

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BETONARME KÖPRÜLERİN DEPREM TASARIMI VE
MEVCUT KÖPRÜLERİN DEĞERLENDİRİLMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Alper ALEMDAROĞLU**

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : DEPREM MÜHENDİSLİĞİ

MAYIS 2003

**BETONARME KÖPRÜLERİN DEPREM TASARIMI VE
MEVCUT KÖPRÜLERİN DEĞERLENDİRİLMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Alper ALEMDAROĞLU
(501001169)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 5 Mayıs 2003
Tezin Savunulduğu Tarih : 29 Mayıs 2003

Tez Danışmanı : Prof.Dr. Hasan BODUROĞLU
Diğer Jüri Üyeleri Prof.Dr. Zekai CELEP (İ.T.Ü.)
Prof.Dr. Faruk YÜKSELER (Y.T.Ü.)

MAYIS 2003

ÖNSÖZ

Bu yüksek lisans tezi, Amerikan ve Japon yönetmeliklerine göre köprülerin sismik tasarımını ve mevcut bir köprünün tasarımını kapsamaktadır. Yüksek lisans tezim sırasında bilgi ve düşüncelerini esirgemedi bana yardımcı olan danışman hocam Sn. Prof. Dr. Hasan BODUROĞLU'na teşekkürü bir borç bilirim.

Ayrıca öğrenimim esnasında desteklerini benden esirgemeyen Elctr. Müh. Ali ÇEBİ, İnş. Yük. Müh. Mehmet ERİNÇER'e ve tüm MAK-YOL İnşaat çalışanlarına, aileme ve projemde bana yardımcı olan Emay Mühendislik Firmasına teşekkür ederim.

Mayıs 2003

Alper ALEMDAROĞLU

İÇİNDEKİLER

TABLO LİSTESİ	VII
ŞEKİL LİSTESİ	VIII
SEMBOL LİSTESİ	IX
ÖZET	X
SUMMARY	XI
1. GİRİŞ	1
2. OTOYOL KÖPRÜLERİNİN 1996 SİSMİK TASARIM ŞARTNAMESİ (AASHTO)	2
2.1. Giriş	2
2.1.1. Amaç ve felsefe	2
2.1.2. Şartnamenin geçmişi	3
2.1.3. Temel kavramlar	3
2.1.4. Akış diyagramları	4
2.2. Genel Gereksinimler	6
2.2.1. Şartnamenin uygulanabilmesi	6
2.2.2. İvme sabiti	6
2.2.3. Yapı önem sınıflandırılması	7
2.2.4. Deprem davranış kategorileri	8
2.2.5. Zemin etkileri	8
2.2.6. Elastik deprem davranış katsayısı	9
2.2.7. Davranış düzeltme katsayısı	9
2.2.8. Elastik kuvvetlerin ve yerdeğiştirmenin hesabı	11
2.2.9. Dik sismik kuvvetlerinin kombinezasyonu	11
2.2.10. Minumun oturma-genleşme gereksinimleri	11
2.3. Analiz Gereksinimleri	12
2.3.1. Genel	12
2.3.2. Analiz metodunun seçimi	12
2.3.2.1. Tek açıklıklı ve DDK A olan köprülerde hesap yapımı	12
2.3.2.2. Kurptaki köprüler için özel durumlar	13
2.3.2.3. Kritik köprüler için özel şartlar	13
2.4. Yöntem 1: Düzgün Yayılı Yük Yöntemi	13
2.5. Yöntem 2: Tek Modlu Spektrum Çözüm Yöntemi	15
2.6. Yöntem 3: Çok Modlu Spektrum Çözüm Yöntemi	16
2.7. Yöntem 4: Zaman Alanında Çözüm Yöntemi	17
2.8. DDK A Olan Köprüler İçin Tasarım Koşulları	17
2.8.1. Genel	17
2.8.2. DDK A için tasarım kuvvetleri	17
2.8.3. DDK A için tasarım yerdeğiştirmeleri	17
2.8.4. DDK A için temel ve kenarayak tasarım koşulları	18
2.8.5. DDK A için yapısal çelik için tasarım koşulları	18

2.8.6. DDK A için betonarme tasarım koşulları	18
2.9. DDK B Olan Köprüler İçin Tasarım Koşulları	18
2.9.1. Genel	18
2.9.2. DDK A İçin tasarım kuvvetleri	18
2.9.2.1. Yapısal elemanlar ve bağlantılar için tasarım kuvvetleri	18
2.9.2.2. Temeller için tasarım kuvvetleri	19
2.9.2.3. Kenarayaklar ve istinat duvarları için tasarım kuvvetleri	19
2.9.3. DDK B için tasarım yerdeğiştirmeleri	20
2.9.4. DDK B için temel ve kenarayak tasarım koşulları	20
2.9.4.1. Genel	20
2.9.4.2. Temeller	20
2.9.4.3. Kenarayaklar	21
2.9.5. DDK B için donatı tasarım koşulları	22
2.9.5.1. Genel	22
2.9.5.2. P delta etkisi	22
2.9.6. DDK B için betonarme tasarım koşulları	22
2.9.6.1. Genel	22
2.9.6.2. DDK B için enine donatı koşulları	23
2.10. DDK C ve D için köprülerin tasarım koşulları	23
2.10.1. Genel	23
2.10.2. DDK C ve D için tasarım kuvvetleri	23
2.10.2.1. Yapısal elemanlar ve bağlantılar için tasarım kuvvetleri	23
2.10.2.2. Temeller için tasarım kuvvetleri	24
2.10.2.3. Kolonlarda plastik mafsallaşmadan oluşan kuvvetler	24
2.10.3. DDK C ve D için tasarım yerdeğiştirmeleri	25
2.10.3.1. DDK C için temel koşulları	25
2.10.3.2. DDK C için kenarayak koşulları	26
2.10.3.3. DDK D için temel tasarım koşulları	28
2.10.3.4. DDK D kenarayaklar için ilave koşullar	28
2.10.4. DDK C ve D için donatı koşulları	28
2.10.5. DDK C ve D için betonarme tasarım koşulları	28
2.10.5.1. Kolon koşulları	28
2.10.5.2. Ayak koşulları	29
2.10.6. Kolon veya ayaklarda inşaat derzi	30

3. OTOYOL KÖPRÜLERİNİN 1996 SİSMİK TASARIM ŞARTNAMESİ (JAPON YOL KURUMU)

3.1. Giriş	31
3.2. Hyogo-ken Nanbu Depreminde Meydana Gelen Hasar Çeşitleri	32
3.3. Sismik Tasarımın Temel Prensipleri	34
3.4. Tasarım Metotları	35
3.5. Sismik Kuvvet Tasarımı	39
3.6. Betonarme Bir Ayağın Yerdeğiştirme Duktilitite Faktörü	40
3.6.1. Çökme modunun değerlendirilmesi	40
3.6.2. Duktilitite yerdeğiştirme faktörü	41
3.6.3. Kesme kapasitesi	43
3.6.4. Donatının düzenlenmesi	43
3.6.5. İki kolon bendi	44
3.7. Bir Çelik Ayağın Yerdeğiştirme Duktiletisini Değerlendirme	45
3.7.1. Temel konsept	45

3.7.2. Beton dolgulu çelik ayak	46
3.7.3. Beton dolgusuz çelik ayak	47
3.8. Dinamik Tepki Analizi	47
3.9. Menshin Tasarımı	50
3.9.1. Temel prensibi	50
3.9.2. Tasarım prosedürü	50
3.9.3. Menshin aletlerinin tasarımı	52
3.10. Temel Tasarımı	52
3.11. Zemin Sıvılaşmasına Karşı Tasarım	53
3.11.1. Potansiyel sıvılaşma hakkında düşünce	53
3.11.2. Köprü temelleri için sıvılaşmanın davranışı	54
3.11.3. Köprü temelleri için sıvılaşma-sonuçları	55
3.12. Mesnetler	55
3.13. Oturma önleme sistemleri	56
3.14. Sonuçlar	57
4. ABD ve JAPON ŞARTNAMELERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI	59
4.1. Temel Prensipler Farklılıklar ve Benzerlikler	59
4.2. Köprü Önem Sınıflandırmaları	60
4.3. Tasarım Metotları	60
4.4. Deprem Davranış Kategorileri	60
4.5. Deprem Yatay Yükleri	61
4.6. Minumun Oturma Mesafeleri	62
4.7. Düzgün ve Düzgün Olmayan Köprüle	63
4.8. Donatı Düzenlenmesi	64
5. MEVCUT KÖPRÜLERİN TASARIMINA ve YAPIMINA BAKIŞ	65
5.1. Deprem Dayanım Yönetmeliği	65
5.2. Mevcut Köprülerin Depreme Dayanıklılığı	65
5.3. Örnek Köprüler	70
5.4. Depreme Karşı Güçlendirme Önerileri	75
5.4.1. Temel nokta	75
5.4.2. Tasarım tedbirleri	77
5.4.3. Acil tedbirler	78
6. K-517 KIZILTOPRAK ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ HESABI	82
6.1. Üstyapı Zati Yükü	82
6.1.1. Tabliye 1	82
6.1.2. Tabliye 2	84
6.2. Tabliye 1 Ayak Elevasyonlarının Deprem Açısından Taşıma Gücü Tahkiki	85
6.2.1. Yöntem 1: Düzgün yayılı yük yöntemi (AASHTO)	86
6.2.2. Yöntem 2: Tek modlu spektrum çözüm yöntemi (AASHTO)	87
6.2.3. Yöntem 3: Duktilite tasarım metodu (Japon Yönetmeliği)	88
6.2.4. Yöntem 4: Eşdeğer deprem yükü yöntemi (Türk Yönetmeliği)	89
6.2.5. Yöntemlerin karşılaştırılması	90
6.2.6. Dairesel elemanlarda donatı miktarının taşıma gücüne göre direkt hesabı	94
6.2.7. Ortaayak perdelerinin normal kuvvet altında perde eğilme momenti taşıma gücü	96

6.3. Tabliye II Ayak Elevasyonlarının Deprem Açısından Taşıma Gücü Tahkiki	99
6.3.1. Yöntem 1: Düzgün yayılı yük yöntemi (AASHTO)	100
6.3.2. Yöntem 2: Tek modlu spektrum çözüm yöntemi (AASHTO)	101
6.3.3. Yöntem 3: Duktilité tasarım metodu (Japon Yönetmeliği)	102
6.3.4. Yöntem 4: Eşdeğer deprem yükü yöntemi (Türk Yönetmeliği)	103
6.3.5. Yöntemlerin karşılaştırılması	104
6.3.6. Dairesel elemanlarda donatı miktarının taşıma gücüne göre direkt hesabı	107
6.3.7. Ortaayak perdelerinin normal kuvvet altında perde eğilme momenti taşıma gücü	109
7. K-517 KIZILTOPRAK ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜNÜN BİLGİSAYAR HESABI	113
7.1. Model Oluşturulması	113
7.2. Yükleme Kombinezasyonu	114
7.3. Deprem Zemin İtkisi	115
7.4. Comb I Yükleme Sonuçları	116
7.4.1. C ₁ Kenarayağı yükleme sonuçları	116
7.4.2. C ₅ Kenarayağı yükleme sonuçları	117
7.4.3. P ₂ Ortaayağı yükleme sonuçları	118
7.4.4. P ₃ Ortaayağı yükleme sonuçları	119
7.4.5. P ₄ Ortaayağı yükleme sonuçları	119
7.5. Çözümlerin Karşılaştırmaları	120
8. SONUÇLAR	121
KAYNAKLAR	122
ÖZGEÇMİŞ	123

TABLO LİSTESİ

	Sayfa No
Tablo 2.1 : Deprem davranış kategorileri.....	8
Tablo 2.2 : Zemin etkisi.....	8
Tablo 2.3 : Davranış düzeltme katsayısı.....	10
Tablo 2.4 : Minumun analiz gereksinimleri.....	12
Tablo 2.5 : Düzenli köprü koşulları.....	13
Tablo 3.1 : Sismik performans seviyeleri.....	35
Tablo 3.2 : Duktilite tasarım metodunda yatay kuvvet sabiti.....	40
Tablo 3.3 : Güvenlik faktörü.....	43
Tablo 3.4 : Betonun paylaştığı kesme kapasitesi için düzeltme faktörü.....	44
Tablo 3.5 : Standart ivme tepki spectra.....	48
Tablo 3.6 : Önemli yapısal öğeler için önerilen sönüm oranları.....	50
Tablo 3.7 : Enerji dağıtma katsayısı için düzeltme sabiti.....	51
Tablo 3.8 : Zemin sabitleri için zemin sıvılaşmasından doğan azaltma katsayısı.....	54
Tablo 3.9 : Açıklık yerler için düzeltme sabitleri.....	57
Tablo 4.1 : Güvenlik katsayısı.....	62
Tablo 4.2 : Düzenli ve düzensiz köprüler.....	63
Tablo 5.1 : Şartname uygulamaları.....	65
Tablo 5.2 : Maddeler, kategoriler ve kategori skorları.....	67
Tablo 5.3 : İki köprü değerlendirmesi.....	70
Tablo 5.4 : 52 No' lu köprünün risk puanı.....	71
Tablo 5.5 : 188 No' lu köprünün risk puanı.....	72
Tablo 5.6 : 89 No' lu köprünün risk puanı.....	73
Tablo 5.7 : T5 No' lu köprünün risk puanı.....	74
Tablo 5.8 : 57 No' lu köprünün risk puanı.....	75
Tablo 5.9 : Deprem şiddetine katkıda bulunan ölçüler.....	76
Tablo 7.1 : Spektrum değerleri.....	114
Tablo 7.2 : Çözümlerin karşılaştırılması.....	120

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 2.1 : Tasarım prosedürü akış diyagramı.....	4
Şekil 2.2 : DDK B,C ve D için alt akış diyagramları.....	5
Şekil 2.3 : ABD-İvme sabitleri.....	6
Şekil 2.4 : Alaska,Hawaii ve Puerto Rico-İvme sabiti	7
Şekil 2.5 : Minumun oturma mesafesi.....	11
Şekil 2.6 : Tabliye-Deprem yüklemesi.....	14
Şekil 2.7 : Konsol kolonda 1.ve 2. mertebe etkileri.....	26
Şekil 2.8 : Konsol köprü ayağına etki eden yatay kuvvetler.....	14
Şekil 2.9 : Kenarayağın köprü ayağı ile beraber düzenlenmesi	27
Şekil 3.1 : Tasarım şartnameleri.....	33
Şekil 3.2 : Yol 3 ve 5' de hasar karşılaştırmaları.....	33
Şekil 3.3 : Sismik tasarım akış diyagramı.....	36
Şekil 3.4 : Plastik mafsallık yerleri.....	38
Şekil 3.5 : Gerilme ve şekil değiştirme ilişkisi.....	41
Şekil 3.6 : Enine donatı bağlantıları.....	44
Şekil 3.7 : İki kolonlu çerçevenin analitik idealizasyonu.....	45
Şekil 3.8 : Çelik ayakların tipik çökme modları.....	46
Şekil 3.9 : Çelik ve betonun gerilme-şekil değiştirme ilişkisi.....	47
Şekil 3.10 : Tip 1 ve Tip 2 standart ivme tepki Spectra.....	49
Şekil 3.11 : Bir kazıklı temelin nonliner model idealizasyonu.....	53
Şekil 3.12 : Mesnetler için tasarım kuvvetleri.....	55
Şekil 5.1 : Yöntem biliminin çizim planı.....	66
Şekil 5.2 : Hasar derecesi tahmininin dağılımı.....	69
Şekil 5.3 : Sismik izolasyon düzeyine bir örnek.....	77
Şekil 5.4 : Düşmeyi önleyen düzeneklere tipik örnekler.....	79
Şekil 5.5 : Deprem şiddetiyle oluşan hasarlar ve açıklamaları.....	80
Şekil 5.6 : Yerdeğiştirmeyi kontrol eden damper örneği.....	81
Şekil 7.1 : Köprü modeli.....	113
Şekil 7.2 : Tasarım spektrumu.....	114
Şekil 7.3 : Deprem zemin itkisi.....	115
Şekil 7.4 : C_1 moment değerleri (tm).....	116
Şekil 7.5 : C_1 eksenel kuvvet değerleri (t).....	117
Şekil 7.6 : C_5 moment değerleri (tm).....	117
Şekil 7.7 : C_5 eksenel kuvvet değerleri (t).....	118
Şekil 7.8 : P_2 moment değerleri (tm).....	118
Şekil 7.9 : P_3 moment değerleri (tm).....	119
Şekil 7.10 : P_4 moment değerleri (tm).....	119

SEMBOL LİSTESİ

β	: Duvar-zemin arakesitinin düşeyle yaptığı açı
ϕ	: Zeminin içsel sürtünme açısı
γ	: Zeminin birim hacim ağırlığı
φ	: Dinamik etki katsayısı
C_{sm}	: Deprem davranış katsayısı
I_c, I_s	: Beton ve donatının atalet momentleri
f_{cd}	: Beton tasarım basınç dayanımı
f_{yd}	: Donatı tasarım akma gerilmesi
M_d	: Hesap eğilme momenti
N_d	: Hesap Eksenel Kuvveti
S	: Zemin katsayısı
T	: Yapının Periyodu

BETONARME KÖPRÜLERİN DEPREM TASARIMI VE MEVCUT KÖPRÜLERİN DEĞERLENDİRİLMESİ

ÖZET

Bu çalışmada, ABD ve Japon' ların köprülerle ilgili sismik tasarımı incelendi, karşılaştırıldı ve 4 açıklılı bir üst geçit köprüsünün analizi ve boyutlandırılması yapılmıştır. Tasarım esnasında AASHTO, Japon Yönetmeliği, Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, TS 500' de belirtilen yöntemler ve konstrüktif kurallar uygulanmıştır.

ABD ve Japon Sismik yönetmelikleri inceledikten sonra aralarında karşılaştırma yapıldı. Sonra mevcut bir köprü olan K-517 Kızıltoprak Üstgeçit köprüsüne gelen eşdeğer deprem yükünü bulmak için 4 yöntemle çözüm yapıldı. Bu yöntemler sırasıyla Düzgün Yayılı Yük Yöntemi (AASHTO), Tek Modlu Spektrum Çözüm Yöntemi (AASHTO), Duktilité Tasarım Yöntemi (Japon Yönetmeliği) ve Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemidir. Sonuçta en elverişsiz deprem yükü Düzgün Yayılı Yük Yöntemiyle elde edilmiştir. Bulunan deprem yükü kullanarak hem elle hem de bilgisayarda çözüm yapılmıştır.

K-517 Kızıltoprak Üstgeçit köprüsünün SAP 2000 programında modeli hazırlanmıştır. Bu model üzerinde boyuna yönde deprem yükünün %100 enine yönde % 30' u, Zati yükle beraber deprem zemin itkisi verilmiştir. Elle yapılan çözümde ise deprem yükü ayaklara rijitlikleri oranında dağıtılmıştır. Yükleme sonucunda her iki çözümde de mevcut yapının depreme karşı yetersiz olduğu görülmüştür. Yani deprem karşısında köprü elavasyonlara yetersiz davranışı göstermiştir. Sonuç olarak kenarayaklar montolanarak orta ayaklar çelik plakalarla takviye edilerek problem çözülmüştür.

SEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE AND EVALUATION OF EXISTING BRIDGES

SUMMARY

In this thesis, seismic design of bridges was investigated, using AASHTO and Japan specifications. They were compared and 4 spans overpass was designed and analyzed. In during the design, AASHTO, Japan Specification, Specification For The Buildings To Be Built In Natural Disaster Areas codes and TS 500 are used for the constructional rules.

After USA and Japan Specifications which have done comparison were investigated, Next step, K-517 overpass bridge's lateral force was found for using 4 methods. Respectively all of the methods are Uniform Load Method, Single-Mode Spectral Method, Ductility Design Method and Equivalent Seismic Load Method. As a result an unsuitable seismic force was got by Uniform Load Method. The seismic force that has been founded, which was used to solution by hand and computer.

K-517 Kızıltoprak overpass bridge was modeled by using SAP 2000 structural analysis program. %100 longitudinally seismic force, %30 transverse force and dead loads with seismic level force were applied across the model. After loading, both solution bridge was collapsed. That is to say elevations of bridge must strengthen. Finally, the abutments were strengthened by concrete jacketing, while the bents by steel jacketing.

1. GİRİŞ

Bu yüksek lisans tezinin amacı, Amerikan ve Japon yönetmeliklerine göre köprülerin sismik tasarımını ve mevcut bir 4 açıklıklı köprünün tasarımını kapsamaktadır.

Tezin 2. bölümünde AASHTO' ya göre otoyol köprülerinin sismik tasarımını kapsamaktadır. Bu şartname geleneksel çelik ve beton kirişli, kutu ana kirişlerinin açıklığı 150 m' yi aşmaması durumunda geçerlidir. Asma köprüler, yay tipi, kablolarla taşınanlar, ve taşınabilir köprüler bu şartname kapsamı dışındadır. Köprüler yapı önem sınıfına ve etkin ivme sabitine göre 4 deprem davranış kategorisinde (DDK) toplanır. Bunlar DDK A, DDK B, DDK C ve DDK D. Tek açıklıklı tüm köprülerde ve DDK A' ya mensup köprülerde deprem hesabı yapılmasına gerek yoktur.

Tezin 3. bölümünde ise Japon Şartnamesine göre köprülerin sismik tasarımını kapsamaktadır. Bu bölümde Hyogo-ken Nanbu depreminde meydana gelen hasarlar belirtildi. Hasarlar incelendiği zaman eski şartnamelerle yapılan köprülerde çok büyük hasarlar çökmeler meydana gelirken, yeni şartnameyle yapılan köprülerde bu kadar büyük problemler yaşanmadı.

Tezin 4. bölümünde ise ABD ve Japon şartnamelerinin karşılaştırılmaları yapıldı. Her iki şartnamede temelde yaşam riskini en aza indirmeyi amaçlamaktadır. Yani çok büyük depremlerde bile köprülerde hasarlar oluşabilir fakat bu göçmeye neden olmamalıdır.

Tezin 5. bölümünde ise İstanbul'daki mevcut köprüler üzerine bir değerlendirme yapıldı. 1. Çevreyolu üzerindeki (1973-1987 arasında yapılan) köprüler Teknik Yönetmelikler Fransa Köprüler Şartnamesine Göre yapılırken, 2. Çevreyolu üzerindeki (1987' den sonra yapılan) köprüler AASHTO' ya göre yapılmıştır.

Tezin 6. bölümünde ise Kadıköy'de Fenerbahçe stadının yanında olan K-517 Kızıltoprak Üst geçit köprüsünde ABD, Japon ve Türk yönetmeliklerine göre deprem hesabı yapıldı, mevcut köprünün depreme karşı davranışı incelendi.

2. OTOYOL KÖPRÜLERİNİN 1996 SİSMİK TASARIM ŞARTNAMESİ (AASHTO)

2.1 Giriş

2.1.1 Amaç ve Felsefe

Bu şartnameler köprülerin depremlerden en az hasarla çıkmaları için teşkil edilmiş dizayn ve yapım kurallarıdır.

Bu hazırlıklarda belirtilen deprem hareket ve kuvvetleri dizaynı, köprünün normal ekonomik ömrünü düşük olasılıkla arttırdığı esasına dayanır. Köprü ve elemanları bu kuvvetlere karşı koymak için dizayn edilir ve dizayn ayrıntılarında ihtiva eden hazırlıkla inşa edilir, hasar meydana gelebilir fakat sismik yer hareketi nedeniyle çökme olasılığı çok düşüktür.

Şartların gelişimi için kullanılan prensipler :

1. Küçük ve orta ölçekli depremlerde yapı elemanları önemsiz hasarla beraber elastik davranış gösterirler.
2. Dizayn prosedürlerinde gerçek sismik yer hareket şiddetleri ve kuvvetleri kullanılır.
3. Büyük depremlerde oluşan sarsıntılar köprünün tamamını veya bir kısmının çökmesine neden olmamalı, meydana gelen hasarlar tamir için ulaşabilir ve bulunabilir olmalıdır.

Bu sismik dizaynın ana hatlarının gelişiminde esas olan ABD' nin her tarafında uygulanabilir olmasıdır. Sismik risk çeşitleri yüksek ülkelerde çok azdır. O yüzden dizaynın amacı 4 sismik performans kategorisinde toplandı, bu kategorileri belirlemek için yerler için bir ivme sabiti (önceden hazırlanmış haritalarla tespit edilir) ve önem sınıfıdır. Sismik analiz ve dizayn 4 sismik performans kategorisinde tanımlandı.

Bir köprü temeli deprem esnasında işlevsel şekilde dizayn edilmiş olmalıdır. İvme sabitleri 0,29'dan büyükse köprü temelleri ilave gereksinimlerle yapılmalıdır.

2.1.2 Şartnamenin Geçmişi

1971 San Fernando depremi Amerika'daki köprülerin sismik dizaynı gelişimi için önemli bir gelişim noktası olmuştur. 1971'den önce AASHTO köprülerin sismik dizaynı hazırlanırken (California yapı mühendisliği kurumu) yapılara yatayda gelen kuvvet baz alınmıştır. 1973'de California nakliye departmanı köprülerin yeni sismik dizaynı kriterlerini tanıttı, içeriğinde aktif faylar arasında ilişki, zeminlerin sismik tepkisi ve köprülerin dinamik karakteristik tepkisidir. 1975 AASHTO geçici şartnamesi 1973 CalTrans'ın modifiye edilmiş bir versiyonudur. Federal Yollar İdaresi ile Teknoloji Uygulama Konseyi 1978'de resmi bir kararla kontrat yapıldı.

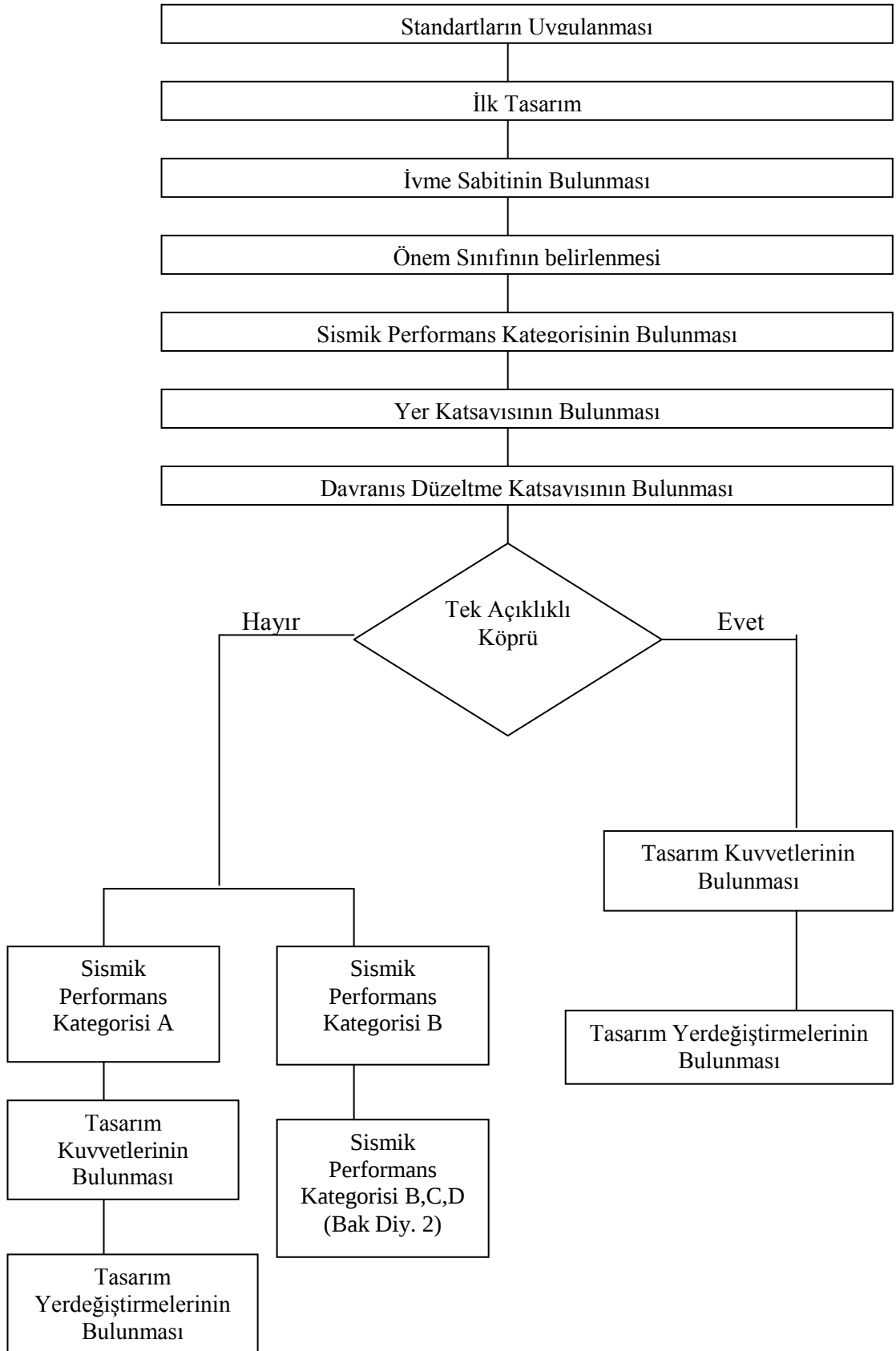
- Viyadüklerin sismik dizaynında güncel kriterleri değerlendirmek.
- Son sismik araştırmaları gözden geçirip yeni şartnamede kullanmak
- Viyadükler için ABD tüm bölgelerinde uygulanabilir bir sismik dizayn rehberinin oluşması.
- Bu rehberin etkilerini değerlendirmek ve modifiye etmek

2.1.3 Temel Kavramlar

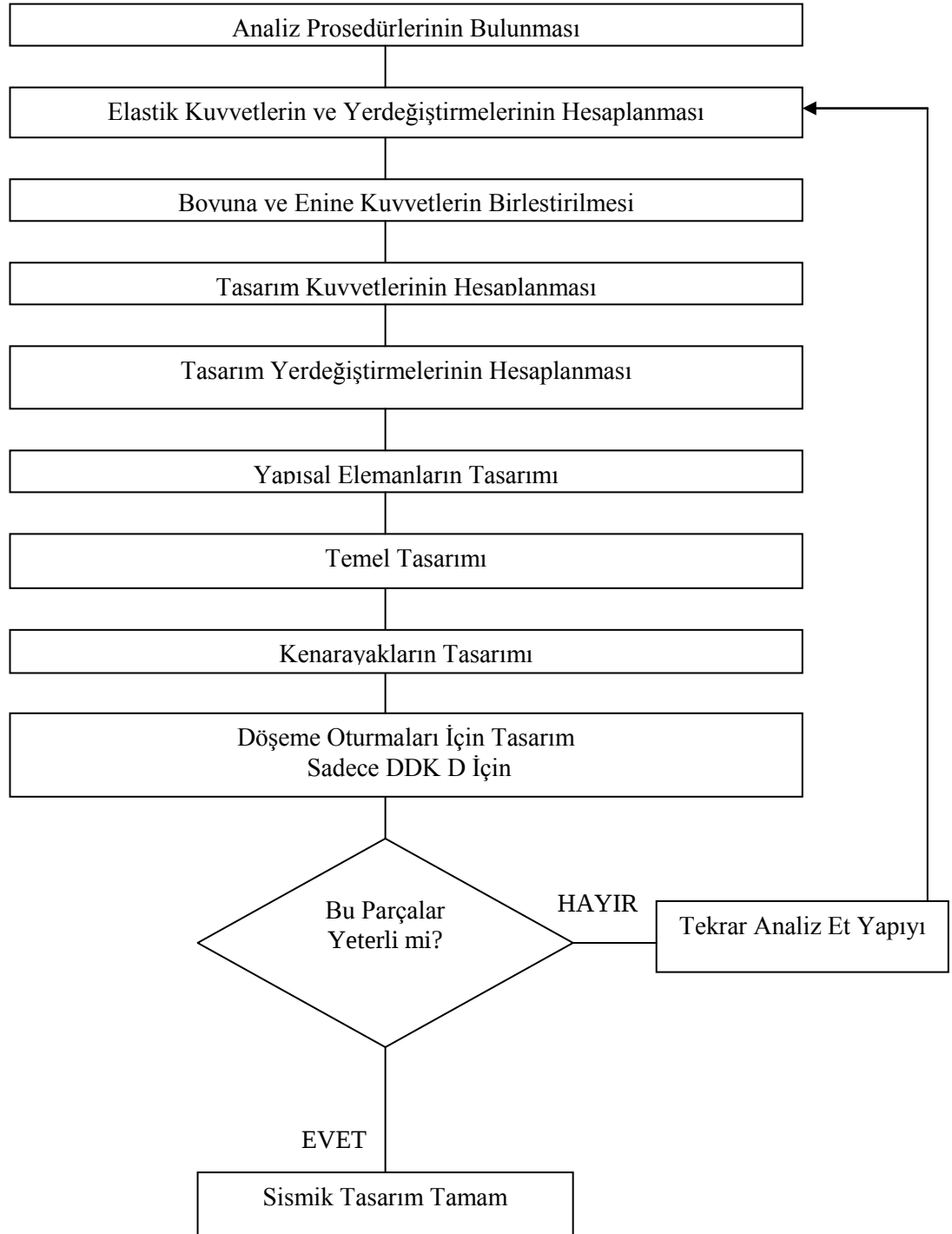
Bu şartnamenin gelişiminde aşağıdaki temel kavramlar baz alındı.

- Yaşam riskini minimize etmek.
- Köprülerde ufak hasarlar meydana gelebilir, fakat deprem hareketinden dolayı göçme düşük olasılıktır.
- Köprüler işlevini devam ettirir.
- Yer hareketini kullanılarak oluşturulan dizayn, köprünün ekonomik ömrünü aşması ufak bir olasılık olmalıdır.
- Koşulların ABD tüm bölgelerinde uygulanabilir olması.
- Dizayn yaratıcılığı kısıtlanamaz

2.1.4 Akış Diyagramları



Şekil 2.1 Tasarım Prosedürü Akış Diyagramı



şekil 2.2 DDK B, C ve D için Alt Akış Diyagramı

2.2 Genel Gereksinimler

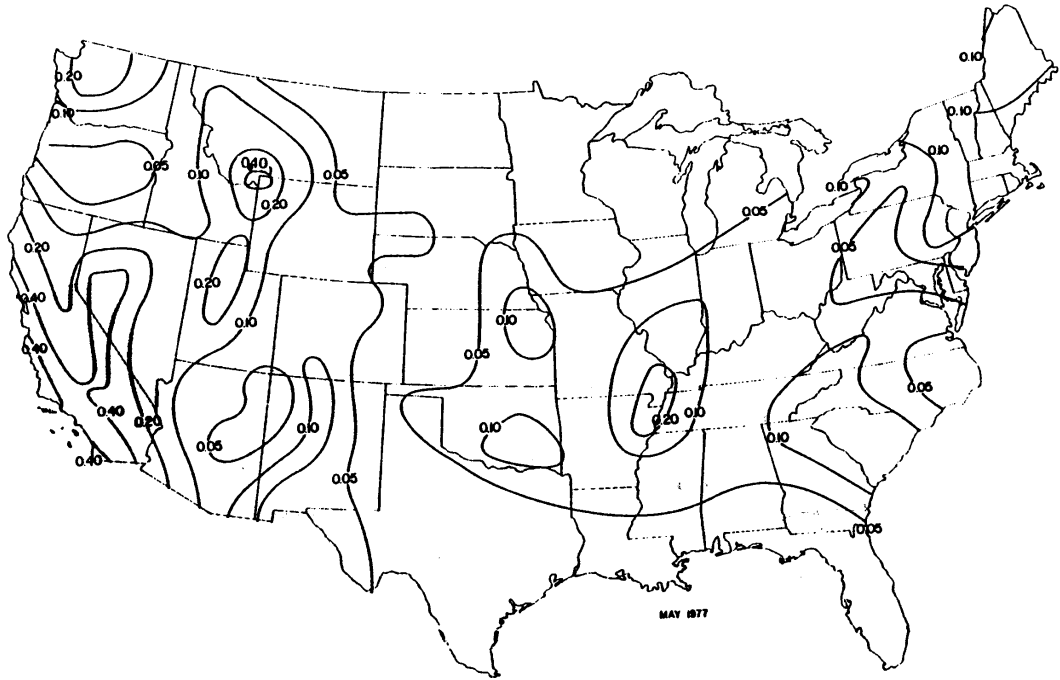
2.2.1 Şartnamenin Uygulanabilmesi

Bu şartnamenin amacı, yeni köprülerin dizaynında ve yapımı aşamasında deprem hareketine karşı dirençli olmasıdır. Bu şartname de geleneksel çelik ve beton kirişli, kutu ana kirişlerinin açıklığı 150 m'yi aşmaz. Asma köprüler, yay tipi, kablolarla taşınanlar ve taşınabilir köprüler bu şartname kapsamı dışındadır. Kanal tipi köprülerde (menfez, yer altı su yolu, büz) genelde sismik dizayna ihtiyaç yoktur.

Bu şartname koşulları minimumun gereksinimleri içine alıyor.

Tek açıklıklı ve sismik performans kategorisi A olan tüm köprülerde detaylı bir sismik analize gerek yoktur.

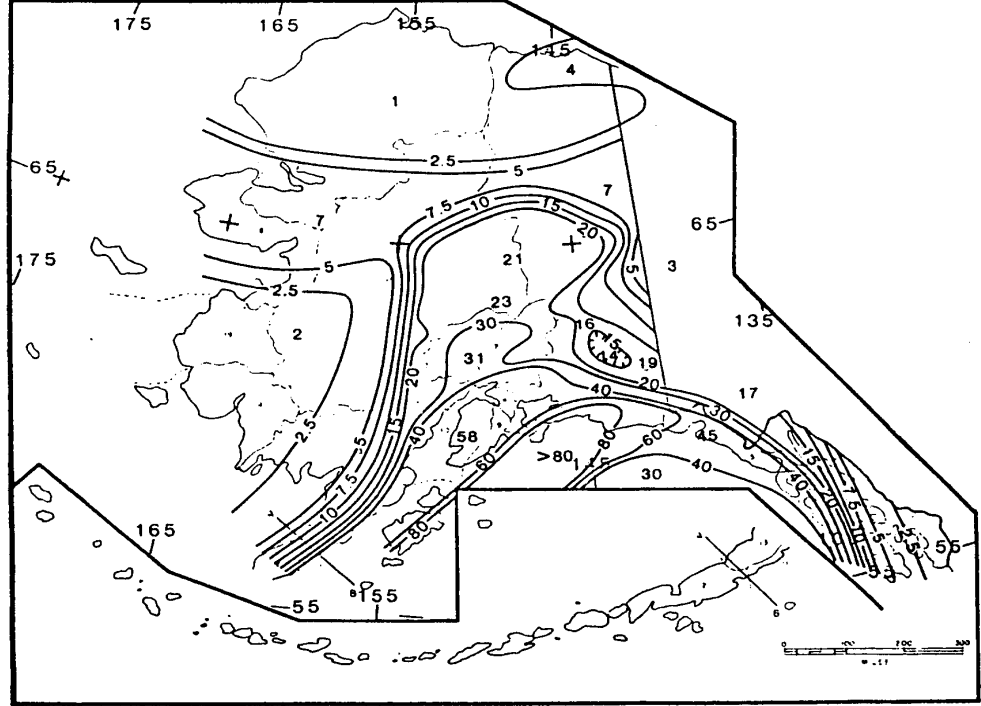
2.2.2 İvme Sabiti



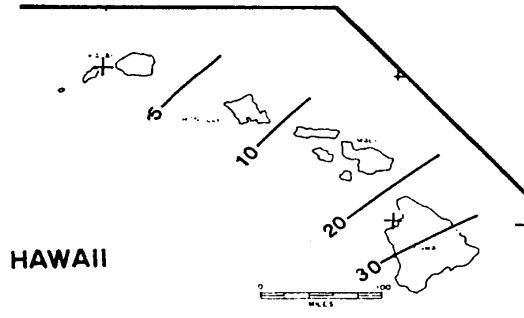
Şekil 2.3 ABD-İvme Sabitleri

İvme sabitleri hesaplanmasında yukarıdaki Şekil 2.3' deki gibi eşyükseleli haritaları kullanılır. Şekil 2.4' de verilen değerler yüzdelik ifade eder, A katsayısını nümerik değerini bulmak için değerleri 100'e böleriz. İvme sabitinin hesaplamak için özel çalışmalar yapılır aşağıdaki şartların varlığına göre;

- Yerin aktif faya yakın olup olmaması
- Uzun zamandır bölgede deprem beklenmesi,
- Köprünün öneminde geri dönüş periyodunun dikkate alınmalı



ALASKA



HAWAII



PUERTO RICO

Şekil 2.4 Alaska, Hawaii ve Puerto Rico-İvme Sabiti

2.2.3 Yapı Önem Sınıflandırılması

- Kritik ve Önemli Köprüler : 1. Derecede Önemli Köprüler
- Diğer Köprüler : 2. Derecede Önemli köprüler

2.2.4 Deprem Davranış Kategorileri (DDK)

AASHTO şartnamesinde her bir köprüye A, B, C, D şeklinde bir deprem davranış kategorisi verilmek suretiyle köprüler arasındaki yapı önem farklılıkları dikkate alınmaktadır.

Tablo 2.1 Deprem Davranış Kategorileri

<u>Ana Kaya İvme Değeri</u>	<u>Deprem Davranış Kategorisi</u>	
A	1. Derece Önemli Köprüler	2. Derece Önemli Köprüler
A [0,09	A	A
0,09 < A [0,19	B	B
0,19 < A [0,29	C	C
0,29 < A	D	C

2.2.5 Zemin Etkileri

Zemin koşullarının köprü üzerindeki etkisi zemin tipine göre değişkenlik gösterir.

