi modelinden elde edilen çekme hasar değişkenleri (Şekil 3.43a-b)' de görülmektedir.



Şekil 3.43. Basınç ve çekme hasar değişkenleri

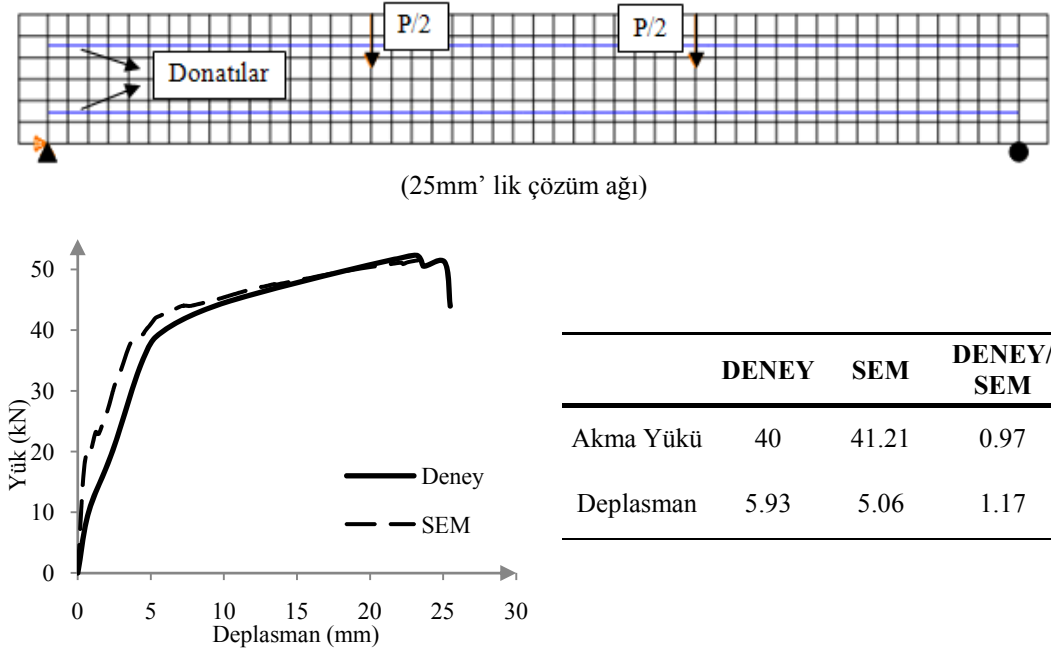
Hasar değişkenlerinin elde edilmesiyle çözüm ağı hassasiyeti ve dilasyon açısı hassasiyeti için nümerik analizler gerçekleştirilmiştir (Şekil 3.44).



Şekil 3.44. Sonlu elemanlar analizi çözüm ağı ve DA değişimi

P1 kiriş i için yapılan analizlerde 25 mm' lik çözüm ağı ve 30⁰' lik dilasyon açısı ile en iyi sonuç elde edilmiştir. Önerilen sonlu elemanlar modeliyle kontrol kiriş i deney

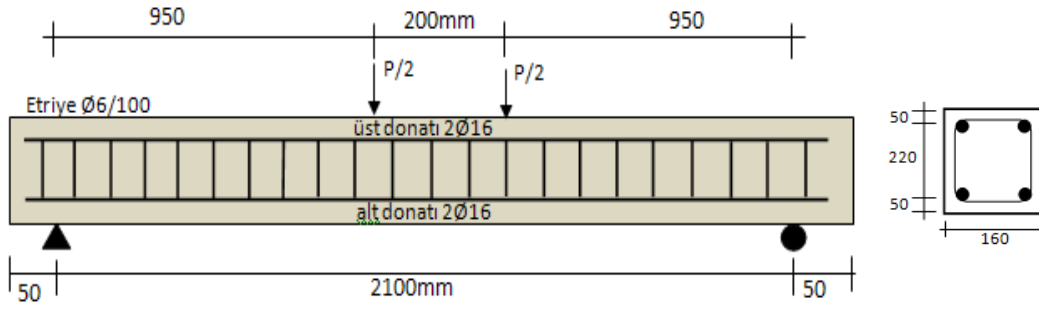
sonucu başarıyla elde edilmiştir. Şekil 3.45’ de 25 mm’ lik çözüm ağı (M25) ve elde edilen ideal sonuç görülmektedir.



Şekil 3.45. 25 mm’ lik çözüm ağıyla elde edilen ideal sonuç

3.3.4. GRUP-4 nümerik analizler

Sonlu elemanlar modeliyle doğrulaması yapılacak olan dördüncü deney setinde ise Arduini ve Nanni (1997), hasarsız ve maksimum taşıma kapasitesinin %30’ una kadar yüklenmiş kirişler üzerinde FRP dokumalarla farklı güçlendirme tekniklerini deneysel ve analitik olarak incelemişlerdir. M serisi kirişler yükseklik/derinlik oranı 2 olarak ayarlanmış kirişlerdir. Deneylerde bütün kirişlerin 4 nokta yüklemesiyle test edildiği ve kontrol kirişinin eğilme yenilmesiyle kırıldığı deney raporunda belirtilmiştir. Bu bölümde M serisi deney kirişlerinden kontrol numunesine ait deney sonlu elemanlarla modellenmiştir. Deneylere ait geometri ve donatı detayı Şekil 3.46’ da görülmektedir.



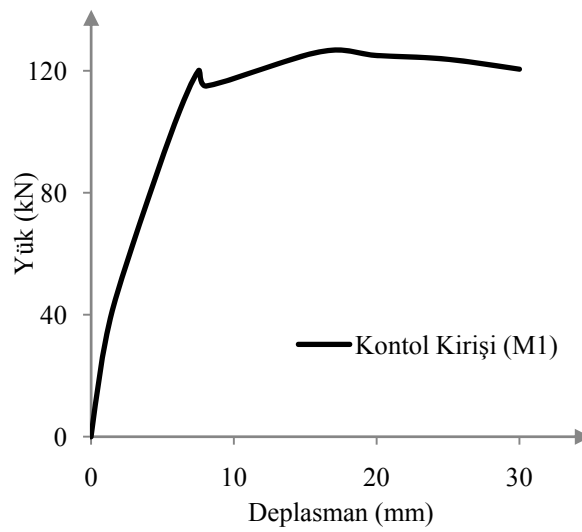
Şekil 3.46. Kiriş donatı ve geometri detayları

Buradaki kirişler için malzeme özellikleri Tablo 3.11' de görülmektedir. Değerler deney raporunda verilen değerlerdir.

Tablo 3.11. Grup-4 kirişleri malzeme özellikleri

Eleman	E (GPa)	ν	f_c' (MPa)	f_y (MPa)	f_t (MPa)	ϵ_u (%)
Beton	27	0.2	36	-	2.7	0.05
Donatı	200	0.3	-	550	640	20

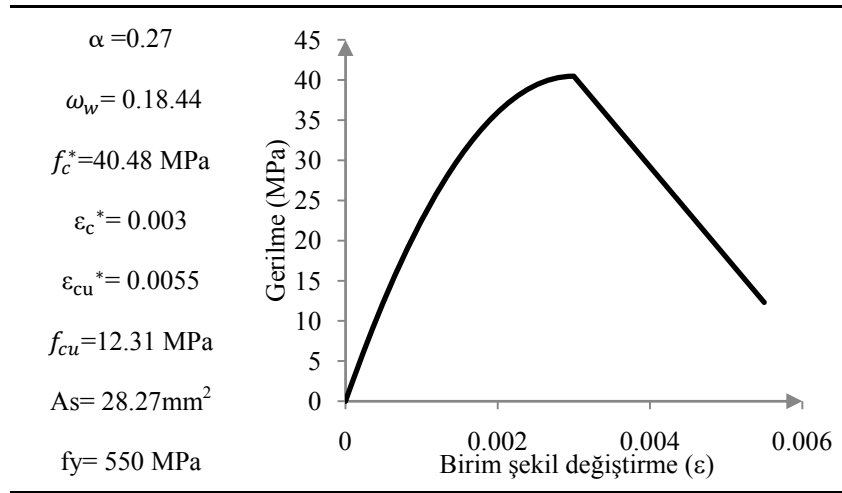
Sonlu elemanlar modeli yapılan kontrol kirişine ait deney yük-deplasman grafiği Şekil 3.47' de görülmektedir.



Şekil 3.47. Kontrol kirişi yük-deplasman grafiği

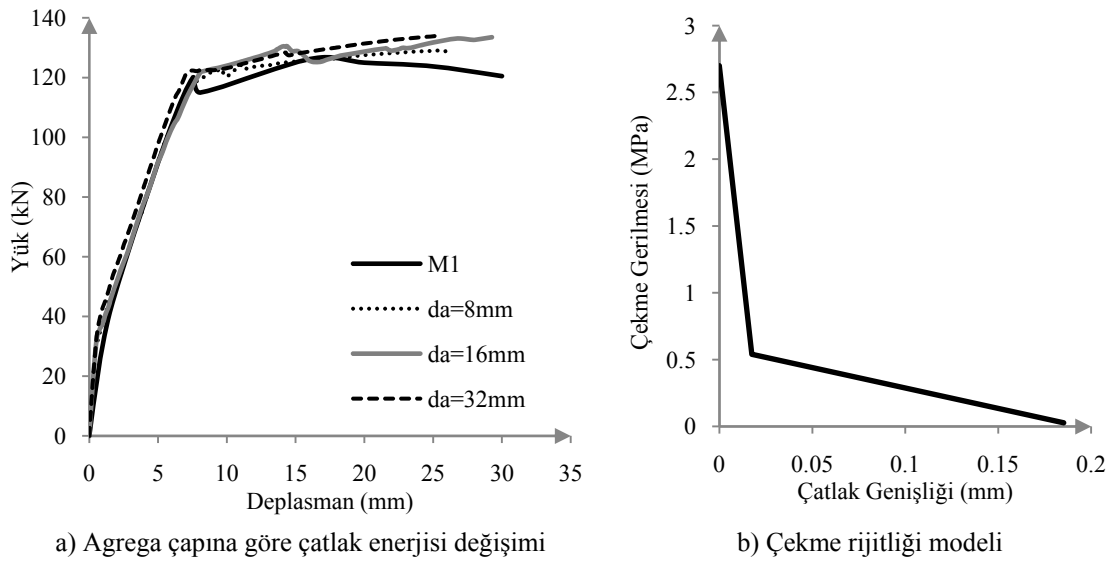
3.3.4.1. M1 kirişi sonlu elemanlar modeli ve sonuçlar

Deneysel verilere göre nümerik analizde kullanılan beton basınç davranış modeli Şekil 3.48’ de görülmektedir. Buna göre beton kırılma şekil değıştirmesi 0.0055 değerini alırken kırılma dayanımı da 12.31 MPa olarak belirlenmiştir.



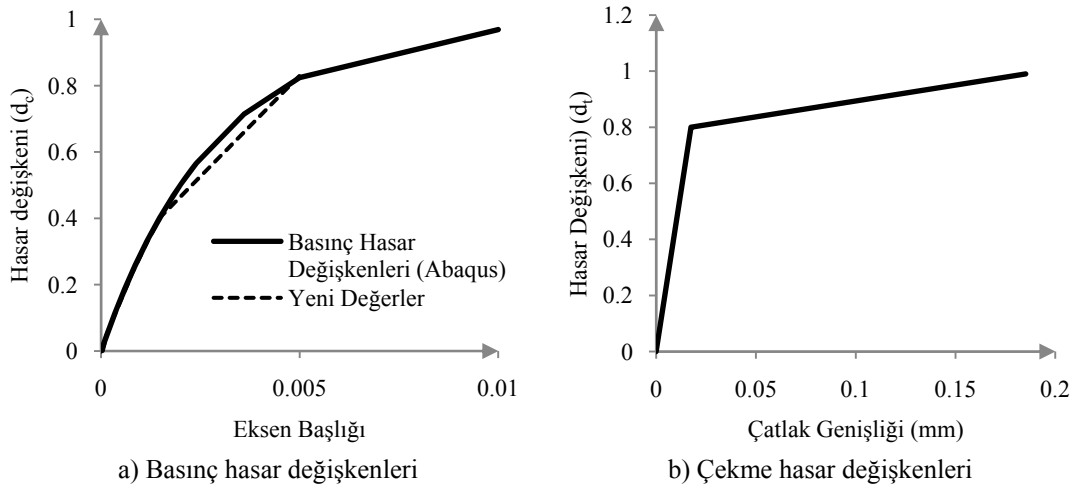
Şekil 3.48. Beton basınç modeli

Deneysel olarak beton malzeme karışım oranları mevcut olmadığından agrega çapına bağlı enerji değerleriyle yapılan nümerik analizlerde sonuçlar yakın olmakla birlikte en iyi değerin 16 mm’ lik agrega çapıyla bulunan enerji değeriyle elde edildiği söylenebilir (Şekil 3.49a). Belirlenen 73.5 N/m’ lik çatlama enerjisi değeriyle elde edilen çekme rijitliği davranış modeli de Şekil 3.49b’ de görülmektedir. Buna göre maksimum çatlak boyu 0.18 mm olarak elde edilmiştir.



Şekil 3.49. Beton çatlak enerjisi değişimine göre çekme rijitliği modeli

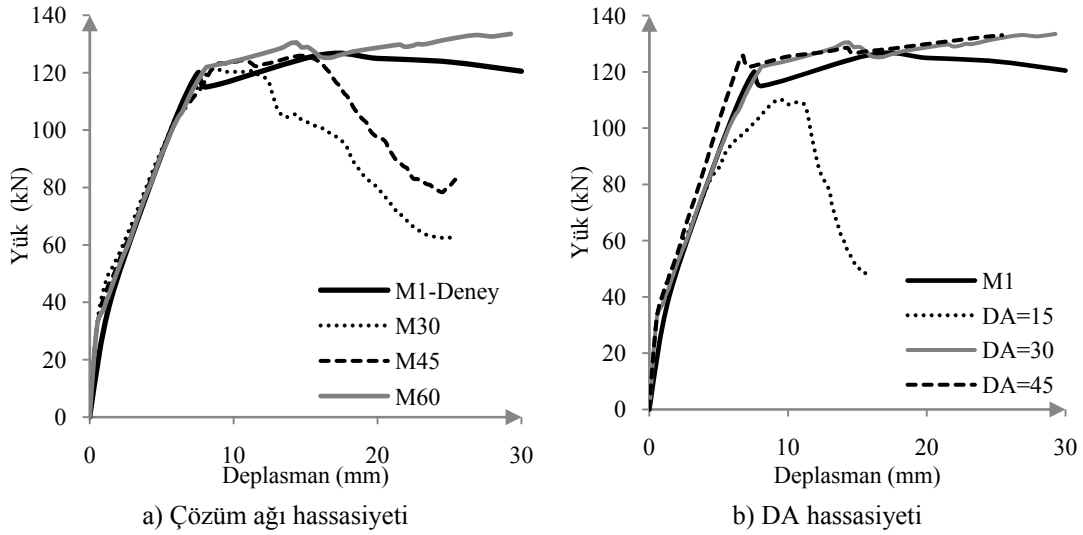
Bu model için elde edilen basınç ve çekme hasar değişkenleri Şekil 3.50' de görülmektedir.



Şekil 3.50. Basınç ve çekme hasar değişkenleri

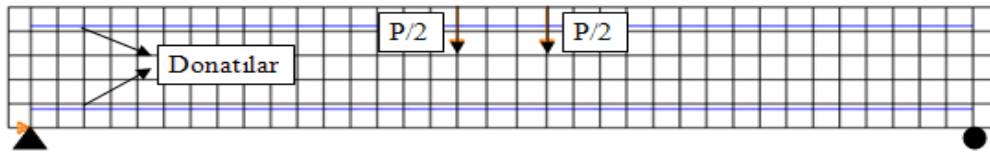
Hasar değişkenlerinin elde edilmesiyle çözüm ağı hassasiyeti ve dilasyon açısı hassasiyeti için nümerik analizlerde 60 mm' lik çözüm ağının en iyi sonucu verdiği ve çözüm ağları sıklaştıkça kırılma dayanımının azaldığı gözlenmiştir (Şekil 3.51a).

dilasyon açısı için ise literatürde de önerildiği gibi 30° lik açıda en yakın yük-deplasman değerlerinin elde edildiği görülmüştür (Şekil 3.51b).

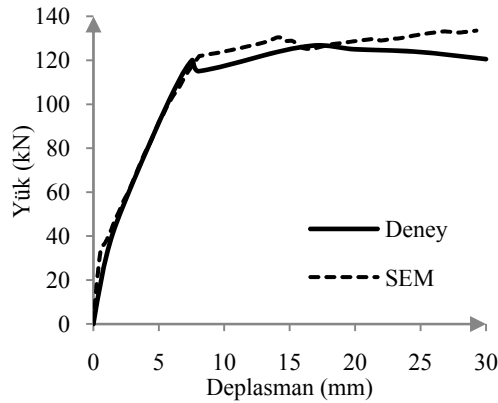


Şekil 3.51. Sonlu elemanlar analizi çözüm ağı ve dilasyon açısı hassasiyeti

Kontrol kirişi için yapılan analizlerde 60 mm ' lik çözüm ağı (Şekil 3.52) ve 30° lik dilasyon açısı ile en iyi sonuç elde edilmiştir. Akma yükü ve deplasman değerleri karşılaştırıldığında ise sonlu elemanlar modelinin sonuca $\%0.1$ hatayla ulaştığı görülmektedir (Şekil 3.53).



Şekil 3.52. İdeal çözümde 60 mm ' lik çözüm ağı sonlu elemanlar modeli



	DENEY	SEM	DENEY /SEM
Akma Yükü	120	121.08	0.99
Deplasman	7.53	7.98	0.94

Şekil 3.53. M1 kirişi sonlu elemanlar modeli yük-deplasman eğrisi

3.4. Sonuçlar

Bu b3l3mde hasarsız iki FRP' li ve d3rt FRP' siz kiriş eğilme deneyinin sonlu elemanlarla modellenmesi yapılmıştır. Modellemede BHP y3ntemi kullanılmış ve y3ntem başarılı sonuçlar vermiştir. BHP y3nteminin var olan deneysel çalışmalara uygulanmasında gerekli eksantrisite (ϵ) ve σ_{bo}/σ_{co} oranları için literat3rde var olan tipik değerler alınmış, dilasyon açısı (ψ) ise n3merik analizlerle elde edilmiştir. Yapılan iki boyutlu modellemelerde etriye kullanılmamış bunun yerine etriye etkisini dikkate alan beton basınç modeli kullanılmıştır. G3lendirme elemanlarından FRP d3zlem-gerilme elemanıyla modellenmiş ve malzeme 3zelliği lineer elastik kabul edilmiştir. Epoksi ise Kohezif eleman kullanılarak çekme-ayırılma malzeme modeline uygun olarak modellenmiştir.

- Elde edilen y3k-deplasman grafikleri deney sonuçlarıyla yeter derecede uyum g3stermiş, eksik deneysel verilere karşın y3ntem başarılı olmuştur.
- Beton karışımlarının 3zelliklerinin belirtilmediği deneysel çalışmalar için n3merik analizlerde çatlama enerjisinin farklı agrega çapları için Avrupa Y3netmeliğinde var olan form3lle hesaplanabileceği anlaşılmıştır.
- Beton basınç ve çekme hasar parametrelerinin elde edilmesinde 3nerilen y3ntemlerin başarılı olduğu g3r3lm3řt3r.
- Sonlu eleman uygulamalarında temsil edilen alan beton olduğu takdirde maksimum sonlu eleman boyutu beton karışımındaki en b3y3k agrega boyutunun iki veya 3 katı gibi alınabilmektedir. Oluşturulan modellerde beton karışım 3zellikleri bilinmediğinden 3z3m ağlarının sıklığı araştırılmış ve genellikle orta sıklıktaki (50-60 mm genişliğinde) 3z3m ağlarının analizlerde iyi sonuç verdiği tespit edilmiştir.

BÖLÜM 4. HASARLI BETONARME KİRİŞLERİN MODELLEME AŞAMALARI

Bu bölümde belli oranda hasar verilerek FRP elemanlarla güçlendirilmiş betonarme kiriş deneylerinin sonlu elemanlarla modellenebilmesi için nümerik modellemelerin aşamaları anlatılmıştır. Modelleme aşamaları literatürde hasarlı kirişlerle yapılmış 3 farklı laboratuvar deneyi kullanılarak gerçekleştirilmiştir.

Hasarlı kiriş deneylerinin sonlu elemanlar modeli oluşturulurken öncelikle bu deneylere ait kontrol kirişlerinin, FRP ile güçlendirilmiş hasarsız kirişlerin deney sonuçlarının doğrulaması yapılmıştır. Söz konusu doğrulamalar için 2. bölümde anlatılan yöntemler kullanıldığından bu bölümde ayrıntıya girilmeden sonuçlara ait özet bilgiler sunulmuştur. Hasarlı kirişlerin deney sonuçlarının doğrulanmasına bu aşamadan sonra başlanmıştır.

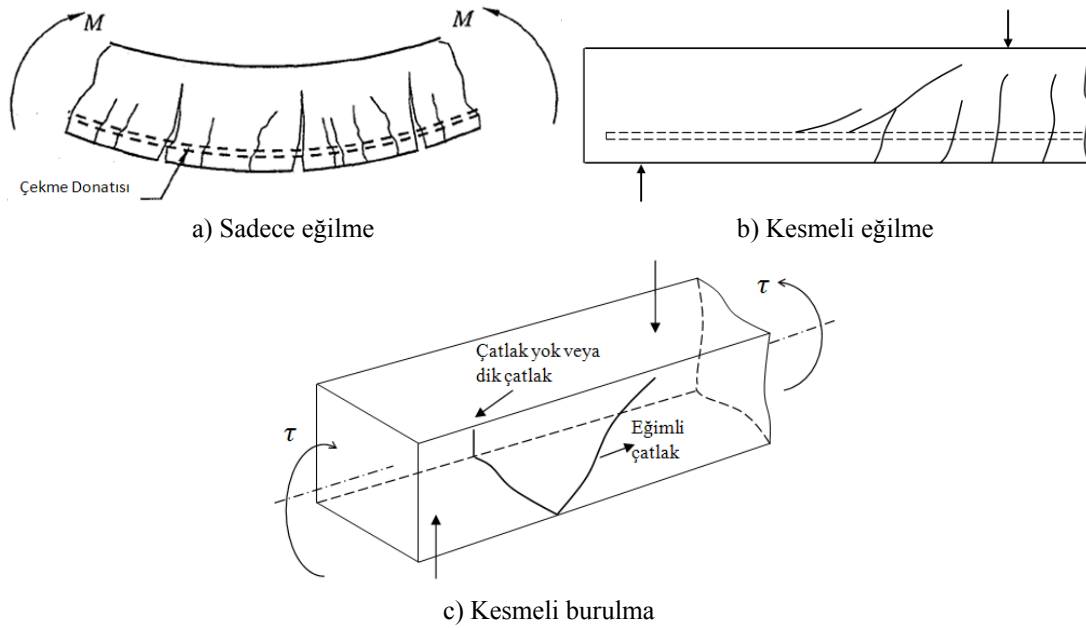
Hasarlı kirişlerin sonlu elemanlar modelinin oluşturulmasında kirişlerdeki çatlak varlığının geometrik olarak dikkate alınması yolu seçilmiştir. Çatlakların varlığı kirişlerde geometrik boşluklarla temsil edilmiştir. Bu çatlaklar her bir modelde kiriş orta noktası etrafında simetrik olacak şekilde tanımlanmıştır. Çatlaklar öncelikle eşit sayıda, eşit genişlik ve yükseklikte oluşturulmuş, daha sonra çatlak genişliği, çatlaklar arasındaki mesafe ve çatlak yüksekliği değiştirilerek nümerik analizler gerçekleştirilmiştir.

4.1. Modellemede Yapılan Kabuller

Betonarme yapılarda çatlak oluşumu istenmeyen bir durumdur. Çatlakların yapısal bütünlüğü bozmak, durabilite problemlerine sebep olarak yapı kapasitesini azaltmak, yapı kullanımını engellemek (su veya radyasyon sızıntısı) ve yapı estetiğini bozmak

gibi zararları vardır. Servis yükleri altında oluşması beklenen maksimum çatlak genişliği için Amerika ve Avrupa yönetmeliklerinde bazı ampirik formüller bulunmasına karşın kabul edilmiş uluslararası kurallar yoktur (Mac Gregor, 1997).

Betonarme kesitlerde farklı yükleme etkilerinin (eğilme momenti, normal kuvvet, kesme kuvveti) sebep olduğu çatlak oluşumları birbirinden farklıdır (Şekil 4.1). Eğilme momenti etkisindeki kesitlerde çatlaklar hemen hemen tarafsız eksene kadar ilerlerler (Şekil 4.1a). Kesme etkisindeki kesitlerde ise çatlaklar Şekil 4.1b' deki gibi eğimli bir karakteristiğe sahiptirler. Bu tür çatlaklar tarafsız eksenin yukarısına, bazen de basınç bölgesinin içine kadar ilerlerler. Burulma çatlakları da aynı şekilde basınç bölgesinin içine kadar ilerler ve eğimli bir şekilde kiriş etrafında dönerler (Mac Gregor, 1997).

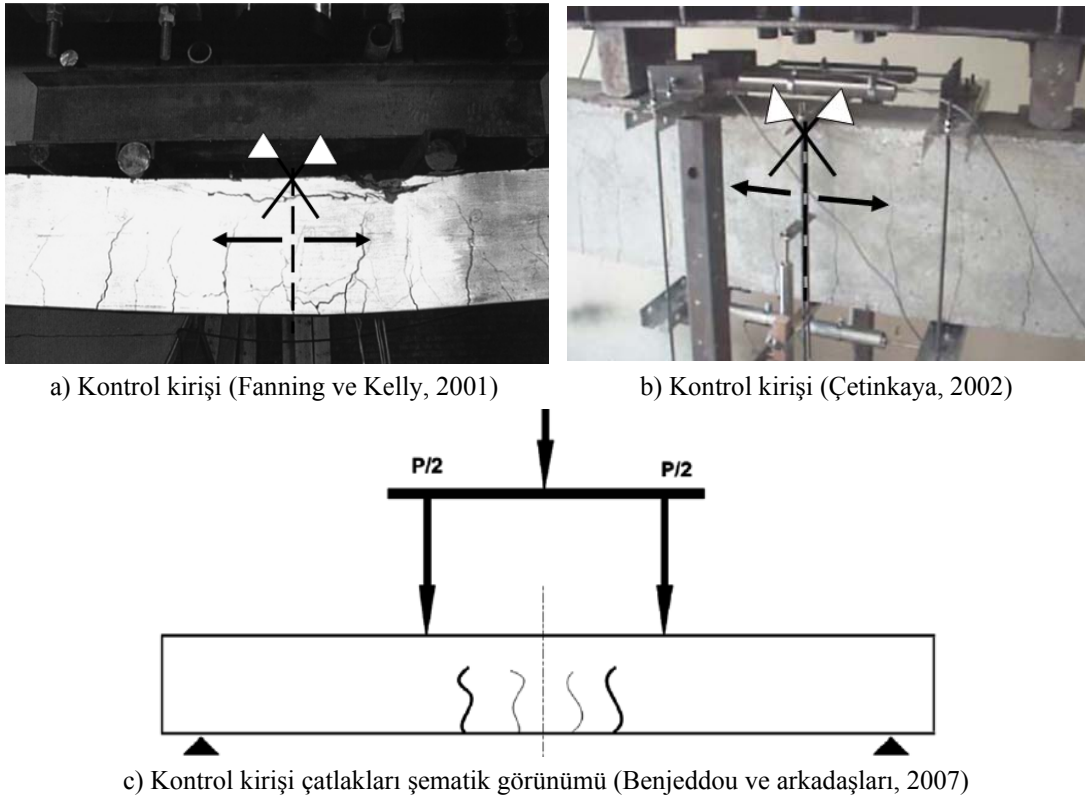


Şekil 4.1. Farklı yükleme durumlarında çatlak oluşumu (Mac Gregor, 1997)

Çatlak oluşumu betonun; bileşim özelliklerine, kullanılan donatının kesit ve miktarına, imalat yöntemlerine, yaşına ve yükleme koşullarına bağlı olarak değişecektir. Bu sebeple yük altındaki betonarme kirişlerde çatlak oluşumunun nasıl başlayıp ilerleyeceği de kesin olarak bilinen bir durum değildir. Betonun heterojen yapısı sebebiyle çatlak oluşumu tamamen gözlemlenebilir bir durumdur. Öte yandan

çatlakların 1-2 mm' ye ulaştığı kirişlerde gözlemsel olarak donatının da aktığı kabul edilmektedir (Yıldırım ve Sümer, 2005).

Hasarlı kirişlerde çatlakların genişlik, aralık ve yüksekliği hasar derecesine göre değişmektedir. 4 nokta yüklemesi altında, eğilme göçmesiyle yenilmesi beklenen kontrol kirişlerine dikkat edildiğinde çatlakların kiriş orta noktasından simetrik olarak yakın aralıklarla dağıldığı söylenebilir (Şekil 4.2).

