Binaların Güçlendirilmesi ve Eskişehir'deki Uygulamaları

Ezgi Başak Kaygısız

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Aralık 2014

Strengthening of Buildings and Applications in Eskişehir

Ezgi Başak Kaygısız

MASTER OF SCIENCE THESIS

Department of Civil Engineering

December 2014

Binaların Güçlendirilmesi ve Eskişehir'deki Uygulamaları

Ezgi Başak Kaygısız

Eskişehir Osmangazi Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
Lisansüstü Yönetmeliği Uyarınca
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Yapı Bilim Dalında
YÜKSEK LİSANS TEZİ
Olarak Hazırlanmıştır

Danışman: Prof. Dr. Eşref Ünlüoğlu

Aralık 2014

ONAY

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yüksek Lisans öğrencisi Ezgi Başak Kaygısız'ın YÜKSEK LİSANS tezi olarak hazırladığı "Binaların Güçlendirilmesi ve Eskişehir'deki Uygulamaları" başlıklı bu çalışma, jürimizce lisansüstü yönetmeliğin ilgili maddeleri uyarınca değerlendirilerek kabul edilmiştir.

Danışman **:** Prof. Dr. Eşref ÜNLÜOĞLU

İkinci Danışman : -

Yüksek Lisans Tez Savunma Jürisi:

Üye : Prof. Dr. Eşref ÜNLÜOĞLU

Üye : Doç. Dr. Mizan DOĞAN

Üye : Yrd. Doç. Dr. Ayten GÜNAYDIN

Üye : Yrd. Doç. Dr. Mehmet CANBAZ

Üye : Doç. Dr. İbrahim GÜNALTILI

Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun ..... tarih ve ..... sayılı kararıyla onaylanmıştır.

Prof. Dr. Hürriyet ERŞAHAN

Enstitü Müdürü

ETİK BEYAN

Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü tez yazım kılavuzuna göre, Prof. Dr. Eşref ÜNLÜOĞLU danışmanlığında hazırlamış olduğum "Binaların Güçlendirilmesi ve Eskişehir'deki Uygulamaları" başlıklı YÜKSEK LİSANS tezimin özgün bir çalışma olduğunu; tez çalışmamın tüm aşamalarında bilimsel etik ilke ve kurallara uygun davrandığımı; tezimde verdiğim bilgileri, verileri akademik ve bilimsel etik ilke ve kurallara uygun olarak elde ettiğimi; tez çalışmamda yararlandığım eserlerin tümüne atıf yaptığımı ve kaynak gösterdiğimi ve bilgi, belge ve sonuçları bilimsel etik ilke ve kurallara göre sunduğumu beyan ederim. 25/12/2014

Ezgi Başak KAYGISIZ

İmza

ÖZET

İnşaat mühendisliğinin temel amacı, yapıların ekonomik estetik ve dayanıklı olması için yeni yöntemler geliştirmek ve bunun için çalışmaktır. Yapıların her zaman dayanıklı olması istenirken maliyetlerin yüksek olması, depremden veya zaman içinde oluşan olumsuzluklardan dolayı hasar görmüş binaların yıkılmasına karar verilmesini engellemektedir. Yapılan bu çalışmada mevcut betonarme yapıların performans analizi için gerekli aşamalar ve Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY, 2007)‘e göre güçlendirme projesi öncesi mevcut binaların performanslarının değerlendirilmesi yapılmış, tez kapsamında birer adet kolon ve kiriş, DBYBHY‘ye göre analizi yapılarak güçlendirilmiştir. Eskişehir ili, Odunpazarı ilçesinde bulunan iki yapının kentsel dönüşüm çerçevesinde analizine yer verilmiştir.

Anahtar Sözcükler: Betonarme yapı, onarım-güçlendirme, performans seviyesi.

SUMMARY

The main purpose of civil engineering is to develop new methods for economic, aesthetic buildings and work in that sense. Due to having high cost for stronger buildings, it is prevented to demolish buildings that were damaged during earthquakes or time dependent problems. In this thesis, the fundamental stages for performance analysis of reinforced concrete buildings, and some reinforcement projects of existing buildings were evaluated in terms of Building Codes in Earthquake Prone Areas (BCEPA, 2007) ; and a representative column and a beam were reinforced with BCEPA rules. Two example building in Odunpazari, Eskisehir was analyzed later.

Key words: Reinforced Concrete Building, Reinforcement, Performance Level.

TEŞEKKÜR

Yüksek Lisans eğitimim aşamasında beni yönlendiren ve değerli zamanını esirgemeyen değerli Danışman Hocam OGÜ Mühendislik-Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölüm Başkanı Prof. Dr. Eşref ÜNLÜOĞLU'na teşekkürlerimi sunarım.

Çok değerli bilgileri, görüşleri ve tecrübesiyle yol gösteren, çalışmalarımın bu halini alabilmesi için yardımlarını esirgemeyen değerli hocam, OGÜ Mühendislik-Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Başkan Yardımcısı Sayın Doç. Dr. Mizan DOĞAN' a teşekkürlerimi sunarım.

Hayatım boyunca, her türlü maddi ve manevi destekleri ile yanımda bulunan, gösterdikleri anlayış ve hoşgörü ile beni destekleyen, bana olan inançlarını her zaman hissettiğim, annem Müyesser Kaygısız'a, babam Ali Kaygısız'a ve ablalarım Eylem Barışkaner ve Evrim Öktem'e sevgi ve saygılarımı sunarım. Ayrıca bu çalışmam sırasında gösterdiği anlayış ve desteğinden dolayı sevgili arkadaşım ve manevi ablam Fatma Nur Parlak'a sonsuz teşekkür ederim.

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖZET ..... **vi**
SUMMARY ..... **vii**
TEŞEKKÜR ..... **viiii**
ŞEKİLLER DİZİNİ ..... **xiiii**
ÇİZELGELER DİZİNİ ..... **xv**

1.GİRİŞ **1**

2.ONARIM ve GÜÇLENDİRME **3**
2.1. Deprem ve Depremin Oluş Nedenleri 3
2.2. Depremin Türleri 4
2.2.1. Oluşumlarına göre depremler 4
2.2.2. Derinliklerine göre depremler 4
2.2.3. Uzaklıklarına göre depremler 5
2.2.4. Büyüklüklerine göre depremler 5
2.3. Onarım ve Güçlendirme 8
2.4. Onarım ve Güçlendirmenin Gereği 10
2.5. Onarım ve Güçlendirmeyle İlgili Çalışmalar 11

3. DBYBHY(2007)'NE GÖRE MEVCUT BİNALARIN PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ **14**
3.1. Binaların Performansının Değerlendirilmesi 14
3.2. Binalardan Bilgi Toplanması 14
3.2.1. Binalardan toplanacak bilginin kapsamı 14

İÇİNDEKİLER (devam)

Sayfa

3.2.2. Bilgi düzeyleri 15

3.2.3. Mevcut malzeme dayanımı 15

3.2.4. Betonarme binalarda kapsamlı bilgi düzeyi 16

3.2.5. Bilgi düzeyi katsayıları 17

3.3. Yapı Elemanlarında Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri 17

3.3.1. Kesit hasar sınırları 17

3.3.2. Kesitlerin hasar bölgeleri 18

3.3.3. Kesit ve eleman hasarlarının tanımlanması 18

3.4. Deprem Hesabına İlişkin Genel İlke ve Kurallar 19

3.5. Depremde Bina Performansının Doğrusal Elastik Hesap Yöntemleri İle Belirlenmesi 21

3.5.1. Hesap yöntemleri 21

3.5.2. Betonarme binaların yapı elemanlarında hasar düzeylerinin belirlenmesi .. 24

3.5.3. Göreli kat ötelemelerinin kontrolü 27

4.UYGULAMA 28

4.1. Kiriş Betonarme Hesabı 29

4.1.1. Kirişlerde kesme kuvvetlerinin ve donatısının hesabı 36

4.1.2. Kirişlerin kesme güvenliği (DBYBHY 3.4.5) 41

4.1.3. Kirişlerde sıklaştırma bölgesi etriye hesabı (Süneklik düzeyi yüksek) 45

4.1.4. Kirişlerde enine donatı koşulları (DBYBHY 3.4.4) 49

4.1.5. Kirişlerde orta bölge etriye hesabı (Süneklik düzeyi yüksek) 50

4.2. Kirişin Güçlendirilmesi 52

İÇİNDEKİLER (devam)

Sayfa

4.2.1. Kiriş kesme kapasite hesabı 52
4.2.2. Kiriş moment kapasite hesabı 52
4.2.3. Kiriş davranışı kontrolü 54
4.2.4. Kirişlerin deprem performansının belirlenmesi 58
4.3. Kolon Betonarme Hesabı 65
4.3.1. Kolonların eksenel yük hesabı 68
4.3.2. Kolon eksenel kuvvet üst sınırı (DBYBHY 7A.3) 73
4.3.3. Kolon kesme kapasitesinin belirlenmesi 75
4.3.4. Kolon gevrek kırılma kontrolü (Kesmeden dolayı) 75
4.3.5. Kolonların kesme güvenliği 76
4.3.6. Kolonların deprem performansının belirlenmesi 79
4.3.7. Birleşim bölgelerinde kesme kontrolü 84
4.3.8. Göreli kat ötelenmelerinin hesabı 86
4.4. Bina Performans Değerlendirmesi 88
4.5. Güçlendirilmiş Kolon Performans Analizi 91
4.5.1. Mantolanan S202 kolonu eksenel yük hesabı 93
4.5.2. Lifli polimer elyaf ile güçlendirilmiş kolon performans analizi 98
4.5.2.1. Lifli polimer sargı (DBYBHY 7.10.1.3) 99
4.5.2.2. Kolonların kesme dayanımının arttırılması 101
4.5.2.3. Kolonların eksenel basınç dayanımının arttırılması 102
4.5.2.4. Kolonların sünekliğinin arttırılması 103
4.5.2.5. Kolonlarda yetersiz bindirme boyu için sargılama 105
4.5.3. LP sargılı S202 kolonun kesme kapasitesi 107
4.5.4. LP sargılı S202 kolonun gevrek kırılma kontrolü 110

İÇİNDEKİLER (devam)

Sayfa

5. SONUÇ ve ÖNERİLER 116

KAYNAKLAR DİZİNİ 119

EKLER 121

Ek 1: Çözümlemesi yapılan 6-10 nolu S202 kolonu moment kapasite hesabı **..... 121**

ŞEKİLLER DİZİNİ

Şekil **Sayfa**

Şekil 2.1. Deprem kuşakları 6

Şekil 2.2. Türkiye deprem bölgeleri haritası 7

Şekil 2.3. 2013 Depremleri (Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi Verileri, 2013) 7

Şekil 2.4. Kolonları süreklilik göstermeyen yapı örnekleri 8

Şekil 2.5. a) Yapılarda eleman güçlendirmesi b)Yapılarda sistem güçlendirmesi 9

Şekil 3.1. Şekil değiştirme - İç kuvvet grafiği 18

Şekil 3.2. a) Kolon kesitinde (M_K,N_K) değerlerinin bulunması b) Kolonun deprem yüklerini taşıdığı durum c) Kolonun deprem yüklerini taşımadığı durum 24

Şekil 3.3. a) Düzenli çerçeveli yapıda göreli kat ötelemeleri b) Perdeli yapıda göreli kat ötelemeleri 28

Şekil 4.1. Çözümlemesi yapılacak yapının kat planı 29

Şekil 4.2. Sistemin G,Q,E yüklemesi kesit tesirleri 30

Şekil 4.3. Bir kirişin yük etkisinde şekil değiştirmesi 33

Şekil 4.4. Çeşitli betonarme yapılarda kullanılan agrega örnekleri 35

Şekil 4.5. a) Çelik gerilme birim şekil değiştirme eğrisi b) Çelik gerilme birim şekil ..... değiştirme hesap diyagramı 39

Şekil 4.6. Kolon ve kiriş plastik moment kesme kuvvetleri 41

Şekil 4.7. K103 kirişinin hesaplanan donatı yerleşimi 42

Şekil 4.8. K103 kirişinin basınç ve çekme donatıları 42

Şekil 4.9. K103 kirişinin sıklaştırma bölgesi 46

Şekil 4.10. Saplama kiriş örnekleri 46

Şekil 4.11. Saplama kirişlerde kritik noktalardaki kesme kuvvetleri 47

Şekil 4.12. Etriye sıklaştırması yapılmamış kirişlerdeki hasarlar 48

Şekil 4.13. Kirişin orta ve sıklaştırma bölgesi için bulunan donatılar ve TS500 donatı yerleşim kuralları 52

Şekil 4.14. a) Deprem momentleri b) Basınç ve çekmeye çalışan donatıları 52

Şekil 4.15. G ve Q yüklemesi moment değerlerinin hesaplanması 53

ŞEKİLLER DİZİNİ (devam)

Şekil **Sayfa**

Şekil 4.16. Artık moment değerinin hesaplanması 53
Şekil 4.17. K103 kiriş donatı planı 58
Şekil 4.18. K103 kirişinin deprem performansı 64
Şekil 4.19. Sistemin G,Q,E Yüklemesi Kesit Tesirleri 66
Şekil 4.20. S202 kolonunun ve düğüm noktalarına birleşen kirişlerin donatıları 67
Şekil 4.21. a) Düşey kuvvetlerin hesabı b) N-M diyagramı hesap değerleri 69
Şekil 4.22. S202 kolonu M-N etkileşim diyagramı (Ek 1) 71
Şekil 4.23. Vanlıoğlu Apartmanı ve Zafer Apartmanları'nın kolon kapasite diyagramları 72
Şekil 4.24. S202 kolonu deprem performansı 83
Şekil 4.25. Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları'nın can güvenliğini sağlamayan eleman dağılımları ile gevrek elemanları 91
Şekil 4.26. Mantolanmış S202 kolonu boyutları ve donatıları 92
Şekil 4.27. Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları'nın deprem raporları 93
Şekil 4.28. Güçlendirilmiş sistemin moment ve eksenel kuvvet diyagramları 94
Şekil 4.29. Mantolanmış S202 kolonu donatı hesabı 96
Şekil 4.30. Mantolanmış S202 kolonu M-N etkileşim diyagramı 97
Şekil 4.31. Lifli polimerle güçlendirilmiş kolonlar 99
Şekil 4.32. Lifli polimerin kolon ve kiriş parametreleri 102
Şekil 4.33. Kolon tipine göre r_c oranları (DBYBHY 7E.2) 103
Şekil 4.34. LP Sargılı S202 Kolonun N-M kapasitesi 107
Şekil 4.35. a) LP sargı DBYBHY'nde istenen durum b) LP sargı uygulama hali 109
Şekil 4.36. S202 LP sargı ile güçlendirilmiş kolonun eleman performansı 114
Şekil 5.1. Mantolanmış S202 kolonu M-N etkileşim diyagramı 117

ÇİZELGELER DİZİNİ

Çizelge **Sayfa**

Çizelge 3.1. Binalar için bilgi düzeyi katsayıları (DBYBHY) 17

Çizelge 3.2. Betonarme kirişler için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları (r_s) (DBYBHY Tablo 7.2)..... 26

Çizelge 3.3. Betonarme kolonlar için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları (r_s) (DBYBHY Tablo 7.3)..... 26

Çizelge 3.4. Betonarme perdeler için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları (r_s) (DBYBHY Tablo 7.4)..... 27

Çizelge 3.5. Güçlendirilmiş dolgu duvarlar için hasar sınırlarını tanımlayan etki/ kapasite oranları (r_s) ve göreli kat ötelemesi oranları (DBYBHY Tablo 7.5) 27

Çizelge 3.6. Göreli kat ötelemesi sınırları (DBYBHY Tablo 7.6) 28

Çizelge 4.1. 5-6 nolu (K103) kirişin betonarme donatı hesabı..... 31

Çizelge 4.2. Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları'nın mevcut kiriş donatıları 33

Çizelge 4.3. 5-6 nolu (K103) kirişi moment hesapları 37

Çizelge 4.4. K103 kirişi momentleri ve kesme kuvvetleri 44

Çizelge 4.5. K103 kirişinin kesme kuvveti hesabı 47

Çizelge 4.6. K103 kirişinin taşıma gücü momentleri 53

Çizelge 4.7. K103 kirişinin artık moment hesabı 54

Çizelge 4.8. K103 kirişi G ve Q momentleri 55

Çizelge 4.9. Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları'nın kiriş hasar yüzdeleri 57

Çizelge 4.10. K103 kirişinin donatı pursantaj hesabı 59

Çizelge 4.11. Betonarme kirişler için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları (i ucu için kullanılacak r_s değerleri) (DBYBHY Tablo 7.2) 60

Çizelge 4.12. K103 kirişinin artık moment hesabı 60

Çizelge 4.13. Betonarme kirişler için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları (j ucu için kullanılacak r_s değerleri) (DBYBHY Tablo 7.2) 62

Çizelge 4.14. K103 kirişinin eleman performansı 64

Çizelge 4.15. Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları'nın kirişlerinin r kapasite oranları 65

Çizelge 4.16. Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları kolon donatıları 67

ÇİZELGELER DİZİNİ (devam)

Çizelge **Sayfa**

Çizelge 4.17. S202 kolonu kesme kuvveti ve moment değerleri 68

Çizelge 4.18. S202 kolonu yük analizleri 70

Çizelge 4.19. S202 kolonu N-M diyagramı hesap değerleri 70

Çizelge 4.20. Kesme kuvveti hesap değeri ile diyagram değeri karşılaştırması 74

Çizelge 4.21. S202 kolonu taşıma kapasitesi değerleri (N-M diyagramından) 75

Çizelge 4.22. S202 kolonu moment hesabı 80

Çizelge 4.23. S202 kolonu DBYBHY Tablo 7.3 hesap değerleri 80

Çizelge 4.24. Betonarme kolonlar için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları (i ve j ucu için kullanılacak r_s değerleri) (DBYBHY Tablo 7.3) 81

Çizelge 4.25. S202 kolonunun eleman performansı 83

Çizelge 4.26. Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları kolon r kapasiteleri 84

Çizelge 4.27. Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları'nın bina performansları 86

Çizelge 4.28. Göreli kat ötelemeleri sınırları (DBYBHY Tablo 7.6) 87

Çizelge 4.29. Çözümlemesi yapılan yapının göreli kat ötelenmeleri 87

Çizelge 4.30. Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları göreli kat ötelemeleri 88

Çizelge 4.31. Mantolanan S202 kolonunun moment ve eksenel kuvvet hesap değerleri 95

Çizelge 4.32. S202 kolonu yük analizleri 96

Çizelge 4.33. Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları'nın mevcut ve güçlendirilmiş durumdaki göçme yükü mukayese tablosu 98

Çizelge 4.34. Mantolama malzemeleri tipleri ve dayanımları 106

Çizelge 4.35. Kolonun taşıma kapasitesi değerleri 106

Çizelge 4.36. Kullanılan lifli polimerin özellikleri 108

Çizelge 4.37. K103 kirişi M_r taşıma kapasitesi 110

Çizelge 4.38. LP sargılı S202 kolonu M_K taşıma kapasitesi (N-M'den) 111

Çizelge 4.39. LP sargılı S202 kolonu DBYBHY Tablo 7.3 hesap değerleri 112

Çizelge 4.40. LP sargılı S202 kolonu i ve j ucu için kullanılacak r_s değerler 112

ÇİZELGELER DİZİNİ (devam)

Çizelge **Sayfa**

Çizelge 4.41. S202 güçlendirilmiş kolonun eleman performansı..... 114

GİRİŞ

Dünya'da her yıl 150 000 deprem olduğu tahmin edilmektedir. Ancak bunların büyük bir bölümü o kadar hafiftir ki insanlar hissedemez. Bunları sadece sismograflar kaydedebilmektedir. Her yıl 20 ile 50 arasında ciddi can ve mal kaybına yol açan deprem gerçekleşmektedir. Yeryüzünde depremin en sık görüldüğü alan Pasifik su çevresi (Pasifik deprem kuşağı)'dır. İkinci kuşak ise Alp Himalaya deprem kuşağıdır. Ülkemiz Alp Himalaya dağ kuşağında yer aldığından ülkemizde de depremler sık görülür. Ayrıca ülkemiz gelişimini üçüncü ve dördüncü jeolojik zamanda tamamladığı için oldukça genç oluşumlu bir ülkedir. Dolayısıyla ülkemizin büyük bir bölümü birinci derece deprem bölgesinde yer almaktadır. Ülkemizin büyük bir kısmının birinci derece deprem kuşağında olması deprem afetinin önemini arttırmaktadır. Dolayısıyla depreme dayanıklı yapılar tasarlamayı ve bu yapıları hayata geçirmeyi gerektirmektedir. Depreme dayanıklı yapı üretmek kadar depremden hasar görmüş yapıların onarım ve güçlendirilmesi de önemli bir konudur. Tekniğine uygun olarak tasarlanmış ve imal edilmiş yapılar, küçük depremleri hasarsız, büyük depremleri ise çok küçük hasarlar ile atlatabilmelidir. Fakat bazı yapılar depremden önemli oranda hasar görmektedir. Depremden hasar gören yapıların onarımında; yapıya önceki dayanımını kazandırmak, güçlendirmede ise; taşıyıcı sisteme gelebilecek deprem etkilerinin daha iyi karşılanması, yüklerin elemanlara daha uygun dağıtılması gibi amaçlar hedeflenmektedir (Deprem Araştırma Bülteni, 1990).

Zamanla edinilen deneyimler sonucunda mühendislik bilimi gelişmiş ve yapıların deprem davranışları, proje ve sahadaki imalat sırasında gerçekleşebilecek hatalar daha gerçekçi ve doğru bir biçimde ortaya konulmuştur. Yapının davranışının anlaşılması ile depreme dayanıklı yapılar üretilmesinin gereği olarak, günümüze kadar çeşitli zamanlarda revize edilen yönetmelikler zamanla zorlayıcı koşullar içermeye başlamıştır. Ancak bu koşulların mevcut yapılara etkisi olmaması sebebiyle, tüm dünyada yapı güçlendirmesi üzerine daha kapsamlı çalışmalar başlatılmıştır. Günümüzde mevcut bir yapının güçlendirilmesi konusunda kabul görmüş yöntemler bulunmaktadır.

Bu çalışmada deprem, depremin mevcut betonarme binalarda yarattığı hasarlar anlatılacak ve mevcut binalardan bilgi toplanarak Eskişehir ili Odunpazarı ilçesinde bulunan iki binanın performans analiz aşamaları incelenerek güçlendirilmesi sonucu bina performansının değişimi incelenecektir. Bir adet kolon ve kirişin örnek güçlendirilmesi yapılacak ve programla karşılaştırılacaktır.

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY, 2007)‘e göre güçlendirme projesi öncesi mevcut binaların performanslarının değerlendirilmesi yapılarak yönetmeliğin betonarme ve yığma yapılar için getirdiği düzensizlik durumları ve kuralları sunulacaktır. DBYBHY çerçevesinde irdelenecek yapıların, yönetmeliğe göre deprem dayanımlarının yeterlilikleri saptanacaktır. Depreme benzeyen yükler altında performans analizleri yapılmış ve can güvenliği açısından performans seviyeleri belirlenmiş yapıların durumuna göre, uygulanmış güçlendirme yöntemleri ve güçlendirme modelleri irdelenecektir. Güçlendirme modellerinin güçlendirme sonrasında oluşturulan performans analizleri incelenip can güvenliği sınırı açısından sonuçlar elde edilecektir. Tez kapsamında irdelenen bu örneklerin olumlu ve olumsuz yönleri belirlenerek, çözüm önerileri sunulmaya çalışılacaktır.

BÖLÜM 2

ONARIM ve GÜÇLENDİRME

2.1. Deprem ve Depremin Oluş Nedenleri

Yerkabuğu içindeki kırılmalar nedeniyle ani olarak ortaya çıkan titreşimlerin dalgalar halinde yayılarak geçtikleri ortamları ve yer yüzeyini sarsma olayına "Deprem" denir. Deprem, insanın güvenle bastığı toprağın oynayacağını ve üzerindeki yapılarında hasar görüp can kaybına uğrayacak şekilde yıkılabileceklerini gösteren bir doğa olayıdır.

Yerkabuğunu oluşturan levhalar her an sabit durmayabilir. Bu levhaların birbirine sürtündükleri, birbirlerini sıkıştırdıkları, birbirlerinin üstüne çıktıkları ya da altına girdikleri alanlar dünyada depremlerin oldukları yerlerdir. Dünyada olan depremlerin büyük çoğunluğu bu levhaların birbirlerini zorladıkları levha sınırlarında oluşmaktadır. Bir levha ile diğer bir levha arasındaki sürtünme kuvveti aşıldığında bir hareket oluşur. Bu hareket çok kısa bir zaman biriminde ani bir şekilde gerçekleşir. Bu hareket sonucunda çok uzaklara kadar yayılabilen deprem dalgaları oluşur. Bu dalgalar geçtikleri ortamı sarsarak yayılım teorisine uygun şekilde depremin oluş yerinde uzaklaşarak ve enerjisini kaybederek yayılır. Bu sırada yeryüzünde, bazen gözle görülebilen, kilometrelerce uzanabilen ve “Fay” adı verilen arazi kırıkları oluşabilir. Bu kırıklar bazen yüzey tabakalarında oluşabilir ve gözle görünemez. Bazen de eski bir depremden oluşmuş ve yeryüzüne kadar çıkmış, ancak zamanla örtülmüş bir fay yeniden oynayabilir.

Herhangi bir noktada, zamanla oluşan birim deformasyon birikiminin elastik olarak depoladığı enerji, kritik bir değere eriştiğinde, fay düzlemi boyunca var olan sürtünme kuvvetini yenerek, fay çizgisinin her iki tarafındaki kayaç bloklarının birbirine göreli hareketlerini oluşturmaktadır. Bu olay ani yer değiştirme hareketidir. Bu ani yer değiştirmeler ise bir noktada biriken birim deformasyon enerjisinin açığa çıkması, boşalması, diğer bir deyişle mekanik enerjiye dönüşmesi ve sonuç olarak yer

katmanlarının kırılma ve yırtılma hareketi ile olmaktadır (T.C. Başbakanlık Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı Deprem Dairesi Başkanlığı, 2009).

2.2. Depremin Türleri

2.2.1. Oluşumlarına göre depremler

Tektonik depremler: Yerkabuğunun içinde zamanla gerilmeler oluşur ve bu gerilmelerin boşalması ile meydana gelen katmanların yer değiştirme, oynama ve kırılma gibi hareketlerinin sonucu olan depremler tektonik depremler olarak nitelenir. Şiddet ve etki alanı bakımından en önemli ve en yıkıcı olan depremlerdir. Yeryüzünde olan depremlerin % 90'ı bu gruba girer. Türkiye'de olan depremler de büyük çoğunlukla tektonik depremlerdir.

Volkanik Depremler: Bu depremler volkanların püskürmesi sonucu oluşurlar. Yerin içindeki magmanın yeryüzüne çıkışı sırasındaki fiziksel ve kimyasal olaylar sonucunda oluşan gazların yapmış oldukları patlamalarla bu tür depremlerin meydana geldiği bilinmektedir.

Çöküntü Depremler: Yeraltında kireçtaşlarında oluşan karstik boşlukların (mağara), kömür ocaklarında galerilerin, tuz ve jipsli arazilerde erime sonucu oluşan boşlukların tavan bloğunun çökmesi ile oluşurlar. Hissedilme alanları yereldir, enerjileri azdır ve yayılma alanı dardır. Genellikle bulundukları alanı etkilerler.

Yapay Depremler: Nükleer patlamalar, sismik dalga oluşturan enerji kaynakları kullanılarak yapılan çalışmalar sonucu oluşan depremler bu gruba girer.

2.2.2. Derinliklerine göre depremler

Sığ Depremler: Yerin 0<d<60 km. derinliğinde olan depremlerdir. Dar bir alanda hissedilir fakat hissedilen alanda çok büyük hasara neden olurlar. Türkiye’de olan depremler genellikle sığ odaklı depremler olup derinlikleri çoğu zaman 0-30 km arasında değişmektedir.

Orta Derinlikteki Depremler: Yerin 60<d<300 km. derinliğinde olan depremlerdir. Derin depremler çok geniş alanda hissedilirler, buna karşılık yaptıkları hasar azdır.

Derin Depremler: Yerin 300<d<700 km. derinlerinde olan depremlerdir. Çok geniş bir alanda hissedilirler ancak verdiği hasar azdır.

2.2.3. Uzaklıklarına göre depremler

Deprem merkezinden istasyonlara olan uzaklıklarına göre depremler, üç ana sınıf altında toplanabilir:

Yerel Depremler: Episantr uzaklıkları 100 km'ye kadar olan depremlerdir.

Bölgesel Depremler: Episantr uzaklıkları 500 km'ye kadar olan depremlerdir.

Uzak Depremler: Episantr uzaklıkları 1000 km'den uzak olan depremlerdir.

2.2.4. Büyüklüklerine göre depremler

Depremler büyüklüklerine göre altı sınıfa ayrılır;

Çok büyük depremler: $M \geq 8,0$

Büyük depremler: $7,0 \leq M < 8,0$

Orta büyüklükteki depremler: $5,0 \leq M < 7,0$

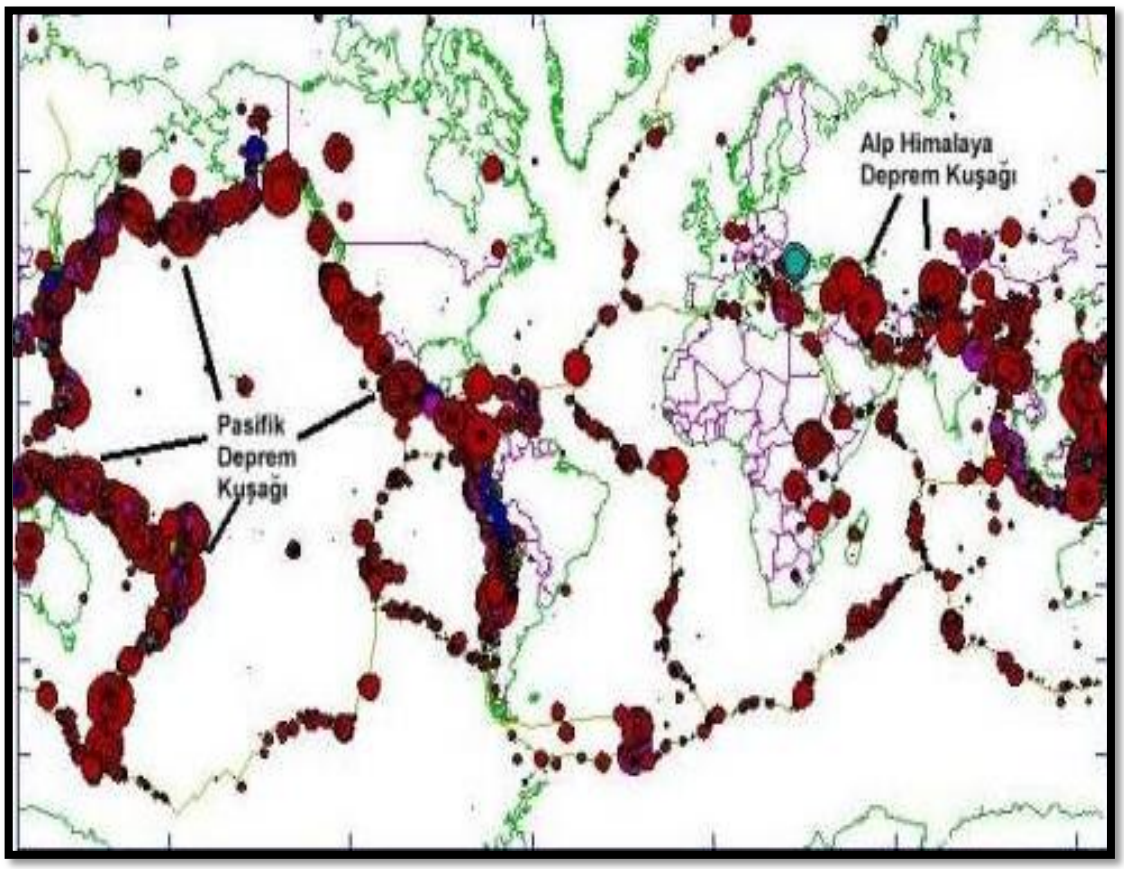
Küçük depremler: $3,0 \leq M < 5,0$

Mikro depremler: $1,0 \leq M < 3,0$

Ultra-mikro depremler: $M < 1,0$

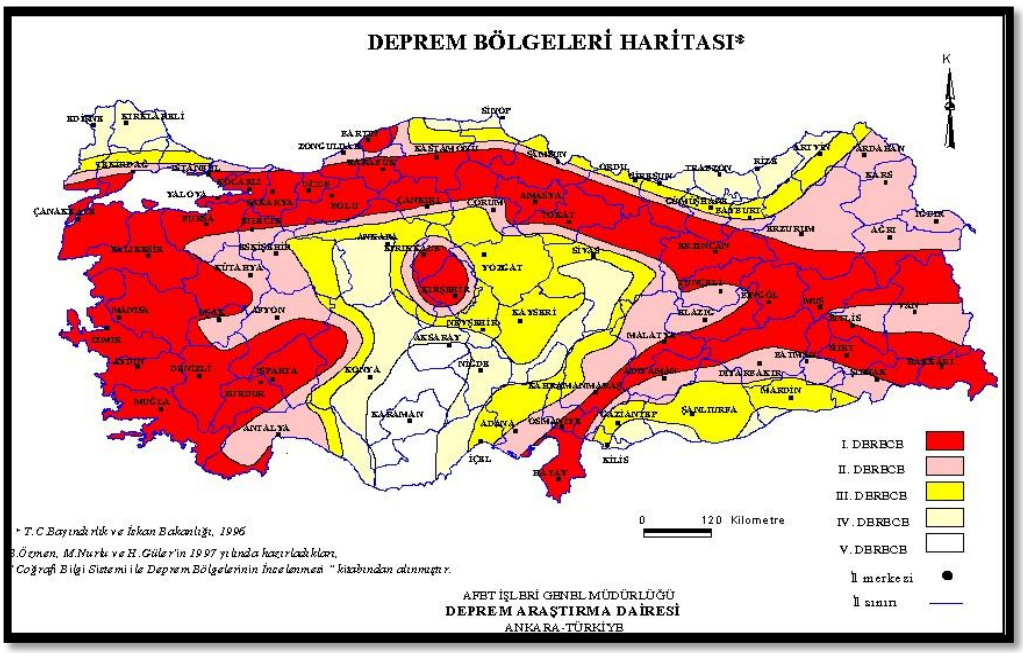
(M: Deprem sırasında açığa çıkan enerjinin sayısal değeri)

Alp-Himalaya deprem kuşağında (Şekil 2.1) yer alan ülkemizde olan depremler, Atlantik Okyanus ortası sırtının iki tarafa doğru yayılmasına bağlı olarak Afrika-Arabistan levhalarının kuzey-kuzeydoğuya doğru hareket etmeleriyle ilişkilidir.



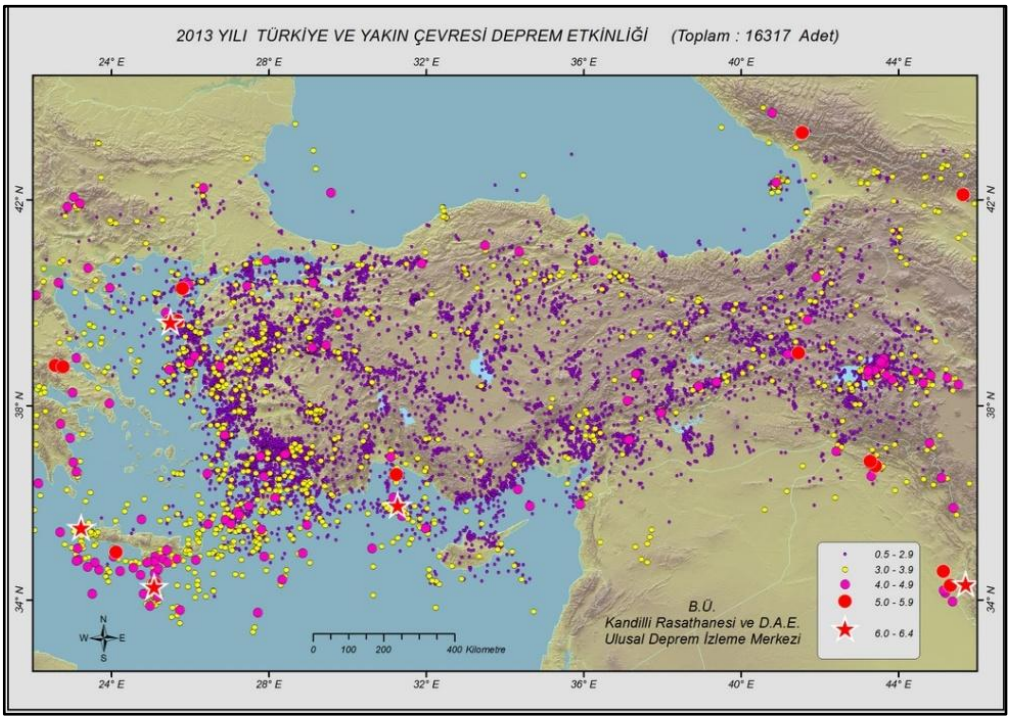
Şekil 2.1. Deprem kuşakları

Ayrıca, Kızıldeniz'in uzun ekseni boyunca bugün de devam eden deniz tabanı yayılması nedeni ile Arabistan levhası kuzeye doğru itilmekte ve Avrasya levhasının altına doğru dalmaya zorlanmaktadır. Bu zorlanma ile Arabistan levhası ile Avrasya kıtası arasında kalan Doğu Anadolu bölgesinde yoğun sıkışma etkisi oluşmaktadır. Kuzey Anadolu Fayı ve Doğu Anadolu Fayı gibi belli başlı büyük kırıkları harekete geçiren bu sıkışma milyonlarca yıldır devam etmekte günümüzde de yaşadığımız depremlerin ana nedeni oluşturmaktadır. Şekil 2.2. 'de görüldüğü gibi Türkiye büyük öçüde 1.derece deprem bölgesinde yer almaktadır (T.C. Başbakanlık Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı Deprem Dairesi Başkanlığı, 2009).



Şekil 2.2. Türkiye deprem bölgeleri haritası

Ülkemizde deprem önemli bir sorundur. 2013 yılında Türkiye ve yakın çevresinde 16317 adet deprem olmuştur (Şekil 2.3).



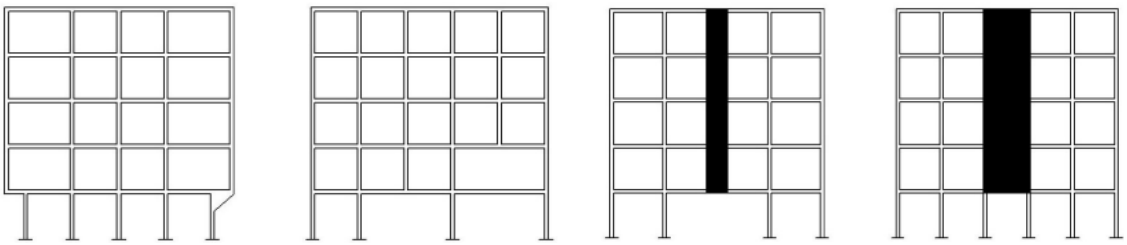
Şekil 2.3. 2013 Depremleri (Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi Verileri, 2013)

2.3. Onarım ve Güçlendirme

Onarım, görünüş veya kullanım bakımından hasar görmüş bir yapıda yapının bir veya birkaç elemanında önceki haline getirmek için yapılan çalışma ve değişikliktir. Bu önceki haline getiriliş onun görünüşü ve kullanımı (yük taşıma kapasitesi, rijitliği, sünekliği, dayanımı) bakımından olabilir (Aydoğan, 2000).

Güçlendirme ise bir yapının yük taşıma kapasitesini, rijitliğini, sünekliğini, stabilitesini veya bunlardan bazılarını mevcut durumun üzerine çıkarmak amacıyla yapılan değişikliktir (Aydoğan, 2000). Güçlendirme; yapının sünekliğini artırarak, yapının düzensizliklerini gidererek, yapının yük taşıma kapasitesini arttırarak yapıyı istenilen güvenlik seviyesine çıkartmak için yapılan değişikliklerdir. Yapı mevcut yönetmeliklere uygun hale getirilirken yapının hacmini mümkün oldukça değiştirmemeye, mimarisinin bozulmamasına dikkat edilir. Maliyeti minimum seviyede tutarak (Yapım maliyetinin maksimum % 40'ıdır. Yapı tarihi ise bu orana bakılmaz.), yönetmelik maddelerine göre ve eğer yönetmelik mevcut değilse dünyada kabul görmüş yönetmelik maddelerine göre projesi hazırlanır.

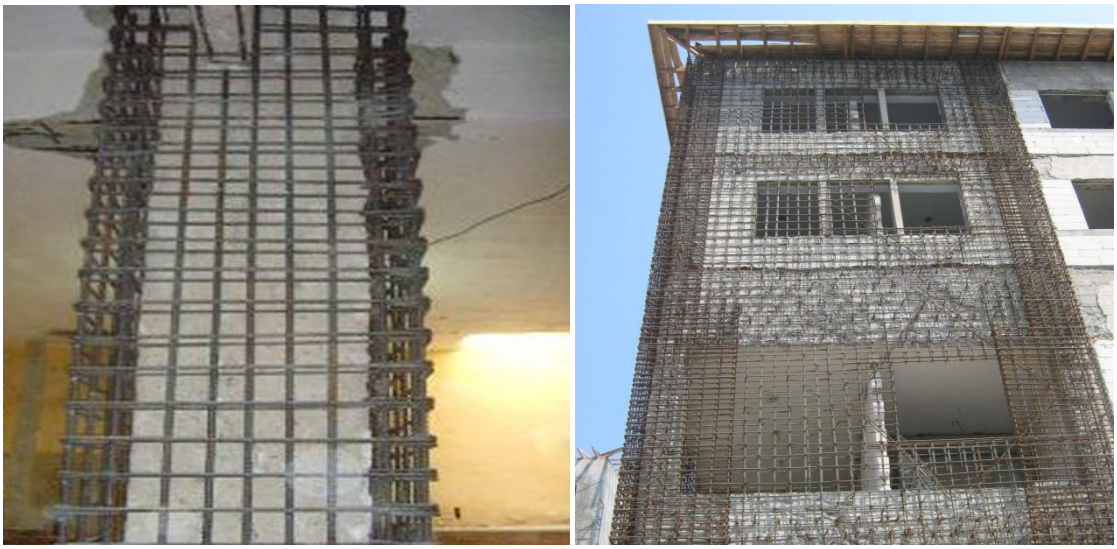
Binaların güçlendirilmesi, herhangi bir depremde yapı hasarlarına neden olacak kusurlarının giderilmesi, yapı güvenliğini arttırmak için yeni elemanlar eklenmesi, kütle azaltılarak yapı taşıyıcı sisteminin yükünün azaltılması, mevcut elemanlarının deprem davranışlarının geliştirilmesi, kuvvet aktarımındaki süreksizliğin (Şekil 2.4) giderilmesi şeklinde yapılabilir.



a) Guseye oturan kolon b) Kirişe oturan kolon c) Kirişe oturan perde d) Kolona oturan perde

Şekil 2.4. Kolonları süreklilik göstermeyen yapı örnekleri

Binanın kolon, kiriş, perde, birleşim bölgesi gibi deprem yüklerini karşılayan elemanlarında dayanım ve şekil değiştirme kapasitelerinin arttırılmasına yönelik olarak uygulanan işlemler, "eleman güçlendirmesi" olarak tanımlanır (Şekil 2.5). Binanın taşıyıcı sisteminin dayanım ve şekil değiştirme kapasitesinin arttırılması ve iç kuvvetlerin dağılımında sürekliliğin sağlanması, binaya yeni elemanlar eklenmesi, birleşim bölgelerinin güçlendirilmesi, deprem etkilerinin azaltılması amacıyla binanın kütlesinin azaltılması işlemleri "sistem güçlendirmesi" olarak tanımlanır (DBYBHY, 2007)



(a) Eleman güçlendirmesi (b) Sistem güçlendirmesi

Şekil 2.5. a) Yapılarda eleman güçlendirmesi b)Yapılarda sistem güçlendirmesi

Onarım güçlendirmede önemli olan maddeler şunlardır:

- Yapının kullanım fonksiyonu (konut, işyeri): DBYBHY Tablo 7.7'de binalar için öngörülen performans hedefleri farklıdır.

- Yapının mülkiyeti: Özel kişiye ait binalarda kişinin isteği ve güvenliği doğrultusunda onarım ve güçlendirme yapılırken; kamu binalarında belirli standartların altına inilmez ve yapı mimarileri kamu binalarını kurallarına göre yapılır.

- Yapının yaşı: Örneğin, 2012 de yapılmış bir bina DBYBHY standartlarına uygun olarak yapılmıştır ve güvenliğinden çok daha emin olunabilir. Ancak 1977 yılında yapılmış, projesi dahi olmayan bir binanın güvenliğinden kesinlikle şüphe duyulmalıdır.

- Yapının bulunduğu yerdeki mevcut ve sonra uygulanacak imar mevzuatı: Yapılar genel TSE ve DBYBHY'ne uygun yapılmış olsa da yapının bulunduğu yerdeki belediyelerin yönetmeliklerine göre farklılıklar olabilir.

- Bölgenin deprem aktivitesi: DBYBHY'nde, deprem bölgelerine göre etkin yer ivme katsayısı değişmektedir.

- Onarım-güçlendirme maliyeti ve süresi

- Yapının tarihi eser, anıt, sosyal ve kültürel özelliği olarak sayılabilir.

2.4. Onarım ve Güçlendirmenin Gereği

İnsan hayatının en önemli gereksinimi olan barınmanın sonucunda ortaya çıkan yapıların, depremler veya başka bir dış yükün yarattığı hasarlar sonucunda güvenilirliği azalabilir. Bazen yapı işlevinin değişmesi sonucunda bazen de yönetmeliklerin geliştirilmesi sonucunda ortaya çıkan bu azalmanın giderilmesi mühimdir. Beklenen büyük bir depremden önce yapı güvenliğinin önlem olarak arttırılması gereği de ortaya çıkabilir. Tüm bu durumlar göz önüne alındığında yapıyı yıkıp yeni yönetmeliklere göre yapmak her zaman mümkün olmayabilir. Çünkü mühendislik aynı zamanda ekonomik çözümler de sunabilmektir.

