

T.C.
BAYBURT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**BİR DOĞRULTUDA BİLEŞİK EĞİLME ETKİSİNDEKİ SİMETRİK
DONATILI KOLONLARDA BETONARME MANTO İLE
GÜÇLENDİRMENİN KOLON MOMENT TAŞIMA KAPASİTESİNDEKİ
GÜVENİLİRLİK ARTIŞINA ETKİSİNİN ARAŞTIRILMASI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Meltem DURMUŞ

Aralık- 2018

BAYBURT



**BİR DOĞRULTUDA BİLEŞİK EĞİLME ETKİSİNDEKİ SİMETRİK
DONATILI KOLONLARDA BETONARME MANTO İLE
GÜÇLENDİRMENİN KOLON MOMENT TAŞIMA KAPASİTESİNDEKİ
GÜVENİLİRLİK ARTIŞINA ETKİSİNİN ARAŞTIRILMASI**

Meltem DURMUŞ

**Yüksek Lisans Tezi
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Danışman: Doç. Dr. Ertekin ÖZTEKİN**

T.C.
BAYBURT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

BİR DOĞRULTUDA BİLEŞİK EĞİLME ETKİSİNDEKİ SİMETRİK
DONATILI KOLONLARDA BETONARME MANTO İLE
GÜÇLENDİRMENİN KOLON MOMENT TAŞIMA KAPASİTESİNDEKİ
GÜVENİLİRLİK ARTIŞINA ETKİSİNİN ARAŞTIRILMASI

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Meltem DURMUŞ

2018
BAYBURT
Her Hakkı Saklıdır

TEZ ONAY SAYFASI

Bir Doğrultuda Bileşik Eğilme Etkisindeki Simetrik Donatılı Kolonlarda Betonarme Manto ile Güçlendirilmenin Kolon Moment Taşıma Kapasitesindeki Güvenilirlik Artışına Etkisinin Araştırılması

Doç. Dr. Ertekin ÖZTEKİN danışmanlığında, Meltem DURMUŞ tarafından hazırlanan bu tez çalışması 13/12/2018 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda Yüksek Lisans tezi olarak kabul edilmiştir.

Başkan : Dr. Öğr. Üyesi Türkay KOTAN

İmza :

Üye : Doç. Dr. Ertekin ÖZTEKİN

İmza :

Üye : Doç. Dr. İlker TEKİN

İmza :

Yukarıdaki sonucu onaylıyorum.

Prof. Dr. Metin UÇURUM

Enstitü Müdürü (v.)

Not: Bu tezde kullanılan ve başka kaynaklardan yapılan bildirişlerin, çizelge, şekil ve fotoğrafların kaynak olarak kullanımı, 5846 sayılı Fikir ve Sanat Eserleri Kanunundaki hükümlere tabidir.

TEZ BİLDİRİMİ

Bu tez içindeki bütün bilgilerin bilimsel ve akademik kurallar çerçevesinde elde edilerek sunulduğunu ve bu çalışmada şahsıma ait olmayan her türlü ifade ve bilginin kaynağına eksiksiz atıf yapıldığını bildiririm.


Meltem DURMUŞ

ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

BİR DOĞRULTUDA BİLEŞİK EĞİLME ETKİSİNDEKİ SİMETRİK DONATILI KOLONLARDA BETONARME MANTO İLE GÜÇLENDİRMEİNİN KOLON MOMENT TAŞIMA KAPASİTESİNDEKİ GÜVENİLİRLİK ARTIŞINA ETKİSİNİN ARAŞTIRILMASI

Meltem DURMUŞ

Bayburt Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman : Doç. Dr. Ertekin ÖZTEKİN

Bu çalışmada betonarme manto ile güçlendirilen 250x300 mm, 300x300 mm, 300x400 mm, 300x500 mm, 300x600 mm, 300x750 mm, 300x900 mm, 400x400 mm, 400x500 mm, 400x600 mm, 400x800 mm ve 500x500 mm kesitli 12 adet bir doğrultuda bileşik eğilme etkisindeki kolonda güçlendirme kolon güvenilirliğine etkisi araştırılmıştır. Kolonlar üzerinde uygulanan betonarme manto, kolon kesitinin dört tarafından yapılmıştır ve kalınlığı 100 mm alınmıştır. Kolonlar üzerinde güçlendirme öncesi ve sonrası donatı oranı $\rho=0,01$ civarında olacak şekilde donatı yerleşimi yapılmıştır. Eksenel yük değerleri $N=0,5.Ac.f_{ck}$ olarak varsayılmış ve dış merkezlik $e=15mm+0,03.h$ olarak alınmıştır. Tüm mevcut kolon kesitlerinde 6 farklı karakteristik beton dayanımı $f_{ck}=5, 7.5, 10, 12, 14, 16$ MPa ve tek karakteristik donatı akma dayanımı $f_{yk}=220$ MPa dikkate alınmıştır. Tüm güçlendirilmiş kolon kesitlerinde karakteristik beton dayanımı $f_{ck}=30$ MPa, karakteristik donatı akma dayanımı $f_{yk}=420$ MPa alınmıştır. Gauss ve Log normal dağılımlar istatistiksel dağılımlar olarak kullanılmıştır. Güvenilirlik hesaplarını yapmak için Monte Carlo Simülasyon Metodu içeren bir bilgisayar programı Visual Basic 2017 yazılım programı kullanılarak yazılmıştır. Güçlendirme öncesindeki kolon kesitleri ve beton dayanımı değişken alınarak bu program üzerinde 72 adet analiz gerçekleştirilmiştir. Yapılan analizler sonucunda, mevcut kolon kesitlerinin güçlendirilmesinden sonra güvenilirlik düzeylerinin eğilme momentine göre nasıl değiştiği ve moment kapasitelerinin hangi düzeyden hangi düzeye çıktığı belirlenmiş ve bu sonuçlar tablo ve grafiklerle verilmiştir.

2018, 132 sayfa

Anahtar kelimeler: Güçlendirme, Mantolama, Betonarme Manto, Güvenilirlik, Monte Carlo Simülasyonu

ABSTRACT

MS Thesis

INVESTIGATION OF THE EFFECT OF RETROFITTING WITH CONCRETE JACKETING ON INCREASE OF RELIABILITY IN MOMENT CAPACITY OF SYMETRIC REINFORCED CONCRETE COLUMNS SUBJECTED TO AXIAL FORCE AND BENDING MOMENT IN ONE DIRECTION

Meltem DURMUŞ

Bayburt University
Graduate School of Natural and Applied Sciences
Department of Civil Engineering

Supervisor : Assoct. Prof. Dr. Ertekin ÖZTEKİN

In this study, the effect of the retrofitting with concrete jacketing on reliability of 12 different columns subjected to axial force and bending moment in one direction. Column cross-sections were 250x300 mm, 300x300 mm, 300x400 mm, 300x500 mm, 300x600 mm, 300x750 mm, 300x900 mm, 400x400 mm, 400x500 mm, 400x600 mm, 400x800 mm ve 500x500 mm. Thickness of concrete jacketing was assumed as 100 mm around the whole perimeters of columns. The reinforcement ratio was kept constant (about $\rho=0.01$) and symmetric reinforcement configuration were used before and after retrofitting. The axial force and eccentricity was calculated by $N=0,5.A.c.f_{ck}$ and $e=15\text{mm}+0,03.h$ respectively. 6 different characteristic strengths for concrete and one characteristic yield strength for reinforcement were taken in to account for all concrete columns before retrofitting. Characteristic concrete strength and characteristic yield strength of reinforcement were $f_{ck}=30$ MPa and $f_{yk}=420$ MPa in concrete jackets respectively. Gauss and Log-Normal distributions were used in reliability computations in this study. In order to perform Monte Carlo Simulations, a computer program was coded in Visual Basic 2017 computer Language. 72 analyses, in which characteristic concrete strength in columns (before retrofitting) and column cross-sections were variables, were performed by using this program. In the results of analysis, increasing in bending moment capacities in columns and reliabilities of columns corresponding to varied external bending moments were obtained and presented by tables and graphics.

2018, 132 pages

Keywords : Retrofitting, Jacketing, Concrete jacket, Reliability, Monte Carlo Simulations

TEŞEKKÜR

Bu tez çalışması, Bayburt Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda yüksek lisans tezi olarak hazırlanmıştır.

Tez çalışma konusunu bana önererek, çalışmamın her aşamasında her konuda destek veren, bilgi ve tecrübelerini esirgemeyen, düzenli ve disiplinli bir şekilde çalışmayı öğreten değerli danışman hocam Sayın Doç. Dr. Ertekin ÖZTEKİN'e sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Tez çalışmalarım esnasında ilgilerini ve desteklerini esirgemeyen değerli hocalarım Sayın Doç. Dr. İlker TEKİN ve Sayın Doç. Dr. Musa ARTAR'a teşekkürlerimi sunarım.

Tüm hayatım boyunca her konuda olduğu gibi tez çalışmam sürecinde de desteklerini ve yardımlarını eksik etmeyen başta ikiz kardeşim Melek DURMUŞ olmak üzere anneme, babama, tüm aileme ve arkadaşlarıma sonsuz sevgi ve saygılarımı sunarım.

Bu çalışmanın yapılacak olan diğer çalışmalara ışık tutmasını temenni ederim.

Meltem DURMUŞ

Aralık/2018

İÇİNDEKİLER

ÖZET	i
ABSTRACT	ii
TEŞEKKÜR	iii
SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ	vi
ŞEKİLLER DİZİNİ	x
ÇİZELGELER DİZİNİ	xviii
1. GİRİŞ	1
1.1 Betonarme Yapılarda Oluşan Hasarlar.....	1
1.2 Betonarme Yapılarda Onarım ve Güçlendirme.....	10
1.2.1 Sistem Güçlendirmesi.....	10
1.2.1.1 Yapı İçinden Uygulanan Güçlendirme Yöntemleri.....	11
1.2.1.2 Yapı Dışından Uygulanan Güçlendirme Yöntemleri.....	13
1.2.2 Eleman Güçlendirmesi.....	15
1.2.2.1 Kolonların Güçlendirilmesi.....	15
1.2.2.2 Kirişlerin Güçlendirilmesi.....	17
1.2.2.3 Kolon ve Kiriş Birleşim Bölgelerinin Güçlendirilmesi.....	19
1.2.2.4 Perdelerin Güçlendirilmesi.....	20
1.2.2.5 Döşemelerin Güçlendirilmesi.....	21
1.2.2.6 Temellerin Güçlendirilmesi.....	22
1.2.3 Güçlendirme ile İlgili Literatür Çalışmaları.....	22
1.3 Güvenilirlik ve Güvenilirlik Yöntemleri	38
1.3.1 Güvenilirlik Analizinde Kullanılan Temel Kavramlar.....	38
1.3.1.1 Rastgele Değişkenleri Tanımlamak Amacıyla Kullanılan Temel İfadeler....	38

1.3.1.2	Güvenilirlik Analizinde Kullanılan Bazı Olasılık Dağılımları.....	39
1.3.1.3	Limit Durum.....	42
1.3.1.4	Göçme Olasılığı.....	43
1.3.2	Güvenilirlik Analiz Yöntemleri.....	45
1.3.3	Güvenilirlik ile İlgili Literatür Çalışmaları.....	46
2.	KURAMSAL TEMELLER.....	52
2.1	Kolonların Betonarme Manto ile Güçlendirilmesi.....	52
2.2	Monte Carlo Yöntemi (MCY).....	56
2.2.1	Direkt Örneklemeli Monte Carlo Yöntemi (DÖMCY).....	56
2.2.2	Önemli Örneklemeli Monte Carlo Yöntemi (ÖÖMCY).....	57
2.3	Çalışmanın Amacı.....	58
3.	MATERYAL VE YÖNTEM.....	59
4.	ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA.....	67
5.	SONUÇ ve ÖNERİLER.....	121
	KAYNAKLAR	123
	ÖZGEÇMİŞ	

SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ

Simgeler

A_1, A_2	Alan
A_c	Kolon kesit alanı
b_w	Kesit genişliği
cc	Beton örtü kalınlığı
cc_m	Betonarme manto tabakasında beton örtü kalınlığı
cm	Santimetre
e	Dış merkezlik
E	Elastisite Modülü
f_{ck}	Beton dayanımı
f_{ck-m}	Betonarme manto tabakasında beton dayanımı
$f_Q ()$	Yükün olasılık yoğunluk fonksiyonu
$f_R ()$	Dayanımın olasılık yoğunluk fonksiyonu
$F_X(x)$	Normal dağılımın eklenik dağılım fonksiyonu
$f_X(x)$	Olasılık yoğunluk fonksiyonu
f_{yk}	Donatı karakteristik dayanımı
f_{yk-m}	Betonarme manto tabakasında donatı karakteristik dayanımı
$f_Z(z), \phi(z)$	Standart normal değişkenlerin olasılık yoğunluk fonksiyonu

$g ()$	Limit durum fonksiyonu
g	Limit durum fonksiyon değeri
h	Kesit yüksekliği
$h_v()$	Önemli örnekleme fonksiyonu
$I[]$	Gösterge fonksiyonu
$K1, K2, K3, K4$	Manto kalınlığı
kN	Kilonewton
M_h	Kesitin dış etkilerden kaynaklanan moment değeri
mm	Milimetre
MPa	Megapascal
M_r	Kesitin taşıma gücü moment değeri
N	Eksenel Yük
n	Simülasyon sayısı, değişken sayısı
$°$	Derece
$P()$	Olasılık
P_f	Göçme olasılığı
Q	Yük etkisi
q	Yükün olasılık değeri
R	Dayanım
R_0	Yapı güvenilirliği
u	Dağılım parametresi

$\text{Var}(X)$	X değişkenlerinin varyansı
V_x	Değişim katsayısı
x_i	Rastgele değişken
z	Standart normal değişkenler
α	Dağılım parametresi
β	Güvenilirlik indeksi
μ_x	Ortalama
$\Phi(z)$	Standart normal değişkenlerin eklenik dağılım fonksiyonu
ρ	Donatı oranı
ϵ_{cu}	Beton ezilme sınırı
ρ_m	Betonarme manto tabakasındadonatı oranı
\hat{v}_j	Önemli örnekleme fonksiyonundan alınan örnek değerleri
\hat{x}_j	Her bir değişken için üretilen örnek değer
V_{P_f}	Göçme olasılığının değişim katsayısı
μ_{M_h}	Ortalama dış moment
μ_{M_r}	Ortalama direnme
$\mu_{\ln(x)}$	$\ln(x)$ 'in ortalaması
σ_{M_h}	Dış momentin standart sapması
σ_{M_r}	Direnme standart sapması
σ_{P_f}	Göçme olasılığının varyansı

$\sigma_{\ln(x)}$ $\ln(x)$ 'in standart sapması

σ_x Standart Sapma

Kısaltmalar

MCY Monte Carlo Yöntemi

DÖMCY Direkt Örnekleme Monte Carlo Yöntemi

ÖÖMCY Önemli Örnekleme Monte Carlo Yöntemi

ŞEKİLLER DİZİNİ

Şekil 1.1	Hasarlı döşemede oluşan çatlak ve sehim (Demirkan, 2014).....	2
Şekil 1.2	Kirişsiz döşemede oluşan zımbalama hasarı (Demirkan, 2014).....	2
Şekil 1.3	Kirişte oluşan eğilme çatlakları (Demirkan, 2014).....	3
Şekil 1.4	Kirişte oluşan kayma çatlakları (Demirkan, 2014).....	3
Şekil 1.5	Kirişte oluşan X kayma çatlağı (Batmacı, 2011).....	4
Şekil 1.6	Kolonlarda mafsall oluşumu (Batmacı, 2011).....	5
Şekil 1.7	Kolonlarda mafsallaşmanın ileri aşaması (Batmacı, 2011).....	5
Şekil 1.8	Kolonlarda oluşan kesme hasarı (Demirkan, 2014).....	6
Şekil 1.9	Kolonlarda oluşan basınç kırılması(Batmacı, 2011).....	7
Şekil 1.10	Kolon-kiriş birleşim bölgesi hasar durumları (Demirkan, 2014)....	7
Şekil 1.11	Perde duvarda kesme çatlakları(Batmacı, 2011).....	8
Şekil 1.12	Perde duvarda eğilme çatlakları (Batmacı, 2011).....	9
Şekil 1.13	Boşluklu perde duvarlarda hasar şekli (Demirkan, 2014).....	9
Şekil 1.14	Perde duvarda kayma çatlakları (Demirkan, 2014).....	10
Şekil 1.15	Perde duvar ekleyerek güçlendirme (Gürol, 2007).....	11
Şekil 1.16	Bölme duvar güçlendirme detayı(Gürol, 2007).....	12
Şekil 1.17	Çelik elemanlarla yapılan bir güçlendirme örneği (Gürol, 2007)...	12
Şekil 1.18	Yapı dışına uzaysal çerçeve ekleyerek uygulanan güçlendirme yöntemi (Özdemir, 2015).....	14

Şekil 1.19	Payandalar eklenerek yapılan güçlendirme (Gürol, 2007).....	15
Şekil 1.20	Çelik manto uygulama örneği (Yıldırım, 2008).....	16
Şekil 1.21	Lifli polimer ile kolon güçlendirmesi (Yıldırım, 2008).....	17
Şekil 1.22	Betonarme manto ile kiriş güçlendirmesi (Yıldırım, 2008).....	18
Şekil 1.23	Lifli polimer ile kiriş güçlendirmesi (Yıldırım, 2008).....	19
Şekil 1.24	Kolon-kiriş bölgesinin çelik levhalar ile güçlendirilmesi (Demirkan, 2014).....	20
Şekil 1.25	Çeşitli şekillerde uygulanan perde güçlendirmesi (Özdemir, 2015)	21
Şekil 1.26	Normal dağılıma sahip rastgele bir değişkenin olasılık yoğunluk ve eklenik dağılım fonksiyonları (Başaga, 2009).....	39
Şekil 1.27	Normal dağılımlı rastgele bir değişkenin farklı ortalama ve standart sapmalar için kullanılan olasılık yoğunluk fonksiyonları (Başaga, 2009).....	40
Şekil 1.28	Lognormal dağılıma sahip bir değişkenin olasılık yoğunluk fonksiyonu (Başaga, 2009).....	41
Şekil. 1.29	Gumbel dağılımına sahip bir değişkenin olasılık yoğunluk fonksiyonu (Başaga, 2009).....	42
Şekil 1.30	Rastgele dağılım gösteren R ve Q için göçme olasılığı (Ranganathan, 2000).....	44
Şekil 1.31	Güvenilirliğin belirlenmesi (Ranganathan, 2000).....	44
Şekil 2.1	Kolonun manto ile güçlendirilmesi (Altın, 2008).....	52
Şekil 2.2	Kolonun manto ile güçlendirilmesi (Altın, 2008).....	53
Şekil 2.3	Kolon mantolamasında süreklilik (Batmacı, 2011).....	53
Şekil 2.4	Kolon manto uygulama aşamaları (Altın, 2008).....	54
Şekil 3.1	Yazılımı oluşturulan bilgisayar programının akış şeması.....	66

Şekil 4.1	S ₂₅₋₃₀ kolonunda fck=5 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	68
Şekil 4.2	S ₂₅₋₃₀ kolonunda fck=7,5 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	69
Şekil 4.3	S ₂₅₋₃₀ kolonunda fck=10 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	69
Şekil 4.4	S ₂₅₋₃₀ kolonunda fck=12 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	70
Şekil 4.5	S ₂₅₋₃₀ kolonunda fck=14 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	70
Şekil 4.6	S ₂₅₋₃₀ kolonunda fck=16 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	71
Şekil 4.7	S ₃₀₋₃₀ kolonunda fck=5 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	71
Şekil 4.8	S ₃₀₋₃₀ kolonunda fck=7,5 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	72
Şekil 4.9	S ₃₀₋₃₀ kolonunda fck=10 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	72
Şekil 4.10	S ₃₀₋₃₀ kolonunda fck=12 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	73
Şekil 4.11	S ₃₀₋₃₀ kolonunda fck=14 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	73
Şekil 4.12	S ₃₀₋₃₀ kolonunda fck=16 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	74
Şekil 4.13	S ₃₀₋₄₀ kolonunda fck=5 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	74
Şekil 4.14	S ₃₀₋₄₀ kolonunda fck=7,5 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	75
Şekil 4.15	S ₃₀₋₄₀ kolonunda fck=10 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	75

Şekil 4.16	S_{30-40} kolonunda $f_{ck}=12$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	76
Şekil 4.17	S_{30-40} kolonunda $f_{ck}=14$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	76
Şekil 4.18	S_{30-40} kolonunda $f_{ck}=16$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	77
Şekil 4.19	S_{30-50} kolonunda $f_{ck}=5$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	77
Şekil 4.20	S_{30-50} kolonunda $f_{ck}=7,5$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	78
Şekil 4.21	S_{30-50} kolonunda $f_{ck}=10$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	78
Şekil 4.22	S_{30-50} kolonunda $f_{ck}=12$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	79
Şekil 4.23	S_{30-50} kolonunda $f_{ck}=14$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	79
Şekil 4.24	S_{30-50} kolonunda $f_{ck}=16$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	80
Şekil 4.25	S_{30-60} kolonunda $f_{ck}=5$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	80
Şekil 4.26	S_{30-60} kolonunda $f_{ck}=7,5$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	81
Şekil 4.27	S_{30-60} kolonunda $f_{ck}=10$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	81
Şekil 4.28	S_{30-60} kolonunda $f_{ck}=12$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	82
Şekil 4.29	S_{30-60} kolonunda $f_{ck}=14$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	82
Şekil 4.30	S_{30-60} kolonunda $f_{ck}=16$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	83

Şekil 4.31	S_{30-75} kolonunda $f_{ck}=5$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	83
Şekil 4.32	S_{30-75} kolonunda $f_{ck}=7,5$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	84
Şekil 4.33	S_{30-75} kolonunda $f_{ck}=10$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	84
Şekil 4.34	S_{30-75} kolonunda $f_{ck}=12$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	85
Şekil 4.35	S_{30-75} kolonunda $f_{ck}=14$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	85
Şekil 4.36	S_{30-75} kolonunda $f_{ck}=16$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	86
Şekil 4.37	S_{30-90} kolonunda $f_{ck}=5$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	86
Şekil 4.38	S_{30-90} kolonunda $f_{ck}=7,5$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	87
Şekil 4.39	S_{30-90} kolonunda $f_{ck}=10$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	87
Şekil 4.40	S_{30-90} kolonunda $f_{ck}=12$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	88
Şekil 4.41	S_{30-90} kolonunda $f_{ck}=14$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	88
Şekil 4.42	S_{30-90} kolonunda $f_{ck}=16$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	89
Şekil 4.43	S_{40-40} kolonunda $f_{ck}=5$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	89
Şekil 4.44	S_{40-40} kolonunda $f_{ck}=7,5$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	90

Şekil 4.45	S ₄₀₋₄₀ kolonunda f _{ck} =10 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	90
Şekil 4.46	S ₄₀₋₄₀ kolonunda f _{ck} =12 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	91
Şekil 4.47	S ₄₀₋₄₀ kolonunda f _{ck} =14 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	91
Şekil 4.48	S ₄₀₋₄₀ kolonunda f _{ck} =16 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	92
Şekil 4.49	S ₄₀₋₅₀ kolonunda f _{ck} =5 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	92
Şekil 4.50	S ₄₀₋₅₀ kolonunda f _{ck} =7,5 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	93
Şekil 4.51	S ₄₀₋₅₀ kolonunda f _{ck} =10 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	93
Şekil 4.52	S ₄₀₋₅₀ kolonunda f _{ck} =12 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	94
Şekil 4.53	S ₄₀₋₅₀ kolonunda f _{ck} =14 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	94
Şekil 4.54	S ₄₀₋₅₀ kolonunda f _{ck} =16 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	95
Şekil 4.55	S ₄₀₋₆₀ kolonunda f _{ck} =5 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	95
Şekil 4.56	S ₄₀₋₆₀ kolonunda f _{ck} =7,5 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	96
Şekil 4.57	S ₄₀₋₆₀ kolonunda f _{ck} =10 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	96
Şekil 4.58	S ₄₀₋₆₀ kolonunda f _{ck} =12 MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	97

Şekil 4.59	S ₄₀₋₆₀ kolonunda $f_{ck}=14$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	97
Şekil 4.60	S ₄₀₋₆₀ kolonunda $f_{ck}=16$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	98
Şekil 4.61	S ₄₀₋₈₀ kolonunda $f_{ck}=5$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	98
Şekil 4.62	S ₄₀₋₈₀ kolonunda $f_{ck}=7,5$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	99
Şekil 4.63	S ₄₀₋₈₀ kolonunda $f_{ck}=10$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	99
Şekil 4.64	S ₄₀₋₈₀ kolonunda $f_{ck}=12$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	100
Şekil 4.65	S ₄₀₋₈₀ kolonunda $f_{ck}=14$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	100
Şekil 4.66	S ₄₀₋₈₀ kolonunda $f_{ck}=16$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	101
Şekil 4.67	S ₅₀₋₅₀ kolonunda $f_{ck}=5$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	101
Şekil 4.68	S ₅₀₋₅₀ kolonunda $f_{ck}=7,5$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	102
Şekil 4.69	S ₅₀₋₅₀ kolonunda $f_{ck}=10$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	102
Şekil 4.70	S ₅₀₋₅₀ kolonunda $f_{ck}=12$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	103
Şekil 4.71	S ₅₀₋₅₀ kolonunda $f_{ck}=14$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	103
Şekil 4.72	S ₅₀₋₅₀ kolonunda $f_{ck}=16$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri.....	104

Şekil 4.73	Kapasite artışına bağlı olarak beton dayanımı ve kesit boyutlarına ait değişim grafiği.....	118
Şekil 4.74	Kesit genişliği (bw) 300 mm olan kolon kesitlerindeki kapasite artışı.....	119
Şekil 4.75	Kesit genişliği (bw) 400 mm olan kolon kesitlerindeki kapasite artışı.....	119
Şekil 4.76	S ₃₀₋₃₀ , S ₄₀₋₄₀ ve S ₅₀₋₅₀ kolonlarda kapasite artışı.....	120



ÇİZELGELER DİZİNİ

Çizelge 1.1	Yapılar için limit durum çeşitleri (Başaga, 2009).....	43
Çizelge 3.1	Çalışmada dikkate alınan tüm parametreler ile kesit boyuna donatı düzeni.....	60
Çizelge 3.2	Güvenilirlik hesaplamalarında kullanılan değişkenler ve değişkenlere ait istatistiksel dağılımlar ve yüzde değişimleri.....	65
Çizelge 4.1	S ₂₅₋₃₀ kolonunda, mevcut kesitin değişen beton basınç dayanımlarına göre güçlendirilmeden önceki ve sonraki $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri için direnme momentleri.....	105
Çizelge 4.2	S ₃₀₋₃₀ kolonunda, mevcut kesitin değişen beton basınç dayanımlarına göre güçlendirilmeden önceki ve sonraki $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri için direnme momentleri.....	106
Çizelge 4.3	S ₃₀₋₄₀ kolonunda, mevcut kesitin değişen beton basınç dayanımlarına göre güçlendirilmeden önceki ve sonraki $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri için direnme momentleri.....	107
Çizelge 4.4	S ₃₀₋₅₀ kolonunda, mevcut kesitin değişen beton basınç dayanımlarına göre güçlendirilmeden önceki ve sonraki $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri için direnme momentleri.....	108
Çizelge 4.5	S ₃₀₋₆₀ kolonunda, mevcut kesitin değişen beton basınç dayanımlarına göre güçlendirilmeden önceki ve sonraki $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri için direnme momentleri.....	109
Çizelge 4.6	S ₃₀₋₇₅ kolonunda, mevcut kesitin değişen beton basınç dayanımlarına göre güçlendirilmeden önceki ve sonraki $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri için direnme momentleri.....	110
Çizelge 4.7	S ₃₀₋₉₀ kolonunda, mevcut kesitin değişen beton basınç dayanımlarına göre güçlendirilmeden önceki ve sonraki $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri için direnme momentleri.....	111

Çizelge 4.8	S ₄₀₋₄₀ kolonunda, mevcut kesitin değişen beton basınç dayanımlarına göre güçlendirilmeden önceki ve sonraki $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri için direnme momentleri.....	112
Çizelge 4.9	S ₄₀₋₅₀ kolonunda, mevcut kesitin değişen beton basınç dayanımlarına göre güçlendirilmeden önceki ve sonraki $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri için direnme momentleri.....	113
Çizelge 4.10	S ₄₀₋₆₀ kolonunda, mevcut kesitin değişen beton basınç dayanımlarına göre güçlendirilmeden önceki ve sonraki $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri için direnme momentleri.....	114
Çizelge 4.11	S ₄₀₋₈₀ kolonunda, mevcut kesitin değişen beton basınç dayanımlarına göre güçlendirilmeden önceki ve sonraki $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri için direnme momentleri.....	115
Çizelge 4.12	S ₅₀₋₅₀ kolonunda, mevcut kesitin değişen beton basınç dayanımlarına göre güçlendirilmeden önceki ve sonraki $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri için direnme momentleri.....	116

1. GİRİŞ

Betonarme, beton ve çeliğin bir arada kullanılmasıyla elde edilen ve yüksek basınç ve çekme dayanımı olan, yangın, deprem ve gerekli önlemler alınarak diğer birçok dış etkilere karşı dayanıklı olan bir yapı malzemesidir. Bu tür yapısal özelliklerinin yanında betonarmenin diğer yapısal malzemelerine göre ekonomik ve hızlı üretilebilir olması ve kalifiye işçilik gerektirmemesi, onarım ve güçlendirmeye olanak tanınması gibi avantajları, onun son yüzyılda neden en çok tercih edilen yapı malzemesi olduğunun başka bir kanıtıdır.

Betonarmenin bu kadar avantajına rağmen, hesap, imalat, denetim, detaylandırma, işçilik, uygun olmayan kullanım, deprem gibi doğal afetler nedeniyle betonarme yapılar hasar görebilmektedir. Hasar gören yapılar veya yapısal elemanlar onarım ve güçlendirme çalışmalarıyla tekrar kullanıma kazandırılabilir. Ancak burada, onarım ve güçlendirme çalışmalarının yapılması için bu çalışmaların belirli ekonomik kısıtları sağması gerektiğini belirtmek uygun olmaktadır. Onarım işleminden bahsedilirken yapı ve yapısal elemanların hasar görmüş olduğu anlaşılırken, güçlendirme işleminde söz konusu yapı ve yapısal elemanların hasar görmüş olması gerekmez. Yeterli taşıyıcı özellikleri bulunmayan hasarsız yapı ve yapısal elemanların taşıyıcı özelliklerini mevcut özelliklerinden daha üst düzeye çıkarmak güçlendirme olarak tanımlanmaktadır.

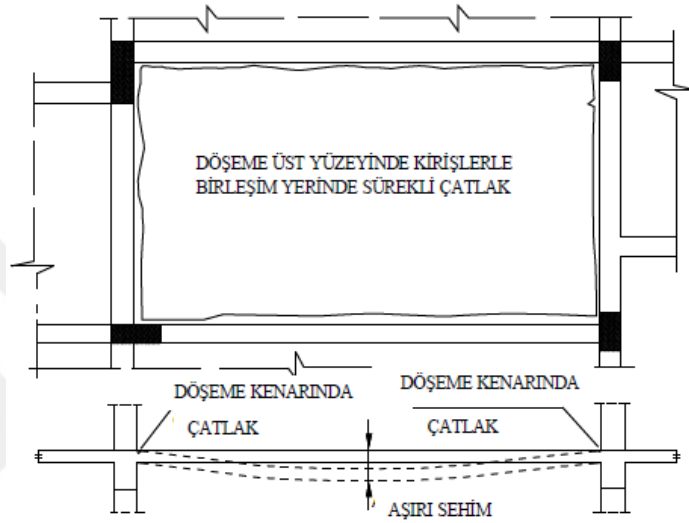
Bilindiği gibi yapılar ve/veya yapısal elemanlar en çok depremlerde hasar görmekte ve kullanım dışı kalabilmektedir. Yapıda oluşan hasarlar hakkında bazı bilgiler aşağıda verilmiştir.

1.1 Betonarme Yapılarda Oluşan Hasarlar

Döşemede Oluşan Hasarlar

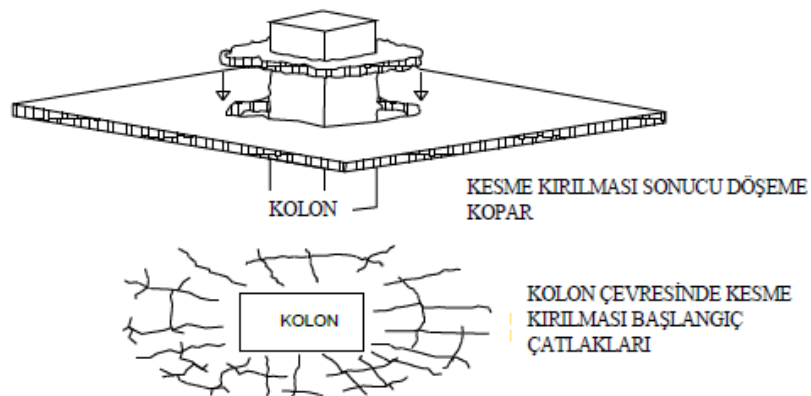
Döşemede oluşan çatlakların birçoğu açıklık ortasında bulunan aşırı sehim çatlaklarıdır. Döşemenin kiriş ile birleştiği bölümde üst kısımda mesnette kiriş kenarına paralel çatlaklar oluşabilir. Böyle bir durum yapıda donatının yetersiz olduğuna, beton örtü kalınlığı sağlanmayıp döşeme kesitlerinde moment kollarının azaldığına, kalıbın erken alınarak beton mukavemetini tam kazanmadan döşemenin

yüklenmiş olduğuna veya beton taşıma gücünün hesapta kabul edilen değerden daha düşük bir değerde olduğuna işaret etmektedir. Konsol döşemelerin mesnet kesitinde de benzer şekilde çatlaklar oluşabilmektedir. Bu durum, düşey yükler yanında depremin düşey bileşeninin etkili olduğuna işaret etmektedir. Döşemede önemli derecede boşluk bulunması halinde köşelerde gerilme yığılması halinde çatlaklar meydana gelebilir. Bu durum Şekil 1.1’de gösterilmiştir (Demirkan, 2014).



Şekil 1.1 Hasarlı döşemede oluşan çatlak ve sehim (Demirkan, 2014)

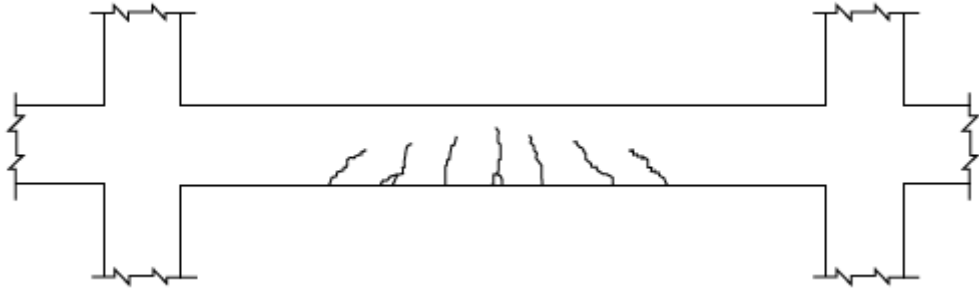
Kirişsiz döşemede oluşan hasarlar döşeme ile kolonun birleşim yerinde kesme çatlakları olarak ortaya çıkmaktadır. Bu şekilde oluşan hasar döşemeden kolona kesme kuvveti aktaran alanın az olmasından kaynaklanan zımbalama kırılmasıdır (Demirkan, 2014). Bu durum Şekil 1.2’de gösterilmiştir.



Şekil 1.2 Kirişsiz döşemede oluşan zımbalama hasarı (Demirkan, 2014)

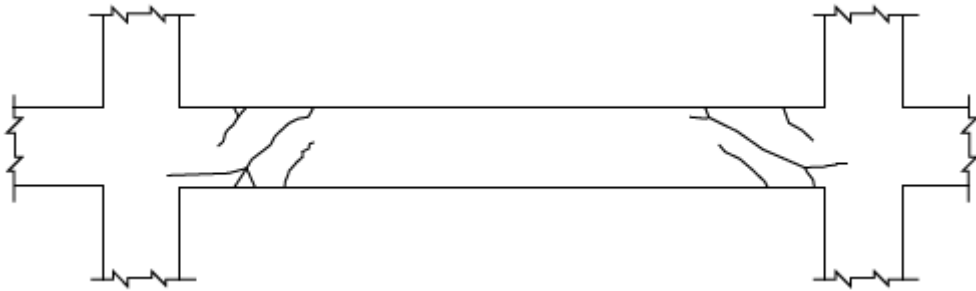
Kirişlerde Oluşan Hasarlar

Kirişlerde düşey yük etkisi ile kiriş açıklığında eğilme çatlakları meydana gelmektedir. Kiriş açıklığında bulunan donatının yetersiz olması halinde, donatılardaki gerilme akma limitini aşması durumunda betonda çatlamlar meydana gelmektedir. Eğilme çatlaklarının cm boyutuna ulaşması halinde, donatıda akma limitinin aşıldığı söylenebilir (Batmacı, 2011). Bu durum Şekil 1.3’de gösterilmektedir.



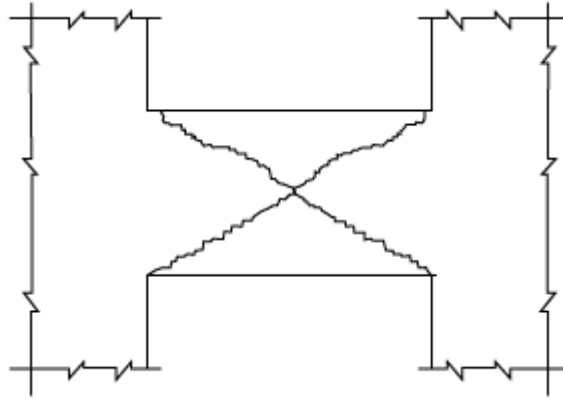
Şekil 1.3 Kirişte oluşan eğilme çatlakları (Demirkan, 2014)

Kirişlerde etriye donatısının yetersiz olduğu durumlarda Şekil 1.4’te de görüldüğü gibi mesnet bölgelerinde kiriş eksenine dik eğilme çatlakları ve 45°’lik açı ile de kayma çatlakları oluşabilmektedir (Demirkan, 2014).



Şekil 1.4 Kirişte oluşan kayma çatlakları (Demirkan, 2014)

Kısa açıklık bulunan kirişlerde oluşan hasar türlerinden biri de, perde birleşim bölgelerinde görülen X şeklindeki (Şekil 1.5) kayma çatlaklarıdır (Batmacı, 2011).



Şekil 1.5 Kirişte oluşan X kayma çatlakı (Batmacı, 2011)

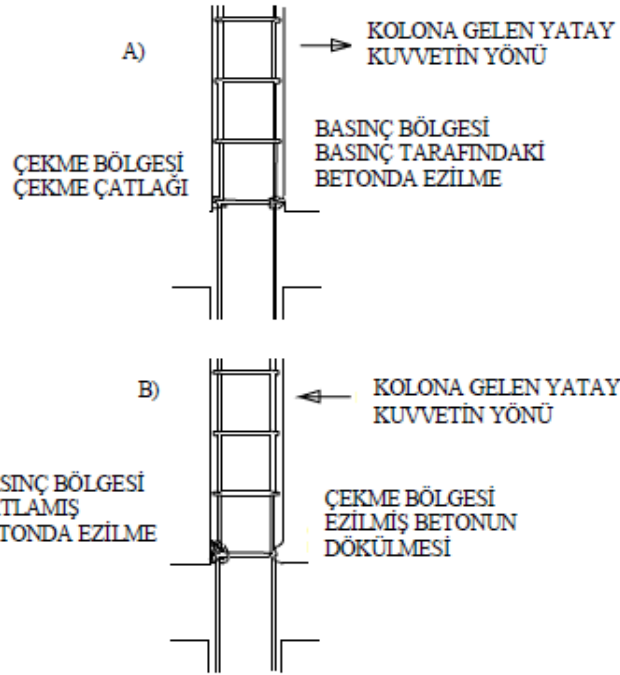
Kolonlarda Oluşan Hasarlar

Betonarme çerçevelerde bulunan taşıyıcı elemanlardan biri olan kolonlar, diğer taşıyıcı elemanlara oranla daha çok hasar görmektedir. Hasar durumu esnasında, önce dolgu duvarlarda başlar, ardından kolon uçlarında çekme ve basınç hasarları oluşur ve son olarak kolon uçlarında mafsallaşmalar başlar. Kolon-kiriş rijit birleşimleri mafsallı birleşimlere dönüşerek deprem enerjisini harcamış olur (Batmacı, 2011). Narinliğin büyük olduğu kolonlarda eğilme momenti, hakim normal kuvvetle birlikte beton basınç bölgesinde ezilme ve parçalanmalara sebep olur. Depremün yön değiştirmesi sonucunda, kolonun her iki yüzünde de bu hasar meydana gelmiş olur (Demirkan, 2014).

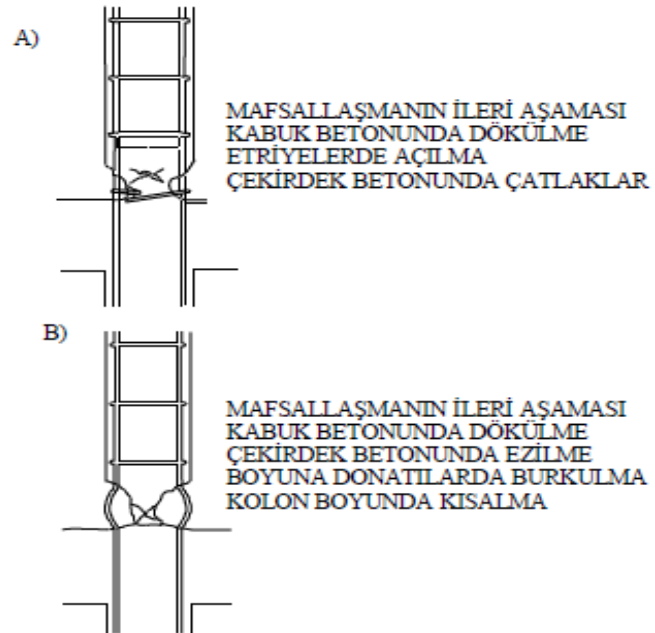
Kolon boyunun projede öngörülen boyundan daha kısa yapılması halinde, depremin oluşturduğu büyük kesme kuvveti nedeniyle kolon çatlar. Kesme kuvvetinin etkisiyle oluşan eğik çekme gerilmelerinin sonucunda binanın toptan göçmesi durumu ortaya çıkabilir (Batmacı, 2011).

Yapının ağırlık merkezi ile rijitlik merkezinin çakışmaması halinde kolonlarda burulma momentleri oluşmaktadır. Burulma momentlerinin etkisi ile kolonun bir tarafında diyagonal uzayan çatlaklar, diğer tarafında diyagonal olarak uzayan çatlaklar meydana gelmektedir (Demirkan, 2014).

Deprem kuvvetinin etkime yönüne göre önce kolonun bir tarafında çekme çatlakları meydana gelirken, diğer tarafında basınçtan ötürü ezilmeler meydana gelecektir. Bu durum Şekil 1.6 ve Şekil 1.7’de gösterilmektedir (Batmacı, 2011).



Şekil 1.6 Kolonlarda mafsal oluşumu (Batmacı, 2011)

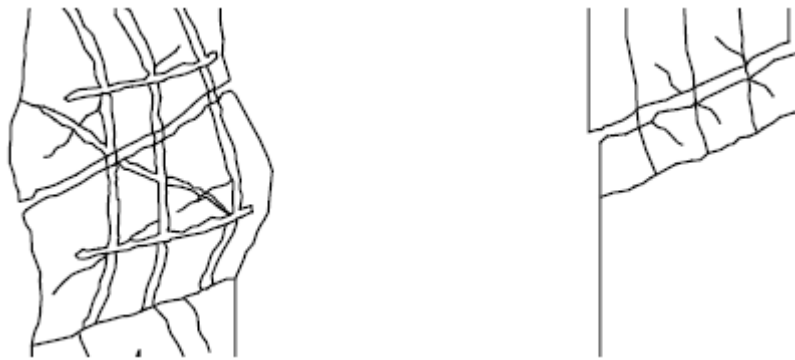


Şekil 1.7 Kolonlarda mafsallaşmanın ileri aşaması (Batmacı, 2011)

Deprem hareketinin yönünün değişmesi ile çekme çatlağı olan bölgede betonda ezilme ve daha önce ezilmiş olan kısımdaki betonda dökülmeler oluşur. Yapıda mafsallaşma hasarı kabuk betonunda çatlak ve hafif dökülme yüzeyinde kalması gerekmektedir. Daha ileri bir seviyede mafsallaşma hasarı yapının stabilitesinin bozulmasına neden olan yatay ötelemeler oluşturmaktadır. Ayrıca ikinci mertebeden ek momentlerin ortaya çıkması sonucu yapı hızlı bir şekilde yıkılabilir. İleri seviyede bir mafsallaşma hasarı sonucunda parçalanıp dökülen betonda kesme kuvveti taşıma gücü de azalmış olacaktır. Etriyelerin açılması durumu da kesme kuvveti taşıma gücünü azaltmış olacaktır. Bu durum sonucunda da kolonda kesme kırılması da başlayacaktır (Demirkan, 2014).

Kolonlarda kesme hasarı

Kolon kesme kuvveti taşıma gücü yetersiz olduğunda yaklaşık 45^0 eğime sahip çatlaklar şeklinde kesme çatlakları görülür. Beton basınç dayanımının yetersiz olduğu durumda veya kolon boyuna donatılarının aralarına beton girmemesi halinde aderansın sağlanmadığı durumlarda donatı üzerinde beton kabuk koparak düşer. Bu nedenle donatı ve beton birlikte çalışamadığı için donatı akma gerilmelerine ulaşmadan beton ayrılmış olur ve istenilen moment kapasitesine ulaşılmamış olur. İleri düzeyde kolon kesme kırılması örneği Şekil 1.8’de görölmektedir (Demirkan, 2014; Batmacı, 2011).

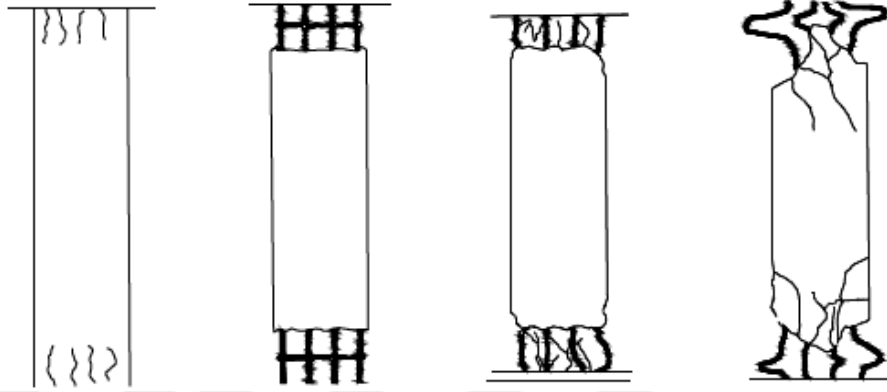


Şekil 1.8 Kolonlarda oluşan kesme hasarı (Demirkan, 2014)

Kolonlarda basınç kırılması

Kolonun aksenal yükü, kolon aksenal yük taşıma kapasitesi değerinin %50’sinden fazla olduğunda zaman deprem esnasında basınç kırılması şeklinde hasar oluşur. Bu

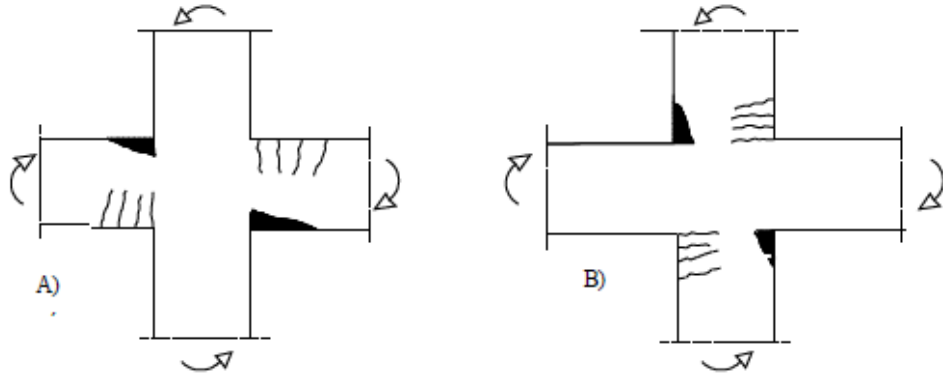
hasar şekli beton dayanımının projede belirtilen değerinden daha düşük olduğu durumda da oluşur. Kolonda basınç kırılması gevrek ve ani bir kırılma şeklidir. Kolonun dış yüzeyinde betonda oluşan düşey çatlakların ardından kolon boyunca donatısı dışarı doğru burkulmaya başlar (Batmacı, 2011). Kolonlarda basınç kırılması örneği Şekil 1.9’da gösterilmektedir.



Şekil 1.9 Kolonlarda oluşan basınç kırılması (Batmacı, 2011)

Kolon ve kiriş birleşim bölgesinde oluşan hasarlar

Kolon-kiriş birleşim bölgeleri, sistem rijiliği ve deprem yükleri bakımından hayati bir öneme sahiptir. Yönetmeliklere uygun bir şekilde yapılmış yapılarda güçlü kolon-zayıf kiriş ilkesine dayanarak kiriş uçlarında mafsallaşma meydana gelmesi beklenir. Bu şekilde sistem kararlılığını korumuş olur (Şekil 1.10.A). Fakat zayıf kolon-güçlü kiriş ilkesinin yapıldığı durum arzu edilmez (Celep ve Kumbasar, 2000). Zayıf kolon-güçlü kiriş ilkesinde önce kolonlarda mafsallaşma olur ve sistem sünekliği oldukça düşük olur. (Şekil 1.10.B) (Demirkan, 2014).



A) Güçlü kolon- zayıf kiriş

B) Zayıf kolon-güçlü kiriş

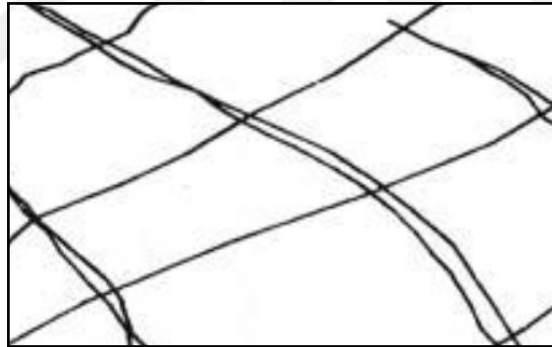
Şekil 1.10 Kolon-kiriş birleşim bölgesi hasar durumları (Demirkan, 2014)

Perdelerde oluşan hasarlar

Perdelerde oluşan hasarlar, yapı yüksekliğine göre değişiklik göstermektedir. Yapı durumları incelendiğinde perde hasarları üç şekilde gerçekleşmektedir.

Perde kesme çatlakları

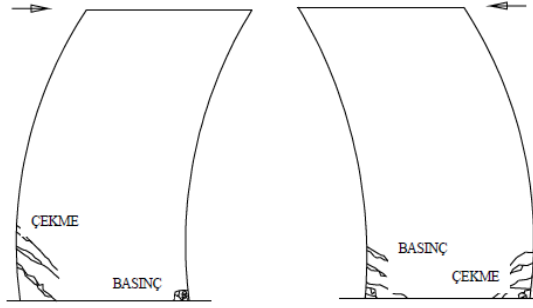
Birkaç kattan oluşan alçak yapılarda genellikle kesme çatlakları görülmektedir. Deprem esnasında, alçak yapılarda perde duvara etkiyen eğilme momenti, perde duvarın moment taşıma kapasitesinden daha düşük olur ve böylece alçak perde duvarlarda eğilme kırılması oluşmaz. Perde duvarda en çok rastlanan çatlak, X köşegen çatlaklardır ve bu çatlaklar kesme kuvvetinden oluşan eğik çekme gerilmelerinden oluşmaktadır. Perde uç bölgeleri iyi bir şekilde düzenlenmiş ise, hasarlara rağmen perde, eğilme momentlerini taşıyabilir (Şekil 1.11), (Batmacı, 2011).



Şekil 1.11 Perde duvarda kesme çatlakları (Batmacı, 2011)

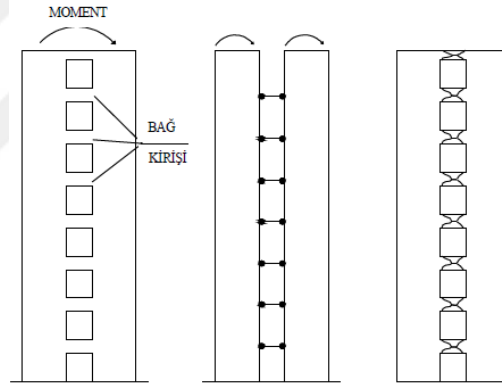
Perde eğilme çatlakları

Genellikle yüksek katlı yapılarda zemin ya da zemine yakın katlarda bulunan perde duvarlarda rastlanır. Pencere ve kapı boşluğu bulunmayan perde duvarlarda görülür (Şekil 1.12).



Şekil 1.12 Perde duvarda eğilme çatlakları (Batmacı, 2011)

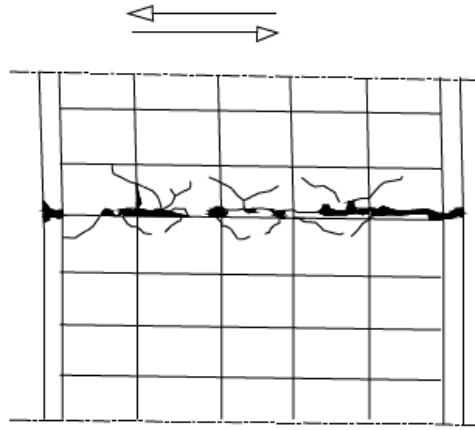
Boşluk bulunan perde duvarlarda hasarlar boşluk bulunmayana göre farklılık göstermektedir. Bu tip perdeler, deprem esnasında birbirine kat düzeyinde bağlanmış iki dolu perde duvar gibi davranmaktadır. İki perde duvarı birbirine bağlayan bağ kiriş uçlarında kesme veya eğilme kırılması oluşmaktadır (Şekil 1.13), (Batmacı, 2011).



