

**ON KATLI KİRİŞSİZ DÖŞEMELİ BETONARME BİR
YAPININ TAŞIYICI SİSTEMİNİN PROJELENDİRİLMESİ**

104232

**T.C. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
DOKÜMANTASYON MERKEZİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Hasan AKKAR
(501981012)**

104232

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 11 Haziran 2001

Tezin Savunulduğu Tarih : 26 Haziran 2001

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Zekai CELEP (İ.T.Ü.)

Diğer Jüri Üyeleri Prof. Dr. Zekeriya POLAT (Y.T.Ü.)

Doç. Dr. Kadir GÜLER (İ.T.Ü.)

Anafelers

13.08.2001

U.

HAZİRAN 2001

ÖNSÖZ

1993 yılında hazırlık sınıfıyla başlayıp, lisans ve yüksek lisans eğitimiyle sürdürdüğüm bu uzun maratonun sonuna gelmiş bulunmaktayım. Başlangıçta bir an önce hayata atılma bahanesiyle sıcak bakmadığım master eğitiminin aslında bir mühendisin, mesleğine ve mesleki olgulara bakışını ne büyük ölçüde değiştirdiğini yaşayarak öğrendim.

İ.T.Ü. çatısı altında geçirdiğim sekiz sene içerisinde, teknik ve meslek ahlakı konularında üstün bilgilerini benden esirgemeyen başta saygıdeğer tez danışmanım Prof. Dr. Zekai CELEP olmak üzere tüm hocalarıma, maddi ve manevi olarak her zaman yanımda yer alan sevgili aileme, UlarTE firmasında çalışan değerli mesai arkadaşlarımla ve sayın genel müdürüm Günhan KARAKULLUKÇU'ya teşekkürü bir borç bilirim.

Haziran, 2001

Hasan AKKAR

İÇİNDEKİLER

TABLO LİSTESİ

ŞEKİL LİSTESİ

SEMBOL LİSTESİ

ÖZET

SUMMARY

1. GİRİŞ	1
2. DÜŞEY YÜK ANALİZİ VE DÖŞEME HESAPLARI	5
2.1 Kirişsiz döşeme yük analizi	5
2.2 Kirişsiz döşeme kalınlığının belirlenmesi	5
2.2.1 Kirişsiz döşeme zımbalama tahkiki	5
2.3 Kirişsiz döşeme iç kuvvetlerinin belirlenmesi	9
2.4 Kirişsiz döşeme betonarme hesabı	10
2.5 Çekirdek perde içi döşeme tiplerinin belirlenmesi ve döşeme yük analizi	10
2.5.1 D401 nolu çekirdek perde içi döşeme kalınlığının belirlenmesi	12
2.5.2 D402 nolu çekirdek perde içi döşeme kalınlığının belirlenmesi	13
2.5.3 D403 nolu çekirdek perde içi döşeme kalınlığının belirlenmesi	14
2.5.4 Çekirdek perde içi döşeme yük analizi	14
2.5.5 Çekirdek perde içi döşeme statik hesabı	15
2.5.6 Çekirdek perde içi döşeme betonarme hesabı	16
3. YAPIDA MEVCUT BETONARME PERDE VE DAİRESEL KOLONLARIN ÖN BOYUTLANDIRMASI	19
3.1 Deprem Yönetmeliği'ndeki ilgili maddeler ışığında betonarme perdelerin kalınlıklarının belirlenmesi	19
3.1.1 2 m'lik betonarme perdelerin kalınlıklarının tayini	19
3.1.2 6.63 m'lik betonarme perdelerin kalınlıklarının tayini	20
3.1.3 Çekirdek perde kalınlığının tayini	20
3.2 Zımbalama tahkiki ışığında dairesel kolonların ön boyutlandırması	21
4. MERDİVEN HESABI	22
4.1 Merdivenin çekirdek perde içerisine yerleşimi	22
4.2 Merdiven yük analizi	23

4.3 Merdiven ve ara sahanlık plaklarının statik çözümü	24
4.4 Kat sahanlığı plağı statik hesabı	25
4.5 Merdiven kolunun betonarme hesabı	26
4.6 Kat sahanlığı plağında betonarme hesap	27
5. YATAY YÜKLERE GÖRE HESAP – DEPREM HESABI	28
5.1 Yapı ağırlığının tespiti	28
5.2 Deprem yönetmeliğı'nin değeriendirilmesi ve yapı deprem hesabında kullanılacak parametrelerin tespiti	33
5.3 X doğrultusunda 10000 kN'luk deprem kuvvetinin katlara dağıtılması	42
5.4 10000 kN'luk fiktif deprem kuvvetine göre X doğrultusunda yapının 1. doğal titreşim periyodunun hesabı	43
5.5 X doğrultusunda gerçek deprem kuvvetinin ve 1. doğal titreşim periyodunun hesabı	44
5.6 10000 kN'luk fiktif deprem kuvvetine göre Z doğrultusunda yapının 1. doğal titreşim periyodunun hesabı	45
5.7 Z doğrultusunda gerçek deprem kuvvetinin ve 1. doğal titreşim periyodunun hesabı	47
5.8 Yapıya üç boyutlu modelde deprem kuvvetinin %5 dışmerkezlikle Etkitilmesi	48
5.9 Deprem Yönetmeliğı'nde verilen yapı düzensizliklerinin incelenmesi ve görelî kat ötelemeleri kontrolü	49
5.9.1 Yapı düzensizliklerinin incelenmesi	49
5.9.2 Görelî kat ötelemelerinin kontrolü	51
5.10 Üç boyutlu modelde deprem kuvvetleri	53
6. ÇEKİRDEK PERDE İÇİ KİRİŞLERİN HESABI	54
6.1 Yük analizi	55
6.2 Bağ kirişlerinin çözüm yöntemi ve statik hesap sonuçları	57
6.2.1 K401 ve K403 bağ kirişleri statik hesabı	58
6.2.2 K402 bağ kirişi statik hesabı	60
6.3 Çekirdek perde içi sürekli kirişlerin çözüm yöntemi ve statik hesap Sonuçları (K404 – K405, K406 – K407)	62
6.3.1 K404 – K405 çekirdek perde içi kirişleri statik hesabı	63
6.3.2 K406 – K407 çekirdek perde içi kirişleri statik hesabı	64
6.4 Çekirdek perde içi bağ kirişlerinin betonarme hesabı (K401, K402, K403)	65
6.4.1 K401 bağ kirişi betonarme hesabı	65

6.4.2 K402 bağ kirişi betonarme hesabı	68
6.4.3 K403 bağ kirişi betonarme hesabı	69
6.4.4 K404 – K405 kirişleri betonarme hesabı	71
6.4.5 K406 – K407 kirişleri betonarme hesabı	73
7. BODRUM PERDELERİ HESABI	75
7.1 Bodrum perdeleri yük analizi	75
7.2 (8-9), (J-K), (C-D) ve (3-4), (J-K), (C-D) Aksları Arasındaki Eğik Bodrum Perdeleri Statik Hesabı	76
7.3 3 ve 9 Aksları Üzeri (D-E), (I-J) Aksları Arası ile C ve K Aksları Üzeri (4-5), (7-8) Aksları Arası Bodrum Perdeleri Statik Hesabı	79
7.4 A ve M Aksları Üzeri (5-6), (6-7) Aksları Arası ile 1 ve 11 Aksları Üzeri (E-G), (G-I) Aksları Arası Bodrum Perdeleri Statik Hesabı	79
7.5 (8-9), (J-K), (C-D) ve (3-4), (J-K), (C-D) Aksları Arasındaki Eğik Bodrum Perdeleri Betonarme Hesabı	82
7.6 3 ve 9 Aksları Üzeri (D-E), (I-J) Aksları Arası ile C ve K Aksları Üzeri (4-5), (7-8) Aksları Arası Bodrum Perdeleri Betonarme Hesabı	84
7.7 A ve M Aksları Üzeri (5-6), (6-7) Aksları Arası ile 1 ve 11 Aksları Üzeri (E-G), (G-I) Aksları Arası Bodrum Perdeleri Betonarme Hesabı	85
8. DAİRESEL KOLONLARIN HESABI	87
8.1 Hesaba esas olan yükleme kombinasyonlarının belirlenmesi ve süperpozisyon tablolarının oluşturulması	87
8.2 Dairesel kolonlarda düşey donatıların belirlenmesi	89
8.3 Kolonların kesme güvenliği	90
9. BETONARME PERDELERİN HESABI	96
9.1 Betonarme perdelere ait iç kuvvet değerleri	97
9.2 Perdelerin betonarme hesabı	97
10. RADYE TEMEL HESABI	104
10.1 Radye temel zımbalama tahkiki	105
10.2 Zemin emniyet gerilmesi kontrolü	106
10.3 Radye temel betonarme hesabı	108
SONUÇLAR	110
KAYNAKLAR	113
EKLER	114
ÖZGEÇMİŞ	149

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 2.1 Çekirdek Perde İçi Döşemeler Moment Katsayıları ve Moment Değerleri	15
Tablo 2.2 Çekirdek Perde İçi Döşemeler X Doğrultusu Donatı Hesap Tablosu	17
Tablo 2.3 Çekirdek Perde İçi Döşemeler Y Doğrultusu Donatı Hesap Tablosu	18
Tablo 4.1 Plak Statik Hesap Moment Katsayıları	26
Tablo 5.1 Etkin Yer İvmesi Katsayısı (A_0)	33
Tablo 5.2 Bina Önem Katsayısı (I)	34
Tablo 5.3 Spektrum Karakteristik Peryotları (T_A , T_B)	34
Tablo 5.4 Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (R)	35
Tablo 5.5 Hareketli Yük Katılım Katsayısı (n)	38
Tablo 5.6 Kat Deprem Kuvvetlerinin 10000 kN'luk Fiktif Yüke Göre Hesabı	42
Tablo 5.7 Fiktif Yüklere Göre X Doğrultusu 1. Doğal Titreşim Peryodu Hesabı	44
Tablo 5.8 X Doğrultusunda Gerçek Deprem Kuvvetlerinin Katlara Dağılımı ve Gerçek Peryot Hesap Parametreleri	45
Tablo 5.9 Fiktif Yüklere Göre Z Doğrultusu 1. Doğal Titreşim Peryodu Hesabı	46
Tablo 5.10 Z Doğrultusunda Gerçek Deprem Kuvvetlerinin Katlara Dağılımı ve Gerçek Peryot Hesap Parametreleri	47
Tablo 5.11 X Doğrultusunda %5 Eksantrisite Sağlayan Düğüm Noktası Momentleri	49
Tablo 5.12 Z Doğrultusunda %5 Eksantrisite Sağlayan Düğüm Noktası Momentleri	49
Tablo 5.13 Ex Yükleme Durumunda Katlarda Oluşan Yatay Yerdeğiştirmeler	52
Tablo 5.14 Ez Yükleme Durumunda Katlarda Oluşan Yatay Yerdeğiştirmeler	52
Tablo 6.1 K401 Kirişi Betonarme Hesap Tablosu	66
Tablo 6.2 K402 Kirişi Betonarme Hesap Tablosu	68
Tablo 6.3 K403 Kirişi Betonarme Hesap Tablosu	70
Tablo 6.4 K404 – K405 Kirişleri Betonarme Hesap Tablosu	72
Tablo 6.5 K406 – K407 Kirişleri Betonarme Hesap Tablosu	73

Tablo 7.1	A ve M Aksları Üzeri (5-6), (6-7) Aksları Arası İle 1 ve 11 Aksları Üzeri (E-G), (G-I) Aksları Arası Bodrum Perde Plakları Moment Katsayıları ve Moment Değerleri	82
Tablo 9.1	Betonarme Perdeler Ait İç Kuvvet Değerleri	97
Tablo D.1	S401....S412 Nolu Kolonlara Ait Normal Kuvvet Süperpozisyon Tablosu	133
Tablo D.2	S401....S412 Nolu Kolonlara Ait Kesme Kuvveti Süperpozisyon Tablosu	133
Tablo D.3	S401....S412 Nolu Kolonlara Ait Moment Süperpozisyon Tablosu	134
Tablo D.4	S501....S512 Nolu Kolonlara Ait Normal Kuvvet Süperpozisyon Tablosu	134
Tablo D.5	S501....S512 Nolu Kolonlara Ait Kesme Kuvveti Süperpozisyon Tablosu	135
Tablo D.6	S501....S512 Nolu Kolonlara Ait Moment Süperpozisyon Tablosu	135
Tablo D.7	S401....S412 Nolu Kolonlar İç Kuvvet Hesap Değerleri	136
Tablo D.8	S501....S512 Nolu Kolonlar İç Kuvvet Hesap Değerleri	136

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1 Normal Kat Kalıp Planı	2
Şekil 2.1 100 cm. Çaplı Kolonlarda Zımbalama Çevresi ve Yük Alanı	6
Şekil 2.2 70 cm. Çaplı Dairesel Kolonlarda Yük Alanı	8
Şekil 2.3 Çekirdek Perde İçi Döşemeler	11
Şekil 2.4 D401 Döşemesi Mesnetlenme Biçimi ve Moment Katsayıları	12
Şekil 2.5 D402 Döşemesi Mesnetlenme Biçimi ve Moment Katsayıları	13
Şekil 2.6 D403 Döşemesi Mesnetlenme Biçimi ve Moment Katsayıları	14
Şekil 2.7 D401, D402, D403 Döşemeleri Akstan Aksa Mesafeler	15
Şekil 2.8 Çekirdek Perde İçi Döşemeler Paspayı ve Donatı Yerleşim Düzeni	17
Şekil 4.1 Çekirdek Perde İçerisine Merdiven Yerleşimi	22
Şekil 4.2 Merdiven ve Ara Sahanlık Basit Kiriş Modeli	24
Şekil 4.3 Kat Sahanlığı Statik Hesap Parametreleri	25
Şekil 5.1 Bina Kat Yükseklikleri	29
Şekil 5.2 Spektrum Eğrisi	35
Şekil 5.3 Kamçılama Etkisi ve Rijit Bodrum Kat Durumu	40
Şekil 5.4 10000 kN'luk Fiktif Deprem Kuvvetinin X Doğrultusunda Katlara Dağılımı	43
Şekil 5.5 Gerçek Deprem Kuvvetinin X Doğrultusunda Katlara Dağılımı	46
Şekil 5.6 Gerçek Deprem Kuvvetinin Z Doğrultusunda Katlara Dağılımı	48
Şekil 6.1 Çekirdek Perde İçi Kirişler	54
Şekil 6.2 1.4G+1.6Q Yükleme Durumunda K401 ve K403 Bağ Kirişlerinde Oluşan M, V Diyagramları	58
Şekil 6.3 G+Q±E Yükleme Durumunda K401 Bağ Kirişinde Oluşan M, V Diyagramları	59
Şekil 6.4 G+Q±E Yükleme Durumunda K403 Bağ Kirişinde Oluşan M, V Diyagramları	60
Şekil 6.5 1.4G+1.6Q Yükleme Durumunda K402 Bağ Kirişinde Oluşan M, V Diyagramları	61

Şekil 6.6	G+Q±E Yüklemesi Durumunda K402 Bağ Kirişinde Oluşan M, V Diyagramları	62
Şekil 6.7	1.4G+1.6Q Yüklemesi Durumunda K404-K405 Kirişlerinde Oluşan M, V Diyagramları	63
Şekil 6.8	1.4G+1.6Q Yüklemesi Durumunda K406-K407 Kirişlerinde Oluşan M, V Diyagramları	64
Şekil 6.9	G+Q Yüklemesi Durumunda K401 Kirişi Kesme Kuvveti Diyagramı	67
Şekil 6.10	G+Q Yüklemesi Durumunda K402 Kirişi Kesme Kuvveti Diyagramı	69
Şekil 6.11	G+Q Yüklemesi Durumunda K403 Kirişi Kesme Kuvveti Diyagramı	70
Şekil 7.1	Bodrum Perdeleri Yerleşimi	75
Şekil 7.2	(8-9), (J-K), (C-D) ve (3-4), (J-K), (C-D) Aksları Arası Eğik Bodrum Perdeleri Yükleme ve Mesnetlenme Durumları	76
Şekil 7.3	(8-9), (J-K), (C-D) ve (3-4), (J-K), (C-D) Aksları Arası Eğik Bodrum Perdeleri 1.6(P+Q) Yüklemesi İçin Mx Contour Diyagramı	77
Şekil 7.4	(8-9), (J-K), (C-D) ve (3-4), (J-K), (C-D) Aksları Arası Eğik Bodrum Perdeleri 1.6(P+Q) Yüklemesi İçin My Contour Diyagramı	78
Şekil 7.5	3 ve 9 Aksları Üzeri (D-E), (I-J) Aksları Arası İle C ve K Aksları Üzeri (4-5), (7-8) Aksları Arası Bodrum Perdeleri Yükleme ve Mesnetlenme Durumları	79
Şekil 7.6	3 ve 9 Aksları Üzeri (D-E), (I-J) Aksları Arası İle C ve K Aksları Üzeri (4-5), (7-8) Aksları Arası Bodrum Perdeleri 1.6(P+Q) Yüklemesi İçin Mx Contour Diyagramı	80
Şekil 7.7	3 ve 9 Aksları Üzeri (D-E), (I-J) Aksları Arası İle C ve K Aksları Üzeri (4-5), (7-8) Aksları Arası Bodrum Perdeleri 1.6(P+Q) Yüklemesi İçin My Contour Diyagramı	81
Şekil 7.8	A ve M Aksları Üzeri (5-6), (6-7) Aksları Arası İle 1 ve 11 Aksları Üzeri (E-G), (G-I) Aksları Arası Bodrum Perdeleri Yükleme ve Mesnetlenme Durumları	82
Şekil 7.9	(8-9), (J-K), (C-D) ve (3-4), (J-K), (C-D) Aksları Arası Eğik Bodrum Perdeleri Moment Değerleri	83
Şekil 7.10	3 ve 9 Aksları Üzeri (D-E), (I-J) Aksları Arası İle C ve K Aksları Üzeri (4-5), (7-8) Aksları Arası Bodrum Perdeleri Moment Değerleri	84

Şekil 7.11	A ve M Aksları Üzeri (5-6), (6-7) Aksları Arası İle 1 ve 11 Aksları Üzeri (E-G), (G-I) Aksları Arası Bodrum Perdeleri Moment Değerleri	85
Şekil 8.1	Dairesel Kolonlar İçin Lokal ve Global Eksen Takımları	87
Şekil 8.2	Dairesel Kolonlar Düşey Donatı Yerleşimi	90
Şekil 8.3	Ø70'lik Dairesel Kolon – Kirişsiz Döşeme Birleşimi Donatı Detayı	91
Şekil 8.4	Ø100'lük Dairesel Kolon – Kirişsiz Döşeme Birleşimi Donatı Detayı	93
Şekil 8.5	Dairesel Kolonlarda Etriye Düzeni	95
Şekil 9.1	+7.00 - +10.00 Kotları Arası P401....P420 nolu perdelerin Yerleşimi	96
Şekil 10.1	Radye Temel Sisteminin Bodrum Perdeleri ve Taşıyıcı Sistem Elemanları İle Birlikte Yerleşim Planı	105
Şekil 10.2	1.4G+1.6Q Yükleme Durumunda Radye Temelde Oluşan Oturmalar	107
Şekil A.1	Bodrum Kat Kalıp Planı	115
Şekil A.2	A-A Kesiti	116
Şekil A.3	B-B Kesiti	117
Şekil A.4	C-C Kesiti	118
Şekil B.1	Kirişsiz Döşeme Sonlu Eleman Ağı ve Mesnet Durumları	119
Şekil B.2	1.4G+1.6Q Yükleme İçin Kirişsiz Döşemde Mx Contour Diyagramı	120
Şekil B.3	1.4G+1.6Q Yükleme İçin Kirişsiz Döşemde My Contour Diyagramı	121
Şekil B.4	G+Q+Ex Yükleme İçin Kirişsiz Döşemde Mx Contour Diyagramı	122
Şekil B.5	G+Q+Ex Yükleme İçin Kirişsiz Döşemde My Contour Diyagramı	123
Şekil B.6	G+Q+Ez Yükleme İçin Kirişsiz Döşemde Mx Contour Diyagramı	124
Şekil B.7	G+Q+Ez Yükleme İçin Kirişsiz Döşemde My Cont. Diyagramı	125
Şekil B.8	Kirişsiz Döşeme Düşey Deplasmanları	126
Şekil C.1	Ex Yüklemesine Ait 5. Normal Kat Yatay Deplasmanları	127
Şekil C.2	Ex Yüklemesine Ait 3. Normal Kat Yatay Deplasmanları	128
Şekil C.3	Ex Yüklemesine Ait 4. Normal Kat Yatay Deplasmanları	129
Şekil C.4	Ez Yüklemesine Ait 3. Normal Kat Yatay Deplasmanları	130
Şekil C.5	Ez Yüklemesine Ait 4. Normal Kat Yatay Deplasmanları	131

Şekil C.6	5. Normal Kata Ait Dep. Kuvvetinin Kat Döşemesindeki Dağılımı	132
Şekil E.1	G Yükleme Durumunda Üst Yapıdan Radye Temele Aktarılan Kuvvetler	137
Şekil E.2	Q Yükleme Durumunda Üst Yapıdan Radye Temele Aktarılan Kuvvetler	138
Şekil E.3	Ex Yükleme Durumunda Üst Yapıdan Radye Temele Aktarılan Kuvvetler	139
Şekil E.4	Ez Yükleme Durumunda Üst Yapıdan Radye Temele Aktarılan Kuvvetler	140
Şekil E.5	Radye Temel Sonlu Eleman Ağı Düzeni	141
Şekil E.6	Radye Temel Zemin Profilini Tanımlayan Yayların (mesnetler) Yerleşimi	142
Şekil E.7	1.4G+1.6Q Yükleme Durumunda Radye Temelde Oluşan Mx Contour Diyagramı	143
Şekil E.8	1.4G+1.6Q Yükleme Durumunda Radye Temelde Oluşan My Contour Diyagramı	144
Şekil E.9	G+Q+Ex Yükleme Durumunda Radye Temelde Oluşan Mx Contour Diyagramı	145
Şekil E.10	G+Q+Ex Yükleme Durumunda Radye Temelde Oluşan My Contour Diyagramı	146
Şekil E.11	G+Q+Ez Yükleme Durumunda Radye Temelde Oluşan Mx Contour Diyagramı	147
Şekil E.12	G+Q+Ez Yükleme Durumunda Radye Temelde Oluşan My Contour Diyagramı	148

SEMBOL LİSTESİ

a	: Basamak genişliği
ΣA_g	: Herhangi bir katta gözönüne alınan deprem doğrultusuna paralel doğrultuda perde olarak çalışan taşıyıcı sistem elemanlarının toplamı
ΣA_k	: Herhangi bir katta, gözönüne alınan deprem doğrultusuna paralel kargir dolgu duvar alanlarının (kapı ve pencere boşlukları hariç) toplamı
ΣA_w	: Herhangi bir katta, kolon enkesiti etkin gövde alanları A_w 'lerin toplamı
A_o	: Etkin yer ivmesi katsayısı
ΣA_p	: Binanın tüm katlarının plan alanlarının toplamı
A_{sd}	: Dağıtma donatısı alanı
A_{sh}	: s enine donatı aralığına karşı gelen yükseklik boyunca, kolonda veya perde uç bölgesindeki tüm etriye kollarının ve çirozların enkesit alanı değerlerinin gözönüne alınan b_k 'ya dik doğrultudaki izdüşümlerinin toplamı
A_{smin}	: Minimum donatı alanı
$A(T)$	: Spektral ivme katsayısı
b	: Merdiven genişliği
b_s	: Sahanlık genişliği
b_k	: Kova genişliği
b_k	: Birbirine dik yatay doğrultuların her biri için, kolon veya perde uç bölgesi çekirdeğinin enkesit boyutu (en dıştaki enine donatı eksenleri arasındaki uzaklık)
b_x, b_y	: Zımbalama çevresini içine alan en küçük dikdörtgenin boyutları
d	: Eğilme elemanlarında faydalı yükseklik
d_o	: Dairesel yük veya kolon çapı
e_{min}	: Minimum dış merkezlik
f_{ctd}	: Beton tasarım eksenel çekme kuvveti
f_{yd}	: Boyuna donatı tasarım akma dayanımı
ΔF_N	: Binanın N. katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü
h_f	: Döşeme kalınlığı
h_i	: Binanın i. katının kat yüksekliği
h_k	: Kat yüksekliği

h_m	: Merdiven kolunda plak kalınlığı
h_s	: Sahanlıkta plak kalınlığı
H_{cr}	: Kritik perde yüksekliği
H_i	: Binanın i. katının temel üstünden itibaren ölçülen yüksekliği
H_w	: Temel üstünden veya zemin kat döşemesinden itibaren ölçülen toplam perde yüksekliği
I	: Yapı önem katsayısı
l_n	: Döşemenin incelenen doğrultudaki serbest açıklığı
l_n	: Kolonun kirişler arasında kalan serbest yüksekliği
l_k	: Merdiven kolu açıklığı
l_w	: Perdenin veya bağ kirişli perde parçasının plandaki uzunluğu
m	: Döşeme uzun kenarının kısa kenarına oranı
m_i	: Binanın i. katının kütlesi
M_a	: Maksimum açıklık momenti
M_a	: Kolonun serbest yüksekliğinin alt ucunda, kolon kesme kuvvetinin hesabında esas alınan moment
$M_{\bar{a}}$	: Kolonun serbest yüksekliğinin üst ucunda, kolon kesme kuvvetinin hesabında esas alınan moment
M_{Asmin}	: Minimum donatıya karşı gelen moment değeri
M_d	: Tasarım eğilme momenti
M_{pi}	: Kirişin sol ucu i'deki kolon yüzünde f_{ck} , f_{yk} ve çeliğin pekleşmesi gözönüne alınarak hesaplanan pozitif veya negatif pekleşmeli taşıma gücü momenti
M_{pj}	: Kirişin sağ ucu j'deki kolon yüzünde f_{ck} , f_{yk} ve çeliğin pekleşmesi gözönüne alınarak hesaplanan negatif veya pozitif pekleşmeli taşıma gücü momenti
M_{ri}	: Kirişin sol ucu i'deki kolon veya perde yüzünde f_{cd} ve f_{yd} 'ye göre hesaplanan pozitif veya negatif taşıma gücü momenti
M_{rj}	: Kirişin sağ ucu j'deki kolon veya perde yüzünde f_{cd} ve f_{yd} 'ye göre hesaplanan negatif veya pozitif taşıma gücü momenti
n	: Hareketli yük katılım katsayısı
p	: Hesap yükü
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$R_a(T)$	: Deprem yükü azaltma katsayısı
s	: Basamak yüksekliği
s_k	: Enine donatı aralığı

$S(T)$	: Spektrum katsayısı
T_1	: Binanın birinci doğal titreşim periyodu
T_A, T_B	: Spektrum karakteristik periyotları
V_{cr}	: Betonun kesme dayanımına katkısı
V_{dy}	: Kirişin kolon yüzünde düşey yüklerden meydana gelen basit kiriş kesme kuvveti
V_e	: Kolon ve kirişte enine donatı hesabına esas alınan kesme kuvveti
V_{pd}	: Hesap zımbalama yükü
V_{pr}	: Zımbalama çevresi kesme kuvveti dayanımı
V_r	: Kolon, kiriş veya perde kesitinin kesme dayanımı
V_{tx}	: Binaya x doğrultusunda etkiyen toplam deprem yükü (taban kesme kuvveti)
V_{tz}	: Binaya z doğrultusunda etkiyen toplam deprem yükü (taban kesme kuvveti)
V_{ws}	: Kesme dayanımına kesme donatısı katkısı
w_i	: Binanın i. katının hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığı
W	: Binanın hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan toplam ağırlığı
γ	: Zımbalama çevresi kesme kuvveti dayanımı
γ_d	: Zemin yoğunluğu
α_s	: Döşeme sürekli kenar uzunlukları toplamının kenar uzunlukları toplamına oranı
ε	: Plak kenarlarının oranı
η_{bi}	: i. katta tanımlanan burulma düzensizliği katsayısı
η_{ci}	: i. katta tanımlanan dayanım düzensizliği katsayısı
η_{ki}	: i. katta tanımlanan rijitlik düzensizliği katsayısı
$(\Delta_i)_{max}$	: Binanın i. katındaki maksimum göreceli kat ötelemesi
$(\Delta_i)_{ort}$	: Binanın i. katındaki ortalama göreceli kat ötelemesi

ON KATLI KİRİŞSİZ DÖŞEMELİ BETONARME BİR YAPININ TAŞIYICI SİSTEMİNİN PROJELENDİRİLMESİ

ÖZET

Bu çalışmada, 10 katlı kirişsiz döşemeli betonarme bir yapının yatay ve düşey yükler etkisi altında, statik, betonarme hesabı ve ilgili çizimleri verilmiştir.

Yapı, orta kısmında çekirdek perde, bunun dışında değişik boyutlarda perde ve dairesel kolonlardan oluşan bir sistemdir. Söz konusu bina, 1. derece deprem bölgesinde olup, iş merkezi olarak kullanılmak üzere 1 bodrum, zemin ve 8 normal kattan oluşmaktadır. Kat yükseklikleri bodrum ve zemin katta 4 m normal katlarda 3 m olarak öngörülmüştür. Toplam bina yüksekliği 32 m'dir. Bodrum katın çevresi perde duvar ile çevrilmiştir. Döşeme tipi, çekirdek perde dışında 25 cm kalınlığında kirişsiz döşeme, çekirdek perde içinde ise 15 cm kalınlığında çift doğrultuda çalışan kirişli döşeme olarak tespit edilmiştir. Yapıda malzeme olarak; BS25 beton ve BÇIII yapı çeliği kullanılmaktadır. Zemin emniyet gerilmesi 200 kN/m^2 , zemin yatak katsayısı 25000 kN/m^3 alınmıştır.

Yapının hesabı Staad-III programında üç boyutlu olarak yapılmıştır. Modeldeki, kirişsiz döşeme ve perdeler, yatayda ve düşeyde sonlu eleman ağı oluşturan "shell" elemanlar şeklinde tanımlanmıştır. Dairesel kolonlar çubuk eleman olarak tariflenmiştir. Bodrum kat perdeleri de sisteme tanıtılmıştır.

Taşıyıcı sistemin hesabında sabit yükler, hareketli yükler ve deprem etkisi gözönüne alınmıştır. Hesapların yapılışında yük aktarma sırasına uygun olarak, döşemelerden temele doğru bir sıra izlenmiştir. Kesit tesirlerinin hesaplanmasında depremlili durum ile depremsiz durumda elde edilen etkilerin süperpozisyonu yapılmıştır. Yatay yükler altında hesap için "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (1997)" 'de öngörülen hesap metodları ve kısıtlar takip edilmiştir. Binanın taşıma gücüne göre yapılan hesaplarında "Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları TS500" 'de verilen ilkeler kullanılmıştır.

Temel sistemi kirişsiz radye olarak seçilmiş ve üç boyutlu modelden alınan mesnet reaksiyonlarının Staad-III programında "shell" elemanlardan oluşturulan radye temel modeline etkiltilmesi ile çözüme gidilmiştir. Maksimum deformasyonlara göre temel altı zemin gerilmeleri bulunmuştur.

Tüm sonuçlar aşağıda isimleri sıralanan uygulama çizimlerinde verilmiştir.

- Bodrum Kat Kalıp Planı
- +10.00 Kotu 3. Normal Kat Kalıp Planı
- A-A Kesiti
- B-B Kesiti
- C-C Kesiti
- +10.00 Kotu Kirişsiz Döşeme ve Çekirdek Perde İçi Döşeme Donatı Planı

- Çekirdek Perde İçi Kirişler Donatı Detayları
- Betonarme Perdeler Donatı Detayları
- Bodrum Perdeleri Donatı Detayları
- Merdiven Donatı Detayları
- Radye Temel Donatı Planı



DESIGN OF A REINFORCED CONCRETE STRUCTURE OF TEN STORIES HAVING FLAT SLABS

SUMMARY

In this study, static analysis and design of reinforced concrete structural system that has ten stories and flat slab under vertical and horizontal loads are presented according to “Specifications for Structures to be Built in Disaster Areas” (Turkish Earthquake Code), “Requirements for Design and Construction of Reinforced Concrete Structures” (TS500) and “Design Loads for Buildings” (TS498).

Staad-III, Structural Analysis and Design Software is used for the analysis of the structural system. The building is designed by assuming a three dimensional structural model in Staad-III.

The building has eight normal stories, a basement and a ground floor. The structural system of the building is composed of circular columns, shear walls and beams. The beams connect to the shear walls end which are placed in the middle of the building.

Reinforced calculations of the building is made according to concrete grade BS25 (C25) having a design strength of 17 MPa and reinforced steel grade BÇIII (S420) having a design yield stress of 365 MPa.

TS498 is used for the design loads of the structural system. According to TS500, all members are checked for minimum and maximum reinforcement ratios. Allowable soil stress is assumed to be 200 kN/m^2 and the subgrade reaction coefficient is taken as 25000 kN/m^3 .

The analysis of flat slab is carried out by using the shell data block of the Staad-III. The slab is divided in finite elements having dimensions of $0.90 \text{ m} \times 0.90 \text{ m}$.

Failure due to the punching causes brittle collapse. Punching is one of the most critical weakness of the flat slabs. Therefore, it is checked at the beginning of the slab design process. The punching check control between columns and slabs is carried out according to TS500. Punching is controlled usually by the thickness of the slab. Flat slab is modelled as a rigid horizontal plane parallel to the global X-Y plane, so that all points on slab cannot displace relative to each other in the X-Y plane. (Rigid diaphragm concept)

In order to estimate horizontal earthquake loads, the new earthquake code of 1997 is considered. For the analysis according to the new earthquake code, the natural period of the first mode of the structure must be determined at the beginning of the analysis. To determine the first natural period, the structural system is analysed under horizontal fictive loads, so that “Rayleigh Method” can applied for getting the first period of the structure.

Irregularity of the structures defined in the “Earthquake Code” is checked.

The basement reinforced concrete walls are considered as plates subjected to forces vertical its plane, so the basement reinforced concrete walls are designed as plates

subjected to soil pressure. The internal forces of the walls are computed by using Staad-III program.

Beams are designed by considering the combinations $1.4G+1.6Q$, $G+Q\pm E$.

The footing of the structure is chosen as mat foundation and analysed by using Finite Element Method. The loads of the footing calculated from the three dimensional system model (support reactions). Springs are used to represent the soil stiffness for modelling footing plate. The analysis gives the internal forces and moments as well as the deflections of the mat foundation. It is of prime importance that punching must be checked for the footing as well. The soil bearing pressure is calculated by the multiplication of maximum foundation deformation with the spring coefficient factor. Consequently, the soil pressure that are controlled not to exceed the limit stress of the ground under vertical forces forces of the columns and the shear walls.

The study includes the drawings of the structural system.



BÖLÜM 1 GİRİŞ

Bu çalışmanın amacı, 10 katlı kirişsiz döşemeli bir yapının Deprem Yönetmeliği [1] ve Şubat 2000’de yürürlüğe giren yeni TS500 Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları’na [2] göre projelendirilmesidir.

Yapı, boyutları 41.4 m × 41.4 m olan planda sekizgen, 1 bodrum, zemin ve 8 normal olmak üzere toplam 10 katlı bir yapıdır. Yapı iş merkezi amaçlı olarak kullanılacaktır. Taşıyıcı sistem betonarme çekirdek perdeli bir sistemdir.

Yapının projelendirilmesinde hesaba alınacak yükler TS498’den [3] alınmıştır. Yapının statik ve betonarme hesaplarında TS500 kullanılmıştır.

İkinci bölümde kirişsiz döşeme ve çekirdek perde içinde kalan çift doğrultuda çalışan kirişli döşemelerin statik ve betonarme hesapları yapılmıştır. Kirişsiz döşemenin çözümü Staad-III programında yapıp, donatı düzeni bilgisayar programından elde edilen “Eş Moment Eğri Ailesi Diyagramları” yardımıyla belirlenmiştir. Kirişli döşemenin hesabı TS500’de verilen ilkeler ışığında yapılmıştır. Kirişsiz döşeme kalınlığı zımbalama tahkiki ve aşağıda verilen denklem 1.1 ve 1.2’ye göre belirlenirken, çift doğrultuda çalışan çekirdek perde içi döşeme kalınlığı denklem 1.3’den bulunmuştur.

$$h \geq l_n / 30 \text{ (TS 500 Madde 11.4.2)} \quad (1.1)$$

$$h \geq 18 \text{ cm. (TS 500 Madde 11.4.2)} \quad (1.2)$$

$$h_f \geq l_{sn} \times (1 - \alpha_s / 4) / (15 + 20 / m) \quad (1.3)$$

Donatıların iki yöndeki oranlarının toplamının minimum değeri, BÇIII için 0.0035 olmalıdır.

Sisteme ait kat kalıp planı Şekil 1.1’de verilmiştir. Staad-III programında çözümü yapılan döşeme X-Z düzleminde tanımlanmıştır. Üç boyutlu sistemdeki eksen takımıyla bilinçli olarak aynı seçilmiştir.

Üçüncü bölümde kolonların ve perdelerin ön boyutlandırması yapılmıştır. Kolonların ön boyutlandırmasında zımbalama tahkiki, perdelerde ise Deprem Yönetmeliği'ndeki kurallar etkin olmaktadır.

Dördüncü bölümde merdiven hesabı yapılmıştır. Üç tarafında perde ve tek tarafında kirişle çevrilen merdivenin, ara sahanlık ve merdiven kolu birlikte, kat sahanlığı ise tablolar yardımıyla hesaplanmıştır.

Beşinci bölümde yatay yükler altında sistem analizi yapılmıştır. Sistemin deprem hesabına başlarken ilk adımda yapı ağırlığı belirlenmiştir. Yapı ağırlığı kullanılarak yapı periyodu belirlenip, bu peryoda göre katlara etkiyen deprem kuvvetleri bulunmuştur. Yapı sistemi üç boyutlu olarak Staad-III programına tanımlanmış ve bulunan kesme kuvvetleri katlardaki düğüm noktalarına dağıtılmıştır. Deprem birbiri dik iki doğrultudan geldiği farzedilerek aynı işlemler ikinci deprem doğrultusu için yinelenmiştir.

Gerek birinci durumda gerekse ikinci durumda hesaplanan deprem etkileri dairesel kolonların hesabının yapıldığı sekizinci bölümde süperpozisyon tablosu olarak derlenmiştir. Üç boyutlu modeldeki eksen takımları kirişsiz döşeme modeli ile aynıdır. Döşeme düzlemi X-Z olurken, düşey eksen Y olarak belirlenmiştir. Sekizinci bölümdeki süperpozisyon tabloları düşey yükler altında çözümü, X yönünden gelen deprem etkilerini, Z yönünden gelen deprem etkilerini ve bu yüklemelere ait yük kombinasyonlarını içerecek şekilde oluşturulmuştur. Süperpozisyon tablosunun sonunda ise boyutlandırmaya esas olan değerler gösterilmiştir.

Altıncı bölümde perde uçlarını birleştiren bağ kirişleri ve sürekli kiriş olarak düşünülen çekirdek perde içi kirişlerinin statik ve betonarme hesabı yapılmıştır. Bağ kirişlerinin iç kuvvetleri üç boyutlu modelden elde edilmiştir. Kirişlere ait betonarme hesaplar tablolar halinde verilmiştir. Kirişlerin kesme güvenliği Deprem Yönetmeliği'nde verilen kıstaslar dikkate alınarak yapılmıştır.

Yedinci bölümde, betonarme perdeler ve dairesel kolonlara mesnetlenen toprak itkisi altındaki bodrum perdelerinin hesabı verilmiştir. Statik çözümleri Staad-III programında tanımlanan sonlu elemanlar ile yapılan bodrum perdelerinin betonarme hesabında istinat duvarı minimum donatı oranları kullanılmıştır. Şekil A.1'de bodrum kat kalıp planı verilmiştir.

Sekizinci bölümde verilen dairesel kolon hesaplarında, kolonların kesme güvenliği, Deprem Yönetmeliği'nde verilen yöntem kullanılarak yapılmıştır. Kolonla birlikte çalışan döşeme şeridi belirlenerek, bu şerit içinde kalan donatıdan pekleşmeli taşıma gücü momentleri bulunmuş ve buradan kolon alt ve üst ucundaki kesme kuvvetine esas olan momentlere geçilerek hesap kesme kuvveti bulunmuştur.

Dokuzuncu bölümde +7.00 m - +10.00 m kotları arasındaki betonarme perdelerin hesabı yapılmıştır. Betonarme perdeler için iç kuvvetler üç boyutlu sistem modelinden elde edilmiştir. İç kuvvetlerin belirlenmesinden sonra, Deprem Yönetmeliği'nde betonarme perdeler için verilen tüm hesap ilkeleri ve konstrüktif kurallar incelenerek perdeler için donatı düzeni belirlenmiştir.

Onuncu bölümde temel hesabı yapılmıştır. Seçilen temel türü kirişsiz radye temeldir. Üç boyutlu modelden alınan analiz sonuçları, Staad-III programında modellenen radye temele aktarılmış ve temel etkileri hesaplanmıştır. Radye temel, kirişsiz döşeme ve üç boyutlu sistem modelinin aksine X-Y düzleminde tanımlanmıştır.

Bu çalışmada kullanılan beton çeliği ve beton sınıfına ait malzeme sabitleri aşağıda verilmiştir.

$$f_{cd} = 1.7 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{BS25 için,}$$

$$f_{ctd} = 0.115 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{BS25 için,}$$

$$f_{yd} = 36.5 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{BÇIII için.}$$

Yapının incelenmesinin kolay olması açısından Şekil A.2, Şekil A.3 ve Şekil A.4'te yapıya ait kesitler verilmiştir.

BÖLÜM 2 DÜŞEY YÜK ANALİZİ VE DÖŞEME HESAPLARI

BÖLÜM 2.1 Kirişsiz Döşeme Yük Analizi

Betonarme kirişsiz döşeme	$25 \text{ kN/m}^3 \times 0.25 \text{ m.}$	$=$	6.25 kN/m^2
Şap	$22 \text{ kN/m}^3 \times 0.02 \text{ m.}$	$=$	0.44 kN/m^2
Cüruf Kumu	$10 \text{ kN/m}^3 \times 0.05 \text{ m.}$	$=$	0.50 kN/m^2
Karo Mozaik	$22 \text{ kN/m}^3 \times 0.02 \text{ m.}$	$=$	0.44 kN/m^2
Toplam Sabit Yük (g)		$=$	7.63 kN/m^2

İş merkezi olarak tasarlanan yapının bölme duvarlarını da hareketli yük içerisinde düşünerek, 2.0 kN/m^2 (Ofislerde) + 1.5 kN/m^2 (Bölme duvarlar)

$$\text{Toplam Hareketli Yük (q)} = 3.5 \text{ kN/m}^2$$

alınması uygun görülmüştür.

BÖLÜM 2.2 Kirişsiz Döşeme Kalınlığının Belirlenmesi

Kirişsiz döşeme kalınlığı TS 500 'de verilen sınırlar ve formül ile belirlenip, zımbalama tahkiki ile seçilen kalınlığın uygunluğu sorgulanacaktır.

Tablasız kirişsiz döşemelerde : $h \geq \ell_n / 30$ ve $h \geq 18 \text{ cm.}$ (TS 500 Madde 11.4.2)

$$h \geq 7.7 / 30 = 0.25 \text{ m.} \quad \text{ayrıca} \quad h \geq 18 \text{ cm.}$$

Sonuç olarak ; $h_f = 25 \text{ cm.}$ 'lik bir döşeme kalınlığının alınması uygundur.

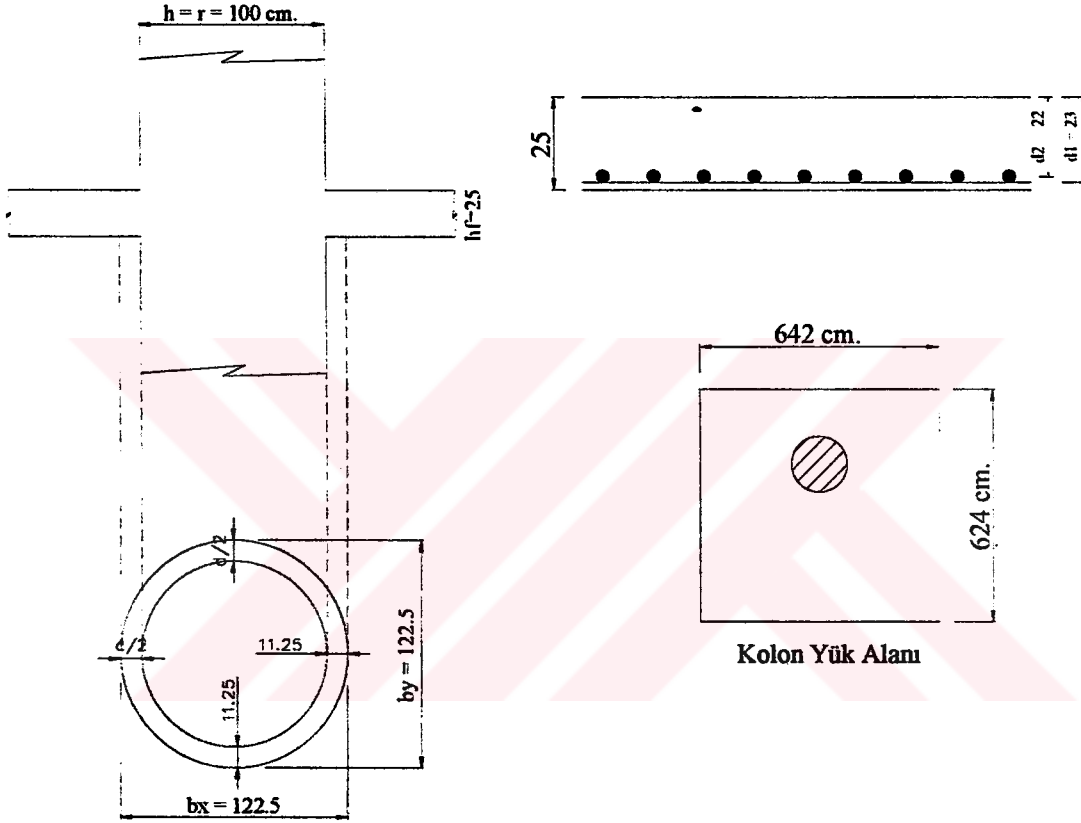
Bu aşamadan sonra yapılması gereken, TS 500'ün ilgili maddelerine göre belirlenen döşeme kalınlığının zımbalama tahkikini sağlayıp sağlamadığının kontrol edilmesidir.

BÖLÜM 2.2.1 Kirişsiz Döşeme Zımbalama Tahkiki

Kolonun zımbalama çevresindeki zımbalama dayanımının, kolonu zımbalamaya zorlayan kuvvetten daha büyük olması gerekmektedir. Sistemimizde bulunan tüm

dairesel kolonların yük alanları tespit edilerek zımbalama tahkiki yapılacaktır. Tahkikler belirtilen koşulları sağlarsa, $h_f = 25$ cm.'lik döşeme kalınlığı kabul edilebilir.

1. 100 cm. Çaplı Kolonlarda Zımbalama Tahkiki :



Şekil 2.1 100 cm. çaplı kolonlarda zımbalama çevresi ve yük alanı

$$d_1 = 23 \text{ cm.}$$

$$d_2 = 22 \text{ cm.}$$

$$d_{\text{ort}} = (d_1 + d_2) / 2 = 22.5 \text{ cm.}$$

$$b_x = b_y = 100 + (22.5 \times 2) / 2 = 122.5 \text{ cm.}$$

$$\text{Hesap yükü (p)} : p = 1.4 \times 7.63 + 1.6 \times 3.5 = 16.28 \text{ kN/m}^2$$

Hesap zımbalama yükü (V_{pd}) : $V_{pd} = (6.42 \times 6.24 - \pi \times 1.225^2 / 4) \times 16.28$

$V_{pd} = 633.00 \text{ kN.}$

Dış merkezlikler : $e_{min} = 1.5 \text{ cm} + 0.03 \times h$ (2.1)

$e_{min} = 1.5 + 0.03 \times 100$

$e_{min} = 4.5 \text{ cm.}$

Eğilme etkisi katsayısı : $\gamma = 1 / \{ 1 + [2e / (d + d_o)] \}$ (2.2)

$\gamma = 1 / \{ 1 + [2 \times 4.5 / (22.5 + 100)] \}$

$\gamma = 0.932$

Zımbalama Çevresi Kesme Kuvveti Dayanımı :

$V_{pr} = \gamma \times f_{ctd} \times u_p \times d$ (2.3)

$V_{pr} = 0.932 \times 1150 \text{ kN/m}^2 \times (\pi \times 1.225 \text{ m.}) \times 0.225 \text{ m.}$

$V_{pr} = 928.07 \text{ kN.}$

Sonuç olarak, zımbalama çevresi kesme kuvveti dayanımı (V_{pr}), hesap zımbalama yükü (V_{pd}) değerinden büyük olduğu için 100 cm. çaplı kolonlarda, 25 cm olarak seçilen kirişsiz döşeme kalınlığı için zımbalama tahkiki sağlamaktadır.

2. 70 cm. Çaplı Kolonlarda Zımbalama Tahkiki :

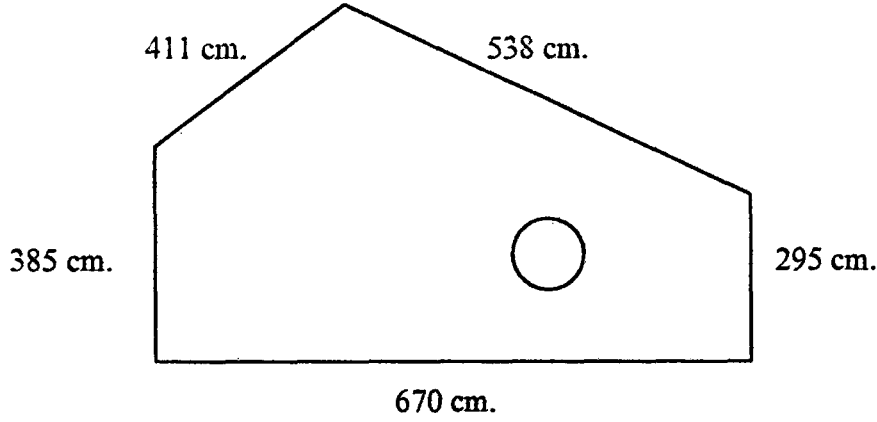
$d_1 = 23 \text{ cm.}$

$d_2 = 22 \text{ cm.}$

$d_{ort} = (d_1 + d_2) / 2 = 22.5 \text{ cm.}$

$b_x = b_y = 70 + (22.5 \times 2) / 2 = 92.5 \text{ cm.}$

Kolon yük alanı aşağıda gösterildiği gibi belirlenmiştir.



Şekil 2.2 70 cm çaplı dairesel kolonlarda yük alanı

Hesap yükü (p) : $p = 1.4 \times 7.63 + 1.6 \times 3.5 = 16.28 \text{ kN/m}^2$

Hesap zımbalama yükü (V_{pd}) : $V_{pd} = (33.8 - \pi \times 0.925^2 / 4) \times 16.28$
 $V_{pd} = 539.32 \text{ kN.}$

Dış merkezlikler : $e_{min} = 1.5 \text{ cm} + 0.03 \times h$
 $e_{min} = 1.5 + 0.03 \times 100$
 $e_{min} = 4.5 \text{ cm.}$

Eğilme etkisi katsayısı : $\gamma = 1 / \{1 + [2e / (d + d_o)]\}$
 $\gamma = 1 / \{1 + [2 \times 4.5 / (22.5 + 70)]\}$
 $\gamma = 0.911$

Zımbalama Çevresi Kesme Kuvveti Dayanımı :

$$V_{pr} = \gamma \times f_{ctd} \times u_p \times d$$

$$V_{pr} = 0.911 \times 1150 \text{ kN/m}^2 \times (\pi \times 0.925 \text{ m.}) \times 0.225 \text{ m.}$$

$$V_{pr} = 685.00 \text{ kN.}$$

Sonuç olarak, zımbalama çevresi kesme kuvveti dayanımı (V_{pr}), hesap zımbalama yükü (V_{pd}) değerinden büyük olduğu için 70 cm. çaplı kolonlarda, 25 cm olarak seçilen kirişsiz döşeme kalınlığı için zımbalama tahkiki sağlamaktadır.

BÖLÜM 2.3 Kirişsiz Döşeme İç Kuvvetlerinin Belirlenmesi

Kirişsiz döşeme, daha küçük boyutlarda elemanlardan oluşan bir sonlu eleman ağı teşkil etmek amacıyla, Staad-III programında üç boyutlu sistemden ayrı olarak çözülmüştür. Yatay düzlemde oluşturulan ve düşey yüklemesi yapılan döşeme modelinde kolon ve perdelerin denk geldiği yerlere sabit ve kayıcı mesnet tanımları yapılmıştır. Kirişsiz döşeme modeline ait sonlu eleman ağı ve ilgili noktalara yerleştirilen mesnetler Şekil B.1’de görülebilir.

Kirişsiz döşeme donatı hesabına esas teşkil edecek moment değerleri, Staad-III programı menülerindeki “ M_x Eş Moment Eğri Ailesi” (M_x Contour) ve “ M_y Eş Moment Eğri Ailesi” komutlarından elde edilmiştir. “ M_x Eş Moment Eğri Ailesi” diyagramı, x doğrultusunda döşeme alt ve üstüne yerleştirilecek donatılara ait moment değerlerini, “ M_y Eş Moment Eğri Ailesi” diyagramı ise y doğrultusunda yerleştirilecek donatıya ait moment değerlerini, renk sıkalası olarak açıkça belirlemektedir. Şekil B.2 ve Şekil B.3’de, düşey yükler etkisi altında oluşan moment etkilerini gösteren “ M_x ve M_y Eş Moment Eğri Ailesi” diyagramları verilmiştir.

Yalnızca düşey yükler etkisi altında değil deprem durumunda da, kirişsiz döşemede elverişsiz durumlar yaratacak moment etkileri görülebilir. Bu saptama, üç boyutlu modelde depremli yük kombinasyonları için “ M_x ve M_y Eş Moment Eğri Ailesi” diyagramlarını incelememiz gerektiğini ortaya koymaktadır. Şekil B.4, Şekil B.5, Şekil B.6, Şekil B.7, depremli yükleme kombinasyonlarına ait üç boyutlu modelden alınan “ M_x ve M_y Eş Moment Eğri Ailesi” diyagramlarını göstermektedir.

1.4G+1.6Q yüklemesi durumunda oluşan düşey deplasmanlar Şekil B.8’de verilmiştir. Maksimum düşey yerdeğiştirme 2.8 cm. olup, döşemenin konsol bölümünde oluşmuştur. Binanın yapımı esnasında bu durum gözönünde bulundurularak, döşeme kalıbına ters sehim verilmesi gerekmektedir.