DBYBHY ile 2007 yılında depreme karşı yapı güvenliğini belirleme yöntemleri ve yapıdan beklenen deprem dayanımı, davranışı ya da performansı açık biçimde belirlenmiştir. Yasal ve zorunlu olarak uygulanacak bir yönteme bağlanmıştır. DBYBHY ile yapılardan depremlerde beklenen en alt performans düzeyinin

belirlenmesi, olası davranışının belirlenmesi ve değerlendirilmesi kuralları konulmuştur (Bayülke, 2010). Güçlendirme maliyetinin, binanın yeniden yapılması bedelinin önemli bir oranını (% 40) geçmesi durumunda, önemli güçlendirme gerektiren ve ekonomik ömrünü tamamlamış olan ve herhangi bir tarihi değeri bulunmayan binalar ile ağır hasarlı binalar için yıkım kararı verilebilir. Ancak bunun dışındaki yapılardaki hasarları onarmak ve yapıyı güçlendirerek olası hasarlara karşı önlem almak İnşaat Mühendisliği'nin geliştirilmesi gereken dallarından biridir.

2.5. Onarım ve Güçlendirmeyle İlgili Çalışmalar

1. K. A. Korkmaz ve M. Düzgün, betonarme yapıların performanslarının belirlenmesinde kullanılan doğrusal olmayan statik artımsal itme analizlerini, doğrusal olmayan zaman tanım alanında dinamik analizler ile karşılaştırarak değerlendirmesini, "Statik Artımsal İtme Analizinde Kullanılan Yük Dağılımlarının Değerlendirilmesi (Korkmaz ve Düzgün, 2006)" başlıklı çalışmalarında yapmışlardır.

2. G. Uygun ve Z. Celep "Betonarme Bir Binanın Deprem Güvenliğinin DBYBHY'deki Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Yöntemlerle Karşılaştırılmalı İncelenmesi (Uygun ve Celep, 2007)" başlıklı çalışmalarında, bir bina tasarlamış ve bu bina mevcut kabul ederek doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerin değerlendirme kuralları çerçevesinde incelemiş, elde edilen sonuçlar birbiri ile karşılaştırmışlardır. Ayrıca mevcut binada doğrusal olmayan dinamik analiz kullanarak, bunun doğrusal olmayan statik itme analizi ile olan benzerliklerini araştırmışlardır.

3. M. İnel, H. Bilgin ve H. B. Özmen, "Okul Binalarının Yeni Deprem Yönetmeliğine Göre Değerlendirilmesi (İnel vd, 2007)" adlı çalışmalarında, doğrusal olmayan eleman davranışını dikkate almışlardır. Seçilen tip projeli mevcut betonarme okul binalarının sismik kapasiteleri bulup performansları incelemişlerdir.

4. Z. Celep ’in İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi tarafından düzenlenen “Mevcut Betonarme Yapıların Deprem Güvenliğinin Belirlenmesi (Celep, 2008)” başlıklı meslek içi eğitim kursunda yönetmeliğimizin yedinci bölümü ile ilgili eğitim verilmiş ve uygulamalı problemler çözülmüştür.

5. M. Kutanis, İnşaat Mühendisleri Odası Sakarya bülteni için hazırlanan “Yapı ve Deprem Mühendisliğinde Performans Yaklaşımı-2 (Kutanis, 2008)” adlı makalesinde, iki açıklıklı dört katlı betonarme bir bina ele almış ve doğrusal olmayan yöntemlerle performansını incelemiştir.

6. A. Çınar, "Performansa dayalı tasarım ile binaların sismik değerlendirilmesi: Bir durum çalışması (Çınar, 2009)" adlı çalışmasında, öncelikle bir literatür taraması yapmış, DBYBHY 2007’ye göre performans kavramının tanımı, betonarme yapıların performansa dayalı analiz ve değerlendirme konularına ilişkin bilgiler ve performansa dayalı hesap yöntemlerini vermiştir. Yapının doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan analizleri sonucu “Hemen Kullanım” ve “Can Güvenliği” performans hedeflerini sağlamadığı görmüş, yapı için uygulamaya yönelik alternatif bir güçlendirme önerisi hazırlamış ve DBYBHY’ye göre hedeflenmesi gereken performans seviyelerinin sağladığını göstermiştir.

7. Ö. Gülmez, "Depremde hasar gören betonarme yapıların güçlendirilmesi ve mimariye olan etkisi (Gülmez, 2010)" adlı çalışmasında, depremin yapıya olan etkisini, güçlendirme ve onarım yöntemlerini, kullanılan malzemeleri incelemiş, güçlendirme ve onarım yöntemlerini kendi aralarında kıyaslamıştır.

8. H. Batmacı, "Depremde hasar gören bir binanın mantolama, perde ilavesi ve kat azaltılması yöntemi ile güçlendirilmelerinin karşılaştırılması (Batmacı, 2011)" adlı çalışmasında, deprem performansı yetersiz olan mevcut yapı sistemlerinde kullanılan güçlendirme yöntemlerini incelemiştir. Bu yöntemleri bir yapıya uygulamış ve hangi yöntemin daha uygun olacağına karar vermiştir. Yapıyı

mevcut haliyle inceleyip daha sonra kolonları mantolama, yerinde dökme perde ilavesi ve kat azaltarak güçlendirme yaparak bu çalışmaların sonuçlarını kıyaslamıştır.

9. K. V. Çelik, "Karbon elyaf ile yapısal güçlendirme (Çelik, 2012)" adlı çalışmasında, güçlendirme malzemesi olan karbon elyafın beton numuneler ve betonarme yapıdan alınan karot numuneler üzerindeki dayanımlılık etkisi laboratuar ortamında mukayese etmiştir.

10. Ş. Pergel, "Tarihsel yapılarda onarım-güçlendirme çalışmaları ve Amasya Taşhan örneği (Pergel, 2013)" adlı çalışmasında, tarihi yığma yapıların onarım-güçlendirilme konusu inceleyerek, örnek olarak Amasya Taşhan isimli tarihi bir yığma yapının üç boyutlu sonlu eleman modelini hazırlayarak statik ve dinamik çözümlemesini yapmış, deprem güvenliğini belirlemiştir.

11. D. Demirkan, "Betonarme yapılarda onarım ve güçlendirme yöntemleri (Demirkan, 2014)" adlı çalışmasında, ilk önce depremlerin yapıda oluşturdukları hasarlar, hasar derecesinin tespiti ve güçlendirme yöntemleri ile ilgili genel bilgiler verildikten sonra betonarme yapıların güçlendirilmesi ile ilgili çözümler sunmuştur.

BÖLÜM 3

DBYBHY(2007)'NE GÖRE MEVCUT BİNALARIN PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ

3.1. Binaların Performansının Değerlendirilmesi

Deprem bölgelerinde bulunan mevcut ve güçlendirilecek tüm binaların ve bina türü yapıların deprem etkileri altındaki performanslarının değerlendirilmesinde uygulanacak hesap kuralları, güçlendirme kararlarında esas alınacak ilkeler ve güçlendirilmesine karar verilen binaların güçlendirme tasarımı ilkeleri DBYBHY 7. bölümde tanımlanmıştır. Bu kısımda verilen hesap yöntemleri ve değerlendirme esasları çelik ve yığma yapılar için geçerli değildir. Ayrıca tarihi ve kültürel değeri olan tescilli yapıların ve anıtların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi bu DBYBHY kapsamı dışındadır.

Binada hasara neden olan bir deprem sonrasında hasarlı binanın deprem performansı bu bölümde verilen yöntemlerle belirlenemez. Binada hasara neden olan bir deprem sonrasında hasarlı binanın güçlendirilmesi ve daha sonra güçlendirilmiş binanın deprem performansının belirlenmesi için bu bölümde verilen esaslar uygulanacaktır. Hasarlı binanın güçlendirilmesinde mevcut elemanların dayanım ve rijitliklerinin hangi ölçüde göz önüne alınacağına projeden sorumlu inşaat mühendisi karar verecektir.

3.2. Binalardan Bilgi Toplanması

3.2.1. Binalardan toplanacak bilginin kapsamı

Mevcut binaların taşıyıcı sistem elemanlarının kapasitelerinin hesaplanmasında ve deprem dayanımlarının değerlendirilmesinde kullanılacak eleman detayları ve boyutları, taşıyıcı sistem geometrisine ve malzeme özelliklerine ilişkin bilgiler, binaların projelerinden ve raporlarından, binada yapılacak gözlem ve ölçümlerden,

binadan alınacak malzeme örneklerine uygulanacak deneylerden elde edilecektir. Binalardan bilgi toplanması kapsamında yapılacak işlemler, yapısal sistemin tanımlanması, bina geometrisinin, temel sisteminin ve zemin özelliklerinin belirlenmesi, varsa mevcut hasarın ve daha önce yapılmış olan değişiklik ve/veya onarımların belirlenmesi, eleman boyutlarının ölçülmesi, malzeme özelliklerinin saptanması, sahada derlenen tüm bu bilgilerin binanın varsa projesine uygunluğunun kontrolüdür. Binalardan bilgi toplanması kapsamında tanımlanan inceleme, veri toplama, derleme, değerlendirme, malzeme örneği alma ve deney yapma işlemleri inşaat mühendislerinin sorumluluğu altında yapılacaktır.

3.2.2. Bilgi düzeyleri

Binaların incelenmesinden elde edilecek mevcut durum bilgilerinin kapsamına göre, her bina türü için bilgi düzeyi ve buna bağlı olarak Çizelge 3.1'de belirtilen bilgi düzeyi katsayıları tanımlanacaktır. Bilgi düzeyleri sırasıyla sınırlı, orta ve kapsamlı olarak sınıflandırılacaktır. Elde edilen bilgi düzeyleri taşıyıcı eleman kapasitelerinin hesaplanmasında kullanılacaktır. Sınırlı Bilgi Düzeyi'nde binanın taşıyıcı sistem projeleri mevcut değildir. Taşıyıcı sistem özellikleri binada yapılacak ölçümlerle belirlenir. Sınırlı bilgi düzeyi, DBYBHY Tablo 7.7. Farklı Deprem Düzeylerinde Binalar İçin Öngörülen Minimum Performans Hedefleri' nde tanımlanan "Deprem Sonrası Hemen Kullanımı Gereken Binalar" ile "İnsanların Uzun Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar" için uygulanamaz. Orta Bilgi Düzeyi'nde eğer binanın taşıyıcı sistem projeleri mevcut değilse, sınırlı bilgi düzeyine göre daha fazla ölçüm yapılır. Eğer mevcut ise sınırlı bilgi düzeyinde belirtilen ölçümler yapılarak proje bilgileri doğrulanır. Kapsamlı Bilgi Düzeyi'nde binanın taşıyıcı sistem projeleri mevcuttur. Proje bilgilerinin doğrulanması amacıyla yeterli düzeyde ölçümler yapılır.

3.2.3. Mevcut malzeme dayanımı

Taşıyıcı elemanların kapasitelerinin hesaplanmasında kullanılacak malzeme dayanımları bu bölümünde mevcut malzeme dayanımı olarak tanımlanır.

3.2.4. Betonarme binalarda kapsamlı bilgi düzeyi

(a) Bina Geometrisi: Binanın betonarme projeleri mevcuttur. Binada yapılacak ölçümlerle mevcut geometrinin projelere uygunluğu kontrol edilir. Projeler ölçümler ile önemli farklılıklar gösteriyor ise proje yok sayılacak ve bina orta bilgi düzeyine uygun olarak incelenecektir. Binadaki kısa kolonlar ve benzeri olumsuzluklar kat planına ve kesitlere işlenecektir. Komşu binalarla ilişkisi (ayrık, bitişik, derz var/yok) belirlenecektir. Bina geometrisi bilgileri, bina kütlesinin hassas biçimde tanımlanması için gerekli ayrıntıları içermelidir. Temel sistemi bina içinde veya dışında açılacak yeterli sayıda inceleme çukuru ile belirlenecektir.

(b) Eleman Detayları: Binanın betonarme detay projeleri mevcuttur. Donatının projeye uygunluğunun kontrolü için DBYBHY 7.2.5.2. ‘de belirtilen işlemler, aynı miktardaki betonarme elemanda uygulanacaktır. Ayrıca paspayı sıyrılmayan elemanların % 20’sinde enine ve boyuna donatı sayısı ve yerleşimi donatı tespit cihazları ile belirlenecektir. Proje ile uygulama arasında uyumsuzluk bulunması halinde, betonarme elemanlardaki mevcut donatının projede öngörülen donatıya oranını ifade eden donatı gerçekleşme katsayısı kolonlar ve kirişler için ayrı ayrı belirlenecektir. Eleman kapasitelerinin belirlenmesinde kullanılan bu katsayı 1’den büyük olamaz. Bu katsayı donatı tespiti yapılmayan diğer tüm elemanlara uygulanarak olası donatı miktarları belirlenecektir.

(c) Malzeme Özellikleri: Her kattaki kolonlardan veya perdelerden toplam üç adetten az olmamak üzere ve binada toplam 9 adetten az olmamak üzere, her 200 m^2’den bir adet beton örneği (karot) TS-10465’de belirtilen koşullara uygun şekilde alınarak deney yapılacaktır. Elemanların kapasitelerinin hesaplanmasında, örneklerden elde edilen (ortalama-standart sapma) değerleri mevcut beton dayanımı olarak alınacaktır. Beton dayanımının binadaki dağılımı, karot deney sonuçları ile uyarlanmış beton çekici okumaları veya benzeri hasarsız inceleme araçları ile kontrol edilebilir.

Donatı sınıfı, yukarıdaki paragrafta açıklandığı şekilde sıyrılan yüzeylerde yapılan inceleme ile tespit edilecek, her sınıftaki çelik için (S220, S420, vb.) birer adet örnek alınarak deney yapılacak, çeliğin akma ve kopma dayanımları ve şekil değiştirme özellikleri belirlenerek projeye uygunluğu saptanacaktır. Projesine uygun ise, eleman kapasite hesaplarında projede kullanılan çeliğin karakteristik akma dayanımı mevcut çelik dayanımı olarak alınacaktır. Uygun değil ise, en az üç adet örnek daha alınarak deney yapılacak, elde edilen en elverişsiz değer eleman kapasite hesaplarında mevcut çelik dayanımı olarak alınacaktır. Bu incelemede, donatısında korozyon gözlenen elemanlar planda işaretlenecek ve bu durum eleman kapasite hesaplarında dikkate alınacaktır.

3.2.5. Bilgi düzeyi katsayıları

(a) İncelenen binalardan edinilen bilgi düzeylerine göre, eleman kapasitelerine uygulanacak bilgi düzeyi katsayıları Çizelge 3.1'de verilmektedir.

(b) Malzeme dayanımları, özellikle belirtilmedikçe ilgili tasarım yönetmeliklerinde verilen malzeme katsayıları ile bölünmeyecektir. Eleman kapasitelerinin hesabında mevcut malzeme dayanımları kullanılacaktır.

Çizelge 3.1. Binalar için bilgi düzeyi katsayıları (DBYBHY)

Bina Bilgi Düzeyi	Bilgi Düzeyi Katsayısı
Sınırlı	0,7
Orta	0,90
Kapsamlı	1,00

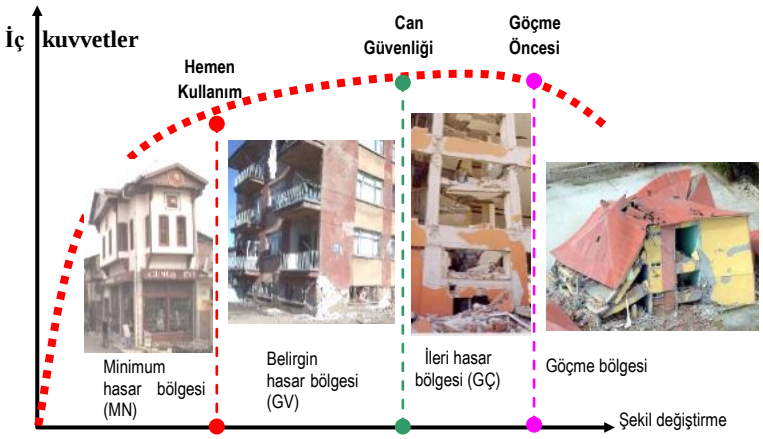
3.3. Yapı Elemanlarında Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri

3.3.1. Kesit hasar sınırları

Sünek elemanlar için kesit düzeyinde üç sınır durum tanımlanmıştır. Bunlar Minimum Hasar Sınırı (MN), Güvenlik Sınırı (GV) ve Göçme Sınırı (GÇ)'dır. Minimum hasar sınırı ilgili kesitte elastik ötesi davranışın başlangıcını, güvenlik sınırı kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği elastik ötesi davranışın sınırını, göçme sınırı ise kesitin göçme öncesi davranışının sınırını tanımlamaktadır. Gevrek olarak hasar gören elemanlarda bu sınıflandırma geçerli değildir.

3.3.2. Kesitlerin hasar bölgeleri

Kritik kesitlerinin hasarı MN' ye ulaşmayan elemanlar Minimum Hasar Bölgesi'nde, MN ile GV arasında kalan elemanlar Belirgin Hasar Bölgesi'nde, GV ve GÇ arasında kalan elemanlar İleri Hasar Bölgesi'nde, GÇ' yi aşan elemanlar ise Göçme Bölgesi'nde yer alırlar (Şekil 3.1).



Şekil 3.1. Şekil değiştirme - İç kuvvet grafiği

3.3.3. Kesit ve eleman hasarlarının tanımlanması

3.5'de tanımlanan yöntemlerle hesaplanan iç kuvvetlerin ve/veya şekil değiştirmelerin, 3.3.1'deki kesit hasar sınırlarına karşı gelmek üzere tanımlanan sayısal değerler ile karşılaştırılması sonucunda, kesitlerin hangi hasar bölgelerinde olduğuna karar verilecektir. Eleman hasarı, elemanın en fazla hasar gören kesitine göre belirlenecektir.

3.4. Deprem Hesabına İlişkin Genel İlke ve Kurallar

(a) DBYBHY Bölüm 7.4'e göre deprem hesabının amacı, mevcut veya güçlendirilmiş binaların deprem performansını belirlemektir. Bu amaçla DBYBHY 7.5'de tanımlanan doğrusal elastik veya 7.6'da tanımlanan doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri kullanılabilir. Ancak, teorik olarak farklı yaklaşımları esas alan bu yöntemlerle yapılacak performans değerlendirmelerinin birebir aynı sonucu vermesi beklenmemelidir. Aşağıda tanımlanan genel ilke ve kurallar her iki türdeki yöntemler için de geçerlidir.

(b) Deprem etkisinin tanımında, DBYBHY Bölüm 2.4'de verilen elastik (azaltılmamış) ivme spektrumu kullanılacak, ancak farklı aşılma olasılıkları için bu spektrum üzerinde DBYBHY 7.8'e göre yapılan değişiklikler göz önüne alınacaktır. Deprem hesabında DBYBHY Bölüm 2.4.2'de tanımlanan Bina Önem Katsayısı uygulanmayacaktır (I =1,0).

(c) Binaların deprem performansı, yapıya etkiyen düşey yüklerin ve deprem etkilerinin birleşik etkileri altında değerlendirilecektir. Hareketli düşey yükler, 3.4.(g)'ye göre deprem hesabında göz önüne alınan kütleler ile uyumlu olacak şekilde tanımlanacaktır.

(d) Deprem kuvvetleri binaya her iki doğrultuda ve her iki yönde ayrı ayrı etki ettirilecektir.

(e) Deprem hesabında kullanılacak zemin parametreleri DBYBHY Bölüm 6'ya göre belirlenecektir.

(f) Binanın taşıyıcı sistem modeli, deprem etkileri ile düşey yüklerin ortak etkileri altında yapı elemanlarında oluşacak iç kuvvet, yer değiştirme ve şekil değiştirmeleri hesaplamak için yeterli doğrulukta hazırlanacaktır.

(g) Deprem hesabında göz önüne alınacak kat ağırlıkları DBYBHY Bölüm 2.7.1.2'ye göre hesaplanacak, kat kütleleri kat ağırlıkları ile uyumlu olarak tanımlanacaktır.

(h) Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, her katta iki yatay yer değiştirme ile düşey eksen etrafında dönme serbestlik dereceleri göz önüne alınacaktır. Kat serbestlik dereceleri her katın kütle merkezinde tanımlanacak, ayrıca ek dış merkezlik uygulanmayacaktır.

(ı) Mevcut binaların taşıyıcı sistemlerindeki belirsizlikler, binadan derlenen verilerin kapsamına göre 3.2'de tanımlanan bilgi düzeyi katsayıları aracılığı ile hesap yöntemlerine yansıtılacaktır.

(i) DBYBHY Bölüm 3.3.8'e göre kısa kolon olarak tanımlanan kolonlar, taşıyıcı sistem modelinde gerçek serbest boyları ile tanımlanacaktır.

(j) Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki betonarme kesitlerin etkileşim diyagramlarının tanımlanmasına ilişkin koşullar aşağıda verilmiştir:

(1) Analizde beton ve donatı çeliğinin 3.2'de tanımlanan bilgi düzeyine göre belirlenen mevcut dayanımları esas alınacaktır.

(2) Betonun maksimum basınç birim şekil değiştirmesi 0,003; donatı çeliğinin maksimum birim şekil değiştirmesi ise 0,01 alınabilir.

(3) Etkileşim diyagramları uygun biçimde doğrusallaştırılarak çok doğrulu veya çok düzlemli diyagramlar olarak modellenebilir.

(k) Betonarme sistemlerin eleman boyutlarının tanımında birleşim bölgeleri sonsuz rijit uç bölgeleri olarak göz önüne alınabilir.

(l) Eğilme etkisindeki betonarme elemanlarda çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitlikleri $(EI)_e$ kullanılacaktır. Daha kesin bir hesap yapılmadıkça, etkin eğilme rijitlikleri için DBYBHY 7.4.13'te verilen değerler kullanılacaktır.

Eksenel basınç kuvveti N_D'nin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılabilir. N_D, deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu yüklerin göz önüne alındığı ve çatlamamış kesitlere ait $(EI)_o$ eğilme rijitliklerinin kullanıldığı bir ön düşey yük hesabı ile belirlenecektir. Deprem hesabı için başlangıç durumunu oluşturan düşey yük hesabı ise, yukarıda belirtildiği şekilde elde edilen etkin eğilme rijitliği $(EI)_e$ kullanılarak, deprem hesabında esas alınan kütlelerle uyumlu yüklere göre yeniden yapılacaktır.

(m) Betonarme tablalı kirişlerin pozitif ve negatif plastik momentlerinin hesabında tabla betonu ve içindeki donatı hesaba katılabilir.

(n) Betonarme elemanlarda kenetlenme veya bindirme boyunun yetersiz olması durumunda, kesit kapasite momentinin hesabında ilgili donatının akma gerilmesi kenetlenme veya bindirme boyundaki eksikliği oranında azaltılabilir.

(o) Zemindeki şekil değiştirmelerin yapı davranışını etkileyebileceği durumlarda zemin özellikleri analiz modeline yansıtılacaktır.

(p) DBYBHY Bölüm 2'de modelleme ile ilgili olarak verilen diğer esaslar geçerlidir.

3.5. Depremde Bina Performansının Doğrusal Elastik Hesap Yöntemleri İle Belirlenmesi

3.5.1. Hesap yöntemleri

Binaların deprem performanslarının belirlenmesi için kullanılacak doğrusal elastik hesap yöntemleri, DBYBHY Bölüm 2.7 ve 2.8'de tanımlanmış olan hesap yöntemleridir. Bu yöntemlerle ilgili olarak aşağıda belirtilen ek kurallar uygulanacaktır.

Eşdeğer deprem yükü yöntemi, bodrum üzerinde toplam yüksekliği 25 metreyi ve toplam kat sayısı 8'i aşmayan, ayrıca ek dış merkezlik göz önüne alınmaksızın

hesaplanan burulma düzensizliği katsayısı η_{bi}<1,4 olan binalara uygulanacaktır. Toplam eşdeğer deprem yükünün (taban kesme kuvveti) hesabında Denk.(3.1)'de R_a=1 alınacak ve denklemin sağ tarafı λ katsayısı ile çarpılacaktır. λ katsayısı bodrum hariç bir ve iki katlı binalarda 1,0; diğerlerinde 0,85 alınacaktır.

$$V_t = \frac{W.A(T_1)}{R_A(T_1)} \geq 0{,}10.A_0.I.W \tag{3.1}$$

Yöntemin adımları şu şekilde özetlenebilir:

a) Taşıyıcı sistem G+*n*Q yüklemesi altında çözülerek M_D ve N_D kuvvet çiftleri bulunur.
b) Taşıyıcı sistem azaltılmamış deprem kuvvetleri altında çözülerek M_E ve N_E kuvvet çiftleri hesaplanır.
c) Şekil 3.2 yardımıyla kolonların eğilme momenti ve normal kuvvet kapasiteleri bulunur. Kirişlerin kesit özellikleri ve donatı düzeni dikkate alınarak pozitif ve negatif eğilme momenti kapasiteleri hesaplanır.
d) Kolon ve kirişlerde kesme kuvveti kapasiteleri hesaplanır. Bu değerler tanımlanan değerlerle karşılaştırılarak kesitin sünek veya gevrek eleman olduğuna karar verilir.
e) Eğer taşıyıcı sistem elemanları sünek eleman ise analize devam edilerek r=etki/kapasite oranları hesaplanır. Etki/kapasite oranları DBYBHY Bilgilendirme Eki 7/A'ya göre hesaplanmıştır. Hesaplama adımları aşağıda açıklanmıştır.

Doğrusal elastik yöntemler ile yapılan hesapta, moment–eksenel kuvvet etkisi altındaki kolon ve perde kesitlerinde etki/kapasite oranı (*r*)'nın belirlenmesi için uygulanabilecek yöntemler aşağıdaki paragraflarda açıklanmıştır.

Herhangi bir kolon veya perde 3.4.3.(j)'e göre doğrusallaştırılan moment–eksenel kuvvet etkileşim diyagramı Şekil 3.2.'de görülmektedir. Şekil 3.2'deki D noktasının koordinatları, düşey yüklerden meydana gelen M_D–N_D çiftine karşı gelmektedir. D noktasından başlayan ve etkileşim diyagramının dışına çıkan ikinci doğru parçasının yatay ve düşey izdüşümleri ise, R_a=1 için deprem hesabından elde edilen ve depremin yönü ile uyumlu olan M_E–N_E çiftine karşı gelmektedir (Şekil 3.2'de

M_E'nin işaretlerinin farklı olduğu iki durum ayrı ayrı gösterilmiştir). İkinci doğru parçasının etkileşim diyagramını kestiği K noktasının koordinatları, kolon veya perde kesitinin M_K moment kapasitesi ve buna karşı gelen N_K eksenel kuvvetidir.

Artık moment kapasitesi M_A ve buna karşı gelen eksenel kuvvet N_A aşağıdaki şekilde tanımlanır.

$$M_A=M_K-M_D \tag{3.2}$$

$$N_A=N_K-N_D \tag{3.3}$$

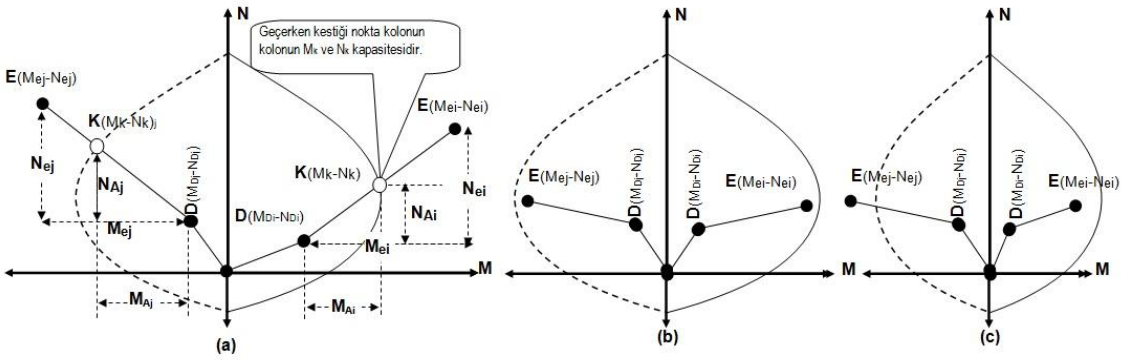
Kolon veya perdenin etki/kapasite oranı ise şu şekilde tanımlanabilir:

$$r = \frac{M_E}{M_A} = \frac{N_E}{N_A} \leq r_S \tag{3.4}$$

Şekil 3.2'deki K kesişme noktasının koordinatları olan M_K veya N_K'nın geometrik veya sayısal olarak elde edilmesi durumunda, düşey yük hesabından M_D veya N_D, deprem hesabından ise M_E veya N_E bilindiğine göre, Denk.(3.2) ve Denk.(3.3)'den yararlanılarak kesitin eğilme ve eksenel kuvvet altındaki etki/kapasite oranı doğrudan hesaplanabilir. Kolon kesitinin moment kapasitesine karşı gelen eksenel kuvvet N_K, hasar sınırlarını tanımlayan Çizelge 3.3'de göz önüne alınacak olan eksenel kuvvettir.

Kolon veya perdenin etki/kapasite oranı, bir ardışık yaklaşım hesabı ile de belirlenebilir. Bu amaçla başlangıçta r için bir tahmin yapılır. N_E deprem hesabından bilindiğinden Denk.(3.4)'den N_A hesaplanır ve N_D bilindiğine göre Denk.(3.3)'den N_K bulunur. Buna bağlı olarak M_K moment kapasitesi kesit hesabından elde edilir ve bundan M_D çıkarılarak Denk.(3.2)'den M_A hesaplanır. M_A ve M_E kullanılarak Denk.(3.2)'den r'nin yeni değeri elde edilir ve başa dönülerek ardışık yaklaşımın bir sonraki adımına geçilir. Bir önceki adımda bulunana yeteri kadar yakın olarak edilen son ardışık yaklaşım adımındaki r değeri, kesitin eğilme ve eksenel kuvvet altındaki etki/kapasite oranı olarak tanımlanır. Son adımdaki M_A ve N_A değerleri Denk.(3.2) ve Denk(3.3)' deki yerlerine konularak M_K ve N_K hesaplanır. Elde edilen N_K, hasar sınırlarını tanımlayan Çizelge 3.3'de göz önüne alınacak olan eksenel kuvvettir.

Yukarıda tek eksenli eğilme/eksenel kuvvet durumu için açıklanan etki/kapasite oranı hesabı, iki eksenli eğilme/eksenel kuvvet durumu için de benzer biçimde uygulanabilir.



Şekil 3.2. a) Kolon kesitinde (M_K,N_K) değerlerinin bulunması b) Kolonun deprem yüklerini taşıdığı durum c) Kolonun deprem yüklerini taşımadığı durum

f) Bulunan r (etki/kapasite) değeri Çizelge 3.2 ve Çizelge 3.3'deki değerler ile karşılaştırılarak taşıyıcı sistem elemanların hasar bölgesi belirlenir.

g) Analizi yapılan yapı için göreli kat kontrolleri yapıldıktan sonra bu değerler yönetmelikteki değerler ile karşılaştırılır.

h) Taşıyıcı eleman düzeyinde hasar bölgesi belirlendikten sonra bu değerler kullanılarak taşıyıcı sistem performans durumu belirlenir.

Mod Birleştirme Yöntemi ile hesapta DBYBHY Denk.(2.13)'de R_a=1 alınacaktır. Uygulanan deprem doğrultusu ve yönü ile uyumlu eleman iç kuvvetlerinin ve kapasitelerinin hesabında, bu doğrultuda hâkim olan modda elde edilen iç kuvvet doğrultuları esas alınacaktır.

3.5.2. Betonarme binaların yapı elemanlarında hasar düzeylerinin belirlenmesi

Doğrusal elastik hesap yöntemleri ile betonarme sünek elemanların hasar düzeylerinin belirlenmesinde kiriş, kolon ve perde elemanlarının ve güçlendirilmiş dolgu duvarı kesitlerinin etki/kapasite oranları (r) olarak ifade edilen sayısal değerler kullanılacaktır. Betonarme elemanlar, kırılma türü eğilme ise "sünek", kesme ise "gevrek" olarak sınıflanırlar.

Kolon, kiriş ve perdelerin sünek eleman olarak sayılabilmeleri için bu elemanların kritik kesitlerinde eğilme kapasitesi ile uyumlu olarak hesaplanan kesme kuvveti V_e' nin, 3.2'de tanımlanan bilgi düzeyi ile uyumlu mevcut malzeme dayanımı değerleri kullanılarak TS-500'e göre hesaplanan kesme kapasitesi V_r'yi aşmaması gereklidir. V_e' nin hesabı kolonlar için DBYBHY Bölüm 3.3.7'ye, kirişler için DBYBHY Bölüm 3.4.5'e ve perdeler için DBYBHY Bölüm 3.6.6'ya göre yapılacak, ancak DBYBHY Denk.(3.16)'da β_v=1 alınacaktır. Kolon, kiriş ve perdelerde V_e' nin hesabında pekleşmeli taşıma gücü momentleri yerine taşıma gücü momentleri kullanılacaktır. Düşey yükler ile birlikte R_a=1 alınarak depremden hesaplanan toplam kesme kuvvetinin V_e' den küçük olması durumunda ise, V_e yerine bu kesme kuvveti kullanılacaktır. Perdelerin sünek eleman olarak sayılabilmesi için ayrıca $H_w/\ell_w > 2,0$ koşulunu sağlaması gereklidir. Verilen sünek eleman koşullarını sağlamayan betonarme elemanlar, gevrek olarak hasar gören elemanlar olarak tanımlanacaktır.

Sünek kiriş, kolon ve perde kesitlerinin etki/kapasite oranı, deprem etkisi altında R_a=1 alınarak hesaplanan kesit momentinin kesit artık moment kapasitesine bölünmesi ile elde edilir. Etki/kapasite oranının hesabında, uygulanan deprem kuvvetinin yönü dikkate alınacaktır. Kesit artık moment kapasitesi, kesitin eğilme momenti kapasitesi ile düşey yükler altında kesitte hesaplanan moment etkisinin farkıdır. Kiriş mesnetlerinde düşey yükler altında hesaplanan moment etkisi, yeniden dağılım ilkesine göre en fazla % 15 oranında azaltılabilir.

Kolon ve perde kesitlerinin etki/kapasite oranları, DBYBHY Bilgilendirme Eki 7A'da açıklandığı üzere hesaplanabilir. Sarılma bölgesindeki enine donatı koşulları bakımından DBYBHY Bölüm 3.3.4'ü sağlayan betonarme kolonlar, DBYBHY Bölüm 3.4.4'ü sağlayan betonarme kirişler ve uç bölgelerinde DBYBHY Bölüm 3.6.5.2'yi sağlayan betonarme perdeler "sargılanmış", sağlamayanlar ise "sargılanmamış" eleman sayılır. "Sargılanmış" sayılan elemanlarda sargı donatılarının DBYBHY Bölüm 3.2.8'e göre "özel deprem etriyeleri ve çirozları" olarak düzenlenmiş olması ve donatı aralıklarının yukarıda belirtilen maddelerde tanımlanan koşullara uyması zorunludur.

Hesaplanan kiriş, kolon ve perde kesitlerinin ve güçlendirilmiş dolgu duvarlarının etki/kapasite oranları (r), Çizelge 3.2, Çizelge 3.3, Çizelge 3.4'de verilen sınır değerler (r_s) ile karşılaştırılarak elemanların hangi hasar bölgesinde olduğuna karar verilecektir. Betonarme binalardaki güçlendirilmiş dolgu duvarlarının hasar bölgelerinin belirlenmesinde ayrıca Çizelge 3.5'de verilen göreli kat ötelemesi oranı sınırları göz önüne alınacaktır. Göreli kat ötelemesi oranı, ilgili katta hesaplanan en büyük göreli kat ötelemesinin kat yüksekliğine bölünmesi ile elde edilecektir. Ara değerler için doğrusal enterpolasyon uygulanacaktır.

Çizelge 3.2. Betonarme kirişler için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları (r_s) (DBYBHY Tablo 7.2)

Sünek Kirişler			Hasar Sınırı		
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_b}$	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w d f_{ctm}}$ (1)	MN	GV	GÇ
≤ 0.0	Var	≤ 0.65	3	7	10
≤ 0.0	Var	≥ 1.30	2.5	5	8
≥ 0.5	Var	≤ 0.65	3	5	7
≥ 0.5	Var	≥ 1.30	2.5	4	5
≤ 0.0	Yok	≤ 0.65	2.5	4	6
≤ 0.0	Yok	≥ 1.30	2	3	5
≥ 0.5	Yok	≤ 0.65	2	3	5
≥ 0.5	Yok	≥ 1.30	1.5	2.5	4

(1) V_e kesme kuvveti depremin yönü ile uyumlu olarak 3.5.2.'ye göre hesaplanacaktır.

Çizelge 3.3. Betonarme kolonlar için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları (r_s) (DBYBHY Tablo 7.3)

Sünek Kirişler			Hasar Sınırı		
$\frac{N_K}{A_c f_{cm}}$ (1)	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w d f_{ctm}}$ (2)	MN	GV	GÇ
≤ 0.1	Var	≤ 0.65	3	6	8
≤ 0.1	Var	≥ 1.30	2.5	5	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≤ 0.65	2	4	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≤ 0.1	Yok	≤ 0.65	2	3.5	5
≤ 0.1	Yok	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Yok	≤ 0.65	1.5	2	3
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Yok	≥ 1.30	1	1.5	2
≥ 0.7	–	–	1	1	1

(1) N_K Eksenel kuvveti DBYBHY Bilgilendirme Eki 7A'ya göre hesaplanabilir.
(2) V_e kesme kuvveti depremin yönü ile uyumlu olarak 3.5.2.'ye göre hesaplanacaktır.

Çizelge 3.4. Betonarme perdeler için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları (r_s) (DBYBHY Tablo 7.4)

Sünek Perdeler	Hasar Sınırı		
Perde Uç Bölgesinde Sargılama	MN	GV	GÇ
Var	3	6	8
Yok	2	4	6

Çizelge 3.5. Güçlendirilmiş dolgu duvarlar için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları (r_s) ve göreli kat ötelemesi oranları (DBYBHY Tablo 7.5)

ℓ_{duvar} / h_{duvar} oranı aralığı	Hasar Sınırı		
0.5 - 2.0	MN	GV	GÇ
Etki/Kapasite Oranı (r_s)	1	2	-
Göreli Kat Ötelemesi Oranı	0.0015	0.0035	-

Betonarme kolon-kiriş birleşimlerinde tüm sınır durumları için birleşime etki eden ve DBYBHY Denk.(3.11)'den hesaplanacak kesme kuvvetlerinin DBYBHY Bölüm 3.5.2.2'de verilen kesme dayanımlarını aşmaması gerekir. Ancak DBYBHY Denk.(3.11)'de V_{kol} (Düğüm noktasının üstünde ve altında DBYBHY Bölüm 2'ye göre hesaplanan kolon kesme kuvvetlerinin küçük olanı) yerine DBYBHY Bölüm 3.3.7'ye göre pekleşmeyi göz önüne almadan hesaplanan V_e kullanılacak, DBYBHY Denk.(3.12) veya Denk.(3.13)'deki dayanım hesabında ise f_{cd} yerine 3.2'de tanımlanan bilgi düzeyine göre belirlenen mevcut beton dayanımı kullanılacaktır. Birleşim kesme kuvvetinin kesme dayanımını aşması durumunda, kolon-kiriş birleşim bölgesi gevrek olarak hasar gören eleman olarak tanımlanacaktır.

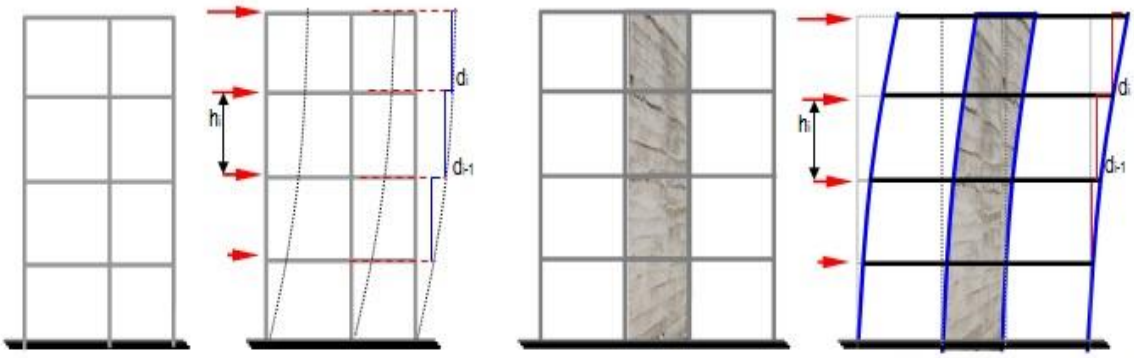
3.5.3. Göreli kat ötelemelerinin kontrolü

Doğrusal elastik yöntemlerle yapılan hesapta her bir deprem doğrultusunda, binanın herhangi bir katındaki kolon veya perdelerin göreli kat ötelemeleri (Şekil 3.3.), her bir hasar sınırı için Çizelge 3.6'da verilen değeri aşmayacaktır. Aksi durumda 3.5.2'de yapılan hasar değerlendirmeleri göz önüne alınmayacaktır. Çizelge 3.6'da δ_{ji}'inci katta j'inci kolon veya perdenin alt ve üst uçları arasında yer değiştirme farkı

olarak hesaplanan göreli kat ötelemesini, h_{ji} ise ilgili elemanın yüksekliğini göstermektedir.

Çizelge 3.6. Göreli kat ötelemesi sınırları (DBYBHY Tablo 7.6)

Göreli Kat Ötelemesi Oranı	Hasar Sınırı		
	MN	GV	GÇ
δ_{ji} / h_{ji}	0.01	0.03	0.04



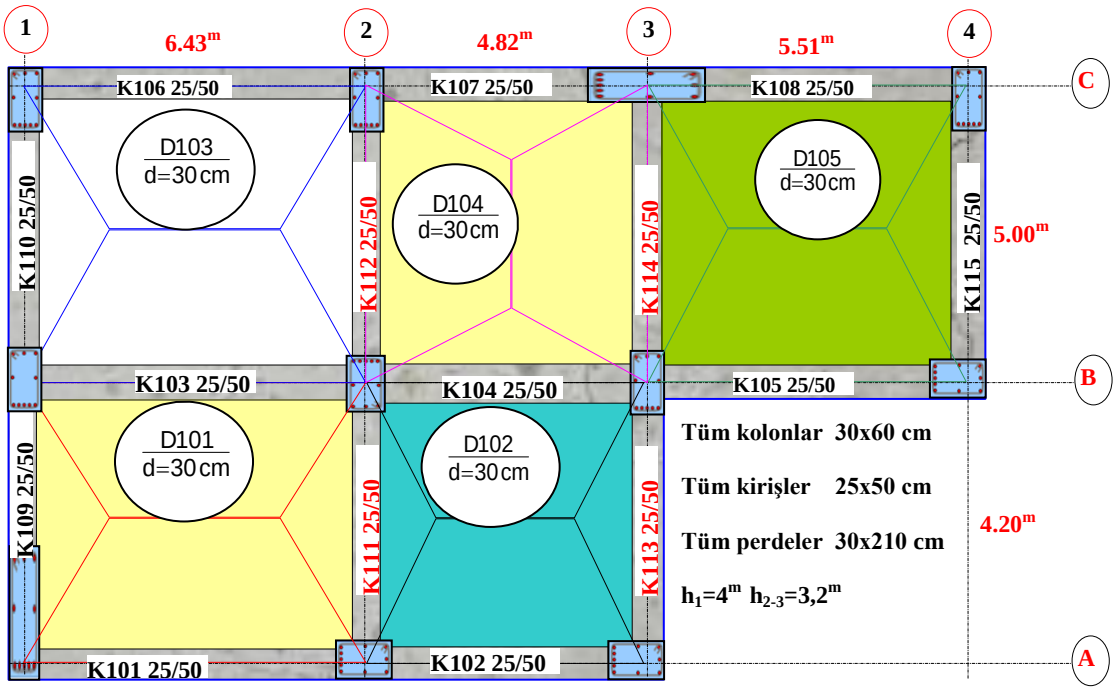
a) Düzenli çerçeveli yapı b) Perdeli yapı

Şekil 3.3. a) Düzenli çerçeveli yapıda göreli kat ötelemeleri b) Perdeli yapıda göreli kat ötelemeleri

BÖLÜM 4

UYGULAMA

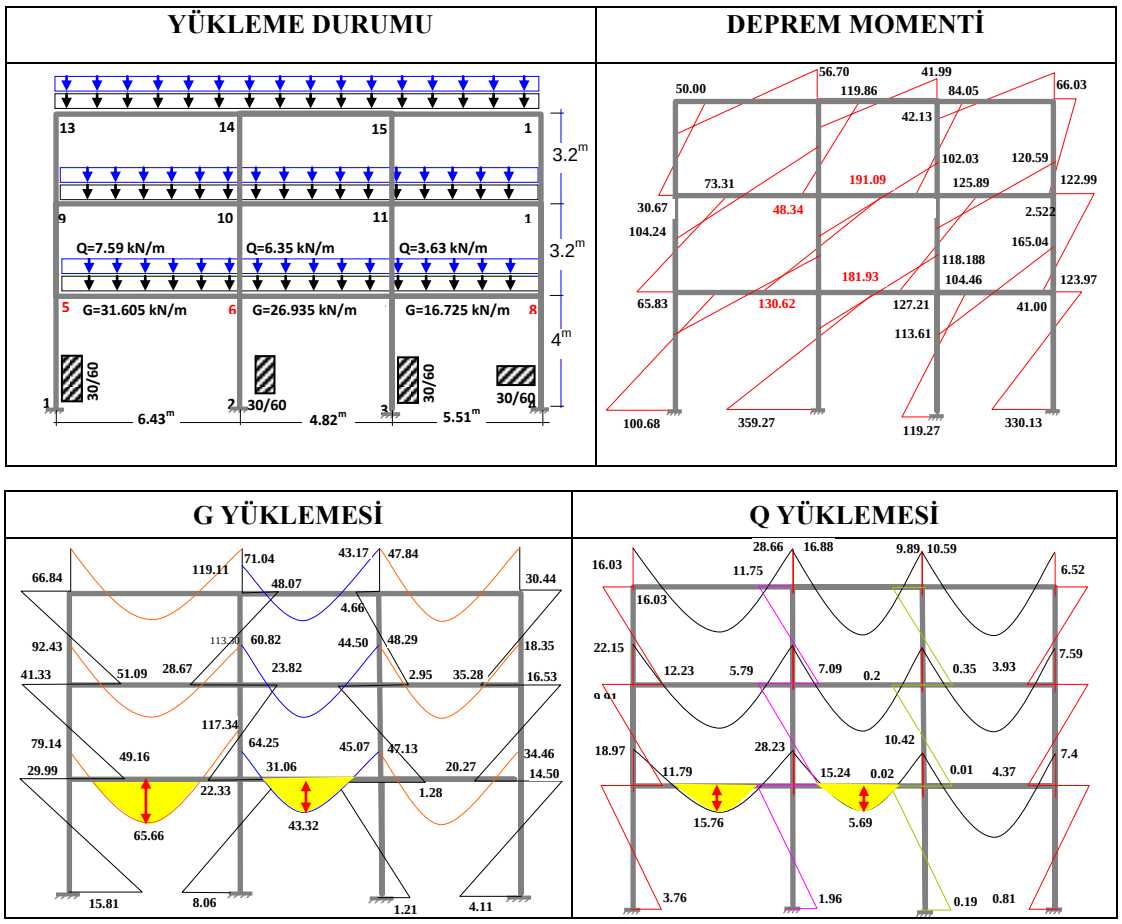
Tez kapsamında çözümlemesi yapılacak yapının kat planı (Şekil 4.1) verilmiştir. Yapı 3 katlı, 3 açıklıklıdır. Yapının 5-6 nolu K103 kirişiyle, 6-10 nolu S202 kolonunun analizi yapılacaktır.