Şekil 1.13 Boşluklu perde duvarlarda hasar şekli (Demirkan, 2014)

Perde kayma hasarı

Perde duvarın kademeli bir şekilde inşa edilmesi durumunda oluşan inşaat derz yerinde kaymada rastlanılan bir hasar biçimidir (Şekil 1.14). Farklı zamanlarda dökülen iki beton arasında bağ oluşmamasından dolayı bu durum gerçekleşir. Ara kesitte yer alan çatlağın yatay bir durumda olmasından dolayı kesit düşey yükleri taşımaya devam eder ve sistemin tümünde tehlikeli bir durum ortaya çıkmayabilir (Celep ve Kumbasar, 2000).



Şekil 1.14 Perde duvarda kayma çatlakları (Demirkan, 2014)

Temelde Oluşan Hasarlar

Zemin sıvılaşması gibi durumlarda, zemin taşıma kapasitesinde meydana gelen azalma, binanın düşey oturmasına veya otururken dönmesine sebep olur. Böyle bir durumda temel zemininin uygulanmasında gerekli önlemlerin alınmadığını ve emniyet gerilmesi değerlerinin yüksek alındığı anlamına gelir (Batmacı, 2011).

1.2 Betonarme Yapılarda Onarım ve Güçlendirme

Yukarıda sayılan tüm bu hasarlar nedeniyle yapılarda onarım ve güçlendirme çalışmalarına gerek duyulmakla beraber hasar görmemiş olan fakat yapısal taşıma kapasiteleri yeterli düzeyde olmayan yapı ve yapısal elemanlarda güçlendirme çalışmaları yapılabilmektedir. Betonarme yapılarda onarım ve güçlendirme işlemleri için birçok yöntem mevcut olmakla beraber bu yöntem güçlendirilecek yapı ve yapısal elemanların özelliklerine bağlı olarak onarım ve güçlendirme işlemini ve/veya projesini yapacak mühendis tarafından belirlenir. Güçlendirme yöntemlerini kendi içinde sistem güçlendirmesi ve eleman güçlendirmesi olmak üzere iki başlık altında vermek mümkündür.

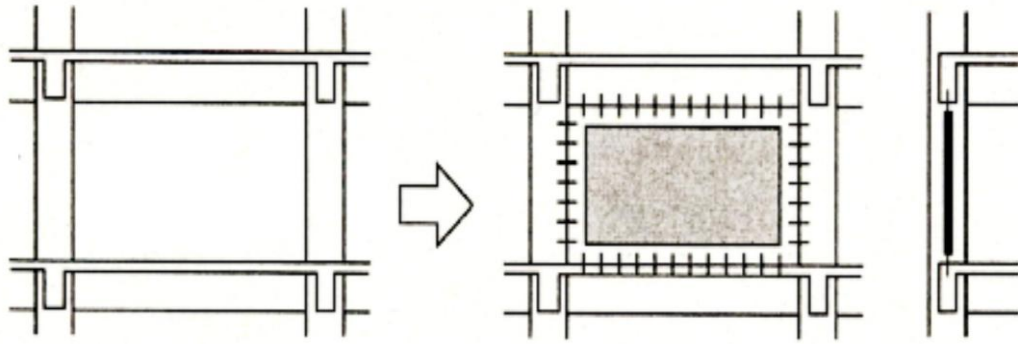
1.2.1 Sistem Güçlendirmesi

Sistem güçlendirmesi, yapı içinden uygulanan güçlendirme yöntemleri ve yapı dışından uygulanan güçlendirme yöntemleri olmak üzere iki başlık altında sınıflandırılmıştır.

1.2.1.1 Yapı İçinden Uygulanan Güçlendirme Yöntemleri

Çerçeve İçine Perde Ekleme

Yapıya perde ekleyerek yapılan güçlendirme yöntemi genellikle yanal dayanımı zayıf olan binalarda tercih edilmektedir. Ayrıca yapının kat arası göreceli ötelemelerini sınırlandırmak için etkili bir yöntemdir (Gürol, 2007). Yapı stabilitesini bozabilecek kesme göçmesine meyilli gevrek olan elemanların bulunması halinde, ötelenmeleri sınırlandırarak gevrek elemanların kesme yükünü azaltmak için de kullanılabilen bir yöntemdir. Kullanılan bu yöntem sonucunda yapının yanal dayanımı artmaktadır (Özdemir, 2015). Şekil 1.15'te bu duruma örnek verilmiştir.

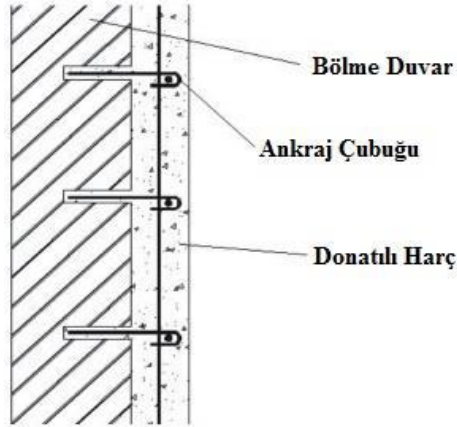


Şekil 1.15 Perde duvar ekleyerek güçlendirme (Gürol, 2007)

Bölme Duvarların Güçlendirilmesi

Çerçeve açıklarında bulunmakta olan tuğla, briket v.b. malzemelerden yapılmış bölme duvarların her iki yüzüne donatılı harç tabakası ekleyerek güçlendirme yapılmaktadır. Bu şekilde dayanımı ve rijitliği daha yüksek çerçeve elde etmek mümkün olacaktır.

Bölme duvarların güçlendirmesini yaparken, kuvvet transferi, mevcut düşey ve yatay taşıyıcılara ankraj çubukları monte ederek güçlendirme işlemi uygulanmaktadır. Donatılı harç tabakası ve mevcut duvarı birlikte çalıştırmak amacıyla, duvara dik bir şekilde ve yatay ve düşey yönlerde de kolon ve kirişlere ankraj çubukları uygulanmalıdır (Şekil 1.16), (Gürol, 2007).

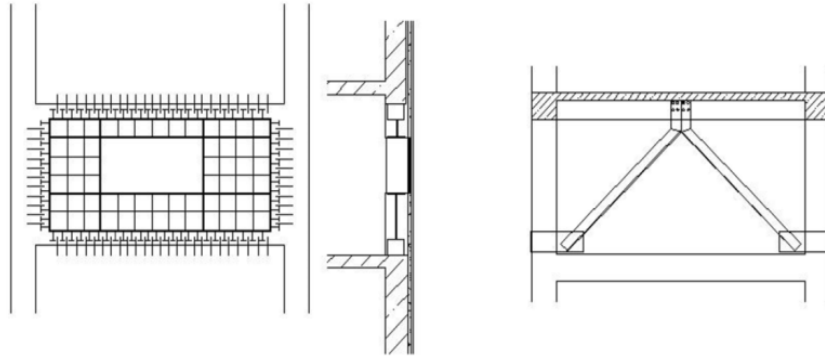


Şekil 1.16 Bölme duvar güçlendirme detayı (Gürol, 2007)

Çelik Elemanlarla Güçlendirme

Betonarme çerçeve sistemlerde sismik performansı arttırmak amacıyla kullanılan bir yöntemdir. Çelik elemanlar kullanılarak yapılan güçlendirme işlemi, yapının deprem esnasındaki yanal deplasmanlarını azaltmaktadır ve enerji yutma kapasitesini arttırmaktadır.

Bu yöntemin uygulanmasında, çerçeve içerisine çelik çaprazlar ya da çelik profiller yerleştirilmektedir (Şekil 1.17). Yapı ağırlığı çok değişmeyeceğinden dolayı yapıya etkiyecek olan deprem kuvvetinde de artış olmayacağı için yanal rijitliği arttırmak mümkün olmaktadır (Gürol, 2007).



Şekil 1.17 Çelik elemanlarla yapılan bir güçlendirme örneği (Gürol, 2007)

1.2.1.2 Yapı Dışından Uygulanan Güçlendirme Yöntemleri

Çerçeveye Bitişik Perde Ekleme

Çerçeveye bitişik olarak yapılacak bu yöntemde amaç yapıya yanal dayanım kazandırmaktır. Yapı üzerinde güçlendirme çalışması yapılırken, yapı kullanılır durumda olabilmektedir. Bu yöntemin diğer yöntemlerden farkı, yapı çevresinde fazla bir boşluğa ihtiyaç duymadan yapılabilir olmasıdır (Özdemir, 2015).

Bu yöntemin uygulanmasında dikkat edilmesi gereken bazı kurallar bulunmaktadır. Bu kurallar;

- Eklenecek olan perde temelden itibaren en üst kota kadar sürekli olmalıdır.
- Yapıda oluşan düzensizliklerden kaynaklanan zorlamaları azaltacak bir şekilde perde planı ve düşey yerleşimi oluşturulmalıdır.
- Eski ve yeni yapı elemanlarının birlikte çalışması için kullanılacak ankrajların yeterli dayanımda olması gerekmektedir.
- Komşu yapı elemanlar ile perdeden dolayı etkiyen ilave gerilmeler göz önüne alınmalıdır(Gürol, 2007).

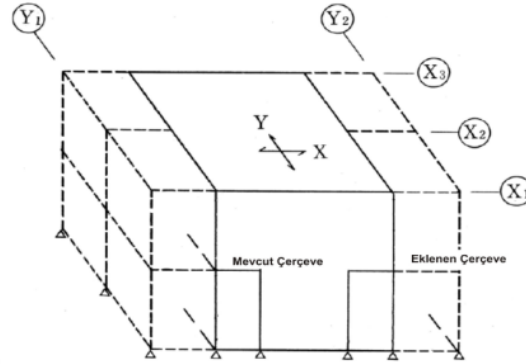
Yapıya Yeni Çerçeveler Eklenmesi

Yapıya yeni çerçeve ekleyerek uygulanan güçlendirme yöntemi, yapı içerisinden müdahale edilemeyecek olan ve kullanımında önemli açıklıklar bulunan yapılarda tercih edilmektedir. Yapının yanal yük kapasitesini arttırmak amacıyla kullanılmaktadır (Gürol, 2007).

Bu yöntemin uygulanmasında yapı çevresinde yeterli bir alan bulunması gerekmektedir. Uygulamada dikkat edilecek bazı hususlar bulunmaktadır. Bu hususlar;

- Mevcut çerçeve ve yeni çerçeve arasında gerilme iletimini sağlamak amacıyla mevcut yapı elemanı ile yeni yapılan elemanın donatıları kaynaklanmalıdır ya da bunun gibi etkili bir yöntem kullanılmalıdır.

- Yeni eklenen çerçeve ile mevcut çerçevenin kat seviyeleri, kolon boyları birbirine uygun olmalıdır
- Yapının tersinir yüklere karşı performansını etkileyecek olmasından dolayı, dıştan eklenen uzay çerçevenin oturmasının göz önünde tutulması gerekir (Şekil 1.18) (Özdemir, 2015).



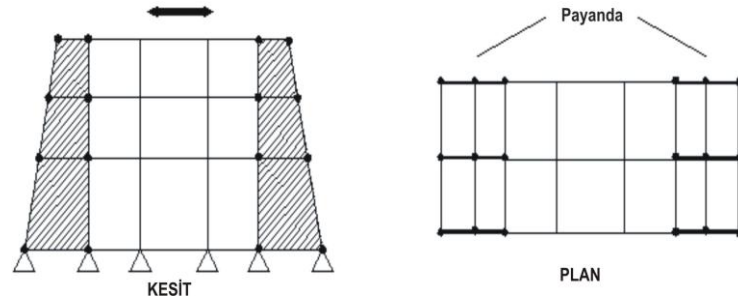
Şekil 1.18 Yapı dışına uzaysal çerçeve ekleyerek uygulanan güçlendirme yöntemi (Özdemir, 2015)

Yapıya Payandalar Eklenmesi

Bu güçlendirme yöntemi, yapı içerisinden müdahale edilemeyecek durumda olan ve deprem esnasında hasar görmeye meyilli yapılarda kullanılabilen bir yöntemdir (Şekil 1.19). Yapıya tümsel yanal dayanım kazandırmak amacıyla kullanılmaktadır.

Bu yöntemde dikkat edilecek bazı hususlar bulunmaktadır. Bu hususlar;

- Payandalar zayıf yönde ve simetrik olarak düzenlemelidir.
- Payandalar yapıya kat hizalarında bağlanmalıdır.
- Duvarın iki ucunda kolon ve her kat seviyesinde kirişleri bulunmalıdır.
- Yapının bir yüzünde iki veya daha fazla payanda bulunması durumunda, payandalar arasında kiriş gibi yatay elemanlar kullanılabilir.
- Payanda duvarın altına mevcut sistemle birlikte çalışacak bir temel yapılmalıdır (Gürol, 2007).



Şekil 1.19 Payandalar eklenerek yapılan güçlendirme (Gürol, 2007)

1.2.2 Eleman Güçlendirmesi

Betonarmede eleman bazında güçlendirmeyi, kolonların güçlendirilmesi, kirişlerin güçlendirilmesi, kolon kiriş birleşim bölgelerinin güçlendirilmesi, perdelerin güçlendirilmesi, döşemelerin güçlendirilmesi ve temellerin güçlendirmesi olarak sınıflandırmak mümkündür.

1.2.2.1 Kolonların Güçlendirilmesi

Kolon güçlendirilmesinde en çok tercih edilen yöntemler betonarme manto ile güçlendirme yöntemi, çelik manto ile güçlendirme yöntemi ve lifli polimer kullanarak yapılan güçlendirme yöntemidir.

Betonarme Manto ile Güçlendirme

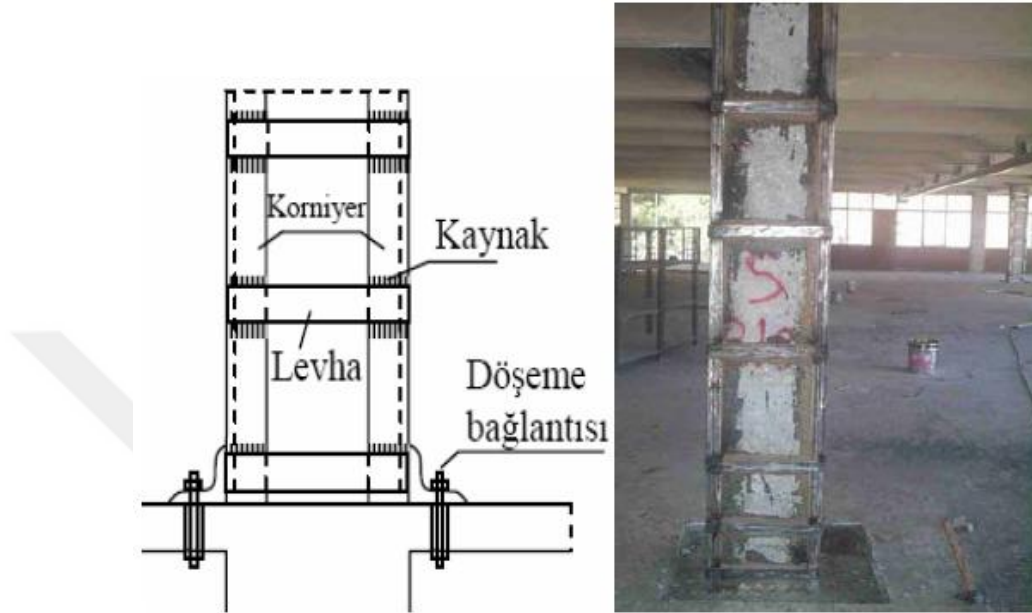
Kolon kapasitesini arttırmak amacıyla sıkça kullanılan yöntemlerden biridir. Kolonda bulunan paspayı sıyrılarak yeni donatılar ve yeni bir beton katmanı dökülerek uygulanan bir yöntemdir. Betonarme manto ile güçlendirme yöntemi “2.1 Kolonların Betonarme Manto ile Güçlendirilmesi” konu başlığı altında detaylı bir şekilde anlatılmaktadır.

Çelik Manto ile Güçlendirme

Kolonların aksenal yük taşıma gücü bakımından herhangi bir sorun olduğu durumlarda ya da sargı donatısının yeterli olmadığı durumlarda, çelik takviyesi ile aksenal yük taşıma kapasitesi artırılabilir ve sargı etkisi sağlanabilir.

Çelik manto ile güçlendirme uygulaması esnasında genellikle kolonun dört köşesine köşebentler yerleştirilir ve belirli aralıklarla çelik lamalar ile kaynaklanarak

oluşturulur. Bu sayede köşebentler aksenal yük kapasitesine katkıda bulunur ve yatay lamalar dıştan sargı etkisi oluşturmuş olur (Canbay vd., 2008). Bu şekilde korniyerlerin burkulması önlenmiş olur. Şekil 1.20’de bir çelik manto uygulaması görülmektedir.



Şekil 1.20 Çelik manto uygulama örneği (Yıldırım, 2008)

Lifli Polimer ile Güçlendirme

Kolon güçlendirilmesinde en sık tercih edilen yöntemlerden birisi de lifli polimer ile yapılan güçlendirme yöntemidir. Lifli polimer ile güçlendirmede kolonların süneklik kapasitesi, kesme ve basınç dayanımlarıyla boyuna donatı bindirme boyunun yeterli olmadığı durumlarda donatı kenetlenme dayanımı arttırılmaktadır (Kavşut, 2012).

Bu yöntemde, lifli polimer tabakası kolon çevresine lifler enine donatılara paralel olacak şekilde sarılarak ve yapıştırılarak uygulanır (Şekil 1.21). Lifli polimerler ile yapılan sargı işleminde tam sargı olacak şekilde yani tüm kolon kesitini saracak şekilde kullanılmalıdır. Sargı bitiminin ardından en az 200 mm bindirme yapılmalıdır. Lifli polimer sargısı dikdörtgen kesitli kolonlarda kolon köşelerinin en az 30 mm yarıçapında yuvarlatılması ile yapılmaktadır.



Şekil 1.21 Lifli polimer ile kolon güçlendirilmesi (Yıldırım, 2008)

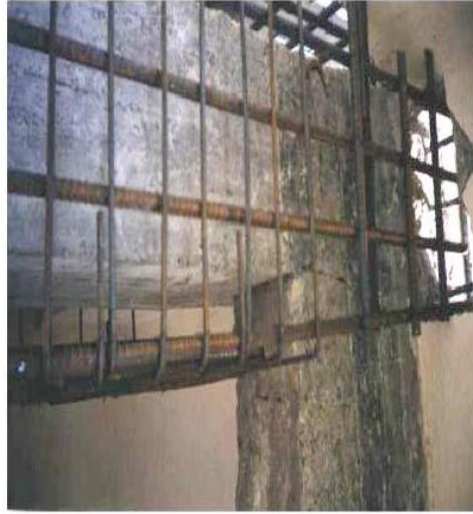
1.2.2.2 Kirişlerin Güçlendirilmesi

Kiriş kapasitesini arttırmak amacıyla farklı şekillerde güçlendirme yöntemleri uygulanmaktadır. Bu yöntemler arasında en çok tercih edilen yöntemler, betonarme manto ile güçlendirme, çelik levhalar ile güçlendirme, lifli polimer ile güçlendirme yöntemleridir.

Betonarme Manto ile Güçlendirme

Betonarme manto ile güçlendirme yöntemi en çok kullanılan yöntemlerden biridir. Bu yöntemin uygulanmasında mevcut kirişe yeni donatı ve etriyeler ilave ederek mevcut kirişe yeni bir katman ilave edilmektedir (Şekil 1.22). İlave edilen yeni donatılar ile kirişin eğilme ve kesme kapasiteleri artış göstermektedir (Canbay vd., 2008).

Betonarme mantonun uygulanmasında dikkat edilmesi gereken iki önemli husus bulunmaktadır. Bunlar eski kiriş ile yeni kiriş arasında tam bir aderans oluşması ve kiriş donatılarının eğilmeyi alabilecek şekilde komşu açıklıklara devam ettirilmesi ya da sıyrılmayacak şekilde aderansın sağlanması için epoksi ile kolon içine ankre edilmesidir (Yıldırım, 2008).



Şekil 1.22 Betonarme manto ile kiriş güçlendirmesi (Yıldırım, 2008)

Çelik Levhalar ile Güçlendirme

Çelik levhalar ile güçlendirme, yaygın olarak kullanılan yöntemlerden biridir. Statik yüklere maruz kalan kirişlerde kesme mukavemeti ve eğilme momentini arttırmak amacıyla kullanılır.

Bu yöntem, çelik levhalar betonarme kirişlerin yüzlerine epoksi reçineleri ile dıştan yapıştırılarak uygulanır. Epoksinin sertleşme sürecinde çelik levhaları mengene ile sıkıştırılması gerekmektedir. Çelik levhaların betona çakılmış çiviler ile ya da ankraj civataları ile ankre edilmesi sağlanmalıdır (Yörükçü, 2007).

Lifli Polimer ile Güçlendirme

Uygulama açısından kolay olan ve performans bakımından verimli olan lifli polimerler kiriş güçlendirmesinde de kullanılmaktadır. Lifli polimerler sayesinde kirişlerin eğilme ve kesme kapasitesinde artış görülmektedir.

Kiriş alt yüzüne polimer tabakası yapıştırılarak bu yöntem uygulanmaktadır (Şekil 1.23). Buna bağlı olarak güçlendirme sırasında kiriş yüzey hazırlığının da yapılması gerekmektedir (Gürol, 2007).



Şekil 1.23 Lifli polimer ile kiriş güçlendirilmesi (Yıldırım, 2008)

1.2.2.3 Kolon ve Kiriş Birleşim Bölgelerinin Güçlendirilmesi

Kolon ve kiriş birleşim bölgelerinin güçlendirilmesinde betonarme manto ile güçlendirme, çelik levhalar ile güçlendirme, lifli polimer ile güçlendirme şeklinde yöntemler kullanılmaktadır.

Betonarme Manto ile Güçlendirme

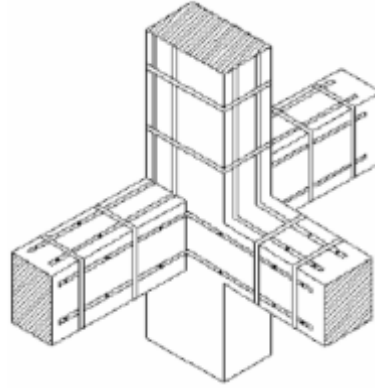
Kolon-kiriş bölgesinde mantolama uygulamasını yaparken, düğüm noktasında birleşen hem kolonun ve hem de kirişin mantolaması yapılır. Yeni donatının mevcut donatıya kaynaklanabilmesi için paspayı uzaklaştırılır. Düşey ve yatay yönde bulunan donatı çubukları ve etriyeler birbirine bir iskelet oluşturacak şekilde bağlanır (Şirin, 2006). Bu yöntem çok zahmetli bir yöntem olduğu için genellikle kolon-kiriş birleşim bölgelerinde tercih edilmez.

Çelik Levhalar ile Güçlendirme

Kolon-kiriş birleşim bölgelerinin güçlendirilmesinde çelik levhalar ile güçlendirme uygulama bakımından kolay ve az yer kaplaması sebebiyle tercih edilen yöntemlerden biridir (Şekil 1.24).

Bu yöntemin uygulanması sırasında, kolon-kiriş birleşim bölgelerine çelik lamalar yapıştırılır ve bu şekilde kesitlerin eğilme momenti kapasiteleri artarken; uygulanan

lamalarla bu bölgede oluşan enine basınçla, betonun sünekliliği de artırılmış olur (Yörükçü, 2007).



Şekil 1.24 Kolon ve kiriş bölgesinin çelik levhalar ile güçlendirilmesi (Demirkan, 2014)

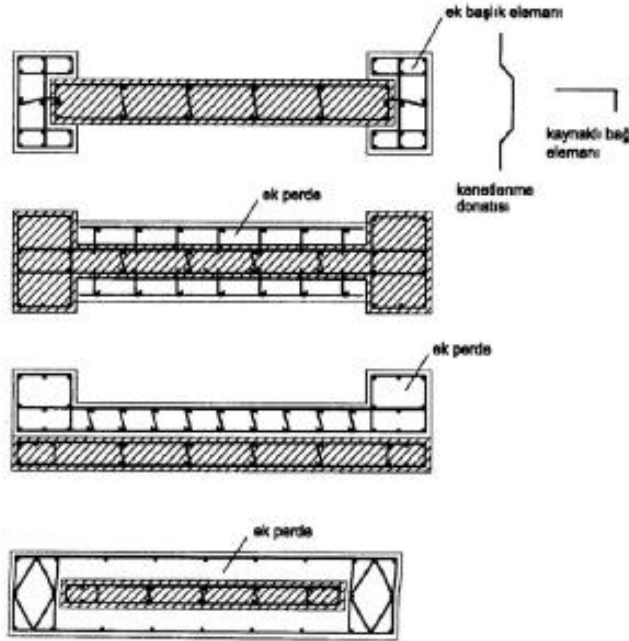
Lifli Polimer ile Güçlendirme

Kolon-kiriş birleşim bölgesinin güçlendirilmesinden kullanılan diğer bir yöntem ise lifli polimer ile uygulanan güçlendirme yöntemidir. Bu yöntem uygulandığında düğüm noktalarında dayanım, rijitlik ve süneklilik düzeyleri artmaktadır (Gürol, 2007). Yapının gelişmesinde oldukça etkili bir yöntem olduğu için sıkça kullanılmaktadır (Özdemir, 2015).

1.2.2.4 Perdelerin Güçlendirilmesi

Perdeler, deprem yükünü karşılamak amacıyla rijitlik ve dayanım bakımından önemli bir taşıyıcı sistem elemanlarıdır. Perdelerin güçlendirilmesinde, eğer mevcut ise pencere, kapı gibi boşluklar doldurularak mevcut taşıma gücü kapasitesi artırılması yeterli olabilir. Diğer yapı elemanlarında olduğu gibi epoksi enjeksiyonu da tercih edilen bir yöntemdir; fakat perdelerde bütün çatlaklar doldurulamayacağı için rijitlik elde edilmez.

Mevcut perdenin yetersiz kalması durumunda, perde kalınlığını arttırarak rijitlik ve dayanımın artırılması tercih edilebilir (Şekil 1.25). Kalınlığın artırılması esnasında, donatıların yerleştirilmesi ve uygun bir şekilde başlık yapılması gerebilir.



Şekil 1.25 Çeşitli şekillerde uygulanan perde güçlendirmesi (Özdemir, 2015)

1.2.2.5 Döşemelerin Güçlendirilmesi

Döşemenin açıklığa göre ince olması, beton dayanım kazanmadan yüke maruz kalması gibi sebeplerden dolayı döşemelerde hasarlar meydana gelmektedir. Döşemelerde oluşan hasarlar genellikle döşeme ortasında gerçekleşen aşırı sehimden kaynaklanmaktadır. Bu hasara ek olarak döşemenin kiriş ile birleştiği mesnet bölgesinde çatlaklar görülmektedir.

Döşeme kalınlığı artırılarak güçlendirme yapılabilmektedir. Kalınlığın artırılması sırasında iki yol izlenmektedir. Bunlardan birincisi, yeni beton ile eski beton arasında aderans sağlanırsa, güçlendirme yapıldıktan sonraki döşeme tek bir döşeme gibi düşünülerek hesap yapılır. İkincisi ise, aderans sağlanmadığı durumda, yeni döşemenin eski döşemeden ayrı olduğu kabul edilip, mesnet açıklık momentlerini karşılamak amacıyla donatılar hesaplanır ve hesaplarda döşemeye gelen hareketli yük döşemelere rijitlik oranında dağıtılır (Özdemir, 2015).

1.2.2.6 Temellerin Güçlendirilmesi

Temel hasarları, temellerin gelen yükleri taşımada yetersiz olması ve yapının güçlendirilmesi için eklenen elemanlar için yeni temel yapılması ya da mevcut temelin genişlemesi gibi durumlarda ortaya çıkmaktadır.

Temel güçlendirilmesi sırasında, temelde eski ve yeni bölümlerin birlikte çalışması ve yük aktarımının oluşması gerekmektedir. Genişletilen temel kesitlerinde donatılar birbirlerine kaynaklanarak süreklilik sağlanması gerekmektedir. Yeni ilave edilen temeller mümkün olabildiğince dış merkezlik yaratmayacak şekilde düzenlenmelidir. Farklı temel türlerini bir arada kullanmamak gereklidir. Yeni ilave edilen temelin mevcu yapıya zarar vermemesine dikkat edilmelidir (Özdemir, 2015).

1.2.3 Güçlendirme ile İlgili Literatür Çalışmaları

Kahn (1980) 'ın gerçekleştirdiği çalışmada kolonların depreme karşı güçlendirilmesi araştırılmıştır. Dört adet betonarme kolona deney yapıldıktan sonra çimento şerbeti ve etriyelerle onarılan bir kolon tekrar deneye tabi tutulmuştur. Diğer kolonlar ya çelik levhalar, 6 mm lik spirallerle ya da 8 mm' lik kalın U demirleri ile harici olarak güçlendirilmiştir. Tersinir çevrimsel yükleme deneylerinin sonunda çalışmadaki tüm güçlendirme yöntemlerinin kolon sünekliğini arttırdığı görülmüştür.

Bett vd. (1988), kısa kolonların yatay yükler altındaki davranışlarını incelemek amacıyla üç adet farklı onarım güçlendirme tekniği kullanmıştır. Bu amaçla 457x457 mm boyutlarında üç adet kolon üretmiştir. Bu numunelerden biri önce hasar verilip incelenmiş ardından manto yapıldıktan sonra tekrar incelenmiştir. Diğer iki numune hasar verilmeden incelenmiştir. Tüm kolonlar üzerinde aynı sabit eksenel yük uygulanmıştır. Çalışmanın sonunda çapraz bağlar ile güçlendirilen ve onarılan numunelerin orijinal kesite göre yanal olarak daha rijit ve daha güçlü bir davranış gösterdiği belirtilmiştir.

Suleiman (1991), manto uygulayarak güçlendirilen betonarme kolonların eksenel yük ve tek eğrilikli eğilme altındaki davranışını ve dayanımını incelemiştir. Beş deneyin üçü tersinir yük altında yapılmıştır. Oluşan hasar durumuna göre onarım ya da güçlendirme uygulanmıştır. Bu elemanlara betonarme manto uygulayarak deneyler

tekrarlanmıştır. Deney elemanları dayanım, süneklik, enerji tüketimi ve rijitlik açısından araştırılmıştır. Sonuç olarak mantolama yöntemiyle güçlendirilen kolonların hem monotik hem de tersinir yük altında kalan hasarsız kolonlar kadar iyi davrandığını ve onarılan elemanlarda rijitlik düzeyinde ve dayanımında azalma olduğunu belirtilmiştir.

Can vd. (1993), yapılan deneysel çalışmada eksenel yük altındaki kolonların fretli manto ile onarımı ve güçlendirilmesi test edilmiş deneysel olarak araştırılmıştır. Çalışmada spiralli, dairesel kesitli ve kare kesitli olmak üzere üç tip kolon kullanılmıştır. Manto yapılan kolonların davranışları incelenmiştir. Sonuç olarak fretli mantolamanın kolon onarımı ve güçlendirilmesinde başarılı sonuçlar verdiği ifade edilmiştir.

Ersoy vd. (1993), betonarme manto ile güçlendirilen kolonların nasıl davranış sergilediğini araştırmak için iki seri deney gerçekleştirmiştir. Monolitik referans numuneleri ile karşılaştırmıştır. Onarımın ve mantolama ile güçlendirmenin etkinliğinin belirlenmesi için birinci seri deneyler tek doğrultuda eksenel yük etkisinde, ikinci seri deneyler eksenel yük ve eğilme etkileri altında gerçekleştirilmiştir. Onarım ve Mantolama ile güçlendirmenin hem monotik hem de yön değiştiren tekrarlı yükler altında başarılı sonuçlar verdiği çalışmanın sonucu olarak verilmiştir.

Özer vd. (1993), 1992 Erzincan depremindeki hasarlı bir betonarme binanın gerçek deprem güvenliğini belirlemek amacıyla sayısal uygulamalar yapmıştır. Yapı duvarsız çerçeve olarak modellenmiş ve bu modelde bodrum perdelerinin etkisini dikkate almak için eşdeğer basınç çubukları kullanılmıştır. Sonuç olarak yapı analizinde yatay ötelemelerde azalma meydana gelse de uygulanan yatay yük değerinin %49'unda yapının çöktüğü belirlenmiştir.

Rodriguez ve Park (1994), sismik yüklemeye maruz bırakılmış dört betonarme kolon üzerinde onarım ve güçlendirme tekniklerini araştırmak için deneyler yapmışlardır. Deneylerde monolitik kolonlarda düşük süneklik ve kayda değer dayanım azalması gözlenirken mantolanmış kolonlarda daha iyi sünek davranış ve daha yüksek dayanım ve dayanımda daha küçük azalma gözlemlenmiştir. Betonarme mantolmanın emek yoğun olduğu da çalışmada özellikle belirtilmiştir.

Babalioğlu (1995), komđu iki yzunden betonarme manto ile guctlendirilmif kolonları mekanik kenetleme yontemi ile deprem yukleri altındaki davraniflarını incelemiştir. Komđu iki yzunden manto yapılan kolonların başarılı davraniflar sergilediği sonucuna varmifştır.

Nakano (1995), Japonya'daki yapılar için guvenilir ve uygun maliyetli guclendirme yontemleri uzerinde califşmalar yapmifştır. Bu yontemleri mevcut bir bina uzerimde uygulamifştır. Califşmasında geliştirilen, uygulanan ve gelecekte uygulanacağı duşunulen sismik guclendirme yontemlerine yonelik teknikler geliştirmeyi amaqlamifştır.

Ramirez (1996), califşmasında on adet farklı onarım yonteminin karakteristiklerini etkinliğini karşılaştırmalı olarak incelemiştir. Tum onarım yontemleri dayanım kayıplarının tumunu veya onemli bir bolumunu gidermek veya dengelemek icin yapılmifştır. Califşmanın sonucunda, ceşitli guclendirme yontemlerinin avantajlarını ve kısıtlamaları belirlenmifştir.

Ergin (1998), tezinde 1975 deprem yonetmeliğine gore projelendirilen cok katlı bir yapının depreme karşı guvenliğinin artırılması işlemlerini anlatılmifştır. Sap90 programı kullanılarak yapının duşey ve yatay yuklere gore analizi yapılmifştır. 1975 ve 1999 deprem yonetmeliklerine gore yapının dinamik analizi yapılıp deprem yuku acısından karşılaştırılmifştır. Kolonların mantolanması ve perdelerin kesit artırılması yontemleriyle guclendirme yapılmifştır. Kesit artışı uygulamasından dolayı temel guclendirilmesi de yapılmifştır. Yapılan califşma sonunda yapının sismik guvenliği sağlanıp kat oteleme sınır değeri icinde kaldığı, guclendirmeden once kesit ve donatı bakımından yetersiz olan kirişlerin eğilme ve kesme dayanımının yeterli hale geldiği sonucuna varılmifştır.

Gomes ve Appleton (1998), hasarlı dokuz adet betonarme kolonu onarmifştır. Ardından onarılan bazı kolonları betonarme manto ile guclendirmiştir. Sonuq olarak suneklik, enerji yutma kapasitesi, dayanım ve rijitlik parametrelerini incelemiştir.

Ignatiev (1998), califşmasında betonarme manto, celik manto, celik plaka yapıştırma, yeni temel eklenmesi gibi guclendirme yontemlerinden bahsetmifştir. Guclendirme uygulaması esnasında meydana gelebilecek problemler uzerinde durmuştur.

Ünsal (1998), çalışmasında kare ve dairesel kesitte olan kolonlara manto yaptıktan sonra davranışlarını ve dayanımlarını incelemiştir. Fretle manto yapılan kolonların başarılı davranış sergilediği sonucuna varmıştır.

Fukuyama ve Sugano (2000), çalışmalarında 1995 Hyogoken-Nambu depreminin neden olduğu Büyük Hansin-Awajı deprem felaketinin ardından yapılan sismik iyileştirme yöntemi ile ilgili bilgiler vermişlerdir. Güçlendirme yöntemlerinin deprem öncesi ve sonrası davranışlarını açıklamıştır. Sonuç olarak güçlendirme yöntemlerinden olan elyaf sargı uygulamasının büyük ölçüde arttığını sargı uygulamasının özelliklerini açıklayarak ifade etmiştir.

Karaduman vd. (1999), bir yapıda yapım sırasında veya kullanımında meydana gelen hasarları ve nedenlerini araştırmıştır. Yapılacak onarım ve güçlendirme proje ve yapı üzerinde yapılan incelemelerle belirlenmiştir. Güçlendirme projesinin hazırlanmasında ve uygulaması sırasında meydana gelen sorunlara da değinilmiştir. İlaveten çalışmada örnek bir binanın tekil temellerinin ve döşemelerinin güçlendirilmesindeki uygulamadan da bahsedilmiştir.

Elibol (2001), orta hasarlı binaların onarım/güçlendirmesinde kullanılacak birim fiyat analizleri oluşturmuştur. Analiz sonuçlarını 14 adet projede kullanmıştır. Farklı inşaat düzeyleri için maliyetler bulmuştur. Bu maliyetleri devlet kredileri ile karşılaştırıp devlet yardım yeterliliğini ve yüklenici kararlarını incelemiştir. Sonuç olarak müteahhitlerin devlet yardımı alınan projelerde ortalama %1.335 kar elde etmişken, devlet yardımı olmayan projelerde yaklaşık %15 zarar ettiğini belirtmiştir.

Yakar (2001), çalışmasında yapılardaki onarım ve güçlendirme konusunun önemine değinmiştir. Hasar görmüş bir yapıda, hasar tesbitini, ve güçlendirme yöntemleri hakkında bilgiler vermiştir. Çok katlı bir yapı üzerinde ilk önce betonarme elemanlar kullanarak ardından çelik yapı elemanları kullanarak güçlendirmiş ve maliyet analizi yapmıştır. Analizleri SAP 2000 programı ile gerçekleştirilen çalışmanın sonucunda mevcut yapının betonarme ile güçlendirmenin daha ekonomik olduğunu tespit etmiştir.

Altun vd. (2002), Hasar gören bir yapının temel zemini, donatı ve beton özelliklerini tespit etmiştir. Ardından yapının güçlendirilmesi için temel takviyesi kolon

mantolama ve perdeleme ile güçlendirme yöntemlerini seçmişlerdir. Yapılan işlemler sonucunda yapı güvenliğini artıran bir çözüme gitmişlerdir.

Celep (2002), bildirisinde mevcut betonarme yapıların deprem güvenilirliğini belirleme ve güçlendirilmesiyle alakalı son uygulama ve bu konularla ilgili tartışmaları incelemiş ve uygulamaya yönelik önerilerde bulunmuştur.

Deneme ve Yerli (2002), deprem hasarlarının belirlenmesi üzerine bir çalışma yapmışlardır. Çalışmada perde ilavesi ve mantolama yöntemlerini kullanarak bir binanın güçlendirmesi esnasında yapılan işlemlerin tüm aşamaları anlatılmıştır.

Ersoy (2002), bildirisinde ODTÜ de yapılan araştırmalarla geliştirilen onarım ve güçlendirme yöntemlerinden bahsetmiştir. Hasarlı binaların onarım ve güçlendirmesinde sıklıkla kullanılan dolgulu çerçeve yönteminin ilke, kriter ve detayların uzun süren deneylere dayandığını açıklamıştır. Buna ek olarak mevcut binalarda içinde yaşayan sakinlerin rahatsız edilmeden yapılacak güçlendirme yöntemleri için çalışmalar yapıldığını ifade etmiştir.

Saatçioğlu (2002), çalışmasında mevcut yapıların deprem durumunda yetersiz olduğu için yapıların depreme karşı güçlendirilmesi üzerinde durmuştur. Kanada'nın Ottawa Üniversitesinde geliştirilmekte olan yeni yöntemler özetlenip gerekli tasarım önerileri verilmiştir. Söz konusu güçlendirme yöntemleri betonarme kolon ile beton çerçeveli dolgu duvarların davranışının iyileştirilmesini hedeflenmiştir. Geliştirilen yöntemlerin, yanal öngerme ve fiber takviyeli polimer uygulamaları içerdiğini belirtmiştir.

Gülen (2002), çalışmasında onarım ve güçlendirme yöntemleri hakkında araştırmalara yer vermiş, dinamik analiz yöntemlerinden ve yapılarının dinamik analizlerinden bahsetmiştir. Depremi yapılar da meydana getirdiği hasarlarında açıklandığı çalışmada, onarım yöntemleri ve malzemelerinden bahsedilerek konuyla ilgili deney çalışmalarına ve sonuçlarına yer vermiştir. Çalışmada bilgisayar uygulama ve sonuçlarına da yer verilmiştir.

Kuşan (2002), tasarım hataları ve deprem etkisinden dolayı hasar görmüş bir binanın güçlendirme projesi üzerine bir çalışma yapmıştır. Mevcut binaya ait malzemeleri

test etmiş, yapı taşıyıcı elemanlarını analiz etmiş ve bunları dikkate alarak güçlendirme projesi hazırlamıştır ve maliyet hesaplamaları yapmıştır. Sonuç olarak güçlendirme maliyetinin yapının yeniden yapım maliyetinden daha ekonomik olduğunu belirtmiştir.

Yiğit (2002), çalışmasında taşıyıcı sistemlerin onarım ve güçlendirme yöntemleri açıklamış ve taşıyıcı sisteme yeni ilave eleman ekleyerek yapının güçlendirilmesini ele almıştır. Yapılarda olan korozyon hasarı ve onarımı konusuna da değinilmiştir. Onarım ve güçlendirme projeleri ve aşamalarına da yer verilen çalışmada 1975 deprem yönetmeliğine göre yapılan bir yapı 1998 yönetmeliğine göre incelenmiştir. Yapının dinamik ve statik analizini SAP2000 ile yapılarak, yönetmelik kontrolü ve betonarme hesabı TRANS2000 kullanarak gerçekleştirilmiştir. Güçlendirilmesine kara verilen yapının güçlendirme projesinde taşıyıcı sistemine yeni perde elemanları eklemesi ve bazı kolonları mantolama ile güçlendirme işlemi yapılmıştır.

Altun vd. (2003), çalışmalarında 1999 Marmara depremi sonrasında orta hasarlı altı katlı bir binanın güçlendirme aşamalarını vermişlerdir. Mevcut yapının statik çözümünü yapmışlardır. Çözüm sonucuna göre yapıda “kolon mantolama+perdeleme” yöntemiyle güçlendirme çalışması yapmışlardır. Sonuç olarak yapılan güçlendirme işleminin yapı güvenliğini yeniden sağladığını ifade etmişlerdir.

Elmas ve Çalışkan (2003), betonarme yapılarda oluşan hasar tipleri hakkında bilgiler vermişlerdir. Betonarme yapıların onarım ve güçlendirme tekniklerinin anlatıldığı çalışmada ilaveten yapılarda bulunan eksiklikleri açıklamışlar ve güçlendirme konusunun önemini vurgulamışlardır.

Çevik (2003), çalışmasının ilk bölümünde yapılarda deprem hasarlarının sebeplerini, onarım ve güçlendirme yöntem ve ilkelerinden bahsetmiştir. İkinci bölümünde yapının olduğu zeminden ve deprem yönetmeliğine uygunluğundan ve yönetmeliğe uygun olmayan yapının güçlendirildikten sonraki dinamik analizlerinde meydana gelen değişikliklerden bahsetmiştir. Yazar çalışmasının üçüncü bölümünde ise onarım ve güçlendirme yöntemlerinin maliyetini araştırmıştır.

Doğramacı vd. (2003), çalışmalarında deprem sonrası Marmara ve diğer bölgelerde onarım ve güçlendirme yapılan bazı binalara ait bazı bilgileri, hasar durumlarını, onarım ve güçlendirme maliyetlerini belirlemiştir. İnceleme yaptıkları kamu binaları, Sosyal Sigortalar Kurumu hastane binası, lojman, Avcılar İlköğretim Okulu'na ait güçlendirme birim maliyetinin toplam yapı birim maliyetine olan yüzde oranlarını hesaplamışlardır. Bu oranların yapı hasar durumlarına, bina alanlarına, onarım ve güçlendirme ihtiyaçlarına bağlı farklılıklardan kaynaklandığı sonucuna varmışlardır.

Göksu (2003), çalışmasında bir binanın belirli bir katında sınırlı bir bölgede beton dayanımı yetersizliğinin giderilmesi için gerçekleştirilen betonarme manto ile güçlendirme ve betonarme perde ile güçlendirmenin çelik levha ve profillerle güçlendirmeye göre sırasıyla 6 ve 7 kat daha fazla olduğunu belirtmiştir.

Koprman (2003), çalışmasında kare ve dikdörtgen kesitli kolonlarda yapılacak olan betonarme manto alanının kolon davranışını nasıl etkilediğini araştırmıştır. Deney sonuçlarını dikkate alarak dayanım, rijitlik, süneklik ve enerji yutma kapasitesi gibi parametreleri karşılaştırmıştır. Sonuç olarak betonarme manto alanı ve kolon parametrelerinin mantolamadaki etkilerini ortaya koymuştur.

Körlü (2003), yaptığı çalışmada depremlerden dolayı yapıda oluşan hasarları ve güçlendirme tekniklerinden ve yapı güçlendirmesi ile ilgili çözümlerden bahsetmiştir. Örnek olarak Perde ilavesi kullanarak yapılan bir güçlendirmenin sunulduğu çalışmada, STA4CAD programı ile olarak yapı için en uygun güçlendirme modeli belirlenmiştir.

Demir (2004), önceden yapılan deneylerle sabit aksenal yük ile birlikte yön değiştiren tekrarlı eğilme etkileri altında hasar gören simetrik donatılı dokuz adet betonarme elemanı onarmış ve betonarme manto ile güçlendirmiştir. Yazar, güçlendirme işleminden sonra aynı şartlarda deneyleri tekrar yapmıştır. Deneyler sonrasında mantolu kesitlerin analitik moment-eğrilik ilişkileri ile deneysel sonuçların uyumlu olduğu sonucuna varmıştır.

Akgönen (2005), çalışmasında taşıyıcı sistemleri güçlendirme yöntemlerini incelemiş ve bu sistemlerin statik ve dinamik özelliklerinin olumlu ve olumsuz yönlerini araştırarak güçlendirmede kullanılacak en iyi sistemi bulmaya çalışmıştır.

Alternatif olarak tübüler sistemle güçlendirme yöntemi kullanmıştır. Tübüler güçlendirme yönteminin diğer yöntemlere göre avantajlarını ve dezavantajlarını belirtmiştir. Sonuç olarak yöntemin avantajlarını, güçlendirme yapılacak binadan bina sakinlerinin taşınmasına gerek kalmaması, bina mimarisinin bozulmaması, bina kütle ve rijitlik merkezinin perdeli sisteme göre daha kolay belirlenir olması olarak ve dezavantajlarını; işçilik ve maliyetin daha yüksek olması, kalifiye işçiliğe rgerek duyulması, yapı rijitliğinin artarken binanın periyodunun azalması, şeklinde belirtmiştir.

Ceritli (2006), depremde hasar görmüş yapıların güçlendirilmesini araştırmıştır. Güçlendirme yöntemlerinden olan perde ilavesi ve betonarme mantolama yöntemleri üzerinde durulan çalışmada, güçlendirme ihtiyacı doğuran hasar türlerini ve bu hasarların nedenleri araştırılmıştır. Sonuç olarak yapıların depremde dayanıklı kalması ve can kaybı olmaması için yapı için gerekli boyutlandırmalar hakkında bilgiler vermiştir.

Onur (2006), mevcut bir yapı üzerinde yapının düşey yük, kesme kuvveti ve moment kapasitesi taşıma gücü gibi yetersizliklerini belirlemiştir. Bu yetersizlikleri iyileştirmek amacıyla 7 adet iyileştirme modeli önermiş ve bu modellerin çeşitli uygulamalarla karşılaştırmasını yapmıştır.

Köse (2006), yapıların güvenirliğini probabilistik ve deterministik yaklaşımlarla incelemiştir. Gerçekleştirilen çalışmada onarım ve güçlendirmenin hangi elemanlara uygulanacağı belirlenmiş ve farklı malzeme kullanarak güçlendirme uygulamaları yapılmıştır. Çalışmada güçlendirmenin maliyeti ve yapıda oluşturduğu ağırlıkların karşılaştırılması da yapılmıştır.

şirin (2006), yapı tasarımı yapılırken dikkat edilmesi gereken hususları, yapı deprem gördükten sonra oluşan hasarları ve bu hasarların sebeplerini çalışmasında araştırmıştır. Yapı proje aşamasındayken alınabilecek tedbirlerin de incelendiği çalışmada ilaveten oluşabilecek hasar durumunu engellemek için ve depremi daha az hasarla atlatmak için yapılması gerekenler de anlatılmıştır.

Yılmaz (2006), çalışmasında onarım ve güçlendirme hakkında bilgiler verilmiştir. 1975 Deprem Yönetmeliğine göre boyutlandırılması yapılmış çok katlı bir binanın

1997 Deprem Yönetmeliği şartlarına uygunluğunu Etabs bilgisayar programını kullanarak güçlendirme durumu incelenmiştir. Sonuç olarak mevcut binanın güçlendirilmesinin ekonomik olmadığını belirlenmiştir ve binanın patlayıcı kullanarak yıkımı incelenmiştir.

Çizmecioğlu (2007), deprem sonrası onarım ve güçlendirme yapılan okul binalarının parametrik incelenmesini yapmıştır. Güçlendirme yapılmadan önce ve sonra kolon ve perde kesit alanlarını hesaplanmıştır. Güçlendirme yöntemi olarak kolonlar için mantolama ve perde ilavesi kullanılmıştır. Bu yöntemler hakkında bilgiler verilmiştir. Çalışmada güçlendirme yöntemlerinin bina özellikleri ile olan ilişkisi de açıklanmıştır.

Ersoy (2007), çalışmasında eleman düzeyindeki güçlendirme ve sistem iyileştirmesi üzerinde bilgiler verdikten sonra ODTÜ'de 2007 yılında sürdürülmekte olan dolgu çerçeve yöntemini geliştirmeye yönelik çalışmaları anlatmış ve deneysel araştırmalardan bahsetmiştir. Sonuç olarak güçlendirme işleminin uygulanmasında bilinçli olunması gerektiğini ve bilinçsiz şekilde yapılan onarım/güçlendirme işleminin yapıya zarar verebileceğini ifade etmiştir.

Polat (2007), Konya ili Selçuklu ilçesinde bulunan bir ilköğretim okulu binasının deprem güvenliğini incelemiş ve yürürlükteki yönetmelikler çerçevesinde taşıma yeterliliği olup olmadığını yapılan inceleme ve bilgisayar programından faydalanarak araştırmıştır. Çalışmada ortaya çıkan olumsuz durumun güvenli hale getirilebilmesi için güçlendirme projesinin hazırlanması gerektiği belirtilerek, gerekli olan güçlendirme projesi çalışmada gerçekleştirilmiştir.

Altın (2008), çalışmasında tip proje kapsamında 11 adet eğitim binasını incelemiştir. Bu binalara betonarme perde ilavesi ve kolon mantolama yöntemleri kullanarak güçlendirme projesi hazırlamıştır. Ardından binanın son maliyeti ve güçlendirme maliyeti, bina tanıtıcı özellikleri ve güçlendirme maliyeti, güçlendirme hesap verileri ve güçlendirme maliyeti arasındaki ilişkileri inceleyip istatistiksel analizler yapmıştır. Analizler sonucunda güçlendirme maliyetinin hangi oranda doğru tahmin edildiğini belirlemiştir.

Aykaç ve Can (2008), çalışmalarında dikdörtgen kesitli kolonlarda mantolama yönteminin uygulanıp uygulanmayacağını araştırmıştır. Beş adet dikdörtgen kesitli kolon üzerinde dokuz farklı deney yapmıştır. Yazarlar, ürettikleri kolonlara onarım/güçlendirme işlemleri yaptıktan sonra bu kolonları konsantre yük altında deneylere tabi tutmuşlardır. Sonuç olarak dikdörtgen kesitli kolonlarda da mantolamanın başarıyla uygulanabileceğini ortaya koymuşlardır.

Kanıt ve Altın (2008), çalışmalarında Konya’da birinci derece deprem bölgesinde yer alan ve deprem güvenliği yetersiz bir binayı perde ilavesi ve kolon mantolama işlemleri ile güçlendirmişlerdir. Bina için statik analiz yapmışlardır. Sonuç olarak perde ilavesinin ve mantolamanın uygulanacağı kolonları tespit ederek güçlendirme maliyetleri üzerine çalışmışlardır.

Yıldırım (2008), çalışmasında mevcut bir binanın 2007 Deprem Yönetmeliğine göre mevcut performansını değerlendirmiştir. Binaya yapılacak güçlendirme için kolonlara ve kirişlere betonarme manto ile sistem perde ilavesi gibi çeşitli yöntemleri seçmiştir. Bu yöntemleri farklı deprem bölgelerinde bulunan bir yapı tipi için kullanarak 5 farklı şekilde projelendirme yapmıştır. Sonuç olarak yapılan projeler arasında maliyet karşılaştırması da yapan yazar, perde ilavesi ile güçlendirme yönteminin maliyet açısından daha uygun olduğunu belirlemiş ve yapının güçlendirmesini perde ilavesi ile gerçekleştirmiştir.

Çınar (2009), tezinde DBYBHY 2007’ye göre performans kavramını açıklamış betonarme yapıların performansa dayalı analiz yöntemlerini ve değerlendirme konusuna ait bilgi vermiştir. Yapının doğrusal elastik ve doğrusal olmayan elastik analizleri sonucu Hemen Kullanım ve Can Güvenliği performansını sağlayamadığını görmüştür. Yapı için uygulamada alternatif güçlendirme önermiştir ve gerçekleştirmiştir. Sonuç olarak uygulanan güçlendirme yönteminin DBYBHY 2007 ye göre hedeflenmesi gereken performans seviyelerinin sağlandığını açıklamıştır.