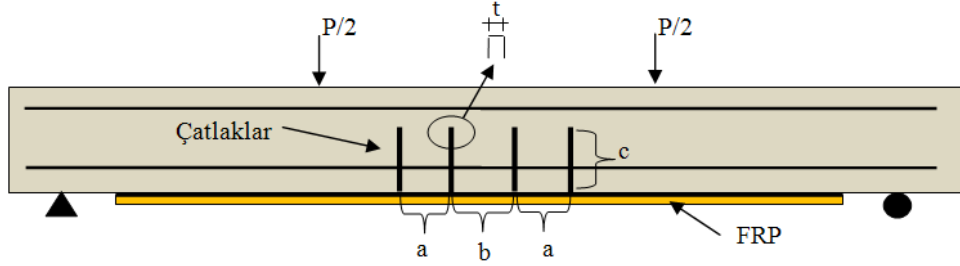


Şekil 4.2. Dört nokta yüklemesi altında betonarme kirişlerde çatlak oluşumu

Ayrıca Sharif ve diğerleri (1994), %85 hasar verilen kontrol kirişinde çatlak yüksekliğinin kiriş yüksekliğinin %75' ine kadar ilerlediğini ve çatlak genişliğinin 1.5 mm' ye ulaştığını rapor etmişlerdir. Bu sebeplerden dolayı:

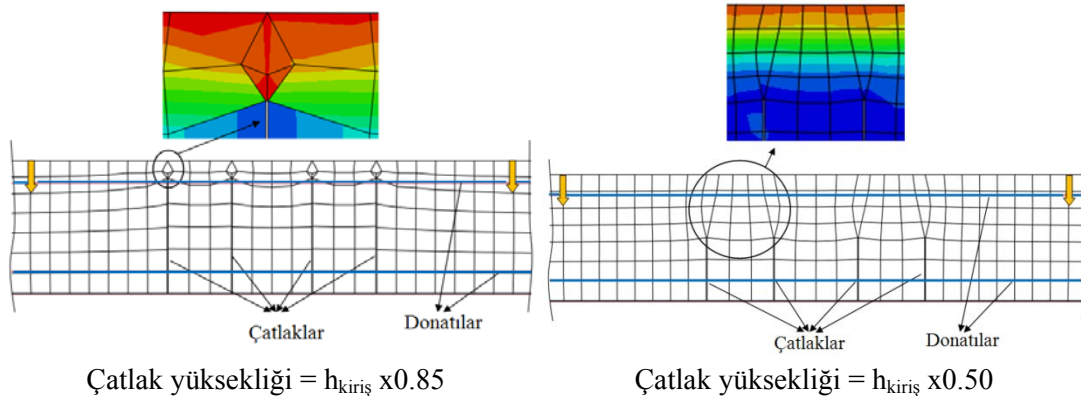
- Nümerik modellerde çatlaklar her bir modelde, kiriş orta noktası etrafında simetrik olacak şekilde eşit sayıda, eşit genişlik ve yükseklikte oluşturulmuştur (Şekil 4.3). Daha sonra çatlak genişliği (t), çatlaklar arasındaki mesafe (a) ve

çatlak yüksekliği (c) değiştirilerek nümerik analizler gerçekleştirilmiştir. Çatlaklar arasındaki mesafe 100 - 90 ve 80 mm olarak değiştirilirken, çatlak kalınlıkları 0.5 - 1 - 2 mm ve çatlak yüksekliği de kiriş yüksekliğinin %50 - 75 ve 85' ine kadar arttırılarak değiştirilmiştir.



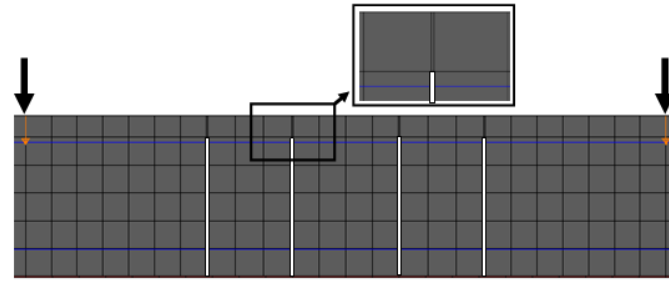
Şekil 4.3. Nümerik analiz çatlak görünümü

- Nümerik analizlerde çatlak üst noktasında gerilme yığılmasına imkân tanıyan özel bir çözüm ağı kullanılmıştır (Şekil 4.4). Bunun sebebi bu çözüm ağının çatlaklı bir kirişte gerilme dağılımını daha iyi temsil etmesi ve analizler için daha homojen bir çözüm ağı dağılımının elde edilmesine imkân sağlamasıdır.

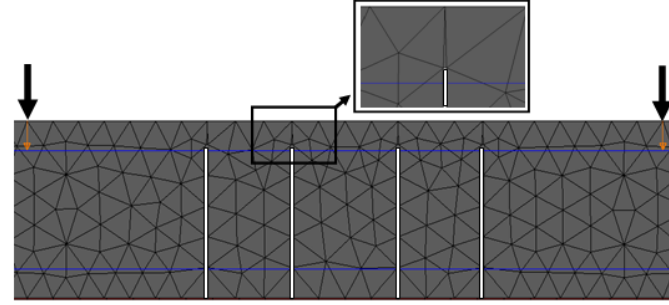


Şekil 4.4. Dört çatlaklı bir kirişte çatlak yüksekliğiyle çözüm ağı değişimi ve gerilme dağılımı

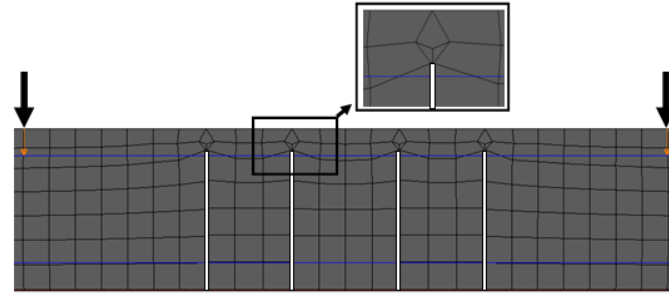
- Ayrıca farklı çözüm ağlarıyla (Şekil 4.5) yapılan karşılaştırmalarda bu çözüm ağıyla yapılan nümerik analizlerde kirişte maksimum yük değerindeki azalış daha belirgin olarak ortaya çıkmıştır (Şekil 4.6).



a) çözüm ağı-1 çatlak görünümü

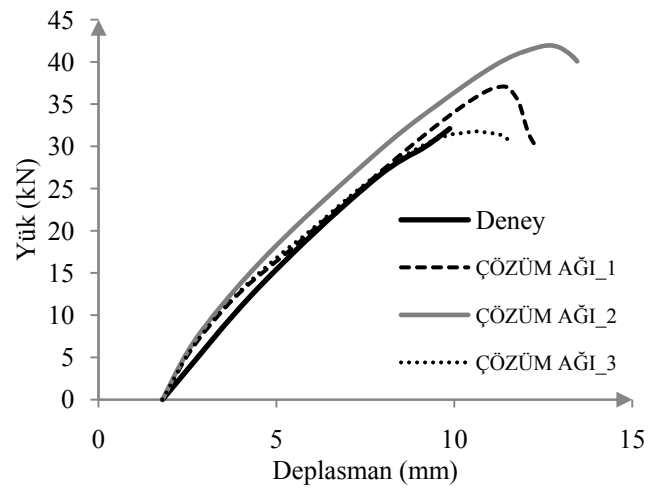


a) çözüm ağı-2 çatlak görünümü



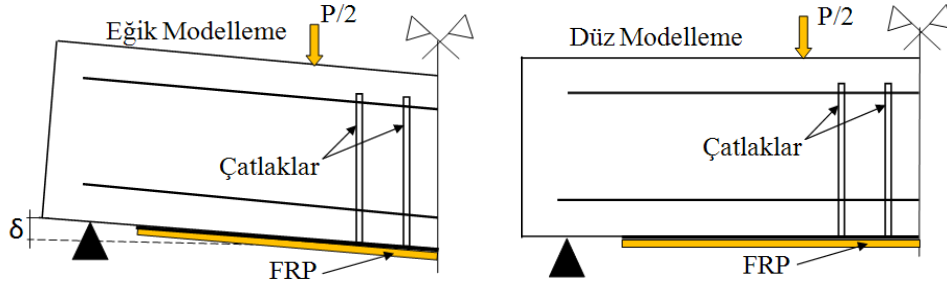
a) çözüm ağı-3 çatlak görünümü

Şekil 4.5. Yükleme aralığında çatlaklı kiriş için oluşturulmuş farklı çözüm ağları

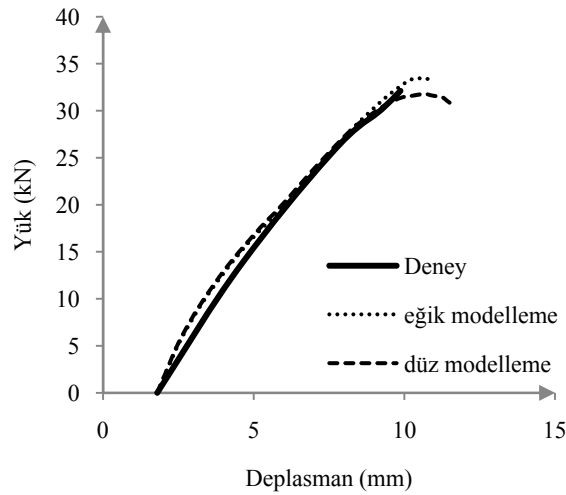


Şekil 4.6. Farklı çözüm ağlarının yük-deplasman grafiği değişimine etkisi

- Belli bir deplasmana sahip hasarlı kirişler sonlu elemanlar modelinde düz olarak temsil edilmiştir (Şekil 4.7). Yapılan incelemeler eğik olarak modellenen kirişlerle düz olarak modellenen kirişlerin sonlu elemanlar modelinin analizlerde çok yakın sonuçlar verdiğini göstermiştir (Şekil 4.8).



Şekil 4.7. Eğik ve düz hasarlı kiriş modellemeleri analiz sonuçları



Şekil 4.8. Eğik ve düz modelleme analiz sonuçları

4.2. Hasarlı Kiriş Deneyleri

Literatüre bakıldığında hasarsız kirişlerin güçlendirilmesi, güçlendirilmiş kirişlerin göçme tipleri ve farklı güçlendirme tekniklerinin kapasiteye etkileri üzerine birçok laboratuvar çalışması olmasına karşın hasarlı kirişlerle yapılmış az sayıda deneysel çalışma bulunmaktadır. Bu yüzden hasarlı kirişlerin sonlu elemanlarla modellenmesi üzerine çalışmalar da yok denecek kadar azdır. Bu bölümde doğrulaması yapılacak olan kirişler 3. Bölüm' de FRP' li ve FRP' siz kiriş deneylerinin doğrulaması

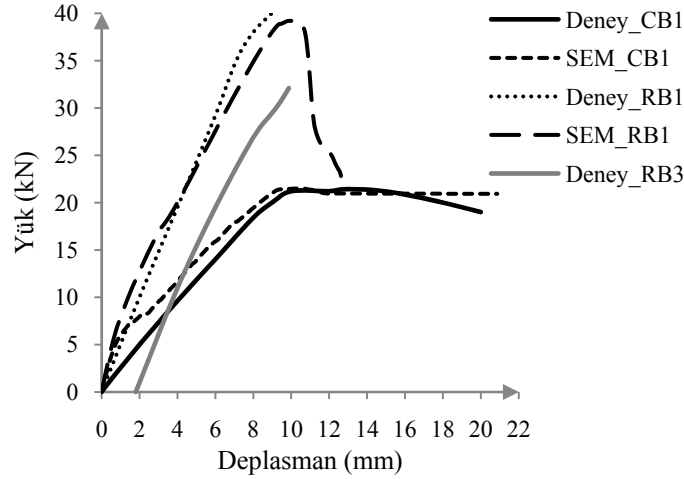
yapılmış olan GRUP-2, GRUP-3 ve GRUP-4 kirişleridir (Şekil 4.1). Kirişlerin referans numaraları laboratuvar deneylerinde kullanılan isimlendirmelerdir. Bir tek GRUP-3 kirişlerinin deney raporunda hasarlı ve güçlendirilmiş kiriş ile kontrol kirişi aynı referans adı ile verilmiştir. Burada karışmaması için güçlendirilmiş kirişe “H” indisi eklenmiştir.

Tablo 4.1. Sonlu elemanlar modeli yapılacak hasarlı kirişler

Grup	Referans No	Hasar Oranı
GRUP-2	RB3	%90
GRUP-3	P1H	%85
GRUP-4	MM2	%30

4.2.1. GRUP-2 hasarlı kiriş deneyi

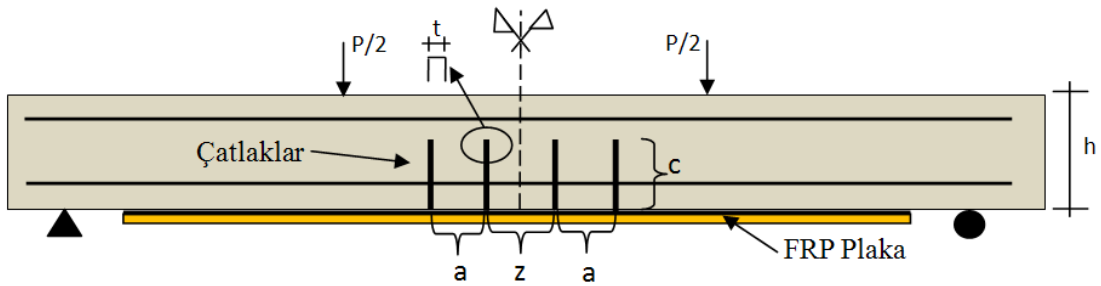
Hasarlı kirişlerle yapılan ilk çalışma, 3. Bölüm’ de sırasıyla kontrol kirişi ve FRP’ li hasarsız kiriş deneylerinin (CB1 ve RB1) doğrulaması gerçekleştirilmiş olan çalışmadır. Bu çalışmada hasarlı kirişlerin güçlendirilmesi üzerine de deneyler yapılmıştır. Yük taşıma kapasitesi (F) belirlenen kontrol kirişlerine istenilen hasar derecesi (D) için FxD kadar sabit yük yüklenip geri çekilmiş ve bu yolla hasarlı kirişler elde edilmiştir. Daha sonra bu kirişler çekme bölgesinden CFRP plaka ile güçlendirilerek tekrar yüklenmiş ve yük-deplasman değişimi incelenmiştir. Bu kirişlerden %90 hasarlı kirişte (RB3) öncelikle 1.8 mm’ lik kalıcı deplasman meydana geldiği ve kiriş simetri eksenini etrafında ikişer çatlak oluştuğu (Bkz. Şekil 4.2c) yazar tarafından belirtilmiştir. Bu kiriş daha sonra çekme bölgesinden 100 mm genişliğinde ve 1.2 mm kalınlığında CFRP plaka ile güçlendirilmiştir. Bu kirişle birlikte, kontrol kirişi ve FRP ile güçlendirilmiş hasarsız kirişe ait deney sonuçları Şekil 4.9’ da görülmektedir. Bu deneylerden kontrol kirişi ve hasarsız FRP li kirişe ait deneyler sonlu elemanlar modeliyle Bölüm 3.3.2’ de doğrulanmıştır. Burada %90 hasarlı ve FRP ile güçlendirilmiş kirişe (RB3) ait deney sonlu elemanlar modeliyle doğrulanmıştır.



Şekil 4.9. Kontrol, hasarsız ve hasarlı kirişlere ait deney ve sonlu elemanlar sonuçları

4.2.1.1. RB3 kirişi sonlu elemanlar modeli ve sonuçlar

Hasarlı kirişlerin sonlu elemanlar modellerinde hasarlardan dolayı kirişlerde oluşan çatlak geometrilerinin varlığı dikkate alınarak modelleme oluşturulacağı daha önce belirtilmişti. RB3' ün deney raporunda 4 adet çatlak oluştuğu belirtildiği için modelde de 4 adet çatlak oluşturulmuştur (Şekil 4.10). Çatlaklar öncelikle kiriş orta noktası etrafında simetrik olarak eşit sayı, genişlik ve yükseklikte belirlenmiş, daha sonra çatlak genişliği, çatlaklar arasındaki mesafe ve çatlak yüksekliği değiştirilerek nümerik modeller hazırlanmıştır. Nümerik modellerde kullanılan deney matrisi Tablo 4.2' de görülmektedir.



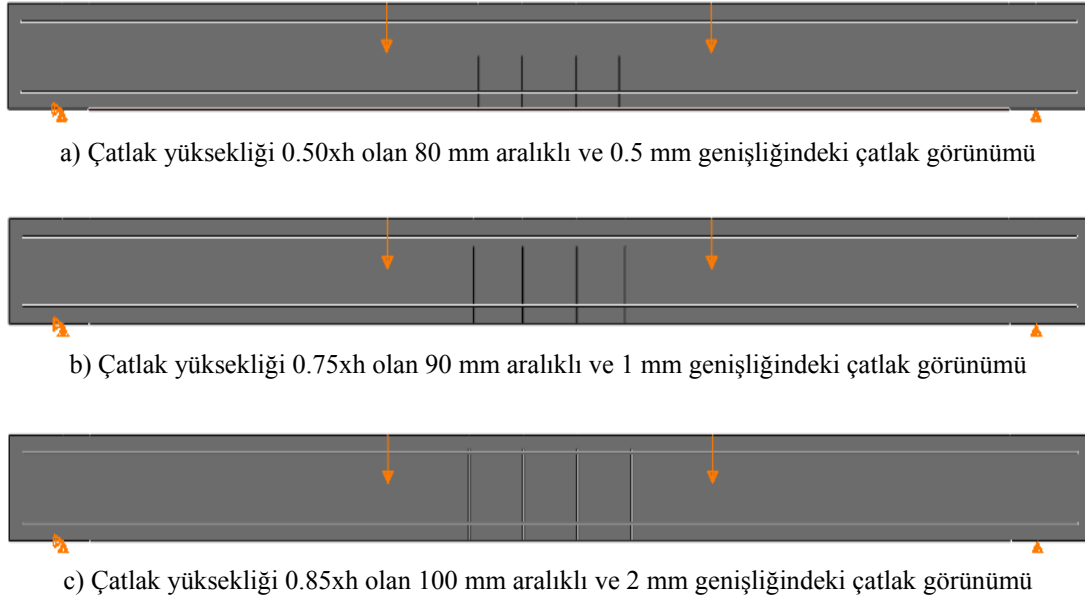
Şekil 4.10. Çatlak uygulaması şematik görünümü

Tablo 4.2. Nümerik analiz deney matrisi

a (çatlak aralığı)	t (çatlak genişliği)	c (çatlak yüksekliği)
80	0.5	0.5xh
		0.75xh
		0.85xh
	1	0.5xh
		0.75xh
		0.85xh
2	0.5xh	
	0.75xh	
	0.85xh	
90	0.5	0.5xh
		0.75xh
		0.85xh
	1	0.5xh
		0.75xh
		0.85xh
2	0.5xh	
	0.75xh	
	0.85xh	
100	0.5	0.5xh
		0.75xh
		0.85xh
	1	0.5xh
		0.75xh
		0.85xh
2	0.5xh	
	0.75xh	
	0.85xh	

(Birimler milimetre' dir. "z" dört çatlaklı modellerde sabit 100 mm alınmıştır.)

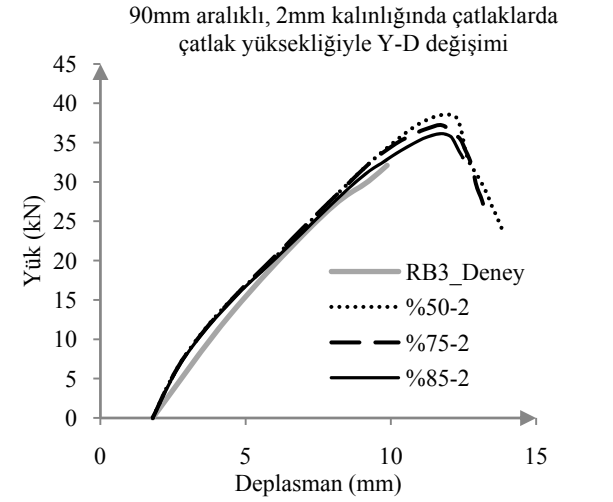
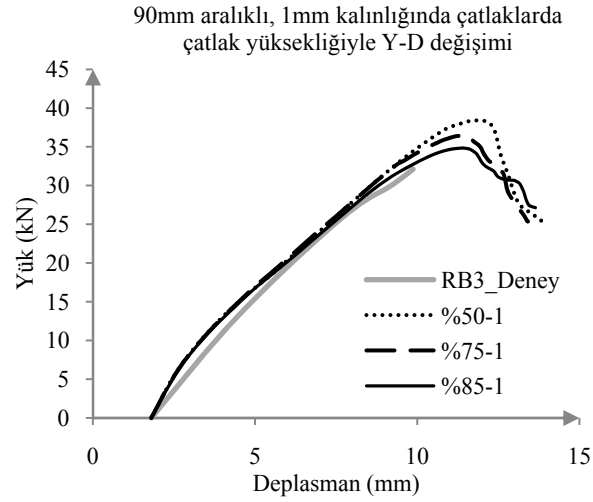
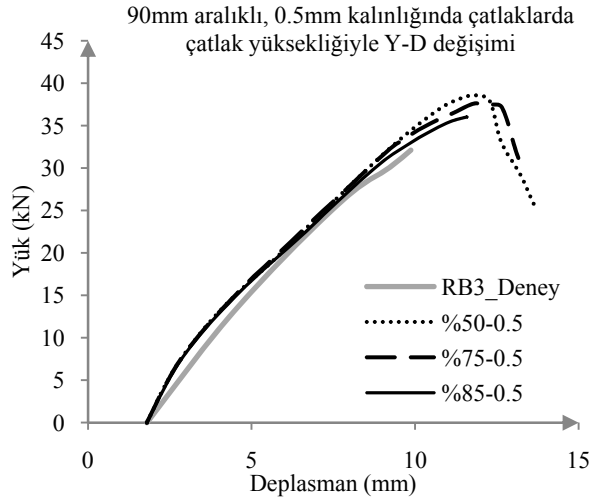
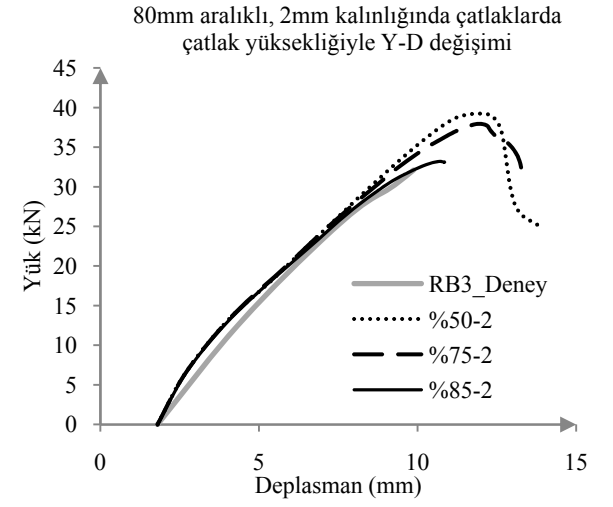
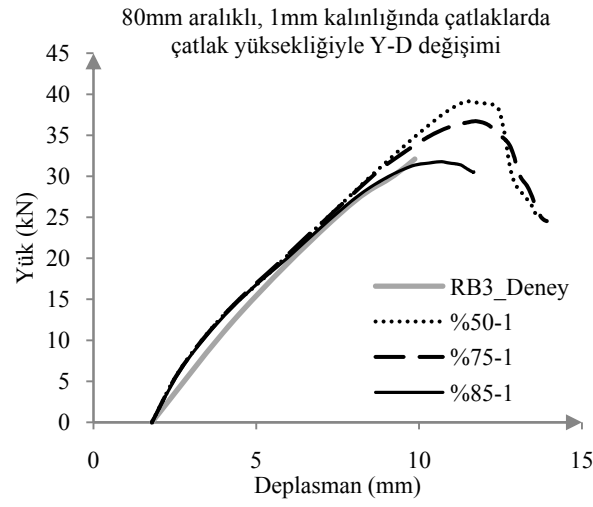
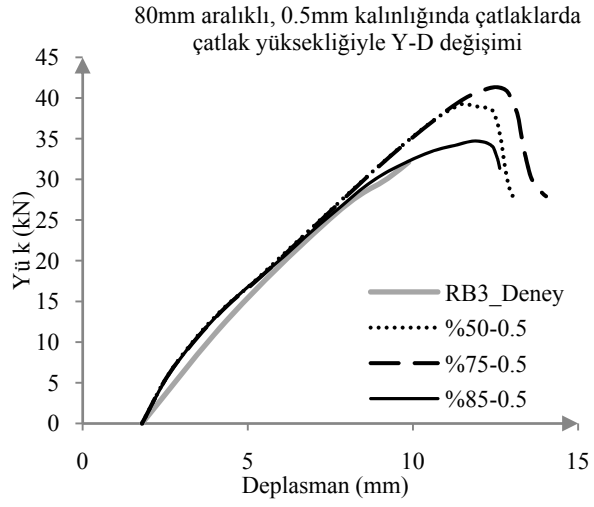
Sonlu elemanlar modelinde hasarlı kiriş için çatlak uygulama örnekleri Şekil 4.11’ de görülmektedir.



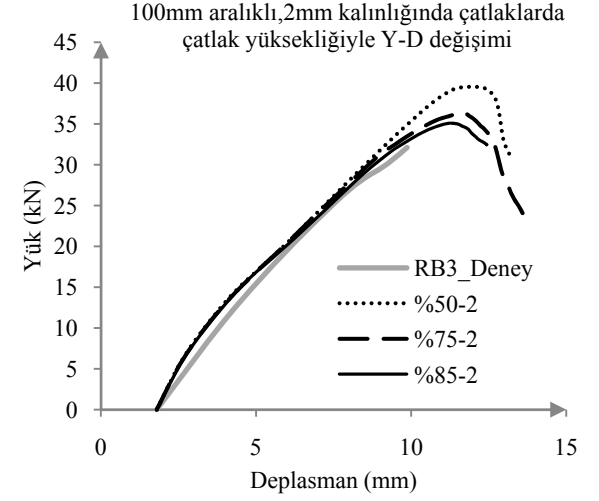
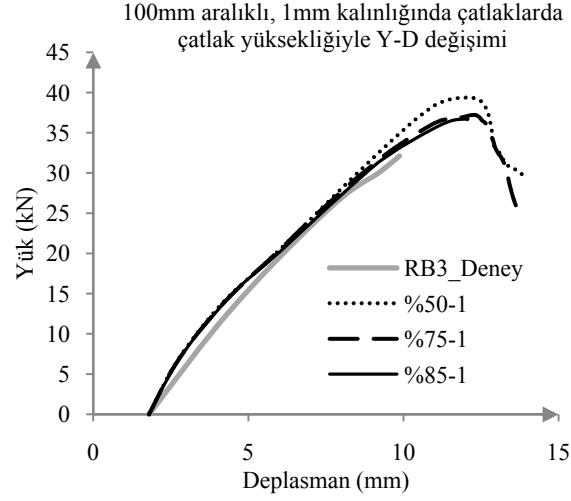
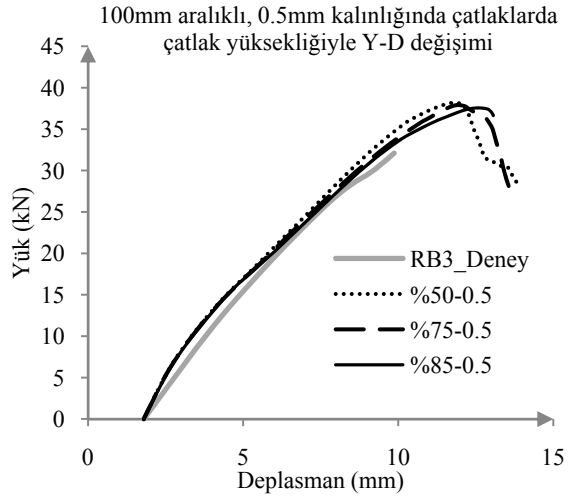
Şekil 4.11. GRUP-2 sonlu elemanlar modeli örnek çatlak uygulamaları

a) RB3 kirişi: Çatlak uzunluğunun etkisi

Hasarlı kiriş için sabit çatlak aralığı ve genişliğinde, çatlak uzunluğunun değişiminin yük-deplasman (Y-D) grafiklerine etkisi incelenmiştir (Şekil 4.12). Sonuçlar incelendiğinde bütün analizlerde çatlakların kiriş yüksekliğinin %85’ ine çıkmasıyla yük-deplasman eğrisi en fazla azalmı göstermiştir. Yani çatlaklar basınç donatısını geçtiğinde yük taşıma kapasitesindeki azalmı nümerik analizlerde belirginleşmektedir. Yapılan analizlerle hasarlı kirişe ait en yakın deney sonucu, çatlağın 1mm genişliğinde, 80 mm aralıklı ve çatlak uzunluğunun kiriş yüksekliğinin %85’ ine ulaştığı kiriş modeliyle elde edilmiştir. Benjeddou ve arkadaşları (2007), yapmış oldukları çalışmada yük boşalma anını grafikleştirmediklerinden dolayı grafiğin maksimum yükten sonra nasıl ilerlediği hakkında bilgi bulunmamaktadır. Nümerik sonuçlar incelendiğinde maksimum yükten sonra yük boşalmasının izlenebildiği anlamlı sonuç elde edilmiştir.