Tablo 2.2 Zemin Etkisi

<u>Zemin Profil Tipi</u>	<u>Zemin Cinsi</u>	<u>S</u>
Tip 1	Kaya (Kayma dalga hızı > 760 m/sn) ile ana kaya üzerinde toplam 60 m den daha az kalınlıktaki sağlam kum, çakıl veya katı ve sert kil zemin	1
Tip 2	Ana kaya üzerinde 60 m den daha fazla kalınlıktaki sağlam kum, çakıl veya katı ve sert kil zemin	1,2
Tip 3	Ana kaya üzerinde 9 m veya daha fazla kalınlığı olan yumuşak-orta sıkı kil veya kum zemin	1,5
Tip 4	Kayma dalga hızı < 150 m/sn olan 12 m den daha fazla kalınlıktaki dolgu, yumuşak kil veya silt zemin	2

2.2.6 Elastik Deprem Davranış Katsayısı

% 5 Sönüm oranı için :

$$C_s = 1,2 A S / T^{2/3}$$

C_s : Elastik Deprem Davranış Katsayısı

A : Taban Kayasındaki (Ana Kaya) Maksimum

Yatay İvme

$$C_s [2,5 A$$

S : Zemin Katsayısı

T : Köprü Titreşim Periyodu (Saniye)

NOT : Ana kaya maksimum ivme değeri, $A > 0,30$ olduğu deprem bölgelerinde, profil tip3 ve tip4 zeminlerde $C_s [2A$ alınacaktır.

İSTİSNALAR:

1. Zemin profil tipi tip3 veya tip 4 olan ve $T < 0,3$ sn olan durumlarda

$$C_{sm} = A (0,8 + 4T_m)$$

2. Eğer $T_m > 4$ saniye olursa :

$$C_s = 3 A S / T_m^{4/3}$$

2.2.7 Davranış Düzeltme Katsayısı

Hesaplanan elastik deprem davranış katsayısının C_s davranış düzeltme katsayısı R ile bölünmesi sonucu deprem yatay kuvvetleri bulunur V_d .

$$V_d = V_e / R = C_s W / R = 1,2 A S / R T^{2/3}$$

V_d : Hesap Deprem Yatay Yüğü

R : Davranış Düzeltme Katsayısı

2.2.8 Elastik Kuvvetlerin ve Yerdeğıştirmenin Hesabı

Deprem davranış kategorileri (DDK) B, C, D olan köprülerde elastik kuvvet ve yerdeğıştirme için bağımsız iki düşey aks boyunca analiz yapılır. Bulunan kuvvetler bölüm 2.2.9'da bir araya getiriliyor. Tipik olarak köprünün boyuna ve enine doğrultuda düşey akslar seçilir fakat dizaynın istediğı doğrultuda seçim yapılır.

2.2.9 Dik Sismik Kuvvetlerin Sismik Kombinezasyonu

Köprü boyuna yönde ve buna dik olarak enine yönde teker teker deprem yükleri ve kesit tesirleri hesaplanmalı ve sonuçta aşağıdaki gibi deprem yük kombinezasyonu oluşturulmalıdır.

1. Köprü boyuna yönündeki tam deprem yükü + %30*Köprü enine yönündeki deprem yükü.
2. Köprü enine yönündeki tam deprem yükü + %30*köprü boyuna yönündeki deprem yükü.

Tablo 2.3 Davranış Düzeltme Katsayısı

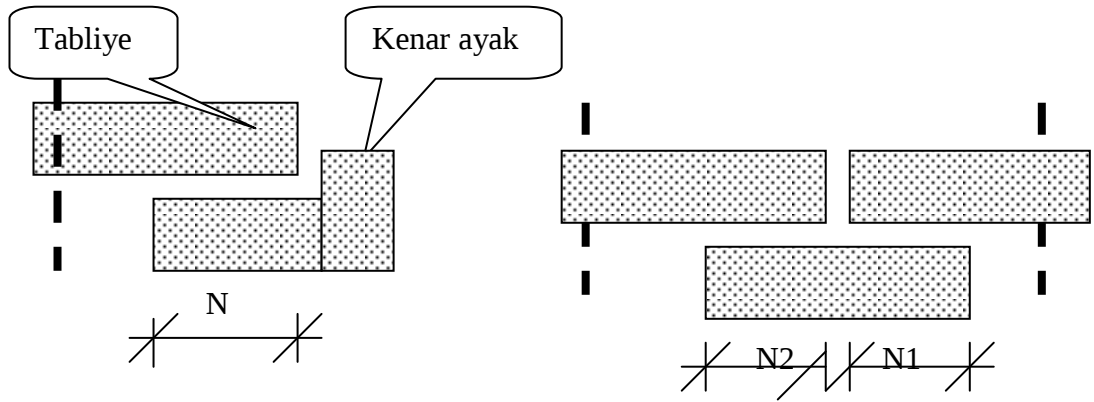
<u>Alt Yapı Elemanı</u>	<u>Davranış Düzeltme Katsayısı R</u>
Orta Ayak Perdesi	2
Tek Kolon Orta Ayak Elevasyonu	3
Betonarme Kazık Gurupları	
• Düşey Kazıklar	3
• Bir veya daha fazla sayıda eğik kazıklar	2
Çelik veya kompozit çelik-betonarme kazık gurupları	
• Düşey kazıklar	3
• Bir veya daha fazla sayıda eğik kazı	2
Çoklu kolon çerçevesi	5
<u>Bağlantılar</u>	<u>Davranış Düzeltme Katsayısı R</u>
Kenar ayak-Üstyapı	0,8
Genleşme derzleri	0,8
Orta ayak, perde, kolon-başlık kirişi ve üstyapısı	1
Orta ayak, perde, kolon-Temel	1

1. Yapı elemanının her iki yönü için aynı R değeri geçerlidir.
2. Kolonlar için geçerli şartlar yerine getirildiği takdirde duvar sınıfına giren ayaklarda dar yönde kolon gibi tasarlanabilir. Bu durumda R = 3 alınmalıdır.
3. Bağlantı ifadesinden kesme kuvveti ile normal kuvvet aktaran ve genelde moment aktarmayan birleşimler kastedilmekte olup dolayısı ile mesnet, kayma dişi ve deprem takozu gibi elemanları kapsamaktadır.

4. DDK C ve D sınıfına giren köprülerde bağlantılar, kolon veya kolon gurubunda plastik mafsallık meydana geldiği zaman ortaya çıkan kuvvetlere göre hesaplanmalıdır. Söz konusu plastik mafsallaşma kuvvetleri ise $R=1$ kullanıldığında bulunan kuvvetlere kıyasla genelde daha küçüktür.

2.2.10 Minumun Oturma-Genleşme Gereksinimleri

DDK ve açıklık sayısı ne olursa olsun tüm köprülerin kirişlerin sonundaki genleşme derzleri minumun gereksinimleri karşılayacak uzunlukta olacaktır. Minumun değeri N DDK A için 2.8.3, DDK B için 2.9.3 ve DDK C ve D için 2.10.3 açıklandı. (N: Kiriş oturma mesafeleri).



Şekil 2.5 Minumun Oturma Mesafesi

2.3. Analiz Gereksinimleri

2.3.1 Genel

Bu bölümde köprülerin deprem analiz metotları seçimindeki gereksinimlere bakılacak.

Yöntem 1. Düzgün Yayılı Yük Yöntemi (Eşdeğer Statik Yöntemi)

Yöntem 2. Tek Modlu Titreşim Dinamik Analiz Yöntemi

Yöntem 3. Çok Modlu Titreşim Dinamik Analiz Yöntemi

Yöntem 4. Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi (Bu Yöntem Kullanıldığında $R=1$ alınır)

2.3.2 Analiz Metodunun Seçimi

Özel köprülerde analiz metodunun seçiminde minumun gereksinimler Tablo 2.4' da verildi. Düzenli köprüler açıklık sayısı 7 den az olan, birdenbire bitmeyen,

olağanüstü ağırlık değişimi olmayan köprülerdir. Düzgün köprülerin tanımı Tablo 2.5’ de yapılmıştır. Tablo 2.5’ de tanımlanmayan tüm köprüler düzensiz köprülerdir.

Tablo 2.4 Minumun Analiz Gereksinimleri

Deprem Davranış Kategorisi	Minumun 2 ve Maksimum 6 açıklıklı düzgün köprüler	2 veya Daha Fazla Açıklıklı Düzgün Olmayan Köprüler
A	Hesap gerekmemektedir.	Hesap gerekmemektedir
B, C, D	Yöntem 1 veya Yöntem 2	Yöntem 3

2.3.2.1 Tek Açıklıklı ve DDK A Olan Köprülerde Hesap Yapımı

Tek açıklıklı tüm köprülerde ve DDK A ya mensup köprülerde deprem hesabı yapılmasına gerek yoktur. Ancak DDK A köprülerinde sabit mesnet kullanıldığı takdirde, sabit mesnet tüm zati (ölü) yüklere zıt toplam mesnet reaksiyonunun %20’sine eşit bir yatay yüke göre hesaplanacak ve teşkil edecektir.

Tablo 2.5 Düzenli Köprü Koşulları

Parametre	Sınır Değer				
Açıklık Sayısı	2	3	4	5	6
Maksimum Merkez Açısı (Kurptaki Köprülerde)	90	90	90	90	90
Maksimum Açıklık Oranı (Komşu Açıklıklarda)	3	2	2	1,5	1,5
Maksimum Orta Ayak Rijitlik Oranı (Komşu Açıklıklarda) (Kenarayaklar Hariç)	-	4	4	3	2

2.3.2.2 Kurptaki Köprüler İçin Özel Durumlar

- Köprü Tablo 2.5’ de tanımlandığı şekilde düzenli ise komşu açıklıklarda maksimum açıklık oranı 2 yi aşmıyorsa
 - Kurptaki köprülerde maksimum merkez açısı planda 30^0 den büyük değilse ve
 - Kurptaki köprüde yay uzunluğu, düz bir köprüdeki yay uzunluğuna eşit ise
- Tüm bu köprüleri düzgün bir köprü diyebiliriz.

2.3.2.3 Kritik Köprüler İçin Özel Şartlar

Kritik köprüler için aktif faya yakın olanlar ve geometrik olarak kompleks olanları söyleyebiliriz. Zaman Alanında Çözüm Metodu bu amaca yönelik bir analizdir.

2.4 Yöntem 1: Düzgün Yayılı Yük Yöntemi

Düzgün yayılı yük yöntemi hem enine hem boyuna doğrultuda deprem hareketini kapsar. Temelinde eşdeğer statik yöntem analizinde; yaklaşık olarak deprem yükü etkisi düzgün yayılı yük kullanılır. Düzenli köprülerin temel titreşim periyodu için uygundur. Tüm yer değiştirmeler ve kuvvetler hesaplanırken yanlış yapmamaya özen gösterildiği için, %100 olarak kenar ayağa gelen kesme kuvveti fazla tahmin edilir. Eğer bu kadar tutucu olunmak istenmiyorsa, Tek Modlu Spektrum Çözüm Yöntemi tavsiye edilir.

Adım 1 : Şekil 2.6.A' daki gibi farz edilen düzgün yayılı yük P_0 dan dolayı doğan $V_s(x)$ statik yer değiştirmelerini hesapla. Düzgün yayılı yük P_0 köprü uzunluğu boyunca uygula; köprü boyunca birim yükleme yap ve birim uzunluğa gelen yer değiştirmeyi bul $V_s(x)$.

Adım 2 : Köprünün yatayda rijitliğini hesapla (K) ve toplam ağırlık W ise;

$$K = P_0 L / V_{s(max)} \quad W = \int w(x)dx \quad L : \text{Toplam köprü uzunluğu (m)}$$

$V_{s(max)}$: Maksimum statik yer değiştirme

$w(x)$: Köprünün üst yapısı ve alt yapısındaki nehir içindeki ayaklardan doğan ölü yükün birim ağırlığıdır.

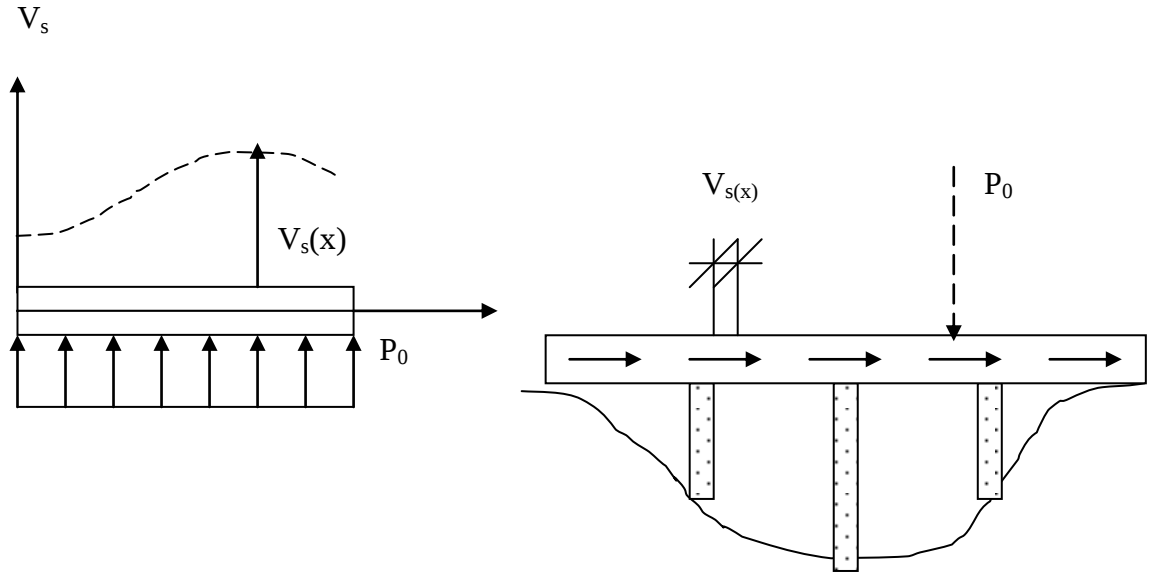
Köprü üst yapı ağırlığından başka kenar ve orta ayak başlık kirişleri, elavasyonları ile temellerin ağırlıkları dikkate alınmalıdır, sürekli ve yoğun araç trafiği taşıyan şehir içi köprülerinde hareketli yüklerde titreşimsiz olarak da dikkate alınabilir.

Adım 3 :

$$T = 2\pi \sqrt{W / g K}$$

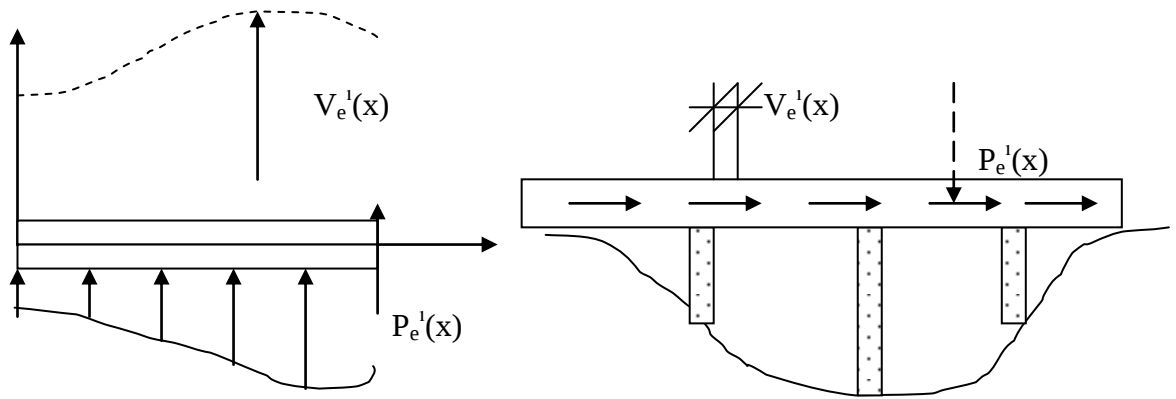
Yerçekimi ivmesi

Köprünün titreşim periyodu



Şekil 2.6.A

(a) Planda enine yükleme (Tabliye Yükleme) (b) Elavasyonlara boyuna yükleme



Şekil 2.6.B

(Deprem Yüklemesi)

(a) Planda enine yükleme

(b) Elavasyonlara boyuna yükleme

Adım 4 :

$$P_e = C_s W / L$$

C_s : boyutsuz elastik deprem davranış katsayısı

P_e : Eşdeğer deprem yükü birim uzunluk için 1. titreşim modu

Adım 5 :

P_e uygulayarak yer deşiştirmeleri ve kuvvet elemanlarını bul ve P_e / P_0 oranını hesapla.

2.5 Yöntem 2: Tek Modlu Spektrum Çözüm Yöntemi

Adım 1 : Şekil 2.6.B deki gibi farz edilen düzgün yayılı yük, P_0 dan dolayı doğan $V_{s(x)}$ statik yer deşiştirmeleri hesapla, düzgün yayılı yük P_0 köprü uzunluğu boyunca uygula, köprü boyunca birim yükleme yap ve birim uzunluğa gelen yer deşiştirmeyi bul $V_{s(x)}$.

Adım 2 : α , β , γ değerlerini hesapla.

$$\alpha = \int V_{s(x)} dx \quad (4.5) \quad \beta = \int w(x) V_{s(x)} dx \quad (4.6) \quad \gamma = \int w(x) V_{s(x)}^2 dx$$

w(x) : Köprü birim uzunluğa gelen toplam ağırlık (t/m) Üstyapı ağırlığından başka kenar ve orta ayak kirişleri, elavasyonları ile temellerin ağırlıklarda dikkate alınmalıdır; sürekli ve yoğun araç trafiği taşıyan şehir içi köprülerinde hareketli yüklerde (titreşimsiz olarak) dikkate alınabilir.

V(x) : Köprü boyuna yönde ve ayrıca enine yönde etkiyen 1 t/m lik birim yayılı yükten oluşan boyuna veya enine yatay deplasman (m)

Adım 3: Köprü periyodunun hesabı

$$T = 2\pi \sqrt{\gamma / P_0 g \alpha}$$

Yerçekimi ivmesi

Köprünün titreşim periyodu

Adım 4: Köprü birim uzunluğuna gelen eşdeğer deprem statik yükü

$$P_{e(x)} = \beta C_s w(x) V_{s(x)} / \gamma$$

Adım 5: Şekil 2.6.B de gösterildiği gibi $P_{e(x)}$ yükü köprüye uygulayıp, yer deşiştirmelere ve kuvvet üyelerine göre dizayn yapılması.

2.6 Yöntem 3: Çok Modlu Spektrum Çözüm Yöntemi

Geometrisi düzenli olmayan köprülerde, modları basitleştirmek mümkün olmadığı gibi, toplam etkiyi tek modla elde etmek de olanaksızdır. Enine ve boyuna titreşim modların etkileşimini göz önüne alabilecek üç boyutlu çerçeve çözümüne dayalı bir bilgisayar programı ile çözüm yapılabilir. Köprü taşıyıcı sistemi, her düğüm noktası 6 serbestlik derecesine sahip olacak şekilde modellenir. Yapı kütlesi en az üç öteleme kütlesi olarak göz önüne alınmalıdır. Üst yapı çubuk elemanları, birleşim ve mesnet noktaları dışında en az dörtte bir noktalarında tanımlı düğüm noktalarında modelleme yapılabilir. Deprem takozları ve genişleme derzleri uygun rijitlikte bir veya birkaç çubukla temsil edilebilir. Bunun gibi temel zemin koşulları, elastik eşdeğer yaylarla göz önüne alınabilir. En az açıklık sayısının 3 katı ve en çok 25 mod göz önüne alınarak çözüm yapılır ve mod etkilerinin birleştirilmesinde Tam Karesel Birleştirme Kuralı kullanılır.

2.7 Yöntem 4: Zaman Alanında Çözüm Yöntemi

İş sahibinin onayı ile seçilen deprem kayıtları kullanılarak zaman artımı ile çözüm yapılabilir. Yerel olarak elde edilmiş kayıt yoksa, yerel spektruma uyumlu beş deprem kaydı kullanabilir. Elde böyle bir yerel spektrum yoksa, yerel koşullara uygun bir spektrum elde etmek için C_s davranış katsayısı kullanılabilir. Zaman alanında çözüm yöntemi, elastik çözümleme ile kullanılmışsa, alt yapı ve bağlantılar için $R=1$ alınmalıdır.

2.8 DDK A Olan Köprüler İçin Tasarım Koşulları

2.8.1 Genel

İvme sabiti A [0,09 olan tüm köprüler (1. ve 2. önem sınıfta olanların tümü) DDK A ya girer.

2.8.2 DDK A İçin Tasarım Kuvvetleri

Eğer bir mekanik alet kullanırsak altyapı ile üst yapıyı birbirine bağlamak için o ayak ağırlığının %20 sini eşdeğer yatay depremsel kuvvete direnç gösterecek şekilde tasarım edilecektir. Boyuna doğrultudaki dizayn kuvvetini tayin etmekte kullanılan her üstyapı segmenti, sabit mesnet doğrultusundaki ayak ağırlığı, bu segmentin

toplam ağırlığı olarak ifade edilir. Bir segmenti destekleyen her mesnet veya basitçe desteklenen açıklık enine yönde tutulu ise, enine yönde dizayn kuvvetleri tayin etmekte kullanılan ayak ağırlığı o mesnede ölü yük reaksiyonu olarak ifade edilir.

2.8.3 DDK A İçin Tasarım Yerdeğiştirmeleri

DDK A için üstyapının düşmesini önlemek için sağlanması gereken minumun oturma payı aşağıdaki formülle hesaplanır.

$$N = (8 + 0,02L + 0,08H)(1 + 0,000125S^2) \quad (\text{in})$$

Veya

$$N = (203 + 1,67L + 6,66H)(1 + 0,000125S^2) \quad (\text{mm})$$

L : Genleşme derzleri sadece kenar ayaklarda olan köprülerde köprü toplam boyu veya diğer köprülerde genleşme derzleri arasındaki tabliye boylarının toplamıdır.

H : Genleşme derzleri arasındaki ayakların ortalama yüksekliği

S : Köprü verevlik açısı (Köprü eksenine dik doğrultuya göre derece açısı)

2.8.4 DDK A İçin Temel ve Kenarayak Tasarım Koşulları

Bu kategoriye giren köprülerde kenar ayak ve temeller için özel depremsel dizayn koşulları yoktur. Tüm koşullara uymakla birlikte deprem hareketinden dolayı doğan yatay ve düşey yükleri destekleme koşulu sağlamalıdır. Temel boyutları üzerinde çalışırken dolgular, şev stabilizesi, yatay zemin basıncı, drenaj, oturma kontrolü, ve kazık koşulları dikkate alınır.

2.8.5 DDK A İçin Yapısal Çelik Tasarım Koşulları

Depremsel kuvvetleri göz önüne alınmaksızın köprüdeki yapısal elemanlar için bölüm 2.8.2 altyapı ve üstyapı elemanlarının bağlantıları için geçerli koşullar gerekir.

2.8.6 DDK A İçin Betonarme Tasarım Koşulları

Depremsel kuvvetleri göz önüne alınmaksızın köprüdeki yapısal elemanlar için bölüm 2.8.2 altyapı ve üstyapı elemanlarının bağlantıları için geçerli koşullar gerekir. Bununla birlikte betonarme kolon, temel pabucu ve bağlantı koşulları AASHTO (1996) servis yükü ve yük faktörü kısmında anlatılmıştır. Eğer servis yükü dizaynı kullanılırsa kabul edilebilir gerilmeler %33 arttırılabilir.

2.9 DDK B Olan Köprüler İçin Tasarım Koşulları

2.9.1 Genel

İvme değeri $0,09 < A \leq 0,19$ aralığında 1.ve 2. derecede olan tüm köprüler deprem davranış kategorisi B ye girer.

2.9.2 DDK A İçin Tasarım Kuvvetleri

2.9.2.1 Yapısal elemanlar ve bağlantılar için tasarım kuvvetleri

Depremisel dizayn kuvvetleri bu alt bölümlere uygulamak için ;

- (a) Üstyapı, onun genleşme derzlerine ve üst yapı ile onun oturduğu alt yapı arasındaki bağlantılara
- (b) Altyapının üst kısmından alt kısma doğru ayak temellerine kadar, temeller ve kazıklar hariç.
- (c) Üstyapı kenar ayak bağlantı elemanları

Yukarıdaki unsurla deprem dizayn kuvveti hesaplanırken Yük Durumu1 ve Yük Durumu 2 den bulunan elastik sismik kuvvetler davranış düzeltme katsayısı (R) bölünerek bulunur. Modifiye olmuş deprem kuvvet sonuçları iki yük durumu için bir araya getiriliyor diğer yük bileşenleri ile;

$$\text{Grup Yükleme} = 1 (D + B + SF + E + EQM) \quad (2.1)$$

D : Ölü yük

E : Toprak Baskısı (Zemin İtkisi)

B : Su üzerinde durabilme (Alttan kaldırma etkisi)

EQM : Elastik deprem kuvveti

SF : Akarsu akımı basıncı (Su akıntısı yükü)

Yapının her elemanı Bölüm I (AASHTO Otoyol köprüleri için standart şartnameler) her yük kombinezasyonlarının kuvvet sonuçlarına dayanarak dizayn edilecek ve buradaki koşullara eklenecek.

2.9.2.2 Temeller İçin Tasarım Kuvvetleri

Depremler için sismik dizayn kuvvetleri, temel pabuçlarını, kazık başlıklarını ve kazıkları kapsar. Elastik deprem kuvvetleri R' ye bölünmesiyle elde edilir ve düzeltilmiş şekli aşağıdaki gibidir. Bu düzeltilmiş sismik kuvvetler bağımsız biçimde bir araya gelir diğer kuvvetlerle.

Grup Yükleme = 1 (D+B+SF+E+EQF)

EQF: Elastik deprem kuvveti yük durumu 1 yük durumu 2 için Davranış düzeltme katsayısı (1,5R) bölünmesi ile altyapı (kolon veya ayak) temele bağlandı.

İstisna: Kazık gurupları için R azaltılmayacak 1,5 kat.

Temellerin tüm elemanları AASHTO (1996) Bölüm 1 'e göre dizayn ediliyor oradaki koşulların sonuçlarına göre kuvvetlere karşı dirençli olmalıdır.

2.9.2.3 Kenar Ayaklar ve İstinat Duvarları İçin Tasarım Kuvvetleri

Üstyapı ile bir kenar ayak bağlantı elemanları (mesnet) Bölüm 2.9.2.1' deki kuvvetlere karşı dizayn edilecek. Dizayn koşulları kenar ayaklar için bölüm 2.9.4.3'de verildi.

2.9.3 DDK B İçin Tasarım Yerdeğiştirmeleri

DDK A için üstyapının düşmesini önlemek için sağlanması gereken minimum oturma payı aşağıdaki formülle hesaplanır.

$$N = (8 + 0,02L + 0,08H)(1 + 0,000125S^2) \quad (\text{in})$$

Veya

$$N = (203 + 1,67L + 6,66H)(1 + 0,000125S^2) \quad (\text{mm})$$

L : Genleşme derzleri sadece kenar ayaklarda olan köprülerde köprü toplam boyu veya diğer köprülerde genleşme derzleri arasındaki tabliye boylarının toplamıdır.

H : Genleşme derzleri arasındaki ayakların ortalama yüksekliği

S : Köprü verevlik açısı (Köprü eksenine dik doğrultuya göre derece açısı)

2.9.4 DDK B İçin Temel ve Kenarayak Tasarım Koşulları

2.9.4.1 Genel

Deprem hareketinden doğan düşey ve yatay yüklere karşı tüm gerekli koşulları sağlanır, bunun içeriğinde temel boyutları tahkikatı, dolgular, eğim stabilitazi, yatay zemin gerilmeleri, drenaj, oturma kontrolü, ve kazık koşulları ve kapasiteleri.

Temel ve kenar ayak için deprem dizayn koşulları DDK B için aşağıda verildi.

2.9.4.2 Temeller

2.9.4.2(A) Tahkikat : Normal yer araştırmasına ek olarak,mühendis raporun sunuşunda potansiyel riskleri ve depremsel dizayn koşullarını açıklar.

(şev dayanıksızlığı, sıvılaşma, dolgu oturması, ve yatay deprem gerilmelerinin artırılması, deprem hareketlerinin sonuçlarının hepsi) Şev dayanıksızlığı yaklaşım dolgularında ve kenar ayaklarda önemli oturmalara ve hasarlara neden oluyor. Yatay gerilmelerden doğan dolgu oturması ve kenar ayak yer değiştirmeleri köprüde yapısal hasarların artmasına neden olabilir. Doygun kohezyonsuz dolgular ve temel tabanındaki sıvılaşma şev ve kenar ayak dayanıksızlığına katkıda bulunabilir ve temel taşıma kapasitesinde ve yatayda kazıkların taşımasında kayıplara neden olur. Geçmiş depremler göster di ki sıvılaşma köprülerin göçmesine neden oluyor.

2.9.4.2(B) : Bölüm 2.9.2.2 de belirtilen yük kombinezasyonları, zemin güçlendirme kapasitesini arttırmak temelde, yer tahkikat raporunun yapılmasıyla mümkün olur. Genel yorum zemin güçlendirilmesi ve rijitliği harekete geçirmek için deprem esnasında, temeli kaldırmak, kazıkların yatay yüklenmesi, zemin yapı etkileşimi ve temel dizaynı çevrede sıvılaşmaya duyarlı olması yorumda şart koşuluyor.

2.9.4.2(C) : Tüm kazıklar tam olarak ankraj olmalı temel pabucuna veya kazık başlığına. Beton kazıkların ankraj derinliği yeterli uzunlukta yerleşir betonarme kazık başlıklarına, bu uzunluk en azından betonarme elamanlar için gerekli miktardan az olmayacak. Tüm kazık takları en azından 4 çelik çivi ile takviye edilmeli, minumun çelik oranı 0,01 gömülü olarak yerleşmiş olmalı beton kazıklara. Tüm betonarme kazıklar dizayn momenti, kesme kuvveti, eksenel kuvvetleri karşılayacak şekilde aşağıda dizayn edilmiştir.

1. Yerinde dökme beton kazıklar: Boyuna betonarme çeliği yerine dökme kazıklarda minumun 2,4 m uzunluğunda ve çelik oranı 0,005 oranını sağlamalı en azından 4 adet donatıyla. Etriyeler minimum 6 mm maksimum 225 mm arayla olmalıdır.
2. Prefabrik kazık: Boyuna demirler her prefabrik beton kazıklarda çelik oranı en az 0,01 ve en az 4 adet çelik donatı olmalıdır.
3. Prefabrik-Ön gerilmeli Kazıklar: Etriyeler prefabrik kazıklarda koşulları sağlamalıdır.

2.9.4.3 Kenar ayaklar

2.9.4.3(A) : Serbest Oturan kenarayaklar : Sismik yükleme esnasında yatay aktif zemin basıncını hesap ederken Mononobe-Okabe analiz metodu tavsiye edilir. Deprem sabiti ivme sabitinin yarısı kadardır. ($k_h = 0,5A$) İvmenin düşey etkisi ihmal

edilebilir. Kenararak yer deşistirmeleri 250A mm'ye kadar beklenebilir. Serbest kenar ayakların dizaynında yatay toprak basıncının neden olduğu meydana getirdiği kuvvetler göz önüne alınmalıdır.

Serbest kenarayaklar yerdeşistirmelere karşı ankraj veya kazıklarla mesnetlenir. Depremsel büyüklük yatay toprak basıncının Mononobe-Okabe metodundan daha büyük olmasına neden olacaktır. Bu durumda tavsiye edilen maksimum yatay toprak basıncı hesaplanır sismik sabit $k_h = 1,5A$ olur. 2.9.4.3(B) : Kenarayaktaki maksimum toprak basıncı, boyuna yöndeki deprem kuvvetine eşit olur.

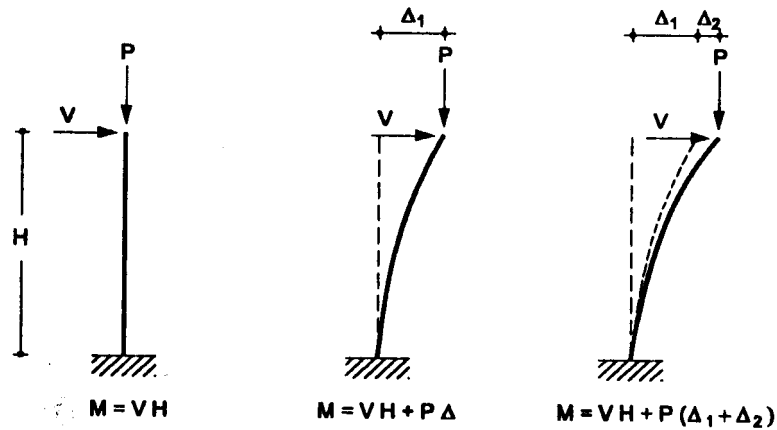
2.9.5 DDK B İçin Donatı Tasarım Koşulları

2.9.5.1 Genel

Yapısal donatı için AASHTO (1996) Bölüm 1' de verilen koşullara ek olarak bu bölümdeki koşullar eklenecek.

2.9.5.2 P Delta etkisi

Yapıların narinleşmesiyle düşey yüklerin ikinci mertebe etkisi artar. Alışlagelen birinci mertebe çözümlemesinde denge denklemleri şekil değiştirmemiş sistem üzerinde yazılır. Ancak düşey yükten meydana gelen yerdeşistirmelerle ek eğilme momenti oluşur. Şekil 2.7' de basit kolon üzerinde ikinci mertebe etkisi gösterilmiştir. Bazı durumlarda bu etkiler çok küçük olduğundan ihmal edilebilir. Özellikle yüksek ayaklarda düşey yükü ve tabliye yerdeşistirmeleri büyük olan ve burulma etkisinin önemli olduğu sistemlerde tabliye yerdeşistirmeleri daha da büyüyeceği için ikinci mertebe etkilerin gözönüne alınması gerekebilir.



Şekil 2.7 Konsol Kolonda Birinci ve İkinci Mertebe Etkiler

2.9.6 DDK B İçin Betonarme Tasarım Koşulları

2.9.6.1 Genel

Yerinde dökme beton kolonlar, temeller ayaklar ve bağlantılar dizaynı ve yapımı AASHTO (1996) Bölüm 1'e ek olarak bu bölümdeki koşulları sağlamalıdır.

2.9.6.2 DDK B İçin Enine Donatı Koşulları

DDK B kategorisindeki köprüler için minimum enine donatı koşulları bir kolonun üstünde ve altındaki koşullar 2.9.6.2(A) da belirtilmiştir. Enine donatı aralarındaki mesafeler 2.9.6.2(B) de tanımlanmıştır.

2.9.6.2(A) Enine Donatı Sınırları :

$$\rho_s = 0,45 (A_g / A_c - 1) * (f_c^1 / f_{yh}) \quad \text{veya} \quad \rho_s = 0,12 * (f_c^1 / f_{yh})$$

Hangisi büyükse hesap da o dikkate alınır.

$$\text{Toplam brüt kesit alanı: } A_{sh} = 0,3 a h_c * (f_c^1 / f_{yh}) * (A_g / A_c - 1) \quad \text{veya}$$

$$A_{sh} = 0,12 a h_c * (f_c^1 / f_{yh})$$

a: Etriyeler arası düşey boşluk maksimum 15 cm

A_c : Etriyenin dışından hesaplanan kesit alanı

A_g : Toplam kesit alanı

f_c^1 : Beton dayanıklılığı

f_{yk} : Çelik dayanıklılığı

ρ_s : Çeliğin betona oranı

2.9.6.2(B) Etriyeler Arası Boşluk : Etriye sıkıştırılması yapıldığı ayakların altında ve üstündeki uzunluk o ayağın kesitinin büyük uzunluğundan daha kısa olamaz ve en az 45 cm olmalıdır, maksimum boşluk 15 cm yi aşmayacak.

2.10 DDK C ve D İçin Köprülerinin Tasarım Koşulları

2.10.1 Genel

İvme sabiti $0,19 < A \leq 0,29$ ise DDK C; $0,29 < A$ ise DDK D gurubuna girer.

2.10.2 DDK C VE D İçin Tasarım Kuvvetleri

2.10.2.1 Yapısal Elemanlar ve Bağlantılar İçin Dizayn Kuvvetleri :

Sismik dizayn kuvvetleri bu alt bölümlere uygulamak için tanımlarsak

- a. Üstyapı onun genişleme derzlerine ve üstyapı ile onun oturduğu altyapı arasındaki bağlantılara
- b. Altyapıya ayak veya kolonlarından üstten aşağıya doğru, temel pabucuna kadar fakat pabuç ile kazıkları kapsamıyor.
- c. Üstyapı-Kenar ayak bağlantı elemanları.

Yukarıdaki unsurlar deprem dizayn kuvveti hesaplanırken Yük durumu I ve Yük durumu II' de bulunan elastik sismik kuvvetler davranış düzeltme katsayısı (R) bölünerek bulunur. Modifiye olmuş deprem kuvvet sonuçları iki yük durumu için bir araya getiriliyor diğer yük bileşenleri ile.

$$\text{Grup Yükleme} = 1 (D + B + SF + E + EQM)$$

D : Ölü Yük

B : Su Üzerinde Durabilme

SF : Akarsu Akımı Basıncı (Su Akıntısı Yüğü)

E : Toprak Baskısı (Zemin İtkisi)

EQM : Elastik Deprem Kuvveti ya Yük Durumu 1 yada Yük Durumu 2 davranış düzeltme katsayısı (R) bölünmesi ile bulunur.

Yapının her elemanı AASHTO (1996) Bölüm I' deki her yük kombinezasyonlarının kuvvet sonuçlarına dayanarak dizayn edilecek ve buradaki koşullara eklenecek.

2.10.2.2 Temeller İçin Tasarım Kuvvetleri

Depremler için sismik dizayn kuvvetleri, temel pabuçlarını, kazık başlıklarını ve kazıkları kapsar. Elastik deprem kuvvetlerine R' ye bölünmesiyle elde edilir ve düzeltilmiş şekli aşağıdaki gibidir. Bu düzeltilmiş sismik kuvvetler bağımsız biçimde bir araya gelir diğer kuvvetlerle.

$$\text{Grup Yükleme} = 1 (D+B+SF+E+EQF)$$

EQF: Elastik deprem kuvveti yük durumu 1 yük durumu 2 için (R=1) bölünmesi ile altyapı (kolon veya ayak) temele bağlandı.

Yapının her elemanı AASHTO (1996) Bölüm I' deki her yük kombinezasyonlarının kuvvet sonuçlarına dayanarak dizayn edilecek ve buradaki koşullara eklenecek.

2.10.2.3 Kolonlarda veya Ayaklarda Plastik Mafsallaşmadan Meydana Gelen Kuvvetler

Plastik mafsallaşmadan meydana gelen kuvvetlerin hesabında tavsiye edilen yol aşağıda anlatılmıştır.

2.10.2.3(A) Tek Ayak veya Kolon :

Adım 1 : Kolonun plastik moment kapasitesinin hesaplanması. Betonarme kolonlar için güç düşürme faktörü 1,3 ve donatı içinde 1,25 alınır.

Adım 2 : Kolonun plastik moment kapasitesini kullanarak kesme kuvvetinin hesaplanması. Kuvvetin hesabında kolonun başındaki ve sonundaki değerler belirleyicidir. Eğer bir kolonun temeli kayda değer bir şekilde zeminin altında ise temel üzerindeki plastik mafsallaşma dikkate alınır.

2.10.2.3(B) İki veya Daha Fazla Kolon :

Adım 1 : Kolonun plastik moment kapasitesinin hesaplanması. Betonarme kolonlar için güç düşürme faktörü 1,3 donatı için 1,25 dir.

Adım 2: Kolonun plastik moment kapasitesini kullanarak kesme kuvvetinin hesaplanması. Bentteki kesme kuvvetlerinin toplamı alınır.

Adım 3 : Kesme kuvvetinin başına uygulanır ve eksenel kuvvet hesaplanır.

Adım 4 : Eksenel kuvveti kullanarak tekrar plastik moment kapasitesini hesapla. Bulunan kesme kuvveti değeri %10 dışına çıkarsa tekrar adım 3 e gidip hesap yapılacak.

2.10.3 DDK C-D İçin Tasarım Yerdeğiştirmeleri

$$N = (305 + 2,5L + 10H)(1 + 0,000125S^2) \quad (\text{mm})$$

Tek açıklıklı köprüler için $H = 0$ dir.

2.10.3.1 DDK C İçin Temel Koşulları :

2.10.3.1(A) Araştırma : Normal yer araştırmasına ek olarak,mühendis raporun sunuşunda potansiyel riskleri ve depremsel dizayn koşullarını açıklar. (şev dayanıksızlığı, sıvılaşma, dolgu oturması, ve yatay deprem gerilmelerinin artırılması, deprem hareketlerinin sonuçlarının hepsi) Şev dayanıksızlığı yaklaşım dolgularında ve kenar ayaklarda önemli oturmalara ve hasarlara neden oluyor. Yatay

gerilmelerden doğan dolgu oturması ve kenar ayak yer değiştirmeleri köprüde yapısal hasarların artmasına neden olabilir. Doygun kohezyonsuz dolgular ve temel tabanındaki sıvılaşma şev ve kenar ayak dayanıksızlığına katkıda bulunabilir ve temel taşıma kapasitesinde ve yatayda kazıkların taşımasında kayıplara neden olur. Geçmiş depremler gösterdiği sıvılaşma köprülerin göçmesine neden oluyor.

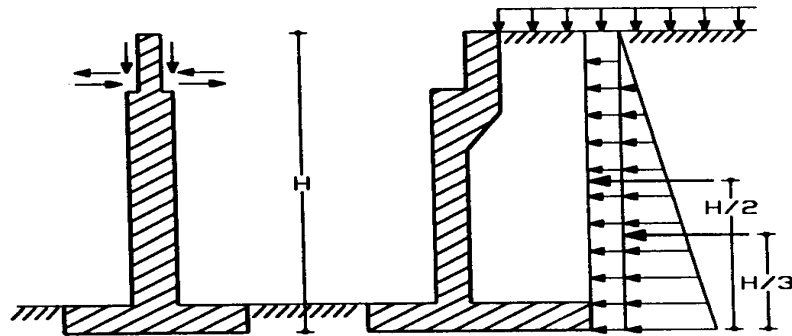
2.10.3.1(B) Temel Dizaynı : Zemin taşıma kapasitesi lokal araştırma raporuna göre belirlenecek.