Kaliyaperumal ve Sengupta (2009), mantolama işleminin kolonların eğilme dayanımı ve performansına etkisini araştırmışlardır. Çalışmada ilk olarak eski ve yeni beton arasındaki ara yüzü incelemek amacıyla eğilme ve kesme testleri yapılmış, İkinci olarak kolon dayanımlarını test edilmiş, üçüncü olarak kiriş-kolon birleşim noktalarında enerji dağılımını ve sünekliği incelemek için deneyler yapılmıştır.

Eksenel yük ve moment etkileşimi eğrilerinin tahmini için bir lameller yaklaşımı ve basitleştirilmiş bir yönteminin kullanıldığı bu çalışmanın sonucunda kolon mantolaması için bazı esaslar maddeler halinde verilmiştir.

Sümengen (2009), betonarme bir yapıya mantolama ve perde ile güçlendirme yönteminin performanslarını hasar olasılık grafikleri yardımıyla incelemiştir. Üç yapıyı ele almış her üçüne de statik itme analizi yapmıştır. Analiz sonucunda Yapıların X ve Y doğrusunda itme eğrilerini ve modal kapasite diyagramlarını elde etmiştir. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan çözümlemenin yapıldığı çalışmada elastik olmayan yer değiştirme istemleri elde edilmiştir. Bu istemlere bağlı olarak yapı performans seviyeleri belirlenmiş, her iki doğrultu için de hasar olasılık eğrilerini birleştirilip, bu yöntemlerin etkinlikleri değerlendirilmiştir.

Atay (2010), eleman ve malzeme bazında sınıflandırdığı güçlendirme yöntemlerinin yapının davranışına etkisini, avantajlarını, dezavantajlarını ve uygulanma şekilleri hakkında bilgiler vermiştir. Yazar çalışmasında, var olan yapı sisteminin hasar şekline göre nasıl onarım/güçlendirme yöntemi kullanılacağı ile ilgili öneriler sunmuştur.

Doğanay (2010), çalışmasında 6 adet her biri farklı binalar için bilgisayar programları ile modelleyip, statik çözümler yapmıştır. Güçlendirme gerekliliğini araştırmıştır. Güçlendirme işlemlerinin ekonomikliğini belirlemek amacıyla Microsoft Visual Basic destekli Excel yazılım programı kullanmıştır. Birim fiyatlar üzerinden yapılan hesaplar sonucunda mevcut binanın güçlendirmesi ile yeniden yapım maliyetleri arasında karşılaştırılma yapmıştır. Sonuç olarak yazar, Excel programı kullanarak hesap yapılmasının kolaylık ve zaman tasarrufu sağladığını ifade etmiştir.

Öztürk (2010), güçlendirme yapılması gereken durumlara ışık tutması amacıyla betonarme perdelerin, mevcut betonarme çerçevelere farklı türdeki bağ kirişleri ile bağlanması sonucu oluşan güçlendirilmiş taşıyıcı sistemlerin dayanım ve davranışları deneysel ve analitik olarak incelemiştir. Deneylelerden elde edilen sonuçların değerlendirilmesi ile her bir taşıyıcı sistemin yatay yük taşıma kapasitesi, enerji tüketme gücü, rijitlik özellikleri ve genel davranışlarını belirlemiştir. Çalışmanın analitik kısmında sonlu elemanlar yöntemini kullanmıştır. Analiz sonuçlarını başka

deneysel sonuçlarla karşılaştırmıştır. Perde duvarın çerçeve sistemin rijitlik ve süneklik düzeyinde artış meydana geldiği sonucuna varmıştır.

Uluöz (2010), bina güçlendirme maliyetlerine etki eden parametreleri incelemiştir. Güçlendirme uygulamadan önce maliyetli olup olmayacağını araştırmıştır. Güçlendirme hakkında bilgiler vermiştir. Binaların güçlendirme ihtiyacı duymasına sebep olan faktörleri, performans belirleme yöntemleri ve mevcut binaların güçlendirme maliyetine etki eden parametreleri ve bunların tesir nispetleri çoklu lineer regresyon yöntemini SPSS 15 paket programı ile incelemiştir. Çalışmada, analize giren parametrelerden yola çıkarak bina yapım yılı, deprem bölgesi (etkin yer ivmesi katsayısı), mevcut beton dayanımı, temel tipi ile toplam kat adedinin metrekare başına güçlendirme uygulamasında birim maliyeti tahmin etmek için kullanılabilir parametreler olduğu sonucuna varılmıştır.

Ürünveren (2010), çalışmasında İzmir'de bulunan beş katlı bir binayı Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi kullanarak binanın itme analizini gerçekleştirmiştir ve binanın deprem performans analizini yapmıştır. Analiz sonucunda Can Güvenliği performans düzeyinde olmadığını belirlemiş ve binaya iki doğrultuda da ikişer adet perde ilave ederek güçlendirme uygulamıştır. Güçlendirme sonrası da mevcut durumundan yapıldığı gibi tekrar Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi kullanarak binanın itme analizini gerçekleştirmiştir ve binanın tekrar deprem performans analizini yapmıştır. Yapılan analiz binanın Can Güvenliği performans düzeyinde olduğu sonucuna varmıştır.

Batmacı (2011), çalışmasında hasar gören yapı sistemlerinde, mantolama, perde ilavesi ve kat azaltma yöntemlerinden hangisinin daha uygun olduğunu mevcut bir yapı üzerinde araştırmıştır. Yapı üzerinde kesit boyutu yetersiz kolonlara mantolama uygulamış, X ve Y doğrultusunda farklı tip perdeler ilave etmiş ve IDECAD programı ile analizler gerçekleştirmiştir. Sonuç olarak manto işleminin güçlendirme yöntemi olarak değil lokal bir takviye yöntemi olduğunu, en önemli yöntemin perde ilavesi olduğunu belirtmiştir.

Nasersaeed (2011), betonarme mantolama ile yapılan güçlendirme yöntemini geliştirmek için bazı yöntemler önererek bu yöntemleri 12 adet numune üzerinde yaptığı deneyler açıklamaya çalışmıştır. Yazar çalışmasında önerilen yöntemlerin

maliyet hesaplarını da yaparak betonarme manto ile yapılan güçlendirme yönteminin daha az maliyetle üretilebileceği sonucuna varmıştır.

Öncü (2011), İzmir ili Bornova ve Seferihisar ilçelerinde yer alan bazı betonarme ve yığma yapıları incelemiştir. Bu yapıların deprem dayanım yeterlilikleri belirlenmiştir. Performans analizleri yapılmış ve can güvenliği performans düzeyi saptanmıştır. Yapıların durumuna göre güçlendirme yöntemleri araştırılmıştır. Güçlendirme yöntemlerinin olumlu ve olumsuz yönleri belirlenmiştir. Avantajlı çözümler sunulmaya çalışılmıştır. Önerilen güçlendirme yöntemleri arasında hem performansı hem de maliyeti açısından karşılaştırma yapılmıştır. Bayındırlık Bakanlığı 2010 birim fiyat listesini kullanarak güçlendirme yöntemlerinin ekonomikliği araştırılmıştır.

Kavşut (2012), çalışmasında Gaziantep ilinde yer alan bazı binaların güçlendirme projesi adımlarına yer vermiştir. Hasar görmüş bu yapılarda mevcut yapı durumları belirlenmiştir. Temel takviyesi, kolon mantolama, perde ilavesi yöntemlerini içeren bir güçlendirme çalışması gerçekleştirmiştir. Sonuç olarak perdelerin boyut ve rijitlik açısından benzer olması gerektiği, x ve y doğrultularında rijitlik ve ağırlık merkezlerinin yakın olması gerektiği, perdenin yapı boyunca ve sürekli olması gerektiği, perde ve manto gibi yeni ilave edilecek elamanların deprem yönetmeliğine göre boyutlandırılması ve malzemelerinin yönetmeliğe göre seçilmesi gerektiği gibi hususları özellikle belirtmiştir.

Achillopoulou vd. (2013), çalışmalarında aksenal basınca maruz kaynaklanmış donatı içeren mantolar ile güçlendirilmiş kolonlarda güç aktarım mekanizmasını incelemiştir. Bu amaçla kolonlar üzerinde deneyler yapmışlardır. İlk hasarın, kolonun toplam davranışını ve ara yüzün makaslama mekanizmalarının kapasitesini arttırdığı sonucuna varmışlardır.

Alinoori (2013), 1970 yılında yapılmış olan bir okul binasının güçlendirilmesi üzerine bir çalışma yapmıştır. Yapının analizini yaparak güçlendirilmesi gerektiğini belirtmiştir. Yapıya perde duvar ilavesi, çelik profil diyagonaller eklenmesi ve kolon mantolaması şeklinde üç farklı güçlendirme yöntemi uygulamıştır. Güçlendirme öncesi ve sonrası davranışlarını karşılaştırmıştır. Sonuç olarak yapılan güçlendirme

işlemlerinde perde ilavesi ile yapılan güçlendirmenin mantolama ve çelik takviye ile yapılan güçlendirmeye göre daha uygun olduğu sonucuna varmıştır.

Atmaca (2013), çalışmasında 2007 deprem yönetmeliğinde verilen güçlendirme esaslarına göre güçlendirme yöntemlerini, uygulamalarını ve ekonomiklik özelliklerini araştırmıştır. Mevcut bir yapıyı tanıtip, yapının performans analizlerinin güçlendirmesini genel bilgiler ile birlikte vermiştir. Güçlendirme uygulanacak yapıların kullanım amaçlarının iyi belirlenmesi ve kullanım şeklinin değiştirilmemesi gerektiği sonucuna varmıştır.

Impropoulos vd. (2013), çalışmalarında betonarme manto ile güçlendirmede manto betonundaki sınırlandırılmış büzülme etkisini araştırmışlardır. Ardından oluşan büzülme etkisini sonlu elemanlar yönteminde simüle etmek için, önerilen değerlendirmeler veri olarak kullanılmıştır.

Achillopoulou vd. (2014), kolonların ara yüz davranışını incelemek için bir araştırma yapmışlardır. Bu araştırmada 13 adet 150x150x500 mm boyutlarında kare kesitli kolon betonarme manto ile güçlendirilmiştir. Ara yüz araştırmaları neticesinde arayüzde sehpa donatısı kullanımının ve kaynaklamanın davranışı değiştirdiği, her durumda eleman kapasitelerinin ve eksenel şekil değiştirme değerlerinin arttığı gibi sonuçlara ulaşmışlardır.

Chang vd. (2014), farklı yapısal detaylara sahip kant duvarlar ve betonarme manto ile güçlendirilen betonarme kolonların güçlendirmesi üzerine çalışmışlardır. Çalışmada bir orijinal betonarme kolon ve ikisi betonarme manto ve ikisinde kanat duvarlar olmak üzere toplam dört tane güçlendirilmiş numune deneylere tabi tutulmuştur. Sonuç olarak çalışmada ankrajların ve kancaların etkinliği karşılaştırmalı olarak verilmiştir.

Demirkan (2014), “Betonarme Yapılarda Onarım ve Güçlendirme Yöntemleri” adını verdiği yüksek lisans çalışmasında depremlerin yapıda oluşturduğu hasarlar, hasar tespitleri ve güçlendirme yöntemleri ile ilgili bilgiler verdikten sonra mevcut bir betonarme bina üzerinde perde ilavesi, sadece kolon mantolaması ve perde ilavesi ile birlikte kolon mantolaması yapılması şeklinde üç farklı güçlendirme yöntemini Sta4Cad analiz programı ile karşılaştırmalı olarak değerlendirmiştir. Yapılan

değerlendirmeler sonucunda mali açıdan yapı için en uygun güçlendirme yönteminin perde ilavesi ile yapılan güçlendirme yöntemi olduğunu belirtmiştir.

Alashkar vd. (2015), çalışmalarında 9 katlı bir binanın çeşitli yerlerine perde ve çelik çapraz ilavesi ile güçlendirilmesini karşılaştırmalı araştırmışlardır. Bina performansını değerlendirilmesinde, kat deplasmanları, yanal yer değiştirmeler ve burulma momentlerini dikkate almışlardır.

Chaulagain vd. (2015), Nepal’de bulunan binaların sismik olarak iyileştirilmesi üzerinde çalışmışlardır. Güçlendirme yöntemlerinden betonarme manto, çelik çaprazlar ve betonarme deprem duvarı eklenmesi gibi üç farklı yöntemi uygulamış ve analizler gerçekleştirmişlerdir.

Sanrı (2015), çalışmasında aynı mimari özelliklere sahip, değişik yüksekliklerde bulunan üç adet betonarme bina üzerinde performans analizi yapmıştır. Yapılan analizler sonucunda binalara mantolama ve perde ilavesi gibi farklı güçlendirme yöntemleri uygulayıp maliyet hesaplamaları yapmıştır. Sonuç olarak perde ilavesi ile yapılan güçlendirmenin mantolama ile güçlendirme yöntemine göre rijitlik ve maliyet açısından daha uygun olduğunu belirtmiştir.

Farah (2017), Bousias ve diğerleri tarafından yürütülen deneyde kolon ve manto arasındaki ara yüz sürtünme katsayısını bulmayı amaçlamıştır. Mevcut kolonun beton basınç mukavemetini artırarak elamanın kapasitesi üzerindeki etkisini görmek için bir model önermiştir. Sonlu elemanlar yöntemini kullanan ABAQUS/Standard programı kullanarak nümerik analizlerin yapıldığı çalışmada çeşitli durumlar için sürtünme katsıyı hakkında bilgiler vermişlerdir.

Gaitan (2017), çalışmasında güçlendirilmemiş ve yetersiz olan yapıların güçlendirilmesine ilişkin olarak kolon güçlendirme yöntemlerini konu almıştır. Betonarme manto ve çelik levhalar ile yapılan güçlendirme yöntemleri hakkında genel bilgilere genişçe yer verilen çalışmada bu yöntemler arasındaki avantaj ve dezavantajlar sonuç olarak verilmiştir.

Özdemir ve Ercan (2017), yük taşıyamaz durumda olan 25x25x195 cm boyutlarındaki kolonları betonarme manto ile güçlendirmişlerdir. Güçlendirme

işlemleri çalışmada iki farklı şekilde gerçekleştirilmiştir. Referans kolonu olarak nitelendirilen birinci tip kolon boyuna donatılar süreksiz ve ankrajsız, ikinci kolon ankrajlı ve boyuna donatıları süreksiz, üçüncü kolon boyuna donatıları sürekli olacak şekilde tasarlanmışlardır. Ardından bu kolonlar tersinir tekrarlı yük altında göçmeye maruz bırakılmış ve akustik emisyon yöntemi ile analiz edilmiş ve elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Nihayetinde, yükün artmasıyla birlikte algılanan sinyallerin genlik değerlerinin arttığı ve kolonlardaki boyuna donatıların filizli veya sürekli olmasının akma dayanımına çok fazla etkisi olmadığı sonucuna varılmıştır.

Afzali (2018), çalışmasında Edirne ilinde yer alan bir okul binasının projesini ele almış ve binanın mevcut durumdaki performans seviyesini ve güçlendirme sonrası performans seviyesini karşılaştırmıştır. Artımsal dinamik analiz yöntemini kullanarak çözümlenmeler yapmıştır. Binaya iki farklı şekilde perde duvar eklenmesi şeklinde güçlendirme alternatifi uygulamıştır ve aynı analiz yöntemi ile çözümlenme yapmıştır. Sonuç olarak yapının mevcut ve güçlendirilmiş durumu için kırılma eğrilerini, taban kesme kuvveti-maksimum kat öteleme eğrileri ve maksimum kat öteleme-kat yüksekliği eğrilerini oluşturmuştur.

Bawary (2018), çalışmasında Sonlu elemanlar yöntemiyle modellenen betonarme bir binada kolon mantolama ve betonarme perde ile güçlendirmeyi araştırmıştır. Binanın güçlendirme öncesi ve sonrası yapısal analizlerini gerçekleştirerek sonuçları üzerinde değerlendirmeler yapmıştır. Yazar sonuç olarak kolon mantolama ve betonarme perde ile yapılan güçlendirme işlemlerinin binalar üzerinde olumlu etkisinin olduğunu belirtmiştir.

Çimen (2018), çalışmasında ilk olarak binaların güçlendirme yaklaşık maliyetine hızlı yaklaşım metodu geliştirmek için gerekli olan 37 laboratuvar çalışmaları ve performans analizlerinin özellikleri hakkında bilgiler vermiştir. Idecad programında perde duvar ve manto ile güçlendirme yöntemlerini kullanarak güçlendirme projeleri ve bu projelerin yaklaşık maliyetlerini hazırlamıştır. Yapının ana taşıyıcı çerçeve sistemini sağlamlaştırmak amacıyla kullanılan beton, demir, kalıp, ankraj, epoksi gibi imalatların ve güçlendirme imalatlarının hesapları yapılmıştır. Güçlendirme yaklaşık maliyetleri, yapının yeniden yapım maliyeti ile karşılaştırılmıştır. Güçlendirme maliyetine etki eden parametreler incelenmiştir. Regresyon denklemiyle hazırlanan

güçlendirme projelerinin yaklaşık maliyetlerine yakın değerler elde edilmiştir ve böylece “Güçlendirme Maliyetine Hızlı Yaklaşım Metodu (GM-HYM) ” yöntemi geliştirmiştir.

1.3 Güvenilirlik ve Güvenilirlik Yöntemleri

1.3.1 Güvenilirlik Analizinde Kullanılan Temel Kavramlar

1.3.1.1 Rastgele Değişkenleri Tanımlamak Amacıyla Kullanılan Temel İfadeler

Güvenilirlik analizinde yapı davranışını etkilemekte olan belirsizlikler, yapı tasarımında kullanılan parametrelerin değişken tanımlaması ile dikkate alınmaktadır. Yapının güvenilirlik analizinde, deterministik olarak tanımlanmakta olan kesit boyutları, elastisite modülü, birim hacim ağırlığı, poisson oranı, yükler gibi parametreler istatistiksel bir şekilde ifade edilmektedir (Başaga, 2009).

Ortalama

Rastgele değişken olarak simgelenen X için elde edilmiş bir grup veri x_i olarak temsil edilirse, ortalama (μ_x),

$$\mu_x = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (1.1)$$

şeklinde tanımlanmaktadır. Denklemden verilen n değeri, değişkenler için elde edilen toplam veri sayısını göstermektedir.

Varyans

$$\text{Var}(X) = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu_x)^2 \quad (1.2)$$

$\text{Var}(X)$, X değişkenlerine ait varyans değerini göstermektedir.

Standart Sapma

Standart sapma varyansın karekökü olarak ifade edilmektedir.

$$\sigma_x = \sqrt{\text{Var}(X)} \quad (1.3)$$

Değişim Katsayısı

Boyutsuz olarak standart sapmanın ortalama değerine oranı olarak ifade edilmektedir. V_x değişim katsayısını temsil etmek üzere,

$$V_x = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \quad (1.4)$$

şeklinde ifade edilmektedir.

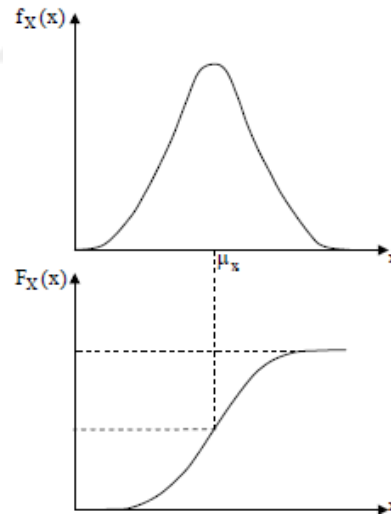
1.3.1.2 Güvenilirlik Analizinde Kullanılan Bazı Olasılık Dağılımları

Normal Dağılım (Gauss Dağılımı)

Uygulamalarda karşılaşılan rastgele değişkenlerin çoğu normal dağılım olarak bilinen dağılım modeline uymaktadır. Bu dağılımın olasılık yoğunluk fonksiyonu (1.5) numaralı denklemde olduğu şekilde ifade edilmektedir.

$$f_x(x) = \frac{1}{\sigma_x \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu_x}{\sigma_x} \right)^2 \right] \quad (1.5)$$

Şekil 1.26'da normal dağılımlı rastgele bir değişkene ait olasılık yoğunluk ve eklenik dağılım fonksiyonları verilmektedir.



Şekil 1.26 Normal dağılıma sahip rastgele bir değişkenin olasılık yoğunluk ve eklenik dağılım fonksiyonları (Başaga, 2009)

Normal dağılımlı rastgele değişkenin eklenik dağılım fonksiyonunun kapalı formda çözümü yoktur. Fakat, ortalaması sıfır ($\mu_x = 0$) ve standart sapması ($\sigma_x = 1$) olan bir özel durum için eklenik dağılım fonksiyon tabloları geliştirilmiştir. Özel durum için ortalama ve standart sapma değerleri (1.6) numaralı denklemde yerine yazıldığında;

$$f_z(z) = \phi(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} (z)^2 \right] \quad (1.6)$$

standart normal değişken olan z için olasılık yoğunluk fonksiyonu ($\phi(z)$) elde edilir. Standartnormal değişkenin eklenik dağılım fonksiyonu $\Phi(z)$ ile gösterilmektedir. $z > 0$ için normaldağılım simetri özelliği kullanıldığı zaman;

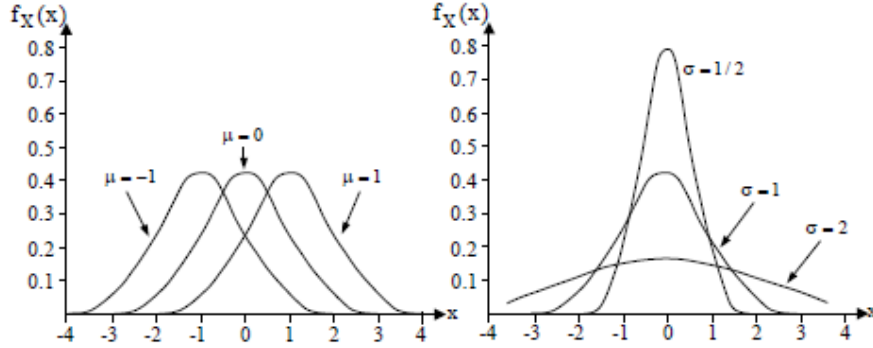
$$\Phi(z) = 1 - \Phi(-z) \quad (1.7)$$

elde edilmiş olur.

Normal dağılımın eklenik dağılım fonksiyonu (1.8) numaralı denklemde olduğu gibi ifade edilmektedir.

$$F_X(x) = \Phi\left(\frac{x - \mu_x}{\sigma_x}\right) \quad (1.8)$$

Normal dağılımın daha iyi tanımlanması için farklı değerlere sahip normal dağılım değişimi Şekil 1.27'de gösterilmiştir. Aynı standart sapmaya ve farklı ortalamaya sahip normal dağılımın olasılık yoğunluk fonksiyonları Şekil 1.27-a'da ve aynı ortalamaya, farklı standart sapmaya sahip normal dağılımın olasılık yoğunluk fonksiyonları Şekil 1.27-b'de verilmiştir.



a) Aynı standart sapma farklı ortalama b) Aynı ortalama farklı standart sapma

Şekil 1.27 Normal dağımlı rastgele bir değişkenin farklı ortalama ve standart sapmalar için kullanılan olasılık yoğunluk fonksiyonları (Başaga, 2009)

Lognormal Dağılım

Normal dağılım özelliklerinin iyi bilinmesinden ve kullanım açısından kolay olmasından dolayı normal dağılım göstermeyen değişkenler normal dağılıma dönüştürülür. Bunlardan biri de lognormal dağılımdır.

$Y = \ln(X)$ fonksiyonu normal bir dağılım özelliği gösterdiğinde X lognormal rastgele bir değişkendir. Lognormal rastgele değişkenler, yalnızca pozitif değerler için

tanımlanmaktadır ($x \geq 0$). Lognormal dağılımın olasılık yoğunluk fonksiyonu (1.9) numaralı denklemde verilmiştir.

$$f_x(x) = \frac{1}{x \sigma_{\ln(x)}} \phi\left(\frac{\ln(x) - \mu_{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}}\right) \quad (1.9)$$

Bu denklemde $\mu_{\ln(x)}$ $\ln(x)$ 'in ortalamasını ve $\sigma_{\ln(x)}$ standart sapmayı göstermektedir. Bu ifadelerin değerleri (1.10) numaralı denklemde verilmiştir.

$$\mu_{\ln(x)} = \ln(\mu_x) - \frac{1}{2} \sigma_{\ln(x)}^2 \quad (1.10)$$

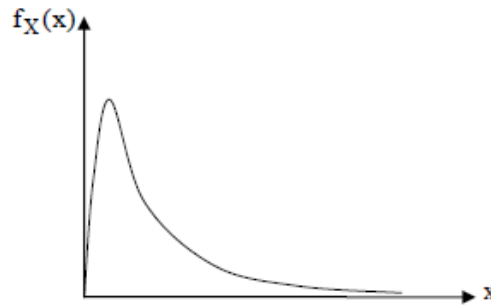
$$\sigma_{\ln(x)} = \sqrt{\ln(V_x^2 + 1)}$$

Bu dağılıma ait eklenik dağılım fonksiyonu;

$$F_x(x) = \Phi\left(\frac{\ln(x) - \mu_{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}}\right) \quad (1.11)$$

olarak ifade edilmektedir.

Lognormal dağılıma ait bir değişkenin olasılık yoğunluk fonksiyonu Şekil 1.28'de gösterilmektedir.



Şekil 1.28 Lognormal dağılıma sahip bir değişkenin olasılık yoğunluk fonksiyonu (Başaga, 2009)

Gumbel Dağılımı

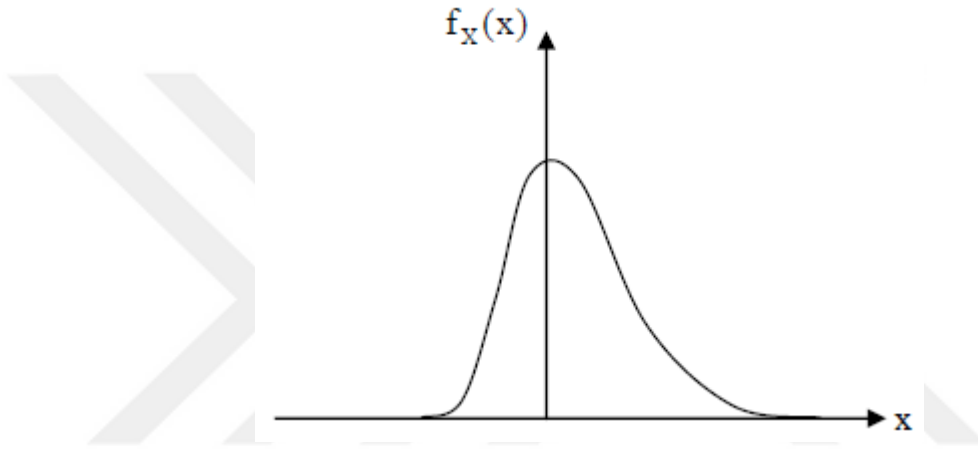
Gumbel dağılım, ekstrem değerleri (en büyük ya da en küçük değerler) karakterize etmek için kullanılmakta olan dağılımlardan biridir. Bu dağılıma ait olasılık yoğunluk fonksiyonu (1.12) numaralı denklemde gösterilmektedir.

$$f_X(x) = \alpha e^{-e^{-\alpha(x-u)}} e^{-\alpha(x-u)} \quad (1.12)$$

Bu ifadede α ve u dağılım parametrelerini göstermektedir. Yaklaşık olarak ortalama ve standart sapma değeri (1.13) numaralı denklemde gösterilmiştir.

$$\begin{aligned}\mu_X &\approx u + \frac{0,577}{\alpha} \\ \sigma_X &\approx \frac{1,282}{\alpha}\end{aligned}\tag{1.13}$$

Gumbel dağılımlı bir değişkenin olasılık yoğunluk fonksiyonu Şekil. 1.29'de gösterilmiştir.



Şekil 1.29 Gumbel dağılımına sahip bir değişkenin olasılık yoğunluk fonksiyonu (Başaga, 2009)

1.3.1.3 Limit Durum

Yapının emniyetini belirlemek amacıyla yapı davranışını tehlikeye sokan unsurların sınır durumlarının belirlenmesi gerekmektedir. Güvenilirlik analizinde belirlenen bu sınırlar limit durum olarak adlandırılır. Bu şekilde limit durum yapının istenen ve istenmeyen performansı arasındaki bir sınır olarak da ifade edilebilmektedir ve limit durumun ihlali yapı için istenilmeyen bir durum meydana geldiği anlamına gelmektedir. Buna bağlı olarak Çizelge 1.1'de bazı limit durum örnekleri gösterilmektedir.

Çizelge 1.1 Yapılar için limit durum çeşitleri (Başağa, 2009)

Limit Durum Çeşitleri	Tanımlama	Örnekler
Nihai Emniyet	Yapının tamamının veya bir kısmının göçmesi	Kopma, kırılma, aşamalı göçme, korozyon yangın...
Hasar		Aşırı veya erken oluşan çatlaklar, deformasyonlar veya kalıcı elastik olmayan deformasyonlar
Kullanılabilirlik	Normal kullanımın aksaması	Aşırı eğilme, titreşimler, yerel hasarlar

1.3.1.4 Göçme Olasılığı

Yapılarda tanımlanan limit durum, limit durum fonksiyonu ya da performans fonksiyonu olarak ifade edilir. R dayanımı, Q yük etkisini göstermek üzere bir limit durum fonksiyonu (1.14) numaralı denklemde olduğu gibi tanımlanmaktadır.

$$g(R, Q) = R - Q \quad (1.14)$$

$X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$ yapılarda bulunan yük ve dayanım parametrelerini (sabit yük, hareketli yük, basınç dayanımı... vb.) göstermek üzere limit durum fonksiyon şartları;

$$g(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n) > 0 \rightarrow \text{emniyetli durum}$$

$$g(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n) = 0 \rightarrow \text{emniyetli ve emniyetsiz durum arasında sınır durum}$$

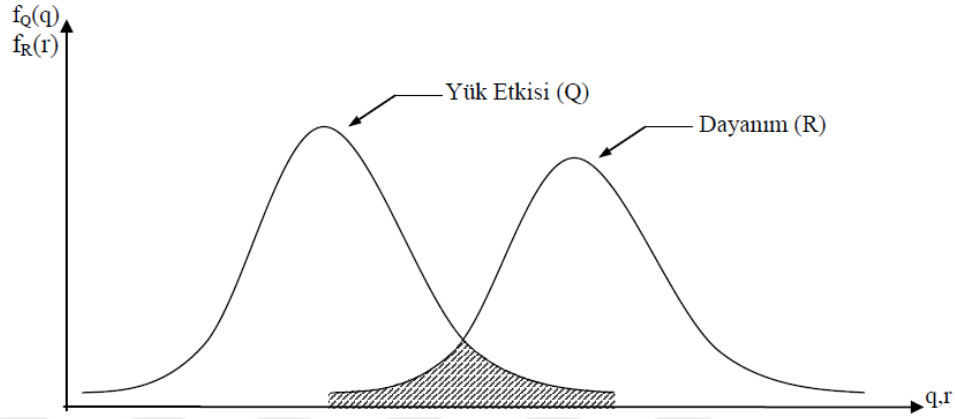
$$g(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n) < 0 \rightarrow \text{emniyetsiz durum}$$

şeklinde ifade edilir. Bir yapı elemanının göçme olasılığı;

$$P_f = \begin{cases} P(R \leq 0) \\ P(R - Q \leq 0) \\ P\left(\frac{R}{Q} \leq 1\right) \\ P(\ln R - \ln Q \leq 1) \\ P[G(R - Q) \leq 0] \end{cases} \quad (1.15)$$

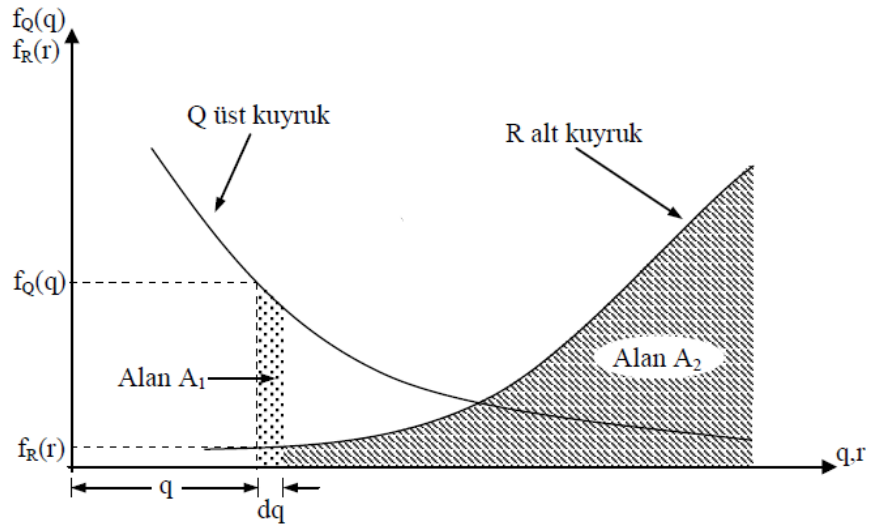
şeklinde tanımlanabilir (Melchers, 1999).

Dayanım (R) ve yük etkisi (Q) ifadeleri için olasılık yoğunluk fonksiyonları sırasıyla $f_R(r)$ ve $f_Q(q)$ olmak üzere, R ve Q'nun yoğunluk fonksiyonları Şekil 1.30'da olduğu gibi gösterilebilir. Şekilde gösterilen taralı alan göçme olasılık değerini ifade etmektedir.



Şekil 1.30 Rastgele dağılım gösteren R ve Q için göçme olasılığı (Ranganathan, 2000)

Yük etkisi Q'nun olasılık değeri q ile gösterilirse, Şekil 1.31'de gösterilen A_1 alanı bu ifadeye eşit olur.



Şekil 1.31 Güvenilirliğin belirlenmesi (Ranganathan, 2000)

Bu ifadelerle göre A_1 alanı,

$$P\left(q - \frac{dq}{2} < Q < q + \frac{dq}{2}\right) = f_Q(q) dq = A_1 \quad (1.16)$$

şeklinde ifade edilebilir (Kartal, 2010). $R > q$ olasılığı Şekil 1.32'de gösterilen A_2 alanına eşit olmaktadır. Buna göre A_2 alanı;

$$P(R > q) = \int_q^{\infty} f_Q(q) dq = A_2 \quad (1.17)$$

şeklinde ifade edilebilir. Dayanım q değerini aldığı durumda, güvenilirlik bu iki olasılık türlerine göre yazılabilir. Buna göre;

$$dR_0 = f_q(q) dq \int_0^{\infty} f_R(r) dr \quad (1.18)$$

şeklinde ifade edilebilir. Yapı güvenilirliği (R_0), dayanım ve yük değerlerinden daha büyük olma olasılığı olarak tanımlanabilir. R_0 değeri,

$$R_0 = \int dR_0 = \int_{-\infty}^{\infty} f_q(q) \left[\int_q^{\infty} f_R(r) dr \right] dq \quad -\infty \leq q \leq \infty \quad (1.19)$$

olarak elde edilir (Ranganathan, 2000).

Göçme olasılığı P_f ,

$$P_f = 1 - R_0 = 1 - \int_{-\infty}^{\infty} f_q(q) [1 - F_R(q)] dq \quad (1.20)$$

$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_q(q) F_R(q) dq \quad (1.21)$$

şeklinde hesaplanır. Bu ifadenin genişletilmiş hali;

$$P_f = P[g(X) \leq 0] = \int \dots \int_{g(X) \leq 0} f_x(X) dx \quad (1.22)$$

şeklinde yazılabilir (Thoft-Christensen ve Baker, 1982; Thoft-Christensen ve Murotsu, 1986; Melchers, 1999; Nowak ve Collins, 2000; Ranganathan, 2000; Başağa, 2009; Kartal, 2010).

1.3.2 Güvenilirlik Analiz Yöntemleri

Göçme olasılığını belirlemek amacıyla (1.22) numaralı denklemde bulunan çoklu integral hesabının yapılması gerekmektedir. Fakat, bir yapıda ya da sistemde olasılık yoğunluk fonksiyonunu bu denklemde hesaplamak oldukça zordur. Çünkü, tüm

rastgele değişkenlerin ortak olasılık fonksiyonlarını belirlemek imkansız bir durumdur. Bu yüzden, yapı güvenilirliğini belirlemek amacıyla yaklaşık yöntemler kullanılmaktadır.

Güvenilirlik analizi hesaplarında (1.14) numaralı denklemde tanımlanan limit durum fonksiyonu kullanılmaktadır. Dayanım ve yük değerleri birçok parametreye bağlı olduğu için fonksiyonun bu parametrelere bağlı olarak oluşması gerekmektedir. Parametrelere bağlı olarak açık bir şekilde ifade edilebilen fonksiyonlar açık limit durum fonksiyonu olarak tanımlanmaktadır. Kompleks yapılara ait limit durum fonksiyonlarını yapıların belirsiz parametrelerine bağlı olarak elde etmek oldukça zor bir iştir. Bu tip yapıların analizi sırasında kesin çözüm yerine sonlu elemanlar gibi yaklaşık çözümler kullanılmaktadır. Sonlu elemanlar kapalı bir formda çözüm yaptığı için limit durum fonksiyonu açık bir şekilde elde edilemez. Bu şekilde oluşturulan fonksiyonlar da kapalı limit durum fonksiyonu olarak tanımlanmaktadır (Başaga, 2009).

Açık limit durum fonksiyonu ile güvenilirlik analizinde, Birinci Derece İkinci Moment Güvenilirlik Yöntemi, Birinci Derece Güvenilirlik Yöntemi, İkinci Derece Güvenilirlik Yöntemi, Monte Carlo Yöntemi gibi yöntemler bulunurken, kapalı limit durum fonksiyonu ile güvenilirlik analizinde, Direkt Birleştirme Yöntemi ve Yanıt Yüzeyi Yöntemi gibi yöntemler bulunmaktadır. Bu tez çalışması kapsamında Monte Carlo Yöntemi kullanılmıştır. Bu yöntem ile ilgili bilgiler “2.2 Monte Carlo Yöntemi (MCY)” konu başlığı altında detaylı olarak verilmiştir.

1.3.3 Güvenilirlik ile İlgili Literatür Çalışmaları

Şatıroğlu (1995), çalışmasında Monte Carlo Simülasyon yönteminden bahsetmiş ve yapı sistemi için güvenilirlik düzeyini belirleme problemine uyarlamıştır. Uyarlanan model izostatik ve hiperstatik kafes sistemlerde denenmiştir ve güvenilirlik modellerinin uygulamasının zor olduğu durumlarda kullanılabilir bir model olabileceği sonucuna varmıştır.

Warren (1997), geometrik kusurları bulunan çerçeve tipli yapıları ele almıştır. Bu yapıların kritik yükten daha az bir yük altında kararsız duruma gelme olasılığını belirlemek için bir metot sunmuştur. Kritik yükün bulunmasında Langrange kiriş

sonlu elemanlar yöntemini kullanmıştır. Başlangıç kusurların hesabında en küçük kareler yöntemini kullanmıştır. Göçme olasılığı hesabında ise yanıt yüzeyi yöntemini ve birinci derece güvenilirlik yöntemini birleşimini kullanmıştır. Sonuç olarak bu yöntemlerin göçme olasılığının elde edilmesinde kullanılabileceğini belirtmiştir.

Huh (1999), Huh ve Haldar (2001), çalışmalarında deprem etkisinde bulunan yapıların güvenilirlik analizini gerçekleştirmek amacıyla yanıt yüzeyi yöntemi, sonlu elemanlar yöntemi, birinci derece güvenilirlik analizini kullanarak bir algoritma geliştirmişlerdir. Geliştirilen algoritma ile bulunan sonuçları Monte Carlo yöntemiyle bulunan sonuçlarla karşılaştırmışlardır. Karşılaştırma sonuçlarını çalışmalarında sunmuşlardır.

Pendola vd. (2000), çalışmasında çatlak bulunan yapıların çatlak analizi için olasılıksal bir yöntem belirlemişlerdir. Yöntem doğrusal olmayan sonlu eleman analizi içermiştir ve sonlu elemanlarla güvenilirlik analizi direkt yöntem kullanmış ve ikinci derece yanıt yüzeyi yöntemi kullanarak birleştirmiştir. Elastik ve plastik kırılma mekaniği içerisinde J-integralin olasılığına dayalı hesabının yapılabileceği sonucuna varmışlardır.

Huh ve Haldar (2002), güvenilirlik analizini gerçekleştirmek amacıyla yanıt yüzeyi yöntemi, sonlu elemanlar yöntemi, birinci derece güvenilirlik analizini kullanarak bir algoritma geliştirmişlerdir. Algoritmada malzeme ve malzeme gibi özellikleri dikkate alıp çelik çerçevelerde uygulamışlardır. Algoritmanın doğruluk düzeyini Monte Carlo yöntemi ile bulunan sonuçlar ile sunmuşlardır

Kmiecik ve Soares (2002), sıkıştırılmış plaka dayanımını belirlemek için yanıt yüzeyi yöntemi kullanarak bir yöntem uygulamıştır. Göçme olasılıklarını belirlemek için birinci derece güvenilirlik yöntemi kullanmıştır. Ardından dağılım fonksiyonları oluşturmuştur. Birbirinden farklı narinliğe ve sınır şartlarına sahip olan plaklar için bu yöntemi uygulamıştır. Sonuçları Monte Carlo yöntemi ile elde edilen sonuçlarla karşılaştırmıştır. Yanıt yüzeyi yönteminin çok güçlü olduğu sonucuna varmışlardır.

Soares vd. (2002), fiziksel ve geometrik doğrusal olmayan betonarme yapıların güvenilirliğini hesaplamak amacıyla bir formül tanımlamıştır. Güvenilirlik analizinde

sonlu elemanlar ve yanıt yüzeyi yöntemini birleştirerek analiz gerçekleştirmiştir. Çalışmada, kolonlarda yapılan çalışmaların güvenilirlik tahmininde doğrusal olmama durumunun önemli bir durum olduğunu, bazı durumlarda emniyet faktörünün yeterli olmadığı ancak çerçeve sistemlerin değişken durumda olmasının emniyet faktörleri açısından kalibre edilmesinin zor olacağı sonuçlarına varmıştır.

Gomes ve Awruch (2004), çalışmasında birinci derece güvenilirlik yöntemini, yanıt yüzey yöntemini ve yapay sinir ağlarını kullanmıştır. Bu yöntemleri kullanarak Monte Carlo yöntemini oluşturmuştur. Oluşturduğu Monte Carlo yöntemi ile doğrudan Monte Carlo yöntemini karşılaştırmıştır. Bu yöntemlerin ikisinin de yapı güvenilirliğini belirlemede uygun olacağı sonucuna varmıştır.

Gomes ve Awruch (2005), çalışmasında birinci derece güvenilirlik yöntemini, yanıt yüzey yöntemini ve yapay sinir ağlarını kullanmışlardır. Doğrusal olmayan limit durum fonksiyonlarına sahip betonarme yapıları bu yöntemleri kullanarak incelemişlerdir. Birinci derece güvenilirlik yönteminin, yanıt yüzeyi yönteminin ve sinir ağları yönteminin güvenilirlik analizi açısından uygun yöntemler olduğu sonucuna varmıştır.

Korkmaz (2005), çalışmasında 3, 5, 8 ve 15 katlı betonarme çerçeve sistemler üzerinde doğrusal olmayan analizler uygulayarak bu sistemlerin performansa bağlı analizlerini ve artımsal itme analizlerini gerçekleştirmiştir. Güvenilirlik esaslı performansa bağlı analizlerin yapılmasıyla daha gerçekçi sonuçlar elde edilmesinin hedeflendiği çalışmada, bu hedefler doğrultusunda güvenilirlik esaslı performansa bağlı analizlerde mevcut kırılma analizlerinin uygulanmasıyla aşılma olasılıklarının verildiği kırılma eğrileri elde edilmiştir. Güvenilirlik esaslı performansa bağlı analizler ile sismik yük katsayılarının amaç fonksiyonlarıyla optimizasyonu yapılmış ve optimum yük katsayıları elde edilmiştir.

Lee (2006), çalışmasında deprem etkisindeki koruma binaların güvenilirlik analizini, deprem yükü, basınç dayanımı ve modal sönüm oranı parametrelerini değişken almış ve yanıt yüzeyi yöntemini kullanarak sismik davranışı belirlemiştir. Tek eksenli ve çok eksenli limit durum fonksiyonlarını belirleyerek güvenilirlik analiz sonuçlarını karşılaştırmıştır. Sonuç olarak, çok eksenli fonksiyon ile gerçekleşen analizin beton göçme mukavemetini tahmin etmede daha uygun olduğunu ifade etmiştir.

Başığa vd. (2007), çalışmasında bir grupta 7 farklı malzeme özelliğine sahip diğer grupta 5 farklı düzensizliğe sahip çerçeve yapıların, malzeme özelliği, kesit özelliği ve eşdeğer deprem yüklerini rastgele değişken olarak güvenilirlik analizlerini gerçekleştirmişlerdir. Yapılan analizlerde her bir model için 9 değişken olarak güvenilirlik indeksi değişimlerini vermişlerdir. Sonuç olarak malzeme kalitesinin arttığı durumlarda güvenilirliğin de arttığını ve yapıda bulunan düzensizliklerin yapı güvenilirliğini olumsuz yönde etkilediğini belirtmiştir.

Başığa (2009), geliştirilmiş yanıt yüzeyi yöntemini kullanarak yapılar için güvenilirlik analizi gerçekleştirmiştir. Analiz için FERUM, ve ANSYS programlarını kullanmıştır. Sonuç olarak yanıt yüzeyi yöntemi kullanarak yapılan güvenilirlik analizi sonuçlarının iyi bir düzeyde olduğunu ifade etmiş ve farklı yöntemlerle yapılan güvenilirlik analizleri sonuçlarına yakın sonuçlar olduğunu belirtmiştir.

Kartal (2010), ön yüzü beton kaplı kaya dolgu barajların statik ve dinamik yükler altında güvenilirlik analizlerini güvenilirlik analiz yöntemi- sonlu elemanlar yöntemini birlikte kullanarak gerçekleştirmiştir. Kaya dolgu baraj güvenilirlik analizlerini Güvenilirlik analizi yöntemi ve Sonlu Elemanlar Yöntemini birleştirerek, Statik yükler altında güvenilirlik analizini Geliştirilmiş Rackwitz-Fiessler Yöntemi, Direkt Birleştirme Yöntemi ve Yanıt Yüzeyi Yöntemlerini birleştirerek, deprem etkisindeki çözümler için Geliştirilmiş Rackwitz-Fiessler Yöntemi ve Yanıt Yüzeyi Yöntemi birlikte kullanmıştır.

İbiş (2011), çalışmasında literatürden (ACI318, TS500,EN1992:2004, CEB-FIP90, Zsutty, Okamura ve Higai, Bazant ve Kim, Kim ve Park, Collins ve Kuchma, Rebeiz, Khuntia ve Stojadinovic) aldığı enine donatısız betonarme kiriş çatlama kesme mukavemeti bağıntılarını kullanarak kesme kırılması ve kesme güvenilirliklerini hesaplamıştır. Göçme olasılıklarına göre güvenilirlik düzeyi en yüksek EN 1992:2004, en düşük olan Okamura ve Higai olduğu sonucuna varmıştır.

Başığa vd. (2012), çalışmalarında yanıt yüzeyi yöntemini kullanarak yapı güvenilirliği için bir algoritma oluşturmuşlardır. Gelişmiş yanıt yüzeyi yöntemi olarak isimlendirilen bu çalışmada için üç aşamalı bir yaklaşım önermişlerdir. Geliştirilmiş yanıt yüzeyinden elde edilen sonuçları Monte Carlo Simülasyonu, Birinci Mertebe Güvenilirlik Yöntemi, İkinci Mertebe Güvenilirlik Yöntemi ve

Klasik Yanıt Yüzeyi Yöntemi ile karşılaştırmışlardır. Oluşturulan yöntemden elde edilen sonuçlara göre, güvenilirlik indeksi açısından önerilen yöntemin daha iyi sonuçlar verdiğini belirtmişlerdir.

Günay (2012), çalışmasında genel olarak yapısal güvenilirlik ve güvenilirlik analiz yöntemlerinden bahsetmiştir. Ardından farkı kaynaklar arasından seçtiği yedi adet farklı yapı elemanını Monte Carlo Simülasyon yöntemi yardımıyla analiz etmiştir. Aralarından bazı örnekleri İkinci Moment Yöntemi ile de çözmüştür. Bir örneği de doğrudan ve iterasyonlu yaklaşım ile çözmüştür. Sonuçları birbirleri ile karşılaştırmıştır ve İkinci Moment Yöntemi ve Monte Carlo Simülasyon Yönteminin birlikte kullanılmasının en uygun yöntem olduğu sonucuna varmıştır.

Öztekin (2015), Monte Carlo Simülasyon yöntemini kullanarak civatalı birleşimlerdeki civatalar arasında bulunan ve civataların birleşim levhası kenarlarına olan uzaklıkların güvenilirlik düzeyini araştırmıştır. Güvenilirlik düzeyi daha yüksek olan tasarımlarda aynı civata mesafelerinin kullanımının yanlış olacağı sonucuna varmıştır.

Öztekin (2016), çalışmasında Monte Carlo Simülasyon metodunu ve yapay sinir ağları yöntemini kullanarak üç eksenli beton basınç modellerinin güvenilirlik düzeyini araştırmıştır. Araştırmada literatürde önerilen üç eksenli beton basınç modellerinin farklı yanal basınç düzeyi ve farklı beton dayanımları için her zaman aynı güvenilirlikle kullanılamayacağı ortaya konularak, çalışmada önerilen analitik modelin diğer modellere göre daha iyi sonuçlar verdiğini belirtmiştir.

Durmuş ve Öztekin (2017), çalışmalarında dört tarafından betonarme manto ile güçlendirilmiş 300x300 mm, 400x400 mm ve 500x500 mm kesitli kare kolonların güçlendirme öncesi ve sonrası güvenilirliklerinin ne düzeyde değiştiğini araştırmışlardır. Sonuç olarak elemanlara dış yük olarak etkiyen eğilme momentinin bilinmesi veya hesaplanması durumunda yapılan bu çalışma kullanılarak mantolu kare kolonların güvenilirlik düzeyinin belirlenebildiğini ifade etmişlerdir.

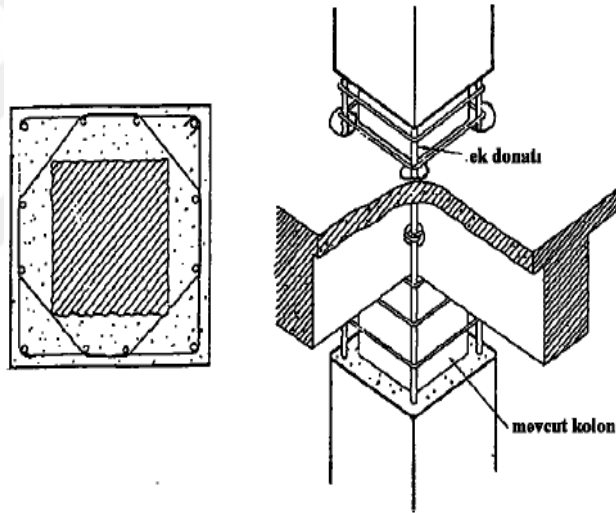
Sakka vd. (2018), çalışmasında betonarme elemanların değerlendirilmesi için güvenilirlik temelli bir metodoloji sunmuştur. Bu metodolojiyi performans fonksiyon denklemlerinde rastgele kullanılan değişkenlerin istatistiklerinde kullanmıştır.

Ardından güvenilirlik indeksi hesaplarında Birinci merteye güvenilirlik yöntemini ve Monte Carlo Simülasyonunu kullanarak analizleri gerçekleştirmiştir.

2. KURAMSAL TEMELLER

2.1 Kolonların Betonarme Manto ile Güçlendirilmesi

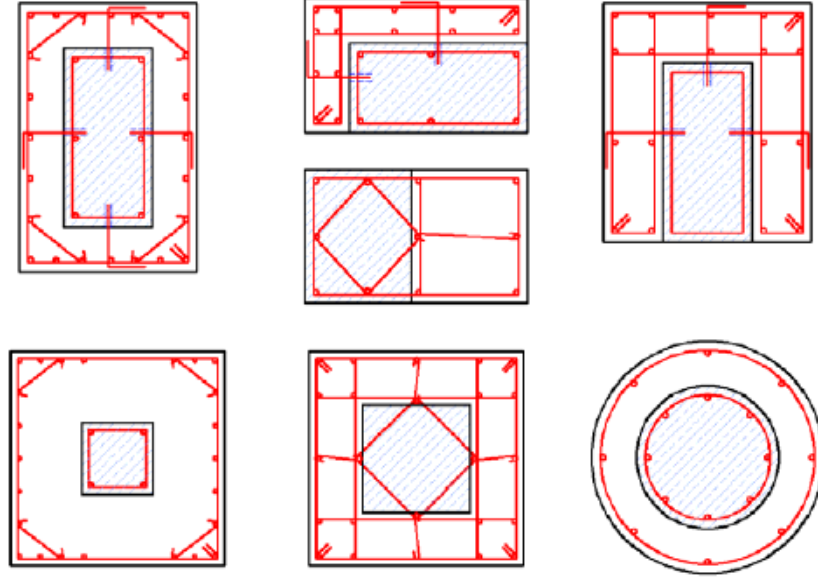
Kolonlarda taşıma gücünü artırmak amacıyla en yaygın olarak kullanılan yöntem kolon mantolamasıdır (Şekil 2.1). Kolon mantolaması esnasında, manto tabakası mevcut kolondan beton örtü kalınlığı sıyrılarak ya da kolon yüzeyi örselenerek uygulanır. Mevcut kolona donatı ve beton kesiti ilave edilir. Manto kalınlığı 2007-2018 Türk Deprem Yönetmeliğine göre bu kalınlık en az 100 mm olmalıdır. Uygulama durumuna göre, kolon bir tarafından, iki tarafından, üç tarafından ya da dört tarafından manto uygulanabilir (Şekil 2.2). Ancak, kolonun tüm çevresini kaplayan bir manto tercih edilmelidir. Bu şekilde mevcut kolon ve yeni beton arasında bir kuvvet iletişimi sağlanır (Altın, 2008; Batmacı, 2011).