Şekil 4.12. Çatlak aralığı 80 ve 90 mm olan sabit çatlak genişliğindeki kirişlerde çatlak yüksekliği ile yük-deplasman değişimi



şekil 4.13. Çatlak aralığı 100 mm olan sabit çatlak genişliğindeki kirişlerde çatlak yüksekliği ile yük-deplasman değişimi

b) RB3 kirişi: Çatlak genişliğinin etkisi

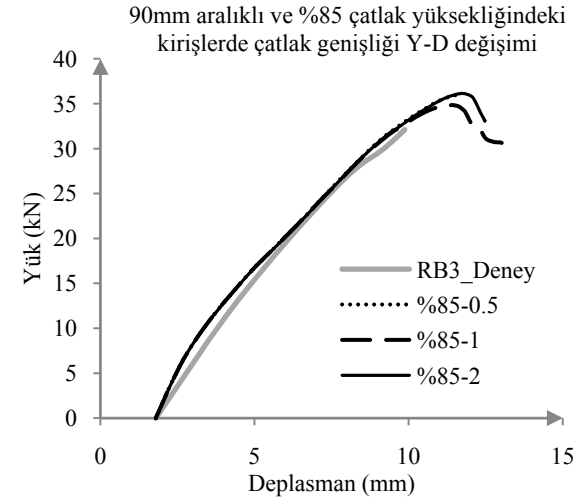
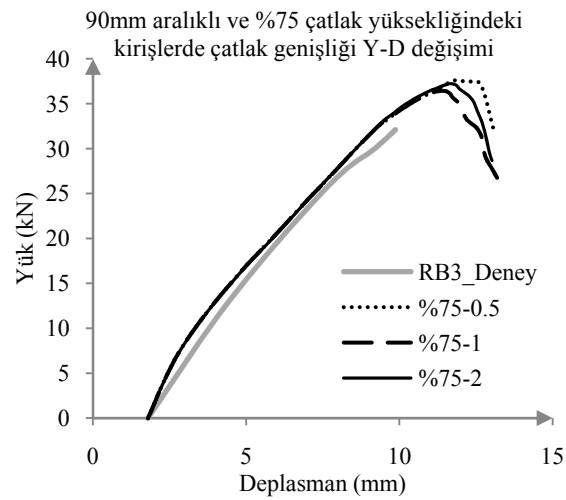
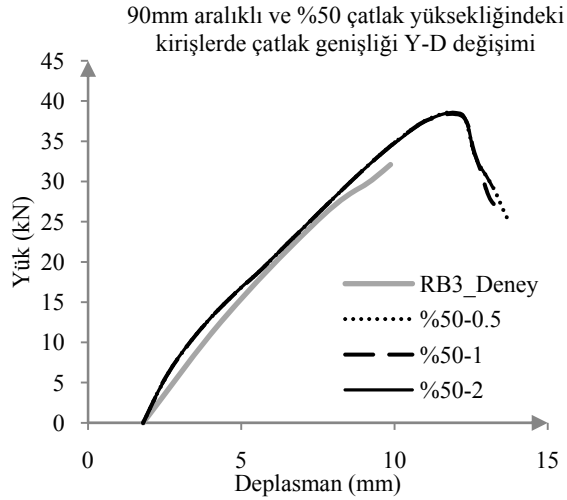
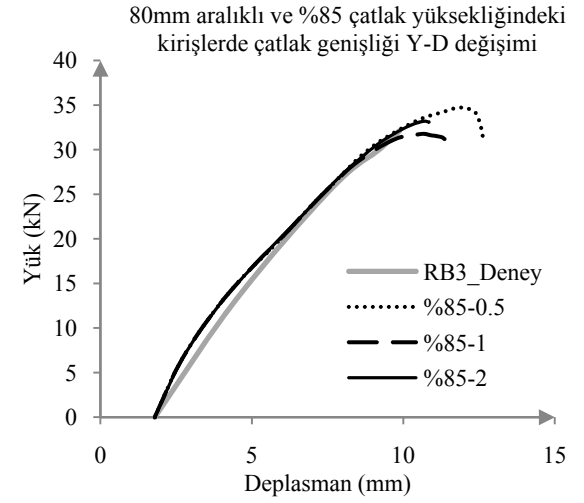
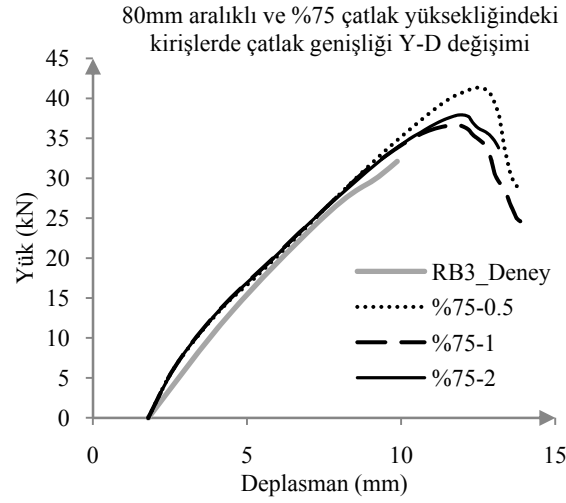
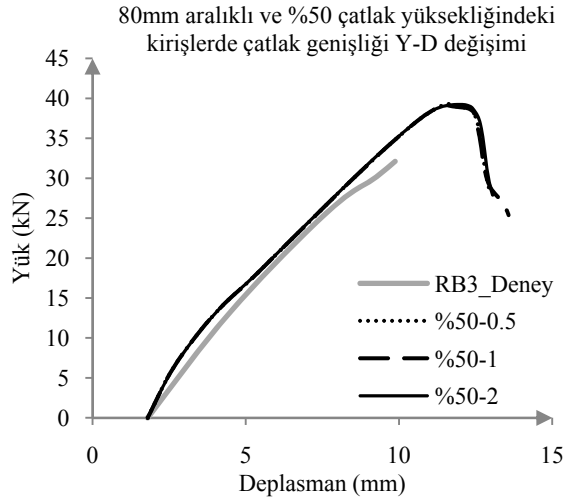
Sabit çatlak aralığı ve uzunluğundaki kirişlerde sonuçlar çatlak genişliğindeki değişimle incelendiğinde yük-deplasman eğrileri Şekil 4.14 ve Şekil 4.15' deki gibi olmaktadır.

Buradan da %50 çatlak yüksekliğine sahip modellerde çatlak genişliğindeki ve çatlaklar arasındaki mesafe değişimiyle eğrilerin değişmediğini görülmektedir. Dolayısıyla kiriş yüksekliğinin yarısına kadar olan çatlakların nümerik analizde etkisi çok az olmuştur.

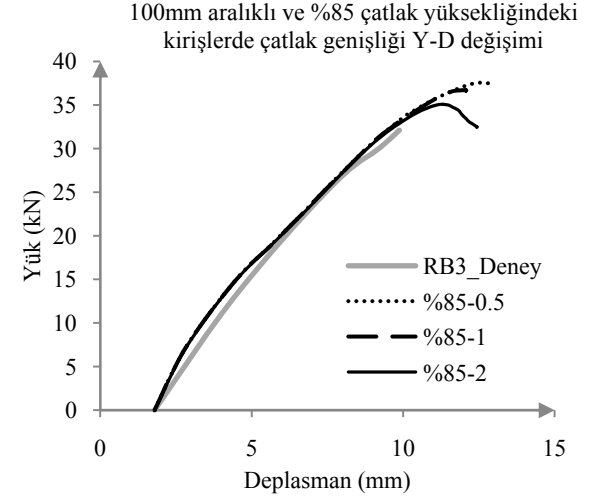
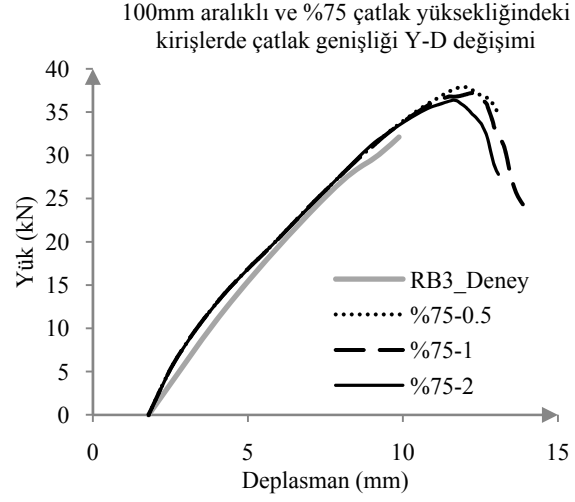
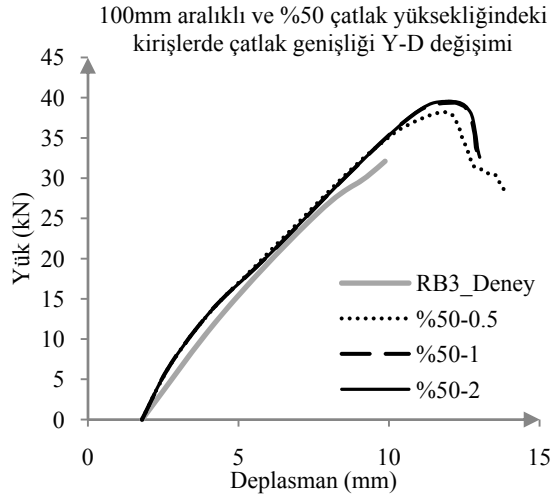
Çatlak uzunluklarının kiriş yüksekliğinin %75' ine kadar ulaştığı, 80-90 mm aralıklı çatlaklara sahip kirişlerde en düşük yük-deplasman değerleri 1mm genişliğindeki çatlaklı kirişlerde elde edilmiştir.

Şekil 4.14' ten de görüldüğü gibi çatlakların 1mm genişliğinde, 80 mm aralıklı ve kiriş yüksekliğinin %85' ine ulaştığı kiriş modeli en iyi sonucu vermiştir.

Sonuçlara genel olarak bakıldığında çatlak genişliğinin sonuçları çok fazla etkilemediği görülmektedir. Aslında çatlak geometrik olarak modellendiği için bu beklenen bir sonuçtur. Çatlak genişliğinin dar veya geniş olması sadece çatlak ucundaki gerilme yığılmasını etkileyecektir. Sonlu eleman boyutlarının 25 mm olduğu bir modelde bu kadar küçük genişlikte bir boşluğun olması nümerik analiz sonuçlarını değiştirmeyecektir.



Şekil 4.14. Çatlak aralığı 80 ve 90 mm olan sabit çatlak yüksekliğindeki kirişlerde çatlak genişliği ile yük-deplasman değişimi



Şekil 4.15. Çatlak aralığı 100 mm olan sabit çatlak yüksekliğindeki kirişlerde çatlak genişliği ile yük-deplasman değişimi

c) Sonuçların özetlenmesi

Grup-2 için Tablo 4.2’ deki deney parametrelerine ait nümerik analiz sonuçları sayısal değer olarak Tablo 4.3’ de özetlenmiştir. Yukarıda grafikte anlatılan genel davranışlarla birlikte bu tabloda maksimum yük ve buna karşılık gelen deplasman değerleri gerçek deney sonuçlarıyla kıyaslanabilir.

Tablo 4.3. RB3 kirişi nümerik analiz maksimum yük-deplasman değerleri

		0.5 mm’ lik çatlak				1 mm’ lik çatlak				2 mm’ lik çatlak			
Çatlak Aralığı	Çatlak Yüksekliği	Mak. Yük (kN)		Deplasman (mm)		Mak. Yük (kN)		Deplasman (mm)		Mak. Yük (kN)		Deplasman (mm)	
Lab. DENEYİ		32.1	D/S	9.87	D/S	32.1	D/S	9.87	D/S	32.1	D/S	9.87	D/S
	%50 x h	39.29	0.82	11.61	0.85	39.14	0.82	11.42	0.86	39.23	0.82	11.98	0.82
80	%75 x h	41.34	0.78	12.48	0.79	36.72	0.87	11.73	0.84	37.94	0.85	11.93	0.83
	%85 x h	34.72	0.92	11.91	0.83	31.77	1.01	10.64	0.93	33.20	0.97	10.70	0.92
	%50 x h	38.59	0.83	11.77	0.84	38.41	0.84	11.83	0.83	38.59	0.83	11.89	0.83
90	%75 x h	37.61	0.85	11.82	0.84	36.43	0.88	11.36	0.87	37.24	0.86	11.66	0.85
	%85 x h	36.00	0.89	11.58	0.85	34.84	0.92	11.37	0.87	36.14	0.89	11.71	0.84
	%50 x h	38.19	0.84	11.80	0.84	39.37	0.82	12.11	0.82	39.56	0.81	12.01	0.82
100	%75 x h	37.91	0.85	11.94	0.83	37.21	0.86	12.28	0.80	36.39	0.88	11.64	0.85
	%85 x h	37.56	0.85	12.54	0.79	36.70	0.87	11.97	0.82	35.09	0.91	11.28	0.88

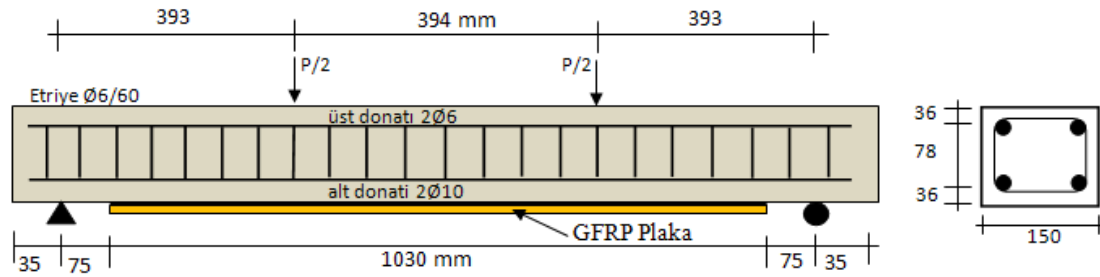
(D/S: Deney/ SEM orandır.)

Maksimum yük-deplasman değerleri incelendiğinde 80 mm aralıklı 1 mm çatlaklı kirişte %85 çatlak yüksekliğindeki model en yakın değeri vermiştir. Deney sonuçları maksimum yükte %0.01, maksimum deplasmanda %7 hatayla yakalanmıştır.

Çatlakların varlığı geometrik olarak modele yansıtıldığında, hasar görmüş ve FRP ile güçlendirilmiş kirişlerin sonlu elemanlar modeliyle kabul edilebilir değerlerle doğrulaması yapılmıştır.

4.2.2. GRUP-3 hasarlı kiriş deneyi

3.Grup deneylerde yazarlar hasarlı kontrol kirişlerini GFRP plakalarla farklı güçlendirme yöntemleriyle güçlendirerek test etmişlerdir. Sharif ve arkadaşlarının (1994) yaptığı çalışmada, kirişler maksimum yük kapasitesinin %85' ine kadar yüklenmiş ve hasarlı kirişlerde 4.5 mm ile 5.4 mm arasında kalıcı hasar meydana geldiği çalışmada belirtilmiş, çatlakların uzunluklarının ise kiriş derinliğinin %75' ine kadar ilerlediği ve maksimum çatlak genişliğinin 1.5 mm olduğu rapor edilmiştir. Bu bölümde alt yüzünden 1 mm kalınlığında GFRP plaka ile güçlendirilen ön hasarlı kirişe ait deneyin sonlu elemanlar modeli doğrulanmıştır. Bu kiriş için yapılan deneylerde, P1 kirişi öncelikle 10 mm deplasman yapıncaya kadar yüklenmiş ve yük geri kaldırıldığında kirişte 5.2 mm' lik kalıcı deplasman olduğu kaydedilmiştir. Bu aşamada kiriş alt yüzünden GFRP plaka ile güçlendirilerek tekrar yüklenmiştir. Şekil 4.16' da bu kirişlere ait geometri ve donatı detayları görülmektedir.



Şekil 4.16. Güçlendirilmiş kiriş detayı

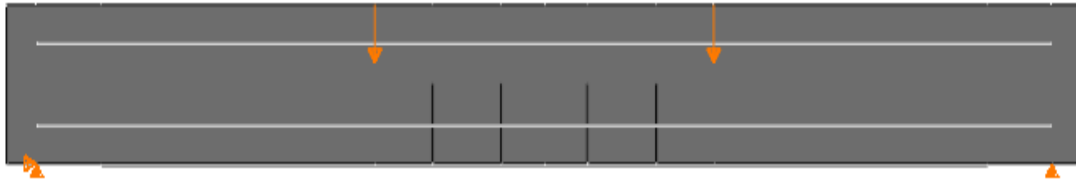
4.2.2.1. P1H kirişi sonlu elemanlar modeli ve sonuçlar

Hasarlı kirişlerin güçlendirilmesi üzerine yapılan bu ikinci doğrulama deneyinde kontrol kirişlerinde oluşan çatlak sayılarıyla alakalı gözlemler bildirilmemiştir. Bu yüzden hasarlı kiriş ilk modeldeki gibi sabit moment bölgesinde 4 çatlaklı olarak

modellenmiştir. Çatlaklar kiriş orta noktası etrafında simetrik olarak eşit sayı, genişlik ve yükseklikte oluşturulmuş, Tablo 4.2’ deki deney matrisi kullanılarak nümerik analizler gerçekleştirilmiştir. Güçlendirme elemanlarına ait malzeme özellikleri Tablo 4.4’ te görülmektedir. Nümerik analizlerde kullanılan örnek çatlaklı kiriş modelleri de Şekil 4.17’ de verilmiştir.

Tablo 4.4. Güçlendirme elemanları malzeme özellikleri

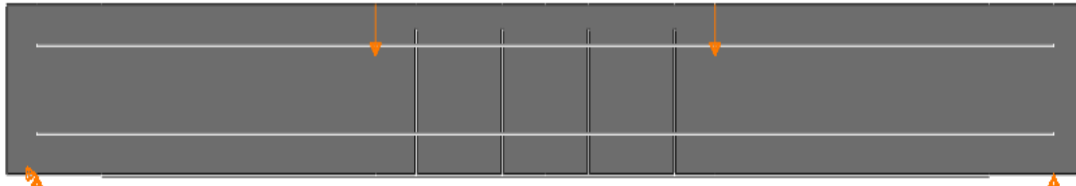
Eleman	E (MPa)	f_t (MPa)	Kalınlık (mm)
Epoksi	300	-	1
GFRP	14900	170	1



a) Çatlak yüksekliği $0.50xh$ olan 80 mm aralıklı ve 0.5 mm genişliğindeki çatlak görünümü



b) Çatlak yüksekliği $0.75xh$ olan 90 mm aralıklı ve 1 mm genişliğindeki çatlak görünümü



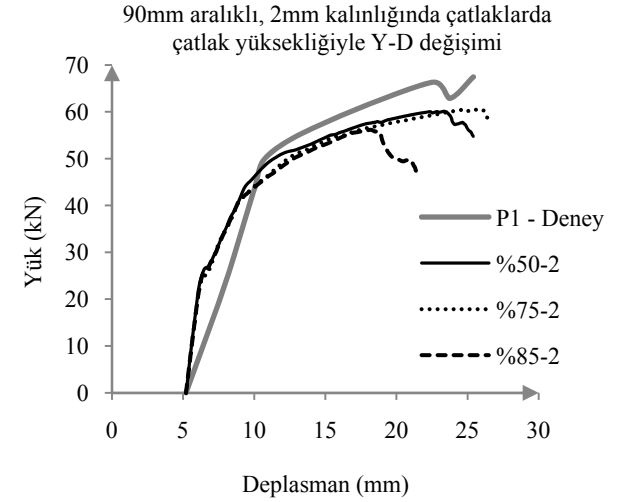
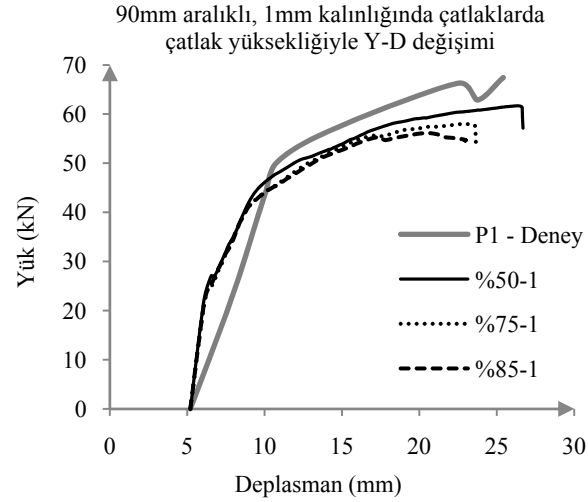
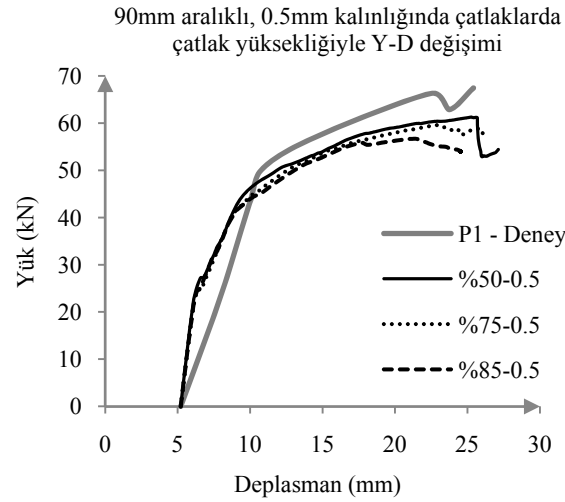
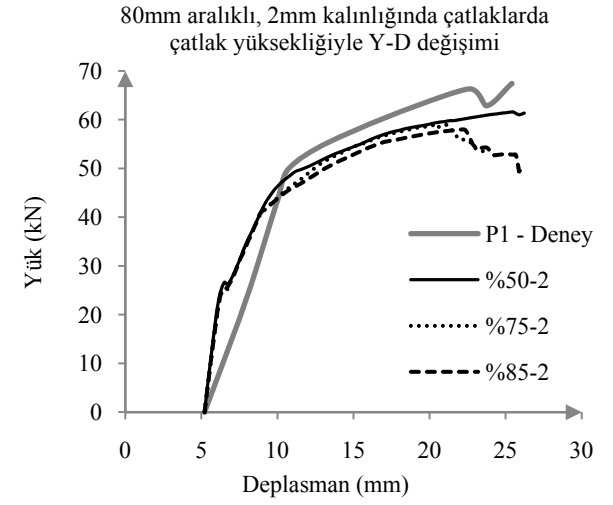
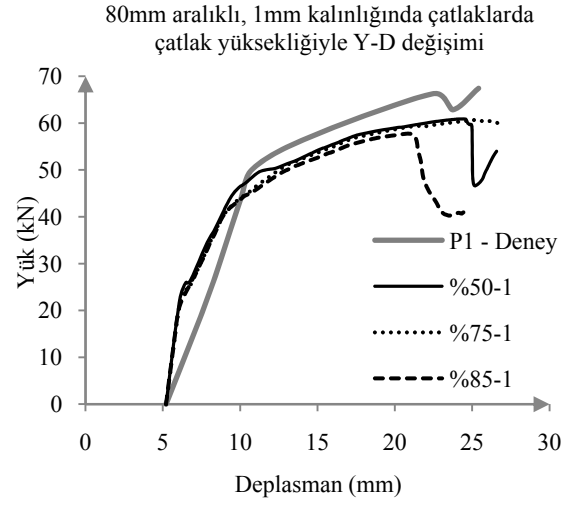
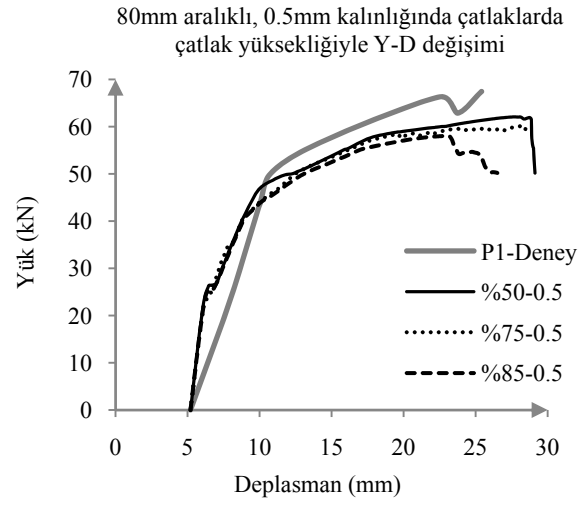
c) Çatlak yüksekliği $0.85xh$ olan 100 mm aralıklı ve 2 mm genişliğindeki çatlak görünümü

Şekil 4.17. P1H kirişi sonlu elemanlar modeli örnek çatlak uygulamaları

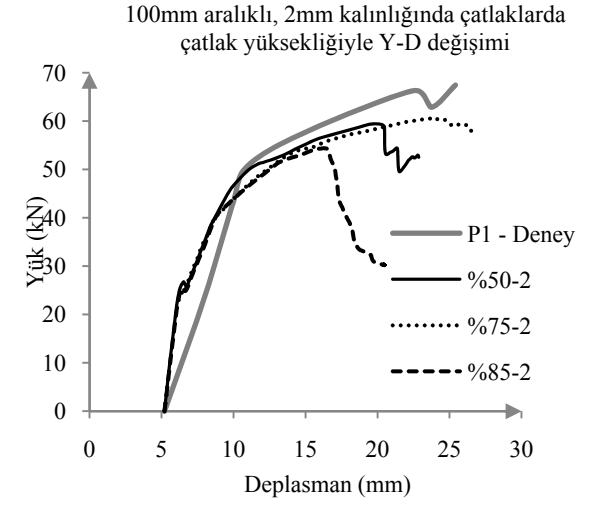
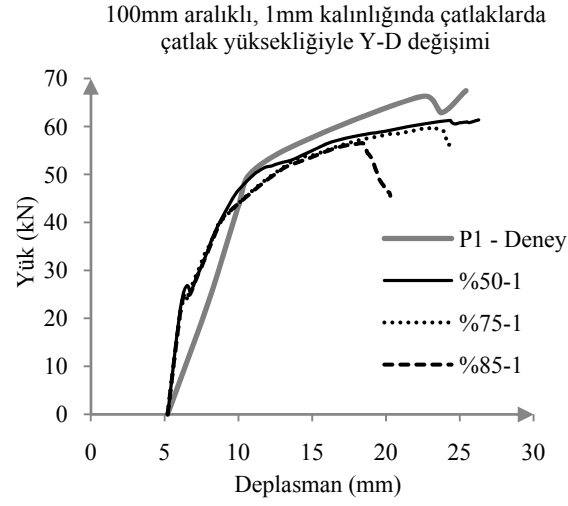
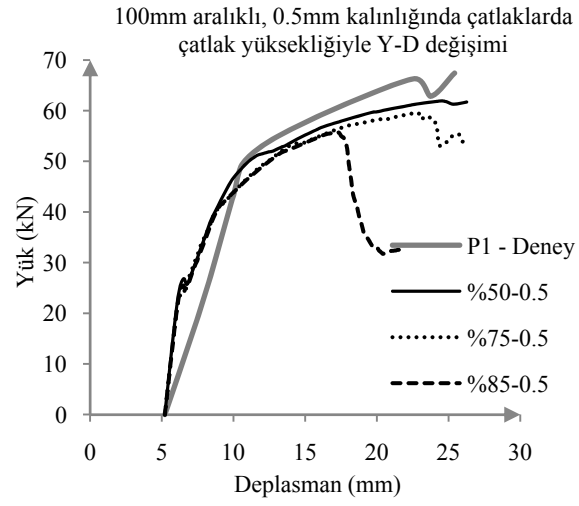
a) P1H kiriş: Çatlak uzunluğunun etkisi

Bu bölümde hasarlı kiriş için sabit çatlak aralığı ve genişliğinde çatlak yüksekliğinin değişiminden elde edilen yük-deplasman grafikleri Şekil 4.18 ve Şekil 4.19' da verilmiştir.

Sonuçlar incelendiğinde çatlak uzunluğunun artmasıyla maksimum yükün azaldığı görülmüştür. Bir önceki grupta en güzel sonuç %85 çatlak uzunluğunda yakalanırken burada %85 çatlak uzunluğu genelde en kötü sonuçları vermektedir. Aslında bu çok anlamlıdır. Çünkü bu grup deneyde hasar oranının bir öncekine göre daha az olduğu hatırlanmalıdır. Dolayısıyla daha kısa çatlak uzunluğu ile deney sonucunun yakalanması beklenmelidir. Bu grupta gerçek deney sonuçlarına en yakın sonuç veren nümerik modeller % 75 ve %50 çatlak yükseklikleri olmuştur. Çatlak aralıklarının sonuçlara çok önemli bir etkisi olmadığı bu gruptaki çalışmada anlaşılmıştır. Çatlak aralıklarının sonuçlara etkisi maksimum yüke ulaştıktan sonra görülmektedir.