2.10.3.1(C) Özel Kazık Koşulları : Tüm kazıklar tam olarak ankraj olmalı temel pabucuna veya kazık başlığına. Beton kazıkların ankraj derinliği yeterli uzunlukta yerleşir betonarme kazık başlıklarına, bu uzunluk en azından betonarme elamanlar için gerekli miktardan az olmayacak. Tüm kazık takları en azından 4 çelik çivi ile takviye edilmeli, minimum çelik oranı 0,01 gömülü olarak yerleşmiş olmalı beton kazıklara.

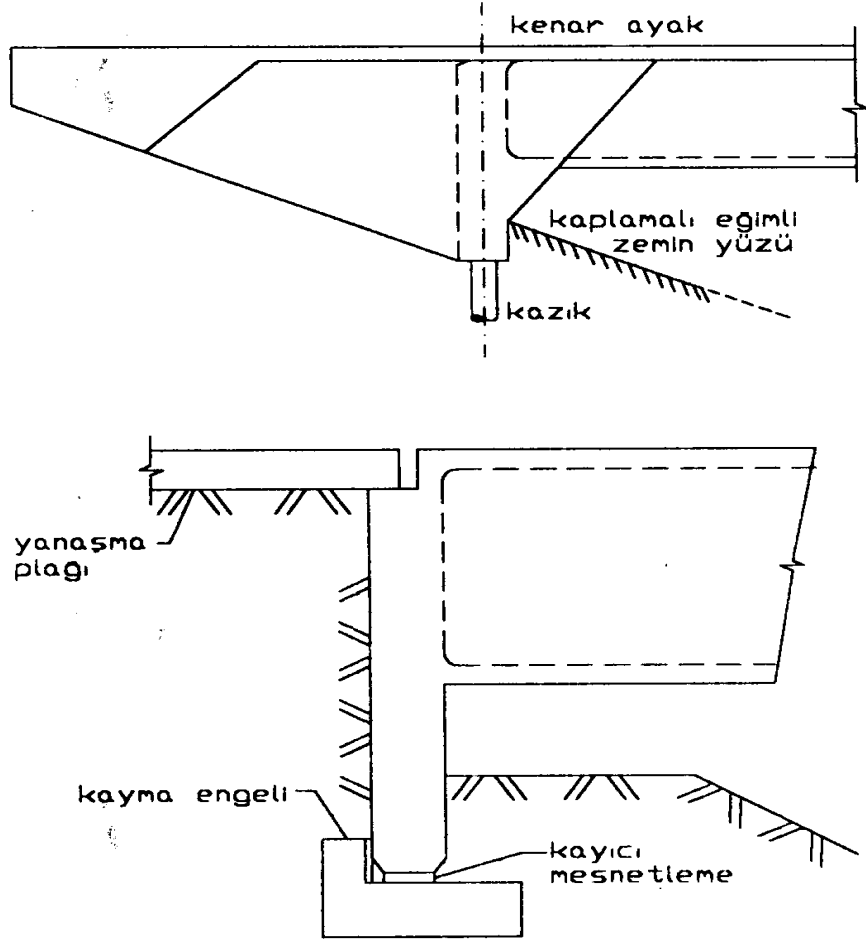
2.10.3.2 DDK C İçin Kenarayak Koşulları

2.10.3.2(A) Serbest Duran Kenar ayaklar : Mononebe-Okabe analiz metodu tavsiye edilir hesap ederken yatay aktif zemin basıncını sismik yükleme esnasında. Deprem sabiti ivme sabitinin yarısı $k_h = 0,5A$ 'dır. İvmenin düşey etkisi ihmal edilebilir. Kenar ayak yer değiştirmeleri $250A$ mm'ye kadar beklenebilir. Depremsel dizayn serbest duran kenar ayaklarda depremin meydana getirdiği yatay toprak basıncı hesaba katılmalıdır. Serbest duran kenar ayaklar için yatay yer değiştirmeler ankraj veya payanda kazıklarla sınırlandırılmalıdır. Depremsel büyüklük yatay toprak basıncının Mononebe-Okabe analiz metodundan daha büyük olmasına neden olacaktır. Bu durumda tavsiye edilen maksimum yatay toprak basıncı hesaplanır sismik sabit $k_h = 1,5A$ olur.

2.10.3.2(B) Monolitik Kenar ayaklar :



Şekil 2.8 Konsol Köprü Ayağına Etki Eden Yatay Kuvvetler



Şekil 2.9 Kenarayağın Köprü Üstyapısı İle Beraber Düzenlenmesi
(Monolitik Kenarayak)

Köprü kenarayakları Şekil 2.8’ de görüldüğü gibi, köprü üst yapısından bağımsız biçimde, üstyapının ayrı bir mesnedi olarak oluşturulacağı gibi, Şekil 2.9’ da gösterildiği şekilde üstyapının bir parçası olarak da teşkil edilebilir. Ara bağlantıların moment aktaracak şekilde yapılması, sistemde etkilerin daha dengeli biçimde ortaya çıkmasına sebep olduğu gibi, kenarayağı basit konsol durumundan da kurtarır. Ancak, bu durumda bir nedenle üstyapıda oluşan hasarlar kenarayaklara veya kenarayaklarda oluşan hasarlar üstyapıya geçecektir. Ayrıca, kenarayağın konsol durumunun bozulması ile, mesnet çökmelerinden üstyapının daha fazla etkilenmesi durumu ortaya çıkacaktır. Bununla birlikte bu tür kenarayaklarda, deprem sırasında dolgu ve ayakta oluşabilecek hasarlar bakımından, daha iyi bir davranış gözlemlendiği bildirilmiştir.

2.10.3.3 DDK D İçin Temel Tasarım Koşulları

DDK D ; DDK C deki koşullar bunda da geçerlidir. İlave koşullar aşağıda açıklanmıştır.

2.10.3.4 DDK D Kenar ayakları İçin İlave Koşullar

Üstyapıdaki boyuna ve enine yönündeki kuvvetlerin kenar ayaklara transferin de ve bir de kenar ayak-zemin etkileşimin de dikkat etmek gerekir. Köprünün kenar ayaklarında meydana gelen hasarları, potansiyel kayıpları en aza indirebilmek için yapılar mutlaka kısa açıklıklı olmalıdır.

2.10.4 DDK C-D İçin Donatı Tasarım Koşulları

Donatı dizaynı AASHTO (1996) Bölüm I' deki koşullara ek olarak buradakiler geçerlidir. Ya servis yükü ya da servis faktörü kullanılır. Eğer servis yükü kullanılırsa kabul edilebilir gerilmeler %50 arttırılmasına izin verilebilir

2.10.5 DDK C-D İçin Betonarme Tasarım Koşulları

Yerinde dökme Monolitik betonarme kolon, ayak pabucu ve bağlantıların dizaynı ve yapımında AASHTO (1996) Bölüm 1 ve buna ek olarak bu bölümdeki koşullar yerine getirilir. Ya servis yükü yada servis faktörü kullanılır. Eğer servis yükü dizaynı kullanılırsa kabul edilebilir gerilmeler %33 oranında arttırılmasına izin verilebilir. DDK C-D için servis yükü dizaynı kullanımı elastik kuvvetleri nedeniyle tutucu sonuçları olabilir.

2.10.5.1 Kolon Koşulları

Düşeyde bir kolonun net yüksekliğinin plandaki maksimum boyuta oranı 2,5 eşit veya daha büyük olmalıdır. Maksimum plan boyutu, köşedeki minumun kesitli kolondan alınır.

2.10.5.1(A) Boyuna donatı : Boyuna donatı alanı toplam kesit alanının 0,01'den az 0,06'dan fazla olamaz.

İstisna : Kolon uygulamaları mimari nedenlerden dolayı daha genişletilebilir.

2.10.5.1(B) Enine Donatı Sınırları :

$$\rho_s = 0,45 (A_g / A_c - 1) * (f_c^1 / f_{yh}) \quad \text{veya} \quad \rho_s = 0,12 * (f_c^1 / f_{yh})$$

Hangisi büyükse hesap da o dikkate alınır.

Toplam brüt kesit alanı : $A_{sh} = 0,3 a h_c * (f_c' / f_{yh}) * (A_g / A_c - 1)$ veya

$$A_{sh} = 0,12 a h_c * (f_c' / f_{yh})$$

a : Etriyeler arası düşey boşluk maksimum 10 cm

A_c : Etriyenin dışından hesaplanan kesit alanı

A_g : Toplam kesit alanı

f_c' : Beton dayanıklılığı

f_{yh} : Çelik dayanıklılığı

ρ_s : Çeliğin betona oranı

2.10.5.1(C) Etriyeler Arası Boşluk :

- Etriye sıkıştırılması yapılan kolonun üstünde ve altında kısım maksimum kesit büyüklüğünden ve kolon net yüksekliğinin 1/6'sından daha az olamaz.
- Kazıklar için kolonlardaki etriye mesafeleri koşulları geçerlidir.
- Maksimum boşluk 10 cm'yi aşmaz.

2.10.5.1(D) Kenetlenme Boyu: Bindirme boyu maksimum kolonun yüksekliğinin yarısına kadar uzatılabilir , minumun da 400 mm olmalıdır.

2.10.5.2 Ayak koşulları :

Bu bölümün hazırlıkları bir ayağın güçlü doğrultuda ki dizaynında uygulanır. Bir ayağın zayıf doğrultusunda ki dizaynı bir kolon gibi yapılır. Bu taktirde kolonlar için davranış düzeltme faktörü R bölüm 2.10.2.1' de hesaplanan dizayn kuvvetleri kullanılır. Eğer ayak dizayn edilmediyse zayıf doğrultusun da kesme kuvvetleri limitleri için bu bölüm kullanılır.

Minumun donatı oranı hem yatay ρ_h hem düşeyde ρ_n 0,0025' den az olamaz.

Donatı boşluğu 457 mm' yi yatay da ve düşey de aşamaz.

ρ_h : Yatay kesme donatısı oranı, toplam düşey kolon kesit alanına

ρ_n : Düşey kesme donatısı oranı , toplam yatay beton kesit alanına

Kabul edilebilir kesme kuvveti : $V_u = \sqrt{f_c'} + \rho_h f_y$

2.10.6 Kolon veya Ayaklarda İnşaat Derzi

Kolon veya Ayaklarda İnşaat Derzi sismik kuvvetleri karşılayacak biçim de dizayn edilecektir. Toplam kesme kuvveti aşağıdaki formülde hesaplanan değeri aşmamalıdır.

$$V_j = \phi (A_{vf} f_y + 0,75P_n)$$

A_{vf} : Toplam Donatı Alanı

ϕ : Güç azaltma faktörü

(AASHTO96-Bölüm I-8.16)

3. OTOYOL KÖPRÜLERİNİN 1996 SİSMİK TASARIM ŞARTNAMESİ (JAPON YOL KURUMU)

3.1 Giriş

Japonya’ daki köprülerin büyük depremlere karşı güvenliği gözlenmişti örnek olarak 1923 Büyük Kanto Depremi, çünkü pek çok acı tecrübeler yaşanmıştı formüle etmek için sismik tasarım metodunu (Kawashima 1995). Büyük sismik kuvvetler kabul edilebilir sismik tasarım yaklaşımında 0,2g’den 0,3g’ye kadar benimsendi. Zemin dayanıksızlığından oluşan hasarları önlemek için örnek olarak zemin sıvılaşması pek çok koşul bir araya getirildi.

Aslında 1923 Büyük Kanto Depreminden bugüne kadar sadece 15 tane köprünün üstyapısında komple bir çökme meydana geldi. Rakamlar gösteriyor ki köprülerde oluşan sismik hasarlara dikkat ettiğimiz zaman son yıllarda azalma olduğu gözlenmiştir.

Bununla beraber 17 Ocak 1995 Hyogo-ken Nanbu Depremi ve tam bir yıl sonraki Northridge-California USA depremi otoyol köprülerinde yıkıcı hasarlara neden olmuştur. Çökme ve yaklaşık çökme üstyapıda 9 yerde ve diğer yıkıcı hasarlar 16 yerde meydana geldi (1995 Bayındırlık Bakanlığı). Deprem gösterdi ki; kentte bulunan köprülerin sismik tasarımı ve sismik güçlendirilmesi tekrar gözden geçirip düzeltmek için kritik bir sorun var.

Deprem sonrasında “Hyogo-ken Nanbu Depreminin köprülerde neden olduğu hasarları araştırma komisyonu” (Başkan: Toshio IWASAKI, İnşaat mühendisliği araştırma laboratuvarı) köprülerde hasarları inceledi ve aydınlatma faktörleriyle hasarları formülize edildi bayındırlık bakanlığında.

27 Şubat 1995 yılında Komite “Hyogo-ken Nanbu Depreminden köprülerde doğan hasarların onarımı ve tekrar yapımı için rehber şartnamesini” onayladı ve aynı gün Bayındırlık Bakanlığı bildiri yayınlarak Hyogo-ken Nanbu Depremi dolayısıyla köprülerde meydana gelen hasarları onarımı ve güçlendirilmesi bu rehber şartnamesi kullanılması zorunlu kılınmıştır. 25 Mayıs 1995 yılında Bayındırlık Bakanlığı

Japonya'nın her yeni otoyol köprülerinin sismik tasarımın da ve varolan köprülerin sismik güçlendirilmesinde bu tasarım şartnamesinin tekrar gözden geçirip düzeltilene kadar kullanılmasına karar verdi.

“ Özel Alt-Komite “ Mayıs 1995 yılında köprülerde depreme karşı tedbirler için “ (Başkan : Kazuhiko KAWASHIMA Tokyo teknoloji enstitüsü profesörü) formüle edildi. “ Köprü Komitesi “ (Başkan : Nobuyuki NARITA Tokyo Metropolitan Üniversitesi Profesörü) yeni tasarım şartnamesinin revizyonu ve sonra köprü komitesi onayladı. Bayındırlık Bakanlığı 1 Kasım 1996'da onu kabul etti.

Bu bölüm Hyogo-ken Nanbu Depreminin köprülerde meydana getirdiği hasar çeşitlerini ve Kasım 1996 köprülerde yeni tasarım şartnamesini özetler.

3.2. Hyogo-ken Nanbu Depreminde Meydana Gelen Hasar Çeşitleri

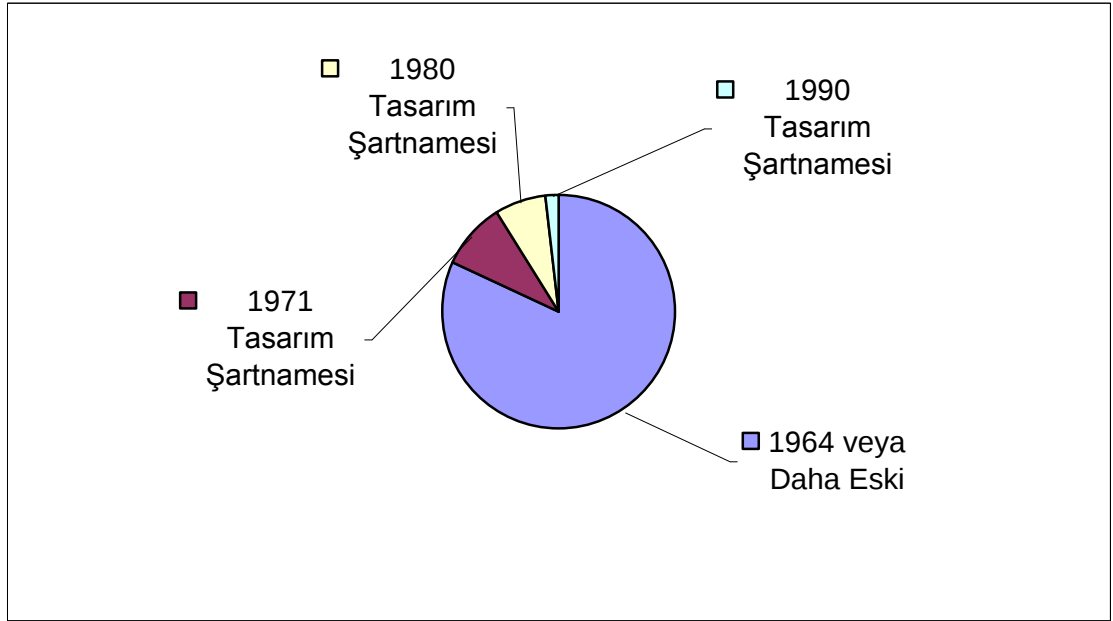
1948 Fukui Depreminden beri kentsel alanı vuran ilk deprem Hyogo-ken Nanbu Depremi oldu. Depremin büyüklüğü 7,2 olmasına rağmen, tahmin edilenden daha geniş bir yer hareketi meydana geldi. Deprem Kobe şehrine yakın, odak derinliği yüzeysel olarak meydana geldi.

Köprülerde hasarlar Uluslararası otoyol da 2,43,171 ve 176 yollarda, yol 3 (Kobe hattı) ve Hanshin ekspres otoyolunda 5. yolda, Meishin ve Chugoku ekspres yolunda gelişim gösterdi.

Tüm köprülerde hasarlar incelendiğinde uluslararası otoyolda Hanshin ekspres otoyolunda yıkıcı hasarlar meydana geldi. Toplam olarak 3396 köprü ayağında inceleme yapıldı. (Bayındırlık Bakanlığı 1995) Bu 3396 ayağı tasarımında hangi şartnameye göre yapıldığı Şekil 3.1' de görülüyor. Hasar gören ayakların çoğu 1964 tasarım şartnamesine göre veya daha eski şartnamelere göre tasarım edilmiştir.

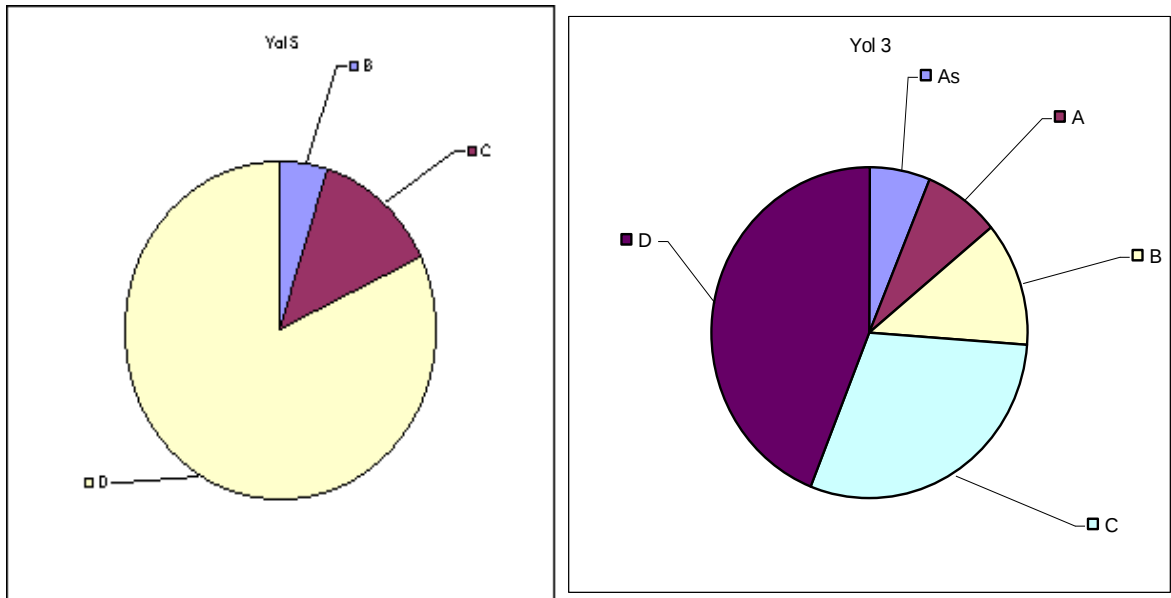
Sismik tasarım metotları 1926 dan beri birçok kere düzeltilmiş ve geliştirilmiş olmasına rağmen köprü deprem mühendisleri sadece 1964 ve daha sonraki şartnamelerde yatay kuvvet sabitini kullandılar.

Şekil 3.2' de Yol 3 (Kobe Hattı) ve Yol 5 (Bay Shore Hattı)'ndaki ayaklarda meydana gelen hasarlar gururlandırıldı. A_s : Çökme, A : Yaklaşık Çökme, B : Orta Hasar, C : İkincil üye hasarları ve D minik veya hasarsız durumları gösterir.



Şekil 3.1 Tasarım Şartnameleri

Yol 3 ve Yol 5'in altyapıları sırasıyla 1964 ve 1980 şartnameliri ile tasarımı yapıldı. Bu karşılaştırma yapılırken yer sarsıntısı şiddetleri, arazinin durumu gibi etkenler birbirine yakındı her iki yol içinde. Şekil 2'ye dikkat ettiğimiz zaman aşıkarak görüldü ki Yol 3 deki ayakların yaklaşık %14 A veya A_s hasarları görülürken yol 5 de böyle bir hasara rastlanmadı.



Şekil 3.2 Yol 3 ve 5' de Hasar Karşılaştırılması

Eski köprü tasarım şartnameleri dikkat edildiği zaman, yeni tasarım şartnameleri yıkıcı depremlere karşı hasarları engellediğini görüyoruz. Örnek olarak Hyogo-ken Nanbu Depremidir. Değişikliklerin temel noktaları:

1. Sismik kuvvetlere karşı yapı elemanlarının yatay kapasitelerini ve duktilitelerini arttırmak gereksinimi duyuldu. Bu maksatla bu gereksinimi karşılamak için ‘Betonarme ayakların duktilite kontrolü’ 1980’den beri kullanılıyor, tüm yapı elemanları için ‘Duktilite tasarım metodu’ kullanıldı. Burda dikkat edilmesi gereken husus kontrol ve tasarım farklı şeylerdir; kontrol sadece tasarımı edilen bireysel öğelerin güvenliğini teyit eder tasarım ise betonarme ve boyut hesaplarının temel prosedürleridir.
2. Kobe depremindeki yer hareketinin gelişimi duktilite tasarım metodunda bulunmalıdır.
3. İvme tepki spektrum açısından yer hareketi girdilerini belirtmek gerekir.
4. Ayakların duktilitesini arttırmak için enine donatılar arttırılmalıdır.
5. Belirsiz sayıda artan toplam köprü sistemi için çok açıklıklı sürekli köprüyü adapte etmek önerildi.
6. Kauçuk mesnetler üstyapı ile altyapı arasındaki yer değiştirmeleri absorbe edecek şekilde kabul edilir. Üstyapı ile altyapı arasında doğru mekanizmayla yük transferi yapılmalıdır.
7. Menshin tasarımı (sismik izolasyon) kapsamı önerilir.
8. Oturmaları engelleyen düzeneğin gücünü, duktilitesini ve enerji dağılım kapasitesini arttırmak önemlidir.
9. Temel tasarımında zemin sıvılaşmasından doğan yatay yayılmalar dikkate alınmalıdır.

3.3 Sismik Tasarımın Temel Prensipleri

1996’da revize edilen tasarım şartnamesindeki sismik performans seviyeleri Tablo 1’ de gösteriliyor. Köprüler önem sınıfına göre 2 grupta kategorize edildi, standart köprüler (Tip A Köprüler) ve önemli köprüler (Tip B Köprüler). Sismik performans seviyeleri köprü önem sınıfına bağlıdır. Depremlerden meydana gelen orta büyüklükteki yer hareketleri sonucu hem A hem B tipindeki köprüler temel yapısal hasarlara uğramaksızın elastik hareket göstermelidirler. Büyük yer

hareketlerinin oluşturduğu depremlerde düşük olasılıkla oluşır, A tipi köprülerde kritik çökme önlenmelidir, B tipi köprülerde limit hasarda performans göstermelidir.

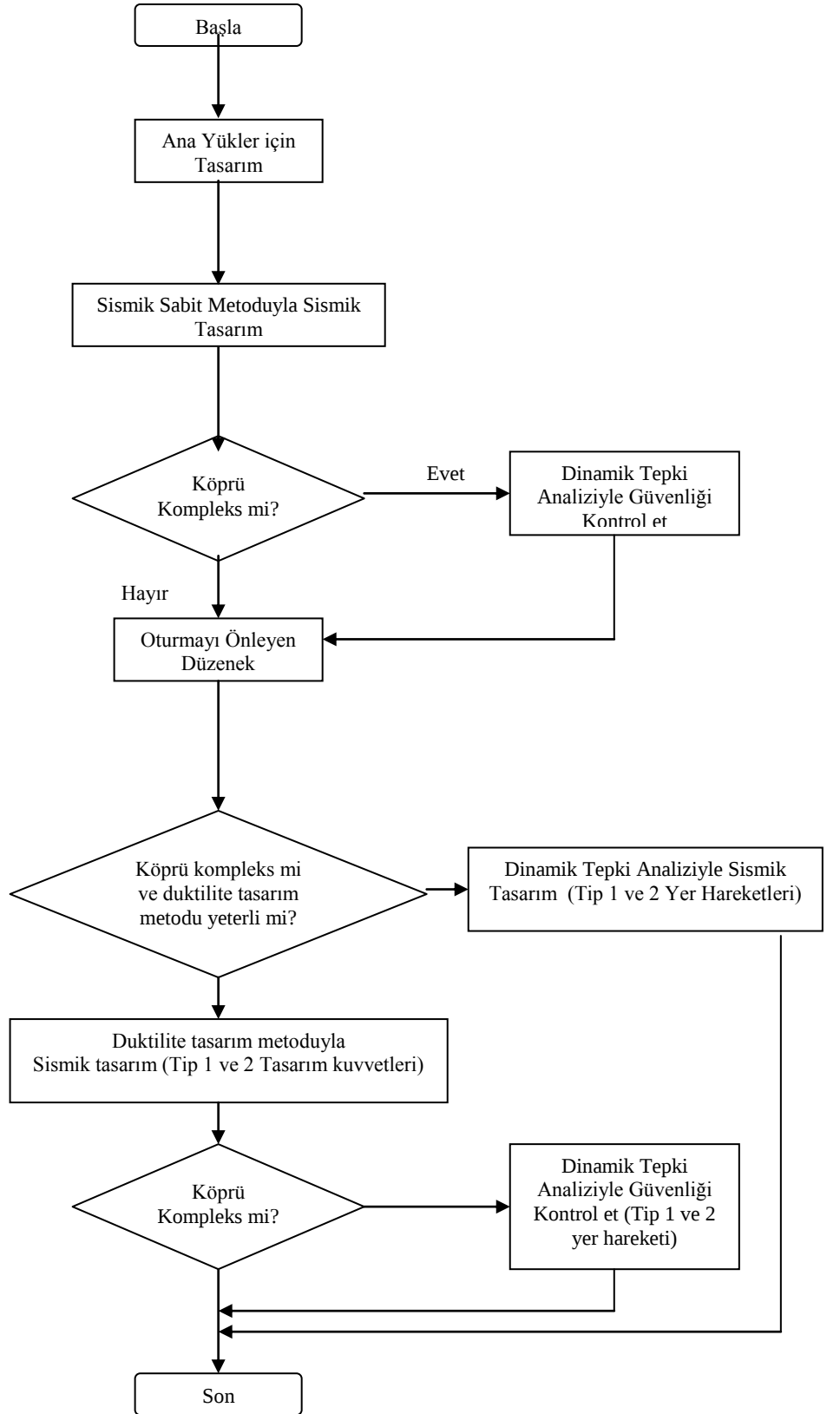
Tablo 3.1 Sismik Performans Seviyeleri

Yer Hareketi Tasarım Tipi		Köprünün Önemi		Tasarım Methodları	
		Tip A (Stand.Köprüler)	Tip B (Önem.Köprüler)	Eşdeğer statik yatay kuvvet metodu	Dinamik Analiz
Yer hareketleriyle yüksek olasılıkla meydana gelir		Hasar Önlemek		Sismik Sabit Metodu	Adım adım analiz veya
Yer hareketleri düşük olasılıkla meydana gelir	Tip-I Yüzeysel Depremler	Önlemek Kritik Hasarları	Limit Hasarlar	Duktilite Tasarım Metodu	Tepki Spektrum Analiz
	Tip-II Derin Depremler				

Duktilite Tasarım Metodunda iki tip yer hareketi dikkate alınmalıdır. İlk yer hareketinde yüzeysel depremlerin neden olduğu yaklaşık 8 büyüklüğünde yer hareketleridir. Tokyo’da 1923’de meydana gelen deprem yüzeysel depremlerin tipik bir örneğidir. İkinci yer hareketi çok kısa mesafelerde yaklaşık olarak 7-7,2 büyüklüğünde gelişen depremlerdir. Tip 2 yer hareketlerinin tekrarlama zamanı Tip 1 yer hareketine kıyasla daha uzun olabilir olmakla beraber fikir vermek çok zordur.

3.4 Tasarım Metotları

Köprüler Şekil 3.3’ de görüldüğü gibi hem Sismik Sabit Metodu hem de Duktilite Tasarım Metoduyla tasarımı yapılır. Sismik sabit metodunda a yatay kuvvet sabiti 0,2 ve 0,3 arasında kabul edilir sismik tasarım yaklaşımında. Sismik sabit metodu 1990’daki şartnamelerden beri değişikliğe uğramamıştır.



Şekil 3.3 Sismik Tasarım Akış Diyagramı

Duktilite Tasarım Metodunda Şekil 3.4 (a)' da gösterildiği gibi ayağın altında plastik mafsallaşma olduğunu farz edelim ve varsayılan enerjiye eşit olsun, bu durumda köprü aşağıdaki gereksinimlere göre tasarımı yapılır.

$$P_a > k_{he} W \quad (1)$$

$$k_{he} = k_{hc} / (2\mu_a - 1)^{0,5} \quad (2)$$

$$W = W_{u+cp} W_p \quad (3)$$

Burda P_a : Ayağın yatay kapasitesi, k_{he} : Eşdeğer yatay kuvvet sabiti, W : Eşdeğer Ağırlık, k_{hc} : Yatay Kuvvet Sabiti, μ_a : Bir ayağın izin verilebilen yerdeğiştirme duktilite faktörü, W_u : Üstyapının ayağa oturan kısmının ağırlığı, W_p : Bir ayağın ağırlığı, c_p : Çökme modu tipine bağlı sabit.

Bir ayakda flexural çökme yada kesme çökmesi varsa sonra flexural çatlaklar genişlerse $c_p = 0,5$ alınır, kesme çatlakları genişlerse $c_p = 1$ alınır. Bir ayağın yatay kapasitesi P_a bir üstyapının ağırlık merkezine gelen yatay kuvvet olarak tanımlanır.

B tipi köprülerde deprem sonrası bir ayaktaki artarak gelişen yer değiştirmeleri aşağıdaki gibi kontrol edilmelidir.

$$\delta_R < \delta_{RA} \quad (4)$$

$$\delta_R = c_R (\mu_R - 1) (1 - r) \delta_y \quad (5)$$

$$\mu_R = 0,5 [(k_{hc} W / P_a)^2] \quad (6)$$

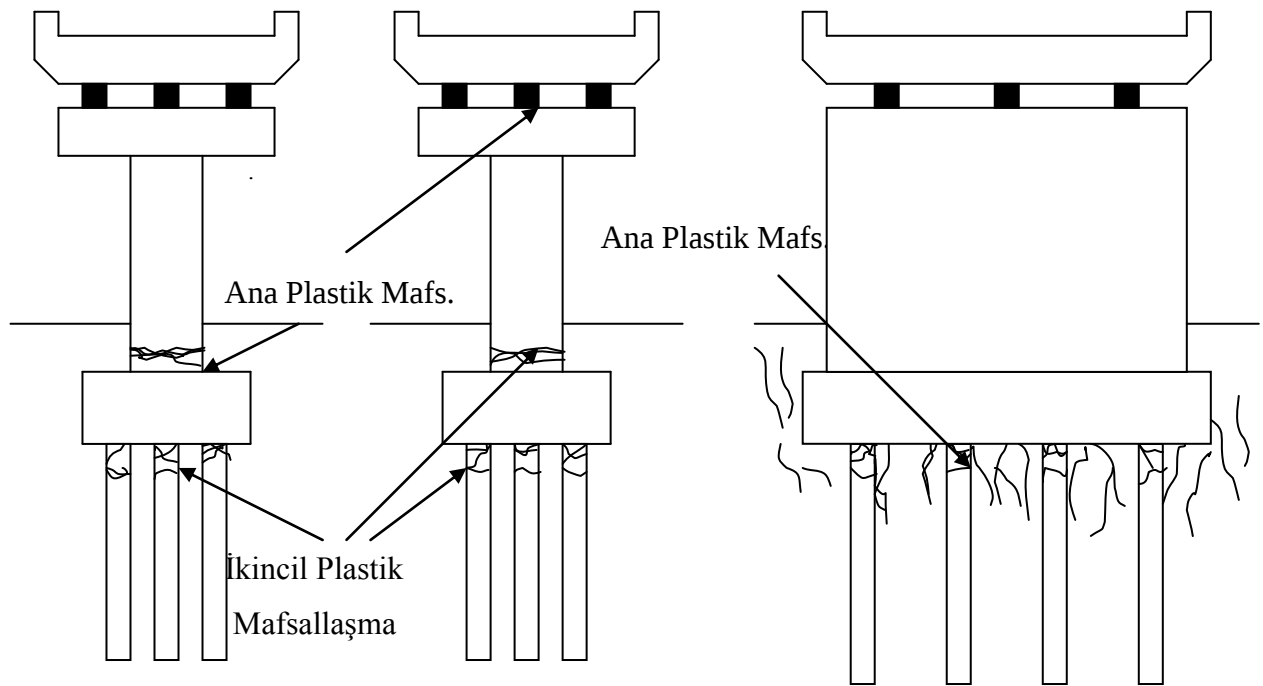
Burda δ_R = Deprem sonrası ayakta oluşan yer değiştirme, δ_{RA} = Ayakda müsaade edilen yer değiştirme, r = Bir ayağın ilk rijitliği (akma rijitliği) ile 2. rijitliği (akma sonrası) arasındaki oranı gösteren biliner faktördür, c_R = Biliner faktöre (r) bağlı bir faktör, μ_R = ir ayağın davranış duktilite faktörü, δ_y = Bir ayağın elastik yer değiştirmesi. δ_{RA} bir üstyapının ağırlık merkezi ve bir ayağın altındaki mesafenin 1/100'ü kadar olmalıdır.

Kompleks davranışlı bir köprüde, köprünün güvenliği açısından sismik sabit metodu ve Duktilite Tasarım metodundan sonra dinamik davranış analizine gereksinim vardır. Çünkü bu sadece tasarımın kontrolü için oluyor, Sismik Sabit Metoduyla ve Duktilite Tasarım Metoduyla yapısal üyelerin boyut ve betonarme hesapları bir kez yapılır, sadece gereksinim varsa arttırılır. Bununla beraber aşağıda gösterilen şartlara

göre Duktilitite Tasarım Metodunu direkt olarak uygulamayız. Dinamik davranış analizleri sonuçlarına göre boyut ve betonarme hesabı yapılabilir.

Duktilitite Tasarım Metodunu aşağıdaki durumlarda direkt olarak uygulayamayız:

1. Duktilitite tasarım metodunda varsayılan davranıştan farklı bir şekil değiştirme modunda olursa,
2. Köprünün davranışına dikkate değer ikiden fazla mod katkıda bulunursa,
3. Plastik mafsallaşma ikiden fazla yerde oluşursa veya plastik mafsallaşmanın nerde olduğu bilinmiyorsa,
4. Davranış modları varsayım enerjisine eşit uygulanmıyorsa,



(a) Geleneksel Tasarım (b) Menshin Tasarım (c) Köprü Duvar Tipi Ayağa Oturursa

Şekil 3.4 Plastik Mafsalları Yerleri

Bir temelin sismik tasarımında, yatay kuvvet bir ayağın en yüksek yatay yük kapasitesine eşitse tasarım kuvveti P_u :

$$k_{hp} = c_{DF} P_u / W \quad (7)$$

Burda k_{hp} : Bir temel için yatay kuvvet sabiti, c_{DF} : Düzeltme sabiti ($=1,1$) , W : Denklem 3'deki ağırlığa eşittir. Çünkü duvar tipi ayaklarda yatay kapasite enine doğrultuda çok geniştir. Yatay sismik kuvveti Denklem 7'deki gibi değerlendirmek çok aşırı bir durum oluyor. O yüzden eğer bir temel yeterli büyüklükte yatay

kapasiteye sahipse yatay sismik kuvvetle kıyaslandığında, temelde ve zemin çevresinde bir plastik mafsallık [şekil 4 (c)] varsayımında temel tasarım edilir.

3.5 Sismik Kuvvet Tasarımı

Denklem 2’de verilen yatay kuvvet sabiti k_{hc} :

$$k_{hc} = c_z k_{hc0} \quad (8)$$

Burada c_z : Bölgeler zonlar için düzeltme sabiti, zona bağlı olarak 0,7 0,85 ve 1 değerlerini alır ve k_{hc0} : Standart düzeltme sabiti Tablo 3.2 ve Şekil 3.5’ de Tip 1 ve Tip 2 yer hareketi ise 1996’da şartnameye girdi. Tablo 3.2’ de dikkat edilmesi gereken konu grup 1 deki yatay kuvvet sabitleri k_{hc} Grup 2 ve Grup 3’de küçüktür, Tip 1’ deki yer hareketleri sismik sabit metodunda kullanılır. Tip 1 yer hareketleri aslında 394 ögeli güçlü hareket kayıtlarının statik analizinin türetilmesinden tepki spektrum oluşturuldu. Tepki Spektral ivmeler kısa doğal periyotları olmasına rağmen rijit yerler yumuşak yerlerden daha geniştir, eğilim açıkçası geçmişine içine almıyor. Çünkü hasarlar yumuşak zeminde rijit zeminlere kıyasla daha fazla görüldü. Bu gerçek dikkate alındığı zaman, tasarım kuvvetleri rijit yerlerde yumuşak yerlerden daha küçük varsayıldı hatta periyotlar daha kısa alındı. Bununla beraber alışılmış düşünceden farklı olarak, Tip 2 yer hareketi hesabında Kobe’deki Hyogo-ken Nanbu depremindeki kayıtlar kullanıldı. Düşünüldüğünde gerçekçi yer hareketlerini yerleştirmek uygun oldu.

İvme tepki spektral şiddeti kısa doğal periyotlarla olmakla beraber Tip 2 yer hareketi Tip 1 yer hareketinden daha yüksektir. Tip 1 yer hareketi için büyük ivme değerlerinin süresi Tip 2 yer hareketinden daha uzundur.

3.6 Betonarme Bir Ayağın Yer değiştirme Duktilité Faktörünün Değerlendirilmesi

3.6.1 Çökme Modunun Değerlendirilmesi

Betonarme ayakların Duktilité tasarımında ayağın çökme modu ilk adımda değerlendirildi. Çökme modları ayağın eğilme ve kesme kapasitesine bağlı olarak 3 kategorizeye ayrılır.

Tablo 3.2 Duktilitite Tasarım Metodunda Yatay kuvvet Sabiti

(a) Tip 1 Yer Hareketleri

Zemin Şartları	Yatay Kuvvet Sabiti k_{hc0}		
Gurup 1 (Rijit)	$k_{hc0} = 0,7 \ T \ [\ 1,4 \ \text{için}$	$k_{hc0} = 0,876 \ T^{2/3} \ T > 1,4 \ \text{için}$	
Gurup 2 (Orta Sertlik)	$k_{hc0} = 1,51 \ T^{1/3}$ ($k_{hc0} \] \ 0,7 \)$ $T < 0,18 \ \text{için}$	$k_{hc0} = 0,85$ $0,18 \ [\ T \ [\ 1,6$	$k_{hc0} = 1,16 \ T^{2/3}$ $T > 1,6 \ \text{için}$
Gurup 3 (Yumuşak)	$k_{hc0} = 1,51 \ T^{1/3}$ ($k_{hc0} \] \ 0,7 \)$ $T < 0,29 \ \text{için}$	$k_{hc0} = 1,0$ $0,29 \ [\ T \ [\ 2,0$	$k_{hc0} = 1,59 \ T^{2/3}$ $T > 2,0 \ \text{için}$

(b) Tip 2 Yer Hareketleri

Zemin Şartları	Yatay Kuvvet Sabiti k_{hc0}		
Gurup 1 (Rijit)	$k_{hc0} = 4,46T^{2/3}$ $T \ [\ 0,3 \ \text{için}$	$k_{hc0} = 2,0$ $0,3 \ [\ T \ [\ 0,7$	$k_{hc0} = 1,24T^{4/3}$ $T > 0,7 \ \text{için}$
Gurup 2 (Orta Sertlik)	$k_{hc0} = 3,22 \ T^{2/3}$ $T < 0,4 \ \text{için}$	$k_{hc0} = 1,75$ $0,4 \ [\ T \ [\ 1,2$	$k_{hc0} = 2,23 \ T^{4/3}$ $T > 1,2 \ \text{için}$
Gurup 3 (Yumuşak)	$k_{hc0} = 2,38 \ T^{2/3}$ $T < 0,5 \ \text{için}$	$k_{hc0} = 1,5$ $0,5 \ [\ T \ [\ 1,5$	$k_{hc0} = 2,57 \ T^{4/3}$ $T > 1,5 \ \text{için}$

1. $P_u \leq P_s$: Eğilme Çökmesi
2. $P_s < P_u \leq P_{s0}$: Eğilme ile Kesme arasındaki çökme
3. $P_{s0} < P_u$: Kesme çökmesi

P_u : Eğilme çökmesi, P_s : Dalgalama yükleme etkisinde kesme kuvveti kapasitesi,

P_{s0} : Dalgalama yükleme etkisinde olmayan kesme kuvveti kapasitesi

3.6.2 Duktilitite Yerdeğiştirme Faktörü

Bir ayağın müsaade edilen duktilitite yerdeğiştirme faktörü μ_a (Denklem 2)

$$\mu_a = 1 + (\delta_u - \delta_y) / (\alpha \delta_y) \quad (9)$$

Burda α : Güvenlik Faktörü, δ_y : Bir ayağın elastik yerdeğiştirmesi, δ_u : Bir ayağın en büyük yerdeğiştirmesi. δ_u ve δ_y üstyapının ağırlık merkezine göre tanımlanır.