Şekil 2.1 Kolonun manto ile güçlendirilmesi (Altın, 2008)

Kolonların eğilme kapasitelerini artırmak amacıyla kolon kesitleri büyütülebilir. Bu işlem, kolonun kesme ve basınç kuvvet kapasitelerini de arttırmaktadır. Kesiti büyüyen kolona ilave edilen boyuna donatıların katlar arasında sürekliliği sağlanmalıdır. Boyuna donatılar katlarda bulunan döşemelerde açılan deliklerden geçirilir. Kolon-kiriş birleşim bölgelerinde, kirişler delinerek ya da kirişlere ankraj yapılarak gereken enine donatılar yerleştirilmelidir. Büyütülmüş kolon kesitinde eğilme, kesme, basınç dayanımının ve eğilme rijitliğinin hesabında, brüt kesit boyutları ve eklenen kesit betonunun tasarım özellikleri esas alınır, ancak elde edilen rijitlik ve dayanımlar 0.9 ile çarpılarak azaltılır (Batmacı, 2011).

Bu yöntemi kullanarak, kolonun hem eksenel yük kapasitesi, hem de sünekliği arttırılabilir. Manto içerisine yerleştirilen boyuna donatıların katlar arasında sürekliliği sağlandığı durumda, kolonun eğilme kapasitesi de artar (Şekil 2.3).



Şekil 2.2 Kolon mantolama şekilleri (Altın, 2008)



Şekil 2.3 Kolon mantolamasında süreklilik (Batmacı, 2011)

Kolona mantosu uygulama esnasında, kolon kenarlarının sıyırılması, donatı yerleşimi ve beton dökümü için açılmış delik gibi yapılan uygulamaların aşamaları Şekil 2.4'de yer almaktadır.



Şekil 2.4 Kolon manto uygulama aşamaları (Altın, 2008)

Kolonlara manto yaparken gerekli olan bazı önemli hususlar aşağıda verilmiştir (Öztürk, 2005; Altın, 2008; Batmacı, 2011).

- Manto yapılacak kolonlarda, donatı yüzdesi en az %1 mertebesinde olmalıdır. Bununla birlikte, donatı yüzdesi %1 mertebesinin çok üstünde de olmamalıdır. Yapılan çalışmalar neticesinde, donatı yüzdesi %1 olan kolonların hem ekonomik, hem de en iyi sünekliliğe sahip kolonlar olduğu belirlenmiştir.
- Onarılmış ve güçlendirilmiş kolonlarda kesit büyümesi önemli ölçüde rijitlik artışlarına sebep olmaktadır. Bu artışa bağlı olarak, deprem momentlerinin ve dolayısıyla kesme kuvvetlerinin yeniden dağılımına neden olur. Bundan dolayı güçlendirilmiş kolonlarda rijitlik düzeyi, en gerçekçi şekilde hesaplanmalıdır.
- Güçlendirilmiş kolonda rijitlik, bileşik elemanın davranışına göre belirlenmelidir. Mevcut kolon ile yeni manto betonu arasında iyi bir aderans bulunuyorsa, bu iki kesit eşdeğer kesite dönüştürülerek hesaplar yapılmalıdır. Eğer aderansta bir şüphe varsa ya da mevcut kolonda beton mukavemeti

kısmen azalmışsa, mevcut kolonun katkısı uygun görülen bir miktarda azaltılmalıdır. Eğer mevcut kolon tamamen kırılmış ve taşıma gücünü kaybetmişse, yeni elemanın rijitlik olarak sadece manto rijitliği alınmalıdır. Çünkü böyle bir durumda mevcut kolonun rijitliğe katkısı ihmal edilebilecek düzeyde olur.

- Kolonlarda mafsallaşma sonucu, düğüm noktalarına yakın yerlerde beton parçalanmış, boyuna donatılar burkulmuş ve etriyeler açılmış olabilmektedir. Böyle bir durumda, ilk önce kolon askıya alınır ve üzerinde bulunan yük kaldırılır. Burkulan donatılar ısıtılır veya başka türlü yöntemlerle düzeltilir. Isıtma esnasında, donatıya uygulanan ısı 500°C'den fazla olmamalıdır. Düzeltilen boyuna donatılar ek boyuna donatılarla kaynaklanmalıdır. Ek boyuna donatı çapı, en az burkulan boyuna donatının çapı kadar olmalıdır. Kaynaklanmış olan bu bölge sık aralıklı etriyeler ile sarılır ve ardından bu bölge yüksek dayanımlı betonla doldurulur.
- Kolon manto uygulamasının katlar arasında devam ettiği kolonda, yalnızca kesme kuvveti ve normal kuvvet kapasitesi artar iken, moment kapasitesinde herhangi bir artış olmaz. Fakat, güçlendirme ek kesitin, boyuna donatılarının döşeme ve kirişte açılan deliklerden geçerek birbirine bağlanması yoluyla yapılırsa, kolonun normal kuvvet, kesme kuvveti ve moment taşıma kapasitelerinin hepsi birden artış gösterir. Kolonlarda yalnızca moment taşıma kapasitelerini artırmak için güçlendirme işlemi uygun görülmez. Böyle bir yöntem yerine çerçeve açıklıkları perde duvarlarla doldurularak, yapı eğilmeye karşı daha rijit hale getirilir. Böylece yapıda artmış olan rijitliklerden dolayı tekrardan kuvvet dağılımı oluşmuş olur.
- Kolon güçlendirmesinde en önemli ayrıntı, manto yapılan kısımda boyuna donatıların temel pabucunda açılacak olan deliklere özel harçlarla ankre edilmesidir. Bu uygulamayla birlikte kuvvet ve moment aktarımında süreklilik sağlanmış olmaktadır.
- Kolonlara yeni ilave edilen bölümlerin ve ek boyuna donatıların, enine donatılar tarafından sıkı bir şekilde ve sık aralıklarla sarılması gerekir. Enine

donatıların, boyuna donatıların burkulmalarını önlemek, kesme kuvvetlerini taşımak, betonu sararak yanal destek sağlamak gibi pek çokönemli sünekliliği artıran görevleri bulunmaktadır. Bu yüzden, enine donatıların uç kısımlarında bindirmeli kanca yerine kaynak ya da bulon ile sıkıştırılmalı bağlantı yapmak daha etkili olacaktır.

- Yapılan deneylerin sonucunda, hasarlı kolonların güçlendirmesinde, kolon yükü askıya alınarak uygulandığı durumda %80 verim, askıya alınmadan uygulandığı durumda %50 verim alındığı gözlenmiştir. Hasarsız olan kolonlarda, askıya alınarak uygulanan güçlendirme işlemlerinden %90 verim alındığı belirlenmiştir. Bu sonuçlardan yola çıkarak, hasarlı kolonlarda uygulanan güçlendirme işlemi kolon askıya alınarak yapılmalıdır.

2.2 Monte Carlo Yöntemi (MCY)

Monte Carlo Yöntemi, fiziksel olarak herhangi bir test yapmadan sayısal olarak sonuç üretmek amacıyla kullanılan özel bir teknik türüdür. Her değişkene karşılık rastgele örnek değerler, olasılık yoğunluk fonksiyonlarına göre üretilmektedir ve üretilen bu değerler, limit durum fonksiyonunda yerine konularak fonksiyonun alacağı değer kontrol edilmektedir (Nowak ve Collins, 2000).

Monte Carlo yöntemi en doğru sonuç veren yöntemlerden biridir. Ancak, çok sayıda örneğe veya deneysel veriye ihtiyaç duyması nedeniyle çok fazla iterasyon gerektirmektedir. Bu durum Monte Carlo yönteminin büyük bir dezavantajıdır. Göçme olasılığının 10^{-6} dan küçük olduğu durumda Monte Carlo Yönteminin kullanılması imkansız hale gelmektedir (Kartal, 2010).

2.2.1 Direkt Örneklemeli Monte Carlo Yöntemi (DÖMCY)

Bu yöntemde göçme olasılığı (Melchers, 1999),

$$P_f = \int \dots \int I[g(x) \leq 0] f_x(x) dx \quad (1.23)$$

ya da

$$P_f = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n I[g(\hat{x}_j) \leq 0] \quad (1.24)$$

ifadesi ile hesaplanmaktadır. N üretilen örnek sayısını, \hat{x}_j her bir değişkenin üretilen örnek değeri ve $I[]$ gösterge fonksiyonunu ifade etmektedir ve değeri,

$$I[g(\hat{x}_j) \leq 0] = f(x) = \begin{cases} 1 & g(\hat{x}_j) \leq 0 \\ 0 & g(\hat{x}_j) > 0 \end{cases} \quad (1.25)$$

şeklinde hesaplanmaktadır (Ranganathan, 2000; Schueremans, 2003; Melchers ve Ahammed, 2004; Başağa, 2009).

Göçme olasılığının varyans ve değişim katsayı değerleri,

$$\sigma_{P_f}^2 = \frac{P_f(1 - P_f)}{n} \quad (1.26)$$

$$V_{P_f} = \frac{\sigma_{P_f}}{P_f}$$

şeklinde elde edilir. (1.26) numaralı denklemden gerekli olan minimum örnek sayısı n ,

$$n \geq \frac{1}{V_{P_f}^2} \left(\frac{1}{P_f} - 1 \right) \quad (1.27)$$

şeklinde hesaplanmaktadır.

2.2.2 Önemli Örneklemeli Monte Carlo Yöntemi (ÖÖMCY)

Bu yöntem, Direkt Örneklemeli Monte Carlo Yönteminin verimini arttırmak amacıyla geliştirilmiş bir yöntemdir. Uygun bir önemli örnekleme yoğunluk fonksiyonu olan $h_v()$ ifadesinin seçimiyle beraber bu yöntem Direkt Örneklemeli Monte Carlo Yönteminin doğruluğu ve verimliliği üzerinde önemli bir rol oynamaktadır. Başarılı bir $h_v()$ fonksiyonunun tercihi ile hem simülasyon sayısında önemli ölçüde bir azalma olur hem de yanlış tercih edilmiş olan örneklemelerin neden olduğu hatalı sonuçlardan arınarak güvenli sonuçlara ulaşılır (Melchers, 1999; Ang ve Tang, 2007; Başağa, 2009).

Bu yöntem (1.22) numaralı denklemde bulunan göçme olasılığına uygulanırsa;

$$P_f = \int \dots \int I[g(x) \leq 0] \frac{f_x(x)}{h_v(x)} h_v(x) dx \quad (1.28)$$

ifadesi elde edilir. Bu ifade (1.24) numaralı denklemde yerine yazılırsa,

$$P_f = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n I[g(\hat{v}_j) \leq 0] \left\{ \frac{f_x(\hat{v}_j)}{h_v(\hat{v}_j)} \right\} \quad (1.29)$$

ifadesi elde edilir. Bu ifadede, \hat{v}_j , $h_v(\hat{v}_j)$ önemli örnekleme fonksiyonundan alınan örnek değerleri belirtmektedir (Melchers, 1999; Schueremans ve Van Gemert, 2003; Başağa, 2009).

2.3 Çalışmanın Amacı

Bayburt Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde yüksek Lisans tezi olarak gerçekleştirilen bu çalışmada, hasar görmemiş ancak yeterli taşıma gücü olmayan bir doğrultuda bileşik eğilme etkisindeki simetrik donatılı dikdörtgen ve kare kesitli kolonlarda yapılan dört taraftan mantolama ile güçlendirmenin, kolon moment taşıma kapasitesinde güvenilirlik açısından meydana getirdiği etkinin araştırılması amaçlanmıştır.

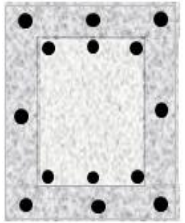
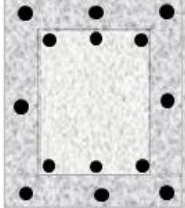
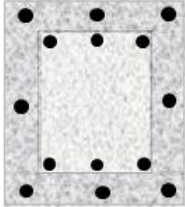
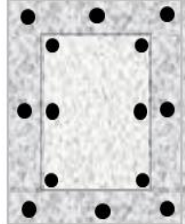
3. MATERYAL VE YÖNTEM

Kolon güçlendirme çalışmalarında en çok tercih edilen yöntemlerin başında gelen mantolama genellikle kolonun istenilen kenar veya kenarlarına belirli kurallar dahilinde, belirli bir kalınlıkta betonarme tabaka ekleme ile gerçekleştirilmektedir. Hasarsız kolonlarda mantolama ihtiyacı genellikle kesit taşıma gücünün yeterli düzeyde olmamasından kaynaklanmaktadır. Bu yetersizliğin en büyük nedeni ise genellikle beton dayanımının çok düşük düzeyde olmasından kaynaklanmaktadır. Mevcut kesitteki dayanım bilindiği gibi çok basit ve temel kuralları içeren basit kabul ve yönetmelik hükümlerine göre yapılmaktadır. Tüm betonarme mantolama işlemleri için uygulanan bu kabul ve yönetmelik hükümlerinin betonarme kolon güvenilirliğine etkisinin ne ölçüde etkilediğinin araştırıldığı bu çalışmada dörtkenarından 10 cm kalınlığında betonarme manto ile güçlendirilen ve boyutları cm cinsinden 25x30, 30x30, 30x40, 30x50, 30x60, 30x75, 30x90, 40x40, 40x50, 40x60, 40x80 ve 50x50 olan toplam 12 kolon kesiti dikkate alınmıştır. Güçlendirilmemiş kesitlerde donatının karakteristik dayanımının $f_{yk}=220$ MPa, donatı oranının yaklaşık $\rho=0.01$ ve beton örtüsü kalınlığının 2.5 cm olduğu kabul edilmiştir. Bu çalışmanın genellik oluşturabilmesi için dikkate alınan 12 farklı kolon kesitindeki beton dayanımları sabit bir değer yerine 6 farklı $f_{ck}= 5, 7.5, 10, 12, 14, 16$ MPa, değer alabilecek şekilde dikkate alınmıştır. 10 cm kalınlığındaki betonarme manto tabakasında beton dayanımı, donatı karakteristik dayanımı, donatı oranı, beton örtü kalınlığı sabit ve sırasıyla $f_{ck-m}=30$ MPa, $f_{yk-m}=420$ MPa, $\rho_m=0.01$, $c_{cm}=2.5$ cm olarak alınmıştır. Mantolanacak tüm kolonlarda aksel kuvvetin 2007 Türk Deprem Yönetmeliğindeki üst sınır, $N=0.5.A_c.f_{ck}$ düzeyinde, dış merkezliliğin $e=15\text{mm}+0.03h$ kadar olduğu ve mevcut kesitte donatı düzenlemesinin simetrik olduğu varsayılmıştır. Betonarme mantoda da mevcut donatı simetrikliğini bozmayacak bir donatı düzeni dikkate alınmıştır. Çalışmada dikkate alınan tüm parametreler ile kesit boyuna donatı düzeni Çizelge 3.1'de özetlenmiştir.

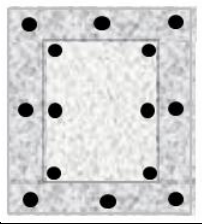
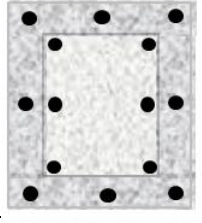
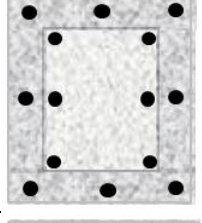
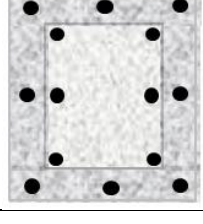
Çizelge 3.1 Çalışmada dikkate alınan tüm parametreler ile kesit boyuna donatı düzeni

Kolon Adı	bw (mm)	h (mm)	f _{ck} (MPa)	cc (mm)	f _{yk} (MPa)	Mevcut Donatı		N (kN)	e (mm)	f _{ck-m} (MPa)	f _{yk-m} (MPa)	t (mm)	cc _m (mm)	Mantoda Donatı		Kesit Şekli
						ρ	Çap Adet							ρ _m	Çap Adet	
S ₂₅₋₃₀	250	300	5	25	220	0.0107	4φ16	187.5	24	30	420	100	25	0.0107	8φ16	
			7.5					281.25								
			10					375								
			12					450								
			14					525								
			16					600								
S ₃₀₋₃₀	300	300	5	25	220	0.0103	6φ14	225	24	30	420	100	25	0.0101	8φ16	
			7.5					337.5								
			10					450								
			12					540								
			14					630								
			16					720								
S ₃₀₋₄₀	300	400	5	25	220	0.0101	6φ16	300	27	30	420	100	25	0.0113	8φ18	
			7.5					450								
			10					600								
			12					720								
			14					840								
			16					960								
S ₃₀₋₅₀	300	500	5	25	220	0.0102	6φ18	375	30	30	420	100	25	0.0102	8φ18	
			7.5					562.5								
			10					750								
			12					900								
			14					1050								
			16					1200								

Çizelge 3.1 Çalışmada dikkate alınan tüm parametreler ile kesit boyuna donatı düzeni (devam)

Kolon Adı	bw (mm)	h (mm)	f _{ck} (MPa)	cc (mm)	f _{yk} (MPa)	Mevcut Donatı		N (kN)	e (mm)	f _{ck-m} (MPa)	f _{yk-m} (MPa)	t (mm)	cc _m (mm)	Mantoda Donatı		Kesit Şekli
						ρ	Çap Adet							ρ _m	Çap Adet	
S ₃₀₋₆₀	300	600	5	25	220	0.0105	6φ20	450	33	30	420	100	25	0.0114	8φ20	
			7.5					675								
			10					900								
			12					1080								
			14					1260								
			16					1440								
S ₃₀₋₇₅	300	750	5	25	220	0.0101	6φ22	562.5	37.5	30	420	100	25	0.0101	8φ20	
			7.5					843.75								
			10					1125								
			12					1350								
			14					1575								
			16					1800								
S ₃₀₋₉₀	300	900	5	25	220	0.0101	6φ24	675	42	30	420	100	25	0.0109	8φ22	
			7.5					1012.5								
			10					1350								
			12					620								
			14					1890								
			16					2160								
S ₄₀₋₄₀	400	400	5	25	220	0.0101	8φ16	400	27	30	420	100	25	0.0102	8φ18	
			7.5					600								
			10					800								
			12					960								
			14					1120								
			16					1280								

Çizelge 3.1 Çalışmada dikkate alınan tüm parametreler ile kesit boyuna donatı düzeni (devam)

Kolon Adı	bw (mm)	h (mm)	f _{ck} (MPa)	cc (mm)	f _{yk} (MPa)	Mevcut Donatı		N (kN)	e (mm)	f _{ck-m} (MPa)	f _{yk-m} (MPa)	t (mm)	cc _m (mm)	Mantoda Donatı		Kesit Şekli
						ρ	Çap Adet							ρ _m	Çap Adet	
S ₄₀₋₅₀	400	500	5	25	220	0.0102	8φ18	500	30	30	420	100	25	0.0114	8φ20	
			7.5					750								
			10					1000								
			12					1200								
			14					1400								
			16					1600								
S ₄₀₋₆₀	400	600	5	25	220	0.0105	8φ20	600	33	30	420	100	25	0.0105	8φ20	
			7.5					900								
			10					1200								
			12					1440								
			14					1680								
			16					1920								
S ₄₀₋₈₀	400	800	5	25	220	0.0113	8φ24	800	39	30	420	100	25	0.0090	8φ20	
			7.5					1200								
			10					1600								
			12					1920								
			14					2240								
			16					2560								
S ₅₀₋₅₀	500	500	5	25	220	0.0101	8φ20	625	30	30	420	100	25	0.0105	8φ20	
			7.5					937.5								
			10					1250								
			12					1500								
			14					1750								
			16					2000								

Betonarme mantolama ile kesitin moment taşıma kapasitesindeki güvenilirlik artışının araştırılması için Limit Durum Fonksiyonu Denklem (3.1)'de verildiği gibi oluşturulmuştur.

$$g(M_r, M_h) = M_r - M_h \quad (3.1)$$

Bu denklemde M_r ve M_h sırasıyla kesitin taşıma gücü momenti ve dış etkilerden kaynaklanan momenttir. Bu çalışmada kesit taşıma gücü momenti M_r , klasik betonarme hesaplamalarla belirlenmiştir. Dış etkilerden kaynaklanan moment başka bir deyişle kesite etkiyen moment M_h ise statik hesaplamalardan elde edilen momenttir. Bu çalışmada herhangi bir sistem dikkate alınmadığından M_h momenti değişken olarak alınmıştır. M_h momenti betonarme manto ile mantolanmış kesitin taşıma gücü momentinin 3 katına kadar farklı değerler alınarak güvenilirlik değişiminin tam olarak anlaşılması amaçlanmıştır. M_h momentinin değişken olarak alınması çalışmanın tek bir sistem için değil çok daha fazla sistemi de kapsamasını sağlamıştır. Başka bir deyişle kesiti ve donatısı aynı olan bir kolona sahip farklı betonarme sistemlerde bu kolona gelen moment etkisi farklı olacağından çalışmanın her ikisi içinde geçerli olabilmesi için dış moment etkisi değişken olarak düşünülmüştür. Böylelikle elde edilen sonuçlar ile aynı kesit ve malzeme özelliklerine sahip, $e = 15 \text{ mm} + 0.03h$ dış merkezlik ile $N = 0.5 \cdot A_c \cdot F_{ck}$ düzeyinde aksenal yükle yüklü betonarme kolonların güçlendirilmesi ile moment taşıma kapasitesindeki artışın değişen dış moment etkilerinde ne kadarlık bir güvenilirlik oluşturacağı belirlenmiş olacaktır. Bu amaçla Visual Basic 2017 programlama dilinde bir analiz programı yazılmıştır. Programda M_r taşıma gücü momentinin hesabında gerilme bloğu olarak, Hognestad modeli olarak bilinen (Doğangün, 2016) beton gerilme şekil değiştirme diyagramı beton ezilme sınırı $\epsilon_{cu} = 0.003$ alınarak kullanılmıştır. Donatının ise doğrusal elasto plastik olarak davranış gösterdiği kabul edilmiş ve elastik bölgedeki Elastisite modülü $E = 200000 \text{ MPa}$ olarak alınmıştır. Güçlendirilen kesitin taşıma gücü momenti hesaplamalarında, eski kesit beton örtüsü kadar dört kenarından küçültüldükten sonra manto tabakası ilave edilmiştir. Hesaplamalarda beton örtüsü boyuna donatının merkezinden beton dış yüzüne olan mesafe olarak dikkate alınmıştır.

Bu simülasyonda değişken parametreler için Gauss ve Log-Normal dağılımları istatistiksel dağılım olarak kullanılmıştır. Güvenilirlik hesaplamalarında kullanılan değişkenler, bu değişkenlere ait istatistiksel dağılımlar ve yüzde değişimleri Çizelge 3.2’de verilmiştir. Güvenilirlik hesaplamaları için Monte Carlo Simülasyonu kullanılmıştır. Monte Carlo Simülasyonu sonucunda güvenilirlik indeksi β denklem (3.2) ile hesaplanmıştır.

$$\beta = \frac{\mu_{M_r} - \mu_{M_h}}{\sqrt{\sigma_{M_r}^2 + \sigma_{M_h}^2}} \quad (3.2)$$

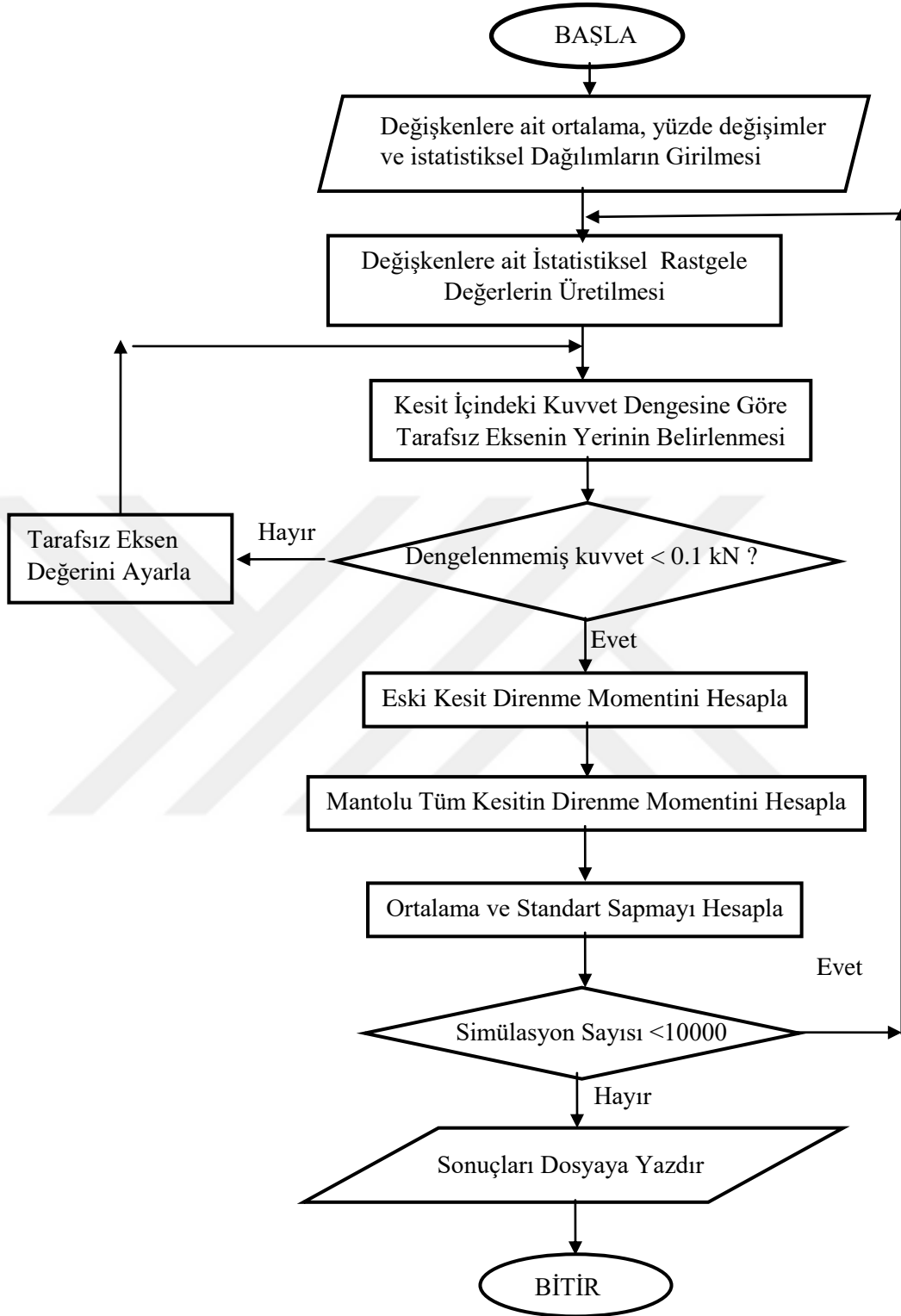
Bu bağıntıdaki μ_{M_r} ve μ_{M_h} sırasıyla ortalama direnme ve ortalama dış momentini, σ_{M_r} ve σ_{M_h} ise sırasıyla direnme ve dış momentin standart sapmasını göstermektedir.

Farklı 6 fck değeri ve 12 kolon kesiti için toplam 72 adet analiz gerçekleştirilmiştir. Gerçekleştirilen analizlerin her birinde değişkenlerin istatistiksel olarak değişim gösterdikleri 10000 simülasyon gerçekleştirilmiştir. Başka bir deyişle çalışmanın tümünde 720.000 simülasyon gerçekleştirilmiştir. Yazılan bilgisayar programı her bir simülasyonda kesit tarafsız ekseninin yerini bulabilmek için 15 ile 30 arasında değişen iterasyon gerçekleştirmiştir. Tarafsız eksenin yeri 0.1 kN hassasiyet ile hesaplanmıştır.

Bu çalışma için yazılımı oluşturulan bilgisayar programında Çizelge 3.2’de istatistiki dağılımları ve yüzde değişimleri verilen değişkenlere ait değerler bu dağılım ve değişim yüzdelerine göre gelişigüzel üretilerek Monte Carlo Simülasyonlarında kullanılmışlardır. Yazılımı oluşturulan bilgisayar programının akış şeması Şekil 3.1’de verilmiştir.

Çizelge 3.2 Güvenilirlik hesaplamalarında kullanılan değişkenler ve değişkenlere ait istatistiksel dağılımlar ve yüzde değişimleri

Parametreler	Ortalama												Değişim Kat. (%)	Dağılım	
Kesit Genişliği b (mm)	250	300	300	300	300	300	300	300	400	400	400	400	500	5	Normal
Kesit yüksekliği h (mm)	300	300	400	500	600	750	900	400	500	600	800	500	5	Normal	
Beton dayanımı (Mpa)	5 7,5 10 12 14 16												15	Lognormal	
Donatı Dayanımı (Mpa)	220												5	Lognormal	
Eksenel Kuvvet (kN)	0,5.Ac.fck												15	Normal	
Dış Merkezlik e (mm)	15+0,03.h												5	Normal	
Dış Merkezlik ey (mm)	0												5	Normal	
Beton örtü kalınlığı (mm)	25												5	Normal	
Manto Kalınlığı K1 (mm)	100												5	Normal	
Manto Kalınlığı K2 (mm)	100												5	Normal	
Manto Kalınlığı K3 (mm)	100												5	Normal	
Manto Kalınlığı K4 (mm)	100												5	Normal	
Mantodaki Beton Örtü Kalınlığı (mm)	25												5	Normal	
Manto Betonun Dayanımı (Mpa)	30												15	Lognormal	
Mantodaki Donatının Dayanımı (MPa)	420												5	Lognormal	

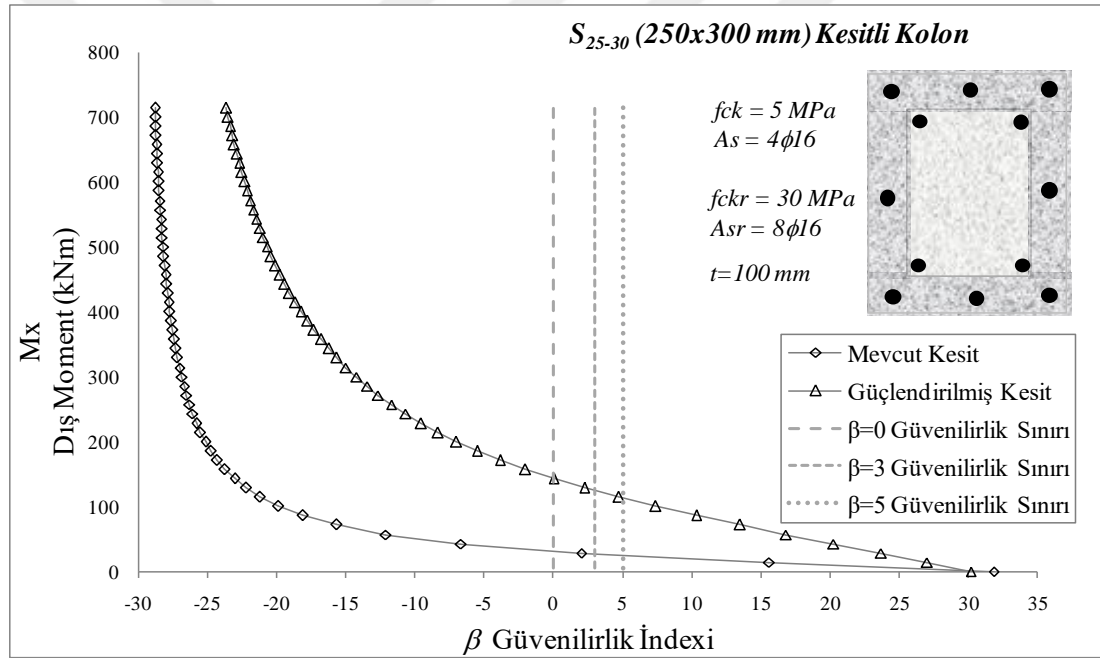


Şekil 3.1 Yazılımı oluşturulan bilgisayar programının akış şeması

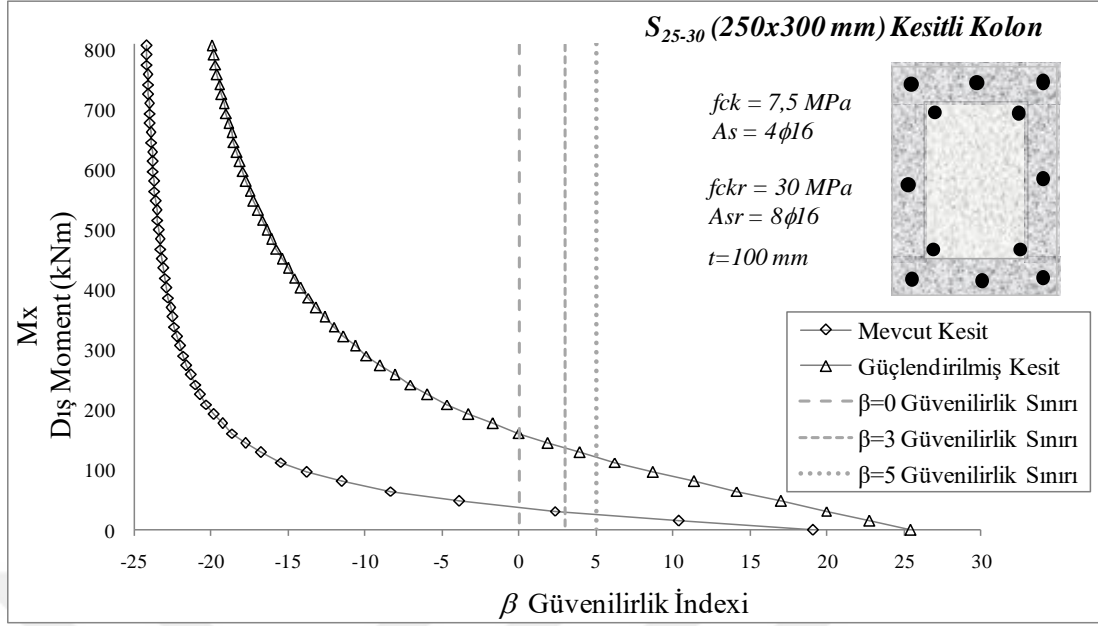
4. ARAŞTIRMA BULGULARI VE TARTIŞMA

Bu çalışmada yapılan analizler sonucu 12 farklı kolon kesitine 4 kenardan yapılan 10 cm kalınlığındaki betonarme manto ile güçlendirilen dikdörtgen ve kare kesitlerin sabit aksenal yük ve sabit dış merkezlilik koşullarında, bir doğrultuda eğilme hesaplarıyla yeni taşıma gücü momentleri elde edilmiştir. Elde edilen bu taşıma gücü momentleri ve aynı doğrultuda etkiyen değişken dış yük momentleri kullanılarak tüm kesitler için güvenilirlik indeksleri hesaplanmış ve grafikleştirilmiştir. Bu grafiklerden S_{25-30} kolonu için olanlar Şekil 4.1-Şekil 4.6, S_{30-30} kolonu için olanlar Şekil 4.7-Şekil 4.12, S_{30-40} kolonu için olanlar Şekil 4.13-Şekil 4.18, S_{30-50} kolonu için olanlar Şekil 4.19-Şekil 4.24, S_{30-60} kolonu için olanlar Şekil 4.25-Şekil 4.30, S_{30-75} kolonu için olanlar Şekil 4.31-Şekil 4.36, S_{30-90} kolonu için olanlar Şekil 4.37-Şekil 4.42, S_{40-40} kolonu için olanlar Şekil 4.43-Şekil 4.48, S_{40-50} kolonu için olanlar Şekil 4.49-Şekil 4.54, S_{40-60} kolonu için olanlar Şekil 4.55-Şekil 4.60, S_{40-80} kolonu için olanlar Şekil 4.61-Şekil 4.66, ve S_{50-50} kolonu için olanlar Şekil 4.67-Şekil 4.72 da verilmiştir. Değişen dış eğilme momentine göre hesaplanan güvenilirlik indeks değerlerinin olduğu bu grafiklerde $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeylerinin yerini ifade eden çizgilerde mevcuttur. Bilindiği gibi genellikle $\beta=3$ güvenilirlik düzeyi için ticari yapılar yapılmaktadır. Daha güvenilir olması istenen yapılarda ise bu değer $\beta=5$ ve üzeri olabilmektedir. $\beta=0$ dış etkilerin taşındığı ancak dış yüklerdeki küçük artışlarda bile yapının bu yükleri taşıyamayacağı sınır durumu ifade etmektedir. Şekil 4.1'de S_{25-30} kolonu için verilen grafik incelendiğinde, 250x300 mm kesite ve $f_{ck}=5$ MPa beton dayanımına sahip bu kolonun 10 cm kalınlıkta bir betonarme manto ile güçlendirilmesiyle, güçlendirilmiş kesitin $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri için taşıdığı moment değerlerinin sırasıyla 83.924 kN, 66.109 kN ve 55.877 kN olduğu anlaşılabilmektedir. Başka bir deyişle kolon kesit özellikleri sabit olduğundan C30 betonu ile güçlendirilmiş S_{25-30} kolonunun sınır direnme momenti 83.924 kN olurken, bu kolonun $\beta=3$ güvenilirliği ile taşıyabileceği moment sınır direnme momentinden küçük ve 66.109 kN olarak elde edilmiştir. Kolonun daha güvenilir tarafta kalabilmesi için, örneğin $\beta=5$, dış momentin daha da azalması gerekmektedir (55.877 kN). Çünkü kolon kesitinin geometrik özellikleri ile malzeme özellikleri yukarıda da belirtildiği gibi değişmediğinden taşıyabileceği direnme momenti de değişmez. Ancak dış yükün azalması ile kesit güvenilirliği artar.

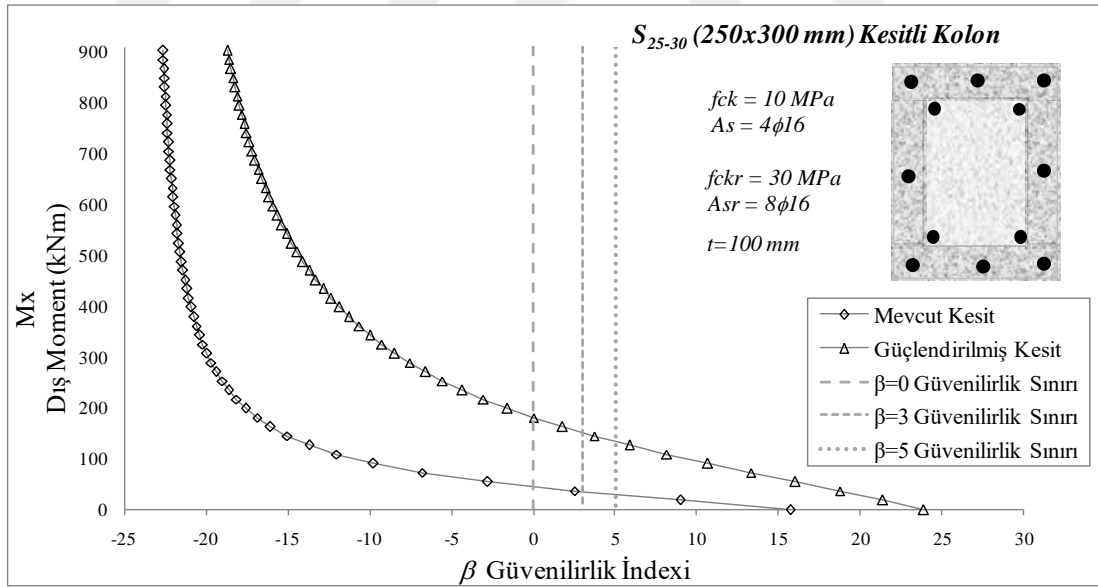
Yukarıda mevcut beton dayanımı $f_{ck}=5$ MPa olan ve 10 cm manto ile güçlendirilen S_{25-30} kolonu için yapılan irdellemeler sadece aynı kolonun mevcut beton dayanımı $f_{ck}=7.5, 10, 12, 14, 16$ MPa olduğu durumlar için geçerli olmayıp, bu çalışmada dikkate alınan tüm kolon kesitleri için geçerlidir. Bu nedenle bu çalışmada tüm kolon kesitleri için yapılan analizlerin benzer ve tekrar bir şekilde irdelenmesi yerine tablolarla özetlenmesi tercih edilmiştir. S_{25-30} kolonu için hazırlanan Çizelge 4.1 ve diğer $S_{30-30}, S_{30-40}, S_{30-50}, S_{30-60}, S_{30-75}, S_{30-90}, S_{40-40}, S_{40-50}, S_{40-60}, S_{40-80}$ ve S_{50-50} kolonları için sırasıyla hazırlanan, Çizelge 4.2, Çizelge 4.3, Çizelge 4.4, Çizelge 4.5, Çizelge 4.6, Çizelge 4.7, Çizelge 4.8, Çizelge 4.9, Çizelge 4.10, Çizelge 4.11 ve Çizelge 4.12 aşağıda verilmektedir.



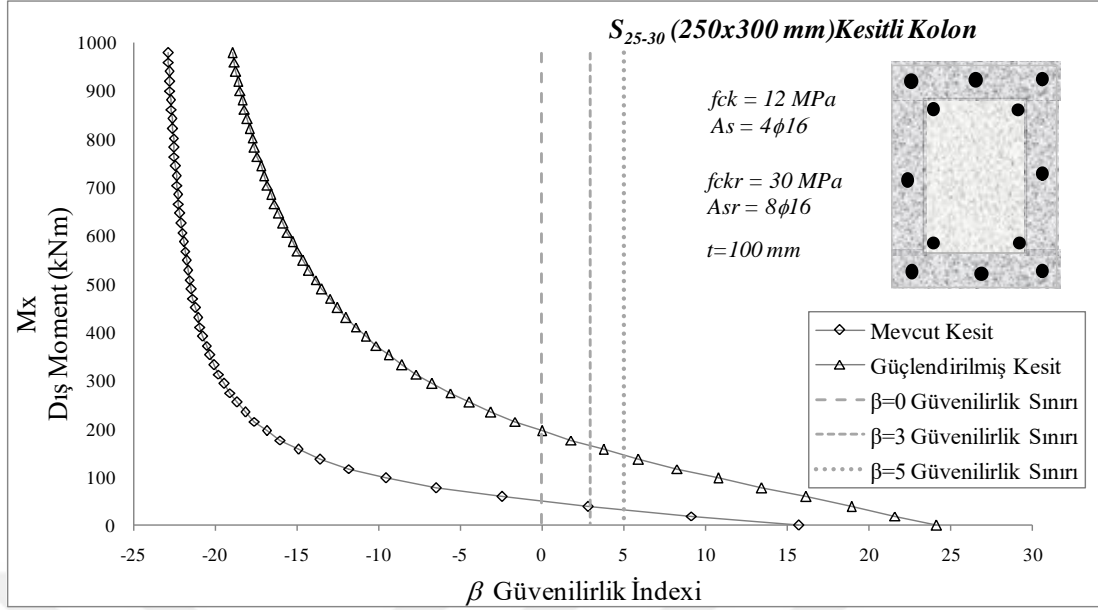
Şekil 4.1 S_{25-30} kolonunda $f_{ck}=5$ MPa'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



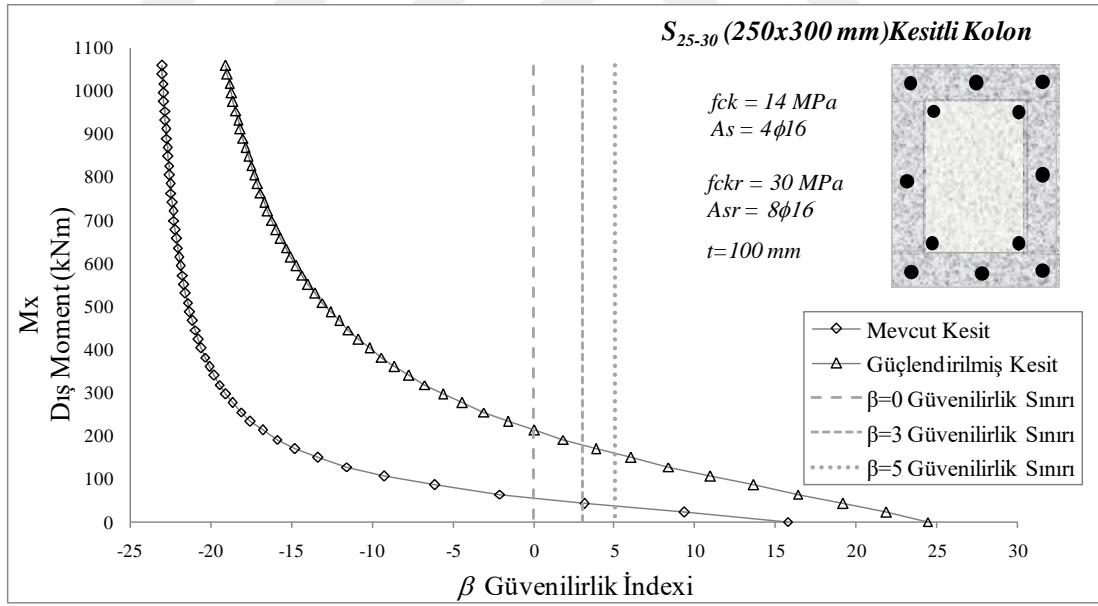
Şekil 4.2 S_{25-30} kolonunda $f_{ck}=7,5 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



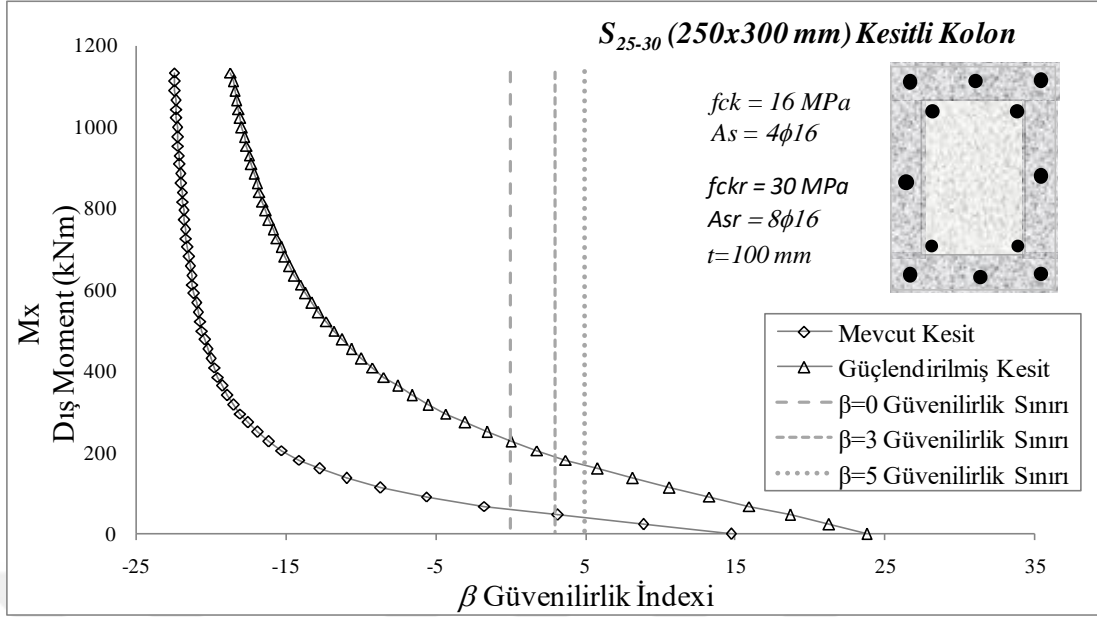
Şekil 4.3 S_{25-30} kolonunda $f_{ck}=10 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



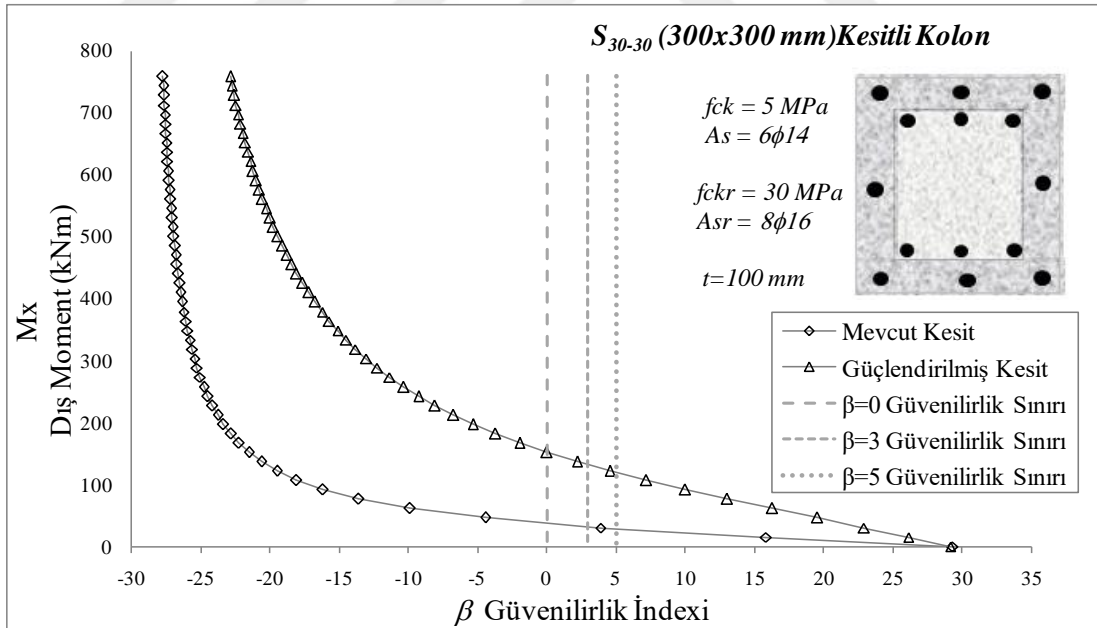
Şekil 4.4 S₂₅₋₃₀ kolonunda $f_{ck}=12 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



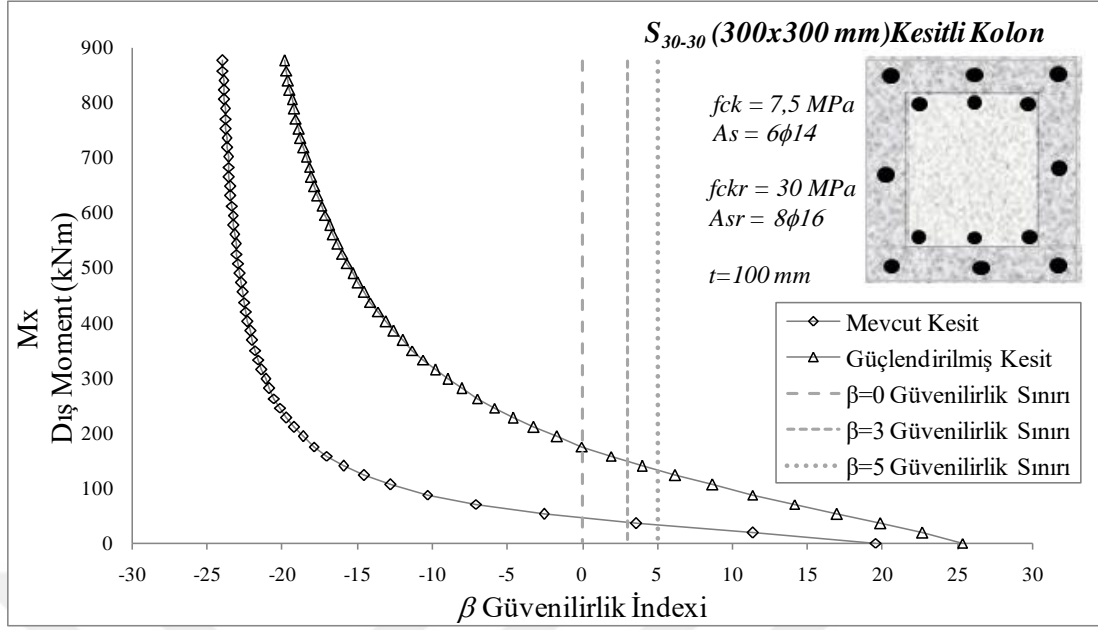
Şekil 4.5 S₂₅₋₃₀ kolonunda $f_{ck}=14 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



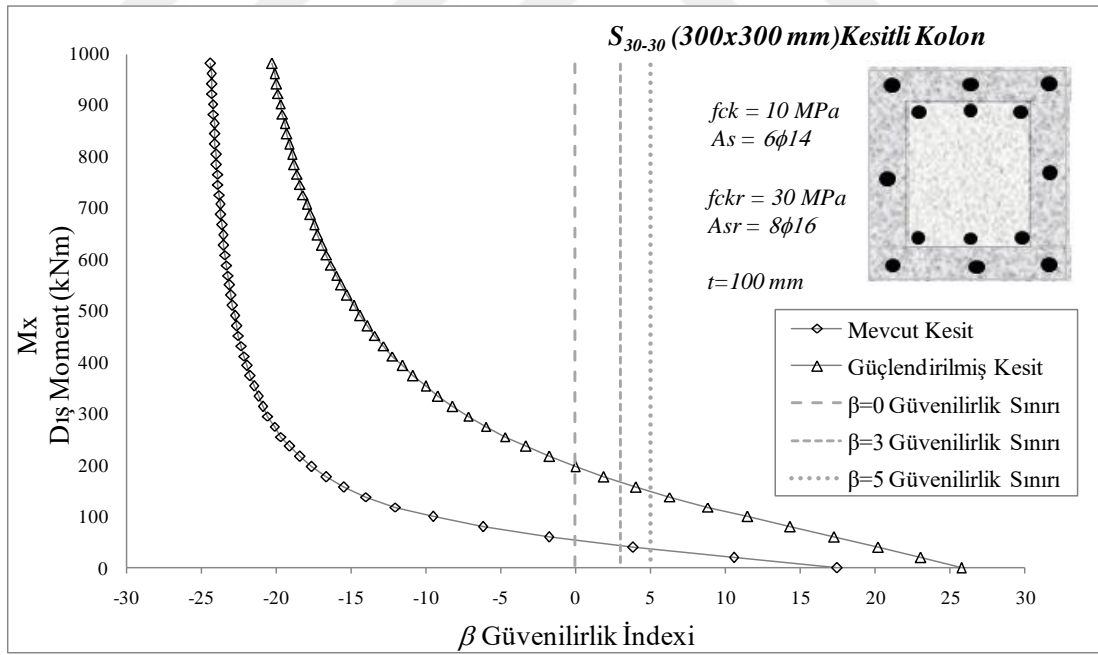
Şekil 4.6 S_{25-30} kolonunda $f_{ck}=16 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