Şekil 4.18. Çatlak aralığı 80 ve 90 mm olan sabit çatlak genişliğindeki kirişlerde çatlak yüksekliği ile yük-deplasman değişimi

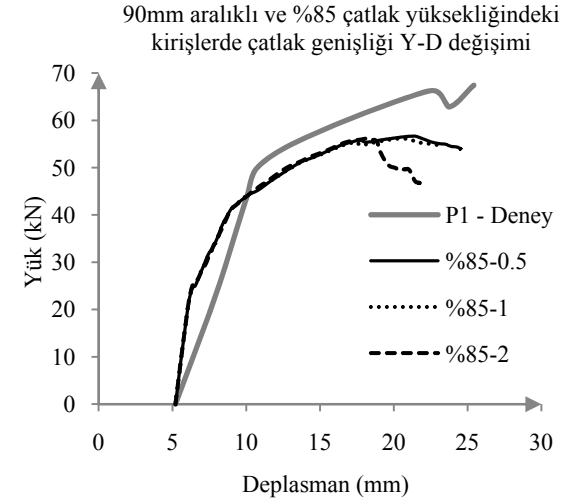
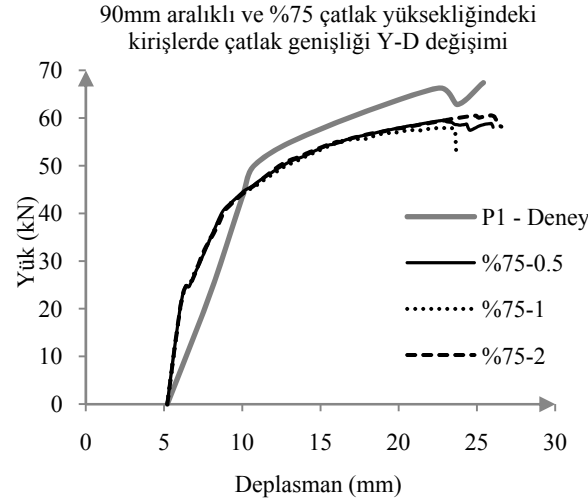
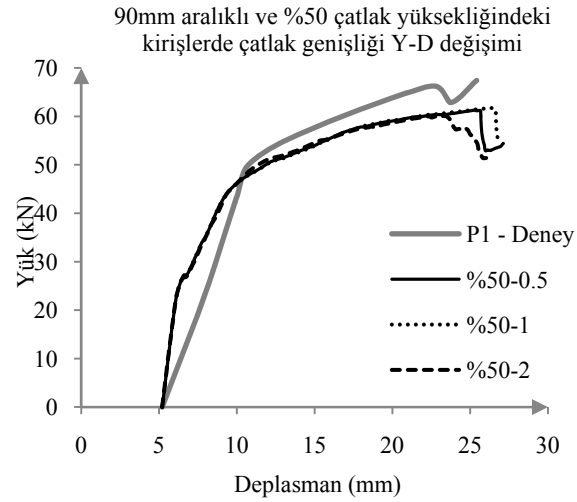
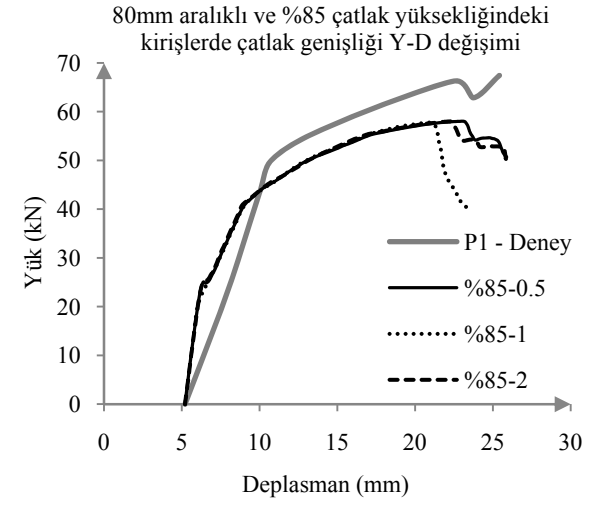
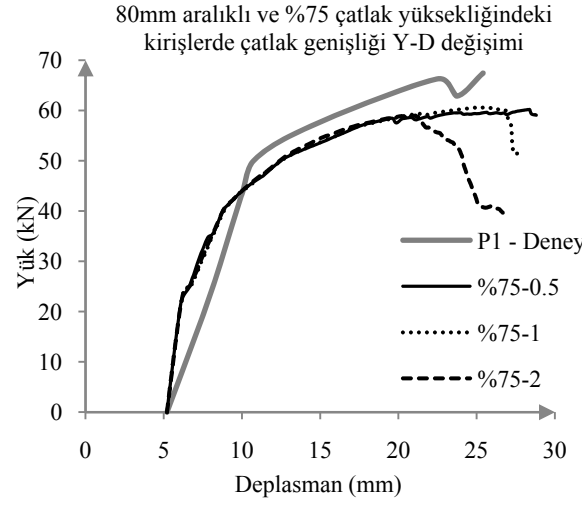
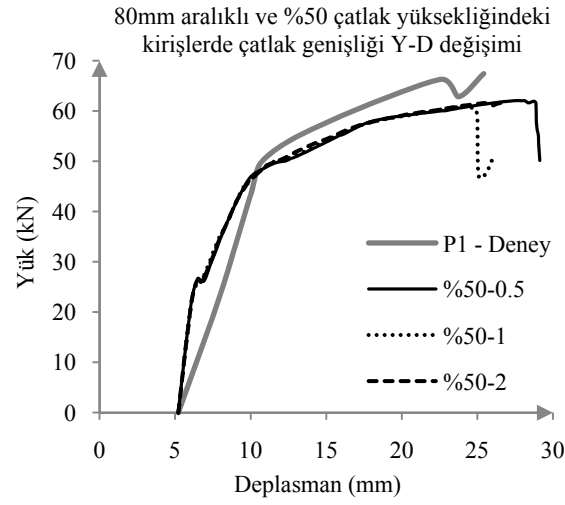


Şekil 4.19. Çatlak aralığı 100 mm olan sabit çatlak genişliğindeki kirişlerde çatlak yüksekliği ile yük-deplasman değişimi

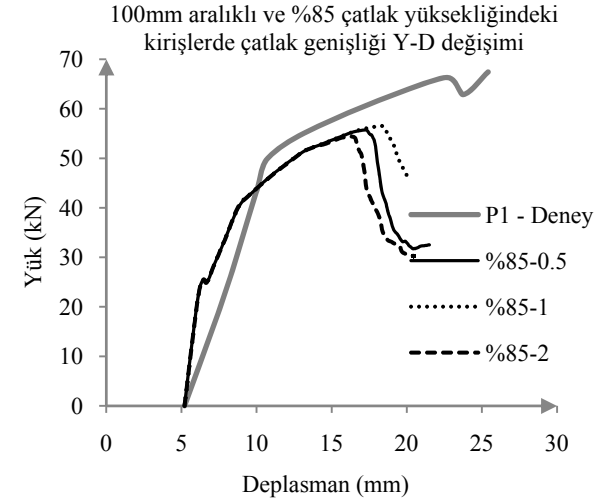
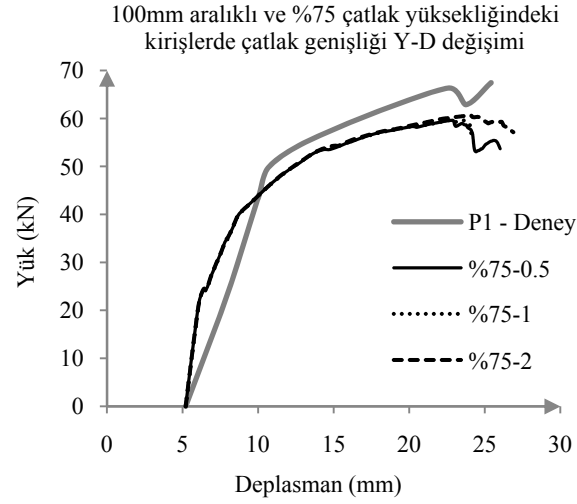
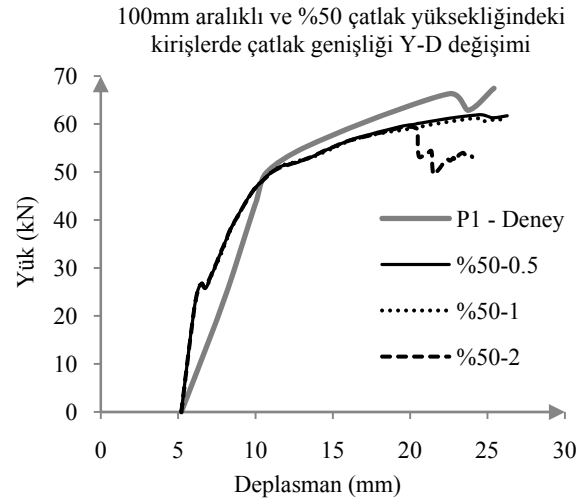
b) P1H kirişi: Çatlak genişliğinin etkisi

Genel olarak sonuçlar incelendiğinde (Şekil 4.20 ve Şekil 4.21) çatlak genişliğindeki değişimin sonuçları çok değiştirmedeği görülmektedir. Bu bir önceki grupta bulunan sonuçlarla da uyuşmaktadır. Sadece maksimum yükten sonraki deplasman kapasitesine etkisi olduğu gözlemlenmektedir. Çatlak genişliği arttıkça maksimum yüke ulaşıldıktan sonra deplasman miktarı artmadan yükte azalma olduğu gözlenmektedir. Sonuçlara detaylı bakıldığında ise şu sonuçlar sıralanabilir:

- Çatlak aralığı 80-90 mm ve çatlak genişliği 0.5 ile 1 mm olan çatlaklı modellerde %50 ve %75 çatlak yüksekliklerinde sonuçlar çok yakın çıkmıştır.
- 2 mm' lik çatlak genişliğinde çatlaklar arası mesafeler arttıkça yük-deplasman değerlerinde büyük azalmalar gözlenmektedir.
- 80-90 ve 100 mm çatlak aralığına sahip 0.5-1 mm genişliğinde çatlaklı kiriş modellerinde çatlak yüksekliğinin değişimiyle yük-deplasman grafiklerindeki değişimin benzer olduğu görülmüştür.
- Çatlak yüksekliğinin basınç donatısını geçtiği kirişlerde çatlak aralığı ve genişliği arttıkça yük-deplasman grafiklerinde belirgin azalimler olmuştur.
- Çatlak yüksekliğinin basınç donatısını geçmediği modellerde (%75xh) çatlaklar arası mesafe değişimiyle yük-deplasman grafiklerinin değişmediği gözlenmiştir.



Şekil 4.20. Çatlak aralığı 80 ve 90 mm olan sabit çatlak yüksekliğindeki kirişlerde çatlak genişliği ile yük-deplasman değişimi



Şekil 4.21. Çatlak aralığı 100 mm olan sabit çatlak yüksekliğindeki kirişlerde çatlak genişliği ile yük-deplasman değişimi

c) Sonuçların Özetlenmesi

Grup-3 için Tablo 4.2' deki deney parametrelerine ait nümerik analiz sonuçları sayısal değer olarak Tablo 4.5' de özetlenmiştir. Yukarıdaki grafiklerde anlatılan genel davranışlarla birlikte bu tabloda maksimum yük ve buna karşılık gelen deplasman değerleri gerçek deney sonuçlarıyla kıyaslanmaktadır.

Tablo 4.5. PIH kirişi nümerik analiz maksimum yük-deplasman değerleri

		0.5 mm' lik çatlak				1 mm' lik çatlak				2 mm' lik çatlak			
Çatlak Aralığı	Çatlak Yüksekliği	Mak. Yük (kN)		Deplasman (mm)		Mak. Yük (kN)		Deplasman (mm)		Mak. Yük (kN)		Deplasman (mm)	
Lab. DENEYİ		66.29	D/S	22.5	D/S	66.29	D/S	22.5	D/S	66.29	D/S	22.5	D/S
	%50 x h	62.07	1.07	27.77	0.81	60.89	1.09	24.22	0.93	61.29	1.08	24.66	0.91
80	%75 x h	60.22	1.10	28.37	0.79	60.49	1.10	26.10	0.86	58.98	1.12	21.06	1.07
	%85 x h	58.03	1.14	23.04	0.98	57.75	1.15	20.88	1.08	57.92	1.14	21.91	1.03
	%50 x h	61.28	1.08	25.26	0.89	61.70	1.07	26.41	0.85	60.10	1.10	23.33	0.96
90	%75 x h	59.45	1.12	22.65	0.99	57.98	1.14	23.24	0.97	60.57	1.09	25.91	0.87
	%85 x h	56.68	1.17	21.36	1.05	54.99	1.21	22.47	1.00	56.17	1.18	18.19	1.24
	%50 x h	61.93	1.07	24.54	0.92	61.25	1.08	24.35	0.92	59.42	1.12	19.85	1.13
100	%75 x h	59.62	1.11	22.86	0.98	59.58	1.11	23.53	0.96	60.34	1.10	24.51	0.92
	%85 x h	55.74	1.19	17.19	1.31	56.52	1.17	18.38	1.22	54.38	1.22	16.33	1.38

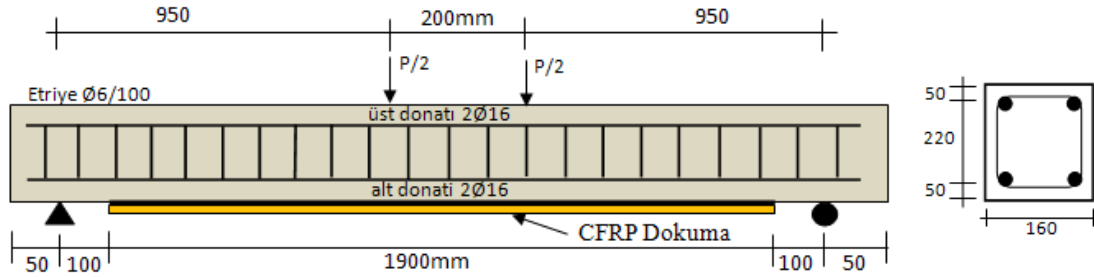
(D/S: Deney/ SEM oranıdır.)

Tablo 4.5' ten de görüldüğü gibi hasarlı kiriş sonucu en iyi 90 mm aralıklı, %75 çatlak yüksekliğine sahip ve 0.5 mm çatlak genişliği ile oluşturulan modelde elde edilmiştir.

4.2.3. GRUP-4 hasarlı kiriş deneyi

Sonlu elemanlar modeliyle doğrulaması yapılacak olan dördüncü deney setinde hasarsız kirişler maksimum taşıma kapasitesinin %30' una kadar yüklenmiş daha sonra FRP dokumalarla farklı güçlendirme teknikleri kullanılarak güçlendirilmiştir. Bu ön yükleme ile kirişlerdeki servis yükü simüle edilmek istenmiştir. Sonuçlar deneysel ve analitik olarak incelenmiştir. Deney sonuçlarında ön hasarlı ve güçlendirilmiş kirişlerin davranışının hasarsız ve güçlendirilmiş kirişlere benzer olduğunu belirtilmiştir (Arduini ve Nanni, 1997).

Bu bölümde ön hasarlı olarak tek kat CFRP dokuma ile güçlendirilen deney kirişi (MM2) sonlu elemanlar modeliyle doğrulanmıştır. Kirişler 1900x150 mm' lik CFRP dokuma ile güçlendirilmiş ve 4 nokta yüklemesiyle kırılmıştır. Deneylere ait geometri ve donatı detayı Şekil 4.22' de görülmektedir.



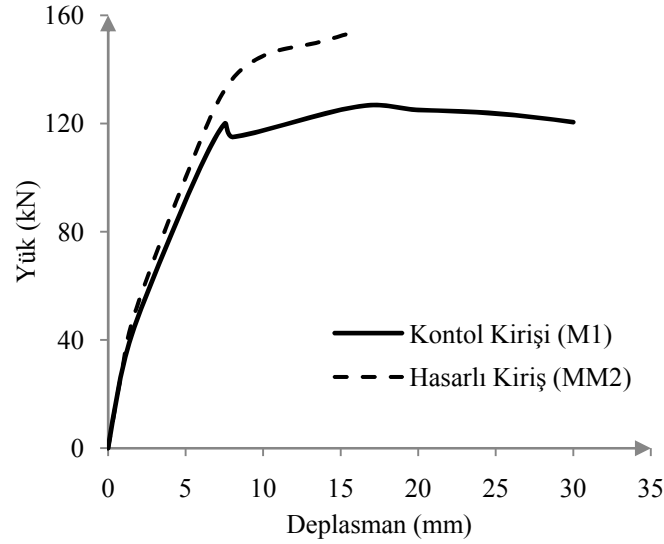
Şekil 4.22. Kiriş donatı ve geometri detayları

Güçlendirilmiş kirişler için deney raporunda verilen malzeme özellikleri Tablo 4.6' da verilmiştir. Bu değerlere bağlı olarak beton basınç, çekme davranışları ile epoksi ve CFRP dokuma özellikleri Bölüm 2' de anlatılan yöntemlerle belirlenmiş ve analizlerde bu değerler kullanılmıştır.

Tablo 4.6. Deneysel malzeme özellikleri

Eleman	E (MPa)	ν	f_t (MPa)	ϵ_u (%)	Kalınlık (mm)
Epoksi	2000	0.38	37	1.5	-
CFRP	235000	-	3510	1.5	1

Sonlu elemanlar modeli yapılan kontrol kirişi ve güçlendirilmiş hasarlı kirişe ait deneysel yük-deplasman grafikleri Şekil 4.23’de görülmektedir. Kontrol kirişi M1’ e ait doğrulamalar Bölüm 3’te gösterilmiştir.

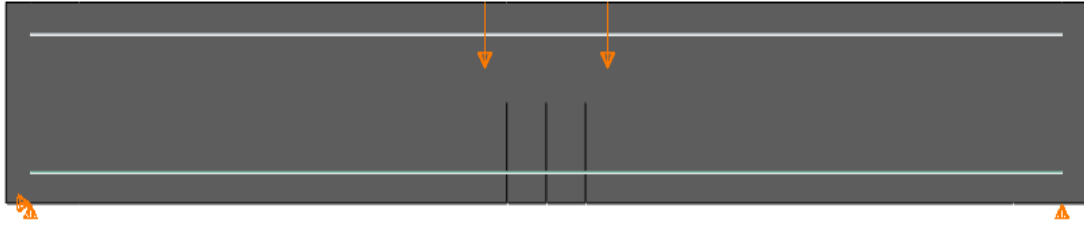


Şekil 4.23. GRUP-4 deneyleri yük-deplasman grafiği (Arduini ve Nanni, 1997)

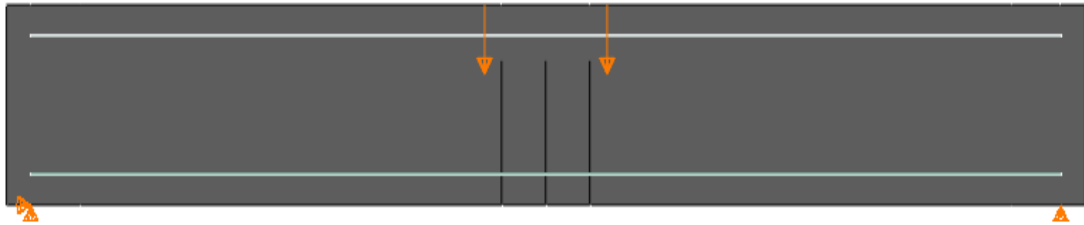
4.2.3.1. MM2 kirişi sonlu elemanlar modeli ve sonuçlar

Literatürden alınan 4.Grup laboratuvar deneyinde, nominal kapasitelerinin %30’una kadar yüklenen kirişlerde kalıcı deplasman olmadığı fakat sabit moment bölgesinde 3-4 çatlak oluştuğu yazarlar tarafından bildirilmiştir. Güçlendirilmiş kirişlerde epoksi kalınlığı belirtilmemiştir. Bu yüzden epoksi analizlerde sıfır kalınlıklı eleman olarak tanımlanmış, CFRP dokuma ise 1mm kalınlıkla analizlerde kullanılmıştır. Nümerik analizlerde hasarlı kirişler Tablo 4.2’deki deney matrisi kullanılarak parametrik

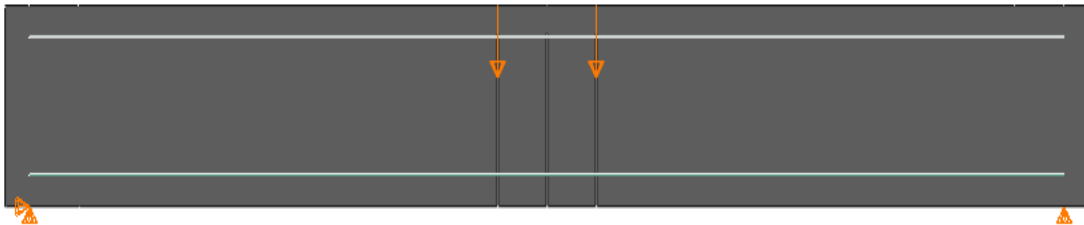
çalışma yapılabilmesi ve sonuçların diğer hasarlı kiriş modelleriyle karşılaştırılarak sonuçlar çıkarılabilmesi bakımından 3 çatlakla temsil edilmiştir. Bu kiriş deneyinde yükleme aralığı küçük (200 mm) olduğundan hasarlı kirişin 4 çatlakla modellenmesi parametrik çalışmaya uygun olmayacaktır. Şekil 4.24’ te nümerik modellerde kullanılan örnek çatlak uygulamaları görülmektedir.



a) Çatlak yüksekliği $0.50xh$ olan 80 mm aralıklı ve 0.5 mm genişliğindeki çatlak görünümü



b) Çatlak yüksekliği $0.75xh$ olan 90 mm aralıklı ve 1 mm genişliğindeki çatlak görünümü

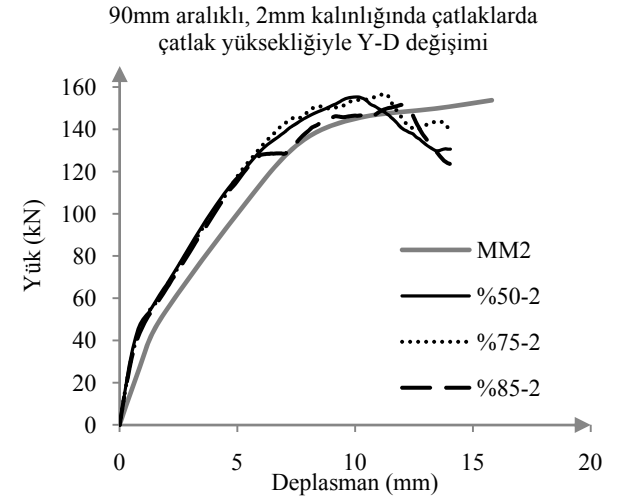
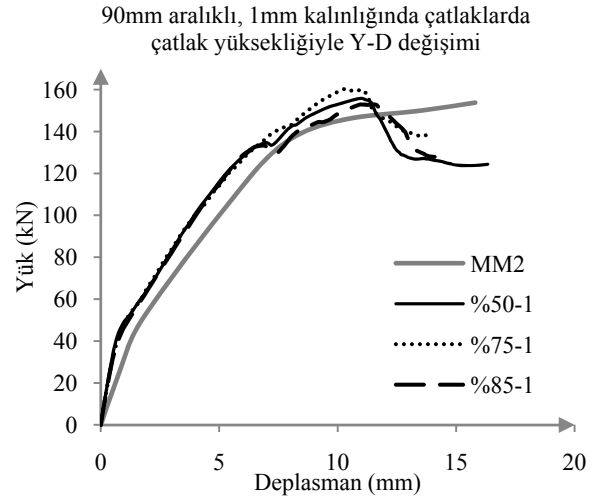
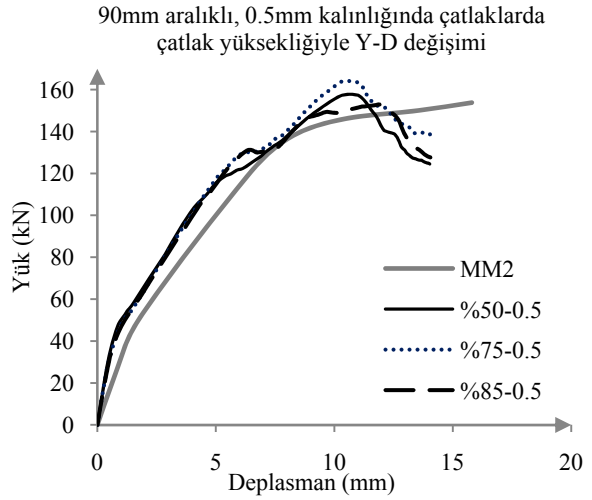
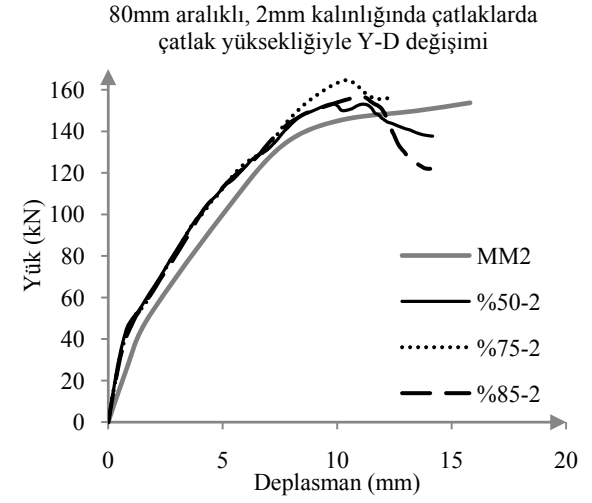
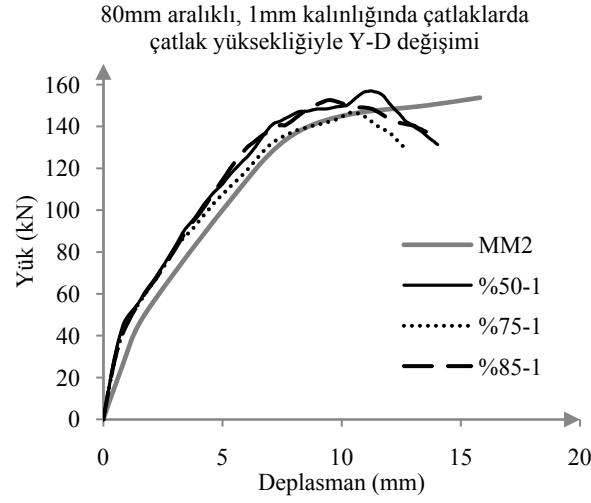
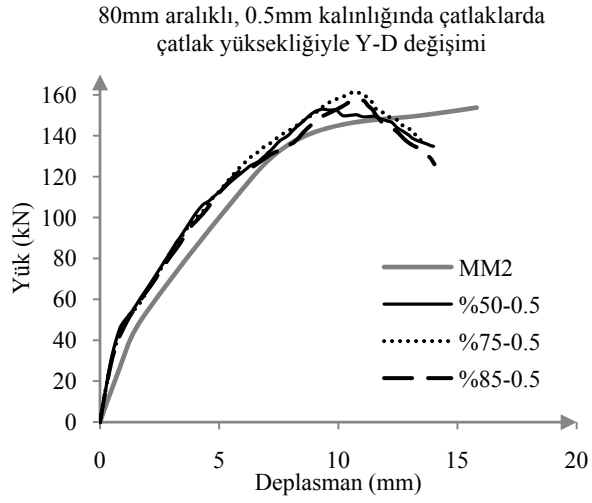


c) Çatlak yüksekliği $0.85xh$ olan 100 mm aralıklı ve 2 mm genişliğindeki çatlak görünümü

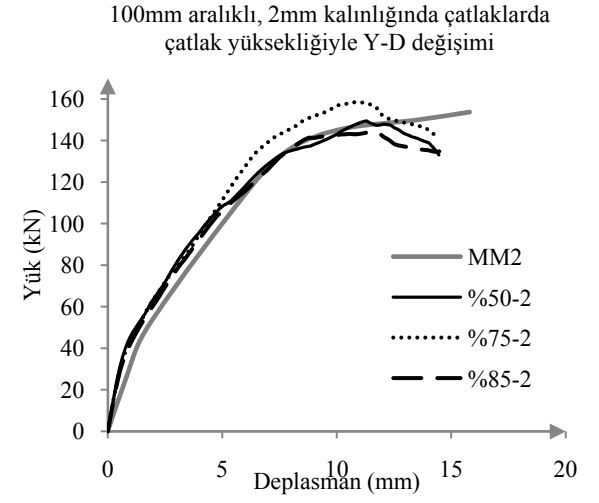
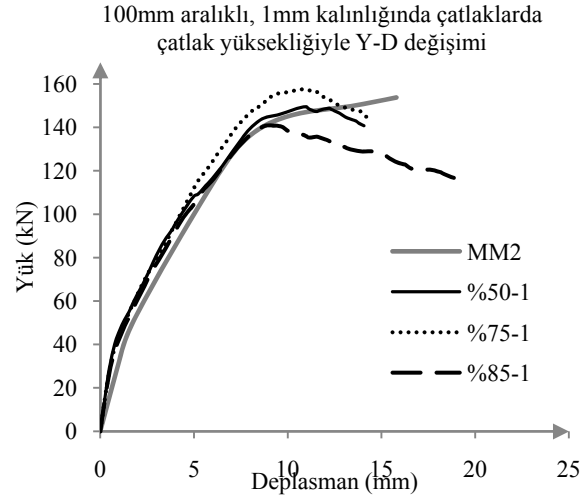
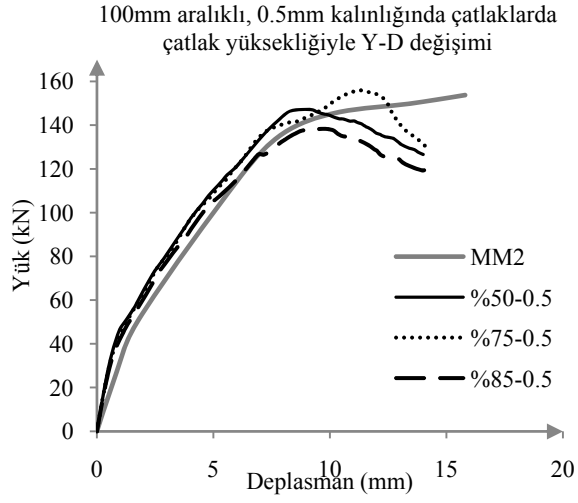
Şekil 4.24. MM2 kirişi sonlu elemanlar çatlak uygulamaları

a) MM2 kirişi: Çatlak uzunluğunun etkisi

Şekil 4.25 ve Şekil 4.26’ da hasarlı kirişler için sabit çatlak aralığı ve genişliğinde, çatlak yüksekliğinin değişiminden elde edilen yük-deplasman grafikleri verilmiştir.