Şekil 4.1. Çözümlemesi yapılacak yapının kat planı

4.1. Kiriş Betonarme Hesabı

Kirişin bulunduğu çerçeve G, Q ve E deprem yükleri altında çözümü bilinen bir yöntemle yapılarak kesit tesirleri bulunur (Şekil 4.2).



Şekil 4.2. Sistemin G,Q,E yüklemesi kesit tesirleri

Kirişin açıklık ve mesnet donatı hesabı düşey ve deprem yükleri sonucu oluşan kesit tesirlerinin yönetmelik esaslarına göre oluşturulan yük kombinezonları ile hesaplanır. Kiriş orta açıklık donatısı düşey yüklerden (G+Q) bulunan moment değerlerin yük katsayıları ile çarpılması sonucu elde edilen moment değerlerine göre hesaplanır. Çünkü deprem yüklerinden kiriş orta bölgesinde moment değeri oluşmamaktadır.

5-6 nolu kiriş açıklık momenti:

M_d=1,4G+1,6Q=1,4 x 65,66 + 1,6 x 15,76 + 0_{deprem}=117,14 kNm

Dizayn momenti: $M_d = 0{,}85.f_{cd}$ .b. a. (d-a/2) (4.1)

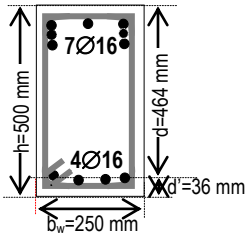
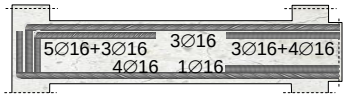
Beton basınç bloğunun derinliği: $a = 464\text{-}\sqrt{464^2 - \frac{2x117x28x10^6}{0{,}85x(30\,/1{,}5)x250_b}} = 63{,}87$

$A_S = \frac{117{,}28x10^6}{365x(464-63{,}87/2)} = 743\ mm^2 \rightarrow$ Seçilen Donatı:4Ø16 (4x201=804mm^2)

$$\left.\begin{array}{l} \rho_{min} = 0{,}8\,\frac{f_{ctd-C30}}{f_{yd}} = 0{,}0035 < \rho = \frac{A_{sb}}{b_w.d} = \frac{804_{4Ø16}}{250x464} = 0{,}0069 \\ \text{Dengeli } \rho_b = 0{,}85\times0{,}82\times\frac{20}{365}\times\left[\frac{600}{600+365}\right] = 0{,}0237 \end{array}\right\} \quad 0{,}0069 \leq \left\{\begin{array}{l} 0{,}85\rho_b = 0{,}85x0{,}0237 = 0{,}020 \\ 0{,}020\ (DBYBHY) \\ 0{,}0235.\frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}235.\frac{20}{365} = 0{,}013 \end{array}\right.$$

Açıklık donatısı düz donatı olarak açıklık boyunca düzenlenmiştir. Çünkü aşağıdaki mesnet hesaplarından mesnedin alt yüzeyinde bulundurulması gerekli donatı da 4∅16 olduğu için pilye yapılması mesnet altındaki donatı sayısını azaltacak ve ilave mesnet donatısı aderans boyundan dolayı uygun olmayacaktır. Eğer gerekli mesnet alt donatısı açıklık eğilme donatısından daha küçük olsaydı pilye yapılabilirdi.

Çizelge 4.1. 5-6 nolu (K103) kirişin betonarme donatı hesabı

$Sağ\ mesnet \begin{cases} M_{sağ} = M_{sol} = 1{,}4x117{,}34 + 1{,}6x28{,}23 = 209{,}44kNm \\ M_{sağdeprem} = 117{,}34_G + 28{,}23_Q + 32{,}23_E = 177{,}80kNm \end{cases}$			$M_d = 209{,}44kNm$
AÇIKLIK	Beton C30/37 ve Çelik B420C 	**İSTENEN**	**SONUÇ**
		A_s ve ($A_{s'}$-gerekiyor ise) =?	
1. adım	$Dengeli\ \rho_b = 0{,}85.k_1.\frac{f_{cd}}{f_{yd}}.\left[\frac{600}{600+f_{yd}}\right] = 0{,}85x0{,}82x\frac{20}{365}x\left[\frac{600}{600+365}\right] = 0{,}0237$		
2. adım	$0{,}50\rho_b[\rho] < 0{,}85\ \rho_b\ arasında\ 0{,}50x0{,}00237[\rho] < 0{,}85x0{,}027\quad 0{,}012[\rho] < 0{,}02\ \rightarrow \rho = 0{,}014$		
	$\rho = 0{,}014$	$\rho = 0{,}014\ ile\ karşılanan\ beton\ kuvveti\ A_s = \rho.d.b_w = 0{,}014x464x250 = 1624mm^2$	
3. adım	$A_s = 1624mm^2$	$A_s = 1624mm^2\ ile\ karşılanan\ moment\ M = \left(\rho.f_{yd}.\left(1 - 0{,}59.\rho.\frac{f_{yd}}{f_{cd}}\right)\right).d^2.b_w$ $M = \left(0{,}014x365x\left(1 - 0{,}59x0{,}014\frac{365}{20}\right)\right).464^2.250 = 233{,}60\ kNm$	
4.adım	**KONTROL**	$M = 233{,}6 > M_d = 209{,}44\ kNm$ $olduğundan\ TEK\ donatılı\ olarak\ hesap\ yapılmalıdır.$	

5.adım	Basınç blogu derinliği $a = d \mp \left[d^2 - \frac{2M_{rb}}{0{,}85.f_{cd}.b_w.}\right]^{0,5} = 464 - \left[464^2 - \frac{2x209x44x10^6}{0{,}85x20x250}\right]^{0,5} = 122mm$
6.adım	$M_d = z.[A_s.f_{yd}] = \left[d - \frac{a_b}{2}\right][A_s.f_{yd}] = 209{,}44x10^6 \rightarrow$ $A_s = \frac{M_{rb}}{f_{yd}.\left[d-\frac{a_b}{2}\right]} = \frac{209{,}44x10^6}{\frac{420}{1{,}15}.\left[464-\frac{122}{2}\right]} = 1424mm^2 \begin{cases} \text{seçilen } 7Ø16 \\ (1407mm^2) \end{cases}$
NOT	Seçilen donatının yapılacağı bölge 1. ve 2. derece deprem bölgesinde ise (%50) 0,5x7Ø16 = 4Ø16 alta konur (DBYBHY 3.4.2.3) (Yapı Eskişehir'dedir ve 4Ø16 açıklıktan dolayı vardır.)
	Seçilen donatının yapılacağı bö lge 3. ve 4. deprem bölgesinde ise (% 30) 0,3x7Ø20 = 2Ø16 alta konur (DBYBHY 3.4.2.3)
	Seçilen donatının (% 25 − 1/4) kiriş açıklığı boyunca uzatılır (TS500). 0,25x7Ø16 = 2Ø16
Sol	Sol mesnet $\left.\begin{cases} M_{sol} = 1{,}4x79{,}14 + 1{,}6x18{,}97 = 141{,}15\ kNm \\ M_{soldeprem} = 79{,}14_G + 18{,}97_Q + 29{,}67_E = 127{,}78kNm \end{cases}\right\} M_d = 141{,}15kNm$
5.adım	Basınç blogu derinliği $a = d \pm \left[d^2 - \frac{2M_{rb}}{0{,}85.f_{cd}.b_w}\right]^{0,5} = 464 - \left[464^2 - \frac{2x141{,}15x10^6}{0{,}85x20x250}\right]^{0,5} = 78{,}16mm$
6.adım	$A_s = \frac{M_{rb}}{f_{yd}.\left[d - \frac{a_b}{2}\right]} = \frac{141{,}15x10^6}{\frac{420}{1{,}15}.\left[464 - \frac{78{,}16}{2}\right]} = 910mm^2$ seçilen donatı $5Ø16(1005mm^2)$ DBYBHY 3.4.2.1 (Mesnetlerinde çekme donatılarının oranı $\rho = 0{,}8\frac{f_{ctd}}{f_{yd}} = 0{,}006'$dan küçük olamaz. $\left\{\rho_{üst} = \frac{1005_{5Ø16}}{250x464} = 0{,}009 < \rho_{max} = 0{,}02 \quad \rho_{alt} = \frac{804_{4Ø16}}{250x464} = 0{,}0069 > \frac{\rho_{üst}}{2} < \rho_{max} = 0{,}002\right\}$UYGUN
NOT	Seçilen donatının yapılacağı bölge 1. ve 2. derece deprem bölgesinde ise (%50) 0,5x5Ø16 = 3Ø16 alta (DBYBHY 3.4.2.3)(Yapı Eskişehir'de ve 3Ø16 var açıklıktan)
	Seçilen donatının yapılacağı bölge 3. ve 4. derece deprem bölgesinde ise (%30) 0,3x5Ø16 = 2Ø16 alta (DBYBHY 3.4.2.3)
	Seçilen donatının (%25 − 1/4) kiriş açıklığı boyunca uzatılır(TS500). 0,25x5Ø16 = 2Ø16 sağ mesnetten dolayı vardır.

Eskişehir ili, Odunpazarı ilçesinde bulunan Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları'nın, Sta4CAD programında çözümlenmeleri sonucu hesap çıktılarında bulunan tablo ve değerler aşağıda sıralanmıştır (Çizelge 4.2).

Çizelge 4.2. Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları'nın mevcut kiriş donatıları

MEVCUT KİRİŞLERİN DONATILARI (tm) — **VANLIOĞLU APARTMANI**

KİRİŞ DONATI GERÇEKLEŞME ORANI : %100

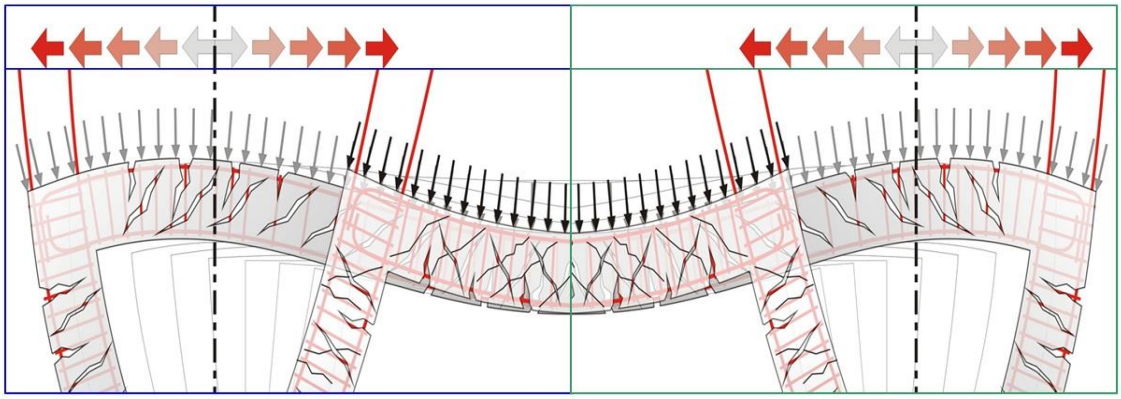
KİRİŞ		Donatı	Bw/D	Myi	Myj	Etriye	Vr
K108	üst	4ø12mon.	20	6.40	6.40	ø8/20/20	3.23
E2	alt	2ø12duz + 1ø12pilye	60	2.63	2.63	Asr=1.00 As	8.62
K109	üst	4ø12mon.	20	6.40	6.40	ø8/20/20	3.23
E2	alt	2ø12duz + 1ø12pilye	60	2.63	2.63	Asr=1.00 As	8.62
K111	üst	4ø12mon.	20	6.40	6.40	ø8/20/20	3.23
E2	alt	2ø12duz + 1ø12pilye	60	2.63	2.63	Asr=1.00 As	8.62
K112	üst	4ø12mon.	20	6.40	6.40	ø8/20/20	3.23
E2	alt	2ø12duz + 1ø12pilye	60	2.63	2.63	Asr=1.00 As	8.62

MEVCUT KİRİŞLERİN DONATILARI (tm) — **ZAFER APARTMANI**

KİRİŞ DONATI GERÇEKLEŞME ORANI : %100

KİRİŞ		Donatı	Bw/D	Myi	Myj	Etriye	Vr
K1012	üst	2ø12mon.	20	3.91	3.91	ø8/20/20	4.04
E2	alt	2ø12duz + 1ø12pilye	60	2.63	2.63	Asr=1.00 As	9.42
K1013	üst	2ø12mon.	20	3.91	3.91	ø8/20/20	4.04
E2	alt	2ø12duz + 1ø12pilye	60	2.63	2.63	Asr=1.00 As	9.42
K1014	üst	2ø12mon.	20	3.91	3.91	ø8/20/20	4.04
E2	alt	2ø12duz + 1ø12pilye	60	2.63	2.63	Asr=1.00 As	9.42
K1015	üst	2ø12mon.	20	3.91	3.91	ø8/20/20	4.04
E2	alt	2ø12duz + 1ø12pilye	60	2.63	2.63	Asr=1.00 As	9.42

Genel olarak bir kirişin yük etkisinde şekil değiştirmesi aşağıdaki Şekil 4.3'te olur. Boyutlandırmadaki temel amaç bu yükler altında kirişte oluşan çekme çatlaklarını çekme donatıları ile karşılamaktır.



Şekil 4.3. Bir kirişin yük etkisinde şekil değiştirmesi

Basınç donatısının kesit taşıma gücünü artırmasından dolayı DBYBHY'nde çekme donatısının aşağıdaki ρ_1' oranında (deprem bölgelerine göre değişen oranda) basınç donatısı olarak alınmasını öngörmektedir. Çünkü literatürdeki birçok çalışma belli bir oranda basınç donatısının kesitin taşıma gücünü (özellikle sünekliğini) önemli bir oranda artırdığını göstermektedir. Ancak kirişlerde pilye kullanılmadığı için kiriş çekme bölgesindeki donatının tamamı kiriş mesnet alt bölgesine kadar uzatılmaması daha uygun olur. Çünkü uzatılması durumunda kiriş mesnedindeki basınç donatısı bazen çekme donatısından daha büyük olmasına sebep olur. Buradaki donatı oranı DBYBHY tarafından 0,02 ile sınırlandırılmıştır.

$$\rho_1' = \left[\frac{4x201_{4\emptyset16}}{250x500}\right]=0{,}0064$$

Eğer açıklık donatısının tamamı kiriş mesnet bölgesine kadar uzatılması durumunda 0,02 oranı aşılacak olursa çekme donatısının bir kısmı mesnet bölgesine gelmeden filizi kiriş içine gelecek şekilde düzenlenir. Bu durum kirişlerde pilye kullanılmaması sonucu oluşmaktadır.

Açıklık ve mesnetlerdeki çekme donatısı oranı TS-500'de verilen maksimum değerden ve % 2'den fazla olmayacaktır (DBYBHY 3.4.2.4). 3.4.1.1'in (c) paragrafında tanımlanan koşulun sağlanamadığı özel durumlarda, kiriş gövdesinin her iki yüzüne, kiriş yüksekliği boyunca gövde donatısı konulacaktır. Toplam gövde donatısı alanı, sağ veya sol mesnet kesitlerinde üst ve alt boyuna donatı alanları toplamının en büyüğünün % 30'undan daha az olmayacaktır. Gövde donatısı çapı 12 mm'den az, aralığı ise 300 mm'den fazla olmayacaktır. Boyuna donatıların kenetlenmesine benzer biçimde, gövde donatılarının kenetlenmesi için de DBYBHY 3.4.3.1'in (b) ve (c) paragrafları uygulanacaktır (DBYBHY 3.4.2.5).

Betonda kullanılacak agrega, yapının kullanılma şekli ve yapı çevresindeki durum da dikkate alınarak, TS 706'ya uygun olmalıdır. Agrega granülometrisinin beton niteliği üzerindeki önemli etkisi nedeniyle, kullanılacak agrega ile önceden yapılacak deneylerle amaca en uygun granülometri belirlenmelidir. Betonda kullanılacak agreganın en büyük dane büyüklüğü, kalıp genişliğinin 1/5 inden, döşeme kalınlığının

1/3'ünden, iki donatı çubuğu arasındaki uzaklığın 3/4'ünden ve beton örtüsünden büyük olamaz (TS500-2000 3.1.2). Şekil 4.4'te çeşitli betonarme yapılarda kullanılan standartlara uygun olmayan agrega örnekleri görülmektedir.

Şekil 4.4. Çeşitli betonarme yapılarda kullanılan agrega örnekleri

Donatı aralığı; aynı sıradaki donatı çubukları arasındaki net aralık donatı çapından, maksimum agrega çapının 4/3'ünden ve 25 mm'den az olamaz. Bu sınırlar bindirmeli eklerin bulunduğu yerlerde de geçerlidir. Donatının iki veya daha fazla sıra olarak yerleştirilmesi gereken durumlarda, üst sıradaki çubuklar alt sıradakilerle aynı düşey eksen üzerinde sıralanmalı ve iki sıra arasındaki net açıklık en az 25 mm veya çap (∅) kadar olmalıdır (TS 500 9.5.2).

Montaj donatısı oranı; DBYBHY 3.4.3.1 (a)'ya göre kirişin iki ucundaki mesnet üst donatılarının büyük olanının en az 1/4'ü tüm kiriş boyunca sürekli olarak devam ettirilecektir. Mesnet üst donatısının geri kalan kısmı, TS 500'e göre düzenlenecektir. Kirişlerde basınç donatısının artışı sünekliği artırmasından dolayı öngörülmektedir. Buna göre montaj donatısı düzenlemesinden dolayı sağ mesnet üst donatısının (7Ø16) ¼'ü 2∅16 kiriş üst boyunca uzatılmıştır.

Montaj Donatısı Oranı:

$$\rho_{montaj} = \left[\frac{1}{4}\right] 0{,}8\frac{f_{ctd}}{f_{yd}} = \left[\frac{1}{4}\right] 0{,}8\frac{1{,}28}{365} = 0{,}0007 < \left[\frac{[7\emptyset16=1407]/4=402_{2\emptyset16}}{250x464}\right]_{\text{max mesnet üst donatısı}} = 0{,}0035$$

4.1.1. Kirişlerde kesme kuvvetlerinin ve donatısının hesabı

Depreme dayanıklı bir yapı kirişler yönünden,

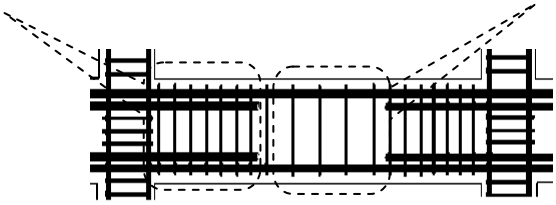
1. Moment etkisi altında kirişlerde plastik mafsal oluşması,
2. Kirişlerde maksimum kesme kuvveti altında dahi kesme kırılmasının kesinlikle oluşmaması ve bu kontrolün yapılması ile mümkündür.

Betonarme taşıyıcı sistemlerin, kesinlikle kesmeden değil eğilmeden kırılması istenir. Çünkü kesme kırılması bir gevrek kırılma olup az enerji tüketerek büyük dayanım ve rijitlik kaybına sebep olacağından yapıya gözlenemeyen hasar verme olasılığı yüksektir. Buna karşı eğilme kırılması bir sünek kırılma olup büyük enerji tüketerek kesme kırılmasındaki olumsuzluklar olmayacağından, tercih edilen bir kırılma olmaktadır. Bunun için sistemlerin kesme dayanımları eğilme dayanımından yüksek olmalıdır ki sistem kesme dayanımına ulaşmadan eğilme dayanımından dolayı kiriş kırılsın. DBYBHY'ne göre tersinir deprem yükleri altında plastik mafsalların kiriş uçlarında oluşmasını öngörülmektedir. Yani yapıların deprem etkilerini karşılaması için ortaya çıkan enerjinin kiriş uçlarındaki sarılma bölgelerinde tüketilmesi amaçlanmaktadır. Kirişin bu bölgesinin bu görevi yerine getirebilmesi için,

1. Kiriş kesitinin hem üst hem alt bölgesine yeterli boyuna donatı,
2. Tersinir yüklerden dolayı bu bölgedeki betonun ezilip dağılmaması için yeterli enine donatı düzenlenmesi ile mümkün olur.

Bunun için boyuna donatı düzenlemesi Çizelge 4.1'de yapılmıştır. Burada kirişin kesmeden değil eğilmeden kırılması için kirişe gelebilecek maksimum kesme kuvvetinin ve bunu karşılayacak enine donatının belirlenmesi esas teşkil etmektedir. Kirişin kesme etkilerini karşılamak için kirişte,

1. Sarılma bölgesi (2h) 2. Orta bölge (h)

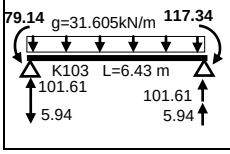
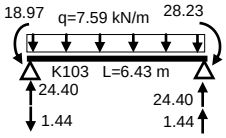
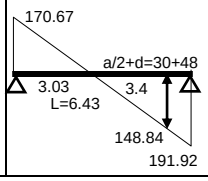
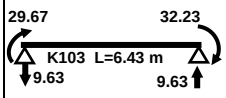
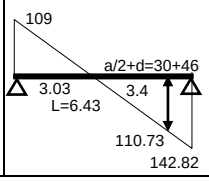


olmak üzere bu bölgenin etriye hesabı,

1.Sarılma bölgesi için, $\begin{cases} 1{,}4G+1{,}6Q \\ G+Q+E \end{cases}$ 2. Orta bölgesi için, $\begin{cases} 1{,}4G+1{,}6Q \\ G+Q+E \end{cases}$

yük birleşenleri için ayrı ayrı DBYBHY'ne göre yapılmaktadır. Yük birleşenlerinden hesaplanan moment değerleri aşağıdaki şekilde hesaplanır. Kirişin sarılma bölgesi için etriye hesabına esas olan kesme kuvveti Çizelge 4.3'teki moment değerleri kullanılarak aşağıdaki şekilde hesaplanır.

Çizelge 4.3. 5-6 nolu (K103) kirişi moment hesapları

G Momenti	Q Momenti	1,4G+1,6Q Momenti	Deprem Momenti	G+Q+E Momenti
				

1,4G+1,6Q

$$\left.\begin{array}{l} Sol\ mesnet\ V = 1{,}4 \times (101{,}61 - 5{,}94) + 1{,}6 \times (24{,}40 - 1{,}44) = 170{,}67kN \\ Sağ\ mesnet\ V = 1{,}4 \times (101{,}61 + 5{,}94) + 1{,}6 \times (24{,}40 + 1{,}44) = 191{,}92kN \end{array}\right\} V_{büyük} = 191{,}92kN$$

$$Kolon\ yüzündeki\ L_{net} = 6{,}43 - 0{,}3 - 0{,}15 = 5{,}98\ m$$

$$V_d^{1,4G+1,6Q} = \frac{191{,}92 \times (3{,}4 - \frac{0{,}6}{2})}{3{,}4} = 174{,}99kN$$

$$Kolon\ yüzünden\ d\ mesafesindeki\ V_d^{GQ} = V_{büyük} - (1{,}4G+1{,}6Q).(a/2+d)$$

$$V_d^{GQ} = 191{,}92 - (1{,}4x31{,}605 + 1{,}6x7{,}59).(0{,}60/2 + 0{,}464) = 148{,}84kN$$

$$\text{G+Q+E}\begin{cases} \left.\begin{array}{l} Sol\ mesnet\ V = 101{,}61 - 5{,}94 + 24{,}40 - 1{,}44 - 9{,}63 = 109{,}00kN \\ Sağ\ mesnet\ V = 101{,}61 + 5{,}94 + 24{,}40 + 1{,}44 + 9{,}63 = 143{,}02kN \end{array}\right\} V_{d-büyük}^{GQE} = 143{,}02kN \\ Kolon\ yüzünden\ d\ mesafesindeki\ V_d^{GQE} = \frac{143{,}02.(3{,}4-0{,}6/2-0{,}464_d)}{3{,}4} = 110{,}89kN \end{cases}$$

Kiriş boyunca kesme kuvvetinin sürekli yayılı bulunması ve deprem yükü yön değiştirdiğinde işaret değiştirmesi nedeniyle, bu etkinin pilye gibi bazı kesitlerde (mesnete yakın bölgelerde) yoğunlaşmış ve bir yönlü kesme kuvveti taşıyabilen donatı ile alınmasına deprem bölgelerinde izin verilmez. Kesme kuvveti donatısı olarak sadece kiriş boyunca yayılı yerleştirilen etriye kullanılması gereklidir. Bunun yanında kirişlerde kesme kuvvetinin karşılanmasında, depremin yön değiştiren ve tekrarlı bir etki olduğu göz önüne alınarak,

1. Depremin etkili olduğu $V_e - V_{dy} \geq 0{,}5.V_d$ durumunda, betonun katkısının olmadığı yani betonun aldığı kesme kuvveti değerinin $V_c=0$ olduğu,

2. Buna karşılık, depremin daha az etkili olduğu $V_e - V_{dy} < 0{,}5.V_d$ durumunda ise, TS-500 de verilen betonun katkısının ($V_c \neq 0$) olduğu,

kriterleri uygulanır. Burada V_d kesme kuvveti V_d=G+Q+E etkilerinden ortaya çıkan kesit etkisidir. Kesme kuvveti donatısı olarak sadece kiriş boyunca yayılı ve kiriş eksenine dik yerleştirilen etriye kullanılması gereklidir. Deprem etkileri altında bir çerçevenin moment diyagramı incelenirse, kirişlerin mesnet bölgelerinin en çok zorlanan kısımlar olduğu görülür. Bu nedenle kolon yüzünden itibaren kiriş yüksekliğinin iki katı kadar (2h) uzunluktaki bölge "Sarılma Bölgesi" olarak adlandırılır ve sargı donatısı olan dikdörtgen etriyeler kullanılır. Böylece sargı donatısının oluşturacağı enine basınç gerilmeleri ile betonun dayanımı ve özellikle sünekliği artırılır. Tasarım kesme kuvveti (1,4G+1,6Q) ve (G+Q+E)'den büyük olan V_d=148,84 kN değeri alınır ve kiriş kesitinin yeterli olup olmadığı kontrol edilir.

Genel Kontrol 1:

$V_d \leq V_{max} = 0{,}22.f_{cd}.b.d$ (DBYBHY 3.10)

$148{,}84 \leq 0{,}22x20x250x464=510{,}40$ kN "**KESİT YETERLİ**"

bağıntısı ile kontrol edilmiştir.

Bilindiği üzere betonun kesme kuvveti taşıma kapasitesinin kontrolü,

Genel Kontrol 2:

$V_d \leq V_{cr}$ ise etriye hesabına gerek yok.

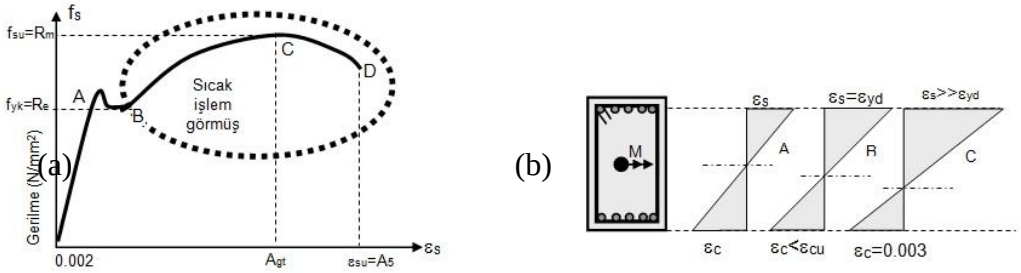
$V_d = 148{,}84 \leq V_{cr} = 0{,}65.f_{ctd}.b.d = (0{,}65.(0{,}35\sqrt{30}/1{,}5).250.464).10^{-3} = 96{,}36$ kN

$V_d > V_{cr}$ $V_d = 148{,}84 > V_{cr} = 96{,}36$ kN

Betonun kesme değeri düşük olduğundan etriye hesabı gereklidir. Buna göre kirişin süneklik düzeyi normal ve yüksek alınacağına karar verip kesme hesabını ona göre yapılır. Burada sadece süneklik düzeyi yüksek durum için yapılacak. Kesme kuvvetlerinin sebep olduğu gevrek kırılmanın önlenmesi kesme kuvvetlerinin doğru olarak belirlenmesiyle mümkündür. Kesme kuvvetlerinin tam olarak belirlenmesi,

1. Deprem davranışı ve yüklerindeki belirsizlikler
2. Kesitteki gerçek kesme kuvvetinin yönetmelik hesaplarından büyük olması

gibi nedenlerden dolayı mümkün değildir. Bu nedenle bir kesitin gerçek kesme kuvveti kesitin taşıma gücü momentine göre değil kesitin plastik mafsal oluşumuna neden olan kapasite momentine göre hesaplanır.



Şekil 4.5. a) Çelik gerilme birim şekil değiştirme eğrisi b) Çelik gerilme birim şekil değiştirme hesap diyagramı

Betonarme kesitlerde,

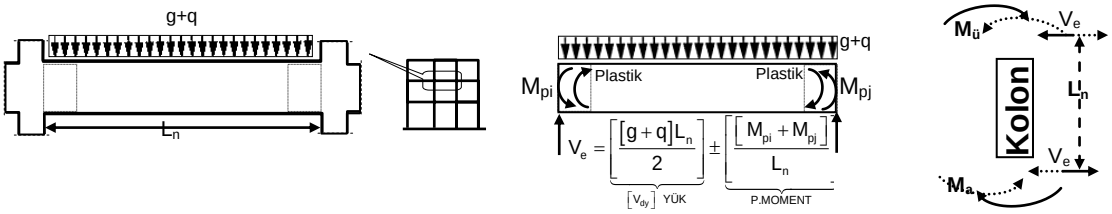
1. Taşıma gücü momenti (Şekil 4.5. A kullanılarak hesaplanan),
2. Pekleşmeli taşıma gücü momenti (Şekil 4.5. C kullanılarak hesaplanan),
3. Kopma taşıma gücü momenti (Şekil 4.5. D kullanılarak hesaplanan)

olmak üzere üç moment hesaplamak mümkündür. Taşıma gücü momentini hesaplanırken B-D arası emniyetli yönde kalınması kabulü ile ihmal edilmektedir. Bu ihmal kiriş sadece tek başına değerlendirilince doğru bir yaklaşım olurken düğüme birleşen kolon ve diğer taşıyıcı elemanlarla birlikte çalıştığından dolayı olumsuz bir yaklaşım olmaktadır. Yani hesaplanan kirişin taşıma gücü gerçekteki taşıma gücünden daha küçük alınmakta ve bu durum diğer elemanlara olumsuz yansımaktadır. Ancak, bu kabul yapıyı aşırı zorlamaya götürmeyen yükler altında doğru bir sonuç verirken, yapının aşırı zorlanma ve göçme durumunda oldukça tehlikeli ve yanlış bir hesap olmaktadır. Çünkü kirişlerde kolondan önce plastik mafsal oluşsun istenir ama kirişi B-D kısmını emniyetli yönde kalmak için hesaba katmazken kiriş kendi yükleri altında bunu hesaba katarak öngörü dışında ve tersinde bir davranış sergilemektedir. Yani plastik mafsal kirişte oluşsun diye hesap yapılmaktadır ve buna göre kolon boyutlandırılmaktadır (sağlam kolon yeterli kiriş). Bu hesaplarda ise kirişin gerçek taşıma gücü kullanıldığından mafsallar kirişlerde oluşmayacaktır. B-D arası bu teoride ihmal edilmektedir ama kiriş bunu ihmal etmez. Pekleşmeli taşıma gücü momenti ise çeliğin σ-ε ilişkisinin elasto-plastik davranış göstermesinden hesaplanmaktadır. A noktasında akmanın başlamasındaki gerilme ile C noktasındaki gerilmeden oluşan şekil değiştirmeler çok farklı olur. Çeliğin maksimum gerilmesi (f_{su}) kullanılarak hesap edilen momente pekleşmeli taşıma gücü momenti denir. Bu momentler çeliğin maksimum gerilmesine (f_{su}) göre hesaplandığı için "kirişin maksimum momenti" ve bu değerlere göre hesaplanan kesme kuvveti de "kirişin maksimum kesme kuvveti" olur.

Kesitlerin gerek taşıma gücü gerekse pekleşmeli taşıma gücü kapasite momentinin hesaplanması beton ve çeliğin gerçek davranışlarının belirlenmesiyle mümkün olur ve adını buradan alır. Ancak bu pratikte çok kolay değildir. Bu nedenle

DBYBHY taşıma gücü momentinin 1,4 gibi bir katsayı (% 40) ile artırılmasıyla kullanılmasına müsaade etmektedir.

$$\left[M_{pi1} = 1{,}4M_{ri1} \ \ , \ M_{pj1} = 1{,}4M_{rj1}\right] \tag{4.2}$$



Şekil 4.6. Kolon ve kiriş plastik moment kesme kuvvetleri

Hesaba esas olan kesme kuvveti (Şekil 4.6),

$$V_e = V_{dy} \pm \frac{M_{pi}+M_{pj}}{L_n} = \left[\frac{[g+q]L_n}{2}\right] \pm \frac{1{,}4[M_{ri}+M_{rj}]}{L_n} = \begin{cases} \left[\frac{[g+q]L_n}{2}\right] \pm \frac{1{,}4[M_{ri1}+M_{rj1}]}{L_n} \\ \left[\frac{[g+q]L_n}{2}\right] \pm \frac{1{,}4[M_{ri2}+M_{rj2}]}{L_n} \end{cases}$$

bağıntılarından büyük olanı dikkate alınır. (DBYBHY 3.9)

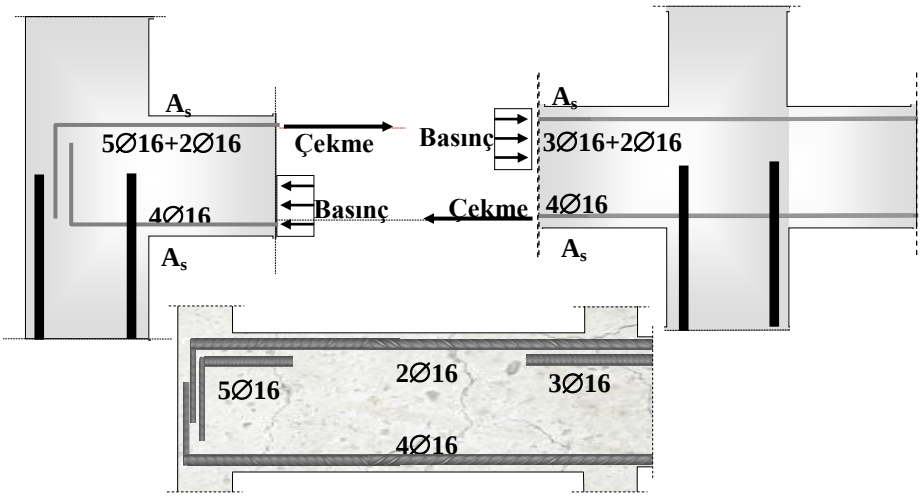
4.1.2. Kirişlerin kesme güvenliği (DBYBHY 3.4.5)

DBYBHY 3.4.5.1 ‘e göre kirişlerde enine donatı hesabına esas alınacak kesme kuvveti, V_e , depremin soldan sağa veya sağdan sola etkimesi durumları için ayrı ayrı ve elverişsiz sonuç verecek şekilde, Denk.(3.9) ile bulunacaktır (DBYBHY Şekil 3.9).

Kiriş uçlarındaki moment kapasiteleri, daha kesin hesap yapılmadığı durumlarda, $M_{pi} \cong 1{,}4M_{ri}$ ve $M_{pj} \cong 1{,}4M_{rj}$ olarak alınabilir. Düşey yükler ile birlikte R_a=2 alınarak Bölüm 2’ye göre depremden hesaplanan kesme kuvvetinin Denk. (3.9) ile hesaplanan V_e’den küçük olması durumunda, V_e yerine bu kesme kuvveti kullanılacaktır.

$$V_{dy} = (31{,}605 + 7{,}59)x[6{,}43 - 0{,}15 - 0{,}3_{temiz}]/2 = 117{,}19\text{kN}$$

DBYBHY Denk.3.9 bağıntısındaki kesme kuvvetini hesaplamak için kesitte mevcut olan donatılardan (Şekil 4.7) dolayı oluşan taşıma gücü momentleri ve bu momentlerin belli bir katsayı ile (1,4) artırılmış değerleri aşağıdaki gibi hesaplanır. Sağ mesnette diğer açıklığın çözümünden donatılar gelir. Burada o ayrıntıya sadece komşu açıklıkta da aynı donatı olduğu ve iki açıklığın toplamının 12 m'den küçük olduğu için eksiz donatı kabulü yapılmıştır. Detaylı çözümde bu değerler değişebilir. Şekil 4.8'de K103 kirişin basınç ve çekme donatıları gösterilmiştir.

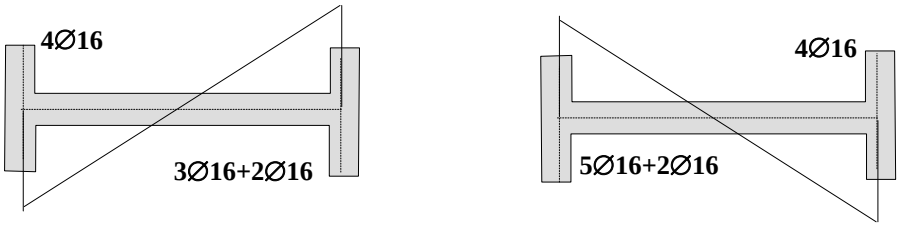


Şekil 4.7. K103 kirişinin hesaplanan donatı yerleşimi

Sol alt çekme $M_{pi} = 1{,}4.[804_{4\emptyset16}.365.(464-20)]10^{-6} \quad = 182{,}41kNm$

Sağ üst çekme $M_{pj} = 1{,}4.[1005_{5\emptyset16}.365.(464-20)]10^{-6} = 228{,}02kNm$

$$\frac{182{,}41 + 228{,}02}{(6{,}43 - 0{,}15 - 0{,}30)_{temiz}} = 68{,}64\ kN$$



a) Basınç donatısı b) Çekme donatısı

Şekil 4.8. K103 kirişinin basınç ve çekme donatıları

Sol üst çekme $M_{pi} = 1{,}4.[1407_{7\emptyset16}.365.(464-20)]10^{-6} = 319{,}23kNm$

Sağ alt çekme $M_{pj} = 1{,}4.[804_{4\emptyset16}.365.(464-20)]10^{-6} = 182{,}41kNm$

$$\frac{319{,}23 + 182{,}41}{(6{,}43 - 0{,}15 - 0{,}30)_{temiz}} = 83{,}89\ kN$$

DBYBHY, deprem yükleri altında yapının taşıma gücü kaybı olacaksa plastik mafsalın ilk kirişlerde olmasını öngörmektedir. Bu plastik mafsal momentinden dolayı oluşan kesme kuvveti düşey yük kesme kuvvetleri ile birleşince kirişte maksimum kesme kuvveti ortaya çıkmaktadır. Hesaplanan plastik moment değerleri ile uyumlu düşey yüklerin kesme kuvvetleri hesaplanır.

Deprem →

$$V_e = V_{dy} \pm \frac{1{,}4[M_{ri}+M_{rj}]}{L_{net}} = 117{,}19 + 68{,}64 = 185{,}83kN$$

$$V_e = V_{dy} \pm \frac{1{,}4[M_{ri}+M_{rj}]}{L_{net}} = 117{,}19 - 68{,}64 = 48{,}55\ kN$$

sol uç

Deprem ←

$$V_e = V_{dy} \pm \frac{1{,}4[M_{ri}+M_{rj}]}{L_{net}} = 117{,}19 + 83{,}89 = 201{,}08\ kN$$

$$V_e = V_{dy} \pm \frac{1{,}4[M_{ri}+M_{rj}]}{L_{net}} = 117{,}19 - 83{,}89 = 33{,}30\ kN$$

sağ uç

Büyük olan sağ uç V_e=201,08 kN ile devam edilir.

$$Kolon\ yüzünden\ d\ mesafesindeki\ V_e^d = \frac{201{,}08.(4{,}14 - \frac{0{,}6}{2} - 0{,}464)}{4{,}14} = 163{,}97kN$$

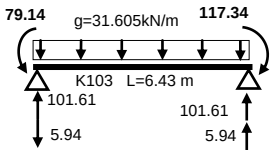
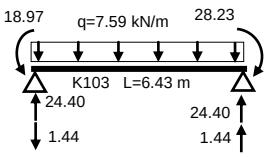
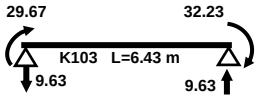
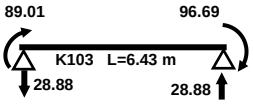
Plastik mafsal momentleri ile bulunan maksimum kesme kuvvet değeri kesitin kesme kuvveti taşıma gücü ile aşağıdaki şekilde kontrol edilir. Bu eşitlik sağlanmadığı zaman kesit büyütülmelidir.

Genel Kontrol 1: $V_e \leq V_{max}$=0,22.f_{cd}.b.d (DBYBHY 3.10)

201,08 ≤ 0,22x20x250x464=510,4 kN **"KESİT YETERLİDİR."**

DBYBHY bu kesme kuvvetinin (V_e) R_a=2 alınması halinde elde edilen deprem kesme kuvveti, G ve Q etkileri ile birlikte elde edilen kesme kuvveti kombinezonu ile kontrolünü öngörmektedir. R_a=2 alınması durumunda daha önce R=6 alındığı için deprem moment alanı yaklaşık 6/2=3 katı alınarak kesme kuvveti hesaplanır. Örneğin ; son kat kirişin sol uç M=29,67x3=89,01 kNm (Çizelge 4.4)

Çizelge 4.4. K103 kirişi momentleri ve kesme kuvvetleri

G momenti	Q momenti	Deprem momenti	
		R_a =6 	R_a=2 

G+Q+E

$$\left.\begin{array}{l} sol\ mesnet\ V^{Ra=2} = (101{,}61 - 5{,}94)+(24{,}40\text{-}1{,}44)\text{-}28{,}88=89{,}75\ \text{kN} \\ sağ\ mesnet\ V^{Ra=2} = (101{,}61 + 5{,}94)+(24{,}40+1{,}44)+28{,}88=162{,}27\ \text{kN} \end{array}\right\} V_{büyük} = 162{,}27kN$$

$$Kolon\ yüzündeki\ L_{net} = 6{,}43 - 0{,}3 - 0{,}15 = 5{,}98m$$

$$V_d^{GQE_{R=2}} = \frac{162{,}27x\left(4{,}14 - \frac{0{,}6}{2}\right)}{4{,}14} = 150{,}51kN$$

$$Kolon\ yüzünden\ d\ mesafesindeki\ V_d^{GQE_{R=2}} = \frac{162{,}27.\left(4{,}14 - \frac{0{,}6}{2}\right)}{4{,}14} = 132{,}33kN$$

DBYBHY 3.4.5.1. düşey yükler ile birlikte R_a=2 alınarak Bölüm 2'ye göre depremden hesaplanan kesme kuvvetinin (162,27 kN) Denk. (3.9) ile hesaplanan V_e'den (201,08 kN) küçük olması durumunda, V_e yerine bu kesme kuvveti (R_a=2☞ sağ uç için 162,27 kN ve sol uç için 89,75 kN) kullanılacaktır (R_a=2'den daha büyük bir kesme kuvveti alınamaz.).

$V_e^{R_a=2} + V_G + V_Q < V_e$ $\overbrace{132{,}33<163{,}97}^{\text{Kolon yüzünden d mesafedeki}}$ en büyük V_e=132,33 kN ile devam edilir.

Kontrol: $V_e \leq V_{max}$ =0,22.f_{cd}.b.d (DBYBHY 3.10)

162,27 ≤ 0,22x20x250x464=510,40 kN "**KESİT YETERLİDİR.**"

Yukarıda yapılan kontroller sonucunda kirişin sünek olduğu belirlenmiş, yani kirişin taşıma gücüne ulaşması kesmeden değil tercih edilen eğilme kırılmasındandır. Burada yapılan kontrol yukarıda yapılan 1,4G+1,6Q ile yapılandan farklı olup plastik

moment kapasitelerinden hesaplanan kesitlerin kesme kuvveti taşıma gücü kesme kuvvetlerinin kontrolüdür.