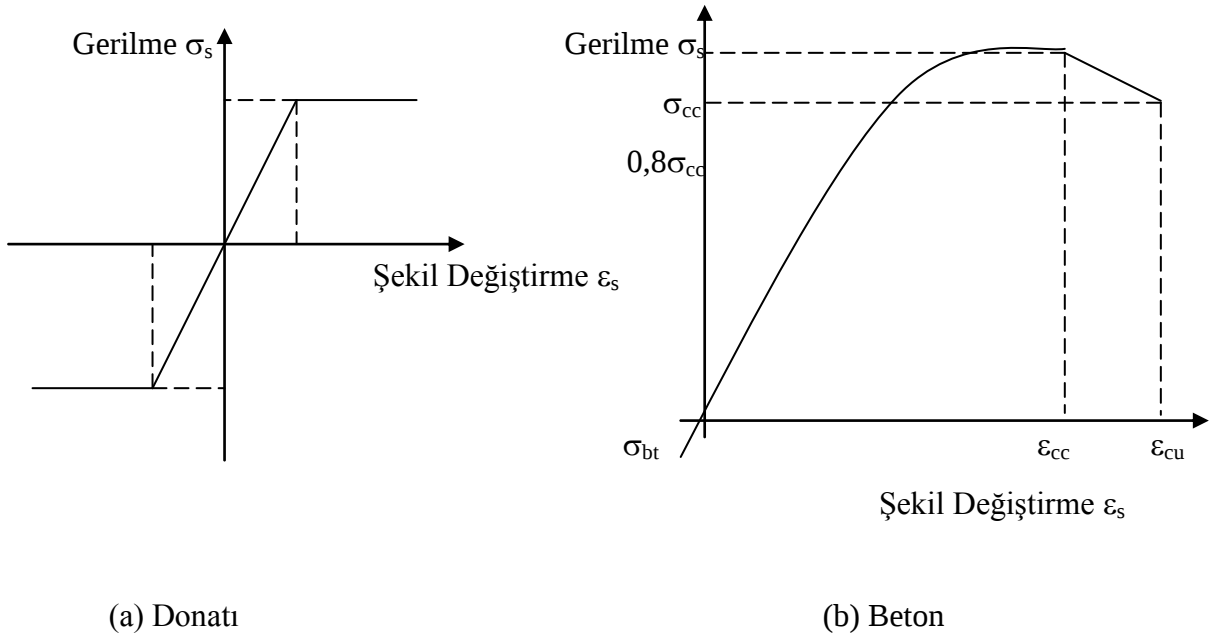
$$\delta_u = \delta_y + (\epsilon_u - \epsilon_y) L_p (h - L_p / 2) \quad (10)$$

Burda ϵ_y : Bir ayağın altında elastik eğrilme, ϵ_u : Bir ayağın altında en büyük elastik eğrilme, h : Bir ayağın yüksekliğı, L_p : Bir ayağın plastik mafsal uzunluğı

$$L_p = 0,2h - 0,1D \quad (0,1D \leq L_p \leq 0,5D) \quad (11)$$

D : Bir ayağın çapı veya genişliğı

Şekil 3.5' de Donatı ve Betonun gerilme şekil değıştirme ilişkisi görölüyor.



Şekil 3.5 Gerilme ve Şekil Değıştirme İlişkisi

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \epsilon_c [1 - (1 / n) (\epsilon_c / \epsilon_{cc})]^{n-1} & 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cc} \\ \sigma_{cc} & \epsilon_c > \epsilon_{cc} \end{cases} \quad (12)$$

$$\sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})$$

$$\varepsilon_{cc} [\varepsilon_c [\varepsilon_{cu}$$

$$n = (E_c \varepsilon_{cc}) / (E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}) \quad (13)$$

Burda ; σ_{cc} : Betonun Mukavemeti, E_c : Betonun Elastisite Modülü, ε_{cc} : Maksimum Güçde Şekil Değiştirme, E_{des} : Eğimin Azaldığı Kol

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3,8 \alpha \rho_s \sigma_{sy} \quad (14)$$

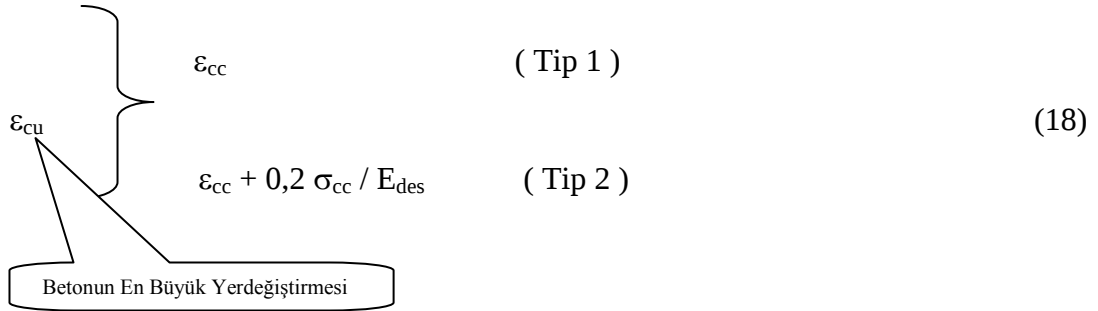
$$\varepsilon_{cc} = 0,002 + 0,033 \beta \rho_s \sigma_{sy} / \sigma_{ck} \quad (15)$$

$$E_{des} = 11,2 \sigma_{ck}^2 / (\rho_s \sigma_{sy}) \quad (16)$$

σ_{ck} : Betonun Tasarım Gücü, σ_{sy} : Donatının Elastik Gücü, α ve β ayağın şekil değiştirmesine bağlı sabittir. ($\alpha = 1$ ve $\beta = 1$ dairesel ayaklar için, $\alpha = 0,2$ ve $\beta = 0,4$ dikdörtgensel ayaklar için) ve ρ_s donatı oranıdır.

$$\rho_s = 4 A_h / S_d [0,018 \quad (17)$$

A_h : Etriye Alanı, S : Etriyeler Arası Boşluk, d : Etriyenin Efektif Genişliğidir.



Burda önemli olan nokta en büyük şekil değiştirme ε_{cu} zemin hareketi tipine bağlı olmasıdır. Tip 2 için ε_{cu} değeri Tip 1'den daha büyüktür. Yükleme testleri temel alındığında da bilinir ki bir ayağın kesin çökme seviyesi ayaklardaki küçük yer değiştirmelerle birdenbire yatay kapasitesinde azalma olur. Bu gerçeği yansıtmaması bakımından karar verildi ; en büyük şekil değiştirme Denklem 18 son hareketine göre belirleniyor. O yüzden izin verilebilen duktilite faktörü μ_a zemin hareketi tipine bağlıdır. μ_a değeri Tip 2 yer hareketinde Tip 1 yer hareketine göre daha büyüktür. Güvenlik faktörü α köprü tipine bağlı olduğu kadarıyla , yer hareketine de bağlıdır.

Tablo 3.3 Güvenlik Faktörü α

Köprü Tipi	Tip 1 Yer Hareketleri	Tip 2 Yer Hareketleri
Tip B	3,0	1,5
Tip A	2,4	1,2

Tablo 3.4 Betonun Paylaştığı Kesme Kapasitesi İçin Düzeltme Faktörü

Kesitin Efektif Genişliği d (mm)	Katsayı (c_e)
d [1	1,0
d = 3	0,7
d = 5	0,6
d ≥ 10	0,5

3.6.3 Kesme Kapasitesi

Betonarme ayakların kesme kapasitesi geleneksel metotlarla:

$$P_s = S_c + S_s \quad (19)$$

$$S_c = 10 c_c c_e c_{pt} \tau_c b d \quad (20)$$

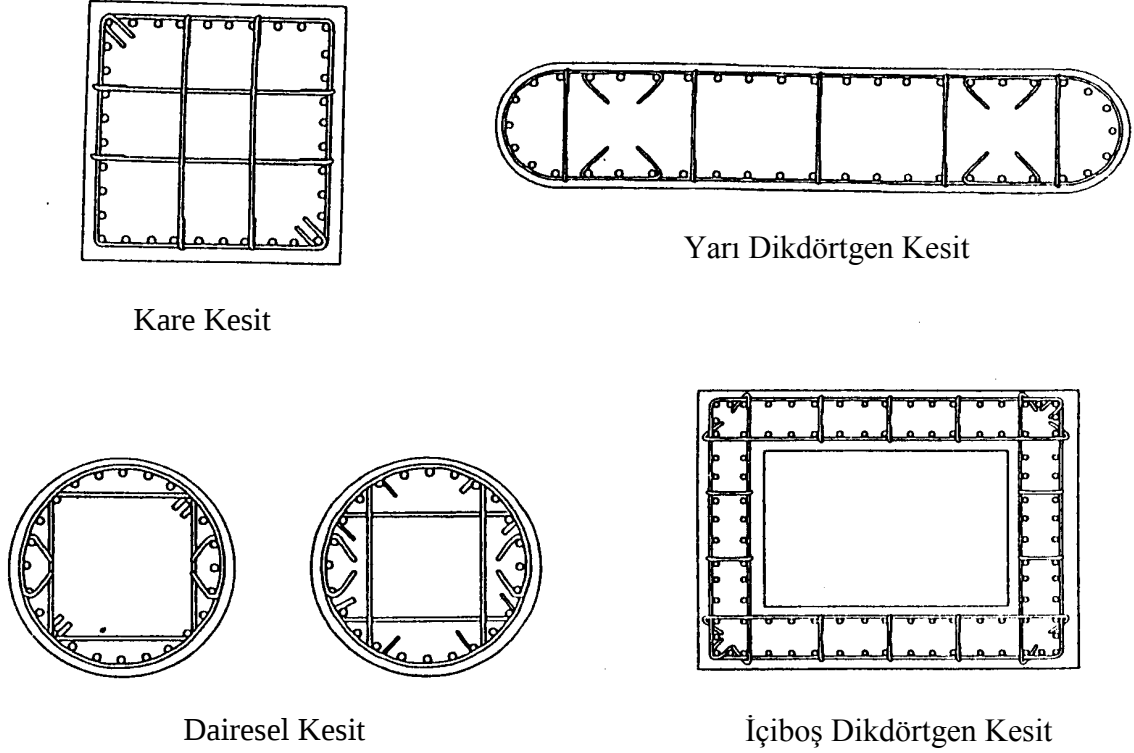
$$S_s = A_w \sigma_{sy} d (\sin\theta + \cos\theta) / (10 * 1,5a) \quad (21)$$

Burda ; P_s : Kesme kapasitesi, S_c : Betonun payına düşen kesme kapasitesi, S_s : Enine donatının payına düşen kesme kapasitesi, τ : Betonun payına düşen kesme gerilmesi kapasitesi, c_c : Dalgalanma yüklemesi için düzeltme faktörü (Tip 1 yer hareketi için 0,6 Tip 2 yer hareketi için 0,8) c_e : Efektif genişliğin düzeltme faktörü, c_{pt} : Boyuna donatı oranı düzeltme faktörü, b ve d : kesitin genişliği ve yüksekliği , A_w : Enine donatının kesit alanı, σ_{sy} : Enine donatı akma mukavemeti, θ : Enine donatı ve düşey eksen arasındaki açı, a: enine donatı aralarındaki mesafe. Efektif genişliğin düzeltme faktörü c_e deneysel çalışmalar da kırışlara yapılan yükleme deneyleri çok çeşitli efektif yüksekliklerle 1996 şartnamesine sokuldu. (Tablo 4)

3.6.4 Donatının Düzenlenmesi

şekil 3.6' da enine donatı düzenlemesi ile ilgili öneriler gözüküyor. Enine donatının boyuna donatılarla deformasyonu çapına ve 13mm den daha geniş olmalıdır ve en fazla 15 cm' lik mesafeyi geçmeyecek şekilde yerleştirilmelidir. Özel durumlarda örnek olarak köprü ayakları 30 m' den daha uzun olması durumunda ayak kesitinde

her hangi bir mukavemet azalmaması koşulu ile enine donatı aralarındaki mesafe artırılabilir. Ortadaki donatılar arasındaki mesafe sabit olmalıdır ki betonu kavrayabilsin. Bu mesafe 1 m. den az olmalıdır.



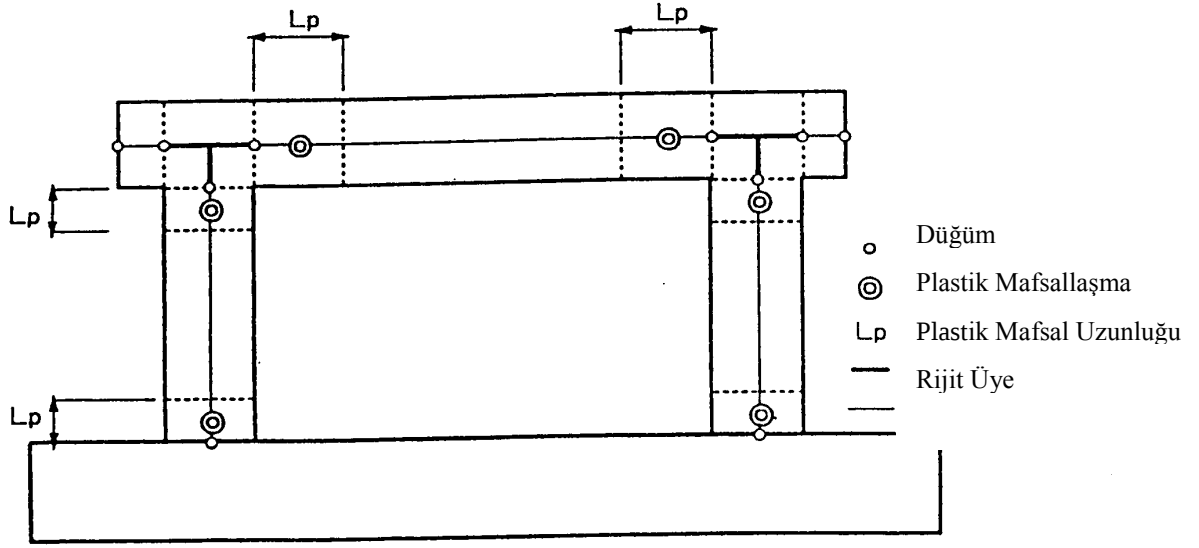
Şekil 3.6 Enine Donatı Bağlantıları

3.6.5 İki Kolon Bendi

İki kolon bendinin en yüksek gücünü ve duktilite faktörünü hesaplamak için, çerçeve bir model gibi modelleme yapılır Şekil 3.7’de görülen plastik mafsallarla. Her elastik çerçeve üyesi elastik rijitliği üst yapının ve kolonun ölü yüklerinin eksenel kuvvet olarak etkimesi sonucu ulaşılır. Plastik mafsalların kirişin sonlarına doğru kolonların köşesinde ve altında kalan kısımlarında olduğunu farz edelim.(Şekil3.8) Plastik mafsallın bir yay gibi modeli yapılır bilinear moment-eğilme ilişkisiyle. Plastik mafsallın mesafesi L_p Denklem 11’deki gibidir.

İki kolon bendi enine doğrultuda yatay kuvvetlere maruz kaldığı zaman kiriş ve kolonlarda eksenel kuvvet gelişir ve yatay kuvvet olarak uygulanır. O yüzden yatay

kuvvet-yer deęiřtirme iliřkisi eksenel kuvvet N, Moment M birbirini etkileme iliřkisi statik analizi dūřunūlerek yapılır.



şekil 3.7 İki Kolonlu Çerçevenin Analitik İdealizasyonu

En yüksek plastik mafsall açısı $\theta_{pu} = (\phi_u / \phi_y - 1) L_p \phi_y$

ϕ_u : En yüksek eğilme

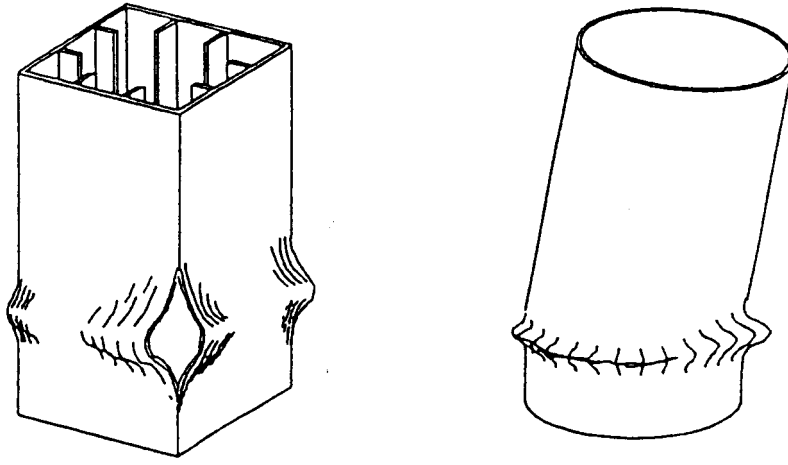
ϕ_y : Elastik eğilme

3.7 Bir Çelik Ayağın Yerdeğiştirme Duktilesini Değerlendirme

3.7.1 Temel Konsept

Bir çelik ayağın sismik performansını arttırmak için önemli olan özel gevrek çökme modları sakınılmalıdır. şekil 3.8' de dikdörtgensel ve dairesel çelik ayaklar için tipik gevrek çökme modları görūlüyor. Aşağıda gevrek çökme modlarını önlemek amacıyla yapılacak karşı tedbirler ve çelik ayağın sismik performansını arttıracak önlemler gözüküyor.

1. Çelik kolonu betonla doldurmak
2. Yapısal parametreleri burkulma mukavemetiyle ilişkili olarak geliştirmek
 - a. Çelik boruların Çap / Kalınlık oranını azaltmak
 - b. Stiffnerin rijitliğini arttırmak
 - c. Diyafram boşluğunu azaltmak
3. Dikdörtgen kesitlerin köşelerindeki kaynak kesitlerini arttırmak
4. Köşelerdeki kaynak kesitlerini yuvarlak köşeler kullanarak gidermek



Şekil 3.8 Çelik Ayakların Tipik Çökme Modları

3.7.2 Beton Dolgulu Çelik Ayak

Yatay kapasite P_a ve izin verilen yer değiştirme duktilite faktörü μ_a :

$$P_a = P_y + (P_u - P_y) / \alpha$$

$$\mu_a = [1 + (\delta_u - \delta_y) / (\alpha \delta_y)] (P_u / P_a)$$

P_y ve P_u : Bir ayağın elastik ve en yüksek yatay kapasitesi

δ_y ve δ_u : Bir ayağın elastik ve en yüksek yer değiştirmesi

α : Güvenlik faktörü

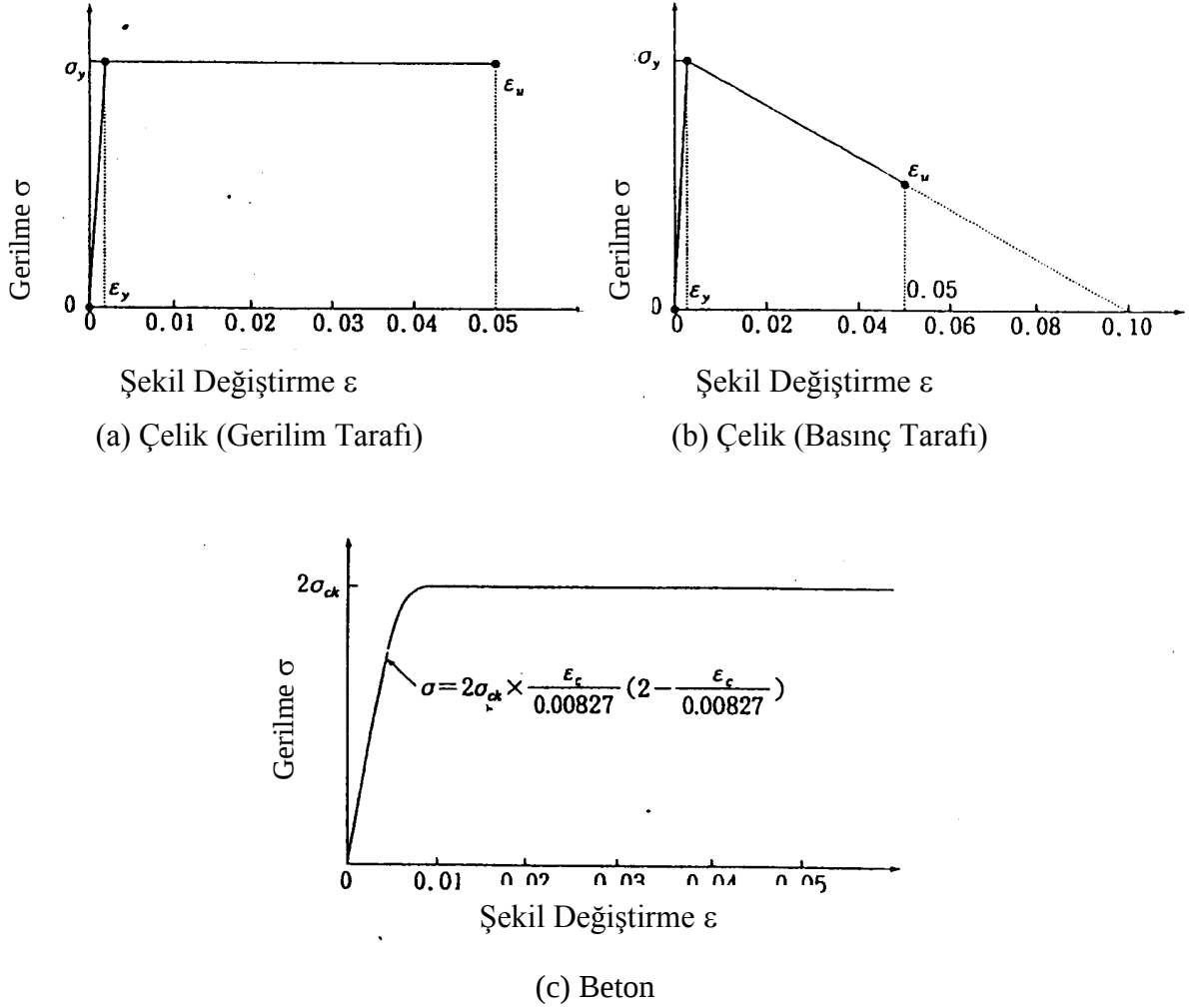
Çelik kesit yalnızca eksenel kuvvetlere karşı davranıldığı farz edilir. Şekil 3.9' da çelik ve kolonun gerilme-şekil değiştirme ilişkisi görülüyor.

3.7.3 Beton Dolgusuz Çelik Ayak

Beton dolgusuz çelik ayak Dinamik Tepki Analiziyle tasarım edilmelidir. Ayak özelliklerine karar vermek için dalgalanma testlerine ihtiyaç vardır. Köşelerde kaynak düzenlenmesi yapılırken kesin olarak gevrek çökmeden kaçınılmalıdır.

3.8 Dinamik Tepki Analizi

Dinamik Tepki Analizi; Statik tasarımın güvenlik faktörünü kontrol etmek için, yapmak gerekir. Birde Dinamik Tepki Analizi, Duktilité tasarım metodunun direkt olarak uygulanamadığı durumlarda ihtiyaç vardır.



Şekil 3.9 Çelik ve Betonun Gerilme-Şekil Değişirme İlişkisi

Dinamik Tepki Analizinde yer hareketleri için aşağıdaki tepki spektraları kullanılır.

$$S_1 = c_z c_d S_{10} \quad (25)$$

$$S_{11} = c_z c_d S_{110} \quad (26)$$

S_1 ve S_{11} Tip 1 ve Tip 2 yer hareketi için Tepki Spektrum İvmeleri, S_{10} ve S_{110} ise Tip 1 ve Tip 2 yer hareketleri için Standart Tepki Spektrum ivmeleri, c_z : Zonlar için düzeltme sabiti (Denklem 8) ve c_d sönüm oranı için düzeltme sabiti ;

$$c_d = (1,5 / 40h_i + 1) + 0,5 \quad (27)$$

Tablo 3.5 ve Şekil 3.10’da (sönüm oranı $h = 0,05$ için) standart tepki spektrum ivmeleri Tip 1 ve Tip 2 yer hareketleri için gösteriyor.

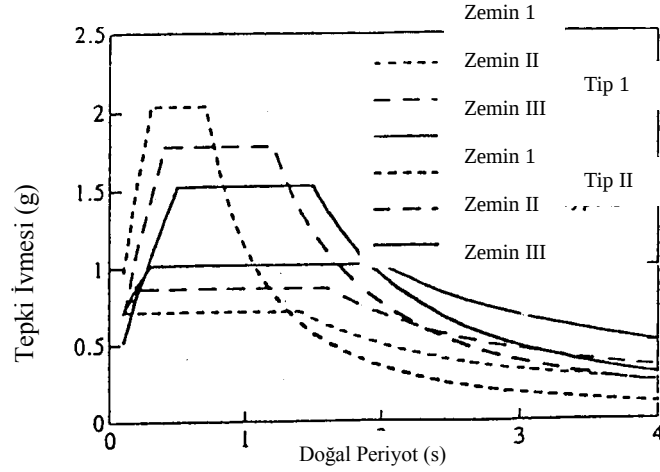
Tablo 3.5 Standart İvme Response Spektra

(a) Tip 1 Response Spektra S_{i0}

Zemin Şartları	Response İvme S_{i0} (gal = cm/sn^2)		
Gurup 1	$S_{i0} = 700 T_i$ [1,4 için	$S_{i0} = 980/T_i$	$T_i > 1,4$ için
Gurup 2	$S_{i0} = 1,505 T_i^{1/3}$ ($S_{i0} < 700$) $T_i < 0,18$	$S_{i0} = 850$ $0,18 [T_i [1,6$	$S_{i0} = 1,36/T_i$ $T_i > 1,6$ için
Gurup 3	$S_{i0} = 1,511 T_i^{1/3}$ ($S_{i0} < 700$) $T_i < 0,29$	$S_{i0} = 1,000$ $0,29 [T_i [2,0$	$S_{i0} = 2,0/T_i$ $T_i > 2,0$ için

(b) Tip 2 Response Spektra S_{i0}

Zemin Şartları	Response İvme S_{i0} (gal = cm/sn^2)		
Gurup 1	$S_{i0} = 4,463 T_i^{2/3}$ $T_i [0,3$ için	$S_{i0} = 2,0$ $0,3 [T_i [0,7$	$S_{i0} = 1,104/T_i^{5/3}$ $T_i > 0,7$ için
Gurup 2	$S_{i0} = 3,224 T_i^{2/3}$ $T_i [0,4$ için	$S_{i0} = 1,75$ $0,4 [T_i [1,2$	$S_{i0} = 2,371/T_i^{5/3}$ $T_i > 1,2$ için
Gurup 3	$S_{i0} = 2,381 T_i^{2/3}$ $T_i [0,5$ için	$S_{i0} = 1,50$ $0,5 [T_i [1,5$	$S_{i0} = 2,948/T_i^{5/3}$ $T_i > 1,5$ için



Şekil 3.10 Tip 1 ve Tip 2 Standart İvme Tepki Spektrası

Tavsiye edilen her analiz için en azından 3 tane yer hareketi kullanılmalıdır ve tepkiye ulaşmak için bunların ortalamaları alınmalıdır.

Dinamik analizde, modal sönüm oranları dikkatli bir şekilde değerlendirilmelidir. Modal sönüm oranlarını hesaplamak için köprü pek çok alt-yapılara bölünebilir,enerjiyi dağıtma mekanizması temelde aynıdır. Eğer bir tanesi belirtilebilirse bir sönüm oranı için her alt yapıya bir mode shape verilir, i' nci modal sönüm oranı için ;

$$h_i = \left(\sum_{j=1}^n \phi_{ij}^T \cdot h_{ij} \cdot K_j \cdot \phi_{ij} \right) / \left(\phi_i^T \cdot K \cdot \phi_i \right) \quad (28)$$

Burda; h_{ij} : j' nci altyapının i' nci modundaki sönüm oranı, ϕ_{ij} : j' nci altyapının i' nci modundaki mod vektörü, K_j : j' nci altyapının rijitlik matrisi, ϕ_i : i' nci mod'daki bir köprünün mode vektörü ; $\phi_i^T = (\phi_{i1}^T, \phi_{i2}^T, \dots, \phi_{in}^T)$

Tablo 3.6' da Başlıca yapısal öğeler için tavsiye edilen sönüm oranlarını gösterir.

Tablo 3.6 Önemli Yapısal Öğeler İçin Önerilen Sönüm Oranları

Yapısal Elemanlar	Elastik Tepki		Nonliner Response	
	Çelik	Beton	Çelik	Beton
Üstyapı	0,02 ~ 0,03	0,03 ~ 0,05	0,02 ~ 0,03	0,03 ~ 0,05
Kauçuk Mesnet	0,02		0,02	

Menshin Mesnet	Denklem 26'daki Sönüm Oranı	Eşdeğer	Denklem 26'daki Sönüm Oranı	Eşdeğer
Altyapılar	0,03 ~ 0,05	0,05 ~ 0,1	0,1 ~ 0,2	0,12 ~ 0,2
Temeller	0,1 ~ 0,3		0,2 ~ 0,4	

3.9 Menshin Tasarımı

3.9.1 Temel Prensibi

Menshin köprülerini yürürlüğe koymada dikkatli bir şekilde karar verilmelidir. Sadece sismik performansı değil, trafik fonksiyonunda düşünülmelidir. Menshin tasarımında aşağıdaki koşullar benimsenmelidir.

1. Zemin sıvılaşmasından ve yatay yayılmadan dolayı oluşan taşıma kapasitesi kaybında
2. Köprüler fleksibil (esnek) kolonlara oturursa
3. Yumuşak zeminli yerlerde temel doğal periyodun artırımı
4. Mesnetteki kuvvetle köprünün yükselmesi

3.9.2 Tasarım Prosedürü

Menshin köprüleri hem Sismik Sabit Metoduyla, hem de Duktillite Tasarım metoduyla tasarım edilir. Sismik Sabit Metodunda geleneksel tasarımında yatay kuvvette azalma olmaz. Duktillite Tasarım Metodunda eşdeğer yatay kuvvet sabiti k_{hem} Menshin Tasarım metodunda aşağıdaki gibi bulunur.

$$k_{hem} = k_{hcm} / (2\mu_m - 1)^{0,5} \quad (30)$$

$$k_{hcm} = c_e \cdot k_{hc} \quad (31)$$

k_{hcm} : Menshin tasarımında yatay kuvvet sabiti, μ_m : Bir ayağın izin verilebilen duktillite faktörü, c_e : Enerji dağıtma katsayısı için düzeltme sabiti (Referans Tablo3.7), k_{hc} : Yatay kuvvet sabiti (Denklem 8) çünkü k_{hc} yatay kuvvet sabiti tabliye geleneksel bir mesnede oturuyor, Denklem 31'in anlamı yatay kuvvet Menshin tasarımında α güvenlik faktörüyle bulunur.

Tablo 3.7 Enerji Dağıtma Katsayısı İçin Düzeltme Sabiti

1.Mod h için Sönüm Oranı	Sabit c_e
$h < 0,1$	1,0

0,1 [h < 0,12	0,9
0,12 [h < 0,15	0,8
h < 0,15	0,7

$$h_i = \frac{\sum K_{Bi} \cdot u_{Bi}^2 (h_{Bi} + h_{Pi} \cdot K_{Bi} + h_{Fui} \cdot K_{Bi} + h_{F0i} \cdot K_{Bi} \cdot H^2)}{\frac{K_{Pi}}{K_{Fui}} + \frac{K_{Bi}}{K_{F0i}} + K_{Bi} \cdot H^2} \quad (32)$$

$$\mu_m = 1 + (\delta_u - \delta_y) / (\alpha_m \delta_y) \quad (33)$$

α_m : Menshin tasarımında kullanılan güvenlik faktörü

$$\mu_m = 2\alpha \quad (34)$$

α : Geleneksel tasarımlarda kullanılan güvenlik faktörü (Referans Tablo 3), Denklem 34'ün anlamı izin verilebilen yer değiştirme duktilite faktörü menshin tasarımında μ_m , geleneksel tasarımdaki μ_a (Denklem 2)'den daha küçük olmalıdır.

Bir menshin köprüsünün modal sönüm oranı h temel mode için denklem 32'de hesaplanır. Denklem 32'de h_{Bi} : i' nci damper sönüm oranı, h_{Pi} : i' nci ayağın veya kenar ayağın sönüm oranı, h_{Fui} : i' nci temeldeki dönme yer değiştirmesiyle ilgili sönüm oranı, h_{F0i} : i' nci temeldeki döner yer değiştirmesiyle ilgili sönüm oranı, K_{Pi} : i' nci ayak veya kenar ayağın rijitliği, K_{Fui} : i' nci temeldeki yer değişimi rijitliği, K_{F0i} : i' nci temelin döner rijitliği , u_{Bi} : i' nci menshin aletinin tasarım yer değiştirmesi ve H : Bir ayağın altından tabliye ağırlık merkezi arasındaki mesafedir.

3.9.3 Menshin Aletlerinin Tasarımı

Basit düzenekler büyük depremlere karşı stabil davranmalıdır. Mesnetler tabliye' ye ve alt yapıya cıvatarla ankraj edilmelidir ve yenilenebilir olmalıdır. Tabliye ve kenar ayak arasında temizlik sağlanmalıdır.

İzolatörler ve damperlar arzulanan yer değiştirmelere göre (u_b) tasarımı edilmelidir. Tasarım yer değiştirmesi

$$U_b = k_{hem} \cdot W_u / K_B \quad (35)$$

k_{hem} : Eşdeğer yatay kuvvet sabiti, K_B : Eşdeğer rijitlik, W_u : Üst yapının ölü ağırlığı. Dikkat edilmesi gereken nokta eşdeğer yatay kuvvet sabiti k_{hem} yer hareketi tipine bağlıdır, ayrıca tasarım yer değiştirmeleri de (u_B)

Eşdeğer rijitlik K_B ve Eşdeğer sönüm oranı h_B Menshin aleti için;

$$K_B = F_{(UBC)} - F_{(-UBE)} \quad (36)$$

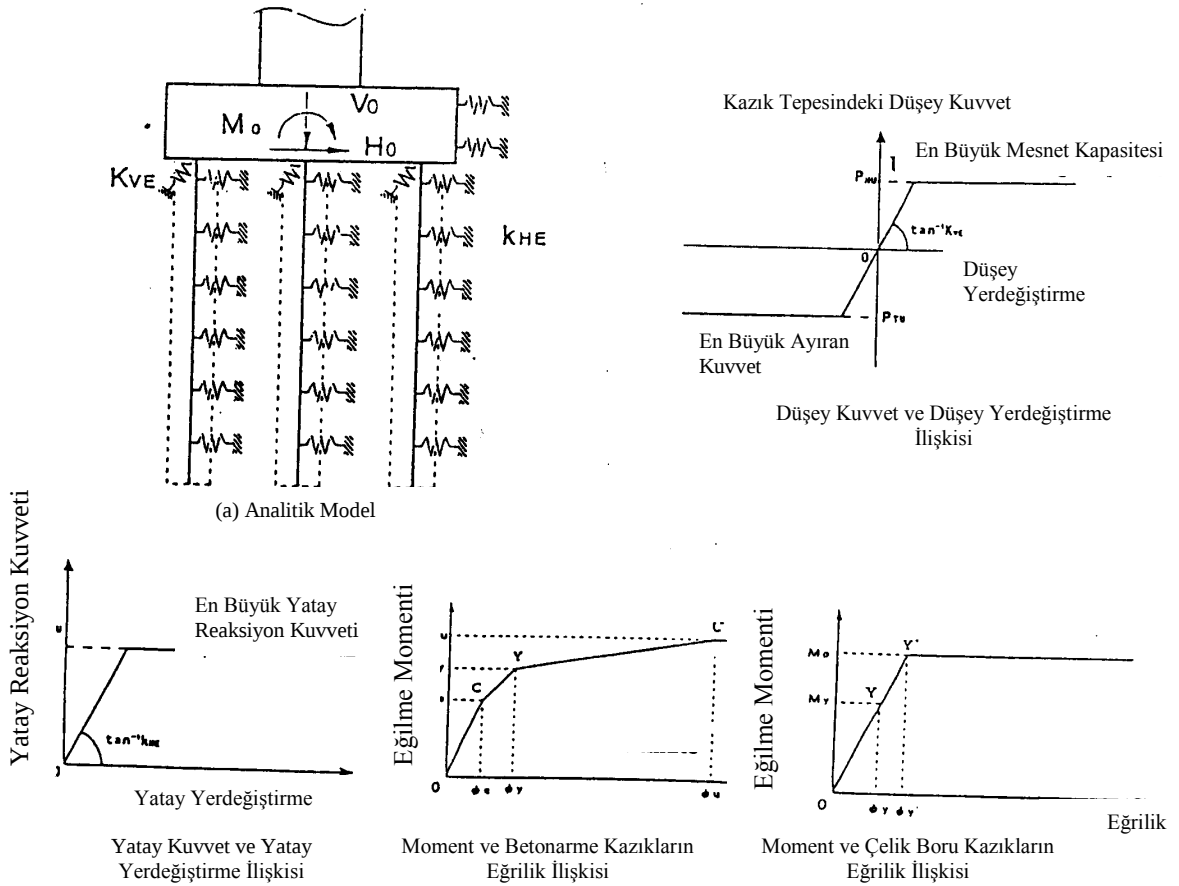
$$H_B = \Delta W / 2 \Pi W \quad (37)$$

$F_{(u)}$: Yenilenen kuvvet, u_{BC} : Efektif tasarım yer değiştirmesi, ΔW : Her dönüşüm için enerji dağıtımı, W : Elastik şekil değiştirme enerjisi ve c_B : Efektif yer değiştirme sabiti (= 0,7)

3.10 Temel Tasarımı

Kazık tipi ve keşon (Daldırma kuyu) tipi temeller şartnameye 1996'da yeni sokuldu. Bir kazık temelde temel idealizasyonu yapılırken temel pabucu-kazık ve zemin birbirlerini desteklemelidirler. Bir ayağın denklem 7'deki gibi tanımlanan esneklik gücünde bir sismik kuvvet uygulanacak temellere, ayağın altından üst yapının ölü ağırlığı ile beraber. Şekil 3.11 bir kazık temelin nonliner modelinin idealizleştirilmesini gösterir. Zemin ve kazıkların nonliner modeli analizde düşünüldü.

Temelin güvenliği kontrol edilecek : (1) Temel elastik akma noktasını ulaşmayacak, (2) Eğer temelde başlıca düzensizlik oluşursa tepki yer değiştirme, Duktilité yer değiştirme limitinden daha az olacak. (3) Yerdeğiştirmeler temelde müsaade edilen limit değerlerden daha az olmalıdır. Müsaade edilen duktilité ve yerdeğiştirme limiti 40 cm yatayda yerdeğiştirme ve 0,025 radyan dönme açısıdır.



Şekil 3.11 Bir Kazıklı Temelin Nonliner Model İdealizasyonu

3.11 Zemin Sıvılaşmasının Karşı Tasarım

3.11.1 Potansiyel Sıvılaşma Hakkında Düşünce

Toprak tabakaları aşağıdaki şartlara göre potansiyel sıvılaşma durumları değerlendirilir.

1. Doygun toprak tabakası, zemin yüzeyinin 20 m altına yerleşmişse ve yer altı su seviyesi 10 m' lik derinlik içindeyse.
2. Toprak tabakasındaki ince partiküler içeriğin oranı FC %35'den az veya eşitse, plastisite indeksi I 15'e eşit veya az ise,
3. Toprak tabakasının ortalama granülometrisi D_{50} 10mm'ye eşit veya az ise ve granülometrisi D_{10} 1mm eşit veya az ise,

Sıvılaşma potansiyeli sıvılaşmaya karşı F_c güvenlik faktörüyle değerlendirilir.

$$F_L = R/L$$

F_L : Sıvılaşma direnç oranı, R : Dinamik kesme gücü oranı ve L : Bir deprem esnasında gerilme oranı paylaşımı. Dinamik kesme gücü oranı R aşağıdaki gibi ifade edilir.

$$R = C_w.R_L$$

C_w : Yer hareketi karakteristikleri için düzeltme sabiti (Tip 1 yer hareketi için= 1, Tip 2 yer hareketi için= 1-2) ve R_L : Üç eksenli mukavemet oranı. Üç eksenli mukavemet oranı laboratuvar testleriyle değerlendirilir bozulmamış örnekler in-situ donma metoduyla.

Kesme gerilme oranı, bir deprem esnasında aşağıdaki gibi hesaplanabilir.

$$L = r_d.k_{hc}.\sigma_v/\sigma_v^1$$

R_d : Kesme gerilme oranının derinlikle düzeltme faktörü, k_{hc} : Sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesi için tasarım simit sabiti, σ_v : Toplam yükleme basıncı, σ_v^1 : Etkili yükleme basıncı. Burda dikkat edilmesi gereken nokta sıvılaşma potansiyelini değerlendirmek için tasarım sismik sabiti k_{hc} 0,3 ile 0,4 arasında değer alır Tip 1 yer hareketi için, Tip 2 yer hareketi içinde 0,6 ile 0,8 arasında değer alır.

3.11.2 Köprü Temelleri İçin Sıvılaşmanın Tasarım Davranışı

Sıvılaşma meydana geldiği zaman, toprağın gücünde ve taşıma kapasitesinde azalma olur. Otoyol köprülerinin sismik tasarımında , bir kumlu zemin tabakasının zemin sabiti F_L değerine bağlı olarak azalır. Azaltılan zemin sabiti D_E sabitiyle çarpılarak hesaplanır. Tablo 3.8’ de zemin sabitleri tabakasında sıvılaşma olmadığı varsayımıyla tahmin edilir.