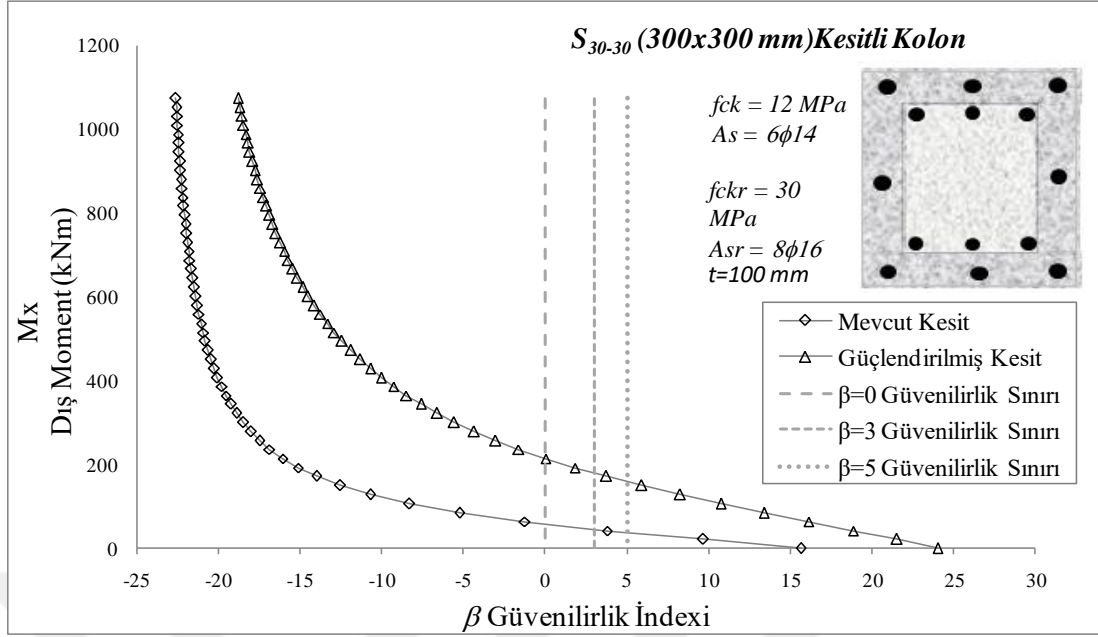
Şekil 4.7 S_{30-30} kolonunda $f_{ck}=5 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



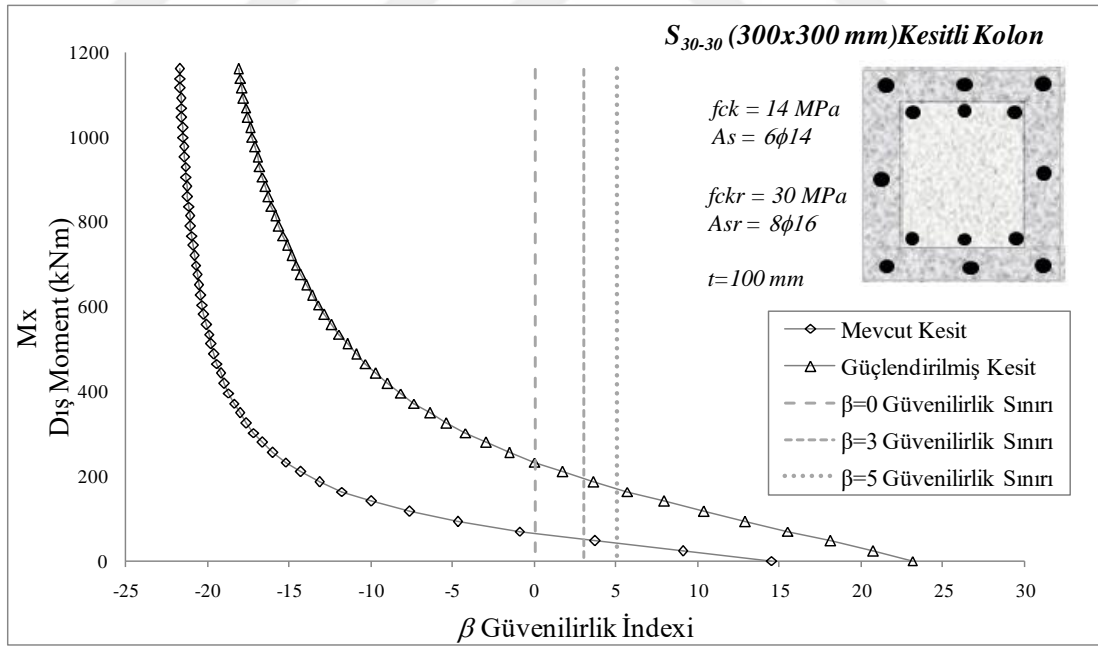
Şekil 4.8 S₃₀₋₃₀ kolonunda $f_{ck}=7,5 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



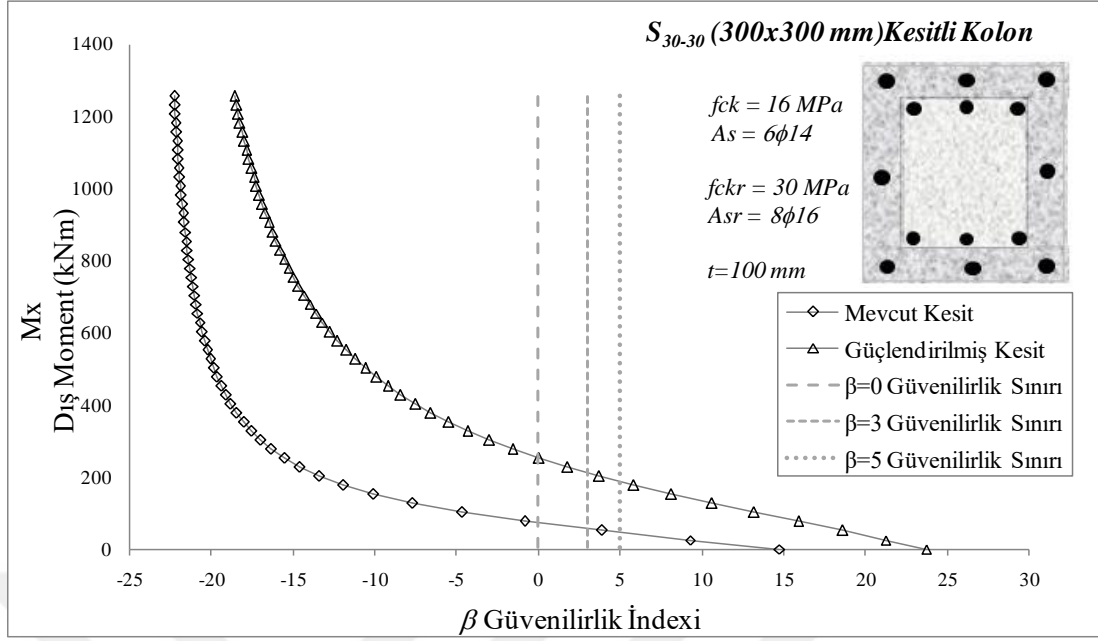
Şekil 4.9 S₃₀₋₃₀ kolonunda $f_{ck}=10 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



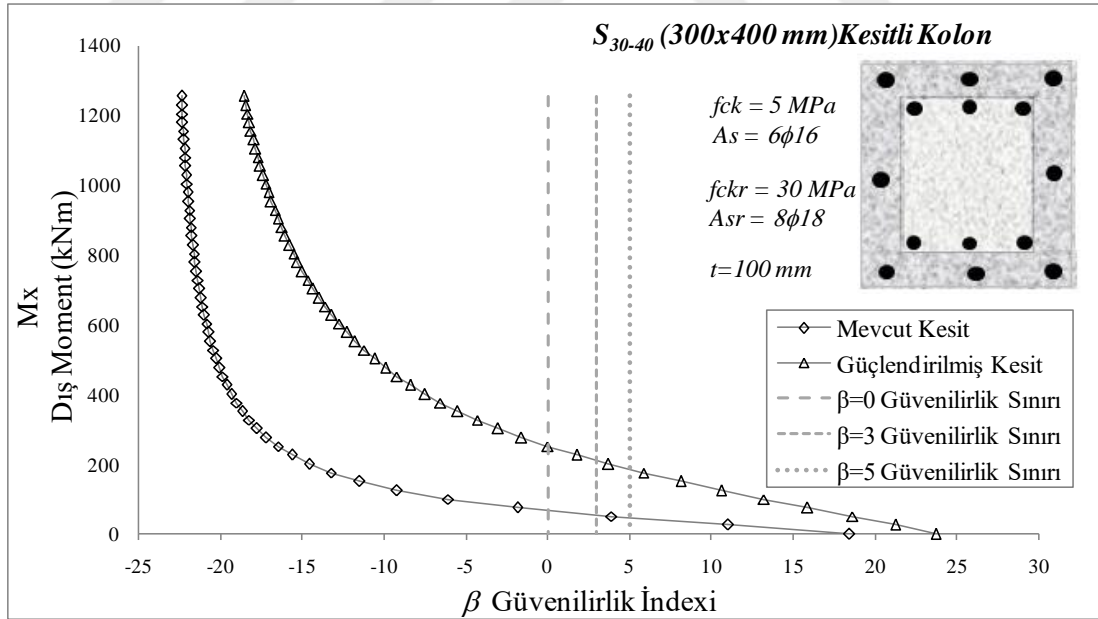
Şekil 4.10 S_{30-30} kolonunda $f_{ck}=12 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



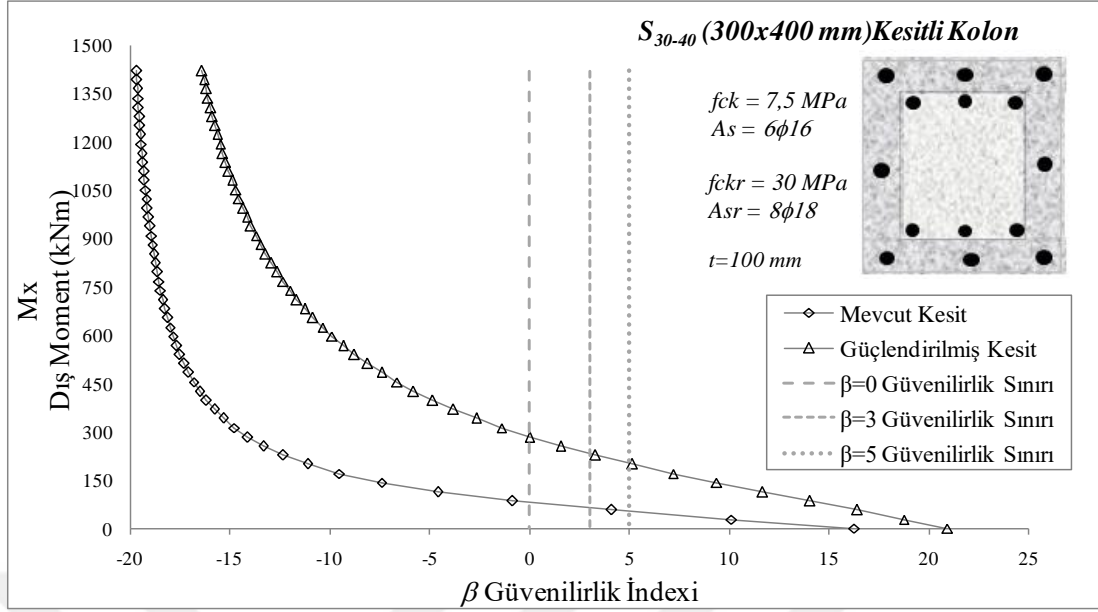
Şekil 4.11 S_{30-30} kolonunda $f_{ck}=14 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



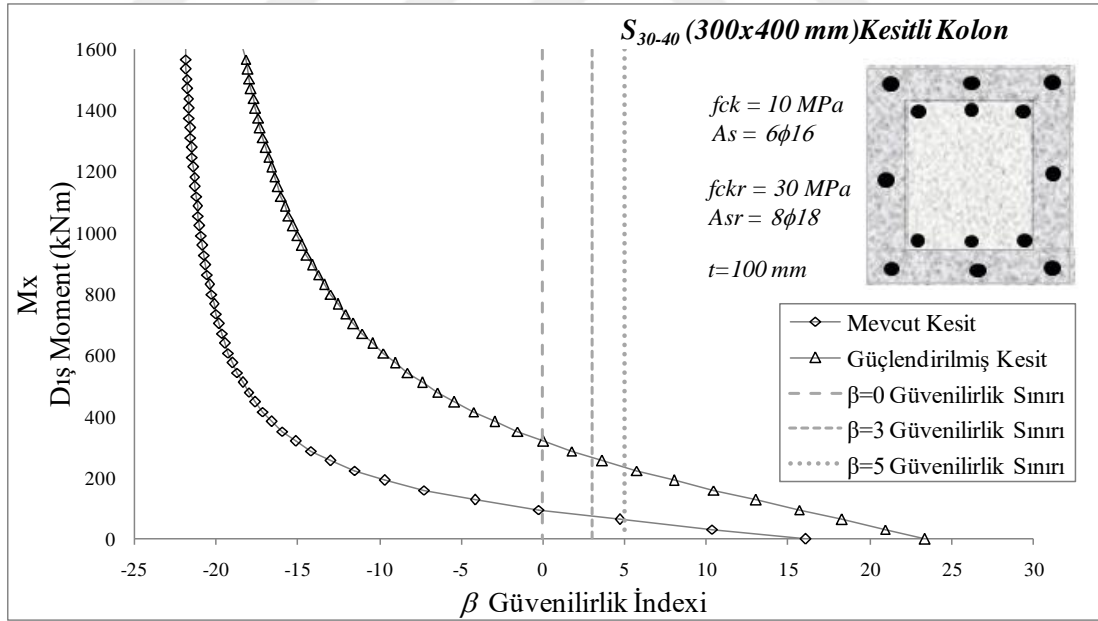
Şekil 4.12 S_{30-30} kolonunda $f_{ck}=16 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



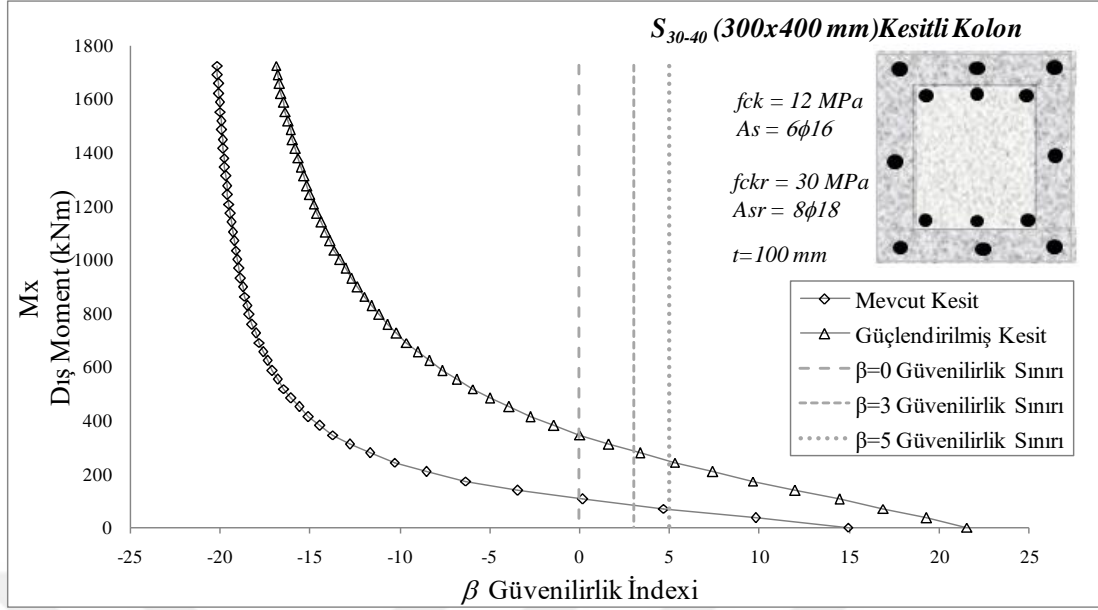
Şekil 4.13 S_{30-40} kolonunda $f_{ck}=5 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



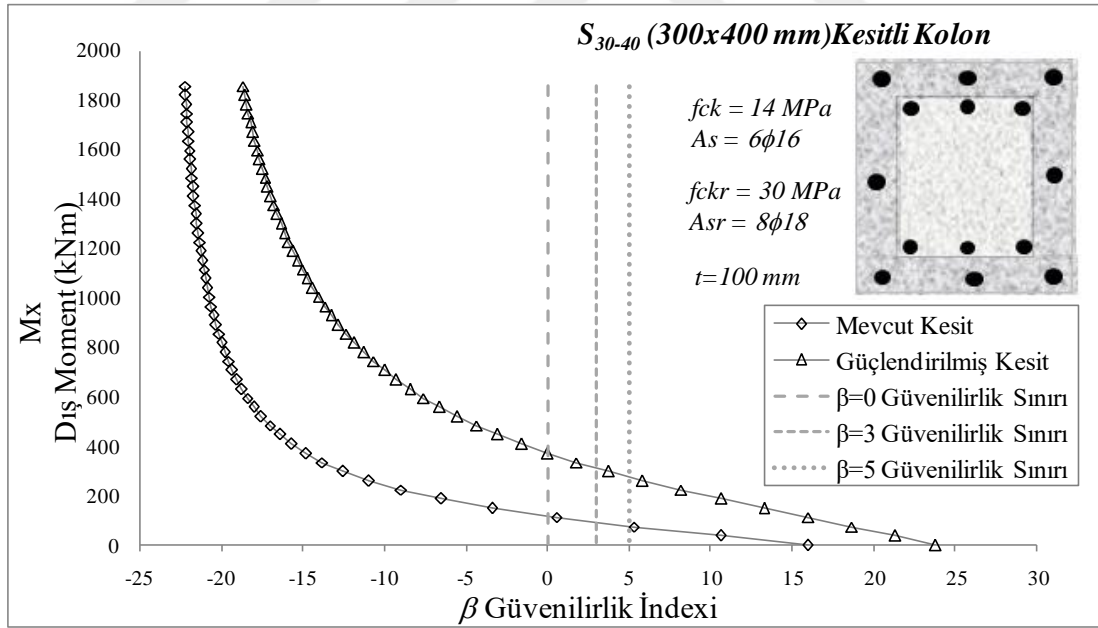
Şekil 4.14 S₃₀₋₄₀ kolonunda $f_{ck}=7,5 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



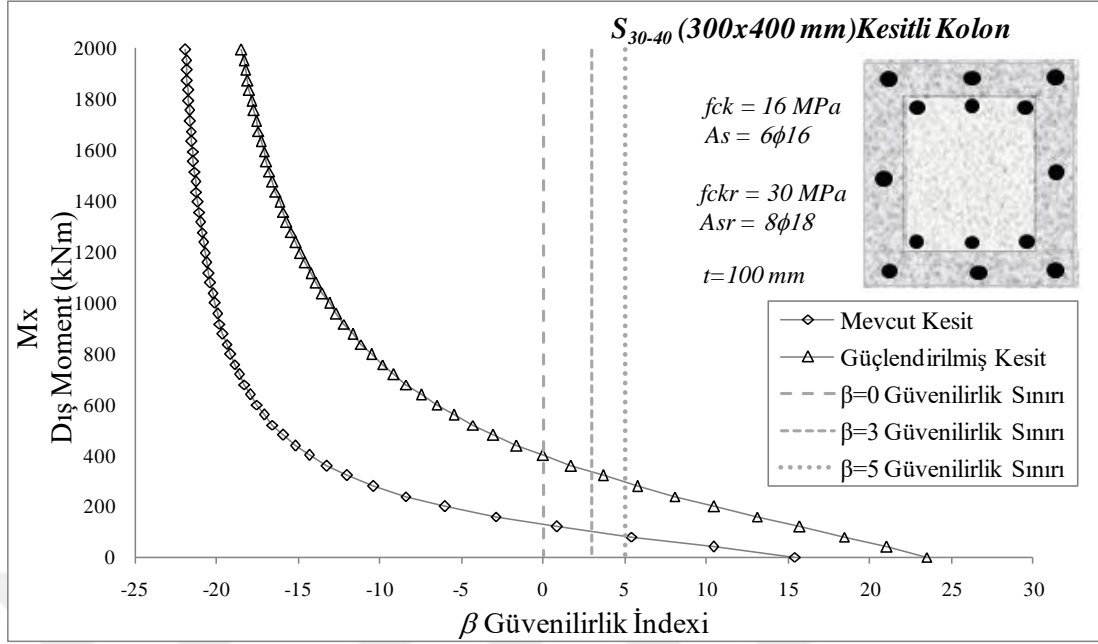
Şekil 4.15 S₃₀₋₄₀ kolonunda $f_{ck}=10 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



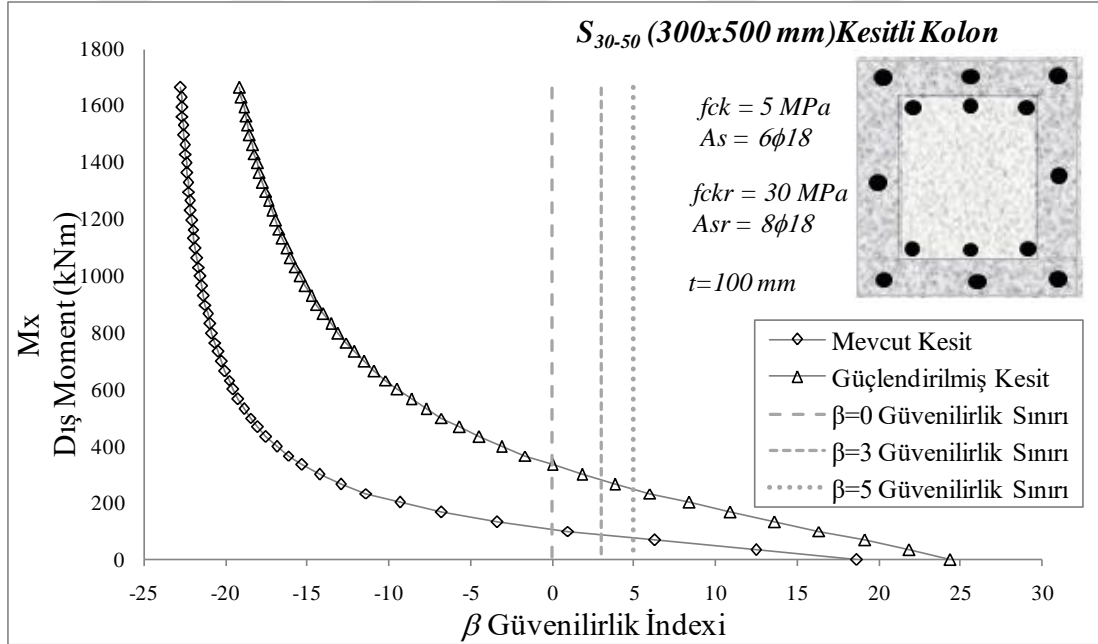
Şekil 4.16 S_{30-40} kolonunda $f_{ck}=12 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



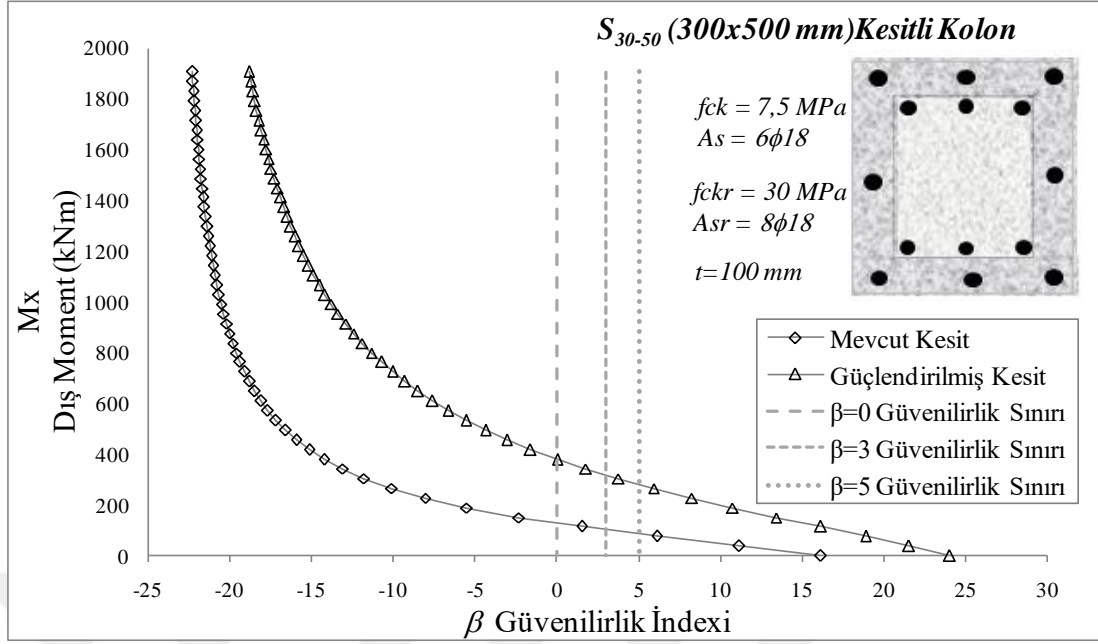
Şekil 4.17 S_{30-40} kolonunda $f_{ck}=14 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



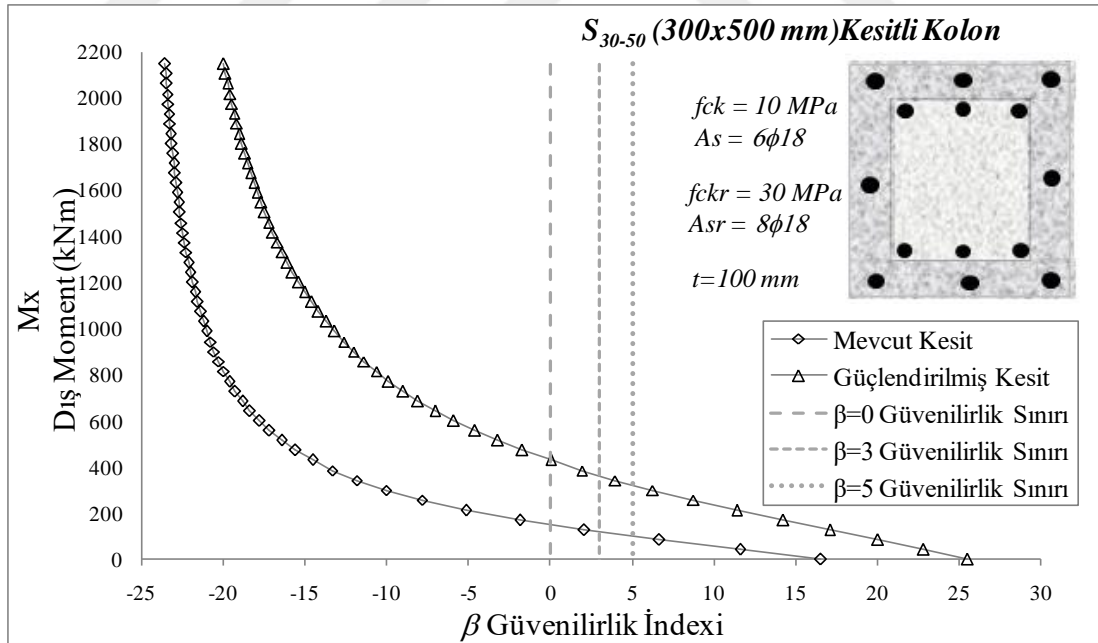
Şekil 4.18 S₃₀₋₄₀ kolonunda $f_{ck}=16 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



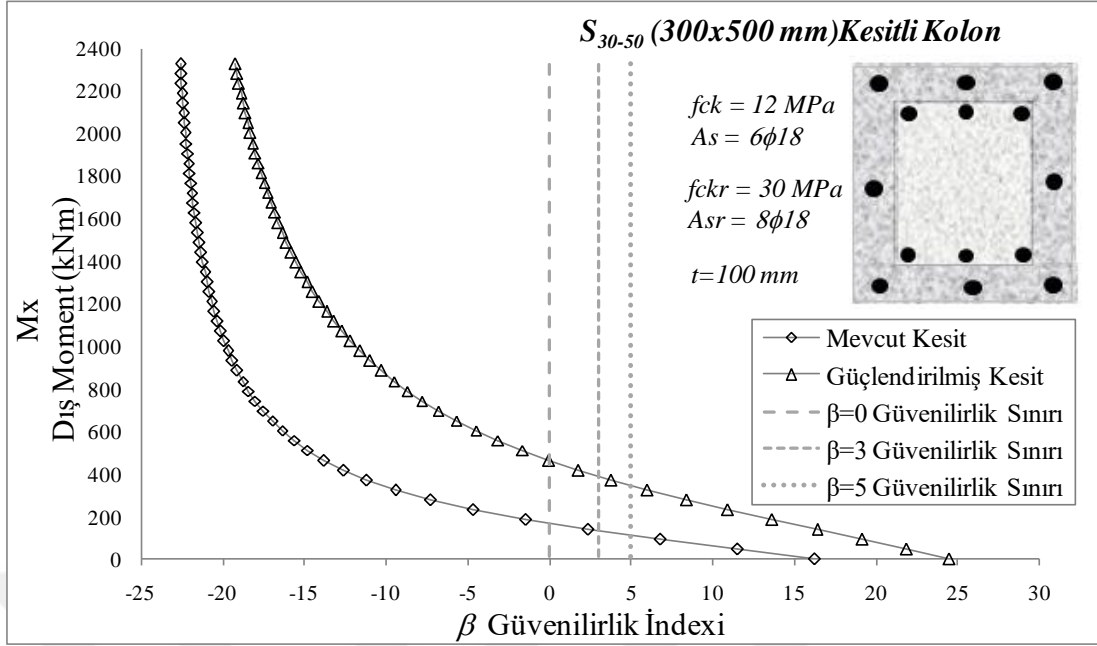
Şekil 4.19 S₃₀₋₅₀ kolonunda $f_{ck}=5 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



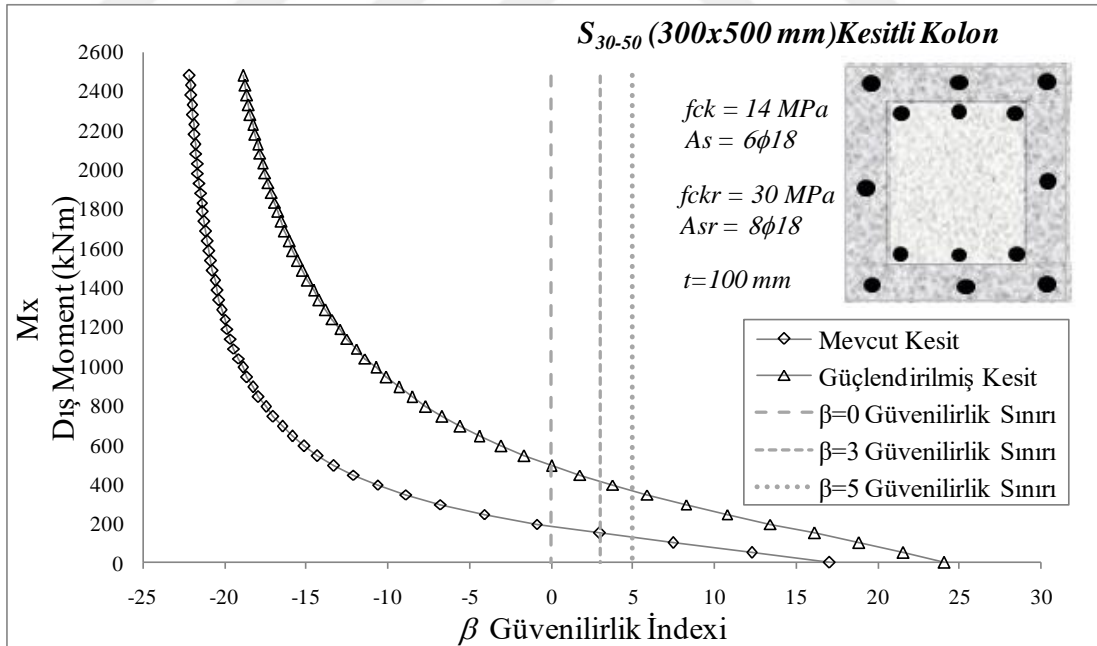
Şekil 4.20 S_{30-50} kolonunda $f_{ck}=7,5 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



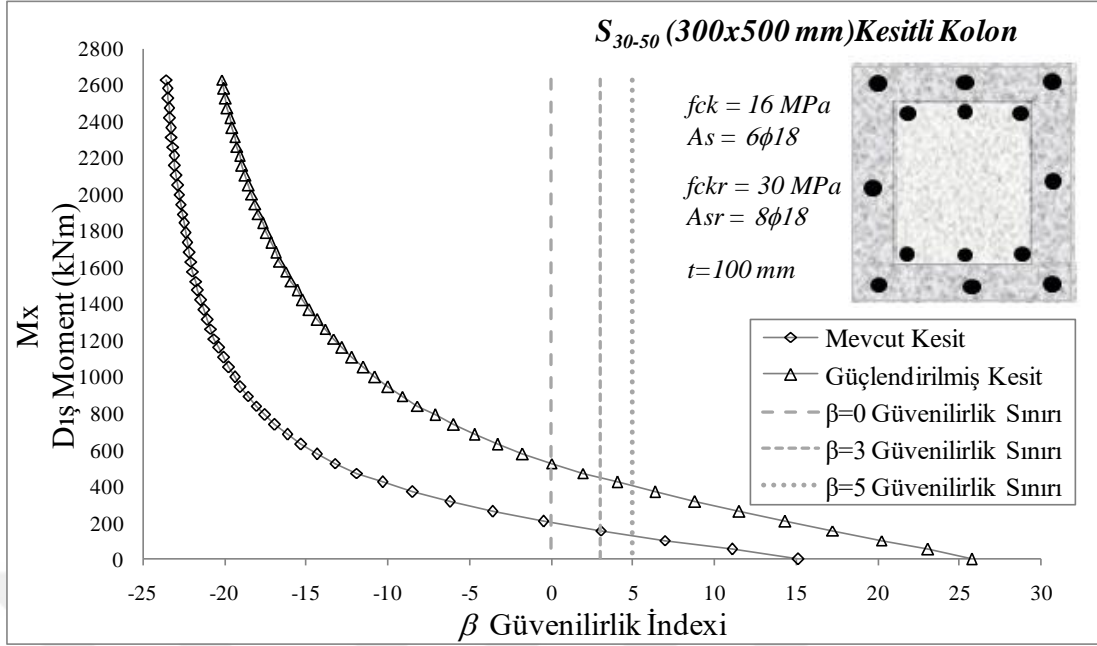
Şekil 4.21 S_{30-50} kolonunda $f_{ck}=10 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



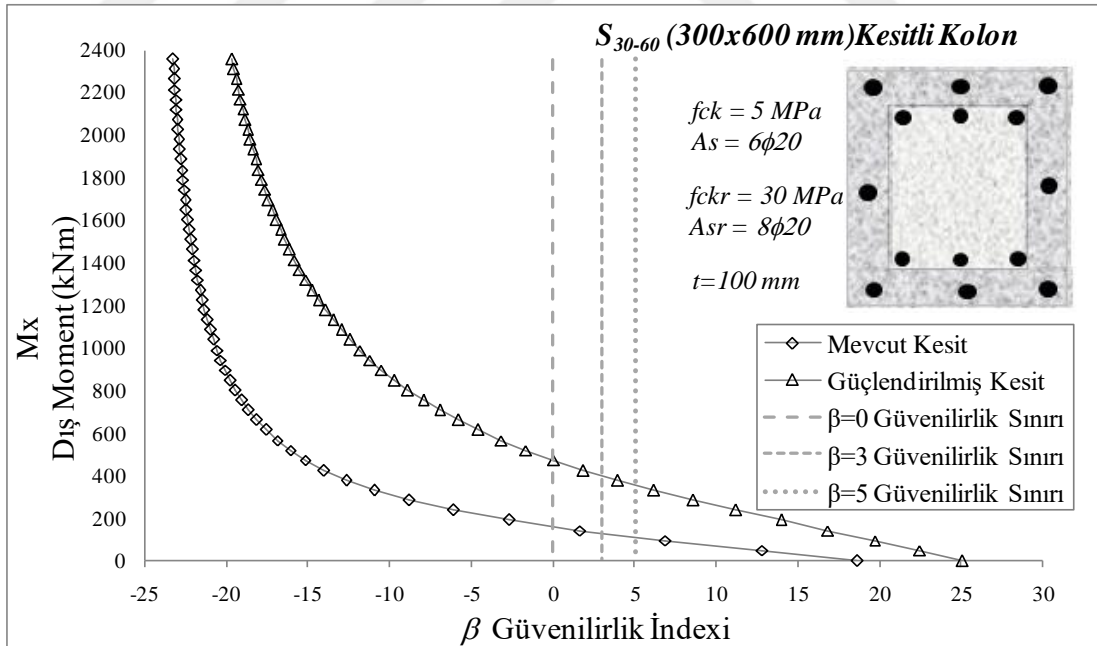
Şekil 4.22 S_{30-50} kolonunda $f_{ck}=12 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



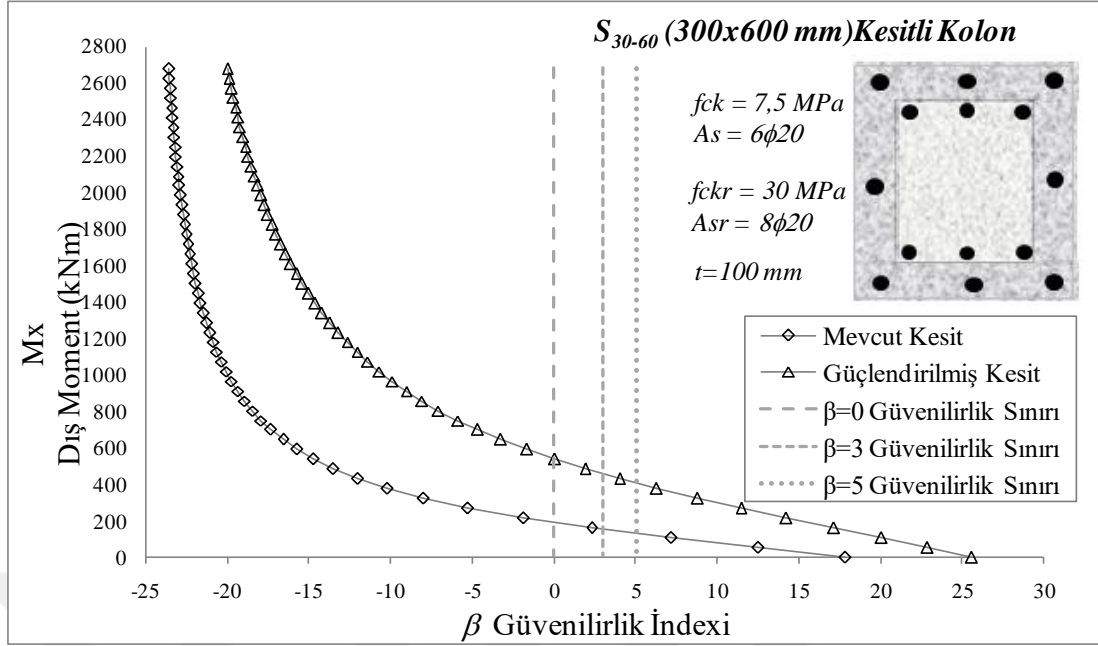
Şekil 4.23 S_{30-50} kolonunda $f_{ck}=14 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



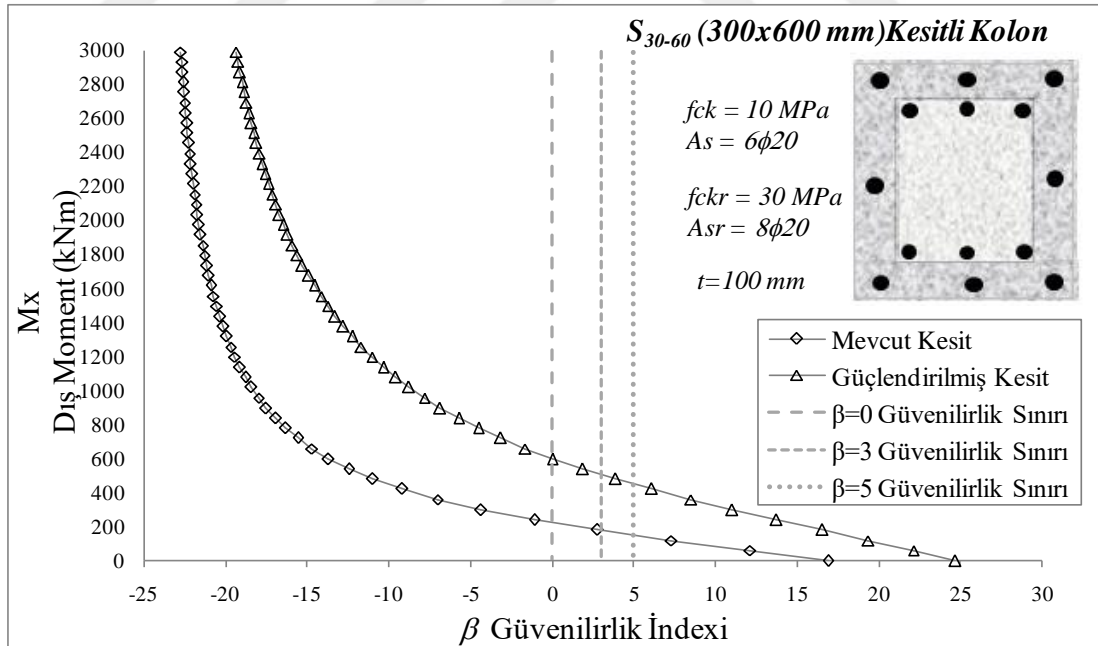
Şekil 4.24 S_{30-50} kolonunda $f_{ck}=16 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



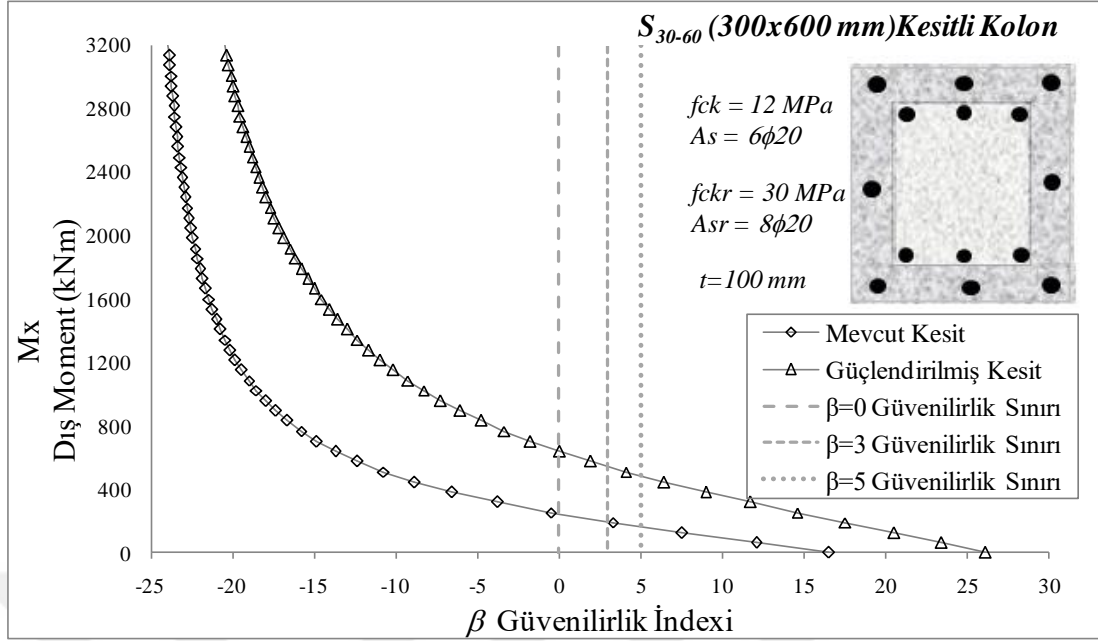
Şekil 4.25 S_{30-60} kolonunda $f_{ck}=5 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



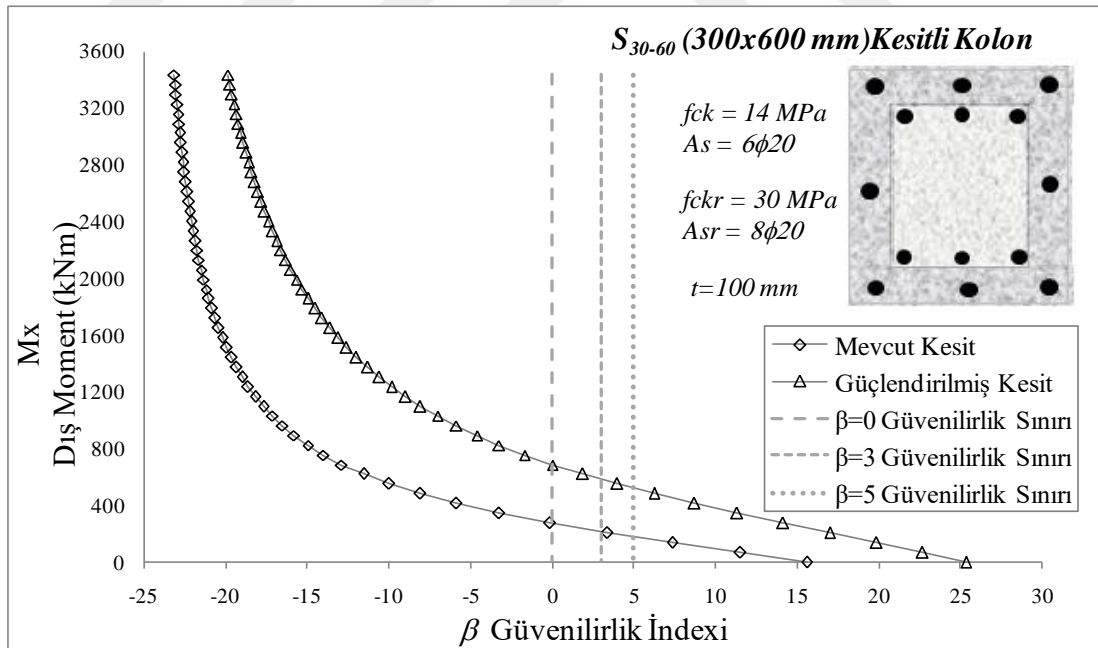
Şekil 4.26 S_{30-60} kolonunda $f_{ck}=7,5 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



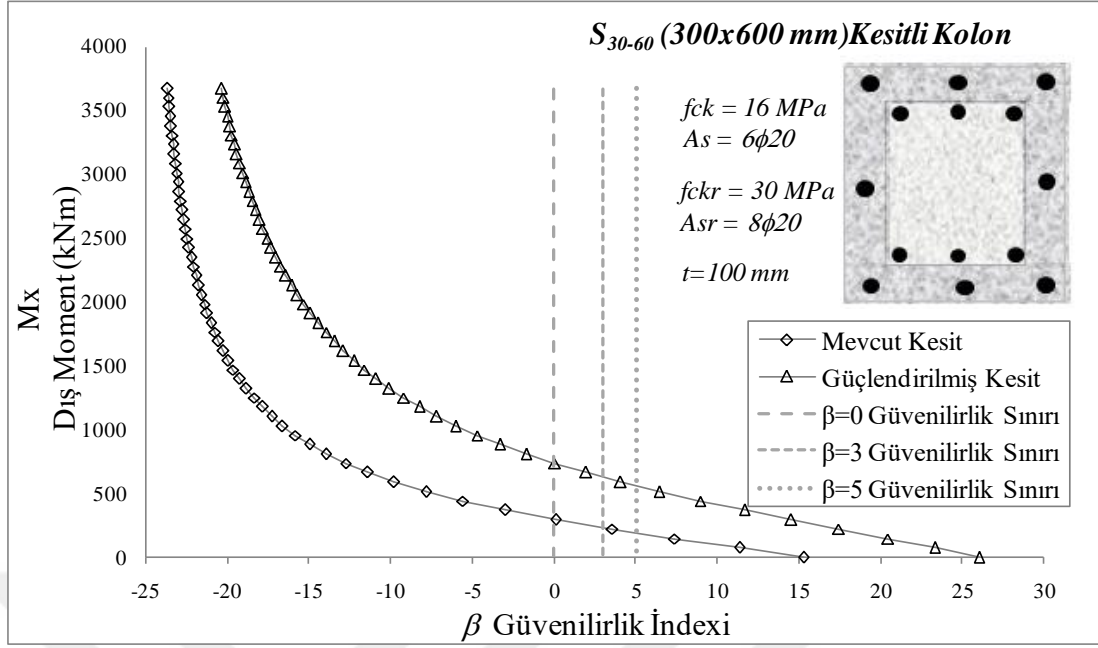
Şekil 4.27 S_{30-60} kolonunda $f_{ck}=10 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



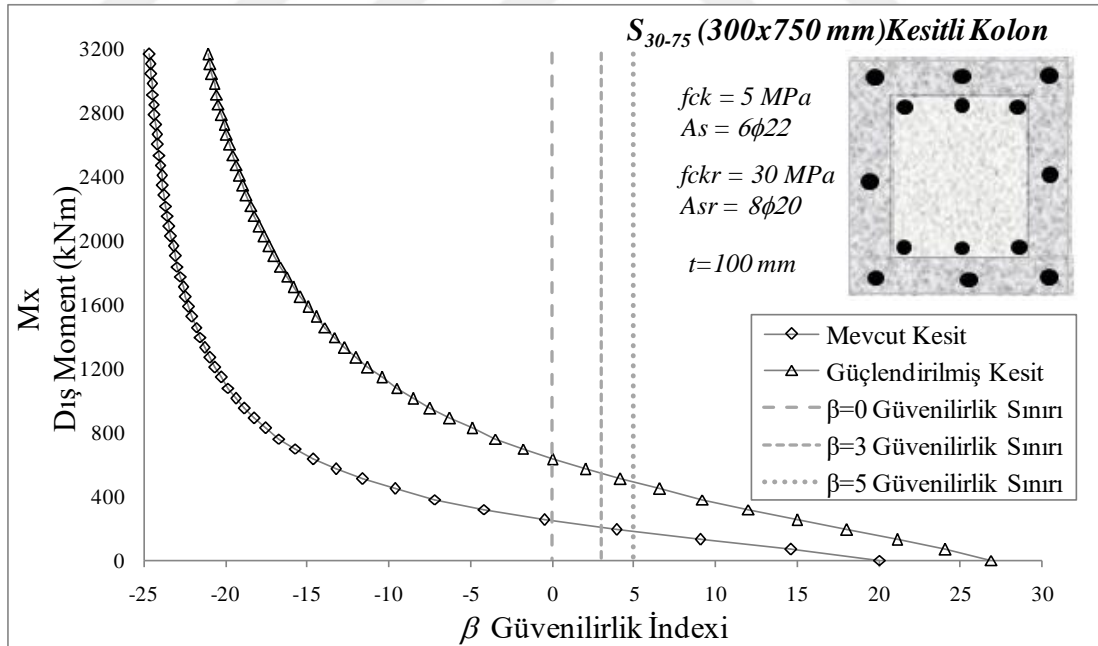
Şekil 4.28 S_{30-60} kolonunda $f_{ck}=12 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



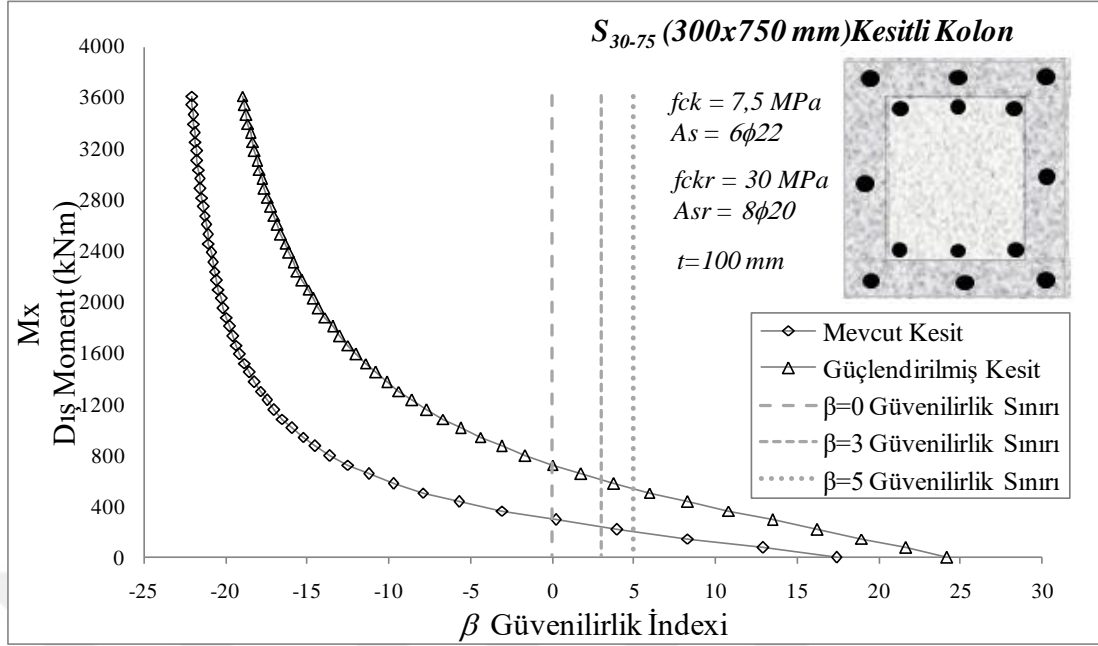
Şekil 4.29 S_{30-60} kolonunda $f_{ck}=14 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