4.1.3. Kirişlerde sıklaştırma bölgesi etriye hesabı (Süneklik düzeyi yüksek)

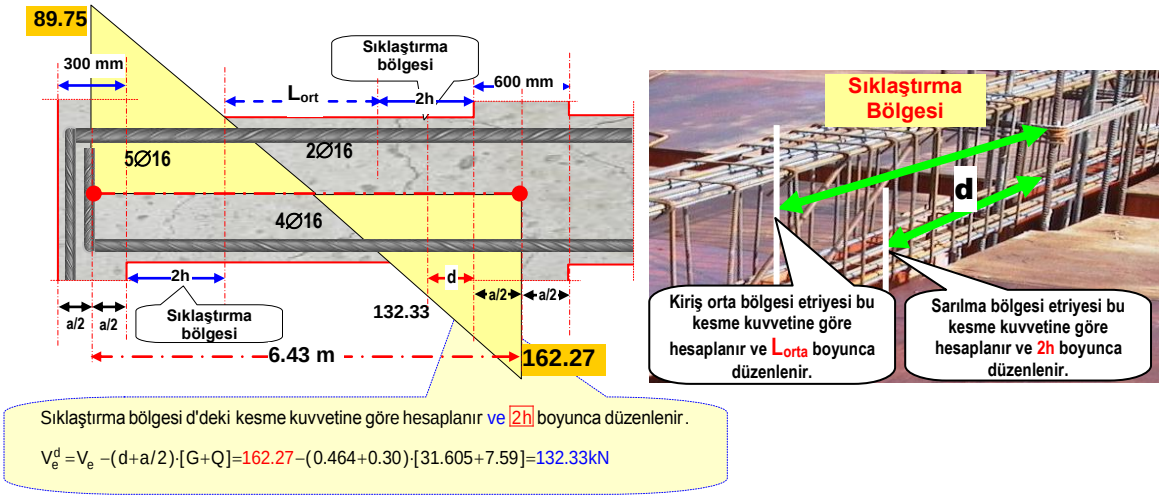
DBYBHY 3.4.5.3‘e göre kiriş enine donatısının V_e kesme kuvvetine göre hesabında, betonun kesme dayanımına katkısı, V_c, TS-500’e göre belirlenecektir. Ancak, DBYBHY 3.4.4’te tanımlanan kiriş sarılma bölgelerindeki enine donatının hesabında, sadece deprem yüklerinden oluşan (V = 9,63 kN) kesme kuvvetinin depremli durumdaki toplam kesme kuvvetinin V_{G+Q+E} yarısından daha büyük olması halinde, betonun kesme dayanımına katkısı $V_c = 0$ alınacaktır.

$$[V_e - V_{dy}] > \frac{V^{G+Q+E}}{2} \tag{4.3}$$

$[201{,}08 - 117{,}19] > \frac{143{,}02}{2}$ 83,89 > 71,51 $V_{c,beton}$=0 **“Hesaba Katılmaz”**

Beton katkısı hesaba katılmayacaktır. Hiçbir durumda pilyelerin kesme dayanımına katkıları gözönüne alınmayacaktır. Aynı kontrollerin sol mesnet içinde yapıldığında V_c=0 olacağı görülür.

Hesaplarda kullanılacak etriye çapının yönetmelik gereği minimum ∅8 olması rağmen minimum ∅10 olması hatta ∅8’lik donatının şantiyede taşıyıcı sistemlerde kullanılmak üzere bulundurulmaması önerilmektedir. Yapılan bu kesme hesabı kesme kuvveti büyük olan veya a/2 (kolon genişliğine bağlı) değerine (Bu örnekte sol kolon a=300 mm ve sağ kolon a=600 mm) göre kontrol edilerek alınır. Şekil 4.9'da 5-6 nolu (K103) kirişinin sıklaştırma bölgesi yerleşimi görülmektedir.



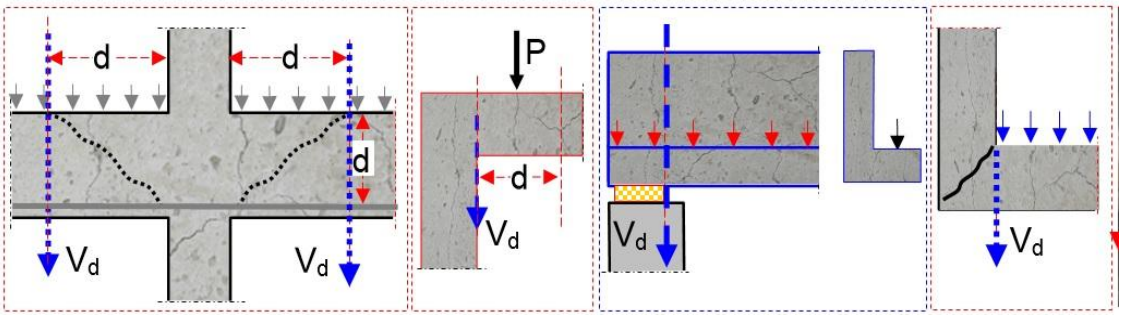
Şekil 4.9. K103 kirişinin sıklaştırma bölgesi

Kirişlerde V_d kesme kuvveti kiriş uçlarının mesnetlenme şekline göre aşağıdaki şekilde belirlenir. Şekil 4.10'da farklı saplama kirişlerin mesnetleme şekilleri görülmektedir.

Şekil 4.10. Saplama kiriş örnekleri

Eğer kirişin bir ucu saplama kirişe birleşiyorsa,

1. Moment (M_d) ve kesme kuvveti (V_e^d) tam saplama kiriş yüzündeki değer alınır.
2. Kiriş kolona birleşiyorsa kesme kuvveti kolondan d mesafesinde ve moment kolon yüzündeki değer alınır.
3. Hesaba esas kesme kuvvetlerinin değerleri şekilde (Şekil 4.11) görülen kritik noktadaki kesme değerleri alınır.



Şekil 4.11. Saplama kirişlerde kritik noktalardaki kesme kuvvetleri

Kesme hesabı yapılan K103 kirişi üzerinde hesaplanan kesme kuvvetleri aşağıdaki Çizelge 4.5'te özetlenmiştir. Bu değerlerden DBYBHY' nin 3.4.5.1. maddesi gereğince kirişin kolon yüzeyinden d mesafesindeki etriye hesabına esas olan kesme kuvveti 132,33 kN'dur.

Çizelge 4.5. K103 kirişinin kesme kuvveti hesabı

KESME HESABI			**Sol mesnet**	**Sağ mesnet**	**Kirişin d mesafesindeki kesme kuvvetleri**
Düşey ve Deprem	1,4G+1,6Q	V_d	170,67	191,92	148,84
	G+Q+E	V_d	109,00	143,02	110,89
Kiriş Plastik moment	M_{pi}=1,4M_{ri}	V_e	185,83	201,08	179,47
R_a=2		$V_e^{R=2}$	89,75	162,27	132,33

Etriye hesabı yukarıdaki tabloda verilen etriye yönetmelik sınır değerlerine ve önerilen etriye aralığı ve çapı (∅10) göre aşağıdaki şekilde yapılır.

TS500'E GÖRE KESME HESABI

$$V_{cr} = 0{,}65.f_{ctd}.A_c = 0{,}65x1{,}28x250x500 = 104kN$$

$$V_c = 0$$

Sıklaştırma Bölgesi

$$\rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{s_s.b_k} = \frac{2_{kol}x78_{\emptyset 10\ alanı}}{100_{etriye\ aralığı}x(250_{kolon\ kenarı} - 2x20_{paspayı})} = 0{,}0074$$

Etriye Ø10/10

$$V_w = \rho_{sh}.f_{yd}.A_c = 0{,}0074x250x500x365{,}22 = 337{,}83kN$$

$$V_r = V_c + V_w = 0 + 337{,}83 = 337{,}83kN$$

Verilen hasar resimlerinin incelenmesinden sıklaştırma bölgesine etriye sıklaştırma yapılmasının gereği daha da açık görülmektedir (Şekil 4.12).

Şekil 4.12. Etriye sıklaştırması yapılmamış kirişlerdeki hasarlar

SAĞ UÇ çünkü max KESME KONTROLÜ

$$\left.\begin{array}{l} V_e^d \leq V_r \quad 132{,}33 \leq 337{,}83\ sağlıyor\ (etriye\ \emptyset 10)(DBYBHY\ 3.10) \\ V_e^d \leq V_{max} = 0{,}22.b.d.f_{cd} = 0{,}22x0{,}25x0{,}48x20000 = 528kN \end{array}\right\} \left.\begin{array}{l} V_e \leq V \\ 132{,}33\ kN < 528\ kN \end{array}\right\}$$

Sıklaştırma bölgesi kesme kontrolünü sağlamaktadır.

Yukarıdaki etriye hesabında ∅8/10 etriyede yeterli olmasına rağmen önerilmediğinden kullanılmaz. DBYBHY'nde s_s hesabında beton dayanımına tam olarak güvenilmediği ve emniyetli yönde kalmak için V_c diğer kesme değerlerinden çıkarılmakta iken American Concrete Institute (ACI)'da V_c=V_{cr} alınmaktadır. Yukarıda yapılan etriye hesabında,

1. Hesaplanan etriyenin deprem yüklerinden gelen kesme kuvvetine karşı olan değeri için, $V_{et}^{deprem} = V_e^{GQE_{R=2}} - V_C = 132{,}33 - 0 = 132{,}33\ kN\ (Depremli)$ kesme kuvveti kullanılır.

2. Hesaplanan etriyenin düşey yüklerden gelen kesme kuvvetine karşı olan değeri için, $V_{et}^{düşey} = V_{max.}^{1,4G+1,4Q} - V_c = 148{,}84 - 0 = 148{,}84kN\ (Depremsiz)$ kesme kuvveti kullanılır.

Buna göre sıklaştırma bölgesi etriye aralığı kontrolü,

$$s_s = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot d}{V_{büyük} \geq \begin{cases} V_{et}^{deprem} = 132{,}33 \\ V_{et}^{düşey} = 148{,}84 \end{cases}} = \frac{2x78x365x464}{148x84x10^3} = 177{,}5mm \quad \left\{ s_s \leq \begin{cases} d/4 = 464/4 = 116mm \\ 8\emptyset_{boyuna}^{min} = 8x16 = 128mm \\ 150mm \end{cases} \right\} \begin{matrix} Seçilen \\ 100mm \\ uygundur. \\ (DBYBHY \\ 3.4.4) \end{matrix}$$

olarak yapılır.

Bu kontrol ile,

1. İlk önce yapılarak kabul edilecek etriye aralığı hakkında ön bilgi verir.
2. Bu etriye aralığında etkili olan kesme kuvvetlerinden büyük olan değer kullanılarak s_k etriye aralığının emniyetli yönde kalacak şekilde küçük olması sağlanır.
3. Seçilen etriye çapının minimum ∅10 alınması çok düşük bir maliyet olmasına rağmen büyük bir emniyet sağlar, dayanımı olumlu yönde etkiler.

4.1.4. Kirişlerde enine donatı koşulları (DBYBHY 3.4.4)

Kiriş mesnetlerinde kolon yüzünden itibaren kiriş derinliğinin iki katı kadar uzunluktaki bölge, "Sarılma Bölgesi" olarak tanımlanacak ve bu bölge boyunca 3.2.8'de tanımlanan özel deprem etriyeleri kullanılacaktır. Sarılma bölgesinde, ilk etriyenin kolon yüzüne uzaklığı en çok 50 mm olacaktır. DBYBHY 3.4.5.3'e göre daha elverişsiz bir değer elde edilmedikçe, etriye aralıkları kiriş yüksekliğinin 1/4'ünü, en küçük boyuna donatı çapının 8 katını ve 150 mm' yi aşmayacaktır (DBYBYHY Şekil 3.8). Sarılma bölgesi dışında, TS500'de verilen minimum enine donatı koşullarına uyulacaktır (TS500 8.1.6.). Etriye aralığı kiriş faydalı yüksekliğinin yarısından fazla olamaz ($s \leq d/2$). Ayrıca, $V_d > 3.V_{cr}$ olan durumlarda, etriye aralığı yukarıda verilen değerin yarısını aşamaz ($s \leq d/4$).

Etriye Pursantajı Kontrolü TS500 SIKLAŞTIRMA BÖLGESİ

$$\frac{A_{sw}}{S_s} \geq 0{,}3\frac{f_{ctd} \cdot b}{f_{ywd}} \quad \frac{2x78_{\emptyset 10}}{100} \geq 0{,}3\frac{1{,}28x250}{365}$$

$$1{,}56 \geq 0{,}263$$

Sağlamaktadır.

4.1.5. Kirişlerde orta bölge etriye hesabı (Süneklik düzeyi yüksek)

Enine donatı koşulları (DBYBHY 3.4.4): Sarılma bölgesi dışında, TS 500'de verilen minimum enine donatı koşullarına uyulacaktır. Orta bölge için ∅10/200 mm etriye seçerek 111,32 kN'luk kesme kuvvetinin karşılanıp karşılanmayacağı tahkik edilir. Veya bunun terside mümkündür. Yani 111,32 kN'luk kesme kuvvetini ∅10'lik etriyeden hangi s_o aralığında taşır diye hesap yapılarak yönetmelik s_{max}=200 mm ile kıyaslanabilir.

KİRİŞ ORTA BÖLGESİNDE TS500'E GÖRE KESME HESABI

$$V_{cr} = 0{,}65.f_{ctd}.A_c = 0{,}65x1{,}28x250x500 = 104kN$$

$$V_c = 0{,}8.V_{cr} = 83{,}20kN\ (\emptyset 10/20 etriye\ seçilirse)$$

Orta bölgede her zaman $V_c \neq 0$

$$\rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{s_0.b_k} = \frac{2_{kol}.78_{\emptyset 10\ alanı}}{200_{etriye\ aralığı}x(250_{kolon\ kenarı} - 2x20_{paspayı})} = 0{,}0037$$

$$V_w = \rho_{sh}.f_{yd}.A_c = 0{,}0037x250x500x\frac{420}{1{,}15} = 168{,}91\ kN$$

$$V_r = V_c + V_w = 83{,}2 + 168{,}91 = 252{,}11kN$$

SAĞ UÇçünkümax. KESME KONTROLÜ

$$V_e^d \leq V_r \quad 111{,}32 \leq 252{,}11\ sağlıyor\ (etriye\ \emptyset 10) \quad (DBYBHY\ 3.10)$$

$$V_e^d \leq V_{max} = 0{,}22.b.d.f_{cd} = 0{,}22x0{,}25x0{,}48x20000 = 528kN$$

$V_e \leq V \quad 111{,}32 < 528$

Sıklaştırma bölgesi kesme kontrolünü sağlamaktadır.

1,4G+1,6Q

Sol mesnet V=1,4x(101,61-5,94)+1,6x(24,40-1,44)=170,67 kN

Sağ mesnet V=1,4x(101,61+5,94)+1,6x(24,40+1,44)=191,92 kN

Kolon yüzünden 2h mesafesindeki

$$V_d^{GQ} = V_{büyük} - (1{,}4G + 1{,}6Q).\left(\frac{a}{2} + 2h\right)$$

$$V_{2h}^{GQ} = 191{,}92 - (1{,}4x31{,}605 + 1{,}6x7{,}59)x\left(\frac{0{,}60}{2} + 2x0{,}5\right) = 134{,}23kN$$

Yukarıda yapılan etriye hesabında,

1. Hesaplanan etriyenin deprem yüklerinden gelen kesme kuvvetine karşı olan değeri için, $V_{et}^{deprem} = V_e^{GQE_{R=2}} - V_c = 111{,}32 - 83{,}2 = 28{,}12kN\ (depremli)$ kesme kuvveti kullanılır.

2. Hesaplanan etriyenin düşey yüklerden gelen kesme kuvvetine karşı olan değeri için, $V_{et}^{düşey} = V_{max.uç}^{1,4G+1,4Q} - V_c = 134{,}23 - 83{,}20 = 51{,}03(depremsiz)$ kesme kuvveti kullanılır.

Buna göre sıklaştırma bölgesi etriye aralığı kontrolü aşağıdaki gibi sağlanmıştır.

$$\left.\begin{array}{l}\text{Sıklaştırma Bölgesi}\\ \text{Etriye Aralığı}\\ \text{Yeterlilik Kontrolü}\end{array}\right\}\ s_0 = \frac{A_{sw}.f_{ywd}.d}{V_{büyük\ olan\ alınır} \geq \langle^{V_{et=28,12}^{deprem}}_{V_{et=51,03}^{düşey}}} = \frac{2x78x365x464}{51{,}03x10^3} = 517mm$$

$$\text{G+Q+E}\ \left\{\begin{array}{l}\left.\begin{array}{l}Sol\ mesnet\ V = 101{,}61 - 5{,}94 + 24{,}40 - 1{,}44 - 9{,}63 = 109{,}00\ kN\\ Sağ\ mesnet\ V = 101{,}61 + 5{,}94 + 24{,}40 + 1{,}44 + 9{,}63 = 143{,}02\ kN\end{array}\right\} V_{d-büyük}^{GQE} = 143{,}02\ \text{kN}\\ \text{Kolon yüzünden d mesafesindeki } V_d^{GQE} = \frac{143{,}02x(3{,}4 - \frac{0{,}6}{2} - 0{,}464)}{3{,}4} = 110{,}89kN\end{array}\right.$$

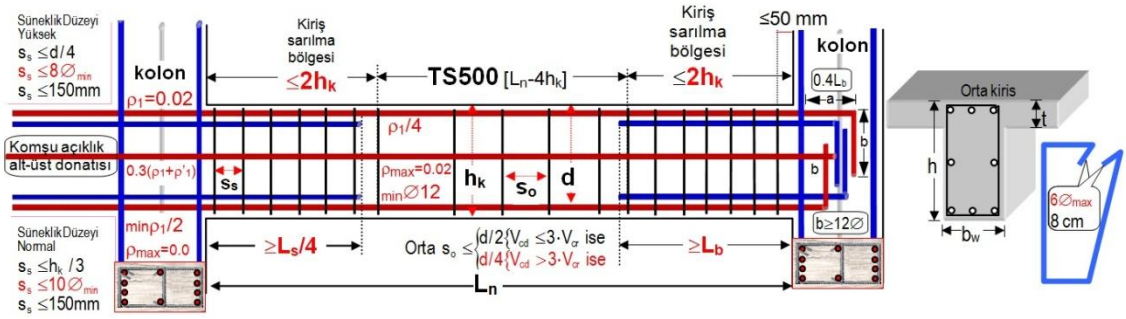
Kesme donatısı detayları; TS 500 8.1.6'a göre etriye aralığı kiriş faydalı yüksekliğinin yarısından fazla olamaz (s_o=d/2). Ayrıca, $V_d > 3V_{cr}$ olan durumlarda, etriye aralığını (s_o=d/4) aşamaz. Kirişin orta ve sıklaştırma bölgesi için bulunan donatılara aşağıdaki Şekil 4.13 üzerinde gösterilmiştir.

$$s_0 \leq \left\{\begin{array}{l}\text{1. Etriye aralığı kiriş faydalı yüksekliğinin (d) yarısından fazla olamaz. } (s_0 \leq d/2 = 460/2 = 230mm)\\ 2.\ V_d^{GQE} \leq 3.V_{cr}\\ 110{,}89 \leq 3x83{,}2\ sağlıyor\ ise\ \frac{d}{2} = \frac{460}{2} = 230mm\ > seçilen\ 200mm_{DBYBHY\ (3.3.4.2)maxS_0=200mm}\\ 3.\ V_d^{GQE} > 3.V_{cr}\quad 110{,}89 > 8x83{,}2\ OLSAYDI_{ama\ değil}\quad d/4 = 460/4 = 115\ mm\ alınır\ (SAĞLAMIYOR)\end{array}\right.$$

Etriye Pursantajı Kontrolü TS500 (ORTA)

$$\frac{A_{sw}}{s_0} \geq 0{,}3\frac{f_{ctd}.b}{f_{ywd}} \qquad \frac{2x78_{\emptyset 10}}{200} \geq 0{,}3\frac{1{,}2x250}{365} \qquad 0{,}78 \geq 0{,}246$$

Sağlanmaktadır.



Şekil 4.13. Kirişin orta ve sıklaştırma bölgesi için bulunan donatılar ve TS500 donatı yerleşim kuralları

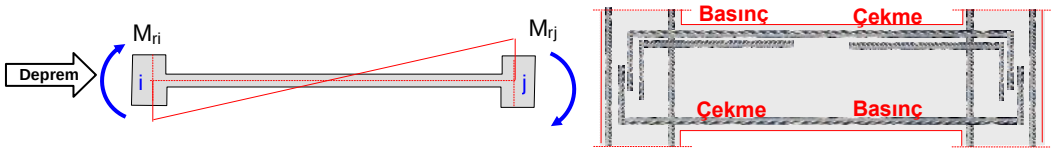
4.2. Kirişin Güçlendirilmesi

4.2.1. Kiriş kesme kapasite hesabı

$$V_{rTS500} = 0{,}52\ f_{ctm}.b.d + \frac{A_{sw_{ETRİYE}}}{S}.f_{ywm}.d = 0{,}52.\frac{1{,}9}{1{,}5}.250.464 + \frac{2x78}{100}.420.464 = 380619{,}2\ kN = 380{,}62kN$$

4.2.2. Kiriş moment kapasite hesabı

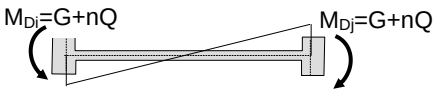
Artık moment: Bir kirişte pozitif yöndeki (- ⇔ +) deprem yüklemesinden dolayı oluşan kesit tesirleri altında kirişin i ucundaki alt donatı çekmeye, üst donatı basınca ve j ucunda da i ucunun tersi olarak üst donatı çekmeye, alt donatı basınca çalışır (Şekil 4.14). Depremin diğer yönü için ise bunun tam tersidir.



a) Deprem momentleri b) Basınç ve çekmeye çalışan donatıları

Şekil 4.14. a) Deprem momentleri b) Basınç ve çekmeye çalışan donatıları

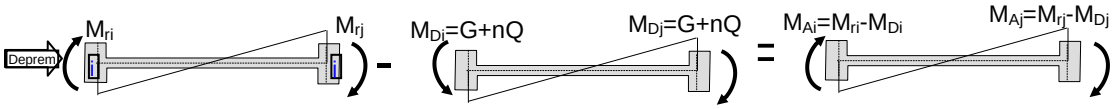
Düşey yüklerden oluşan moment değerleri; zati yüklerden oluşan (G yüklemesi) ve hareketli yük azaltma katsayısı (n) ile çarpılarak elde edilen hareketli yüklemelerden (Q) oluşan moment değerlerinin toplanması sonucu aşağıdaki şekilde elde edilir (Şekil 4.15).



Şekil 4.15. G ve Q yüklemesi moment değerlerinin hesaplanması

Her bir düğüm ve deprem yönü için yukarıda bulunan moment değerleri vektörel olarak toplanarak artık moment (M_A) değerleri hesaplanır (Şekil 4.16).

Artık moment M_A=Taşıma gücü momenti M_r – Düşey yük momenti (G+nQ)M_D



Şekil 4.16. Artık moment değerinin hesaplanması

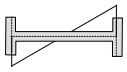
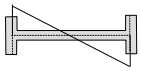
Artık momentin (M_A) işareti kapasite momentin (taşıma gücü momenti) işareti (M_r) ile aynı olur çünkü artık moment yoksa kesit depremi hangi momentle karşılayacak yani kesitin taşıma gücü kalmamış demektir. Buna göre taşıma gücü momentleri (Çizelge 4.6), $M_{ri} = \left[A_s x f_{yd} x (d - d'_{pas})\right]$ bağıntısıyla hesaplanabilir (Ersoy, 1998).

Çizelge 4.6. K103 kirişinin taşıma gücü momentleri

i ucu			**j ucu**		
		$M_{ri} = \left[A_s . f_{yd} . (d - d'_{pas})\right] . 10^{-6}$			$M_{rj} = \left[A_s . f_{yd} . (d - d'_{pas})\right] . 10^{-6}$
$\mathbf{A_{siüst}}$	5∅16+2∅16 (1407 mm^2)	-219,80	$\mathbf{A_{sjüst}}$	3∅16+2∅16 (1005 mm^2)	-157,00
$\mathbf{A_{sialt}}$	4∅16 (804 mm^2)	125,60	$\mathbf{A_{sjalt}}$	4∅16 (804 mm^2)	125,60

Kesit artık moment kapasitesi kesitin eğilme momenti kapasitesi ile düşey yükler altında kesitte hesaplanan moment etkisinin farkıdır. Kiriş mesnetlerinde düşey yükler altında hesaplanan moment etkisi, yeniden dağılım ilkesine göre en fazla %15 oranında azaltılabilir (DBYBHY 7.5.2.3.(a)). Çizelge 4.7'de kirişin artık moment kapasitesi hesaplanmıştır.

Çizelge 4.7. K103 kirişinin artık moment hesabı

Artık Moment: Bir kesitin taşıma gücünden üzerindeki yüklerden dolayı olan eksilmeden sonra depreme kalan moment				
i ucu		**j ucu**		
M_{ri}	125,60	-157,00	**Deprem soldan**	
M_{Di}	-84,83	-125,81		
$M_A = M_{ri} - M_{Di}$ Artık moment	210,43	-31,19	Deprem	
M_{ri}	-219,80	125,60	**Deprem sağdan**	
M_{Di}	-84,83	-125,81		
$M_A = M_{ri} - M_{Di}$ Artık moment	-134,97	251,41	Deprem	

Kiriş Momentleri

i ucu : $M_{Di} = -(G+0,3Q) = -(79,14+0,3x18,97) = -84,83$ kNm

j ucu : $M_{DJ} = -(G+0,3Q) = -(117,34+0,3x28,22) = -125,81$ kNm

4.2.3. Kiriş davranışı kontrolü

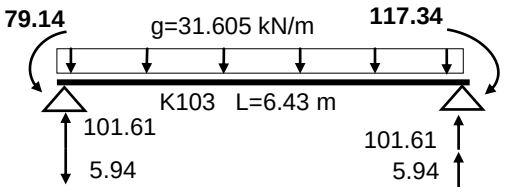
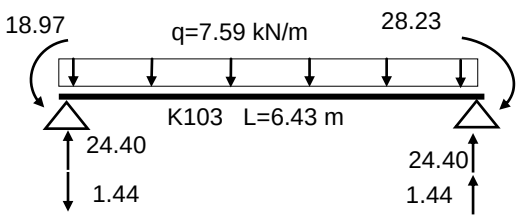
Doğrusal elastik değerlendirme yöntemi sünek olan elemanlar (eğilme momentinin kritik olduğu elemanlar) için uygulanır. Gevrek olan (sünek olmayan) kesme kuvvetinin veya basınç kuvvetinin kritik olduğu elemanlarda uygulanmaz. Kolon, kiriş ve perdelerin sünek eleman olarak sayılabilmeleri için bu elemanlarda eğilme kapasitesi ile uyumlu olarak hesaplanan kesme kuvvetinin mevcut malzeme dayanımı değerleri kullanılarak TS 500'e göre hesaplanan kesme kapasitesini aşmaması gereklidir. Kolon, kiriş ve perdelerde eğilme momenti ile uyumlu kesme kuvvetinin hesabında pekleşmeli taşıma gücü momentleri yerine taşıma gücü momentleri kullanılır. Birleşim bölgesi kesme kuvvetinin kesme dayanımını aşması durumunda, kolon-kiriş birleşim bölgesi gevrek olarak tanımlanır.

Yeni binaların tasarımında kullanılan yöntemin mevcut binalara genişletilmişi olan "Eşdeğer Deprem Yükü" uygulamasında, taşıyıcı sisteme ayrı ayrı her iki doğrultuda elastik (azaltılmamış) deprem yükü yüklenerek çözüm yapılır. Mod Birleştirme uygulamasında ise, deprem etkisini tanımlayan spektrum eğrisi azaltılmadan kullanılır. Deprem etkisinde zorlanan eleman kesitlerinde deprem etkisinde ortaya çıkan M_e eğilme momenti (ve diğer kesit etkileri) hesap edilir. Buna paralel olarak malzeme katsayıları ile bir azaltma yapmaksızın f_{cm} ve f_{ym} mevcut malzeme dayanımları kullanılarak kesitlerin M_r eğilme momenti (ve diğer etkiler için) kapasiteleri hesap edilir. Bu değerlerden tüm elemanlar için *r* değeri hesaplanır.

Deprem etkisinin elastik ötesi davranış ile karşılanması ve sınırlı hasara izin verilmesi söz konusu olduğu için, doğrudan sünekliğe bağlı olan r 'nin sınır değerleri birden büyüktür. Büyük değerler alması beklenen durumlar kontrollü hasarın büyük olacağına işaret eder. Kiriş ve kolon kesitlerinde sargı donatısının bulunması ve kesme kuvveti düzeyinin düşük olması sünekliği arttırır. Bunun gibi kirişlerde basınç donatısı sünekliği artırırken, çekme donatısı azaltır. Kirişin kesmeden dolayı taşıma gücünü kaybetmesi gevrek, eğilmeden dolayı taşıma gücünü kaybetmesi ise sünek kırılma olarak tanımlanır.

i ve j ucu mesnet kesme kuvvetleri hesabı, K103 kirişinin Çizelge 4.8'de verilen G ve Q momentleriyle hesaplanır.

Çizelge 4.8. K103 kirişi G ve Q momentleri

G Momenti	**Q Momenti**
	

i ucu mesnet kesme kuvveti : $V_{dy\text{-}i}$ = (101,61-5,94)+0,3x(24,4-1,44)=102,56 kN

j ucu mesnet kesme kuvveti : $V_{dy\text{-}j}$ = (101,61+5,94)+0,3x(24,4+1,44)=115,30 kN

a) i ucu $V_{ei} = V_{dyi} - \frac{[M_{ri-alt}+M_{rj-üst}]}{L_{net}} = 102{,}56 - \frac{125{,}60+157{,}00}{6{,}43} = 58{,}61$ kN

j ucu $V_{ej} = V_{dyj} + \frac{[M_{rj-alt}+M_{ri-üst}]}{L_{net}} = 115{,}302 + \frac{125{,}60+219{,}80}{6{,}43} = 169{,}01$ kN

Geçerli

V_e =169,01kN

Betonarme elemanlar, kırılma türü eğilme ise “sünek”, kesme ise “gevrek” olarak sınıflanırlar.

(a) Kolon, kiriş ve perdelerin sünek eleman olarak sayılabilmeleri için bu elemanların kritik kesitlerinde eğilme kapasitesi ile uyumlu olarak hesaplanan kesme kuvveti V_e’nin, 7.2’de tanımlanan bilgi düzeyi ile uyumlu mevcut malzeme dayanımı değerleri kullanılarak TS-500’e göre hesaplanan kesme kapasitesinin V_r’yi aşmaması gereklidir. V_e’nin hesabı kolonlar için DBYBHY 3.3.7’ye, kirişler için DBYBHY 3.4.5’e ve perdeler için DBYBHY 3.6.6’ya göre yapılacak, ancak Denk.(3.16)’da β_v=1 alınacaktır. Kolon, kiriş ve perdelerde V_e’nin hesabında pekleşmeli taşıma gücü momentleri yerine taşıma gücü momentleri kullanılacaktır. Düşey yükler ile birlikte R_a=1 alınarak depremden hesaplanan toplam kesme kuvvetinin V_e’den küçük olması durumunda ise, V_e yerine bu kesme kuvveti kullanılacaktır (+X, -X için ayrı ayrı hesaplanarak karar verilmelidir).

(b) Perdelerin sünek eleman olarak sayılabilmesi için ayrıca H_w / ℓ_w>2,0 koşulunu sağlaması gereklidir.

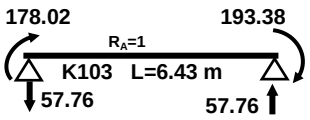
(c) Yukarıda (a) ve (b)’de verilen sünek eleman koşullarını sağlamayan betonarme elemanlar, gevrek olarak hasar gören elemanlar olarak tanımlanacaktır (DBYBHY 7.5.2.2).

b) $V_{iR=1} = 102{,}56 + \frac{178{,}02+193{,}38}{6{,}43} = 160{,}32$ kN

$V_{jR=1} = 115{,}30 - \frac{178{,}02+193{,}38}{6{,}43} = 57{,}54$ kN

Geçerli

$V_e = 160{,}32$ kN



KARŞILAŞTIRMA

a ve b den küçük olan dikkate alınacağından

$V_e > V_{r=1}$ 169,01 kN >160,32 kN

$V_{R=1} = 160{,}32$kN

$V_{rTS500} = 380{,}62$ kN $> V_{R=1} = 160{,}32$ kN

Kiriş **"Sünek Kırılma"** gösterir.

Çizelge 4.9'da Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları'nın kiriş hasar yüzdeleri verilmiştir. Bu çizelge yapıların, sünek veya gevrek kırılmaları hakkında bilgi vermektedir.

Çizelge 4.9. Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları'nın kiriş hasar yüzdeleri

BINA PERFORMANSI

VANLIOĞLU APARTMANI

KİRİŞ HASAR YÜZDELERİ

KAT NO	(-X) MH	(-X) BH	(-X) IH	(-X) GB	(+X) MH	(+X) BH	(+X) IH	(+X) GB	(-Y) MH	(-Y) BH	(-Y) IH	(-Y) GB	(+Y) MH	(+Y) BH	(+Y) IH	(+Y) GB
8	80.4	6.5	6.5	6.5	71.7	23.9	2.2	2.2	59.1	13.6	6.8	20.5	61.4	11.4	15.9	11.4
7	34.0	34.0	17.0	14.9	29.8	21.3	29.8	19.1	28.9	22.2	24.4	24.4	42.2	4.4	20.0	33.3
6	19.1	23.4	27.7	29.8	19.1	12.8	27.7	40.4	26.7	6.7	17.8	48.9	37.8	4.4	8.9	48.9
5	12.8	10.6	29.8	46.8	19.1	4.3	14.9	61.7	26.7	2.2	15.6	55.6	35.6	2.2	11.1	51.1
4	13.0	10.9	19.6	56.5	19.6	4.3	13.0	63.0	20.5	4.5	9.1	65.9	31.8	4.5	9.1	54.5
3	9.1	6.8	22.7	61.4	15.9	0.0	2.3	81.8	20.9	7.0	11.6	60.5	23.3	7.0	11.6	58.1
2	0.0	12.5	15.6	71.9	3.1	9.4	15.6	71.9	3.3	3.3	13.3	80.0	3.3	6.7	10.0	80.0
1	40.9	40.9	13.6	4.5	68.2	22.7	9.1	0.0	45.8	41.7	12.5	0.0	33.3	41.7	12.5	12.5
Max.	80.4						29.8	81.8		41.7						

X yönü kiriş sayısı=22,32,44,46,47,47,47,46
Y yönü kiriş sayısı=24,30,43,44,45,45,45,44

BINA PERFORMANSI

KİRİŞ HASAR YÜZDELERİ

ZAFER APARTMANI

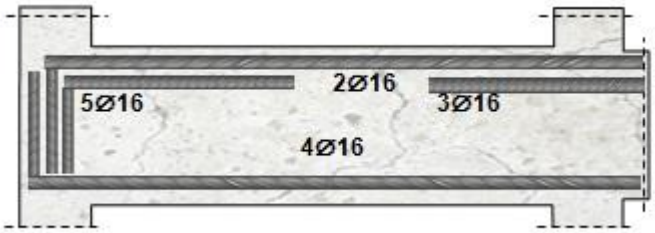
KAT NO	(-X) MH	(-X) BH	(-X) IH	(-X) GB	(+X) MH	(+X) BH	(+X) IH	(+X) GB	(-Y) MH	(-Y) BH	(-Y) IH	(-Y) GB	(+Y) MH	(+Y) BH	(+Y) IH	(+Y) GB
10	53.7	22.0	14.6	9.8	46.3	19.5	22.0	12.2	47.8	19.6	19.6	13.0	60.9	17.4	17.4	4.3
9	29.3	17.1	22.0	31.7	26.8	17.1	4.9	51.2	39.1	4.3	15.2	41.3	28.3	15.2	28.3	28.3
8	14.6	9.8	26.8	48.8	9.8	22.0	12.2	56.1	30.4	10.9	10.9	47.8	23.9	8.7	15.2	52.2
7	14.6	7.3	19.5	58.5	9.8	4.9	24.4	61.0	30.4	0.0	19.6	50.0	19.6	8.7	13.0	58.7
6	12.2	7.3	9.8	70.7	7.3	0.0	17.1	75.6	30.4	0.0	10.9	58.7	19.6	4.3	13.0	63.0
5	12.2	2.4	9.8	75.6	7.3	0.0	14.6	78.0	30.4	0.0	6.5	63.0	19.6	4.3	4.3	71.7
4	12.2	4.9	7.3	75.6	7.3	2.4	9.8	80.5	30.4	0.0	4.3	65.2	19.6	4.3	6.5	69.6
3	9.6	5.8	7.7	76.9	9.6	3.8	7.7	78.8	27.5	0.0	3.9	68.6	23.5	2.0	7.8	66.7
2	0.0	0.0	0.0	100.	0.0	0.0	0.0	100.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1	35.0	40.0	25.0	0.0	45.0	40.0	15.0	0.0	19.4	19.4	52.8	8.3	19.4	13.9	47.2	19.4
Max.		40.0		100.							52.8		60.9			

X yönü kiriş sayısı=20,1,52,41,41,41,41,41,41,41
Y yönü kiriş sayısı=36,0,51,46,46,46,46,46,46,46

Kirişin kesit tesirleri sonucu boyutlandırılmasında bulunan donatılar sonucu hesaplanan kesme kuvveti taşıma gücünden (V_r), kirişe servis ömrü esnasında gelmesi öngörülen kesme kuvvetinden büyük olmasından dolayı kiriş kesme etkisinden değil eğilmeden dolayı taşıma gücünü kaybedecektir, yani sünek kırılacaktır ($V_{R=1} < V_r$ 160,32 kN < 380,62 kN). Bu da tercih edilen durumdur. Kirişin uygulanan düşey ve deprem yüklerini eğilme ve kesme kırılmasına uğramadan taşıması mümkün olan bir rijitlikte olabilir. Ancak bu çözüm ekonomik olmayabilir.

4.2.4. Kirişlerin deprem performansının belirlenmesi

i ucu için kontrol: Kirişte yukarıda boyutlandırma aşamasında bulunan donatıların pursantajları Çizelge 4.10'daki gibi hesaplanır. 5-6 Nolu (K103) kiriş donatı planı Şekil 4.17'de verilmiştir.



Şekil 4.17. K103 kiriş donatı planı

Çizelge 4.10. K103 kirişinin donatı pursantaj hesabı

i ucu			j ucu		
$A_{siüst}$	5∅16+2∅16 =1407 mm^2	ρ=1407/(250x464) =0,012	$A_{sjüst}$	3∅16+2∅16 =1005 mm^2	ρ=1005/(250x464) =0,0086
A_{sialt}	4∅16 =804 mm^2	ρ=804/(250x464) =0,0069	A_{sjalt}	4∅16 =804 mm^2	ρ=804/(250x464) =0,0069

Sarılma bölgesindeki enine donatı koşulları bakımından 3.3.4'ü sağlayan betonarme kolonlar, 3.4.4'ü sağlayan betonarme kirişler ve uç bölgelerinde 3.6.5.2'yi sağlayan betonarme perdeler "sargılanmış", sağlamayanlar ise "sargılanmamış" eleman sayılır. "Sargılanmış" sayılan elemanlarda sargı donatılarının 3.2.8'e göre "özel deprem etriyeleri ve çirozları" olarak düzenlenmiş olması ve donatı aralıklarının yukarıda belirtilen maddelerde tanımlanan koşullara uyması zorunludur (DBYBHY 7.5.2.3.(c)).

$$P_b = \left[0{,}85\frac{f_{cm(mevcut)}}{f_{ym(mevcut)}}\right].k_1.\frac{0{,}003.E_s}{0{,}003.E_s+f_{ym}}=\left[0{,}85.\frac{8}{420}\right]0{,}82.\frac{0{,}003x2x10^5}{0{,}003x2x10^5+420}=0{,}0078$$

$$\frac{\rho-\rho'}{\rho_b}=\frac{0{,}0069-0{,}012}{0{,}0078}=-0{,}65<0_{tablodan}$$

$$\frac{V_{ei(AA\ bulunan\ \min)}}{b.d.f_{ctm(mevcut)}}=\frac{56{,}97}{250x464x1{,}27}=0{,}38\leq 0{,}65_{tablodan}$$

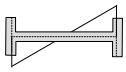
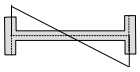
Doğrusal elastik hesap yöntemleri ile betonarme sünek elemanların hasar düzeylerinin belirlenmesinde kiriş, kolon ve perde elemanlarının ve güçlendirilmiş dolgu duvarı kesitlerinin etki/kapasite oranları (r) olarak ifade edilen sayısal değerler kullanılacaktır. Değerleri ile aşağıdaki tabloya girilerek (sargı donatısı bulunmaktadır) $r_{sınır}$=3 (minimum hasar sınırı) olarak bulunur (Çizelge 4.11). Çizelge 4.12'deki 5-6 nolu (K103) kirişinin artık moment hesapları sonucu ise etki kapasite oranı r aşağıdaki şekilde hesaplanır.

Çizelge 4.11. Betonarme kirişler için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları (i ucu için kullanılacak r_s değerleri) (DBYBHY Tablo 7.2)

Sünek Kirişler			Hasar Sınırı		
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_b}$	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w d f_{ctm}}$ (1)	MN	GV	GÇ
≤ 0.0	Var	≤ 0.65	3	7	10
≤ 0.0	Var	≥ 1.30	2.5	5	8
≥ 0.5	Var	≤ 0.65	3	5	7
≥ 0.5	Var	≥ 1.30	2.5	4	5
≤ 0.0	Yok	≤ 0.65	2.5	4	6
≤ 0.0	Yok	≥ 1.30	2	3	5
≥ 0.5	Yok	≤ 0.65	2	3	5
≥ 0.5	Yok	≥ 1.30	1.5	2.5	4

(1) V_e kesme kuvveti depremin yönü ile uyumlu olarak 7.5.2.2 (a)'ya göre hesaplanacaktır.

Çizelge 4.12. K103 kirişinin artık moment hesabı

Artık Moment: Bir kesitin taşıma gücünden üzerindeki yüklerden dolayı olan eksilmeden sonra depreme kalan moment				
i ucu		**j ucu**		
M_{ri}	125,60	-157,00	**Deprem soldan** Deprem	
M_{Di}	-84,83	-125,81		
$M_A = M_{ri} - M_{Di}$ Artık moment	210,43	-31,19		
M_{ri}	-219,80	125,60	**Deprem sağdan** Deprem	
M_{Di}	-84,83	-125,81		
$M_A = M_{ri} - M_{Di}$ Artık moment	-134,97	251,41		

Sünek kiriş, kolon ve perde kesitlerinin etki/kapasite oranı, deprem etkisi altında R_a=1 alınarak hesaplanan kesit momentinin kesit artık moment kapasitesine bölünmesi ile elde edilir. Etki/kapasite oranının hesabında, uygulanan deprem kuvvetinin yönü dikkate alınacaktır (DBYBHY 7.5.2.3).

$$r_i = \frac{M_{deprem\ R=1}}{M_{A_{artık}}} = \frac{178{,}02}{210{,}43} = 0{,}84 < r_{sınır} = 3_{tablodan} \text{ (MN için)}$$

5-6 Kirişinin i ucu kesit güvenlik sınırını sağlamaktadır.

Burada i ucunun MN performans düzeyinin sağlanması daha da olumsuz olan diğer performans düzeylerini (GV ve GÇ) sağlayacağı açıktır. Ancak tüm yapıda bulunan kiriş uçlarının performans düzeylerinin hesaplanarak belli yüzde değerlerinin alınması için i ucunun diğer performans düzeylerinin de hesaplanması gerekir. Her kirişin iki ucu içinde performans düzeyleri hesaplanarak aşağıdaki örnek grafikte görüldüğü gibi çizilerek kirişlerin performansları toptan değerlendirilir.

$$r_i = \frac{M_{deprem\ R=1}}{M_{A_{artık}}} = \frac{178{,}02}{210{,}43} = 0{,}84 < r_{sınır} = 7_{tablodan} \text{ (GV için)}$$

$$r_i = \frac{M_{deprem\ R=1}}{M_{A_{artık}}} = \frac{178{,}02}{210{,}43} = 0{,}84 < r_{sınır} = 10_{tablodan} \text{ (GÇ için)}$$

(DBYBHY 3.9.)

$$\begin{cases} \text{i ucu } V_{ei} = V_{dyi} - \frac{[M_{ri-alt}+M_{rj-üst}]}{L_{net}} = 102{,}56 - \frac{[125{,}60+157{,}0]}{6{,}43_{net}} = 58{,}61\ kN \\ \text{j ucu } V_{ej} = V_{dyj} + \frac{[M_{rj-alt}+M_{ri-üst}]}{L_{net}} = 115{,}302 + \frac{[125{,}60+219{,}80]}{6{,}43_{net}} = 169{,}01\ kN \end{cases}$$

j ucu için kontrol: Bu ucun performansı için kullanılacak değerler aşağıda verilmiştir. Bu değerlere göre Çizelge 4.13'de kullanılacak r_s değerleri arasında enterpolasyon yapılacaktır.

$$P_b = \left[0{,}85\frac{f_{cm(mevcut)}}{f_{ym(mevcut)}}\right].k_1.\frac{0{,}003.E_s}{0{,}003.E_s+f_{ym}} = \left[0{,}85.\frac{8}{420}\right] 0{,}82.\frac{0{,}003x2x10^5}{0.003x2x10^5+420} = 0{,}0078$$

$$\frac{\rho-\rho'}{\rho_b} = \frac{0{,}0086-0{,}0069}{0{,}0078} = 0{,}21 \qquad 0{,}00 < 0{,}21 < 0{,}5$$

$$\frac{V_{ej}}{b.d.f_{ctm(mevcut)}} = \frac{171{,}02}{250x464x1{,}27}x1000 = 1{,}16 \qquad 0{,}65 < 1{,}16 < 1{,}30$$

Çizelge 4.13. Betonarme kirişler için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları (j ucu için kullanılacak r_s değerleri) (DBYBHY Tablo 7.2)

Sünek Kirişler			Hasar Sınırı		
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_b}$	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w d f_{ctm}}$ (1)	MN	GV	GÇ
≤ 0.0	Var	≤ 0.65	3	7	10
≤ 0.0	Var	≥ 1.30	2.5	5	8
≥ 0.5	Var	≤ 0.65	3	5	7
≥ 0.5	Var	≥ 1.30	2.5	4	5
≤ 0.0	Yok	≤ 0.65	2.5	4	6
≤ 0.0	Yok	≥ 1.30	2	3	5
≥ 0.5	Yok	≤ 0.65	2	3	5
≥ 0.5	Yok	≥ 1.30	1.5	2.5	4

(1) V_e kesme kuvveti depremin yönü ile uyumlu olarak 7.5.2.2 (a)'ya göre hesaplanacaktır.

Hesaplanan kiriş, kolon ve perde kesitlerinin ve güçlendirilmiş dolgu duvarlarının etki/kapasite oranları (r), DBYBHY Tablo 7.2-7.5'de verilen sınır değerler (r_s) ile karşılaştırılarak elemanların hangi hasar bölgesinde olduğuna karar verilecektir. Betonarme binalardaki güçlendirilmiş dolgu duvarlarının hasar bölgelerinin belirlenmesinde ayrıca Tablo 7.5'de verilen göreli kat ötelemesi oranı sınırları gözönüne alınacaktır. Göreli kat ötelemesi oranı, ilgili katta hesaplanan en büyük göreli kat ötelemesinin kat yüksekliğine bölünmesi ile elde edilecektir. Tablo 7.2-7.5'deki ara değerler için doğrusal enterpolasyon uygulanacaktır (DBYBHY 7.5.2.5).

j ucu MN durumundaki performansın sayısal (enterpolasyon) olarak hesabı:

$$0{,}00 \leq \frac{\rho-\rho'}{\rho_b} = 0{,}21 \leq 0{,}50\ (hassasiyet\ 0{,}01)$$

0,00-0,50 arasındadır.0-0,5 arasında 0,01'den 50 tane değer bulunmaktadır.