Tablo 3.8 Zemin Sabitleri İçin Zemin Sıvılaşmasından Doğan Azaltma Katsayıları

F_L ’ nin Sırası	Mevcut Yer Yüzeyinden Derinlik	<u>Dinamik Kesme</u> R [0,3	<u>Gücü Oranı R</u> 0,3 < R
F_L [1/3	0 [x [10	0	1/6
	10 < x [20	1/3	1/3
1/3 < F_L [2/3	0 [x [10	1/3	2/3
	10 < x [20	2/3	2/3
2/3 < F_L [1	0 [x [10	2/3	1
	10 < x [20	1	1

3.11.3 Köprü Temelleri İçin Sıvılaşma-Sonuçları Yer Akıntısının Tasarım Davranışı

Bir temelin sismik güvenliği temelin üstünde meydana gelen yerdeğiştirmeler kontrol edilir ve müsaade edilen değerleri aşmamalıdır; Şekil 3.11’ de temel ve zeminin idealizasyonu görülüyor. Bir temelin müsaade edilen yerdeğiştirmesi elastik yerdeğiştirmesinin iki katı alınabilir. Bu yöntemle yapının atalet kuvvetleri aynı zamanda düşünmeye gerek yoktur, çünkü sıvılaşma sonucu meydana gelen zemin akışı yer hareketleri prensibinden sonra alınır.

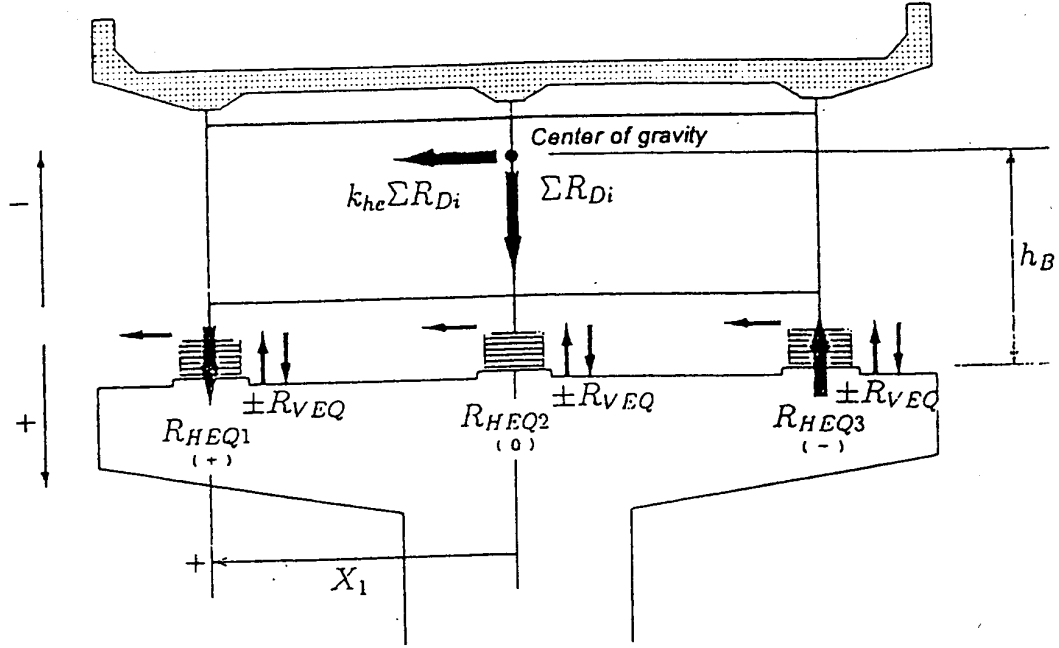
3.12 Mesnetler

Mesnetler 2 grupta sınıflandırılır. İlk grup denklem 2’deki sismik kuvvetlere karşı mesnetler, ikinci grup ise sismik sabit metodundaki sismik kuvvete karşı mesnetlerdir. Birinci ve ikinci mesnetler sırasıyla Tip B mesnetleri ve Tip A mesnetleri diye isimlendirilir. Tip B mesnetlerinin sismik performansı tabiki çok yüksektir Tip A mesnetlerinden . Tip A mesnetlerinde yerdeğiştirme limitleri açıklanacak sonra hem boyuna hem enine yönde, Tip B mesnetleri için böyle bir gereksinime gerek yoktur. Çünkü mesnetler ana yapısal öğelerin önemli parçalardan biridir; Tip B mesnetleri Menshin köprülerinde kullanılmalıdır.

Yükseltilmiş kuvvetler mesnede uygulandığı zaman $R_u = R_D - (R_{heq}^2 + R_{veq}^2)^{0,5}$ (38)

Şekil 3.12 Mesnetler İçin Tasarım Kuvvetleri

Ağırlık Merkezi



R_u : Mesnede yükseltilmiş tasarım kuvveti uygulanır, R_D : Üst yapının ölü yükü , R_{heq} ve R_{veq} düşey reaksiyonların neden olduğu sırasıyla enine sismik ve boyuna kuvvettir. Şekil 3.12 taşıyıcı mesnetler için tasarım kuvvetlerini gösterir.

3.13 Oturma Önleme Sistemleri

Otoyol köprülerinde oturma önleme ölçülerine gereksinim vardır.

1. Oturma önleme sistemleri ; yapısal öğelerde tahmin edilemeyen hasarlar meydana gelse bile, üstyapı ve onun oturduğu destek noktası oturmaları önleyecek şekilde tasarımı yapılır.
2. Oturma önleme sistemlerinde yeterli oturma mesafesini sağlanmalı, aşağıya düşmeyi önleyici düzenek, yerdeğiştirme limitlerini sağlayacak düzenek ve çökme önleme düzeneğinden meydana gelir.
3. Yeterli oturma mesafesi sağlanmalıdır ve aşağıya düşmeyi önleyici düzenek üstyapının sonuna boyuna response karşı konulmalıdır. Eğer tip A mesnetleri kullanılırsa yerdeğiştirmeyi sınırlayan düzenek yalnızca üstyapının sonuna değilde sürekli köprüler her orta destek noktasında kullanılmalıdır.
4. Eğer Tip A mesnetleri kullanılırsa yerdeğiştirmeyi sınırlayan düzenek enine tepkiye karşı tepkiyi de alacak şekilde her destek noktasında kurulmalıdır. Yerdeğiştirmeyi sınırlayan düzenek Tip B mesnetleri için genelde gerek yoktur. Fakat Tip B mesnetleri bu koşul benimsense bile eğri köprülerde, kavisli köprülerde köprülerin her ayak için birkaç mesnede oturduğu

durumlarda, zemin sıvılaşmasından dolayı yatayda bir akma meydana gelmesi durumlarında gereksinim vardır.

Oturma mesafesi S_E aşağıdaki gibi bulunur.

$$S_E = u_R + u_C] S_{EM} \quad (39)$$

$$S_{EM} = 70 + 0,51 \quad (40)$$

$$U_G = 100 \cdot {}^{TM}_G \cdot L \quad (41)$$

Genleşme derzi genişliği L_E ;

$$L_E = u_B + L_A$$

U_G : Zeminde köprü eksenı boyunca oluşan rölatif yerdeğıştirme, S_{EM} : Minimum oturma mesafesi (cm), ${}^{TM}_G$: Bir deprem esnasında zeminde oluşan şekil değıştirmeler köprü eksenı boyunca Gurup I,II ve III yerleri için sırasıyla 0,0025 ; 0,00375 ; 0,005
 L : Zeminin rölatif yerdeğıştirmesine katkıda bulunan mesafe (m) ; ve l : Açıklık uzunluğu (m). Eğer yanyana iki tabliye bir ayağı otursa, l açıklık uzunluğu hesaplanırken geniş olan açıklık hesap da kullanılır.

Menshin tasarımında üstteki koşullara ilave olarak aşağıdaki faktörler olmalıdır.

1. İki komşu tabliye arasında çarpışmayı engellemek amacıyla yeterli açıklık mesafesi sağlanmalıdır. Bu açıklık mesafesi S_B ;

- i. $u_B + L_A$ (Bir kenar ayak ve tabliye arasında)

- ii. $c_B \cdot u_B + L_A$ (İki komşu tabliye arasında)

u_B : Menshin düzeneğinin tasarım yerdeğıştirmesi (cm) (Denklem 35), L_A : Açıklık yerin redundenci (genelde 6 1,5cm) ve c_B : açıklık yer için düzeltme sabiti (Referans Tablo 3.9) Düzeltme sabiti c_B hesabının temelinde response spektra rölatif yerdeğıştirmesi farklı doğal periyotlara bağlıdır. $\Delta T = T_1 - T_2$ ($T_1 > T_2$) T_1 ve T_2 iki komşu köprü sisteminde doğal periyotları gösterir.

2. Genleşme derzi genişliği L_E ;

$$L_E = u_B + L_A$$

u_B : Menshin düzeneğinde tasarım yerdeğıştirmesi (cm) (denklem 35) ve L_A : Genişliğin redundenci (genelde 6 1,5cm)

Tablo 3.9 Açıklık yerler için Düzeltme Sabitleri

$\Delta T/T_1$	C_a
0 [$\Delta T/T_1 < 0,1$	1
0,1 [$\Delta T/T_1 < 0,8$	$2^{0,5}$
0,8 [$\Delta T/T_1 \leq 1$	1

3.14 Son Sözler

Önceki sayfalarda 1996'da yayınlanan yeni otoyol köprülerin sismik tasarım şartnamesinin taslağı sunuldu, Hyogo-ken nanbu depreminin köprüler üzerindeki hasarlar baz alındı. 1948 fukui depreminden beri Hyogo-ken nanbu depremi kentsel alanı vuran ilk yıkıcı deprem oldu. Son yıllardaki yapılarda teknoloji gelişiminden dolayı bu kadar yıkıcı bir hasar oluşumunun önlenileceği düşünülmüştü, 'Bölüm3.5' deki 'Otoyol Köprülerinin Tasarım Şartnamesinde ' 1996'da komple revize edildi ve tasarım prosedürü sismik sabit metodundan, Duktillite tasarım metoduna kaydırıldı. Son 38 yıla bakıldığında revizyon çok kısıtlı olmuştu.

Revizyonun en önemli noktası iki sismik tasarımdan meydana gelmesidir, sismik sabit metodu ve duktillite tasarım metodudur. Çünkü Tip 1 ve Tip 2 yer hareketleri Duktillite tasarım metodunda dikkate alındı, 3 tasarım kuvvetleri tasarımda kullanıldı.

Hyogo-ken nanbu depremi gösterdi ki tarihte güçlü hareket kayıtlarının çok kısa olduğunu, bundan dolayı revize edilen otoyol köprülerinin sismik tasarım şartnamesi köprülerin güvenliğine katkıda bulunduğu kabul ediliyor.

4. ABD ve JAPON ŞARTNAMELERİNİN KARŞILAŞTIRILMALARI

4.1 Temel Prensipler Farklılıklar ve Benzerlikler

AASHTO	JAPON
1. Yaşam riskini minimize etmek.	1. Küçük büyüklükteki depremlerde hasar önlenmelidir.
2. Köprülerde ufak hasarlar meydana gelebilir, fakat deprem hareketinden dolayı göçme düşük olasılıktır.	2. Orta büyüklükteki depremlerden meydana gelen yer hareketleri sonucu hem A hem de B tipi köprülerde temel yapısal hasarlar uğramaksızın, elastik hareket göstermelidir.
3. Köprüler işlevini devam ettirir.	3. Büyük yer hareketlerinin oluşturduğu depremlerde düşük olasılıkla oluşur, A tipi köprülerde kritik çökme önlenmelidir, B tipi köprülerde limit hasarda performans göstermelidir.
4. Yer hareketi kullanılarak oluşturulan tasarım, köprünün ekonomik ömrünü aşması ufak bir olasılık olmalıdır.	4. İki tip yer hareketi söz söz konusudur. Tip 1 yüzeysel depremler ve Tip 2 derin depremlerdir. Tip 2 yer hareketinin tekrarlama zamanı Tip 1 yer hareketine kıyasla daha uzundur.
5. Koşulların ABD tüm bölgelerinde uygulanabilir olması.	
6. Tasarım yaratıcılığı kısıtlanamaz.	

4.2 Köprü Önem Sınıflandırmaları

AASHTO

- i. Kritik ve Önemli Köprüler:
 - 1. Derecede Önemli Köprüler
- ii. Diğer Köprüler: 2. Derecede Önemli Köprüler

JAPON

- i. Tip A Standart Köprüler
- ii. Tip B Önemli Köprüler

4.3 Tasarım Metotları

AASHTO' da 4 adet yöntem var, bunlar Yöntem 1 : Düzgün Yayılı Yük Yöntemi, Yöntem 2: Tek Modlu Titreşim Dinamik Analiz Yöntemi, Yöntem 3: Çok Modlu Titreşim Dinamik Analiz Yöntemi, Yöntem 4: Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi. Japon şartnamesinde ise hem Sismik Sabit Metoduyla hem de Duktilité Tasarım metoduyla tasarım yapılır ve köprü kompleks ise Dinamik Tepki Analiziyle güvenliği kontrol edilir.

4.4 Deprem Davranış Kategorileri

AASHTO şartnamesinde her bir köprüye A, B, C, D şeklinde bir deprem davranış kategorisi verilmek suretiyle köprüler arasındaki yapı önem farklılıkları dikkate alınırken Japon şartnamesinde böyle bir çalışma yok. Aşağıda AASHTO' deki gruplandırma görülüyor.

Ana Kaya İvme Değeri	Deprem Davranış Kategorisi	
A	1. Derece Önemli Köprüler	2. Derece Önemli Köprüler
$A \leq 0,09$	A	A
$0,09 < A \leq 0,19$	B	B
$0,19 < A \leq 0,29$	C	C
$0,29 < A$	D	C

4.5 Deprem Yatay Yükleri

AASHTO :

$$V_d = V_e / R = C_s W / R = 1,2 A S / R (T^{2/3})$$

V_d : Hesap Deprem Yatay Yüğü R : Davranış Düzeltme Katsayısı

C_s : Elastik Deprem Davranış Katsayısı

A : Taban Kayasındaki Maksimum Yatay İvme

S : Zemin Katsayısı

T : Köprü Titreşim Periyodu (Saniye)

Japon :

$$P_a > k_{he} W \quad k_{he} = k_{hc} / (2\mu_a - 1)^{0,5} \quad \mu = 0,5 [(k_{hc} W / P_a)^2]$$

Burda P_a : Ayağın yatay kapasitesi, k_{he} : Eşdeğer yatay kuvvet sabiti,

W : Eşdeğer Ağırlık, k_{hc} : Yatay Kuvvet Sabiti , μ_a : Bir ayağın izin verilebilen yer değıştirme duktilite faktörü

Burda AASHTO ve Japon şartnamesindeki farklılık Zemin profil tipinde görölüyor, AASHTO' da Tip 1, Tip 2, Tip 3 ve Tip 4 olmak üzere 4 farklı

zemin tipi geçerken, Japon şartnamesinde yatay kuvvet sabiti

hesaplanırken Gurup 1 (Rijit), Gurup 2 (Orta Sertlik) ve

Gurup 3 (Yumuşak) olmak üzere 3 tip zemin bulunuyor. Bir diğer fark

Japon şartnamesinde 2 tip yer hareketine göre yatay kuvvet sabiti

hesaplanırken AASHTO' da böyle bir uygulama yok. AASHTO' da

deprem yükü R düzeltme katsayısını bölünerek Hesap deprem

yatay yükü bulunurken, Japon şartnamesinde bir ayağın müsaade edilen

duktile yerdeğıştirme faktöründe bir güvenlik faktörü bulunuyor.

$$\mu_a = 1 + (\delta_u - \delta_y) / (\alpha \delta_y)$$

Burda α : Güvenlik Faktörü, δ_y : Bir ayağın elastik yerdeğıştirmesi,

δ_u : Bir ayağın en büyük yerdeğıştirmesi. δ_u ve δ_y üstyapının ağırlık merkezine göre tanımlanır.

Tablo 4.1 Güvenlik Faktörü α		
Köprü Tipi	Tip 1 Yer Hareketleri	Tip 2 Yer Hareketleri
Tip B	3	1,5
Tip A	2,4	1,2

4.6 Minimum Oturma Mesafeleri

AASHTO	JAPON
Deprem Davranış Kat. A-B olan Köprülerde:	$S_{(em)} = 70 + 0,5 l$
$N = (203 + 1,67L + 6,66H)$	$S_{(em)}$: Minimum oturma mesafesi
$(1 + 0,000125S^2)$ (mm)	(cm)
Deprem Davranış Kat. C-D olan Köprülerde:	l : Açıklık Uzunluğu
$N = (305 + 2,5L + 10H)$	
$(1 + 0,000125S^2)$ (mm)	
Burada L : Genleşme derzleri sadece Kenarayaklar da olan köprülerde köprü toplam boyu veya diğer köprülerde genleşme derzleri arasındaki tabliye boyları toplamıdır.	
H : genleşme derzleri arasındaki ayakların ortalama yüksekliğidir.	
S : Köprü verevlik açısı.	

4.7 Düzgün ve Düzgün Olmayan Köprüler

AASHTO'da düzenli köprüler açıklık sayısı 7'den az olan, birdenbire bitmeyen, olağanüstü ağırlık değişimi olmayan köprülerdir. Aşağıdaki tabloda bunu görebiliriz. Japon yönetmeliğinde böyle bir çalışma yok.

Tablo 4.2 Düzenli ve Düzensiz Köprüler

Deprem Davranış Kategorisi	Minimum 2 ve Maksimum 6 açıklıklı düzgün köprüler	2 veya Daha Fazla Açıklıklı Düzgün Olmayan Köprüler
A	Hesap gerekmemektedir.	Hesap gerekmemektedir
B, C, D	Yöntem 1 veya Yöntem 2	Yöntem 3

4.8 Donatı Düzenlenmesi

AASHTO	JAPON
Boyuna donatı alanı toplam kesit alanının 0,01'den az 0,06'dan fazla olamaz. DDK C-D olan köprülerde Etriyeler arası boşluk a. Etriye sıkıştırılması yapılan kolonun üstünde ve altında maksimum kesit büyüklüğünden ve kolon net yüksekliğinin 1/6'sından daha az olamaz. b. Kazıklar için kolonlardaki etriye mesafeleri koşulları geçerlidir. c. Maksimum boşluk 10 cm'yi aşmaz. Bindirme boyu maksimum kolonun yüksekliğinin yarısına kadar uzatılabilir, min. 40 cm olmalıdır.	Etriyeler en fazla 15 cm'lik mesafeyi geçmeyecek şekilde yerleştirilmelidir Özel durumlarda örnek olarak köprü ayakları 30 m'den daha uzun olması durumunda ayak kesitinde her hangi bir mukavemet azalmaması koşulu ile enine donatı aralarındaki mesafe arttırılabilir. Ortadaki donatılar arasındaki mesafe sabit olmalıdır ki betonu kavrayabilsen. Bu mesafe 1 m'den az olmalıdır.

5. MEVCUT KÖPRÜLERİN TASARIMINA VE YAPIMINA BAKIŞ

5.1 Deprem Dayanım Yönetmeliği

Türkiye’de en son depreme dayanıklı tasarım yönetmeliği; ‘Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelikler (Bölüm III – Deprem Felaketini Önleme)’ 1997 yılında Bayındırlık Bakanlığı tarafından yayınlandı.

Bununla beraber bu yönetmelik sadece yapılar için atalet kuvvetleri tanımlandı, köprüler için özel bir tasarım yönetmeliği yok.

Yabancı tasarım yönetmelikleri referans alınır; çünkü pek çok zorunlu kurallar var köprülerin tasarımında Tablo 5.1 deki uygulamayı yapmak için

Tablo 5.1 Şartname Uygulamaları

<u>Köprülerin Yeri</u>	<u>Yapım Yılı</u>	<u>Projede Kullanılan Şartname</u>
1.Çevreyolu Üzerindekiler (E5)	1973-1987 Arasında	Teknik Yönetmelikler Fransa Köprüler Şartnamesi
2.Çevreyolu Üzerindekiler (TEM)	1987’den Sonra	AASHTO

5.2 Mevcut Köprülerin Depreme Dayanıklılığı

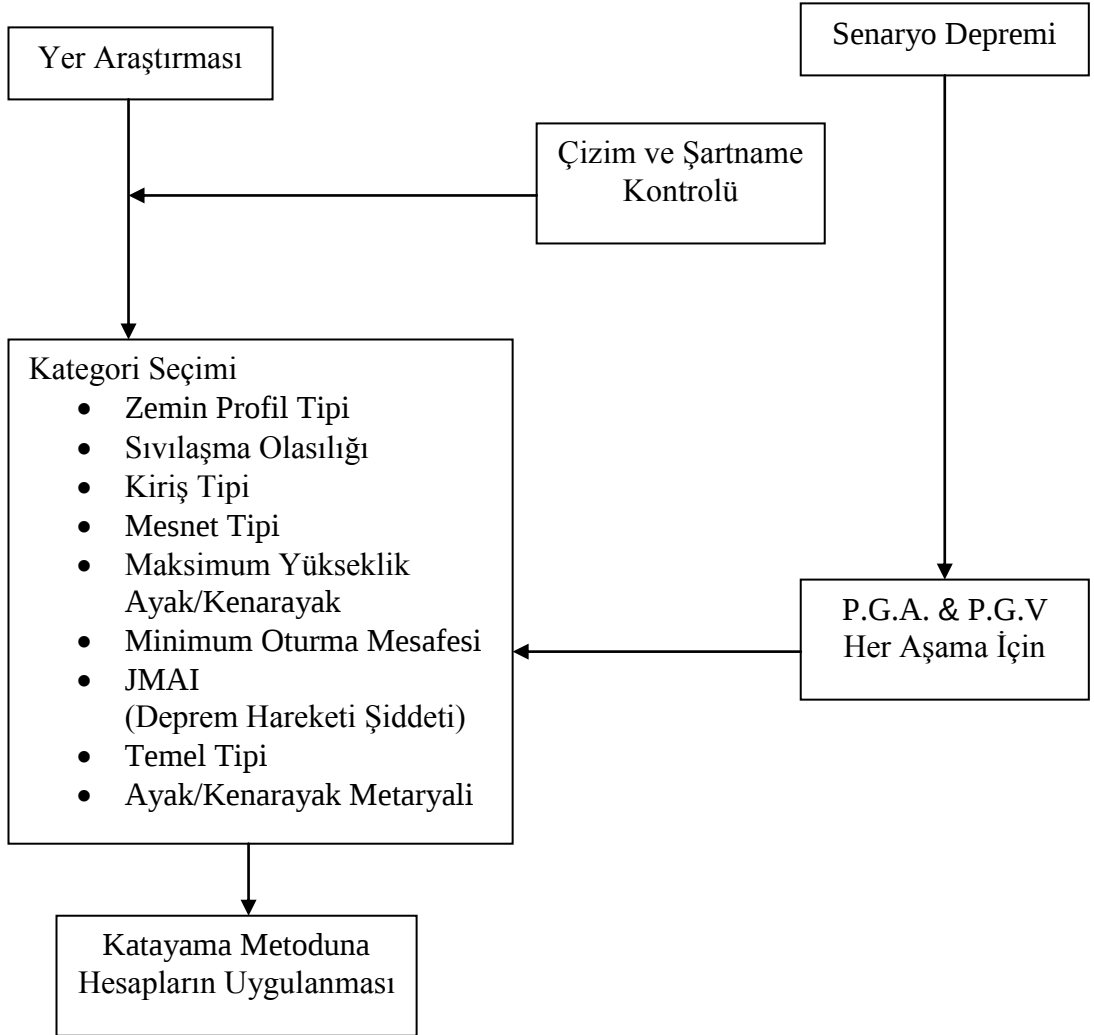
Köprülerde meydana gelen çökmeler büyük kapsamlı problemlere yol açabilir. Bazı köprüler yıkıldığı zaman bunları onarmak için çok uzun bir süreye ihtiyaç vardır. Bu nedenle köprülerin yıkımını önlemek için ne gerekiyorsa yapılmalıdır. Bu bölümün amacı özel köprülere dikkat çekmek ve bunlarda oluşabilecek hasarları hafifletmektir. Bu çalışmanın ismi ‘İlk Elektir’.

Düşünüldüğünde kirişin düşmesi yol sistemine çok ciddi problemlere yol açabilir. O yüzden Kubo/Katayama tarafından bir yöntem teklif edildi, çünkü yöntem bilim

köprülerde kiriş düşme konusunu değerlendirmede çok etkilidir. Bu değerlendirme sisteminin şeması Şekil 5.1’de görülüyor.

Şekil 5.1’de görüldüğü gibi birkaç istisna dışında hemen hemen tüm gerekli data'lara köprüler gözlenerek ulaşılabilir. Temel genel çizimlerle tanımlanabilir, deprem şiddeti ve sınılaşma olasılığı başka bir yerde tartışılmalıdır.

Katayama metodunda kirişlerin düşme olasılığını etkileyen faktörler 10 maddeyle değerlendirildi. Her madde birkaç kategoriden meydana geliyor, onlar karmaşık hatalar yapmaksızın seçilebilir. Maddelerin kategorileri ve kategori skorları Tablo 5.2’de görülüyor. Kategori skorları her kategori için bir ağırlık faktörü gibi verilir.



Şekil 5.1 Yöntem Bilimin Çizim Planı

Tablo 5.2 Maddeler, Kategoriler ve Kategori Skorları

Madde	Kategori		Kategori Skoru
Zemin Tipi	Rijit		0,5
	Orta		1,0
	Yumuşak		1,5
	Çok Yumuşak		1,8
Sıvılaşma Olasılığı	Yok		1,0
	Az		1,5
	Var		2,0
Kiriş Tipi	Tek Açıklıklı	Yay veya Rijit Çerçeve	1,0
		Basit Kiriş	3,0
	2 veya Daha Fazla Açıklıklı	Basit Kiriş	5,25
		Tek Sürekli Kiriş	3,5
		Birden Fazla Sürekli Kiriş	4,2
		Kombinezasyonu Sürekli&Basit	6,3
Mesnet Tipi	Özel Düzenekli (Kiriş Düşmesini Önleyen)		0,6
	Mesnet (Net Tasarım Konseptiyle)		1,0
	Eksenel Doğrultuda Hareket Edebilen 2 Mesnedin Var Olması		1,15
Maksimum Ayak/Kenar ayak Yüksekliği	5 m' den az		1,0
	5-10 m		1,35
	10 m' den fazla		1,7
Minumun Köprü Oturma Genişliği	Geniş		0,8
	Dar		1,2
JMA Sismik Şiddet Skalası	5 (4,5 - 5,0 Arası)		1,0
	5,5 (5,0 - 5,5 Arası)		1,7
	6,0 (5,5 - 6,0 Arası)		2,4
	6,5 (6,0 - 6,5 Arası)		3,0

	7,0 (6,5 - 7,0 Arası)	3,5
Temel Tipi	Radyal Temel	1,0
	Kazık Temel	0,9
Materyal Ayak/Kenar ayak	Kagir	1,4
	Betonarme	1,0

Tablodaki değerleri 9.2.1'deki formüle konularak değerlendirme yapılır.

$$y_i = \prod_{j=1}^N \prod_{k=1}^{M_j} X_{jk}^{\delta_{i(jk)}} \quad (9.2.1)$$

Burada y_i : i' nci köprünün hasar derecesini önceden tahmin etme, N: Tüm maddelerin sayısı, M_j : j' nci maddenin kategorize sayısı, $\delta_{i(jk)}$: Yapay değişken $\delta_{i(jk)} = 1$: i' nci köprünün karakteristiği kategori k' ya tekabül ediyor, $\delta_{i(jk)} = 0$ Tam tersi, X_{jk} : j' nci maddenin k' ncı kategorideki kategori skoru, $\prod$ j' nci değerden N' nci değere çarpım işareti.

Eğer pratik anlatımlara ihtiyaç duyulursa, aşağıda prosedürün anlamı açıklandı

‘Her madde için belirli kategorilerin değerlerini seç ve çarp skorları bir sonrakiyle’

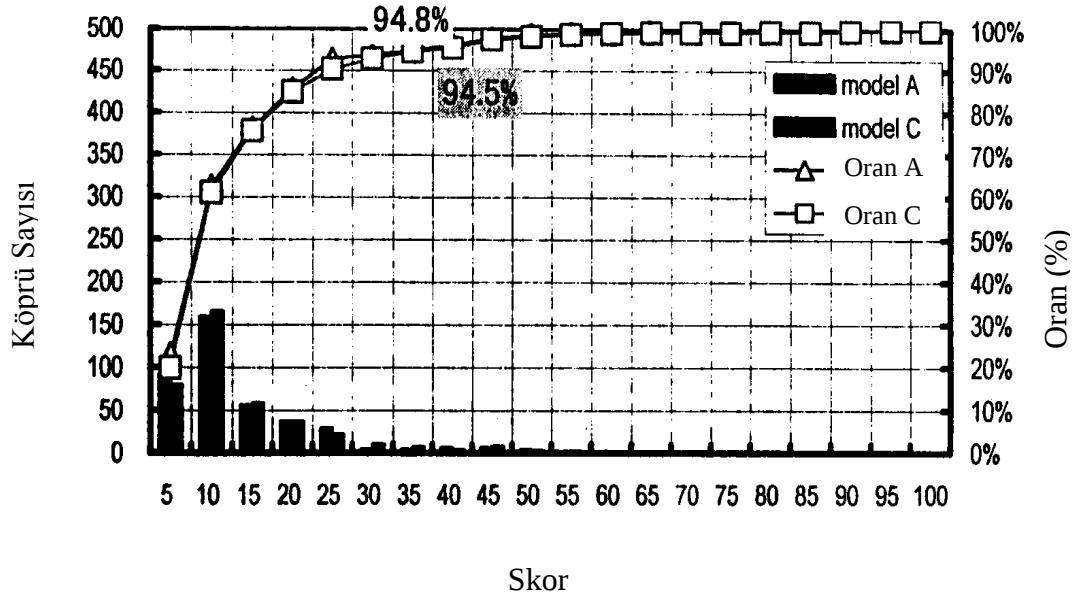
Sismik şiddet ölçüsü bu kontesteki anlamı JMA ‘Japonya Deprem Gözlem Evi’ olarak tanımlanır, MMI’ ile bağlantısı yoktur. JMA şiddeti seçilir, çünkü Katayama metodunun temelinde bu ölçü orijinaldir.

Analizin temelinde 30 tane hasarlı köprü örneği gözlemlendi, 3 depremin (1923 Kanto, 1948 Fukui, 1964 Niigata) sonuçları kritik değerleriyle aşağıdadır.

- Düşen ve düşmeyen örnekler 30-35 puanlarında ayırtıldı
- Düşen tüm örnekler ve kenarda düşme meydana gelen örnekler 26 puan değeriyle birbirinden ayrıldı. O yüzden hasar derecelerini tahmin etmek için sınır değerleri aşağıda verilmiştir.

	Hasar Derece Sınıfı	Hasar Derecesi Tahminindeki Sınır Değerler
(A)	Büyük olasılıkla çökme oluşur.	30 ve 30'dan yüksek
(B)	Orta olasılıkla çökme oluşur.	26'dan 30'a kadar
(C)	Problemsiz	26'dan az

Bu çalışmada 480 köprü incelendi. Bu köprülerin 21 tanesinde orta olasılıklı çökme, 4 tanesinde de büyük olasılıklı çökme tanımlandı.



Şekil 5.2 Hasar Derecesi Tahmininin Dağılımı

Tablo A.1’de A ve B sınıfı köprülerin listesi görülmüyor.

Tablo 5.4’deki 2 örnek A ve B sınıfı köprülere ait değildir, bu iki köprü aşağıdaki şartlar altındadır.

- En büyük ivmesi 300 gal’ dan büyük
- Ayak yüksekliği 10 m’ den fazla olması durumu

Tablo 5.3 İki Köprü Değerlendirmesi

KÖPRÜ No	Kaynak	JMA SİSMİK ŞİDDET SKALASI		PGA (gal)		Hasar derecesi Tahmini		Hasar derecesi Sınıfı	
		Model	Model	Model A	Model C	Model	Model	Model	Model
M1-3-A	IBB Mantanance	5,3	5,4	276,8	307,6	7,0	7,0	C	C
YİM 5	IBB Yapım	5,7	5,7	342,4	379,9	9,9	9,9	C	C

Katayama metodunda köprülerin hem nicel hem de niteliksel karakteristikleri değerlendirilebilir. Örnek olarak ‘kiriş tipinin konfigürasyonu’, ‘mesnet’, ‘temel’ ve ‘ayak-kenar ayak metaryali’ niteliksel karakteristiklerini gösterir.

Pek çok deprem felaketinde özellikle ‘Kobe Depreminde’ hazırlanan raporda kirişin düşmeye başladığı nokta bulunur ve raporda ‘kiriş tipi konfigürasyonu’ raporda belirtilir.

Katayama metodunun amacı köprü kirişlerindeki çökme olasılıklarını ayırmaktır. Bir başka hasar tipi başka bir method kullanarak tartışılmalıdır. Örnek olarak genleşme derzi hasarı, kiriş çökmesi, ayaklardaki çatlaklar.

Bununla beraber köprülerin riske sahip olup olmaması dikkat çekmesi bakımından bu metodu kullanmak ilk aşamada önemlidir.

İstatiksel analizler bu metodun basit hasarları zemin yüzeyindeki yer değiştirmeleri içine kapsamıyor.

5.3 Örnek Köprüler

Köprülerde değerlendirme yapılırken 30 puanın üstü büyük olasılıkla çökme meydana gelir deniliyor. Bununla beraber her köprü için detaylı bir açıklamaya ihtiyaç duyulur, ve İstanbul’daki köprülerin özel şartları açıklanmış olmalıdır. Bu amaçla 5 örnek köprü değerlendirildi.

5.3.1 No.52 (Skor : 93,7)

Bu köprünün sonuçlarını değerlendirdiğimizde 93,7 en yüksek skoru görüyoruz, fakat bu örnek için bazı açıklamalara ihtiyaç duyuluyor. Köprünün en yüksek risk puanına sahip olmasının nedeni olarak ‘kiriş ve sürekli kirişin tek açıklıkla kombinezasyonu var olması’ ve ‘ayakların çok yüksek olması’. Çok büyük ağırlığa sahip sürekli kiriş ve hafif olan tek açıklıklı kiriş arasında çarpışma olasılığı olması. Ağır kirişin hafif kirişe vurması hafif olanda büyük problemlere yol açabilir. O yüzden çarpışma dikkatli bir şekilde tartışılmalıdır.

Tablo 5.4 52 No' lu Köprünün Risk Puanı

<u>Madde</u>	<u>Kategori</u>	<u>Kategori Skoru</u>
Zemin Tipi	Çok Yumuşak	1,8
Sıvılaşma Olasılığı	Az	1,5
Kiriş Tipi	2 veya daha fazla açıklıklı / Sürekli-Basit Kombinezasyonu	6,3
Mesnet Tipi	Mesnet (Net tasarım konseptiyle)	1,0
Maksimum Ayak Yüksekliği	10 m' den fazla	1,7
Minimum Oturma Genişliği	Dar	1,2
JMA Sismik Şiddet Skalası	6,5 (6,0-6,5 Arası)	3,0
Temel Tipi	Kazık Temel	0,9
Materyal Ayak/Kenar ayak	Betonarme	1,0

Skor : $1,8 \times 1,5 \times 6,3 \times 1,0 \times 1,7 \times 1,2 \times 3,0 \times 0,9 \times 1,0 = 93,7$

5.3.2 No.188 (Skor : 89,8)

Bu köprünün değerlendirme sonucu puanı 89,8 olmuştur. Köprünün bu kadar yüksek risk puanına sahip olması bu köprünün basit kiriş ve yüksek ayaklardan meydana gelmesidir. Her kiriş arasındaki çarpışma kirişlerin büyük yer değiştirmesi ve düşmesine neden olabilir.

Tablo 5.5 188 No' lu Köprünün Risk Puanı

<u>Madde</u>	<u>Kategori</u>	<u>Kategori Skoru</u>
Zemin Tipi	Çok Yumuşak	1,8
Sıvılaşma Olasılığı	Az	1,5
Kiriş Tipi	2 veya daha fazla açıklıklı / Basit Kiriş	5,25
Mesnet Tipi	Eksenel Doğrultuda Hareket Edebilen	1,15

	2 Mesnedin var olması	
Maksimum Ayak Yüksekliği	10 m' den fazla	1,7
Minimum Oturma Genişliği	Dar	1,2
JMA Sismik Şiddet Skalası	6,5 (6,0-6,5 Arası)	3,0
Temel Tipi	Kazık Temel	0,9
Materyal Ayak/Kenar ayak	Betonarme	1,0

Skor : $1,8*1,5*5,25*1,15*1,7*1,2*3,0*0,9*1,0 = 89,8$

5.3.3 No.89 (Skor : 79,2)

Bu köprünün değerlendirme sonucu puanı 79,2 olmuştur. Köprünün bu kadar yüksek risk puanına sahip olması bu köprünün basit kiriş ve yüksek ayaklardan meydana gelmesidir.

Tablo 5.6 89 No' lu Köprünün Risk Puanı

<u>Madde</u>	<u>Kategori</u>	<u>Kategori Skoru</u>
Zemin Tipi	Çok Yumuşak	1,8
Sıvılaşma Olasılığı	Az	1,5
Kiriş Tipi	2 veya daha fazla açıklıklı / Basit Kiriş	5,25
Mesnet Tipi	Eksenel Doğrultuda Hareket Edebilen 2 Mesnedin var olması	1,15
Maksimum Ayak Yüksekliği	5 – 10 m arası	1,35
Minimum Oturma Genişliği	Dar	1,2
JMA Sismik Şiddet Skalası	6,5 (6,0-6,5 Arası)	3,0
Temel Tipi	Radyal Temel	1,0
Materyal Ayak/Kenar ayak	Betonarme	1,0

Skor : $1,8*1,5*5,25*1,15*1,35*1,2*3,0*1,0*1,0 = 79,2$

5.3.4 T5 (Skor : 62,0)

Bu köprünün değerlendirme sonucu puanı 62 olmuştur. Köprünün bu kadar yüksek risk puanına sahip olması bu köprünün basit kiriş düzeneğinden meydana gelmesidir. Ek olarak ayaktaki 2 mesnedin rölatif yer değiştirmesi kirişle yüz yüzedir. Bu tipteki mesnet şartları çok büyük rölatif yer değiştirmelere neden olabilir, çünkü komşu ayak da muhtemelen 2 mesnet vardır ve kiriş yüzeyiyle rölatif yer değiştirmeye izin vermez. Bu çeşit yapılar çok farklı doğal periyotlara sahiptir., kirişte çok geniş yer değiştirmeler olabilir.

Bununla beraber yapının alt kısmında komşu kenar ayak toprağa bağlı olduğu için kenarayağın doğal periyodu çok uzun olmayabilir. Burda birkaç aşırı uç durumlar Katayama metodunda değerlendirilir, fakat bu tip mesnet şartlarında tedbir alınmalıdır.

Tablo 5.7 T5 No' lu Köprünün Risk Puanı

<u>Madde</u>	<u>Kategori</u>	<u>Kategori</u> <u>Skoru</u>
Zemin Tipi	Çok Yumuşak	1,8
Sıvılaşma Olasılığı	Az	1,5
Kiriş Tipi	2 veya daha fazla açıklıklı / Basit Kiriş	5,25
Mesnet Tipi	Mesnet (Net tasarım konseptiyle)	1,0
Maksimum Ayak Yüksekliği	5 – 10 m arası	1,35
Minimum Oturma Genişliği	Dar	1,2
JMA Sismik Şiddet Skalası	6,5 (6,0-6,5 Arası)	3,0
Temel Tipi	Kazık Temel	0,9
Materyal Ayak/Kenarayağ	Betonarme	1,0

$$\text{Skor} : 1,8*1,5*5,25*1,0*1,35*1,2*3,0*0,9 = \underline{62,0}$$

5.3.5 No 57 (Skor : 59)

Kirişin sonuyla kenarayağın kirişe bakan yüzeyi arasındaki boşluk orantılı olmalıdır. Kenarayağ ve kiriş arasındaki boşluk belirtilmeyebilir. Boşluk çarpışmayı

önlemelidir. Minumun oturma mesafesine dikkat edildiğinde eğer genişlik yeteri kadar ise kirişin düşme problemi önlenebilir.

Yinede bu köprüde bazı düşmeyi önleyici düzenekler komşu kirişe bağlanarak sağlanabilir en azından tartışılmalıdır.

Tablo 5.8 57 No' lu Köprünün Risk Puanı

<u>Madde</u>	<u>Kategori</u>	<u>Kategori Skoru</u>
Zemin Tipi	Çok Yumuşak	1,8
Sıvılaşma Olasılığı	Az	1,5
Kiriş Tipi	2 veya daha fazla açıklıklı / Basit Kiriş	5,25
Mesnet Tipi	Eksenel Doğrultuda Hareket Edebilen 2 Mesnedin var olması	1,15
Maksimum Ayak Yüksekliği	10 m' den fazla	1,7
Minimum Oturma Genişliği	Geniş	0,8
JMA Sismik Şiddet Skalası	6,5 (6,0-6,5 Arası)	3,0
Temel Tipi	Kazık Temel	0,9
Materyal Ayak/Kenarayak	Betonarme	1,0

$$\text{Skor} : 1,8 \cdot 1,5 \cdot 5,25 \cdot 1,15 \cdot 1,7 \cdot 0,8 \cdot 3,0 \cdot 0,9 \cdot 1,0 = \underline{59,9}$$

5.4 Depreme Karşı Güçlendirme Önerileri

5.4.1 Temel Nokta

Köprü tasarımı ile yapı tasarımı temel prensipleri aynı olmasına rağmen bazı pratik farklılıklar olabilir. Farklılıkların nedeni :

- Köprülerin hepsi halka açıkken, yapıların çoğu kişilere aittir.
- Şehrin yeniden yapılmasında köprülerin çok büyük işlevi vardır.
- Köprülerin depreme karşı direnci tasarımda açıkça garanti edilmelidir.

Deprem şiddetine dikkat edildiğinde :

- İstanbul'daki deprem şiddetine 1999 İzmit depremi neden olmuştur.