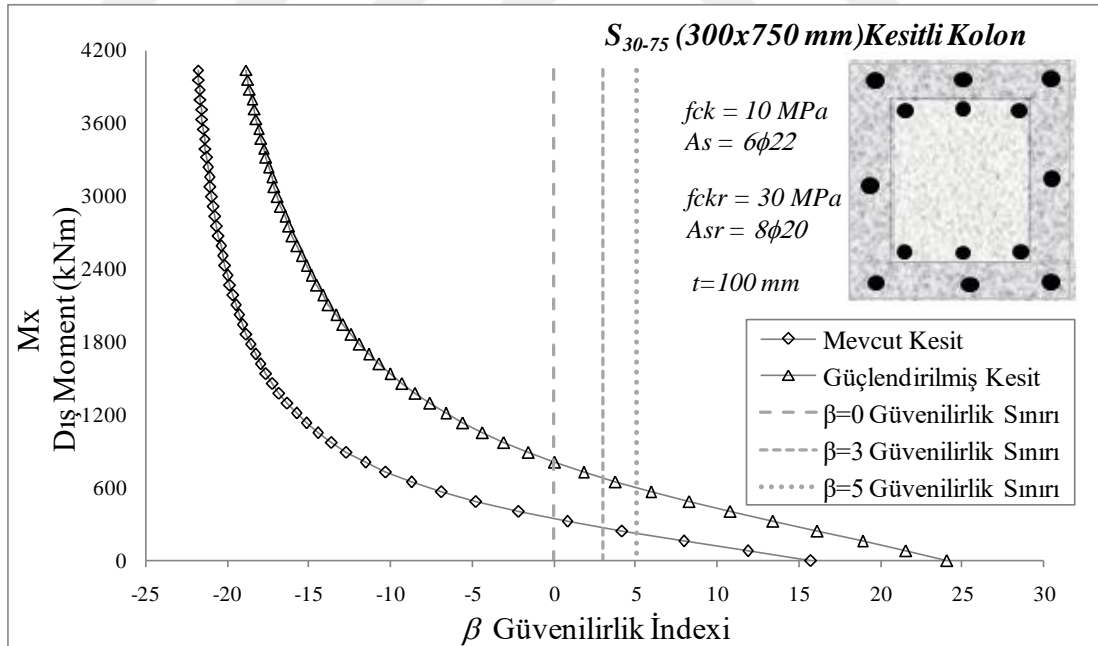
Şekil 4.30 S_{30-60} kolonunda $f_{ck}=16 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



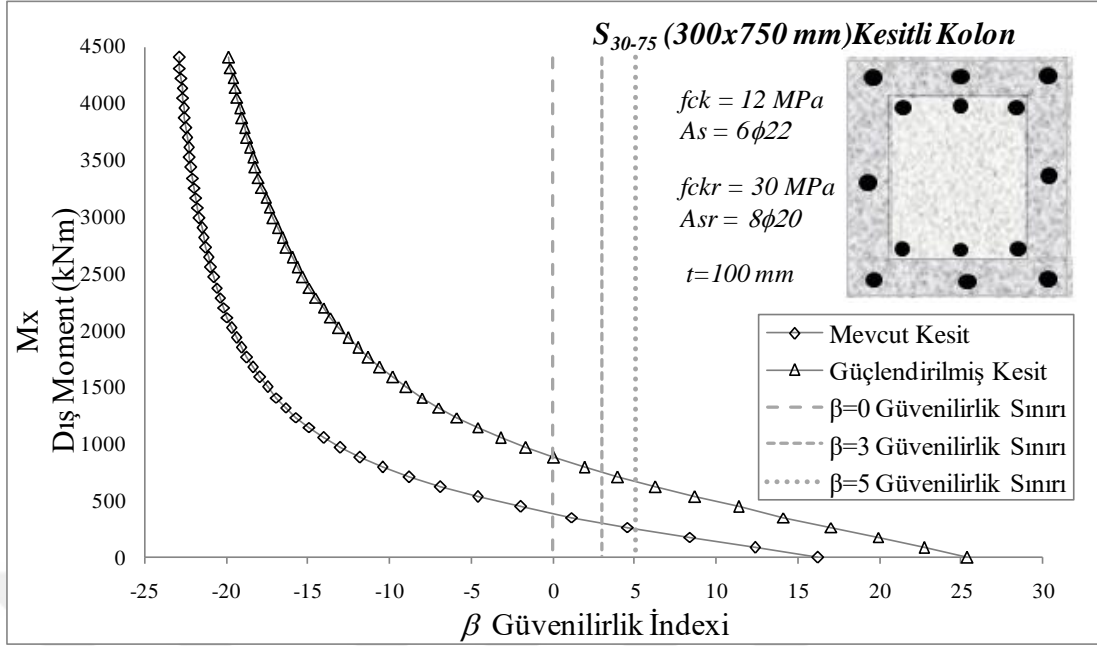
Şekil 4.31 S_{30-75} kolonunda $f_{ck}=5 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



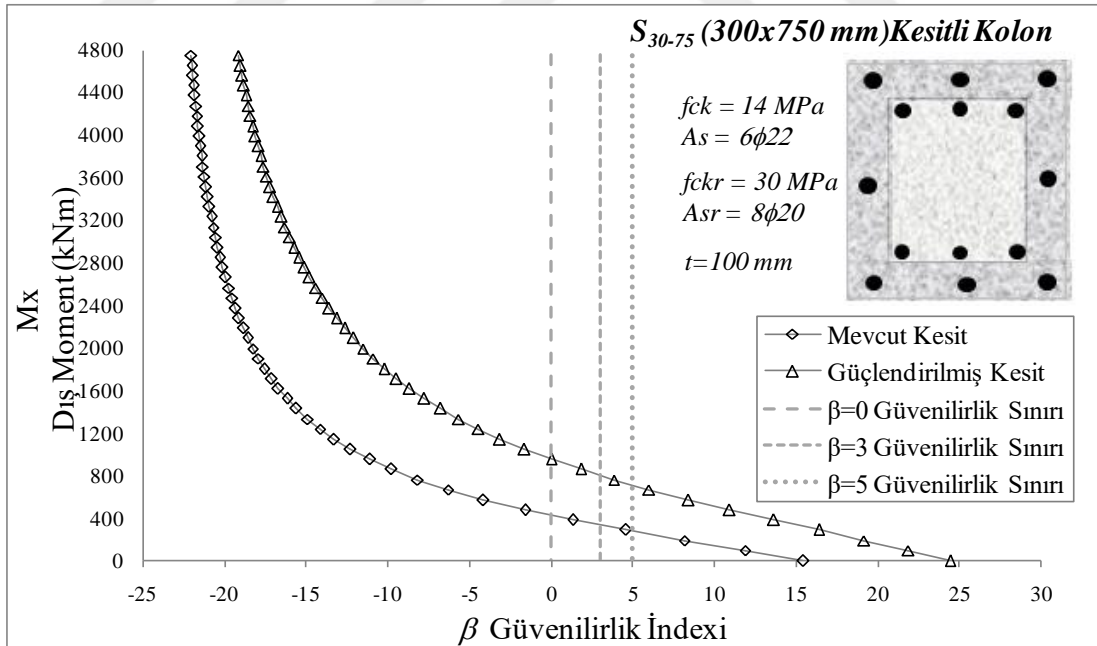
Şekil 4.32 S_{30-75} kolonunda $f_{ck}=7,5 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



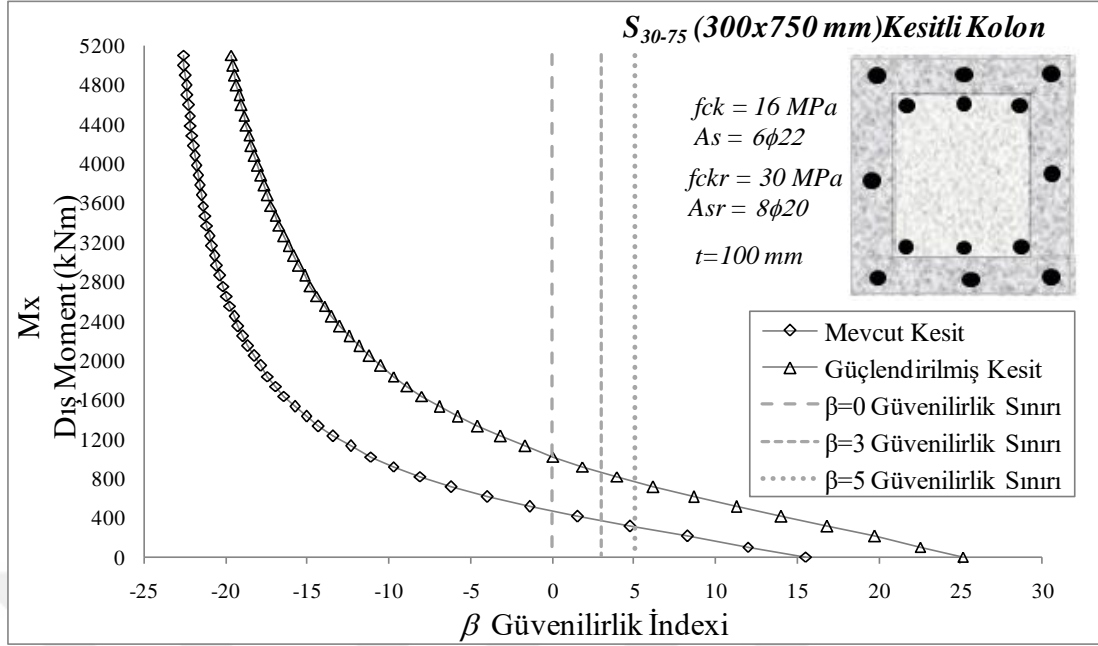
Şekil 4.33 S_{30-75} kolonunda $f_{ck}=10 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



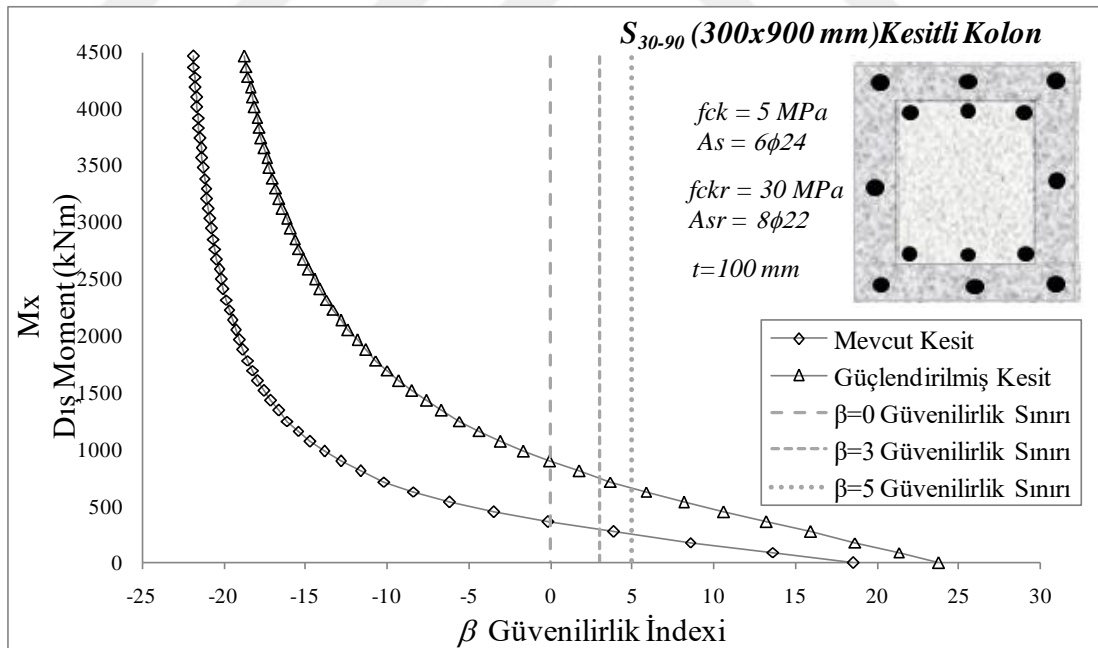
Şekil 4.34 S₃₀₋₇₅ kolonunda $f_{ck}=12 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



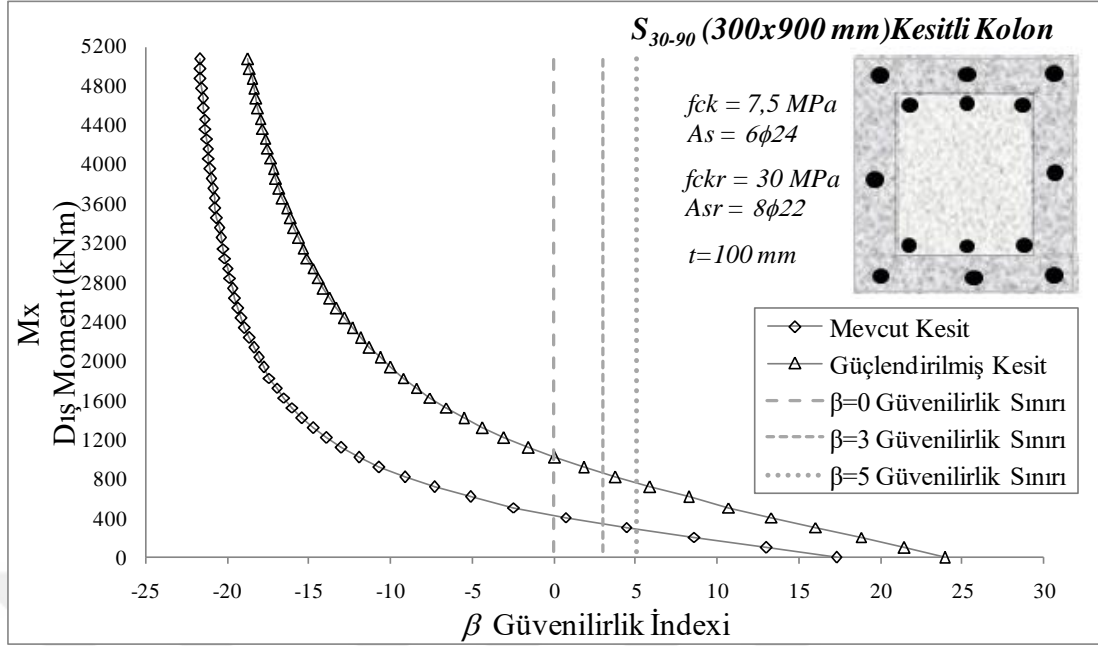
Şekil 4.35 S₃₀₋₇₅ kolonunda $f_{ck}=14 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



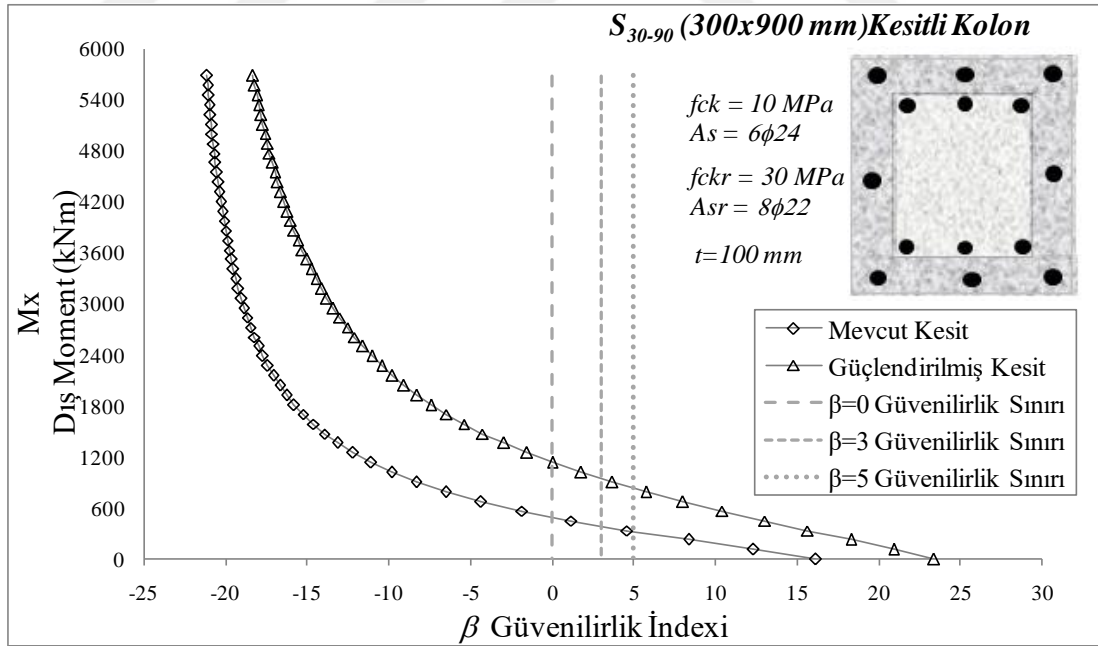
Şekil 4.36 S₃₀₋₇₅ kolonunda $f_{ck}=16 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



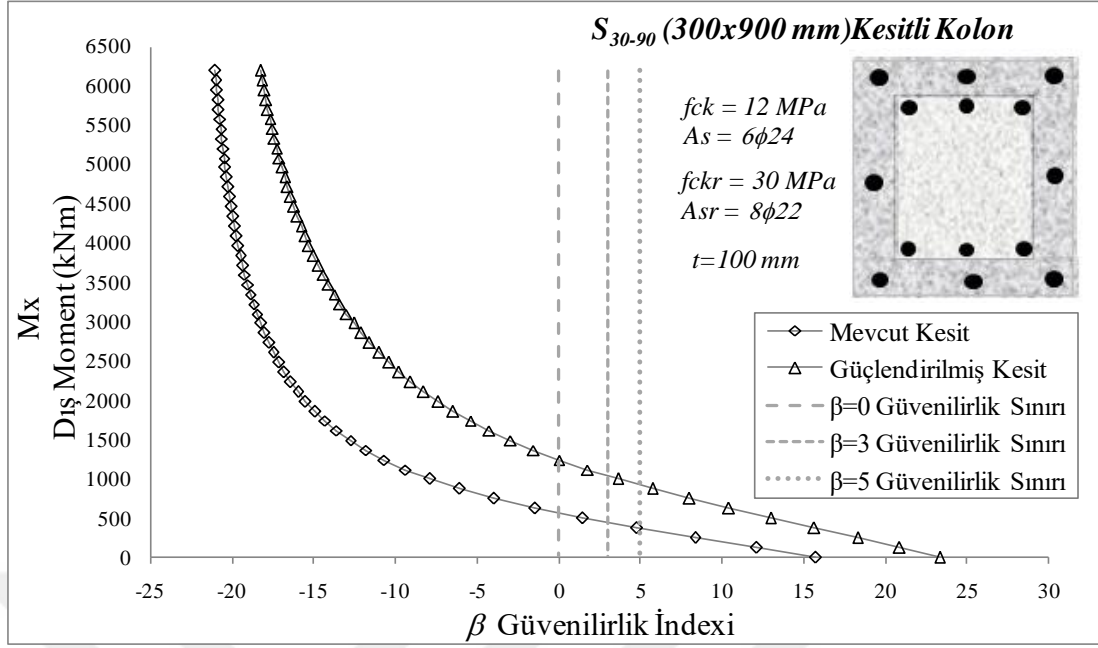
Şekil 4.37 S₃₀₋₉₀ kolonunda $f_{ck}=5 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



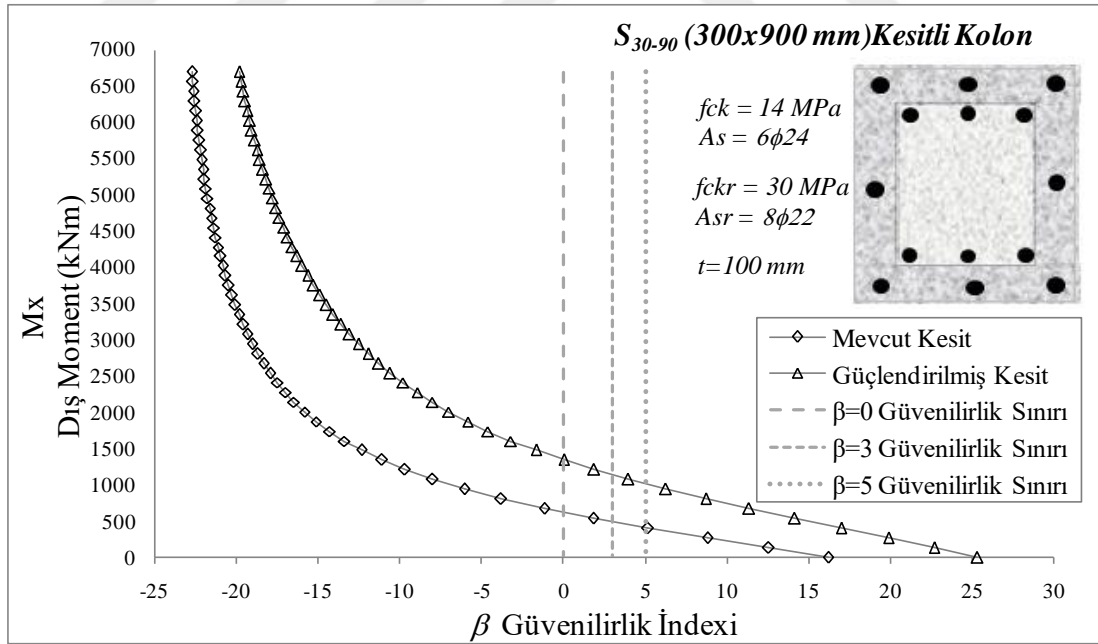
Şekil 4.38 S_{30-90} kolonunda $f_{ck}=7,5 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



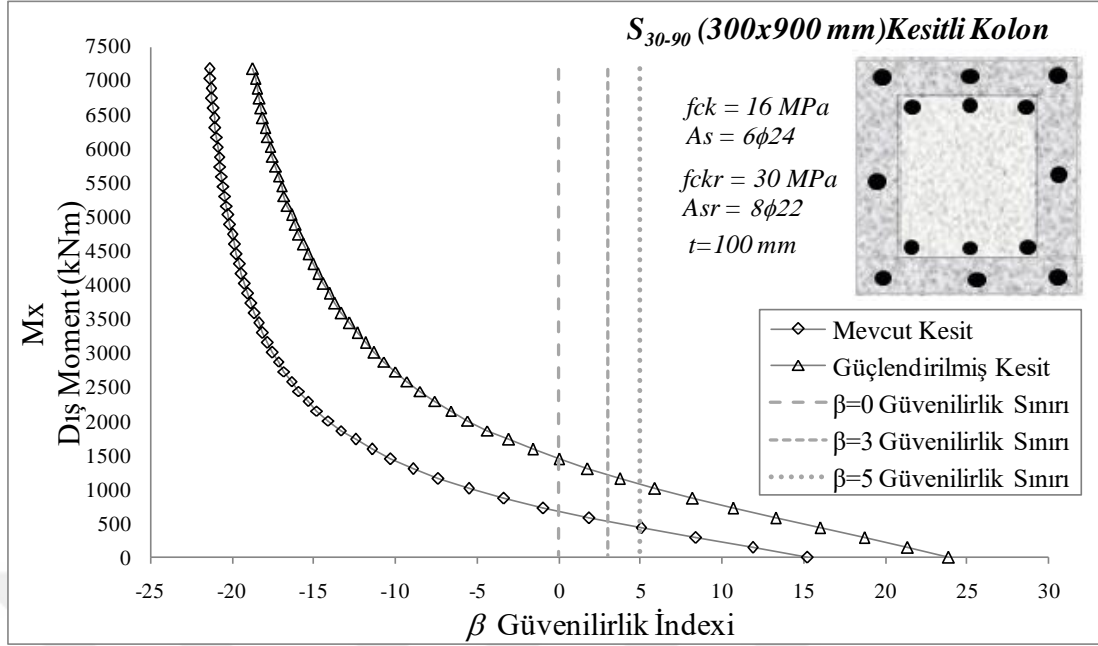
Şekil 4.39 S_{30-90} kolonunda $f_{ck}=10 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



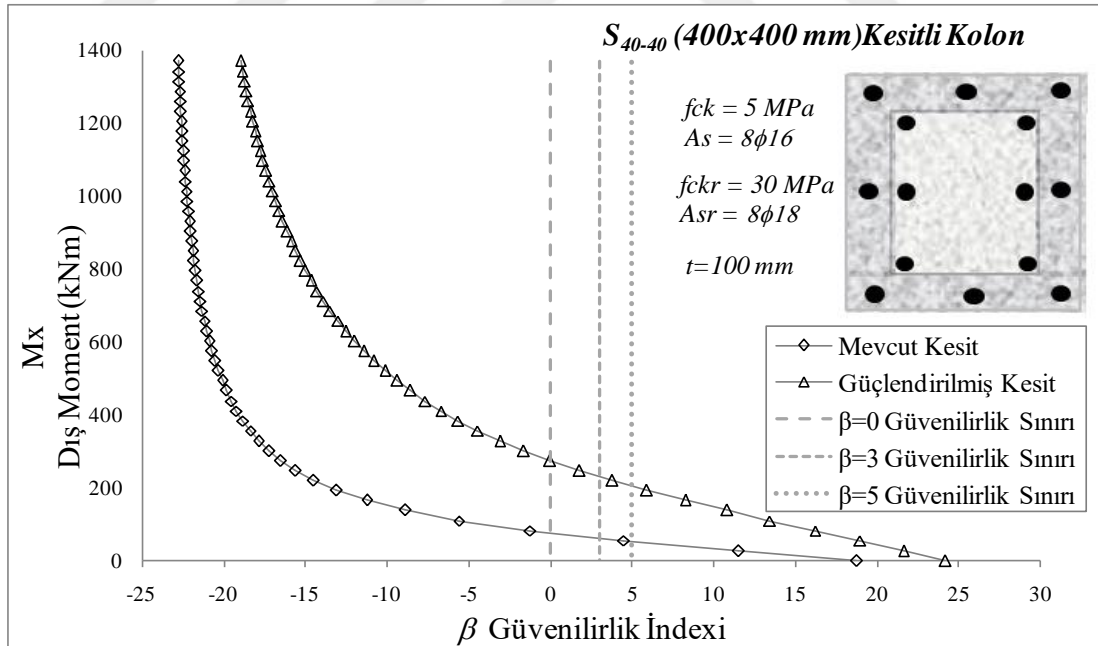
Şekil 4.40 S_{30-90} kolonunda $f_{ck}=12 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



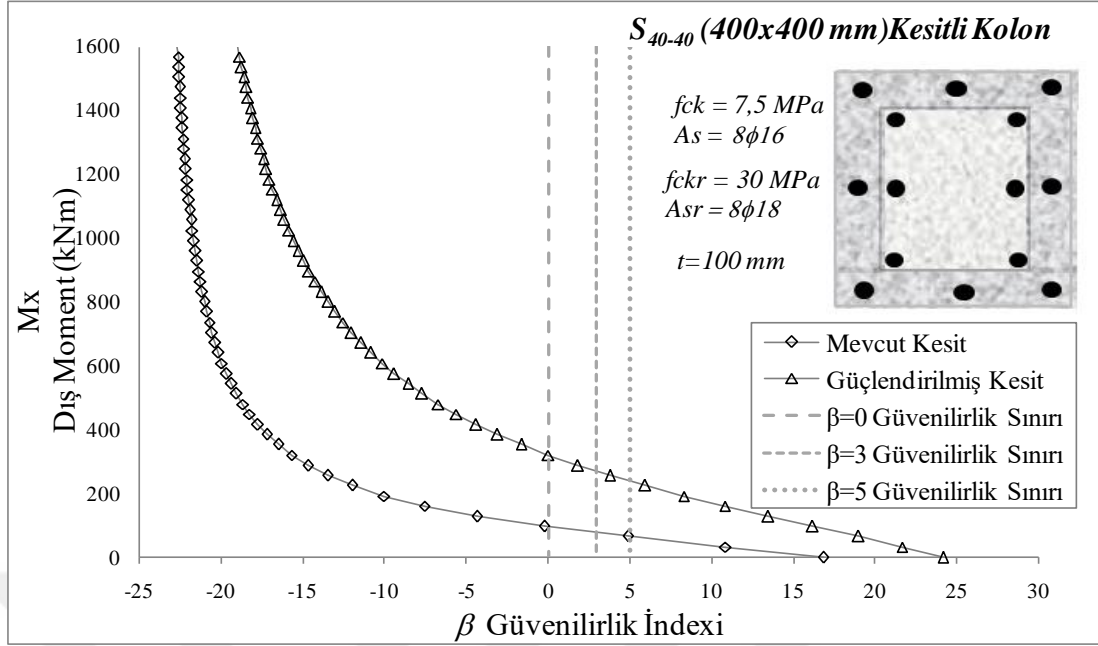
Şekil 4.41 S_{30-90} kolonunda $f_{ck}=14 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



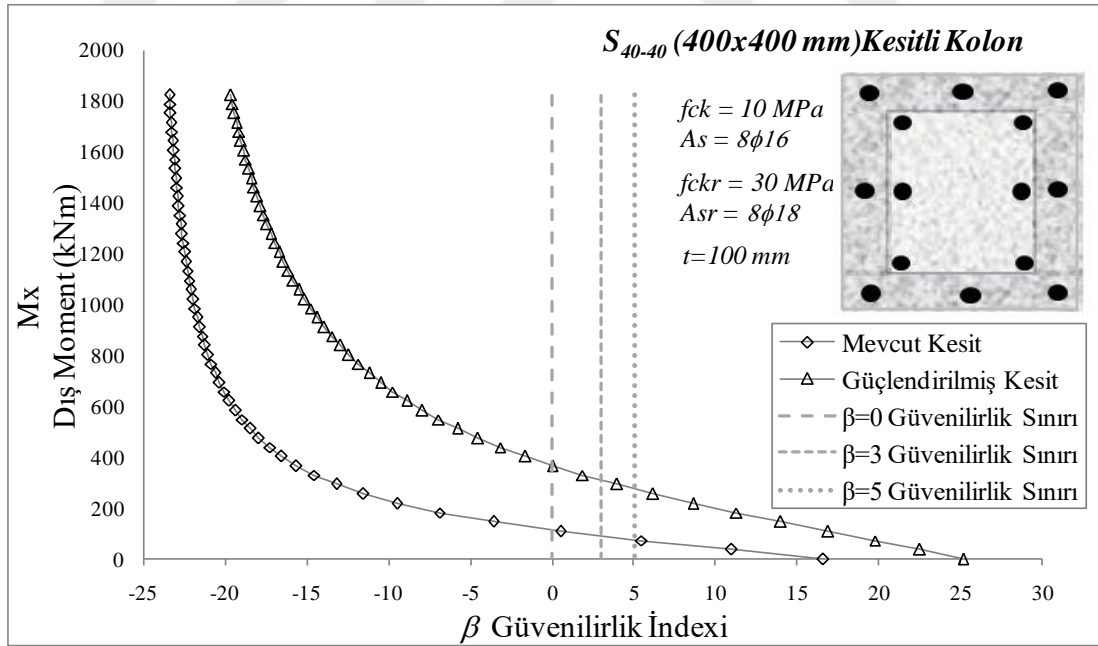
Şekil 4.42 S_{30-90} kolonunda $f_{ck}=16 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



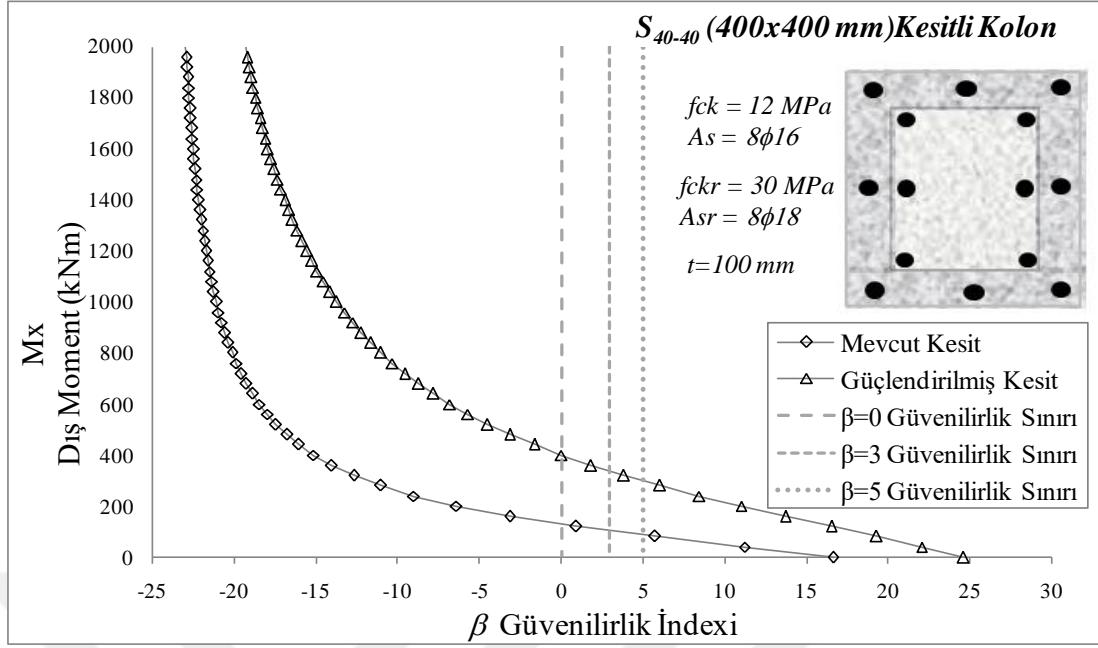
Şekil 4.43 S_{40-40} kolonunda $f_{ck}=5 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



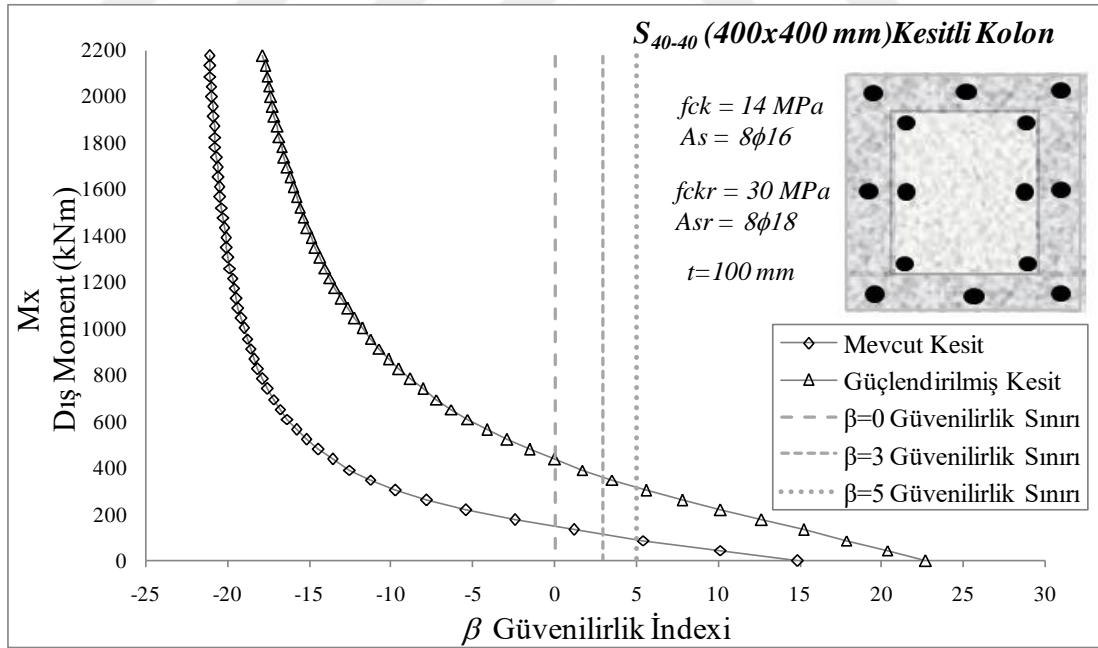
Şekil 4.44 S₄₀₋₄₀ kolonunda $f_{ck}=7,5 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



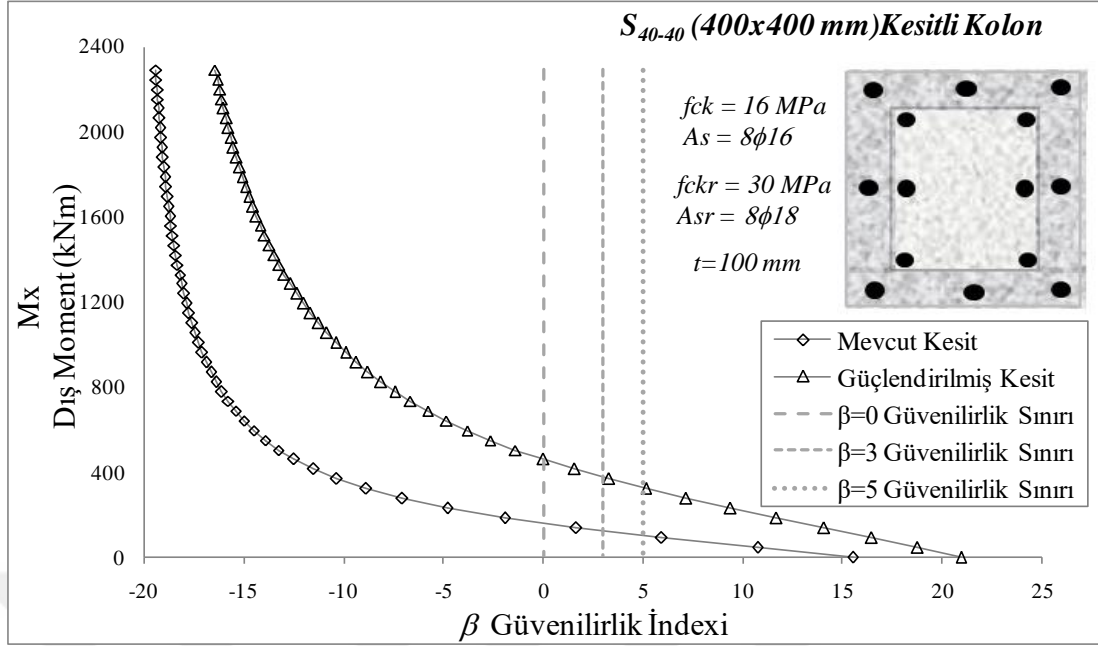
Şekil 4.45 S₄₀₋₄₀ kolonunda $f_{ck}=10 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



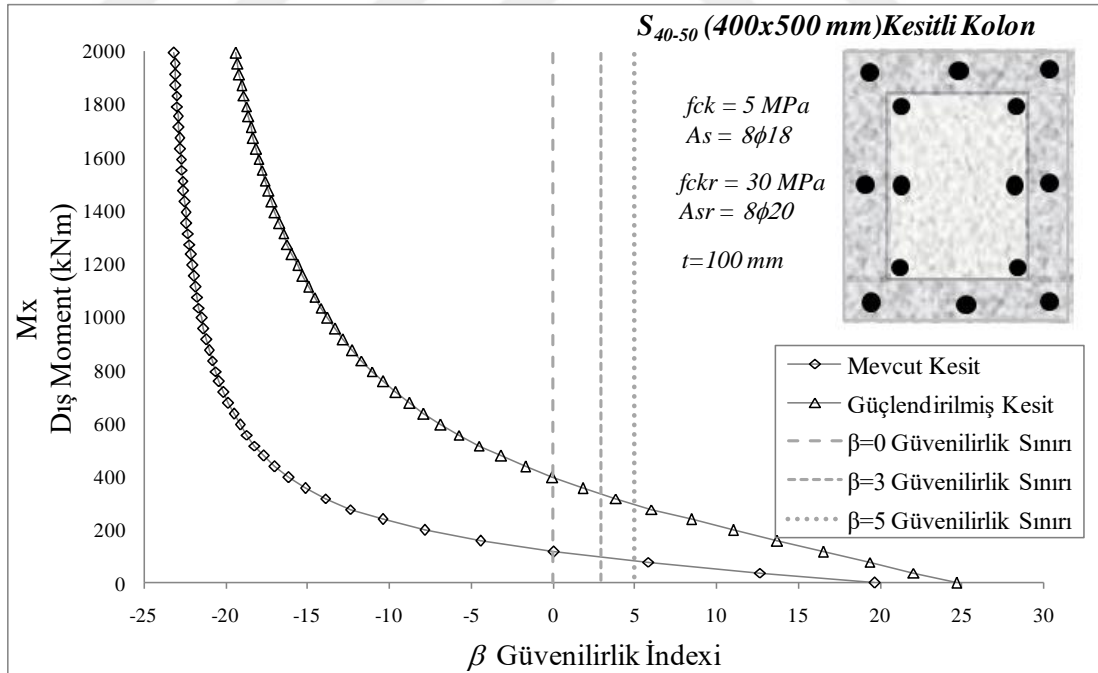
Şekil 4.46 S₄₀₋₄₀ kolonunda $f_{ck}=12 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



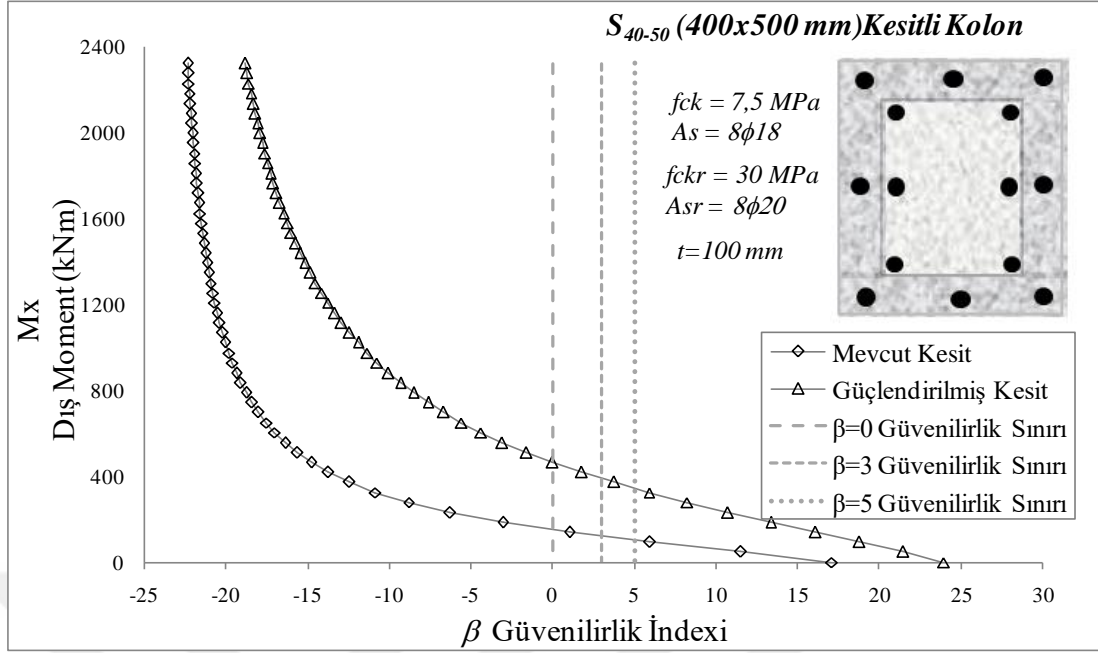
Şekil 4.47 S₄₀₋₄₀ kolonunda $f_{ck}=14 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



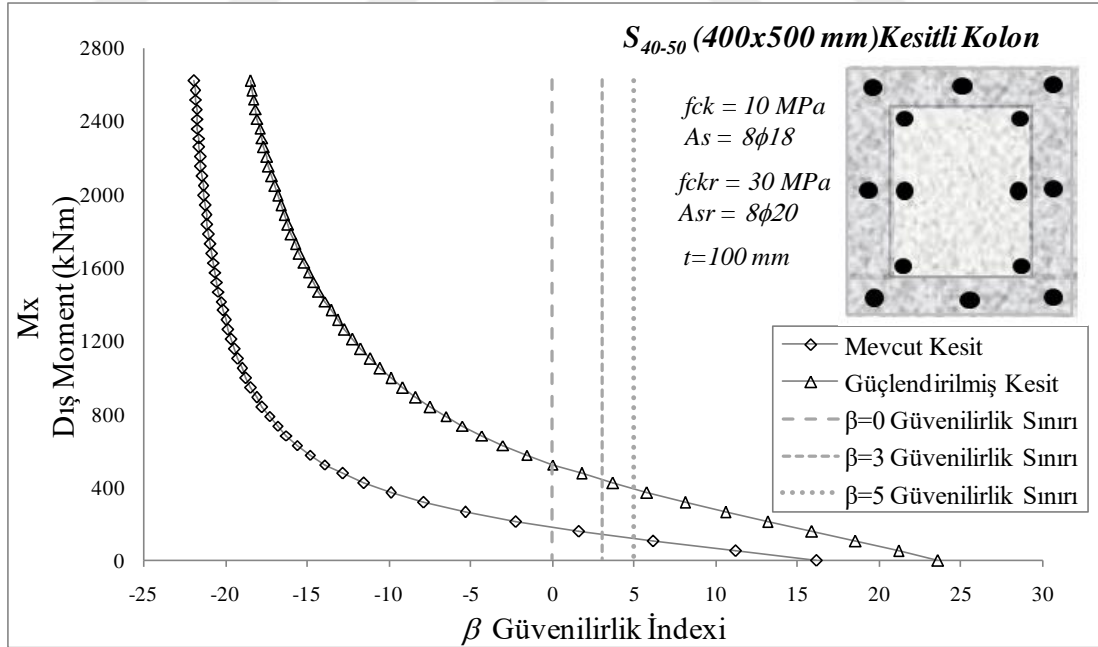
Şekil 4.48 S₄₀₋₄₀ kolonunda $f_{ck}=16 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



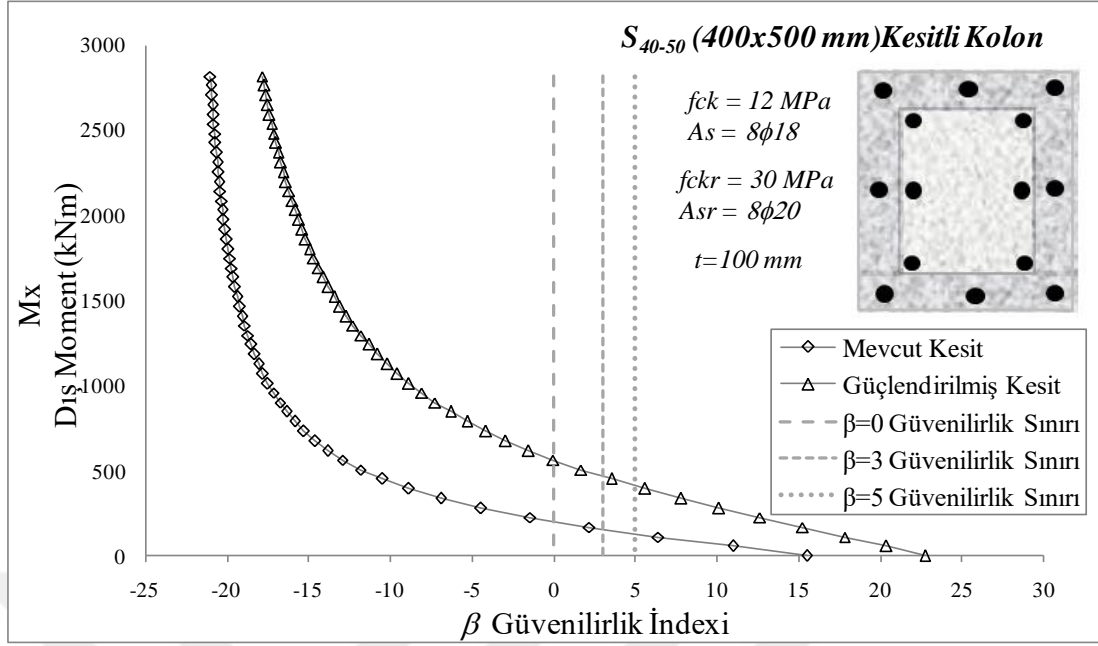
Şekil 4.49 S₄₀₋₅₀ kolonunda $f_{ck}=5 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



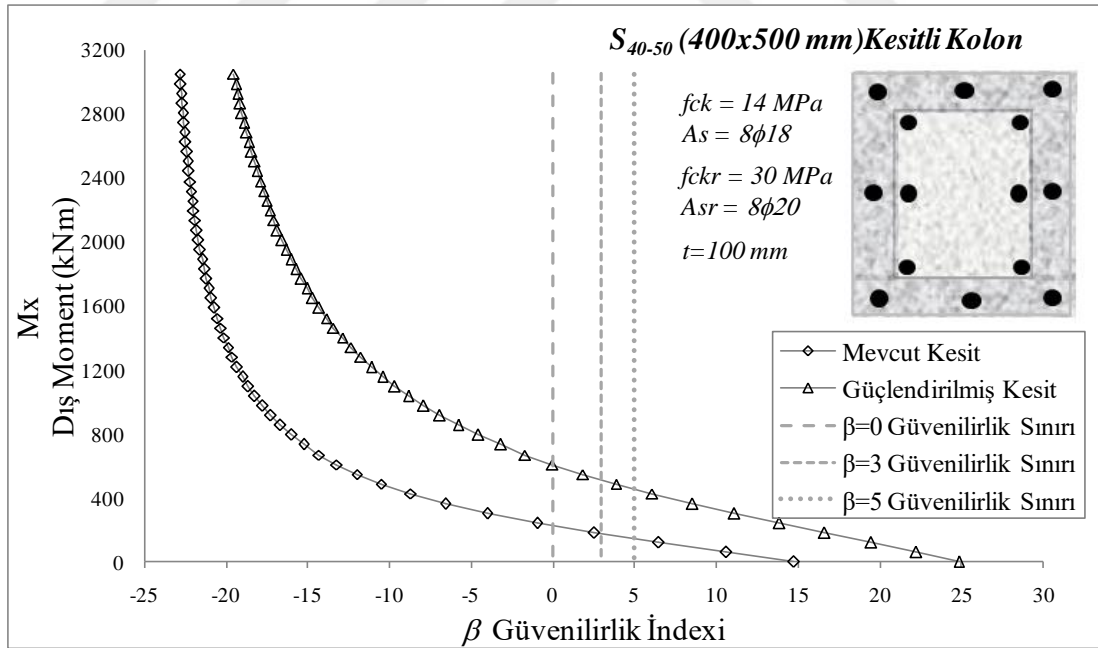
Şekil 4.50 S₄₀₋₅₀ kolonunda $f_{ck}=7,5 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



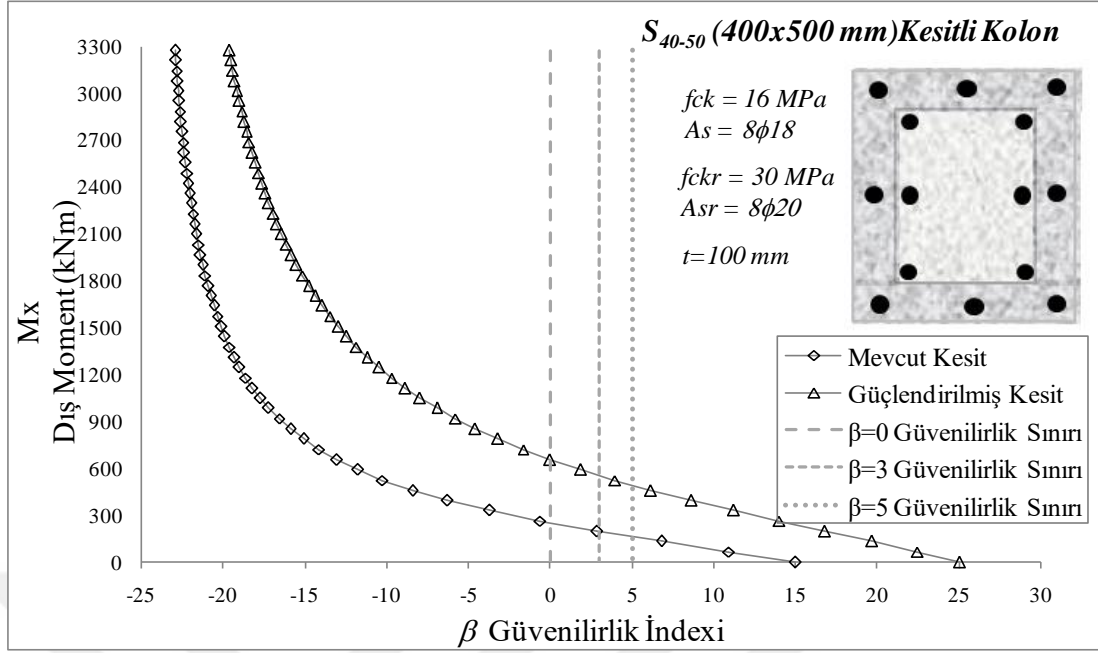
Şekil 4.51 S₄₀₋₅₀ kolonunda $f_{ck}=10 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