Hesap edilen 0,00 ile 0,21 arasında 21 tane 0,01 değeri bulunmaktadır.

$$0{,}65 < \frac{V_{ej}}{b.d.f_{ctm(mevcut)}} = \frac{171{,}02}{250x464x1{,}27}x1000 = 1{,}16 < 1{,}30$$

$$\left.\begin{array}{l} 0{,}0 \text{ ise MN=3,0} \\ 0{,}5 \text{ ise MN=3,0} \end{array}\right\} \text{arasında 0 değer vardır. Dolayısıyla MN=3,0}$$

$r_j = \frac{M_{deprem\ R=1}}{M_{A_{artık}}} = \frac{-193,38}{-31,19} = 6,2 > r_{sınır} = 3,0_{tablodan}$ (MN için)

5-6 nolu K103 kirişinin j ucu MN kesit güvenlik sınırını sağlamamaktadır.

j ucu GV durumundaki performansın sayısal (enterpolasyon) olarak hesabı:

$0,00 \leq \frac{\rho - \rho'}{\rho_b} = 0,21 \leq 0,50\ (hassasiyet\ 0,01)$

0,00-0,50 arasındadır.0-0,5 arasında 0,01'den 50 tane değer bulunmaktadır.

Hesap edilen 0,00 ile 0,21 arasında 21 tane 0,01 değeri bulunmaktadır.

$0,65 < \frac{V_{ej}}{b.d.f_{ctm(mevcut)}} = \frac{171,02}{250x464x1,27} x1000 = 1,16 < 1,30$

$\left.\begin{array}{l} \text{0,0 ise GV=7,0} \\ \text{0,5 ise GV=5,0} \end{array}\right\}$ arasında 2 değer vardır

0,01 hassasiyetindeki çarpan 2/50=0,04 21x0,04=0,84 GV=7-0,84=6,16

$r_j = \frac{M_{deprem\ R=1}}{M_{A_{artık}}} = \frac{-193,38}{-31,19} = 6,2 > r_{sınır} = 6,16$ (GV için)

5-6 nolu K103 kirişinin j ucu GV kesit güvenlik sınırını sağlamamaktadır.

j ucu GÇ durumundaki performansın sayısal (enterpolasyon) olarak hesabı:

$0,00 \leq \frac{\rho - \rho'}{\rho_b} = 0,21 \leq 0,50\ (hassasiyet\ 0,01)$

0,00-0,50 arasındadır.0-0,5 arasında 0,01'den 50 tane değer bulunmaktadır.

Hesap edilen 0,00 ile 0,21 arasında 21 tane 0,01 değeri bulunmaktadır.

$0,65 < \frac{V_{ej}}{b.d.f_{ctm(mevcut)}} = \frac{171,02}{250.464.1,27}.1000 = 1,16 < 1,30$

$\left.\begin{array}{l} \text{0,0 ise GÇ=10,0} \\ \text{0,5 ise GÇ=7,0} \end{array}\right\}$ arasında 3 değer vardır.

0,01 hassasiyetindeki çarpan 3/50=0,06 21x0,06=1,26 GÇ=10-1,26=8,74

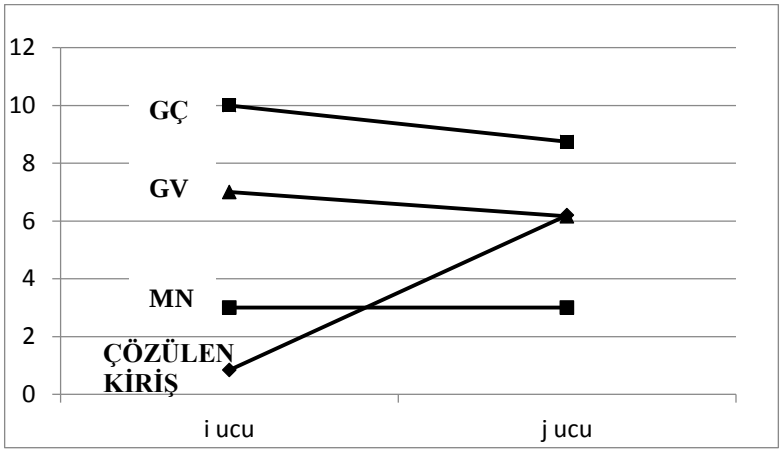
$r_j = \frac{M_{deprem\ R=1}}{M_{A_{artık}}} = \frac{-193,38}{-31,19} = 6,2 < r_{sınır} = 8,74_{tablodan}$ (GÇ için)

5-6 nolu K103 kirişinin j ucu GÇ kesit güvenlik sınırını sağlamaktadır.

Bir elemanın i ve j uçlarındaki kesit performansları farklı olması durumunda elemanın performansı olumsuz ucun performansı olarak dikkate alınır (Çizelge 4.14).

Çizelge 4.14. K103 kirişinin eleman performansı

	Uç	$r_{hesaplanan}$	$r_{sınır\text{-}MN}$	$r_{sınır\text{-}GV}$	$r_{sınır\text{-}GÇ}$	Kesit Performansı	Eleman Performansı
K103 KİRİŞİ	i	0,84	3	7	10	$M_{minimum}N_{hasar}$	**İH**
	j	6,20	3	6,16	8,74	$İ_{ileri}H_{hasar}$	



Şekil 4.18. K103 kirişinin deprem performansı

SONUÇ: Şekil 4.18'de de görüldüğü gibi 5-6 nolu (K103) kirişinin % 20 den fazlası ileri hasar bölgesine geçmiştir. Çizelge 4.15'te Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları'nın kirişlerinin r kapasite oranları verilmiştir. Verilen kirişlerin ileri hasar bölgesine geçtiği görülmektedir.

Çizelge 4.15. Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları'nın kirişlerinin r kapasite oranları

KİRİŞLERİN r KAPASİTE ORANI
(r=Md/Mr) SN:Sünek(Ve/Vr<1)/GV:Gevrek(Ve/Vr>1)
Vp=(Mri+Mrj)/Ln < Vlim=0.22·bw·d·fcd

VANLIOĞLU APARTMANI

KİRİŞ			ρ-ρ'/ρb	Ve/Vr		Ve/(Ac.fct)	r=Md/Mr	MN	GV	GC	Hasar
KB08	-X	Sol	0.1449	5.15/9.94=0.52	SN	0.5156	16.3/5.05=3.23	2.36	3.71	5.71	BH
Sargı×	-X	Sag	-0.1449	5.8/9.94=0.58	SN	0.5802	16.98/4.93=3.44	2.50	4.00	6.00	BH
KK ✓	+X	Sol	-0.1449	5.15/9.94=0.52	SN	0.5156	16.3/3.47=4.7	2.50	4.00	6.00	IH
Sunek	+X	Sag	0.1449	5.8/9.94=0.58	SN	0.5802	16.98/5.21=3.26	2.36	3.71	5.71	BH
Sunek	-Y	Sol	0.1449	4.67/9.94=0.47	SN	0.4675	8.8/6.01=1.47	2.36	3.71	5.71	MH
	-Y	Sag	-0.1449	0.34/9.94=0.03	SN	0.5321	8.68/2.63=3.3	2.50	4.00	6.00	BH
	+Y	Sol	0.1449	0.3/9.94=0.03	SN	0.4675	8.8/2.51=3.51	2.36	3.71	5.71	BH
	+Y	Sag	-0.1449	5.32/9.94=0.54	SN	0.5321	8.68/7.51=1.16	2.50	4.00	6.00	MH
Korozyon	%0		Vp/Vlim=	2.78/13.97=0.2 ✓	SN	Vp=∑Mr /Ln=	(2.51+7.51)/3.6=2.78				
KB09	-X	Sol	0.1449	5.48/9.94=0.55	SN	0.5488	9.94/2.62=3.79	2.36	3.71	5.71	IH
Sargı×	-X	Sag	-0.1932	0.17/9.94=0.02	SN	0.5897	7.84/4.99=1.57	2.50	4.00	6.00	MH
KK ✓	+X	Sol	-0.1449	0.24/9.94=0.02	SN	0.5588	9.94/5.65=1.76	2.50	4.00	6.00	MH
Sunek	+X	Sag	0.1932	5.99/9.94=0.6	SN	0.5996	7.84/6.7=1.17	2.31	3.61	5.61	MH
Sunek	-Y	Sol	0.1449	5.12/9.94=0.52	SN	0.5124	9.83/4.11=2.39	2.36	3.71	5.71	BH
	-Y	Sag	-0.1932	0.5/9.94=0.05	SN	0.5533	9.82/1.93=5.08	2.50	4.00	6.00	IH
	+Y	Sol	0.1449	0.09/9.94=0.01	SN	0.5364	9.83/4.17=2.36	2.36	3.71	5.71	BH
	+Y	Sag	-0.1932	5.77/9.94=0.58	SN	0.5773	9.82/9.76=1.01	2.50	4.00	6.00	MH
Korozyon	%0		Vp/Vlim=	3.23/13.97=0.23 ✓	SN	Vp=∑Mr /Ln=	(4.17+9.76)/4.31=3.23				

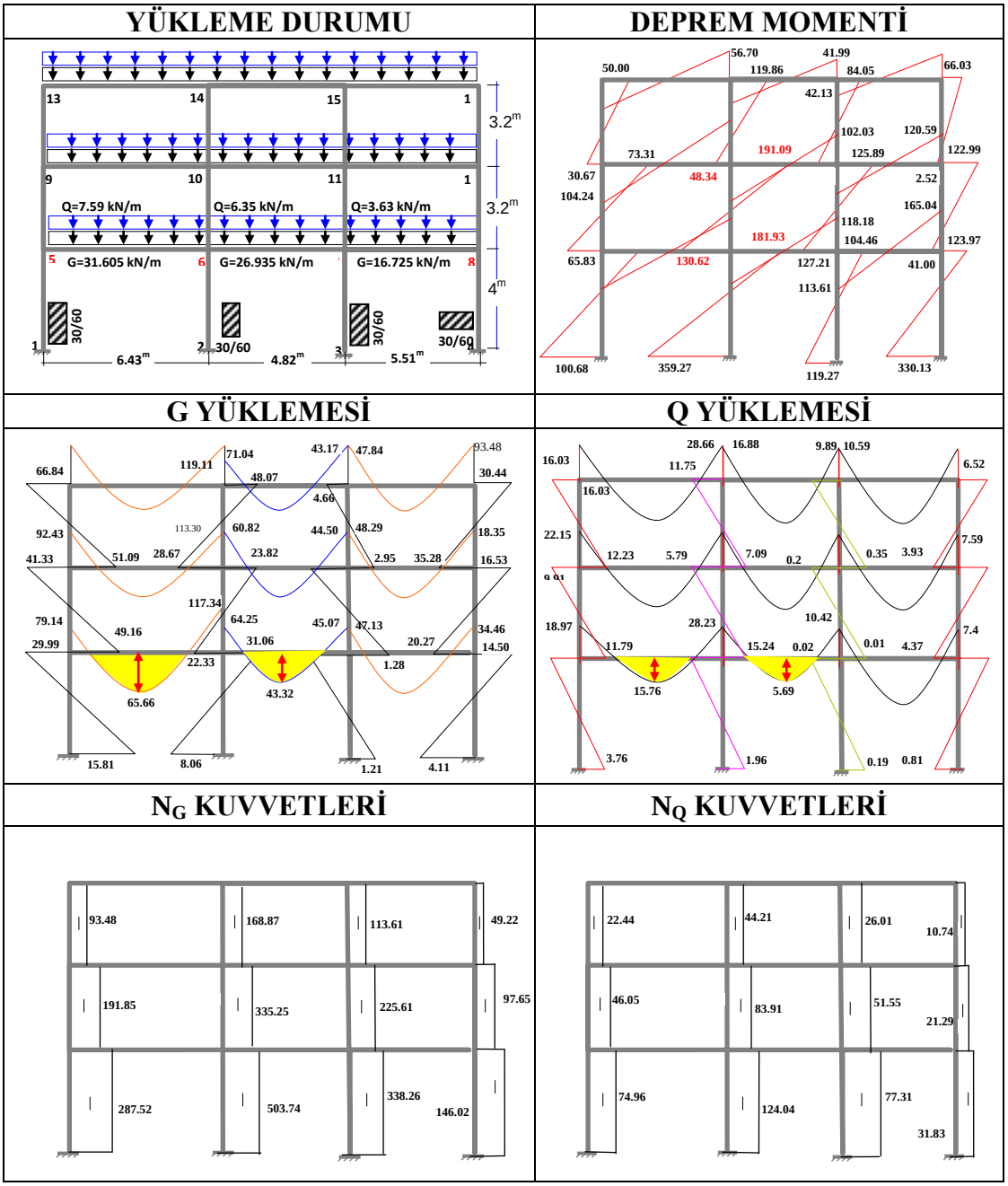
KİRİŞLERİN r KAPASİTE ORANI
(r=Md/Mr) SN:Sünek(Ve/Vr<1)/GV:Gevrek(Ve/Vr>1)
Vp=(Mri+Mrj)/Ln < Vlim=0.22·bw·d·fcd

ZAFER APARTMANI

KİRİŞ			ρ-ρ'/ρb	Ve/Vr		Ve/(Ac.fct)	r=Md/Mr	MN	GV	GC	Hasar
KB014	-X	Sol	0.0310	5.14/11.02=0.47	SN	0.4122	11.45/2.87=4.0	2.47	3.94	5.94	IH
Sargı×	-X	Sag	-0.0620	4.39/11.02=0.4	SN	0.3521	10.41/3.54=2.94	2.50	4.00	6.00	BH
KK ✓	+X	Sol	-0.0310	5.62/11.02=0.51	SN	0.4508	11.45/3.04=3.77	2.50	4.00	6.00	BH
Sunek	+X	Sag	0.0620	4.87/11.02=0.44	SN	0.3907	10.41/4.73=2.2	2.44	3.88	5.88	MH
Korozyon	%0		Vp/Vlim=	3.11/21.78=0.14 ✓	SN	Vp=∑Mr /Ln=	(3.04+4.73)/2.5=3.11				
KB015	-X	Sol	0.0620	4.54/11.02=0.41	SN	0.3641	11.46/4.8=2.39	2.44	3.88	5.88	MH
Sargı×	-X	Sag	-0.0620	5.04/11.02=0.46	SN	0.4043	13.01/3.24=4.02	2.50	4.00	6.00	IH
KK ✓	+X	Sol	-0.0620	4.54/11.02=0.41	SN	0.3641	11.46/2.84=4.03	2.50	4.00	6.00	IH
Sunek	+X	Sag	0.0620	5.04/11.02=0.46	SN	0.4043	13.01/5.17=2.52	2.44	3.88	5.88	BH
Korozyon	%0		Vp/Vlim=	3.83/21.78=0.18 ✓	SN	Vp=∑Mr /Ln=	(4.8+3.24)/2.1=3.83				

4.3. Kolon Betonarme Hesabı

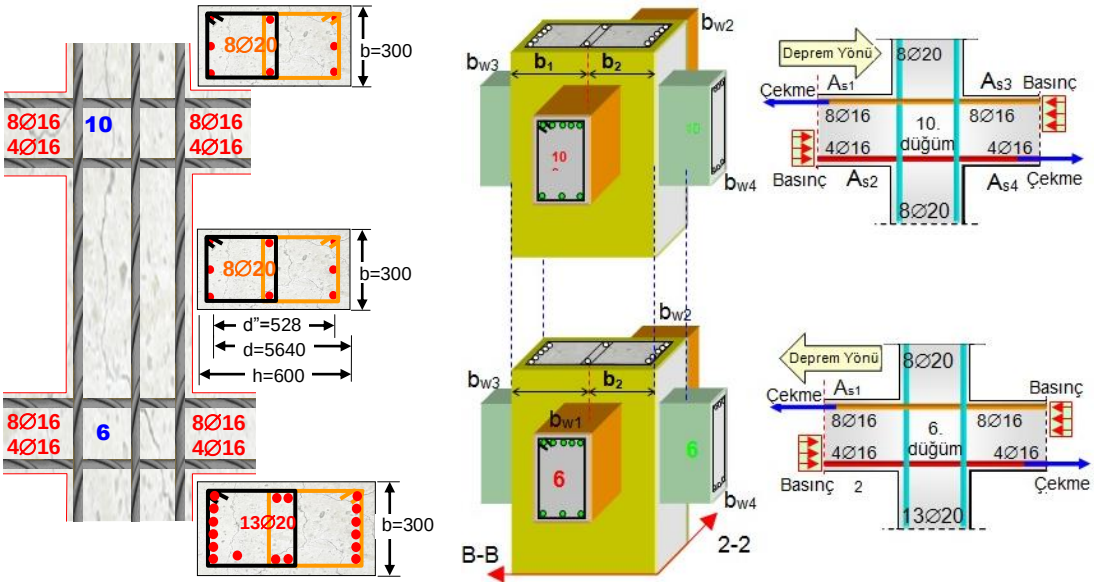
Kirişin kesme kuvvet değerleri bulunarak kolonlara eksenel yük olarak ele alınır. Bu hesaplama aşağıda verilen Şekil 4.19 üzerinde görülmektedir.



Şekil 4.19. Sistemin G,Q,E Yüklemesi Kesit Tesirleri

6-10 nolu (S202) kolonunun, süneklik düzeyi yüksek olarak kesme hesabı bilinen yöntemlerle yapılmıştır. 5-6 nolu (K103) kiriş açıklık ve mesnet donatıları kirişlerin kesme hesabında çözümlenmişti. Yapılan çözümler sonucunda 9-10 nolu kirişinde aynı donatılar bulunduğu görülmüştür. 6-7 ve 10-11 nolu kirişlerin açıklık donatıları 3∅16 ve sol mesnet donatıları $4\varnothing16_{üst}$ ve $2\varnothing16_{alt}$ olarak bulunur. Ancak

soldaki kirişlerin (5-6 ve 9-10) mesnet donatıları ve açıklık donatıları sağ taraftaki kirişlerden (6-7 ve 10-11) daha fazla olduğu için aderanstan dolayı sağ tarafın mesnet donatıları alınmıştır. 2-2 aksı yönünde yapılan çözümler sonucu açıklık ve mesnet donatıları aşağıdaki (Şekil 4.20) gibi bulunmuştur.



Şekil 4.20. S202 kolonunun ve düğüm noktalarına birleşen kirişlerin donatıları

Çizelge 4.16'da çözümlemesi yapılmış Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları'nın paspayları sıyrılarak ve donatı taraması yapılarak bulunmuş donatılarından bazılarının Sta4CAD programına veri girdisi görülmektedir.

Çizelge 4.16. Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları kolon donatıları

VANLIOĞLU APARTMANI

KOLON NO	BOYUT	KOLON DONATISI	As cm²	-X Nd	-X Mr	+X Nd	+X Mr	-Y Nd	-Y Mr	+Y Nd	+Y Mr
SB01	40×25	2×1ø14+2×2ø14 g.	9.23	9.55	4.85	18.40	5.32	22.38	5.16	5.27	4.21
SB02	50×40	2×2ø16+2×2ø16 g.	16.08	23.92	11.35	14.32	10.10	29.17	11.76	8.10	8.96
SB03	75×25	2×2ø16+2×4ø16 g.	24.12	41.16	16.14	88.46	11.91	40.08	14.40	87.45	10.58
SB04	50×40	2×2ø16+2×2ø16 g.	16.08	23.25	11.29	16.79	10.46	23.41	11.22	16.71	10.32
SB05	40×25	2×1ø14+2×2ø14 g.	9.23	49.87	3.54	59.63	2.43	48.57	3.46	63.09	1.82

ZAFER APARTMANI

KOLON NO	BOYUT	KOLON DONATISI	As cm²	-X Nd	-X Mr	+X Nd	+X Mr	-Y Nd	-Y Mr	+Y Nd	+Y Mr
SB01	70×70	2×5ø16+2×5ø16 %90	36.17	98.51	33.14	94.06	32.61	97.77	31.57	94.80	31.24
SB02	30×85	2×5ø18+2×1ø16 %90	26.51	68.63	7.80	67.10	7.76	120.91	27.33	10.87	18.10
SB03	30×60	2×4ø16 %90	14.47	43.44	4.82	44.63	4.85	60.53	13.12	30.19	10.99
SB04	30×90	2×5ø18 %90	22.89	79.06	7.59	80.47	7.62	100.52	31.19	61.50	28.71
SB05	30×60	2×4ø16 %90	14.47	63.93	5.11	62.64	5.11	76.47	12.84	56.04	13.05

4.3.1. Kolonların eksenel yük hesabı

Yapı sisteminde bulunan S202 kolonunun N-M diyagramında kullanılacak noktaların hesabı için gerekli olan kesme kuvveti ve moment değerleri Çizelge 4.17'de hesaplanmıştır.

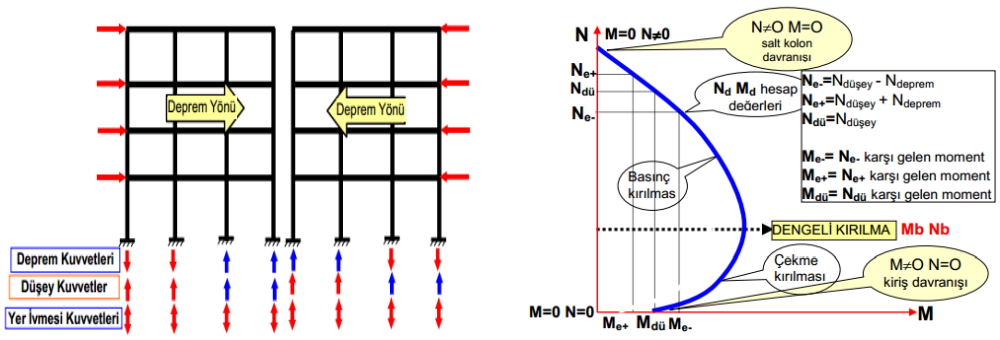
Çizelge 4.17. S202 kolonu kesme kuvveti ve moment değerleri

	Kat	
N_D	**3**	i=j ucu mesnet kesme hesabı 168,87+0,3×44,21=182,13kN (G+0,3Q)
	2	i=j ucu mesnet kesme hesabı 166,38+0,3x39,7=178,29kN (G+0,3Q)
	1	i=j ucu mesnet kesme hesabı 168,49+0,3x40,13=180,53kN (G+0,3Q)
M_D	**3**	i ucu mesnet momenti -48,07+0,3x(-11,75) = -51,60 kNm j ucu mesnet momenti -28,67+0,3x(-7,09) = -30,79 kNm
	2	i ucu mesnet momenti -23,82+0,3x(-5,79) = -25,56 kNm j ucu mesnet momenti -31,06+0,3x(-7,63) = -33,35 kNm
	1	i ucu mesnet momenti -22,33+0,3x(-5,32) = -23,92 kNm j ucu mesnet momenti -8,06+0,3x(-1,96) = -8,64 kNm
$M_{E,\ Ra=1}$	**3**	Üst uç 457,98 kNm Alt uç -389,94 kNm
	2	Üst uç 211,56 kNm Alt uç -331,56 kNm
	1	Üst uç 82,86 kNm Alt uç -314,76 kNm
$N_{E,Ra=2}$	**3**	Mesnet eksenel kuvveti 31,72 + 40,67=72,39 kN (3.Kat)
	2	Mesnet eksenel kuvveti 42,13+59,63=101,77 kN 101,77+72,39=174,15 kN (2.Kat)
	1	Mesnet eksenel kuvveti 28,88 + 39,96 =68,84 kN 68,84+174,15=242,98 kN (1.Kat)

İkinci kattaki S202 kolonunun N-M ilişkileri aşağıda ρ=0,02 ve düşey donatıları yerleştirme planlarına göre N-M ilişkisi çizilir. Bu ilişki depremin +X, -X, +Y ve –Y yönleri için ayrı ayrı çizilerek bir küre hacim elde edilir (Şekil 4.21). Burada sadece depremin +X yönü için çizilmiştir. Çizilen bu N-M diyagramında,

- Düşey yüklemeler (G+nQ) sonucu bulunan $N_{düşey}$ ve $M_{düşey}$ değerleri işaretlenerek D noktası bulunur.

- Bulunan bu D noktasının değerlerine deprem yüklemesi sonucu bulunan N_{deprem} ve M_{deprem} değerleri eklenerek bulunan kesit tesirleri N-M diyagramı üzerinde işaretlenerek E noktası i ve j uçları için ayrı ayrı bulunur.



a) Düşey kuvvetlerin hesabı b) N-M diyagramı hesap değerleri

Şekil 4.21. a) Düşey kuvvetlerin hesabı b) N-M diyagramı hesap değerleri

Çizelge 4.17'de hesaplanan mesnet kesme kuvvetleri ve momentleri kullanılarak Çizelge 4.18'de kolonun yük analiz hesabı yapılmıştır. Bu analizler sonucunda i ve j uçları için ayrı ayrı E ve D noktaları bulunmuştur.

Çizelge 4.18. S202 kolonu yük analizleri

KOLON	**i ucu**	**j ucu**	**Açıklama**
N_D (kN)	360,42	360,42	Düşey Yük Analizi (G+nQ)
M_D (kN.m)	-25,56	-33,35	Düşey Yük Analizi (G+nQ)
N_E (kN)	174,15	174,15	Yatay Yük Analizi
M_E (kN.m)	211,56	-331,56	Yatay Yük Analizi
N_D (kN)+ N_E (kN)	534,57	534,57	
M_D (kN.m)+ M_E (kN.m)	237,12	-364,91	

E_i (237,12 ; 534,57) D_i (25,56 ; 360,42)

E_j (-364,91 ; 534,57) D_j (-33,35 ; 360,42)

Çizelge 4.19'da Ek 1'de hesaplanan S202 kolonunun eksenel kuvvetleri ve bu kuvvetlerin karşıladığı eğilme momenti taşıma gücü hesap değerleri tablo halinde verilmiştir.

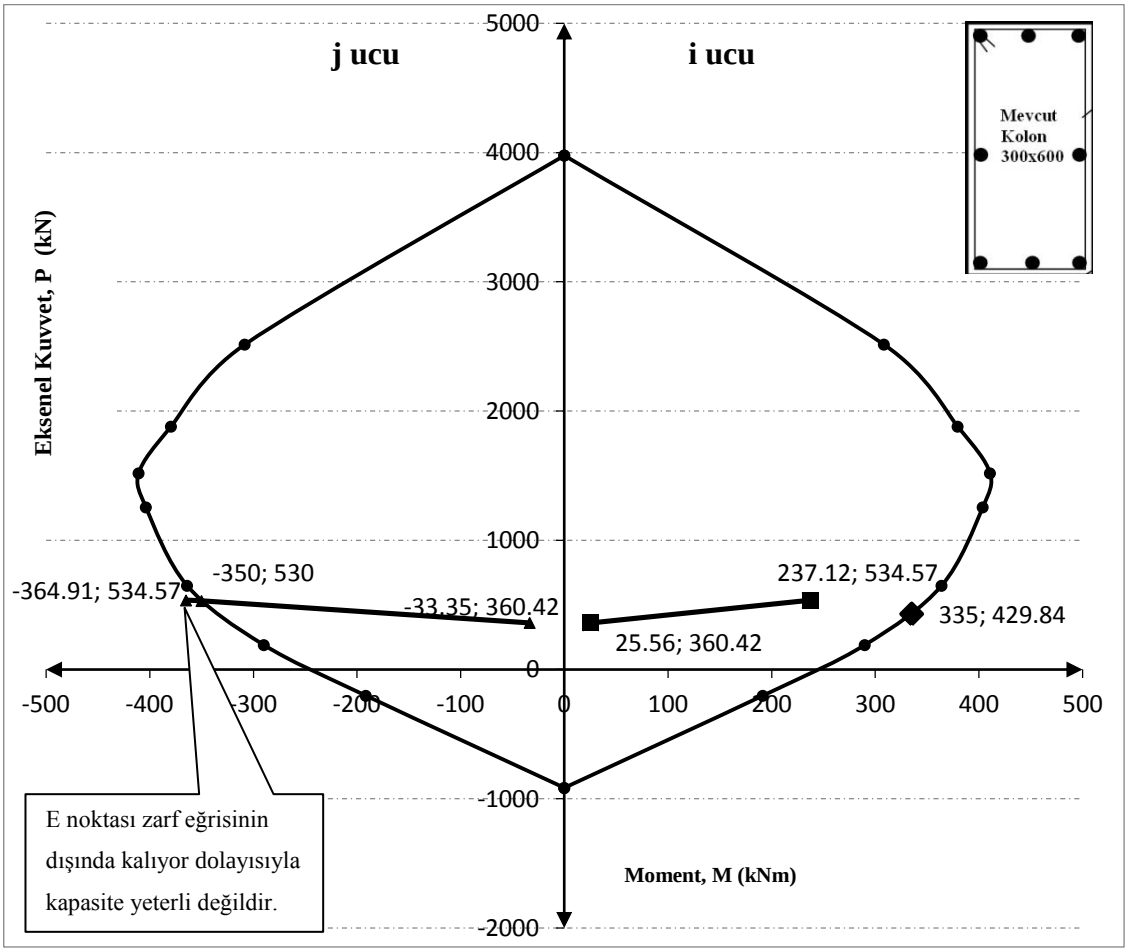
Çizelge 4.19. S202 kolonu N-M diyagramı hesap değerleri

Tarafsız eksen derinliği (c) mm	**Eksenel kuvvet (N) kN**	**Moment (M) kNm**	**Eksantrisite (e)**
5000,00	3977,43	0,00	0,00
350,67	1518,00	410,70	0,27
500	2514,24	308,36	0,12
400	1879,30	379,50	0,20
300	1254,6	403,71	0,32
200	648,0	363,98	0,56
100	188,84	289,96	1,53
50	-203,50	191,50	0,94
16	-917,13	0,00	0,00

- Yukarıda N-M diyagramında bulunan D-E_i ve D-E_j noktaları doğrusal olarak birleştirilir.

- Birleştirme sonucunda bu doğrunun N-M diyagramını kestiği nokta incelenen kolon kesitinin eksenel (N_K) ve moment (M_K) taşıma kapasitesi olarak alınır.

- N-M diyagramında bir kenarda olsa kapasitenin dışına çıktığı zaman güçlendirme gerekir. Çözümlemesi yapılan kolonun i ucu kapasitenin dışına çıktığı için (Şekil 4.22) kolonun güçlendirilmesi gerekmektedir.



Şekil 4.22. S202 kolonu M-N etkileşim diyagramı (Ek 1)

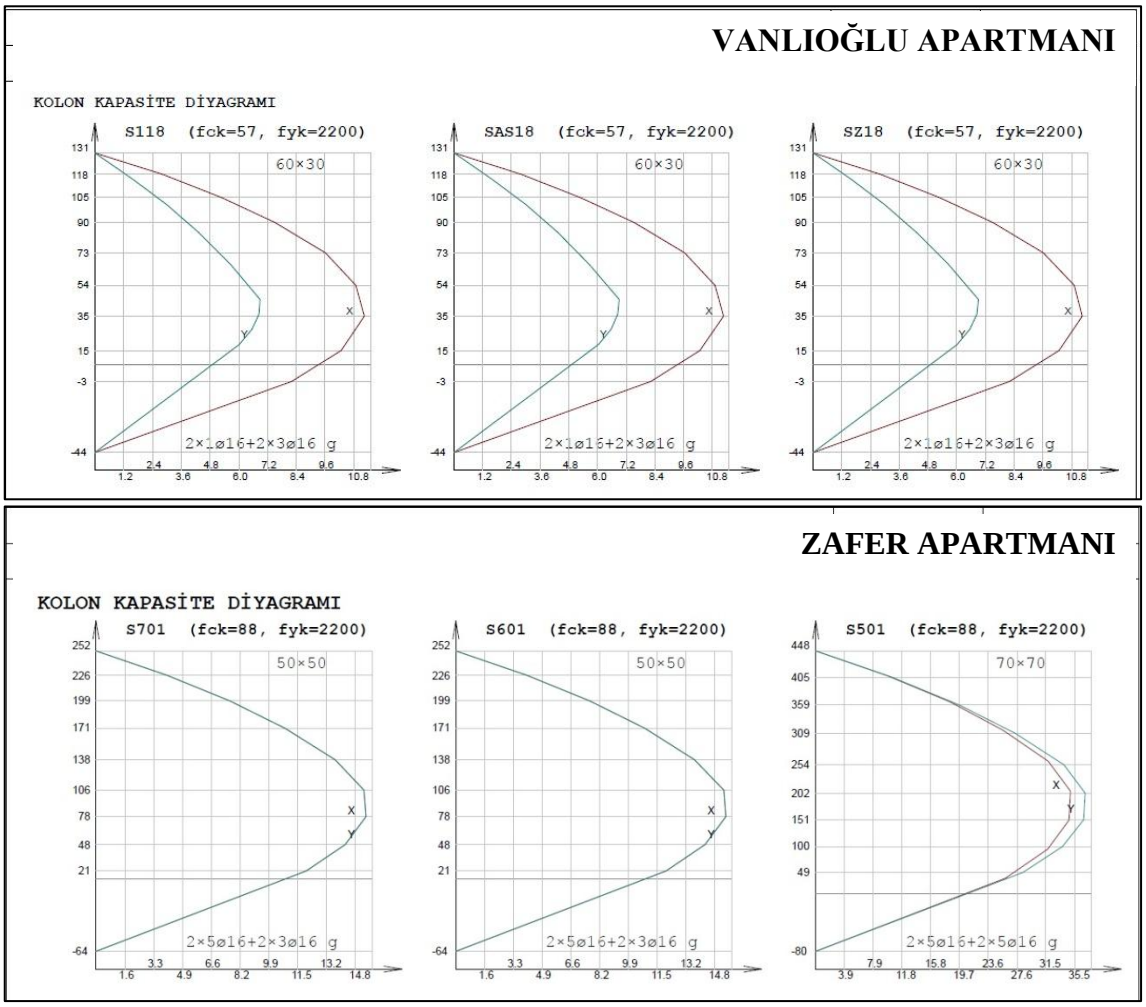
j ucu için E noktası, zarf eğrisinin dışında kalmaktadır. E ve D noktaları birleştirildiğinde bulunan noktalar aşağıdaki kapasite değerlerini vermiştir.

Eksenel kuvvet kapasitesi: N_K=530 kN

Moment kapasitesi: M_K=350 kNm

Vanlıoğlu Apartmanı ve Zafer Apartmanları'nın kolon kapasite diyagramları da aşağıda Şekil 4.23'te verilmiştir. Sta4CAD programı x ve y yönü için kapasiteleri ayrı ayrı hesaplamıştır.

Şekil 4.23. Vanlıoğlu Apartmanı ve Zafer Apartmanları'nın kolon kapasite diyagramları



4.3.2. Kolon eksenel kuvvet üst sınırı (DBYBHY 7A.3)

Hesaplanan N_k eksenel kuvvetinin basınç veya çekme durumlarındaki üst sınırı, ilgili kolon ile üstündeki kolonlara saplanan tüm kirişlerde, pekleşme göz önüne alınmaksızın DBYBHY 3.4.5.1'e göre uygulanan depremin yönü ile uyumlu olarak hesaplanan V_e kesme kuvvetlerinin kolonlara aktarılması sonucunda ilgili kolonda elde edilen eksenel kuvvet olarak tanımlanabilir. Deprem yüklerinden dolayı kirişlerde oluşan momentlerden dolayı oluşan kesme kuvveti kirişin bir ucundaki kolon ve perdeye çekme gelirse kirişin diğer ucundaki kolon ve perdeye basınç olarak gelir veya tam tersi olarak etkir. Kat seviyesindeki düşey taşıyıcı elemanlar olan kolon ve perdenin eksenel kuvveti sağdan ve soldan gelen kirişlerin kesme kuvvetleri toplamına eşittir. Yani kolonların ve perdelerin eksenel kuvvet üst sınırı kolon veya perdeye birleşen kirişlerin kesme kuvvetlerinin toplamına eşit olur. Burada depremin ve yapının her yönü için yapılan çözümlerin toplamı olduğu unutulmamalıdır.

Deprem yüklemesi altında kirişlerin moment kapasitelerine ulaştığı kabulüne dayanır. İki ucu da deprem yüklemesi altında moment kapasitesine ulaşan bir kirişin uçlarında oluşacak kesme kuvveti,

$$V_e = (M_a + M_ü) / l_n \qquad \text{(DBYBHY 3.5)}$$

denklemi ile hesaplanır.

a) **S202 Kolonu;**

$$\left.\begin{aligned} V_{e,1.KAT} &= \frac{M_{Ei}-M_{EJ}}{l_n} = \frac{M_{Ai}-M_{AJ}}{l_{net}} = \frac{210{,}43-(-31{,}19)}{6{,}43} = 37{,}57kN \\ V_{e,1.KAT_{KABUL}} &= V_{e,2.KAT_{KABUL}} = V_{e,3.KAT_{KABUL}} = 37{,}57 \text{ kN} \end{aligned}\right\} \quad \Sigma V_e = 75{,}14 \text{ kN}$$

V_e, yatay yük (R_a=1) ve düşey yüklerin (G+nQ) birleşik etkisi altında yapılan analiz ile hesaplanan kesme istemiyle karşılaştırılır. Küçük olan değer V_e olarak kullanılır. V_e, bir kirişten bağlı olduğu kolona ya da perdeye eksenel kuvvet olarak aktarılır.

b) **S202 Kolonu ;** $N_{Dİ}$ =G+0,3Q=$N_{D,3.KAT}$ +$N_{D,2.KAT}$ =360,42kN

c) Pozitif yöndeki deprem yüklemesi göz önünde bulundurulursa V_e kirişin *i* ucuna bağlanan kolona veya perdeye çekme;

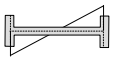
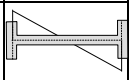
S202 Kolonu ; $N_{Dİ}$ =G+0,3Q=$N_{D,3.KAT}$ +$N_{D,2.KAT}$ -N_{ei}=186,27 kN=$V_{kiriş}$

d) j ucuna bağlanan kolona veya perdeye ise basınç kuvveti,

S202 Kolonu; $N_{Dİ}$ =G+0,3Q=$N_{D,3.KAT}$ +$N_{D,2.KAT}$ +N_{ei}=534,57 kN=$V_{kiriş}$

olarak aktarılır. Kat seviyesinde; kolonun veya perdenin eksenel kuvvet istemi o elemana sağdan ve soldan saplanan kirişlerden aktarılan V_e kesme kuvvetlerinin toplamıdır. Bir kolonun ya da perdenin kiriş kapasiteleriyle uyumlu eksenel kuvvet istemi ise üst katlardan aktarılan eksenel kuvvet istemlerinin toplamıdır. Buna göre Çizelge 4.20'de kullanılacak V_e=75,14 kN'dur.

Çizelge 4.20. Kesme kuvveti hesap değeri ile diyagram değeri karşılaştırması

KOLON	$N_{D_{düşey,G+0,3Q})}$	**N_{e-} kirişlerden**	**N_K (N_e+N_D)**	**N_K (N_e+N_D)<>N_{N-M}**	
S302 $_{i\ ucu}$	182,13	-37,57	144,56	**429,84 < N_K=530kN** N sınırı aşılmış N-M diyagramına gidilerek yeni M bulunur	
S202 $_{i\ ucu}$	182,13+178,29=360,42	-75,14	285,28		
S302 $_{j\ ucu}$	182,13	37,57	219,70	**655,26 > N_K=530kN** N sınırı aşılmamış N-M diyagramındaki değerler kullanılır.	
S202 $_{j\ ucu}$	182,13+178,29=360,42	75,14	435,56		

Depremin soldan etkimesi durumunda eksenel kuvvet üst sınırı aşılırken sağdan etkimesi durumunda aşılmamıştır. Buna göre olumsuz durum olan depremin soldan etkimesi durumu için N-M diyagramında N_K=429,84 kN alınarak M_K bulunur. Çizelge 4.21'de S202 kolonunun nihai taşıma kapasiteleri verilmiştir.

Çizelge 4.21. S202 kolonu taşıma kapasitesi değerleri (N-M diyagramından)

i ucu	j ucu
N_K=429,84 kN	N_K=530 kN
M_K=335 kNm	M_K=350 kNm

4.3.3. Kolon kesme kapasitesinin belirlenmesi

Kolonun kesme kapasitesi TS-500'de verilen aşağıdaki bağıntı ile belirlenir. Bu bağıntıdaki N eksenel kuvveti N-M diyagramından kolonun i ve j uçları için bulunanlardan kesme kapasitesinin düşük olması için küçük olan alınır.

$$V_{r,TS500} = 0{,}52xf_{ctm}xbxdx\left[1+\gamma\frac{N}{A_c}\right]+\frac{A_{sw_{etriye}}}{S_{orta}}xf_{ywm}xd \qquad \text{(TS-500 8.1)}$$

$$V_{r,TS500} = 0{,}52x1{,}2x250x464x\left[1+0{,}07\frac{186270}{250x500}\right]+\frac{2x78}{200}x420x464=231940{,}86\text{N}$$

$V_{r,TS500}$=231,94 kN

4.3.4. Kolon gevrek kırılma kontrolü (Kesmeden dolayı)

Betonarme elemanlar, kırılma türü eğilme ise "sünek", kesme ise "gevrek" olarak sınıflanırlar (DBYBHY 7.5.2.2). Kolon, kiriş ve perdelerin sünek eleman olarak sayılabilmeleri için bu elemanların kritik kesitlerinde eğilme kapasitesi ile uyumlu olarak hesaplanan kesme kuvveti V_e'nin, 7.2'de tanımlanan bilgi düzeyi ile uyumlu mevcut malzeme dayanımı değerleri kullanılarak TS-500'e göre hesaplanan kesme kapasitesi V_r'yi aşmaması gereklidir. V_e'nin hesabı kolonlar için DBYBHY 3.3.7'ye, kirişler için DBYBHY 3.4.5'e ve perdeler için DBYBHY 3.6.6'ya göre yapılacak, ancak Denk.(3.16)'da β_v = 1 alınacaktır.

Kolon, kiriş ve perdelerde V_e'nin hesabında pekleşmeli taşıma gücü momentleri yerine taşıma gücü momentleri kullanılacaktır. Düşey yükler ile birlikte R_a=1 alınarak depremden hesaplanan toplam kesme kuvvetinin V_e'den küçük olması durumunda ise V_e yerine bu kesme kuvveti kullanılacaktır.

4.3.5. Kolonların kesme güvenliği

DBYBHY 3.3.7.1–Kolonlarda enine donatı hesabına esas alınacak kesme kuvveti V_e, Denk. (3.5) ile hesaplanacaktır.

$$(M_{ra} + M_{rü}) \geq 1{,}2.\left(M_{ri} + M_{rj}\right) \qquad \textit{(DBYBHY 3.3)}$$

$$V_e = (M_a + M_ü)/l_n \qquad \text{(DBYBHY 3.5)}$$

Denk.(3.5)'teki M_a ve $M_ü$'nün hesaplanması için, kolonun alt ve/veya üst uçlarında Denk.(3.3)'ün sağlanması durumunda 3.3.7.2, sağlanamaması durumunda ise 3.3.7.3 uygulanacaktır.

DBYBHY 3.3.7.2 – Denk.(3.3)'ün sağlandığı düğüm noktasına birleşen kirişlerin uçlarındaki moment kapasitelerinin toplamı olan ΣM_p momenti hesaplanacaktır:

$$\Sigma M_p = M_{pi} + M_{pj} \qquad \text{(DBYBHY 3.6)}$$

Daha kesin hesap yapılmadığı durumlarda, $M_{pi} \cong 1{,}4M_{ri}$ ve $M_{pj} \cong 1{,}4M_{rj}$ olarak alınabilir. ΣM_p momenti, kolonların düğüm noktasına birleşen uçlarında Bölüm 2'ye göre elde edilmiş bulunan momentler oranında kolonlara dağıtılacak ve dağıtım sonucunda ilgili kolonun alt veya üst ucunda elde edilen moment, Denk.(3.5)'te M_a veya $M_ü$ olarak göz önüne alınacaktır. Depremin her iki yönü için Denk.(3.6) ayrı ayrı uygulanacak ve elde edilen en büyük ΣM_p değeri dağıtımda esas alınacaktır. Denk.(3.3)'ün sağlanmış olmasına karşın Denk.(3.5)'teki M_a veya $M_ü$'nün hesabı, güvenli tarafta kalmak üzere, 3.3.7.3'e göre de yapılabilir.

DBYBHY 3.3.7.3–Denk.(3.3)'ün sağlanamadığı düğüm noktasına birleşen kolonların uçlarındaki momentler, kolonların moment kapasiteleri olarak hesaplanacak ve Denk. (3.5)'te M_a ve/veya $M_ü$ olarak kullanılacaktır. Moment kapasiteleri, daha kesin hesap yapılmadığı durumlarda, $M_{pa} \cong 1{,}4M_{ra}$ ve $M_{pü} \cong 1{,}4M_{rü}$ olarak alınabilir. M_{pa}

ve $M_{pü}$ momentlerinin hesabında, depremin yönü ile uyumlu olarak bu momentleri en büyük yapan N_d Eksenel kuvvetleri göz önüne alınacaktır.

DBYBHY 3.3.7.4–Temele bağlanan kolonların alt ucundaki M_a momenti de, 3.3.7.3'e göre moment kapasiteleri olarak hesaplanacaktır.

DBYBHY 3.3.7.5–Denk.(3.5) ile hesaplanan kesme kuvveti V_e, yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti V_d'den daha küçük olmayacak ve ayrıca Denk.(3.7) ile verilen koşulları sağlayacaktır. Denk.(3.7)'deki ikinci koşulun sağlanamaması durumunda, kesit boyutları gereği kadar büyültülerek deprem hesabı tekrarlanacaktır.

$$V_e \leq V_r = 0{,}22.A_w.f_d \qquad \text{(DBYBHY 3.7)}$$

DBYBHY 3.3.7.6 - Kolon enine donatısının V_e kesme kuvvetine göre hesabında, betonun kesme dayanımına katkısı, V_c, TS-500'e göre belirlenecektir. Ancak, DBYBHY 3.3.4.1'de tanımlanan kolon sarılma bölgelerindeki enine donatının hesabında, sadece deprem yüklerinden oluşan kesme kuvvetinin depremli durumdaki toplam kesme kuvvetinin yarısından daha büyük olması ve aynı zamanda $N_d \leq 0{,}05.A_c.f_{ck}$ koşulunun sağlanması halinde, betonun kesme dayanımına katkısı V_c = 0 alınacaktır.