- b. 50 yıl içinde deprem oluşma olasılığını aşma ihtimali %10'dur.
- c. Senaryo bir deprem üretilerek bu İstanbul'da beklenen en büyük deprem olacak

Yukarıda beklenen büyüklük de bir depreme karşı ne kadar hasarı kontrol altına alabiliriz;

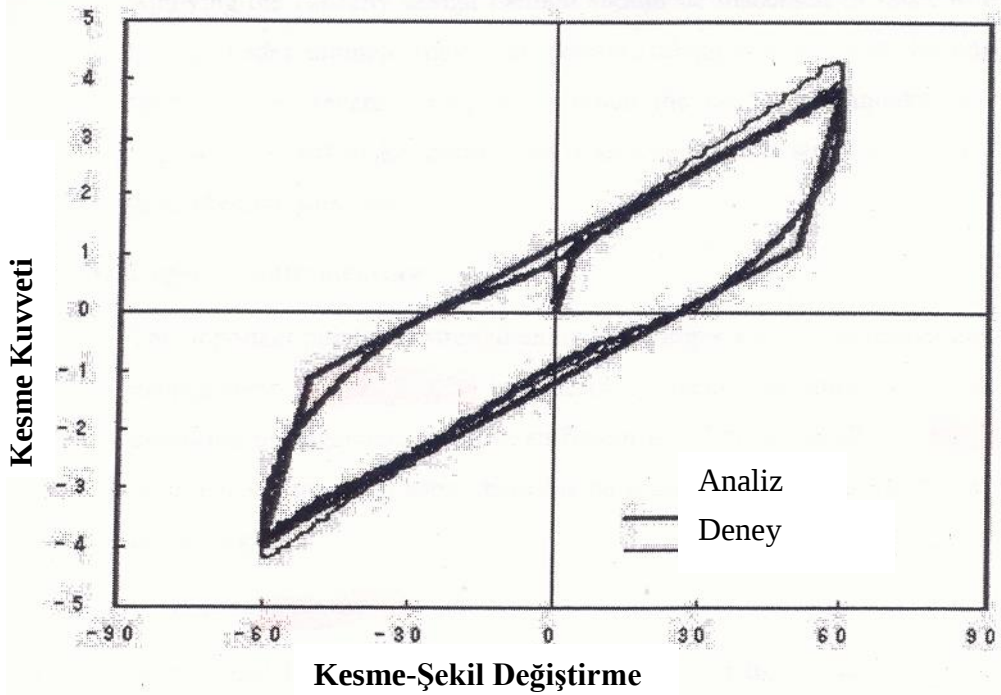
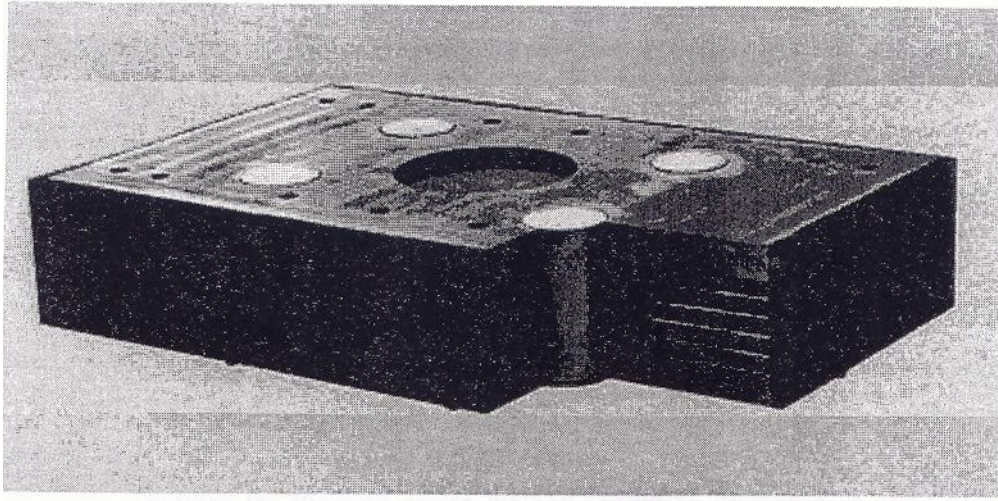
- i. Yapılar tamamen kullanılmaya hazır tutulmalıdır.
- j. Temelde yapılar kullanılmaya hazır tutulmalıdır. Eğer bazı ikinci derecede önemli hasarlar meydana gelirse bunlar bir iki gün için hızlı bir şekilde tamir edilmelidir.
- k. Köprüler işlevini kaybetmeden hasarlar kontrol altına alınmalıdır.

Yapının bazı kısımlarında elastik davranışa izin verilmesine rağmen yeterli duktilite sağlamalıdır. Bu tip tasarıma 'Kapasite Tasarımı' diyoruz. Bu modelde bazı plastik mafsallar yapı modeline yerleştiriliyor, ondan sonra tüm yapının stabilitesi ve yerdeğiştirmesi değerlendirilir.

Tablo 5.9 Deprem Şiddetine Katkıda Bulunan Ölçüler

	Deprem Performans Seviyesi		
	a) Tamamen Kullanılmaya hazır.	b) Kullanılabilir fakat tamire ihtiyacı var	c) Komple çökme önlenmelidir.
1. Sık sık tekrarlanan Deprem	OK.		
2. Arada sırada olan Deprem		Lineer Tasarım	
3. Çok seyrek olan Deprem			Kapasite Tasarımı

Eğer Tablo 5.10' da gösterilen depremler dikkate alınarak köprü tasarımı yapılırsa örnek olarak 'Çok Az Olan Depremler' bu çok etkili olmayacaktır. Sismik izolasyon veya dinamik yapı kontrolü etkili çözümü verebilir. Bununla beraber maliyet performansı önemli parametredir keza düzenek pahalıdır. Sismik izolasyona örnek bir düzenek Şekil 5.3 de görülüyor.



Şekil 5.3 Sismik İzolasyon Düzenegine Bir Örnek (Kurşun Kauçuk Mesnet)

5.4.2 Tasarım Tedbirleri

Her köprünün çizim ve şartnameleri yetkili otorite tarafından saklı tutulmalıdır ve güncel köprülerin depreme karşı tasarım yönetmelikleri bunu takip etmelidir. Bu amaç doğrultusunda en uygun tasarım yönetmeliği köprüler için tartışıldı ve tespit edildi, çünkü Türkiye’de köprülerin tasarım kuralları ile ilgili bir yönetmelik yok.

Detay tasarımındaki başarısızlıklar birçok hasarlara neden olabilir önceki pek çok felaket raporlarındaki gibi.

Deprem tasarım kriteri ‘Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (Bölüm-III Deprem felaketini Önleme)’ diye tanımlanıyor ve realistik bir öneri

getiriyor fakat daha detaylı çalışmalar için yapısal davranış faktörü R dikkat edilmelidir.

Bu faktör lineer analizi basitleştirilmiş bir metot uygulamak için hazırlanır bununla beraber bu çeşit metot bir çok deprem için garanti kesin tam sonuç vermeyebilir, çünkü deprem hareketi İstanbul'da muhtemelen deprem yönetmeliğinde tanımlanandan daha geniş büyük olacaktır.

5.4.3 Acil Tedbirler

Köprülerin güçlendirilmesindeki önemli nokta kesin bir tasarım metodu ve yönetimdir. Tasarım metodunu ve yönetmeliği geliştirmek için oldukça uzun süreye ihtiyaç vardır. Çünkü yeterli tartışmalara ve tecrübelerinin teyit edilmesi gerekir. Diğer taraftan acil olarak yapılacak bazı ölçümler etkili olabilir.

a. Köprü envanteri

Köprü ile ilgili tüm bilgiler kayıt altına alınmalıdır ve güçlendirme esnasında bunlara ihtiyaç duyulur, ama maalesef özellikle eski köprülerde bu tür bilgilere ulaşılamıyor.

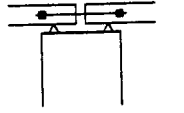
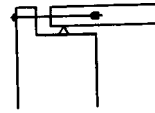
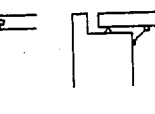
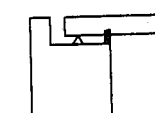
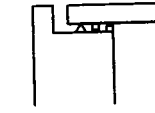
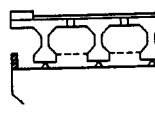
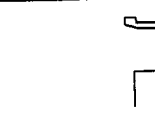
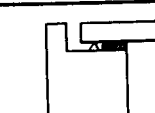
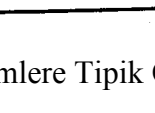
b. Güç tartışmalara girmeksizin mümkün olduğu kadarıyla yapılan ölçümler

Düşmeyi önleyen düzenek 3 komponentten meydana gelir.

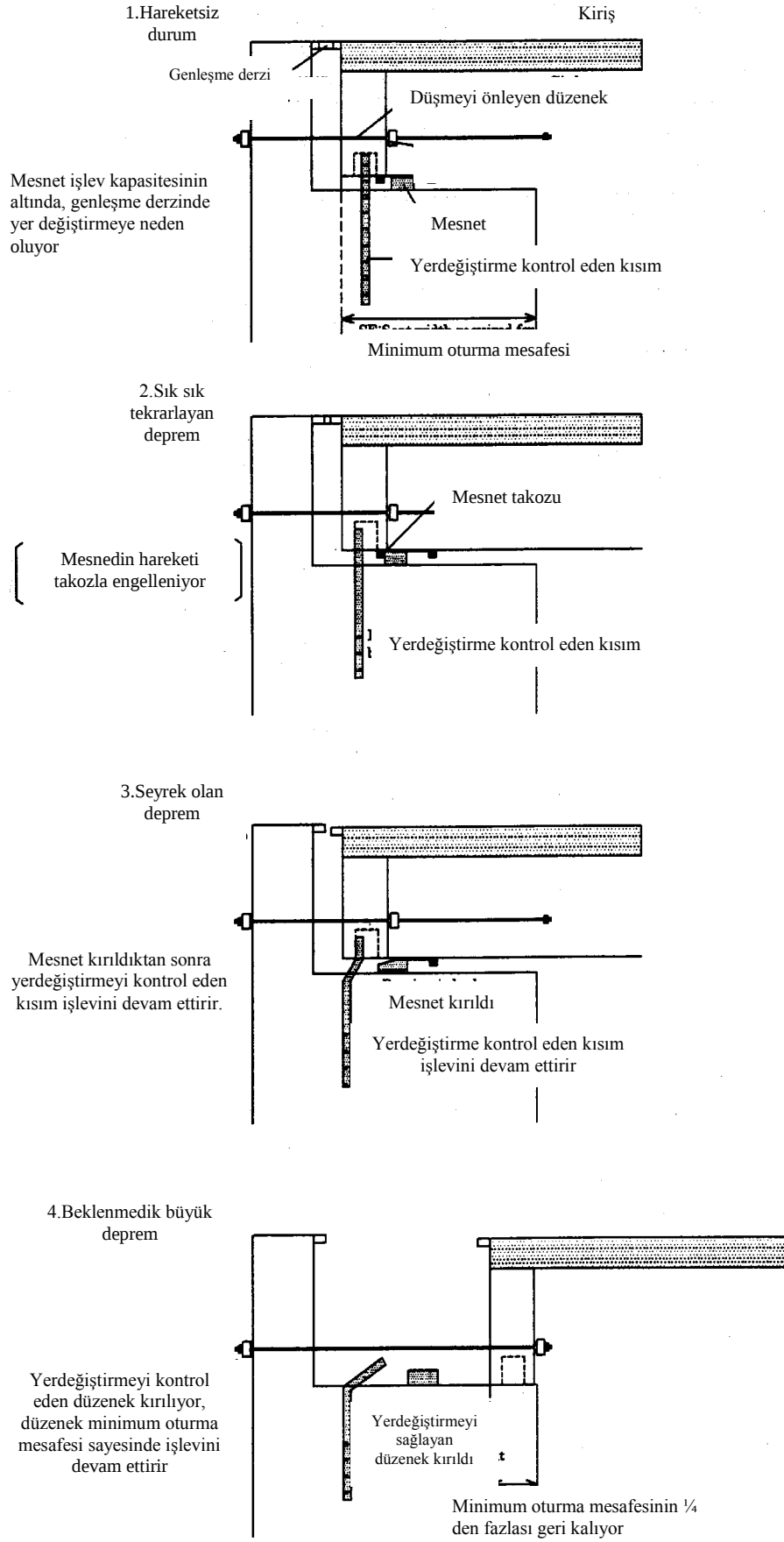
- 1) Ayak başlığındaki oturma mesafesini geliştirmek
- 2) Kiriş ve Ayak/Kenarayak arasındaki rölatif yerdeğiştirmenin kontrolü
- 3) Kiriş ve komşu kiriş arasındaki rölatif yerdeğiştirmenin kontrolü

Köprü hasarlarındaki en kötü durum kirişlerin düşmesidir. Eğer kirişin düşmesi önlenirse köprü yeniden acil servise verilebilir.

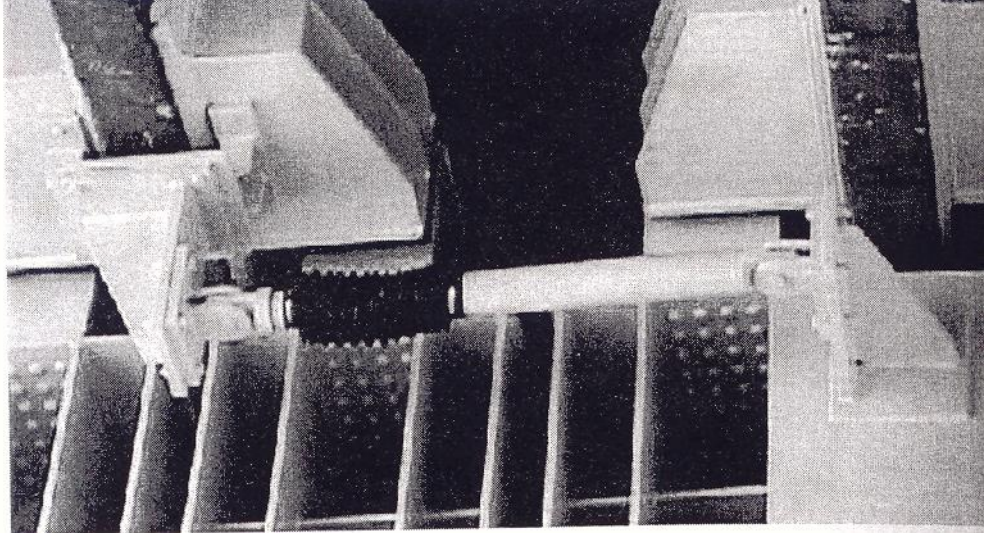
Aşağıda Japonya'daki 'Düşmeleri Önleyen Düzenekleri' şematik çizimleri görülüyor.

		Materyal	Plan Konfigürasyonu
Boyuna Doğrultuda	Oturma Mesafesini Genişletmek	R/C veya Çelik Plaka	
	Kirişleri birbirine bağlayan düzenek	Çelik zincir veya halat	
	Kiriş ve parapet bağlantısı		
	Kenarayak		
	Kiriş ve altyapı bağlantısı		
	Ayak		
	Altyapıya takoz	R/C veya Çelik Plaka	
	Takoz Kombinasyonu		
	Altyapıya takoz		
	Takoz Kombinasyonu		
Enine Doğrultuda	İskele boşluğu eklemek		
	Altyapıda iskele boşluğu		

Şekil 5.4 Düşmeyi Önleyen Sistemlere Tipik Örnekler



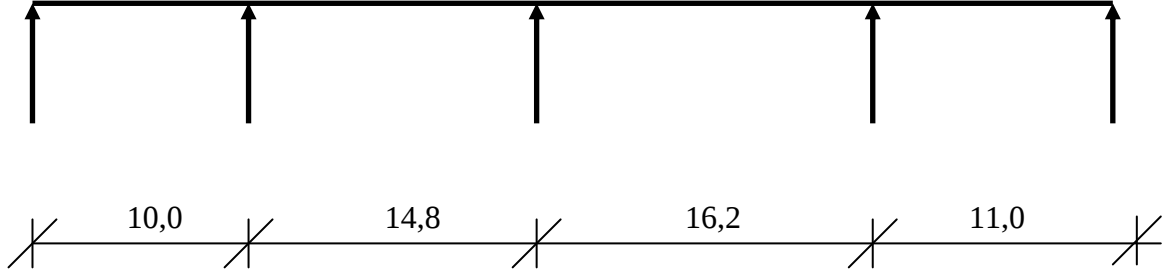
Şekil 5.5 Depremiñ Şiddetiyle Oluşan Hasarlar ve Açıklamaları



Şekil 5.6 Yerdeğiştirmeyi Kontrol Eden Damper Örneği

6. K-517 KIZILTOPRAK ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ

6.1 Üst Yapı Zati Yüğü



6.1.1 Tabliye 1 :

Tabliye kesit alanı : 93600 cm²

Alttan ağırlık merkezi : 26 cm

Kesit atalet momenti : 21091200 cm⁴

Kesit mukavemet momenti : 811200 cm³

Zati yük :

Tabliye Plağı : 9,36x2,5x1 = 23,4 t/m

Tecrit ve Asfalt : 0,135x11,85x2,3 = 3,68 t/m

Bordürler : 1,12x2,5x1 = 2,8 t/m

Korkuluklar : 2x0,1 = 0,2 t/m

Toplam Zati Yüğü = 30,1 t/m

$\overline{M}_{AB} = 0$ $\overline{M}_{BA} = 30,1 \times 10^2 / 8 = +376,25 \text{ tm}$

$\overline{M}_{ED} = 0$ $\overline{M}_{BC} = -30,1 \times 14,8^2 / 12 = -549,43 \text{ tm}$

$\overline{M}_{CD} = -30,1 \times 16,2^2 / 12 = -658,29 \text{ tm}$

$\overline{M}_{DE} = -30,1 \times 11^2 / 8 = -455,26 \text{ tm}$

A	B		C		D		E
1	0,526	0,474	0,523	0,477	0,475	0,525	1
	+	-	+	-	+	-	
	376,25	549,43	549,43	658,29	658,29	455,26	
	+	+	+	+	-	-	
	91,09	82,09	56,93	51,93	96,44	106,59	
		+	+	-	+		
	0	28,47	41,05	48,22	25,97	0	
	-	-	+	+	-	-	
	14,98	13,49	3,75	3,42	12,34	13,63	
		+	-	-	+		
	0	1,88	6,75	6,17	1,71	0	
	-	-	+	+	-	-	
	0,99	0,89	6,76	6,16	0,81	0,9	
0	+451,37	-451,37	+651,17	-651,17	+576,38	-576,38	0

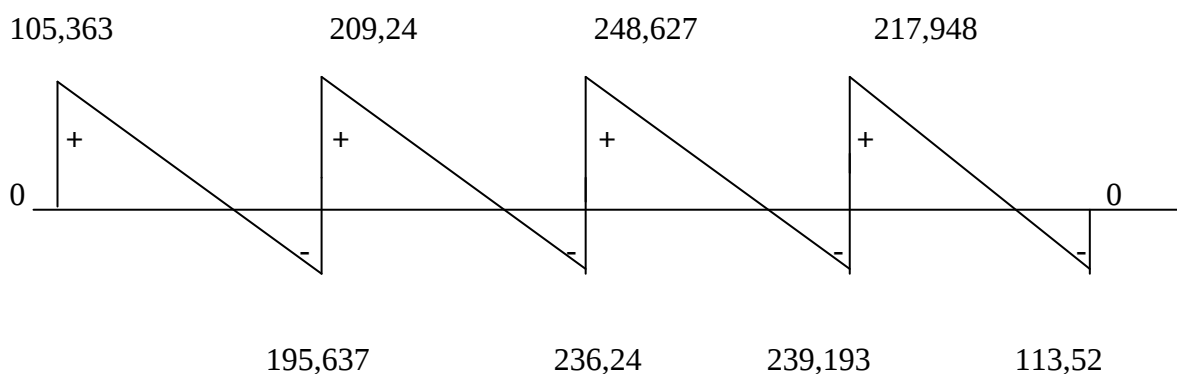
$$R_A = (30,1 \times 10/2) - 451,37/10 = 105,363 \text{ t}$$

$$R_B = (30,1 \times 10/2) + (30,1 \times 14,8/2) + (451,37/10) - (651,17 - 451,37)/14,8 = 404,877 \text{ t}$$

$$R_C = (30,1 \times 14,8/2) + (30,1 \times 16,2/2) + (651,17 - 451,37)/14,8 + (651,17 - 576,38)/16,2 = 484,667 \text{ t}$$

$$R_D = (30,1 \times 16,2/2) + (30,1 \times 11/2) + 576,38/11 + (576,38 - 651,17)/16,2 = 457,141 \text{ t}$$

$$R_E = (30,1 \times 11/2) - 576,38/11 = 113,52 \text{ t}$$



$$M_{AB} = 105,363 \times 3,5/2 = 184,41 \text{ tm}$$

$$M_{BC} = 184,41 + (-195,37 \times 6,5/2) + (209,24 \times 6,95/2) = 275,9 \text{ tm}$$

$$M_{CD} = 275,9 + (-236,24 \times 7,85/2) + (248,627 \times 8,26/2) = 375,66 \text{ tm}$$

$$M_{DE} = 113,152 \times 3,76/2 = 212,68 \text{ tm}$$

6.1.2 Tabliye 2 :

Tabliye kesit alanı : 65000 cm²

Alttañ ağırlık merkezi : 26 cm

Kesit atalet momenti : 14646667 cm⁴

Kesit mukavemet momenti : 563333 cm³

Zati yük :

Tabliye Plağı : 6,5x2,5x1 = 16,25 t/m

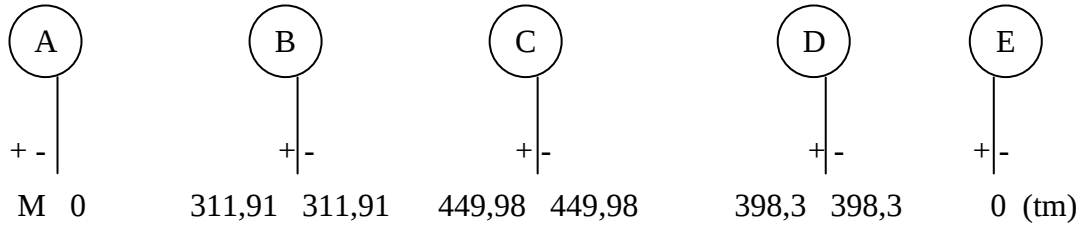
Tecrit ve Asfalt : 0,135x11,2x2,3 = 3,48 t/m

Bordürler : 0,35x2,5x1 = 0,87 t/m

Korkuluklar : 2x0,1 = 0,2 t/m

Toplam Zati Yük = 20,8 t/m

$\lambda = 20,8/30,1 = 0,69103$ Yük oranı ile ;



$$R_A = 72,809 \text{ t}$$

$$M_{AB} = 127,43 \text{ tm}$$

$$R_B = 279,782 \text{ t}$$

$$M_{BC} = 190,66 \text{ tm}$$

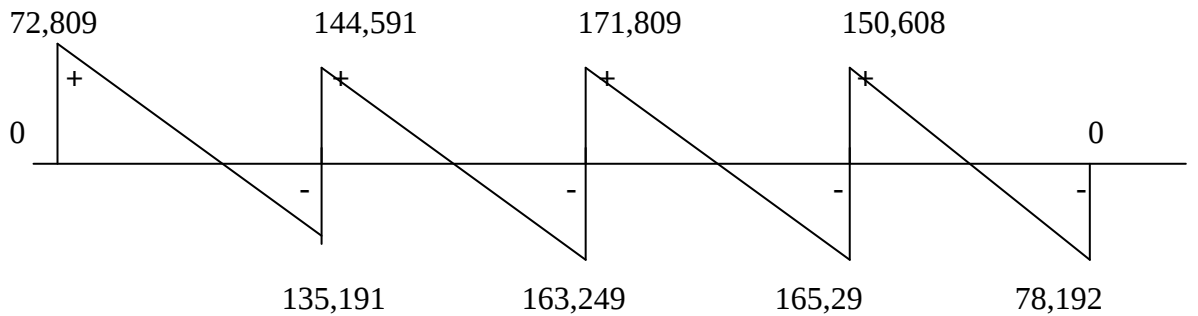
$$R_C = 334,919 \text{ t}$$

$$M_{CD} = 259,59 \text{ tm}$$

$$R_D = 315,898 \text{ t}$$

$$M_{DE} = 146,97 \text{ tm}$$

$$R_E = 78,192 \text{ t}$$



Ayaklarda pah ve çıkıntılarının ağırlıkları eklenerek elde edilen nihai zati yük reaksiyonları:

Tabliye 1 :

$$R_A = 121,966 \text{ t}$$

$$R_B = 405,912 \text{ t}$$

$$R_C = 485,782 \text{ t}$$

$$R_D = 458,176 \text{ t}$$

$$R_E = 129,755 \text{ t}$$

Tabliye 2 :

$$R_A = 84,334 \text{ t}$$

$$R_B = 280,532 \text{ t}$$

$$R_C = 335,669 \text{ t}$$

$$R_D = 316,648 \text{ t}$$

$$R_E = 89,717 \text{ t}$$

6.2 Tabliye 1 Ayak Elavasyonlarının Deprem Açısından Taşıma Gücü Tahkiki (Yaklaşık Hesap)

Ayakların Eğilme Rijitliği : $K = 3EI / H^3$

EI : Ayak kesiti eğilme rijitliği

H : Ayak kolon/perde yüksekliği

Köprü üstyapısından gelen toplam yatay kuvvet F olmak üzere, yatay yükün ayaklara dağılımı :

$$F_{C1} = F (K_{C1} / \Sigma K)$$

$$F_{P2} = F (K_{C1} / \Sigma K)$$

$$F_{P3} = F (K_{C1} / \Sigma K)$$

$$E = 300.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{P4} = F (K_{C1} / \Sigma K)$$

$$F_{C5} = F (K_{C1} / \Sigma K)$$

olarak ifade edilebilir.

Tabliye 1 :

$$C1 = \frac{3 \times 3000000 \times 6 \times \pi \times 60^4}{64 \times 636^3} = 13353,6$$

$$C5 = \frac{3 \times 3000000 \times 6 \times \pi \times 60^4}{64 \times 607^3} = 15360,4$$

$$P2 = \frac{3 \times 3000000 \times 1122 \times 50^3}{12 \times 615^3} = 45220,9 \quad (B = 1122 \text{ cm}, H = 615 \text{ cm})$$

$$P3 = \frac{3 \times 3000000 \times 1117 \times 50^3}{12 \times 625^3} = 42892,8 \quad (B = 1117 \text{ cm}, H = 625 \text{ cm})$$

$$P4 = \frac{3 \times 3000000 \times 1117 \times 50^3}{12 \times 627^3} = 42483,6 \quad (B = 1117 \text{ cm}, H = 627 \text{ cm})$$

$$\Sigma_K = 159311,3 = 15931,13 \text{ t/m}^2$$

6.2.1 Yöntem 1. Düzgün Yayılı Yük Yöntemi (AASHTO)

Adım 1 : Düzgün yayılı yük P_0 dan dolayı doğan $V_s(x)$ statik yer değiştirmelerini hesapla. Düzgün yayılı yük P_0 köprü uzunluğu boyunca uygula; köprü boyunca birim yükleme yap ve birim uzunluğa gelen yer değiştirmeyi bul $V_s(x)$.

$$V_{s(x)} = P_0 * L / K_t = 30,1 * 53 / 15931,13 = 0,1 \text{ m}$$

Adım 2 : Köprünün toplam ağırlığının hesabı. Köprü üst yapı ağırlığından başka kenar ve orta ayak başlık kirişleri, elavasyonları ile temellerin ağırlıkları dikkate alınmalıdır, sürekli ve yoğun araç trafiği taşıyan şehir içi köprülerinde hareketli yüklerde titreşimsiz olarak da dikkate alınabilir.

- i. Toplam Üstyapı Zati Yüğü : $30,1 * 53 = 1595,3 \text{ t}$
- ii. Kenarayak Başlık Kirişleri : $(96 * 60 + 82 * 30 + 90 * 115) * 10^{-4} * 18,05 * 2,5 * 2 = 167,6 \text{ t}$
- iii. Kenarayak elavasyonları :
 - a. C1 : $0,28275 * 2,5 * 5,36 * 6 = 21,9 \text{ t}$
 - b. C5 : $0,28275 * 2,5 * 5,07 * 6 = 20,76 \text{ t}$
- iv. Ortaayak elavasyonları :
 - a. P2 = 96,17 t (3 Perde toplam ağırlığı)
 - b. P3 = 97,54 t (3 Perde toplam ağırlığı)
 - c. P4 = 97,85 t (3 Perde toplam ağırlığı)

$$W_t = 1595,3+167,6+21,9+20,76+96,17+97,54+97,85 = 2097,12 \text{ t}$$

Adım 3 : Periyot hesabı.

$$T = 2\pi(W/gk)^{0,5}$$

$$T = 2\pi(2097,12/9,81*15931,13)^{0,5}$$

$$T = 0,73 \text{ sn}$$

Adım 4 : Deprem yükü hesabı. 1.Derece deprem bölgesi olduğu için etkin yer ivme katsayısı $A = 0,40$ alınıyor, Ana kaya üzerinde 60 m den daha fazla kalınlıktaki sağlam kum, çakıl veya katı ve sert kil zemin olduğu için $S = 1,2$ alındı.

$$C_s = 1,2AS/T^{2/3}$$

$$C_s = 1,2*0,4*1,2/0,73^{2/3}$$

$$C_s = 0,71 < 2,5A \text{ Ok.}$$

$$P_{e(x)} = C_s * W/L$$

$$P_{e(x)} = 0,71*2097,12/53$$

$$P_{e(x)} = 28,09 \text{ t/m}$$

$$P_e = 1488,96 \text{ t}$$

6.2.2 Yöntem 2. Tek Modlu Spektrum Çözüm Yöntemi (AASHTO)

Adım 1 : Köprü boyunca birim yükleme yapılıp, birim uzunluğa gelen yerdeğiştirmenin bulunması.

$$V_{s(x)} = P_o * L/K_t = 1*53/15931,13 = 0,0033 \text{ m}$$

Adım 2 : α , β , γ değerlerinin hesaplanması.

$$W_{(x)} = W/L = 2097,12/53 = 39,6 \text{ t/m}$$

$$\alpha = \int V_{s(x)} dx = V_s * L = 0,0033*53 \Rightarrow \alpha = 0,1763$$

$$\beta = \int w(x)V_{s(x)} dx = V_s * L * W_{(x)} = 0,0033*53*39,6 \Rightarrow \beta = 6,9767$$

$$\gamma = \int w(x)V_{s(x)}^2 dx = V_s^2 * L * W_{(x)} = 0,0033^2*53*39,6 \Rightarrow \gamma = 0,0232$$

Adım 3 : Köprü periyodu hesabı.

$$T = 2\pi \sqrt{\gamma / P_o g \alpha} \Rightarrow T = 2\pi(0,0232/(1*9,81*0,1763))^{0,5} \Rightarrow T = 0,73 \text{ sn}$$

Adım 4 : Köprü birim uzunluğuna gelen eşdeğer deprem statik yükü.

$$C_s = 0,71$$

$$P_{e(x)} = \beta C_s w(x) V_{s(x)} / \gamma = 6,9767 * 0,71 * 39,6 * 0,0033 / 0,0232 \Rightarrow P_{e(x)} = 27,9 \text{ t/m}$$

$$P_e = 27,9 * 53 = 1478,78 \text{ t}$$

6.2.3 Yöntem 3. Duktilité Tasarım Metodu (Japon Yön.)

Adım 1 : Yatay kuvvet sabiti bulunması.

$$P_e > k_{he} \cdot W$$

$$k_{he} = k_{hc} / (2\mu_a - 1)^{0,5}$$

$$k_{hc} = c_z \cdot k_{hc0}$$

Burada c_z bölgeler için düzeltme sabiti köprümüz 1.deprem bölgesinde olduğu için 0,85 değeri alınıyor. K_{hc0} hesaplanırken Japon yönetmeliğinde 2 tip yer hareketi söz konusudur, bunlar Tip 1 Yüzeysel Depremler ve Tip 2 Derin Depremlerdir. Sınıflandırma yapılırken odak derinliği $h < 70\text{km}$ ise sığ depremler, $70 < h < 300\text{ km}$ ise orta sığ depremler, $h > 300\text{km}$ ise derin depremlerdir. Türkiye'deki depremlerin odak derinliği 10 ile 30 km arasında olup sığ depremlerdir. Bu durumda yurdumuzdaki depremler Japon yönetmeliğine göre Tip 1 Yer Hareketi (Yüzeysel Depremler) olarak değerlendirilir.

(a) Tip 1 Yer Hareketleri

Zemin Şartları	Yatay Kuvvet Sabiti k_{hc0}		
Gurup 1 (Rijit)	$k_{hc0} = 0,7 \text{ T} [1,4 \text{ için}$	$k_{hc0} = 0,876 \text{ T}^{2/3} \text{ T} > 1,4 \text{ için}$	
Gurup 2 (Orta Sertlik)	$k_{hc0} = 1,51 \text{ T}^{1/3}$ ($k_{hc0}] 0,7$) $T < 0,18 \text{ için}$	$k_{hc0} = 0,85$ $0,18 [T [1,6$	$k_{hc0} = 1,16 \text{ T}^{2/3}$ $T > 1,6 \text{ için}$
Gurup 3 (Yumuşak)	$k_{hc0} = 1,51 \text{ T}^{1/3}$ ($k_{hc0}] 0,7$) $T < 0,29 \text{ için}$	$k_{hc0} = 1,0$ $0,29 [T [2,0$	$k_{hc0} = 1,59 \text{ T}^{2/3}$ $T > 2,0 \text{ için}$

$T = 0,73$ sn olarak hesaplanmıştı, Zemin gurubuna bakıldığında köprümüz Gurup 2 (Orta Sertlik) sınıflandırılmasına giriyor. Periyot $0,18 [T [1,6$ olduğu için $k_{hc0} = 0,85$ oluyor.

$$k_{hc} = 0,85 * 0,85 \quad (k_{hc0} = 0,85 \text{ ve } c_z = 0,85)$$

$$k_{hc} = 0,7225$$

Adım 2 : Duktilitite yer değıştirme faktörünün bulunması.

$$\mu_a = 1 + (\delta_u - \delta_y) / (\alpha \delta_y)$$

Güvenlik Faktörü α

Köprü Tipi	Tip 1 Yer Hareketleri	Tip 2 Yer Hareketleri
Tip B	3,0	1,5
Tip A	2,4	1,2

$$\mu_a = 1 + (0,1 - 0,0033) / (3 * 0,0033)$$

$$\mu_a = 10,77$$

$$k_{he} = k_{hc} / (2\mu_a - 1)^{0,5}$$

$$k_{he} = 0,7225 / (2 * 10,77 - 1)^{0,5}$$

$$k_{he} = 0,1594$$

Adım 3: Köprü birim uzunluğuna gelen eşdeğer deprem statik yükü.

$$P_{e(x)} = 0,1594 * 2097,12 / 53 \quad P_{e(x)} = 6,31 \text{ t/m}$$

$$P_e = 22,9 * 53 = 334,32 \text{ t}$$

6.2.4 Yöntem 4. Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

Adım 1: Spektral ivme katsayısının bulunması. Deprem yükünün belirlenebilmesi için esas alınacak olan ve tanım olarak %5 sönüm oranı için elastik tasarım ivme spektrumunun yer çekimi ivmesi g' ye bölünmesine karşı gelen spektral ivme katsayısı aşağıda verilmiştir.

$$A(T) = A_0 * I * S(T)$$

Adım 2 : Etkin yer ivme katsayısı (A_0).

Deprem Bölgesi	A_0
1	0,40
2	0,30
3	0,20
4	0,10

1. Deprem bölgesi olduğu için $A_0 = 0,40$ 'dır.

Adım 3: Yapı önem katsayısı. Depremden sonra hemen kullanılması gereken önemli bir köprü olduğu için köprü $I = 1,5$ olur.

Adım 4 : Spektrum katsayısı. Yerel zemin sınıfı Z2 alındı. (Sıkı kum,çakıl-çok katı kil ve siltli kil)

Yerel Zemin Sınıfı	T_A	T_B
Z1	0,10	0,30
Z2	0,15	0,40
Z3	0,15	0,60
Z4	0,20	0,90

Z2 olduğundan $T_A = 0,15$ $T_B = 0,40$

$T = 0,73$ sn bulunmuştu. $\Rightarrow S(T) = 2,5(T_B/T)^{0,8} = 2,5(0,4/0,73)^{0,8} \Rightarrow S(T) = 1,545$

Adım 5 : Deprem yükü azaltma katsayısı. Deprem yüklerinin tamamen boşluksuz perdelerle taşındığı yapılar $R = 4$.

$$V_e = W \cdot A(T)/R = 2097,12 \cdot 0,4 \cdot 1,5 \cdot 1,545/4$$

$$V_e = 486 \text{ t}$$

6.2.5 Yöntemlerin Karşılaştırılması

Düzgün Yayılı Yük (AASHTO), Tek Modlu Spektrum Çözüm (AASHTO), Duktilité Tasarım (Japon) ve Eşdeğer Deprem Yükü (Türk) Yöntemleriyle bulunan deprem kuvvetleri aşağıdaki tabloda karşılaştırıldı. En olumsuz durum olan Düzgün Yayılı Yük Yöntemiyle elde edilen deprem yüküyle çözüme devam edildi.

Yöntem / Deprem Kuvvetleri	Düzgün Yayılı Yük Yöntemi (AASHTO)	Tek Modlu Spektrum Çözüm Yöntemi (AASHTO)	Duktilité Tasarım Metodu (JAPON)	Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi (TÜRK)
Birim Yük $V_{e(x)}$	9,36 t/m	9,30 t/m	6,31 t/m	9,17 t/m
Toplam Yük V_e	496,32 t (R= 3)	492,93 t (R= 3)	334,32 t	486 t

Yukarıdaki tablodan deprem yükü olarak en olumsuz durum olan $F = 496,32 \times 3 = 1488,96$ t değeri seçilmiştir. (R daha sonra uygulanacak)

Dolayısıyla ;

$$F_{C1} = 0,0838F$$

$$F_{C1} = 124,7 \text{ t}$$

$$F_{P2} = 0,2839F$$

$$F_{P2} = 422,7 \text{ t}$$

$$F_{P3} = 0,2692F,$$

$$F_{P3} = 400,8 \text{ t}$$

$$F_{P4} = 0,2667F$$

$$F_{P4} = 397,1 \text{ t}$$

$$F_{C5} = 0,0964F$$

$$F_{C5} = 143,5 \text{ t}$$

C1 ve C5 Kenarayak Kolonları :

$$\text{Başlık kirişi kesit alanı, } F = (96 \times 60 + 82 \times 30 + 90 \times 115) \times 10^{-4} \quad F = 1,857 \text{ m}^2$$

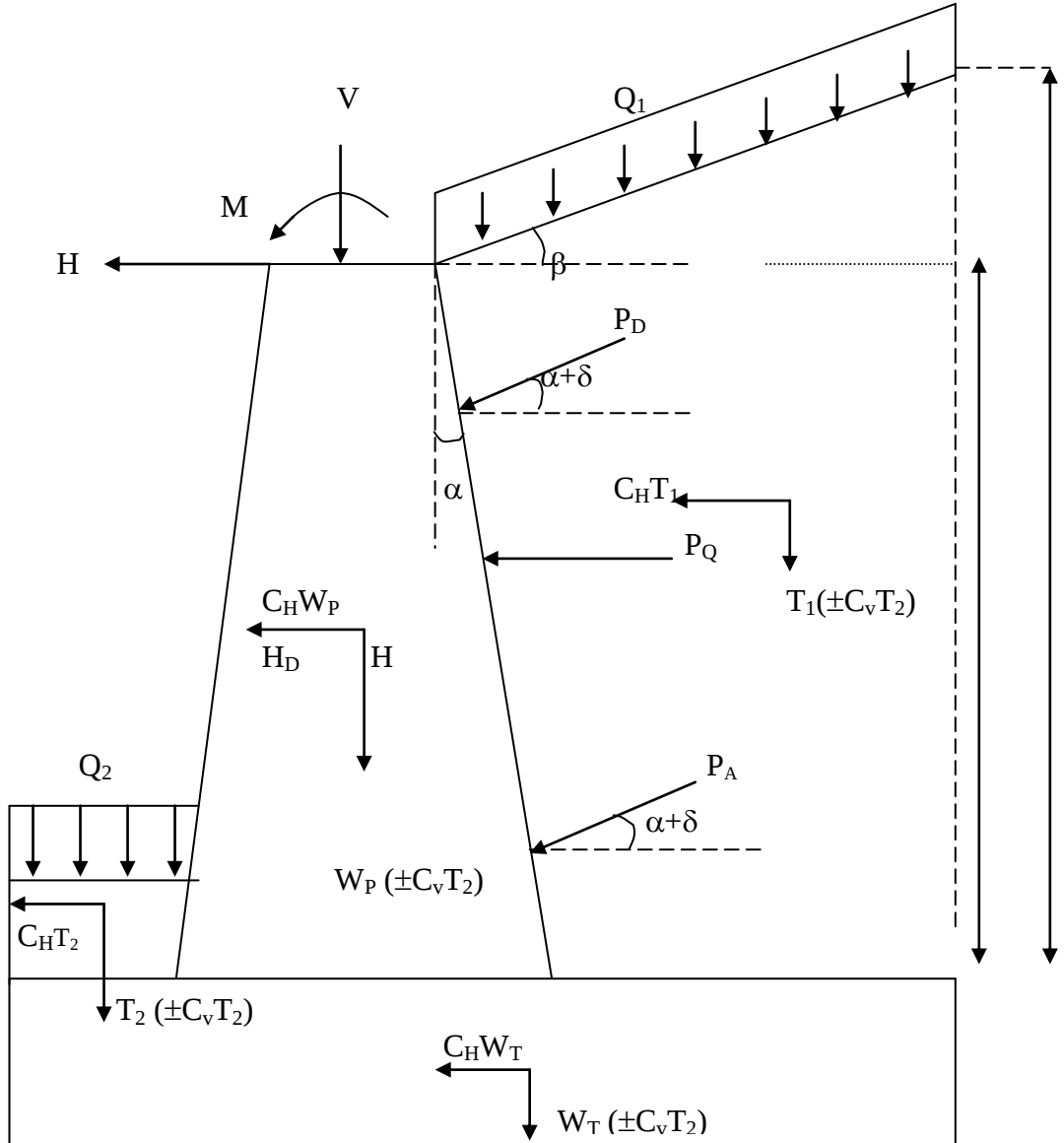
$$W_B = 18,05 \times 1,857 \times 2,5 = 83,8 \text{ t} \quad \downarrow \quad (\text{Başlık kirişi ağırlığı})$$

1 Kolon için düşey yük ;

- Üstyapıdan : $121,966/6 = 20,33 \text{ t (C1)}$
: $129,755/6 = 21,63 \text{ t (C5)}$
- Başlık kirişinden : $83,8/6 = 13,97 \text{ t (C1-C5)}$
- Kolon kendi ağırlığı : $0,28275 \times 2,5 \times 5,36 = 3,65 \text{ t (C1)}$
 $0,28275 \times 2,5 \times 5,07 = 3,46 \text{ t (C5)}$

$$\text{Toplam : } W_{C1} = 37,95 \text{ t} \quad W_{C5} = 39,06 \text{ t}$$

ZEMİN İTKİSİ :



Notasyon :

 γ : Zemin yoğunluğu ϕ : Zemin içsel sürtünme açısı

ζ : Sürtünme açısı ($\zeta = \phi/3$ alınabilir.)