Kirişsiz döşeme modelinde 1496 adet sonlu eleman kullanılmıştır. Bu elemanların boyutları değişiklik göstermekte olup, yaklaşık olarak 0.9m×0.9m olduğu söylenebilir.

BÖLÜM 2.4 Kirişsiz Döşeme Betonarme Hesabı

Kirişsiz döşemeye öncelikle (2.4) formülüyle hesaplanan minimum donatı her iki doğrultuda yerleştirilmiştir. Daha sonraki aşamada Eş Moment Eğri Ailesi (Contour) diyagramlarında minimum donatıya karşılık gelen $M_{Asmin} = 2.58 \text{ tm.}$ 'lik momentin aşıldığı yerler tespit edilerek buralara ek donatı konulmuştur.

$$A_{smin} = 0.0035 \times b \times d \quad (2.4)$$

$$A_{smin} = 0.0035 \times 100 \times 21 = 7.35 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (\text{alt ve üst donatı toplamı})$$

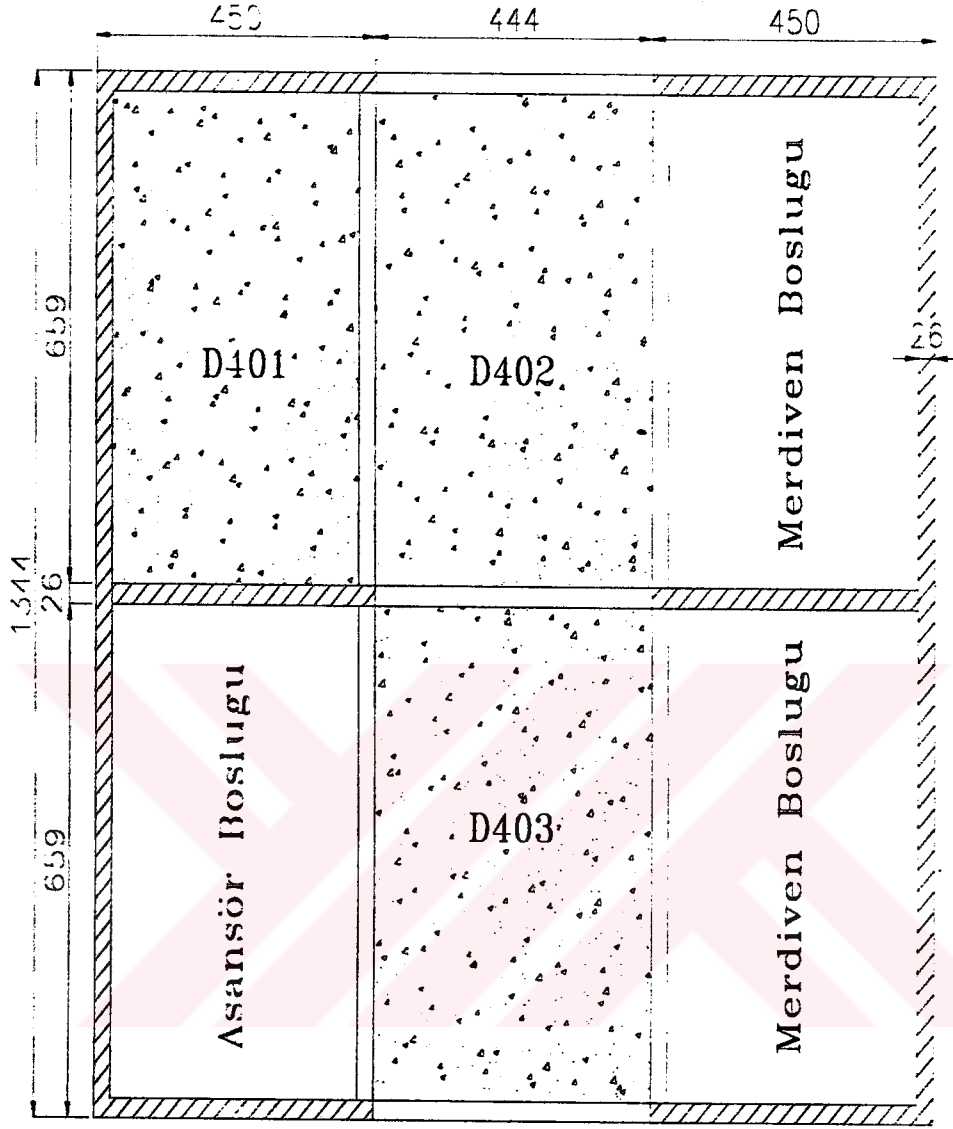
$$7.35 / 2 = 3.675 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{Ø10/20} (3.93 \text{ cm}^2 / \text{m}) \quad (\text{herbir doğrultuda})$$

Düşey ve yatay yük kombinasyonlarının en elverişsiz etkilerini dikkate alarak donatılan kirişsiz döşemede, kullanılan donatı cinsi ve kullanıldıkları yerler özet olarak verilmek istenirse ;

- Her iki doğrultuda üst - alt minimum donatı Ø10/20
- x doğrultusu mesnet ve açıklık için üst - alt ek donatı Ø16/20
- y doğrultusu açıklık için alt ek donatı Ø12/20
- y doğrultusu mesnet için üst ek donatı Ø16/20
- Yatay yükleme kombinasyonlarından bulunan alt ek donatılar Ø14/20

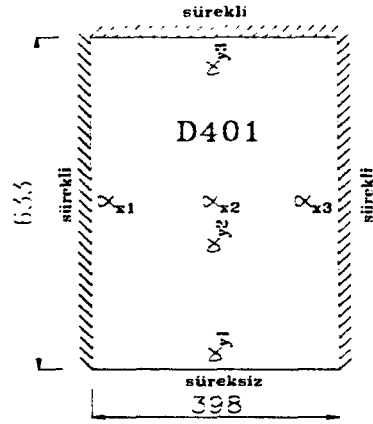
BÖLÜM 2.5 Çekirdek Perde İçi Döşeme Tiplerinin Belirlenmesi ve Döşeme Yük Analizi

Şekil 2.3'de 3. normal kata ait çekirdek perde içi döşemeleri görülmektedir. 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9. normal katlarda çekirdek perde kalınlığı 26 cm. olduğundan adı geçen katların hepsi için aynı hesap geçerlidir. Zemin, 1 ve 2. normal katlarda ise perde kalınlığı 35 cm.'dir. Bu farkın sadece donatıların uzunluğunda bir değişikliğe yol açacağı statik hesapta herhangi bir farkın oluşmayacağı açıktır.



Şekil 2.3 Çekirdek Perde İçi Döşemeler

BÖLÜM 2.5.1 D401 Nolu Çekirdek Perde İçi Döşeme Kalınlığının Belirlenmesi



Şekil 2.4 D401 Döşemesi Mesnetlenme Biçimi ve Moment Katsayıları

$$m = l_{uzun} / l_{kisa} \quad (2.5)$$

$$m = 633 / 398 = 1.59 < 2.0 \quad \text{“Çift doğrultuda çalışan döşeme”}$$

$$\alpha_s = \text{Sürekli kenarların uzunlukları toplamı} / \text{Döşeme çevresi} \quad (2.6)$$

Sürekli kenarlar ve D401 döşemesi çevresi Şekil 2.4'den belirlenebilir.

$$\alpha_s = (2 \times 633 + 398) / (2 \times 633 + 2 \times 398)$$

$$\alpha_s = 0.81$$

TS500 Madde 11.4.2’de verilen 2.7 denklemi ile iki doğrultuda çalışan kirişsiz döşemelerde minimum döşeme kalınlığı tespit edilebilir.

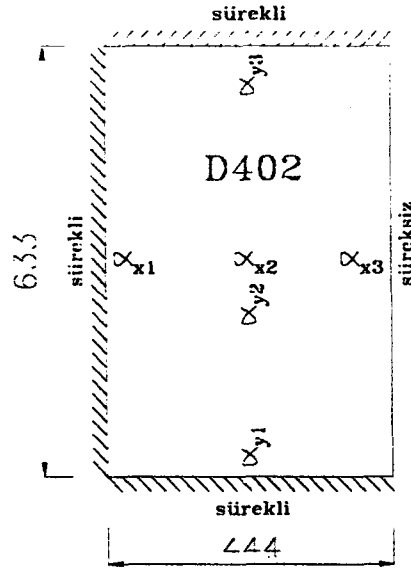
$$h_f \geq l_{sn} \times (1 - \alpha_s / 4) / (15 + 20 / m) \quad (2.7)$$

$$\min h_f = 398 \times (1 - 0.81 / 4) / (15 + 20 / 1.59)$$

$$\min h_f = 11.40 \text{ cm.}$$

$h_f = 15 \text{ cm.}$ seçilmesi uygundur.

BÖLÜM 2.5.2 D402 Nolu Çekirdek Perde İçi Döşeme Kalınlığının Belirlenmesi



Şekil 2.5 D402 Döşemesi Mesnetlenme Biçimi ve Moment Katsayıları

$$m = \ell_{uzun} / \ell_{kısa}$$

$$m = 633 / 444 = 1.43 < 2.0 \quad \text{“Çift doğrultuda çalışan döşeme”}$$

Sürekli kenarlar ve D402 döşemesi çevresi Şekil 2.5’den belirlenebilir. Formül 2.6’ya göre ;

$$\alpha_p = (2 \times 444 + 633) / (2 \times 633 + 2 \times 444)$$

$$\alpha_p = 0.71$$

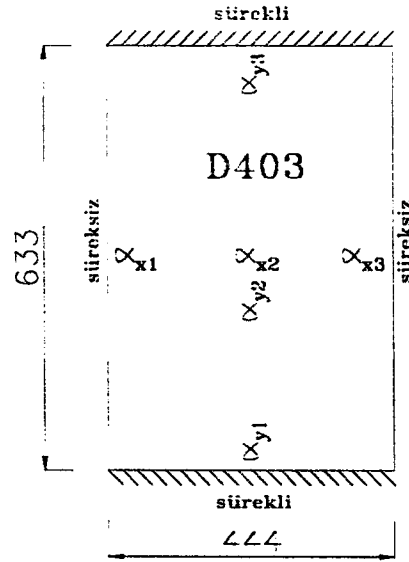
Döşeme kalınlığının minimum değeri Formül 2.7’ye göre hesaplanırsa ;

$$\min h_f = 444 \times (1 - 0.71 / 4) / (15 + 20 / 1.43)$$

$$\min h_f = 12.60 \text{ cm.}$$

$h_f = 15 \text{ cm.}$ seçilmesi uygundur.

BÖLÜM 2.5.3 D403 Nolu Çekirdek Perde İçi Döşeme Kalınlığının Belirlenmesi



Şekil 2.6 D403 Döşemesi Mesnetlenme Biçimi ve Moment Katsayıları

$$m = \ell_{uzun} / \ell_{kısa}$$

$$m = 633 / 444 = 1.43 < 2.0 \quad \text{“Çift doğrultuda çalışan döşeme”}$$

Sürekli kenarlar ve D403 döşemesi çevresi Şekil 2.6’dan belirlenebilir. Formül 2.6’ya göre ;

$$\alpha_p = (2 \times 444) / (2 \times 633 + 2 \times 444)$$

$$\alpha_p = 0.41$$

Döşeme kalınlığının minimum değeri Formül 2.7’ye göre hesaplanırsa ;

$$\min h_f = 444 \times (1 - 0.41 / 4) / (15 + 20 / 1.43)$$

$$\min h_f = 13.75 \text{ cm.}$$

$h_f = 15 \text{ cm.}$ seçilmesi uygundur.

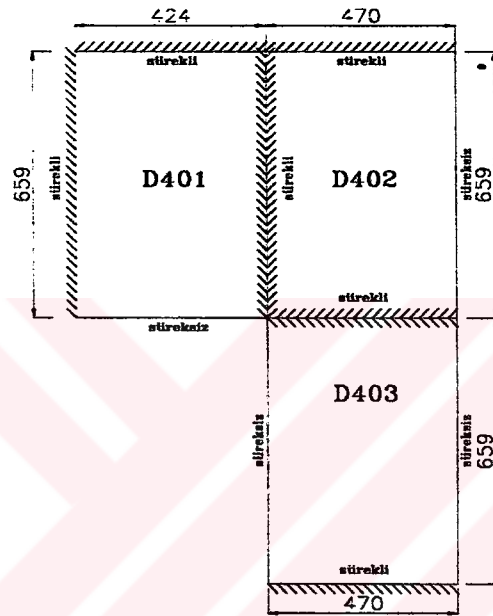
BÖLÜM 2.5.4 Çekirdek Perde İçi Döşeme Yük Analizi

$$\text{Plak kendi ağırlığı} : 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.15 \text{ m.} = 3.75 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Şap} : 22 \text{ kN/m}^3 \times 0.02 \text{ m.} = 0.44 \text{ kN/m}^2$$

Cüruf Kumu	:	$10 \text{ kN/m}^3 \times 0.05 \text{ m.}$	$=$	0.50 kN/m^2
Karo Mozaik	:	$22 \text{ kN/m}^3 \times 0.02 \text{ m.}$	$=$	0.44 kN/m^2
Toplam Sabit Yük	:	g	$=$	5.13 kN/m^2
Hareketli Yük	:	q	$=$	3.50 kN/m^2
Hesap Yüğü (P)	:	$1.4g+1.6q$	$=$	12.78 kN/m^2

BÖLÜM 2.5.5 Çekirdek Perde İçi Döşeme Statik Hesabı



Şekil 2.7 D401 D402 D403 döşemeleri akstan aksa mesafeler

Tablo 2.1 Çekirdek Perde İçi Döşemeler Moment Katsayıları ve Moment Değerleri

PLAK	Lx (m)	Ly (m)	m	α_{x1}	α_{x2}	α_{x3}	M_{x1} (kNm/m)	M_{x2} (kNm/m)	M_{x3} (kNm/m)
D401	4.24	6.59	1.59	0.069	0.052	0.069	15.85	11.95	15.85
D402	4.70	6.59	1.43	0.062	0.047	0.031	17.50	13.27	8.75
D403	4.70	6.59	1.43	0.045	0.069	0.045	12.70	19.48	12.70

α_{y1}	α_{y2}	α_{y3}	M_{y1} (kNm/m)	M_{y2} (kNm/m)	M_{y3} (kNm/m)
0.021	0.031	0.041	4.82	7.12	9.42
0.041	0.031	0.041	11.57	8.75	11.57
0.056	0.044	0.056	15.81	12.42	15.81

D402 ve D403 döşemeleri arası mesnet momenti oranı $11.57 / 15.81 = 0.73 < 0.80$ olduğundan $(M_{\max} - M_{\min}) / 3$ momentinin mesnet kirişinin burulma rijitliği ile taşındığı kabul edilerek, arta kalan $(2/3) \times (M_{\max} - M_{\min})$ değerindeki moment komşu plaklara rijitlikleri oranında dağıtılmalı ve kesit büyük momente göre boyutlandırılmalıdır. Plak rijitliği açıklıkla ters orantılıdır.

$$\Delta M = (2/3) \times (M_{\max} - M_{\min}) = (2/3) \times (15.81 - 11.57) = 2.83 \text{ kNm/m}$$

$$M_1 = M_{\max} - \Delta M \times 0.50 = 15.81 - 2.83 \times 0.50 = 14.40 \text{ kNm/m}$$

$$M_2 = M_{\min} + \Delta M \times 0.50 = 11.57 + 2.83 \times 0.50 = 12.99 \text{ kNm/m}$$

$$M_{D402-D403} = 14.40 \text{ kNm/m}$$

D401 ve D402 döşemeleri arası mesnet momenti oranı $15.85 / 17.50 = 0.91 > 0.80$ olduğundan ;

$$M_{D401-D402} = 17.50 \text{ kNm/m}$$

BÖLÜM 2.5.6 Çekirdek Perde İçi Döşeme Betonarme Hesabı

Şekil 2.7'deki çekirdek perde içi kirişleri mesnetlenme durumlarına göre Tablo 2.1'de verilen moment katsayıları bulunmuş ve yine aynı tabloda betonarme hesaba esas olan moment değerleri hesaplanmıştır.

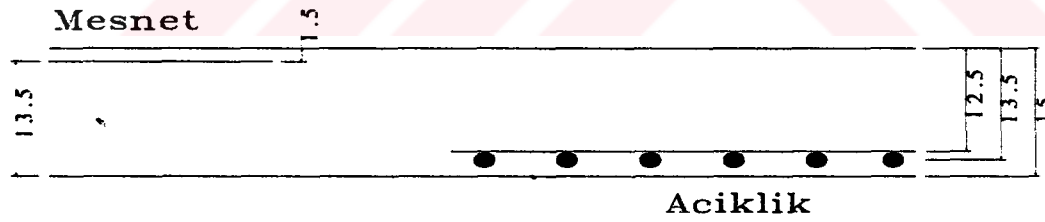
Kirişsiz döşeme donatılarından çekirdek perde içi döşemeye denk gelenler, perde içine kırılmadan döşeme içine doğru uzatılmıştır. Böylece mesnette ek donatıya ihtiyaç kalmadan açıklıktan gelen ve kirişsiz döşemeden uzatılan donatılarla mevcut moment rahatlıkla karşılanmıştır. x ve y doğrultularında yapılan betonarme hesap ve seçilen donatılar Tablo 2.2 ve Tablo 2.3'te verilmiştir.

Şekil 2.8'de çekirdek perde içi döşemelerinde gözönüne alınan paspayları ve donatı yerleşimi ile ilgili basitleştirilmiş bir çizim görülmektedir.

Çekirdek perde içi döşemeler yine çekirdek perde içerisindeki mevcut kirişlere mesnetlenmektedir. Deprem etkisi, kolon ve perdeler arası kirişler ile perdeler tarafından iletildiği için döşeme hesabında deprem etkisi gözönüne alınmamıştır.

Tablo 2.2 Çekirdek Perde İçi Döşemeler X doğrultusu Donatı Hesap Tablosu

MOMENTİN YERİ x doğrultusu	Md (kNm/m)	D (cm)	K	ks	As	Seçilen Donatı	Mevcut Donatı	Ek Donatı
D401 	15.85	13.5	114.98	0.301	3.53	*	Ø10/40+Ø10/20 (1.96+3.93)	*
D401 	11.95	12.5	130.75	0.300	2.87	Ø10/20 (3.93)	*	*
D401 D402 	17.50	13.5	104.14	0.301	3.90	*	Ø10/40+Ø10/40 (3.93)	*
D402 	13.27	12.5	117.75	0.300	3.18	Ø10/20 (3.93)	*	*
D402 	8.75	13.5	208.29	0.296	1.92	*	Ø10/40 (1.96)	*
D403 	12.70	13.5	143.5	0.299	2.81	*	Ø10/28 (2.81)	*
D403 	19.48	12.5	80.21	0.304	4.74	Ø10/14 (5.62)	*	*
D403 	12.70	13.5	143.5	0.299	2.81	*	Ø10/28 (2.81)	*



Şekil 2.8 Çekirdek Perde İçi Döşemeler Paspayı ve Donatı Yerleşim Düzeni

Tablo 2.3 Çekirdek Perde İçi Döşemeler Y doğrultusu Donatı Hesap Tablosu

MOMENTİN YERİ y doğrultusu	Md (kNm/m)	d (cm)	K	Ks	As	Seçilen Donatı	Mevcut Donatı	Ek Donatı
D401 	9.42	13.5	193.47	0.297	2.07	*	Ø8/40+Ø10/20 (1.26+3.93)	*
D401 	7.12	13.5	255.97	0.295	1.56	Ø8/20 (2.51)	*	*
D401 	4.82	13.5	378.11	0.294	1.05	*	Ø8/40 (1.26)	*
D402 	11.57	13.5	157.52	0.298	2.55	*	Ø8/38+Ø10/20 (1.32+3.93)	*
D402 	8.75	13.5	208.29	0.296	1.92	Ø8/19 (2.65)	*	*
D402 D403 	14.40	13.5	126.56	0.300	3.20	*	Ø8/38+Ø8/26 (1.32+1.94)	*
D403 	12.42	13.5	146.74	0.299	2.75	Ø8/13 (3.87)	*	*
D403 	15.81	13.5	115.28	0.301	3.53	*	Ø8/26+Ø10/20 (1.94+3.93)	*

BÖLÜM 3 YAPIDA MEVCUT BETONARME PERDE VE DAİRESEL KOLONLARIN ÖN BOYUTLANDIRMASI

BÖLÜM 3.1 Deprem Yönetmeliği'ndeki İlgili Maddeler Işığında Betonarme Perdelerin Kalınlıklarının Belirlenmesi

Betonarme perdelerin kalınlıklarının belirlenmesindeki ana prensipler “Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik” maddelerinden alınmıştır. Bu konuyla ilgili hükümler Madde 7.6.1 ve Madde 7.6.2’de toplanmıştır.

BÖLÜM 3.1.1 2 m.’lik Betonarme Perdelerin Kalınlıklarının Tayini

Deprem Yönetmeliği Madde 7.6.1.1’e göre perde kalınlığı kat yüksekliğinin 1/15’inden ve 200 mm.’den ayrıca kritik perde yüksekliği boyunca kat yüksekliğinin 1/12’sinden az olamaz (Madde 7.6.1.2’deki özel koşul dışında). Bu durumda ;

400 cm./ 15 = 26 cm. ve 20 cm.’den az yapılamaz.

400 cm./ 12 = 33 cm.’den az olamaz. (Bodrum ve 1. normal katlarda)

300 cm./ 12 = 25 cm.’den az olamaz. (Diğer normal katlarda)

Deprem Yönetmeliği Madde 7.6.1.2’de verilen aşağıdaki 3.1 ve 3.2 formüllerinin sağlaması durumunda Madde 7.6.1.1’e göre yukarıda hesaplanan perde kalınlık değerleri geçerliliğini yitirecektir. Aksi `durumda yukarıda hesaplanan değerler geçerli olacaktır.

$$\Sigma A_g / \Sigma A_p \geq 0.002 \quad (3.1)$$

$$V_{ix} / \Sigma A_g \leq 0.5 \times f_{ctd} \quad (3.2)$$

$$\Sigma A_g / \Sigma A_p = 28.36 \text{ m}^2 / 13730 \text{ m}^2 = 0.002 \geq 0.002$$

$$V_{ix} / \Sigma A_g = (17612.62 + 914.80) / (28.36 \times 1150) = 0.57 \geq 0.50$$

3.2 formülünün sağlamadığı görüldüğünden Deprem Yönetmeliği Madde 7.6.1.1’e göre bulunan perde kalınlıkları geçerliliğini korumaktadır. Bu aşamada yapılması

gereken kritik perde yüksekliğini tespit ederek hangi kalınlığın hangi katlar arasında uygulanacağını belirlemektir.

Deprem Yönetmeliği Madde 7.6.2.2'ye göre;

$$H_{cr} \geq \ell_w \quad H_{cr} \geq 2 \text{ m.}$$

$$H_{cr} \geq H_w / 6 \quad H_{cr} \geq 32 / 6 = 5.33 \text{ m.}$$

$$H_{cr} \leq 2 \ell_w \quad H_{cr} \leq 4 \text{ m.}$$

Sonuç olarak ; 2 m.'lik perdelerin kritik perde yüksekliği 4 m. olup, bodrum kat boyunca perde kalınlığı 35 cm, diğer tüm katlarda ise Deprem Yönetmeliği Madde 7.6.1.1 gözönünde bulundurularak 26 cm. seçilmesi uygundur.

BÖLÜM 3.1.2 6.63 m.'lik Betonarme Perdelerin Kalınlıklarının Tayini

2 m.'lik perdelerin kalınlık hesabının yapıldığı Bölüm 3.1.1'deki tüm değerler burada da geçerlidir. Dolayısıyla direkt olarak kritik perde yüksekliği hesaplanabilir.

$$H_{cr} \geq \ell_w \quad H_{cr} \geq 6.63 \text{ m.}$$

$$H_{cr} \geq H_w / 6 \quad H_{cr} \geq 32 / 6 = 5.33 \text{ m.}$$

$$H_{cr} \leq 2 \ell_w \quad H_{cr} \leq 13.26 \text{ m.}$$

Sonuç olarak ; 6.63 m.'lik perdelerin kritik perde yüksekliği 11 m. olup, bodrum + zemin + 1. normal katlar boyunca perde kalınlığı 35 cm, diğer tüm katlarda ise Deprem Yönetmeliği Madde 7.6.1.1 gözönünde bulundurularak 26 cm. seçilmesi uygundur.

BÖLÜM 3.1.3 Çekirdek Perde Kalınlığının Tayini

2 m.'lik perdelerin kalınlık hesabının yapıldığı Bölüm 3.1.1'deki tüm değerler burada da geçerlidir. Dolayısıyla direkt olarak kritik perde yüksekliği hesaplanabilir.

$$H_{cr} \geq \ell_w \quad H_{cr} \geq 13.44 \text{ m.}$$

$$H_{cr} \geq H_w / 6 \quad H_{cr} \geq 32 / 6 = 5.33 \text{ m.}$$

$$H_{cr} \leq 2 \ell_w \quad H_{cr} \leq 26.88 \text{ m.}$$

Sonuç olarak ; Çekirdek perdenin kritik perde yüksekliği 14 m. olup, bodrum + zemin + 1. normal + 2. normal katlar boyunca perde kalınlığı 35 cm, diğer tüm

katlarda ise Deprem Yönetmeliği Madde 7.6.1.1 gözönünde bulundurularak 26 cm. seçilmesi uygundur.

BÖLÜM 3.2 Zımbalama Tahkiki Işığında Dairesel Kolonların Ön Boyutlandırması

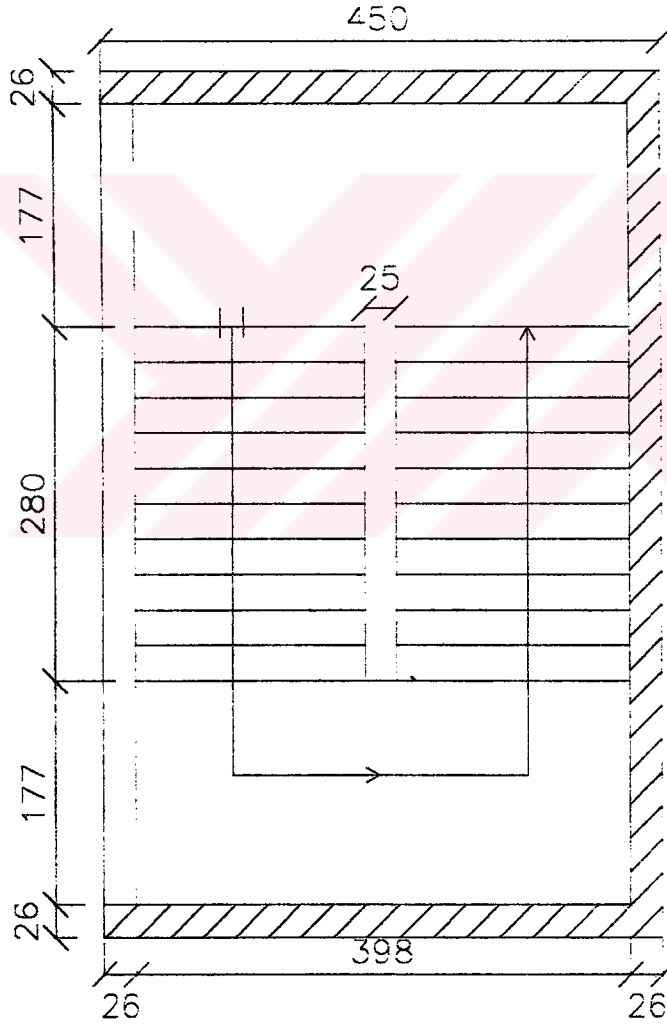
Kirişsiz döşeme kalınlığını kontrol etmek amacıyla Bölüm 2.2.1’de yapılan zımbalama tahkiki aslında dairese kolonların boyutlarını belirlemiştir. Adı geçen bölümde yapılan zımbalama tahkiki, kolonların 70 cm. ve 100 cm. apında seçilmeleri sonucu sağlanabilmektedir.



BÖLÜM 4 MERDİVEN HESABI

BÖLÜM 4.1 Merdivenin Çekirdek Perde İçerisine Yerleşimi

Çekirdek perde içerisinde iki adet aynı tipte merdiven bulunmaktadır. Perde boyutları Bölüm 3’te tam olarak kesinleştirildiğinden merdiven kalan alana mimari kurallara uygun olarak yerleştirilebilir.



Şekil 4.1 Çekirdek Perde İçerisine Merdivenin Yerleşimi

Şekil 4.1’de gösterildiği gibi yerleştirilen merdivende hesapta kullanılacak parametreler aşağıda verilmiştir.

Malzeme	:	BS25 / BÇ III	
Kat Yüksekliği	:	$h_k = 300$ cm.	
Merdiven Genişliği	:	$b = 187$ cm.	
Sahanlık Genişliği	:	$b_s = 177$ cm.	
Kova Genişliği	:	$b_k = 25$ cm.	
Basamak Sayısı	:	20 adet	
Basamak Yüksekliği	:	$s = 300 / 20 = 15$ cm.	-
Basamak Genişliği	:	$a = 60 - 2 \times s = 60 - 2 \times 15 = 30$ cm.	28 cm. seçildi.
Merdiven kolu eğimi	:	$\tan \alpha = s / a = 15 / 28 = 0.535$	$\alpha = 28^\circ$
		$\cos \alpha = 0.883$	
Merd. kolu açıklığı	:	$\ell_k = 10 \times 28 = 280$ cm.	
Plak Kalınlıkları	:	Merdiven kolunda $h_m = 15$ cm.	
		Sahanlıkta $h_s = 15$ cm.	

BÖLÜM 4.2 Merdiven Yük Analizi

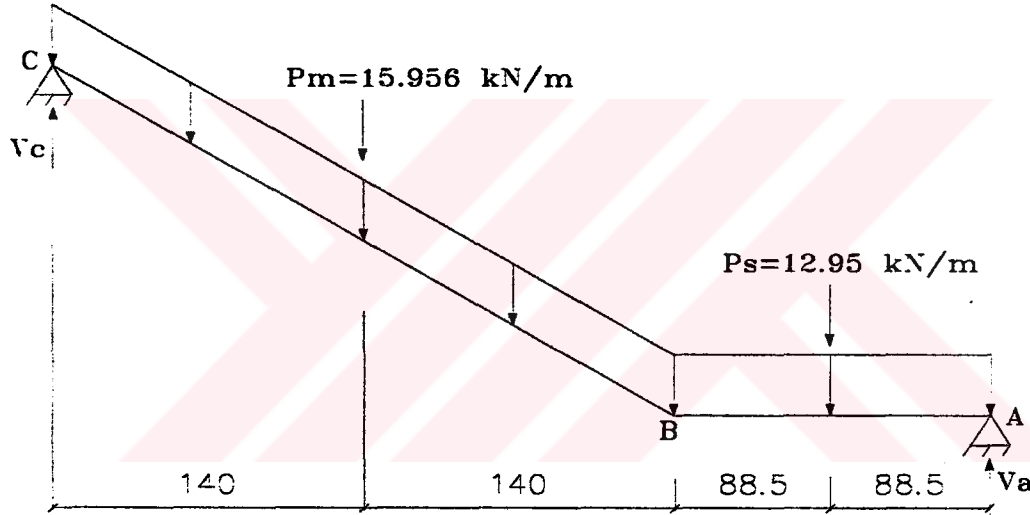
Merdiven kolu plağında yük analizi :

Plak kendi ağırlığı	$0.15 \text{ m.} \times 25 \text{ kN/m}^3 / 0.883$	$= 4.24 \text{ kN/m}^2$
Basamak ağırlığı	$0.15 \text{ m.} \times 22 \text{ kN/m}^3 / 2$	$= 1.65 \text{ kN/m}^2$
Kaplama ağırlığı	$0.05 \text{ m.} \times 22 \text{ kN/m}^3$	$= 1.10 \text{ kN/m}^2$
Sıva ağırlığı	$0.02 \text{ m.} \times 20 \text{ kN/m}^3$	$= 0.40 \text{ kN/m}^2$
Toplam Sabit Yük	(g_m)	$= 7.39 \text{ kN/m}^2$
Toplam Hareketli Yük	(q_m)	$= 3.50 \text{ kN/m}^2$
Hesap Yüğü	$(p_m = 1.4 g_m + 1.6 q_m)$	$= 15.95 \text{ kN/m}^2$

Sahanlık plağında yük analizi :

Plak kendi ağırlığı	$0.15 \text{ m.} \times 25 \text{ kN/m}^3$	$= 3.75 \text{ kN/m}^2$
Kaplama ağırlığı	$0.05 \text{ m.} \times 22 \text{ kN/m}^3$	$= 1.10 \text{ kN/m}^2$
Sıva ağırlığı	$0.02 \text{ m.} \times 20 \text{ kN/m}^3$	$= 0.40 \text{ kN/m}^2$
Toplam Sabit Yük	(g_s)	$= 5.25 \text{ kN/m}^2$
Toplam Hareketli Yük	(q_s)	$= 3.50 \text{ kN/m}^2$
Hesap Yüğü	$(p_s = 1.4 g_s + 1.6 q_s)$	$= 12.95 \text{ kN/m}^2$

BÖLÜM 4.3 Merdiven ve Ara Sahanlık Plaklarının Birlikte Basit Kiriş Olarak Statik Çözümü



Şekil 4.2 Merdiven ve Ara Sahanlık Basit Kiriş Modeli

Şekil 4.2’de gösterilen basit kiriş modeline göre oluşan iç kuvvetler hesaplanırsa ;

$$\sum M_a = 0$$

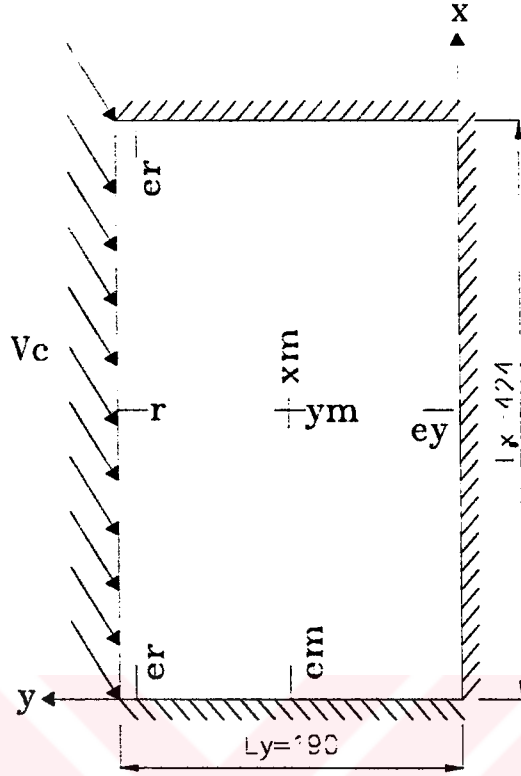
$$V_c = [15.956 \times 2.80 \times (1.40 + 1.74) + 12.95 \times 1.74 \times 0.885] / 4.54 = 35.29 \text{ kN / m}$$

$$\text{Kesme kuvvetinin sıfır olduğu nokta : } x_m = V_c / p_m = 2.212 \text{ m.}$$

$$\text{Maksimum açıklık momenti : } M_a = V_c^2 / 2p_m = (35.29)^2 / 2 \times 15.956$$

$$M_a = 39.03 \text{ kNm / m}$$

BÖLÜM 4.4 Kat Sahanlığı Plağı Statik Hesabı



Şekil 4.3 Kat Sahanlığı Statik Hesap Parametreleri

Kat sahanlığının çözümünde hazır tablolardan yararlanılmıştır. Şekil 4.3'deki sembollerin yerlerinde hesaplanan moment katsayılarının bulunması ile plak iç kuvvetleri hesaplanabilir.

$$\varepsilon = l_y / l_x \quad (4.1)$$

$$\varepsilon = 190 / 424 = 0.448$$

$$p_s = 12.95 \text{ kN/m}^2$$

$$K = p_s \times l_x \times l_y \quad (4.2)$$

$$K = 12.95 \times 4.24 \times 1.90 = 104.32 \text{ kN}$$

Toplam çizgisel yükün hesabında gerçek merdiven plağı genişliği 398 cm. alınarak ;

$$V_c = 35.29 \text{ kN / m}$$

$$K = 35.29 \times 3.98 \text{ m.} = 140.45 \text{ kN} \quad \text{olarak bulunur.}$$

Yukarıda bulunan yük durumları için katsayılar hesaplanırsa, Tablo 4.1'deki değerler elde edilir.

Tablo 4.1 Plak Statik Hesap Moment Katsayıları

Yük	m_{xr}	m_{xm}	m_{ym}	m_{er}	m_{em}	m_{ey}
Düzgün Yayılı	23.5	52.8	93.2	-6.82	-16.7	-9.52
Çizgisel	9.4	24.8	-15.7	-2.32	-11.7	-5.74

$$M_i = K / m_i \quad (4.3)$$

İki yükleme durumu süperpoze edilerek ve Tablo 4.1'de verilen katsayılarla, 4.3 formülü kullanılarak plak üzerindeki momentler bulunabilir.

$$M_{xr} = (104.32 / 23.5) + (140.45 / 9.4) = 19.38 \text{ kNm/m}$$

$$M_{xm} = (104.32 / 52.8) + (140.45 / 24.8) = 7.64 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ym} = (104.32 / 93.2) - (140.45 / 15.7) = -7.83 \text{ kNm/m}$$

$$M_{er} = -(104.32 / 6.82) - (140.45 / 2.32) = -75.83 \text{ kNm/m}$$

$$M_{em} = -(104.32 / 16.7) - (140.45 / 11.7) = -18.25 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ey} = -(104.32 / 9.52) - (140.45 / 5.74) = -35.43 \text{ kNm/m}$$

BÖLÜM 4.5 Merdiven Kolunun Betonarme Hesabı

Merdiven Kolu :

$$b = 100 \text{ cm.} \quad d = 13.5 \text{ cm.}$$

$$M_d = 39.03 \text{ kNm} = 390.3 \text{ tcm}$$

$$K = b \times d^2 / M_d = 46.69 \quad k_s = 0.315 \quad A_s = 0.315 \times 390.3 / 13.5 = 9.107 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\varnothing 12 / 12 (9.42 \text{ cm}^2/\text{m})$$

$$\text{Dağıtma donatısı} \quad A_{sd} = 9.107 / 5 = 1.82 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \varnothing 8 / 25 (2.01 \text{ cm}^2/\text{m})$$

B Kesitinde Hesap :

$$M_B = 35.29 \times 2.80 - [15.956 \times (2.80)^2 / 2] = 36.26 \text{ kNm/m} = 362.6 \text{ tcm/m}$$

$$K = b \times d^2 / M_d = 50.26 \quad k_s = 0.312 \quad A_s = 0.312 \times 362.6 / 13.5 = 8.38 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\varnothing 12 / 12 (9.42 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Dağıtma donatısı $A_{sd} = 8.38 / 5 = 1.676 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\emptyset 8 / 25 (2.01 \text{ cm}^2/\text{m})$

BÖLÜM 4.6 Kat Sahanlığı Plağında Betonarme Hesap

Acıklıkta Hesap :

X Doğrultusu :

$M_{xr} = 19.38 \text{ kNm/m} > M_{xm} = 7.64 \text{ kNm/m}$ olduğundan $M_d = 193.8 \text{ tcm/m}$

$K = b \times d^2 / M_d = 94.04$ $k_s = 0.303$ $A_s = 0.303 \times 193.8 / 13.5 = 4.35 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $\emptyset 10 / 18 (4.36 \text{ cm}^2/\text{m})$

Dağıtma donatısı $A_{sd} = 4.35 / 5 = 0.87 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\emptyset 8 / 25 (2.01 \text{ cm}^2/\text{m})$

Y Doğrultusu :

$M_{ym} = -7.83 \text{ kNm/m}$ momenti M_{ey} 'den bulunan ek donatı ile karşılanacaktır.

Mesnette Hesap :

$M_{ey} = -35.43 \text{ kNm/m} = -354.3 \text{ tcm/m}$

$K = b \times d^2 / M_d = 51.44$ $k_s = 0.312$ $A_s = 0.312 \times 354.3 / 13.5 = 8.19 \text{ cm}^2/\text{m}$

Kirişsiz döşemeden gelen mevcut donatı $\emptyset 10 / 20 (3.93 \text{ cm}^2/\text{m})$

Ek Donatı $\emptyset 10 / 18 (4.36 \text{ cm}^2/\text{m})$

Dağıtma donatısı $A_{sd} = 8.19 / 5 = 1.638 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\emptyset 8 / 25 (2.01 \text{ cm}^2/\text{m})$

$M_{er} = -75.83 \text{ kNm/m} > M_{em} = 18.13 \text{ kNm/m}$ olduğundan $M_d = -758.3 \text{ tcm/m}$

$K = b \times d^2 / M_d = 24.03$ $k_s = 0.352$ $A_s = 0.352 \times 758.3 / 13.5 = 19.77 \text{ cm}^2/\text{m}$

Mevcut donatı : $\emptyset 8 / 25 (2.01 \text{ cm}^2/\text{m}) + \emptyset 10/20 (3.93 \text{ cm}^2/\text{m})$ kirişsiz döşemeden

Ek Donatı : $\emptyset 14 / 11 (13.83 \text{ cm}^2/\text{m})$

BÖLÜM 5 YATAY YÜKLERE GÖRE HESAP – DEPREM HESABI

Yapının üç boyutlu modellemesi Staad-III proramında yapılmıştır. Sistemde mevcut olan kirişsiz döşeme ve betonarme perdeler programa kabuk eleman olarak tanımlanmıştır. Sonuçta ; model olarak, düşey ve yatay sonlu eleman ağından oluşan bir sistem oluşturulmuştur. “Mesh” yani Ağ olarak bilinen bu sonlu eleman parçalarının boyutları, programın rahat çözüm yapmasına imkan verecek ve zaman problemini en aza indirecek tarzda seçilmiştir.

Deprem kuvveti Deprem Yönetmeliği’nde belirtilen kurallar ışığında hesaplanarak katlara dağıtımı yapılmış ve üç boyutlu sisteme düğüm noktası kuvvetleri olarak etki ettirilmiştir. Deprem yönetmeliğinde açıklandığı gibi, öncelikle fiktif bir deprem yüküne göre sistem çözülmüş ve bu çözüme göre bir titreşim peryodu bulunmuş, ardından bu peryot değerine uygun bir deprem kuvveti hesaplanarak sistem tekrar çözülmüş ve yeni bir peryot değeri hesaplanmıştır. Bulunan iki peryot değerinin birbirine çok yakın olması, fiktif yüke göre bulunan peryot değerinden hesapladığımız ikinci deprem kuvvetinin sistemimize etkileyen yatay yük olduğunun ispatıdır. Peryot değerinin yüklemeye çok az bağlı olduğu bu noktada ortaya çıkmaktadır. Her iki deprem doğrultusu için aynı işlemler yapıldığında sistemimizin yatay yükler etkisi altındaki çözümü tamamlanmış olur. Bundan sonraki aşama, en elverişsiz yükleme kombinasyonunu tespit ederek yapı elemanlarının donatılmasıdır.

BÖLÜM 5.1 Yapı Ağırlığının Tespiti

Yapı elemanlarının tüm binadaki boyutlarını gösteren bir özet yapılırsa ;

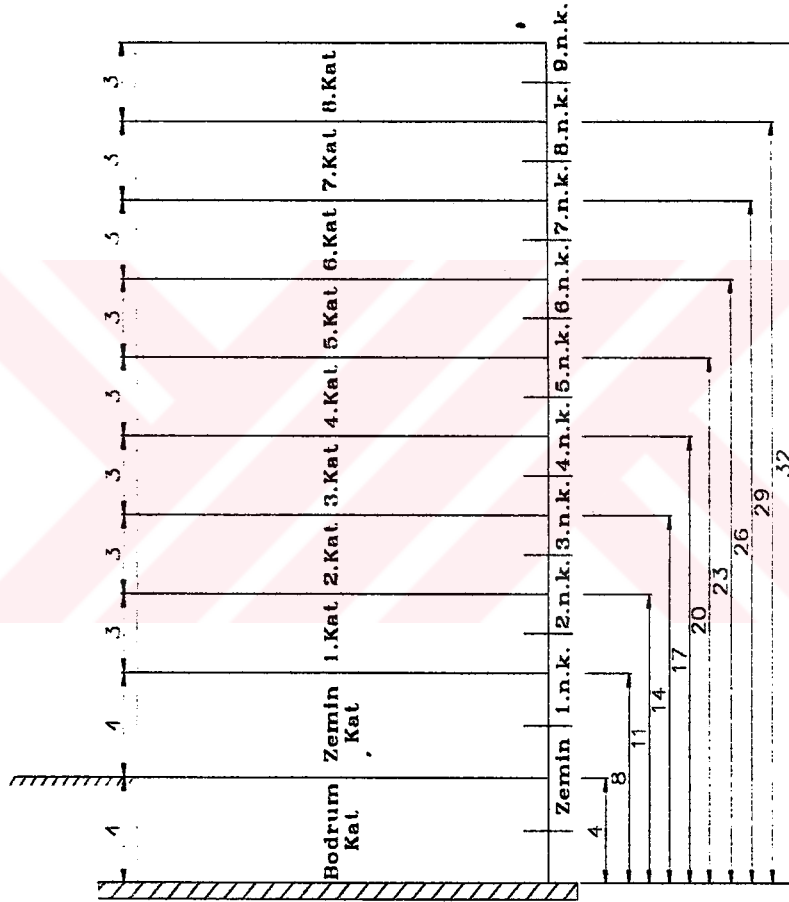
Bodrum Perdeleri	:	25 cm.
2 m’lik Perdeler	:	Bodrum katta 35 cm.
		Zemin, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8. katlar 26 cm.
6.63 m’lik Perdeler	:	Bodrum, Zemin, 1. katlar 35 cm.
		2, 3, 4, 5, 6, 7, 8. katlar 26 cm.

Çekirdek Perde : Bodrum, Zemin, 1, 2. katlar 35 cm.
3, 4, 5, 6, 7, 8. katlar 26 cm.

Dairesel Kolonlar : Bir katta, 4 adet 100 cm. çaplı, 8 tane 70 cm. çaplı.

Döşeme : Kirişsiz döşeme 25 cm.
Çekirdek perde içi döşeme 15 cm.

Merdiven kolları ve merdiven sahanlığının ağırlığı düşünülerek 1283 m²'lik alanda 25 cm. döşeme kabul edilmiştir.



Şekil 5.1 Bina Kat Yükseklikleri

1. Zemin Kat Ağırlığı :

Sabit Yükler :

$$2 \text{ m'lik perdeler } (4 \times 2 \times 2 \times 0.35 + 4 \times 2 \times 2 \times 0.26) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 244.00 \text{ kN}$$

$$6.63 \text{ m.'lik perdeler } 8 \times 6.63 \times 4 \times 0.35 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1856.40 \text{ kN}$$

Çekirdek perdeler $(2 \times (13.44 + 12.45) \times 4 \times 0.35) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1812.30 \text{ kN}$

Bodrum perdeleri $(8 \times 2.91 \times 2 \times 0.25 + 4 \times 5.65 \times 2 \times 0.25) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 573.50 \text{ kN}$

Dairesel kolonlar $[8 \times (\pi \times 0.7^2 / 4) \times 4 + 4 \times (\pi \times 1.0^2 / 4) \times 4] \times 25 \text{ kN/m}^3 = 622.00 \text{ kN}$

Döşeme $1283 \text{ m}^2 \times 0.25 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 8018.75 \text{ kN}$

Hareketli Yükler :

$$3.5 \text{ kN/m}^2 \times 1283 \text{ m}^2 = 4490.50 \text{ kN}$$

$$w_{\text{zemin}} = g + n \times q = 13126.95 + 0.3 \times 4490.5 = 14474.10 \text{ kN}$$

2. 1. Normal Kat Ağırlığı :

-

Sabit Yükler :

2 m'lik perdeler $(4 \times 2 \times 3.5 \times 0.26) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 182.00 \text{ kN}$

6.63 m.'lik perdeler $8 \times 6.63 \times 3.5 \times 0.35 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1624.35 \text{ kN}$

Çekirdek perdeler $(2 \times 25.89 \times 3.5 \times 0.35) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1585.76 \text{ kN}$

Dairesel kolonlar $[8 \times (\pi \times 0.7^2 / 4) \times 3.5 + 4 \times (\pi \times 1.0^2 / 4) \times 3.5] \times 25 \text{ kN/m}^3 = 544.28 \text{ kN}$

Döşeme 8018.75 kN

Hareketli Yükler :

$$4490.5 \text{ kN}$$

$$w_1 = g + n \times q = 11955.14 + 0.3 \times 4490.5 = 13302.29 \text{ kN}$$

3. 2. Normal Kat Ağırlığı :

.

Sabit Yükler :

2 m'lik perdeler $(4 \times 2 \times 3 \times 0.26) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 156.00 \text{ kN}$

6.63 m.'lik perdeler $(8 \times 6.63 \times 1.5 \times 0.35 + 8 \times 6.63 \times 1.5 \times 0.26) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1213.29 \text{ kN}$

Çekirdek perdeler $(2 \times 25.89 \times 3 \times 0.35) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1359.23 \text{ kN}$

Dairesel kolonlar $[8 \times (\pi \times 0.7^2 / 4) \times 3 + 4 \times (\pi \times 1.0^2 / 4) \times 3] \times 25 \text{ kN/m}^3 = 466.53 \text{ kN}$

Döşeme 8018.75 kN

Hareketli Yükler :

4490.50 kN

$$w_2 = g + n \times q = 11213.8 + 0.3 \times 4490.5 = 12560.95 \text{ kN}$$

4. 3. Normal Kat Ağırlığı :

Sabit Yükler :

$$2 \text{ m'lik perdeler} \quad (4 \times 2 \times 3 \times 0.26) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 156.00 \text{ kN}$$

$$6.63 \text{ m.'lik perdeler} \quad (8 \times 6.63 \times 3 \times 0.26) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1034.28 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Çekirdek perdeler} \quad & [2 \times 25.89 \times 1.5 \times 0.35 + 2 \times (13.44 + 12.72) \times 1.5 \times 0.26] \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ & = 1189.73 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Dairesel kolonlar} \quad [8 \times (\pi \times 0.7^2 / 4) \times 3 + 4 \times (\pi \times 1.0^2 / 4) \times 3] \times 25 \text{ kN/m}^3 = 466.53 \text{ kN}$$

$$\text{Döşeme} \quad 8018.75 \text{ kN}$$

Hareketli Yükler :

4490.5 kN

$$w_3 = g + n \times q = 10865.29 + 0.3 \times 4490.5 = 12212.44 \text{ kN}$$

5. 4. Normal Kat Ağırlığı :

Sabit Yükler :

$$2 \text{ m'lik perdeler} \quad (4 \times 2 \times 3 \times 0.26) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 156.00 \text{ kN}$$

$$6.63 \text{ m.'lik perdeler} \quad (8 \times 6.63 \times 3 \times 0.26) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1034.28 \text{ kN}$$

$$\text{Çekirdek perdeler} \quad [2 \times (13.44 + 12.72) \times 3 \times 0.26] \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1020.24 \text{ kN}$$

$$\text{Dairesel kolonlar} \quad [8 \times (\pi \times 0.7^2 / 4) \times 3 + 4 \times (\pi \times 1.0^2 / 4) \times 3] \times 25 \text{ kN/m}^3 = 466.53 \text{ kN}$$

$$\text{Döşeme} \quad 8018.75 \text{ kN}$$

Hareketli Yükler :

4490.5 kN

$$w_4 = g + n \times q = 10695.8 + 0.3 \times 4490.5 = 12042.95 \text{ kN}$$

6. 5, 6, 7, 8. Normal Kat Ağırlıkları :

Sabit Yükler :

2 m'lik perdeler $(4 \times 2 \times 3 \times 0.26) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 156.00 \text{ kN}$

6.63 m.'lik perdeler $(8 \times 6.63 \times 3 \times 0.26) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1034.28 \text{ kN}$

Çekirdek perdeler $[2 \times (13.44 + 12.72) \times 3 \times 0.26] \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1020.24 \text{ kN}$

Dairesel kolonlar $[8 \times (\pi \times 0.7^2 / 4) \times 3 + 4 \times (\pi \times 1.0^2 / 4) \times 3] \times 25 \text{ kN/m}^3 = 466.53 \text{ kN}$

Döşeme 8018.75 kN

Hareketli Yükler :

4490.5 kN

$w_{5,6,7,8} = g + n \times q = 10695.8 + 0.3 \times 4490.5 = 12042.95 \text{ kN}$

7. 9. Normal Kat Ağırlığı :

Sabit Yükler :

2 m'lik perdeler 78.00 kN

6.63 m.'lik perdeler 517.14 kN

Çekirdek perdeler 510.12 kN

Dairesel kolonlar 233.26 kN

Döşeme 8018.75 kN

Hareketli Yükler :

$1.0 \text{ kN/m}^2 \times 1373 \text{ m}^2 = 1373.00 \text{ kN}$

$w_9 = g + n \times q = 9357.27 + 0.3 \times 1373 = 9769.17 \text{ kN}$

Yapının depremde etkili kat kütleleri aşağıda özet olarak verilmiştir ;

$w_{\text{zemin}} = g + n \times q = 14474.10 \text{ kN}$

$w_1 = g + n \times q = 13302.29 \text{ kN}$

$w_2 = g + n \times q = 12560.95 \text{ kN}$

$w_3 = g + n \times q = 12212.44 \text{ kN}$

$w_4 = g + n \times q = 12042.95 \text{ kN}$

$w_{5,6,7,8} = g + n \times q = 12042.95 \text{ kN}$

$w_9 = g + n \times q = 9769.17 \text{ kN}$

BÖLÜM 5.2 Deprem Yönetmeliği'nin Değerlendirilmesi ve Yapı Deprem Hesabında Kullanılacak Parametrelerin Tespiti

Yapının deprem hesabını yaparken uyulması gerekli kurallar ve temel hesap prensipleri “Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik” maddelerinden alınmıştır. Deprem hesap parametrelerini içeren maddeler ve bahis konusu yapı için geçerli olan değerler aşağıda verilmiştir.

Deprem Yönetmeliği Madde 6.4. Elastik Deprem Yüklerinin Tanımlanması : Spektral İvme Katsayısı

Deprem yüklerinin belirlenmesi için esas alınacak olan ve tanım olarak %5 sönüm oranı için elastik Tasarım İvme Spektrumu'nun yerçekimi ivmesi g 'ye bölünmesine karşı gelen Spektral İvme Katsayısı, $A(T)$, Denk.(5.1) ile verilmiştir.

$$A(T) = A_0 I S(T) \quad (5.1)$$

Deprem Yönetmeliği Madde 6.4.1 Etkin Yer İvmesi Katsayısı

Denk.(5.1)'de yer alan Etkin Yer İvmesi Katsayısı, A_0 , Tablo 5.1'de tanımlanmıştır.