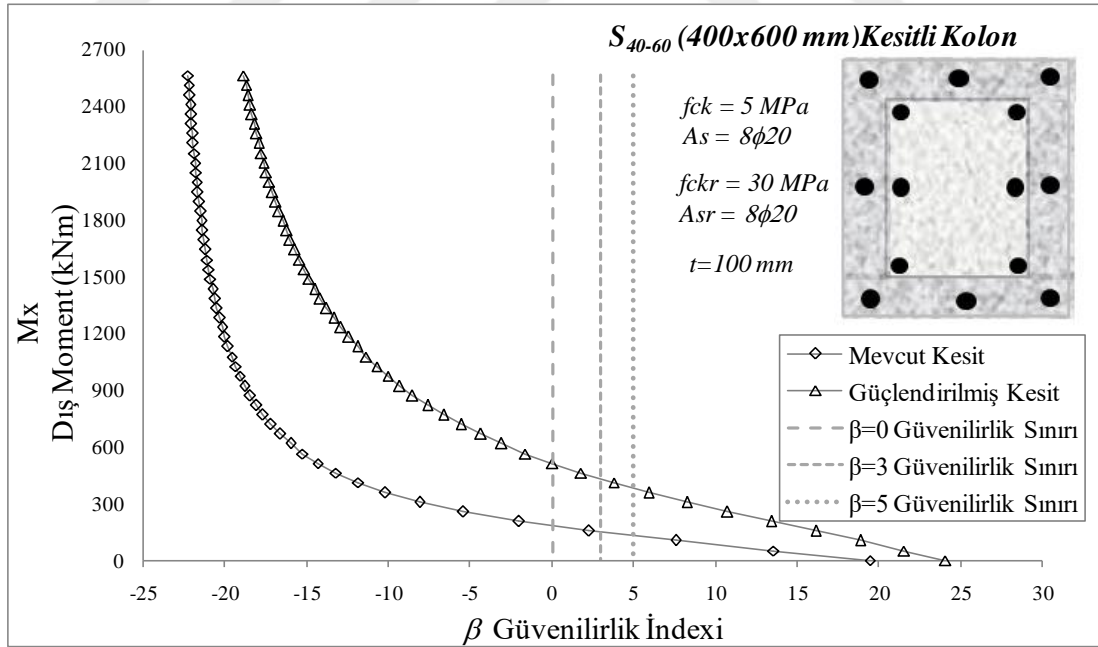
Şekil 4.52 S_{40-50} kolonunda $f_{ck}=12 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



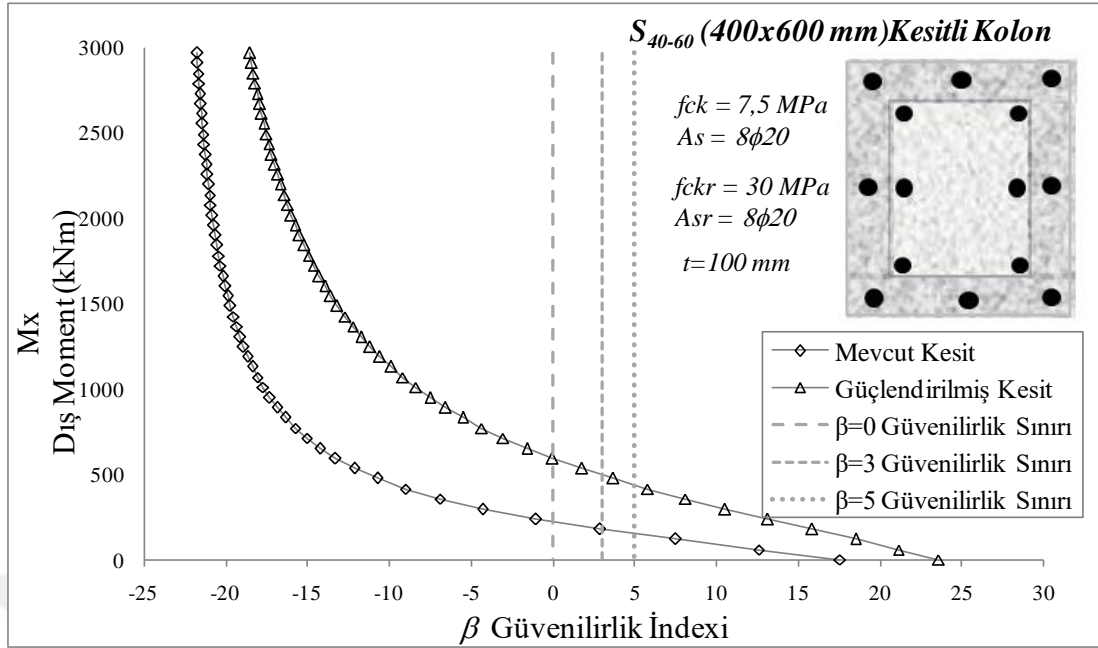
Şekil 4.53 S_{40-50} kolonunda $f_{ck}=14 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



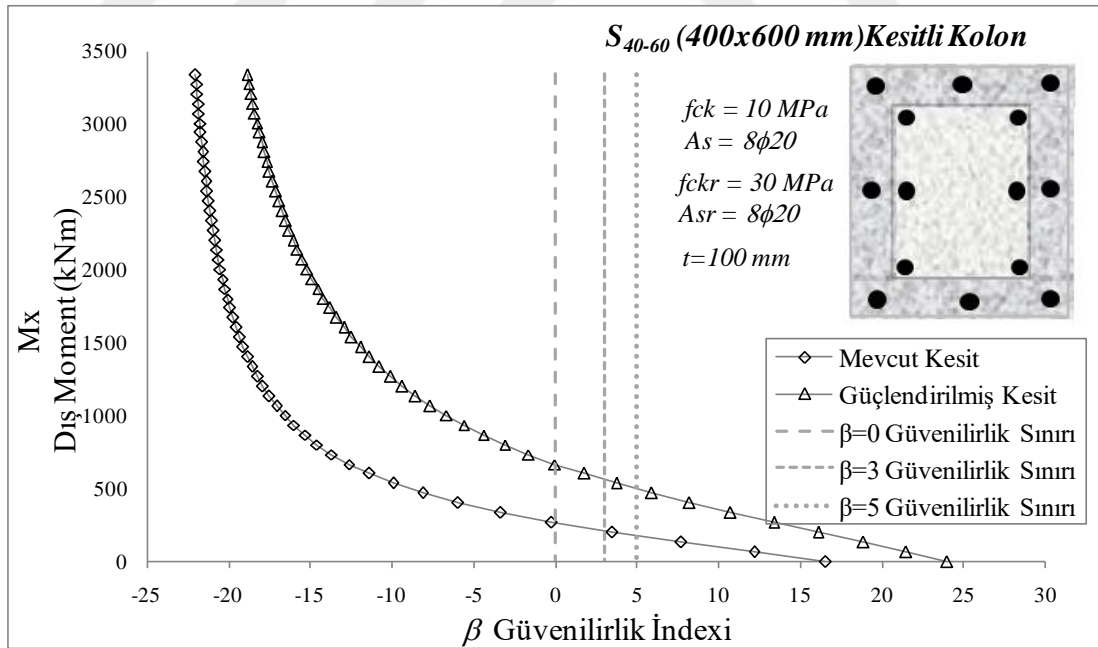
Şekil 4.54 S_{40-50} kolonunda $f_{ck}=16 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



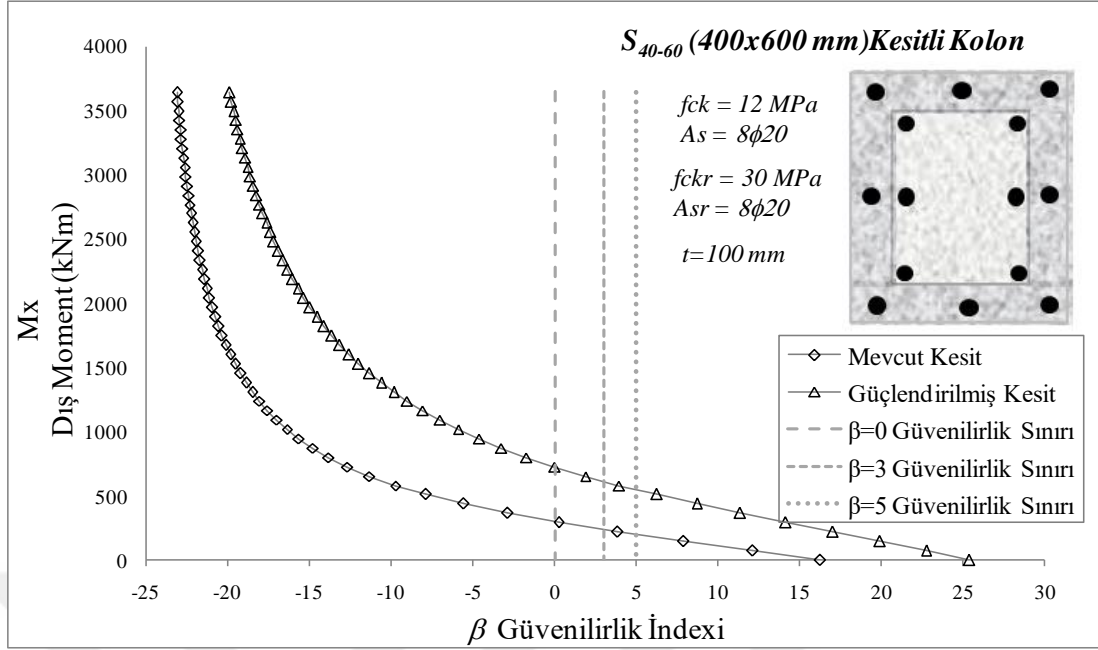
Şekil 4.55 S_{40-60} kolonunda $f_{ck}=5 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



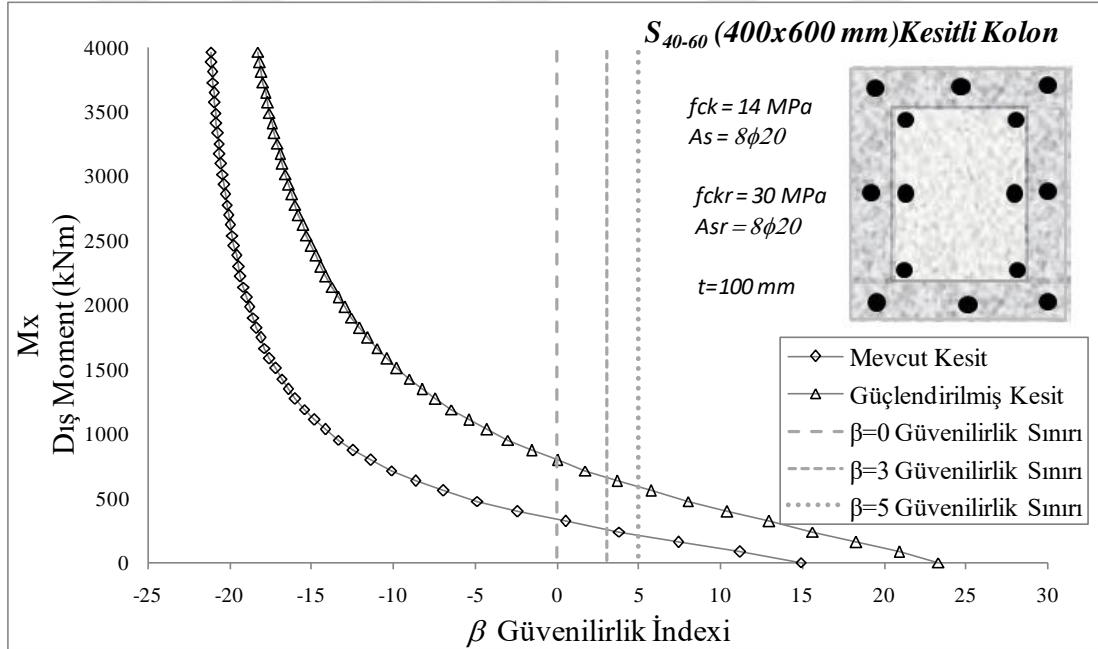
Şekil 4.56 S_{40-60} kolonunda $f_{ck}=7,5 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



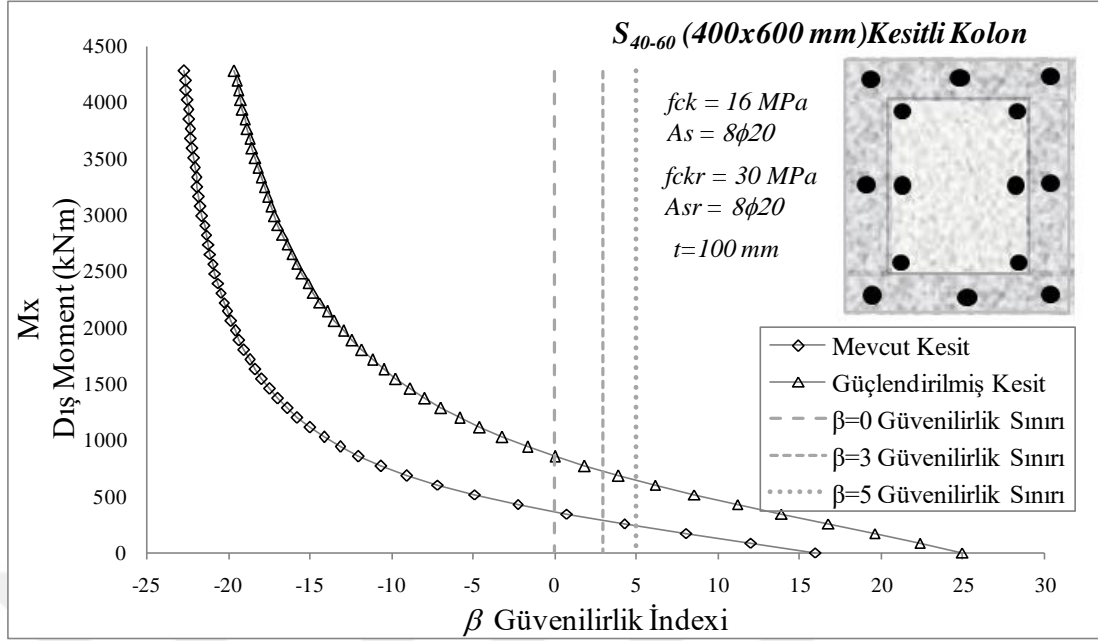
Şekil 4.57 S_{40-60} kolonunda $f_{ck}=10 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



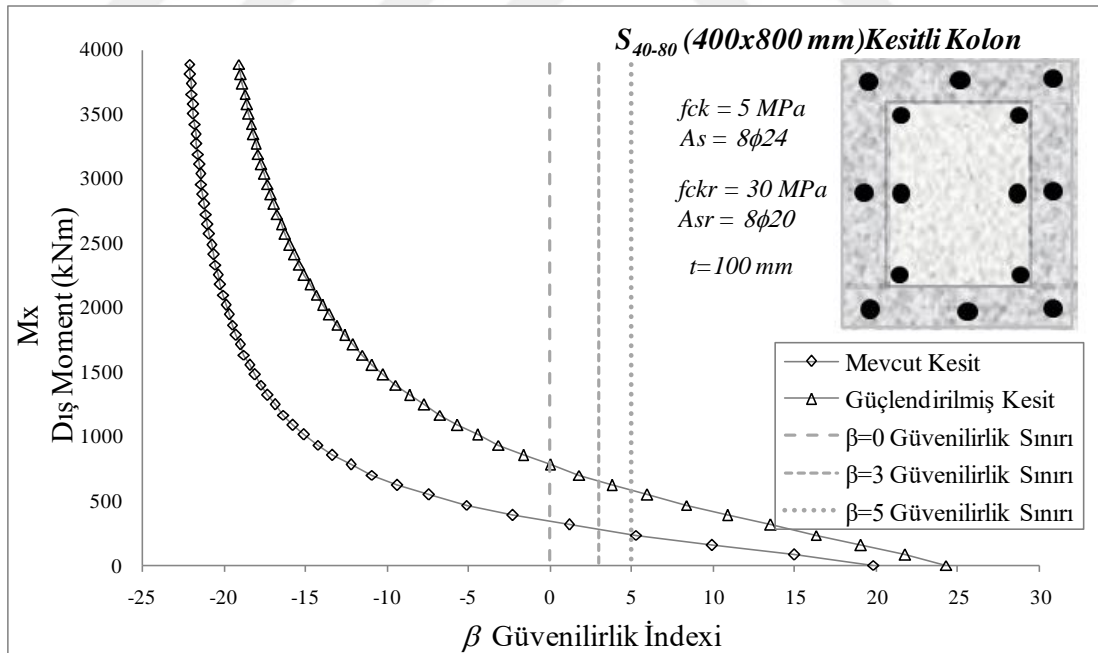
Şekil 4.58 S_{40-60} kolonunda $f_{ck}=12 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



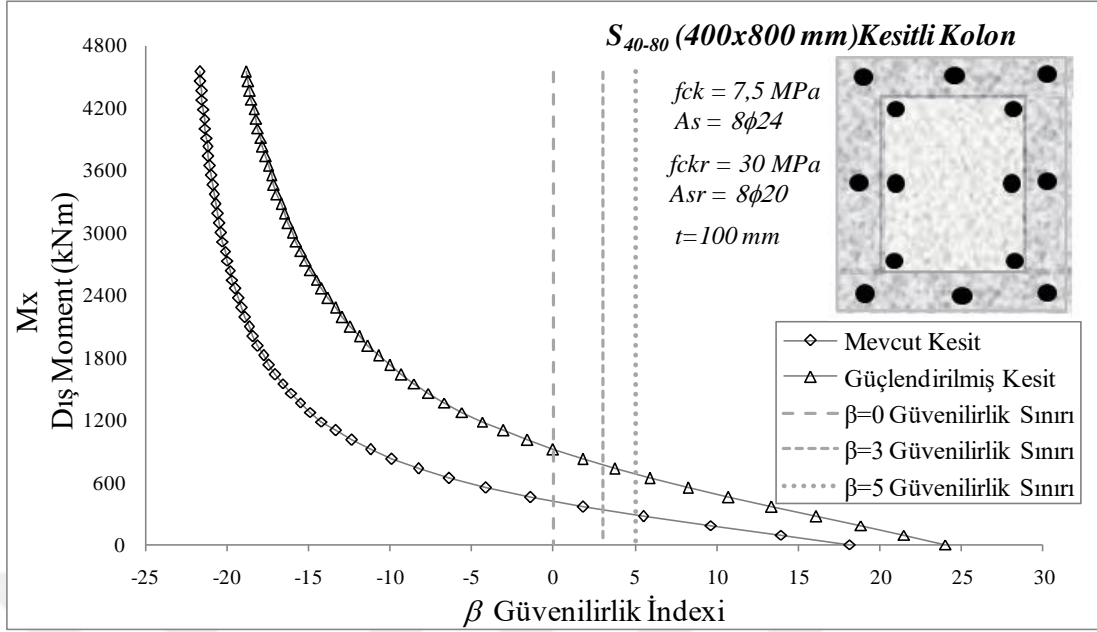
Şekil 4.59 S_{40-60} kolonunda $f_{ck}=14 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



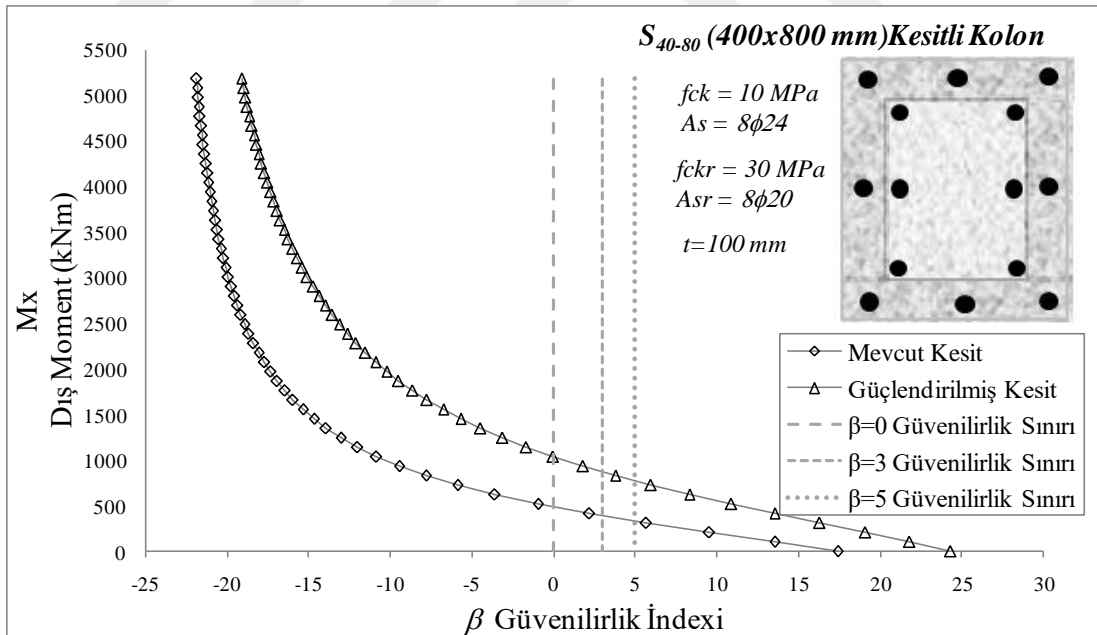
Şekil 4.60 S_{40-60} kolonunda $f_{ck}=16 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



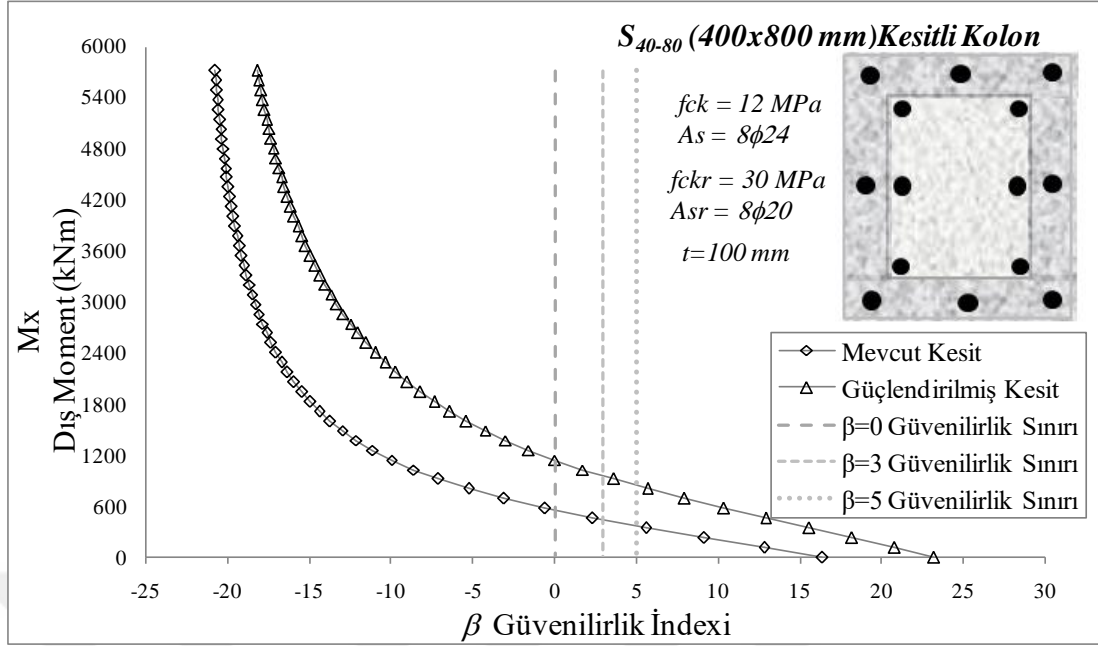
Şekil 4.61 S_{40-80} kolonunda $f_{ck}=5 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



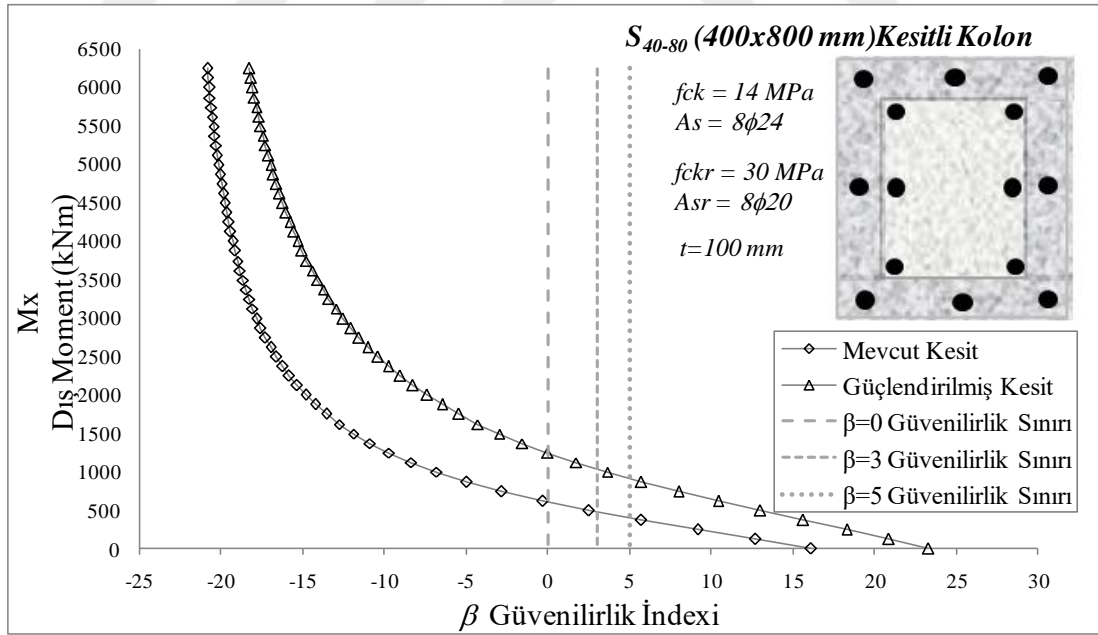
Şekil 4.62 S_{40-80} kolonunda $f_{ck}=7,5 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



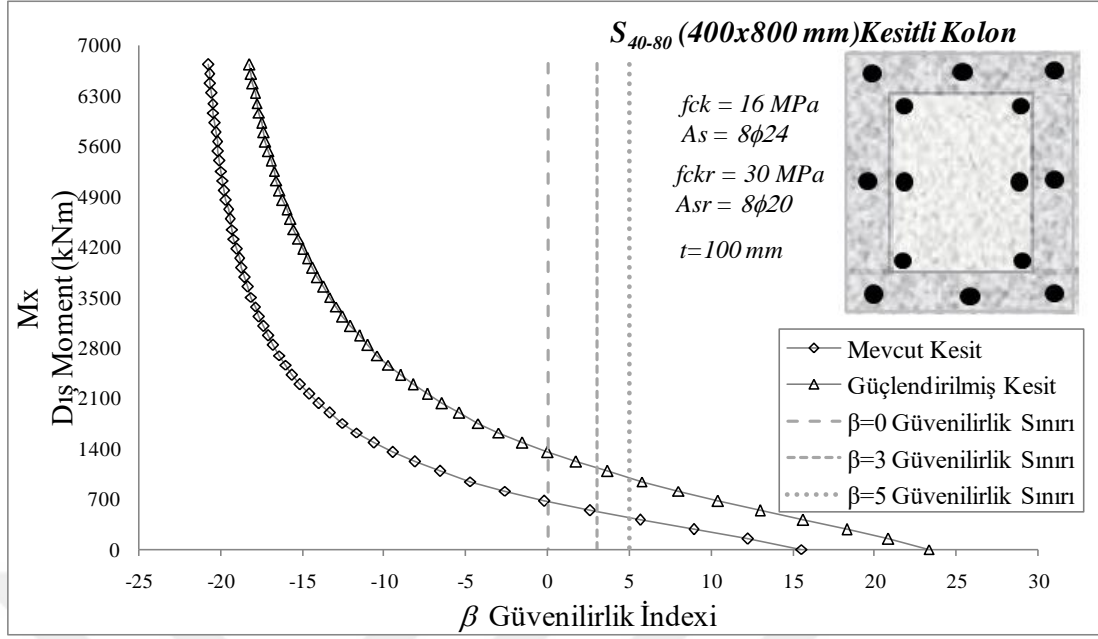
Şekil 4.63 S_{40-80} kolonunda $f_{ck}=10 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



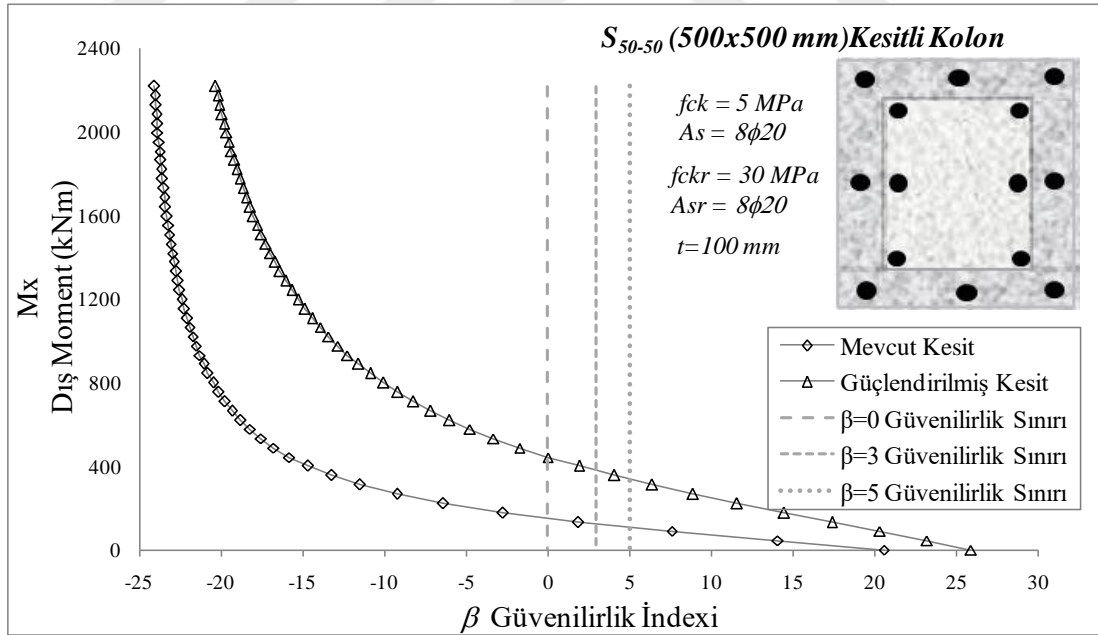
Şekil 4.64 S_{40-80} kolonunda $f_{ck}=12 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



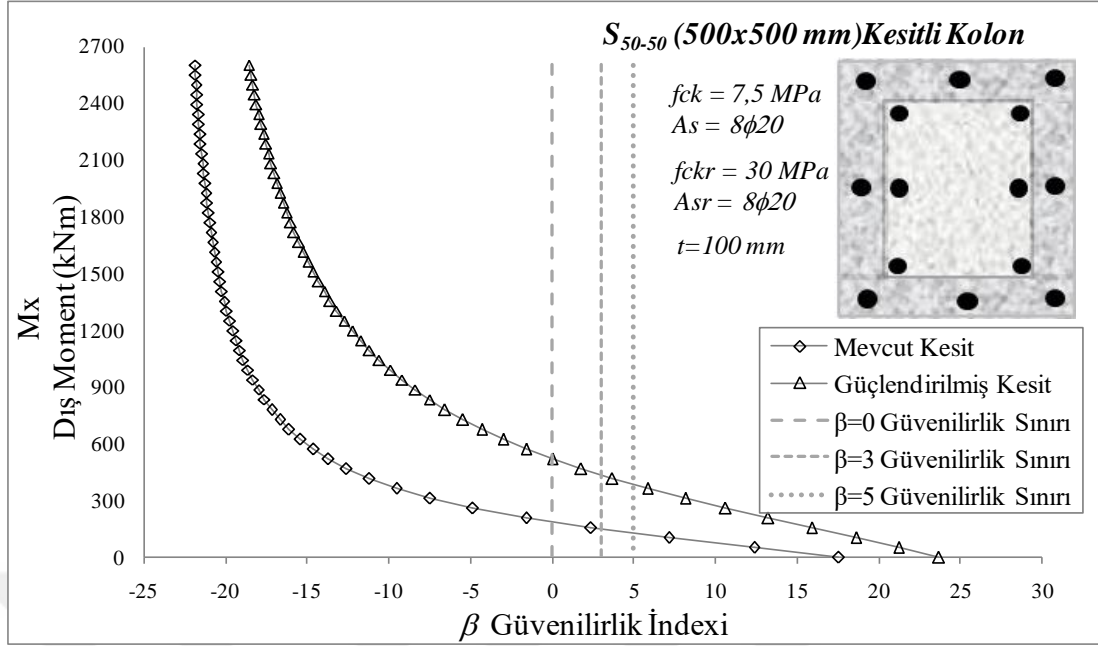
Şekil 4.65 S_{40-80} kolonunda $f_{ck}=14 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



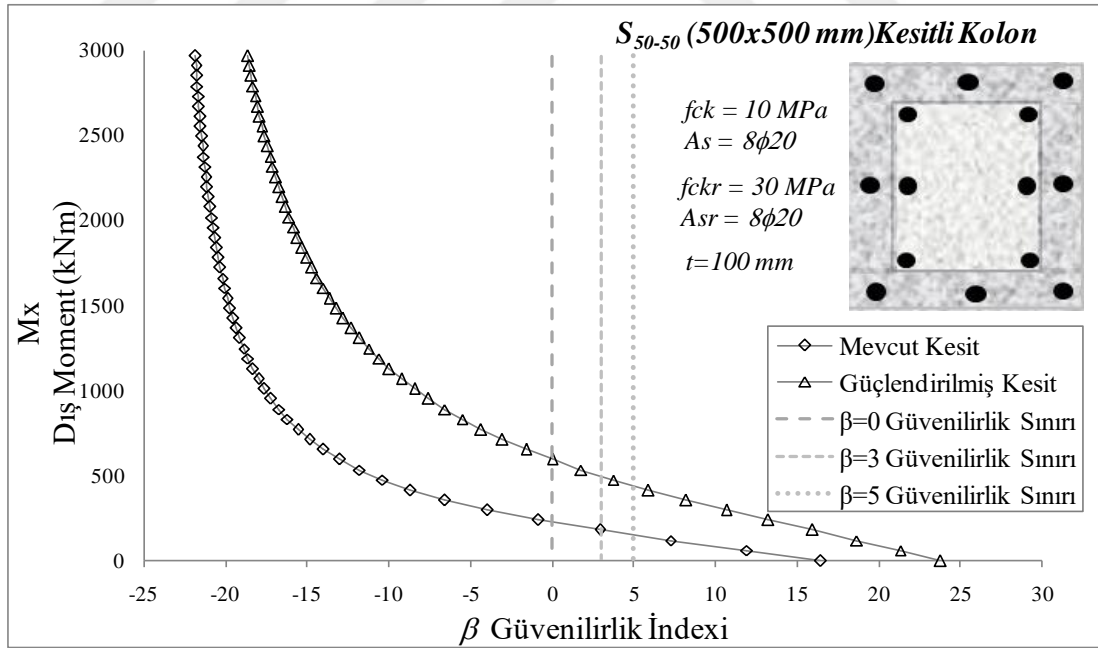
Şekil 4.66 S_{40-80} kolonunda $f_{ck}=16 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



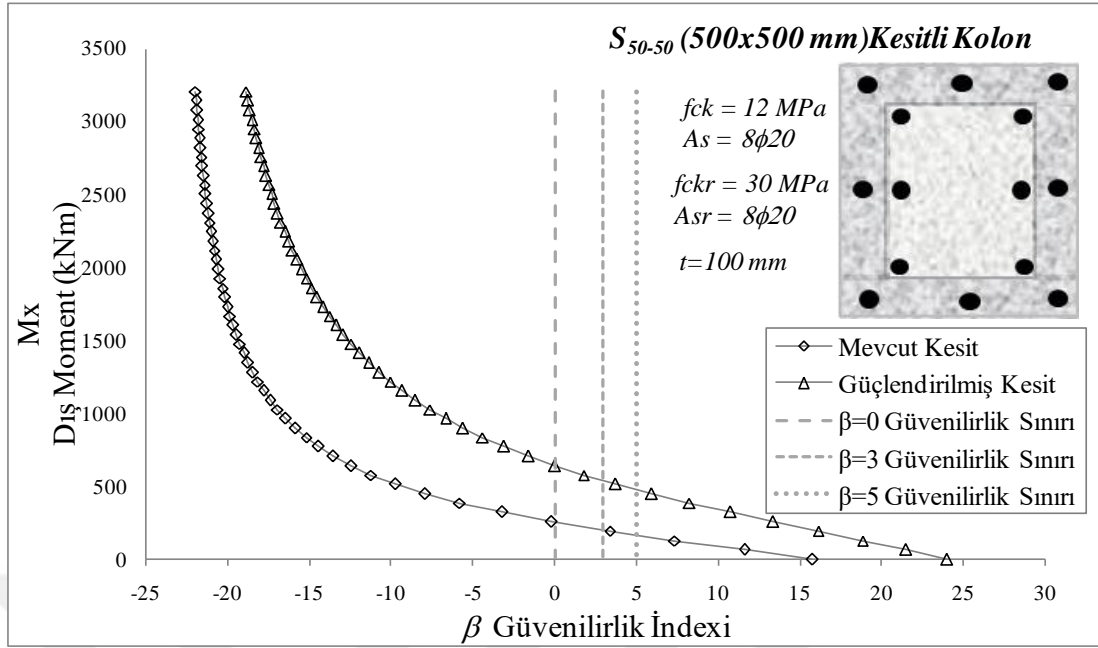
Şekil 4.67 S_{50-50} kolonunda $f_{ck}=5 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



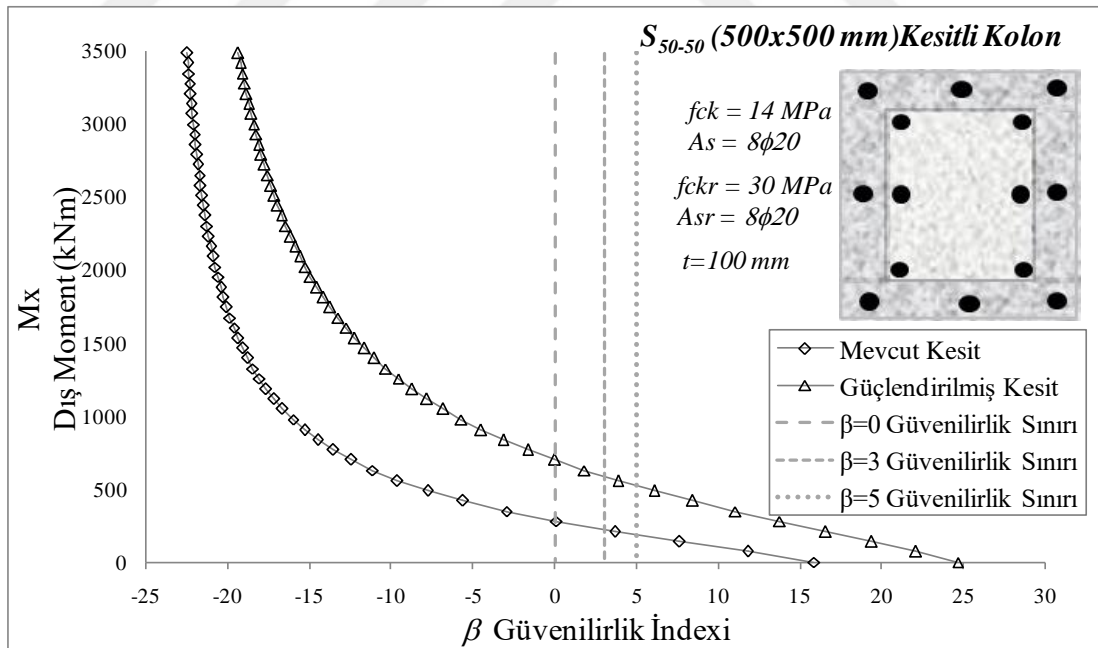
Şekil 4.68 S_{50-50} kolonunda $f_{ck}=7,5 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



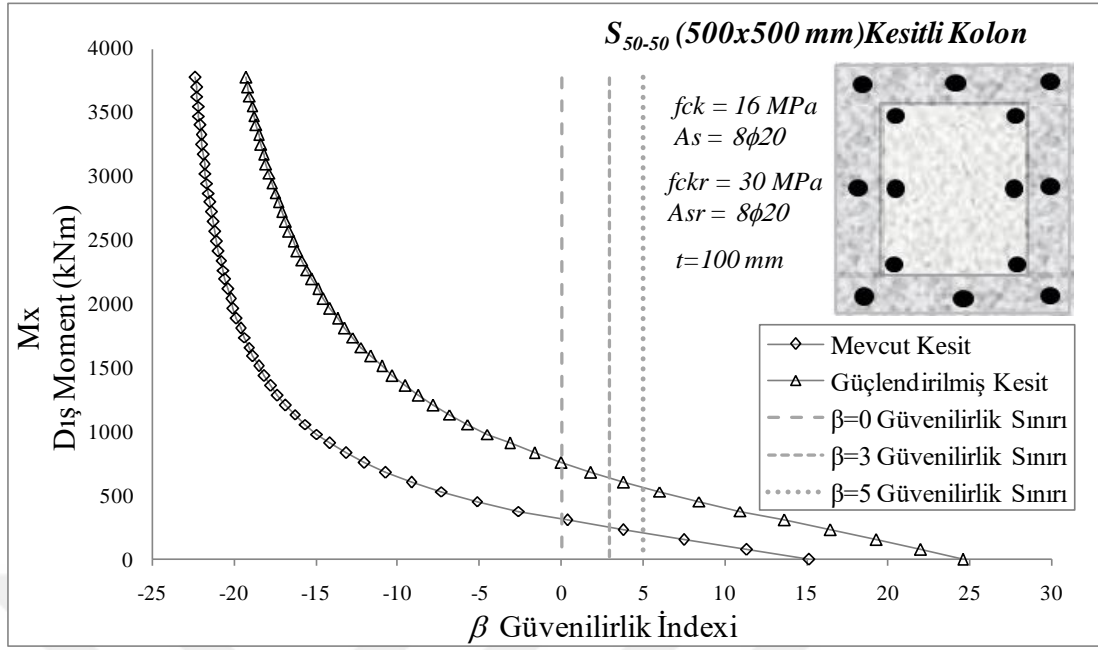
Şekil 4.69 S_{50-50} kolonunda $f_{ck}=10 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



Şekil 4.70 S_{50-50} kolonunda $f_{ck}=12 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



Şekil 4.71 S_{50-50} kolonunda $f_{ck}=14 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri



Şekil 4.72 S_{50-50} kolonunda $f_{ck}=16 \text{ MPa}$ 'daki momente bağlı güvenilirlik indeksleri

Çizelge 4.1 S₂₅₋₃₀ kolonunda, mevcut kesitin değişen beton basınç dayanımlarına göre güçlendirilmeden önceki ve sonraki $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri için direnme momentleri

S ₂₅₋₃₀	Mevcut Beton Dayanımı					
	5 Mpa	7,5 Mpa	10 Mpa	12 Mpa	14 Mpa	16 Mpa
Mevcut Kesitin Taşıma Gücü Moment Kapasitesi (kNm)	31,34	37,84	44,217	49,335	54,456	59,444
Güçlendirilmiş Kesitin Moment Kapasitesi (kNm)	142,99	161,71	180,84	196,06	212,072	226,97
Dayanım Artış Yüzdesi (%)	356,27	327,35	308,99	297,4	289,434	281,82

Güçlendirilmiş Kesitin Taşıyabileceği Direnme Momenti (kNm)	Moment Hesapları						
	$\beta=0$	142,99	161,71	180,84	196,06	212,072	226,97
	$\beta=3$	124,29	136,93	151,4	164,48	178,235	189,91
	$\beta=5$	106,76	122,08	133,9	145,68	158,078	167,89

S₂₅₋₃₀

The graph plots Moment Capacity (kNm) on the y-axis (ranging from 100 to 250) against concrete compressive strength (fck in MPa) on the x-axis (ranging from 4 to 17). Three data series are shown: $\beta=0$ (solid line with circles), $\beta=3$ (dashed line with squares), and $\beta=5$ (dashed line with triangles). All series show a positive linear relationship between concrete strength and moment capacity. The $\beta=0$ series has the highest capacity, followed by $\beta=3$, and then $\beta=5$.

fck (MPa)	$\beta=0$ (kNm)	$\beta=3$ (kNm)	$\beta=5$ (kNm)
5	142,99	124,29	106,76
7,5	161,71	136,93	122,08
10	180,84	151,4	133,9
12	196,06	164,48	145,68
14	212,072	178,235	158,078
16	226,97	189,91	167,89

Çizelge 4.2 S₃₀₋₃₀ kolonunda, mevcut kesitin değişen beton basınç dayanımlarına göre güçlendirilmeden önceki ve sonraki $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri için direnme momentleri

S ₃₀₋₃₀	Mevcut Beton Dayanımı					
	5 Mpa	7,5 Mpa	10 Mpa	12 Mpa	14 Mpa	16 Mpa
Mevcut Kesitin Taşıma Gücü Moment Kapasitesi (kNm)	36,618	44,84	52,182	58,71	64,51	70,57
Güçlendirilmiş Kesitin Moment Kapasitesi (kNm)	151,62	175,05	196,28	215,1	232,58	251,3
Dayanım Artış Yüzdesi (%)	314,06	292,07	276,15	266,4	259,74	256,1

Güçlendirilmiş Kesitin Taşıyabileceği Direnme Momenti (kNm)	Moment Hesapları						
	$\beta=0$	151,62	175,05	196,28	215,1	232,58	251,3
	$\beta=3$	131,19	148,13	166,59	180,2	193,56	210,2
	$\beta=5$	118,76	132,01	148,8	159,6	181,68	185,7

S₃₀₋₃₀

Legend:

- $\beta=0$
- -■- - $\beta=3$
- -▲- - $\beta=5$

Y-axis: Moment Kapasitesi (kNm)

X-axis: fck (MPa)

fck (MPa)	$\beta=0$ (kNm)	$\beta=3$ (kNm)	$\beta=5$ (kNm)
5	151,62	131,19	118,76
7,5	175,05	148,13	132,01
10	196,28	166,59	148,8
12	215,1	180,2	159,6
14	232,58	193,56	181,68
16	251,3	210,2	185,7

Çizelge 4.3 S₃₀₋₄₀ kolonunda, mevcut kesitin değişen beton basınç dayanımlarına göre güçlendirilmeden önceki ve sonraki $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri için direnme momentleri

S ₃₀₋₄₀	Mevcut Beton Dayanımı					
	5 Mpa	7,5 Mpa	10 Mpa	12 Mpa	14 Mpa	16 Mpa
Mevcut Kesitin Taşıma Gücü Moment Kapasitesi (kNm)	66,418	80,016	94,401	105,3	116,03	128,5
Güçlendirilmiş Kesitin Moment Kapasitesi (kNm)	250,91	284,65	320,13	345,3	371,43	399
Dayanım Artış Yüzdesi (%)	277,78	255,74	239,11	228	220,12	210,5

Güçlendirilmiş Kesitin Taşıyabileceği Direnme Momenti (kNm)	Moment Hesapları						
	$\beta=0$	250,91	284,65	320,13	345,3	371,43	399
	$\beta=3$	209,86	232,2	266,95	286,4	310,79	333,1
	$\beta=5$	185,44	201,47	235,4	247	247,7	293,9

S₃₀₋₄₀

Legend: $\beta=0$ (solid line, diamond), $\beta=3$ (dashed line, square), $\beta=5$ (dashed line, triangle)

Y-axis: Moment Kapasitesi (kNm) (100 to 450)

X-axis: fck (MPa) (4 to 17)

fck (MPa)	$\beta=0$ (kNm)	$\beta=3$ (kNm)	$\beta=5$ (kNm)
5	250,91	209,86	185,44
7,5	284,65	232,2	201,47
10	320,13	266,95	235,4
12	345,3	286,4	247
14	371,43	310,79	247,7
16	399	333,1	293,9

Çizelge 4.4 S₃₀₋₅₀ kolonunda, mevcut kesitin değişen beton basınç dayanımlarına göre güçlendirilmeden önceki ve sonraki $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri için direnme momentleri

S ₃₀₋₅₀	Mevcut Beton Dayanımı					
	5 Mpa	7,5 Mpa	10 Mpa	12 Mpa	14 Mpa	16 Mpa
Mevcut Kesitin Taşıma Gücü Moment Kapasitesi (kNm)	106,22	128,56	150,47	167,8	186,02	202,6
Güçlendirilmiş Kesitin Moment Kapasitesi (kNm)	332,46	381,71	429,68	465,8	496,04	526,5
Dayanım Artış Yüzdesi (%)	213	196,92	185,56	177,5	166,67	159,8

Güçlendirilmiş Kesitin Taşıyabileceği Direnme Momenti (kNm)	Moment Hesapları						
	$\beta=0$	332,46	381,71	429,68	465,8	496,04	526,5
	$\beta=3$	279,47	320,05	364,01	391,8	415,98	446,8
	$\beta=5$	247,89	283,37	324,64	347,7	368,3	398,9

S₃₀₋₅₀

Y-axis: Moment Kapasitesi (kNm) (100 to 550)

X-axis: fck (MPa) (4 to 17)

Legend:

- $\beta=0$ (Solid line, circles)
- $\beta=3$ (Dashed line, squares)
- $\beta=5$ (Dashed line, triangles)

fck (MPa)	$\beta=0$ (kNm)	$\beta=3$ (kNm)	$\beta=5$ (kNm)
5	332,46	279,47	247,89
7,5	381,71	320,05	283,37
10	429,68	364,01	324,64
12	465,8	391,8	347,7
14	496,04	415,98	368,3
16	526,5	446,8	398,9

Çizelge 4.5 S₃₀₋₆₀ kolonunda, mevcut kesitin değişen beton basınç dayanımlarına göre güçlendirilmeden önceki ve sonraki $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri için direnme momentleri

S ₃₀₋₆₀	Mevcut Beton Dayanımı						
	5 Mpa	7,5 Mpa	10 Mpa	12 Mpa	14 Mpa	16 Mpa	
Mevcut Kesitin Taşıma Gücü Moment Kapasitesi (kNm)	158	189,15	221,08	246,9	271,71	295,9	
Güçlendirilmiş Kesitin Moment Kapasitesi (kNm)	471,35	536,07	598,12	640,3	687,2	734,7	
Dayanım Artış Yüzdesi (%)	198,32	183,41	170,55	159,4	152,92	148,3	
Güçlendirilmiş Kesitin Taşıyabileceği Direnme Momenti (kNm)	Moment Hesapları						
	$\beta=0$	471,35	536,07	598,12	640,3	687,21	734,7
	$\beta=3$	398,12	454,25	503,84	544,6	581,57	624,5
	$\beta=5$	354,36	405,36	447,57	486,9	518,18	558,3
<p style="text-align: center;">S₃₀₋₆₀</p> <p style="text-align: center;">Moment Kapasitesi (kNm)</p> <p style="text-align: center;">fck (MPa)</p>							

Çizelge 4.6 S₃₀₋₇₅ kolonunda, mevcut kesitin değişen beton basınç dayanımlarına göre güçlendirilmeden önceki ve sonraki $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri için direnme momentleri

S ₃₀₋₇₅	Mevcut Beton Dayanımı					
	5 Mpa	7,5 Mpa	10 Mpa	12 Mpa	14 Mpa	16 Mpa
Mevcut Kesitin Taşıma Gücü Moment Kapasitesi (kNm)	246,02	293,26	342,8	382,2	421,65	459,9
Güçlendirilmiş Kesitin Moment Kapasitesi (kNm)	634,72	722,95	807,72	880,3	950,38	1022
Dayanım Artış Yüzdesi (%)	158	146,52	135,63	130,4	125,4	122,2

Güçlendirilmiş Kesitin Taşıyabileceği Direnme Momenti (kNm)	Moment Hesapları						
	$\beta=0$	634,72	722,95	807,72	880,3	950,38	1022
	$\beta=3$	542,27	606,48	676,69	744,7	798,93	863,4
	$\beta=5$	486,89	537,49	599,48	663,5	708,65	768,6

S₃₀₋₇₅

Moment Kapasitesi (kNm)

fck (MPa)

fck (MPa)	$\beta=0$ (kNm)	$\beta=3$ (kNm)	$\beta=5$ (kNm)
5	634,72	542,27	486,89
7,5	722,95	606,48	537,49
10	807,72	676,69	599,48
12	880,3	744,7	663,5
14	950,38	798,93	708,65
16	1022	863,4	768,6

Çizelge 4.7 S₃₀₋₉₀ kolonunda, mevcut kesitin değişen beton basınç dayanımlarına göre güçlendirilmeden önceki ve sonraki $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri için direnme momentleri

S ₃₀₋₉₀	Mevcut Beton Dayanımı					
	5 Mpa	7,5 Mpa	10 Mpa	12 Mpa	14 Mpa	16 Mpa
Mevcut Kesitin Taşıma Gücü Moment Kapasitesi (kNm)	353,72	426,52	496,37	556,1	613,67	668,78
Güçlendirilmiş Kesitin Moment Kapasitesi (kNm)	891,77	1015,3	136,8	1239,5	1338,2	1435
Dayanım Artış Yüzdesi (%)	152,11	138,03	129,02	122,9	118,06	114,58

Güçlendirilmiş Kesitin Taşıyabileceği Direnme Momenti (kNm)	Moment Hesapları						
	$\beta=0$	891,77	1015,3	1136,8	1239,5	1338,2	1435
	$\beta=3$	745,8	849,96	947,55	1033,2	1330,2	1201
	$\beta=5$	659,9	752,06	835,45	910,96	1008,6	1062,4

S₃₀₋₉₀

Moment Kapasitesi (kNm)

fck (MPa)

fck (MPa)	Moment Capacity (kNm) for $\beta=0$	Moment Capacity (kNm) for $\beta=3$	Moment Capacity (kNm) for $\beta=5$
5	891,77	745,8	659,9
7,5	1015,3	849,96	752,06
10	1136,8	947,55	835,45
12	1239,5	1033,2	910,96
14	1338,2	1330,2	1008,6
16	1435	1201	1062,4

Çizelge 4.8 S₄₀₋₄₀ kolonunda, mevcut kesitin değişen beton basınç dayanımlarına göre güçlendirilmeden önceki ve sonraki $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri için direnme momentleri