α : Duvar arka yüzünün düşey ile yaptığı açı

β : Arka zemin yüzeyinin yatay ile yaptığı açı

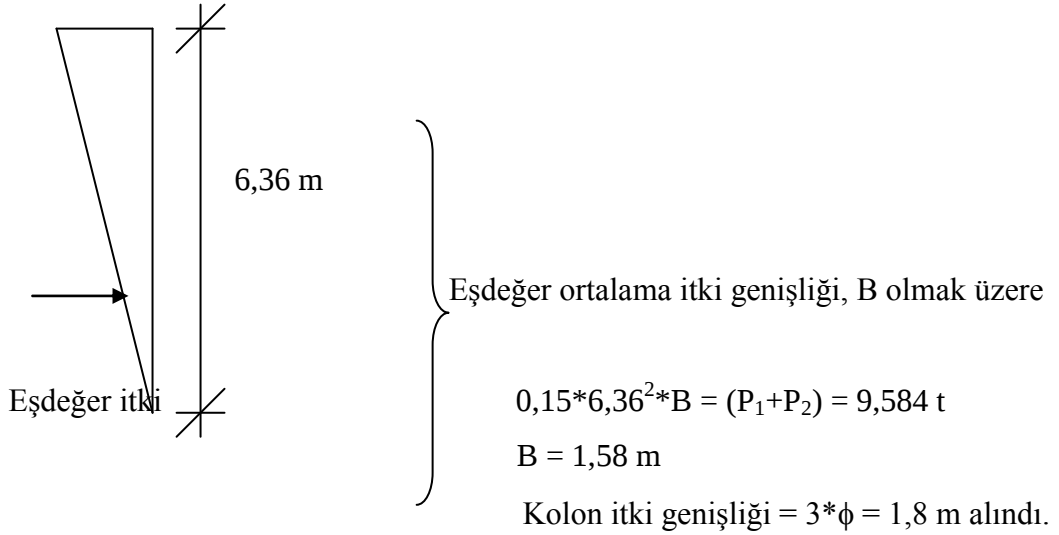
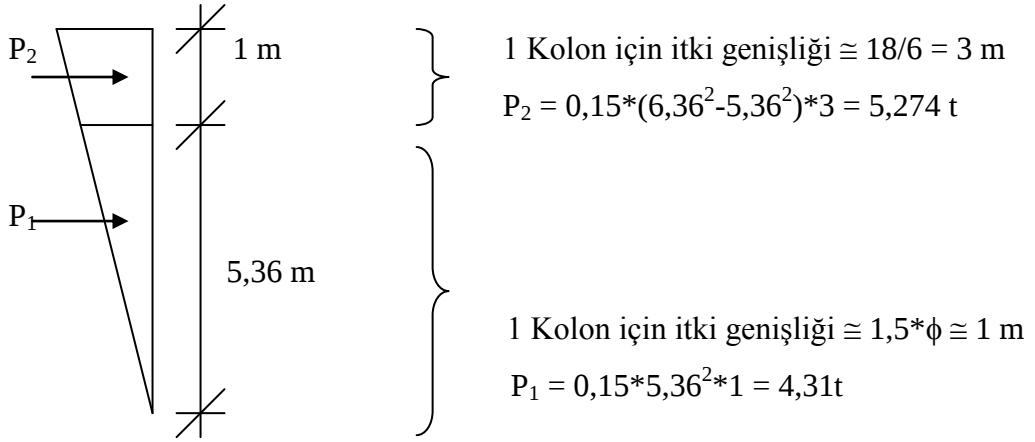
$$\alpha = 0 \quad \beta = 0 \quad \phi = 30^0 \quad \varsigma = 10^0 \quad \gamma = 2 \text{ t/m}^3 \quad \theta = \arctg(0,4/2) = 11,31^0$$

Buradan:

$$K_A = 0,3085 \quad K_D = 0,4544 \text{ (Ref. Mononobe Okabe)}$$

$$P_D = 0,5 * \gamma * H^2 (K_D - K_A) \cong 0,15 H^2$$

Kolonlar dolgu içine tamamen gömülmüş olup dolayısıyla aktif zemin itkisi alınmamıştır. Sadece tek yönlü deprem zemin itkisi alınmıştır.



$P_D = 0,15 \cdot 6,36^2 \cdot 1,8 = 10,92$ t/kolon

$M_{PD} = 10,92 \cdot 4,24 = 46,31$ tm/kolon

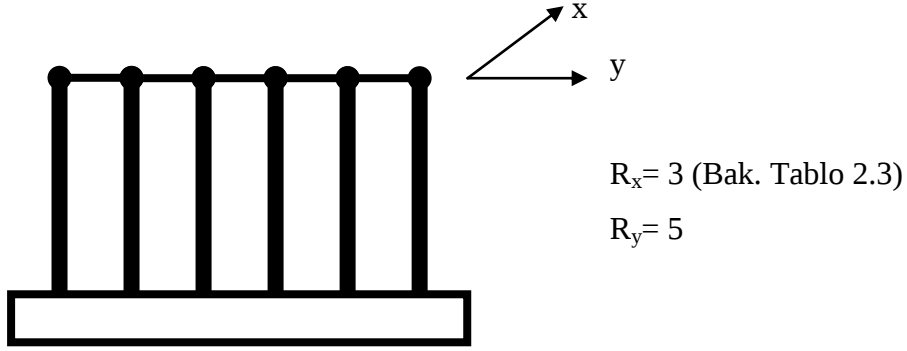
C1

$P_D = 0,15 \cdot 6,07^2 \cdot 1,8 = 9,95$ t/kolon

$M_{PD} = 9,95 \cdot 4,05 = 40,30$ tm/kolon

C5

R= 3 Deprem davranış katsayısı alınarak kolonlara gelen hesap deprem momentleri :

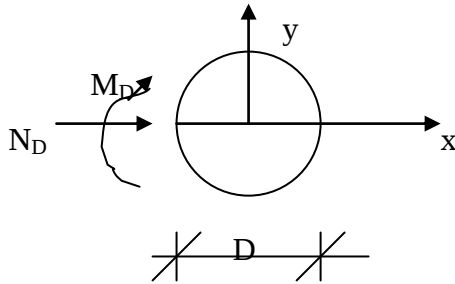


C1 : $M = (1/3) * (6,5 * 124,7/6) + 46,31 = 91,34 \text{ tm}$

C5 : $M = (1/3) * (6,17 * 143,5/6) + 40,3 = 89,49 \text{ tm}$

6.2.6 Dairesel Elemanlarda Donatı Miktarının Taşıma Gücüne Göre Direkt Hesabı

- Kazık çapı : D
- Donatı çubuğu merkezinin betonun kenarına mesafesi : D'
- Karakteristik beton basınç dayanımı : F_{CK}
- Karakteristik çelik çekme akma dayanımı : F_{YK}
- Hesap normal kuvveti : N_D
- Toplam donatı miktarı (gereken) : A_s



Dairesel kesitlerde : $M_D = (M_{XD}^2 + M_{YD}^2)^{0,5}$

$M_D = [91,34^2 + (0,30 * 91,34)^2]^{0,5} \Rightarrow M_D = 95,36 \text{ tm} \quad (C_1)$

$M_D = [89,49^2 + (0,30 * 89,49)^2]^{0,5} \Rightarrow M_D = 93,43 \text{ tm} \quad (C_5)$

i. C₁ Kenarayağı için donatı kontrolü:

$M = 95,36 \text{ tm} \quad N = 37,95 \text{ t}$

$D = 60 \text{ cm} \quad f_{cd} = 170 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{yd} = 1910 \text{ kg/cm}^2$

$A_c = \pi d^2 / 4 = 2827 \text{ cm}^2$

$$m = f_{yd}/f_{cd} = 11,2$$

Abaklarda Kullanılacak Değerler:

$$M/(A_c \cdot d \cdot f_{cd}) = (95,36 \cdot 10^5)/(2827 \cdot 60 \cdot 170) = 0,33$$

$$N/(A_c \cdot f_{cd}) = (37,95 \cdot 10^3)/(2827 \cdot 170) = 0,08$$

$$\rho_m = 1,0 \text{ (Abaktan Alındı)} \quad \rho_t = \rho_m/m = 1,0/11,2 = 0,08929$$

$$\Sigma A_s = \rho_t \cdot A_c = 0,08929 \cdot 2827$$

$$\Sigma A_s = 252 \text{ cm}^2$$

Mevcut Donatı: $16\phi 20 = 50,27 \text{ cm}^2 < 252 \text{ cm}^2$ Mevcut Donatı Yetersiz.

Mevcut kolonun taşıyabileceği moment değeri (Ref. Zekai CELEP-Abaklar)

$$A_s = \rho_m \cdot A_c / [f_{yd}/(0,85 \cdot f_{cd})] \quad \rho_m = 0,24$$

$$N/(A_c \cdot f_{yd}) = 0,08$$

$M = 0,14 \cdot 2827 \cdot 60 \cdot 170 = 40,37 \text{ tm} < 95,36 \text{ tm}$. Mevcut kolon taşıyacağı moment değeri küçük olduğundan güçlendirilmelidir.

ii. C₅ Kenarayağı için donatı kontrolü

$$M = 93,43 \text{ tm} \quad N = 39,06 \text{ t}$$

$$D = 60 \text{ cm} \quad f_{cd} = 170 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{yd} = 1910 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c = \pi d^2/4 = 2827 \text{ cm}^2$$

$$m = f_{yd}/f_{cd} = 11,2$$

Abaklarda Kullanılacak Değerler:

$$M/(A_c \cdot d \cdot f_{cd}) = (93,43 \cdot 10^5)/(2827 \cdot 60 \cdot 170) = 0,31$$

$$N/(A_c \cdot f_{cd}) = (39,06 \cdot 10^3)/(2827 \cdot 170) = 0,08$$

$$\rho_m = 0,9 \text{ (Abaktan Alındı)} \quad \rho_t = \rho_m/m = 0,9/11,2 = 0,08036$$

$$\Sigma A_s = \rho_t \cdot A_c = 0,08036 \cdot 2827$$

$$\Sigma A_s = 227 \text{ cm}^2$$

Mevcut Donatı: $16\phi 20 = 50,27 \text{ cm}^2 < 227 \text{ cm}^2$ Mevcut Donatı Yetersiz.

Mevcut kolonun taşıyabileceği moment değeri (Ref. Zekai CELEP-Abaklar)

$$A_s = \rho_m \cdot A_c / [f_{yd}/(0,85 \cdot f_{cd})] \quad \rho_m = 0,24$$

$$N/(A_c \cdot f_{yd}) = 0,08$$

$M = 0,14 \cdot 2827 \cdot 60 \cdot 170 = 40,37 \text{ tm} < 93,43 \text{ tm}$. Mevcut kolon taşıyacağı moment değeri küçük olduğundan güçlendirilmelidir.

Mevcut kolon kesitleri yetersizdir. Kolonlar mantolanacak olup manto dış çapı 80 cm alındı.

$$\text{İlave kolon ağırlığı : } (\pi/4) \cdot (0,8^2 - 0,6^2) \cdot 2,5 \cdot 5,36 = 2,95 \text{ t (C1)}$$

$$: (\pi/4) \cdot (0,8^2 - 0,6^2) \cdot 2,5 \cdot 5,07 = 2,79 \text{ t (C5)}$$

$$\text{İlave yatay yük momenti : } 0,2 \cdot 2,95 \cdot 2,68 = 1,58 \text{ tm}$$

$$: 0,2 \cdot 2,79 \cdot 2,535 = 1,42 \text{ tm}$$

Revize kesit tesirleri:

$$C_1 : M = 95,36 + 1,58 = 96,94 \text{ tm} \quad N = 37,95 + 2,95 = 40,9 \text{ t}$$

$$C_5 : M = 93,43 + 1,42 = 94,85 \text{ tm} \quad N = 39,06 + 2,79 = 41,85 \text{ t}$$

a. Mantolanmış C₁ kenarayağının donatı hesabı:

$$M = 96,94 \text{ tm} \quad N = 40,9 \text{ t}$$

$$D = 80 \text{ cm} \quad f_{cd} = 170 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{yd} = 3650 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c = \pi d^2 / 4 = 5026 \text{ cm}^2$$

$$m = f_{yd} / f_{cd} = 21,47$$

Abaklarda Kullanılacak Değerler:

$$M / (A_c \cdot d \cdot f_{cd}) = (96,94 \cdot 10^5) / (5026 \cdot 80 \cdot 170) = 0,141$$

$$N / (A_c \cdot f_{cd}) = (40,9 \cdot 10^3) / (5026 \cdot 170) = 0,048$$

$$\rho_m = 0,4 \text{ (Abaktan Alındı)} \quad \rho_t = \rho_m / m = 0,4 / 21,47 = 0,01863$$

$$\Sigma A_s = \rho_t \cdot A_c = 0,01863 \cdot 5026$$

$$\Sigma A_s = 94 \text{ cm}^2. \text{ Bu durumda } 18\phi 26 \text{ (96 cm}^2\text{) donatı uygundur.}$$

b. Mantolanmış C₅ kenarayağının donatı hesabı:

$$M = 94,85 \text{ tm} \quad N = 41,85 \text{ t}$$

$$D = 80 \text{ cm} \quad f_{cd} = 170 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{yd} = 3650 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c = \pi d^2 / 4 = 5026 \text{ cm}^2$$

$$m = f_{yd} / f_{cd} = 21,47$$

Abaklarda Kullanılacak Değerler:

$$M / (A_c \cdot d \cdot f_{cd}) = (94,85 \cdot 10^5) / (5026 \cdot 80 \cdot 170) = 0,138$$

$$N / (A_c \cdot f_{cd}) = (41,85 \cdot 10^3) / (5026 \cdot 170) = 0,049$$

$$\rho_m = 0,4 \text{ (Abaktan Alındı)} \quad \rho_t = \rho_m / m = 0,4 / 21,47 = 0,01863$$

$$\Sigma A_s = \rho_t \cdot A_c = 0,01863 \cdot 5026$$

$$\Sigma A_s = 94 \text{ cm}^2. \text{ Bu durumda } 18\phi 26 \text{ (96 cm}^2\text{) donatı uygundur.}$$

6.2.7 Orta Ayak Perdeleri Normal Kuvvet Altında Perde Eğilme Momenti Taşıma Gücü

$$N = 0,85 \cdot F_{cd} \cdot A \cdot B + A_s (F_s - F_{yd})$$

$$F_s = 6000 \cdot (1 - K_1 \cdot D^1 / A)$$

$$M_R = 0,425 \cdot F_{cd} \cdot A \cdot B \cdot (H - A) + 0,5 \cdot A_s \cdot (D - D^1) \cdot (F_{yd} + F_s)$$

$$V_c = 0,52 \cdot F_{ctd} \cdot B \cdot D \text{ (Kayma Taşıma Gücü)}$$

Ayaklarda beton sınıfı köprü teknik muayene raporuna göre BS 25 ve mevcut projelere göre donatı çeliği S 220' dır.

$$F_{cd} = 170 \text{ kg/cm}^2 \quad F_{ctd} = 11,5 \text{ kg/cm}^2 \quad F_{yd} = 1910 \text{ kg/cm}^2 \quad K_1 = 0,85$$

P2 Perdesi :

Üç perde toplam ağırlığı : $W_p = 96,17 \text{ t}$ ↓

Perde tabanındaki eğilme momenti,

$$M = (422,7 \cdot 6,15 / 3) = 866,54 \text{ tm}$$

$$N = (405,91 + 96,17) = 502,08 \text{ t}$$

Narinlik ile P-Δ etkisi dikkate alınarak :

$$\underline{M} = 1,05 \cdot 866,54 = 909,86 \text{ tm}$$

Üç perde genişlik toplamı, $B = 1122 \text{ cm}$, $D = 50 \text{ cm}$, $H = 46 \text{ cm}$, $H^1 = 4 \text{ cm}$

$$\text{Mevcut } A_s = (3 \cdot 29) \phi 16 = 87 \phi 16 = 175 \text{ cm}^2$$

$$502,08 = 0,85 \cdot 170 \cdot a \cdot 0,5 + 175 \cdot (F_s - 1910)$$

$$F_s = 6000(1 - 0,85 \cdot 0,04/a)$$

Yukarıdaki denklemler çözüldüğünde $N = 502,08 \text{ t}$ alınarak $F_s = 996 \text{ kg/cm}^2$ oradan

$A = 4,077 \text{ cm}$ bulunmuş olup neticede mevcut $M_R = 257,96 \text{ tm} < 909,86 \text{ tm}$ olduğundan kesit yetersizdir.

Kesit her iki tarafından 'Dış Donatı' olarak çalışacak olan çelik plakalarla takviye edilecektir.

Taşınması gereken ilave moment:

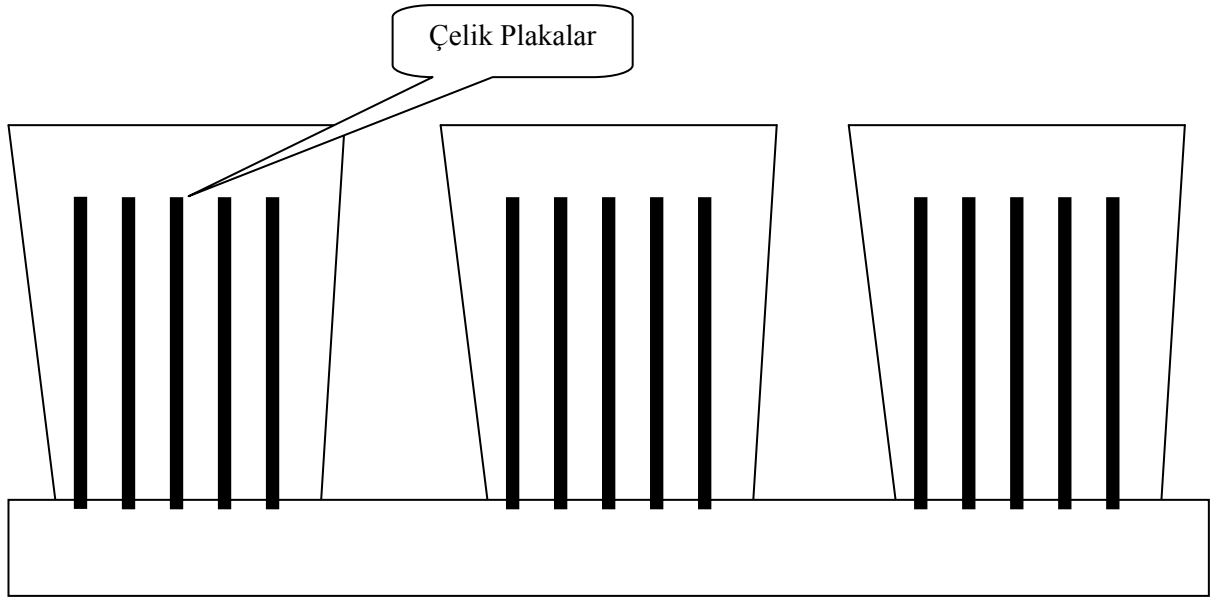
$$M = 909,86 - 257,96 = 651,9 \text{ tm}$$

Plakalar için akma dayanımı 3650 kg/cm^2 alındı. Plaka ebadı 15.240 mm ' dır.

$$\text{Plaka kesit alanı : } 1,5 \cdot 24 = 36 \text{ cm}^2$$

Bir tek perdede plaka sayısı : 5

$$\text{Toplam 3 perde için plaka sayısı : } 5 \cdot 3 = 15 \text{ (Bir yüzde), } A = 36 \cdot 15 = 540 \text{ cm}^2$$



Plakaların temin edeceği ilave eğilme moment taşıma gücü :

$$\zeta_{Mr} = 540 \cdot 3650 \cdot 50 \cdot 10^{-5} = 985,5 \text{ tm} > 651,9 \text{ tm}$$

Toplam taşıma gücü : $257,96 + 985,5 = 1243,46 \text{ tm} > 909,86 \text{ tm}$ Yeterlidir.

$V_c = 0,52 \cdot 11,5 \cdot 1122 \cdot 46 \cdot 10^{-3} = 308,64 \text{ t} > 422,7/3 = 140,9 \text{ t}$ Kesme kuvveti bakımından kesit yeterlidir.

Çelik Plakaların Yüksekliğinin bulunması :

2/3 H Perde yüksekliğinde :

$$N \approx 405,91 + 34,5 \approx 440,4 \text{ t}$$

$$M \approx (422,7/3) \cdot (6,15/3) \cdot 0,5 + 10 = 154,42 \text{ tm}$$

$$A_s = 134 \text{ cm}^2 \text{ (87}\phi 14) \quad B = 1290 \text{ cm} \quad H = 46 \text{ cm} \quad A = 3,55 \text{ cm} \quad F_s = 253 \text{ kg/cm}^2 \text{ bulunur.}$$

$$M_R = 214,55 \text{ tm} \approx 154,42 \text{ Çelik plakalar } 2H/3 \text{ yükseklikte son bulabilir.}$$

P3 Perdesi :

Yukarda P2 perdesinde yapılan hesaplar tekrarlandığında aşağıdaki rakamlar bulundu.

$$W_p = 97,54 \text{ t}$$

$$M = (400,8 \cdot 6,25/3) = 835 \text{ tm}$$

$$1,05M = 876,75 \text{ tm}$$

$$N = 485,78 + 97,54 = 583,32 \text{ t}$$

$$A_s = 138 \text{ cm}^2 \text{ (69}\phi 16) \quad B = 1117 \text{ cm} \quad H = 46 \text{ cm}$$

$$M_R = 243,45 \text{ tm} < 876,75 \text{ tm} \text{ Kesit yetersizdir.}$$

15 adet 15.240 çelik plaka ile güçlendirme yapılmalıdır.

$\Sigma M_R = 243,45 + 985,5 = 1228,95 \text{ tm} > 876,75 \text{ tm}$. Takviye yeterlidir.

P4 Perdesi :

Yukarda P2 perdesinde yapılan hesaplar tekrarlandığında aşağıdaki rakamlar bulundu.

$$W_p = 97,85 \text{ t}$$

$$M = (397,1 \cdot 6,27/3) = 829,94 \text{ tm}$$

$$1,05M = 871,44 \text{ tm}$$

$$N = 458,18 + 97,85 = 556,03 \text{ t}$$

$$A_s = 138 \text{ cm}^2 (69\phi 16) \quad B = 1117 \text{ cm} \quad H = 46 \text{ cm}$$

$$M_R = 269,22 \text{ tm} < 871,44 \text{ tm}.$$
 Kesit yetersizdir.

15 adet 15.240 çelik plaka ile güçlendirme yapılmalıdır.

$\Sigma M_R = 269,22 + 985,5 = 1254,72 \text{ tm} > 871,44 \text{ tm}$. Takviye yeterlidir.

6.3 Tabliye 2 Ayak Elavasyonlarının Deprem Açısından Taşıma Gücü Tahkiki (Yaklaşık Hesap)

Ayakların Eğilme Rijitliği : $K = 3EI / H^3$

EI : Ayak kesiti eğilme rijitliği

H : Ayak kolon/perde yüksekliği

Köprü üstyapısından gelen toplam yatay kuvvet F olmak üzere, yatay yükün ayaklara dağılımı :

$$F_{C1} = F (K_{C1} / \Sigma K)$$

$$F_{P2} = F (K_{C1} / \Sigma K)$$

$$F_{P3} = F (K_{C1} / \Sigma K) \quad E = 300.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{P4} = F (K_{C1} / \Sigma K)$$

$$F_{C5} = F (K_{C1} / \Sigma K)$$

olarak ifade edilebilir.

Tabliye 2 :

$$C1 = \frac{3 \times 300000 \times 4 \times \pi \times 60^4}{64 \times 649^3} = 8378,1$$

$$C5 = \frac{3 \times 300000 \times 4 \times \pi \times 60^4}{64 \times 616^3} = 9798$$

$$P2 = \frac{3 \times 300000 \times 826 \times 50^3}{12 \times 621^3} = 32335,3 \quad (B = 826 \text{ cm}, H = 621 \text{ cm})$$

$$P3 = \frac{3 \times 300000 \times 824 \times 50^3}{12 \times 631^3} = 30747,5 \quad (B = 824 \text{ cm}, H = 631 \text{ cm})$$

$$P4 = \frac{3 \times 300000 \times 823 \times 50^3}{12 \times 632^3} = 30564,7 \quad (B = 823 \text{ cm}, H = 632 \text{ cm})$$

$$\Sigma_K = 111823,6 = 11182,36 \text{ t/m}^2$$

6.3.1 Yöntem 1. Düzgün Yayılı Yük Yöntemi (AASHTO)

Adım 1: Düzgün yayılı yük P_0 dan dolayı doğan $V_s(x)$ statik yer değiştirmelerini hesapla. Düzgün yayılı yük P_0 köprü uzunluğu boyunca uygula; köprü boyunca birim yükleme yap ve birim uzunluğa gelen yer değiştirmeyi bul $V_s(x)$.

$$V_{s(x)} = P_0 \cdot L / K_t = 20,8 \cdot 53 / 11182,36 = 0,0986 \text{ m}$$

Adım 2: Köprünün toplam ağırlığının hesabı. Köprü üst yapı ağırlığından başka kenar ve orta ayak başlık kirişleri, elavasyonları ile temellerin ağırlıkları dikkate alınmalıdır, sürekli ve yoğun araç trafiği taşıyan şehir içi köprülerinde hareketli yüklerde titreşimsiz olarak da dikkate alınabilir.

- Toplam Üstyapı Zati Yüğü: $20,8 \cdot 53 = 1102,4 \text{ t}$
- Kenar ayak Başlık Kirişleri: $(90 \cdot 60 + 82 \cdot 30 + 90 \cdot 110) \cdot 10^{-4} \cdot 12,54 \cdot 2,5 \cdot 2 = 111,32 \text{ t}$
- Kenar ayak elavasyonları :
 - i. $C1 : 0,28275 \cdot 2,5 \cdot 5,5 \cdot 4 = 15,55 \text{ t}$
 - ii. $C5 : 0,28275 \cdot 2,5 \cdot 5,16 \cdot 4 = 14,59 \text{ t}$
- Orta ayak elavasyonları :
 - a. $P2 = 70,87 \text{ t}$ (2 Perde toplam ağırlığı)

b. $P_3 = 71,94 \text{ t}$ (2 Perde toplam ağırlığı)

c. $P_4 = 72,01 \text{ t}$ (2 Perde toplam ağırlığı)

$$W_t = 1102,4 + 111,32 + 15,55 + 14,59 + 70,87 + 71,94 + 72,01 = 1458,68 \text{ t}$$

Adım 3: Periyot hesabı.

$$T = 2\pi(W/gk)^{0,5}$$

$$T = 2\pi(1458,68/9,81 \cdot 11182,36)^{0,5}$$

$$T = 0,72 \text{ sn}$$

Adım 4: Deprem yükü hesabı. 1.Derece deprem bölgesi olduğu için etkin yer ivme katsayısı $A = 0,40$ alınıyor, Ana kaya üzerinde 60 m den daha fazla kalınlıktaki sağlam kum, çakıl veya katı ve sert kil zemin olduğu için $S = 1,2$ alındı.

$$C_s = 1,2AS/T^{2/3}$$

$$C_s = 1,2 \cdot 0,4 \cdot 1,2/0,72^{2/3}$$

$$C_s = 0,72 < 2,5A \text{ Ok.}$$

$$P_{e(x)} = C_s \cdot W/L$$

$$P_{e(x)} = 0,72 \cdot 1458,68/53$$

$$P_{e(x)} = 19,82 \text{ t/m}$$

$$P_e = 1050,25 \text{ t}$$

6.3.2 Yöntem 2. Tek Modlu Spektrum Çözüm Yöntemi (AASHTO)

Adım 1: Köprü boyunca birim yükleme yapılıp, birim uzunluğa gelen yer değiştirmenin bulunması.

$$V_{s(x)} = P_o \cdot L/K_t = 1 \cdot 53/11182,36 = 0,00474 \text{ m}$$

Adım 2: α , β , γ değerlerinin hesaplanması.

$$W_{(x)} = W/L = 1458,68/53 = 27,52 \text{ t/m}$$

$$\alpha = \int V_{s(x)} dx = V_s \cdot L = 0,00474 \cdot 53 \Rightarrow \alpha = 0,2512$$

$$\beta = \int w(x) V_{s(x)} dx = V_s \cdot L \cdot W_{(x)} = 0,00474 \cdot 53 \cdot 27,52 \Rightarrow \beta = 6,9136$$

$$\gamma = \int w(x) V_{s(x)}^2 dx = V_s^2 \cdot L \cdot W_{(x)} = 0,00474^2 \cdot 53 \cdot 27,52 \Rightarrow \gamma = 0,0328$$

Adım 3: Köprü periyodu hesabı.

$$T = 2\pi \sqrt{\gamma / P_o g \alpha} \Rightarrow T = 2\pi(0,0328/(1 \cdot 9,81 \cdot 0,2512))^{0,5} \Rightarrow T = 0,72 \text{ sn}$$

Adım 4: Köprü birim uzunluğuna gelen eşdeğer deprem statik yükü.

$$C_s = 0,72$$

$$P_{e(x)} = \beta C_s w(x) V_{s(x)} / \gamma = 6,9136 * 0,72 * 27,52 * 0,00474 / 0,0328 \Rightarrow P_{e(x)} = 19,8 \text{ t/m}$$

$$P_e = 19,8 * 53 = 1049,22 \text{ t}$$

6.3.3 Yöntem 3. Duktilité Tasarım Metodu (Japon Yön.)

Adım 1: Yatay kuvvet sabiti bulunması.

$$P_e > k_{he} \cdot W$$

$$k_{he} = k_{hc} / (2\mu_a - 1)^{0,5}$$

$$k_{hc} = c_z \cdot k_{hc0}$$

Bur da c_z bölgeler için düzeltme sabiti köprümüz 1.deprem bölgesinde olduğu için 0,85 değeri alınıyor. K_{hc0} hesaplanırken Japon yönetmeliğinde 2 tip yer hareketi söz konusudur, bunlar Tip 1 Yüzeysel Depremler ve Tip 2 Derin Depremlerdir. Sınıflandırma yapılırken odak derinliği $h < 70\text{km}$ ise sığ depremler, $70 < h < 300\text{ km}$ ise orta sığ depremler, $h > 300\text{km}$ ise derin depremlerdir. Türkiye'deki depremlerin odak derinliği 10 ile 30 km arasında olup sığ depremlerdir. Bu durumda yurdumuzdaki depremler Japon yönetmeliğine göre Tip 1 Yer Hareketi (Yüzeysel Depremler) olarak değerlendirilir.

(a) Tip 1 Yer Hareketleri

Zemin Şartları	Yatay Kuvvet Sabiti k_{hc0}		
Gurup 1 (Rijit)	$k_{hc0} = 0,7 \text{ T [1,4 için}$	$k_{hc0} = 0,876 \text{ T}^{2/3} \text{ T > 1,4 için}$	
Gurup 2 (Orta Sertlik)	$k_{hc0} = 1,51 \text{ T}^{1/3}$ (k_{hc0}] 0,7) $T < 0,18$ için	$k_{hc0} = 0,85$ $0,18 [T [1,6$	$k_{hc0} = 1,16 \text{ T}^{2/3}$ $T > 1,6$ için
Gurup 3 (Yumuşak)	$k_{hc0} = 1,51 \text{ T}^{1/3}$ (k_{hc0}] 0,7) $T < 0,29$ için	$k_{hc0} = 1,0$ $0,29 [T [2,0$	$k_{hc0} = 1,59 \text{ T}^{2/3}$ $T > 2,0$ için

$T = 0,72$ sn olarak hesaplanmıştı, Zemin gurubuna bakıldığında köprümüz Gurup 2 (Orta Sertlik) sınıflandırılmasına giriyor. Periyot $0,18 [T [1,6$ olduğu için $k_{hc0} = 0,85$ oluyor.

$$k_{hc} = 0,85 * 0,85 \text{ (} k_{hc0} = 0,85 \text{ ve } c_z = 0,85 \text{)}$$

$$k_{hc} = 0,7225$$

Adım 2: Duktilitite yer değıştirme faktörünün bulunması.

$$\mu_a = 1 + (\delta_u - \delta_y) / (\alpha \delta_y)$$

Güvenlik Faktörü α

Köprü Tipi	Tip 1 Yer Hareketleri	Tip 2 Yer Hareketleri
Tip B	3,0	1,5
Tip A	2,4	1,2

$$\mu_a = 1 + (0,1 - 0,00474) / (3 * 0,00474)$$

$$\mu_a = 7,7$$

$$k_{he} = k_{hc} / (2\mu_a - 1)^{0,5}$$

$$k_{he} = 0,7225 / (2 * 7,7 - 1)^{0,5}$$

$$k_{he} = 0,1904$$

Adım 3: Köprü birim uzunluğuna gelen eşdeğer deprem statik yükü.

$$P_{e(x)} = 0,1904 * 1458,68 / 53 \quad P_{e(x)} = 5,24 \text{ t/m}$$

$$P_e = 22,9 * 53 = 277,75 \text{ t}$$

6.3.4 Yöntem 4. Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

Adım 1: Spektral ivme katsayısının bulunması. Deprem yükünün belirlenebilmesi için esas alınacak olan ve tanım olarak %5 sönüm oranı için elastik tasarım ivme spektrumunun yer çekimi ivmesi g' ye bölünmesine karşı gelen spektral ivme katsayısı aşağıda verilmiştir.

$$A(T) = A_0 * I * S(T)$$

Adım 2: Etkin yer ivme katsayısı (A_0).

Deprem Bölgesi	A_0
1	0,40
2	0,30
3	0,20
4	0,10

1. Deprem bölgesi olduğu için $A_0 = 0,40$ dır.

Adım 3: Yapı önem katsayısı. Depremden sonra hemen kullanılması gereken önemli bir köprü olduğu için köprü $I = 1,5$ olur.

Adım 4: Spektrum katsayısı. Yerel zemin sınıfı Z2 alındı. (Sıkı kum, çakıl-çok katı kil ve siltli kil)

Yerel Zemin Sınıfı	T_A	T_B
Z1	0,10	0,30
Z2	0,15	0,40
Z3	0,15	0,60
Z4	0,20	0,90

Z2 olduğundan $T_A = 0,15$ $T_B = 0,40$

$T = 0,73$ sn bulunmuştu. $\Rightarrow S(T) = 2,5(T_B/T)^{0,8} = 2,5(0,4/0,73)^{0,8} \Rightarrow S(T) = 1,545$

Adım 5: Deprem yükü azaltma katsayısı. Deprem yüklerinin tamamen boşluksuz perdelerle taşındığı yapılar $R = 4$.

$$V_e = W \cdot A(T) / R = 1458,68 \cdot 0,4 \cdot 1,5 \cdot 1,545 / 4$$

$$V_e = 338,05 \text{ t}$$

6.3.5 Yöntemlerin Karşılaştırılması

Düzgün Yayılı Yük(AASHTO), Tek Modlu Spektrum Çözüm(AASHTO), Duktilitite Tasarım (Japon) ve Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemleriyle bulunan deprem kuvvetleri aşağıdaki tabloda karşılaştırıldı. En olumsuz durum olan Düzgün Yayılı Yük Yöntemiyle elde edilen deprem yüküyle çözüme devam edildi.

Yöntem / Deprem Kuvvetleri	Düzgün Yayılı Yük Yöntemi (AASHTO)	Tek Modlu Spektrum Çözüm Yöntemi (AASHTO)	Duktilitite Tasarım Metodu (JAPON)	Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi (TÜRK)
Birim Yük $V_{e(x)}$	6,61 t/m	6,6 t/m	5,24 t/m	6,38 t/m
Toplam Yük V_e	350,08 t	349,74 t	277,75 t	338,05 t

Yukarıdaki tablodan deprem yükü olarak en olumsuz durum olan $F = 350,08 \cdot 3 = 1050,24 \text{ t}$ değeri seçilmiştir. (R daha sonra uygulanacak)

Dolayısıyla ;

$$F_{C1} = 0,0749 F$$

$$F_{C1} = 78,66 \text{ t}$$

$$F_{P2} = 0,2892 F$$

$$F_{P2} = 303,73 \text{ t}$$

$$F_{P3} = 0,2750 F$$

$$F_{P3} = 288,82 \text{ t}$$

$$F_{P4} = 0,2733 F$$

$$F_{P4} = 287,03 \text{ t}$$

$$F_{C5} = 0,0876 F$$

$$F_{C5} = 92 \text{ t}$$

C1 ve C5 Kenarayak Kolonları :

$$\text{Başlık kirişi kesit alanı, } F = (90 \times 60 + 82 \times 30 + 90 \times 110) \times 10^{-4} \quad F = 1,776 \text{ m}^2$$

$$W_B = 12,535 \times 1,776 \times 2,5 = 55,66 \text{ t} \quad (\text{Başlık kirişi ağırlığı})$$

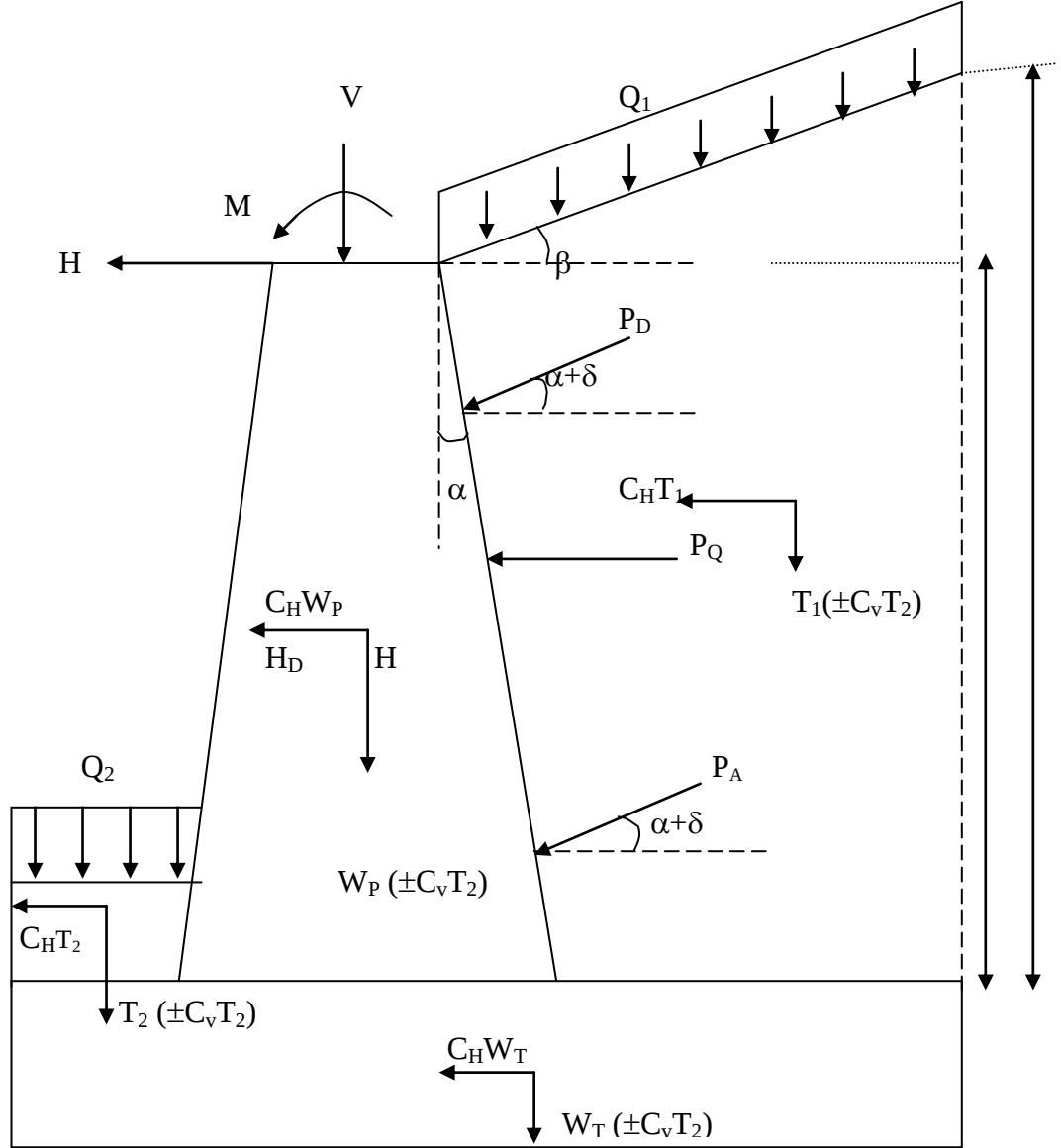


1 Kolon için düşey yük ;

- Üstyapıdan : 84,334/4 = 21,09 t (C1)
: 89,717/4 = 22,43 t (C5)
- Başlık kirişinden : 55,66/4 = 13,92 t (C1-C5)
- Kolon kendi ağırlığı : 0,28275 x 2,5 x 5,5 = 3,89 t (C1)
0,28275 x 2,5 x 5,16 = 3,65 t (C5)

$$\text{Toplam : } W_{C1} = 38,9 \text{ t} \quad W_{C5} = 40,0 \text{ t}$$

ZEMİN İTKİSİ :



Notasyon :

γ : Zemin yoğunluğu

ϕ : Zemin içsel sürtünme açısı

ζ : Sürtünme açısı ($\zeta = \phi/3$ alınabilir.)