Tablo 5.1 – Etkin Yer İvmesi Katsayısı (A_0)

Deprem Bölgesi	A_0
1	0.40
2	0.30
3	0.20
4	0.10

Deprem Yönetmeliği Madde 6.4.2 Bina Önem Katsayısı

Denk.(5.1)'de yer alan Bina Önem Katsayısı, I , Tablo 5.2'te tanımlanmıştır.

Deprem Yönetmeliği Madde 6.4.3 Spektrum Katsayısı

Deprem Yönetmeliği Madde 6.4.3.1 Denk.(5.1)'de yer alan Spektrum Katsayısı, $S(T)$, yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyodu T 'ye bağlı olarak Denk.(5.2) ile hesaplanacaktır (Şekil 5.2).

Tablo 5.2 – Bina Önem Katsayısı (I)

Binanın Kullanım Amacı veya Türü	Bina Önem Katsayısı (I)
1. Deprem sonrası kullanımı gereken binalar ve tehlikeli madde içeren binalar a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler,dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri; vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları) b) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar -	1.5
2. İnsanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu ve değerli eşyanın saklandığı binalar a) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kıışlalar, cezaevleri, vb. b) Müzeler	1.4
3. İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar Spor tesisleri, sinema, tiyatro ve konser salonları, vb.	1.2
4. Diğer binalar Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb)	1.0

$$S(T) = 1 + 1.5 T / T_A \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (5.2a)$$

$$S(T) = 2.5 \quad (T_A < T \leq T_B) \quad (5.2b)$$

$$S(T) = 2.5 (T_B / T)^{0.8} \quad (T > T_B) \quad (5.2c)$$

Denk.(5.2)'deki Spektrum Karakteristik Periyotları, T_A ve T_B , Deprem Yönetmeliği Bölüm 12'de Tablo 12.2 ile tanımlanan Yerel Zemin Sınıfları'na bağlı olarak Tablo 5.3'te verilmiştir.

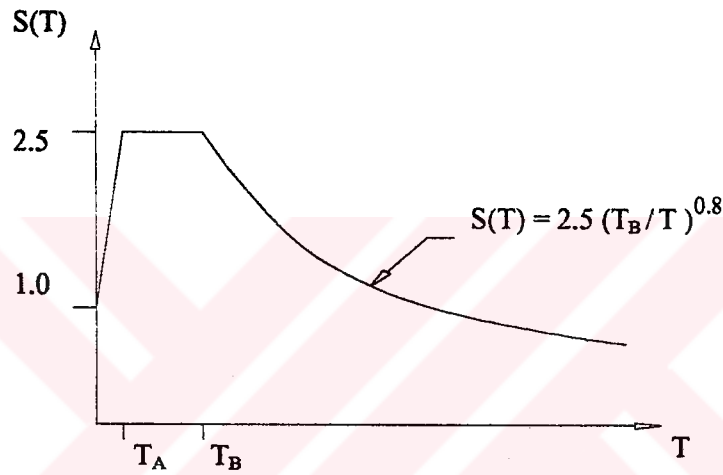
Tablo 5.3 - Spektrum Karakteristik Periyotları (T_A , T_B)

A.B.Y.Y.H.Y Tablo 12.2'ye göre Yerel Zemin Sınıfı	T_A (saniye)	T_B (saniye)
Z1	0.10	0.30
Z2	0.15	0.40
Z3	0.15	0.60
Z4	0.20	0.90

Deprem Yönetmeliği Madde 6.4.3.2 Deprem Yönetmeliği Bölüm 12'deki 12.2.1.2 ve 12.2.1.3'te belirtilen koşulların yerine getirilmemesi durumunda, Tablo 5.3'te Z4 yerel zemin sınıfı için tanımlanan spektrum karakteristik periyotları kullanılacaktır.

Deprem Yönetmeliği Madde 6.4.4 Özel Tasarım İvme Spektrumları

Gerekli durumlarda elastik tasarım ivme spektrumu, yerel deprem ve zemin koşulları gözönüne alınarak yapılacak özel araştırmalarla da belirlenebilir. Ancak, bu şekilde belirlenecek ivme spektrumu ordinatlarına karşı gelen spektral ivme katsayıları, tüm periyotlar için, Tablo 5.3'teki ilgili karakteristik periyotlar gözönüne alınarak Denk. (5.1)'den bulunacak değerlerden hiçbir zaman daha küçük olmayacaktır.



Şekil 5.2 Spektrum Eğrisi

Deprem Yönetmeliği Madde 6.5.4 Karma Taşıyıcı Sistemlere İlişkin Koşullar

Deprem Yönetmeliği Madde 6.5.4.1 Aşağıda Deprem Yönetmeliği Madde 6.5.4.2 ve Deprem Yönetmeliği Madde 6.5.4.3'te belirtilen durumlar hariç olmak üzere, Tablo 5.4'te tanımlanan yatay yük taşıyıcı sistemlerinin iki yatay deprem doğrultusunda birbirinden farklı olması veya herhangi bir doğrultuda karma olarak kullanılması durumlarında, değeri en küçük olan R katsayısı her iki doğrultuda da tüm binaya uygulanacaktır.

Deprem Yönetmeliği Madde 6.5.4.2 Deprem Yönetmeliği Madde 6.5.3.2'de belirtilen betonarme sistemler ile süneklik düzeyi normal kiriş ve kolonlardan oluşan çelik çerçeveli sistemlerin, süneklik düzeyi yüksek perdelerle birarada kullanılması mümkündür. Bu şekilde oluşturulan süneklik düzeyi bakımından karma sistemler'de, aşağıda belirtilen koşullara uyulmak kaydı ile, süneklik düzeyi yüksek

boşluksuz, bağ kirişli (boşluklu) betonarme perdeler veya çelik binalar için dışmerkez çaprazlı çelik perdeler kullanılabilir.

(a) Bu tür karma sistemlerin deprem hesabında çerçeveler ve perdeler birarada gözönüne alınacak, ancak her bir deprem doğrultusunda mutlaka $\alpha_M \geq 0.40$ olacaktır.

(b) Her iki deprem doğrultusunda da $\alpha_M \geq 2/3$ olması durumunda, Tablo 5.4'de deprem yüklerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek perde tarafından taşındığı durum için verilen R katsayısı ($R = R_{YP}$), taşıyıcı sistemin tümü için kullanılabilir.

(c) $0.40 < \alpha_M < 2/3$ aralığında ise, her iki deprem doğrultusunda da taşıyıcı sistemin tümü için $R = R_{NÇ} + 1.5 \alpha_M (R_{YP} - R_{NÇ})$ bağıntısı uygulanacaktır.

Deprem Yönetmeliği Madde 6.5.4.3 Binaların bodrum katlarının çevresinde kullanılan rijit betonarme perde duvarları, Tablo 5.4'te yer alan perdeli veya perdeli-çerçeve sistemlerin bir parçası olarak gözönüne alınmayacaktır. Bu tür binaların hesabında izlenecek kurallar Deprem Yönetmeliği Madde 6.7.2.4 ve 6.8.3.2'de verilmiştir.

Deprem Yönetmeliği Madde 6.7. Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

Deprem Yönetmeliği Madde 6.7.1 Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü Belirlenmesi

Deprem Yönetmeliği Madde 6.7.1.1 Gözönüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkiyen Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü (taban kesme kuvveti), V_t , Denk.(5.3) ile belirlenecektir.

$$V_t = W A(T_1) / R_a(T_1) \geq 0.10 A_0 I W \quad (5.3)$$

Binanın birinci doğal titreşim periyodu T_1 , aşağıdaki 6.7.4'e göre hesaplanacaktır.

Deprem Yönetmeliği Madde 6.7.1.2 Denk.(5.3)'te yer alan ve binanın deprem sırasındaki toplam ağırlığı olarak gözönüne alınacak olan W , Denk.(5.4) ile belirlenecektir.

$$W = \sum_{i=1}^N w_i \quad (5.4)$$

Denk.(5.4)'teki w_i kat ağırlıkları ise Denk.(5.5) ile hesaplanacaktır.

$$w_i = g_i + n \cdot q_i \quad (5.5)$$

Tablo 5.4 -Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (R)

BİNA TAŞIYICI SİSTEMİ	Süneklik Düzeyi Normal Sistemler	Süneklik Düzeyi Yüksek Sistemler
(1) YERİNDE DÖKME BETONARME BİNALAR		
(1.1) Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar.....	4	8
(1.2) Deprem yüklerinin tamamının bağ kirişli (boşluklu) perdelerle taşındığı binalar.....	4	7
(1.3) Deprem yüklerinin tamamının boşluksuz perdelerle taşındığı binalar.....	4	6
(1.4) Deprem yüklerinin çerçeveler ile boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar....	4	7
(2) PREFABRIKE BETONARME BİNALAR		
(2.1) Deprem yüklerinin tamamının, bağlantıları tersinir momentleri aktarabilen çerçevelerle taşındığı binalar	3	6
(2.2) Deprem yüklerinin tamamının; kolonları temelde ankastre, üstte mafsallı tek katlı çerçevelerle taşındığı binalar	—	5
(2.3) Deprem yüklerinin tamamının prefabrike boşluksuz perdelerle taşındığı binalar.....	—	4
(2.4) Deprem yüklerinin, bağlantıları tersinir momentleri aktarabilen prefabrike çerçeveler ile yerinde dökme boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar	3	5
(3) ÇELİK BİNALAR		
(3.1) Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar.....	5	8
(3.2) Deprem yüklerinin tamamının; kolonları temelde ankastre, üstte mafsallı tek katlı çerçevelerle taşındığı binalar	4	6
(3.3) Deprem yüklerinin tamamının çaprazlı perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından taşındığı binalar		
(a) Çaprazların merkezi olması durumu.....	3	—
(b) Çaprazların dışmerkez olması durumu.....	—	7
(c) Betonarme perde durumu.....	4	6
(3.4) Deprem yüklerinin çerçeveler ile birlikte çaprazlı çelik perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar		
(a) Çaprazların merkezi olması durumu.....	4	—
(b) Çaprazların dışmerkez olması durumu.....	—	8
(c) Betonarme perde durumu.....	4	7

Denk.(5.5)'da yer alan Hareketli Yük Katılım Katsayısı, n , Tablo 5.5'de verilmiştir.

Tablo 5.5 Hareketli Yük Katılım Katsayısı (n)

Binanın Kullanım Amacı	N
Depo, antrepo, vb.	0.80
Okul, öğrenci yurdu, spor tesisi, sinema, tiyatro, konser salonu, garaj, lokanta, mağaza, vb.	0.60
Konut, işyeri, otel, hastane, vb.	0.30

Deprem Yönetmeliği Madde 6.7.2. Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi

Deprem Yönetmeliği Madde 6.7.2.1 Denk.(5.3) ile hesaplanan toplam eşdeğer deprem yükü, bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak Denk.(5.6) ile ifade edilir (Şekil 5.3a).

$$V_t = \Delta F_N + \sum_{i=1}^N F_i \quad (5.6)$$

Deprem Yönetmeliği Madde 6.7.2.2 $H_N > 25$ m için binanın n'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü ΔF_N 'in değeri, Deprem Yönetmeliği Madde 6.7.4'e göre hesaplanan birinci doğal titreşim periyodu T_1 'e bağlı olarak, Denk.(5.7) ile belirlenecektir. $H_N \leq 25$ m için $\Delta F_N = 0$ alınacaktır.

$$\Delta F_N = 0.07 T_1 V_t \leq 0.2 V_t \quad (5.7)$$

Deprem Yönetmeliği Madde 6.7.2.3 Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_N dışında geri kalan kısmı, n'inci kat dahil olmak üzere, bina katlarına Denk.(5.8) ile dağıtılacaktır.

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N (w_j H_j)} \quad (5.8)$$

Deprem Yönetmeliği Madde 6.7.2.4 Bodrum katlarında rijitliği üst katlara oranla çok büyük olan betonarme çevre perdelerinin bulunduğu ve bodrum kat döşemelerinin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, bodrum katlarına ve üstteki katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri, aşağıda belirtildiği üzere, aynı hesaplanacaktır.

(a) Üstteki katlara etkiyen toplam eşdeğer deprem yükünün ve eşdeğer kat deprem yüklerinin Deprem Yönetmeliği Madde 6.7.1.1, 6.7.2.2 ve 6.7.2.3'e göre belirlenmesinde, bodrumdaki rijit çevre perdeleri gözönüne alınmaksızın Tablo

5.4'ten seçilen R katsayısı kullanılacak ve sadece üstteki katların ağırlıkları hesaba katılacaktır. Bu durumda ilgili bütün tanım ve bağıntılarda temel üst kotu yerine zemin katın kotu gözönüne alınacaktır. Deprem Yönetmeliği Madde 6.7.4.3'e göre birinci doğal titreşim periyodunun hesabında da, fiktif yüklerin belirlenmesi için sadece üstteki katların ağırlıkları kullanılacaktır (Şekil 5.3b).

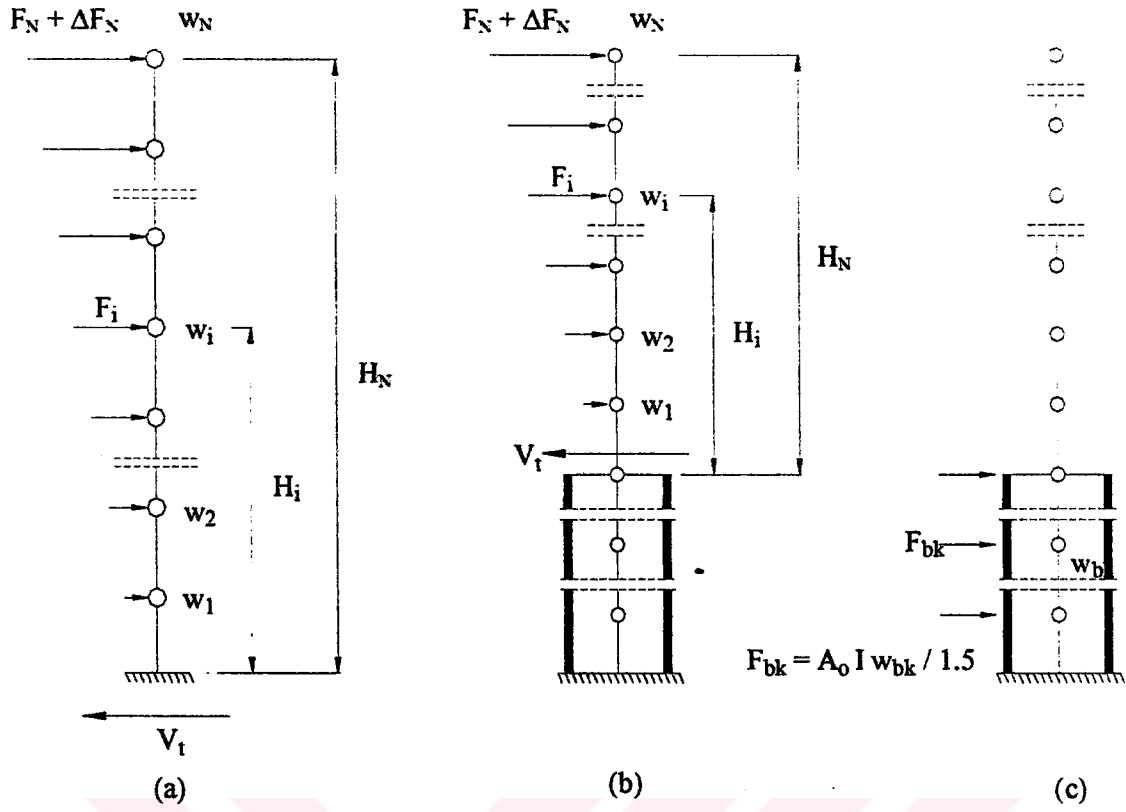
(b) Rijit bodrum katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin hesabında, sadece bodrum kat ağırlıkları gözönüne alınacak ve bu katlar için hesap üstteki katlardan bağımsız olarak yapılacaktır. Binanın bu bölümünde doğal titreşim periyodu hesaplanmaksızın Spektrum Katsayısı olarak $S(T) = 1$ alınacaktır. Her bir bodrum katına etkiyen eşdeğer deprem yükünün hesabında, Denk.(5.1)'den bulunan spektral ivme değeri ile bu katın ağırlığı doğrudan çarpılacak ve elde edilen elastik yükler, $R_a(T) = 1.5$ katsayısına bölünerek azaltılacaktır (Şekil 5.3c).

(c) Üstteki katlardaki iç kuvvet ve yerdeğiştirme büyüklükleri, sadece yukarıdaki (a) paragrafına göre taşıyıcı sistemin tümünün hesabından elde edilen büyüklüklerdir. Bodrum katlarındaki iç kuvvetler ise, yukarıdaki (a) ve (b) paragraflarında tanımlanan deprem yüklerine göre bodrum katlarında elde edilen iç kuvvetlerin karelerinin toplamının karekökü olarak elde edilecektir.

Deprem Yönetmeliği Madde 6.7.4 Bina'nın Birinci Doğal Titreşim Periyodunun Belirlenmesi

Deprem Yönetmeliği Madde 6.7.4.1 Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin uygulandığı tüm binaların birinci doğal titreşim periyodu, Deprem Yönetmeliği Madde 6.7.4.3'e göre hesaplanabilir. Ancak, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde $H_N \leq 25$ m koşulunu sağlayan binaların, üçüncü ve dördüncü derece deprem bölgelerinde ise Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin uygulandığı tüm binaların birinci doğal titreşim periyodunun Deprem Yönetmeliği Madde 6.7.4.2'deki yaklaşık yöntemle hesaplanmasına izin verilmiştir. Birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde $H_N > 25$ m olması durumunda Deprem Yönetmeliği Madde 6.7.4.3'ün uygulanması zorunludur.

Deprem Yönetmeliği Madde 6.7.4.2 Yukarıdaki Deprem Yönetmeliği Madde 6.7.4.1'de belirtilen koşullar gözönüne alınarak binanın birinci doğal titreşim periyodu, aşağıdaki yaklaşık bağıntı ile hesaplanabilir:



Şekil 5.3 Kamçılama Etkisi ve Rijit Bodrum Kat Durumu

$$T_1 \cong T_{1A} = C_t H_N^{3/4} \quad (5.9)$$

Denk.(5.9) daki C_t değeri, bina taşıyıcı sistemine bağlı olarak aşağıda tanımlanmıştır:

(a) Deprem yüklerinin tamamının betonarme perdelerle taşındığı binalarda C_t değeri Denk.(5.10a) ile hesaplanacaktır.

$$C_t = 0.075 / A_t^{1/2} \leq 0.05 \quad (5.10a)$$

Denk.(5.10a)'daki A_t eşdeğer alanı Denk.(5.10b)'de verilmiştir. Bu bağıntıda (ℓ_{wj}/H_N) oranının en büyük değeri 0.9 olarak gözönüne alınacaktır.

$$A_t = \sum A_{wj} [0.2 + (\ell_{wj} / H_N)^2] \quad (5.10b)$$

(b) Taşıyıcı sistemi sadece betonarme çerçevelerden veya dışmerkez çaprazlı çelik perdelerden oluşan binalarda $C_t = 0.07$, taşıyıcı sistemi sadece çelik çerçevelerden oluşan binalarda $C_t = 0.08$, diğer tüm binalarda ise $C_t = 0.05$ alınacaktır.

Deprem Yönetmeliği Madde 6.7.4.3 Yukandaki Deprem Yönetmeliği Madde 6.7.4.1'de belirtilen koşullar gözönüne alınarak binanın birinci doğal titreşim periyodu, daha kesin bir hesap yapılmadıkça, Denk.(5.11) ile hesaplanacaktır.

$$T_1 = 2 \pi \left[\sum_{i=1}^N (m_i d_{fi}^2) / \sum_{i=1}^N (F_{fi} d_{fi}) \right]^{1/2} \quad (5.11)$$

Burada m_i , i'inci katın kütesini göstermektedir ($m_i = w_i / g$). i'inci kata etkiyen fiktif yükü gösteren F_{fi} , Denk.(6.9)'da ($V_1 - \Delta F_N$) yerine herhangi bir değer (*örneğin birim değer*) konularak elde edilecektir (Şekil 6.10). Her katta fiktif yükler, gözönüne alınan deprem doğrultusunda 6.7.3.1'e göre gerçek (*kaydırılmamış*) kütle merkezine veya 6.7.3.2'ye göre tekil kütlelere etki ettirilecektir. d_{fi} , bu fiktif yüklerin etkisi altında, aynı noktalarda deprem doğrultusunda hesaplanan yerdeğiştirmeleri göstermektedir.

Yapının deprem hesabında kullanılacak deprem şartnamesi hükümleri yukarıda incelenmiştir. Tüm deprem parametreleri verilen formüller ve kurallar ışığında tespit edilecektir. Yalnızca süneklik katsayısının belirlenmesinde değişik bir durum sözkonusu olup aşağıda bununla ilgili geniş bir bilgi verilmiştir.

Süneklik Katsayısının Tespiti :

Deprem yönetmeliğinde verilen süneklik tablosu incelenirse, kirişsiz döşemeli ve perdeli yapılar için süneklik düzeyi normal ve karma olmak üzere iki türlü çözümün yapılabileceği görülmektedir. Karma sistem için R katsayısı $5.2 < R < 6$ arasındadır. Fakat koşul olarak $\alpha_m = 0.40$ olmalıdır. Betonarme ve boşluksuz perdeli yapılar için $R = 4 + 3\alpha_m$ ve $R_{max} = 6$ alınmalıdır. Şu aşamada α_m 'i hesaplayamadığımız için kesin R değerini belirleyemeyiz. Ama tahmini olarak α_m 'in 1'e çok yakın çıkacağı ve R'in 6 alınmasının uygun olacağını söyleyebiliriz.

Diğer Deprem Hesabı Parametreleri :

Etkin yer ivmesi katsayısı (A_0)	:	0.40	
Yapı önem katsayısı (I)	:	1.0	
Zemin karakteristik peryotları (T_A, T_B)	:	0.15 sn.	0.60 sn.
Süneklik katsayısı	:	6	

BÖLÜM 5.3 X Doğrultusunda 10000 kN'luk Deprem Kuvvetinin Katlara Dağıtılması

($V_{tx} - \Delta F_{nx}$) = 10000 kN'luk taban kesme kuvvetinin katlara paylaşımının hesabı Tablo5.6'de gösterildiği gibi yapılmıştır. Şekil 5.4 'de fiktif deprem kuvvetlerinin katlara dağılımı görülebilir.

Tablo 5.6 Kat deprem kuvvetlerinin 10000 kN'luk fiktif yüke göre hesabı

KAT	W_i (kN)	H_i (m)	$W_i \times H_i$ (kNm)	F_i (kN)
9. Normal	9769.17	28	273536.76	1627.35
8. Normal	12042.95	25	301073.75	1791.17
7. Normal	12042.95	22	264944.9	1576.23
6. Normal	12042.95	19	228816.05	1361.29
5. Normal	12042.95	16	192687.2	1146.35
4. Normal	12042.95	13	156558.35	931.41
3. Normal	12212.44	10	122124.4	726.55
2. Normal	12560.95	7	87926.65	523.1
1. Normal	13302.29	4	53209.16	316.55
Σ	108059.6		1680877.22	10000

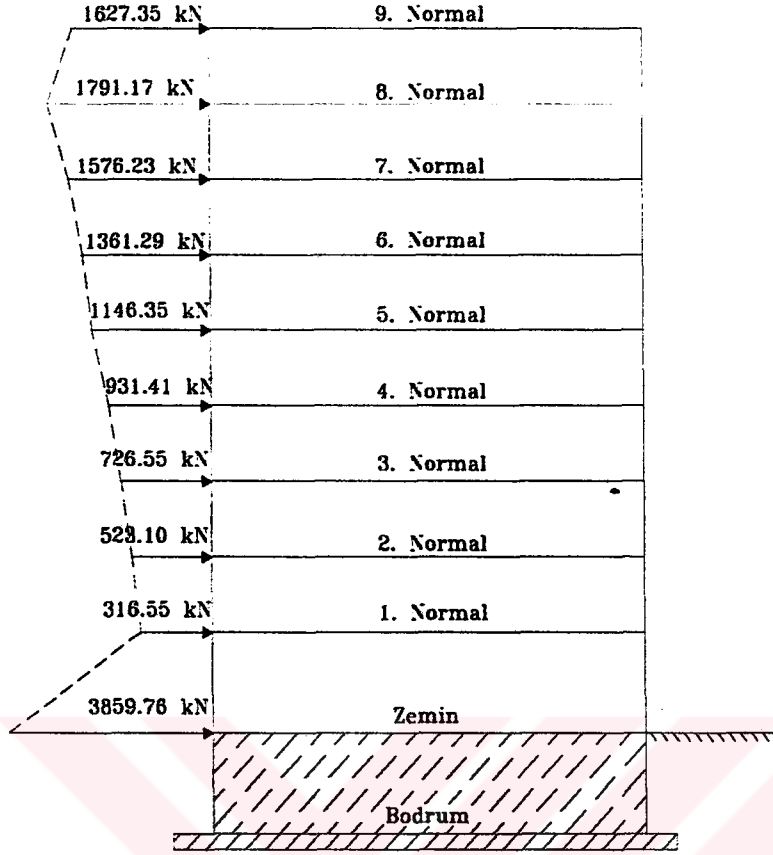
Depremde etkili toplam yapı kütlesi=108059.6+Zemin kat(14474.1)=122533.7 kN
Yapımızda bulunan rijit bodrum kat için ayrıca bir deprem kuvvetinin hesaplanması gerekmektedir. Deprem Yönetmeliği Madde 6.7.2.4 a/b/c'de bu hesabın nasıl yapılacağı anlatılmıştır.

$$S(T) = 1.0$$

$$R = 1.5$$

$$A(T) = A_o \times I \times S(T) = 0.40 \times 1.0 \times 1.0 = 0.40$$

$$V_i = W \times A(T) / R = 14474.1 \times 0.40 / 1.5 = 3859.76 \text{ kN}$$



Şekil 5.4 10000 kN’luk fiktif deprem kuvvetinin x doğrultusunda katlara dağılımı

BÖLÜM 5.4 10000 kN’luk Fiktif Deprem Kuvvetine Göre X Doğrultusunda Yapının 1. Doğal Titreşim Peryodunun Hesabı

Peryot hesabı için fiktif deprem yükleri kaydırılmamış kütle merkezine etkitilecektir. Peryot değeri 6.13 formülüyle hesaplanacaktır. Bu formül içerisindeki değerler ayrı ayrı hesaplanarak Tablo 5.7’de verilmiştir.

$$T_1 = 2 \pi \left[\sum_{i=1}^N (m_i d_{fi}^2) / \sum_{i=1}^N (F_{fi} d_{fi}) \right]^{1/2}$$

m_i : Binanın i. katının kütlesi

d_{fi} : Binanın i. katında F_{fi} fiktif yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirmeler

F_{fi} : 1. doğal titreşim periyodunun hesabında i. kata etkiyen fiktif yük

Tablo 5.7 Fiktif yüklere göre X doğrultusu 1. doğal titreşim periyodu hesabı

KAT	m_i (kNsn ² /m)	F_{fi} (kN)	d_{fi} (m)	d_{fi}^2	$m_i \times d_{fi}^2$	$F_{fi} \times d_{fi}$
9. Normal	995.84	1627.35	0.023	5.29×10^{-4}	0.527	37.429
8. Normal	1227.62	1791.17	0.020	4.0×10^{-4}	0.491	35.823
7. Normal	1227.62	1576.23	0.018	3.24×10^{-4}	0.398	28.372
6. Normal	1227.62	1361.29	0.015	2.25×10^{-4}	0.276	20.419
5. Normal	1227.62	1146.35	0.012	1.44×10^{-4}	0.177	13.756
4. Normal	1227.62	931.41	0.009	0.81×10^{-4}	0.099	8.383
3. Normal	1244.90	726.55	0.007	0.49×10^{-4}	0.061	5.086
2. Normal	1280.42	523.10	0.005	0.25×10^{-4}	0.032	2.616
1. Normal	1355.99	316.55	0.003	0.09×10^{-4}	0.012	0.950
Σ					2.073	152.834

Tablo 5.7’de hesaplanan değerler 6.13 denkleminde yerine konulursa ;

$$T_{1x} = 2\pi \times [2.073 / 152.834]^{1/2}$$

$$T_{1x} = 0.732 \text{ sn.}$$

BÖLÜM 5.5 X Doğrultusunda Gerçek Deprem Kuvvetinin ve 1. Doğal Titreşim Periyodunun Hesabı

Fiktif deprem yükünden bulunan $T_{1x} = 0.732$ sn. periyot değerinin zemin karakteristik periyot değerinden $T_B = 0.60$ sn. büyük olması nedeniyle spektrum karakteristik periyodu 5.2c denkleminde hesaplanmalıdır.

$$S(T_{1x}) = 2.5 \times (T_B / T_{1x})^{0.8}$$

$$S(T_{1x}) = 2.5 \times (0.60 / 0.732)^{0.8}$$

$$S(T_{1x}) = 2.132$$

$$A(T_{1x}) = A_0 \times I \times S(T_{1x}) = 0.40 \times 1.0 \times 2.132 = 0.853$$

$$V_{1x} = W \times A(T_{1x}) / R = 122533.7 \times 0.853 / 6 = 17420.21 \text{ kN}$$

9. normal kata etkiyecek ek eşdeğer deprem kuvveti 5.7 denklemine göre hesaplanırsa ;

$$\Delta F_{Nx} = 0.07 T_{1x} V_{1x} = 0.07 \times 0.732 \times 17420.21 = 892.61 \text{ kN}$$

Bu aşamada 10000 kN’luk taban kesme kuvveti için bulunan tüm büyüklükler $17420.21 / 10000 = 1.74$ oranında düzeltilcektir. Ayrıca 9. normal kata ΔF_{Nx} kamçılama yükü eklenmelidir. Tablo 5.8’de, gerçek deprem yükünün katlara

dağılımı ve x doğrultusundaki gerçek 1. doğal titreşim periyodunu hesaplamak için kullanılacak değerler verilmiştir.

Tablo 5.8 X Doğrultusunda gerçek deprem kuvvetinin katlara dağılımı ve gerçek periyot hesap parametreleri

KAT	F_i (kN)	m_i	d_i	d_i^2	$m_i \times d_i^2$	$F_i \times d_i$
9. Normal	3724.20	995.84	0.043	1.85×10^{-3}	1.842	160.141
8. Normal	3116.64	1227.62	0.038	1.44×10^{-3}	1.768	118.432
7. Normal	2742.64	1227.62	0.033	1.09×10^{-3}	1.338	90.507
6. Normal	2368.64	1227.62	0.028	0.78×10^{-3}	0.958	66.322
5. Normal	1994.65	1227.62	0.023	0.53×10^{-3}	0.651	45.877
4. Normal	1620.65	1227.62	0.018	0.32×10^{-3}	0.393	29.172
3. Normal	1264.20	1244.90	0.013	0.17×10^{-3}	0.212	16.435
2. Normal	910.19	1280.42	0.008	0.064×10^{-3}	0.082	7.282
1. Normal	550.80	1355.99	0.005	0.025×10^{-3}	0.034	2.754
Zemin	3859.76	1475.44				
Σ					7.278	536.922

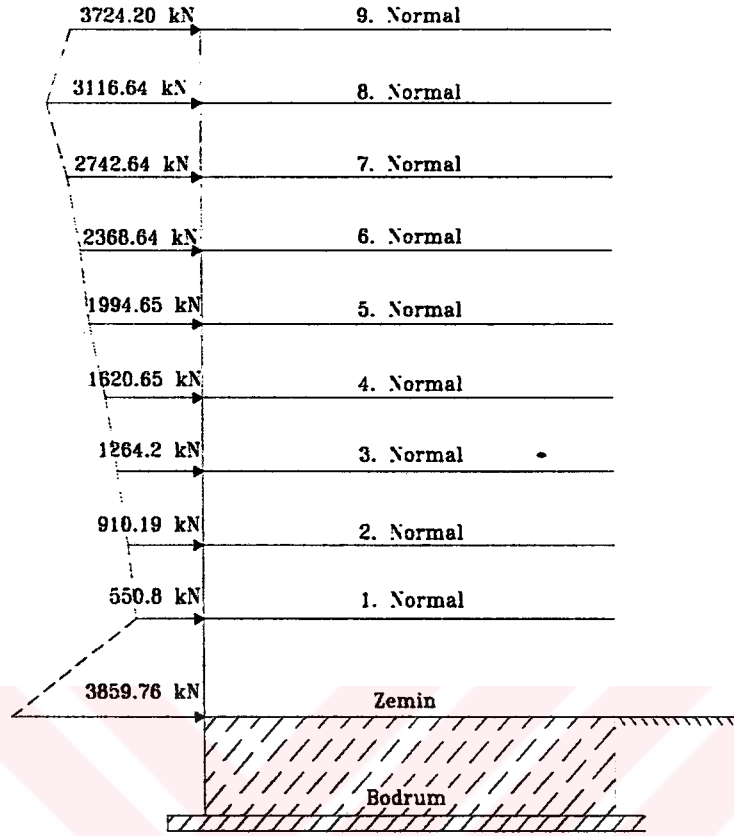
$$T_{1x} = 2\pi \times [7.278 / 536.922]^{1/2}$$

$$T_{1x} = 0.732 \text{ sn.}$$

Beklendiği gibi bu periyot değeri fiktif yüklerden hesaplanan değerle aynı bulunmuştur. Yukarıda hesaplamış olduğumuz ve Tablo 5.8’de katlara dağıtılan deprem kuvvetinin kabul edilebilir olduğunu söyleyebiliriz. Şekil 5.5’de bu kuvvetler gösterilmiştir.

BÖLÜM 5.6 10000 kN’luk Fiktif Deprem Kuvvetine Göre Z Doğrultusunda Yapının 1. Doğal Titreşim Periyodunun Hesabı

($V_{tz} - \Delta F_{nz}$) = 10000 kN’luk taban kesme kuvvetinin katlara paylaşımı X doğrultusundaki dağılımın aynısıdır. Dolayısıyla direkt olarak fiktif yüklere göre periyot hesabına geçilebilir. Tablo 5.9’da fiktif yüklere göre 1. doğal titreşim periyodunu hesaplamada kullanılacak tüm değerler verilmiştir.



Şekil 5.5 Gerçek deprem kuvvetinin X doğrultusunda katlara dağılımı

Tablo 5.9 Fiktif yüklere göre Z doğrultusu 1. doğal titreşim periyodu hesabı

KAT	m_i (kNsn ² /m)	F_{fi} (kN)	d_{fi} (m)	d_{fi}^2	$m_i \times d_{fi}^2$	$F_{fi} \times d_{fi}$
9. Normal	995.84	1627.35	0.008	6.4×10^{-5}	0.064	13.019
8. Normal	1227.62	1791.17	0.007	4.9×10^{-5}	0.060	12.538
7. Normal	1227.62	1576.23	0.006	3.6×10^{-5}	0.044	9.457
6. Normal	1227.62	1361.29	0.006	3.6×10^{-5}	0.044	8.168
5. Normal	1227.62	1146.35	0.005	2.5×10^{-5}	0.031	5.732
4. Normal	1227.62	931.41	0.004	1.6×10^{-5}	0.020	3.726
3. Normal	1244.90	726.55	0.003	0.9×10^{-5}	0.011	2.180
2. Normal	1280.42	523.10	0.002	0.4×10^{-5}	0.005	1.046
1. Normal	1355.99	316.55	0.001	0.1×10^{-5}	0.001	0.317
Σ					0.280	56.183

Tablo 5.9'da hesaplanan değerler 6.13 denkleminde yerine konulursa ;

$$T_{1z} = 2\pi \times [0.280 / 56.183]^{1/2}$$

$$T_{1z} = 0.444 \text{ sn.}$$

BÖLÜM 5.7 Z Doğrultusunda Gerçek Deprem Kuvvetinin ve 1. Doğal Titreşim Peryodunun Hesabı

Fiktif deprem yükünden bulunan $T_{1z} = 0.444$ sn. periyot değerinin zemin karakteristik periyot değerlerinin $T_A = 0.15$ sn. ve $T_B = 0.60$ sn. arasında olması nedeniyle spektrum karakteristik periyodu 5.2b denkleminde hesaplanmalıdır.

$$S(T_{1z}) = 2.5$$

$$A(T_{1z}) = A_0 \times I \times S(T_{1z}) = 0.40 \times 1.0 \times 2.5 = 1.0$$

$$V_{tz} = W \times A(T_{1z}) / R = 122533.7 \times 1.0 / 6 = 20422.28 \text{ kN}$$

9. normal kata etkiyecek ek eşdeğer deprem kuvveti 5.7 denklemine göre hesaplanırsa ;

$$\Delta F_{Nz} = 0.07 T_{1z} V_{tz} = 0.07 \times 0.444 \times 20422.28 = 629 \text{ kN}$$

Bu aşamada 10000 kN'luk taban kesme kuvveti için bulunan tüm büyüklükler $20422.28 / 10000 = 2.04$ oranında düzeltililecektir. Ayrıca 9. normal kata ΔF_{Nz} kamçılama yükü eklenmelidir. Tablo 5.10'da, gerçek deprem yükünün katlara dağılımı ve z doğrultusundaki gerçek 1. doğal titreşim periyodunu hesaplamak için kullanılacak değerler verilmiştir.

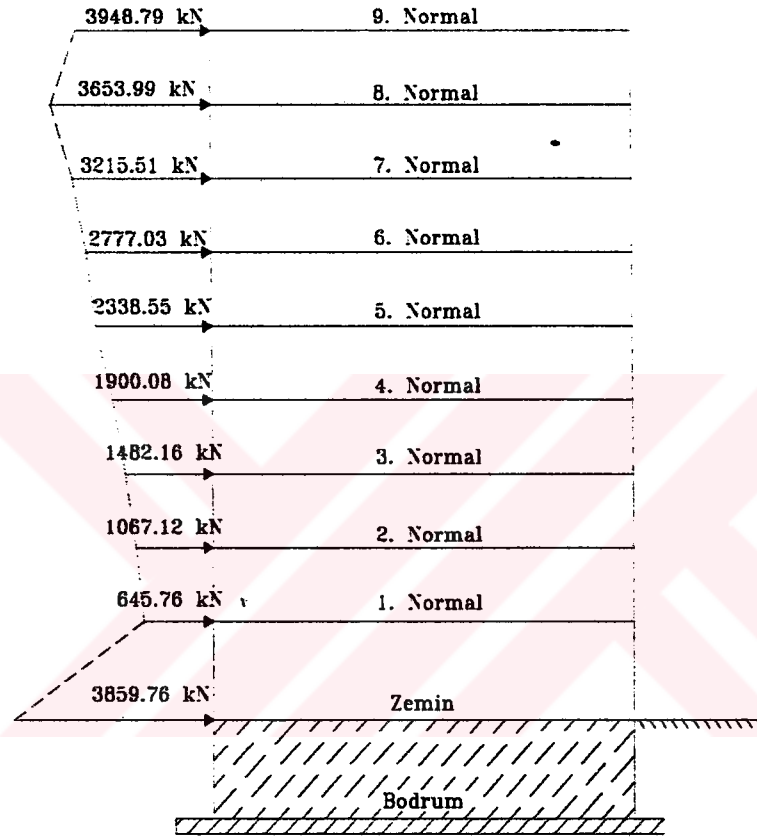
Tablo 5.10 Z Doğrultusunda Gerçek deprem kuvvetinin katlara dağılımı ve gerçek periyot hesap parametreleri

KAT	F_i (kN)	m_i	d_i	d_i^2	$m_i \times d_i^2$	$F_i \times d_i$
9. Normal	3948.79	995.84	0.018	3.24×10^{-4}	0.323	71.078
8. Normal	3653.99	1227.62	0.016	2.56×10^{-4}	0.314	58.464
7. Normal	3215.51	1227.62	0.014	1.96×10^{-4}	0.241	45.017
6. Normal	2777.03	1227.62	0.012	1.44×10^{-4}	0.177	33.324
5. Normal	2338.55	1227.62	0.010	1.0×10^{-4}	0.123	23.386
4. Normal	1900.08	1227.62	0.008	0.64×10^{-4}	0.079	15.201
3. Normal	1482.16	1244.90	0.006	0.36×10^{-4}	0.045	8.893
2. Normal	1067.12	1280.42	0.004	0.16×10^{-4}	0.020	4.268
1. Normal	645.76	1355.99	0.002	0.04×10^{-4}	0.005	1.292
Zemin	3859.76	1475.44				
Σ					1.327	260.923

$$T_{1x} = 2\pi \times [1.327 / 260.923]^{1/2}$$

$$T_{1x} = 0.448 \text{ sn.}$$

Bulunan bu peryot değeri fiktif yüklerden hesaplanan değere çok yakın olduğundan, Yukarıda hesaplamış olduğumuz ve Tablo 5.10'da katlara dağıtılan deprem kuvvetinin kabul edilebilir olduğunu söyleyebiliriz. Şekil 5.6'da bu kuvvetler gösterilmiştir.



Şekil 5.6 Gerçek deprem kuvvetinin Z doğrultusunda katlara dağılımı

BÖLÜM 5.8 Yapıya Üç Boyutlu Modelde Deprem Kuvvetinin %5 Dışmerkezlikle Etkitilmesi

Kat deprem kuvvetlerinin etkitildiği sonlu elemanların uç noktalarına (hepsi 253 adettir) girilecek olan moment değerleriyle eksantrisite verilmiştir. Bu moment değerleri her kat için x ve z doğrultularında ayrı ayrı 5.11 denklemiyle hesaplanarak Tablo 5.11 ve Tablo 5.12'de gösterilmiştir.

$$[\text{Kata gelen deprem kuvveti} / \text{düğüm noktası sayısı}] \times 0.05 \times 41 \text{ m.} \quad (5.11)$$

Tablo 5.11 X doğrultusunda % 5 eksantrisite sağlayan düğüm noktası momentleri

KAT	Kat Dep. Kuv. (kN)	Düğüm Noktası Dep. Kuv. (kN)	Düğüm Noktası Moment (kNm)
9	3724.20	13.16	27.24
8	3116.64	11.01	22.79
7	2742.64	9.69	20.06
6	2368.64	8.37	17.33
5	1994.65	7.05	14.59
4	1620.65	5.73	11.86
3	1264.20	4.47	9.25
2	910.19	3.22	6.67
1	550.80	1.95	4.04
Zemin	3859.76	13.64	28.23

Tablo 5.12 Z doğrultusunda % 5 eksantrisite sağlayan düğüm noktası momentleri

KAT	Kat Dep. Kuv. (kN)	Düğüm Noktası Dep. Kuv. (kN)	Düğüm Noktası Moment (kNm)
9	3948.79	13.95	28.88
8	3653.99	12.91	26.72
7	3215.51	11.36	23.52
6	2777.03	9.81	20.31
5	2338.55	8.26	17.10
4	1900.08	6.71	13.89
3	1482.16	5.24	10.85
2	1067.12	3.77	7.80
1	645.76	2.28	4.72
Zemin	3859.76	13.64	28.23

BÖLÜM 5.9 Deprem Yönetmeliği'nde Verilen Yapı Düzensizliklerinin İncelenmesi ve Görelî Kat Ötelemeleri Kontrolü

BÖLÜM 5.9.1 Yapı Düzensizliklerinin İncelenmesi

1. A1 Burulma Düzensizliği :

$$\eta_{bi} = (\Delta_i)_{\max} / (\Delta_i)_{\text{ort}} < 1.2 \quad (5.12)$$

5.12 denkleminin sağlaması durumunda yapıda burulma düzensizliğinin olmadığı kabul edilir. Dışmerkezlik verilmiş x doğrultusundaki deprem yüklemesine ait

beşinci normal kat yatay yerdeğiştirmelerini gösteren Şekil C.1 incelendiğinde, bu kata ait maksimum yerdeğiştirmenin 2.6 cm. ve ortalama yerdeğiştirmenin 2.3 cm olduğu belirlenebilir. Bulunan bu değerler 5.12 denkleminde yerine konulursa ;

$$\eta_{bi} = 2.6 / 2.3 = 1.13 < 1.2 \quad \text{olarak bulunur.}$$

Sonuç olarak yapıda burulma düzensizliği mevcut değildir.

2. A2 Döşeme Süreksizlikleri :

I. Tüm alan 1373 m²'dir. Asansör şaftı ve merdiven boşlukları 4.5×13.44+4.5×6.72 = 90.72 m² olup toplam alanın 1/3'ünden çok daha azdır.

II. Deprem yüklerinin düşey taşıyıcı sistem elemanlarına güvenle aktarılabilmesini güçleştiren yerel döşeme boşlukları bulunmamaktadır.

III. Döşemenin düzlem içi rijitlik ve dayanımında ani değişimler yoktur.

3. A3 Planda Çıkıntılarının Bulunması :

Bina tam anlamıyla simetriye sahip çıkıntı bulunmayan bir yapıya sahiptir.

4. Taşıyıcı Eleman Eksenlerinin Paralel Olmaması :

X ve Z doğrultusundaki taşıyıcı perde elemanlar sözkonusu deprem doğrultularına tam olarak paralel yerleşmiştir. Küçük de olsa 45°'lik kirişler mevcuttur. Ama çoğunluk asal doğrultuda olduğu için bir düzensizlikten söz edilemez.

5. B1 Komsu Katlar Arası Davanım Düzensizliği :

$$\eta_{ci} = (\sum A_e)_i / (\sum A_e)_{i+1} > 0.80 \quad (5.13)$$

$$\sum A_e = \sum A_w + \sum A_g + 0.15 \sum A_k \quad (5.14)$$

5.13 denkleminin sağlaması durumunda yapıda B1 türü düzensizliğin olmadığı söylenebilir. 5.14 denklemindeki notasyonlar aşağıda açıklanmıştır.

$\sum A_w$: Herhangi bir katta kolon enkesiti etkin gövde alanları toplamı

$\sum A_g$: Herhangi bir katta gözönüne alınan deprem doğrultusuna paralel doğrultuda perde olarak çalışan sistem elemanlarının enkesit alanları toplamı

$\sum A_k$: Herhangi bir katta gözönüne alınan deprem doğrultusuna paralel kargir dolgu duvar alanlarının toplamı

2. ve 3. normal katlar arası dayanım düzensizliği incelenirse ;

$$\Sigma A_w = 4 \times (\pi \times 1.0^2 / 4) + 8 \times (\pi \times 0.7^2 / 4) = 6.22 \text{ m}^2 \text{ (Tüm katlarda aynı)}$$

$$\Sigma A_g = 8 \times (6.63 \times 0.25) + 4 \times (2 \times 0.25) + 2 \times (25.89 \times 0.35) = 33.38 \text{ m}^2 \text{ (2. normal kat)}$$

$$\Sigma A_g = 8 \times (6.63 \times 0.25) + 4 \times (2 \times 0.25) + 2 \times (26.19 \times 0.25) = 28.36 \text{ m}^2 \text{ (3. normal kat)}$$

$$\Sigma A_k = 0$$

$$(\Sigma A_e)_2 = 39.6 \text{ m}^2$$

$$(\Sigma A_e)_3 = 34.58 \text{ m}^2$$

$$\eta_{ci} = 39.6 / 34.58 = 1.15 > 0.80 \quad \text{olarak bulunur.}$$

Sonuç olarak yapıda komşu katlar arası dayanım düzensizliği mevcut değildir.

6. Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği :

$$\eta_{ki} = (\Delta_i)_{ort} / (\Delta_{i-1})_{ort} < 1.5 \quad (5.15)$$

5.15 denkleminin sağlaması durumunda yapıda komşu katlar arasında rijitlik düzensizliğinden bahsedilemez. 5. ve 6. normal katlardaki yatay deplasmanlar baz alınarak 5.15 denklemi yazılırsa ;

$$\eta_{ki} = 2.5 / 2.85 = 0.88 < 1.5 \text{ olarak bulunur.}$$

Sonuç olarak komşu katlar arasında rijitlik düzensizliği mevcut değildir.

7. Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği :

Düşey taşıyıcı sistem elemanlarında süreksizlik söz konusu değildir.

BÖLÜM 5.9.2 Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Görelî kat ötelemelerinin kontrolü 3. ve 4. normal katlar arasında her iki deprem doğrultusu için yapılacaktır. 5.16a ve 5.16b eşitsizliklerinin sağlaması durumunda yapının yatay deplasmanlarının kabul edilebilir olduğu sonucuna varılır. Tablo 5.13 ve Tablo 5.14'te yapıya ait tüm katlarda Ex ve Ez yüklemelerinde oluşan yatay yerdeğıştirmeler, Şekil C.2, C.3, C.4, C.5 'de 3. ve 4 normal katlara ait Ex ve Ez yüklemelerinden oluşan yatay deplasmanlar verilmiştir.

$$(\Delta_i)_{max} / h_i \leq 0.0035 \quad (5.16a)$$

$$(\Delta_i)_{max} / h_i \leq 0.02 / R \quad (5.16b)$$

Tablo 5.13 Ex Yüklemesi Durumunda Katlarda Oluşan Yatay Yerdeğiştirmeler

KAT	d _{ort} (m)	d _{min} (m)	d _{max} (m)
9	0.043	0.037	0.049
8	0.038	0.032	0.044
7	0.033	0.028	0.038
6	0.028	0.023	0.032
5	0.023	0.019	0.026
4	0.017	0.014	0.020
3	0.013	0.010	0.015
2	0.009	0.007	0.010
1	0.005	0.004	0.005
Zemin	0.002	0.001	0.002

Tablo 5.14 Ez Yüklemesi Durumunda Katlarda Oluşan Yatay Yerdeğiştirmeler

KAT	d _{ort} (m)	d _{min} (m)	d _{max} (m)
9	0.017	0.010	0.024
8	0.016	0.009	0.022
7	0.014	0.008	0.019
6	0.012	0.007	0.017
5	0.010	0.005	0.014
4	0.008	0.004	0.011
3	0.006	0.003	0.008
2	0.004	0.002	0.005
1	0.002	0.001	0.003
Zemin	0.001	0.001	0.001

1. X doğrultusu :

$$\Delta_4 = d_4 - d_3 = 0.020 \text{ m.} - 0.015 \text{ m.} = 0.005 \text{ m.}$$

$$(\Delta_4)_{\max} / h_{3-4} = 0.005 / 3 = 0.0016 \leq 0.02 / R = 0.0033$$

2. Z doğrultusu :

$$\Delta_4 = d_4 - d_3 = 0.011 \text{ m.} - 0.008 \text{ m.} = 0.003 \text{ m.}$$

$$(\Delta_4)_{\max} / h_{3-4} = 0.003 / 3 = 0.001 \leq 0.02 / R = 0.0033$$

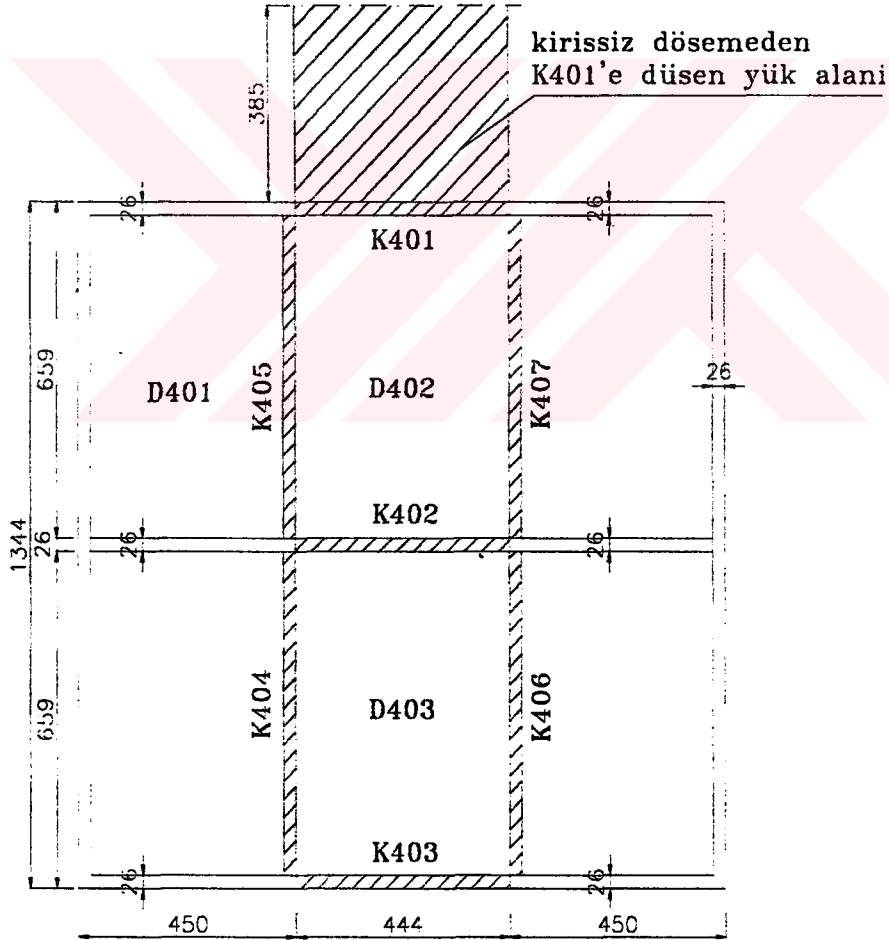
Sonuç olarak görelî kat ötelemelerinin belirtilen sınırlar içerisinde kaldığı tespit edilmiştir.

BÖLÜM 5.10 Üç boyutlu Modelde Deprem Kuvvetleri

Eşdeğer deprem yükü yöntemine göre hesaplanan kat deprem kuvvetleri üç boyutlu modele Şekil C.6'da gösterildiği gibi etkililmiştir. Kirişsiz döşeme tanımı için yatayda oluşturulan sonlu eleman ağı düğüm noktalarına tekil kuvvet olarak yatay yükler girilmek suretiyle deprem kuvvetlerinin sisteme tanıtılması sağlanmıştır.

BÖLÜM 6 ÇEKİRDEK PERDE İÇİ KIRIŞLARIN HESABI

Yapının çözümünde +10.00 kotu yani 3. normal kat dikkate alınmıştır. Bu kata ait kirişsiz döşeme ve çekirdek perde içi döşeme hesapları daha önceki bölümlerde verilmiştir. 3. normal kata ait çekirdek perde içi kirişlerinden K401, K402, K403 perde uçlarını birleştirdikleri için bağ kirişi olarak düşünülmüştür. Bu kirişler üç boyutlu modele tanımlanarak iç kuvvetleri program çıktılarından elde edilmiştir. Bağ kirişleri dışında kalan K404/K405 ve K406/K407 kirişleri sürekli kiriş olarak çözülmüştür. Şekil 6.12de çekirdek perde içi kirişlerin yerleşimi verilmiştir.