S ₄₀₋₄₀	Mevcut Beton Dayanımı																																	
	5 Mpa	7,5 Mpa	10 Mpa	12 Mpa	14 Mpa	16 Mpa																												
Mevcut Kesitin Taşıma Gücü Moment Kapasitesi (kNm)	75,566	94,404	113,43	128,27	143,61	157,31																												
Güçlendirilmiş Kesitin Moment Kapasitesi (kNm)	273,86	320,11	365	400,03	434,8	458,32																												
Dayanım Artış Yüzdesi (%)	262,41	239,08	221,77	211,86	202,76	191,35																												
Güçlendirilmiş Kesitin Taşıyabileceği Direnme Momenti (kNm)	Moment Hesapları																																	
	$\beta=0$	273,86	320,11	36,995	400,03	434,81	458,32																											
	$\beta=3$	229,73	268,5	308,26	336,89	360,66	372,15																											
	$\beta=5$	203,6	237,98	274,4	299,24	316,78	324,1																											
<p style="text-align: center;">S₄₀₋₄₀</p> <table border="1" style="display: none;"> <caption>Data points for the graph</caption> <thead> <tr> <th>fck (MPa)</th> <th>Moment Capacity (kNm) $\beta=0$</th> <th>Moment Capacity (kNm) $\beta=3$</th> <th>Moment Capacity (kNm) $\beta=5$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>5</td> <td>273,86</td> <td>229,73</td> <td>203,6</td> </tr> <tr> <td>7,5</td> <td>320,11</td> <td>268,5</td> <td>237,98</td> </tr> <tr> <td>10</td> <td>365</td> <td>308,26</td> <td>274,4</td> </tr> <tr> <td>12</td> <td>400,03</td> <td>336,89</td> <td>299,24</td> </tr> <tr> <td>14</td> <td>434,8</td> <td>360,66</td> <td>316,78</td> </tr> <tr> <td>16</td> <td>458,32</td> <td>372,15</td> <td>324,1</td> </tr> </tbody> </table>							fck (MPa)	Moment Capacity (kNm) $\beta=0$	Moment Capacity (kNm) $\beta=3$	Moment Capacity (kNm) $\beta=5$	5	273,86	229,73	203,6	7,5	320,11	268,5	237,98	10	365	308,26	274,4	12	400,03	336,89	299,24	14	434,8	360,66	316,78	16	458,32	372,15	324,1
fck (MPa)	Moment Capacity (kNm) $\beta=0$	Moment Capacity (kNm) $\beta=3$	Moment Capacity (kNm) $\beta=5$																															
5	273,86	229,73	203,6																															
7,5	320,11	268,5	237,98																															
10	365	308,26	274,4																															
12	400,03	336,89	299,24																															
14	434,8	360,66	316,78																															
16	458,32	372,15	324,1																															

Çizelge 4.9 S₄₀₋₅₀ kolonunda, mevcut kesitin değişen beton basınç dayanımlarına göre güçlendirilmeden önceki ve sonraki $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri için direnme momentleri

S ₄₀₋₅₀	Mevcut Beton Dayanımı					
	5 Mpa	7,5 Mpa	10 Mpa	12 Mpa	14 Mpa	16 Mpa
Mevcut Kesitin Taşıma Gücü Moment Kapasitesi (kNm)	120,16	150,21	178,73	202,23	226,69	249,9
Güçlendirilmiş Kesitin Moment Kapasitesi (kNm)	398,76	464,69	525,06	564,22	610,74	656,18
Dayanım Artış Yüzdesi (%)	231,85	209,35	193,78	178,99	169,42	162,58

Güçlendirilmiş Kesitin Taşıyabileceği Direnme Momenti (kNm)	Moment Hesapları						
	$\beta=0$	398,76	464,69	525,06	564,22	610,74	656,18
	$\beta=3$	335,8	398,34	438,59	468,06	515,4	554,1
	$\beta=5$	298,2	344,5	387,35	411,07	457,93	493,32

S₄₀₋₅₀

Y-axis: Moment Kapasitesi (kNm) (100 to 700)

X-axis: fck (MPa) (4 to 17)

Legend: $\beta=0$ (solid line, diamond), $\beta=3$ (dashed line, square), $\beta=5$ (dashed line, triangle)

fck (MPa)	$\beta=0$ (kNm)	$\beta=3$ (kNm)	$\beta=5$ (kNm)
5	398,76	335,8	298,2
7,5	464,69	398,34	344,5
10	525,06	438,59	387,35
12	564,22	468,06	411,07
14	610,74	515,4	457,93
16	656,18	554,1	493,32

Çizelge 4.10 S_{40-60} kolonunda, mevcut kesitin değişen beton basınç dayanımlarına göre güçlendirilmeden önceki ve sonraki $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri için direnme momentleri

S_{40-60}	Mevcut Beton Dayanımı						
	5 Mpa	7,5 Mpa	10 Mpa	12 Mpa	14 Mpa	16 Mpa	
Mevcut Kesitin Taşıma Gücü Moment Kapasitesi (kNm)	179,41	221,05	263,58	297,12	330,13	363,02	
Güçlendirilmiş Kesitin Moment Kapasitesi (kNm)	512,75	594,57	668,07	729,51	793,98	855,3	
Dayanım Artış Yüzdesi (%)	185,8	168,98	153,46	145,52	140,51	135,61	
Güçlendirilmiş Kesitin Taşıyabileceği Direnme Momenti (kNm)	Moment Hesapları						
	$\beta=0$	512,75	594,57	668,07	729,51	793,98	855,31
	$\beta=3$	429,77	496,66	559,95	617,84	661,79	721,91
	$\beta=5$	380,54	438,63	495,72	550,29	583,49	642,32
<p style="text-align: center;">S_{40-60}</p> <p style="text-align: center;">Moment Kapasitesi (kNm)</p> <p style="text-align: center;">fck (MPa)</p>							

Çizelge 4.11 S₄₀₋₈₀ kolonunda, mevcut kesitin değişen beton basınç dayanımlarına göre güçlendirilmeden önceki ve sonraki $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri için direnme momentleri

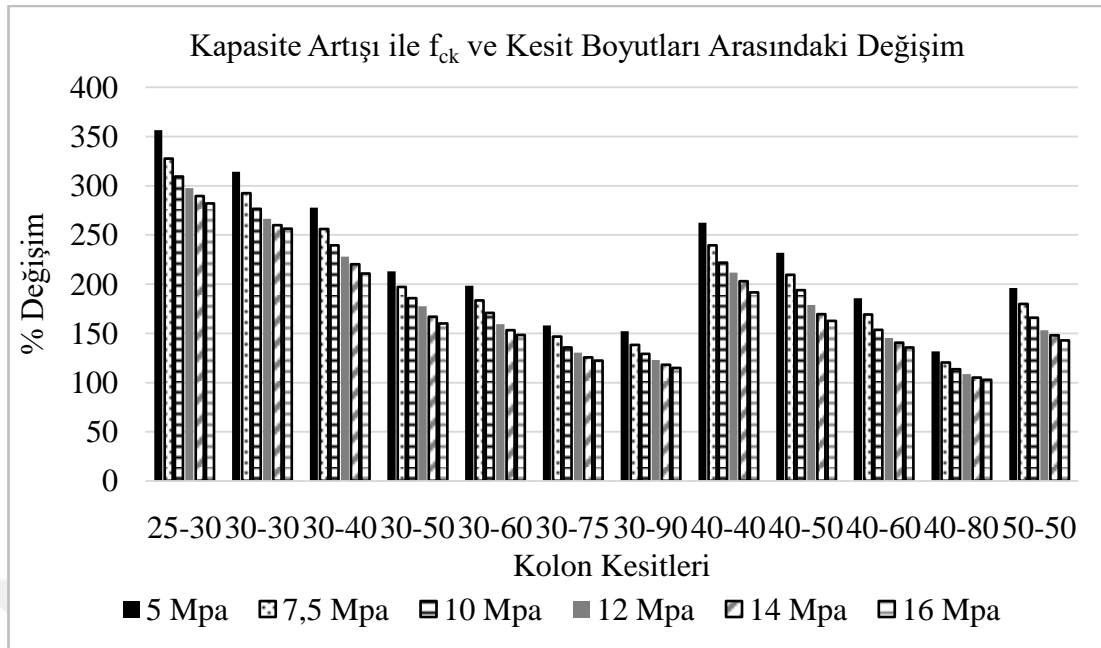
S ₄₀₋₈₀	Mevcut Beton Dayanımı						
	5 Mpa	7,5 Mpa	10 Mpa	12 Mpa	14 Mpa	16 Mpa	
Mevcut Kesitin Taşıma Gücü Moment Kapasitesi (kNm)	335,57	413,5	486,47	548,24	609,72	665,55	
Güçlendirilmiş Kesitin Moment Kapasitesi (kNm)	777,53	910,34	1038,4	1143,8	1249,2	1349,1	
Dayanım Artış Yüzdesi (%)	131,7	120,15	113,45	108,63	104,91	102,7	
Güçlendirilmiş Kesitin Taşıyabileceği Direnme Momenti (kNm)	Moment Hesapları						
	$\beta=0$	777,53	910,34	1038,4	1143,8	1249,2	1349,1
	$\beta=3$	652,99	762,75	872,21	952,42	1041,2	1124
	$\beta=5$	578,67	675,01	773,61	805,5	918,08	1124
<p style="text-align: center;">S₄₀₋₈₀</p> <p style="text-align: center;">Moment Kapasitesi (kNm)</p> <p style="text-align: center;">fck (MPa)</p>							

Çizelge 4.12 S₅₀₋₅₀ kolonunda, mevcut kesitin değişen beton basınç dayanımlarına göre güçlendirilmeden önceki ve sonraki $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri için direnme momentleri

S ₅₀₋₅₀	Mevcut Beton Dayanımı																																	
	5 Mpa	7,5 Mpa	10 Mpa	12 Mpa	14 Mpa	16 Mpa																												
Mevcut Kesitin Taşıma Gücü Moment Kapasitesi (kNm)	149,94	186,17	223,41	253,18	281,57	311,16																												
Güçlendirilmiş Kesitin Moment Kapasitesi (kNm)	444,15	521,02	593,39	641,35	698,02	755,32																												
Dayanım Artış Yüzdesi (%)	196,22	179,87	165,61	153,32	147,9	142,74																												
Güçlendirilmiş Kesitin Taşıyabileceği Direnme Momenti (kNm)	Moment Hesapları																																	
	$\beta=0$	444,15	521,02	593,39	641,35	698,02	755,32																											
	$\beta=3$	377,1	433,83	496,36	537,55	587,85	635,73																											
	$\beta=5$	337,01	383,99	438,77	475,9	522,16	564,51																											
<p>The graph shows the relationship between concrete compressive strength (fck) and moment capacity for three different reliability levels. The x-axis represents fck (MPa) from 4 to 17, and the y-axis represents Moment Capacity (kNm) from 100 to 800. Three data series are plotted: beta=0 (solid line with circles), beta=3 (dashed line with squares), and beta=5 (dashed line with triangles). All three series show a positive linear correlation between fck and moment capacity. The beta=0 series consistently has the highest moment capacity, followed by beta=3, and then beta=5.</p> <table border="1"> <caption>Data points for the S50-50 Moment Capacity Graph</caption> <thead> <tr> <th>fck (MPa)</th> <th>Moment Capacity (kNm) - $\beta=0$</th> <th>Moment Capacity (kNm) - $\beta=3$</th> <th>Moment Capacity (kNm) - $\beta=5$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>5</td> <td>444,15</td> <td>377,1</td> <td>337,01</td> </tr> <tr> <td>7,5</td> <td>521,02</td> <td>433,83</td> <td>383,99</td> </tr> <tr> <td>10</td> <td>593,39</td> <td>496,36</td> <td>438,77</td> </tr> <tr> <td>12</td> <td>641,35</td> <td>537,55</td> <td>475,9</td> </tr> <tr> <td>14</td> <td>698,02</td> <td>587,85</td> <td>522,16</td> </tr> <tr> <td>16</td> <td>755,32</td> <td>635,73</td> <td>564,51</td> </tr> </tbody> </table>							fck (MPa)	Moment Capacity (kNm) - $\beta=0$	Moment Capacity (kNm) - $\beta=3$	Moment Capacity (kNm) - $\beta=5$	5	444,15	377,1	337,01	7,5	521,02	433,83	383,99	10	593,39	496,36	438,77	12	641,35	537,55	475,9	14	698,02	587,85	522,16	16	755,32	635,73	564,51
fck (MPa)	Moment Capacity (kNm) - $\beta=0$	Moment Capacity (kNm) - $\beta=3$	Moment Capacity (kNm) - $\beta=5$																															
5	444,15	377,1	337,01																															
7,5	521,02	433,83	383,99																															
10	593,39	496,36	438,77																															
12	641,35	537,55	475,9																															
14	698,02	587,85	522,16																															
16	755,32	635,73	564,51																															

Bu çizelgelerde verilen değerler sadece $\beta=0$, $\beta=3$ ve $\beta=5$ güvenilirlik düzeyleri içindir. Bu güvenilirlik düzeylerinin dışındaki güvenilirlikler söz konusu olduğunda yukarıda verilen grafiklerin kullanımı kesitin $N=0.5.A_c.f_{ck}$ düzeyinde aksel yüküyle yüklü olması kaydıyla mümkündür. Her bir kolon kesiti için ayrı ayrı oluşturulan bu çizelgelerde sadece güvenilirlik düzeylerine bağlı olarak belirlenmiş eğilme momentlerinin sayısal değerleri ve grafiksel değişimi değil, mevcut kesitin direnme momenti kapasitesi, güçlendirilmiş kesitin direnme momenti kapasitesi ve güçlendirme ile mevcut kesitin kapasitesindeki artış yüzdesi değerleri de verilmiştir. Tablolardaki tüm grafikler incelendiğinde $S_{25 \times 30}$, $S_{30 \times 60}$, $S_{30 \times 75}$, $S_{30 \times 90}$ kolon kesitlerindeki, betonun basınç dayanımı değerine bağlı olarak güçlendirilmiş kesitin moment kapasitesinde doğrusal bir artış görülmektedir (bkz. Çizelge 4.1, 4.5, 4.6, 4.7). $S_{30 \times 30}$, $S_{30 \times 40}$, $S_{30 \times 50}$, $S_{40 \times 40}$, $S_{40 \times 50}$, $S_{40 \times 60}$, $S_{40 \times 80}$, $S_{50 \times 50}$ kolon kesitlerindeki kesit moment kapasitesindeki artışın doğrusaldan eğrisele dönen bir eğilimde olduğunu söylemek mümkündür (bkz. Çizelge 4.2, 4.3, 4.4, 4.8, 4.9, 4.10, 4.11, 4.12). Yukarıda verilen tablo ve grafiklerde ilaveten güvenilirlik düzeyinin arttıkça kesit moment kapasitesinin bu güvenilirlik düzeyine bağlı olarak azaldığını da görmek mümkündür.

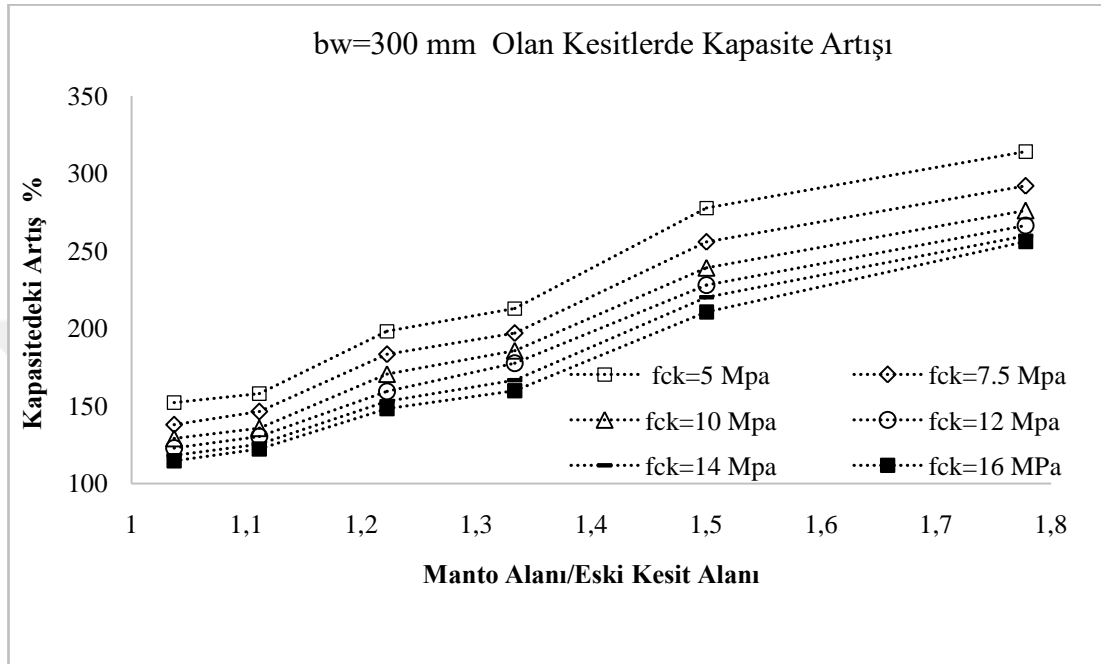
Eğilme momenti kapasitesi ile mevcut kesit beton dayanımı arasında değerlendirme yapmak gerekirse, mantolu kesit eğilme momenti kapasitesindeki artış oranı yüzdesi, mevcut kesitin beton basınç dayanımı arttıkça azaldığı, bu çalışma kapsamında dikkate alınana tüm kolonlarda görülmüştür. Bu sonuç için Şekil 4.73'de verilen çubuk diyagramlardan kolaylıkla anlaşılabilir.



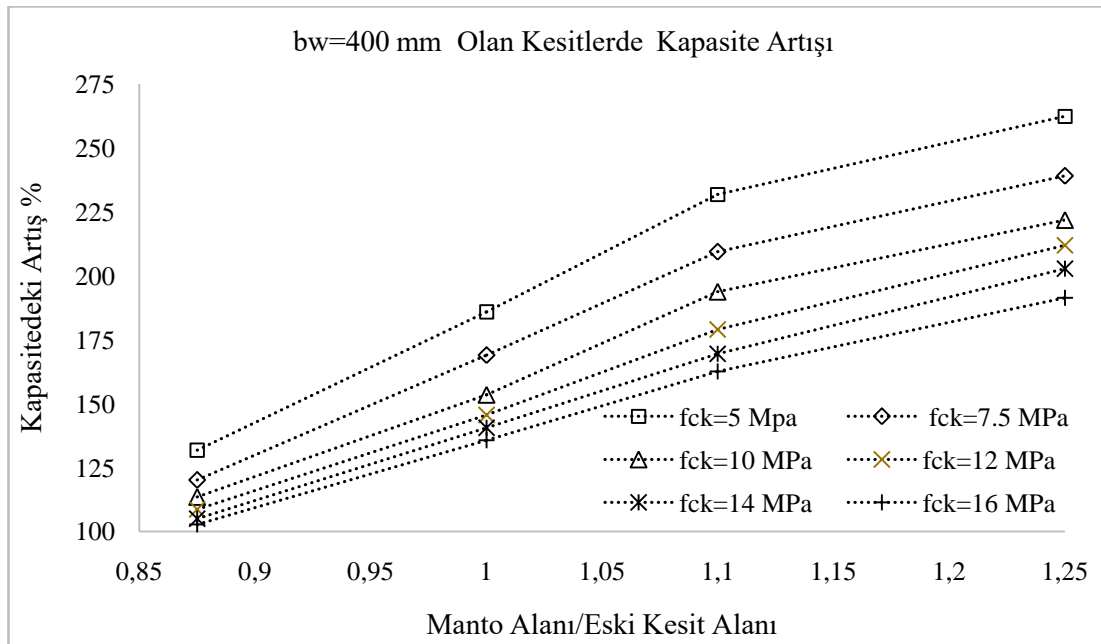
Şekil 4.73 Kapasite artışına bağlı olarak beton dayanımı ve kesit boyutlarına ait değişim grafiği

Güvenilirlik derecesinden bağımsız bir değerlendirme yapmak gerekirse, betonarme manto ile güçlendirmede, eğilme momenti taşıma kapasitesinde en fazla artış $f_{ck}=5$ MPa için %356,27 ile S_{25-30} kolon kesitinde meydana gelmiştir. En az artış $f_{ck}=16$ MPa için %102,7 ile S_{40-80} kolon kesitinde meydana gelmiştir. Bunun nedenini brüt betonarme manto alanını brüt beton kesitine oranı ve donatı yerleşimi ile açıklamak mümkündür. Bunun için kesit genişliği $b_w=300$ mm ve $b_w=400$ mm olan kolon kesitleri kendi içlerinde değerlendirildiğinde brüt betonarme manto alanını brüt beton kesitine oranı arttıkça moment taşıma kapasitesinde de artışın meydana geldiği Şekil 4.74, Şekil 4.75'ten açık bir şekilde anlaşılmaktadır. Bu durumu kare kesitli kolonların karşılaştırılmasıyla daha açık bir şekilde anlatmak gerekirse; örneğin, $f_{ck}=14$ MPa'lık mevcut beton dayanımına sahip kare kolon kesitlerinde 10 cm kalınlığındaki betonarme manto ile en fazla S_{30-30} kolonun da (brüt betonarme manto alanını brüt beton kesitine oranı=1.7778) % 259,74 lik, kapasite artışı görülürken, S_{40-40} kolonunda (brüt betonarme manto alanını brüt beton kesitine oranı =1.25) bu kapasite artışı mevcut kapasitenin % 202,76'si kadar olmuş ve en küçük kapasite artışı ise S_{50-50} kolonunda (brüt betonarme manto alanını brüt beton kesitine oranı =0.96) olmuş ve mevcut kapasitenin % 147,9 si kadar gerçekleşmiştir (Bkz. Şekil 4.76).

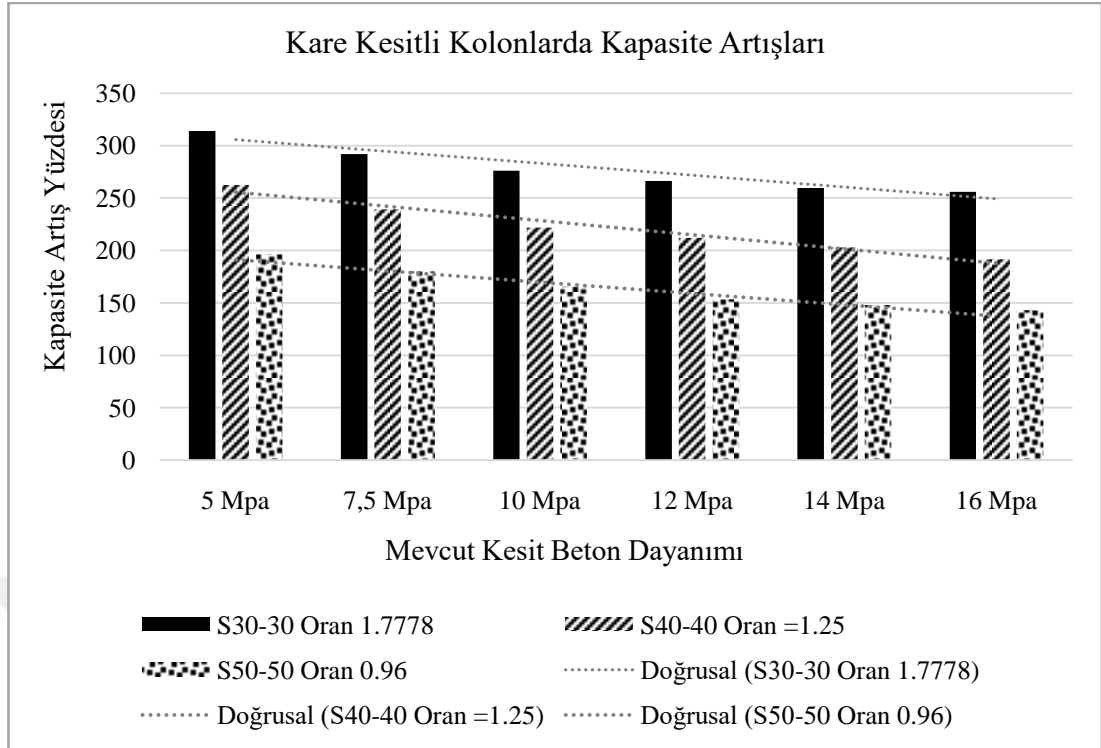
Tüm bunlar da göstermektedir ki donatı oranı eşit olan ve donatısı simetrik olarak düzenlenmiş kesitlerde moment kapasite artışı manto alanının mevcut eski kesit alanına oranına bağlı olarak değişmektedir. Burada bu değişimin manto alanının eski kesit alanına oranı ile artan bir eğilimde olduğunu vurgulamak gerekmektedir.



Şekil 4.74 Kesit genişliği (bw) 300 mm olan kolon kesitlerindeki kapasite artışı



Şekil 4.75 Kesit genişliği (bw) 400 mm olan kolon kesitlerindeki kapasite artışı



Şekil 4.76 S_{30-30} , S_{40-40} ve S_{50-50} kolonlarda kapasite artışı

Bu çalışmada önemle dikkat edilmesi gereken noktalardan birisi güçlendirilmemiş kolon kesitindeki eksenel basınç kuvvetinin $N=0.5A_c.f_{ck}$ olarak kabul edildiğidir. Güçlendirme ile bu düzeyde eksenel kuvvete sahip betonarme kolonların moment kapasitesindeki güvenilirlik araştırılmıştır. Başka bir deyişle dikkate alınan 12 farklı kolon kesiti için gerçekleştirilen güvenilirlik analizleri bu kesitlerde sadece eksenel olarak $N=0.5A_c.f_{ck}$ lık basınç kuvveti olması durumunda geçerlidir. Eksenel kuvvet düzeyi farklı olan durumlarda bu çalışmada elde edilen güvenilirlik değerlerinin kullanılması doğru olmayacaktır. Bu nedenle kolon tasarımı için çalışma genişletilerek Normal Kuvvet-Moment etkileşim diyagramlarının oluşturulması ve diyagramların tümü üzerinden güvenilirlik analizlerinin oluşturulması gerekmektedir.

5. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bir doğrultuda bileşik eğilme etkisindeki, donatı oranı yaklaşık $\rho=0.01$ olan simetrik betonarme donatı düzenine sahip 9 adet dikdörtgen ve 3 adet kare kesitli toplam 12 kolon kesitinin, donatı oranı yaklaşık $\rho=0.01$ olan simetrik donatılı 10 cm kalınlığındaki betonarme manto ile güçlendirilmesi sonrasında, güçlendirmenin kolon kesitindeki moment taşıma kapasitesi üzerinde meydana getirdiği güvenilirlik değişiminin araştırıldığı bu çalışmadan çıkarılabilecek bazı sonuçlar aşağıda maddeler halinde verilmiştir.

Yönetmeliklerde en az 10 cm olması gerektiği belirtilen betonarme mantolama eğer kesitin dört kenarına uygulandığında ve eksenel basınç kuvvetinin ($N=0.5.A_c.f_{ck}$) ve dış merkezliliğin ($e=15 \text{ mm}+0,03.h$) sabit olduğu durumlarda;

- Büyük eğilme momenti değerlerinde güvenilirlik düşük, düşük eğilme momenti değerlerinde ise yüksek güvenilirlik meydana gelmektedir. Başka bir deyişle dış etki olarak etkiyen Eğilme momenti ile güvenilirlik arasında ters orantılı bir ilişki vardır ve bu ilişki doğrusal değil üstel değişim göstermektedir.
- Dikkate alınan bir güvenilirlik düzeyi için kesitin moment taşıma kapasitesi brüt manto alanı/brüt eski kolon kesit alanı oranına bağlı olarak artmaktadır. Başka bir deyişle kesitin moment taşıma kapasitesindeki güvenilirlik düzeyi, dış eğilme momenti etkisi sabit kalmak şartıyla brüt manto alanı/brüt eski kolon kesit alanı oranına bağlı olarak artmaktadır.
- Dikkate alınan bir güvenilirlik düzeyi için güçlendirme öncesindeki kolon kesitlerindeki mevcut beton dayanımı, güçlendirilmiş kesitin moment taşıma kapasitesini ihmal edilemeyecek bir düzeyde artırmaktadır. Güçlendirme öncesindeki kolon kesitlerindeki mevcut beton dayanımı arttıkça moment kapasitesindeki artış oranı azalmaktadır. Başka bir türlü ifade etmek gerekirse dış eğilme momenti etkisi sabit kalmak şartıyla güçlendirme öncesindeki kolon kesitlerindeki mevcut beton dayanımı arttıkça, kesitin moment taşıma kapasitesindeki güvenilirlik düzeyi artmaktadır.

Çalışma ile elde edilen bilgiler ışığında, çalışmanın;

- mantolamanın kolon kenarlar kombinasyonuna bağlı olarak karşılaştırmalı olarak,
- simetrik donatı düzenine sahip olmayan kolonlar için,
- mantoda farklı beton dayanımları için,
- farklı manto kalınlıkları için,
- Çalışmada farklı beton ve donatı modeli kullanılmasına bağlı olarak, genişletilmesi gerektiği ve
- Güçlendirme hesaplarında mevcut kesitin beton dayanımının ekonomiklik açısından mutlaka kullanılması gerektiği,
- Moment ile aksenal kuvvet etkileşimini dikkate alacak şekilde kesit denetim ve donatı hesabında kullanılabilir duruma getirilmesi

bu çalışma sonucunda önerilecek hususlardandır.

KAYNAKLAR

- Achillopoulou D. , Pardalakıs T., Karabinis A. (2014). *Interface Capacity of Repaired Concrete Columns Strengthened With RC Jackets*, **Transactions of the VŠB – Technical University of Ostrava**, 2, 14.
- Achillopoulou D. V., Pardalakis T. A., ve Karabinis A. I. (2013). *Investigation of Force Transfer Mechanisms in Retrofitted RC columns with RC jackets Containing Welded Bars Subjected to Axial Compression*, **4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering**, Greece.
- Achillopoulou, D., Pardalakis T., ve Karabinis A. (2014). *Interface Behaviour of Retrofitted Columns Subjected to Repeated Loading*, **Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology**, İstanbul.
- Afzali, M.F. (2018). *Mevcut Bir Betonarme Okul Binasının Betonarme Perdelerle Güçlendirme Alternatiflerinin Karşılaştırılması*, **Yüksek Lisans Tezi**, İstanbul Aydın Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Akgönen A. R. İ. (2005). *Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı ve Onarım-Güçlendirme Tekniklerinin İncelenmesi*, **Yüksek Lisans Tezi**, Kahramanmaraş Sütçü İmam Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Alashkar, Y., Nazar, S. ve Ahmed, M. (2015). *A Comparative Study of Seismic Strengthening of RC Building by Steel Bracings and Concrete Shear Walls*. **International Journal of Civil and Structural Engineering Research**, 2/2, 24-34.
- Alinoori, F. (2013). *Betonarme Bir Binanın Farklı Yöntemler ile Onarım ve Güçlendirilmesi*, **Yüksek Lisans Tezi**, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Altın, M. (2008). *Betonarme Perde Duvar İlavesi ve Kolon Mantolama Yöntemiyle Güçlendirilen Eğitim Yapılarında Maliyet Analizi*, **Doktora Tezi**, Selçuk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Altun, F., Kara, H. B., Haktanır, T., Özcan, D. M., Karahan, O., Kaya, Z. (2002), *Düşey Yükler Altında Hasar Görmüş Betonarme Bir Yapıda Güçlendirme Projesi Örneği*. **Erciyes Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi**, Erciyes Üniversitesi, Kayseri-Yozgat, 1-14.
- Altun, F., Kara, H. B., Uncuoğlu, E. ve Karahan, O. (2003). *Betonarme Yapılarda Deprem Hasarları ve 6 Katlı Bir Yapının Güçlendirme Çalışmaları*, **G.Ü. Fen Bilimleri Dergisi**, 16/2, 309-318.

- Ang, A.H-S. ve Tang, W.H.(2007). *Probability Concepts in Engineering*, **John Wiley & Sons Inc.**, United State of America, 406 s.
- Atay H. (2010). *Depremde Hasar Görmüş Yapıların Güçlendirme Yöntemleri ve Güçlendirmede Kullanılan Malzemeler*, **Yüksek Lisans Tezi**, Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Atmaca, M. (2013). *Betonarme Yapılarda Performans Analizi*, **Yüksek Lisans Tezi**, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Aykaç, B., Can, H. (2008). *Mantolama Yönteminin Dikdörtgen Kesitli Betonarme Kolonlarda Uygulanılabilirliği*. **Gazi Üniv. Müh. Mim. Fak. Dergisi**, 23/1, 223-229.
- Babalıoğlu, M. N. (1995). *Çift Eğrilikli Betonarme Kolonların Komşu İki Yüzünden Onarımı ve Güçlendirilmesi*, **Yüksek Lisans Tezi**, Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Başağa H. B., Bayraktar, A., Kartal, M. E., Hacıfendioğlu, K. (2007). *Deprem Etkisindeki Binaların Güvenilirlik Analizi*, **Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı**, 16-20 Ekim 2007, İstanbul, 391-398.
- Başağa, H. B. (2009). *Yapıların Güvenilirlik Analizi İçin Bir Yaklaşım: Geliştirilmiş Yanıt Yüzeyi Yöntemi*, **Doktora Tezi**, Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Başağa, H. B., Bayraktar, A., Kaymaz, İ. (2012). *An Improved Response Surface Method For Reliability Analysis of Structures*. **Structural Engineering and Mechanics**, 42/2, 175-189.
- Batmacı, H. (2011). *Depremde Hasar Gören Bir Binanın Mantolama, Perde İlavesi ve Kat Azaltılması Yöntemiyle ile Güçlendirilmelerin Karşılaştırılması*, **Yüksek Lisans Tezi**, Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Bawary, M.S. (2018). *Betonarme Binaların Farklı Güçlendirme Yöntemleri ile Yapısal Analizi*, **Yüksek Lisans Tezi**, Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Bett, J.B., Klingner, R.E., Jirsa, J.O. (1988). *Lateral Load Response of Strengthened and Repaired Reinforced Concrete Columns*, **ACI Structural Journal**, 85/5, 499-508.
- Can, H., Cısdık, M., Aykaç, S. (1999). *Dairesel Manto İle Onarılmış / Güçlendirilmiş Betonarme Kolonların Eksenel Yük Altında Davranışı*. **İnşaat Mühendisleri Odası Teknik Dergi**, 10(3).

- Canbay, E., Ersoy, U., Özcebe, G., Sucuoğlu, H., Wasti, S.T. (Ed.) (2008). **Binalar İçin Deprem Mühendisliği Temel İlkeler**. Ankara. Bizim Büro Basımevi. 159-186.
- Celep, Z. (2002). *Mevcut Betonarme Binaların Deprem Güvenirliğinin Belirlenmesi Ve Güçlendirilmesi Genel Kurallar, Yapıların Onarım ve Güçlendirilmesi Alanında Gelişmeler Bildiriler Kitabı*, İ.T.Ü., MayaBas. Yay., 99-136.
- Celep, Z., Kumbasar, N. (2000). **Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı**. İkinci Baskı. Beta Dağıtım. İstanbul.
- Ceritli, Y. S. (2006). *Depremde Hasar Görmüş Yapıların Mantolama ve Perdelerle Güçlendirilmesi*, **Yüksek Lisans Tezi**, Fırat Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Chang, S.Y., Chen, T.W., Tran, N.C., ve Liao, W.I. (2014). *Seismic Retrofitting of RC Columns with RC Jackets and Wing Walls with Different Structural Details*. **Earthquake Engineering and Engineering Vibration**, 13/2, 279-292.
- Chaulagain, H., Rodrigues, H., Spacone, E. ve Varum, H. (2015). *Assessment of Seismic Strengthening Solutions For Existing Low-Rise RC buildings in Nepal*, **Earthquakes and Structures**, 8/3, 511-539.
- Çevik, M.Ö. (2003). *Betonarme Yapıların Onarım ve Güçlendirme Yöntemlerinin ve Bir Konut Yapısının Güçlendirme Projesinin Hazırlanarak Güçlendirme Sonrası Dinamik Karakteristiklerindeki Değişikliklerin İncelenmesi*, **Yüksek Lisans Tezi**, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Çınar, A. (2009). *Performansa Dayalı Tasarım ile Binaların Sismik Değerlendirilmesi: Bir Durum Çalışması*, **Yüksek Lisans Tezi**, İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Çimen G. (2018). *Yapı Güçlendirme Maliyetine Hızlı Yaklaşım Metodu Geliştirilmesi*, **Yüksek Lisans Tezi**, Süleyman Demirel Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Çizmecioğlu, F.T. (2007). *Betonarme Okul Binalarında Depreme Karşı Güçlendirme Öncesi ve Sonrası Kolon+Perde Kesit Alan Oranlarının Karşılaştırılması*, **Yüksek Lisans Tezi**, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Demir, C. (2004). *Mantolanmış Hasarlı Betonarme Elemanların Yön Değiştiren Tekrarlı Yükler Altında Davranışı*, **Yüksek Lisans Tezi**, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Demirkan, D. (2014). *Betonarme Yapılarda Onarım ve Güçlendirme Yöntemleri*, **Yüksek Lisans Tezi**, Aksaray Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.

- Deneme, İ.Ö., ve Yerli, H.R. (2002). *Betonarme Yapılarda Deprem Hasarlarının Belirlenmesi ve Güçlendirme Projesi Uygulama Örneği*. **Çukurova Üniversitesi Müh. Mim. Fak. Dergisi**, 17/21, 30.
- Doğanay, A. (2010). *Yapıların Onarım ve Güçlendirme Maliyetlerinin Excel Programıyla Belirlenmesi*, **Yüksek Lisans Tezi**, Afyon Kocatepe Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Doğangün, A. (2016). **Betonarme Yapıların Hesap ve Tasarımı**(13. Baskı). İstanbul: Birsen Yayınevi, 433-530.
- Doğramacı, N., Koçak, A., Ekiz, İ. (2003). *Depremde Hasar Gören Yapıların Onarım ve/veya Güçlendirme Maliyetlerinin Toplam Bina Maliyetleri ile Karşılaştırılması*, **Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı**, Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul, 26-30 Mayıs, 1-6.
- Durmuş, M. ve Öztekin, E. (2017). *Mantolama ile Güçlendirilen Betonarme Kolonların Güvenilirliklerinin Araştırılması*, **International Conference on Advanced Engineering Technologies Bildiri Kitabı**, Bayburt, 603-614.
- Elibol, O. (2001). *17 Ağustos Depreminin Ekonomik Boyutları İle Orta Hasarlı Binaların Onarım-Güçlendirme Maliyet Analizleri Ve Uygulamaları*, **Yüksek Lisans Tezi**, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Elmas, M., Çalışkan, H. (2003). *Betonarme Yapıların Güçlendirme Teknikleri*. **SAU Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi**, 7 Cilt,2 Sayı,1-30.
- Ergin, C. (1998). *Betonarme Yapıların Onarım ve Güçlendirme Teknikleri ve Çok Katlı Bir Yapıya Uygulanması*, **Yüksek Lisans Tezi**, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Ersoy, U. (2002). *Yapıların Onarım ve Güçlendirilmesinde ODTÜ Yaklaşımı Deneysel Araştırmalar ve Uygulama*, **Yapıların Onarım ve Güçlendirilmesi Alanında Gelişmeler Bildiriler Kitabı**, İ.T.Ü., MayaBas. Yay., 1-16.
- Ersoy, U. (2007). *Betonarme Yapıların Onarımı ve Güçlendirilmesi Uygulama ve Araştırmalar*. **Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı**, İstanbul.
- Ersoy, U., Özcebe G. (2017). **Betonarme**(6. Baskı). İstanbul: Evrim Yayınevi, 185-455.
- Ersoy, U., Tankut, T., Suleiman, R. (1993). *Behavior of Jacketed Columns*, **ACI Structural Journal**, 90/3, 288-293.
- Farah, A. F. (2017). *Betonarme Manto İle Güçlendirilmiş Betonarme Kolonlarda Ara Yüzey Kayma Katsayısının İrdelenmesi*, **Yüksek Lisans Tezi**, Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.

- Fukuyama, H. ve Sugano, S. (2000). *Japanese Seismic Rehabilitation of Concrete Buildings After the Hyogoken-Nanbu Earthquake*. **Cement and Concrete Composites**, 22/1, 59-79.
- Gaitan, J. D. (2017). *Retrofit of Reinforced Concrete Columns*, **Honors Thesis**, The Ohio State University, Undergraduate Program in Civil Engineering.
- Gomes, A.M., Appleton, J. (1998). *Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Elements under Cyclic Loading*, **Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering**, Rotterdam.
- Gomes, H.M. ve Awruch, A.M. (2004). *Comparison of Response Surface and Neural Network with Other Methods for Structural Reliability Analysis*, **Structural Safety**, 26, 49-67.
- Gomes, H.M. ve Awruch, A.M. (2005). *Reliability Analysis of Concrete Structures with Neural Networks and Response Surfaces*, **Engineering Computations: International Journal for Computer-Aided Engineering and Software**, 22, 1, 110-128.
- Göksu, Ç. (2003). *Beton Dayanımı Yetersiz Betonarme Taşıyıcı Sistemlerin Çelik Konstrüksiyon ile Güçlendirme Tasarım Esaslarının Belirlenmesi*, **Yüksek Lisans Tezi**, Trakya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Gülen, S. (2002). *Depremlerde Oluşan Yapı Hasarları Ve Onarım Yöntemleri İle Çeşitli Güçlendirme Uygulamaları Üzerinde Bir Araştırma*, **Yüksek Lisans Tezi**, Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Günay, S. (2012). *Yapısal Güvenilirliğin Simülasyon Yöntemi ile Belirlenmesi*, **Yüksek Lisans Tezi**, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Huh, J. (1999). *Dynamic Reliability Analysis for Nonlinear Structures Using Stochastic Finite Element Method*, **Phd. Thesis**, Department of Civil Engineering and Engineering Mechanics, University of Arizona, United States.
- Huh, J. ve Haldar, A. (2001). *Stochastic Finite-Element-Based Seismic Risk of Nonlinear Structures*. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, 127, 3, 323-329.
- Huh, J. ve Haldar, A. (2002). *Seismic Reliability of Non-Linear Frames with PR Connections Using Systematic RSM*. **Probabilistic Engineering Mechanics**, 17, 177-190.
- Ignatiev, N. (1998). *Some Problems of Existing Buildings with New Structural Components, Repair and Strengthening of Existing Buildings*, **Second Japan-Turkey Workshop on Earthquake Engineering**, İstanbul, 11-42.

- İbiş, A. (2011). *Literatürde Önerilen Enine Donatısız Betonarme Kiriş Çatlama Kesme Mukavemeti Bağlantılarının Güvenilirliğinin Olasılıksal Yöntemlerle İrdelenmesi*, **Yüksek Lisans Tezi**, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Kahn, L.F. (1980). *Strengthening of Existing RC Columns for Earthquake Resistance*. **Proceedings of the 7 th World Conference on Earthquake Engineering**. İstanbul, September, 8 (13), 327- 334.
- Kaliyaperumal, G.K., Sengupta, A.K. (2009). *Seismic Retrofit of Columns in Building For Flexure Using Concete Jacket*. **Iset Journal of Earthquake Technology**. 46/2, 77-107.
- Kanıt, R. ve Altın, A. (2008). *Okul Binalarının Güçlendirilmesinde Örnek Bir Uygulama*, **Selçuk-Teknik Dergisi**, 7/2, 138-152.
- Karaduman, M., Kaltakçı, M. Y., Umucalılar, A., Çınar, B. (1999). *Betonarme Yapıların Onarım ve Güçlendirilmesinde Karşılaşılan Sorunlar ve Bir Uygulama Örneği*, **Türkiye İnş. Müh. XV. Teknik Kongre ve Sergisi Bildiriler Kitabı**, 95-111.
- Kartal, M. E. (2010). *Ön Yüzü Beton Kaplı Kaya Dolgu Barajların Güvenlik Analizi*, **Doktora Tezi**, Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Kavşut, N. (2012). *Depremde Hasar Gören Yapıların Güçlendirilmesi*, **Yüksek Lisans Tezi**, Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Kmiecik, M. ve Soares, C.G. (2002). *Response Surface Approach to the Probability Distribution of the Strength of Compressed Plates*, **Marine Structures**, 15, 139–156.
- Koprıman, Y. (2003). *Onarılmış/Güçlendirilmiş Betonarme Kolonlarda Manto Alanının Davranışa Etkisi*, **Yüksek Lisans Tezi**, Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Korkmaz, K. A. (2005). *Yapı Sistemlerinin Güvenilirlik Esaslı Performansa Bağlı Analizi*, **Doktora Tezi**, Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Körlü, M. S. (2003). *Depremde Hasar Gören Yapıların Güçlendirilmesi*, **Yüksek Lisans Tezi**, Çukurova Osmangazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Köse, S. (2006). *Betonarme Yapılarda Onarım ve Güçlendirme Tekniklerinin İrdelenmesi*, **Yüksek Lisans Tezi**, Niğde Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Kuşan H. (2002). *Depremde Hasar Gören Yapıların Onarımı ve Güçlendirilmesi*, **Yüksek Lisans Tezi**, Osmangazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.

- Lampropoulos A. P., Tsioulou O.T., ve Dritsos S.E. (2013). *Restrained Concrete Shrinkage in case of Strengthened Bridge Piers by Concrete Jacketing*, **4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering**, Greece.
- Lee, S.L. (2006). *Reliability Analysis of Containment Building Subjected to Earthquake Load Using Response Surface Method*, **Computers and Concrete**, 3/1, 1-15.
- Melchers, R.E. (1999). *Structural Reliability Analysis and Prediction*, **John Wiley&Sons**. England. 437 s.
- Melchers, R.E. ve Ahammed, M.(2004). *A Fast Approximate Method for Parameter Sensitivity Estimation in Monte Carlo Structural Reliability*, **Computers and Structures**, 82, 55-61.
- Nakano, Y. (1995). *Recent Seismic Retrofit Techniques of Existing RC Buildings in Japan*, Report on the January 17, 1995 Kobe Earthquake, **INCEDE Report10(joint with ERS and KOBE.net)**, IIS University of Tokyo, 233-247.
- Nasersaeed, H. (2011). *Evaluation of Behavior and Seismic Retrofitting of RC Structures by Concrete Jacket*, **Asian Journal of Applied Sciences**, 4/3, 211-228.
- Nowak, A.S. ve Collins, K.R.(2000). *Reliability of Structures*, **McGraw-Hill Higher Education**, United State of America, 338 s.
- Onur, H. (2006). *Betonarme Binaların Taşıyıcı Eleman ve Sistem İlave Edilerek İyileştirilmesi ve Güçlendirilmesi*, **Yüksek Lisans Tezi**, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Öncü, G. (2011). *Mevcut Betonarme ve Yığma Binaların Depreme Karşı Onarım ve Güçlendirme Yöntemleri ve İzmir'deki Bazı Uygulama Örneklerinin İrdelenmesi*, **Yüksek Lisans Tezi**, Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Özdemir, A., Ercan, E. (2017). *Mantolama Yöntemiyle Güçlendirilmiş Betonarme Kolonların Akustik Emisyon Yöntemiyle Analizi*. **Politeknik Dergisi**. 20(1), 17-23.
- Özer , E., Pala, S., Karadaş, M.,Girgin, K. ve Orakdöğen, E. (1993). *Mevcut Betonarme Binaların Deprem Güvenirliklerinin Belirlenmesi*, **2.Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı**, 469-480.

- Öztekin, E. (2015). *Reliabilities of Distances describing Bolt Place Ment for High Strength Connections*, **Structural Engineering and Mechanics**, 54/1, 149-168.
- Öztekin, E. (2016). *ANN Based Investigation of Reliabilities of the Models for Concrete Under Triaxial Compression*, **Engineering Computations**, 33/7,2019-2044.
- Öztürk, M.(2005). *Yakut Ve Safir Sitelerinin Güvenlik Tahkiklerinin Yapılması Ve Güçlendirme Projesinin Hazırlanması*, **Yüksek Lisans Tezi**, Selçuk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Öztürk, M. (2010). *Deprem Dayanımı Yetersiz Betonarme Çerçevelerin Bağ Kirişli Dış Perde Duvar Uygulaması İle Güçlendirilmesi*, **Doktora Tezi**, Selçuk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Pendola, M., Mohamed, A., Lemaire, M. ve Hornet, P. (2000). *Combination of FiniteElement and Reliability Methods in Nonlinear Fracture Mechanics*, **Reliability Engineering and System Safety**, 70/1, 15-27.
- Polat, A. (2007). *Milli EğitimBakanlığı 22 Derslikli Tip İlköğretim Okullarının Deprem Güvenliğinin Araştırılması*, **Yüksek Lisans Tezi**, Selçuk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Ramirez, J.L. (1996). *Ten Concrete Column Repair Methods*, **Construction and Building Materials**. 10/ 3, 195-202.
- Ranganathan, R.(2000). *Reliability Analysis and Design of Structures*, **McGraw-Hill Publishing Company**, United State of America, 354 s.
- Rodriguez M., ve Park K. (1994). *Seismic Load Tests on Reinforced Concrete Columns Strengthened by Jacketing*, **ACI Structural Journal**, 91/2, 150-159.
- Saatçioğlu, M., (2002). *Yapıların Depreme Karşı Güçlendirilmesinde Yeni Yöntemler*, **Yapıların Onarım ve Güçlendirilmesi Alanında Gelişmeler Bildiriler Kitabı**, İ.T.Ü., MayaBas. Yay., 221-244.
- Sakka, Z. I., Assakkaf, I. A., Qazweeni J. S. (2018). *Reliability-Based Assessment of Damaged Concrete Buildings*. **Structural Engineering and Mechanics**, 65/6, 751-760.
- Sanrı, M. (2015). *Farklı Tekniklerle Güçlendirilen Betonarme Yapıların Güçlendirme Maliyetlerinin Karşılaştırılması*, **Yüksek Lisans Tezi**, Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Schueremans, L.(2003). *Structural Reliability in Design and Analysis*, **State of the Art Report**, PAT-TAP-project “Technological Attraction Poles”.

- Schueremans, L. ve Van Gemert, D.(2003). *System Reliability Methods using Advanced Sampling Techniques*, **ESREL, European Safety and Reliability Conference**, Netherlands.
- Soares, R.C., Mohamed, A., Venturini, W.S. ve Lemaire, M. (2002). *Reliability Analysis of Non-Linear Reinforced Concrete Frames Using the Response Surface Method*, **Reliability Engineering and System Safety**, 75, 1-16.
- Suleiman, R., 1991. *Repair and strengthening of reinforced concrete columns*,**Ph. D. Thesis**, Middle East Technical University, Ankara.
- Sümengen U. (2009). *Mevcut yapılarda kullanılan güçlendirme yöntemlerinin hasar olasılığına etkisi*, **Yüksek Lisans Tezi**, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Şatıroğlu, A. (1995). *Use of Simulation in The Assesment of The Reliability of Structural Systems*, **Yüksek Lisans Tezi**, Orta Doğu Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Şirin C. (2006). *Yapılarda Oluşan Hasar Biçimleri Ve Nedenleri Ve Yapıların Onarım Ve Güçlendirilmesi Teknikleri İle Bir Yapının Güçlendirilmesi*, **Yüksek Lisans Tezi**, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- TDY2007, (2007). *Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik*, Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, Ankara.
- TDY2018, (2018). *Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Esaslar*,Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, Ankara.
- Thoft-Christensen, P. ve Baker, M.J.(1982). *Structural Reliability Theory and Its Applications*, **Springer-Verlag**, Berlin, 267 s.
- Thoft-Christensen, P. ve Murotsu, Y.(1986). *Application of Structural Systems Reliability Theory*, **Springer-Verlag**, Berlin, 343 s.
- Uluöz D. (2010). *Mevcut Binaların Güçlendirme Maliyetlerine Etki Eden Parametreler*, **Yüksek Lisans Tezi**, Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Ünsal, F. (1998). *Betonarme Kolonların (Kare ve Fretli) Eksenel Yük Altında Fretli Manto ile Onarımı ve Güçlendirilmesi*, **Yüksek Lisans Tezi**, Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Ürünveren, M. F. (2010). *Çok Katlı Betonarme Yapılarda Deprem Performansının Belirlenmesi Yöntemleri ve Güçlendirme Önerileri*, **Yüksek Lisans Tezi**, Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.

- Warren, J.E. (1997). *Nonlinear Stability Analysis of Frame-Type Structures with Random Geometric Imperfections Using a Total-Lagrangian Finite Element Formulation*, **Phd. Thesis**, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia.
- Yakar, T. (2001). *Betonarme ve Çelik Yapı Elemanlarıyla Güçlendirilen Çok Katlı Bir Betonarme Yapının Güçlendirme Maliyetlerinin Kıyaslanması*, **Yüksek Lisans Tezi**, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Yıldırım, M. (2008). *Deprem Etkisindeki Betonarme Yapıların Onarım ve Güçlendirilmesi*, **Yüksek Lisans Tezi**, Mustafa Kemal Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Yılmaz, B. (2006). *Betonarme Yapıların Onarımı ve Güçlendirilmesi/Güçlendirilmenin Ekonomik Olmaması Durumunda Patlayıcı Madde Kullanılarak Kontrollü Yıkımı*, **Yüksek Lisans Tezi**, Osmangazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Yiğit, Y. (2002). *Betonarme Yapılarda Onarım ve Güçlendirme Yöntemleri ve Bir Güçlendirme Uygulaması*, **Yüksek Lisans Tezi**, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.

ÖZGEÇMİŞ

Meltem DURMUŞ



Meltem DURMUŞ, 1993 yılında Bayburt'ta doğdu. İlk ve orta öğrenimini Bayburt'ta bulunan Cumhuriyet İlköğretim Okulunda 2007 yılında tamamladı. 2007 yılında Bayburt Lisesinde başladığı lise öğrenimini 2011 yılında tamamladı.

2012 yılında Bayburt Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümüne başlayarak 2016 yılında mezun oldu. 2017 yılında Bayburt Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda yüksek lisans eğitimine başladı. 21-23 Eylül 2017 tarihinde Bayburt Üniversitesi'nde düzenlenen International Conference on Advanced Engineering Technologies (ICADET'17) sempozyumuna "Mantolama ile Güçlendirilen Betonarme Kolonların Güvenilirliklerinin Araştırılması" adlı bir bildiri hazırlamıştır.