Kolonların gevrek kırılma momentleri düğüme birleşen kiriş momentleri ve kolon kesme kuvvetleri dikkate alınarak hesaplanır. Bu kontrol için;

1. Kolonların alt ve üst uçlarında bağıntısıyla hesaplanır.

$$Kolon\ Kiriş\ Oranı = \frac{\Sigma D\text{üğüm}\ Kolon\ Moment\ Kapasitesi(M_{k,(N-M'den)})}{\Sigma D\text{üğüm}\ Kiriş\ Moment\ Kapasitesi(M_r)} \qquad (4.4)$$

2. Bu değerin 1'den büyük olması durumunda süneklik kontrolü aşağıdaki şekilde bulunur.

KKO > 1

1. Kolon momentleri (R_a=1) : M_a= - 331,56 kNm $M_ü$= - 211,56 kNm
2. Kiriş eğilme kapasitesi (Kolona birleşen):

$$M_{ri} = \left[A_s x f_{yd} x (d - d'_{pas})\right] = 804_{4\emptyset 16} x 365 x (464 - 36) x 10^{-6} = 125{,}60 kNm$$

3. Toplam düğüme birleşen kiriş taşıma gücü (Sağdan ve soldan):

$\Sigma M_{ri} = M_{ri,sağ} + M_{ri,sol}$ =-219,80-157,00= - 376,8 kNm

4. Düğüme birleşen kiriş eğilme kapasite momentleri kolonun alt ve üst uç deprem momentleri oranında dağıtılarak küçük olan değeri alınır.

$$M_ü = \Sigma M_{ri,kiriş} x \frac{M_ü}{M_a + M_ü} = 125{,}60 x \frac{211{,}56}{211{,}56 + 331{,}56} = 48{,}92 kNm (\text{üst uç kritik olduğu için})$$

5. Kolon kesme kuvveti incelenen kolon orta kolon olduğundan;

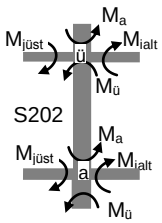
$$M_a = \frac{M_{a,deprem}}{M_{ü,deprem} + M_{a,deprem}} \left[M_{j,üst,kiriş} + M_{i,alt,kiriş}\right]$$

$$M_ü = \frac{M_{ü,deprem}}{M_{ü,deprem} + M_{a,deprem}} \left[M_{j,üst,kiriş} + M_{i,alt,kiriş}\right]$$

$$V_e = \frac{M_a + M_ü}{L_{net,kolon}}$$

bulunur.

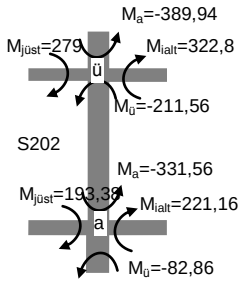
(DBYBHY 3.9)



$$M_a = \frac{-389{,}94}{-211{,}56 - 389{,}94} [279 + 322{,}8] = 390{,}13\ kNm$$

$$M_ü = \frac{-82{,}86}{-82{,}86 - 331{,}56} [193{,}38 + 221{,}16] = 82{,}88 kNm$$

$$V_e = \frac{M_a + M_ü}{L_{net,kolon}} = 175{,}18\ bulunur.$$



6. DBYBHY 7.5.2.2 gereği düşey yükler ile birlikte R_a=1 alınarak hesaplanan deprem yüklemesi sonucunda elde edilen kesme kuvvetinin V_e' den küçük olması durumu kontrol edilmelidir. Buna göre S202 kolonunda DBYBHY Denk.(3.5)'e göre eğilme kapasiteleri ile uyumlu kesme kuvveti;

$$V_{Ra=1} = \frac{M_ü + M_a}{l} = \frac{331{,}56+211{,}56}{2{,}70} = 201{,}15\ kN$$

7. $V_{Ra=1} = \frac{M_ü + M_a}{l} = \frac{331{,}56+211{,}56}{2{,}70} = 201{,}15\ kN > V_e = 175{,}18\ kN$

dikkate alınacak kesme kuvveti küçük olan $V_e = 175{,}18\ kN$ hesaplarda dikkate alınır.

8. $V_e = 175{,}18\ kN < V_{r.TS500} = 231{,}94\ kN$ olduğu için **"SÜNEK"** kırılır.

4.3.6. Kolonların deprem performansının belirlenmesi

Yukarıda kirişlerde hesaplandığı gibi kolonların etki-kapasite oranı olan r,

ETKİ KAPASİTE ORANI (r) (DBYBHY 7A.2)

$$\begin{cases} Sünek\ eleman \rightarrow r = \dfrac{Deprem\ Momenti_{R=1}}{Artık\ Moment\ Kapasitesi} = \dfrac{M_E}{M_K - M_D} \\ Gevrek\ eleman \rightarrow r = \dfrac{Kesme\ Kuvveti}{Kesme\ Kapasitesi} = \dfrac{V}{V_{r,TS500}} \end{cases}$$

.

bağıntılarıyla hesaplanır

Çizelge 4.22'de daha önce hesaplanmış S202 kolonunun mesnet momentleri görülmektedir. Çizelge 4.23'te hesaplanacak olan değerler için gerekli olan bu tabloda DBYBHY Tablo 7.3'te bulunan sütun ve satırların arasında enterpolasyon yapmak için hesaplanmıştır.

Çizelge 4.22. S202 kolonu moment hesabı

M_D	**3**	i ucu mesnet momenti -48,07+0,3x(-11,75) = -51,60 kNm j ucu mesnet momenti -28,67+0,3x(-7,09) = -30,79 kNm
	2	i ucu mesnet momenti -23,82+0,3x(-5,79) = -25,56 kNm j ucu mesnet momenti -31,06+0,3x(-7,63) = -33,35 kNm
	1	i ucu mesnet momenti -22,33+0,3x(-5,32) = -23,92 kNm j ucu mesnet momenti -8,06+0,3x(-1,96) = -8,64 kNm
$M_{E,\ Ra=1}$	**3**	i ucu mesnet momenti 457,98 kNm j ucu mesnet momenti -389,94 kNm
	2	i ucu mesnet momenti 211,56 kNm j ucu mesnet momenti -331,56 kNm
	1	i ucu mesnet momenti 82,86 kNm j ucu mesnet momenti -314,76 kNm

Hesaplanan bu değer Tablo DBYBHY 7.3 deki $r_{sınır}$ değeri ile karşılaştırılarak kolonun performansı belirlenir. N-M diyagramından N_K değerleri i ve j uçları için ayrı ayrı alınır. Eğer eksenel kuvvet üst sınırı aşılmış ise o değerler geçerlidir.

Çizelge 4.23. S202 kolonu DBYBHY Tablo 7.3 hesap değerleri

KOLON	**UÇ**	**N_K**	$\frac{N_K}{A_C . f_{cm}}$	$\frac{V_{ei} = V_{ej}}{b.d.f_{ctm}}$
S202	i	429,84	$\frac{429840}{300x600x10} = 0{,}24$	$\frac{175180}{300x564x1{,}27} = 0{,}82$
	j	530	$\frac{530000}{300x600x10} = 0{,}29$	0,82

Buna göre DBYBHY Tablo 7.3' ün 1. ve 2. satırları arasında enterpolasyon yapılarak aşağıdaki şekilde bulunur(Çizelge 4.24).

$$\text{i ucu } r_{hesap} = \frac{M_{e,deprem}}{M_{A,artık}} = \frac{M_E}{M_K - M_D} = \frac{211{,}56}{335-25{,}56} = 0{,}68$$

$$\text{j ucu } r_{hesap} = \frac{M_{e,deprem}}{M_{A,artık}} = \frac{M_E}{M_K - M_D} = \frac{331{,}56}{350-33{,}35} = 1{,}047$$

Çizelge 4.24. Betonarme kolonlar için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları (i ve j ucu için kullanılacak r_s değerleri) (DBYBHY Tablo 7.3)

Sünek Kirişler			Hasar Sınırı		
$\frac{N_K}{A_c f_{cm}}$ (1)	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w d f_{ctm}}$ (2)	MN	GV	GÇ
≤ 0.1	Var	≤ 0.65	3	6	8
≤ 0.1	Var	≥ 1.30	2.5	5	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≤ 0.65	2	4	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≤ 0.1	Yok	≤ 0.65	2	3.5	5
≤ 0.1	Yok	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Yok	≤ 0.65	1.5	2	3
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Yok	≥ 1.30	1	1.5	2
≥ 0.7	–	–	1	1	1

(1) N_K eksenel kuvveti Bilgilendirme Eki 7A'ya göre hesaplanabilir.
(2) V_e kesme kuvveti depremin yönü ile uyumlu olarak 7.5.2.2 (a)'ya göre hesaplanacaktır.

i ve j ucu MN durumundaki performansı sayısal (enterpolasyon) olarak hesabı:

$0{,}65 \leq 0{,}82 \leq 1{,}30$ (hassasiyet 0,01)

0,65-1,30 arasında 65 tane değer bulunmaktadır.

Hesap edilen 0,65 ile 0,82 arasında 17 tane 0,01 değeri bulunmaktadır.

$\left.\begin{array}{l}\text{0,65 ise MN=3,0}\\ \text{1,30 ise MN=2,5}\end{array}\right\}$ arasında 0,5 değer vardır.

0,01 hassasiyetindeki çarpan 0,5/65=0,0077 0,0077x17=0,13 3-0,13=2,87

i ucu $r_{hesap} = \frac{M_{e,deprem}}{M_{A,artık}} = \frac{M_E}{M_K - M_D} = \frac{211{,}56}{335-25{,}56} = 0{,}68 < 2{,}87$

j ucu $r_{hesap} = \frac{M_{e,deprem}}{M_{A,artık}} = \frac{M_E}{M_K - M_D} = \frac{331{,}56}{350-33{,}35} = 1{,}047 < 2{,}87$

6-10 nolu (S202) kolonu i ve j ucu MN kesit güvenlik sınırını sağlamaktadır.

i ve j ucu GV durumundaki performansı sayısal (enterpolasyon) olarak hesabı:

$0{,}65 \leq 0{,}82 \leq 1{,}30$ (hassasiyet 0,01)

0,65-1,30 arasında 65 tane değer bulunmaktadır.

Hesap edilen 0,65 ile 0,82 arasında 17 tane 0,01 değeri bulunmaktadır.

$$\left.\begin{array}{l}\text{0,65 ise GV=6,0}\\ \text{1,30 ise GV=5,0}\end{array}\right\}\ \text{arasında 1değer vardır.}$$

0,01 hassasiyetindeki çarpan 1/65=0,015 0,015x17=0,26 6-0,26=5,73

i ucu $r_{hesap} = \frac{M_{e,deprem}}{M_{A,artık}} = \frac{M_E}{M_K - M_D} = \frac{211,56}{335-25,56} = 0,68 < 5,73$

j ucu $r_{hesap} = \frac{M_{e,deprem}}{M_{A,artık}} = \frac{M_E}{M_K - M_D} = \frac{331,56}{350-33,35} = 1,047 < 5,73$

6-10 nolu (S202) kolonu i ve j ucu GV kesit güvenlik sınırını sağlamaktadır.

i ve j ucu GÇ durumundaki performansı sayısal (enterpolasyon) olarak hesabı:

$0,65 \leq 0,82 \leq 1,30$ (hassasiyet 0,01)

0,65-1,30 arasında 65 tane değer bulunmaktadır.

Hesap edilen 0,65 ile 0,82 arasında 17 tane 0,01 değeri bulunmaktadır.

$$\left.\begin{array}{l}\text{0,65 ise GÇ=8,0}\\ \text{1,30 ise GÇ=6,0}\end{array}\right\}\ \text{arasında 2 değer vardır.}$$

0,01 hassasiyetindeki çarpan 2/65=0,03 0,03x17=0,52 8-0,52=7,47

i ucu $r_{hesap} = \frac{M_{e,deprem}}{M_{A,artık}} = \frac{M_E}{M_K - M_D} = \frac{211,56}{335-25,56} = 0,68 < 7,47$

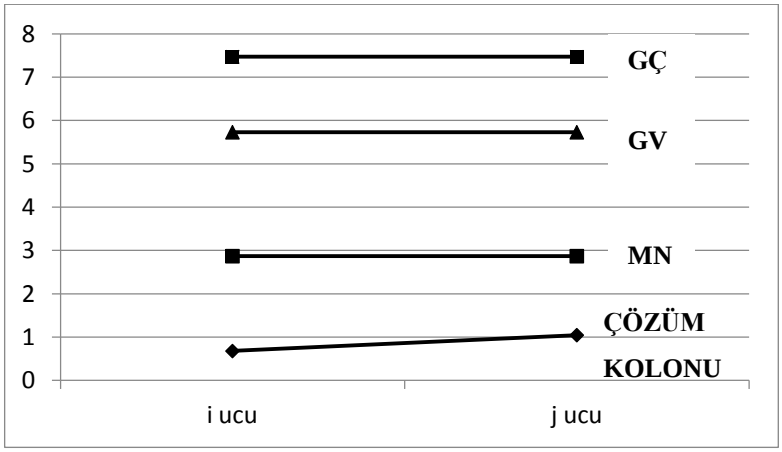
j ucu $r_{hesap} = \frac{M_{e,deprem}}{M_{A,artık}} = \frac{M_E}{M_K - M_D} = \frac{331,56}{350-33,35} = 1,047 < 7,47$

6-10 nolu (S202) kolonu i ve j ucu GÇ kesit güvenlik sınırını sağlamaktadır.

Çizelge 4.25. S202 kolonunun eleman performansı

	Uç	$r_{hesaplanan}$	$r_{sınır-MN}$	$r_{sınır-GV}$	$r_{sınır-GÇ}$	Kesit Performansı	Eleman Performansı
S202 KOLONU	i	0,68	2,87	5,73	7,47	Minimum Hasar	MN
	j	1,047	2,87	5,73	7,47	Minimum Hasar	

S202 kolonunun eleman performansı minimum hasar bölgesinde çıkmıştır (Çizelge 4.25). Şekil 4.24'de MN, GV, GÇ bölgelerine göre kolonun performansı verilmiştir.



Şekil 4.24. S202 kolonu deprem performansı

Çizelge 4.26'da Eskişehir'de bulunan Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları'nın bazı kolonlarının r kapasiteleri verilmiştir. Vanlıoğlu Apartmanı'nın kolonları örnek yapıdaki gibi minimum hasar bölgesinde çıkmıştır. Zafer Apartmanı'nın bir kolonu minimum hasar bölgesindeyken diğer kolonu göçme bölgesinde çıkmıştır. Burada örnek olarak ikişer kolon kapasitesi verilmiştir. Yapıların tam analiz edilebilmesi için tüm kolonlara bakılmalıdır.

Çizelge 4.26. Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları kolon r kapasiteleri

KOLONLARIN r KAPASİTE ORANI — **VANLIOĞLU APARTMANI**

(r=Md/Mr) SN:Sünek(Ve/Vr<1)/GV:Gevrek(Ve/Vr>1)
KK>GV:Kuşatılmış kolon kesme kontrolu nedeniyle gevrek eleman
KO:Göreli Kat Ötelemesi hasar durumu, /P:Perde

KOLON		Ve	Vr		N	N/(Ac.fc)	V/(Ac.fct)	Md	Mr	r	MN	GV	GC	Hasar
SB01	-X	1.96	7.92	SN	9.55	0.168	0.236	2.03	3.54	0.57	2.77	5.54	7.54	MH
KK ✓	+X	1.92	7.92	SN	18.40	0.324	0.230	2.03	4.72	0.43	2.25	4.50	6.50	MH
Sargı✓	-Y	2.05	6.43	SN	22.38	0.395	0.247	0.96	3.24	0.30	2.02	4.04	6.04	MH
KO:MH	+Y	1.48	6.43	SN	5.27	0.093	0.177	0.96	2.43	0.39	3.00	6.00	8.00	MH
Korozyon		%0												
SB02	-X	3.45	12.83	SN	23.92	0.211	0.207	10.23	8.31	1.23	2.63	5.26	7.26	MH
KK ✓	+X	3.15	12.83	SN	14.32	0.126	0.189	10.23	7.52	1.36	2.91	5.82	7.82	MH
Sargı✓	-Y	3.46	11.83	SN	29.17	0.257	0.208	1.75	8.29	0.21	2.48	4.95	6.95	MH
KO:MH	+Y	2.46	11.83	SN	8.10	0.071	0.148	1.75	5.91	0.30	3.00	6.00	8.00	MH
Korozyon		%0												

KOLONLARIN r KAPASİTE ORANI — **ZAFER APARTMANI**

(r=Md/Mr) SN:Sünek(Ve/Vr<1)/GV:Gevrek(Ve/Vr>1)
KK>GV:Kuşatılmış kolon kesme kontrolu nedeniyle gevrek eleman
KO:Göreli Kat Ötelemesi hasar durumu, /P:Perde

KOLON		Ve	Vr		N	N/(Ac.fc)	V/(Ac.fct)	Md	Mr	r	MN	GV	GC	Hasar
SB01	-X	27.61	30.48	SN	98.51	0.227	0.542	35.44	34.41	1.03	2.58	5.15	7.15	MH
KK ✓	+X	27.17	30.48	SN	94.06	0.217	0.533	35.44	31.34	1.13	2.61	5.22	7.22	MH
Sargı✓	-Y	26.31	30.48	SN	97.77	0.226	0.516	61.74	30.52	2.02	2.58	5.16	7.16	MH
KO:MH	+Y	26.03	30.48	SN	94.80	0.219	0.511	61.74	32.30	1.91	2.60	5.21	7.21	MH
Korozyon		%0												
SB02	-X	6.50	15.37	SN	68.63	0.304	0.245	9.24	7.90	1.17	2.32	4.64	6.64	MH
KK ✓	+X	6.47	15.37	SN	67.10	0.298	0.244	9.24	7.66	1.21	2.34	4.68	6.68	MH
Sargı✓	-Y	59.13	20.29	SN	120.91	0.536	2.230	151.72	25.50	5.95	2.00	3.00	5.00	GB
KO:MH	+Y	40.10	20.29	SN	10.87	0.048	1.512	151.72	19.93	7.61	2.50	5.00	6.00	GB
Korozyon		%0												

4.3.7. Birleşim bölgelerinde kesme kontrolü

İncelenen yapının 3.5.1'de tanımlandığı üzere kolon-kiriş birleşimleri, kuşatılmış birleşimdir. DBYBHY 3.5.2.2–Herhangi bir birleşim bölgesinde DBYBHY Denk.(3.11) ile hesaplanan kesme kuvveti, göz önüne alınan deprem doğrultusunda hiçbir zaman aşağıda verilen sınırları aşmayacaktır (DBYBHY Şekil 3.10). Bu sınırların aşılması durumunda, kolon ve/veya kiriş kesit boyutları büyültülerek deprem hesabı tekrarlanacaktır.

(a) Kuşatılmış birleşimlerde: $V_e \leq 0{,}60\, b_j\, h\, f_{cd}$ (DBYBHY 3.12)

(b) Kuşatılmamış birleşimlerde: $V_e \leq 0{,}45\, b_j\, h\, f_{cd}$ (DBYBHY 3.13)

DBYBHY 3.5.2.3–Kolon-kiriş birleşim bölgesindeki minimum enine donatı koşulları aşağıda verilmiştir (DBYBHY Şekil 3.3):

(a) Kuşatılmış birleşimlerde, alttaki kolonun sarılma bölgesi için bulunan enine donatı miktarının en az % 40'ı, birleşim bölgesi boyunca kullanılacaktır. Ancak, enine donatının çapı 8 mm'den az olmayacak ve aralığı 150 mm'yi aşmayacaktır.

(b) Kuşatılmamış birleşimlerde, alttaki kolonun sarılma bölgesi için bulunan enine donatı miktarının en az % 60'ı, birleşim bölgesi boyunca kullanılacaktır. Ancak bu durumda, enine donatının çapı 8 mm'den az olmayacak ve aralığı 100 mm'yi aşmayacaktır.

DBYBHY 7.5.2.6–Betonarme kolon-kiriş birleşimlerinde tüm sınır durumları için birleşime etki eden ve Denk.(3.11)'den hesaplanacak kesme kuvvetlerinin 3.5.2.2'de verilen kesme dayanımlarını aşmaması gerekir. Ancak Denk.(3.11)'de Vkol yerine 3.3.7'ye göre pekleşmeyi göz önüne almadan hesaplanan V_e kullanılacak, Denk.(3.12) veya Denk.(3.13)'deki dayanım hesabında ise f_{cd} yerine 7.2'de tanımlanan bilgi düzeyine göre belirlenen mevcut beton dayanımı kullanılacaktır. Birleşim kesme kuvvetinin kesme dayanımını aşması durumunda, kolon-kiriş birleşim bölgesi gevrek olarak hasar gören eleman olarak tanımlanacaktır.

Kolonun kesme kuvveti:

$$V_{eS202} = \frac{M_a + M_{ü}}{L_{net}} = \frac{211{,}56+331{,}56}{3{,}20-0{,}5} = 201{,}15kN < V_{r,TS500} = 231{,}94 \text{ kN}$$

$$V_r = 0{,}60.b.h.f_{cm} = 0{,}60x300x600x10/1000 = 1080kN$$

$$V_e = 1{,}25.f_{ym}.(A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol} = 1{,}25x420x(2x942_{3\emptyset 20} + 628_{2\emptyset 20}) - 201{,}15x1000 = 1117{,}6kN$$

$$V_{e,beklenen} < V_{r,kapasite} \qquad 1117{,}6\ kN > 1080\ kN \quad sağlamıyor.$$

Düğüm **"Gevrek Kırılma"** gösterir.

Şekil 4.27'de Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları'nın Sta4CAD betonarme programında hesaplamalar sonucunda bulunan bina performansları verilmiştir. Kolon kesme kuvvetlerinin MN, GV, GÇ bölgelerine göre ve +X, -X, +Y, -Y yönlerine göre dağılımları gösterilmiştir.

Çizelge 4.27. Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları'nın bina performansları

BINA PERFORMANSI

VANLIOĞLU APARTMANI

KOLON KESME KUVVETİ DAĞILIMI

KAT NO	(-X) MH	(-X) BH	(-X) IH	(-X) GB	(+X) MH	(+X) BH	(+X) IH	(+X) GB	(-Y) MH	(-Y) BH	(-Y) IH	(-Y) GB	(+Y) MH	(+Y) BH	(+Y) IH	(+Y) GB
8	34.6	30.5	26.8	8.1	52.3	10.8	23.9	12.9	55.6	17.4	18.0	9.0	57.7	24.2	6.4	11.6
7	11.8	21.1	28.9	38.2	27.4	23.2	16.5	33.0	23.7	26.1	23.0	27.2	37.5	19.0	22.0	21.5
6	0.0	13.4	12.9	73.7	0.0	33.2	19.9	47.0	8.8	14.5	24.0	52.8	10.3	25.9	22.2	41.7
5	0.0	11.6	2.2	86.3	0.0	16.0	25.0	59.0	6.0	5.3	10.6	78.1	4.6	15.5	25.3	54.5
4	0.0	16.9	3.0	80.1	0.0	22.3	13.3	64.4	0.0	8.6	13.0	78.3	0.0	12.9	17.1	70.0
3	0.0	14.5	1.3	84.2	0.0	16.3	6.8	76.9	5.0	9.1	13.9	72.0	7.7	7.5	4.6	80.2
2	0.0	0.0	11.6	88.4	0.0	1.5	15.9	82.6	0.0	0.5	5.4	94.1	0.0	0.0	1.2	98.8
1	98.6	0.1	0.5	0.8	98.4	0.2	0.5	0.8	99.5	0.0	0.0	0.5	97.4	1.4	0.4	0.8
Max.			28.9			33.2			99.5							98.8

ALT VE ÜST KESİTLERİNDE MİNİMUM HASAR BÖLGESİNİ AŞAN KOLONLARIN KESME KUVVETİ DAĞILIMI

KAT NO	(-X) MH	(-X) BH+IH+GB	(+X) MH	(+X) BH+IH+GB	(-Y) MH	(-Y) BH+IH+GB	(+Y) MH	(+Y) BH+IH+GB
8	81.4	18.6	70.8	29.2	76.9	23.1	86.9	13.1
7	73.3	26.7	83.2	16.8	95.1	4.9	96.2	3.8
6	69.9	30.1	83.9	16.1	90.7	9.3	96.0	4.0
5	66.5	33.5	80.8	19.2	89.2	10.8	86.3	13.7
4	68.9	31.1	84.6	15.4	70.7	29.3	89.3	10.7
3	85.9	14.1	88.6	11.4	71.6	28.4	94.2	5.8
2	95.4	4.6	93.4	6.6	84.2	15.8	93.5	6.5
1	100.	0.0	100.	0.0	100.	0.0	100.	0.0
Max.	100.	33.5						

BINA PERFORMANSI

ZAFER APARTMANI

KOLON KESME KUVVETİ DAĞILIMI

KAT NO	(-X) MH	(-X) BH	(-X) IH	(-X) GB	(+X) MH	(+X) BH	(+X) IH	(+X) GB	(-Y) MH	(-Y) BH	(-Y) IH	(-Y) GB	(+Y) MH	(+Y) BH	(+Y) IH	(+Y) GB
10	24.7	21.6	6.1	47.6	24.4	26.4	8.4	40.8	23.0	50.0	8.6	18.4	19.8	27.8	10.2	42.2
9	19.4	13.9	3.5	63.3	21.0	11.1	13.4	54.6	3.7	44.1	11.3	40.9	3.0	15.6	12.0	69.4
8	25.0	6.1	0.0	68.9	26.8	3.6	7.5	62.1	6.9	29.2	14.6	49.4	7.0	16.6	4.9	71.5
7	20.5	6.5	6.5	66.5	20.3	7.3	11.2	61.2	5.6	22.6	12.0	59.8	5.1	17.8	4.2	72.9
6	26.0	5.9	1.8	66.3	27.1	4.5	12.1	56.2	7.5	24.4	13.1	54.9	19.1	3.6	11.5	65.9
5	35.3	1.6	1.8	61.4	30.3	5.8	7.9	56.0	7.9	20.6	17.0	54.4	20.0	3.3	5.4	71.4
4	24.6	5.7	10.6	59.1	22.5	4.0	19.7	53.9	17.7	29.0	8.0	45.3	21.3	6.8	11.7	60.2
3	19.4	6.4	6.3	67.9	15.0	12.5	7.3	65.2	6.9	39.4	12.3	41.4	0.4	24.9	24.7	50.0
2	0.3	2.1	6.7	90.9	1.6	1.8	12.0	84.6	2.4	0.9	16.3	80.4	1.3	0.9	26.9	70.9
1	97.1	0.2	0.0	2.7	97.1	0.1	0.1	2.7	91.7	2.2	2.1	4.0	90.8	2.4	2.4	4.4
Max.	97.1			90.9						50.0					26.9	

ALT VE ÜST KESİTLERİNDE MİNİMUM HASAR BÖLGESİNİ AŞAN KOLONLARIN KESME KUVVETİ DAĞILIMI

KAT NO	(-X) MH	(-X) BH+IH+GB	(+X) MH	(+X) BH+IH+GB	(-Y) MH	(-Y) BH+IH+GB	(+Y) MH	(+Y) BH+IH+GB
10	56.6	43.4	62.4	37.6	83.8	16.2	58.5	41.5
9	51.8	48.2	58.8	41.2	79.7	20.3	52.5	47.5
8	68.4	31.6	68.5	31.5	75.1	24.9	61.9	38.1
7	70.8	29.2	73.7	26.3	77.3	22.7	67.7	32.3
6	76.4	23.6	82.4	17.6	86.1	13.9	73.3	26.7
5	78.0	22.0	80.9	19.1	89.0	11.0	78.2	21.8
4	79.7	20.3	82.1	17.9	89.8	10.2	81.0	19.0
3	90.3	9.7	91.6	8.4	96.0	4.0	95.0	5.0
2	100.	0.0	100.	0.0	100.	0.0	100.	0.0
1	100.	0.0	100.	0.0	100.	0.0	100.	0.0
Max.	100.	48.2						

4.3.8. Göreli kat ötelenmelerinin hesabı

DBYBHY-7.5.3. Göreli kat ötelemelerinin kontrolü; doğrusal elastik yöntemlerle yapılan hesapta her bir deprem doğrultusunda, binanın herhangi bir

katındaki kolon veya perdelerin göreli kat ötelemeleri, her bir hasar sınırı için Çizelge 4.28'de (DBYBHY Tablo 7.6) verilen değeri aşmayacaktır. Aksi durumda 7.5.2'de yapılan hasar değerlendirmeleri göz önüne alınmayacaktır. Çizelge 4.28'de δ_{ji} i'inci katta j'inci kolon veya perdenin alt ve üst uçları arasında yer değiştirme farkı olarak hesaplanan göreli kat ötelemesini, hji ise ilgili elemanın yüksekliğini göstermektedir. Çizelge 4.29'da çözümlemesi yapılan yapının göreli kat ötelenmeleri verilmiştir. Bu değerler kat yüksekliklerine bölünerek Çizelge 4.28'deki değerler ile karşılaştırılarak hasar sınırları belirlenmiştir. Çizelge 4.30'da da Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları kolon yer değiştirme farkı ve kat yükseklikleri bölünmeleri sonucu hesaplanan hasar sınırları verilmiştir.

Çizelge 4.28. Göreli kat ötelemeleri sınırları (DBYBHY Tablo 7.6)

Göreli Kat Ötelenmesi Oranı	**Hasar Sınırı**		
	MN	**GV**	**GÇ**
δ_{ji} /h_{ji}	0,01	0,03	0,04

Çizelge 4.29. Çözümlemesi yapılan yapının göreli kat ötelenmeleri

1.KAT	δ_1	=	60,740 mm
2.KAT	δ_2	=	93,955 mm
3.KAT	δ_3	=	110,335 mm

Katlardaki Göreli Kat Ötelenme Oranları

$$\begin{cases} 1.KAT = \dfrac{\delta_1}{h_1} = \dfrac{60{,}740}{3500} = 0{,}017 < 0{,}30 \\ 2.KAT = \dfrac{\delta_2}{h_2} = \dfrac{93{,}955}{2700} = 0{,}034 < 0{,}30 \\ 3.KAT = \dfrac{\delta_3}{h_3} = \dfrac{110{,}335}{2700} = 0{,}040 > 0{,}30 \end{cases}$$

Çizelge 4.30. Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları göreli kat ötelemeleri

VANLIOĞLU APARTMANI

GORELI KAT OTELEME KONTROLU
[max(R·Δ/h): MH <0.01< BH <0.03< IH <0.04< GB]

Kat	hi	X yönü Rx·Δx/h	Y yönü Ry·Δy/h
8	2.90	0.0050083 MH	0.0045011 MH
7	2.90	0.0076827 MH	0.0065284 MH
6	2.90	0.0100748 BH	0.0082112 MH
5	2.90	0.0121269 BH	0.0095326 MH
4	2.90	0.0132224 BH	0.0101043 BH
3	2.25	0.0106577 BH	0.0085844 MH
2	2.50	0.0086914 MH	0.0073175 MH
1	3.50	0.0003059 MH	0.0004822 MH

ZAFER APARTMANI

GORELI KAT OTELEME KONTROLU
[max(R·Δ/h): MH <0.01< BH <0.03< IH <0.04< GB]

Kat	hi	X yönü Rx·Δx/h	Y yönü Ry·Δy/h
10	2.90	0.0058238 MH	0.0051761 MH
9	2.90	0.0074618 MH	0.0064716 MH
8	2.90	0.0085247 MH	0.0074010 MH
7	2.90	0.0093170 MH	0.0080497 MH
6	2.90	0.0094133 MH	0.0081934 MH
5	2.90	0.0094939 MH	0.0082519 MH
4	2.90	0.0090326 MH	0.0078988 MH
3	2.20	0.0087376 MH	0.0076087 MH
2	2.80	0.0070055 MH	0.0060551 MH
1	2.50	0.0003765 MH	0.0005179 MH

4.4. Bina Performans Değerlendirmesi

Bu yapıda hedeflenen performans düzeyi 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan deprem etkisi altında "**Can Güvenliği**" Performans Düzeyi' dir. Eleman performans düzeylerinin belirlenmesinin ardından binanın hedeflenen performans düzeyini sağlayıp sağlamadığı kontrol edilir. Bu kontrol üç parametreyle yapılır,

1. Hedeflenen performans düzeyine ait $r_{sınır}$ değerlerini sağlamayan kolonların taşıdığı kesme kuvvetinin kat kesme kuvvetine yüzde olarak oranı kontrol edilir.

2. Göz önüne alınan deprem yönünde; hedeflenen performans düzeyine ait $r_{sınır}$ değerlerini sağlamayan kirişlerin deprem yönündeki toplam kiriş sayısına yüzde olarak oranı kontrol edilir.

3. Göreli kat ötelemeleri performans düzeylerine göre göreli kat ötelemeleri sınırları kontrol edilir.

Bina Deprem Performansının Değerlendirilmesi

Hemen Kullanım

1. $\dfrac{\text{Minimum Hasar Sınırını Sağlamayan Kiriş Sayısı}}{\text{Hesap Yönündeki Tüm Kiriş Sınırı}} < \%10$
2. *Hiçbir kolon ve perde hiçbir katta MN sınırını geçmemelidir.*
3. *Doğrusal hesap sonucu katlardaki göreli kat ötelemeleri* $\frac{\delta_{ij}}{h_{ij}} \leq 0{,}01$
4. *Varsa gevrek elemanlar (kesmeden kırılan)varsa güçlendirilmeli*

Can Güvenliği

1. $\left[\dfrac{\text{Güvenlik Sınırını(GV) Sağlamayan Kiriş Sayısı}}{\text{Hesap Yönündeki Tüm Kiriş Sınırı}}\right] < \%30$ *ileri hasar bölgesi*
2. $\left[\dfrac{\text{Güvenlik Sınırını(GV) Sağlamayan Kolon Kesme Kuvvetleri}}{\text{Hesap Yönündeki Tüm Kat Kolon Kesme Kuvvetleri}}\right] < \%\ 20$
3. $\left[\dfrac{\text{Her İki Ucu Minimum Hasar Sınırını (MN) Geçmiş Kolon Kesme Kuvvetleri}}{\text{Hesap Yönündeki Tüm Kat Kolon Kesme Kuvvetleri}}\right] < \%\ 20$
4. $\left[\dfrac{\text{Güvenlik Sınırını(GV) Sağlamayan Kolon Kesme Kuvvetleri}}{\text{Hesap Yönündeki Tüm Kat Kolon Kesme Kuvvetleri}}\right] < \%\ 40$ *Son Kat*
5. *Doğrusal Hesap Sonucu Katlardaki Göreli Kat Ötelenmeleri* $\frac{\delta_{ij}}{h_{ij}} \leq 0{,}03$
6. *Varsa Gevrek Elemanlar (Kesmeden kırılan)varsa güçlendirilmeli*

Göçme Bölgesi

1. *Herbir Deprem Yönünde Kirişlerin En Fazla %20'si Göçme Bölgesi'ne Geçebilir.*
2. *Diğer (kirişlerin %20'si hariç)tümtaşıyıcı elemanlar* $\begin{cases} \text{minimum} \\ \text{belirgin hasar bölgesinde olmalı} \\ \text{ileri} \end{cases}$
3. *Bir katta* $\left[\dfrac{\text{Her İki Ucu Minimum Hasar Sınırını (MN) Geçmiş Kolon Kesme Kuvvetleri}}{\text{Hesap Yönündeki Tüm Kat Kolon Kesme Kuvvetleri}}\right] < \%\ 30$
4. $\left[\dfrac{\text{Güvenlik Sınırını(GV) Sağlamayan Kolon Kesme Kuvvetleri}}{\text{Hesap Yönündeki Tüm Kat Kolon Kesme Kuvvetleri}}\right] < \%\ 40$ *Son Kat*
5. *Doğrusal Hesap Sonucu Katlardaki Göreli Kat Ötelenmeleri* $\frac{\delta_{ij}}{h_{ij}} \leq 0{,}04$
6. *Binanın Mevcut Haliyle Kullanımı Can Güvenliği Bakımından Sakıncalıdır ve Bina Güçlendirilmelidir.*

Göçme Durumu

1. *Göçme Öncesi Performans Durumunu Sağlamıyorsa ;Yapı Göçme Durumundadır.*
2. *Binanın Mevcut Haliyle Kullanımı Can Güvenliği Bakımından Sakıncalıdır.*
3. *Ekonomik ise (tarihi ve milli yapılar hariç) bina güçlendirilmelidir.*

Mevcut bina, göreli kat ötelenmelerini ve kirişlerin % 20 den fazlası göçme bölgesine geçtiği için **"Can Güvenliği"** Performans Düzeyi'ni sağlamamaktadır. Can güvenliği performans düzeyini sağlamadığı zaman değerlendirmenin tamamlanması için bina Hemen Kullanım performans düzeyine göre de değerlendirilmelidir. Ancak performans hedeflerinden birini sağlamayan bina yetersiz kabul edildiğinden, binanın Hemen Kullanım (HK) performans düzeyi için değerlendirilmesine gerek yoktur. Yapılan hesaplamalar sonucunda yapı göçme bölgesindedir dolayısıyla güçlendirilme yapılmalıdır.

Şekil 4.25'te de Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları'nın can güvenliğini sağlamayan eleman dağılımları ile güçlendirilmesi gereken gevrek elemanları verilmiştir. Şekilde de görüleceği üzere yapılar göçme durumundadır. Göçme bölgesi kiriş hasar oranları %20'yi aşmıştır. Plastikleşen kolonların oranı % 30'u geçmiştir. Güçlendirilmesi gereken gevrek elemanlara da Sta4CAD analiz çıktısında yer verilmiştir ve bu iki yapının da güçlendirilmesi gerektiği açıktır.

VANLIOĞLU APARTMANI

Bina yatay yük kapasite oranı 2. kat : Vr/Ve=139.3/237.72=0.586
Göçme bölgesi Kiriş Hasar oranı=%81.8>%20 Göçmenin önlenmesi durumu ✗
Göçme durumu, Güçlendirme gereklidir. Can güvenliği ✗
Göçmenin önlenmesi durumu yeterlilik kontrolu:
Göçme bölgesi Kiriş Hasar oranı=%81.8>%20 ✗
Plastiklesen kolon Vc oranı=%33.5>%30 ✗,(GB=%0. ✓)

CAN GUVENLIGINI SAGLAMAYAN ELEMAN DAĞILIMI

KAT NO	X yönü Kiriş(%)	X yönü Kolon(%)	Y yönü Kiriş(%)	Y yönü Kolon(%)
8	6/46 (%13.0)	12/30 (%40.0)	12/44 (%27.3)	6/30 (%20.0)
7	23/47 (%48.9)	19/30 (%63.3)	24/45 (%53.3)	13/30 (%43.3)
6	32/47 (%68.1)	24/30 (%80.0)	30/45 (%66.7)	20/30 (%66.7)
5	36/47 (%76.6)	25/30 (%83.3)	32/45 (%71.1)	24/30 (%80.0)
4	35/46 (%76.1)	24/30 (%80.0)	33/44 (%75.0)	25/30 (%83.3)
3	37/44 (%84.1)	25/30 (%83.3)	31/43 (%72.1)	25/30 (%83.3)
2	28/32 (%87.5)	30/30 (%100.0)	28/30 (%93.3)	30/30 (%100.0)
1	4/22 (%18.2)	8/50 (%16.0)	6/24 (%25.0)	4/50 (%8.0)

Güçlendirilmesi Gereken Gevrek Elemanlar	
Kolon	SZ03,SZ05,SZ08,SZ09,SZ10,SZ11,SZ13,SZ14,SZ18,SZ20,SZ21,SZ22,SZ24,SAS01,SAS05,SAS06,SAS10,SAS12,SAS13 SAS17,SAS20,SAS21,SAS22,SAS23,SAS24,SAS26,SAS27,SAS28,SAS29,SAS30,S101,S105,S106,S110,S112,S116,S117 S121,S122,S123,S126,S127,S128,S129,S130,S201,S205,S206,S210,S212,S213,S216,S217,S220,S221,S222,S223 S227,S228,S229,S230,S301,S305,S306,S310,S312,S313,S316,S317,S320,S321,S322,S323,S326,S327,S328,S329 S401,S405,S406,S410,S412,S413,S416,S417,S420,S421,S422,S423,S426,S427,S428,S429,S430,S501,S502,S503 S506,S510,S512,S513,S515,S516,S517,S520,S521,S522,S523,S526,S527,S528,S529,S530
Kiris	KB14

Bina yatay yük kapasite oranı 2. kat : Vr/Ve=163.28/435.07=0.375
Göçme bölgesi Kiriş Hasar oranı=%100.0>%20 Göçmenin önlenmesi durumu ×
Göçme durumu, Güçlendirme gereklidir. Can güvenliği ×
Göçmenin önlenmesi durumu yeterlilik kontrolu:
Göçme bölgesi Kiriş Hasar oranı=%100.0>%20 ×
Plastiklesen kolon Vc oranı=%48.2>%30 ×,(GB=%0. ✓)

ZAFER APARTMANI

CAN GUVENLIGINI SAGLAMAYAN ELEMAN DAĞILIMI

KAT NO	X yönü Kiriş(%)	X yönü Kolon(%)	Y yönü Kiriş(%)	Y yönü Kolon(%)
10	14/41 (%34.1)	35/52 (%67.3)	15/46 (%32.6)	38/52 (%73.1)
9	23/41 (%56.1)	36/52 (%69.2)	26/46 (%56.5)	42/52 (%80.8)
8	31/41 (%75.6)	36/52 (%69.2)	31/46 (%67.4)	41/52 (%78.8)
7	35/41 (%85.4)	36/52 (%69.2)	33/46 (%71.7)	42/52 (%80.8)
6	38/41 (%92.7)	35/52 (%67.3)	35/46 (%76.1)	40/52 (%76.9)
5	38/41 (%92.7)	34/52 (%65.4)	35/46 (%76.1)	42/52 (%80.8)
4	37/41 (%90.2)	42/52 (%80.8)	35/46 (%76.1)	40/52 (%76.9)
3	45/52 (%86.5)	44/52 (%84.6)	38/51 (%74.5)	44/52 (%84.6)
2	1/1 (%100.0)	43/52 (%82.7)	0/0 (%0.0)	44/52 (%84.6)
1	5/20 (%25.0)	17/78 (%21.8)	24/36 (%66.7)	27/78 (%34.6)

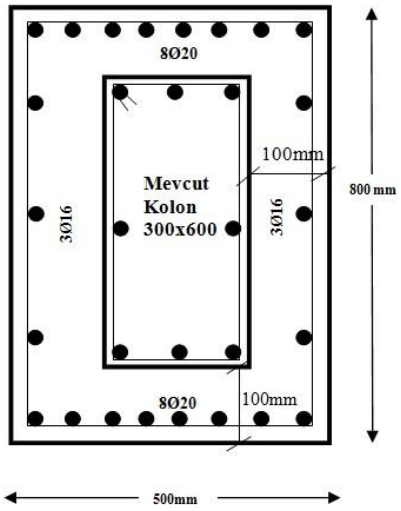
Güçlendirilmesi Gereken Gevrek Elemanlar

Kolon	SB13,SB14,SB15,SB16,SB17,SB18,SB19,SB20,SB21,SB22,SB25,SB26,SB27,SB29,SB30,SB31,SB32,SB33,SB34,SB35 SB37,SB38,SB39,SB40,SZ27,SAS21,SAS22,SAS25,SAS27,SAS38,SAS49,S114,S121,S125,S127,S138,S149,S225,S227 S238,S239,S249,S250,S325,S327,S332,S338,S339,S349,S350,S425,S427,S429,S438,S439,S449,S450,S520,S525 S538,S539,S549,S550,S620,S625,S638,S639,S649,S650,S720,S725,S738,S739,S749,S750,SB23,SZ23
Panel Kiris	PB043,PB045,PB046,PB084,PB085 KB021,KB056,KAS039,KAS044,K1025,K1026,K1031,K1032,K1063,K2026,K2027,K2032,K2064,K3027,K3032,K3064 K4032,K5027,K5032,K6027,K6032

Şekil 4.25. Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları'nın can güvenliğini sağlamayan eleman dağılımları ile gevrek elemanları

4.5. Güçlendirilmiş Kolon Performans Analizi

Betonarme manto mevcut kolonun paspayı sıyrılarak veya yüzeyleri örselenerek uygulanır. Betonarme sargı gerek yatay, gerekse düşey donatının yerleştirilmesi, beton dökülmesi ve minimum pas payının sağlanması için yeterli kalınlıkta olmalıdır. En az sargı kalınlığı 100 mm'dir. Betonarme sargı alt kat döşemesinin üstünde başlar ve üst kat döşemesinin altında sona erer. Eksenel basınç dayanımının arttırılması amacı ile yapılan sargıda, sargı betonu içindeki enine donatı için kolonun tüm yüksekliği boyunca DBYBHY 3.3.4.2'de verilen kurallar uygulanır. Sarılmış kolonun kesme ve basınç dayanımlarının hesabında, sarılmış brüt kesit boyutları ile manto betonunun tasarım dayanımı kullanılacak, ancak elde edilen dayanımlar 0,9 ile çarpılarak azaltılır. 300 mm x 600 mm kolonu her yöne 100 mm genişletilerek aşağıdaki şekilde manto yapılmıştır (betonarme mantonun minimum kalınlığı ≥ 100 mm olmalıdır).



Şekil 4.26. Mantolanmış S202 kolonu boyutları ve donatıları

Şekil 4.27 'de Sta4CAD programına girilen deprem analizi için gerekli parametreler gösterilmektedir. Yapıların bulunduğu bölge katsayısı, bina önem katsayısı, güçlendirme için gerekli olan parametrelerden bilgi düzeyi katsayısı, yapılardan beklenen deprem performansı gibi bilgileri içermektedir.

Çözülen çerçevenin zati ve hareketli yüklerin değişmediği sadece S202 kolonun rijitliği değiştiğinden dolayı çözümler bu duruma göre Şekil 4.28'de yeniden yapılmıştır. Bilindiği üzere yapının herhangi bir elemanının rijitliğinin değişmesi iç kuvvetleri değiştirecektir.