Şekil 6.1 Çekirdek Perde İçi Kirişler

BÖLÜM 6.1 Yük Analizi

Çekirdek perde içi döşeme sabit yükü $g = 5.13 \text{ kN/ m}^2$

Çekirdek perde içi döşeme hareketli yükü $q = 3.50 \text{ kN/ m}^2$

Kirişsiz döşeme sabit yükü $g = 7.63 \text{ kN/ m}^2$

Kirişsiz döşeme hareketli yükü $q = 3.50 \text{ kN/ m}^2$

1. K401 Kirişi Yük Analizi :

Sabit yükler :

Zati ağırlık $P = 0.26 \times 0.60 \times 25 \text{ kN/ m}^3 = 3.90 \text{ kN/ m}$

Duvar Yükü Yok

D402 döşemesinden gelen $(5.13 \times 4.44) / 3 = 7.59 \text{ kN/ m}$

Kirişsiz döşemeden gelen yük $P = 7.63 \text{ kN/ m}^2 \times 3.85 \text{ m.} = 29.38 \text{ kN/ m}$

Hareketli Yükler :

D402 döşemesinden gelen yük $(3.50 \times 4.44) / 3 = 5.18 \text{ kN/ m}$

Kirişsiz döşemeden gelen yük $P = 3.50 \text{ kN/ m}^2 \times 3.85 \text{ m.} = 13.48 \text{ kN/ m}$

2. K402 Kirişi Yük Analizi :

Sabit yükler :

Zati ağırlık $P = 0.26 \times 0.60 \times 25 \text{ kN/ m}^3 = 3.90 \text{ kN/ m}$

Duvar Yükü Yok

D402 döşemesinden gelen yük $(5.13 \times 4.44) / 3 = 7.59 \text{ kN/ m}$

D403 döşemesinden gelen yük $(5.13 \times 4.44) / 3 = 7.59 \text{ kN/ m}$

Hareketli Yükler :

D402 döşemesinden gelen yük $(3.50 \times 4.44) / 3 = 5.18 \text{ kN/ m}$

D403 döşemesinden gelen yük $(3.50 \times 4.44) / 3 = 5.18 \text{ kN/ m}$

3. K403 Kirişi Yük Analizi :

Sabit yükler :

Zati ağırlık	$P = 0.26 \times 0.60 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3.90 \text{ kN/m}$
Duvar Yüğü	Yok
D403 döşemesinden gelen	$(5.13 \times 4.44) / 3 = 7.59 \text{ kN/m}$
Kirişsiz döşemeden gelen yük	$P = 7.63 \text{ kN/ m}^2 \times 3.85 \text{ m.} = 29.38 \text{ kN/m}$
Hareketli Yüğüler :	
D403 döşemesinden gelen yük	$(3.50 \times 4.44) / 3 = 5.18 \text{ kN/m}$
Kirişsiz döşemeden gelen yük	$P = 3.50 \text{ kN/ m}^2 \times 3.85 \text{ m.} = 13.48 \text{ kN/m}$

4. K404 Kirişı Yüğü Analizi :

Sabit yüğüler :

Zati ağırlık	$P = 0.26 \times 0.60 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3.90 \text{ kN/m}$
Duvar Yüğü	Yok
D403 döşemesinden gelen	$(5.13 \times 4.44 / 3) \times [(3/2) - (1/2 \times 1.43^2)] = 9.53 \text{ kN/m}$
Hareketli Yüğüler :	
D403 döşemesinden gelen yük	$(3.50 \times 4.44 / 3) \times [(3/2) - (1/2 \times 1.43^2)] = 6.50 \text{ kN/m}$

5. K405 Kirişı Yüğü Analizi :

Sabit yüğüler :

Zati ağırlık	$P = 0.26 \times 0.60 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3.90 \text{ kN/m}$
Duvar Yüğü	$2 \times (3 - 0.60) = 4.8 \text{ kN/m}$
D401 döşemesinden gelen yük	$(5.13 \times (4.5 - 2 \times 0.26) / 3) \times [(3/2) - (1/2 \times 1.59^2)]$ $= 8.86 \text{ kN/m}$
D402 döşemesinden gelen yük	$(5.13 \times 4.44 / 3) \times [(3/2) - (1/2 \times 1.43^2)] = 9.53 \text{ kN/m}$
Hareketli Yüğüler :	
D401 döşemesinden gelen yük	$(3.50 \times (4.5 - 2 \times 0.26) / 3) \times [(3/2) - (1/2 \times 1.59^2)]$ $= 6.05 \text{ kN/m}$
D402 döşemesinden gelen yük	$(3.50 \times 4.44 / 3) \times [(3/2) - (1/2 \times 1.43^2)] = 6.50 \text{ kN/m}$

6. K406 Kirişi Yük Analizi :

Sabit yükler :

Zati ağırlık	$P = 0.26 \times 0.60 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3.90 \text{ kN/m}$
Duvar Yüğü	$2 \times (3 - 0.60) = 4.8 \text{ kN/m}$
D403 döşemesinden gelen	$(5.13 \times 4.44/3) \times [(3/2) - (1/2 \times 1.43^2)] = 9.53 \text{ kN/m}$
Merdiven sahanlığından	$P = 5.25 \text{ kN/m}^2 \times 3.98 \text{ m.} / 2 = 10.45 \text{ kN/m}$

Hareketli Yükler :

D403 döşemesinden gelen yük	6.50 kN/m
Merdiven sahanlığından	$P = 5.0 \text{ kN/m}^2 \times 3.98 \text{ m.} / 2 = 9.95 \text{ kN/m}$

7. K407 Kirişi Yük Analizi :

Sabit yükler :

Zati ağırlık	$P = 3.90 \text{ kN/m}$
Duvar Yüğü	$P = 4.8 \text{ kN/m}$
D402 döşemesinden gelen	$P = 9.53 \text{ kN/m}$
Merdiven sahanlığından	$P = 10.45 \text{ kN/m}$

Hareketli Yükler :

D402 döşemesinden gelen yük	$P = 6.50 \text{ kN/m}$
Merdiven sahanlığından	$P = 9.95 \text{ kN/m}$

BÖLÜM 6.2 Bağ Kirişlerinin Çözüm Yöntemi ve Statik Hesap Sonuçları

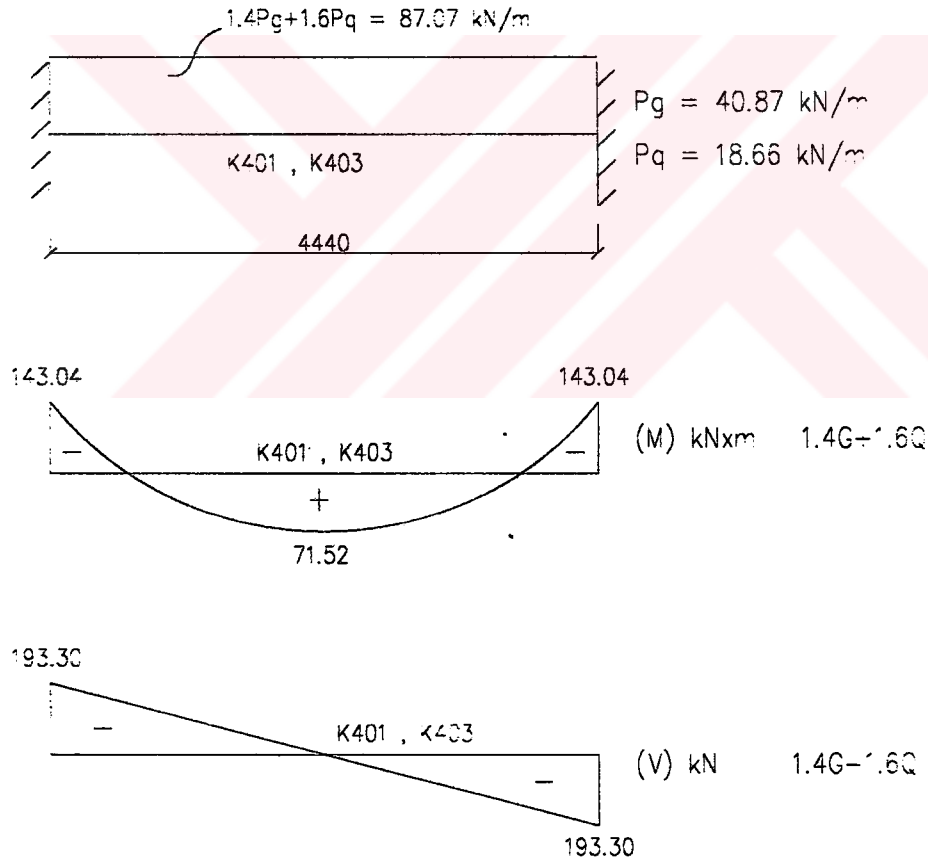
Çekirdek perde uçlarını birbirine bağlayan K401, K402, K403 bağ kirişlerinin boyutları 26×60 olarak belirlenmiş ve üç boyutlu modele bu kesit özelliği ile tanıtılmıştır. Sistemin çözülmesinden sonra bahse konu kirişlerin uçlarındaki momentlere göre betonarme hesaba geçildiğinde, bağ kirişlerinin kesit rijitliğinin büyük olması dolayısıyla üzerlerine çok fazla iç kuvvet (kesit etkisi) çektikleri ve hiçbir şekilde uç momentlerini sağlayacak bir donatı düzeninin oluşturulamayacağı sonucuna varılmıştır. Bu aşamadan sonra kesit rijitliği azaltılarak (26×40'a indirilerek) yeni kesit özelliği sisteme tanıtılmış ve çözüm tekrarlanmıştır. Sonuç,

beklendiği gibi uç momentlerin azalması şeklinde oluşmuştur. Yapılacak betonarme hesapta bulunan son moment değerlerinin kullanılması ve kesit olarak ilk durumun (26x60) benimsenmesi bilinen bir yöntemdir.

Yukarıda anlatılan hesap yolu, perde uçlarını birleştiren ve üzerlerine büyük moment çeken bağ kirişlerinin, deprem kuvvetlerinin etkisi altında dönmelere maruz kalması, kesitin çatlaması, donatının öngörülen momentte uzaması ve taşıyamadığı iç kuvvetleri komşu perdeye aktarması şeklinde açıklanabilir.

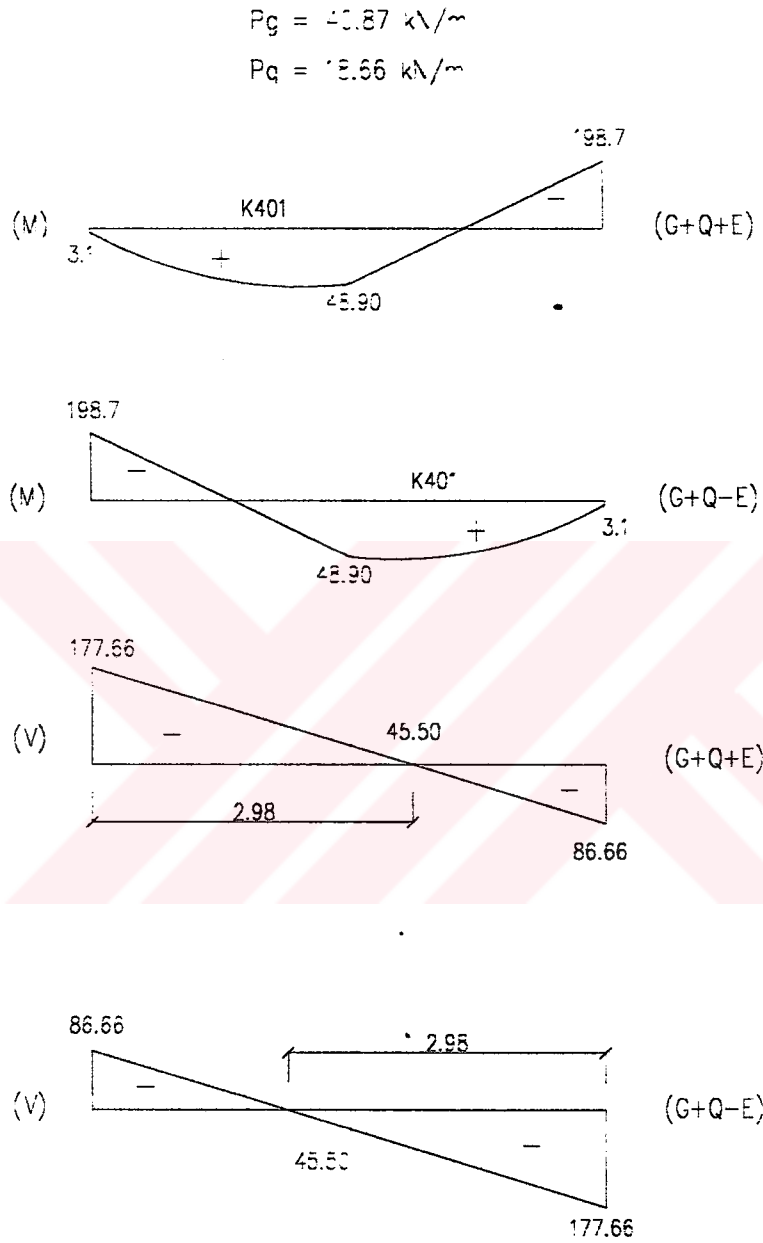
BÖLÜM 6.2.1 K401 ve K403 Bağ Kirişleri Statik Hesabı

Düşey yükler etkisi altında K401 ve K403 nolu bağ kirişlerinde oluşan moment ve kesme kuvveti diyagramları Şekil 6.2’de gösterilmiştir.



Şekil 6.2 1.4G+1.6Q yükleme durumunda K401 ve K403 bağ kirişlerinde oluşan M,V diyagramları

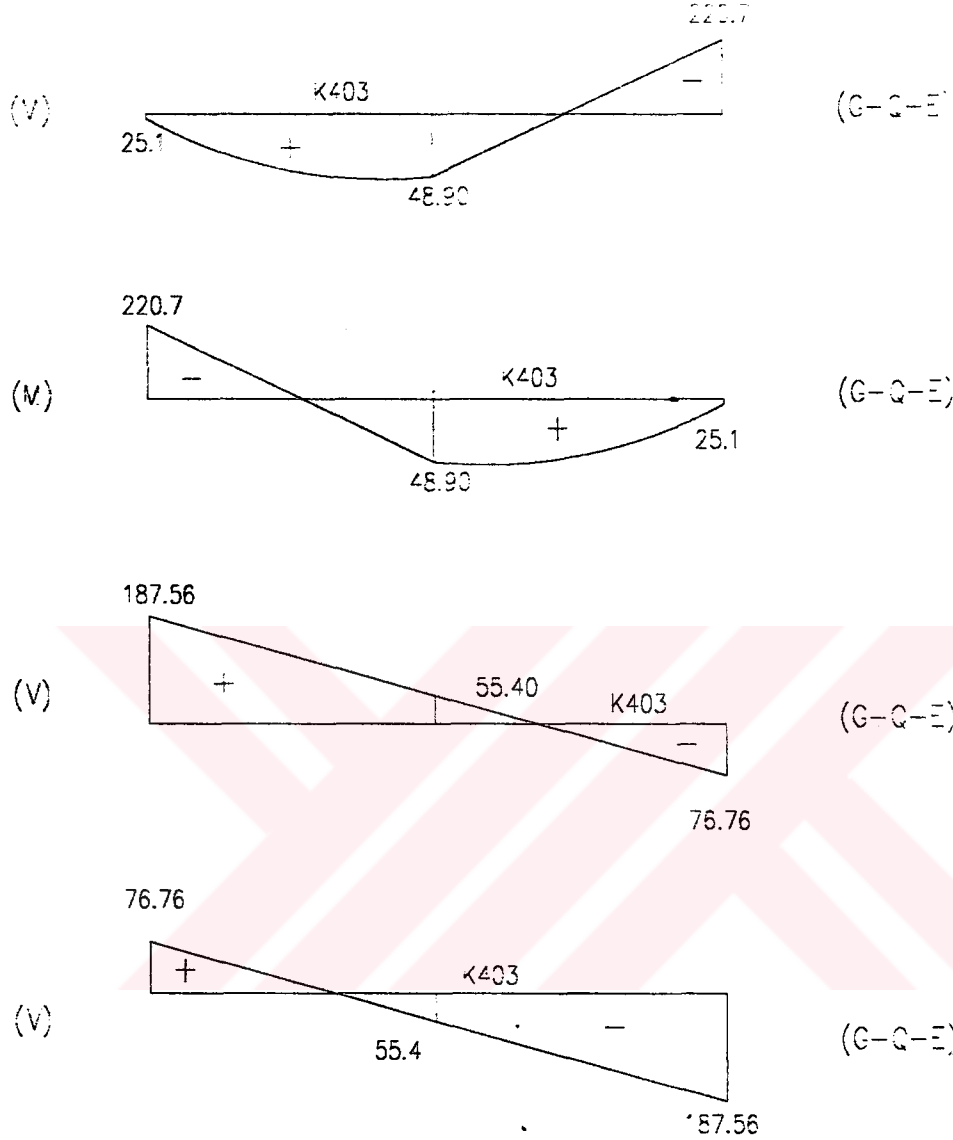
Üç boyutlu modele tanımlanan K401 ve K403 bağ kirişlerinin deprem yükleri etkisi altında oluşan iç kuvvetlerini gösteren M, V diyagramları Şekil 6.3 ve Şekil 6.4'de verilmiştir.



Şekil 6.3 G+Q±E yükleme durumunda K401 bağ kirişinde oluşan M,V diyagramları

$$P_g = 40.87 \text{ kN/m}$$

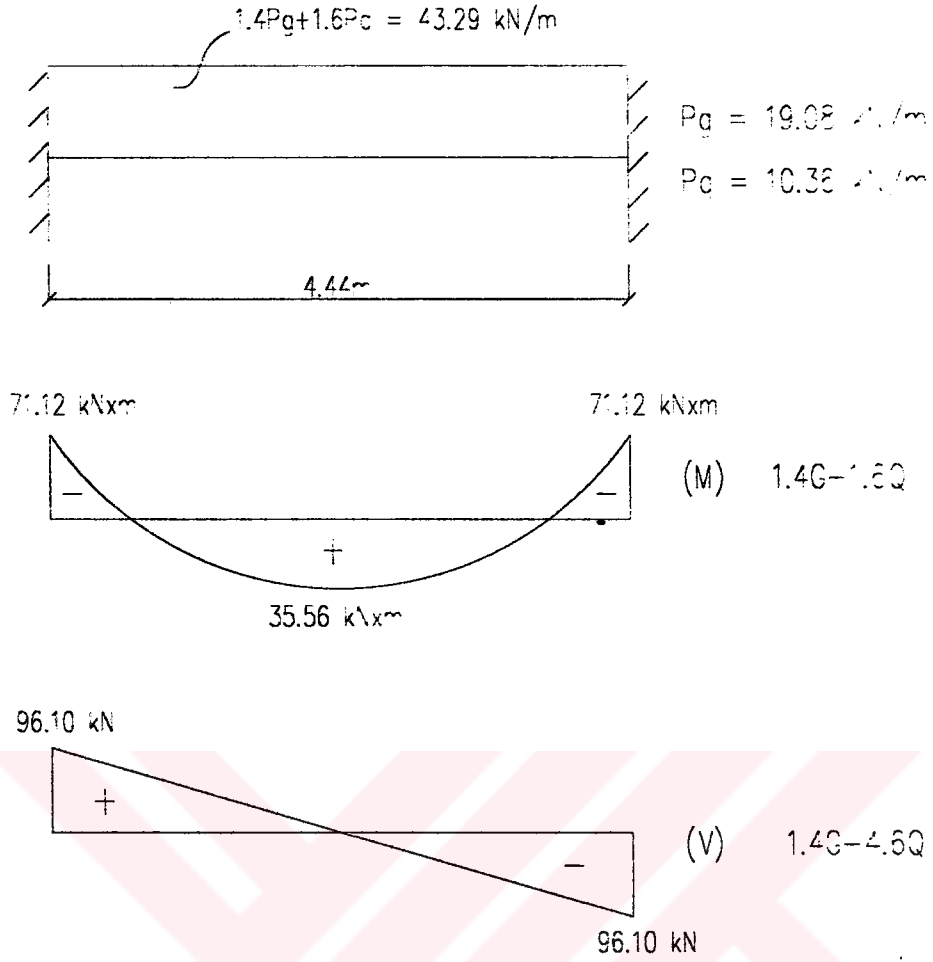
$$P_d = 18.66 \text{ kN/m}$$



Şekil 6.4 G+Q±E yüklemesi durumunda K403 bağ kirişinde oluşan M,V diyagramları

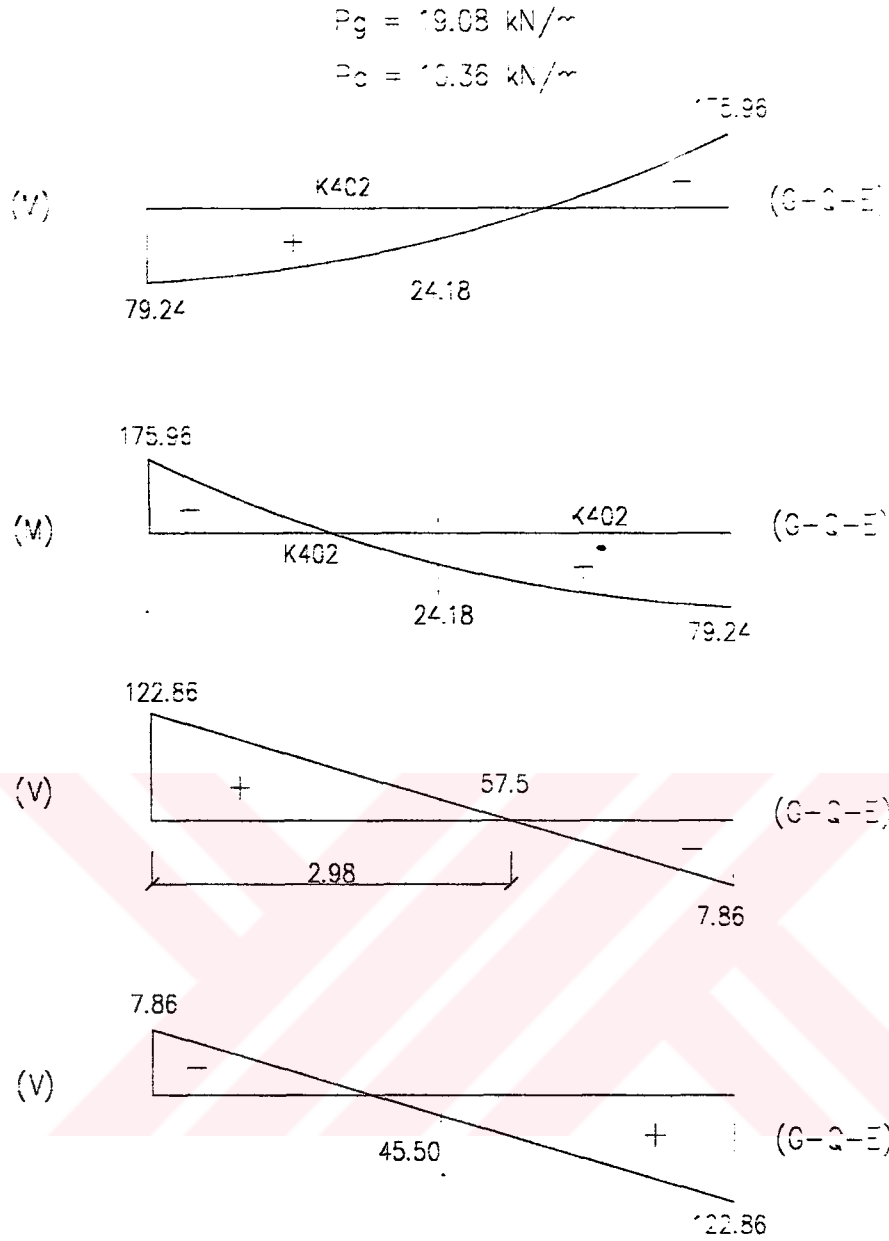
BÖLÜM 6.2.2 K402 Bağ Kirişi Statik Hesabı

Düşey yükler etkisi altında K402 nolu bağ kirişinde oluşan moment ve kesme kuvveti diyagramları Şekil 6.5'de gösterilmiştir.



Şekil 6.5 1.4G+1.6Q yükleme durumunda K402 bağ kirişinde oluşan M,V diyagramları

Üç boyutlu modele tanımlanan K402 bağ kirişinin deprem yükleri etkisi altında oluşan M, V iç kuvvetlerini gösteren diyagramlar Şekil 6.6'da verilmiştir.



Şekil 6.6 G+Q±E yükleme durumunda K402 bağ kirişinde oluşan M,V diyagramları

BÖLÜM 6.3 Çekirdek Perde İçi Sürekli Kirişlerin Çözüm Yöntemi ve Statik Hesap Sonuçları (K404 – K405, K406 – K407)

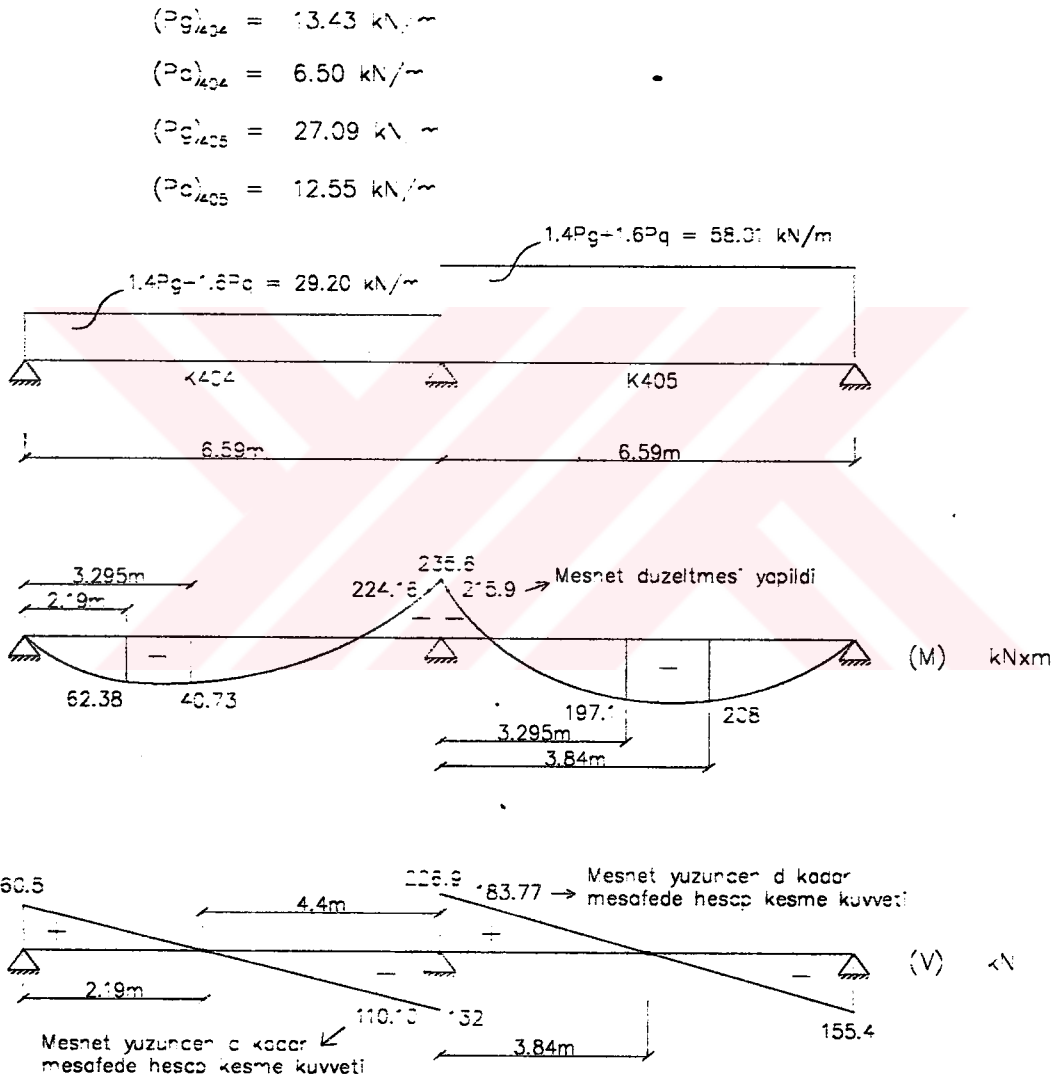
K404 – K405, K406 – K407 nolu kirişler Şekil 6.1 incelenirse deprem yüklerini üzerine alan perde uçlarının aksi istikametinde yerleştirilmişlerdir. Bu yüzden bu kirişlerin uçları mafsallı olarak düşünülerek sadece düşey yükler etkisi altında sürekli kiriş olarak çözülmesi uygun bulunmuştur.

BÖLÜM 6.3.1 K404 – K405 Çekirdek Perde İçi Kirişleri Statik Hesabı

Üç boyutlu modelden bağımsız olarak statik hesap ilkelerine göre iç kuvvetleri hesap edilen K404 – K405 kirişlerinin M. V diyagramları Şekil 6.7’de verilmiştir. Bahse konu kirişlerin çekirdek perdeye mesnetlenmesi nedeniyle mesnet momentinde aşağıda hesaplandığı şekilde bir düzeltme yapılmıştır.

$$M = 235.6 - (226.9 \times 0.26)/3 = 215.9 \text{ kNm}$$

$$M = 235.6 - (132 \times 0.26)/3 = 224.16 \text{ kNm}$$



Şekil 6.7 1.4G+1.6Q yüklemesi durumunda K404 – K405 kirişlerinde oluşan M,V diyagramları

BÖLÜM 6.3.2 K406 – K407 Çekirdek Perde İçi Kirişleri Statik Hesabı

Üç boyutlu modelden bağımsız olarak statik hesap ilkelerine göre elle iç kuvvetleri belirlenen K406 – K407 kirişlerinin M, V diyagramları Şekil 6.8’de verilmiştir. Bahse konu kirişlerin çekirdek perdeye mesnetlenmesi nedeniyle mesnet momentinde aşağıda hesaplandığı şekilde bir düzeltme yapılmıştır.

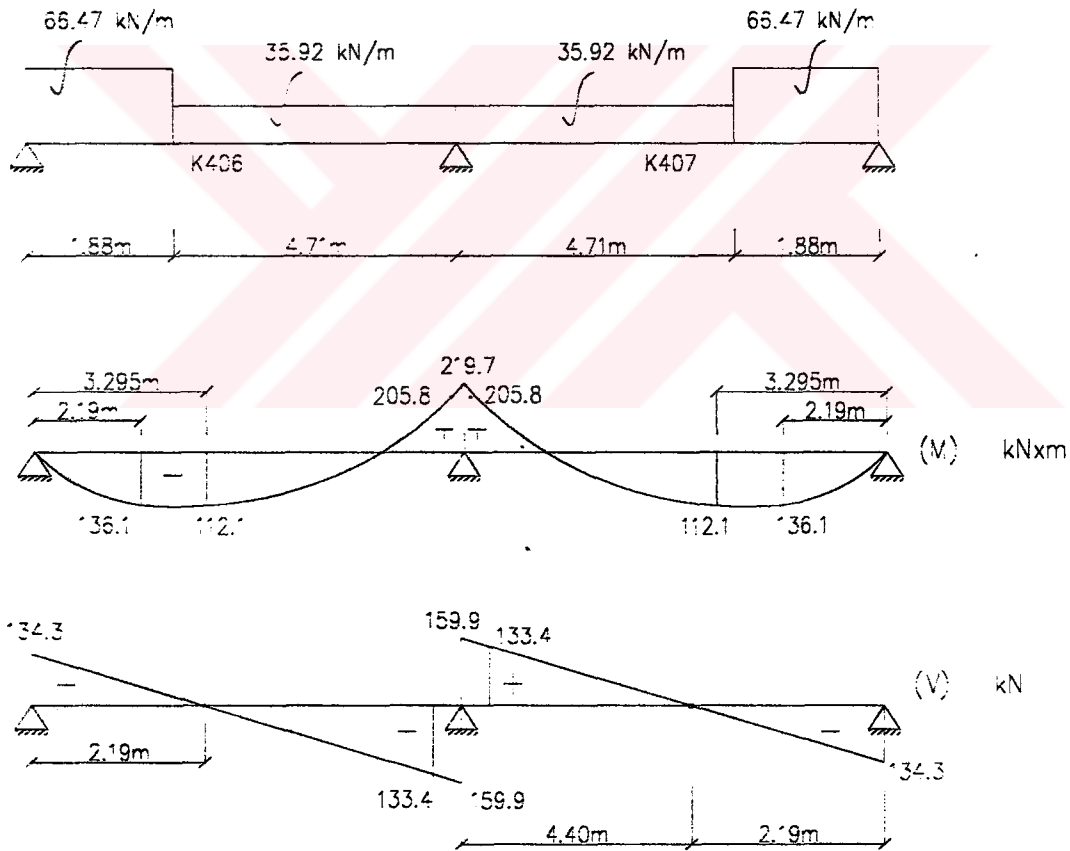
$$M = 219.7 - (159.9 \times 0.26) / 3 = 205.8 \text{ kNm}$$

$$(P_g)_{K406} = 18.23 \text{ kN/m} \quad (P_g)_{K406 \text{ merdiven}} = 18.23 \text{ kN/m}$$

$$(P_q)_{K406} = 6.50 \text{ kN/m} \quad (P_q)_{K406 \text{ merdiven}} = 9.95 \text{ kN/m}$$

$$(P_g)_{K407} = 18.23 \text{ kN/m} \quad (P_g)_{K407 \text{ merdiven}} = 10.45 \text{ kN/m}$$

$$(P_q)_{K407} = 6.50 \text{ kN/m} \quad (P_q)_{K407 \text{ merdiven}} = 9.95 \text{ kN/m}$$



Şekil 6.8 1.4G+1.6Q yüklemesi durumunda K406 – K407 kirişlerinde oluşan M, V diyagramları

BÖLÜM 6.4 Çekirdek Perde İçi Bağ Kirişlerinin Betonarme Hesabı (K401, K402, K403)

TS500 Bölüm 7.3'e göre ;

- Kirişlerde çekme donatısı oranı aşağıdaki değerden az olamaz,

$$\rho_{açıklık} = 0.80 \times f_{ctd} / f_{yd} = 0.80 \times 1.15 \text{ N/mm}^2 / 365 \text{ N/mm}^2 = 0.0025$$

$$(A_{açıklık})_{\min} = (\rho_{açıklık})_{\min} \times b_w \times d = 0.0025 \times 26 \times 56 = 3.64 \text{ cm}^2$$

- Çekme donatısı oranı aşağıdaki sınırı geçemez,

$$\rho_{açıklık} \leq 0.02$$

$$\rho_{mesnet} \leq 0.02$$

$$(A_{açıklık})_{\max} = 0.02 \times 26 \times 56 = 29.12 \text{ cm}^2$$

$$(A_{mesnet})_{\max} = 0.02 \times 26 \times 56 = 29.12 \text{ cm}^2$$

- Açıklıktaki çekme donatısının en az üçte birinin mesnete kadar uzatılıp kenetlenmesi gereklidir.

A.B.Y.Y.H.Y. Bölüm 7.4.2'ye göre ;

- Kiriş mesnetlerinde üstteki çekme donatısının minimum oranı ;

$$(\rho_{mesnet})_{\min} = f_{ctd} / f_{yd} = 1.15 \text{ N/mm}^2 / 365 \text{ N/mm}^2 = 0.00315$$

$$(A_{mesnet})_{\min} = 0.00315 \times 26 \times 56 = 4.6 \text{ cm}^2$$

- Birinci ve ikinci derece deprem bölgelerindeki taşıyıcı sistemlerde, kiriş mesnedindeki alt donatı aynı mesnetteki üst donatının %50'sinden daha az olamaz. Bu koşul açıklıktaki donatının değiştirilmesine yol açabilir. Dolayısıyla her kiriş için kontrol yapılmalıdır.

BÖLÜM 6.4.1 K401 Bağ Kirişi Betonarme Hesabı

- Montaj donatısı 2Ø14
- A.B.Y.Y.H.Y. Madde 7.4.2.3.'e göre ;

$$(A_{mesnet})_{alt} = A_{açıklık}$$

$$(A_{mesnet})_{üst} / (A_{mesnet})_{alt} \leq 2 \text{ olmalıdır.}$$

$$[2\text{Ø}14 (3.08) + 2\text{Ø}22 (7.60)] / (A_{mesnet})_{alt} \leq 2(A_{mesnet})_{alt} \geq 5.34 \text{ cm}^2$$

Tablo 6.1 K401 Kirişi Betonarme Hesap Tablosu

YER	Moment (kNxm)	K	ks	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	Seçilen Donatı	Mevcut Donatı	Ek Donatı
Açıklık	7152	130.87	0.300	3.58	5.34	2Ø20 (6.28)	*	*
Sol Mesnet	19870	47.11	0.314	10.4	4.6	*	2Ø14 (3.08)	2Ø22 (7.60)
Sağ Mesnet	19870	47.11	0.314	10.4	4.6	*	2Ø14 (3.08)	2Ø22 (7.60)

Bölüm 6.3'te belirlenen iç kuvvetlere göre K401 kirişinde yapılan betonarme hesap Tablo 6.1'de verilmiştir.

K401 kirişi kayma hesabı :

Kirişlerin kayma hesabında Deprem Yönetmeliği Madde 7.4.5.1/2/3 ve TS500 Bölüm 8.1'deki kriterler dikkate alınmıştır. Kirişlerde enine donatı hesabına esas olacak kesme kuvveti V_e , depremin etkiye yönlerine göre 6.1, 6.2 ve 6.3 formülleriyle hesaplanacaktır.

$$V_e = V_{dy} \pm (M_{pi} + M_{pj}) / \ell_n \quad (6.1)$$

$$M_{pi} \cong 1.4 \times M_{ri} \quad (6.2)$$

$$M_{pj} \cong 1.4 \times M_{rj} \quad (6.3)$$

Hesaplanan V_e kesme kuvveti aşağıdaki koşulları sağlamalıdır ;

$$V_e \leq V_r \quad \text{Koşul 1.}$$

$$V_e \leq 0.22 \times b_w \times d \times f_{cd} \quad \text{Koşul 2.}$$

$$M_{ri}^u = M_{rj}^u \cong 0.90 \times d \times f_{yd} \times A_s = 0.90 \times 0.56 \times 36.50 \times (3.08 + 7.60) = 196.47 \text{ kNm}$$

$$M_{ri}^a = M_{rj}^a \cong 0.90 \times d \times f_{yd} \times A_s = 0.90 \times 0.56 \times 36.50 \times (6.28) = 115.53 \text{ kNm}$$

$$M_{pi}^u = M_{pj}^u = 1.4 \times M_{ri}^u = 1.4 \times M_{rj}^u = 275 \text{ kNm.}$$

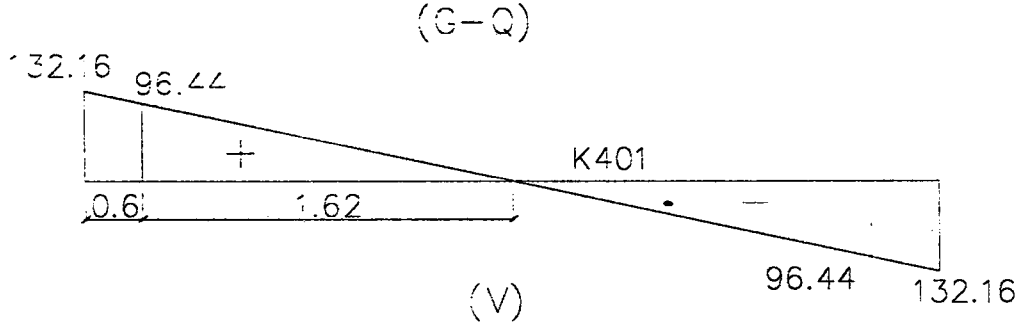
$$M_{pi}^a = M_{pj}^a = 1.4 \times M_{ri}^a = 1.4 \times M_{rj}^a = 161.74 \text{ kNm.}$$

Kirişin perde yüzünde düşey yüklerden meydana gelen basit kiriş kesme kuvveti Şekil 6.9'da görülebilir.

$$V_{dy} = 96.44 \text{ kN}$$

$$V_e = 96.44 + [(275 + 161.74) / 3.24] = 231.24 \text{ kN.}$$

$V_e = 231.24 \text{ kN} \leq 0.22 \times 26 \times 56 \times 1.7 \text{ kN/cm}^2 = 544.54 \text{ kN.}$ olduğundan 2 nolu koşul sağlamıştır.



Şekil 6.9 G+Q yüklemesi durumunda K401 kirişi kesme kuvveti diyagramı

Betonun kesmeye katkısını değerlendirmek için A.B.Y.Y.H.Y. Madde 7.4.5.3'te tanımlanan denklemi incelemeliyiz.

$$V_e - V_{dy} > 0.5 \times V_d$$

$$231.24 - 96.44 > 0.5 \times 177.7$$

$134.80 \text{ kN} > 88.85 \text{ kN}$ olduğundan betonun kesme dayanımına katkısı ihmal edilecektir. ($V_c = 0$)

Hesaplanan kesme kuvvetlerinden elverişsiz olan $V_e = 222.6 \text{ kN}$ için kesme kuvvetini karşılamak üzere Ø12/15 etriye uygulanması uygun görülmüştür. Seçilen bu etriyenin taşıyabileceği V_{ws} kesme kuvvetinin V_e 'den büyük olması gereklidir.

$$V_{ws} = A_{sw} \times d \times f_{ywd} / s = 2 \times 1.13 \times 58 \times 36.5 \text{ kN/cm}^2 / 15 = 319 \text{ kN} > 222.6 \text{ kN}$$

$V_{ws} = V_r \geq V_e$ olduğundan 1 nolu koşul sağlamıştır.

Kiriş sarılma bölgesinde kullanılacak etriye A.B.Y.Y.H.Y. Madde 7.4.4'e göre belirlenmelidir.

$$s_k \leq h_k / 4 \quad s_k \leq 15 \text{ cm.}$$

$$s_k \leq 8\emptyset \quad s_k \leq 11.2 \text{ cm.}$$

$$s_k \leq 15 \text{ cm.}$$

bu kurallara göre bakıldığında kiriş sarılma bölgesinde $\emptyset 12/10$ etriye kullanılması uygundur.

BÖLÜM 6.4.2 K402 Kirişi Betonarme Hesabı

- Montaj donatısı $2\emptyset 14$
- A.B.Y.Y.H.Y. Madde 7.4.2.3.'e göre ;

$$(A_{\text{smesnet}})_{\text{alt}} = A_{\text{saçıklık}}$$

$$(A_{\text{smesnet}})_{\text{üst}} / (A_{\text{smesnet}})_{\text{alt}} \leq 2 \text{ olmalıdır.}$$

$$[2\emptyset 14 (3.08) + 2\emptyset 20 (6.28)] / (A_{\text{smesnet}})_{\text{alt}} \leq 2 \quad (A_{\text{smesnet}})_{\text{alt}} \geq 4.68 \text{ cm}^2$$

Tablo 6.2 K402 Kirişi Betonarme Hesap Tablosu

YER	Moment (kNxcm)	K	ks	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	Seçilen Donatı	Mevcut Donatı	Ek Donatı
Açıklık	3556	263.22	0.295	1.75	4.68	$2\emptyset 18$ (5.09)	*	*
Sol Mesnet	17596	53.19	0.311	9.12	4.6	*	$2\emptyset 14$ (3.08)	$2\emptyset 20$ (6.28)
Sağ Mesnet	17596	53.19	0.311	9.12	4.6	*	$2\emptyset 14$ (3.08)	$2\emptyset 20$ (6.28)

Bölüm 6.3'te belirlenen iç kuvvetlere göre K402 kirişinde yapılan betonarme hesap Tablo 6.2'de verilmiştir.

K402 kirişi kayma hesabı :

$$M_{\text{ri}}^{\text{ü}} = M_{\text{rj}}^{\text{ü}} \cong 0.90 \times d \times f_{\text{yd}} \times A_s = 0.90 \times 0.56 \times 36.50 \times (3.08 + 6.28) = 172.19 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{ri}}^{\text{a}} = M_{\text{rj}}^{\text{a}} \cong 0.90 \times d \times f_{\text{yd}} \times A_s = 0.90 \times 0.56 \times 36.50 \times (5.09) = 93.64 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{pi}}^{\text{ü}} = M_{\text{pj}}^{\text{ü}} = 1.4 \times M_{\text{ri}}^{\text{ü}} = 1.4 \times M_{\text{rj}}^{\text{ü}} = 241.07 \text{ kNm.}$$

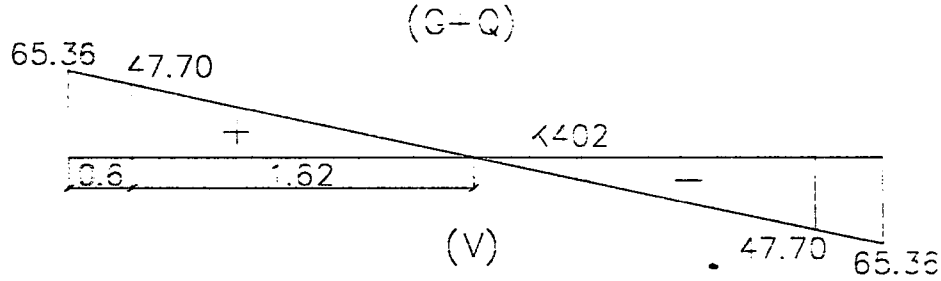
$$M_{\text{pi}}^{\text{a}} = M_{\text{pj}}^{\text{a}} = 1.4 \times M_{\text{ri}}^{\text{a}} = 1.4 \times M_{\text{rj}}^{\text{a}} = 131.10 \text{ kNm.}$$

Kirişin perde yüzünde düşey yüklerden meydana gelen basit kiriş kesme kuvveti Şekil 6.10'da görülebilir.

$$V_{\text{dy}} = 47.70 \text{ kN}$$

$$V_e = 47.70 + [(241.07 + 131.10) / 3.24] = 162.57 \text{ kN.}$$

$V_e = 162.57 \text{ kN} \leq 0.22 \times 26 \times 56 \times 1.7 \text{ kN/cm}^2 = 544.54 \text{ kN}$. olduğundan 2 nolu koşul sağlamıştır.



Şekil 6.10 G+Q yüklemesi durumunda K402 kirişi kesme kuvveti diyagramı

Betonun kesmeye katkısını değerlendirmek için A.B.Y.Y.H.Y. Madde 7.4.5.3'te tanımlanan denklemi incelemeliyiz.

$$V_e - V_{dy} > 0.5 \times V_d$$

$$162.57 - 47.70 > 0.5 \times 122.86$$

114.87 kN > 61.43 kN olduğundan betonun kesme dayanımına katkısı ihmal edilecektir. ($V_e = 0$)

Hesaplanan kesme kuvvetlerinden elverişsiz olan $V_e = 156.29 \text{ kN}$ için kesme kuvvetini karşılamak üzere Ø12/20 etriye uygulanması uygun görülmüştür. Seçilen bu etriyenin taşıyabileceği V_{ws} kesme kuvvetinin V_e 'den büyük olması gereklidir.

$$V_{ws} = A_{sw} \times d \times f_{ywd} / s = 2 \times 1.13 \times 58 \times 36.5 \text{ kN/cm}^2 / 20 = 239.22 \text{ kN} > 156.29 \text{ kN}$$

$V_{ws} = V_r \geq V_e$ olduğundan 1 nolu koşul sağlamıştır.

Kiriş sarılma bölgesinde K401 için hesaplanan Ø12/10 etriyenin kullanılması uygundur.

BÖLÜM 6.4.3 K403 Kirişi Betonarme Hesabı

- Montaj donatısı 2Ø14
- A.B.Y.Y.H.Y. Madde 7.4.2.3.'e göre ;

$$(A_{smesnet})_{alt} = A_{saçıklık}$$

$$(A_{smesnet})_{üst} / (A_{smesnet})_{alt} \leq 2 \text{ olmalıdır.}$$

$$[2\emptyset14 (3.08) + 3\emptyset20(9.42)] / (A_{smesnet})_{alt} \leq 2 \quad (A_{smesnet})_{alt} \geq 6.25 \text{ cm}^2$$

Tablo 6.3 K403 Kirişi Betonarme Hesap Tablosu

YER	Moment (kNxcm)	K	ks	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	Seçilen Donatı	Mevcut Donatı	Ek Donatı
Açıklık	7152	130.87	0.300	3.58	6.25	2Ø20 (6.28)	*	*
Sol Mesnet	22070	42.41	0.313	11.51	4.60	.*	2Ø14 (3.08)	3Ø20 (9.42)
Sağ Mesnet	22070	42.41	0.313	11.51	4.60	*	2Ø14 (3.08)	3Ø20 (9.42)

Bölüm 6.3'te belirlenen iç kuvvetlere göre K401 kirişinde yapılan betonarme hesap Tablo 6.3'de verilmiştir.

K403 kirişi kayma hesabı :

$$M_{ni}^{\bar{u}} = M_{nj}^{\bar{u}} \cong 0.90 \times d \times f_{yd} \times A_s = 0.90 \times 0.56 \times 36.50 \times (3.08 + 9.42) = 230 \text{ kNm}$$

$$M_{ni}^a = M_{nj}^a \cong 0.90 \times d \times f_{yd} \times A_s = 0.90 \times 0.56 \times 36.50 \times (6.28) = 115.53 \text{ kNm}$$

$$M_{pi}^{\bar{u}} = M_{pj}^{\bar{u}} = 1.4 \times M_{ni}^{\bar{u}} = 1.4 \times M_{nj}^{\bar{u}} = 322 \text{ kNm.}$$

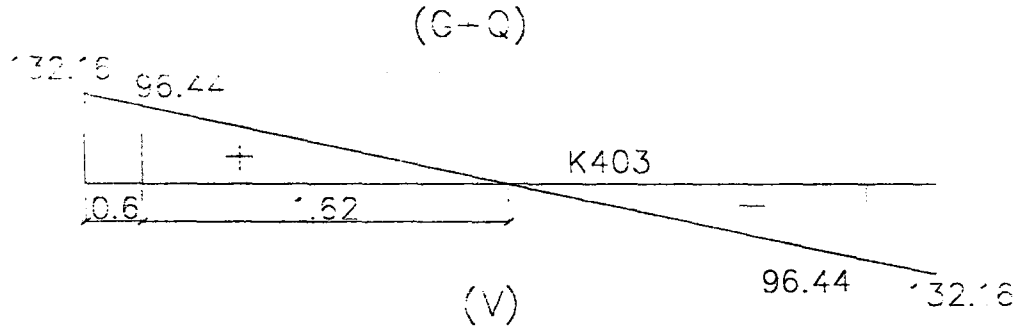
$$M_{pi}^a = M_{pj}^a = 1.4 \times M_{ni}^a = 1.4 \times M_{nj}^a = 161.74 \text{ kNm.}$$

Kirişin perde yüzünde düşey yüklerden meydana gelen basit kiriş kesme kuvveti Şekil 6.11'de görülebilir.

$$V_{dy} = 96.44 \text{ kN}$$

$$V_e = 96.44 + [(322 + 161.74) / 3.24] = 245.74 \text{ kN.}$$

$V_e = 245.74 \text{ kN} \leq 0.22 \times 26 \times 56 \times 1.7 \text{ kN/cm}^2 = 544.5 \text{ kN.}$ olduğundan 2 nolu koşul sağlamıştır.



Şekil 6.11 G+Q yüklemesi durumunda K403 kirişi kesme kuvveti diyagramı

Betonun kesmeye katkısını değerlendirmek için A.B.Y.Y.H.Y. Madde 7.4.5.3'te tanımlanan denklemi incelemeliyiz.

$$V_e - V_{dy} > 0.5 \times V_d$$

$$245.74 - 96.44 > 0.5 \times 187.56$$

149.30 kN > 93.78 kN olduğundan betonun kesme dayanımına katkısı ihmal edilecektir. ($V_e = 0$)

Hesaplanan kesme kuvvetlerinden elverişsiz olan $V_e = 244.07$ kN için kesme kuvvetini karşılamak üzere Ø12/15 etriye uygulanması uygun görülmüştür. Seçilen bu etriyenin taşıyabileceği V_{ws} kesme kuvvetinin V_e 'den büyük olması gereklidir.

$$V_{ws} = A_{sw} \times d \times f_{ywd} / s = 2 \times 1.13 \times 58 \times 36.5 \text{ kN/cm}^2 / 15 = 319 \text{ kN} > 244.07 \text{ kN}$$

$V_{ws} = V_r \geq V_e$ olduğundan 1 nolu koşul sağlamıştır.

Kiriş sarılma bölgesinde kullanılacak etriye A.B.Y.Y.H.Y. Madde 7.4.4'e göre belirlenmelidir.

$$s_k \leq h_k / 4 \quad s_k \leq 15 \text{ cm.}$$

$$s_k \leq 8\emptyset \quad s_k \leq 11.2 \text{ cm.}$$

$$s_k \leq 15 \text{ cm.}$$

bu kurallara göre bakıldığında kiriş sarılma bölgesinde Ø12/10 etriye kullanılması uygundur.

Statik ve betonarme hesapları yapılan K401 ve K403 bağ kirişlerinden daha elverişsiz durum içeren K403 kirişinin donatı düzeni her iki kiriş için kabul edilmiştir.

BÖLÜM 6.4.4 K404 – K405 Kirişleri Betonarme Hesabı

- Montaj donatısı 2Ø14
- TS 500 Bölüm 7 denklem 7.3'e göre

$$(A_{\text{saçıklık}})_{\min} = 3.64 \text{ cm}^2$$

Bölüm 6.3'te belirlenen iç kuvvetlere göre K404 – K405 kirişlerinde yapılan betonarme hesap Tablo 6.4'de verilmiştir.