Şekil 4.25. Çatlak aralığı 80 ve 90 mm olan kirişlerde sabit çatlak genişliğindeki kirişlerde çatlak yüksekliği ile yük-deplasman değişimi



Şekil 4.26. Çatlak aralığı 100 mm olan kirişlerde sabit çatlak genişliğindeki kirişlerde çatlak yüksekliği ile yük-deplasman değişimi

Tablo 4.7. MM2 kirişi nümerik analiz maksimum yük-deplasman değerleri

Çatlak Aralığı	Çatlak Yüksekliği	0.5 mm' lik çatlak		1 mm' lik çatlak		2 mm' lik çatlak							
		Mak. Yük (kN)	Deplasman (mm)	Mak. Yük (kN)	Deplasman (mm)	Mak. Yük (kN)	Deplasman (mm)						
Lab. DENEYİ		153.75	D/S	15.8	D/S	153.75	D/S	15.8	D/S	153.75	D/S	15.8	D/S
80	%50 x h	152.97	1.01	9.37	1.69	156.95	0.98	11.17	1.41	153.14	1.00	11.13	1.42
	%75 x h	161.55	0.95	10.70	1.48	146.83	1.05	10.47	1.51	164.57	0.93	10.32	1.53
	%85 x h	157.90	0.97	10.83	1.46	152.55	1.01	9.56	1.65	156.82	0.98	11.03	1.43
90	%50 x h	157.86	0.97	10.69	1.48	155.80	0.99	10.96	1.44	155.26	0.99	10.04	1.57
	%75 x h	164.11	0.94	10.58	1.49	159.92	0.96	11.00	1.44	156.70	0.98	11.29	1.40
	%85 x h	152.89	1.01	11.87	1.33	152.90	1.01	10.96	1.44	150.81	1.02	11.72	1.35
100	%50 x h	147.16	1.04	9.00	1.76	148.82	1.03	12.19	1.30	149.44	1.03	11.29	1.40
	%75 x h	156.02	0.99	11.18	1.41	157.53	0.98	10.70	1.48	158.48	0.97	10.86	1.45
	%85 x h	137.76	1.12	8.96	1.76	140.85	1.09	9.35	1.69	144.05	1.07	11.46	1.38

(D/S: Deney/ SEM oranıdır.)

Tablo incelendiğinde 100 mm aralıklı, 1 mm genişliğinde çatlaklı ve çatlakları kiriş yüksekliğinin %50' sine ulaşan kiriş modelinde en iyi yük-deplasman değerleri elde edilmiştir.

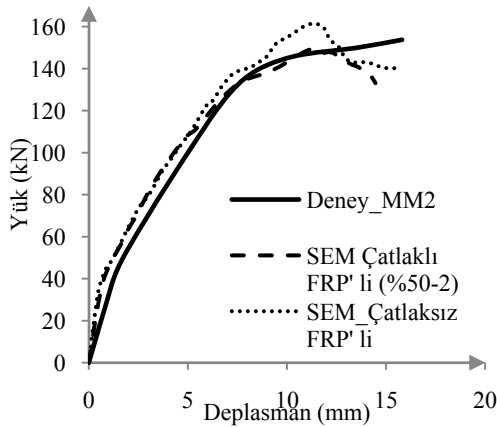
Deney setleri içerisinde birçok yönüyle farklı olan bu grubun nümerik analiz sonuçlarında da farklılıklar gözlemlenmiştir. Bu grubu farklı kılan noktalar şu şekilde özetlenebilir:

- Yükler arasındaki mesafe diğer gruplara göre kıyasla çok daha azdır.
- Kiriş yüksekliği diğer kiriş yüksekliklerinin 2 katından daha fazladır.
- Diğer kirişlerden farklı olarak modelde tam orta noktaya çatlak eklenme zorunluluğu doğmuştur.

- Deney raporunda %30 hasar sonucunda oluşan çatlak yüksekliği ve genişliği hakkında bilgi sunulmamıştır.

Bu farklılıklara rağmen parametrik çalışmaya Tablo 4.2’deki deney matrisine göre devam edilmiş ve sonuçlar elde edilmiştir. Hasar diğer kirişlerle kıyaslandığında çok az olduğu için çatlak yüksekliği en az olan değerde daha gerçekçi sonuçlar vermesi beklenmektedir. Çatlak genişliğinin sonuçları çok fazla etkilemediğini daha önceki gruplardan elde edilen sonuçlar göstermiştir. Burada da benzer sonuç görülmektedir. 80 ve 90 mm aralıklı çatlaklı modeller daha rijit bir davranış göstermekle birlikte genel olarak bu grupta 100 mm aralıklı çatlaklara sahip modeller deney sonucunu daha iyi yakalayan modeller olmuştur. Diğer gruplardan farklı olarak bu grupta deplasman en yakın %30 farkla yakalanabilmiştir.

Hasar miktarı diğer kirişlere göre çok daha az olduğu ve yük kaldırıldıktan sonra kirişte plastik deformasyon kalmadığı yazar tarafından belirtildiği için aynı nümerik model çatlaksız modellenerek sonuçlar incelenmiştir (Şekil 4.27). Deneyle aynı deplasman değerine karşı gelen yük %9 eksi ile yakalanabilmektedir. Maksimum yüklere bakıldığında ise sonlu eleman analizi ile elde edilen yük %5 daha büyük iken buna karşılık gelen deplasman ise %29 daha azdır.



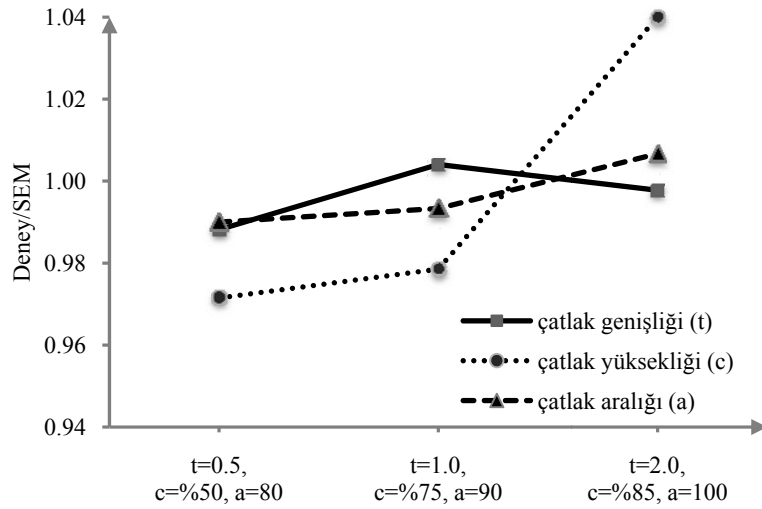
	Çatlaksız		Çatlaklı
	DENEY	SEM	SEM
Yük (kN)	153.75	161.62	140.13
Dep. (mm)	15.8	11.35	15.77

Şekil 4.27. MM2 hasarlı kirişi çatlaklı ve çatlaksız modelleme farkları

4.3. Sonuçların Tartışılması

Hasarlı ve onarılmış kirişlerin modellenmesi için geliştirilen ve 3 farklı araştırmacının yaptığı laboratuvar deneyleri ile test edilen sonlu elemanlar modellerinden elde edilen sonuçlara göre;

- Hasarlı ve hasarsız kirişlerin yük taşıma kapasitelerindeki farkların analiz sonuçlarında gözlemlenebildiği,
- Sonuçlar toplu olarak incelendiğinde çatlak yüksekliğinin sonuçlara en çok etki eden parametre olduğu (Şekil 4.28), çatlak genişliği ve aralığının ise sonuçları çok fazla değiştirmedeği,



Şekil 4.28. Parametrik çalışma değişkenlerinin sonuçlara etkisi

- Hasar miktarına göre çatlak uzunluklarının ayarlanabileceği (örneğin %30 hasarda çatlak uzunluğu kiriş yüksekliğinin %50' si kadar alınırken %90 hasarlı kirişlerde çatlak uzunluğu kiriş yüksekliğinin %85' i alınarak daha yakın sonuçlar bulunabildiği),

- Nümerik analizlerde çatlak geometrisi belirlenirken kirişteki önhasar miktarı azaldıkça çatlaklar arası mesafenin artması gerektiği fakat önhasar miktarı arttıkça çatlak yüksekliğinin de arttırılması gerektiği anlaşılmıştır.

Yukarıdaki sonuçlar ışığında bu aşamadan sonra yapılacak olan parametrik çalışmalarda çatlak yüksekliğinin kiriş yüksekliğinin %85' i, çatlak genişliğinin 1 mm ve çatlak aralığının da 80 mm olarak alınmasına karar verilmiştir.

BÖLÜM 5. PARAMETRİK ÇALIŞMA

Bu bölümde çatlak varlığının modellenmesiyle oluşacak olan dayanım azalmasını göstermek üzere kiriş elemanlar üretilecektir. Kirişler oluşturulurken gerek geometri gerekse malzeme özellikleri değiştirilerek çok farklı kiriş elemanları elde edilmek istenmiştir. Böylece öne sürülen yöntemin etkileri çok geniş bir nümerik deney seti üzerinde test edilmiş olacaktır.

Parametrik çalışmada kiriş uzunluğunun, kiriş yüksekliğinin, donatı oranının, etriye aralığının, beton sınıfının ve maksimum agrega çapının değerleri değiştirilerek kirişler üretilmiştir. Bu değerler mümkün olduğunca yönetmeliklerde verilen sınır değerler alınarak çok geniş bir spektrumda farklı betonarme kiriş elemanlar oluşturulmuştur.

Kiriş uzunluğu: Kiriş uzunluğundaki değişim L/d oranı ile dikkate alınmıştır. Bu oranlar Euler-Bernoulli Kiriş Teorisi kabulleriyle uyuşacak şekilde ($L/d > 5$), 10.4, 13 ve 15 olarak alınmıştır (Borresi ve diğerleri, 1993).

Kiriş kesit geometrisi: Kesit geometrisinin etkisi d/b parametresi değiştirilerek incelenmiştir. Bu parametrenin etkisi derin kiriş davranışı olmayacak şekilde iki değerle (1 ve 2) incelenmiştir.

Etriye aralığı: Beton basınç davranışının matematik modelinde etriye sıklaştırma etkisi göz önüne alınmıştır. Bunun için etriye aralığı; $s=d/2$ ve $s=d/4$ alınarak değişim incelenmiştir.

Eğilme donatısı miktarı: Çekme donatısı için iki farklı durum dikkate alınmıştır. Bu değer TS500' de belirtilen 2 sınır durum için (ρ_{min} , ρ_{max}) her bir kirişte değiştirilerek etkisi gözlenmiştir.

Beton sınıfı: Farklı beton sınıflarının sonuçlara etkisini gözlemlemek için düşük mukavemetli betonu temsilen C10 sınıfı beton, yüksek mukavemetli betonu temsilen ise C30 sınıfı beton seçilmiştir.

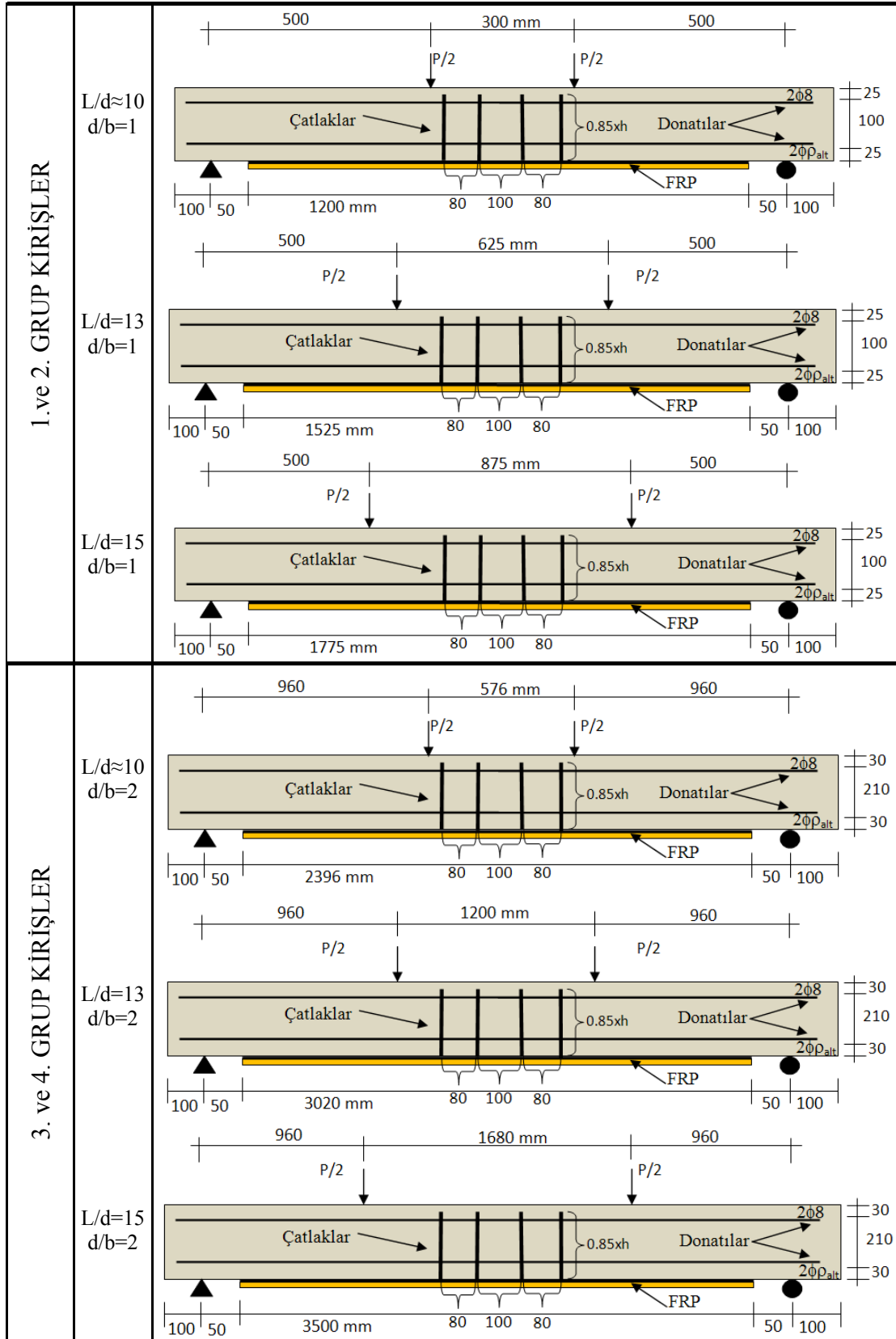
Agrega çapı: Çekme dayanımının matematik modelinde kullanılan agreg a çapı değeri de 2 farklı değerde alınarak beton çatlama enerjisinin sonuçlara etkisi araştırılmıştır.

5.1. Model Kirişlerin Geometri ve Malzeme Özellikleri

Yukarıda belirtilen parametreler göz önüne alınarak hazırlanan kiriş modellerine ait tüm modellerde;

- Kirişin gövde genişliği sabit 120 mm alınmıştır.
- Kesme açıklığı/faydalı yüksek oranı 4 kabul edilmiştir.
- Basınç donatısı sabit 2 ϕ 8 alınmıştır.
- Güçlendirme malzemesi olarak Grup-2 kirişlerinde kullanılan CFRP ve epoksi malzemelerinin miktarları ve özellikleri alınmıştır.

Parametrik çalışma için oluşturulan modellere ait geometri ve donatı detayları Şekil 5.1' de görülmektedir. Bütün parametrelerin değişimi için toplam 192 adet nümerik model yapılmıştır.

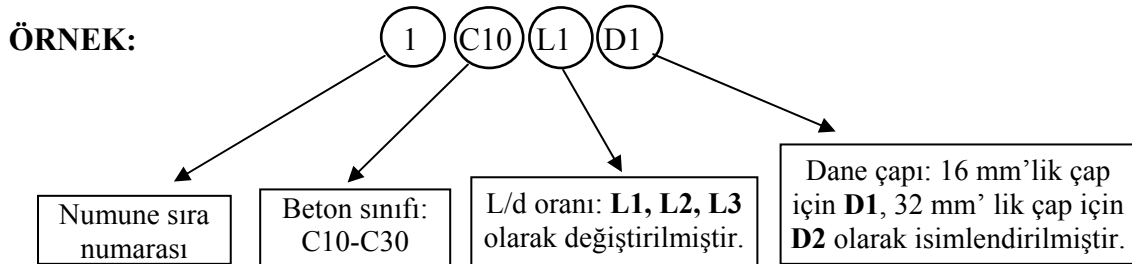


Şekil 5.1. Parametrik çalışma kiriş geometri ve donatı detayları

Yapılan parametrik çalışmaya ait nümerik deney matrisi Tablo 5.1' de görülmektedir. Toplam 4 gruptan oluşan nümerik deney matrisinde kirişler d/b oranlarına göre kendi içinde 2 gruba ayrılmaktadır. İlk 2 grupta d/b oranı 1 alınırken 3.ve 4. grupta bu oran 2 olarak alınmıştır. Aynı şekilde ilk 2 grupta kendi içinde beton sınıfı değişimine göre 2' ye ayrılmaktadır. Her bir beton sınıfı için kirişler etriye aralığı, donatı oranları ve agrega boyutlarındaki değişime göre analiz edilmiştir. Burada kullanılan kısaltmalardan;

MA_{max} : Çatlaklı model maksimum momenti (kNm)	da : beton karışımındaki maksimum agrega dane çapını (mm)
MB_{max} : Çatlaksız model maksimum momenti (kNm)	L : mesnetler arasındaki kiriş uzunluğunu (serbest açıklık) (mm)
Ø_A : Çatlaklı model maksimum dönme açısı (rad)	d : kiriş faydalı yüksekliğini (mm)
Ø_B : Çatlaksız model maksimum dönme açısı (rad)	b : kiriş gövde genişliğini (mm)
ρ_{alt} : Çekme donatısı oranını	s : etriye aralığını göstermektedir. (mm)

Model tanımlamalarında isimlendirmeler aşağıdaki örneğe göre yapılmıştır:



Ayrıca her bir kirişin çatlaksız sonlu elemanlar modeli de yapılarak çatlaklı ve çatlaksız kirişler arasında karşılaştırmalar yapılmıştır. Kirişlerin maksimum moment ve karşı gelen dönme açılarına ait sonuçlar Tablo 5.1' de görülmektedir. Momentler kNm, dönme açıları ise radyan cinsinden verilmiştir.

Tablo 5.1. Parametrik çalışma deney matrisi

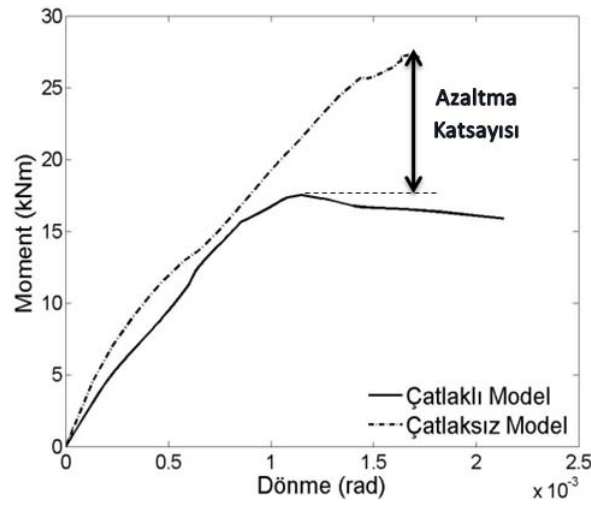
Grup	Beton	d/b	s	ρ_{alt}	L/d	da	Model	ÇATLAKLI		ÇATLAKSIZ		$\% \left(\frac{MB_{max}}{MA_{max}} \right)$
								MA_{max}	\bar{O}_A	MB_{max}	\bar{O}_B	
1. GRUP	C10	1	$s \leq d/2$	ρ_{min}	10.4	16	1C10L1D1	8,15	0,00217	8,61	0,00183	5,34
						32	2C10L1D2	8,23	0,00216	9,85	0,00230	16,45
					13	16	3C10L2D1	8,28	0,00312	8,44	0,00284	1,90
						32	4C10L2D2	8,84	0,00405	9,71	0,00352	8,96
					15	16	5C10L3D1	7,80	0,00428	8,24	0,00414	5,34
						32	6C10L3D2	9,31	0,00554	9,56	0,00487	2,62
				ρ_{maks}	10.4	16	7C10L1D1	8,02	0,00137	9,32	0,00122	13,95
						32	8C10L1D2	8,2	0,00142	10,77	0,00144	23,86
					13	16	9C10L2D1	8,56	0,00299	8,97	0,00264	4,57
						32	10C10L2D2	8,84	0,00310	10,48	0,00302	15,65
					15	16	11C10L3D1	8,88	0,00450	8,90	0,00366	0,22
						32	12C10L3D2	9,15	0,00454	10,16	0,00414	9,94
			$s \leq d/4$	ρ_{min}	10.4	16	13C10L1D1	8,56	0,00173	8,62	0,00157	0,70
						32	14C10L1D2	9,02	0,00180	9,84	0,00185	8,33
					13	16	15C10L2D1	8,43	0,00316	8,72	0,00314	3,33
						32	16C10L2D2	9,51	0,00374	9,56	0,00340	0,52
					15	16	17C10L3D1	7,78	0,00414	8,23	0,00407	5,47
						32	18C10L3D2	8,93	0,00489	9,45	0,00472	5,50
				ρ_{maks}	10.4	16	19C10L1D1	8,79	0,00162	9,26	0,00123	5,08
						32	20C10L1D2	9,03	0,00160	10,74	0,00143	15,92
					13	16	21C10L2D1	8,11	0,01878	8,86	0,00762	8,46
						32	22C10L2D2	9,65	0,01057	10,35	0,00893	6,76
					15	16	23C10L3D1	8,54	0,00370	8,78	0,00355	2,73
						32	24C10L3D2	10,07	0,00512	10,18	0,00408	1,08
2. GRUP	C30	1	$s \leq d/2$	ρ_{min}	10.4	16	1C30L1D1	13,61	0,00407	13,81	0,00444	1,45
						32	2C30L1D2	13,88	0,00240	15,63	0,00289	11,20
					13	16	3C30L2D1	13,46	0,00411	14,04	0,00434	4,13
						32	4C30L2D2	13,94	0,00463	14,83	0,00460	6,00
					15	16	5C30L3D1	12,96	0,00548	13,67	0,00543	5,19
						32	6C30L3D2	14,17	0,00676	15,14	0,00665	6,41
				ρ_{maks}	10.4	16	7C30L1D1	13,94	0,00215	15,34	0,00189	9,13
						32	8C30L1D2	13,72	0,00206	17,33	0,00218	20,83
					13	16	9C30L2D1	13,40	0,00354	14,79	0,00373	9,40
						32	10C30L2D2	14,96	0,00455	16,70	0,00423	10,42
					15	16	11C30L3D1	13,78	0,00551	14,79	0,00506	6,83
						32	12C30L3D2	15,40	0,00666	17,08	0,00580	9,84
			$s \leq d/4$	ρ_{min}	10.4	16	13C30L1D1	13,60	0,00243	13,63	0,00240	0,22
						32	14C30L1D2	14,43	0,00260	15,47	0,00283	6,72
					13	16	15C30L2D1	12,09	0,00393	13,25	0,00427	8,75
						32	16C30L2D2	13,99	0,00458	14,12	0,00413	0,92
					15	16	17C30L3D1	12,66	0,00576	13,36	0,00582	5,24
						32	18C30L3D2	14,12	0,00670	14,22	0,00602	0,70
				ρ_{maks}	10.4	16	19C30L1D1	13,86	0,00242	14,15	0,00289	2,05
						32	20C30L1D2	14,43	0,00368	16,97	0,00446	14,97
					13	16	21C30L2D1	13,19	0,00324	13,94	0,00330	5,38
						32	22C30L2D2	15,55	0,00459	16,18	0,00378	3,89
					15	16	23C30L3D1	13,24	0,00497	13,73	0,00470	3,57
						32	24C30L3D2	15,80	0,00682	16,38	0,00552	3,54

Tablo 5.2. Parametrik çalışma deney matrisi (devam)

Grup	Beton	d/b	s	ρ_{alt}	L/d	da	Model	ÇATLAKLI		ÇATLAKSIZ		% $\left(\frac{MB_{max}}{MA_{max}}\right)$
								MA _{max}	σ_A	MB _{max}	σ_B	
3. GRUP	C10	2	s ≤ d/2	ρ_{min}	10.4	16	25C10L1D1	17,05	0,00172	21,31	0,00188	19.99
						32	26C10L1D2	17,60	0,00197	24,40	0,00230	27.87
					13	16	27C10L2D1	18,53	0,00370	21,16	0,00330	12.43
						32	28C10L2D2	18,32	0,00363	23,80	0,00407	23.03
					15	16	29C10L3D1	17,73	0,00463	19,96	0,00453	11.17
						32	30C10L3D2	18,07	0,00502	24,23	0,00570	25.42
				ρ_{maks}	10.4	16	31C10L1D1	17,20	0,00110	22,45	0,00138	23.39
						32	32C10L1D2	17,52	0,00115	27,28	0,00167	35.78
					13	16	33C10L2D1	17,90	0,00287	21,50	0,00277	16.74
						32	34C10L2D2	18,31	0,00301	24,45	0,00326	25.11
					15	16	35C10L3D1	17,33	0,00377	23,01	0,00415	24.68
						32	36C10L3D2	17,93	0,00431	25,11	0,00450	28.59
			s ≤ d/4	ρ_{min}	10.4	16	37C10L1D1	17,70	0,00174	22,21	0,00190	20.31
						32	38C10L1D2	19,01	0,00171	23,48	0,00173	19.04
					13	16	39C10L2D1	19,96	0,00401	20,82	0,00341	4.13
						32	40C10L2D2	20,32	0,00417	24,88	0,00399	18.33
					15	16	41C10L3D1	17,24	0,00440	20,82	0,00480	17.20
						32	42C10L3D2	19,47	0,00527	23,48	0,00548	17.08
				ρ_{maks}	10.4	16	43C10L1D1	18,16	0,00134	21,54	0,00205	15.69
						32	44C10L1D2	18,61	0,00150	24,46	0,00136	23.92
					13	16	45C10L2D1	19,09	0,00320	22,89	0,00308	16.60
						32	46C10L2D2	19,90	0,00326	27,40	0,00353	27.37
					15	16	47C10L3D1	17,72	0,00374	22,88	0,00406	22.55
						32	48C10L3D2	19,12	0,00412	26,00	0,00454	26.46
4. GRUP	C30	2	s ≤ d/2	ρ_{min}	10.4	16	25C30L1D1	29,36	0,00491	32,25	0,00482	8.96
						32	26C30L1D2	30,91	0,00355	35,53	0,00303	13.00
					13	16	27C30L2D1	28,72	0,00581	29,62	0,00495	3.04
						32	28C30L2D2	30,57	0,00630	32,63	0,00603	6.31
					15	16	29C30L3D1	27,65	0,00668	29,19	0,00663	5.28
						32	30C30L3D2	29,60	0,00723	30,25	0,00676	2.15
				ρ_{maks}	10.4	16	31C30L1D1	27,63	0,00189	36,90	0,00206	25.12
						32	32C30L1D2	29,07	0,00210	40,91	0,00220	28.94
					13	16	33C30L2D1	30,13	0,00397	36,25	0,00396	16.88
						32	34C30L2D2	30,18	0,00430	41,46	0,00444	27.21
					15	16	35C30L3D1	27,22	0,00483	36,12	0,00557	24.64
						32	36C30L3D2	29,14	0,00530	37,32	0,00563	21.92
			s ≤ d/4	ρ_{min}	10.4	16	37C30L1D1	28,03	0,00213	31,65	0,00244	11.44
						32	38C30L1D2	28,95	0,00316	38,26	0,00350	24.33
					13	16	39C30L2D1	29,65	0,00532	31,50	0,00600	5.87
						32	40C30L2D2	30,36	0,00624	33,45	0,00583	9.24
					15	16	41C30L3D1	27,48	0,00686	28,99	0,00655	5.21
						32	42C30L3D2	29,38	0,00753	30,44	0,00723	3.48
				ρ_{maks}	10.4	16	43C30L1D1	27,44	0,00209	35,14	0,00196	21.91
						32	44C30L1D2	29,35	0,00220	40,77	0,00240	28.01
					13	16	45C30L2D1	32,37	0,00425	35,91	0,00422	9.86
						32	46C30L2D2	29,97	0,00430	40,70	0,00500	26.36
					15	16	47C30L3D1	19,13	0,00400	26,01	0,00454	26.45
						32	48C30L3D2	28,85	0,00506	38,35	0,00596	24.77

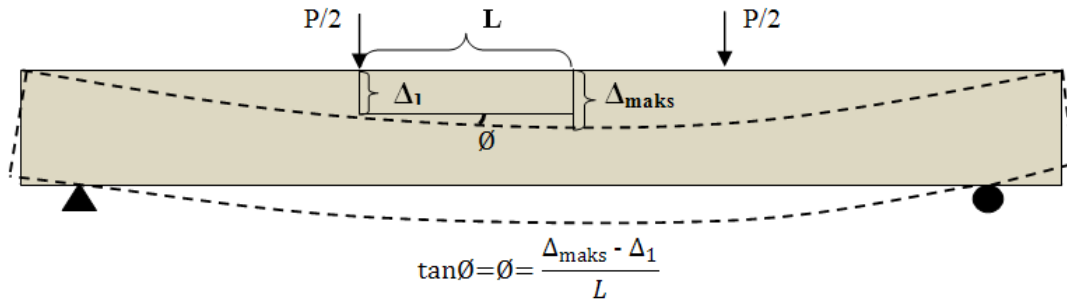
5.2. Sonuçlar ve Değerlendirmeler

Nümerik analizler sonucunda moment-dönme grafikleri gerek çatlaklı-onarılmış, gerekse hasarsız onarılmış kirişler için elde edilmiştir (Bkz. Ek 1). atlaklı model sonuçlarından elde edilen maksimum momentle hasarsız güçlendirilmiş model (atlaksız Model) sonucundan elde edilen maksimum moment oranlanarak, çatlak etkisiyle moment kapasitesinde oluşan yüzde azalma (Azaltma Katsayısı) hesaplanmıştır (şekil 5.2).