ZAFER APARTMANI

DEPREM RAPORU

```
DEPREM STANDARDI                                  : TDY2007 CODE
DEPREM ANALIZI                                    : MOD SUPERPOZISYONU YONTEMIYLE LINEER ANALIZ
DEPREM BÖLGE KATSAYISI                            : 0.30
YAPI DAVRANIŞ KATSAYISI                           : 4.00
YAPI ÖNEM KATSAYISI                               : 1.00
Dinamik Analiz min. deprem yükü oranı  β          : 0.9
Deprem yükü eksantirisitesi                       : 0.000
BODRUM KAT DEPREM OPSİYONLARI                     :
Eşdeğer deprem analizi davranış katsayısı Rb      : 1.5
Modal Analiz davranış katsayısı           Rb      : 4.00
DİYAFRAM SAYISI                                   : 10
Diyafram tanımı : KAT(diyafram no)
```

GUCLENDIRME PROJESI; MEVCUT DONATILARA GORE KOLONLARIN KAPASİTE TABLOSU

```
BINA BILGI DUZEYI KATSAYISI                       : 0.9
KUSATILMIS KOLON KESME KONTROLU                   : ✓
CATLAMIS KESITE GORE ANALIZ                       : ✓
HAREKETLI YUK AZALTMA ORANI                       : 0.3
KIRIS DUSEY YUK MOMENT AZALTMA ORANI              : 0.85
DONATI KENETLENME BOYU, KAPASİTE ÇARPANI          : 0.8
KOLON  min. BOYUNA DONATI ORANI                   : 0.01
KOLON DONATI GERÇEKLEŞME ORANI                    : %90
KİRİŞ DONATI GERÇEKLEŞME ORANI                    : %100
KIRISLERDE RIJIT BOLGELI KAPASITE KONTROLU        : ✓
ELEMANLARDA r HESAPLAMA YONTEMI                   : r=Me/(Mr-Mg-Mq)
KOLON KAPASITE MOMENTI EKSENEL YUKU               : YAPI KAPASITE SINIRINDAKI EKSENEL YUKLER
TASARIM SPECTRUM CARPANI                          : 1.0
 (Deprem aşılma olasılığı, 50 yılda %10)
YAPI LINEER KAPASİTE HESABINDA R=1 ALINARAK ÇÖZÜM YAPILMIŞTIR.
PERFORMANS KAPASİTE HESAPLARI, MALZEME DAYANIM DEĞERLERİNE GÖRE YAPILMIŞTIR. (fck,fyk)
```

VANLIOĞLU APARTMANI

DEPREM RAPORU

```
DEPREM STANDARDI                                  : TDY2007 CODE
DEPREM ANALIZI                                    : MOD SUPERPOZISYONU YONTEMIYLE LINEER ANALIZ
DEPREM BÖLGE KATSAYISI                            : 0.30
YAPI DAVRANIŞ KATSAYISI                           : 4.00
YAPI ÖNEM KATSAYISI                               : 1.00
Dinamik Analiz min. deprem yükü oranı  β          : 0.9
Deprem yükü eksantirisitesi                       : 0.000
BODRUM KAT DEPREM OPSİYONLARI                     :
Eşdeğer deprem analizi davranış katsayısı Rb      : 1.5
Modal Analiz davranış katsayısı           Rb      : 4.00
DİYAFRAM SAYISI                                   :  8
Diyafram tanımı : KAT(diyafram no)
```

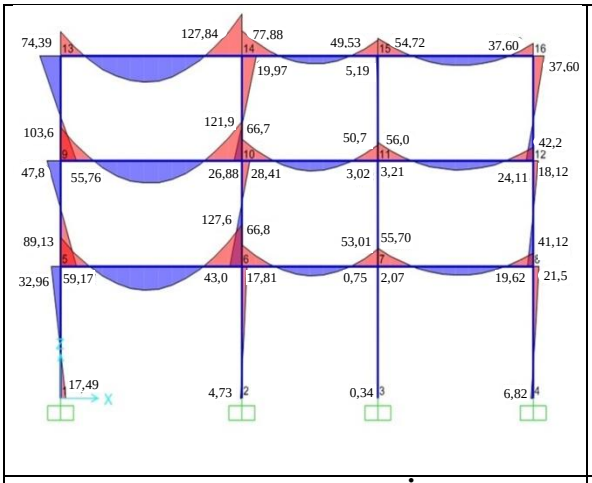
GUCLENDIRME PROJESI; MEVCUT DONATILARA GORE KOLONLARIN KAPASİTE TABLOSU

```
BINA BILGI DUZEYI KATSAYISI                       : 0.9
KUSATILMIS KOLON KESME KONTROLU                   : ✓
CATLAMIS KESITE GORE ANALIZ                       : ✓
HAREKETLI YUK AZALTMA ORANI                       : 0.3
KIRIS DUSEY YUK MOMENT AZALTMA ORANI              : 1.
DONATI KENETLENME BOYU, KAPASİTE ÇARPANI          : 0.95
KOLON  min. BOYUNA DONATI ORANI                   : 0.01
KOLON DONATI GERÇEKLEŞME ORANI                    : %100
KİRİŞ DONATI GERÇEKLEŞME ORANI                    : %100
KIRISLERDE RIJIT BOLGELI KAPASITE KONTROLU        : ✓
ELEMANLARDA r HESAPLAMA YONTEMI                   : r=Me/(Mr-Mg-Mq)
KOLON KAPASITE MOMENTI EKSENEL YUKU               : YAPI KAPASITE SINIRINDAKI EKSENEL YUKLER
TASARIM SPECTRUM CARPANI                          : 1.0
 (Deprem aşılma olasılığı, 50 yılda %10)
YAPI LINEER KAPASİTE HESABINDA R=1 ALINARAK ÇÖZÜM YAPILMIŞTIR.
PERFORMANS KAPASİTE HESAPLARI, MALZEME DAYANIM DEĞERLERİNE GÖRE YAPILMIŞTIR. (fck,fyk)
```

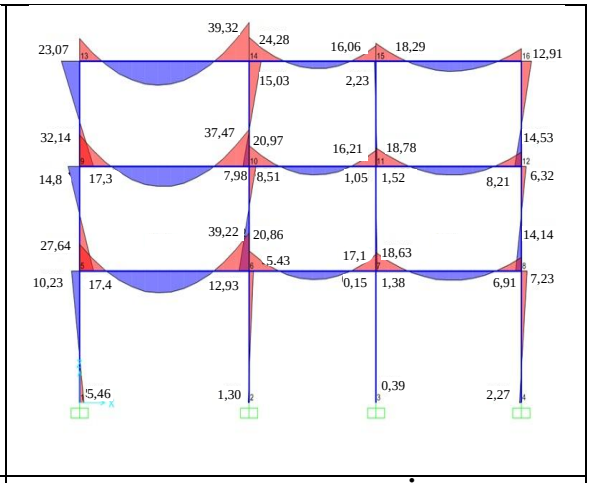
Şekil 4.27. Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları'nın deprem raporları

4.5.1. Mantolanan S202 kolonu eksenel yük hesabı

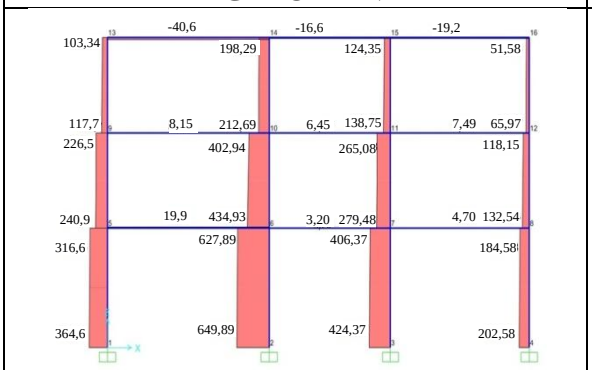
Çözümlemesi yapılan yapının G, Q, E yükleri altında çözümü bilinen bir yöntemle yapılarak moment ve eksenel kuvvet diyagramları çizilmiştir (Şekil 4.28).



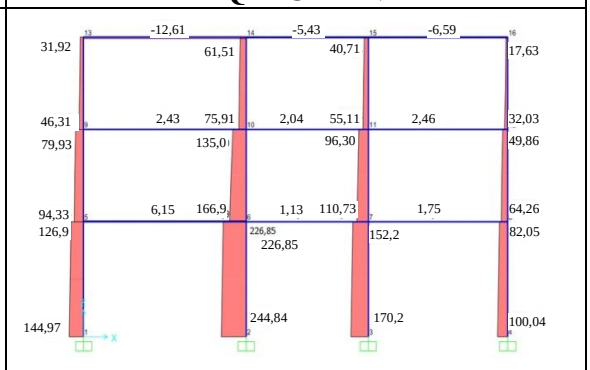
G MOMENTİ



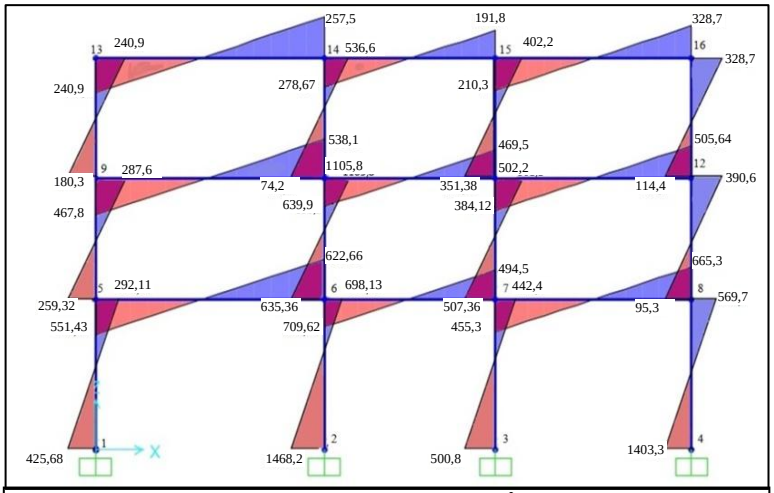
Q MOMENTİ



G_N KUVVETLERİ



Q_N KUVVETLERİ



DEPREM MOMENTİ

Şekil 4.28. Güçlendirilmiş sistemin moment ve eksenel kuvvet diyagramları

S202 kolonunun mantolanmış hali için N-M diyagramında kullanılacak noktaların hesabında gerekli olan kesme kuvveti ve moment değerleri Çizelge 4.31'de hesaplanmıştır.

Çizelge 4.31. Mantolanan S202 kolonunun moment ve eksenel kuvvet hesap değerleri

	KAT	
N_D	**3**	i ucu mesnet kesme kuvveti 198,29+0,3x61,51=216,7 kN j ucu mesnet kesme kuvveti 212,69+0,3x75,91=235,4kN
	2	i ucu mesnet kesme kuvveti 402,94+0,3x135=443,4 kN j ucu mesnet kesme kuvveti 434,93+0,3x166,9=485 kN
	1	i ucu mesnet kesme kuvveti 627,89+0,3x226,85=695,9 kN j ucu mesnet kesme kuvveti 649,89+0,3x244,84=723,3 kN
M_D	**3**	i ucu mesnet momenti 19,97+0,3x15,03=24,4 kNm (G+0.3Q) j ucu mesnet momenti 26,88+0,3x7,98=-29,27 kNm (G+0.3Q)
	2	i ucu mesnet momenti 28,41+0,3x8,51=30,96 kNm (G+0.3Q) j ucu mesnet momenti 43+0,3x12,93=-46,88 kNm (G+0.3Q)
	1	i ucu mesnet momenti 17,81+0,3x5,43=19,44 kNm (G+0.3Q) j ucu mesnet momenti 4,73+0,3x1,30=-5,12 kNm (G+0.3Q)
M_E	**3**	i ucu mesnet momenti 536,6kNm (Deprem) j ucu mesnet momenti -74,2 kNm (Deprem)
	2	i ucu mesnet momenti -1105,8 kNm (Deprem) j ucu mesnet momenti -635,36 kNm (Deprem)
	1	i ucu mesnet momenti 698,13 kNm (Deprem) j ucu mesnet momenti -1468,25 kNm (Deprem)
N_E	**3**	i=j ucu eksenel kuvveti $\frac{240,8+257,5}{6,43}+\frac{278,67+191,8}{4,82}=175,1\ kN$
	2	i=j ucu eksenel kuvveti $\frac{467,88+538,1}{6,43}+\frac{639,9+469,5}{4,82}=386,6\ kN$
	1	i=j ucu eksenel kuvveti $\frac{551,43+622,66}{6,43}+\frac{709,62+494,5}{4,82}=432,4\ kN$

6-10 nolu (S202) kolonunun N-M ilişkileri aşağıda ρ=0,02 ve düşey donatıları yerleştirme planlarına göre N-M ilişkisi çizilir. Bu ilişki depremin +X, -X, +Y ve –Y yönleri için ayrı ayrı çizilerek bir küre hacim elde edilir. Burada sadece depremin +X yönü için Çizelge 4.32'de D ve E noktaları hesaplanmış ve Şekil 4.30'da çizilmiştir.

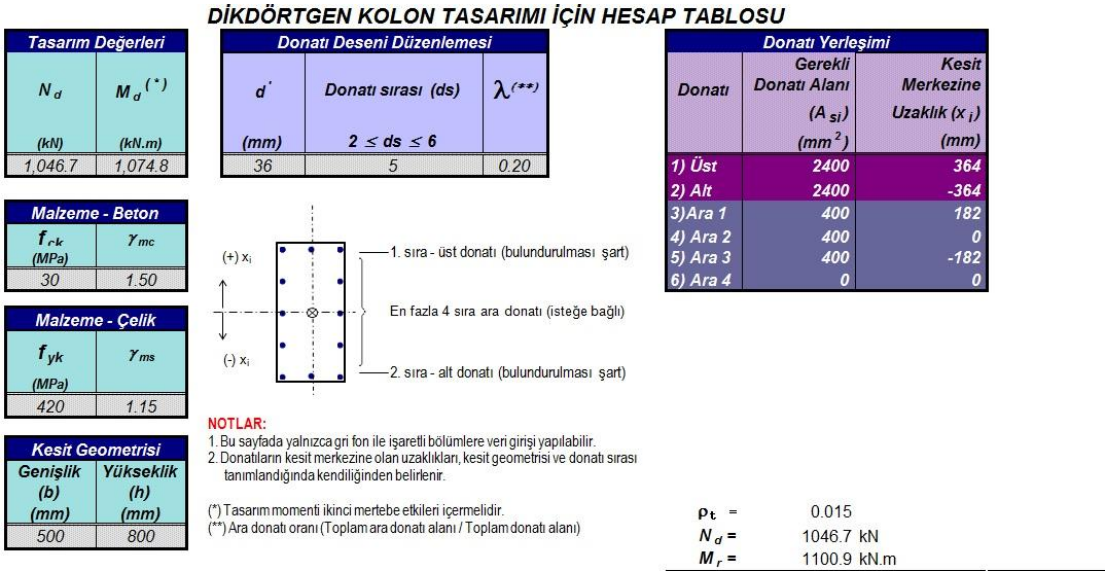
Çizelge 4.32. S202 kolonu yük analizleri

KOLON	i ucu	j ucu	Açıklama
N_D (kN)	660,10	720,40	Düşey Yük Analizi (G+nQ)
M_D (kN.m)	-30,96	-46,88	Düşey Yük Analizi (G+nQ)
N_E (kN)	386,60	386,60	Yatay Yük Analizi
M_E (kN.m)	1105,80	-635,36	Yatay Yük Analizi
N_D (kN)+ N_E (kN)	1046,70	1107,00	
M_D (kN.m)+ M_E (kN.m)	1074,84	-588,48	

E_i (1074,84 ; 1046,70) D_i (30,96 ; 660,10)

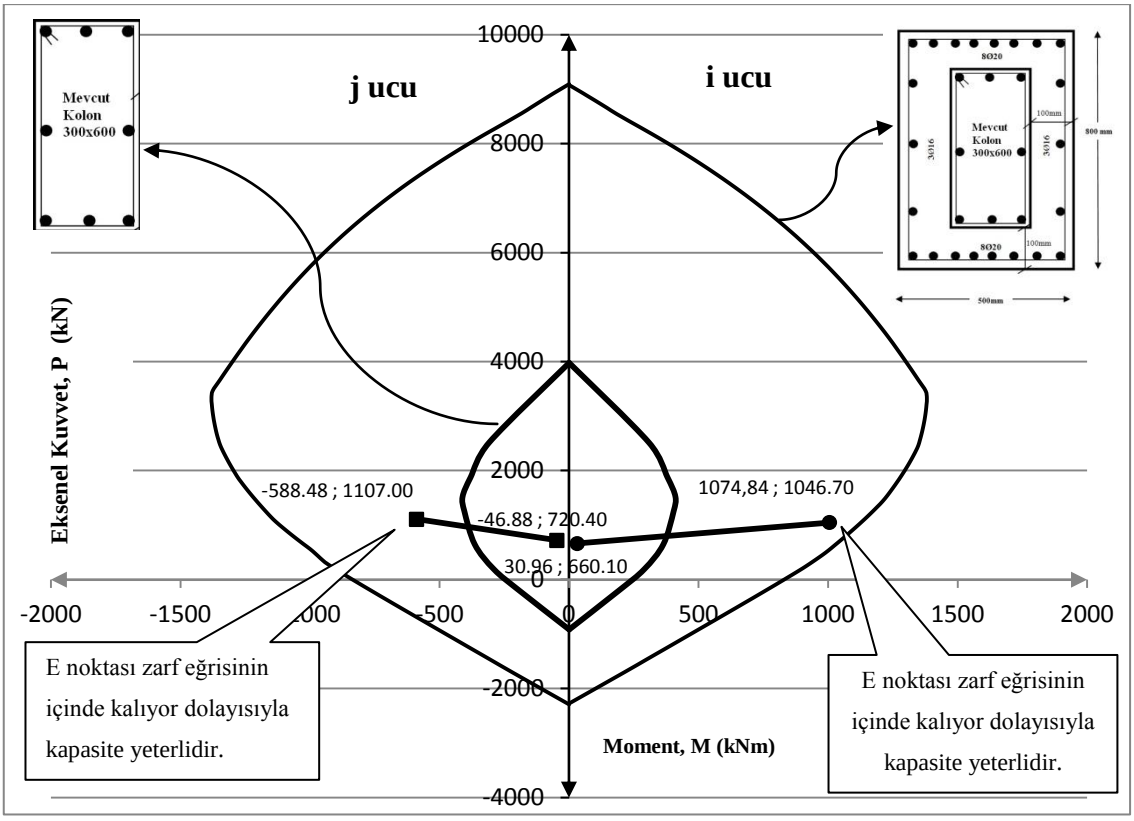
E_j (-588,48 ; 1107,00) D_j (-46,88 ; 720,40)

Bu kesit tesirleri altında S202 mantolanmış kolonunun gerekli donatı hesabı aşağıdaki Şekil 4.29'da Uğur Ersoy'un " Dikdörtgen Kolon Tasarımı İçin Hesap Tablosu" Excel programı ile yapılmıştır.



Şekil 4.29. Mantolanmış S202 kolonu donatı hesabı

Donatısı belirlenen kolonun i ve j ucu için bulunan N-M etkileşim diyagramı bilinen yöntemlerle hesaplanarak aşağıdaki Şekil 4.30 elde edilmiştir.



Şekil 4.30. Mantolanmış S202 kolonu M-N etkileşim diyagramı

S202 mantolanmış kolonunun, i ve j ucu için E noktaları zarf eğrisinin içinde kalmaktadır. N-M diyagramının incelenmesinden güçlendirilen S202 kolonunun eksenel kuvvet ve moment kapasitesinin yüksek olmasından dolayı artık momentlerin oluşmadığı görülmektedir. Yani söz konusu kolon zati, hareketli ve deprem yüklerini elastik bölge içerisinde taşıyabilmektedir.

DBYBHY 7A.2 'e göre DBYBHY Şekil 7A.1'deki ikinci doğrunun ucunun etkileşim diyagramının içinde kalması durumunda 7A.1 uygulanamaz. $r < 1$ olmasına karşı gelen bu durumda etki/kapasite oranının hesabına esasen gerek olmadığı açıktır.

Çizelge 4.33. Vanlıoğlu ve Zafer Apartmanları'nın mevcut ve güçlendirilmiş durumdaki göçme yükü mukayese tablosu

VANLIOĞLU APARTMANI

MEVCUT ve GÜÇLENDİRİLMİŞ DURUMDAKİ GÖÇME YÜKÜ MUKAYESE TABLOSU

	X YÖNÜ			Y YÖNÜ		
Kat no	Deprem yükü Ve	Mevcut Yapı Vr	Güçlendirilmiş Yapı Vr	Deprem yükü Ve	Mevcut Yapı Vr	Güçlendirilmiş Yapı Vr
8	38.60	142.69 ✓	142.69 ✓	41.12	152.21 ✓	152.21 ✓
7	72.24	156.10 ✓	156.10 ✓	73.61	157.29 ✓	157.29 ✓
6	98.37	158.36 ✓	158.36 ✓	100.14	155.50 ✓	155.50 ✓
5	116.84	155.32 ✓	155.32 ✓	121.54	150.67 ✓	150.67 ✓
4	137.46	148.39 ✓	148.39 ✓	142.48	143.28 ✓	143.28 ✓
3	130.61	149.44 ✓	149.44 ✓	134.82	145.12 ✓	145.12 ✓
2	137.92	139.30 ✓	139.30 ✓	142.06	135.77 ×	135.77 ×

ZAFER APARTMANI

MEVCUT ve GÜÇLENDİRİLMİŞ DURUMDAKİ GÖÇME YÜKÜ MUKAYESE TABLOSU

	X YÖNÜ			Y YÖNÜ		
Kat no	Deprem yükü Ve	Mevcut Yapı Vr	Güçlendirilmiş Yapı Vr	Deprem yükü Ve	Mevcut Yapı Vr	Güçlendirilmiş Yapı Vr
10	101.02	104.11 ✓	104.11 ✓	108.66	154.79 ✓	154.79 ✓
9	177.93	113.80 ×	113.80 ×	197.89	175.55 ×	175.55 ×
8	240.25	136.75 ×	136.75 ×	272.49	199.52 ×	199.52 ×
7	292.03	141.72 ×	141.72 ×	335.03	203.20 ×	203.20 ×
6	336.57	156.97 ×	156.97 ×	388.43	218.48 ×	218.48 ×
5	374.71	158.98 ×	158.98 ×	433.06	217.62 ×	217.62 ×
4	406.33	165.81 ×	165.81 ×	469.15	224.26 ×	224.26 ×
3	429.08	178.68 ×	178.68 ×	494.48	230.77 ×	230.77 ×
2	435.07	163.28 ×	163.28 ×	501.20	205.96 ×	205.96 ×

4.5.2. Lifli polimer elyaf ile güçlendirilmiş kolon performans analizi

Lifli Polimerler (LP) özellikle uzay ve havacılık endüstrisindeki atılıma paralel olarak metal alaşımlarına alternatif olarak sınırlı bir şekilde kullanılmaya başlanmıştır. Kompozit malzeme teknolojilerinde son yıllarda yaşanan gelişmeler, bu malzemelerin yapı sektöründe de kullanımına olanak vermiştir. Lifli Polimerler, boru endüstrisinde ve yapı güçlendirme işlerinde ağırlıklı olarak kullanılmaktadır. 1 milimlik bir malzemedir ama çelikten 40-50 kat hafif, üstelik 7-8 kat daha sağlamdır. Bundan dolayı DBYBHY'nde yer almış bulunmaktadır. Özellikle yığma ve betonarme yapılarda gerek deprem etkilerine karşı gerekse düşey yüklere karşı yapı elemanlarının yük taşıma kapasiteleri Lifli Polimerler kullanılarak yapılardaki hacim kaybı minimum olarak arttırılmaktadır. Bu teknolojinin güçlendirmede en önemli özelliği insanların evlerini boşaltmalarına gerek kalmadan güvenli, kolay ve hızlı olarak güçlendirme uygulamalarının gerçekleştirilmesidir. Aynı zamanda sistemin çok hafif olması binaya

uygulama sonrasında ilave bir yük getirmemesi sonucu diğer betonarme güçlendirme malzemelerine göre deprem yüklerinde bir artışa sebep olmamasıdır.

4.5.2.1. Lifli polimer sargı (DBYBHY 7.10.1.3)

Lifli Polimer tabakasının kolonların çevresine, lifler enine donatılara paralel olacak şekilde, sarılması ve yapıştırılması ile sargılama sağlanır. LP sargısı ile betonarme kolonların süneklik kapasitesi, kesme ve basınç kuvveti dayanımları ile boyuna donatı bindirme boyunun yetersiz olduğu durumlarda donatı kenetlenme dayanımı arttırılır. LP sargılama ile yapılan güçlendirmelerde tam sargı (tüm kesit çevresinin sarılması) yöntemi kullanılmalıdır (Şekil 4.31). LP ile yapılan sargılamalarda sargı sonunda en az 200 mm bindirme yapılmalıdır. LP sargısı dikdörtgen kolonlarda kolon köşelerinin en az 30 mm yarıçapında yuvarlatılması ile uygulanır. LP uygulaması üretici firma tarafından önerilen yönteme uygun olarak gerçekleştirilmelidir. LP ile sargılanan kolonlarda elde edilen kesme, eksenel basınç ve kenetlenme dayanımlarının artışı ile süneklik artışının hesap yöntemleri DBYBHY Bilgilendirme Eki 7E'de verilmektedir.

Şekil 4.31. Lifli polimerle güçlendirilmiş kolonlar

Lifli Polimer ile güçlendirmenin dezavantajları:

1. Karbon lifle yapılan eleman onarımlarında eleman rijitliği büyük orandan arttırılırken kolon kiriş birleşim bölgesinin dönme rijitliğinde herhangi bir artış olmamakta dolayısıyla rijitliğinin artmasıyla iyice artan kesme kuvvetleri de

kiriş-kolon birleşim yerinde hasar oluşumuna sebep olmaktadır. Bu sebeple uygulamasının yapıldığı taşıyıcı elemanlarda yapılacak statik hesaplar doğrultusunda kolon-kiriş birleşim bölgelerinin de sarılması gerekir.

2. Bu malzemenin beton ve çeliğe nazaran pahalı olmasıdır.
3. Yangına karşı dayanıksız oluşu (en fazla 80 ^{o}C kadar yapısını bozmadan muhafaza etmektedir.), olası bir yangın esnasında 2-3 saniye içerisinde yapısında bozulmaların başlayacak olması bu nedenle yangına karşı özel izolasyon malzemelerinin kullanılmasını gerektirmektedir. Bu sebeple düşey yük altında yetersiz taşıyıcı elemanların güçlendirilmesinde kullanılması uygun değildir.
4. Karbon liflere yük transferi yapışma yüzeyinin beton dayanımına bağlı olduğu için C12'den daha düşük dayanımdaki kiriş ve kolonlarda kullanılmamalıdır. Aksi takdirde köşelerde beton yüzeyinin dağılmasına sebebiyet vererek fayda oranı büyük oranda azalmaktadır.
5. DBYBHY'ne göre eni boyunun 2 katı olan kolonlarda (Örneğin 20 cm x 50 cm ebatlı kolonda kullanılamaz, 20 cm x 40 cm ebatlı kolonda kullanılabilir.) kullanılamayacak olmasıdır.
6. Kolon köşelerinin yuvarlatılmadan malzemenin uygulanamaması çünkü malzemeyi gerilme etkisinde kesebilecek keskin yüzeylerin ortadan kaldırılması gerekliliğidir.

Lifli Polimer ile güçlendirmenin avantajlar:

1. Tasarımı kolay ve etkindir.
2. Standart hesap normları ve uygulamaları mevcuttur (Avrupa, ABD).
3. Korozyon ve manyetik alan oluşturmaz.
4. Yapının kullanımı alanını ve zamanını diğer yöntemlere göre oldukça az engeller.
5. Uygulanması oldukça kolay olmasından dolayı makine ekipmanı gerektirmez.
6. İstenilen her çeşit yapı elemanı ve malzemesini güçlendirmek mümkündür.
7. Kullanım esnasında bakım gerektirmez.

8. Fabrikasyon olmasından dolayı kalite ve özelliklerinde öngörülen esaslarda sapma olmaz.
9. Sistemin eğilme, kesme, eksenel yük taşıma ve sünekliğini artırır.
10. Mevcut şekil değiştirmelerin ilerlemesini durdurur.
11. Güçlendirme sonucunda yapının yükünü artırmaz.

4.5.2.2. Kolonların kesme dayanımının arttırılması (DBYBHY 7E.1.)

LP ile sargılanmış kolonların ve kirişlerin kesme kuvveti dayanımı Denk.(7E.1) ile hesaplanır.

$$V_r = V_c + V_s + V_f \leq V_{max} \qquad \text{(DBYBHY 7E.1)}$$

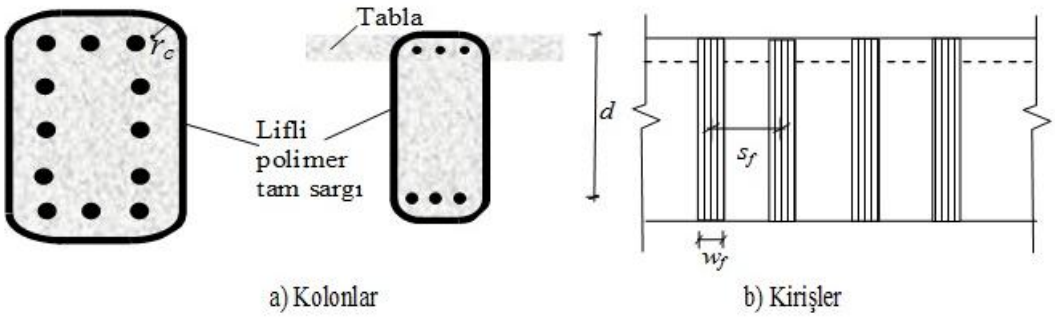
Kesme kuvveti dayanımına betonun katkısı V_c, enine donatının katkısı V_s ve asal basınç gerilmelerini sınırlamak üzere tanımlanan V_{max} değerleri TS-500 tarafından önerilen denklemler ile, DBYBHY 7.2'ye göre belirlenen mevcut malzeme dayanımları kullanılarak hesaplanacaktır. Kesme kuvveti dayanımına LP sargının katkısı V_f sargılamanın şeritler halinde olması durumunda Denk.(7E.2) ile hesaplanacaktır.

$$V_f = \frac{2.n_f.t_f.w_f.E_f.\varepsilon_f.d}{s_f} \qquad \text{(DBYBHY 7E.2)}$$

Denk.(7E.2)'de n_f tek yüzdeki LP sargı tabaka sayısını, t_f bir tabaka LP için etkili kalınlığı, w_f, LP şeridinin genişliğini, E_f, LP elastisite modulünü, ε_f LP etkin birim uzama sınırını, d eleman faydalı yüksekliğini, s_f ise LP şeritlerin, eksenden eksene olmak üzere, aralıklarını göstermektedir (Şekil 4.32). Sargılamanın sürekli yapılması durumunda, $w_f = s_f$ alınacaktır. Etkin birim uzama değeri Denk.(7E.3)'e göre alınacaktır.

$$\begin{gathered} \varepsilon_f \leq 0{,}004 \\ \varepsilon_f \leq 0{,}50\varepsilon_{fu} \end{gathered} \qquad \text{(DBYBHY 7E.3)}$$

Denk.(7E.3)'de ε_{fu} LP kopma birim uzamasıdır. Süreksiz (şeritler halinde) LP kullanılması durumunda LP şeritlerin aralıkları s_f, $(w_f + d/4)$ değerini geçmeyecektir.



Şekil 4.32. Lifli polimerin kolon ve kiriş parametreleri

4.5.2.3. Kolonların eksenel basınç dayanımının arttırılması (DBYBHY 7E.2)

LP sargılama ile kolonların eksenel basınç dayanımlarının arttırılabilmesi için, kolon kesitinin uzun boyutunun kısa boyutuna oranı ikiden fazla olmamalıdır. Kolonların en kesitleri dikdörtgenden elipse dönüştürülerek LP'nin etkinliği arttırılabilir. Elips kesitlerde uzun boyutun kısa boyuta oranı en fazla üç olabilir. LP ile sargılanmış bir kolonun eksenel yük dayanımı hesaplanırken beton basınç dayanımı için f_{cd} yerine Denk.(7E.4) ile belirlenen f_{cc} değeri kullanılacaktır.

$$f_{cc} = f_{cm}.\left(1 + 2{,}4(f_1/f_{cm})\right) \geq 1{,}2 f_{cm} \qquad \text{(DBYBHY 7E.4)}$$

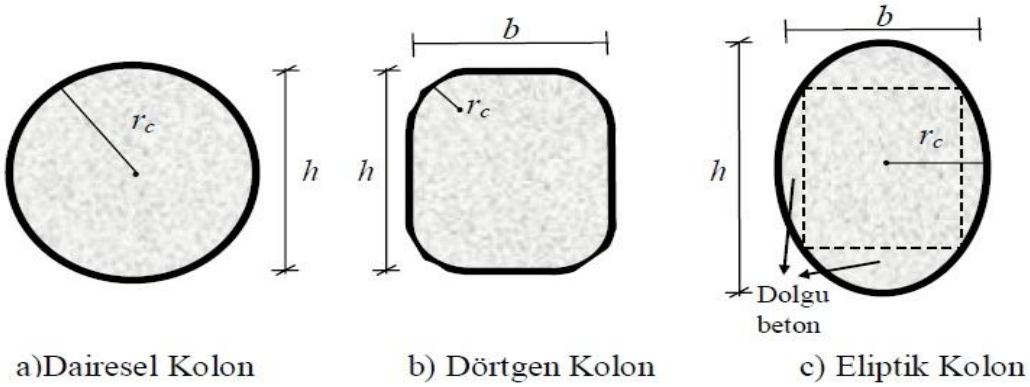
Denk.(7E.4)'de f_{cm} sarılmamış betonun mevcut basınç dayanımı, f_1 LP sargının sağladığı yanal basınç miktarıdır. f_1,Denk.(7E.5)'e göre hesaplanacaktır.

$$f_1 = \frac{1}{2}.\kappa_a.\rho_f.\varepsilon_f.E_f \qquad \text{(DBYBHY 7E.5)}$$

Denk.(7E.5)'de ε_f Denk.(7E.3) ile hesaplanacaktır. Bu denklemde κ_a kesit şekil etkinlik katsayısı, ρ_f LP hacımsal oranıdır. κ_a çeşitli kesitler için Denk.(7E.6)'da verilmiştir.

$$\kappa_a = \begin{cases} 1 & \text{Dairesel kesit} \\ (b/h) & \text{Elips kesit} \\ 1 - \frac{(b-2r_c)^2+(h-2r_c)^2}{3.b.h} & \text{Dikdörtgen kesit} \end{cases} \qquad \text{(DBYBHY 7E.6)}$$

Denk.(7E.6)'da b ve h dikdörtgen kesitler için kısa ve uzun kenar boyutları, eliptik kesitlerde kısa ve uzun boyutlar için elipsin ilgili boyutları, r_c ise dikdörtgen kesitlerde köşelerde yapılan yuvarlatmanın yarıçapıdır (Şekil 4.33).



Şekil 4.33. Kolon tipine göre r_c oranları (DBYBHY 7E.2)

4.5.2.4. Kolonların sünekliğinin arttırılması (DBYBHY 7E.3.)

LP sargılama ile kolonların sünekliğinin arttırılabilmesi için, kolon kesitinin uzun boyutunun kısa boyutuna oranı ikiden fazla olmamalıdır. Elips kesitlerde uzun boyutun kısa boyuta oranı en fazla üç olabilir. LP ile sargılanmış bir kolonda sargılanmış beton basınç dayanımına karşı gelen birim kısalma (ε_{cc}) Denk.(7E.7) ile belirlenebilir.

$$\varepsilon_{cc} = 0{,}002x(1 + 15(f_1/f_{cm})^{0{,}75}) \qquad \text{(DBYBHY 7E.7)}$$

Denk.(7E.7)'de f_1 Denk.(7E.5) ile hesaplanacaktır. LP sargılama ile sünekliğin arttırılabilmesi için Denk.(7E.4) ile belirtilmiş olan minimum dayanım artışı sağlanmalıdır.

(a) Doğrusal elastik hesap yöntemleri kullanılırken herhangi bir kolonda Denk.(7E.7) ile hesaplanan ε_{cc} değerinin 0,018 değerinden büyük olması durumunda söz konusu kolonun sargılanmış olduğu, aksi halde sargılanmamış olduğu kabul edilir.

(b) Doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri için LP ile sargılanmış kesitlerin moment-eğrilik ilişkisi elde edilirken, LP ile sargılanmış beton için iki doğrudan

oluşacak şekilde idealleştirilmiş bir gerilme-şekil değiştirme ilişkisi kullanılabilir. Bu ilişkide büküm noktasında gerilme ve şekil değiştirme değerleri f_c (kapasite) ve 0,002 alınabilir. Gerilme-şekil değiştirme ilişkinin son noktasındaki değerler Denk.(7E.4) ve Denk.(7E.7) ile hesaplanır. Plastik şekil değiştirmelerin meydana geldiği LP ile sargılanmış betonarme taşıyıcı sistem elemanlarında, performans düzeylerine göre izin verilen maksimum beton birim kısalma değerleri kesit göçme sınırı için Denk.(7E.7) ile hesaplanan değere eşit olmalıdır. Güvenlik sınırı için Denk.(7E.7) ile hesaplanan değerin % 75'i, minimum hasar sınırı için ise 0,004 alınacaktır. Bu değerler ve kesitteki donatı çeliğinin birim uzama değerleri 7.6.9'da belirtilen üst sınırları aşamaz. Bu sınır aşağıda belirtilmiştir.

DBYBHY 7.6.9-Betonarme Elemanların Kesit Birim Şekil Değiştirme Kapasiteleri: 7.6.9.1–Beton ve donatı çeliğinin birim şekil değiştirmeleri cinsinden 7.6.8'e göre elde edilen deprem istemleri, aşağıda tanımlanan birim şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak, kesit düzeyinde taşıyıcı sistem performansı belirlenecektir.

7.6.9.2–Plastik şekil değiştirmelerin meydana geldiği betonarme sünek taşıyıcı sistem elemanlarında, çeşitli kesit hasar sınırlarına göre izin verilen şekil değiştirme üst sınırları (kapasiteleri) aşağıda tanımlanmıştır:

(a) Kesit Minimum Hasar Sınırı (MN) için kesitin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları:

$$(\varepsilon_{cu})_{MN} = 0{,}0035 \; ; \; (\varepsilon_s)_{MN} = 0{,}010 \qquad \text{(DBYBHY 7.8)}$$

(b) Kesit Güvenlik Sınırı (GV) için etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları: (ε_{cg}: en dış basınç lifindeki sargılı beton birim kısalmasının sınır değerini, $\rho_{s:}$ yanal donatı hacımsal oranını ρ_{sm}: minimum yanal donatı hacımsal oranını göstermektedir.)

$$(\varepsilon_{cg})_{GV} = 0{,}0035 + 0{,}01\,(\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0{,}0135 \qquad (\varepsilon_s)_{GV} = 0{,}040 \qquad \text{(DBYBHY 7.9)}$$

(c) Kesit Göçme Sınırı (GÇ) için etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları:

$$(\varepsilon_{cg})_{GÇ} = 0{,}004 + 0{,}014\,(\rho_s/\rho_{sm}) \leq 0{,}018 \quad (\varepsilon_s)_{GÇ} = 0{,}060 \qquad \text{(DBYBHY 7.10)}$$

Göz önüne alınan enine donatıların DBYBHY 3.2.8'e göre "özel deprem etriyeleri ve çirozları" olarak düzenlenmiş olması zorunludur.

4.5.2.5. Kolonlarda yetersiz bindirme boyu için sargılama (DBYBHY 7E.4.)

Kesit boyut oranı ikiden büyük olan veya boyuna donatıları düz yüzeyli olan kolonlar için sargı etkisi yetersiz olacağından bindirme bölgelerinin güçlendirmesi LP sargısı ile yapılamaz. Boyuna donatıları nervürlü olan kolonlarda bindirme boyu yetersizliğini gidermek üzere gereken LP kalınlığı Denk.(7E.8)'e göre hesaplanır.

$$t_f = \frac{500.b_w.(f_k - f_{hs})}{E_f} \qquad \text{(DBYBHY 7E.8)}$$

Denk.(7E.8)'de b_w kesit genişliği, f_{hs} enine donatıda 0,001 birim uzamaya karşılık gelen gerilmedir. ε_a faktörü farklı kesitler için Denk.(7E.6)'ya göre hesaplanmalıdır. Denk.(7E.8)'deki f_k değeri Denk.(7E.9)'a göre hesaplanacaktır.

$$f_k = \frac{A_s.f_{ym}}{\left[\frac{p}{2n} + 2(\emptyset + d')\right]L_s} \qquad \text{(DBYBHY 7E.9)}$$

Denk.(7E.9)'da A_s kolon donatı alanı (tek çubuk için), f_{ym} mevcut donatı akma dayanımı, p çekirdek kesiti çevresi, n bindirme yapılmış donatı sayısı, ϕ donatı çapı, d' pas payı kalınlığı ve L_s var olan bindirme boyudur.

Çizelge 4.34. Mantolama malzemeleri tipleri ve dayanımları

Lif (Fiber) Tipi	Elastik Modulus (GPa)	Çekme Dayanımı (MPa)	Nihai Çekme Birim Uzaması (%)
Karbon			
Yüksek Dayanımlı (ÖRNEK)	215-235	3500-4800	0,4-2,0
Çok Yüksek Dayanımlı	215-235	3500-6000	1,5-2,3
Yüksek Modulus	350-500	2500-3100	0,5-0,9
Çok Yüksek Modulus	500-700	2100-2400	0,2-0,4
Cam			
E	70	1900-3000	3,0-4,5
S	85-90	3500-4800	4,5-5,5
Aramid			
Düşük modulus	70-80	3500-4100	4,3-5,0
Yüksek modulus	115-130	3500-4000	2,5-3,5
Çelik	200	400	25

S202 kolonu daha önce incelenerek aşağıdaki gibi N-M diyagramı elde edilmiştir. Çizelge 4.35'te daha önce hesaplanan S202 kolonunun taşıma kapasite değerleri verilmiştir. Bu değerler dikkate alınarak N-M diyagramında eksenel kuvvet üst sınırı yeniden kontrol edilmiştir

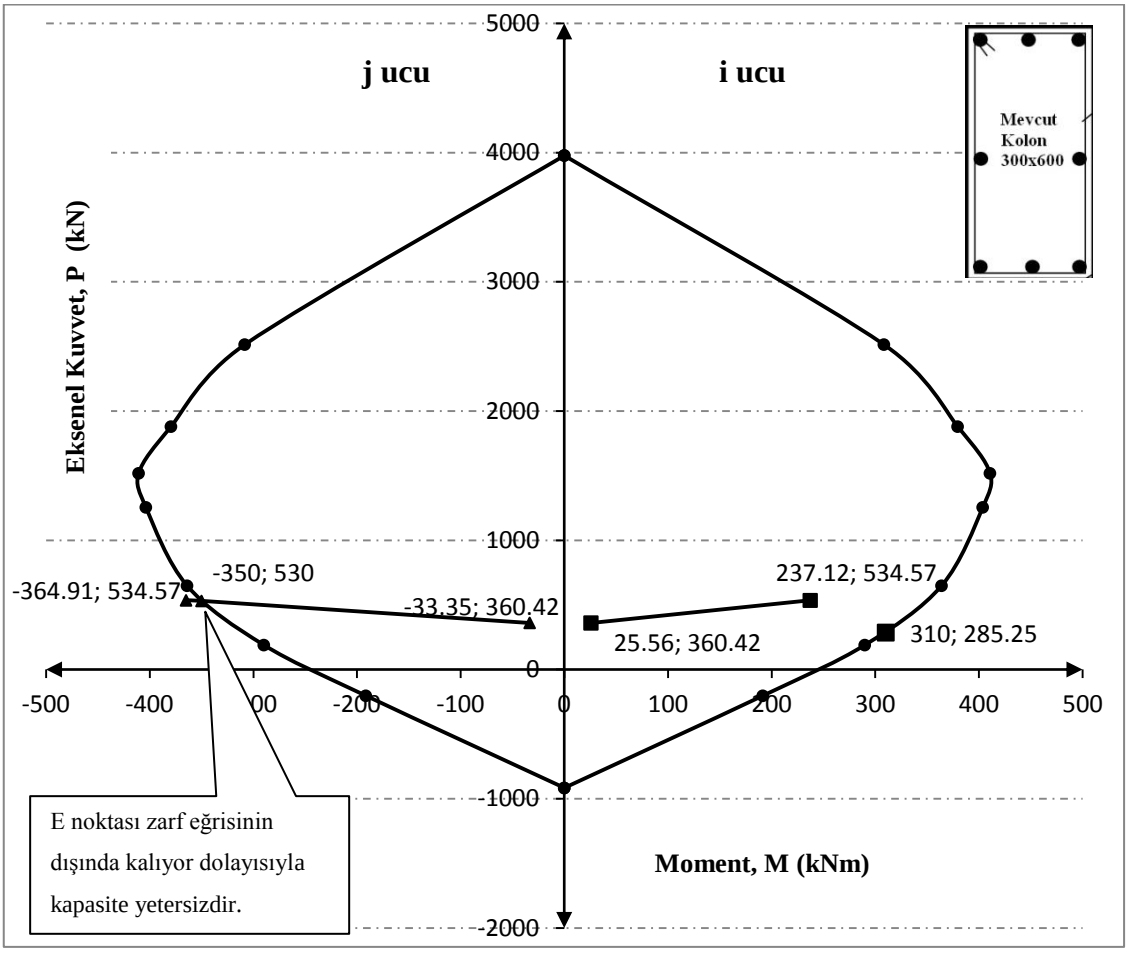
S202 kolonu $N_D=G+0,3Q=N_{D,3.KAT}+N_{D,2.KAT}=360,42$ kN

$N_D - N_E = 360,42-75,14=285,28$ kN

Çizelge 4.35. Kolonun taşıma kapasitesi değerleri

i ucu	j ucu
N_K=429,84 kN	N_K=530 kN
M_K=335 kNm	M_K=350 kNm

N_K=429,84 kN > 285,28 kN eksenel kuvvet üst sınırı aşılmıştır. O zaman i ve j uçları için N-M diyagramında N_K=285,28 kN alınarak M_K=310 kNm olarak bulunur (Şekil 4.34). Buna göre gevrek kırılma kontrolünde M_{ki}=335 kNm yerine M_{ki}=310 kNm kullanılacak demektir.