Tablo 6.4 K404 – K405 Kirişleri Betonarme Hesap Tablosu

YER	Moment (kNxcm)	K	ks	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	Seçilen Donatı	Mevcut Donatı	Ek Donatı
Açıklık K404	6238	130.71	0.300	3.34	3.64	2Ø16 (4.02)	*	*
Sol Mesnet K404	*	*	*	*	4.60	*	2Ø14 (3.08)	1Ø14 (1.54)
Sağ Mesnet K404	22416	36.37	0.323	12.93	4.60	*	4Ø14 (6.16)	3Ø18 (7.63)
Açıklık K405	20800	39.20	0.320	11.89	3.64	4Ø20 (12.57)	*	*
Sol Mesnet K405	21590	37.76	0.321	12.38	4.60	*	4Ø14+3Ø18 (13.79)	*
Sağ Mesnet K405	*	*	*	*	4.60	*	2Ø14 (3.08)	1Ø14 (1.54)

K404 Kirişi İçin Kayma Hesabı :

$$V_d = 110.10 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 0.65 \times f_{ctd} \times b_w \times d = 0.65 \times 0.115 \text{ kN/cm}^2 \times 26 \times 56 = 108.84 \text{ kN} < 110.10 \text{ kN}$$

$$V_{max} = 0.25 \times f_{cd} \times b_w \times d = 0.25 \times 0.17 \text{ kN/cm}^2 \times 26 \times 56 = 618.8 \text{ kN} > 110.10 \text{ kN}$$

Ø10 / 20 etriye seçilirse ;

$$V_{ws} = A_{sw} \times d \times f_{ywd} / s = 2 \times 0.79 \times 56 \times 36.5 / 20 = 161.48 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.80 \times V_{cr} = 0.80 \times 108.84 = 87.07 \text{ kN}$$

$$V_r = V_c + V_{ws} = 87.07 + 161.48 = 248.55 \text{ kN} > V_d$$

Betonun katkısı gözönüne alınmadığı durumda dahi seçilen etriyenin kesme kuvvetini karşılayacağı açıktır.

$$V_r = V_{ws} = 161.48 \text{ kN} > V_d = 110.10 \text{ kN}$$

K405 Kirişi İçin Kayma Hesabı :

$$V_d = 183.77 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 0.65 \times f_{ctd} \times b_w \times d = 0.65 \times 0.115 \text{ kN/cm}^2 \times 26 \times 56 = 108.84 \text{ kN} < 183.77 \text{ kN}$$

$$V_{max} = 0.25 \times f_{cd} \times b_w \times d = 0.25 \times 0.17 \text{ kN/cm}^2 \times 26 \times 56 = 618.8 \text{ kN} > 183.77 \text{ kN}$$

Ø10 / 20 etriye seçilirse ;

$$V_{ws} = A_{sw} \times d \times f_{ywd} / s = 2 \times 0.79 \times 56 \times 36.5 / 20 = 161.48 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.80 \times V_{cr} = 0.80 \times 108.84 = 87.07 \text{ kN}$$

$$V_r = V_c + V_{ws} = 87.07 + 161.48 = 248.55 \text{ kN} > V_d$$

Betonun katkısı gözönüne alındığı durum için kesme kuvveti karşılanmaktadır.

BÖLÜM 6.4.5 K406 – K407 Kirişleri Betonarme Hesabı

- Moment ve kesme kuvveti diyagramları tamamen simetrik olan K406, K407 kirişlerinden birisi için boyuna ve enine donatı hesabı yapıp, ikisininde aynı şekilde donatılması uygundur.
- Montaj donatısı 2Ø14
- TS 500 Bölüm 7 denklem 7.3'e göre

$$(A_{saçıklık})_{min} = 3.64 \text{ cm}^2$$

Bölüm 6.3'te belirlenen iç kuvvetlere göre K406 – K407 kirişlerinde yapılan betonarme hesap Tablo 6.5'de verilmiştir.

Tablo 6.5 K406 – K407 Kirişleri Betonarme Hesap Tablosu

YER	Moment (kNxm)	K	ks	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	Seçilen Donatı	Mevcut Donatı	Ek Donatı
Açıklık	13610	59.91	0.309	7.51	3.64	3Ø18 (7.63)	*	*
Sol Mesnet	*	*	*	*	4.60	*	2Ø14 (3.08)	1Ø14 (1.54)
Sağ Mesnet	20580	39.62	0.320	11.76	4.60	*	4Ø14 (6.16)	3Ø16 (6.03)

Kayma Hesabı :

$$V_d = 133.4 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 0.65 \times f_{ctd} \times b_w \times d = 0.65 \times 0.115 \text{ kN/cm}^2 \times 26 \times 56 = 108.84 \text{ kN} < 133.4 \text{ kN}$$

$$V_{max} = 0.25 \times f_{cd} \times b_w \times d = 0.25 \times 0.17 \text{ kN/cm}^2 \times 26 \times 56 = 618.8 \text{ kN} > 133.4 \text{ kN}$$

Ø10 / 20 etriye seçilirse ;

$$V_{ws} = A_{sw} \times d \times f_{ywd} / s = 2 \times 0.79 \times 56 \times 36.5 / 20 = 161.48 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.80 \times V_{cr} = 0.80 \times 108.84 = 87.07 \text{ kN}$$

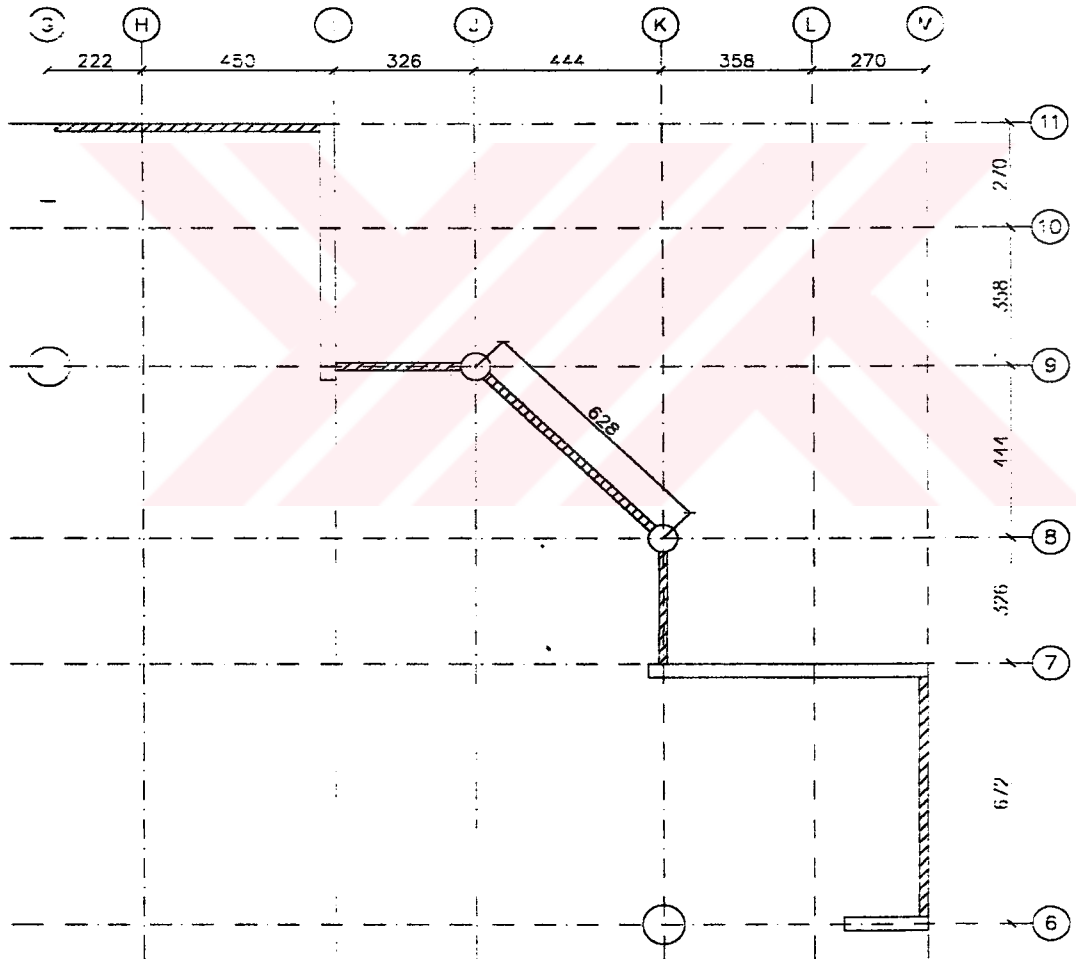
$$V_r = V_c + V_{ws} = 87.07 + 161.48 = 248.55 \text{ kN} > V_d = 133.4 \text{ kN}$$

Betonun katkısı gözönüne alınmadığı durumda dahi seçilen etriyenin kesme kuvvetini karşılayacağı açıktır.

$$V_r = V_{ws} = 161.48 \text{ kN} > V_d = 133.4 \text{ kN}$$

BÖLÜM 7 BODRUM PERDELERİ HESABI

Bodrum perdelerinin çözümü Staad-III programında düşey plak eleman tanımlamak suretiyle yapılmıştır. Üç çeşit bodrum kat perdesi mevcuttur ve bunlardan ikisi yukarıda söylendiği gibi bilgisayar programı yardımıyla, diğeri ise hazır tablolar yardımıyla hesaplanmıştır. Bodrum perdelerinin plandaki yerleşimi Şekil 7.1’de görülebilir.



Şekil 7.1 Bodrum perdeleri yerleşimi

BÖLÜM 7.1 Bodrum Perdeleri Yük Analizi

Zemin : Orta sıkı kum çakıl

İçsel sürtünme açısı : $\phi = 30^\circ$

Zem. birim hacim ağı : $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$

Zemin Gerilmesi : $\sigma_{zem} = 200 \text{ kN/m}^2$

Sürşarj yükü : $q = 3.5 \text{ kN/m}$

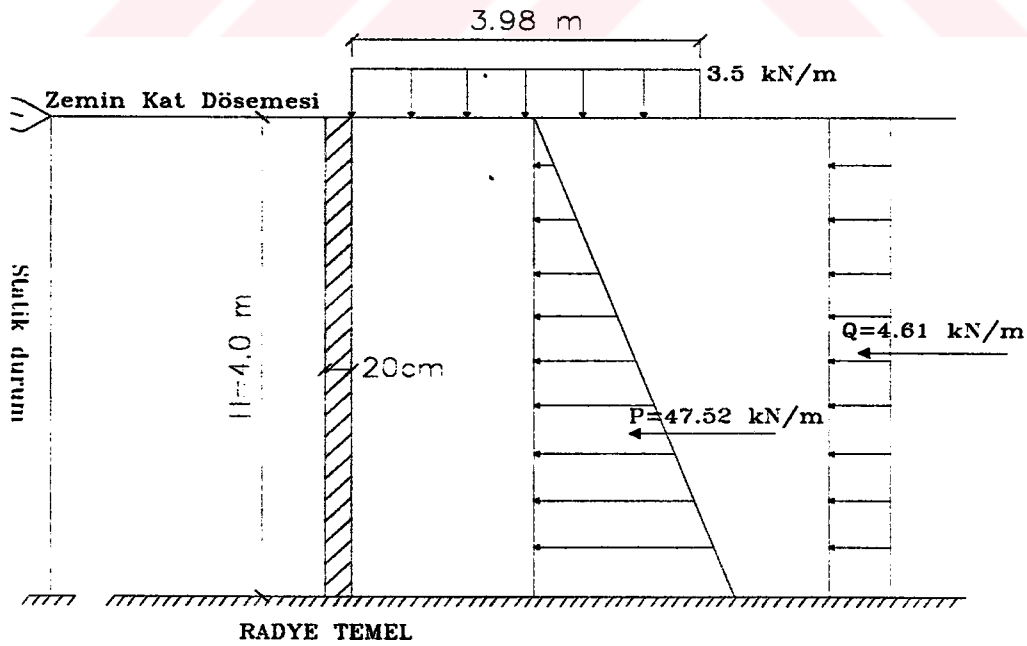
$$P = (1/2) \times K \times \gamma_d \times H^2 = (1/2) \times 0.33 \times 18 \times 4^2 = 47.52 \text{ kN/m}$$

$$H' = q / \gamma_d = 3.5 / 18 = 0.194 \text{ m.}$$

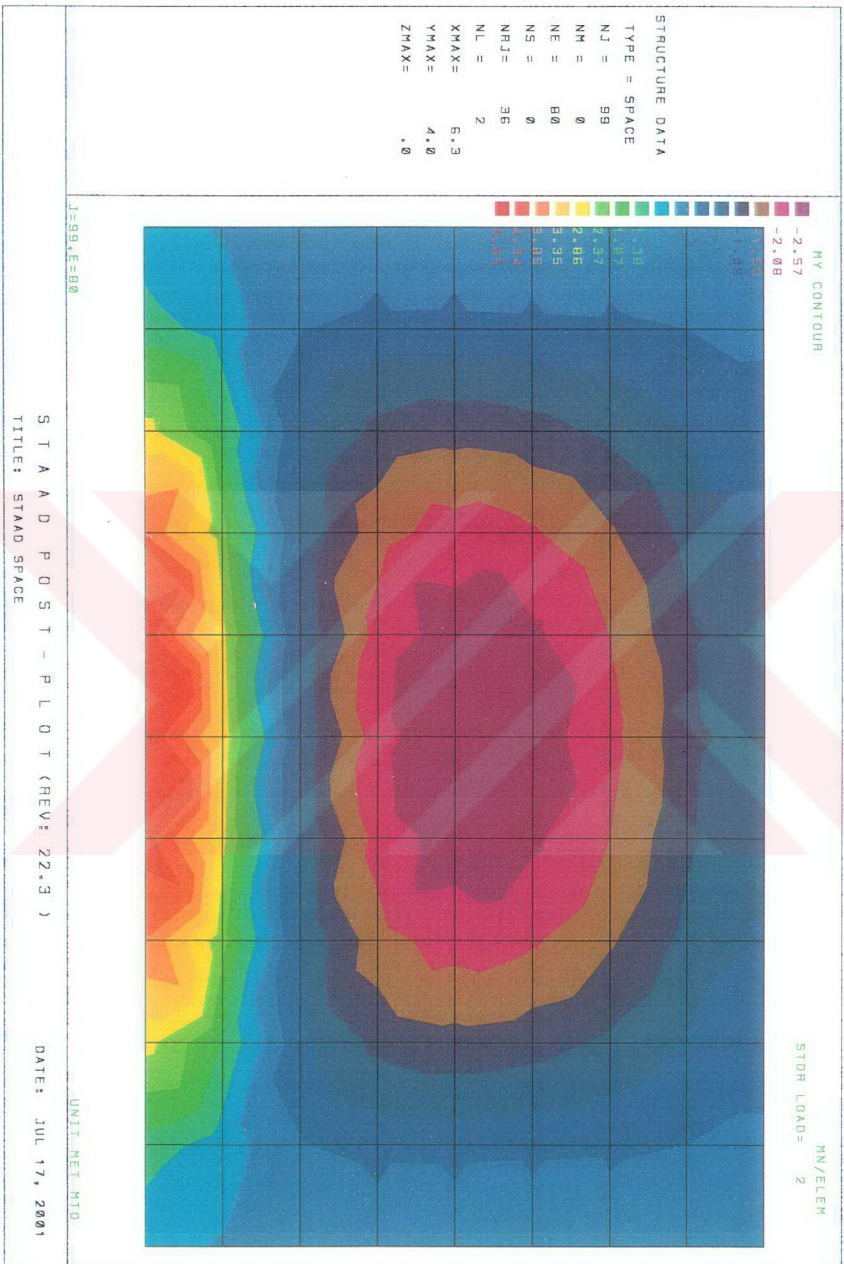
$$Q = K \times \gamma_d \times H \times H' = 0.33 \times 18 \times 0.194 \times 4 = 4.61 \text{ kN/m}$$

BÖLÜM 7.2 (8-9), (J-K), (C-D) ve (3-4), (J-K), (C-D) Aksları Arasındaki Eğik Bodrum Perdeleri Statik Hesabı

İlgili bodrum perdesine ait yükleme ve mesnetlenme durumu Şekil 7.2’de gösterilmiştir. Bodrum perdesi, Staad-III programına, kenarlarından dairesel kolonlara, alttan radye temele ankastre, üstten kat döşemesine sabit mesnetli bağlanan düşey düzlemde oluşturulmuş sonlu eleman ağı şeklinde tanımlanmıştır. Yapılan çözüm sonucu elde edilen $1.6 \times (P+Q)$ yüklemesine ait “Mx Eş Moment Eğri Ailesi” ve “My Eş Moment Eğri Ailesi” diyagramları Şekil 7.3 ve Şekil 7.4’te verilmiştir.



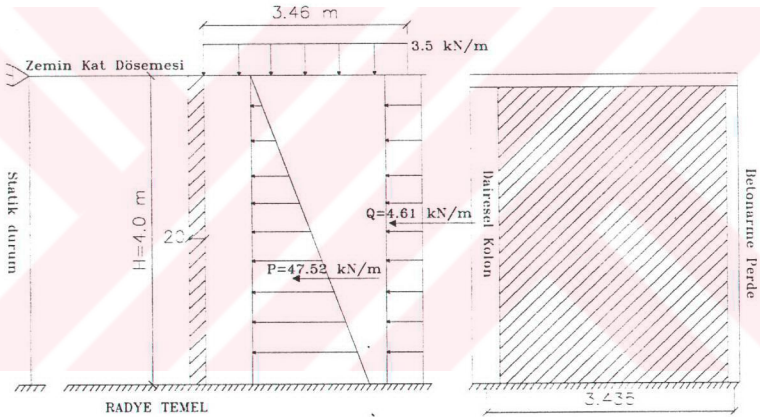
Şekil 7.2 (8-9), (J-K), (C-D) ve (3-4), (J-K), (C-D) aksları arası eğik bodrum perdeleri yükleme ve mesnetlenme durumları



Şekil 7.4 Eğik Bodrum Perdeleri 1.6(P+Q) Yükleme İçin My Contour Diyagramı

BÖLÜM 7.3 3 ve 9 Aksları Üzeri (D-E), (I-J) Aksları Arası ile C ve K Aksları Üzeri (4-5), (7-8) Aksları Arası Bodrum Perdeleri Statik Hesabı

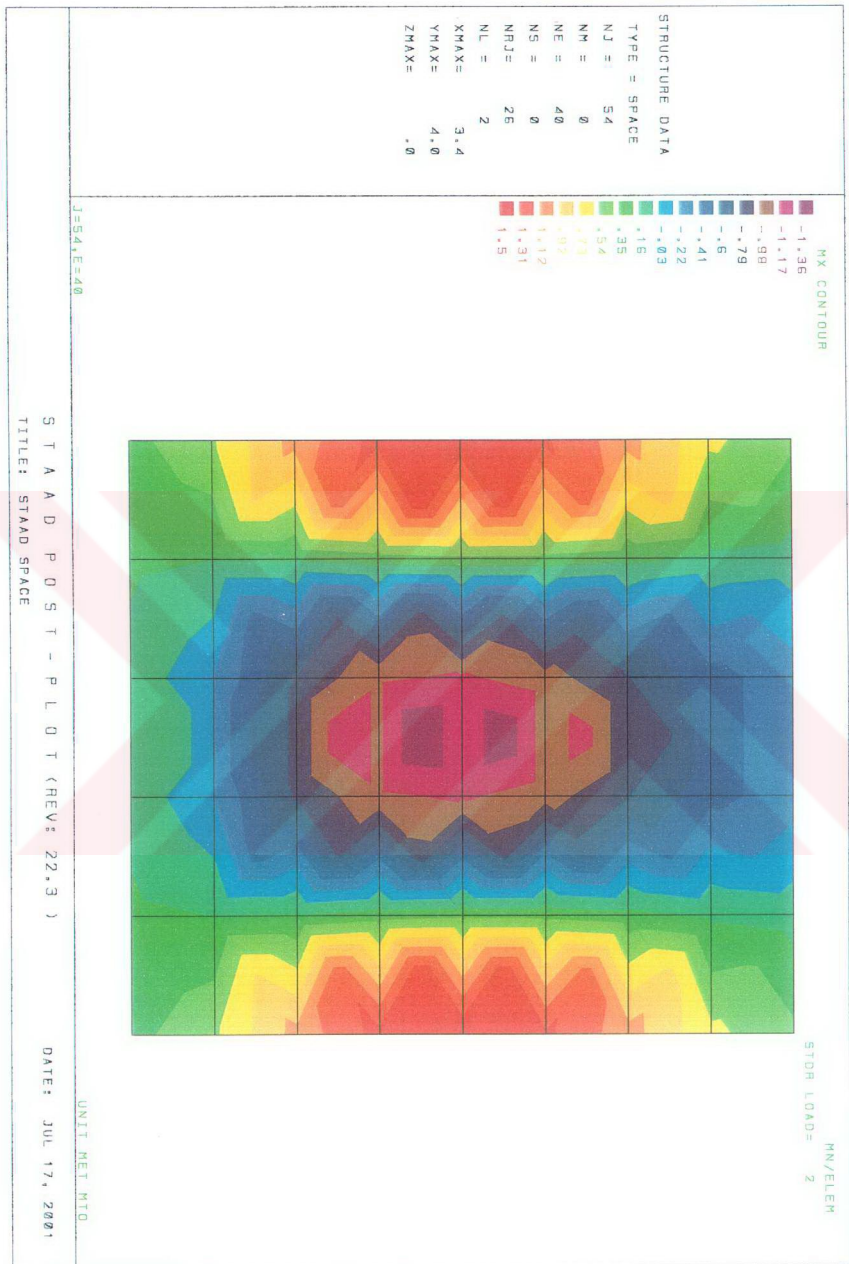
İlgili bodrum perdesine ait yükleme ve mesnetlenme durumu Şekil 7.5'de gösterilmiştir. Bodrum perdesi, Staad-III programına, kenarlarından dairesel kolon ve betonarme perdeye, alttan radye temele ankastre, üstten kat döşemesine sabit mesnetli bağlanan düşey düzlemde oluşturulmuş sonlu eleman ağı şeklinde tanımlanmıştır. Yapılan çözüm sonucu elde edilen $1.6 \times (P+Q)$ yüklemesine ait "Mx Eş Moment Eğri Ailesi" ve "My Eş Moment Eğri Ailesi" diyagramları Şekil 7.6 ve Şekil 7.7'te verilmiştir.



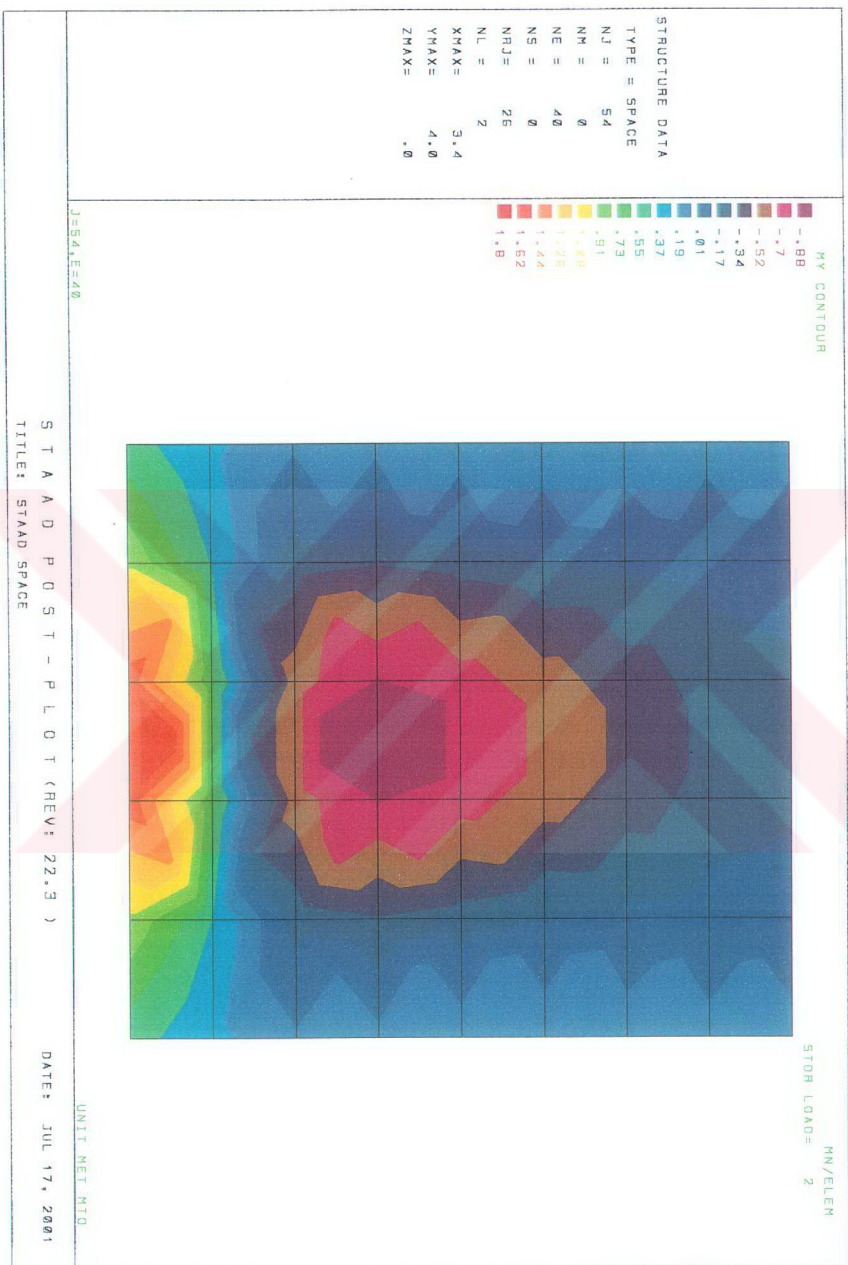
Şekil 7.5 3 ve 9 aksları üzeri (D-E), (I-J) aksları arası ile C ve K aksları üzeri (4-5), (7-8) aksları arası bodrum perdeleri yükleme ve mesnetlenme durumları

BÖLÜM 7.4 A ve M Aksları Üzeri (5-6), (6-7) Aksları Arası ile 1 ve 11 Aksları Üzeri (E-G), (G-I) Aksları Arası Bodrum Perdeleri Statik Hesabı

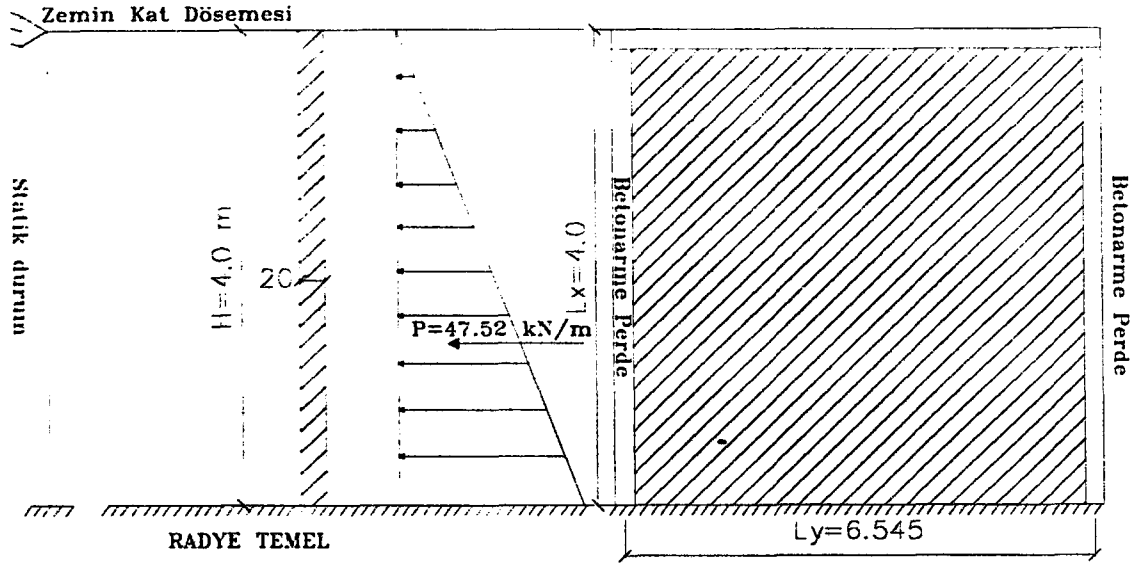
İlgili bodrum perdesine ait yükleme ve mesnetlenme durumu Şekil 7.8'de gösterilmiştir. Bu bodrum perdesinin çözümü abaklar yardımıyla yapılmıştır. Tablo 7.1'de moment katsayıları ve plak üzerindeki moment değerleri verilmiştir.



Şekil 7.6 BP101,103,104,107,109,110,112 Perdeleri Mx Contour Diyagramı



Şekil 7.7 BP101,103,104,106,107,109,110,112 Perdeleri My Contour Diyagramı



Şekil 7.8 A ve M aksları üzeri (5-6), (6-7) aksları arası ile 1 ve 11 aksları üzeri (E-G), (G-I) aksları arası bodrum perdeleri yükleme ve mesnetlenme durumları

$$\epsilon = \ell_y / \ell_x = 6.545 / 4 = 1.64$$

$$K = (1/2) \times P \times \ell_x \times \ell_y = (1/2) \times (1.6 \times 47.52) \times 4 \times 6.545 = 995.23 \text{ kNm/m}$$

Tablo 7.1 Plak moment katsayıları ve moment değerleri

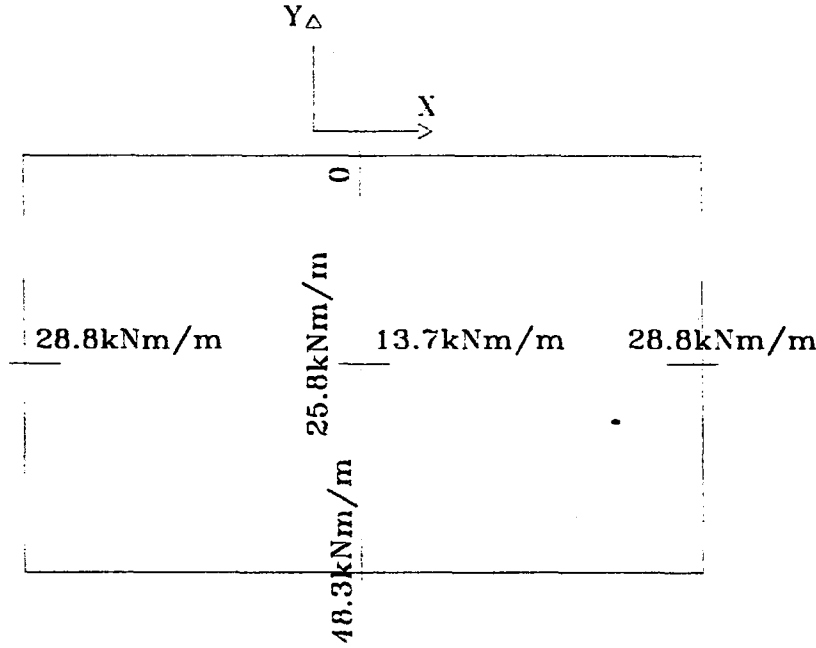
m_{xer}	m_{xm}	m_{yer}	m_{ym}
14.8	39.2	22.9	116.8
$M_{xer} \text{ (kNm/m)}$	$M_{xm} \text{ (kNm/m)}$	$M_{yer} \text{ (kNm/m)}$	$M_{ym} \text{ (kNm/m)}$
67.25	25.39	43.46	8.52

BÖLÜM 7.5 (8-9), (J-K), (C-D) ve (3-4), (J-K), (C-D) Aksları Arasındaki Eğik Bodrum Perdeleri Betonarme Hesabı

Staad-III programından alınan Şekil 7.3 ve Şekil 7.4'te verilen moment contour diyagramları ışığında betonarme perdede Şekil 7.9'da gösterilen moment değerleri oluşmuştur. Betonarme hesap bu moment değerlerine göre x ve y doğrultuları için aynı yapılabacaktır. m_{xer}

Bodrum perdeleri açıklık donatısı seçiminde istinat duvarı minimum donatı koşulları esas alınmış ve seçilen açıklık donatısı elemanın her iki yüzünde de kullanılmıştır.

Mesnet bölgelerinde, açıklıkta sürekli olarak kullanılan donatılara ek yapılması yolu tercih edilmiştir.



Şekil 7.9 (8-9), (J-K), (C-D) ve (3-4), (J-K), (C-D) aksları arasındaki eğik bodrum perdeler moment değerleri

X – X Doğrultusu İçin :

Açıklıkta : $M_d = 13.7 \text{ kNm/m}$ $A_{smin} = 0.002 \times 100 \times 18 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$

$K = 100 \times 18^2 / 137 = 236.5$ $k_s = 0.296$ $A_s = 0.296 \times 137 / 18 = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m}$

$\text{Ø}10/16 (4.91 \text{ cm}^2/\text{m})$

Sol ve sağ mesnette : $M_d = 28.8 \text{ kNm m}$

$K = 100 \times 18^2 / 288 = 112.5$ $k_s = 0.301$ $A_s = 0.301 \times 288 / 18 = 4.82 \text{ cm}^2/\text{m}$

Açıklıktan gelen $\text{Ø}10/16 (4.91 \text{ cm}^2/\text{m})$ mesnet momentini karşılayabilmektedir.

Y – Y Doğrultusu İçin :

Açıklıkta : $M_d = 25.8 \text{ kNm/m}$ $A_{smin} = 0.002 \times 100 \times 18 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$

$K = 100 \times 18^2 / 258 = 125.6$ $k_s = 0.300$ $A_s = 0.300 \times 258 / 18 = 4.3 \text{ cm}^2/\text{m}$

$\text{Ø}10/16 (4.91 \text{ cm}^2/\text{m})$

Üst ve alt mesnette : $M_d = 48.3 \text{ kNm m}$

$$K = 100 \times 18^2 / 483 = 67.08$$

$$k_s = 0.307$$

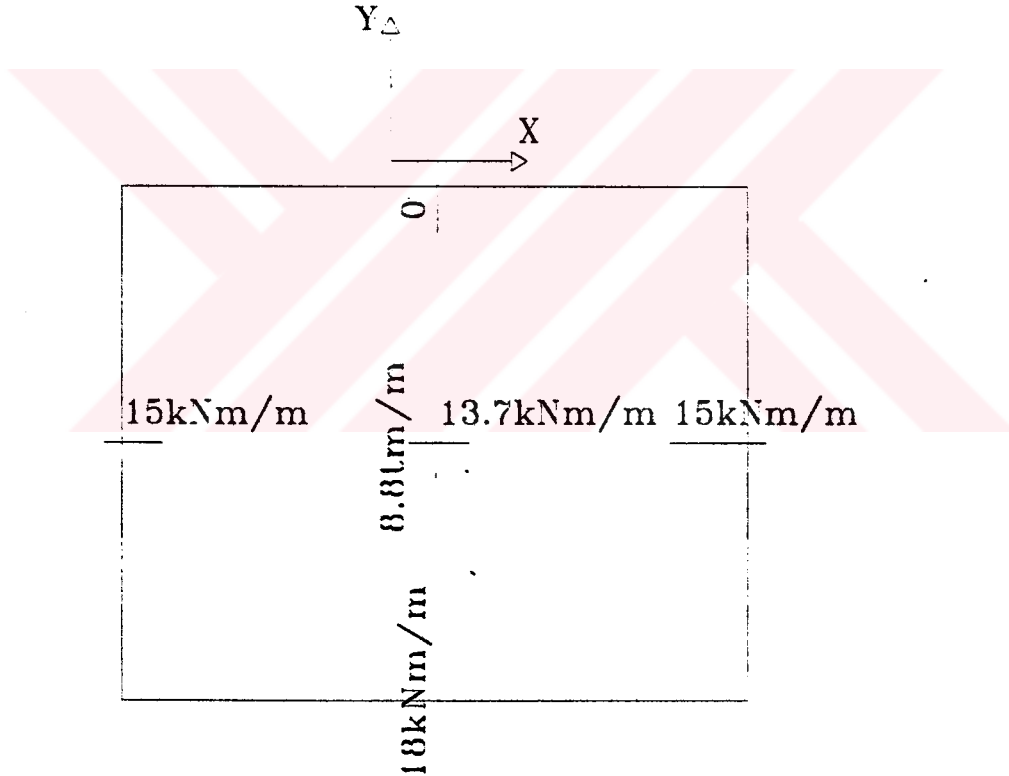
$$A_s = 0.307 \times 483 / 18 = 8.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mevcut Donatı : Ø10/16 (4.91 cm²/m)

Ek Donatı : Ø10/20 (3.93 cm²/m)

BÖLÜM 7.6 3 ve 9 Aksları Üzeri (D-E), (I-J) Aksları Arası ile C ve K Aksları Üzeri (4-5), (7-8) Aksları Arası Bodrum Perdeleri Betonarme Hesabı

Staad-III programından alınan Şekil 7.6 ve Şekil 7.7’de verilen moment contour diyagramları ışığında betonarme perdede Şekil 7.10’da gösterilen moment değerleri oluşmuştur. Betonarme hesap bu moment değerlerine göre x ve y doğrultuları için ayrı ayrı yapılacaktır.



Şekil 7.10 3 ve 9 aksları üzeri (D-E), (I-J) aksları arası ile C ve K aksları üzeri (4-5), (7-8) aksları arası bodrum perdeler moment değerleri

X – X Doğrultusu İçin :

Açıklıkta : $M_d = 13.7 \text{ kNm/m}$ $A_{smin} = 0.002 \times 100 \times 18 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$K = 100 \times 18^2 / 137 = 236.5$$

$$k_s = 0.296$$

$$A_s = 0.296 \times 137 / 18 = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Ø10/16 (4.91 cm²/m)

Sol ve sağı mesnette : $M_d = 15.0 \text{ kNm m}$

$$K = 100 \times 18^2 / 150 = 216 \quad k_s = 0.296 \quad A_s = 0.296 \times 150 / 18 = 2.47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

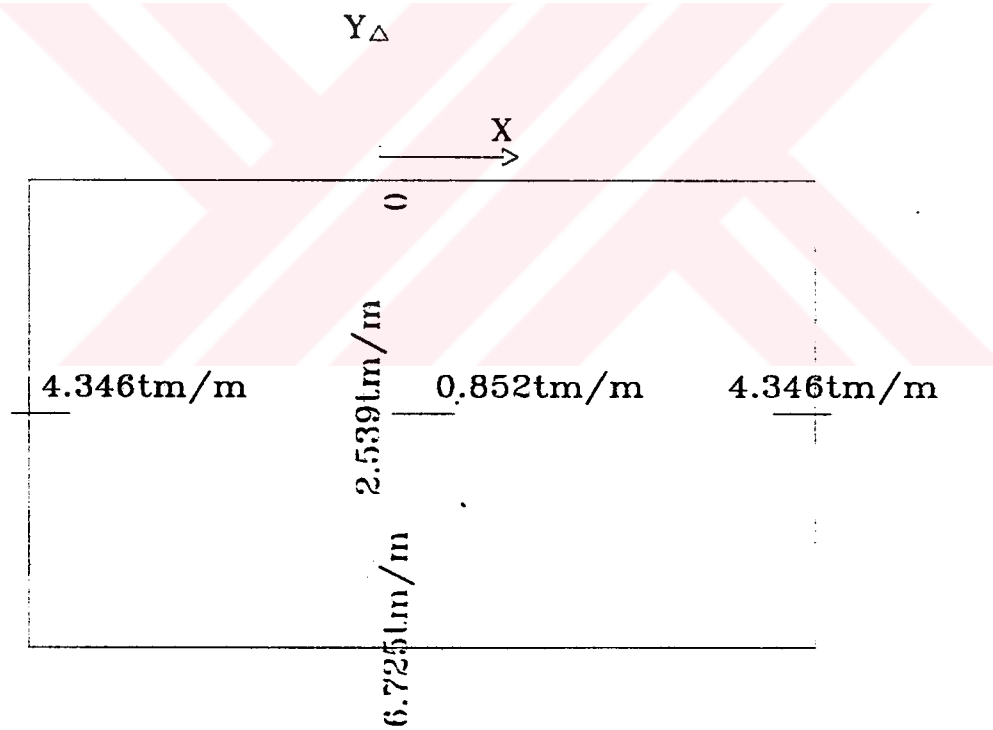
Açıklıktan gelen Ø10/16 (4.91 cm²/m) mesnet momentini karşılayabilmektedir.

Y – Y Doğrultusu İçin :

Açıklıkta ve Mesnette : $A_{smin} = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$ Ø10/16 (4.91 cm²/m)

BÖLÜM 7.7 A ve M Aksları Üzeri (5-6), (6-7) Aksları Arası ile 1 ve 11 Aksları Üzeri (E-G), (G-I) Aksları Arası Bodrum Perdeleri Betonarme Hesabı

Tablo 7.1’de verilen moment değerlerinin bodrum perde plağı üzerine yerleşimi Şekil 7.11’de verilmiştir.



Şekil 7.11 A ve M aksları üzeri (5-6), (6-7) aksları arası ile 1 ve 11 aksları üzeri (E-G), (G-I) aksları arası bodrum perdeler moment değerleri

X – X Doğrultusu İçin :

Açıklıkta : $M_d = 852.0 \text{ kNm/m}$ $A_{smin} = 0.002 \times 100 \times 18 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$K = 100 \times 18^2 / 85.2 = 380.28 \quad k_s = 0.294 \quad A_s = 0.294 \times 85.2 / 18 = 1. \text{ cm}^2/\text{m}$$

Ø10/16 (4.91 cm²/m)

Sol ve sağ mesnette : $M_d = 43.46 \text{ kNm/m}$

$$K = 100 \times 18^2 / 434.6 = 74.55 \quad k_s = 0.305 \quad A_s = 0.305 \times 434.6 / 18 = 7.36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Sol mesnet mevcut donatı : Ø10/16 (4.91 cm²/m)

Sol mesnet ek donatı : Ø10/20 (3.93 cm²/m)

Sağ mesnet mevcut donatı : Ø10/16 Açıklıktan + Ø10/16 Komşu bod. perd.

Sağ mesnet ek donatı : Yok

Y – Y Doğrultusu İçin :

Açıklıkta : $M_d = 25.39 \text{ kNm/m}$ $A_{smin} = 0.002 \times 100 \times 18 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$K = 100 \times 18^2 / 253.9 = 127.6 \quad k_s = 0.302 \quad A_s = 0.302 \times 253.9 / 18 = 4.26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Ø10/16 (4.91 cm²/m)

Üst ve alt mesnette : $M_d = 67.25 \text{ kNm/m}$

$$K = 100 \times 18^2 / 672.5 = 48.17 \quad k_s = 0.314 \quad A_s = 0.314 \times 672.5 / 18 = 11.73$$

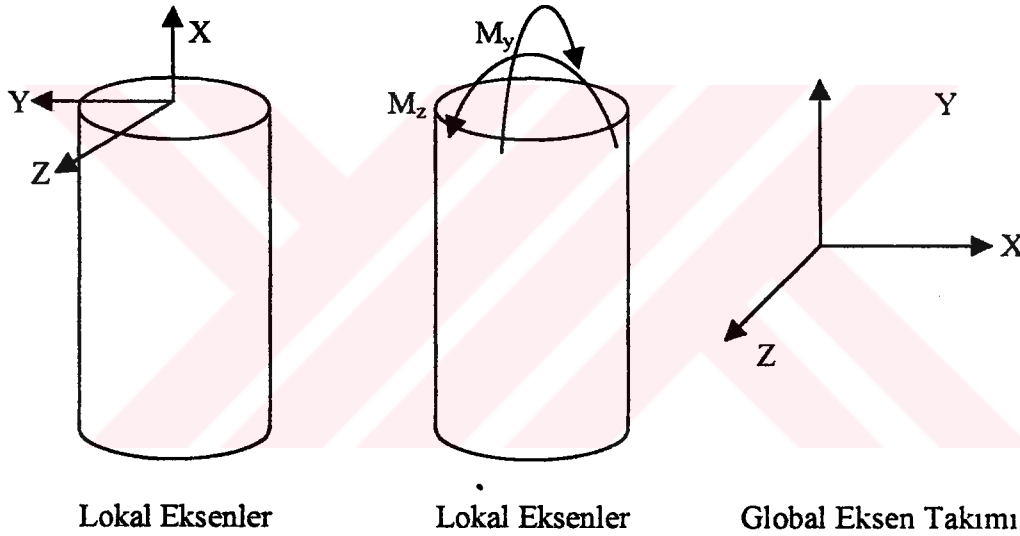
Mevcut Donatı : Ø10/16 (4.91 cm²/m)

Ek Donatı : Ø12/16 (7.07 cm²/m)

BÖLÜM 8 DAİRESEL KOLONLARIN HESABI

Dairesel kolonlara ait iç kuvvetler, üç boyutlu modelden elde edilmiştir. +7.00 - +10.00 ve +10.00 - +13.00 kotları arası S401....S412 ve S501....S512 nolu kolonlara ait M, N, V değerleri ile süperpozisyon tabloları Bölüm 8.1'de ayrıntılı olarak verilmiştir.

BÖLÜM 8.1 Hesaba Esas Olan Yükleme Kombinasyonlarının Belirlenmesi ve Süperpozisyon Tablolarının Oluşturulması



Şekil 8.1 Dairesel kolonlar için lokal ve global eksen takımları

Şekil 8.1'de eksen takımları açık olarak ifade edilen dairesel kolonlarda betonarme hesaba esas teşkil eden süperpozisyon denklemleri aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$N_I = 1.4 N_G + 1.6 N_Q$$

$$N_{II} = N_G + N_Q + N_{EX}$$

$$N_{III} = N_G + N_Q - N_{EX}$$

$$N_{IV} = N_G + N_Q + N_{EZ}$$

$$N_V = N_G + N_Q - N_{EZ}$$

$$\begin{array}{ll}
V_I = 1.4 V_G - 1.6 V_Q & M_I = 1.4 M_G + 1.6 M_Q \\
V_{II} = V_G + V_Q + V_{EX} & M_{II} = M_G + M_Q + M_{EX} \\
V_{III} = V_G + V_Q - V_{EX} & M_{III} = M_G + M_Q - M_{EX} \\
V_{IV} = V_G + V_Q + V_{EZ} & M_{IV} = M_G + M_Q + M_{EZ} \\
V_V = V_G + V_Q - V_{EZ} & M_V = M_G + M_Q - M_{EZ}
\end{array}$$

Bu süperpozisyon denklemlerine karşı gelen iç kuvvet değerleri Staad-III programından alınarak S401....S412 kolonları için Tablo D.1, Tablo D.2 ve Tablo D.3'de , S501....S512 kolonları için ise Tablo D.4, Tablo D.5 ve Tablo D.6'da gösterilmiştir. Dikkat edilmesi gereken nokta, kesme kuvveti ve moment için hem yerel y, hemde yerel z doğrultusunda değerler bulunup bunların denklem 8.2 ve 8.3 kullanılarak iç kuvvet hesap değerlerine geçilmesidir. Normal kuvvet için ise denklem 8.1 uygulanacaktır.

$$N_{hesap} = \max [N_I, N_{II}, N_{III}, N_{IV}, N_V] \quad (8.1)$$

$$V_{hesap} = \max [\sqrt{(V_{Iy}^2 + V_{Iz}^2)}, \sqrt{(V_{IIy}^2 + V_{IIz}^2)}, \sqrt{(V_{IIIy}^2 + V_{IIIz}^2)}, \sqrt{(V_{IVy}^2 + V_{IVz}^2)}, \sqrt{(V_{Vy}^2 + V_{Vz}^2)}] \quad (8.2)$$

$$M_{hesap} = \max [\sqrt{(M_{Iy}^2 + M_{Iz}^2)}, \sqrt{(M_{IIy}^2 + M_{IIz}^2)}, \sqrt{(M_{IIIy}^2 + M_{IIIz}^2)}, \sqrt{(M_{IVy}^2 + M_{IVz}^2)}, \sqrt{(M_{Vy}^2 + M_{Vz}^2)}] \quad (8.3)$$

Tablo D.7'de S401....S412 kolonlarına ait, Tablo D.8'de S501....S512 kolonlarına ait iç kuvvet hesap değerleri verilmiştir.

BÖLÜM 8.2 Dairesel Kolonlarda Düşey Donatıların Belirlenmesi

Kolonlarda minimum donatı oranı : $\rho_{\min} = 0.01$

Kolonlarda maksimum donatı oranı : $\rho_{\max} = 0.04$

Ø70'lik kolonlar ;

$$A_{s\min} = 0.01 \times \pi \times 70^2 / 4 = 38.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\max} = 0.04 \times \pi \times 70^2 / 4 = 153.94 \text{ cm}^2$$

Ø100'lük kolonlar ;

$$A_{s\min} = 0.01 \times \pi \times 100^2 / 4 = 78.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\max} = 0.04 \times \pi \times 100^2 / 4 = 314.16 \text{ cm}^2$$

1. ve 2. derece deprem bölgelerinde $N_d < 0.60 \times A_c \times f_{ck}$ koşulu sağlanmalıdır.

$$0.60 \times (\pi \times 70^2 / 4) \times 2.5 \text{ kN/cm}^2 = 5772.7 \text{ kN} > N_{\text{hesap}}$$

$$0.60 \times (\pi \times 100^2 / 4) \times 2.5 \text{ kN/cm}^2 = 11780.9 \text{ kN} > N_{\text{hesap}}$$

Kolonlarda düşey donatı hesabı, Tablo 8.7 ve Tablo 8.8'deki iç kuvvet hesap değerleri dikkate alınarak, karşılıklı etki diyagramlarından faydalanılarak yapılacaktır.

S401 kolonu için ;

$$[N_u / (A_c \times f_{cd})] = 4524.4 \text{ kN} / [(\pi \times 100^2 / 4) \times (0.85 \times 1.7 \text{ kN/cm}^2)] = 0.40$$

$$[M_u / (A_c \times h \times f_{cd})] = 25080 \text{ kNcm} / [(\pi \times 100^2 / 4) \times 100 \times (0.85 \times 1.7 \text{ kN/cm}^2)] = 0.022$$

Karşılıklı etki diyagramından 0.40 ve 0.022 değerlerinin karşılaştırılması sonucu

$$\rho_m = \rho_{\min} = 0.01 \quad A_{s\min} = 78.54 \text{ cm}^2$$

S402 kolonu için ;

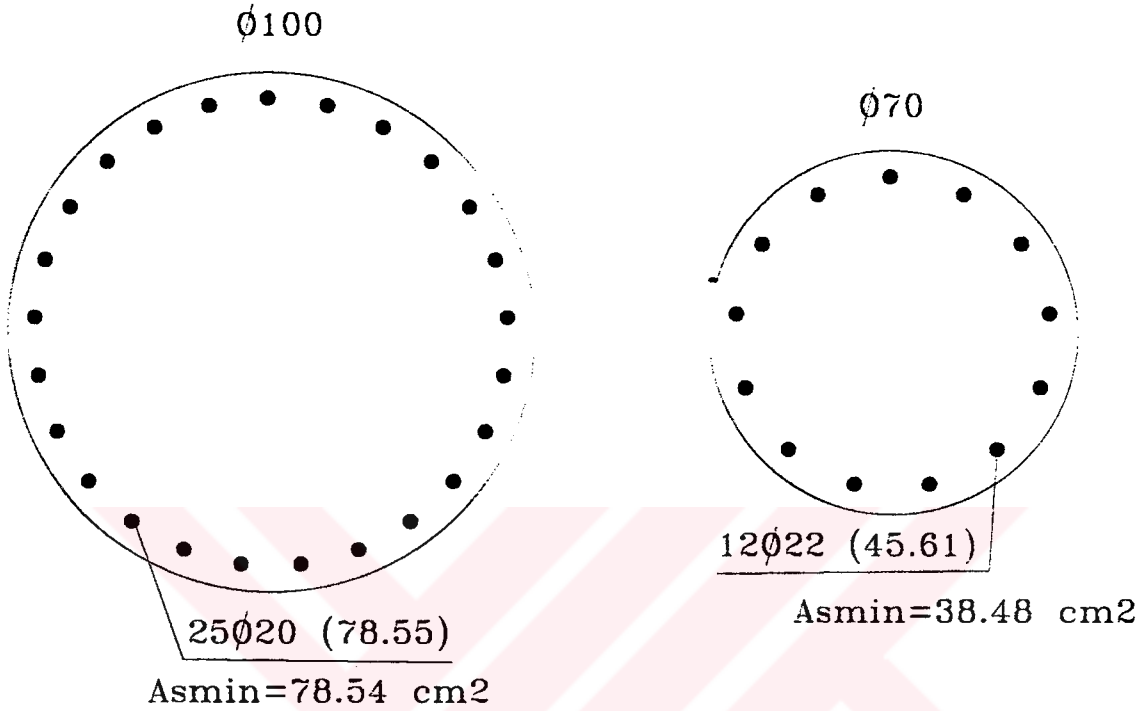
$$[N_u / (A_c \times f_{cd})] = 3440.2 \text{ kN} / [(\pi \times 70^2 / 4) \times (0.85 \times 1.7 \text{ kN/cm}^2)] = 0.62$$

$$[M_u / (A_c \times h \times f_{cd})] = 32320 \text{ kNcm} / [(\pi \times 70^2 / 4) \times 70 \times (0.85 \times 1.7 \text{ kN/cm}^2)] = 0.083$$

Karşılıklı etki diyagramından 0.62 ve 0.083 değerlerinin karşılaştırılması sonucu

$$\rho_m = \rho_{\min} = 0.01 \quad A_{s\min} = 38.48 \text{ cm}^2$$

Sonuç olarak, diğer dairesel kolonların hiçbirinde hesap yapılmadan, tüm kolonlarda minimum donatı oranının geçerli olacağı söylenebilir. Ø100'lük ve Ø70'lik kolonlara düşey minimum donatı yerleşimi Şekil 8.2'de yapılmıştır.



Şekil 8.2 Dairesel kolonlar düşey donatı yerleşimi

BÖLÜM 8.3 Kolonların Kesme Güvenliği

70 cm. çaplı +7.00 - +10.00 ve +10.00 - +13.00 kotları arası dairesel kolonlar :

A.B.Y.Y.H.Y. Madde 7.3.5'de veril n güçlü kolon – zayıf kiriş kontrolünün sağlayacağının a ıkar olması dolayısıyla Madde 7.3.7.2'ye göre kesme güvenliği hesabı yapılmalıdır.