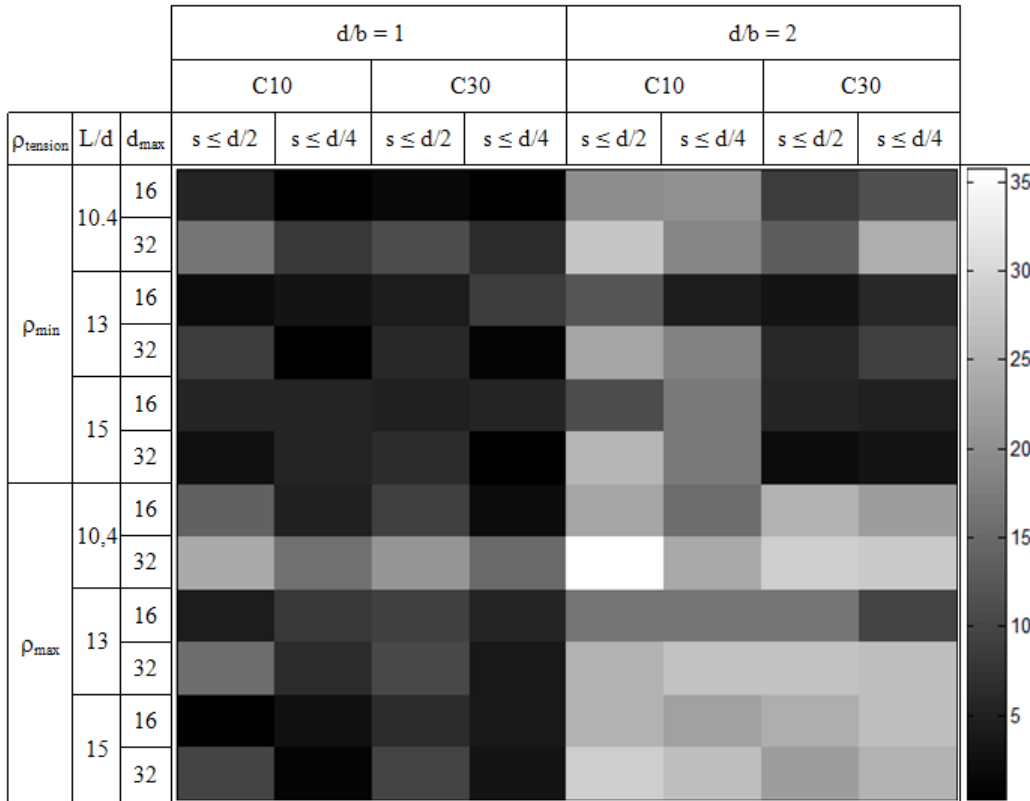
şekil 5.2. atlaklı ve çatlaksız kiriş arasındaki moment azalım katsayısı hesabı

Beton elemanın modellenmesinde kullanılan CPE4R elemanı 3 serbestlik derecesine sahip katı eleman olduğundan elemanın dönme miktarı nümerik analiz sonuçlarından doğrudan okunamamıştır. Bu yüzden şekil 5.3' de gösterilen noktalardan düşey deplasmanlar okunmuş ve küçük deformasyonlar teorisinden ($\tan\theta \approx \theta$) hareketle dönme miktarları her bir kiriş için hesaplanmıştır. Tüm bu değerler Tablo 5.1' de verilmiştir.



Şekil 5.3. Kiriş dönme miktarı hesabı

Hasarlı ve onarılmış kirişlerin nümerik modellemesinde çatlak varlığının ihmalinin sonuçlara etkisini incelemek için elde edilen azaltma katsayıları incelendiğinde maksimum azalım katsayısının %35.78 olduğu dikkati çekmektedir. Burada moment değerinin çatlak varlığının dikkate alınmasıyla 27.28 kNm' den 17.52 kNm' ye düştüğü görülmektedir. Parametrik çalışmayla elde edilen Tablo 5.1 ve 5.2' deki Azalım Katsayılarının grafiksel dağılımı ise Şekil 5.4' te gösterilmiştir.



Şekil 5.4. Azalım Katsayılarının grafiksel dağılımı

Grafikten de anlaşıldığı gibi $d/b=2$ olan kirişlerde azalım katsayıları $d/b=1$ olan kirişlere göre daha yüksek değerlerdedir. Aynı zamanda beton malzemesi C10 olan kirişlerde de azalım katsayılarının malzemesi C30 olan kirişlere göre daha fazla olduğu görülmektedir. Tablo5.1 ve Tablo5.2’ de elde edilen değerler incelendiğinde yüksek mukavemetli betona (C30) sahip gruplarda azaltma katsayısı ortalamasının, düşük mukavemetli betona (C10) sahip gruplara göre daha düşük olduğu ve $d/b=2$ olan kirişlerde de ortalamanın $d/b=1$ olan kirişlere göre daha fazla olduğu anlaşılmaktadır.

Parametrik çalışma sonuçlarından beton çatlama enerjisinin elde edilmesinde önemli bir parametre olan maksimum agrega dane çapının (da) çatlaklı kirişlerin moment kapasitesine önemli bir etkisinin olmadığı gözlemlenmiştir. Ayrıca parametrik çalışmada kullanılan değişkenlerden etriye adım mesafesi ve çekme donatısı oranının değiştirilmesinin de moment azalım katsayısına fazla bir etkisi olmadığı anlaşılmaktadır.

$d/b=1$ olan kirişlerde azaltma katsayısı %0.2 ile %23.86 arasında değişmektedir. Ortalamanın %6.86 olduğu bu grupta çatlaklı modelleme ile çatlaksız modelleme arasında çok az fark olduğu ortaya çıkmaktadır. Ancak aynı oran $d/b=2$ olan kirişlerde %18.4’ e yükselmektedir. Burada d/b oranı sonuçları en çok etkileyen parametre olmuştur. Bu oran 1’ den büyük olunca, yani dikdörtgen kesitli kirişler söz konusu olduğunda azaltma katsayısı oranı çok artmıştır.

Sonuçlar özetlenirse;

- 1- Nümerik analiz sonuçlarından FRP ile güçlendirilmiş veya güçlendirilmemiş kirişlerin deney sonuçlarının doğrulanmasında BHP yönteminin etkili bir şekilde kullanılabileceği anlaşılmaktadır. Parametrik çalışma yapılabilmesi için öncelikle nümerik modellerin literatürden elde edilen deneysel çalışmalarla doğrulanması gerekmektedir.

- 2- Deneysel sonuçlarının nümerik modellerle doğrulanabilmesi çözüm ağı yoğunluğu, dilasyon açısı ve beton çatlama enerjisi gibi önemli değerlerin doğru bir şekilde tanımlanmasıyla mümkün olmaktadır.
- 3- Çatlakların genişlik, yükseklik ve aralıklarının geometrik olarak belirlenmesiyle hasarlı kirişlerin modellenebileceği de nümerik analiz sonuçlarından elde edilmiştir. Bu amaçla yapılan parametrik çalışmada 1mm genişliğinde 80 mm aralıklı yerleştirilmiş ve yüksekliği kiriş yüksekliğinin %85' ine ulaşan çatlaklı bir kirişin hasarlı kirişi temsil etmede kullanılabileceği anlaşılmıştır.
- 4- Çatlaksız ve çatlaklı kirişlerin moment kapasiteleri arasında elde edilen maksimum %35.78' lik fark nümerik analizlerde çatlak varlığının dikkate alınması gerektiğini göstermektedir. Kirişte yeterli güçlendirme elde edilebilmesi için doğru kapasite değerlerini bilinmesinin önemi daha iyi anlaşılmaktadır.
- 5- Sonlu eleman analizlerinde dikdörtgen kesitli kirişlerin kare kesitli kirişlere göre çatlak modellemesinde daha hassas sonuçlar verdiği yapılan parametrik çalışmanın en önemli sonucudur.

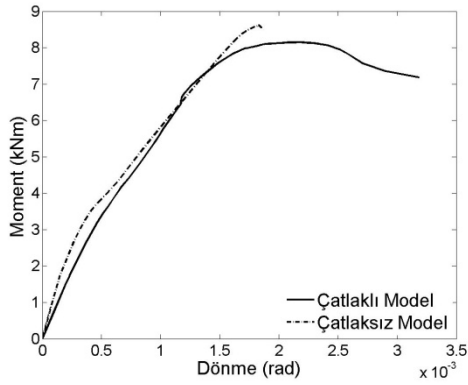
Bu çalışma ile son yıllarda popüleritesi artan FRP ile güçlendirilecek kirişlerin nümerik modellenmesinde hasarın modellenmesi için bir yöntem önerilmiştir. Yöntemin farklı özellikteki kirişler üzerindeki etkileri geniş çaplı bir parametrik çalışmayla araştırılmıştır. Uygulanan yöntemle, çatlak varlığının geometrik olarak dikkate alınması ve nümerik modele yansıtılmasıyla hasarlı kirişler başarılı bir şekilde modellenmiştir.

EKLER

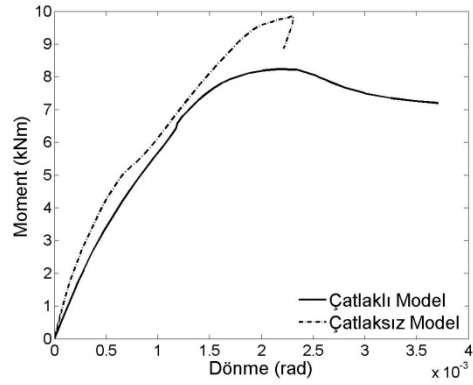
EK-1

Bu bölümde Bölüm 5’ te analizi yapılmış olan 4 grup kiriş deneyinin sonlu eleman çözümlerine ait moment-dönme grafikleri verilmiştir. Grafikler Tablo 5.1’ deki deney matrisindeki sıraya göre verilmiş ve çatlaklı ve çatlaksız kiriş isimleri grafiklerin altında gösterilmiştir. Çatlaksız model isimleri çatlaklı model isimlerinin başına “c” indisi konularak verilmiştir. Her bir grup kendi başlığı altında sınıflandırılmıştır.

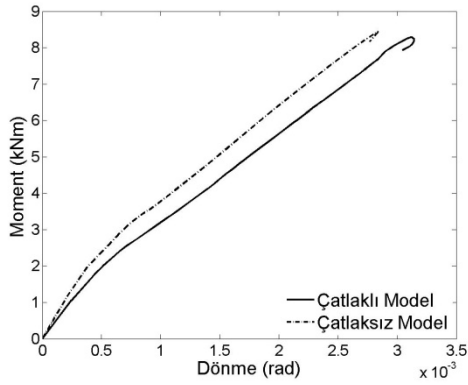
6.1. Kiriş Çözümleri (1. GRUP)



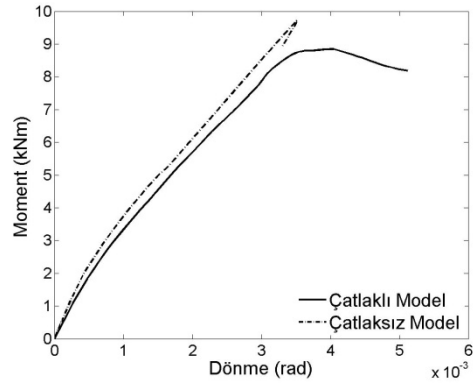
1C10L1D1_c1C10L1D1



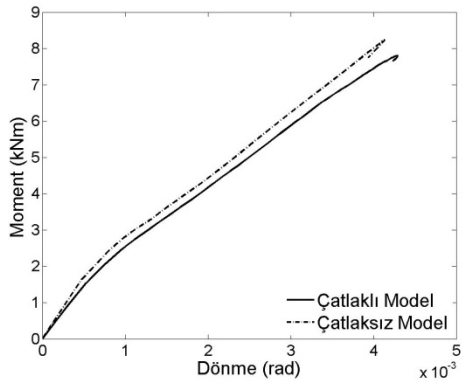
2C10L1D2_c2C10L1D2



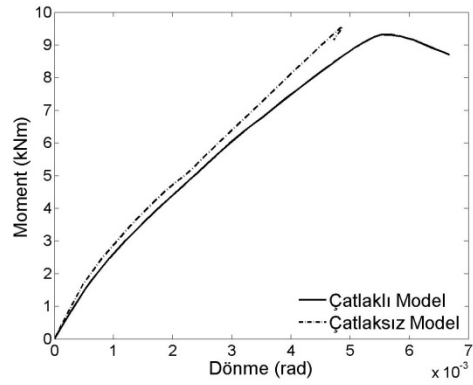
3C10L2D1_c3C10L2D1



4C10L2D2_c4C10L2D2

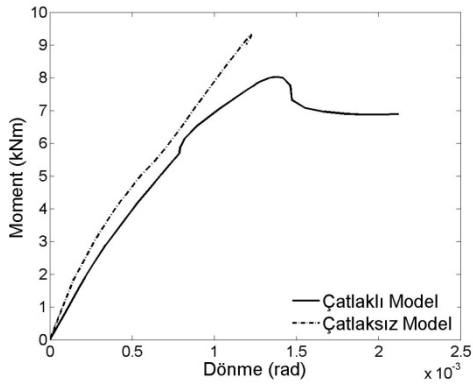


5C10L3D1_c5C10L3D1

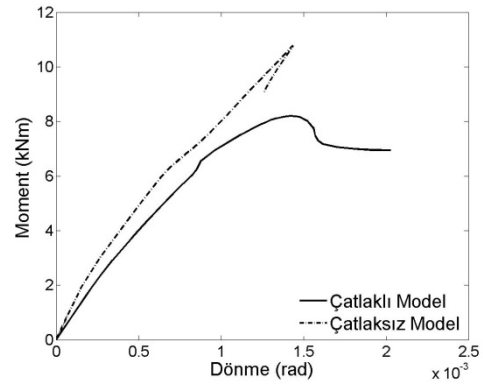


6C10L3D2_c6C10L3D2

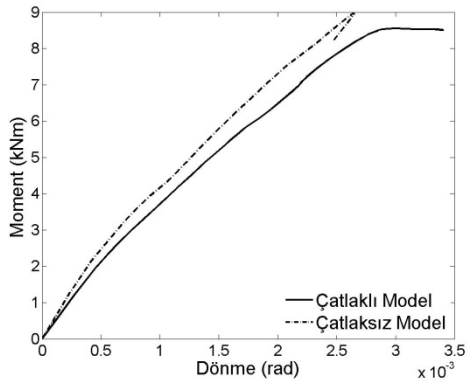
Şekil 6.1. Minimum donatı oranı ve C10 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=1$ ve $s \leq d/2$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri



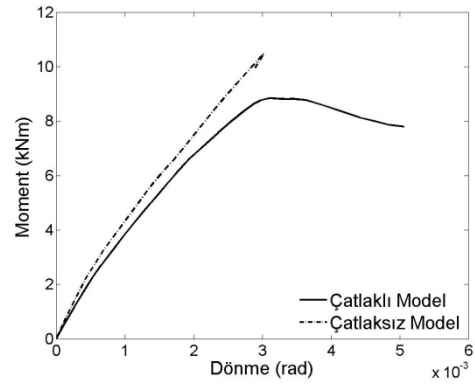
7C10L1D1_c7C10L1D1



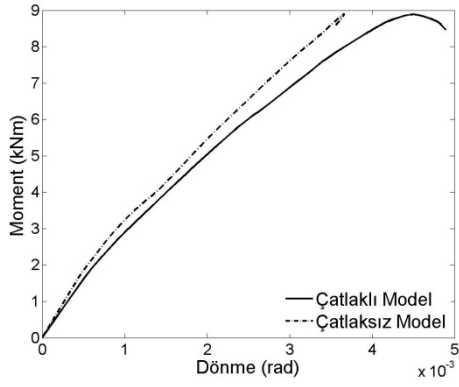
8C10L1D2_c8C10L1D2



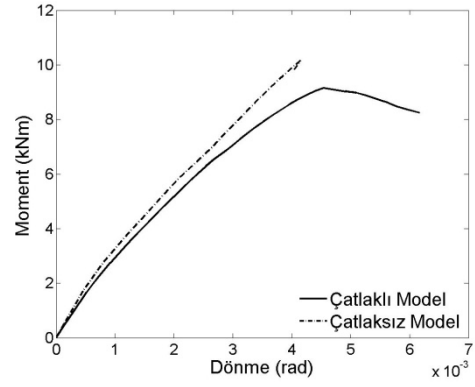
9C10L2D1_c9C10L2D1



10C10L2D2_c10C10L2D2

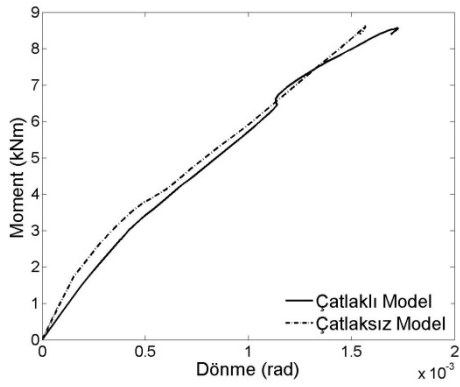


11C10L3D1_c11C10L3D1

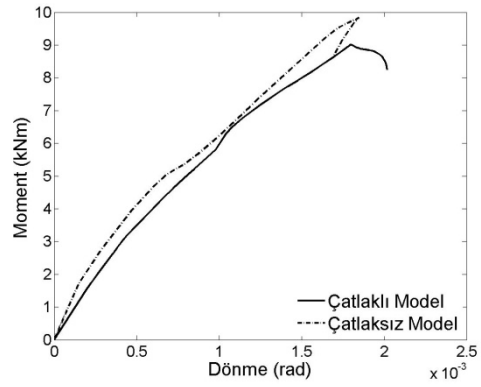


12C10L3D2_c12C10L3D2

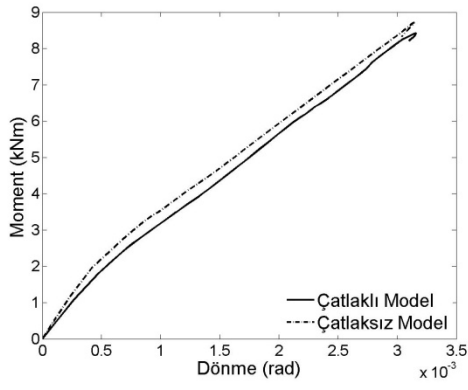
Şekil 6.2. Maksimum donatı oranı ve C10 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=1$ ve $s \leq d/2$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri



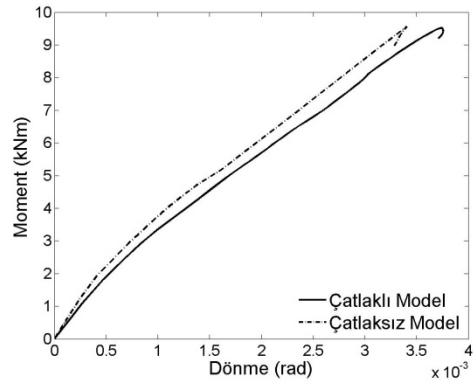
13C10L1D1_c13C10L1D1



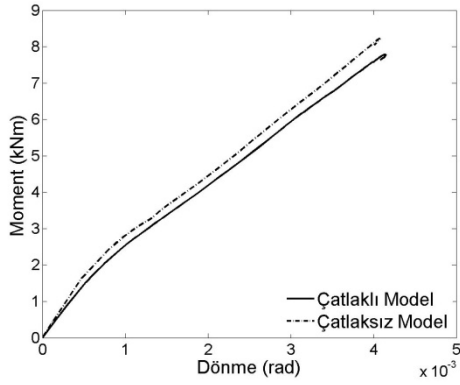
14C10L1D2_c14C10L1D2



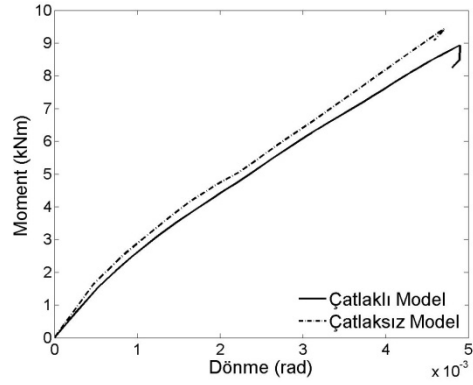
15C10L2D1_c15C10L2D1



16C10L2D2_c16C10L2D2

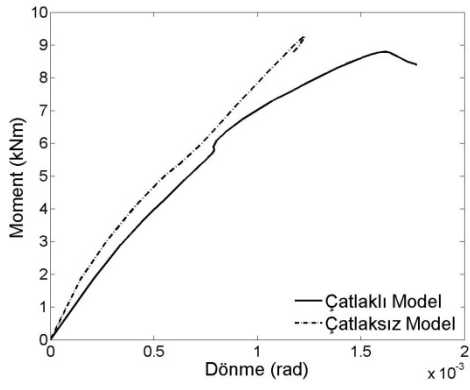


17C10L3D1_c17C10L3D1

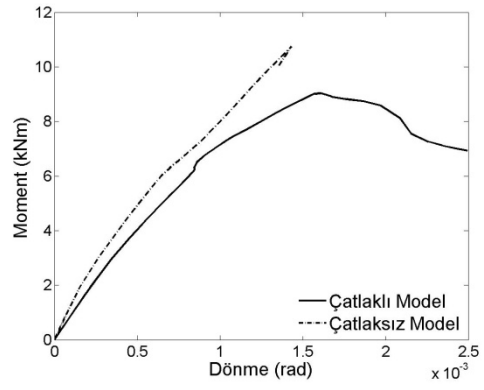


18C10L3D2_c18C10L3D2

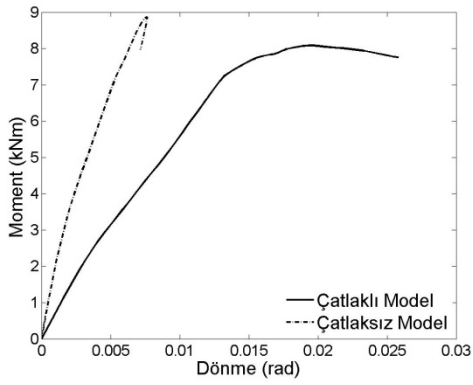
Şekil 6.3. Minimum donatı oranı ve C10 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=1$ ve $s \leq d/4$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri



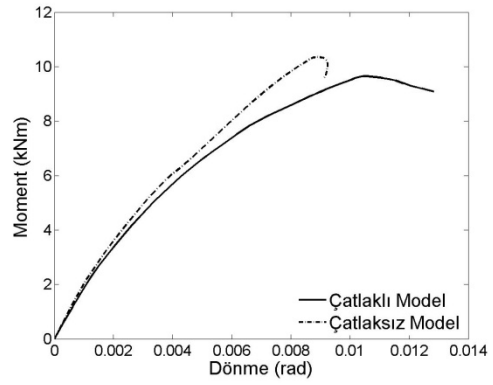
19C10L1D1_c19C10L1D1



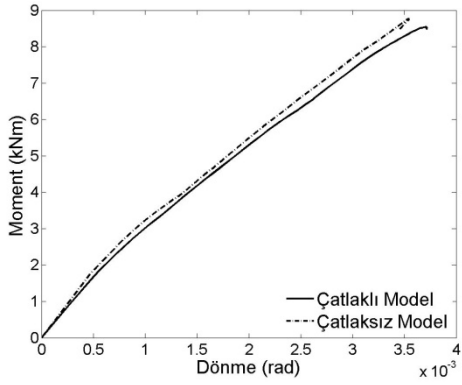
20C10L1D2_c20C10L1D2



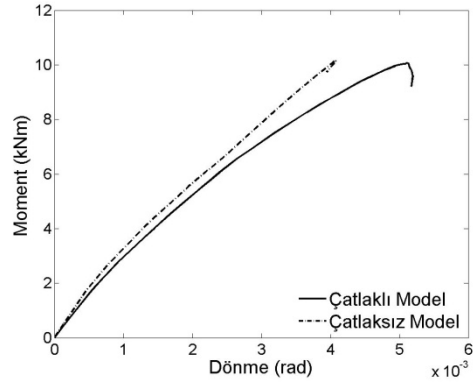
21C10L2D1_c21C10L2D1



22C10L2D2_c22C10L2D2



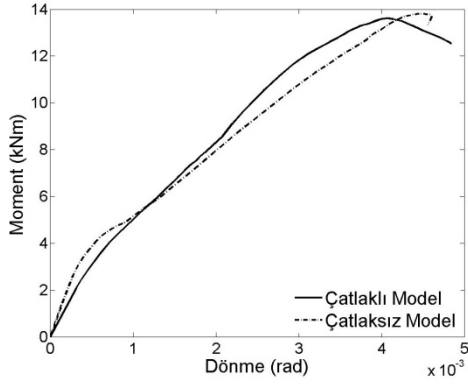
23C10L3D1_c23C10L3D1



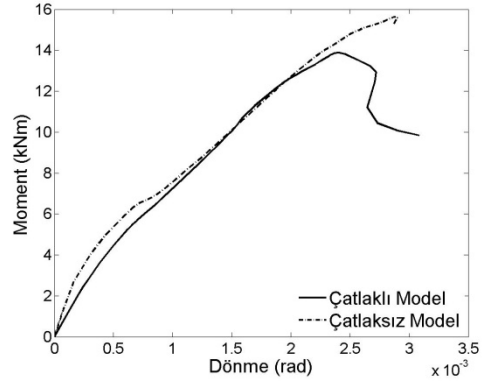
24C10L3D2_c24C10L3D2

Şekil 6.4. Maksimum donatı oranı ve C10 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=1$ ve $s \leq d/4$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri

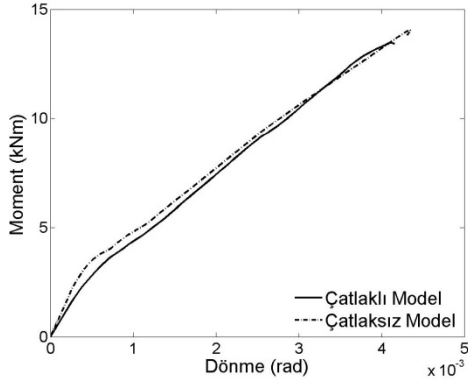
6.2. Kiriş Çözümleri (2. GRUP)