Şekil 4.34. LP Sargılı S202 kolonun N-M kapasitesi

4.5.3. LP sargılı S202 kolonun kesme kapasitesi

LP sargılı kolonların kesme kapasitesi,

$$V_r = V_c + V_s + V_f \leq V_{max} = 0{,}22.A_c.f_{ck} \qquad \text{(DBYBHY 7E.1)}$$

$$V_r = V_c(betonun\ kesmesi) + V_s(etriyenin\ kesmesi) + V_f(LP'nin\ kesmesi) \leq V_{max} = 0{,}22.A_c.f_{ck}$$

bağıntısıyla hesaplanır. Bu bağıntıdaki değerler TS-500'de belirtildiği şekilde aşağıda hesaplanmıştır.

$$V_{max} = 0{,}22.f_{cd}.b.d = 0{,}22x20000x0{,}3x0{,}564 = 744{,}48\ kN$$

TS500 göre sıklaştırma bölgesi kesme hesabı

$$V_{cr} = 0{,}65.f_{ctd}.b.d.[1+\gamma(N_d/A_c)] \quad \text{(TS-500 8.1)}$$

$$V_{cr} = 0{,}65x1{,}28x300x564x\left[1+0{,}07x(\frac{1929540}{300x600})\right]10^{-3} = 246{,}41kN$$

$$V_c = 0{,}8xV_{cr} = 0{,}80x246{,}41 = 197{,}13kN$$

(x-x) Etriye (pursantaj) oranı $\rho_{shx} = \frac{A_{sh}}{s.b_k} = \frac{[2x78+2(\cos(23{,}26°).78)]_{\emptyset 10}}{100_{et.aralığı}.(300-2x36)} = 0{,}013$

(x-x) Etriye kesme kuvveti $V_{wx} = \rho_{shx}.f_{yd}.A_c = 0{,}013x228x528x365x10^{-3} = 571{,}22\ kN$

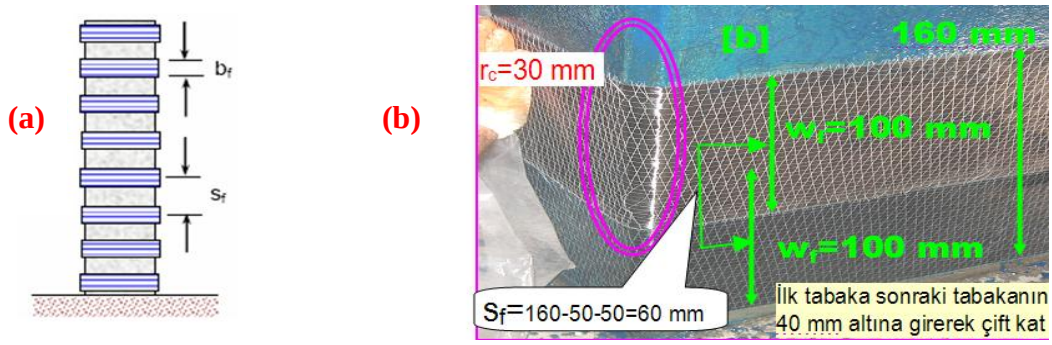
(y-y) Etriye (pursantaj) oranı $\rho_{shy} = \frac{A_{sh}}{s.b_k} = \frac{[4x78+2(\sin(23{,}26°).78)]_{\emptyset 10}}{70_{et.aralığı}.(600-2x36)} = 0{,}010$

(y-y) Etriye kesme kuvveti $V_{wy} = \rho_{shy}.f_{yd}.A_c = 0{,}010x300x600x365x10^{-3} = 444{,}47\ kN$

Çizelge 4.36. Kullanılan lifli polimerin özellikleri

n_f:	*Tek yüzdeki LP sargı tabaka sayısı*	=	2
t_f:	*Bir tabaka LP için etkili kalınlık*	=	0,20
w_f:	*LP şeridinin genişliği (mm)*	=	100
E_f:	*LP elastisite modülü*	=	230,000
ε_f:	*LP etkin birim uzama sınırı*	=	0,004
d :	*Eleman faydalı yüksekliği*	=	564
s_f:	*LP şeritlerinin eksenden eksene aralığı (mm)*	=	150
ε_u	*Maksimum uzama*	=	0,01

LP sargı uygulaması DBYBHY'nde şerit halinde (Şekil 4.35.a) yapılması açıklanmasına karşın uygulamada sürekli sarılarak yapılması hatta bandaj gibi üst üste birkaç tabaka yapılması daha yaygın olarak kullanılmaktadır (Şekil b). Gerçekte de tek sargı betonarme gibi bir malzeme için çok etkili olacağı düşünülemez.



Şekil 4.35. a) LP sargı DBYBHY'nde istenen durum b) LP sargı uygulama hali

S202 kolonuna yapılan sargı uygulamasının Şekil b'deki gibi 2 kat ve birbiri üstüne 40 mm bindirilerek yapılması halinde kolonun kesme kuvveti aşağıdaki şekilde hesaplanır.

$$V_f = \frac{2.n_f.t_f.w_f.E_f.\varepsilon_f.d}{s_f} = \frac{2x2x0{,}2x100x230000x0{,}004x564}{60} = 691{,}840\ kN$$

$$V_r = V_c + V_s + V_f = 197{,}13 + 571{,}22 + 691{,}84 = 1460{,}19kN > V_{max} = 744{,}48\ kN$$

LP ile kolon basınç dayanımının artırılması:

$$\begin{cases} 1.\frac{b_{max}}{b_{min}} \leq 2 \\ f_{cc} = f_{cm}(1 + 2{,}4(f_1/f_{cm})) \geq 1{,}2f_{cm} \end{cases} \begin{cases} ikisi \\ birden \\ sağlamalıdır. \end{cases} \qquad \text{(DBYBHY 7E.4)}$$

İki yüzeydeki yarısı: $f_1 = \frac{K_a.\rho_f.\varepsilon_f.E_f}{2}$ (DBYBHY 7E.5)

Kesit etkinlik katsayısı :

$$K_a = 1 - \frac{[b-2r_c]^2+[h-2r_c]^2}{3.b.h} = 1 - \frac{[300-2x30]^2+[600-2x30]^2}{3x300x600} = 0{,}353 \qquad \text{(DBYBHY 7E.6)}$$

LP hacımsal oranı:

$$\rho_f = LP\ Katsayısı \left[\frac{w_f.(b+h).2.t_f}{b.h.s_f}\right] = 2.\left[\frac{100.(300+600)x2x0{,}2}{300x600x60}\right] = 0{,}0067$$

$$f_1 = \frac{K_a.\rho_f.\varepsilon_f.E_f}{2} = \frac{0{,}353x0{,}008x0{,}004x230000}{2} = 1{,}29\ kN$$

LP ile kolon basınç dayanımının artırılması için

$$\begin{cases} 1.\ \dfrac{b_{max}}{b_{min}} \leq 2 & \dfrac{600}{300} = 2 \\ 2.\ f_{cc} = 10\left(1 + 2{,}4\left(\dfrac{1{,}29}{10}\right)\right) \geq 1{,}2x10 \\ 2. \qquad 13{,}10 > 12 \end{cases} \begin{cases} ikisi \\ birden \\ sağlıyor \end{cases}$$

SONUÇ: LP sargısının S202 kolonuna % 11 (13,10/12=1,09) eksenel basınç dayanımı kazandırmış bulunmaktadır.

4.5.4. LP sargılı S202 kolonun gevrek kırılma kontrolü

Kolonların gevrek kırılma kontrolü düğüme birleşen kiriş momentleri ve kolon kesme kuvvetleri dikkate alınarak hesaplanır. Bu kontrol için,

Kolonların alt ve üst uçlarında, $KKO = \frac{\Sigma D\text{üğüm } Kolon\ Moment\ Kapasitesi(M_{K(N-M'den)})}{\Sigma D\text{üğüm } Kiriş\ Moment\ Kapasitesi\ (M_r)}$ bağıntısı hesaplanır. Çizelge 4.37'de daha önce hesaplanan kiriş taşıma kapasiteleri verilmiştir.

Çizelge 4.37. K103 kirişi M_r taşıma kapasitesi

i ucu			j ucu		
		$M_{ri} = [A_s.f_{yd}.(d - d'_{pas})].10^{-6}$			$M_{rj} = [A_s.f_{yd}.(d - d'_{pas})].10^{-6}$
$A_{siüst}$	5∅16+2∅16 (1407 mm^2)	-219,80	$A_{sjüst}$	3∅16+2∅16 (1005 mm^2)	-157,00
A_{sialt}	4∅16 (804 mm^2)	125,60	A_{sjalt}	4∅16 (804 mm^2)	125,60

Kolonların ise N-M diyagramından aşağıdaki (Çizelge 4.38) tablodaki gibi bulunmuştu.

Çizelge 4.38. LP sargılı S202 kolonu M_K taşıma kapasitesi (N-M'den)

KOLON M_K TAŞIMA KAPASİTESİ (N-M DEN)	
i ucu	**j ucu**
N_K=285,28 kN	N_K=530 kN
M_K=310 kNm	M_K=350 kNm

$$KKO_{S202,\text{üst uç}} = \frac{310}{125{,}60+157{,}0} = 1{,}096$$

$$KKO_{S202,alt\ uç} = \frac{350}{125{,}60 + 157{,}0} = 1{,}23$$

Kolonlar kirişlerden güçlüdür. Dolayısıyla kirişler kolonlardan önce plastik olur (DBYBHY 3.3).

$V_e = 175{,}18\ kN < V_{r.TS500} = 231{,}94\ kN$ olduğu için "**SÜNEK**" kırılır.

Yukarıda kirişlerde hesaplandığı gibi kolonların etki-kapasite oranı olan r,

ETKİ KAPASİTE ORANI (r) (DBYBHY 7A.2)

$$Sünek\ eleman\ \rightarrow r = \frac{Deprem\ Momenti_{R=1}}{Artık\ Moment\ Kapasitesi} = \frac{M_E}{M_K - M_D}$$

$$Gevrek\ eleman \rightarrow r = \frac{Kesme\ Kuvveti}{Kesme\ Kapasitesi} = \frac{V}{V_{r,TS500}}$$

bağıntısıyla hesaplanır.

Hesaplanan bu değer DBYBHY Tablo 7.3 deki $r_{sınır}$ değeri ile karşılaştırılarak kolonun performansı belirlenir. N-M diyagramından N_K değerleri i ve j uçları için ayrı ayrı alınır. Eğer eksenel kuvvet üst sınırı aşılmış ise o değerler geçerlidir. LP sargısı S202 kolonun eksenel kuvvet taşıma gücünü % 11 oranında artırmıştır (Çizelge 4.39). Burada kolonların eksenel kuvvet değerlerinin aynı oranda artırılmasında bir sakınca bulunmamaktadır (Bu durum araştırılmış ve konu hakkında incelenen kaynaklarda bir bilgiye rastlanmamıştır.).

Çizelge 4.39. LP sargılı S202 kolonu DBYBHY Tablo 7.3 hesap değerleri

KOLON	UÇ	N_K	$\frac{N_K}{A_C \cdot f_{cm}}$	$\frac{V_{ei} = V_{ej}}{b.d.f_{ctm}}$
S202	i	1,11x285,28 =316,67 kN	$\frac{316670}{300x600x10} = 0{,}18$	$\frac{175180}{300x564x1{,}27} = 0{,}82$
	j	1,11x530 =588,30 kN	$\frac{588300}{300x600x10} = 0{,}32$	0,82

Buna göre DBYBHY Tablo 7.3'ün 1. ve 2. satırları arasında enterpolasyon yapılarak aşağıdaki şekilde bulunur (Çizelge 4.40).

$$\text{i ucu } r_{hesap} = \frac{M_{e,deprem}}{M_{A,artık}} = \frac{M_E}{M_K - M_D} = \frac{211{,}56}{310-25{,}56} = 0{,}74$$

$$\text{j ucu } r_{hesap} = \frac{M_{e,deprem}}{M_{A,artık}} = \frac{M_E}{M_K - M_D} = \frac{331{,}56}{350-33{,}35} = 1{,}047$$

Çizelge 4.40. LP sargılı S202 kolonu i ve j ucu için kullanılacak r_s değerleri

Sünek Kirişler			Hasar Sınırı		
$\frac{N_K}{A_c.f_{cm}}$ (1)	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w d\, f_{ctm}}$ (2)	MN	GV	GÇ
≤ 0.1	Var	≤ 0.65	3	6	8
≤ 0.1	Var	≥ 1.30	2.5	5	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≤ 0.65	2	4	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≤ 0.1	Yok	≤ 0.65	2	3.5	5
≤ 0.1	Yok	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Yok	≤ 0.65	1.5	2	3
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Yok	≥ 1.30	1	1.5	2
≥ 0.7	–	–	1	1	1

(1) N_K eksenel kuvveti Bilgilendirme Eki 7A'ya göre hesaplanabilir.
(2) V_e kesme kuvveti depremin yönü ile uyumlu olarak 7.5.2.2 (a)'ya göre hesaplanacaktır.

i ve j ucu MN durumundaki performansı sayısal (enterpolasyon) olarak hesabı:

$0{,}65 \leq 0{,}82 \leq 1{,}30$ (hassasiyet 0,01)

0,65-1,30 arasında 65 tane değer bulunmaktadır.

Hesap edilen 0,65 ile 0,82 arasında 17 tane 0,01 değeri bulunmaktadır.

$\left.\begin{array}{l}\text{0,65 ise MN=3,0}\\ \text{1,30 ise MN=2,5}\end{array}\right\}$ arasında 0,5 değer vardır.

0,01 hassasiyetindeki çarpan 0,5/65=0,0077 0,0077x17=0,13 3-0,13=2,87

i ucu $r_{hesap} = \frac{M_{e,deprem}}{M_{A,artık}} = \frac{M_E}{M_K - M_D} = \frac{211,56}{310-25,56} = 0,74 < 2,87$

j ucu $r_{hesap} = \frac{M_{e,deprem}}{M_{A,artık}} = \frac{M_E}{M_K - M_D} = \frac{331,56}{350-33,35} = 1,047 < 2,87$

6-10 nolu (S202) sargılanmış kolonu i ve j ucu MN kesit güvenlik sınırını sağlamaktadır.

i ve j ucu GV durumundaki performansı sayısal (enterpolasyon) olarak hesabı:

$0,65 \leq 0,82 \leq 1,30$ (hassasiyet 0,01)

0,65-1,30 arasında 65 tane değer bulunmaktadır.

Hesap edilen 0,65 ile 0,82 arasında 17 tane 0,01 değeri bulunmaktadır.

$\left.\begin{array}{l}\text{0,65 ise GV=6,0}\\ \text{1,30 ise GV=5,0}\end{array}\right\}$ arasında 1değer vardır.

0,01 hassasiyetindeki çarpan 1/65=0,015 0,015x17=0,26 6-0,26=5,73

i ucu $r_{hesap} = \frac{M_{e,deprem}}{M_{A,artık}} = \frac{M_E}{M_K - M_D} = \frac{211,56}{310-25,56} = 0,74 < 5,73$

j ucu $r_{hesap} = \frac{M_{e,deprem}}{M_{A,artık}} = \frac{M_E}{M_K - M_D} = \frac{331,56}{350-33,35} = 1,047 < 5,73$

6-10 nolu (S202) Kolonu i ve j ucu GÇ kesit güvenlik sınırını sağlamaktadır.

i ve j ucu GÇ durumundaki performansı sayısal (enterpolasyon) olarak hesabı:

$0,65 \leq 0,82 \leq 1,30$ (hassasiyet 0,01)

0,65-1,30 arasında 65 tane değer bulunmaktadır.

Hesap edilen 0,65 ile 0,82 arasında 17 tane 0,01 değeri bulunmaktadır.

$$\left.\begin{array}{l}0{,}65 \text{ ise GÇ}=8{,}0\\ 1{,}30 \text{ ise GÇ}=6{,}0\end{array}\right\} \text{ arasında 2 değer vardır.}$$

0,01 hassasiyetindeki çarpan 2/65=0,03 0,03x17=0,52 8-0,52=7,47

i ucu $r_{hesap} = \frac{M_{e,deprem}}{M_{A,artık}} = \frac{M_E}{M_K - M_D} = \frac{211{,}56}{310-25{,}56} = 0{,}74 < 7{,}47$

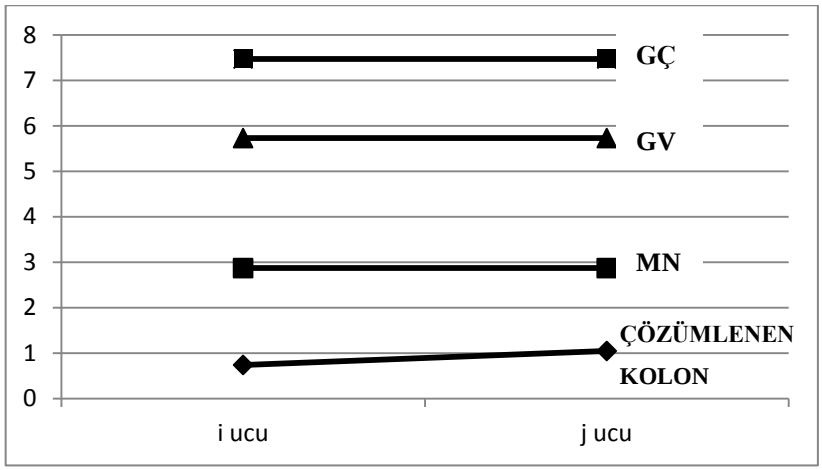
j ucu $r_{hesap} = \frac{M_{e,deprem}}{M_{A,artık}} = \frac{M_E}{M_K - M_D} = \frac{331{,}56}{350-33{,}35} = 1{,}047 < 7{,}47$

6-10 nolu (S202) Kolonu i ve j ucu GÇ kesit güvenlik sınırını sağlamaktadır.

LP sargı ile güçlendirilmiş S202 kolonunun eleman performansı minimum hasar bölgesinde çıkmıştır (Çizelge 4.41). Şekil 4.36'de MN, GV, GÇ bölgelerine göre kolonun performansı verilmiştir.

Çizelge 4.41. S202 güçlendirilmiş kolonun eleman performansı

	Uç	**$r_{hesaplanan}$**	**$r_{sınır\text{-}MN}$**	**$r_{sınır\text{-}GV}$**	**$r_{sınır\text{-}GÇ}$**	**Kesit Performansı**	**Eleman Performansı**
KOLON	i	0,74	2,87	5,73	7,47	Minimum Hasar Bölgesi	MN
	j	1,047	2,87	5,73	7,47	Minimum Hasar Bölgesi	



Şekil 4.36. S202 LP sargı ile güçlendirilmiş kolonun eleman performansı

S202 kolonunun can güvenliği performansını LP sargısıyla sağlamak için gerekli eksenel kuvvet taşıma kapasitesi artıracak yönde dayanımı yüksek ve çok katlı LP kullanmak ile mümkündür. Bilindiği gibi LP eğilme almaz. Veya kolonun eksenel kuvvet taşıma kapasitesini düşük moment kapasitesini, moment değerlerinin büyük olmasını sağlamakla mümkündür. Moment değerlerinin büyük olması durumunda r (etki/kapasite) oranları düşük olacağından Tablo 7.3 deki r (etki/kasite) değerleri büyük olacak ve istenilen performans düzeyi sağlanacaktır. Çözümlerde bu durum dikkate alınarak bazı hallerde geri çözüm yapılarak istenilen düzey her zaman olmamakla birlikte elde edilebilir.

BÖLÜM 5

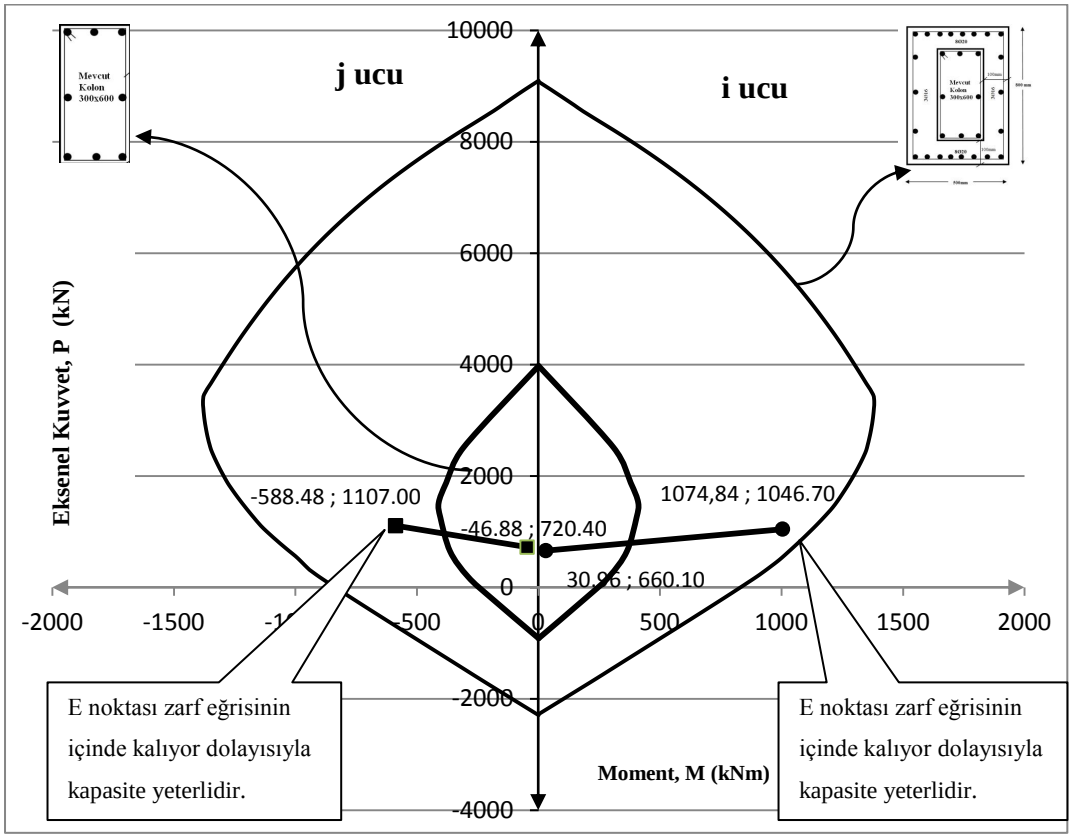
SONUÇ ve ÖNERİLER

Bu tez çalışmasında Eskişehir ili Odunpazarı ilçesinde kentsel dönüşüm projeleri kapsamında çözümlemesi yapılan iki bina kullanılmıştır. Vanlıoğlu Apartmanı ve Zafer Apartmanı, STA4CAD programında, yapı planları, bulundukları deprem bölgesi ve diğer tüm yapı bilgileri girilerek DBYBHY'ne göre doğrusal elastik hesap yöntemiyle performans değerlendirilmeleri yapılmıştır. 1997 yılında yapılmış yapıların DBYBHY'in tasarım esasları dikkate alınmadan tasarlanmış olması, yapıların güçlendirilmesi gerekliliğini artırmıştır. Binaların özellikle zemin kat ve 1. kattaki bazı taşıyıcı sistem elemanlarında ileri hasar düzeyinin ortaya çıkması dikkat çekici bulunmuştur. Performans analizi yapılan binanın ileri hasar bölgesine geçen taşıyıcı sistem elemanları olmasından dolayı, yapının DBYBHY'e göre yetersiz kapasitede olduğu ve güçlendirilmesi gerektiği açıkça görülmüştür.

Araştırmadan elde edilen sonuçlar aşağıda sıralanmıştır:

- Yapıların onarımı ve güçlendirilmesi zor, zaman alıcı ve masraflıdır. Bu nedenle yapıları onarım ve güçlendirmeye mecbur bırakacak tasarım ve imalattan kaçınılmalı, bunun için depreme dayanıklı, yönetmeliklere uygun binaların yapılması zorunluluğu sağlanmalıdır. Yapı denetimi, yapıların yönetmeliklere uygun yapılıp, yapılmadığını denetlemektedir. Günümüzde denetim mekanizmasının önemi daha iyi anlaşılmıştır.

- Betonarme yapılarda eleman güçlendirmesi olarak, kolon, kiriş, birleşim bölgesi, duvar, döşeme ve temellerde güçlendirme yapılabilir. Bütün bu elemanlar için betonarme manto ile, çelik levhalar ile ve karbon lifli polimerler ile güçlendirme yöntemleri uygulanmaktadır. Elemandaki hasarı giderecek uygun yöntemin seçilmesi bu aşamada önemlidir.



Şekil 5.1. Mantolanmış S202 kolonu M-N etkileşim diyagramı

- Şekil 5.1'de görüldüğü gibi içerde olan diyagram, mevcut kolonumuzun kapasite diyagramıdır. Kapasitesi çok daha büyük olan mantolanmış kolondur. Kolonu güçlendirdiğimizde kapasitesindeki değişim oldukça belirgindir. Tabiki bu yapı güvenliğimizi de aynı oranda arttırmaktadır.

- İkinci çözüm olarak yapılan lifli polimer sargı ile güçlendirilen S202 kolonu %11 eksenel basınç dayanımı kazandırmış bulunmaktadır. Bu güçlendirme ile yapı performansı minimum hasar bölgesinde çıkmış olup yapı daha güvenli bir hal almıştır.

- Mantolamada üzerinde durulacak ayrıntılar eski ve yeni betonun kaynaştırılması, yeni boyuna donatı ile eski boyuna donatının ankrajı olarak sıralanabilir. Mantolama ile güçlendirmede en önemli nokta kolona eklenen bölüme, eski var olan bölümünden yük aktarılmasıdır.

- Sistem güçlendirmesi ile yapının yatay yüklere karşı rijitliğini arttırmak ve burulma etkilerine karşı dayanımın yükseltilmesi mümkündür. Bu yöntemle yapı, iç kuvvetlerde sürekliliğin sağlanması amacıyla, sistem olarak çözülüp, müdahale edilir. Elemanların güçlendirilmesiyle, düşey yük taşıma gücü artırılırken, sağlanacak yatay yük taşıma gücü artışı ve güvenilirliği sınırlıdır. En etkili yatay yüklere karşı güçlendirme, çerçeve boşluklarına, yüksek taşıma güçlü elemanlar (perdeler) konulması ve yapının genel davranış bozukluklarının giderilerek sistemin güçlendirilmesidir.

- Onarım ve güçlendirmenin bazı durumlarda mevcut yapıyı yeniden inşa etmekten daha maliyetli olduğu durumlar da olduğu unutulmamalı ve bu kıyas yapıldıktan sonra güçlendirme kararının alınması gerekmektedir.

- Kat mülkiyet kanununa göre, yapıda yapılacak güçlendirme çalışmaları için, kat maliklerinin en az 4/5'inin onayı olması gerekmektedir. Bu durum, binalar sistem olarak güçlendirme ihtiyacı hissetse de, kat maliklerinin % 80'inin onayı olmadan bina güçlendirilemez.

- Çalışma kapsamında irdelenen iki yapıda, 2013 yılında yapılmış performans analizi ve güçlendirme projesi irdelenmiştir. O tarihte, yapılan performans analizi sonucu, yapının kapasitesinin yetersiz olduğu saptanmış ve genel olarak davranış bozukluklarını gidermek amacıyla, çerçeveler arasına perdeler eklemek suretiyle, güçlendirme yoluna gidilmiştir.

KAYNAKLAR DİZİNİ

Aydoğan M., 2000, Betonarme Binalarda Onarım ve Güçlendirme Sistemleri ve Tasarımı, TMMOB İstanbul İnşaat Mühendisleri Odası, İstanbul

Batmacı, H., 2011, Depremde Hasar Gören Bir Binanın Mantolama, Perde İlavesi ve Kat Azaltılması Yöntemi ile Güçlendirilmelerinin Karşılaştırılması, Yüksek Lisans Tezi, Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Sakarya.

Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, 1990, Deprem Araştırma Bülteni, Ankara, Afet İşleri Genel Müdürlüğü Deprem Araştırma Dairesi

Bayülke, N., 2010, Depremlerde Hasar Gören Yapıların Onarım ve Güçlendirilmesi, TBMMOB İzmir Şubesi, İzmir

Boğaziçi Üniversitesi, 2013, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü Ulusal Deprem İzleme Merkezi Verileri, İstanbul

Celep, Z., 2008, İMO İstanbul Şubesi Meslek İçi Eğitim Semineri, Mevcut Betonarme Binaların Deprem Güvenliğinin Değerlendirilmesi

Celep, Z. ve Uygun, G., 2007, Betonarme Bir Binanın Deprem Güvenliğinin Deprem Yönetmeliği (2007)'deki Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Yöntemlerle Karşılaştırılmalı İncelenmesi

Çelik, K. V., 2012, Karbon Elyaf ile Yapısal Güçlendirme, Yüksek Lisans Tezi, Dicle Üniversitesi, Diyarbakır

Çınar, A., 2009, Performansa Dayalı Tasarım ile Binaların Sismik Değerlendirilmesi: Bir Durum Çalışması, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul

Demirkan D., 2014, Betonarme Yapılarda Onarım ve Güçlendirme Yöntemleri, Yüksek Lisans Tezi, Aksaray Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Aksaray

Düzgün, M. ve Korkmaz, K., A., 2006, Statik Artımsal İtme Analizinde Kullanılan Yük Dağılımlarının Değerlendirilmesi, . İMO Teknik Dergi, 3873-3878, Yazı 255, Kısa Bildiri

Ersoy U., 1998, Betonarme Kiriş ve Kolonların Moment Kapasitelerini Saptanması, İMO Teknik Dergi

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

Gülmez, Ö., 2010, Depremde Hasar Gören Betonarme Yapıların Güçlendirilmesi ve Mimariye Olan Etkisi, Yüksek Lisans Tezi, Haliç Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

İnel, M., Bilgin, H., Özmen, H., B., 2007, Okul Binalarının Yeni Deprem Yönetmeliğine Göre Değerlendirilmesi, İstanbul

Kutanis, M., 2008, Yapı ve Deprem Mühendisliğinde Performans Yaklaşımı-2, İMO, Sakarya Bülteni, Sakarya

Pergel Ş., 2013, Tarihsel Yapılarda Onarım-Güçlendirme Çalışmaları ve Amasya Taşhan Örneği, Ondokuz Mayıs Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü ,Samsun

T. C. Başbakanlık Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı Deprem Dairesi Başkanlığı, 2009, Deprem Tanıtım Kitabı, Ankara

T. C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, 1990, Deprem Araştırma Bülteni, Ankara

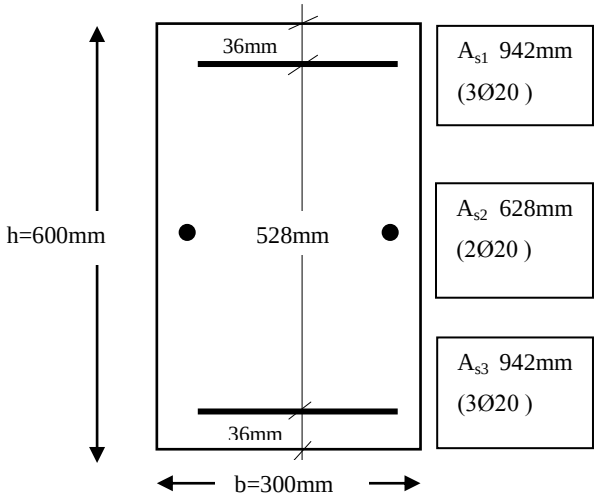
T. C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, 2007, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, İzmir

Türk Standartları Enstitüsü, 2001, TS 500 Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Ankara

STA4CAD V13, 2014, Yapı Analiz Programı

EKLER

Ek1: Çözümlemesi yapılan 6-10 nolu S202 kolonu moment kapasite hesabı



f_{yd}=0,36522 kN/mm^2

f_{cd}=30/1,5=20 N/mm^2=0,02kN/mm^2

ε_{cu}=0,003

E_s=2x10^5 MPa

ε_{sy}=0,365/200=0,001827

d=564 mm

k_1=0,82 (C30 için)

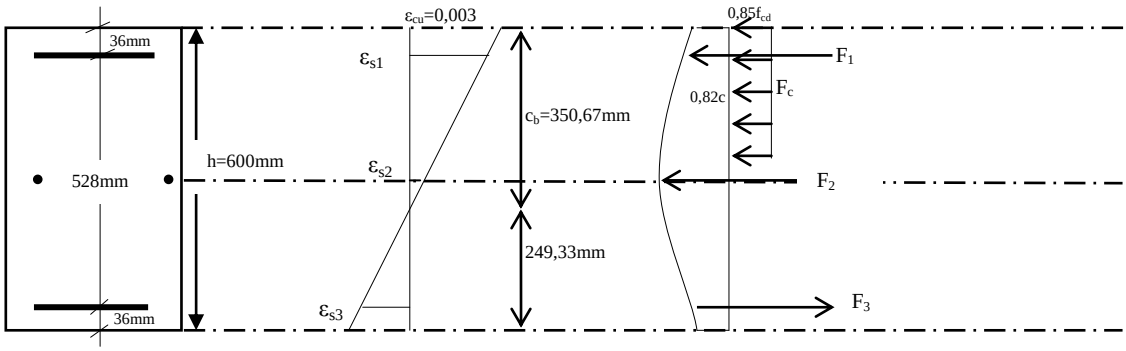
- c=5000mm> 600mm dolayısıyla k_1.c=600mm

N_r=N_{beton} +$N_{donatı}$ =0,85x0,02x300x600+0,36522x(2x942+628)=3977,43 kN

M_r=0 kNm

Bu durumda eksantr : $e = \frac{M_r}{N_r} = 0$

- Dengeli durum için moment ve eksenel kuvvet hesaplanır.



$c_b = \varepsilon_{cu}\frac{h-d'}{\varepsilon_{sy}+\varepsilon_{cu}} = 0{,}003x\frac{600-36}{\frac{0{,}365}{200}+0{,}003} = 350{,}67$ $k_1.c_b$ =0,82x350,67=287,55

$\varepsilon_{s1} = \frac{0,003(350,67-36)}{350,67} = 0,00269$ $\varepsilon_{s1} > \varepsilon_{sy}$ 0,00269 > 0,001825 (A_{s1} donatısı akmış)

$\varepsilon_{s2} = \frac{50,67x0,001825}{249,33-36} = 0,00041$ $\varepsilon_{s2} < \varepsilon_{sy}$ 0,00041< 0,001825 (A_{s2} donatısı akmamış)

$\varepsilon_{s3} = \frac{0,00269x(213,33)}{(350,67-36)} = -0,001825$ $\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{sy}$ 0,001825 = 0,001825 (A_{s3} donatısı akmış)

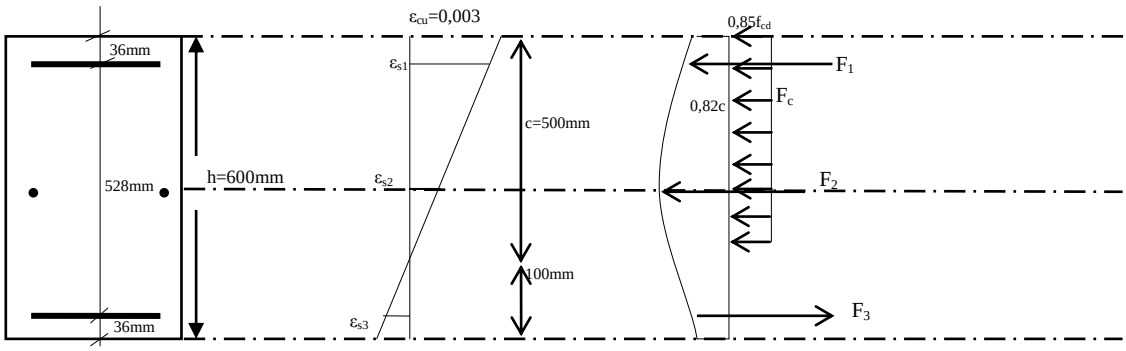
$$\left.\begin{array}{l} F_{s1}=942x0,36522=344,03 \text{ kN} \\ F_{s2}=628x0,00041x200=51,50 \text{ kN} \\ F_{s3}=942x0,36522=-344,03 \text{ kN} \end{array}\right\} \quad \Sigma F_s=344,03+51,50-344,03=51,50 \text{ kN}$$

$\Sigma N_b=\Sigma F_s+\Sigma F_c$ =51,50+0,85x0,02x300x287,55=1518,00 kN

M_b=0,85x0,02x300x287,55x($\frac{600}{2} - \frac{287,55}{2}$)+264x2x344,03=410,70 kNm

$e_b = \frac{M_b}{N_b} = \frac{410,70}{1518,00} = 0,27$

❖ c=500 seçildi. k_1.c =0,82x500=410 mm



$\frac{\varepsilon_{s1}}{0,003} = \frac{464}{500}$ $\varepsilon_{s1} = 0,00278 > \varepsilon_{sy}$ F_{s1}=942x0,36522=344,03 kN

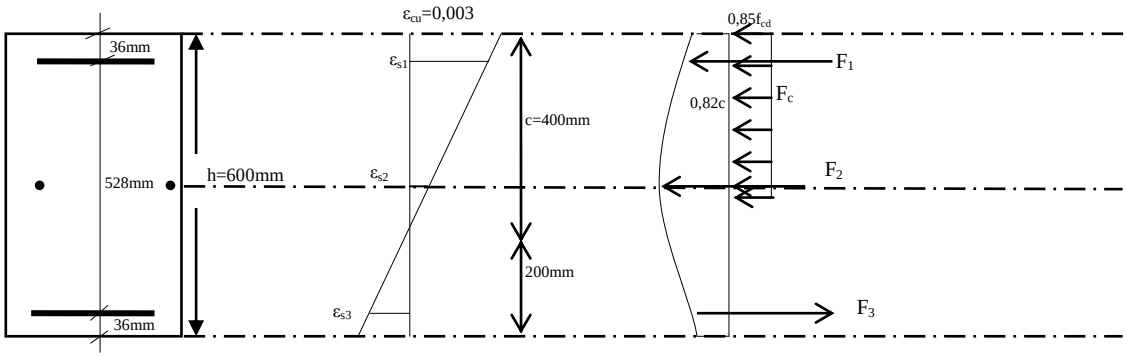
$\frac{\varepsilon_{s2}}{0,00278} = \frac{200}{464}$ $\varepsilon_{s2} = 0,0012 < \varepsilon_{sy}$ F_{s2}=0,0012x200x628=150,8 kN

$\frac{\varepsilon_{s3}}{0,00278} = \frac{200}{464}$ $\varepsilon_{s3} = -0,00038 < \varepsilon_{sy}$ F_{s3}=-0,00038x200x942=-71,59 kN

$\Sigma N=\Sigma F_s+\Sigma F_c$ =344,03+150,8-71,59+0,85x0,02x300x410=2514,24 kN

ΣM=264x(344,03-71,59)+2091x95=308,36 kNm e=0,12

❖ c=400 seçildi. k_1.c =0,82x400=328 mm



$\frac{\varepsilon_{s1}}{0,003} = \frac{364}{400}$ $\quad \varepsilon_{s1} = 0,00273 > \varepsilon_{sy}$ $\quad F_{s1}$=942x0,36522=344,03 kN

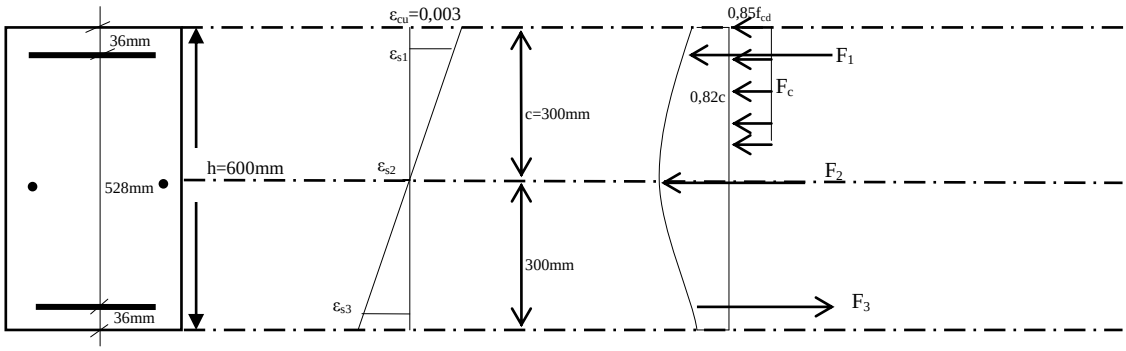
$\frac{\varepsilon_{s2}}{0,00273} = \frac{100}{364}$ $\quad \varepsilon_{s2} = 0,00075 < \varepsilon_{sy}$ $\quad F_{s2}$=0,00075x200x628=94,20 kN

$\frac{\varepsilon_{s3}}{0,00273} = \frac{164}{364}$ $\quad \varepsilon_{s3} = -0,00123 < \varepsilon_{sy}$ $\quad F_{s3}$=-0,00123x200x942=-231,73 kN

$\Sigma N = \Sigma F_s + \Sigma F_c$ =344,03+94,20-231,73+0,85x0,02x300x328=1879,30 kN

ΣM=264x(344,03+231,73)+1672,80x136=379,50 kNm e=0,20

❖ c=300 seçildi. k_1.c =0,82x300=246 mm



$\frac{\varepsilon_{s1}}{0,003} = \frac{264}{300} = 0,00264 > \varepsilon_{sy}$ $\quad F_{s1}$=942x0,36522=344,03 kN

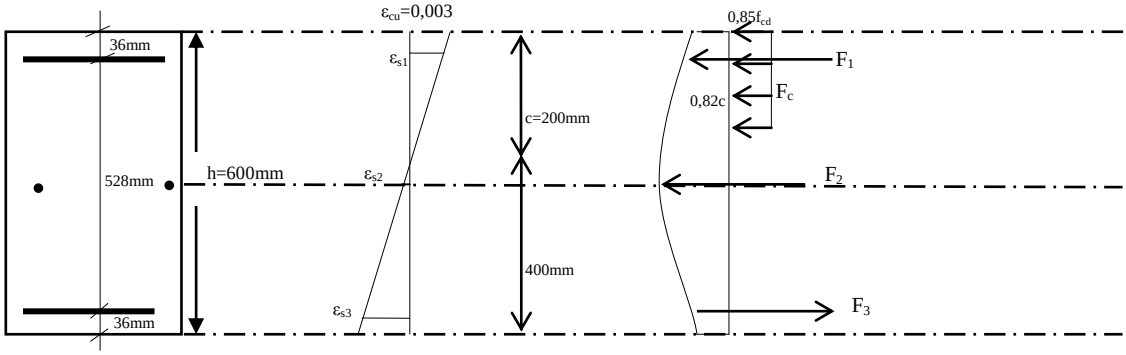
$\varepsilon_{s2} = 0 < \varepsilon_{sy}$ $\quad F_{s2}$=0 kN

$\varepsilon_{s3} = 0,00264 > \varepsilon_{sy}$ $\quad F_{s3}$=942x0,36522=344,03 kN

$\Sigma N = \Sigma F_s + \Sigma F_c$ =344,03-344,03+0,85x0,02x300x246=1254,6 Kn

ΣM=264x(344,03x2)+1254,6 x177=403,71 kNm e= 0,32

❖ c=200 seçildi. k_1.c =0,82x200=164 mm



$\frac{\varepsilon_{s1}}{0,003} = \frac{164}{200} = 0,00246 > \varepsilon_{sy}$ F_{s1}=942x0,36522=344,03 kN

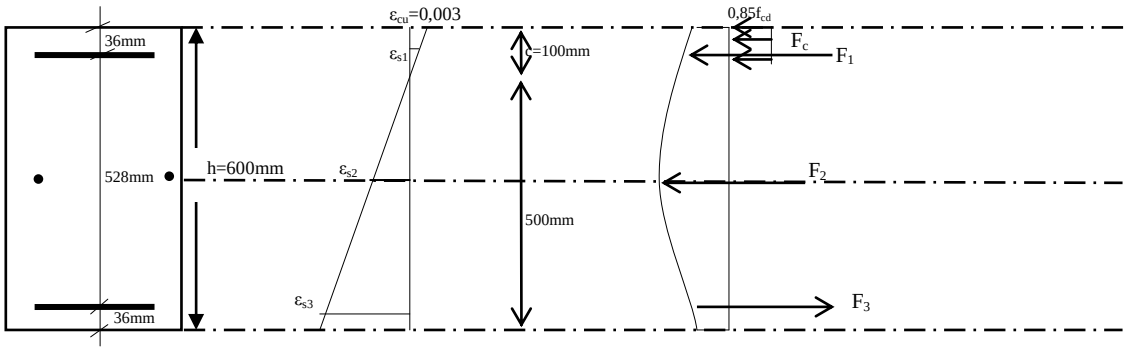
$\frac{\varepsilon_{s2}}{0,00246} = \frac{100}{164} = -0,0015 < \varepsilon_{sy}$ F_{s2}=-0,0015x200x628=-188,4 kN

$\frac{\varepsilon_{s3}}{0,0015} = \frac{364}{100} = |-0,00546| > \varepsilon_{sy}$ F_{s3}=-942x0,36522=-344,03 kN

$\Sigma N=\Sigma F_s+\Sigma F_c$ =344,03-344,03-188,4+0,85x0,02x300x164=648,0 kN

ΣM=264x2x344,03+ 0,85x0,02x300x164x(300-82)=363,98 kNm e= 0,56

❖ c=100 seçildi. k_1.c =0,82x100=82 mm



$\frac{\varepsilon_{s1}}{0,003} = \frac{64}{100} = 0,00192 > \varepsilon_{sy}$ F_{s1}=942x0,36522=344,03 kN

$\frac{\varepsilon_{s2}}{0,00192} = \frac{200}{64} = |-0,006| > \varepsilon_{sy}$ F_{s2}=628x0,36522=-229,36 kN

$\frac{\varepsilon_{s3}}{0,0015} = \frac{364}{100} = |-0,00546| > \varepsilon_{sy}$ F_{s3}=-942x0,36522=-344,03 kN

$\Sigma N=\Sigma F_s+\Sigma F_c$ =344,03-344,03-229,36+0,85x0,02x300x82=188,84 kN

ΣM=264x2x344,03+ 0,85x0,02x300x82x(300-41)=289,96 kNm e= 1,53

- c=50 seçildi k_1.c =0,82x50=41 mm

$\varepsilon_{s1} = 0{,}00085 < \varepsilon_{sy}$ F_{s1}=0,00085x200x942= 160,79 kN

$\varepsilon_{s2} = |-0{,}01489| > \varepsilon_{sy}$ F_{s2}=628x0,36522=-229,36 kN

$\varepsilon_{s3} = |-0{,}03063| > \varepsilon_{sy}$ F_{s3}=-942x0,36522=-344,03 kN

$\Sigma N=\Sigma F_s+\Sigma F_c$ =160,79-229,36-344,03+0,85x0,02x300x41=-203,50 kN

ΣM=264x(160+344,03)+0,85x0,02x41x300x(300-20,5)=191,50 kNm e= 0,94

- c =16 seçildi. k_1.c=0,82x16=13,12

$\varepsilon_{s1} = |-0{,}00375| > \varepsilon_{sy}$ F_{s1}=942x0,36522=344,03 kN

$\varepsilon_{s2} = |-0{,}05325| > \varepsilon_{sy}$ F_{s2}=628x0,36522=-229,36 kN

$\varepsilon_{s3} = |-0{,}10274| > \varepsilon_{sy}$ F_{s3}=-942x0,36522=-344,03 kN

$\Sigma N=\Sigma F_s+\Sigma F_c$ =-917,13 kN

ΣM=0 kNm e=0,0

Tarafsız eksen derinliği (c) mm	**Eksenel kuvvet(N) kN**	**Moment (M) kNm**	**Eksantrisite (e)**
5000,00	3977,43	0,00	0,00
350,67	1518,00	410,70	0,27
500	2514,24	308,36	0,12
400	1879,30	379,50	0,20
300	1254,6	403,71	0,32
200	648,0	363,98	0,56
100	188,84	289,96	1,53
50	-203,50	191,50	0,94
16	-917,13	0,00	0,00