Kirişsiz d  şemenin dairesel kolonlara birleştiği noktalardaki mevcut donatılardan hesaplanan taşıma gücü momentleri M_{ri} ve M_{rj} ; (Şekil 8.3 'te görülebilir.)

$$\text{Ø}10/20 + \text{Ø}16/20 \quad A_s = 13.98 \text{ cm}^2/\text{m} \quad M_{rj} = 93.5 \text{ kNm}$$

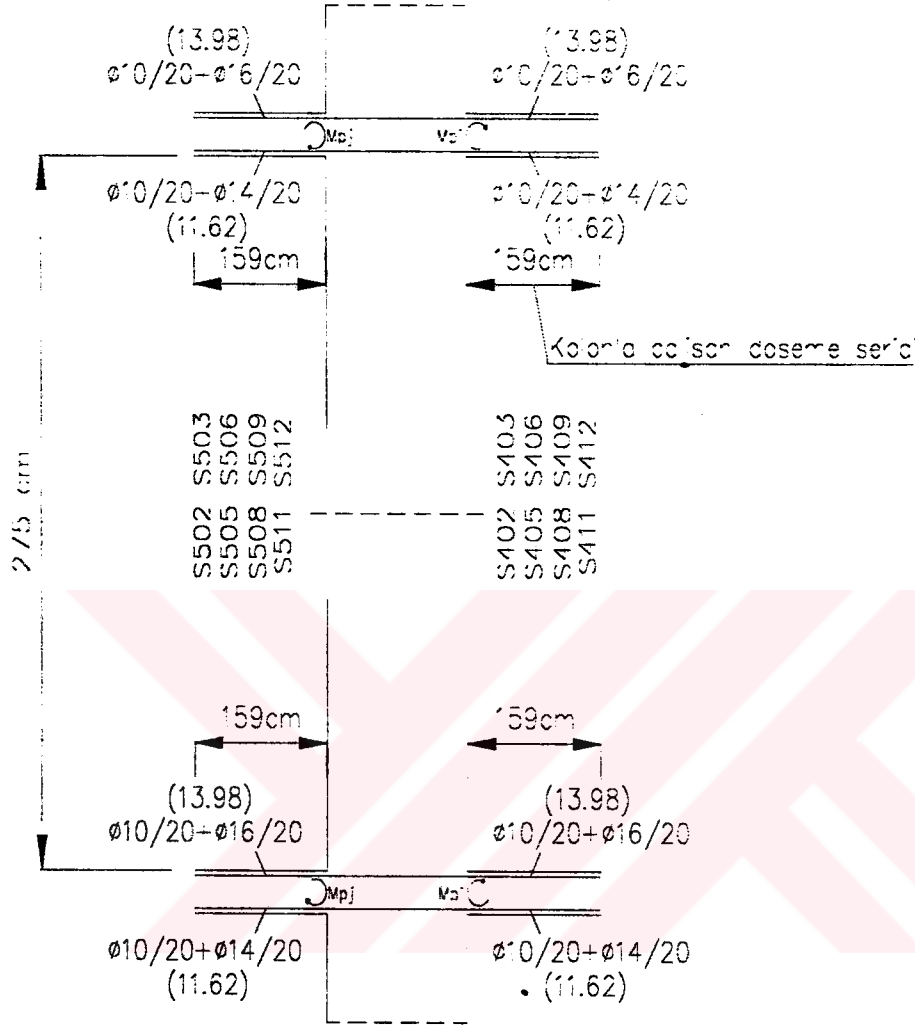
$$\text{Ø}10/20 + \text{Ø}14/20 \quad A_s = 11.62 \text{ cm}^2/\text{m} \quad M_{ri} = 78.7 \text{ kNm}$$

Pekle meli taşıma gücü momentleri ;

$$M_{pj} = 1.4 \times M_{rj} = 1.4 \times 93.5 = 130.9 \text{ kNm}$$

$$M_{pi} = 1.4 \times M_{ri} = 1.4 \times 78.7 = 110.18 \text{ kNm}$$

$$\sum M_p = M_{pi} + M_{pj} = 110.18 + 130.9 = 241.08 \text{ kNm}$$



Şekil 8.3 Ø70'lik Dairesel kolon – kirişsiz döşeme birleşimi donatı detayı

Kolon serbest yüksekliğinin alt ve üst ucunda, kolon kesme kuvvetinin hesabında esas olan M_a ve M_b momentleri A.B.Y.Y.H.Y. Şekil 7.5'te açıklandığı gibi denklem 8.1 ve 8.2 ile bulunmalıdır.

$$M_b = [M_{hü(i)} / (M_{hü(i)} + M_{ha(i-1)})] \times \sum M_p \quad (8.1)$$

$$M_a = [M_{ha(i)} / (M_{ha(i)} + M_{hü(i-1)})] \times \sum M_p \quad (8.2)$$

8.1 ve 8.2 denklemlerinde adı geçen $M_{hü}$, M_{ha} momentleri, depremli yükleme kombinasyonlarından herhangi birisi için kolon uçlarında oluşan moment değerlerini ifade etmektedir.

G+Q+Ex yüklemesi için Şekil 8.3'te adı geçen kolonlardan en elverişsiz momentlere sahip olanı belirlenerek aşağıda uç momentleri verilmiştir.

$$M_{ha(i-1)} = 130.7 \text{ kNm}$$

$$M_{hü(i)} = 147.6 \text{ kNm}$$

$$M_{ha(i)} = 124.8 \text{ kNm}$$

$$M_{hü(i-1)} = 150.2 \text{ kNm}$$

$$M_{ü} = [147.6 / (147.6 + 130.7)] \times 241.08 = 127.86 \text{ kNm}$$

$$M_a = [124.8 / (124.8 + 150.2)] \times 241.08 = 109.41 \text{ kNm}$$

Kolonlarda enine donatı hesabına esas kesme kuvveti ;

$$V_e = (M_a + M_{ü}) / l_n = (109.41 + 127.86) / 2.75 = 86.28 \text{ kN}$$

100 cm. çaplı +7.00 - +10.00 ve +10.00 - +13.00 kotları arası dairesel kolonlar :

Kirişsiz döşemenin dairesel kolonlara birleştiği noktalardaki mevcut donatılardan hesaplanan taşıma gücü momentleri M_{ri} ve M_{rj} ; (Şekil 8.4 'te görülebilir.)

$$\text{Ø}10/20 + \text{Ø}16/20 \quad A_s = 13.98 \text{ cm}^2/\text{m} \quad M_{rj} = 93.5 \text{ kNm}$$

$$\text{Ø}10/20 \quad A_s = 3.53 \text{ cm}^2/\text{m} \quad M_{ri} = 27.7 \text{ kNm}$$

Pekleşmeli taşıma gücü momentleri ;

$$M_{pj} = 1.4 \times M_{rj} = 1.4 \times 93.5 = 130.9 \text{ kNm}$$

$$M_{pi} = 1.4 \times M_{ri} = 1.4 \times 27.7 = 38.78 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_p = M_{pi} + M_{pj} = 38.78 + 130.9 = 169.68 \text{ kNm}$$

8.1 ve 8.2 denklemlerinden $M_{hü}$, M_{ha} momentleri hesaplanırsa ;

$$M_{ha(i-1)} = 146.7 \text{ kNm}$$

$$M_{hü(i)} = 72.6 \text{ kNm}$$

$$M_{ha(i)} = 176.0 \text{ kNm}$$

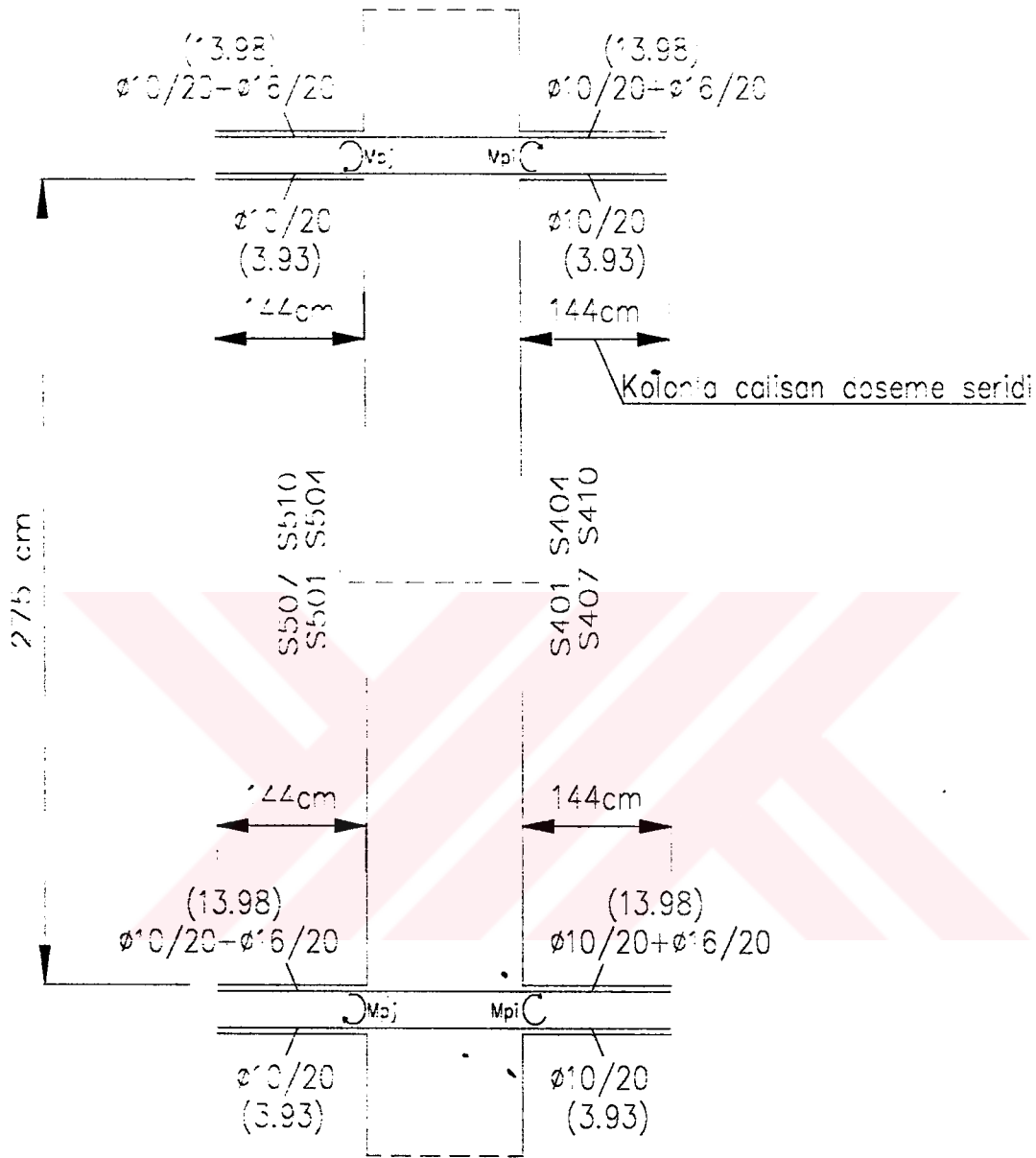
$$M_{hü(i-1)} = 20.2 \text{ kNm}$$

$$M_{ü} = [72.6 / (72.6 + 146.7)] \times 169.68 = 56.17 \text{ kNm}$$

$$M_a = [17.6 / (17.6 + 20.2)] \times 169.68 = 152.21 \text{ kNm}$$

Kolonlarda enine donatı hesabına esas kesme kuvveti ;

$$V_e = (M_a + M_b) / l_n = (56.17 + 152.21) / 2.75 = 75.8 \text{ kN}$$



Şekil 8.4 Ø100'lük Dairesel kolon – kirişsiz döşeme birleşimi donatı detayı

Sonuç olarak ; 70 ve 100 cm. çaplı dairesel kolonlar için hesaplanan V_e hesaba esas kesme kuvvetleri ile daha önce hesaplanan ve Tablo 8.7 ve Tablo 8.8'de verilen süperpozisyon denklemlerinden bulunan V_{hesap} kesme kuvvetleri birbirleriyle kıyaslanmalı ve en elverişsiz olan değerler dikkate alınmalıdır. Bu karşılaştırma yapıldığında Ø70'lik kolonlar için $V_e = 237.3 \text{ kN}$, Ø100'lük kolonlar için $V_e = 137.8 \text{ kN}$ olarak belirlenir.

Bu aşamadan sonra dairesel kolonlarda kullanılacak etriyeler belirlenebilir.

Ø70'lik kolonlar için kolon orta bölgesinde etriye hesabı ; Ø10/15 etriye seçilirse,

$$V_{ws} = A_{sw} \times d \times f_{ywd} / s$$

$$V_{ws} = 2 \times 0.79 \times 65 \times 36.5 \text{ kN/cm}^2 / 15 = 249.9 \text{ kN}$$

A.B.Y.Y.H.Y. Madde 7.3.7.5'deki koşulların sağlaması gerekmektedir.

$$V_e = 237.3 \text{ kN} \leq V_r = 249.9 \text{ kN}$$

$$V_e = 237.3 \text{ kN} \leq 0.22 \times A_w \times f_{cd} = 0.22 \times (65 \times 65) \times 1.7 \text{ kN/cm}^2 = 1580.15 \text{ kN}$$

Ø100'lük kolonlar için kolon orta bölgesinde etriye hesabı ; Ø10/20 etriye seçilirse,

$$V_{ws} = A_{sw} \times d \times f_{ywd} / s$$

$$V_{ws} = 2 \times 0.79 \times 65 \times 36.5 \text{ kN/cm}^2 / 20 = 187.43 \text{ kN}$$

A.B.Y.Y.H.Y. Madde 7.3.7.5'deki koşulların sağlaması gerekmektedir.

$$V_e = 137.8 \text{ kN} \leq V_r = 187.43 \text{ kN}$$

$$V_e = 137.8 \text{ kN} \leq 0.22 \times A_w \times f_{cd} = 0.22 \times (65 \times 65) \times 1.7 \text{ kN/cm}^2 = 1580.15 \text{ kN}$$

Ø70'lik kolonlar için kolon sarılma bölgesinde A.B.Y.Y.H.Y. Madde 7.3.4.1'e göre etriye hesabı yapılırsa ;

$N_d > 0.20 A_c f_{ck}$ olduğu için sarılma bölgesindeki etriye alanı A.B.Y.Y.H.Y. Madde 7.3.4.1'de verilen 7.1a ve 7.1b formüllerine göre belirlenecektir.

$$A_{sh} \geq 0.30 \times s \times b_k \times [(A_c / A_{ck}) - 1] \times (f_{ck} / f_{ywk})$$

$$A_{sh} \geq 0.30 \times 10 \times 60 \times [(\pi \times 70^2 / 4) / (\pi \times 60^2 / 4) - 1] \times [250 / (1.15 \times 3650)]$$

$$A_{sh} \geq 3.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} \geq 0.075 \times s \times b_k \times (f_{ck} / f_{ywk})$$

$$A_{sh} \geq 0.075 \times 10 \times 60 \times [250 / (1.15 \times 3650)]$$

$$A_{sh} \geq 2.68 \text{ cm}^2$$

Sarılma bölgesinde, Şekil 8.5'te gösterildiği gibi bir etriye düzeni oluşturulursa ;

$$A_{sh} = 2 \times (A_{01} + A_{02} + A_{03}) = 2 \times (0.79 + 0.79 + 0.79) = 4.74 \text{ cm}^2 > 3.87 \text{ cm}^2$$

Ø100'lük kolonlar için kolon sarılma bölgesinde A.B.Y.Y.H.Y. Madde 7.3.4.1'e göre etriye hesabı yapılırsa ;

$$A_{sh} \geq 0.30 \times s \times b_k \times [(A_c / A_{ck}) - 1] \times (f_{ck} / f_{ywk})$$

$$A_{sh} \geq 0.30 \times 10 \times 90 \times [(\pi \times 100^2 / 4) / (\pi \times 90^2 / 4) - 1] \times [250 / (1.15 \times 3650)]$$

$$A_{sh} \geq 3.77 \text{ cm}^2$$

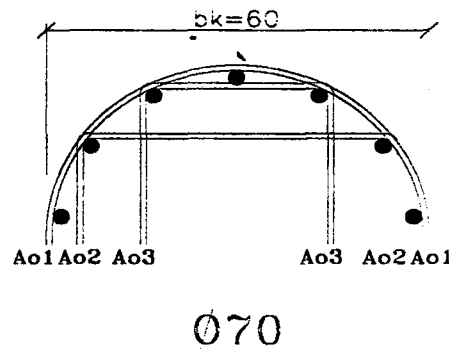
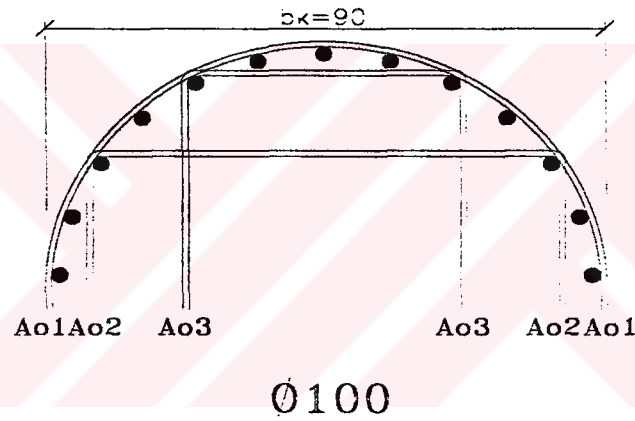
$$A_{sh} \geq 0.075 \times s \times b_k \times (f_{ck} / f_{ywk})$$

$$A_{sh} \geq 0.075 \times 10 \times 90 \times [250 / (1.15 \times 3650)]$$

$$A_{sh} \geq 4.02 \text{ cm}^2$$

Sarılma bölgesinde, Şekil 8.5'te gösterildiği gibi bir etriye düzeni oluşturulursa ;

$$A_{sh} = 2 \times (A_{01} + A_{02} + A_{03}) = 2 \times (0.79 + 0.79 + 0.79) = 4.74 \text{ cm}^2 > 4.02 \text{ cm}^2$$

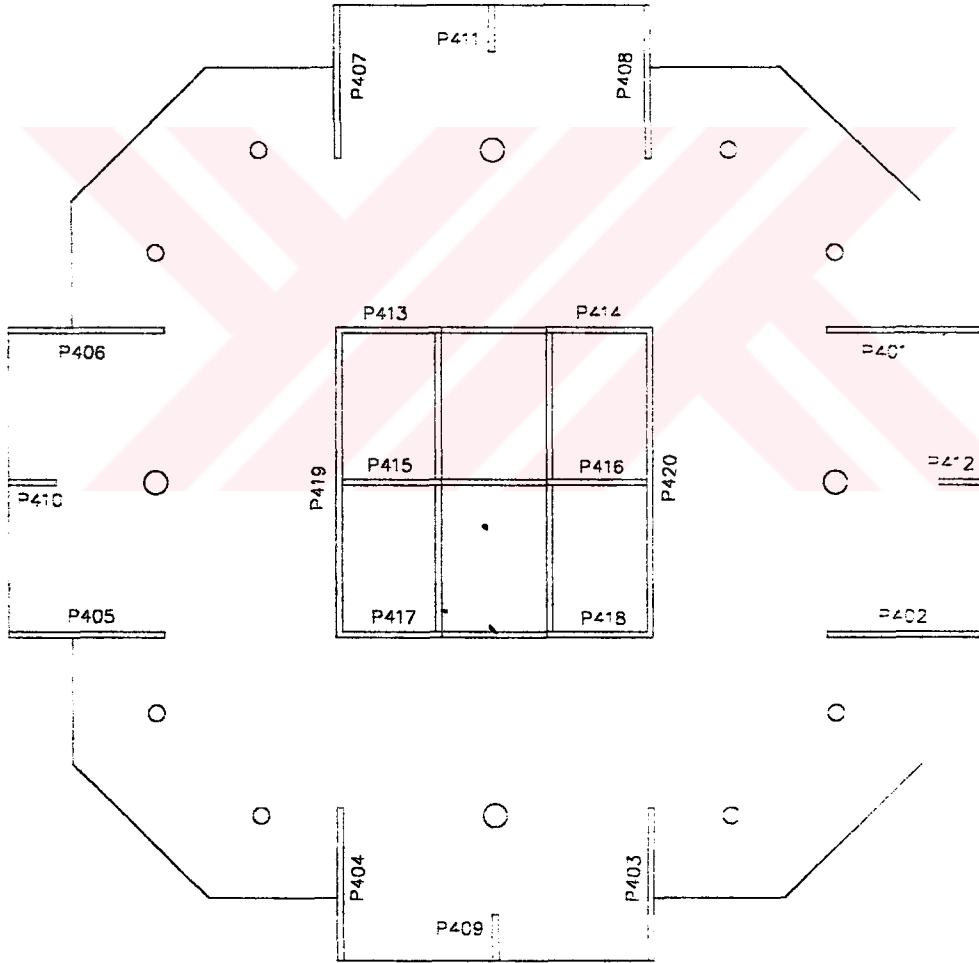


Şekil 8.5 Dairesel kolonlarda etriye düzeni

Ayrıca sarılma bölgesinde etriye aralığı 7.3.4.1'a göre 10 cm olarak belirlenmiştir.

BÖLÜM 9 BETONARME PERDELERİN HESABI

Sistemde mevcut betonarme perdelerle ait iç kuvvetler Staad-III programından elde edilmiştir. Düşeyde sonlu eleman olarak tanımlanan perdelerin betonarme hesabında kullanılacak perde momenti ve normal kuvvet etkileri Bölüm 9.1’de ilgili tüm perdeler için belirlenmiştir. Bu bölümde sadece +7.00 ve +10.00 kotları arasındaki P401...P420 nolu perdelerin hesabına yer verilmiştir. Şekil9.1’de betonarme perdelerin plandaki yerleşimi gösterilmiştir.



Şekil 9.1 +7.00 ve +10.00 kotları arası P401...P420 nolu perdelerin yerleşimi

BÖLÜM 9.1 Betonarme Perdelere Ait İç kuvvet Değerleri

Kullanılan bilgisayar programı (Stadd-III), perde momentlerini direkt olarak vermemekte, kesitte oluşan gerilmelerden hesaplanması gerekmektedir. Kesitte oluşan gerilmenin kesit alanı ile çarpılması sonucu normal kuvvetler, bu düşey kuvvetlerden kesit merkezinde oluşan momentleri bulmak suretiyle betonarme hesaba esas teşkil eden iç kuvvetler saptanmıştır. P409, P410, P411, P412 nolu 2 m'lik perdelere, P413, P414, P415, P416, P417, P418 nolu 4.50 m'lik perdelere, P401, P402, P403, P404, P405, P406, P407, P408 nolu 6.63 m'lik perdelere ve P419 P420 nolu 13.44 m'lik perdelere ait moment ve normal kuvvet değerleri Tablo 9.1'de verilmiştir. Bu tablodaki değerler $1.4G+1.6Q$, $G+Q\pm Ex$, $G+Q\pm Ez$ yükleme kombinasyonlarından en elverişsiz olanını ifade etmektedir.

Tablo 9.1 Betonarme perdelere ait iç kuvvet değerleri

Betonarme Perde Numaraları	P409 P410 P411 P412	P413 P414 P415 P416 P417 P418	P401 P402 P403 P404 P405 P406 P407 P408	P419 P420
Moment (M) kN	*	5421.9	11237.4	30777.5
Normal Kuvvet (N) kNm	3369.1	2630.3	5805.8	7386.6

BÖLÜM 9.2 Perdelerin Betonarme Hesabı

1. -7.00 ve -10.00 Kotları Arası 2.0 m'lik Perdelerin Betonarme Hesabı :

+7.00 ve +10.00 kotları arasında, 2.0 m $\times$ 0.26 m. boyutlarındaki elemanın A.B.Y.Y.H.Y. Madde 7.6.1.1'de belirtilen “ *Perdeler planda uzun kenarının kalınlığına oran en az yedi olan düşey taşıyıcı sistem elemanlarıdır.* ” kuralına göre $2.0 / 0.26 = 7.69 > 7.0$ olduğundan perde olarak düşünülmelidir.

Staad-III programına tek mesh eleman olarak tanımlandığından bir moment değeri bulunamamıştır. Bu durumda bu perdeyi düşey yüke göre donatmamız gerekmektedir. Minimum donatı uygulanmasının yeterli olacağı açıktır.

A.B.Y.Y.H.Y. Bölüm 7.6'da betonarme perdelerle ilgili tüm konstrüktif donatı kuralları verilmiştir. Bu maddeler ışığında perdelerin donatı durumları aşağıda belirlenmiştir.

- $H_w / \ell_w = 28 / 2 = 14 > 2$ olduğundan bu perdede uç bölgesi oluşturulmalıdır.
- 2.0 m'lik perdelerde $H_{cr} = 4$ m. (Bölüm 3.1'de hesaplanmıştır.) olduğundan ve P409....P412 nolu perdeler bu yüksekliğin dışında kaldığından A.B.Y.Y.H.Y. Bölüm 7.6.2.3'te belirtilen “ *Kritik perde yüksekliğinin dışında kalan perde kesimi boyunca perde uç bölgelerinin hiçbirinin uzunluğu, perdenin plandaki toplam uzunluğunun %10'undan ve perde kalınlığından az olmayacaktır.* ”

$$\ell_u \geq 200 \times 0.10 = 20 \text{ cm.}$$

$$\ell_u \geq 26 \text{ cm}$$

$$\ell_u = 30 \text{ cm seçilmesi uygundur.}$$

- Düşey konstrüktif donatı ;

$$A_s = 0.0025 \times 26 \times 100 = 6.5 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (Herbir perde yüzüne } 3.25 \text{ cm}^2/\text{m} \text{)}$$

Ø10/20 (3.93) herbir yüze

- Yatay konstrüktif donatı ;

Ø10/20 (3.93) herbir yüze

- Kritik perde yüksekliği dışında m^2 'ye 4 adet çiroz kullanılmalıdır.

$$\underline{4\text{Ø}10/\text{m}^2}$$

- Perde uç bölgelerinde minimum donatı oranı, kritik perde yüksekliği dışında ;

$$A_{smin} = 0.001 \times b_w \times \ell_w = 0.001 \times 26 \times 200 = 5.2 \text{ cm}^2 \quad \underline{4\text{Ø}14 (6.16)}$$

- A.B.Y.Y.H.Y. Madde 7.6.5.2c'ye göre düşeyde etriyeler arası mesafe kritik perde yüksekliği dışında perde duvar kalınlığından ve 20 cm.'den fazla olamaz.

Çiroz ve etriyeler arası mesafe ≤ 20 cm.

Etriye : Ø10/20 (uç bölgesinde)

2. +7.00 ve +10.00 Kotları Arası 4.50 m'lik Perdelerin Betonarme Hesabı :

Tablo 9.1'den üzerindeki normal kuvvet ve moment belirlenen perde için karşılıklı etki diyagramlarından faydalananak betonarme hesap yapılmalıdır.

$$M_x = 5421.9 \text{ kNm} = 542.19 \text{ tm.}$$

$$M_y = 0 \text{ alınabilir.}$$

$$N = 2630.3 \text{ kN} = 263.03 \text{ t.}$$

$$b = 35 \text{ cm.}$$

$$h = 450 \text{ cm.}$$

$$n = N / (b \times h \times f_{cd}) = 263.03 \times 10^3 / (35 \times 450 \times 170) \cong 0.1$$

$$m = M / (b \times h^2 \times f_{cd}) = 542.19 \times 10^5 / (35 \times 450^2 \times 170) \cong 0.05$$

n ve m değerlerinin karşılaştırılması sonucu, karşılıklı etki diyagramında minimum donatı bölgesine düşüldüğü görülmüştür. Sonuç olarak uç bölgesinde minimum donatı oranı geçerli olacaktır.

- $H_w / \ell_w = 28 / 4.50 = 6.22 > 2$ olduğundan bu perdede uç bölgesi oluşturulmalıdır.

- 4.50 m'lik perdelerde $H_{cr}=14 \text{ m.}$ (Bölüm 3.1'de hesaplanmıştır.) olduğundan ve P413....P418 nolu perdeler bu yüksekliğin içinde kaldığından A.B.Y.Y.H.Y. Bölüm 7.6.2.3'te belirtilen “ *Kritik perde yüksekliğinin içinde kalan perde kesimi boyunca perde uç bölgelerinin hiçbirinin uzunluğu, perdenin plandaki toplam uzunluğunun %20'sinden ve perde kalınlığının iki katından daha az olmayacaktır.*”

$$\ell_u \geq 450 \times 0.20 = 90 \text{ cm.}$$

$$\ell_u \geq 35 \times 2 = 70 \text{ cm.}$$

$\ell_u = 90 \text{ cm}$ seçilmesi uygundur.

- Düşey konstrüktif donatı ;

$$A_s = 0.0025 \times 35 \times 100 = 8.75 \text{ cm}^2 \cdot \text{m} \text{ (Herbir perde yüzüne } 4.375 \text{ cm}^2 \cdot \text{m} \text{)}$$

Ø12/20 (5.65) herbir yüze

- Yatay konstrüktif donatı ;

Ø12/20 (3.93) herbir yüze

- Kritik perde yüksekliği boyunca m^2 'ye 10 adetten fazla çiroz kullanılmalıdır.

$$\underline{10\varnothing 10/m^2}$$

- Perde uç bölgelerinde minimum donatı oranı, kritik perde yüksekliği boyunca

$$A_{\min} = 0.002 \times b_w \times l_w = 0.002 \times 35 \times 450 = 31.5 \text{ cm}^2 \quad \underline{11\varnothing 20} \text{ (34.56)}$$

- Çirozlar ve uç bölgesindeki etriyeler arası mesafe donatı çapının 25 katından fazla olmayacaktır.

$$\text{Çiroz ve etriyeler arası mesafe} \leq 25 \times 10 = 250 \text{ mm.}$$

- A.B.Y.Y.H.Y. Madde 7.6.5.2b'ye göre düşeyde etriyeler arası mesafe ;
50 mm. $\leq$ Çiroz ve etriyeler arası mesafe $\leq$ 100 mm. koşulunu sağlamalıdır.

Bu durumda uç bölgesinde etriyeler arası mesafe 10 cm olarak belirlenebilir.

Etriye : $\varnothing 10/10$ (uç bölgesinde)

3. +7.00 ve +10.00 Kotları Arası 6.63 m'lik Perdelerin Betonarme Hesabı :

Tablo 9.1'den üzerindeki normal kuvvet ve moment belirlenen perde için karşılıklı etki diyagramlarından faydalananarak betonarme hesap yapılmalıdır.

$$M_x = 11237.4 \text{ kNm} = 1123.74 \text{ tm.}$$

$$M_y = 0 \text{ alınabilir.}$$

$$N = 5805.8 \text{ kN} = 580.58 \text{ t.}$$

$$b = 26 \text{ cm.}$$

$$h = 663 \text{ cm.}$$

$$n = N / (b \times h \times f_{cd}) = 580.58 \times 10^3 / (26 \times 663 \times 170) \cong 0.2$$

$$m = M / (b \times h^2 \times f_{cd}) = 1123.74 \times 10^5 / (26 \times 663^2 \times 170) \cong 0.06$$

n ve m değerlerinin çakıştırılması sonucu, karşılıklı etki diyagramında minimum donatı bölgesine düşüldüğü görülmüştür. Sonuç olarak uç bölgesinde minimum donatı oranı geçerli olacaktır.

- $H_w / l_w = 28 / 6.63 = 4.22 > 2$ olduğundan bu perdede uç bölgesi oluşturulmalıdır.

- 6.63 m'lik perdelerde $H_{cr} = 11$ m. (Bölüm 3.1'de hesaplanmıştır.) olduğundan ve P401....P408 nolu perdeler bu yüksekliğin dışında kaldığından A.B.Y.Y.H.Y. Bölüm 7.6.2.3'te belirtilen " *Kritik perde yüksekliğinin dışında kalan perde kesimi boyunca perde uç bölgelerinin hiçbirinin uzunluğu, perdenin plandaki toplam uzunluğunun %10'undan ve perde kalınlığından az olmayacaktır.* "

$$l_u \geq 663 \times 0.10 = 66.3 \text{ cm.}$$

$$l_u \geq 26 \text{ cm}$$

$l_u = 70$ cm seçilmesi uygundur.

- Düşey konstrüktif donatı ;

$$A_s = 0.0025 \times 26 \times 100 = 6.5 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (Herbir perde yüzüne } 3.25 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Ø10/20 (3.93) herbir yüze

- Yatay konstrüktif donatı ;

Ø10/20 (3.93) herbir yüze

- Kritik perde yüksekliği dışında m^2 'ye 4 adet çiroz kullanılmalıdır.

4Ø10/ m^2

- Perde uç bölgelerinde minimum donatı oranı, kritik perde yüksekliği dışında ;

$$A_{smin} = 0.001 \times b_w \times l_w = 0.001 \times 26 \times 663 = 17.24 \text{ cm}^2 \quad \underline{9Ø16} \text{ (18.10)}$$

- A.B.Y.Y.H.Y. Madde 7.6.5.2c'ye göre düşeyde etriyeler arası mesafe kritik perde yüksekliği dışında perde duvar kalınlığından ve 20 cm.'den fazla olamaz.

$$\text{Çiroz ve etriyeler arası mesafe} \leq 20 \text{ cm.}$$

$$\leq 26 \text{ cm.}$$

Bu durumda uç bölgelerindeki etriye aralığı 20 cm. olarak düşünülebilir.

Etriye : Ø10/20 (uç bölgesinde)

4. -7.00 ve -10.00 Kotları Arası 13.44 m'lik Çekirdek Perde Kolu Betonarme Hesabı :

Tablo 9.1'den üzerindeki normal kuvvet ve moment belirlenen perde için karşılıklı etki diyagramlarından faydalananarak betonarme hesap yapılmalıdır.

$$M_x = 30777.5 \text{ kNm} = 3077.75 \text{ tm.}$$

$$M_y = 0 \text{ alınabilir.}$$

$$N = 7386.6 \text{ kN} = 738.66 \text{ t.}$$

$$b = 35 \text{ cm.}$$

$$h = 1344 \text{ cm.}$$

$$n = N / (b \times h \times f_{cd}) = 738.66 \times 10^3 / (35 \times 1344 \times 170) \cong 0.1$$

$$m = M / (b \times h^2 \times f_{cd}) = 3077.75 \times 10^5 / (35 \times 1344^2 \times 170) \cong 0.03$$

n ve m değerlerinin karşılaştırılması sonucu, karşılıklı etki diyagramında minimum donatı bölgesine düşüldüğü görülmüştür. Sonuç olarak uç bölgesinde minimum donatı oranı geçerli olacaktır.

- $H_w / l_w = 28 / 13.44 = 2.08 > 2$ olduğundan bu perdede uç bölgesi oluşturulmalıdır.

- 4.50 m'lik perdelerde $H_{cr}=14 \text{ m.}$ (Bölüm 3.1'de hesaplanmıştır.) olduğundan ve P413....P418 nolu perdeler bu yüksekliğin içinde kaldığından A.B.Y.Y.H.Y. Bölüm 7.6.2.3'te belirtilen " *Kritik perde yüksekliğinin içinde kalan perde kesimi boyunca perde uç bölgelerinin hiçbirinin uzunluğu, perdenin plandaki toplam uzunluğunun %20'sinden ve perde kalınlığının iki katından daha az olmayacaktır.* "

$$l_u \geq 1344 \times 0.20 = 269 \text{ cm.}$$

$$l_u \geq 35 \times 2 = 70 \text{ cm}$$

$$l_u = 270 \text{ cm seçilmesi uygundur.}$$

- Düşey konstrüktif donatı ;

$$A_s = 0.0025 \times 35 \times 100 = 8.75 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (Herbir perde yüzüne } 4.375 \text{ cm}^2/\text{m} \text{)}$$

Ø12/20 (5.65) herbir yüze

- Yatay konstrüktif donatı ;

Ø12/20 (3.93) herbir yüze

- Kritik perde yüksekliği boyunca m^2 'ye 10 adetten fazla çiroz kullanılmalıdır.

10Ø10/m²

- Perde uç bölgelerinde minimum donatı oranı, kritik perde yüksekliği boyunca

$$A_{smin} = 0.002 \times b_w \times l_w = 0.002 \times 35 \times 1344 = 94.08 \text{ cm}^2 \quad \underline{31\varnothing 20} (97.40)$$

- Çirozlar ve uç bölgesindeki etriyeler arası mesafe donatı çapının 25 katından fazla olmayacaktır.

Çiroz ve etriyeler arası mesafe $\leq 25 \times 10 = 250 \text{ mm}$.

- A.B.Y.Y.H.Y. Madde 7.6.5.2b'ye göre düşeyde etriyeler arası mesafe ;

$50 \text{ mm.} \leq \text{Çiroz ve etriyeler arası mesafe} \leq 100 \text{ mm.}$ koşulunu sağlamalıdır.

Bu durumda uç bölgesinde etriyeler arası mesafe 10 cm olarak belirlenebilir.

Etriye : $\varnothing 10/10$ (uç bölgesinde)



BÖLÜM 10 RADYE TEMEL HESABI

Radye temel sisteminin seçiminde, yapının iki deprem doğrultusunda çok sayıda betonarme perdeye, bodrum perdesine ve taşıyıcı kolonlara sahip olması, bununla birlikte yüksek katlı bir yapı olup zemine aktarılan yüklerin büyük olması ve 1. derece deprem bölgesinde bulunuyor olması etkili olmuştur. Şekil 10.1’de radye temel sisteminin, bodrum perdeleri ve tüm taşıyıcı sistem elemanları ile birlikte yerleşimi verilmiştir.

Radye temel üç boyutlu sistemden bağımsız olarak Staad-III programında modellenmiştir. Üç boyutlu modelden elde edilen mesnet reaksiyonları, radye temel modeline tanımlanarak çözüme gidilmiştir. Şekil E.1, Şekil E.2, Şekil E.3 ve Şekil E.4’de üst yapıdan temele aktarılan G, Q, Ex, Ez yüklerine ait program çıktıları verilmiştir.

Staad-III programına girilen radye temel sonlu eleman ağı Şekil E.5’de temel altındaki mevcut zemin durumunu tarifleyecek düğüm noktalarındaki yaylar Şekil E.6’da gösterilmiştir.

Temel altındaki zemin durumu, zemin yatak katsayısından hesaplanacak yay katsayısı ile programa tanımlanmıştır.

Radye temel alanı	:	1492.7 m ²
Radye temel modelindeki düğüm noktası sayısı	:	353 adet
Zemin yatak katsayısı	:	25000 kN/m ³

Modele girilecek KFZ ortalama yay katsayısı ;

$$KFZ = 2500 \times 1492.7 / 353 = 105710 \text{ kN/m}$$

Sonuç olarak, Şekil E.6’da görülen tüm mesnetlerin düşey doğrultuda (Z) 1 m. çökebilmesi için 10571 t.’luk bir kuvvetin uygulanması gerektiği bilgisayar programına girilerek zemin özelliği modele aktarılmıştır.

Hesap zımbalama yükü

$$V_{pd}=P=1.4G+1.6Q=1.4\times 3377.1 + 1.6\times 1313.4$$

$$V_{pd} = 6829.4 \text{ kN}$$

$$d_1 = 115 \text{ cm.}$$

$$d_2 = 113 \text{ cm.}$$

$$d_{\text{ort}} = d = (d_1 + d_2) / 2 = 114 \text{ cm.}$$

$$b_x = b_y = 100 + (114 \times 2) / 2 = 214 \text{ cm.}$$

$$\text{Dış merkezlikler} : e_{\text{min}} = 1.5 \text{ cm} + 0.03 \times h$$

$$e_{\text{min}} = 1.5 + 0.03 \times 100$$

$$e_{\text{min}} = 4.5$$

$$\text{Eğilme etkisi katsayısı} : \gamma = 1 / \{ 1 + [2e / (d + d_o)] \}$$

$$\gamma = 1 / \{ 1 + [2 \times 4.5 / (114 + 100)] \}$$

$$\gamma = 0.960$$

Zımbalama Çevresi Kayma Dayanımı :

$$V_{pr} = \gamma \times f_{ctd} \times u_p \times d$$

$$V_{pr} = 0.960 \times 1150 \text{ kN/m}^2 \times (\pi \times 2.14 \text{ m.}) \times 1.14 \text{ m.}$$

$$V_{pr} = 8461.31 \text{ kN.}$$

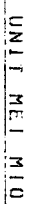
Sonuç olarak, zımbalama çevresi kayma dayanımı (V_{pr}), hesap zımbalama yükü (V_{pd}) değerinden büyük olduğu için 100 cm. çaplı kolonlarda, 120 cm radye temel kalınlığı için zımbalama tahkiki sağlamaktadır.

BÖLÜM 10.2 Zemin Emniyet Gerilmesi Kontrolü

Radye temelde oluşan maksimum oturmalar $1.4G+1.6Q$ yüklemesinde olup bu yüklemeye ait oturma miktarları Şekil 10.2'de verilmiştir. Şekil 10.2'de görülen oturmaların ortalaması alınırsa ;

$$\text{Ort. Zemin oturması} = (12 + 11 + 10 + 9 + 8 + 7 + 6 + 5 + 4) / 9 = 8 \text{ mm. bulunur.}$$

$$(\sigma_{z\text{emn}}) \text{ Zemin Gerilmesi} = k_o (\text{yatak katsayısı}) \times \text{Düşey çökme} \quad (10.1)$$

$$DF_{DH-1(OAD)} = 5$$


107

Denklem 10.1 uygulanırsa ;

$$\sigma_{zmin} = 25000 \text{ t/m}^3 \times 8 \cdot 10^{-3} = 200 \text{ kN/m}^2 \leq 200 \text{ kN/m}^2 \text{ olarak bulunur.}$$

BÖLÜM 10.3 Radye Temel Betonarme Hesabı

Staad-III programında çözümü yapılan radye temel'in betonarme hesabı, Contour diyagramlarının değerlendirilmesi ile yapılmıştır. İlk olarak minimum donatı belirlenerek bu donatıya karşı gelen moment değeri bulunmalıdır.

$$A_{smin} = 0.0035 \times 100 \times 115 = 40.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Radye temel üst yüz her bir doğrultu Ø20/15 (20.94) 807.8 tm

Radye temel alt yüz her bir doğrultu Ø20/15 (20.94) 807.8 tm

Temel üst ve alt yüz her iki doğrultuda Ø20/15 donatı yerleştirilmeli ve Şekil E.7, Şekil E.8, Şekil E.9, Şekil E.10, Şekil E.11, Şekil E.12'de değişik yükleme durumlarını ifade eden "Eş Moment Eğri Ailesi" diyagramlarında 80.78 tm'lik momentin aşıldığı yerler tespit edilerek bu bölgelerde ek donatı uygulanmalıdır.

"Eş Moment Eğri Ailesi" diyagramlarının incelenmesi ve ek donatıları belirlenmesi ile ilgili açıklamalar aşağıda yapılmıştır.

1. 1.4G + 1.6Q yükleme kombinasyonu için Mx ve My Eş Moment Eğri Ailesi diyagramları (Şekil E.7, Şekil E.8) incelendiğinde maksimum momentlerin -85.38 tm ve -83.97 tm'lik mesnet momentleri olduğu görülebilir. Bu momentlerin bazı perdelerin tam merkezine denk gelen yerlerde noktasal olarak tarif edilebilecek bir alanda olduğu, dolayısıyla mesnet momenti düzeltilmesi yapıldığında hesaba esas olacak momentin, minimum donatıya karşı gelen momentten daha küçük olacağı söylenebilir. Sonuç olarak 1.4G+1.6Q yüklemesinden, radye temelde herhangi bir ek donatıya ihtiyaç yoktur, minimum donatı mevcut momentleri karşılayabilmektedir.

2. G+Q+Ex yükleme kombinasyonu için "Mx Eş Moment Eğri Ailesi" diyagramı (Şekil E.9) incelenerek, bazı noktalarda -116.87 tm'lik mesnet momentinden hesaplanacak donatının alt ek donatı olarak ilgili bölgeye yerleştirilmesine karar verilmiştir.

$$K=100 \times 115^2 / 11687 = 113.16 \quad k_s = 0.300 \quad A_s = 0.300 \times 11687 / 115 = 30.49 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Mevcut donatı : } 20.13 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Ek Donatı : } 30.49 - 20.13 = 10.36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Ø16/15 (13.41) X doğrultusu alt ek donatı

3. G+Q+Ex yükleme kombinasyonu için “My Eş Moment Eğri Ailesi” diyagramı (Şekil E.10) incelendiğinde birinci maddede anlatılan konunun buradada geçerli olduğu görülebilir.

4. G+Q+Ey yükleme kombinasyonu için “Mx Eş Moment Eğri Ailesi” diyagramı (Şekil E.11) incelenerek, bazı perde kesişim noktalarında -134.31 tm’lik mesnet momentinden hesaplanacak donatının alt ek donatı olarak ilgili bölgeye yerleştirilmesine karar verilmiştir.

$$K=100 \times 115^2 / 13431 = 98.47 \quad k_s = 0.302 \quad A_s = 0.302 \times 13431 / 115 = 35.27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Mevcut donatı : } 20.13 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Ek Donatı : } 35.27 - 20.13 = 15.14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Ø18/15 (16.97) X doğrultusu alt ek donatı

5. G+Q+Ey yükleme kombinasyonu için “My Eş Moment Eğri Ailesi” diyagramı (Şekil E.12) incelenerek, bazı perde kesişim noktalarında -155.0 tm, 146.78 tm.’lik açıklık ve mesnet momentlerinden hesaplanacak donatıların alt ve üst ek donatı olarak ilgili bölgelere yerleştirilmesine karar verilmiştir.

$$K=100 \times 115^2 / 15500 = 83.32 \quad k_s = 0.304 \quad A_s = 0.304 \times 15500 / 115 = 40.97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$K=100 \times 115^2 / 14678 = 90.10 \quad k_s = 0.303 \quad A_s = 0.303 \times 14678 / 115 = 38.68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Mevcut donatı : } 20.13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Y doğrultusu Alt Ek Donatı : } 40.97 - 20.13 = 20.84 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Ø20/15 (20.94)}$$

$$\text{Y doğrultusu Üst Ek Donatı : } 38.68 - 20.13 = 18.55 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Ø20/15 (20.94)}$$

SONUÇLAR

Bu projede on katlı, kirişsiz döşemeli bir yapı sisteminin, statik ve betonarme hesapları yapılmıştır. Deprem etkisi ve bu etkide oluşacak kesit zorlarının hesabında, eşdeğer statik deprem yükü yöntemi kullanılmıştır. Yatay deprem yükleri altında, sistemin analizi için Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik 1997 takip edilmiştir.

Kirişsiz döşeme sistemi seçimi ve bu seçimin getirdiği şartlar değerlendirilmelidir. Döşemelerin direkt olarak kolonlara oturduğu ve yük aktardığı sistemlerde, döşeme kalınlığı bir problem olarak ortaya çıkmaktadır. Artan döşeme kalınlığı, kullanılan donatı miktarını ve yapı deprem kütlelerini arttırmaktadır. Sonuç olarak, yapıya etkiyen yatay yükler de büyümektedir. Ayrıca yük aktarımının yoğunlaştığı kolon çevrelerinde oluşan zımbalama tesiri, gevrek bir göçmeye sebep olabileceğinden dikkatle incelenmelidir. Kirişsiz döşemelerde oluşan döşeme şeritlerinin yatay ve düşey yük aktarımında önemli rol oynuyor olması bu bölgelerdeki donatı yerleşiminin dikkatli yapılması ve tesisat boşluklarının bu bölgelere denk getirilmemesini gerekli kılmaktadır.

Deprem yönetmeliğine uygun olmayan ve düzensiz olarak tariflenen bir yapı tasarımından kaçınmak için ;

1. Düşey taşıyıcı elemanların eksenleri düzgün olmalıdır.
2. Düşey yükler en kısa yoldan temele aktarılmalıdır. Yani konsollar, aktarma kirişleri, asma sistemler zorunlu hallerde kullanılmalıdır.
3. Çekirdekler ve tüp sistemler dışındaki yatay yük taşıyan elemanlar mümkün olduğu kadar binanın dış çevresine konulmalıdır.
4. Düşey taşıyıcı elemanlar (kolonlar, perdeler) ile temellere önem verilmeli, kolonların temele kadar kesintisiz devam etmesi sağlanmalıdır.

5. Deprem etkisinde en elverişsiz zorlar birleşim bölgelerinde oluşacaktır. Buralarda donatının yerleştirilmesi, kenetlenmesi ve etriye kullanımına önem verilmelidir. Bu noktalarda sünek davranış sağlanmalıdır.
6. Deprem etkisi en fazla alt katlarda ortaya çıkacağı için buradaki kolon ve perdelerin yapım ve düzenlenmesine dikkat edilmeli, ani rijitlik değişimlerinden kaçınılmalıdır.
7. Taşıyıcı sistemin planda simetrik düzenlenmesi, deprem durumunda oluşan etkilerin artmasını engeller.
8. Kolon ve perde kesitlerinin, taşıyıcı sistemin iki doğrultudaki rijitliğini yakınlaştıracak şekilde düzenlenmesi, deprem zorlarının uyumlu olarak taşınmasını sağlar.

Bodrum katın dört tarafıda toprak perdesi ile çevrilmiş olan sistemlerde, dikkat edilmesi gereken bazı hususlar vardır. Toprak perdeleri, kendi düzlemleri içinde büyük bir eğilme ve kayma rijitliğine sahiptir. Bu sebeple, bodrum tavan döşemelerinin, bu perdeler ile birleşen kenarlarının, kendi doğrultularında yatay yer değiştirmeleri, üst katlardaki kolonların yatay yer değiştirmeleri yanında küçük kalmıştır. Yapının bu davranışını dikkate almak amacıyla Deprem Yönetmeliği'nin önerdiği yöntem incelenmiştir. Bodrum perdelerine sahip binaların deprem etkilerinin hesaplanmasında şu esaslara uyulmalıdır.

1. Bodrum perdeleri döşemeleri seviyesinde bir yatay yayla tutulmuş gibi davranmaktadır.
2. Sistemin bodrum katları ve üst katlarının deprem etkisindeki davranışları farklıdır. Bunun sonucu olarak yapıyı iki kısma ayırarak çözmek tavsiye edilmiştir. Bodrum katları dikkate almadan üst katlar için gerekli analiz yapılmalıdır. Bodrum katları ise ayrı bir sistem olarak ele alınmalı ve çözülmelidir. Deprem Yönetmeliği eşdeğer deprem yüklerinin bodrum kat için hesabında yol göstermektedir. Spektrum periyodu $S(T) = 1.0$ alınır iken kat ağırlıkları ile çarpılarak elde edilen yükler, $R_a = 1.5$ ile azaltılarak hesap yapılmalıdır.

Yüksek yapılarda taşıyıcı sistem olarak önerilen sistem, perdeli çerçeveli taşıyıcı sistemlerdir. Çerçeveli bir yüksek yapı sisteminin deprem etkilerinde zorlanacağı aşıkardır. İlerleyen teknoloji ve bilgisayar kullanımı ile, yüksek yapı sistemlerinin

analizleri sürat ve hassasiyetle yapılabilmektedir. Kısacası, yüksek yapılar da perde kullanma zorunluluğu ortaya çıkmaktadır. Perde kullanımı yatay yerdeğiştirmeleri ve alt katlardaki taşıyıcı sistem elemanlarının boyutlarını küçültür. Yatay ve düşeyde oluşturulacak plak sistemi (perde ve kirişsiz döşeme) kat seviyelerinde birbirlerini eşit yerdeğiştirme yapmaya zorlar. Böylece iki sistem arasında ilave bağ kuvvetleri doğar ki, birleşim noktalarında oluşan bu durum tahkik edilmeli ve uygun czmler aranmalıdır.