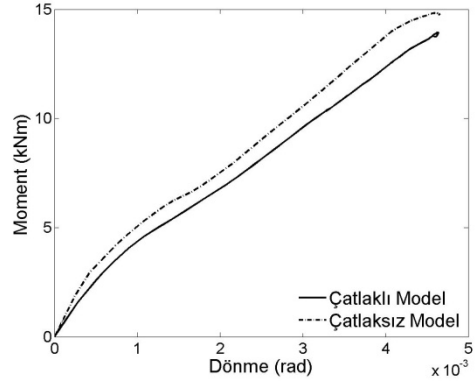
1C30L1D1_c1C30L1D1



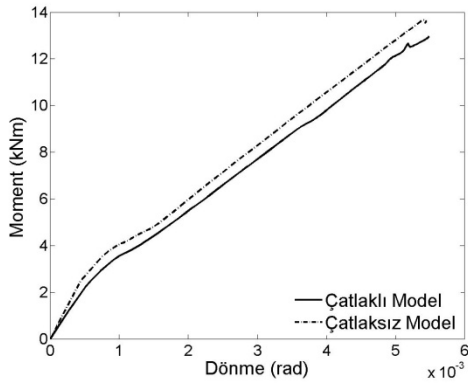
2C30L1D2_c2C30L1D2



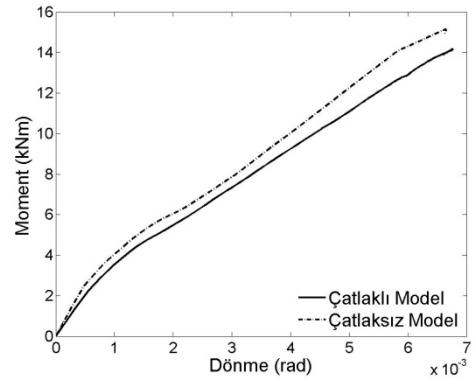
3C30L2D1_c3C30L2D1



4C30L2D2_c4C30L2D2

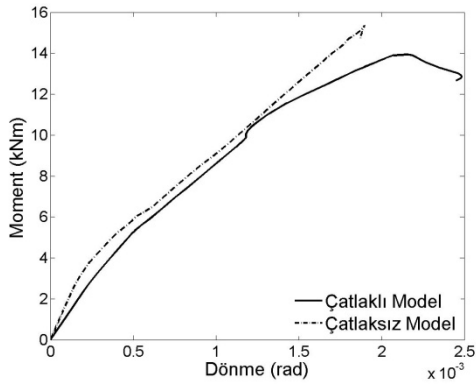


5C30L3D1_c5C30L3D1

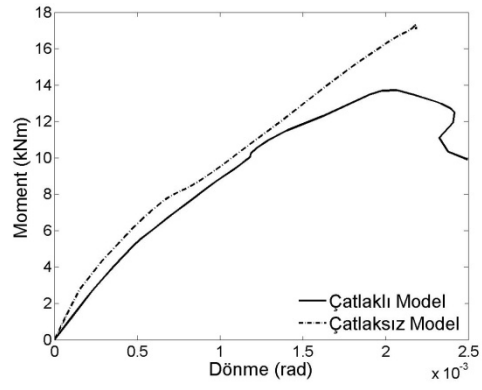


6C30L3D2_c6C30L3D2

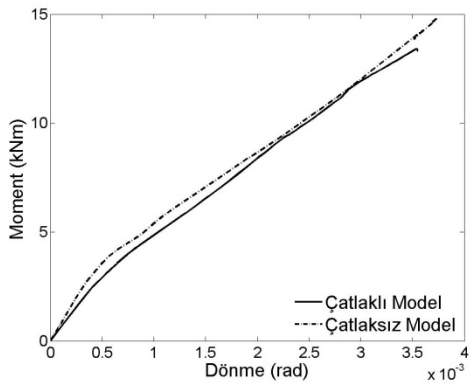
Şekil 6.5. Minimum donatı oranı ve C30 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=1$ ve $s \leq d/2$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri



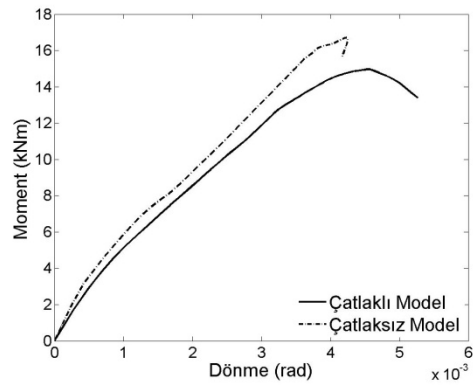
7C30L1D1_c7C30L1D1



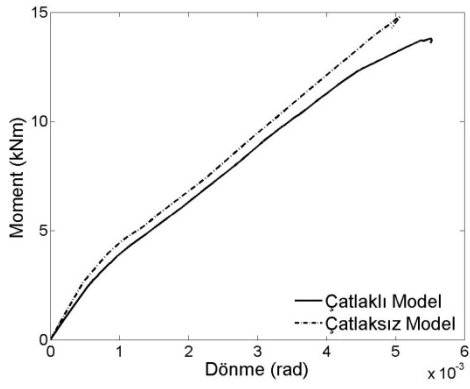
8C30L1D2_c8C30L1D2



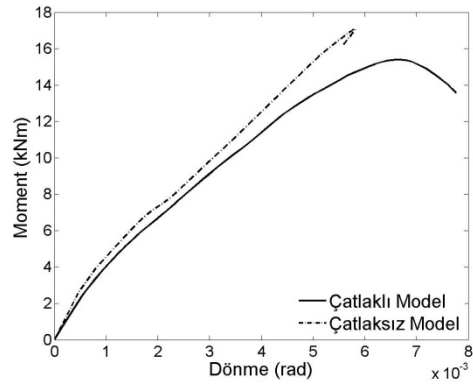
9C30L2D1_c9C30L2D1



10C30L2D2_c10C30L2D2

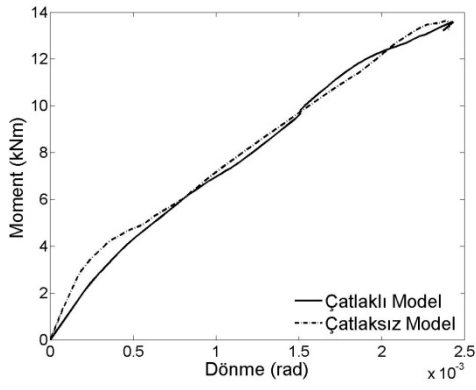


11C30L3D1_c11C30L3D1

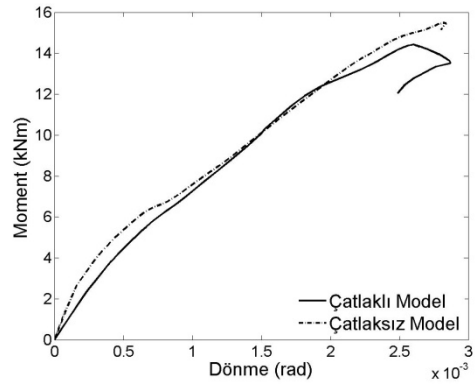


12C30L3D2_c12C30L3D2

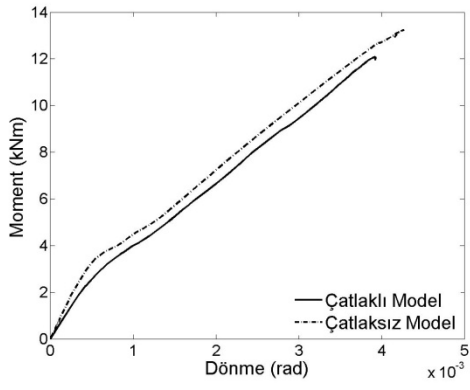
Şekil 6.6. Maksimum donatı oranı ve C30 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=1$ ve $s \leq d/2$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri



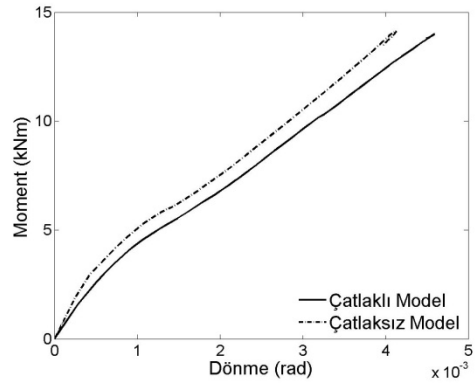
13C30L1D1_c13C30L1D1



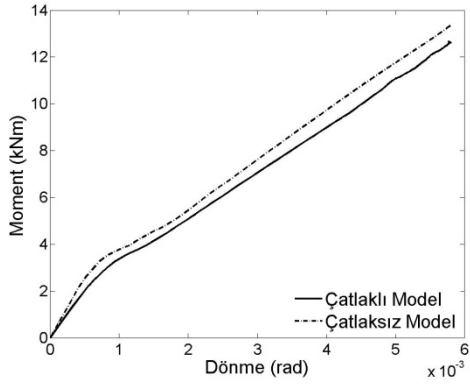
14C30L1D2_c14C30L1D2



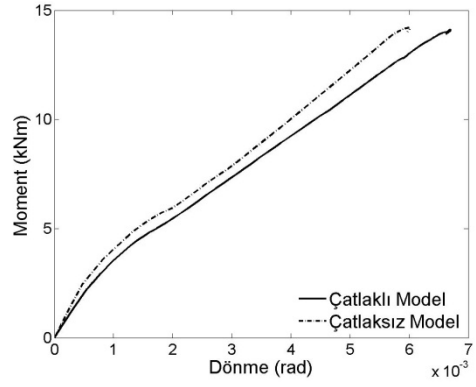
15C30L2D1_c15C30L2D1



16C30L2D2_c16C30L2D2

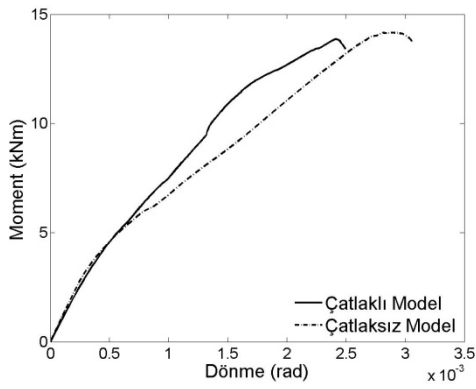


17C30L3D1_c17C30L3D1

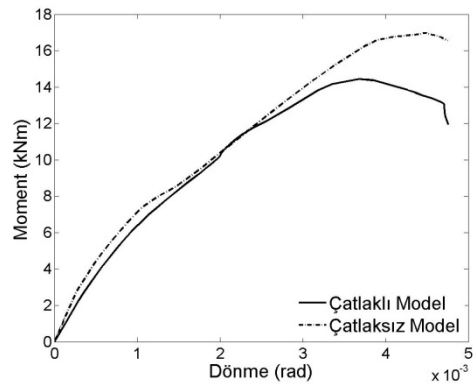


18C30L3D2_c18C30L3D2

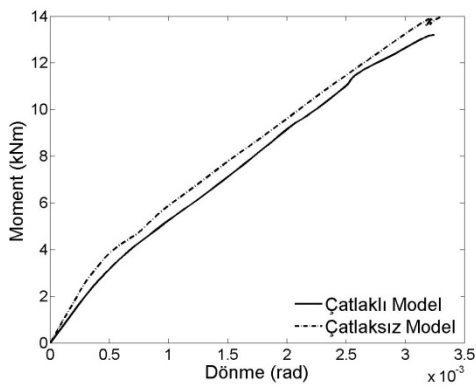
Şekil 6.7. Minimum donatı oranı ve C30 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=1$ ve $s \leq d/4$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri



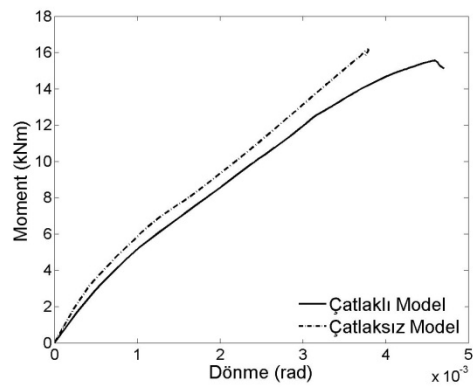
19C30L1D1_c19C30L1D1



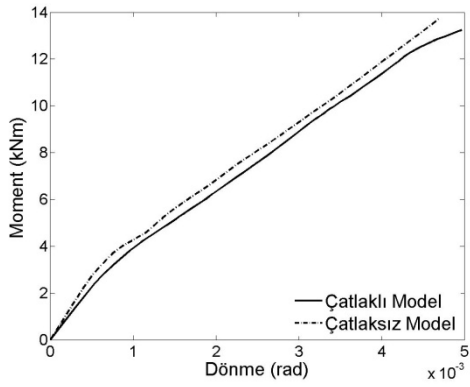
20C30L1D2_c20C30L1D2



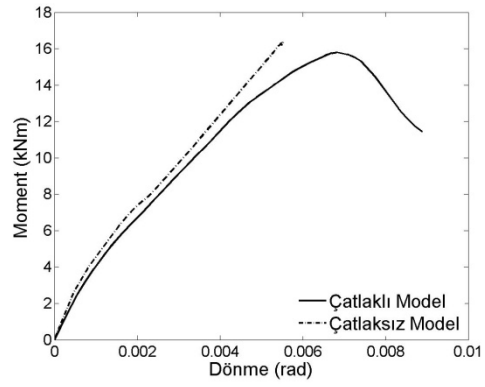
21C30L2D1_c21C30L2D1



22C30L2D2_c22C30L2D2



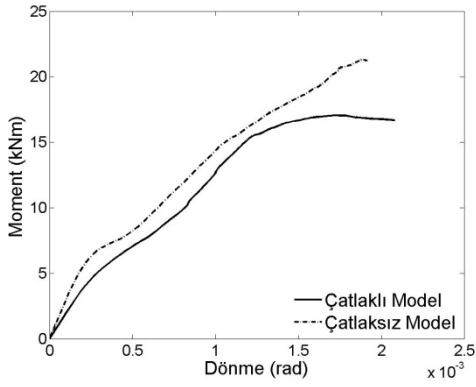
23C30L3D1_c23C30L3D1



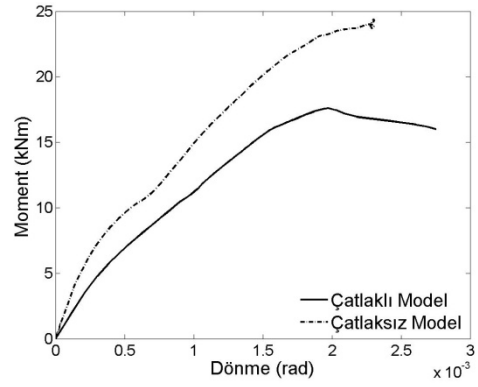
24C30L3D2_c24C30L3D2

Şekil 6.8. Maksimum donatı oranı ve C30 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=1$ ve $s \leq d/4$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri

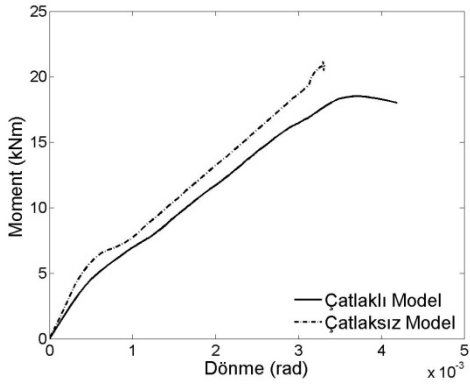
6.3. Kiriş Çözümleri (3. GRUP)



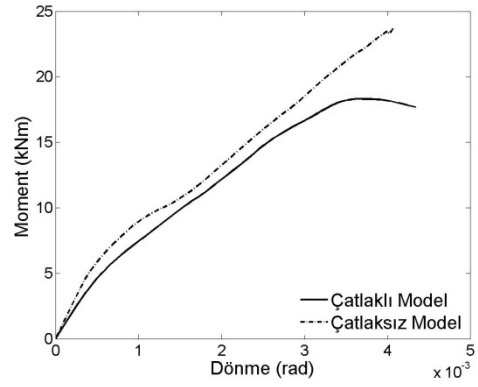
25C10L1D1_c25C10L1D1



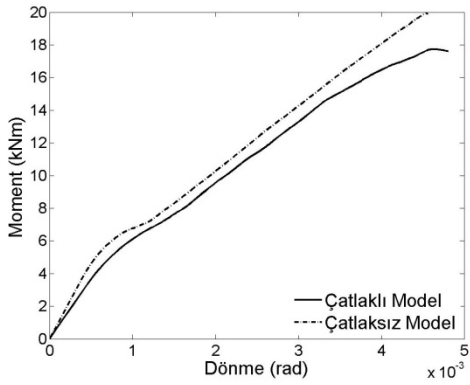
26C10L1D2_c26C10L1D2



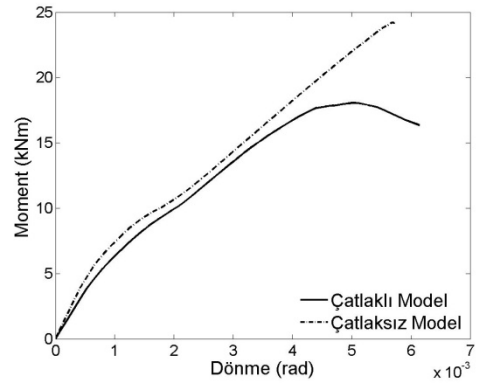
27C10L2D1_c27C10L2D1



28C10L2D2_c28C10L2D2

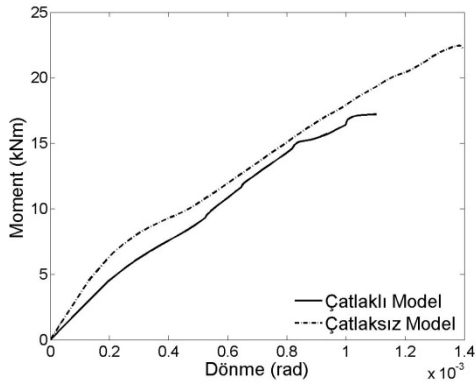


29C10L3D1_c29C10L3D1

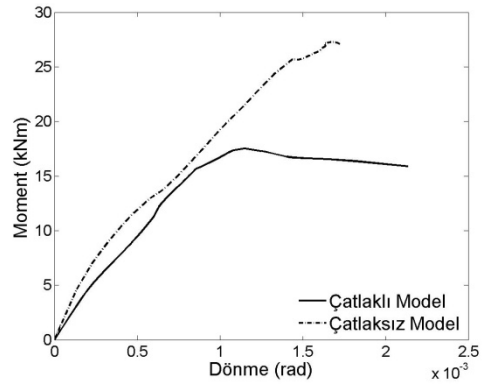


30C10L3D2_c30C10L3D2

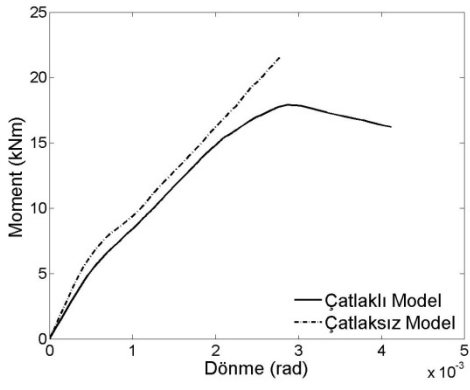
Şekil 6.9. Minimum donatı oranı ve C10 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=2$ ve $s \leq d/2$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri



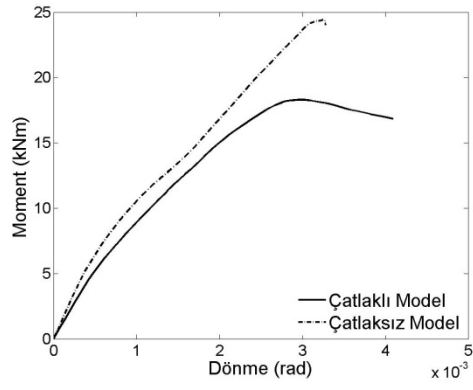
31C10L1D1_c31C10L1D1



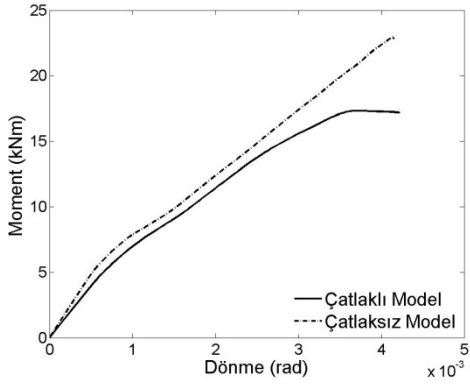
32C10L1D2_c32C10L1D2



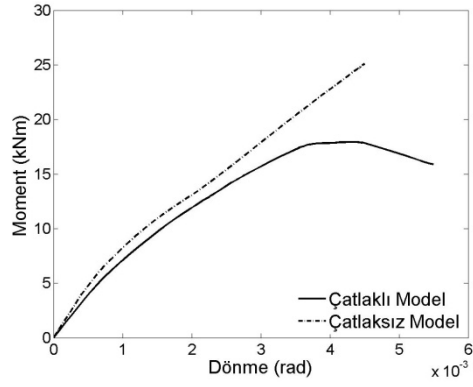
33C10L2D1_c33C10L2D1



34C10L2D2_c34C10L2D2

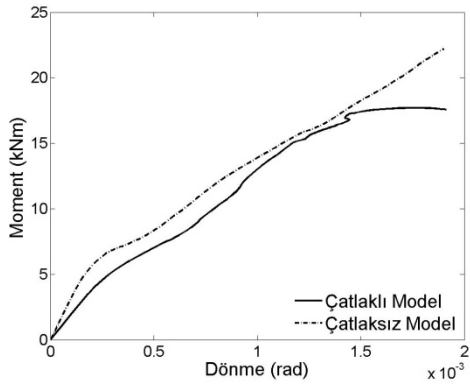


35C10L3D1_c35C10L3D1

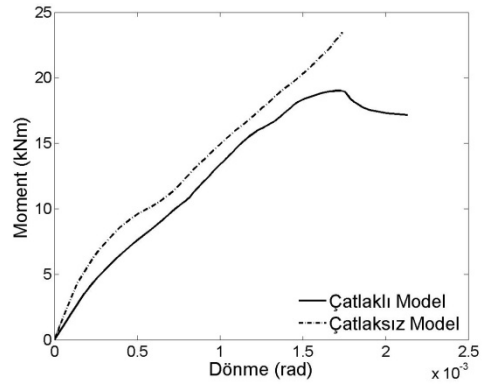


36C10L3D2_c36C10L3D2

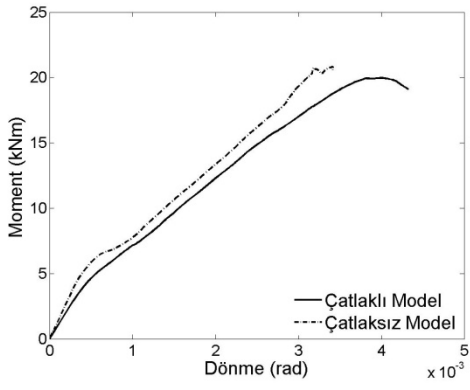
Şekil 6.10. Maksimum donatı oranı ve C10 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=2$ ve $s \leq d/2$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri



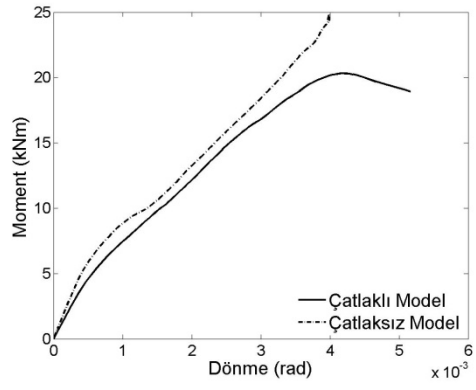
37C10L1D1_c37C10L1D1



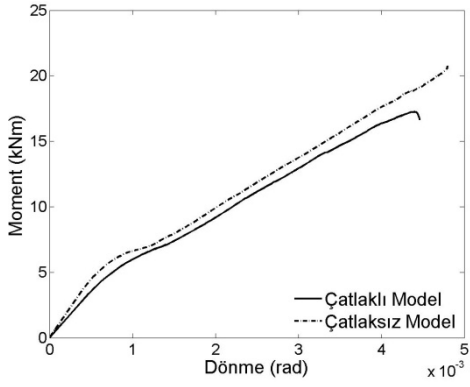
38C10L1D2_c38C10L1D2



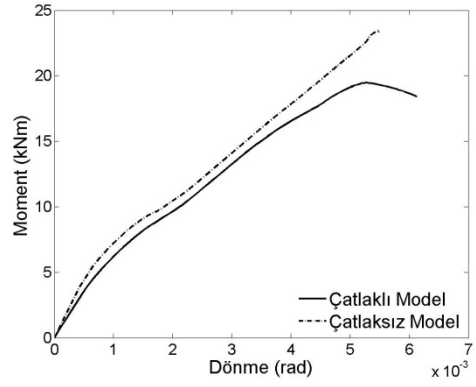
39C10L2D1_c39C10L2D1



40C10L2D2_c40C10L2D2

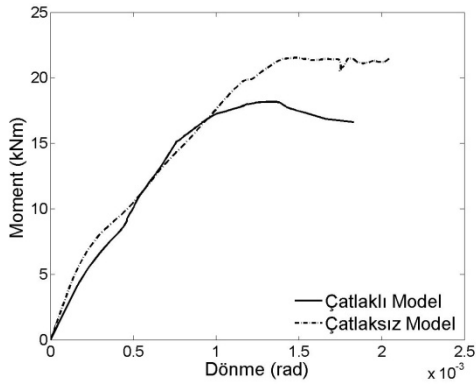


41C10L3D1_c41C10L3D1

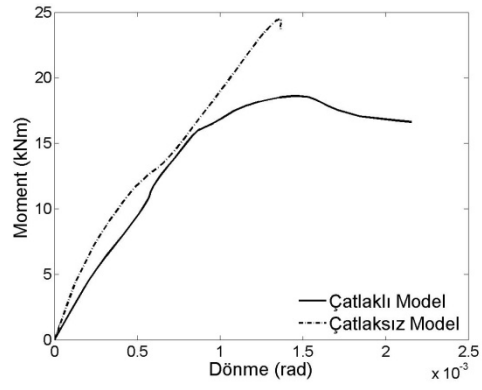


42C10L3D2_c42C10L3D2

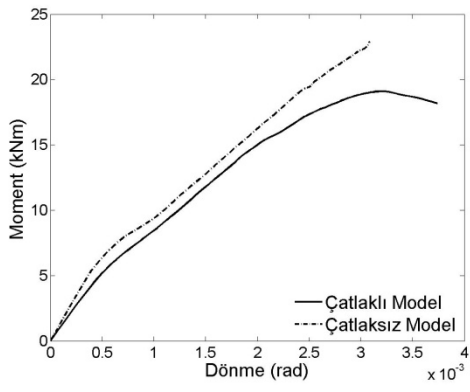
Şekil 6.11. Minimum donatı oranı ve C10 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=2$ ve $s \leq d/4$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri



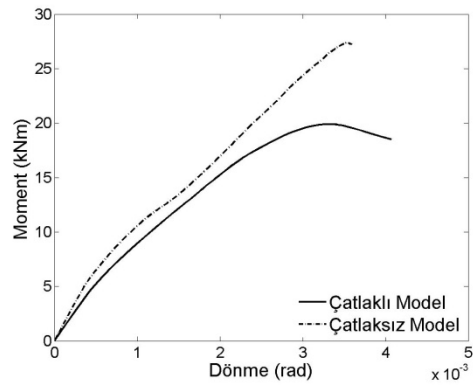
43C10L1D1_c43C10L1D1



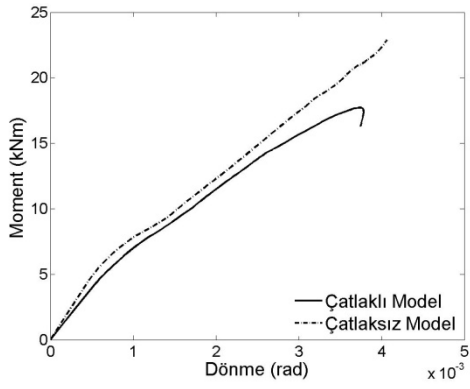
44C10L1D2_c44C10L1D2



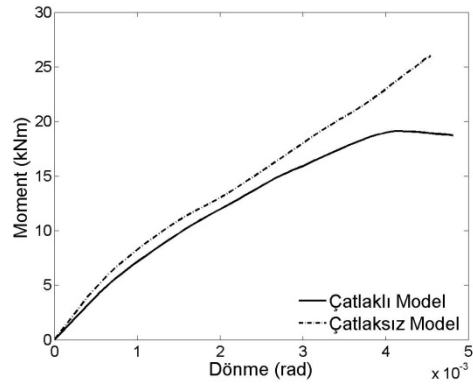
45C10L2D1_c45C10L2D1



46C10L2D2_c46C10L2D2



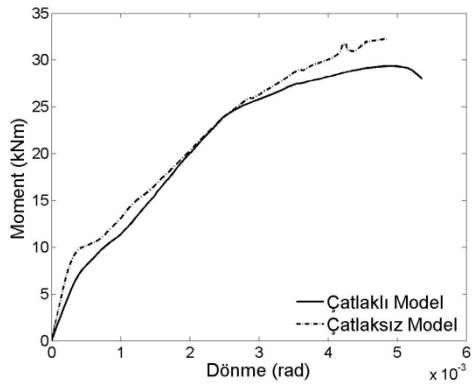
47C10L3D1_c47C10L3D1



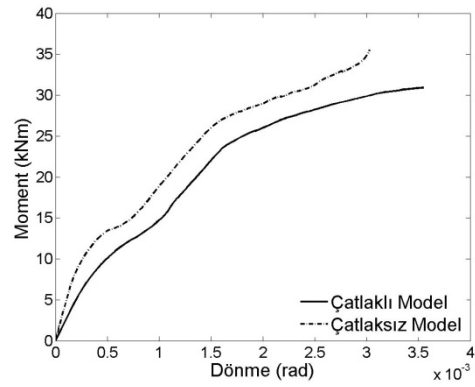
48C10L3D2_c48C10L3D2

Şekil 6.12. Maksimum donatı oranı ve C10 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=2$ ve $s \leq d/4$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri

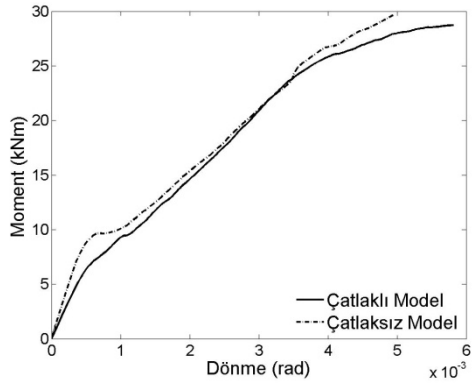
6.4. Kiriş Çözümleri (4. GRUP)



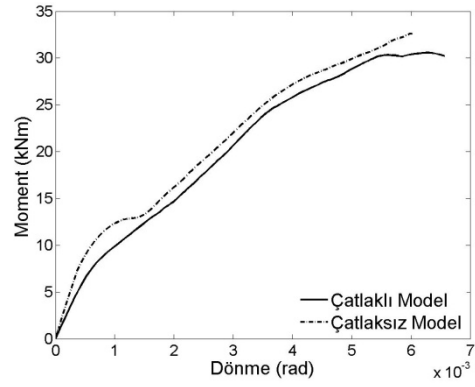
25C30L1D1_c25C30L1D1



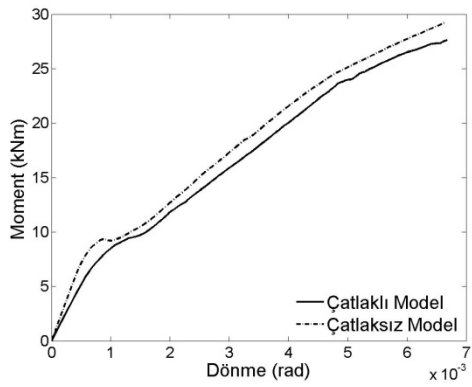
26C30L1D2_c26C30L1D2



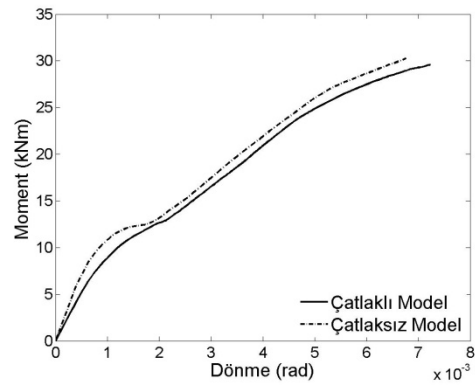
27C30L2D1_c27C30L2D1



28C30L2D2_c28C30L2D2

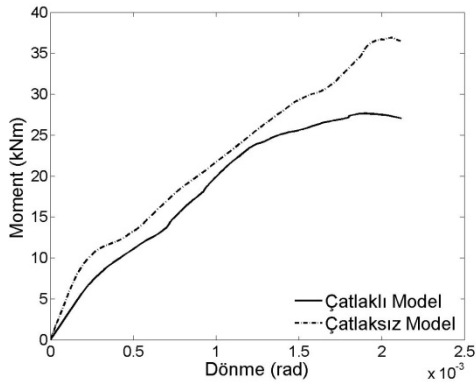


29C30L3D1_c29C30L3D1

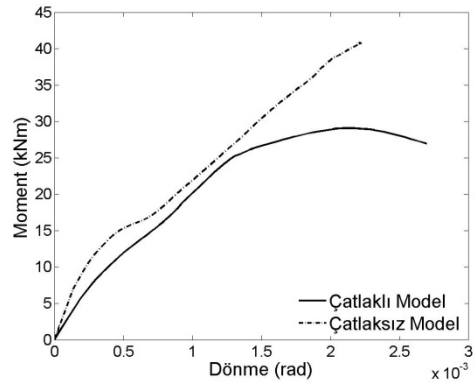


30C30L3D2_c30C30L3D2

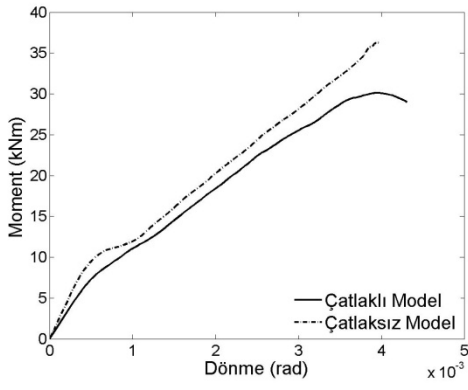
Şekil 6.13. Minimum donatı oranı ve C30 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=2$ ve $s \leq d/2$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri



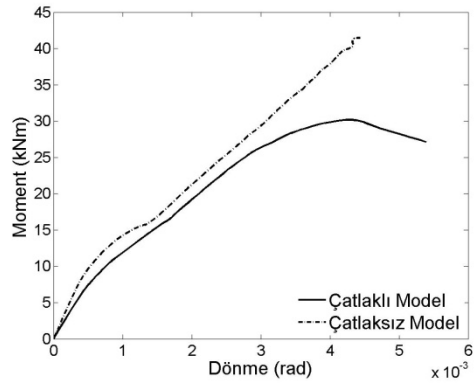
31C30L1D1_c31C30L1D1



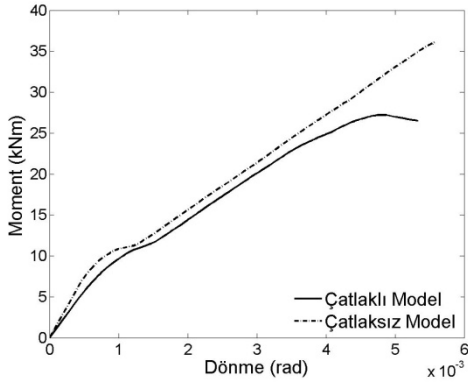
32C30L1D2_c32C30L1D2



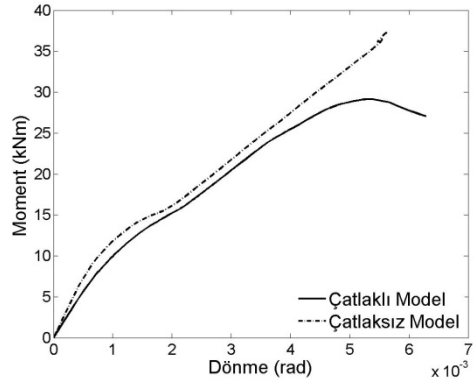
33C30L2D1_c33C30L2D1



34C30L2D2_c34C30L2D2

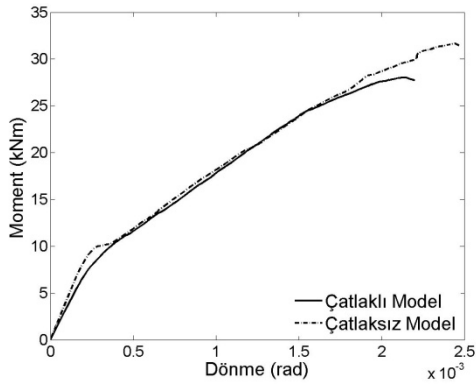


35C30L3D1_c35C30L3D1

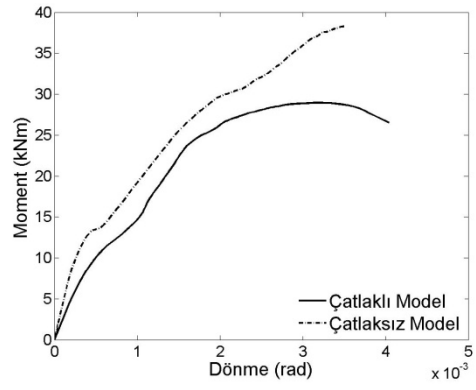


36C30L3D2_c36C30L3D2

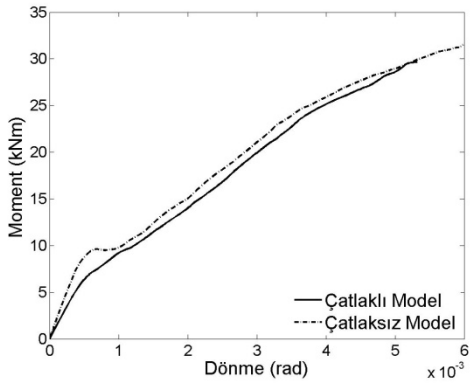
Şekil 6.14. Maksimum donatı oranı ve C30 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=2$ ve $s \leq d/2$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri



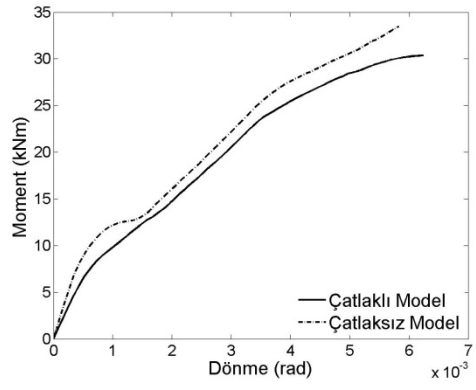
37C30L1D1_c37C30L1D1



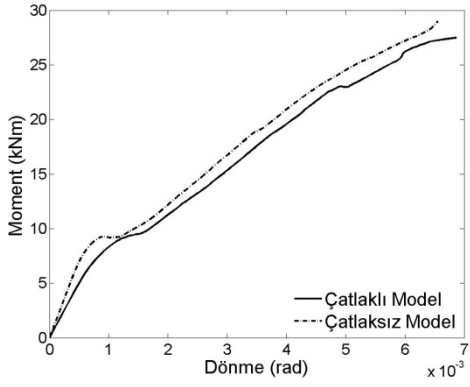
38C30L1D2_c38C30L1D2



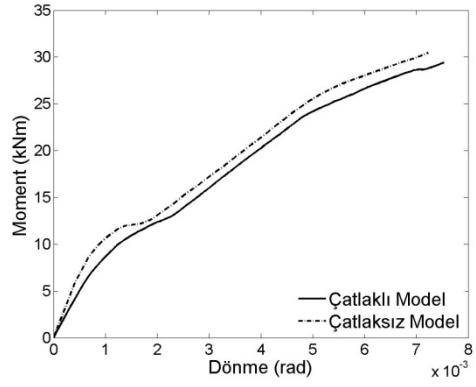
39C30L2D1_c39C30L2D1



40C30L2D2_c40C30L2D2

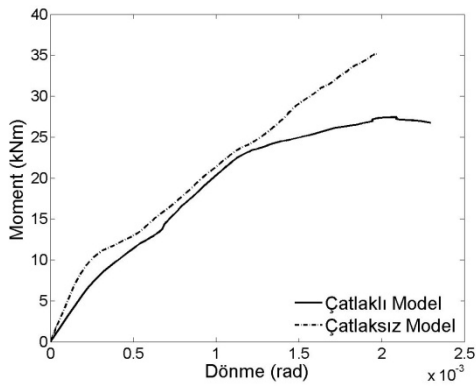


41C30L3D1_c41C30L3D1

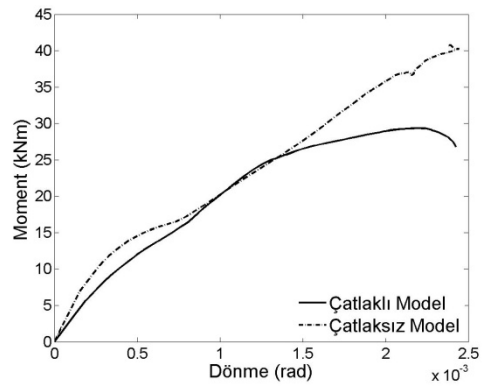


42C30L3D2_c42C30L3D2

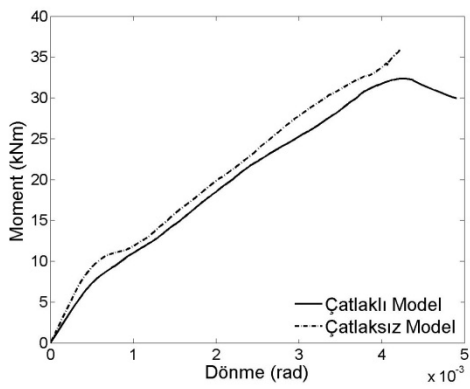
Şekil 6.15. Minimum donatı oranı ve C30 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=2$ ve $s \leq d/4$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri



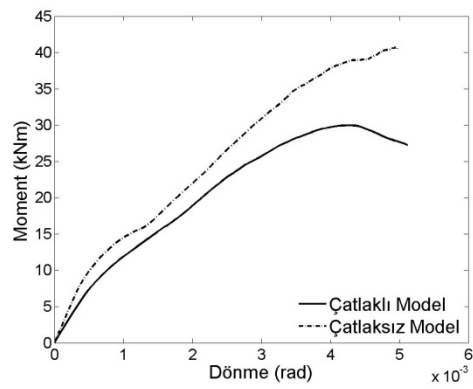
43C30L1D1_c43C30L1D1



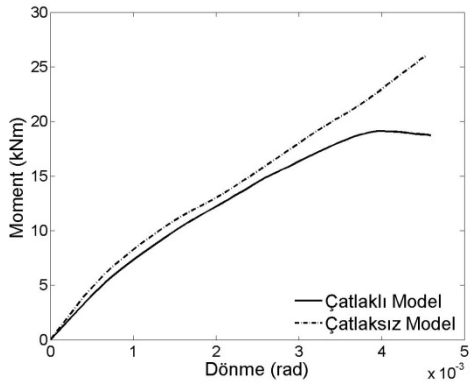
44C30L1D2_c44C30L1D2



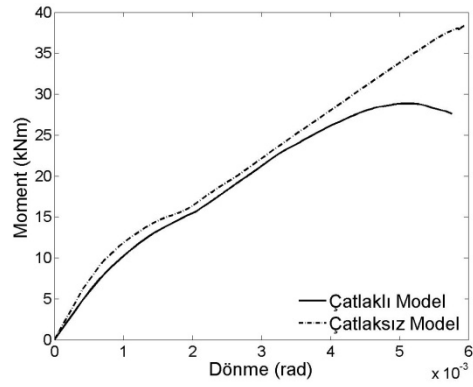
45C30L2D1_c45C30L2D1



46C30L2D2_c46C30L2D2



47C30L3D1_c47C30L3D1



48C30L3D2_c48C30L3D2

Şekil 6.16. Maksimum donatı oranı ve C30 sınıfı betonla donatılmış, $d/b=2$ ve $s \leq d/4$ olan farklı boydaki kirişlerde moment-dönme grafikleri

KAYNAKLAR

ACI Committee 440F, "Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures", 2002.

ABAQUS/Standart User's Manual, Version 6.9. Hibbitt, Karlson & Sorensen, Inc. Pawtucket, RI, 2008.

ANIL, Ö., BELGİN, Ç. M., "Monotonik Yükleme Etkisi Altındaki Dikdörtgen Kesitli Betonarme Kirişlerin Sonlu Elemanlar Yöntemi İle Doğrusal Olmayan Analizi", Gazi Üniv. Müh. Mim. Fak. Der. Cilt 22, No 1, 191-197, 2007.

ARDUINI, M., NANNI, A., "Behavior of precracked RC beams strengthened with carbon FRP sheets", ASCE, Journal of Composites for Construction, Vol: 1, no: 2: pg: 63-70, 1997.

ARDUINI, M., TOMMASO, DI. A., NANNI, A., "A Brittle failure in FRP plate and sheet bonded beams", ACI Structural Journal, Vol: 94, no: 4, pg: 363-370, 1997.

BAKY, H. A., EBEAD, U. A., NEALE, K.W., "Flexural and interfacial behaviour of FRP strengthened reinforced concrete beams", Journal of Composites for Construction, Vol: 11-6, pg: 629-638, 2007.

BARTH, E. K., WU, H., "Efficient nonlinear finite element modeling of slab on steel stringer bridges", Finite Elements in Analysis and Design, Vol:42, Issues 14-15, pg:1304-1313, 2006.

BAZANT, Z., "Mechanics of Distributed Cracking", Appl. Mech. Rev, 39:675–705, 1986.

BENJEDDOU, O., OUEZDOU, B. M., BEDDAY, A., "Damaged RC beams repaired by bonding of CFRP laminates", Construction and Building Materials, Vol: 21, Issue 6, pg: 1301-1310, 2007.

BIGGS, M. R., BARTON, W. F., GOMEZ, P. J., MASSARELLI, J. P., McKeel, T. W., "Finite Element Modeling and Analysis of Reinforced-Concrete Bridge Decks, Virginia Transportation Research Council, Final Report, 2000.

BODIN, B. F., DAVID E., RAGNEAU, E., "Finite element modelling of flexural behaviour of externally bonded CFRP reinforced concrete structures", Engineering Structures, Vol: 24, Issue 11, pg: 1423-1429, 2002.

- BORERSI, P. A., SCHMIDT, J. R., and Sidebottom, M. O., *Advanced Mechanics of Materials*. (5th. Edition.), pg: 296, John Wiley, London, 1993.
- BUYUKOZTURK, O., GUNES, O., KARACA, E., “Progress on understanding debonding problems in reinforced concrete and steel members strengthened using FRP composites.” *Construction and Building Materials*,18(1):9-19, 2004.
- BÜYÜKÖZTÜRK, O., HEARING, B., ve GÜNEŞ, O., “Yapıların Elyaf Takviyeli Plastik Kompozitler ile Onarımı ve Güçlendirilmesi”, *IMO Dergisi*, 1999
- CAMATA, G., SPACONE, E. and ZARNIC, R., “Experimental and nonlinear finite element studies of RC beams strengthened with FRP plates”, *Compos Part B*. Vol: 38, pg: 277-288, 2007.
- CEB-FIP MC90, *Comite Euro-International du Beton, CEB-FIP Model Code 1990, Bulletin D’Information No: 215, Lausanne, 1993.*
- CHEN, J.F., TENG, J.G. “Anchorage Strength Models for FRP and Steel Plates Bonded to Concrete”. *Journal of Structural Engineering*, Vol: 127-1, pg: 784-91, 2001.
- CHEN, W.F., “Plasticity in Reinforced Concrete”, XV. New York: McGraw-Hill, pg: 474 ,1982.
- CORONADO, A. C, LOPEZ, M. M., “Sensitivity analysis of reinforced concrete beams strengthened with FRP laminates”, *Cement and Concrete Composites* ,Vol:28, Issue 1, pg:102-114 ,2006.
- CORONADO, A. C., LOPEZ, M. M., “Experimental Characterization of Concrete-Epoxy Interfaces”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, pg: 303-312, 2008.
- ÇETİNKAYA, N., “Betonarme Yapı Elemanlarının FRP Malzemelerle Onarım ve Güçlendirilmesi”, *Yüksek Lisans Tezi, Pamukkale Üniversitesi*, 2002.
- DARWIN, D., “Finite Element Analysis of Reinforced-Concrete Structures II”, *Proceedings of the International Workshop*, New York, American Society of Civil Engineers, pg: 203-232, 1993.
- ESFAHANI, M., KIANOUSH, M., and TAJARI, A., “Flexural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by CFRP sheets”, *Eng Struct* **29**, pp: 2428–2444, 2007.
- FANNING, P. J., and KELLY, O., “Ultimate response of RC beams strengthened with CFRP plates”, *Journal of Composites for Construction*, Vol: 5(2), pp: 122-127, 2001.

FINK, J., PETRASCHKEK, T., ONDRIS, L., “Push-Out Test Parametric Simulation Study of a New Sheet-Type Shear Connector”, Institute of Steel Structures, Vienna, Austria, 2006.

GARDEN, H.N., and HOLLAWAY, L.C., “An experimental study of the influence of plate end anchorage of carbon fibre composite plates used to strengthen reinforced concrete beams”, *Composite Structures*, Vol. 42, pg: 175-188, 1998.

GRACE, N. F., SAYED, G. A., SOLIMAN, A. K., and SALEH, K. R., “Strengthening Reinforced Concrete Beams Using Fiber Reinforced Polymer (FRP) Laminates”, *ACI Structural Journal*, Vol: 96-5, pg:865-75, 1999.

HIBBITT, H.D., KARLSSON, B.I., and SORENSEN, E.P., *ABAQUS user's manual*, version 6.9. Hibbitt, Karlsson, & Sorensen, Inc., Pawtucket, R.I, 2004.

HILLERBORG, A., M. MODEER, and P. E. PETERSSON, “Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements,” *Cement and Concrete Research*, vol. 6, pp: 773–782, 1976.

HOGNESTAD, E., "A Study Of Combined Bending And Axial Load In Reinforced Concrete Members", *University of Illinois Engineering Exp. Sta. Bull. No. 399*, Nov. 1951.

HSUAN-TEH HU, FU-MING LIN, YIH-YUAN JAN., “Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete beams strengthened by fiber-reinforced plastics”., *Composite Structures*, Vol:63, Issues 3-4, pg:271-281, 2004.

İLKİ, A., KUMBASAR, N., “Kompozitler ile güçlendirilen elemanların aksenal yükler ve eğilme etkileri altında davranışı”. *Yapıların onarım ve güçlendirilmesi alanındaki gelişmeler*, İstanbul, 137- 154, 2002.

KHALIFI, A., NANNI, A., “Rehabilitation of rectangular simply supported RC beams with shear deficiencies using CFRP composites”, *Construction and Building Materials* Vol: 16, Issue 3, pg: 135-146, 2002.

KHAN, A. S., and HUANG, S., *Continuum Theory of Plasticity*, John Wiley & Sons, pg:144, 1995.

KWAK, H.G., FILIPPOU, F. C., “Nonlinear FE Analysis of Reinforced Concrete Structures under Monotonic Loads”, *Computers and Structures*, no:65(4), pg:585-592, 1997.

LAU, K.T., DUTTA, P.K., ZHOU, L.M., HUI D., “Mechanics of bonds in an FRP bonded concrete beam”, *Vol: 32, Number 6*, pg: 491-502(12), 2001.

LEE, J., AND G. L. FENVES, “Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures,” *Journal of Engineering Mechanics*, Vol: 124, no:8, pg: 892–900, 1998.

- LI, L.J., GUO, Y.C., LIU, F., BUNGEY, J.H., “An experimental and numerical study of the effect of thickness and length of CFRP on performance of repaired reinforced concrete beams”, *Construction and Building Materials* Vol: 20, Issue 10, pg: 901-909, 2006.
- LU, X. Z., CHEN, J. F., YE, L. P., TENG, J. G., ROTTER, J. M., “Theoretical Analysis Of Stress Distributions in FRP Side-Bonded to RC Beams for Shear Strengthening”, *Proceedings of International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS)*, 2005.
- LU, X. Z., YE, L. P., TENG, J.G., “Meso-scale finite element model for FRP sheets/plates bonded to concrete”, *Engineering Structures*, Vol: 27, pp: 567-575, 2005.
- LU, X. Z., YE, L. P., TENG, J. G., YE, L. P., JIANG, J. J., “Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete.” *Eng. Struct.*, Vol: 27(6), pg: 920-937, 2005.
- LUBLINER, J., OLIVER J., OLLER S., AND OÑATE E., “A Plastic-Damage Model for Concrete,” *International Journal of Solids and Structures*, Vol: 25, pg: 299–329, 1989.
- MAC GREGOR, J.G., “Reinforced concrete: mechanics and design”, 3rd Ed., Vol: 13. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall, 1997.
- MEIER, U., “Post Strengthening by Continuous Fiber Laminates in Europe”, *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, *Proceedings of the Third Int. Symposium*, pp: 41-56, 1997.
- MERABET, O., REYNOUARD, J. M., BREYSSE, D., “Simulation du comportement des structures planes en béton armé sous chargement monotone.” *Annales de l'ITBTP*, pg: 504:95–111, 1992.
- MONTELEONE, A., “Numerical Analysis of Crack Induced Debonding Mechanisms in FRP-Strengthened RC Beams” *Master Thesis*, University of Waterloo, Canada, 2008.
- NOUR, A., MASSICOTTE, B., YILDIZ, E., KOVAL, V., “Finite Element Modeling of Concrete Structures Reinforced with Internal and External Fibre Reinforced Polymers”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol: 34(3), pg: 340-354, 2007.
- PARVIN, A., GRANATA, P., “Investigation on the effects of fiber composites at concrete joints”, *Composites Part B: Engineering (UK)*. Vol: 31B, no: 6-7, pg: 499-509, 2000.
- PESIC, N., PILAKOUTAS, K., “Concrete beams with externally bonded flexural FRP-reinforcement analytical investigation of debonding failure”, *Compos Part B*, pg: 34:327–38, 2003.

RAHIMI, H., HUTCHINSON, A., “Concrete Beams Strengthened with Externally Bonded FRP Plates”, *J. Compos. for Constr.*, Vol:5, Issue 1, pg:44-56, 2001.

SAADATMANESH, H., EHSANI, M. R., “RC beams strengthened with GFRP plates. I: Experimental study” *J. Struct. Engineering.*, ASCE, Vol: 117(11), pg: 3417–3433, 1991.

SAENZ L. P., Discussion of “Equation for the stress–strain curve of concrete” by Desayi. P., Krishnan, S., *ACI*, 1964;61:1229–35.

SHARIF, A., AL-SULAIMANI, G. J., BASUNBUL, I. A., BALUCH, M. H. and GHALEB, B.N., Strengthening of initially loaded reinforced concrete beams using FRP plates. *Struct J (ACI)*, Vol: 91-2, pg: 160-16, 1994.

SUPAVIRIYAKIT, T., PORNPONGSAROJ, P., PIMANMAS, A., “Finite element analysis of FRP-strengthened RC beams”, *Songklanakarin J. Sci. Technol.*, no:26(4), pg: 497-507, 2004.

SÜMER, Y., AKTAŞ, M., “Betonarme Kirişlerin Doğrusal Olmayan Sonlu Elemanlar Analizi”, *Sakarya Uluslararası Deprem Sempozyumu*, 2009.

THISGARAJAN, G., ROY, S., “Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Bridge Decks with ABAQUS”, *National Technical Information Service*, Report No: 00000786, Final Report, 2005.

WU, Z., YIN, J., “Fracturing behaviors of FRP-strengthened concrete structures”, *Engineering Fracture Mechanics*. Vol: 70, no: 10, pg: 1339-1355, 2002.

YUAN, H., TENG, J.G., SERACINO, R., WU, Z.S., AND YAO, J., “Full Range Behavior of FRP to Concrete Bonded Joints: A Closed-Form Analytical Solution”, *Engineering Structures*, Vol: 26-5, pg: 553-64, 2004.

YILDIRIM, K., SÜMER, M., “Depremde Hasar Gören Betonarme Yapılarda Mantolama Yöntemiyle Güçlendirme Yapılması”, *TMMOB Antalya Şubesi, Antalya Yöresinin İnşaat Mühendisliği Sorunları Kongresi*, Cilt.1, 2005.

ÖZGEÇMİŞ

Yusuf SÜMER 27 Eylül 1977’ de Sakarya Adapazarı’nda doğdu. İlk orta ve lise öğrenimini Sakarya’ da tamamladıktan sonra 1994 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi Jeofizik Mühendisliği Bölümüne girdi. 1996 yılında bölümünden ayrıldı. 1997 yılında Sakarya Üniversitesi Metalurji Mühendisliği Bölümünü kazandı. Aynı yıl Sakarya Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümüne yatay geçiş yaptı. 2001 yılında bölüm üçüncüsü olarak mezun oldu ve aynı yıl Sakarya Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Ana Bilim Dalında Yüksek Lisans öğrenimine başladı. Aralık 2003’ te Yüksek Lisansı bitirdi ve Ocak 2004’ te Sakarya Üniversitesi’ nde doktora eğitimine başladı. 2008 yılında evlendi. Bir kız çocuğu babası olan Sümer halen Sakarya Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde Araştırma Görevlisi olarak çalışmaktadır.