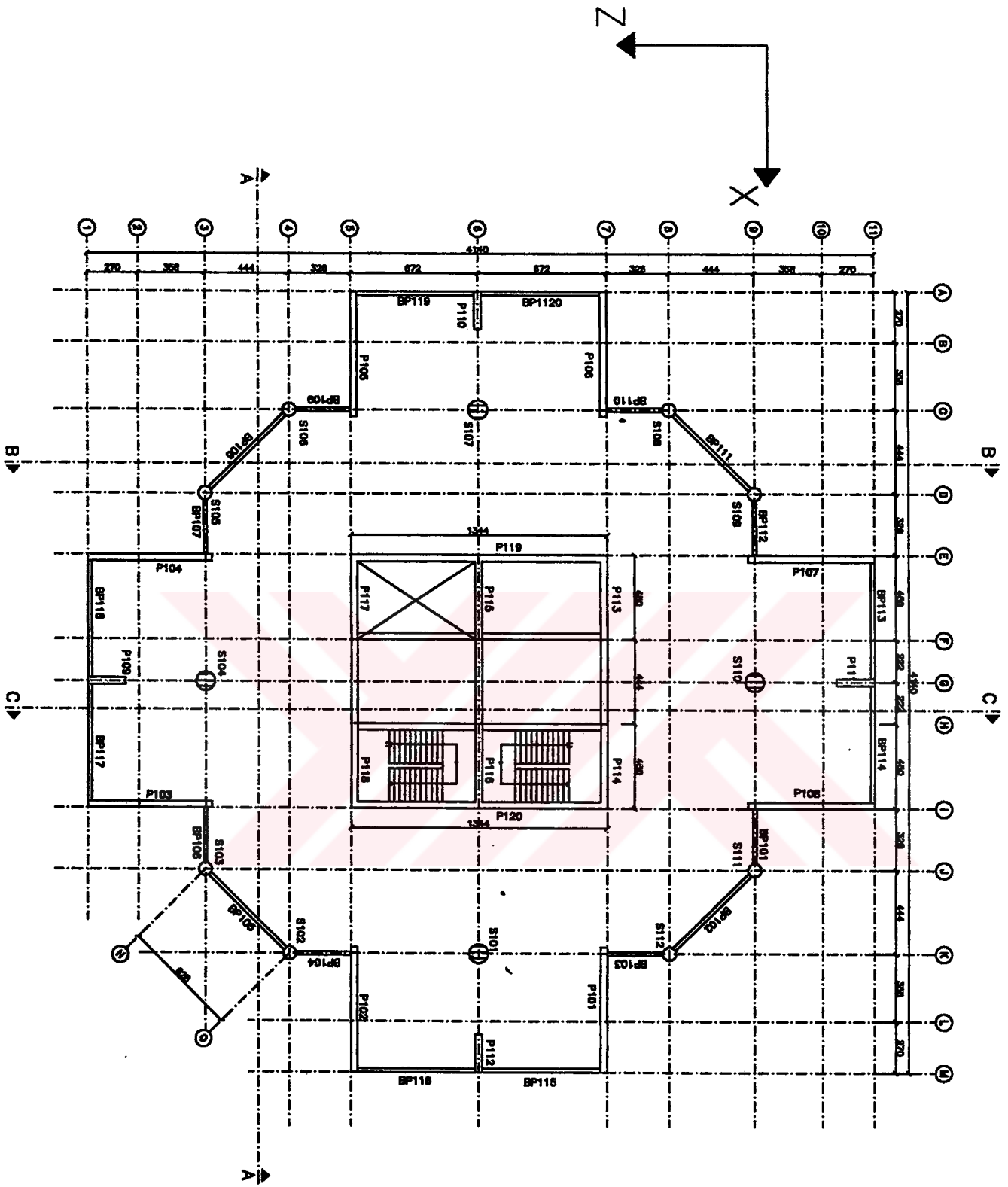


KAYNAKLAR

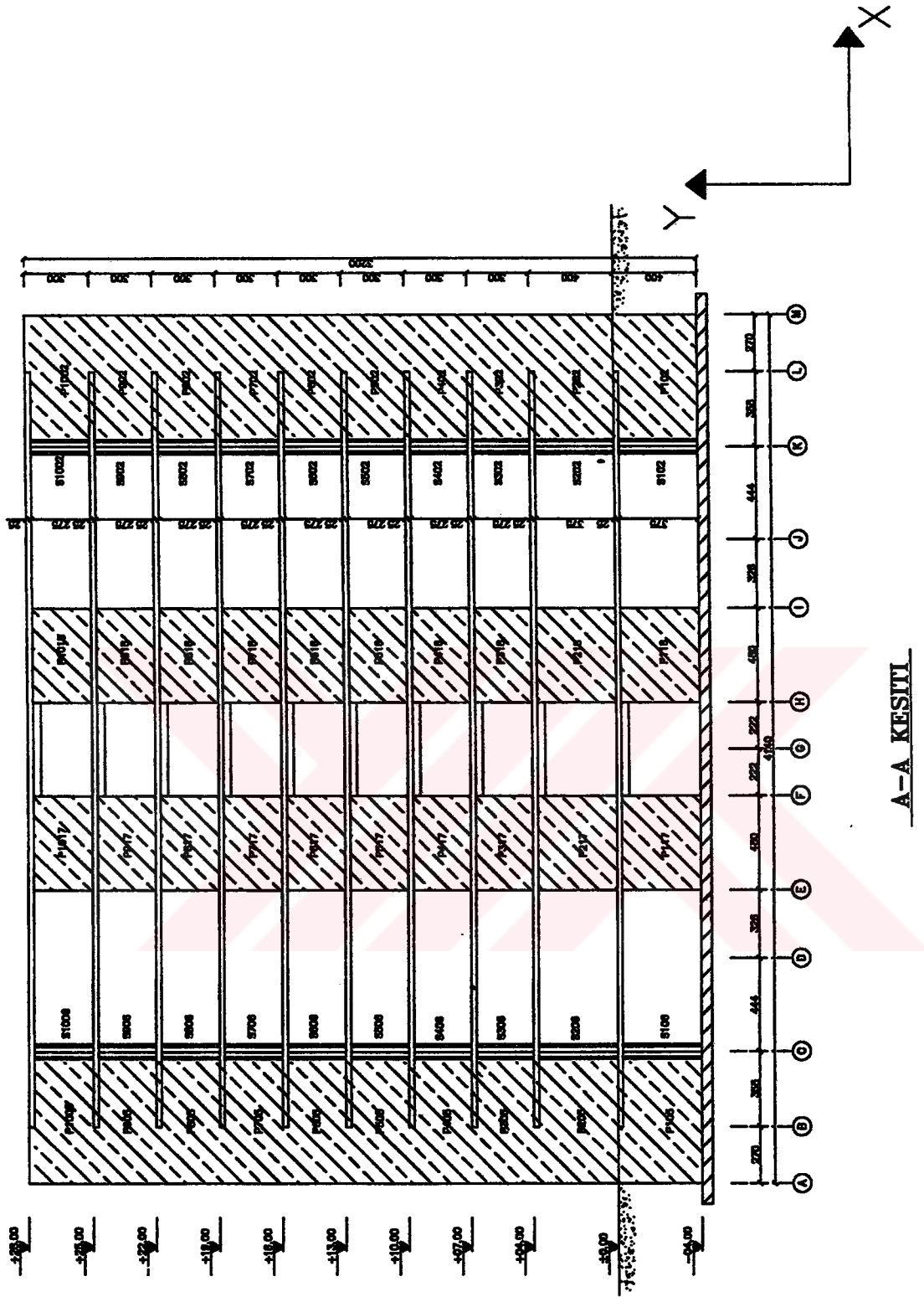
- [1] Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
İmar ve İskan Bakanlığı, Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı, 1997
- [2] TS-500, 2000. “Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları”
Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- [2] TS-498, 1984. “Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yükler”
Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- [4] Staad-III 1996, “Structural Analysis and Design Software Reference Manual”
Research Engineers
- [5] Celep, Z., Kumbasar, N., 1998. , “Betonarme Yapılar” Sema Matbaacılık,
İstanbul
- [6] Çetmeli, E., 1976 “Plaklar” İstanbul Teknik Üniversitesi Vakfı Kitap Yayınları
No:19, İstanbul
- [7] Celep, Z., Kumbasar, N., 2000, “Deprem Mühendisliğine Giriş”
İstanbul
- [8] Özmen, G., “1997 Deprem Yönetmeliği ve Uygulama Sorunları”
Meslek İçi Eğitim Semineri, 10.09.1999
- [9] “Betonarme Tablo ve Abaklar”, 1996, İ.T.Ü. Matbaası



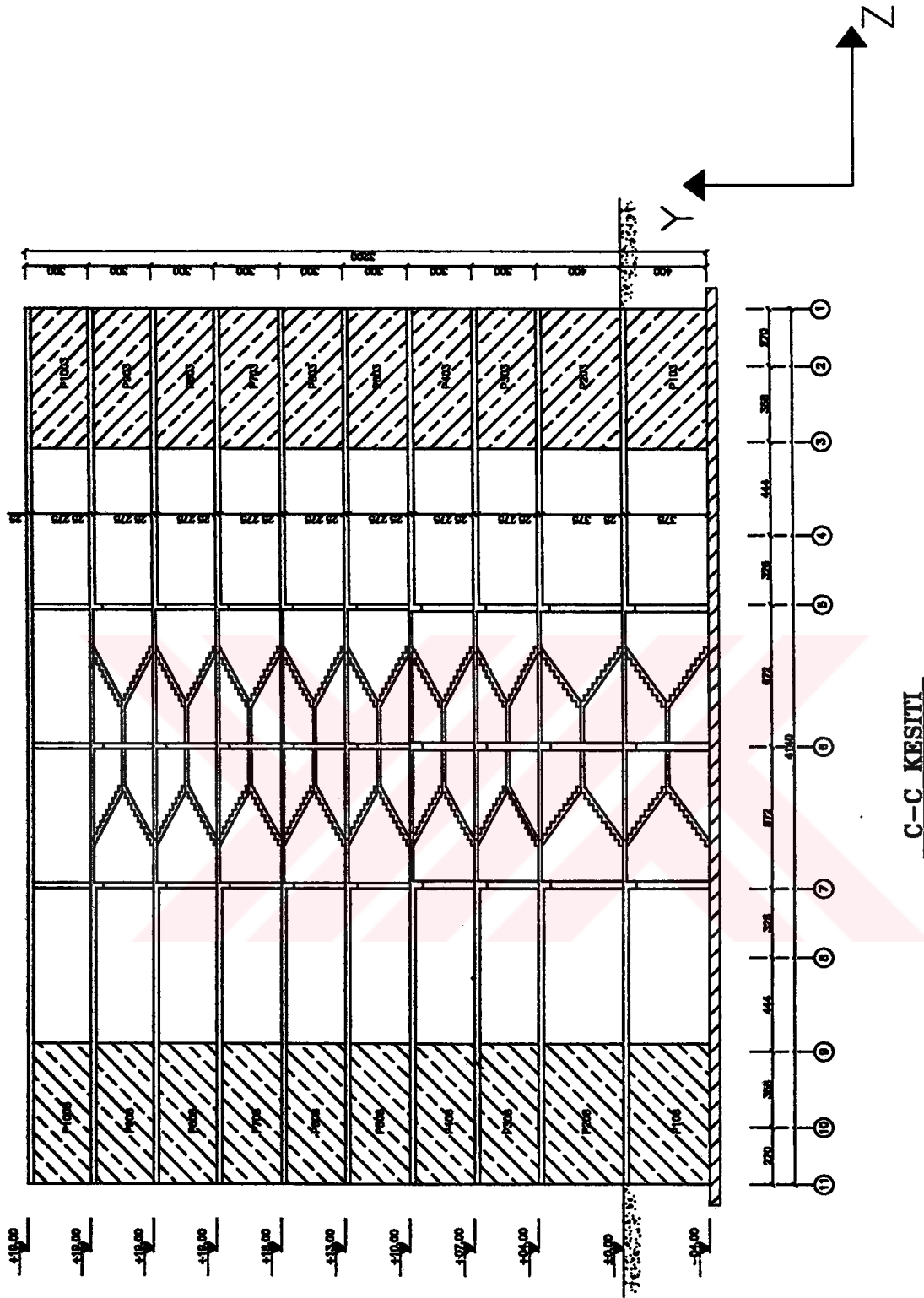
EKLER



Şekil A.1 Bodrum Kat Kalıp Planı

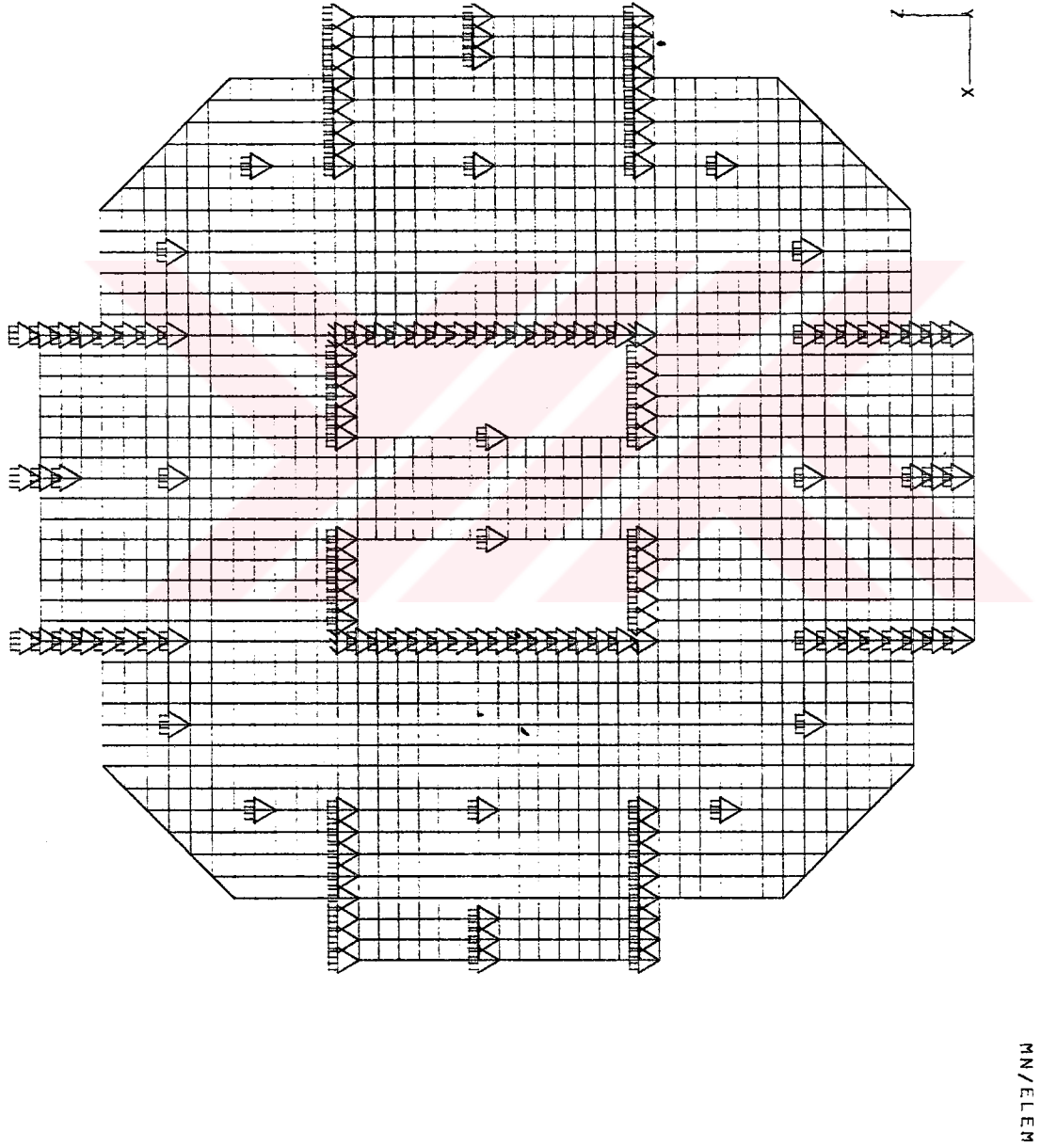


Şekil A.2 A-A Kesiti



Şekil A.4 C-C Kesiti

STRUCTURE DATA
 TYPE = SPACE
 NJ = 1602
 NM = 0
 NE = 1496
 NS = 0
 NRJ = 142
 NL = 3
 XMAX = 41.4
 YMAX = 0
 ZMAX = 41.4

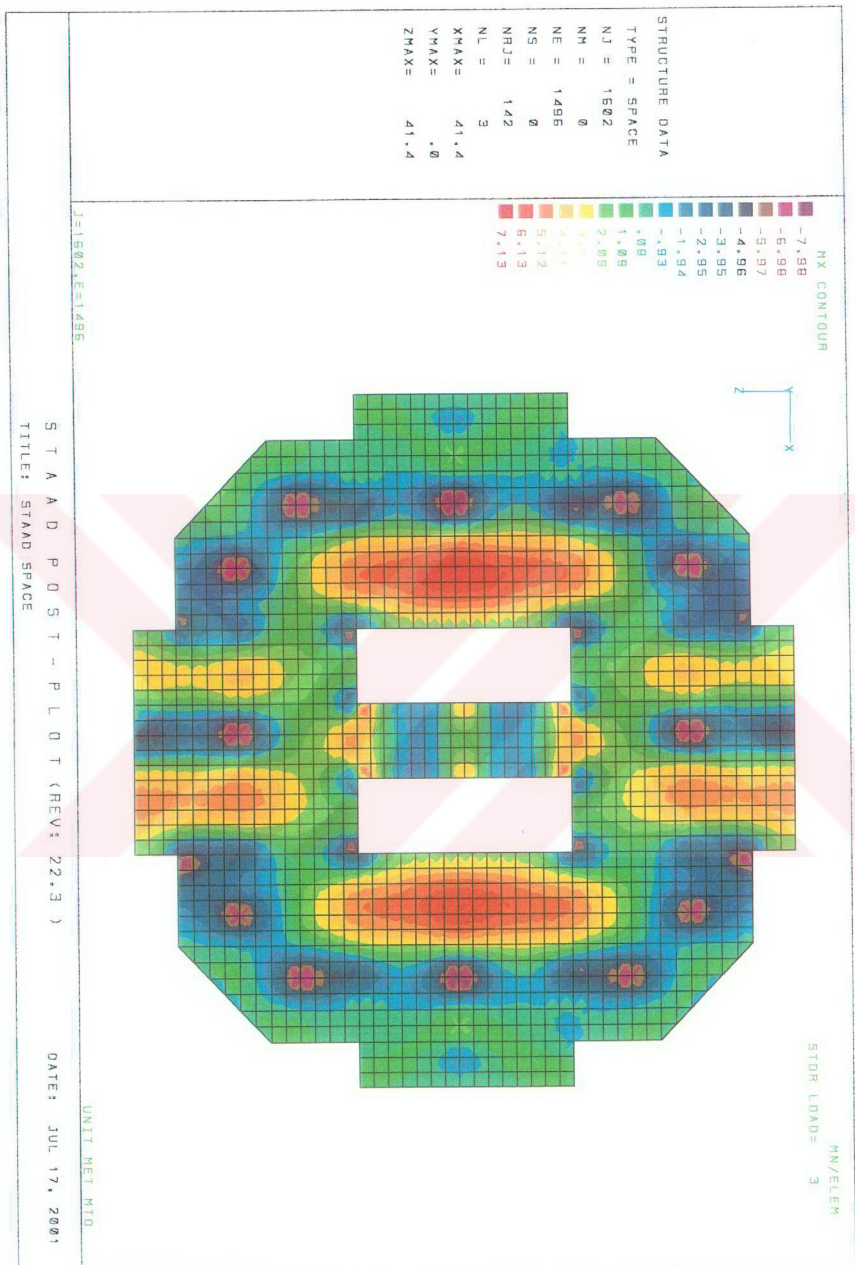


J 1602,1 1496

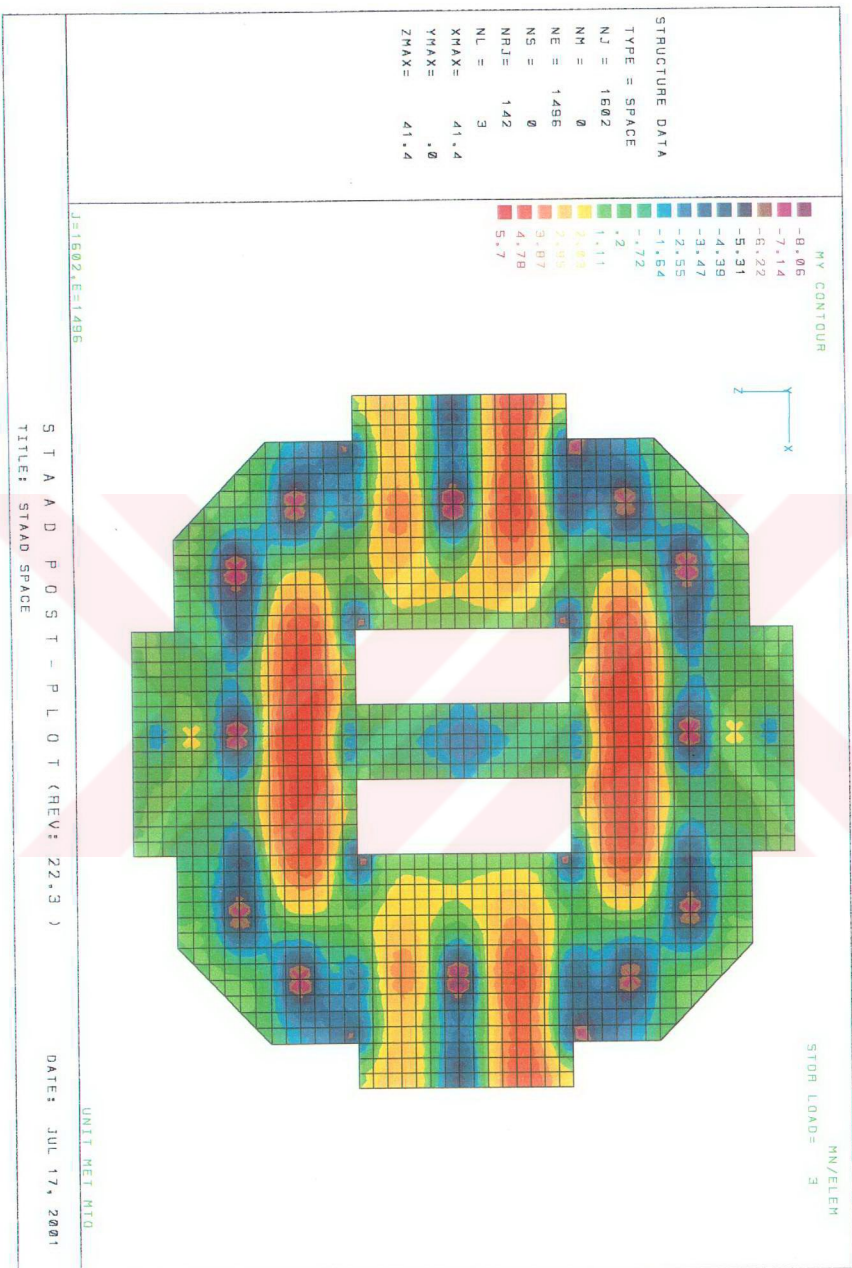
STANDARD PLOT (REV: 22.3)
 TITLE: STAAD SPACE

DATE: JUL 17, 2001

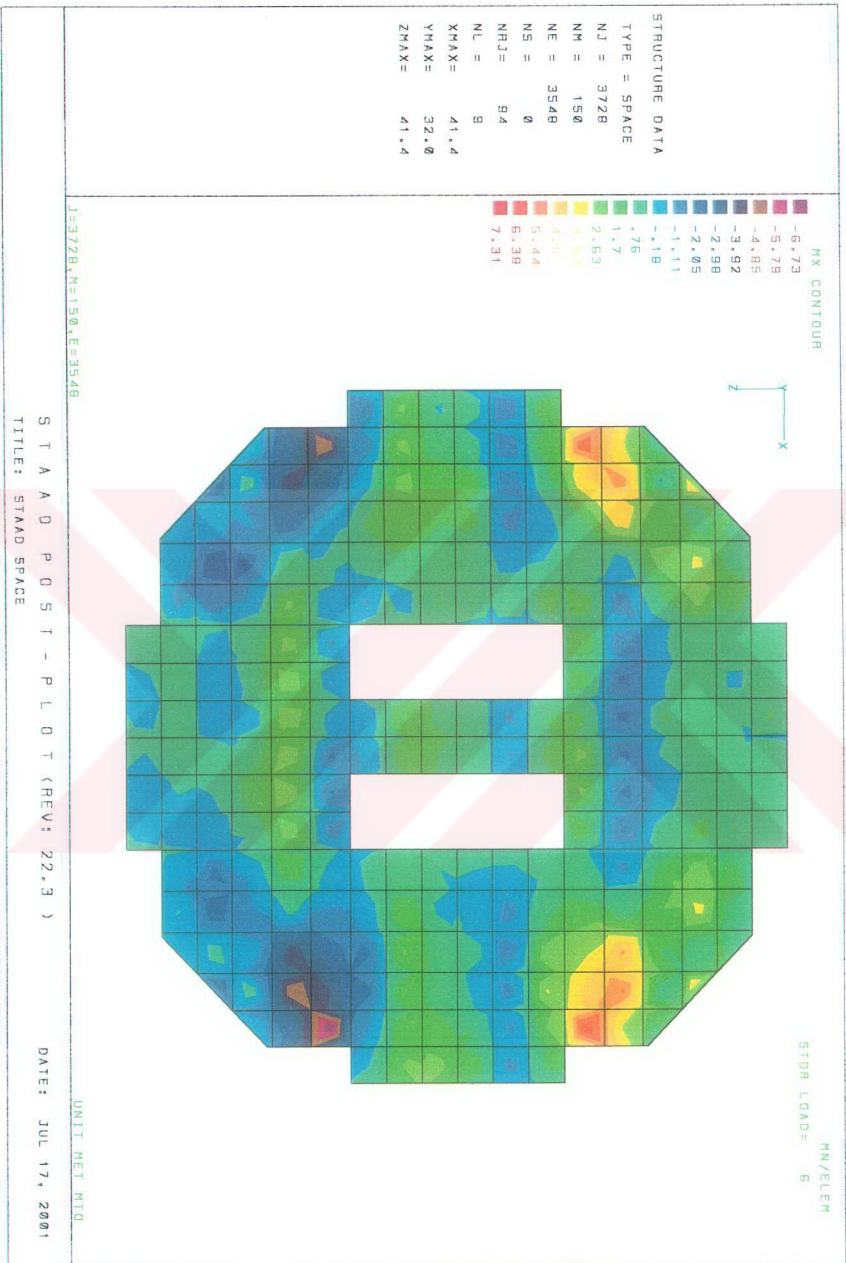
Şekil B.1 Kirişsiz Döşeme Sonlu Eleman Ağı ve Mesnet Durumları



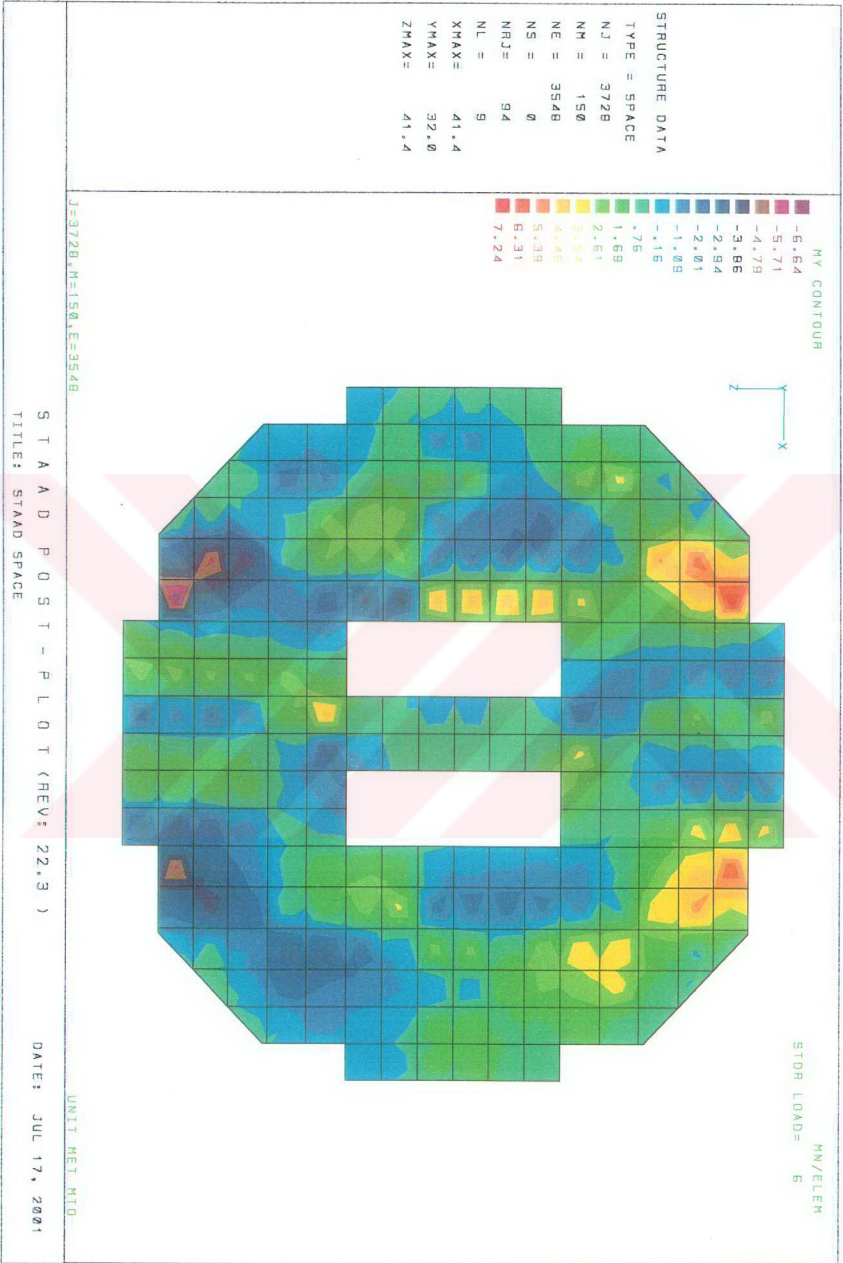
Şekil B.2 1.4G+1.6Q Yüklemesi İçin Kirişsiz Döşemde Mx Contour Diyagramı



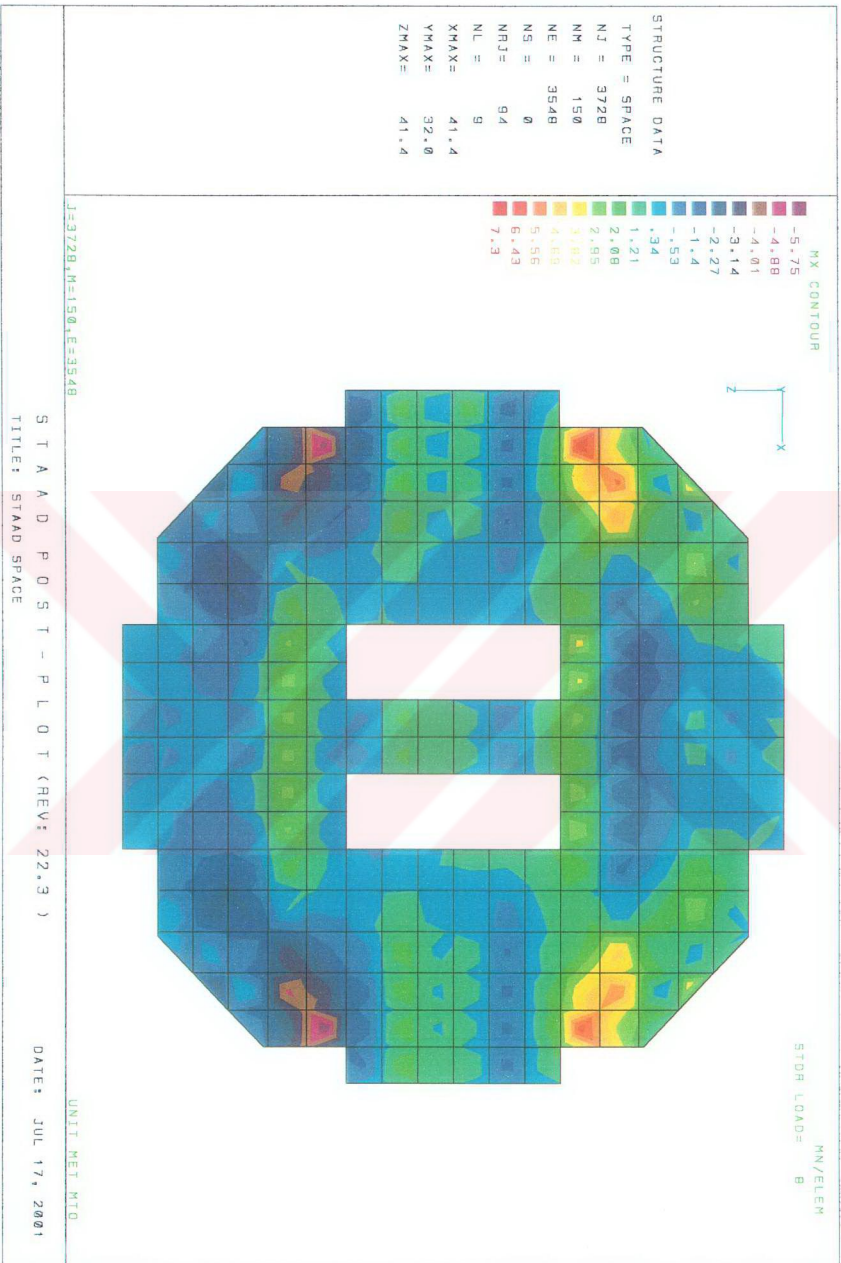
Şekil B.3 1.4G+1.6Q Yüklemesi İçin Kirişsiz Döşemde My Contour Diyagramı



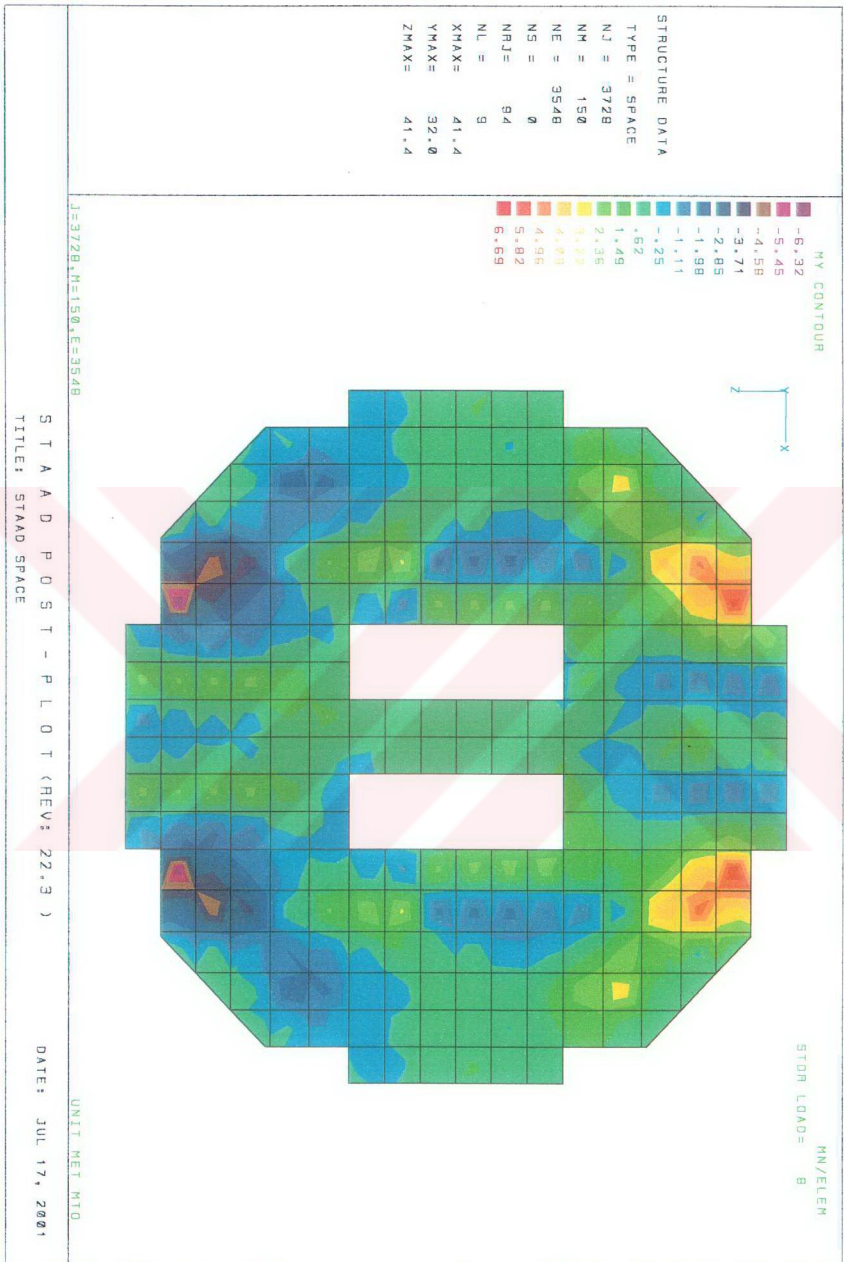
Şekil B.4 G+Q+Ex Yüklemesi İçin Kirişsiz Döşemde Mx Contour Diyagramı



Şekil B.5 G+Q+Ex Yüklemesi İçin Kirişsiz Döşemde My Contour Diyagramı



Şekil B.6 G+Q+Ez Yükleme İçin Kirişsiz Döşemde Mx Contour Diyagramı



Şekil B.7 G+Q+Ez Yüklemesi İçin Kirişsiz Döşemde My Contour Diyagramı



Şekil B.8 Kirişsiz Döşemede Düşey Deplasmanlar

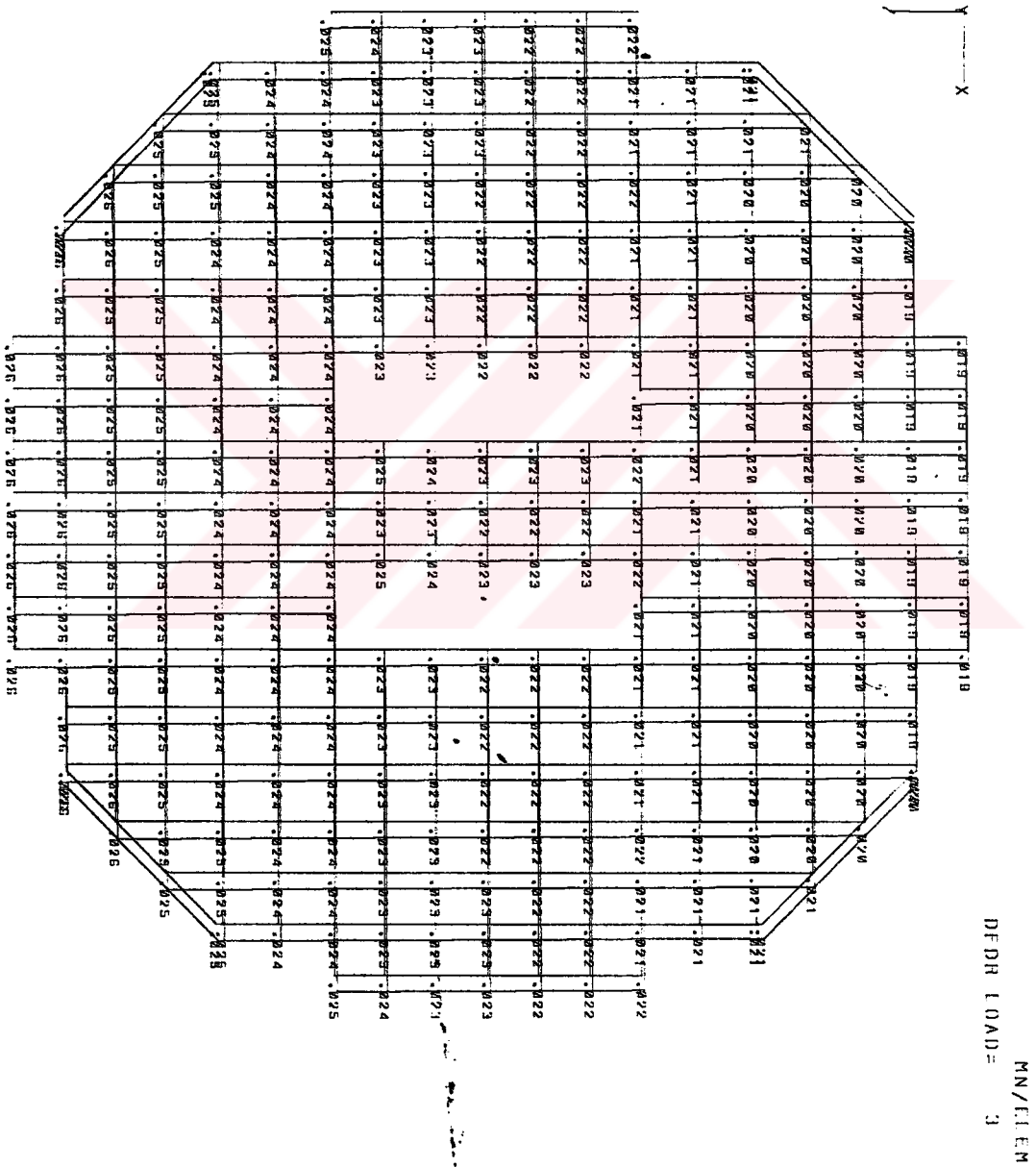
MAX=4

UNIT MEI MTO

SLAAD POST - PLDT (REV: 22.3)

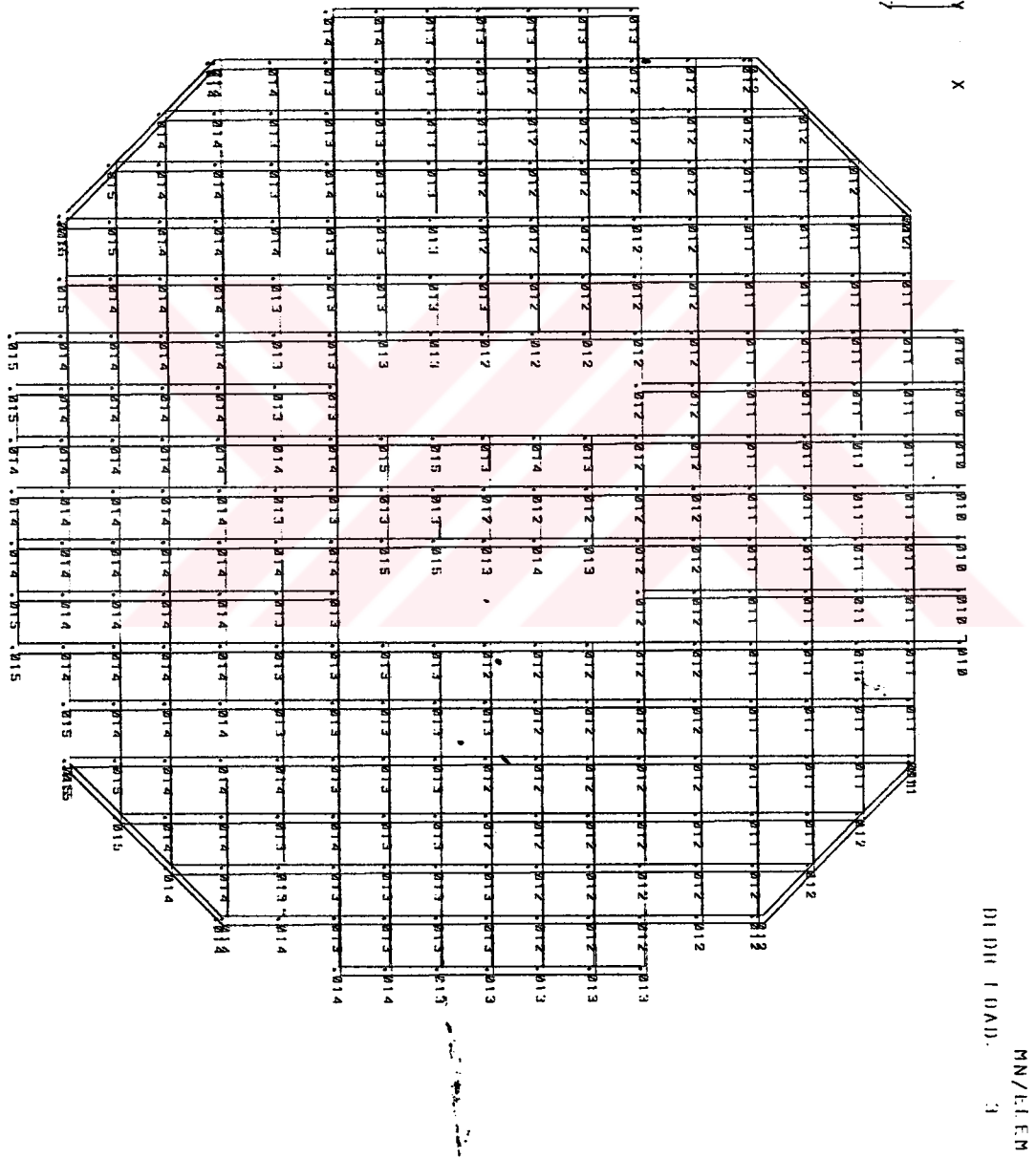
DATE: JUL 18, 2001

TITLE: STAAD SPACE



Şekil C.1 Ex Yüklemesine Ait 5. Normal Kat Yatay Deplasmanları

STRUCTURE DATA
 TYPE = SPACE
 NJ = 7/28
 NM = 156
 NE = 3548
 NS = 0
 NRJ = 94
 NL = 9
 XMAX = 41.4
 YMAX = 32.6
 /MAX = 41.4



STANDARD POST - PLOT (REV: 22.3)
 TITLE: STAAD SPACE

DATE: JUL 18, 2001

Şekil C.2 Ex Yüklemesine Ait 3. Normal Kat Yatay Deplasmanları

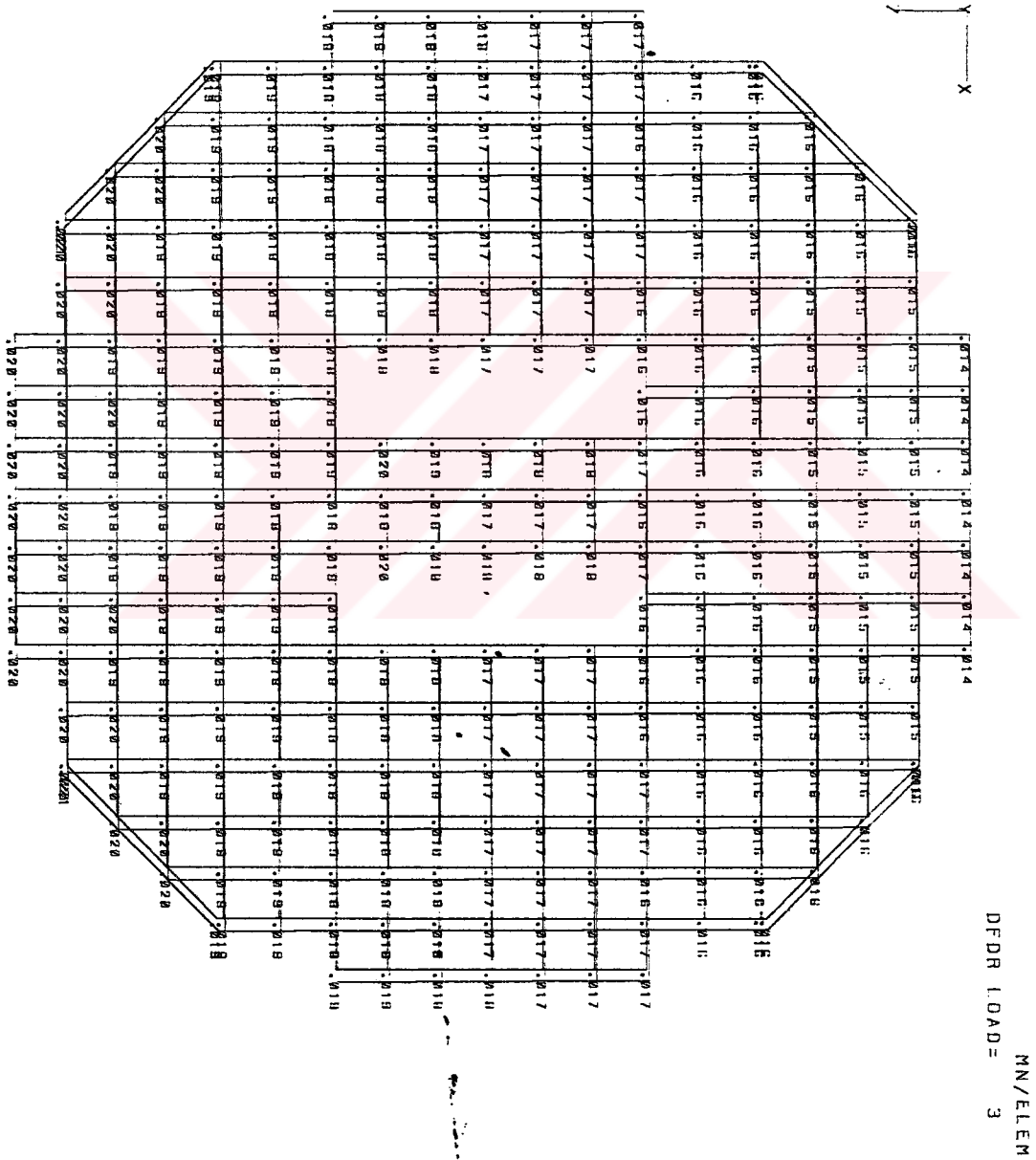
STRUCTURE DATA
 TYPE: SPACE
 NJ: 7/28
 NM: 150
 NLE: 1048
 NS: 0
 NRJ: 94
 NI: 9
 XMAX: 41.4
 YMAX: 12.2
 ZMAX: 41.4

Max Displ: .049
 J=3728, M=150, E=3548

S I A A D P O S I - P L O T (RLV: 22.3)
 TITLE: STAAD SPACE

DATE: JUL 10, 2001

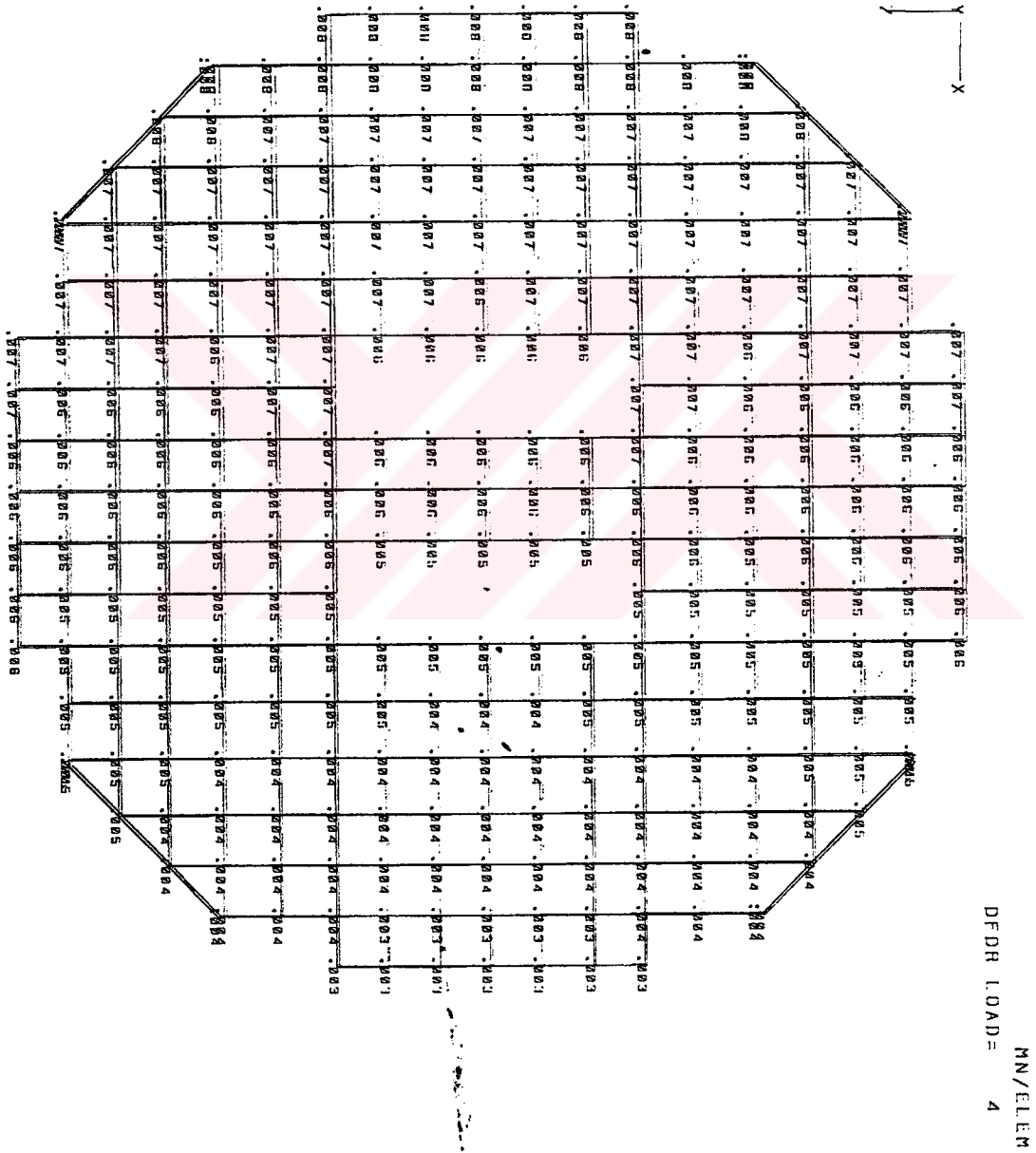
UNIT: MET, MTO



Şekil C.3 Ex Yüklemesine Ait 4. Normal Kat Yatay Deplasmanları

STRUCTURE DATA

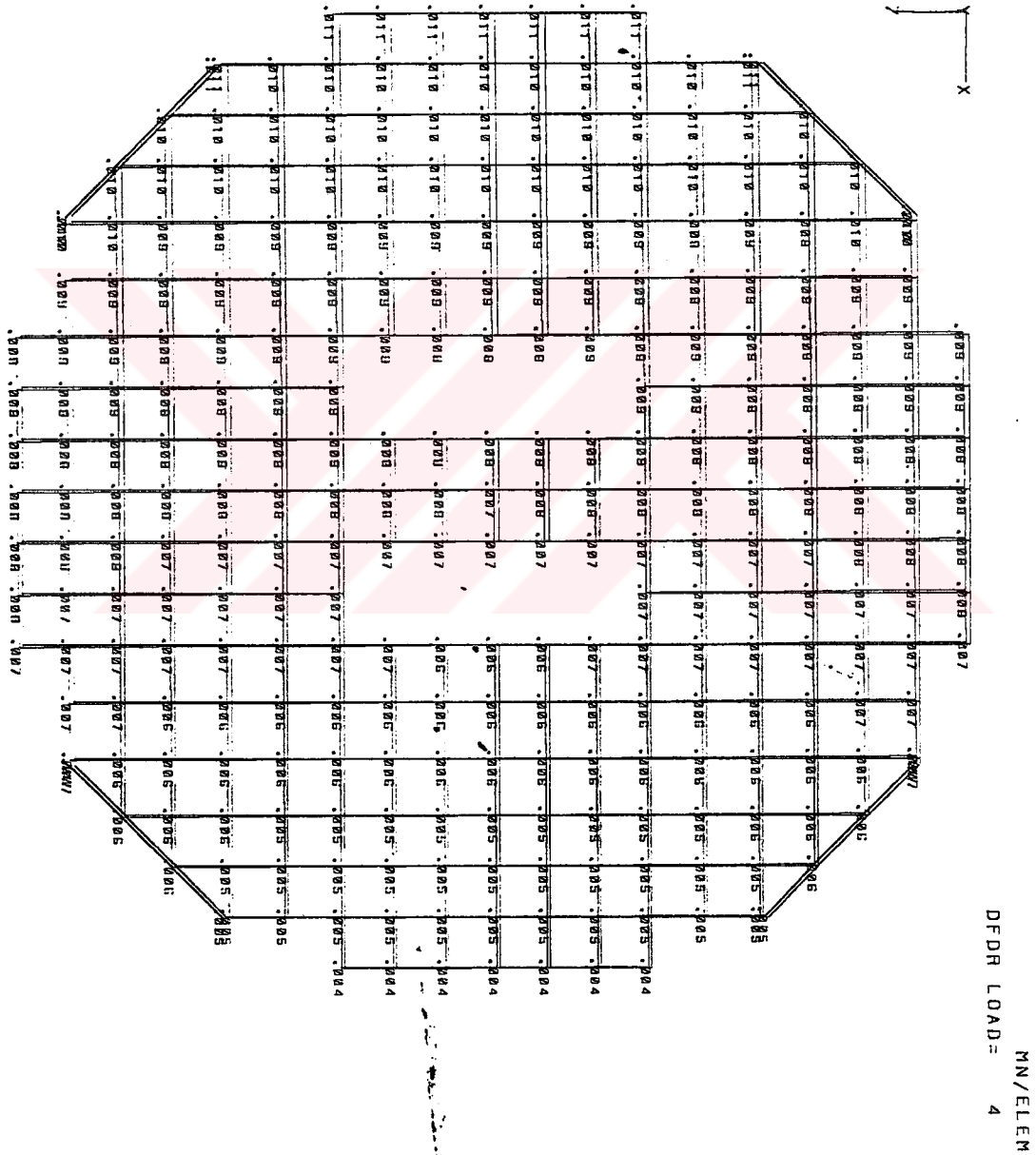
TYPE	SPACE
NJ	3/28
NM	150
NE	3548
NS	0
NH	94
N	9
XMAX	41.4
YMAX	32.0
ZMAX	41.4



Şekil C.4 Ez Yüklemesine Ait 3. Normal Kat Yatay Deplasmanları

STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE
 NJ = 3/28
 NM = 150
 NE = 1148
 NS = 0
 NRJ = 84
 NL = 9
 XMAX = 41.4
 YMAX = 32.0
 ZMAX = 41.4



Şekil C.5 Ez Yüklemesine Ait 4. Normal Kat Yatay Deplasmanları

STRUCTURE DATA

TYPE : SLAB

NJ : 3/28

NM : 150

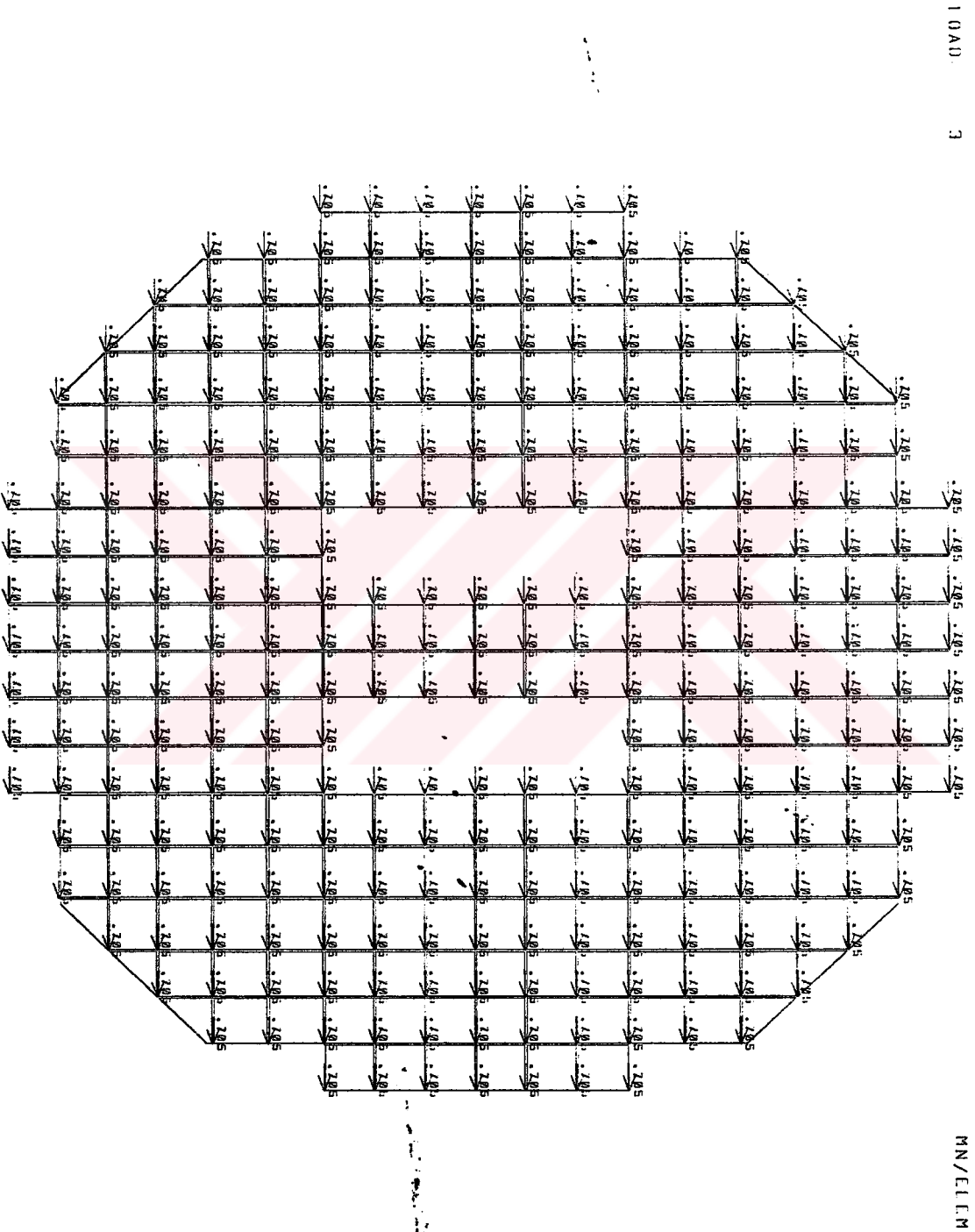
NI : 3548

NS : 0

XMAX : 41.4

YMAX : 32.0

ZMAX : 41.4



STANDARD PLOT (VERSION 22.3)

DATE: JUL 18, 2001

Şekil C.6 5. Normal Kata Ait Deprem Kuvvetinin Kat Döşemesindeki Dağılımı

TabloD.1 S401....S412 nolu kolonlara ait normal kuvvet süperpozisyon tablosu (kN)

Kolon No	N _I	N _{II}	N _{III}	N _{IV}	N _V
S401	4524.4	2540.6	3667.6	3104.3	3103.9
S402	3440.2	1496.2	3216.8	2464.4	2248.6
S403	3468.8	2917.4	1834.3	2186.1	2565.6
S404	4610.1	3163.6	3163.0	3005.4	3321.1
S405	3461.2	1829.0	2912.8	1999.4	2742.4
S406	3447.2	3221.0	1501.0	2664.2	2057.8
S407	4524.0	3667.4	2540.4	3104.1	3103.6
S408	3446.8	3049.1	1672.4	2057.7	2663.8
S409	3461.1	1989.3	2752.4	2742.2	1999.5
S410	4610.1	3163.5	3163.0	3321.1	3005.4
S411	3468.7	2757.1	1994.5	2565.5	2186.1
S412	3439.8	1667.7	3044.8	2248.4	2464.0

Tablo D.2 S401...S412 nolu kolonlara ait kesme kuvvet süperpozisyon tabloları (kN)

Kolon No	V _{IY}	V _{IZ}	V _{IY}	V _{IZ}	V _{IIY}	V _{IIZ}	V _{IIY}	V _{IIZ}	V _{IIY}	V _{IIZ}
S401	42.7	0	120.2	5.9	61.9	5.6	29.2	15.9	29.1	16.1
S402	31.9	202.0	36.7	207.6	80.2	68.3	20.9	124.4	22.6	151.5
S403	202.8	32.1	66.3	50.0	210.6	6.1	15.0	6.2	126.9	37.7
S404	0	48.2	87.0	33.1	87.3	32.8	8.5	72.6	8.8	6.7
S405	202.1	31.7	210.2	6.5	65.8	49.7	173.1	9.2	102.9	52.5
S406	32.4	202.7	80.5	68.7	36.4	208.0	35.1	100.8	9.1	176.0
S407	42.7	0	61.9	5.6	120.2	5.9	29.2	28.8	29.1	29.1
S408	32.3	202.6	68.5	89.7	24.3	187.0	9.1	175.9	35.1	100.6
S409	202.1	31.6	189.6	6.8	86.4	36.5	102.9	52.4	173.1	9.2
S410	0	48.2	71.8	33.1	72.1	32.8	8.8	6.7	8.5	72.6
S411	202.8	32.1	86.9	36.8	19.0	7.1	126.9	37.7	15.0	6.2
S412	31.8	201.9	24.6	186.5	68.1	89.3	22.6	151.4	20.9	124.4
Kolon No	$\sqrt{(V_{IY}^2 + V_{IZ}^2)}$		$\sqrt{(V_{IIY}^2 + V_{IIZ}^2)}$		$\sqrt{(V_{IIY}^2 + V_{IIZ}^2)}$		$\sqrt{(V_{IVY}^2 + V_{IVZ}^2)}$		$\sqrt{(V_{VY}^2 + V_{VZ}^2)}$	
S401	42.7		120.3		62.2		33.2		33.3	
S402	204.5		210.8		105.3		126.1		153.2	
S403	205.3		83.0		210.7		150.1		132.4	
S404	48.2		93.1		93.3		73.1		11.1	
S405	204.6		210.3		82.5		173.3		115.5	
S406	205.3		105.8		211.2		106.7		176.2	
S407	42.7		62.2		120.3		41.0		41.2	
S408	205.2		112.9		188.6		176.1		106.5	
S409	204.6		189.7		93.8		115.4		173.3	
S410	48.2		79.1		79.2		11.1		73.1	
S411	205.3		94.4		190.1		132.4		150.1	
S412	204.4		188.1		112.3		153.1		126.1	

Tablo D.3 S401.....S412 nolu kolonlara ait moment süperpozisyon tabloları (kN×m)

Kolon No	M _{IY}	M _{IZ}	M _{IY}	M _{IZ}	M _{IY}	M _{IZ}	M _{IY}	M _{IZ}	M _{IVY}	M _{IVZ}	M _{VY}	M _{VZ}
S401	0	66.0	16.4	250.3	15.0	165.4	44.3	45.1	45.5	45.1		
S402	308.6	50.8	315.2	71.5	106.3	141.0	195.4	32.5	228.3	30.0		
S403	51.3	309.4	78.1	122.5	10.4	331.8	10.0	230.8	63.7	191.8		
S404	74.9	0	51.3	213.5	51.2	214.2	131.7	25.0	36.4	21.2		
S405	50.7	308.4	11.0	331.1	77.7	121.8	10.0	261.8	88.3	159.4		
S406	309.6	51.6	107.0	141.5	315.8	71.0	163.8	56.0	268.8	10.0		
S407	0	66.0	15.8	165.5	16.4	250.3	81.1	45.1	81.7	45.1		
S408	309.6	51.7	135.2	121.4	287.6	50.8	268.8	14.6	163.7	56.1		
S409	50.6	308.4	6.8	297.1	55.7	149.5	88.2	159.4	19.0	261.9		
S410	74.9	0	51.3	176.0	51.2	177.3	36.5	2.5	131.7	22.0		
S411	51.3	309.5	56.2	150.2	13.9	297.8	63.7	191.8	6.4	230.8		
S412	308.6	51.0	286.9	51.3	134.5	120.9	228.2	37.1	195.3	30.0		
Kolon No	$\sqrt{(M_{IY}^2+M_{IZ}^2)}$		$\sqrt{(M_{IY}^2+M_{IZ}^2)}$		$\sqrt{(M_{IY}^2+M_{IZ}^2)}$		$\sqrt{(M_{IY}^2+M_{IZ}^2)}$		$\sqrt{(M_{IVY}^2+M_{IVZ}^2)}$		$\sqrt{(M_{VY}^2+M_{VZ}^2)}$	
S401	66.0		250.8		166.1		63.2		64.1			
S402	312.8		323.2		176.6		198.1		230.3			
S403	313.6		145.3		332.0		231.0		202.1			
S404	74.9		219.6		220.2		134.1		42.1			
S405	312.5		331.3		144.5		262.0		182.2			
S406	313.9		177.4		323.7		173.1		269.0			
S407	66.0		166.3		250.8		92.8		93.3			
S408	313.9		181.7		292.1		269.2		173.0			
S409	312.5		297.2		159.5		182.2		262.6			
S410	74.9		183.3		184.5		36.6		133.5			
S411	313.7		160.4		298.1		202.1		230.9			
S412	312.8		291.5		180.9		231.2		197.6			

TabloD.4 S501.....S512 nolu kolonlara ait normal kuvvet süperpozisyon tablosu (kN)

Kolon No	N _I	N _{II}	N _{III}	N _{IV}	N _V
S501	3938.2	2222.8	3184.9	2704.0	2703.7
S502	2931.1	1294.6	2723.1	2098.0	1919.6
S503	2953.8	2469.2	1579.2	1868.8	2179.6
S504	4013.3	2756.0	2755.4	2626.2	2885.2
S505	2947.6	1575.0	2465.4	1719.5	2320.9
S506	2936.8	2726.6	1298.5	2259.1	1766.0
S507	4524.0	3184.7	2222.6	2703.9	2703.5
S508	2936.5	2587.7	1437.0	1766.0	2258.7
S509	2947.5	1703.5	2336.7	2320.7	1719.5
S510	4013.3	2755.9	2755.5	2885.2	2626.2
S511	2953.7	2340.5	1707.8	2179.5	1868.8
S512	2930.8	1433.1	2584.1	1919.5	2097.7

Tablo D.5 S501...S512 nolu kolonlara ait kesme kuvvet süperpozisyon tabloları (kN)

Kolon No	V _{IY}	V _{IZ}	V _{IY}	V _{IZ}	V _{IY}	V _{IZ}	V _{IY}	V _{IZ}	V _{IY}	V _{IZ}
S501	40.0	0	137.5	8.3	82.8	5.6	27.3	27.2	27.4	27.1
S502	27.3	215.8	45.6	222.3	83.0	72.5	16.7	130.1	20.6	164.7
S503	216.1	27.7	68.8	48.9	226.4	11.1	159.3	0	135.9	37.9
S504	0	45.8	102.1	31.2	102.0	31.4	11.0	83.0	11.0	20.4
S505	215.5	27.2	226.0	11.5	68.3	48.6	184.0	17.3	110.3	54.5
S506	27.9	216.5	83.3	72.9	45.3	222.8	31.8	104.1	6.3	191.6
S507	40.0	0	82.8	8.4	137.5	8.3	27.3	46.3	27.4	46.2
S508	27.9	216.6	70.4	96.0	32.4	199.7	6.3	191.6	31.8	104.2
S509	215.5	27.2	204.0	3.4	90.4	33.7	110.3	54.5	184.0	17.4
S510	0	45.8	82.8	31.3	82.8	31.4	11.0	20.4	11.0	83.1
S511	216.1	27.8	90.8	34.0	204.3	3.8	135.9	37.9	159.3	1.1
S512	27.3	215.9	32.7	199.3	70.1	95.6	20.6	164.7	16.7	130.1
Kolon No	$\sqrt{(V_{IY}^2+V_{IZ}^2)}$	$\sqrt{(V_{IY}^2+V_{IZ}^2)}$	$\sqrt{(V_{IY}^2+V_{IZ}^2)}$	$\sqrt{(V_{IY}^2+V_{IZ}^2)}$	$\sqrt{(V_{IY}^2+V_{IZ}^2)}$	$\sqrt{(V_{IY}^2+V_{IZ}^2)}$	$\sqrt{(V_{IY}^2+V_{IZ}^2)}$	$\sqrt{(V_{IY}^2+V_{IZ}^2)}$	$\sqrt{(V_{IY}^2+V_{IZ}^2)}$	$\sqrt{(V_{IY}^2+V_{IZ}^2)}$
S501	40.0	137.6	83.0	38.6	38.5					
S502	217.5	237.3	110.2	131.2	166.0					
S503	217.9	84.4	226.7	159.3	141.0					
S504	45.8	106.8	106.7	83.7	23.2					
S505	217.2	226.3	83.8	184.8	123.0					
S506	218.3	110.7	227.4	108.8	191.7					
S507	40.0	83.2	137.8	53.7	53.7					
S508	218.3	119.0	202.3	191.7	108.9					
S509	217.2	204.0	96.5	123.0	184.8					
S510	45.8	88.5	88.6	23.2	83.8					
S511	217.9	97.0	204.4	141.1	159.3					
S512	217.5	202.0	118.5	166.0	131.2					

Tablo D.6 S501...S512 nolu kolonlara ait moment süperpozisyon tabloları (kNxm)

Kolon No	M _{IY}	M _{IZ}	M _{IY}	M _{IZ}	M _{IY}	M _{IZ}	M _{IY}	M _{IZ}	M _{IY}	M _{IZ}
S501	0	61.2	16.4	256.3	16.6	175.9	56.0	41.8	55.9	41.8
S502	325.4	41.3	335.3	79.6	109.2	136.1	199.5	25.7	249.1	32.0
S503	41.9	325.9	73.9	115.9	17.5	349.8	2.3	241.2	60.2	203.9
S504	70.3	0	48.0	207.4	48.1	207.2	140.4	25.0	48.6	12.0
S505	41.1	325.0	18.1	349.3	73.4	115.2	30.0	276.9	86.1	167.0
S506	326.5	42.2	109.9	136.7	335.9	79.1	162.3	47.8	291.2	9.7
S507	0	61.2	16.6	176.0	16.5	256.3	93.6	41.8	93.5	41.8
S508	326.5	42.1	145.1	116.6	302.9	59.1	145.1	9.7	162.3	47.8
S509	41.1	325.0	6.9	314.9	51.9	146.9	86.2	167.0	22.0	276.9
S510	70.3	0	48.0	171.6	48.1	171.4	48.7	11.0	140.4	25.0
S511	41.9	325.9	52.4	147.6	7.6	315.5	60.2	203.9	6.4	241.2
S512	325.5	41.3	302.2	59.6	144.4	116.0	302.2	32.0	199.5	34.4
Kolon No	$\sqrt{(M_{IY}^2+M_{IZ}^2)}$	$\sqrt{(M_{IY}^2+M_{IZ}^2)}$	$\sqrt{(M_{IY}^2+M_{IZ}^2)}$	$\sqrt{(M_{IY}^2+M_{IZ}^2)}$	$\sqrt{(M_{IY}^2+M_{IZ}^2)}$	$\sqrt{(M_{IY}^2+M_{IZ}^2)}$	$\sqrt{(M_{IY}^2+M_{IZ}^2)}$	$\sqrt{(M_{IY}^2+M_{IZ}^2)}$	$\sqrt{(M_{IY}^2+M_{IZ}^2)}$	$\sqrt{(M_{IY}^2+M_{IZ}^2)}$
S501	61.2	256.8	176.7	69.9	69.8					

S502	328.0	344.6	174.5	201.1	251.1
S503	328.6	137.5	350.2	241.2	212.6
S504	70.3	212.9	212.7	142.6	50.1
S505	327.6	349.8	136.6	278.5	187.9
S506	329.2	175.4	345.1	169.2	291.4
S507	61.2	176.8	256.8	102.5	102.4
S508	329.2	186.1	308.6	145.4	169.2
S509	327.6	315.0	155.8	187.9	277.8
S510	70.3	178.2	178.0	49.9	142.6
S511	328.6	156.6	315.6	212.6	241.3
S512	328.1	308.0	185.2	303.9	202.4

Tablo D.7 S401....S412 nolu kolonlar iç kuvvet hesap değerleri

Kolon No	N_{hesap} (kN)	V_{hesap} (kN)	M_{hesap} (kNm)
S401	4524.4	120.3	250.8
S402	3440.2	210.8	323.2
S403	3468.8	210.7	332.0
S404	4610.1	93.3	220.2
S405	3461.2	210.3	331.3
S406	3447.2	211.2	323.7
S407	4524.0	120.3	250.8
S408	3446.8	205.2	313.9
S409	3461.1	204.6	312.5
S410	4610.1	79.2	184.5
S411	3468.7	205.3	313.7
S412	3439.8	204.4	312.8

Tablo D.8 S501....S512 nolu kolonlar iç kuvvet hesap değerleri

Kolon No	N_{hesap} (kN)	V_{hesap} (kN)	M_{hesap} (kNm)
S501	3938.2	137.6	256.8
S502	2931.1	237.3	344.6
S503	2953.8	226.7	350.2
S504	4013.3	106.8	212.9
S505	2947.6	226.3	349.8
S506	2936.8	227.4	345.1
S507	4524.0	137.8	256.8
S508	2936.5	218.3	329.2
S509	2947.5	217.2	327.6
S510	4013.3	88.6	178.2
S511	2953.7	217.9	328.6
S512	2930.8	217.5	328.1

TYPE = SPACE

23
11
S

NS = 5

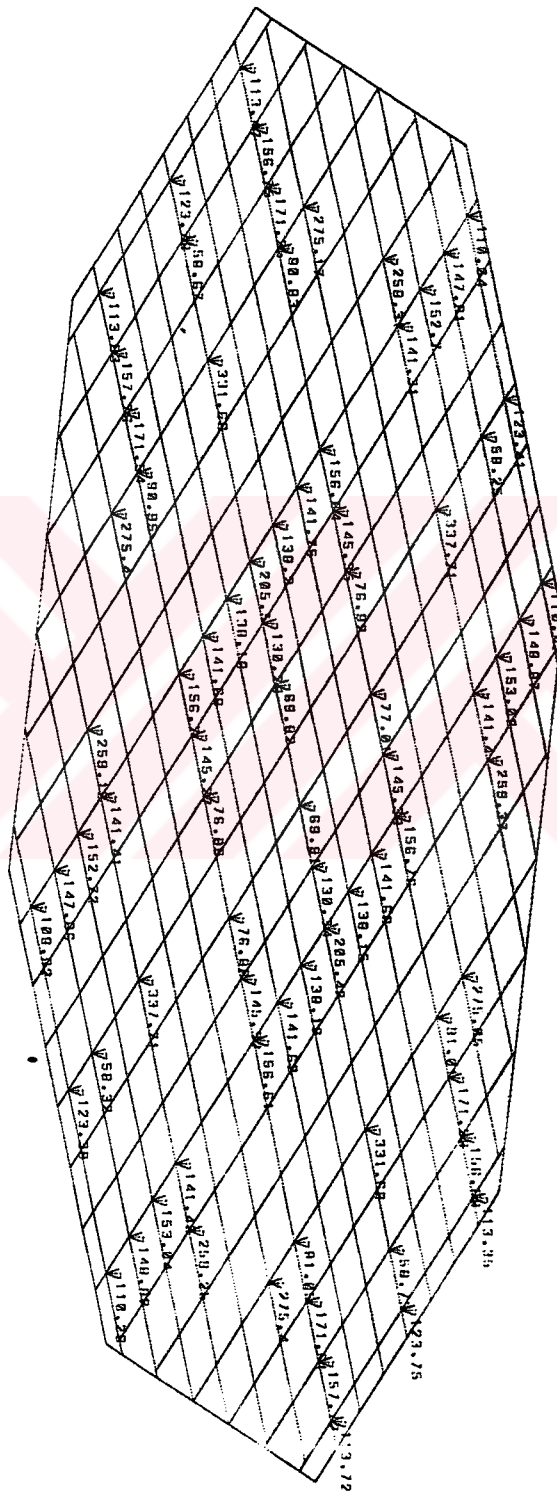
9
" NL

YMAX=

10

IN = 1 MN/I.I.I.M

21 MN/1.1.1.1.M



1-353, 1-316

UNIT METRIC

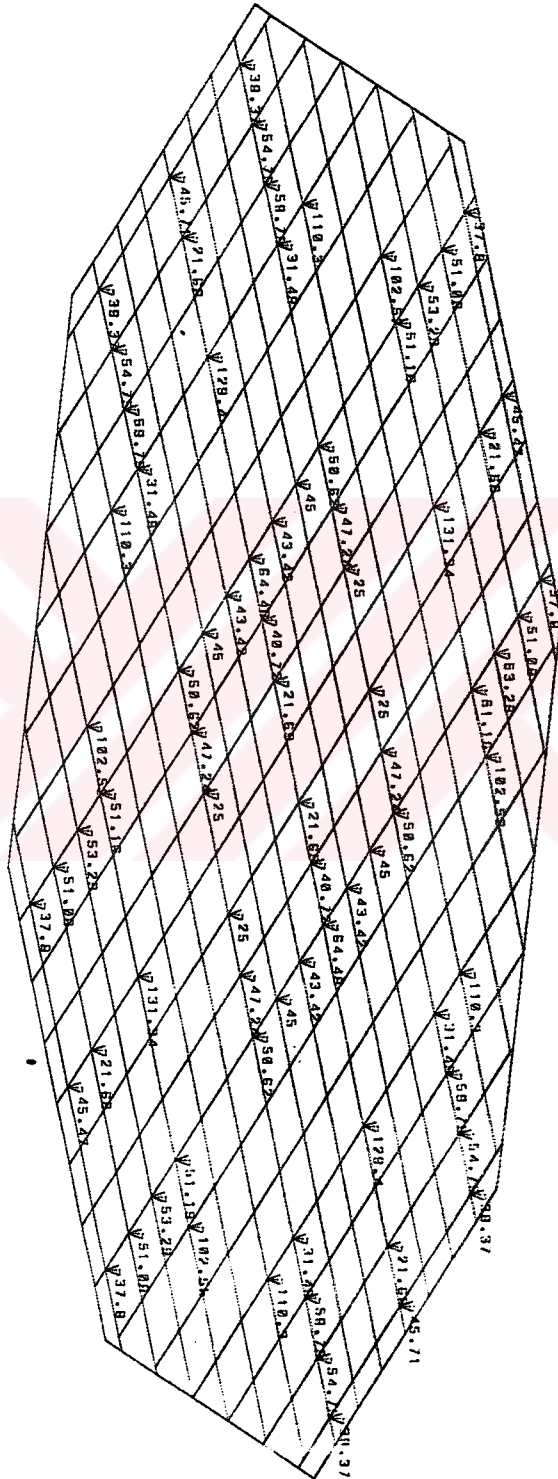
51AAD PDSI - PLL01 (RLV: 22.3)

DATE: JUL 18, 2001

Şekil E.1 G Yüklemesi Durumunda Üst Yapıdan Temele Aktarılan Kuvvetler

STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE
 NJ = 353
 NM = 0
 NE = 316
 NS = 0
 NRJ = 353
 NL = 9
 XMAX = 43.4
 YMAX = 0
 ZMAX = 43.4



IN = 2 MN/1.1 LM

0.353, 1.316

S I A A D P O S I P L O T (RLV: 22.3)

TITLE: STAAD SPACE

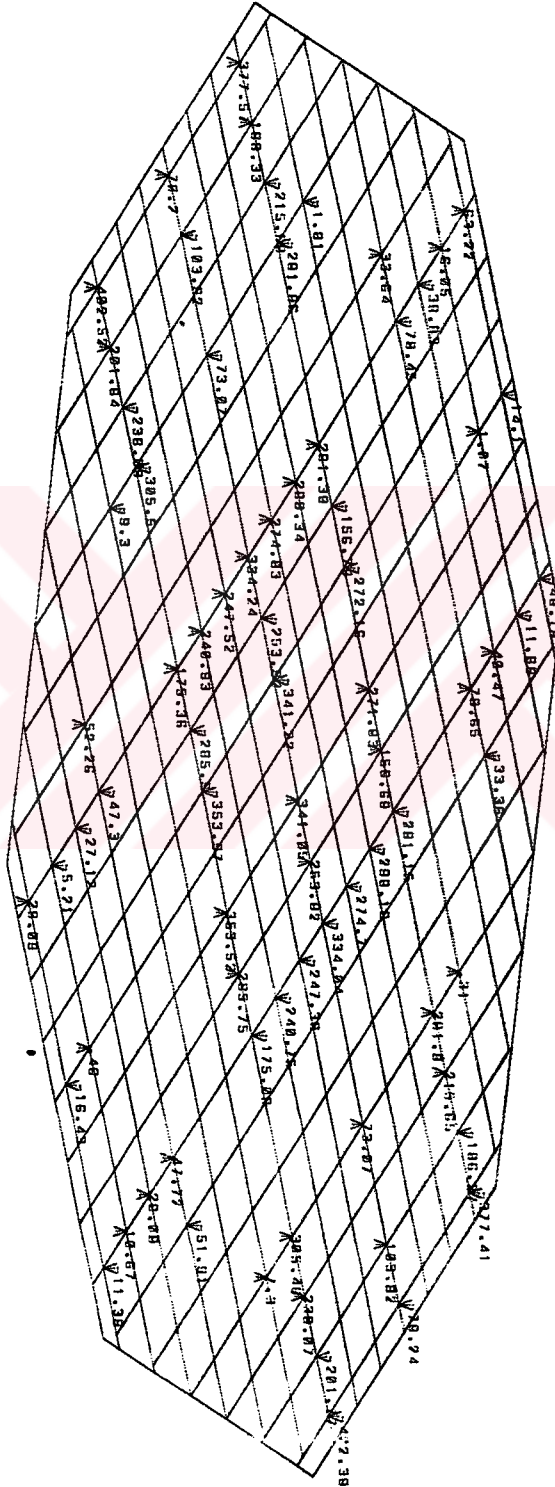
UNIT MILLI METRE

DATE: JUL 18, 2001

Şekil E.2 Q Yükleme Durumunda Üst Yapıdan Temele Aktarılan Kuvvetler

STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE
 NJ = 353
 NM = 0
 NE = 316
 NS = 0
 NRJ = 353
 NL = 9
 XMAX = 143.4
 YMAX = 0
 ZMAX = 43.4



LINE 3 MN/ELEM

J:353,1, 316

S I A A D P O S I P L O I (H.V: 22.3)
 IJIII: STAD SPACE

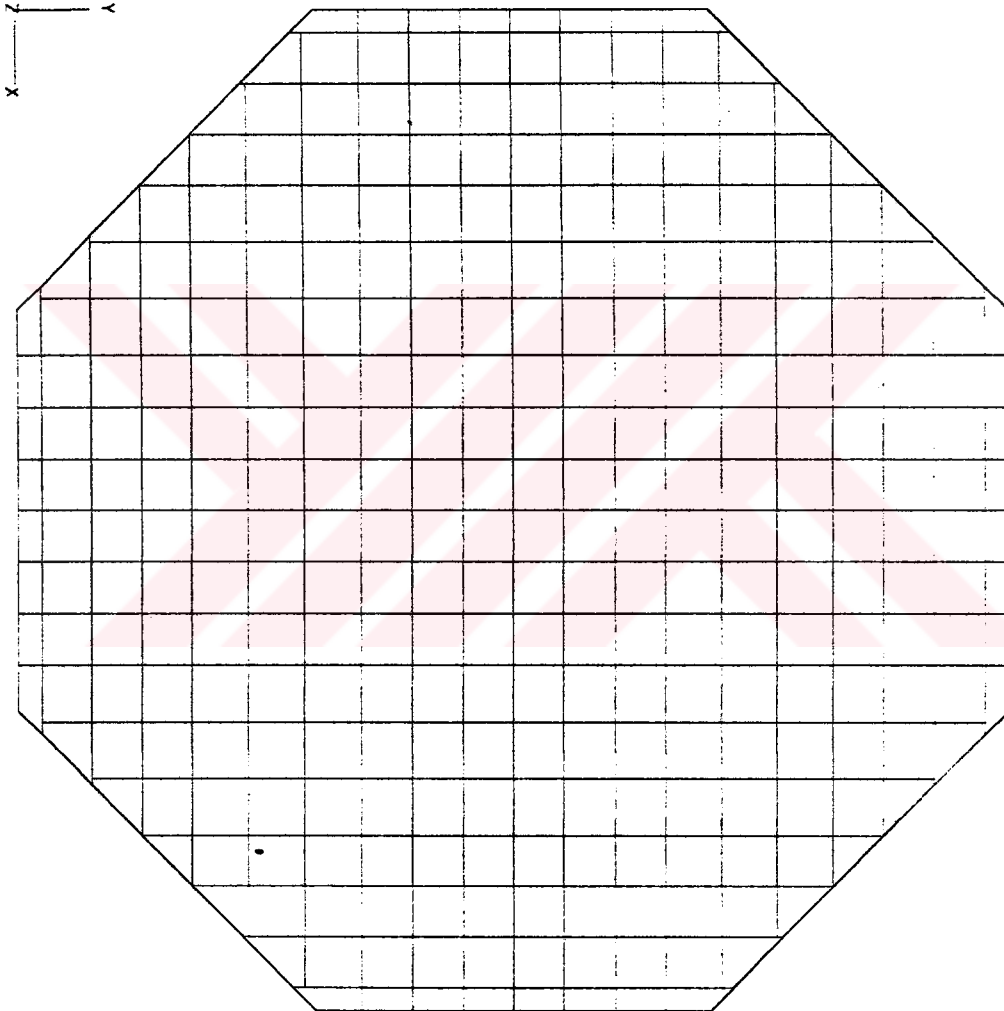
UNIT M.I.MIC

DATE: JUL 18, 2001

Şekil E.3 Ex Yükleme Durumunda Üst Yapıdan Temele Aktarılan Kuvvetler

STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE
 NJ = 353
 NM = 0
 NE = 316
 NS = 0
 NRJ = 353
 NL = 7
 XMAX = 43.4
 YMAX = 43.4
 ZMAX = .0



Y
 X

J:353,1, 316

S I A A D P O S I - P L O T (REV: 22.3)
 TITLE: STAAD SPACE

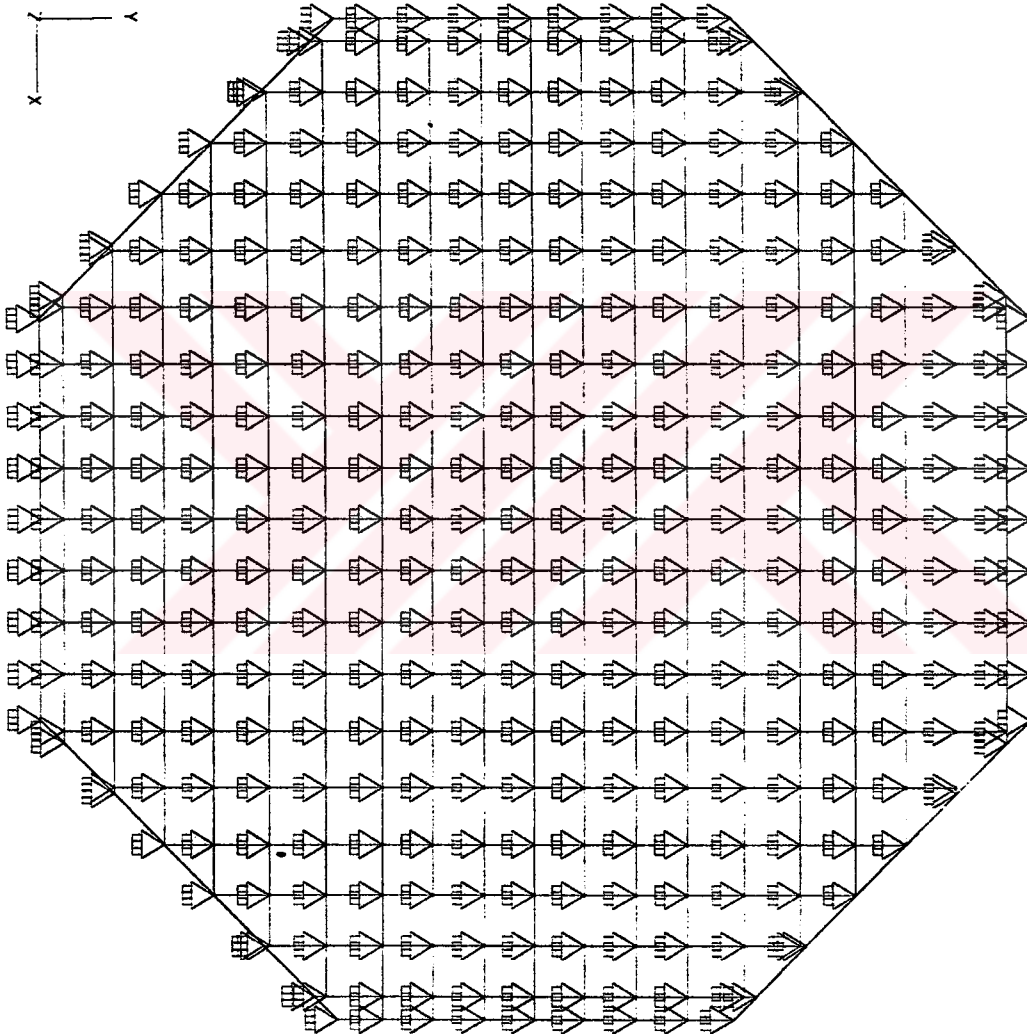
UNJ1 ML1 M10
 DATE: JUL 18, 2001

MN/11.1M

Şekil E.5 Radye Temel Sonlu Eleman Ağı Düzeni

STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE
 NJ = 353
 NM = 0
 NE = 316
 NS = 0
 NRJ = 353
 NL = 1
 XMAX = 43.4
 YMAX = 43.4
 ZMAX = .0



J=353, E=316

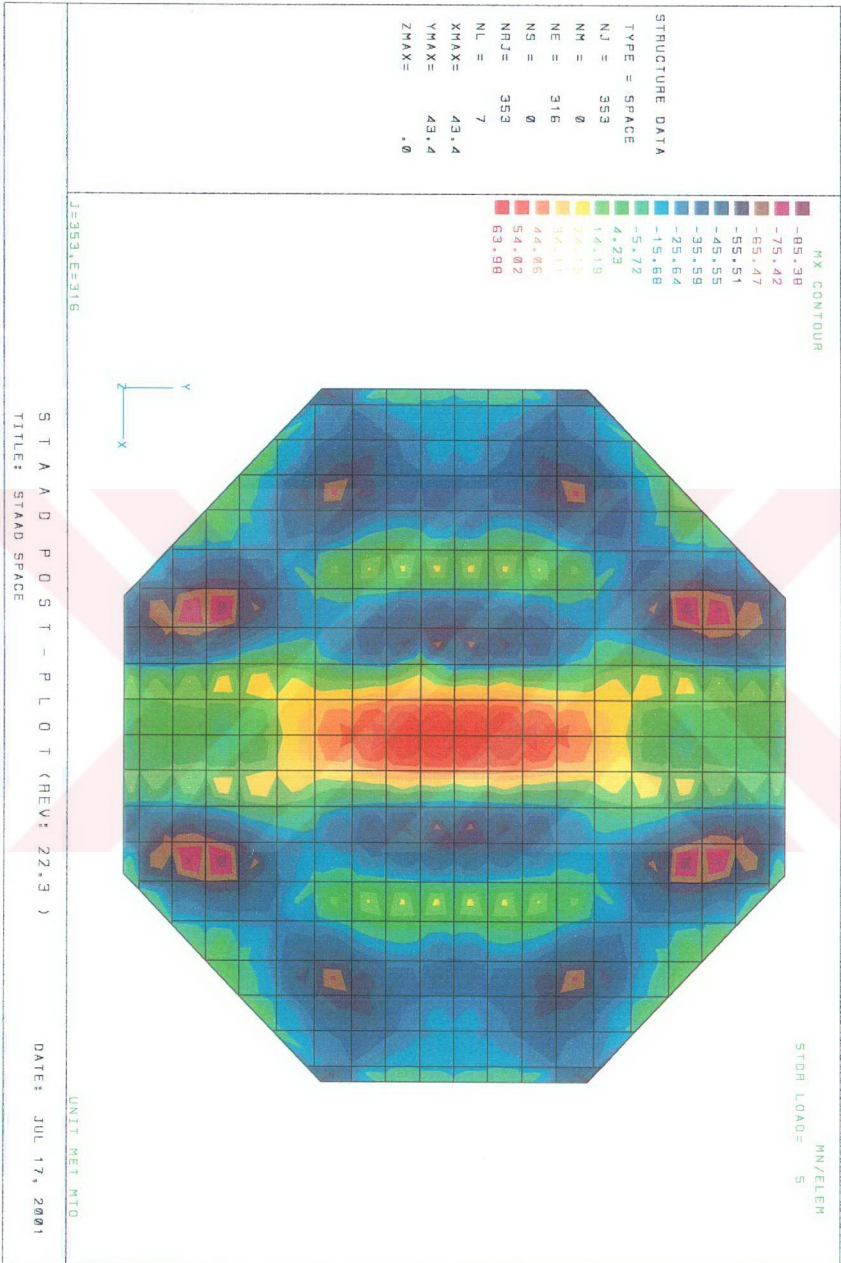
MN/L.I.L.M

UNIT MEI M10

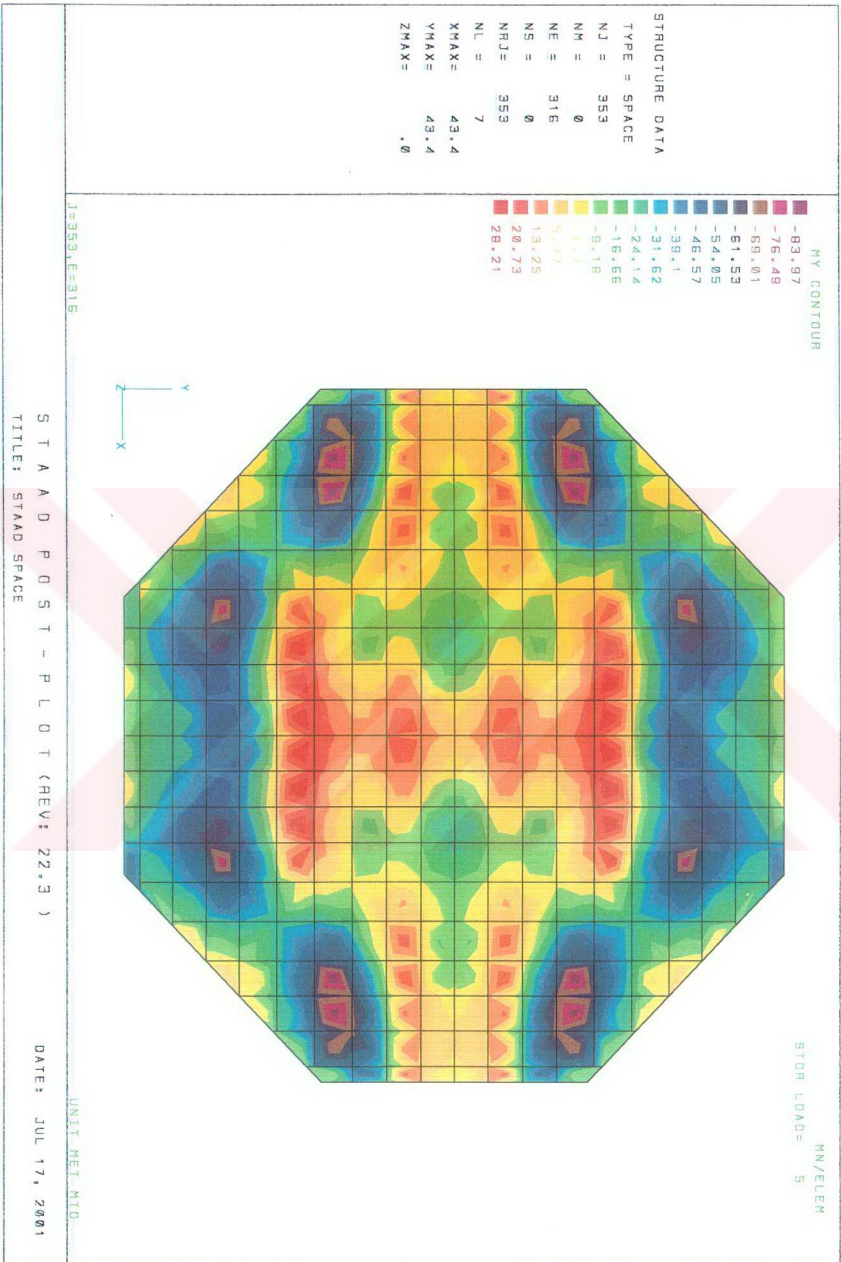
STAAD POST - PLOT (REV: 22.3)
 TITLE: STAAD SPACE

DATE: JUL 18, 2001

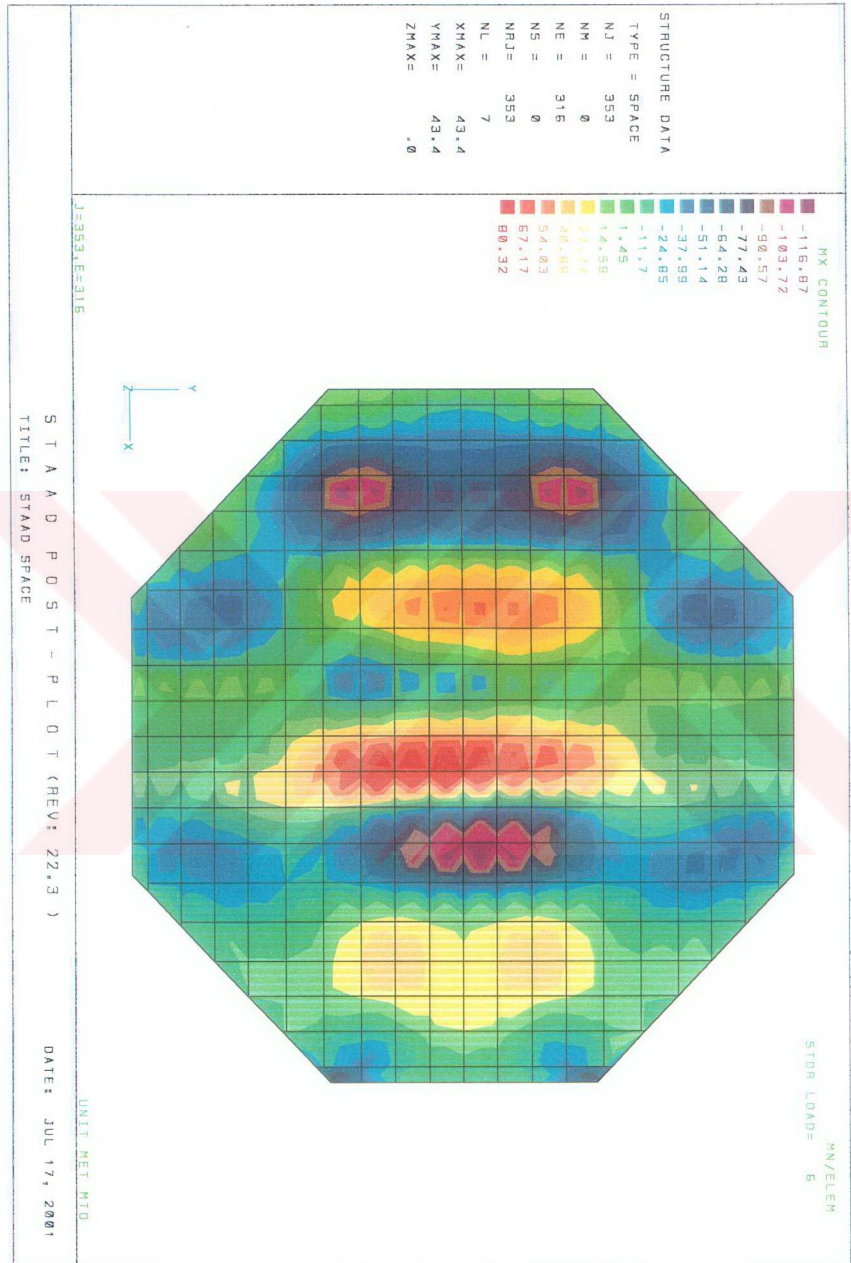
Şekil E.6 Radye Temel Zemin Profilini Tanımlayan Yayların Yerleşimi



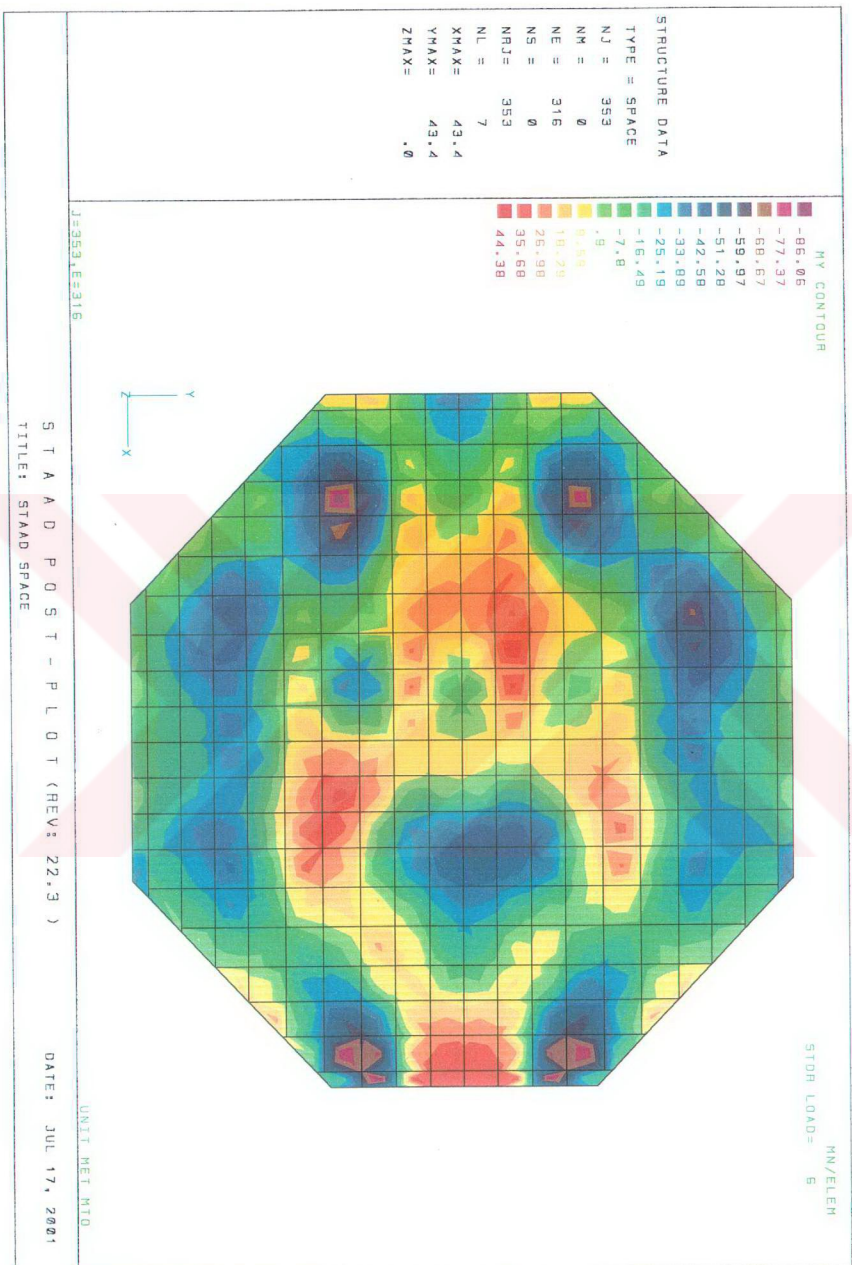
Şekil E.7 1.4G+1.6Q Yüklemesinde Radye Temelde Oluşan Mx Contour Diyagramı



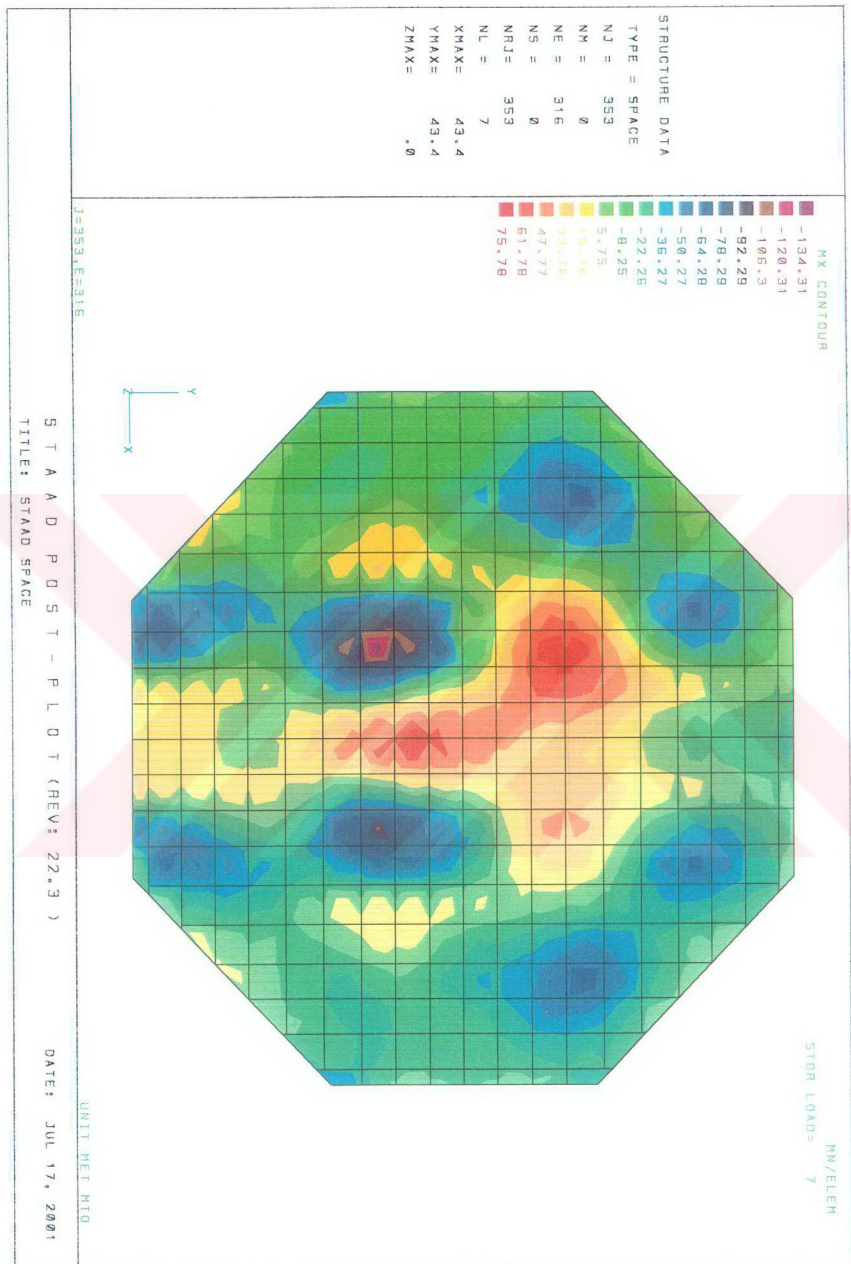
Şekil E.8 1.4G+1.6Q Yüklemesinde Radye Temelde Oluşan My Contour Diyagramı



Şekil E.9 G+Q+Ex Yüklemede Temelde Oluşan Mx Contour Diyagramı



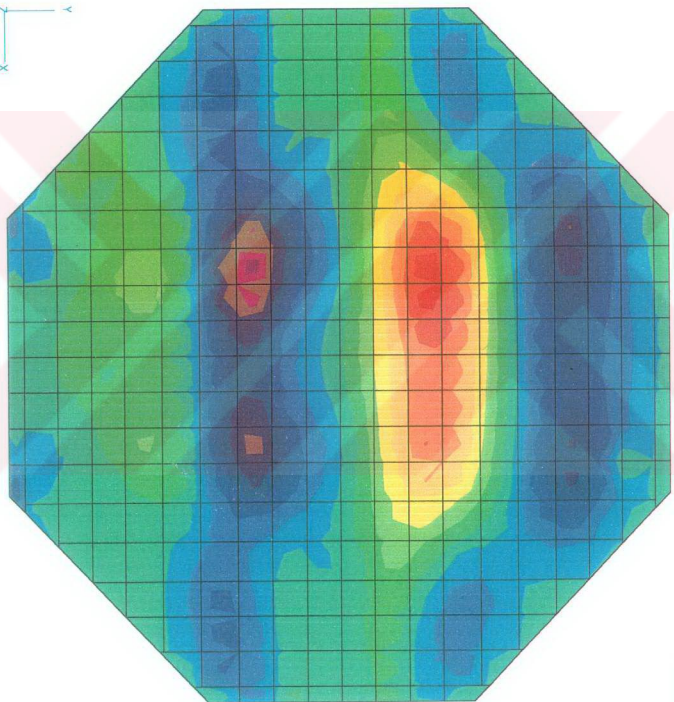
Şekil E.10 G+Q+Ex Yüklemesinde Temelde Oluşan My Contour Diyagramı



Şekil E.11 G+Q+Ez Yüklemesinde Temelde Oluşan Mx Contour Diyagramı

STRUCTURE DATA
 TYPE = SPACE
 NJ = 353
 NH = 0
 NE = 316
 NS = 0
 NRJ = 353
 NL = 7
 XMAX = 43.4
 YMAX = 43.4
 ZMAX = .0

MY CONTOUR
 -158.07
 -137.75
 -117.42
 -97.1
 -76.78
 -56.45
 -36.13
 -15.81
 4.51
 24.84
 45.16
 65.48
 85.81
 106.13
 126.45
 146.78



Y
 Z
 X

STD LOAD= 7
 MN/ELEN

J=353,E=316

UNIT MET MIO

STAAD POST-PLT (REV: 22.3)
 TITLE: STAAD SPACE

DATE: JUL 17, 2001

Şekil E.12 G+Q+Ez Yüklemesinde Temelde Oluşan My Contour Diyagramı