α : Duvar arka yüzünün düşey ile yaptığı açı

β : Arka zemin yüzeyinin yatay ile yaptığı açı

$\alpha = 0 \quad \beta = 0 \quad \phi = 30^\circ \quad \zeta = 10^\circ \quad \gamma = 2 \text{ t/m}^3 \quad \theta = \arctg(0,4/2) = 11,31^\circ$

Buradan:

$K_A = 0,3085 \quad K_D = 0,4544$

$P_D = 0,5 \cdot \gamma \cdot H^2 (K_D - K_A) \cong 0,15 H^2$

Kolonlar dolgu içine tamamen gömülmüş olup dolayısıyla aktif zemin itkisi alınmamıştır. Sadece tek yönlü deprem zemin itkisi alınmıştır. Kolon itki genişliği $3\phi = 1,8$ m alındı.

$$\left. \begin{aligned} P_D &= 0,15 \cdot 6,5^2 \cdot 1,8 = 11,41 \text{ t/kolon} \\ M_{PD} &= 11,41 \cdot 4,34 = 49,52 \text{ tm/kolon} \end{aligned} \right\} \text{ C1}$$

$$\left. \begin{aligned} P_D &= 0,15 \cdot 6,17^2 \cdot 1,8 = 10,28 \text{ t/kolon} \\ M_{PD} &= 10,28 \cdot 4,12 = 42,35 \text{ tm/kolon} \end{aligned} \right\} \text{ C5}$$

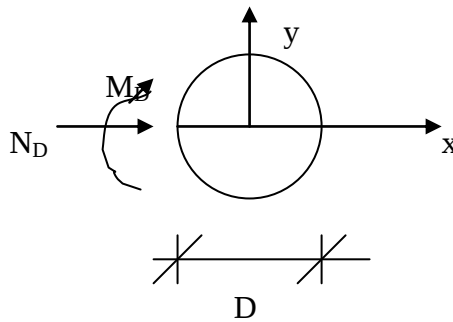
R = 3 Deprem davranış katsayısı alınarak kolonlara gelen hesap deprem momentleri :

$$\underline{\text{C1}} : M = (1/3) \cdot (78,66 \cdot 6,57/4) + 49,52 = 92,59 \text{ tm}$$

$$\underline{\text{C5}} : M = (1/3) \cdot (92 \cdot 6,24/4) + 42,35 = 90,19 \text{ tm}$$

6.3.6 Dairesel Elemanlarda Donatı Miktarının Taşıma Gücüne Göre Direkt Hesabı

- Kazık çapı: D
- Donatı çubuğu merkezinin betonun kenarına mesafesi: D'
- Karakteristik beton basınç dayanımı: F_{CK}
- Karakteristik çelik çekme akma dayanımı: F_{YK}
- Hesap normal kuvveti: N_D
- Toplam donatı miktarı (gereken): A_s



$$\text{Dairesel kesitlerde : } M_D = (M_{XD}^2 + M_{YD}^2)^{0,5}$$

$$M_D = [92,59^2 + (0,30 \cdot 92,59)^2]^{0,5} \Rightarrow M_D = 96,67 \text{ tm (C1)}$$

$$M_D = [90,19^2 + (0,30 \cdot 90,19)^2]^{0,5} \Rightarrow M_D = 94,19 \text{ tm (C5)}$$

Mevcut Kolon Kesiti Taşıma Gücü : (BS25/S220)

$$A_s = 50,27 \text{ cm}^2 \text{ (16}\phi 20\text{)} \quad D = 60 \text{ cm} \quad D' = 4 \text{ cm}$$

$$F_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad F_{yk} = 2200 \text{ kg/cm}^2$$

i. C₁ Kenarayağı için donatı kontrolü:

$$M = 96,67 \text{ tm} \quad N = 38,9 \text{ t}$$

$$D = 60 \text{ cm} \quad f_{cd} = 170 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{yd} = 1910 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c = \pi d^2/4 = 2827 \text{ cm}^2$$

$$m = f_{yd}/f_{cd} = 11,2$$

Abaklarda Kullanılacak Değerler:

$$M/(A_c \cdot d \cdot f_{cd}) = (96,67 \cdot 10^5)/(2827 \cdot 60 \cdot 170) = 0,34$$

$$N/(A_c \cdot f_{cd}) = (38,9 \cdot 10^3)/(2827 \cdot 170) = 0,08$$

$$\rho_m = 1,0 \text{ (Abaktan Alındı)} \quad \rho_t = \rho_m/m = 1,0/11,2 = 0,08929$$

$$\Sigma A_s = \rho_t \cdot A_c = 0,08929 \cdot 2827$$

$$\Sigma A_s = 252 \text{ cm}^2$$

Mevcut Donatı: $16\phi 20 = 50,27 \text{ cm}^2 < 252 \text{ cm}^2$ Mevcut Donatı Yetersiz.

j. C₅ Kenarayağı için donatı kontrolü

$$M = 94,19 \text{ tm} \quad N = 40,0 \text{ t}$$

$$D = 60 \text{ cm} \quad f_{cd} = 170 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{yd} = 1910 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c = \pi d^2/4 = 2827 \text{ cm}^2$$

$$m = f_{yd}/f_{cd} = 11,2$$

Abaklarda Kullanılacak Değerler:

$$M/(A_c \cdot d \cdot f_{cd}) = (94,19 \cdot 10^5)/(2827 \cdot 60 \cdot 170) = 0,33$$

$$N/(A_c \cdot f_{cd}) = (40,0 \cdot 10^3)/(2827 \cdot 170) = 0,08$$

$$\rho_m = 0,9 \text{ (Abaktan Alındı)} \quad \rho_t = \rho_m/m = 0,9/11,2 = 0,08036$$

$$\Sigma A_s = \rho_t \cdot A_c = 0,08036 \cdot 2827$$

$$\Sigma A_s = 227 \text{ cm}^2$$

Mevcut Donatı: $16\phi 20 = 50,27 \text{ cm}^2 < 227 \text{ cm}^2$ Mevcut Donatı Yetersiz.

Mevcut kolon kesitleri yetersizdir. Kolonlar mantolaşacak olup manto dış çapı 80 cm alındı.

$$\text{İlave kolon ağırlığı : } (\pi/4) \cdot (0,8^2 - 0,6^2) \cdot 2,5 \cdot 5,50 = 3,02 \text{ t (C1)}$$

$$: (\pi/4) \cdot (0,8^2 - 0,6^2) \cdot 2,5 \cdot 5,16 = 2,84 \text{ t (C5)}$$

İlave yatay yük momenti : $0,2 \cdot 3,02 \cdot 2,75 = 1,66 \text{ tm}$

: $0,2 \cdot 2,84 \cdot 2,58 = 1,47 \text{ tm}$

Revize kesit tesirleri:

C_1 : $M = 96,67 + 1,66 = 98,33 \text{ tm}$ $N = 38,90 + 3,01 = 41,92 \text{ t}$

C_5 : $M = 94,19 + 1,47 = 95,66 \text{ tm}$ $N = 40,00 + 2,84 = 42,84 \text{ t}$

i. Mantolanmış C_1 kenarayağının donatı hesabı:

$M = 98,33 \text{ tm}$ $N = 41,92 \text{ t}$

$D = 80 \text{ cm}$ $f_{cd} = 170 \text{ kg/cm}^2$ $f_{yd} = 3650 \text{ kg/cm}^2$

$A_c = \pi d^2 / 4 = 5026 \text{ cm}^2$

$m = f_{yd} / f_{cd} = 21,47$

Abaklarda Kullanılacak Değerler:

$M / (A_c \cdot d \cdot f_{cd}) = (98,33 \cdot 10^5) / (5026 \cdot 80 \cdot 170) = 0,144$

$N / (A_c \cdot f_{cd}) = (41,92 \cdot 10^3) / (5026 \cdot 170) = 0,049$

$\rho_m = 0,4$ (Abaktan Alındı) $\rho_t = \rho_m / m = 0,4 / 21,47 = 0,01863$

$\Sigma A_s = \rho_t \cdot A_c = 0,01863 \cdot 5026$

$\Sigma A_s = 94 \text{ cm}^2$. Bu durumda $18\phi 26$ (96 cm^2) donatı uygundur.

ii. Mantolanmış C_5 kenarayağının donatı hesabı:

$M = 95,66 \text{ tm}$ $N = 42,84 \text{ t}$

$D = 80 \text{ cm}$ $f_{cd} = 170 \text{ kg/cm}^2$ $f_{yd} = 3650 \text{ kg/cm}^2$

$A_c = \pi d^2 / 4 = 5026 \text{ cm}^2$

$m = f_{yd} / f_{cd} = 21,47$

Abaklarda Kullanılacak Değerler:

$M / (A_c \cdot d \cdot f_{cd}) = (95,66 \cdot 10^5) / (5026 \cdot 80 \cdot 170) = 0,14$

$N / (A_c \cdot f_{cd}) = (42,84 \cdot 10^3) / (5026 \cdot 170) = 0,05$

$\rho_m = 0,4$ (Abaktan Alındı) $\rho_t = \rho_m / m = 0,4 / 21,47 = 0,01863$

$\Sigma A_s = \rho_t \cdot A_c = 0,01863 \cdot 5026$

$\Sigma A_s = 94 \text{ cm}^2$. Bu durumda $18\phi 26$ (96 cm^2) donatı uygundur.

6.3.7 Orta Ayak Perdeleri Normal Kuvvet Altında Perde Eğilme Momenti Taşıma Gücü

$N = 0,85 \cdot F_{cd} \cdot A \cdot B + A_s (F_s - F_{yd})$

$F_s = 6000 \cdot (1 - K_1 \cdot D^1 / A)$

$$M_R = 0,425 * F_{cd} * A * B * (H-A) + 0,5 * A_s * (D-D') * (F_{yd} + F_s)$$

$$V_c = 0,52 * F_{ctd} * B * D \text{ (Kayma Taşıma Gücü)}$$

Ayaklarda beton sınıfı köprü teknik muayene raporuna göre BS 25 ve mevcut projelere göre donatı çeliği S 220' dir.

$$F_{cd} = 170 \text{ kg/cm}^2 \quad F_{ctd} = 11,5 \text{ kg/cm}^2 \quad F_{yd} = 1910 \text{ kg/cm}^2 \quad K_1 = 0,85$$

P2 Perdesi :

İki perde toplam ağırlığı : $W_p = 70,87 \text{ t}$ ↓

Perde tabanındaki eğilme momenti,

$$M = (303,73 * 6,21/3) = 628,72 \text{ tm}$$

$$N = (405,91 + 96,17) = 502,08 \text{ t}$$

Narinlik ile P-Δ etkisi dikkate alınarak :

$$\underline{M} = 1,05 * 628,72 = 660,16 \text{ tm}$$

İki perde genişlik toplamı, $B = 826 \text{ cm}$, $D = 50 \text{ cm}$, $H = 46 \text{ cm}$, $H' = 4 \text{ cm}$

$$\text{Mevcut } A_s = 66\phi 16 = 132 \text{ cm}^2$$

$M_R = 189,21 \text{ tm} < 660,16 \text{ tm}$ olduğundan kesit yetersizdir.

Kesit her iki tarafından 'Dış Donatı' olarak çalışacak olan çelik plakalarla takviye edilecektir.

Taşınması gereken ilave moment:

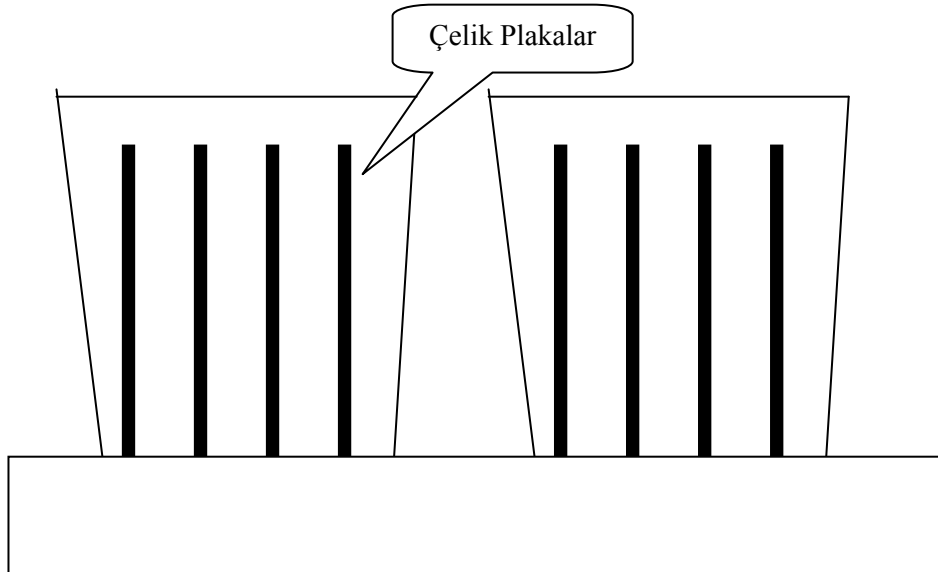
$$M = 660,16 - 189,21 = 470,95 \text{ tm}$$

Plakalar için akma dayanımı 3650 kg/cm^2 alındı. Plaka ebadı 15.240 mm ' dir.

$$\text{Plaka kesit alanı} : 1,5 * 24 = 36 \text{ cm}^2$$

Bir tek perdede plaka sayısı : 4

$$\text{Toplam 2 perde için plaka sayısı} : 4 * 2 = 8 \text{ (Bir yüzde), } A = 36 * 8 = 288 \text{ cm}^2$$



Plakaların temin edeceği ilave eğilme moment taşıma gücü :

$$\zeta_{Mr} = 288 \cdot 3650 \cdot 50 \cdot 10^{-5} = 525,6 \text{ tm}$$

Toplam taşıma gücü : $525,6 + 189,21 = 714,81 \text{ tm} > 660,16 \text{ tm}$ Yeterlidir.

$V_c = 0,52 \cdot 11,5 \cdot 826 \cdot 46 \cdot 10^{-3} = 227,216 \text{ t} > 303,73/3 = 101,24 \text{ t}$ Kesme kuvveti bakımından kesit yeterlidir.

P3 Perdesi :

Yukarda P2 perdesinde yapılan hesaplar tekrarlandığında aşağıdaki rakamlar bulundu.

$$W_p = 71,94 \text{ t}$$

$$M = (288,82 \cdot 6,31/3) = 607,48 \text{ tm}$$

$$1,05M = 637,86 \text{ tm}$$

$$N = 335,67 + 71,94 = 407,61 \text{ t}$$

$$A_s = 112 \text{ cm}^2 (56\phi 16) \quad B = 824 \text{ cm} \quad H = 46 \text{ cm}$$

$$M_R = 184,95 \text{ tm} < 637,86 \text{ tm. Kesit yetersizdir.}$$

8 adet 15.240 çelik plaka ile güçlendirme yapılmalıdır.

$$\text{Plaka kesit alanı : } 1,5 \cdot 24 = 36 \text{ cm}^2$$

Bir tek perdede plaka sayısı : 4

$$\text{Toplam 2 perde için plaka sayısı : } 4 \cdot 2 = 8 \text{ (Bir yüzde), } A = 36 \cdot 8 = 288 \text{ cm}^2$$

Plakaların temin edeceği ilave eğilme moment taşıma gücü :

$$\zeta_{Mr} = 288 \cdot 3650 \cdot 50 \cdot 10^{-5} = 525,6 \text{ tm}$$

Toplam taşıma gücü : $525,6 + 184,95 = 710,55 \text{ tm} > 637,86 \text{ tm}$ Yeterlidir.

P4 Perdesi :

Yukarda P2 perdesinde yapılan hesaplar tekrarlandığında aşağıdaki rakamlar bulundu.

$$W_p = 72,01 \text{ t}$$

$$M = (287,03 \cdot 6,32/3) = 604,68 \text{ tm}$$

$$1,05M = 634,91 \text{ tm}$$

$$N = 316,65 + 72,01 = 388,66 \text{ t}$$

$$A_s = 132 \text{ cm}^2 (66\phi 16) \quad B = 823 \text{ cm} \quad H = 46 \text{ cm}$$

$$M_R = 197,01 \text{ tm} < 634,91 \text{ tm. Kesit yetersizdir.}$$

8 adet 15.240 çelik plaka ile güçlendirme yapılmalıdır.

$$\text{Plaka kesit alanı : } 1,5 \cdot 24 = 36 \text{ cm}^2$$

Bir tek perdede plaka sayısı : 4

Toplam 2 perde için plaka sayısı : $4 \cdot 2 = 8$ (Bir yüzde), $A = 36 \cdot 8 = 288 \text{ cm}^2$

Plakaların temin edeceği ilave eğilme moment taşıma gücü :

$$\zeta_{Mr} = 288 \cdot 3650 \cdot 50 \cdot 10^{-5} = 525,6 \text{ tm}$$

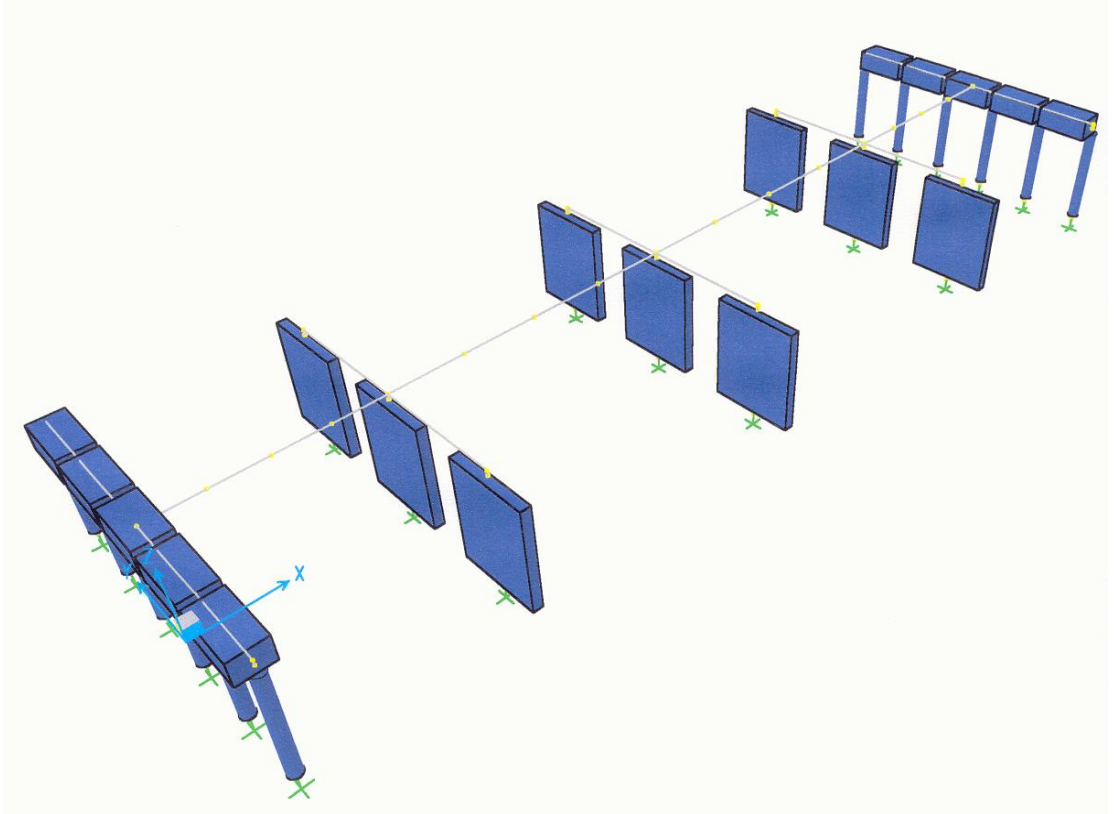
Toplam taşıma gücü : $525,6 + 197,01 = 722,61 \text{ tm} > 634,91 \text{ tm}$ Yeterlidir.

7. KÖPRÜNÜN BİLGİSAYARLA DEPREM HESABI

7.1 Model Oluşturulması

Bilgisayarda köprü hesabı yapılırken SAP 2000 Programı kullanıldı. Model köprünün özelliklerine göre oluşturuldu. Köprünün özellikleri aşağıda verildi.

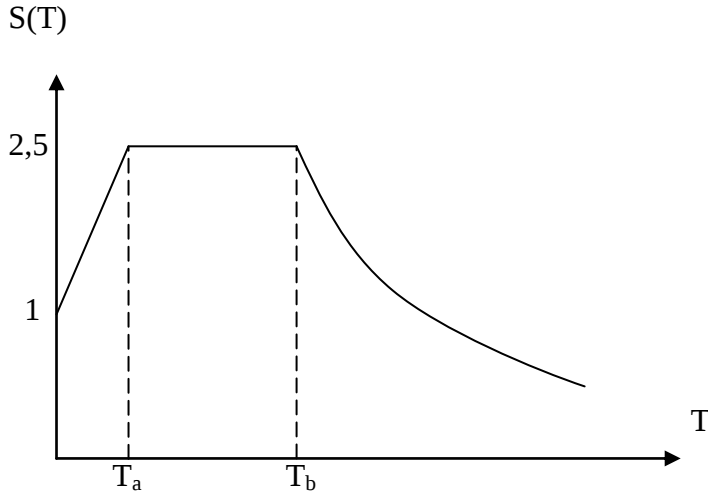
- i. Açıklık Sayısı : 4
- ii. Köprü Genişliği : 18,25 m (Tabliye 1) + 12,75 m (Tabliye 2)
- iii. Köprü Toplam Boyu : 53 m
- iv. Orta Ayak Tipi : Betonarme Perdeler
- v. Kenarayak Tipi : Betonarme $\phi 620$ cm kolonlar + Başlık Kirişi



Şekil 7.1 Köprü Modeli

7.2 Yükleme Kombinezasyonları

Köprüye ölü yük olarak kendi ağırlığından başka spektrum analizi yapıldı. Özel tasarım ivme spektrumları bilgisayara Z2 yerel zemin sınıfına göre girildi. (Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik)



Şekil 7.2 Tasarım Spektrumu

Şekil 7.2’ deki tasarım spektrumdaki T_a ve T_b değerleri Z2 yerel zemin sınıfına göre sırasıyla 0,15 ve 0,40 değerlerini almıştır. Bilgisayarda tanımlanan diğer değerler Tablo 7.1’ de verildi.

Tablo 7.1 Spektrum Değerleri

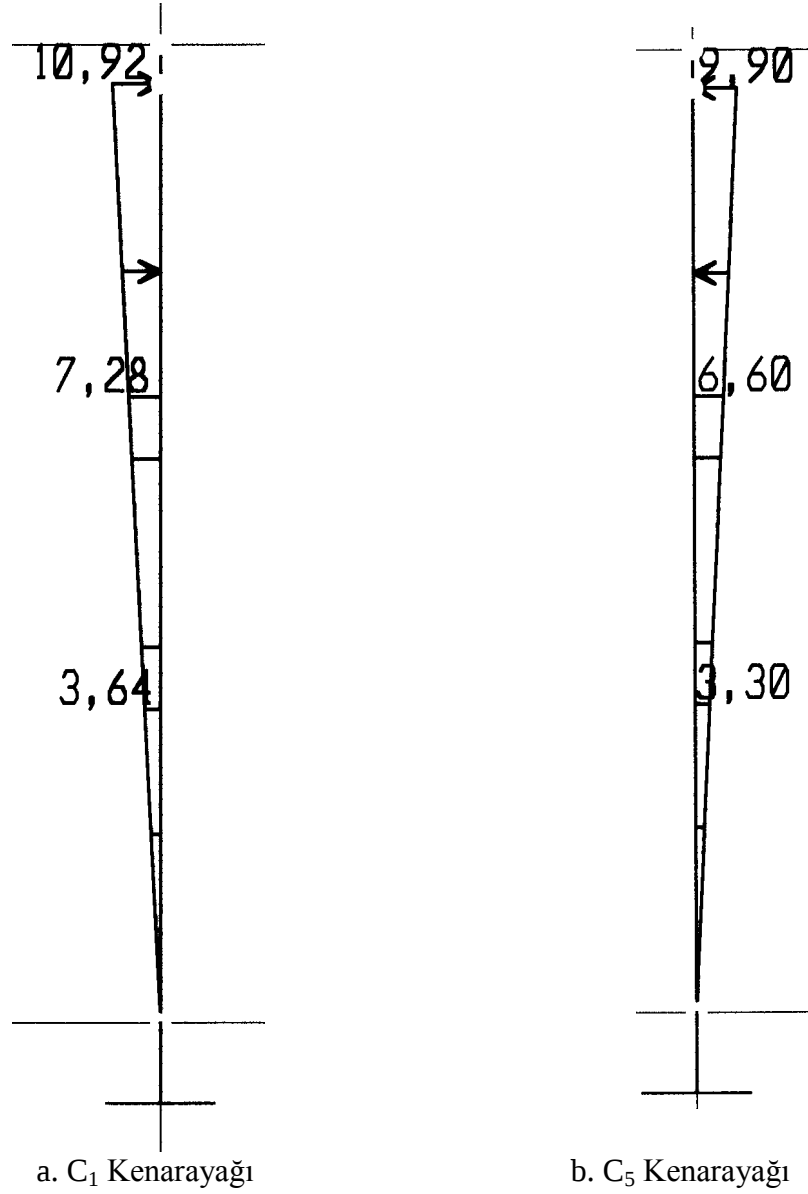
T	0	0,15	0,2	0,39	0,45	0,585	0,75	0,915	1,1	1,25	1,5	1,75	2,	2,5	3	10
S(T)	1	2,5	2,5	2,5	2,13	1,67	1,3	1,07	0,886	0,78	0,65	0,557	0,488	0,39	0,325	0,098

İki tip yükleme kombinezasyonu yapıldı. AASHTO’ ya göre deprem hesabı yaparken bir doğrultuda kuvvetin tamamı alınırken ona dik diğer yönde %30’ u alınıyor. Bu durumda kombinezasyonlar aşağıdaki gibi oluştu.

- i. COMB I = DL + SPECT X + 0,30*SPECT Y
- ii. COMB II = DL + 0,30*SPECT X + SPECT Y

7.3 Deprem Zemin İtkisi

Kenararak başlık kirişi altındaki kolonlar dolgu içine tamamen gömülmüş olup dolayısıyla aktif zemin itkisi alınmamıştır. Sadece tek yönlü deprem zemin itkisi alınmıştır. Deprem zemin itkisinden oluşan yatay kuvvetler daha önce Bölüm 6.2.5' in altında hesaplanmıştı. (Monobe-Okabe) Aşağıda Şekil 7.3' de bu kuvvetler gözüküyor. Kombinezasyonda DL yüklemesinde hesaba katıldı.



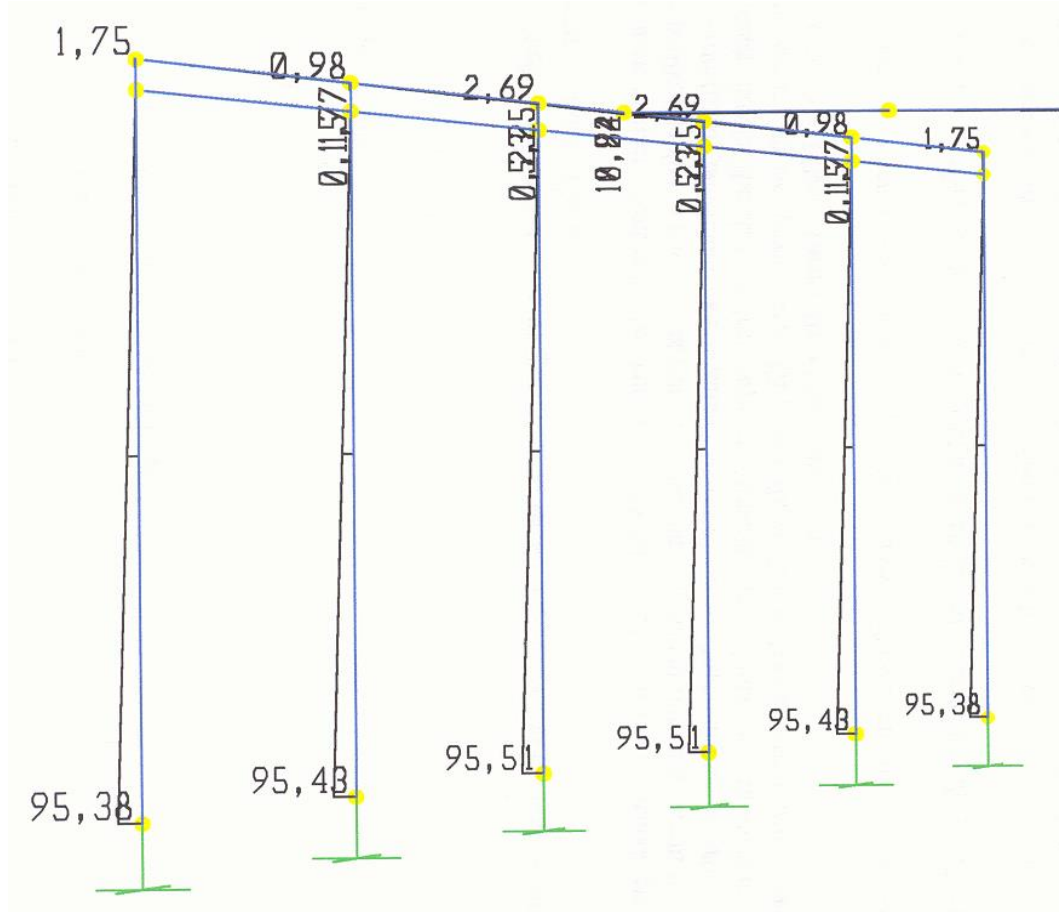
Şekil 7.3 Deprem Zemin İtkisi

7.4 Comb I Yüklemesinin Sonuçları

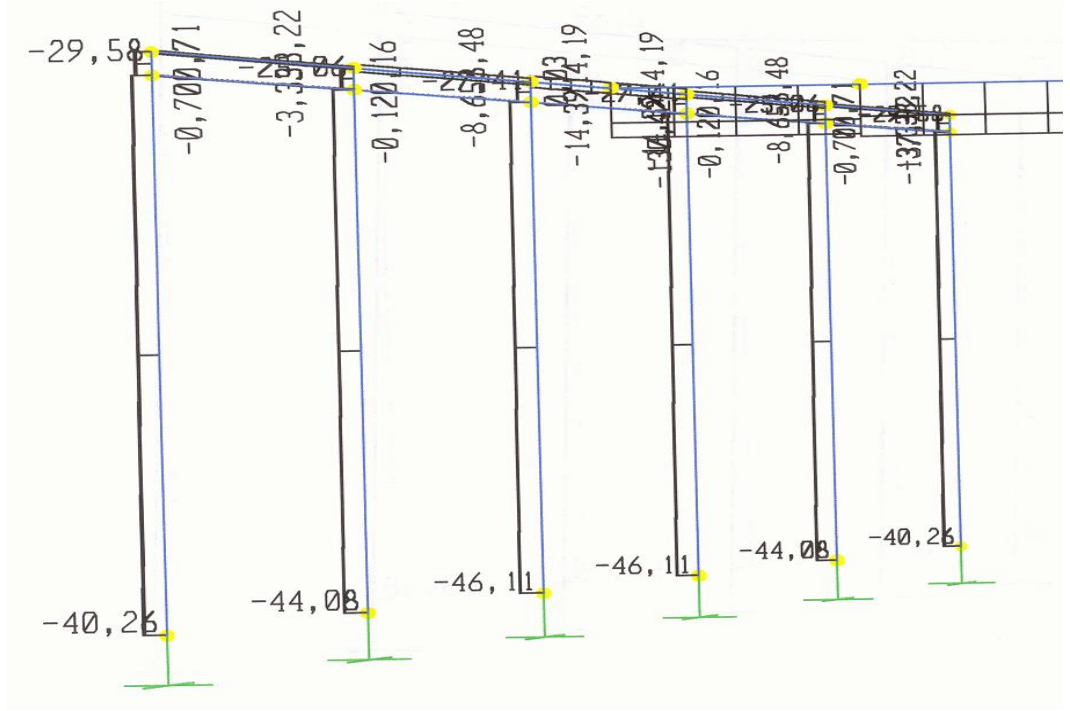
Comb I yüklemesinde köprünün zati yükü DL (Deprem Zemin İtkisi Dahil) ve boyuna deprem yükünün %100' ü, enine deprem yükünün %30' u hesaba katılmıştır. Deprem yüklemesi AASHTO' dan alındı. Comb I yüklemesi sonucunda elavasyonlarda meydana gelen Momentler ve Eksenel Kuvvetler aşağıda gösterildi.

7.4.1 C₁ Kenarayağı Yükleme Sonuçları

C₁ Kenarayağına Comb I yüklemesi sonucunda ayaklarda oluşan Moment ve Eksenel Kuvvet değerleri sırasıyla Şekil 7.4 ve 7.5' de gösterildi.



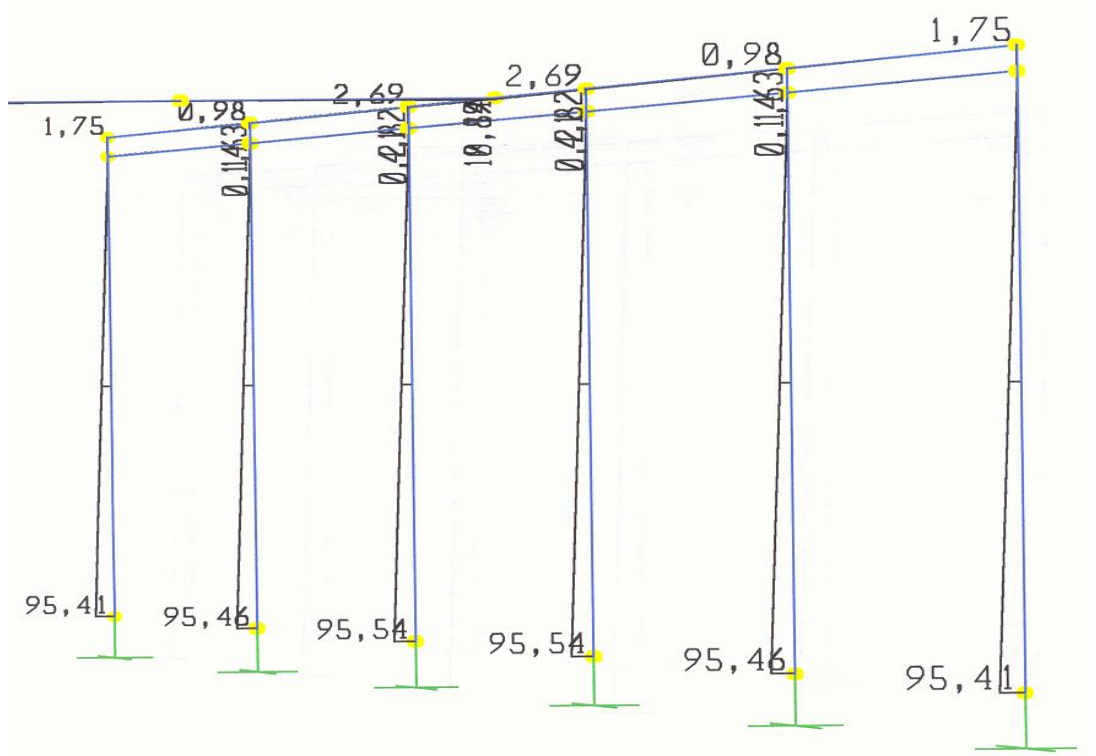
Şekil 7.4 C₁ Moment Değerleri (tm)



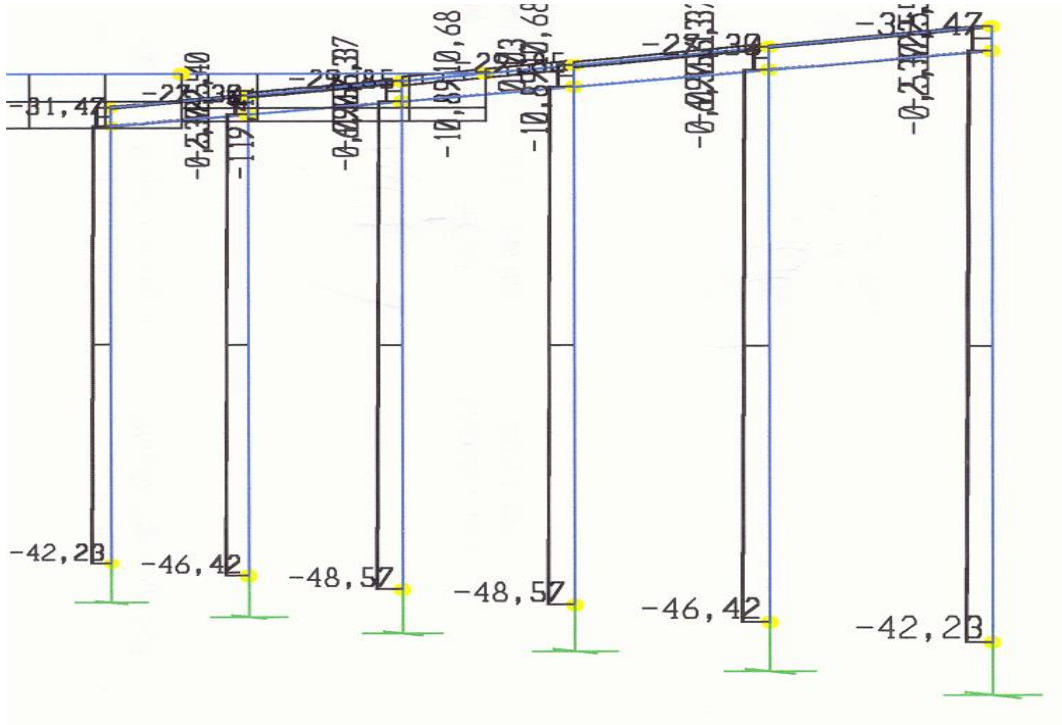
Şekil 7.5 C₁ Eksenel Kuvvet Değerleri (t)

7.4.2 C₅ Kenarayağı Yükleme Sonuçları

C₅ Kenarayağına Comb I yüklemesi sonucunda ayaklarda oluşan Moment ve Eksenel Kuvvet değerleri sırasıyla Şekil 7.6 ve 7.7' de gösterildi.



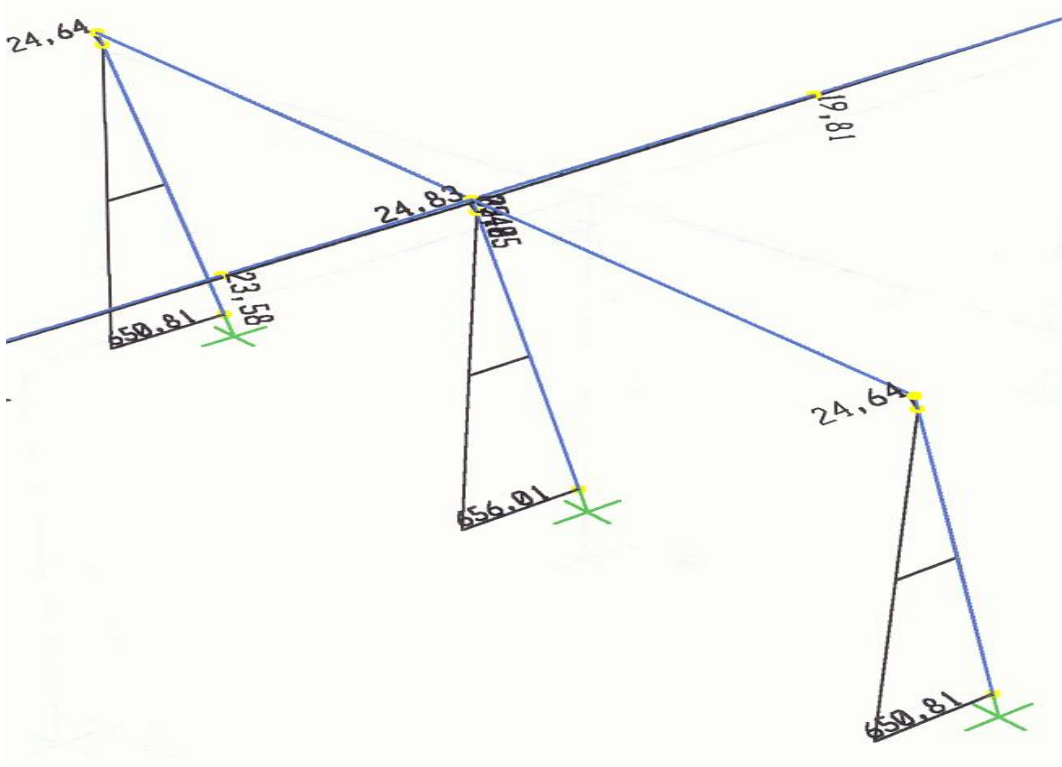
Şekil 7.6 C₅ Moment Değerleri (tm)



Şekil 7.7 C₅ Eksenel Kuvvet Değerleri (t)

7.4.3 P₂ Ortaayağı Yükleme Sonuçları

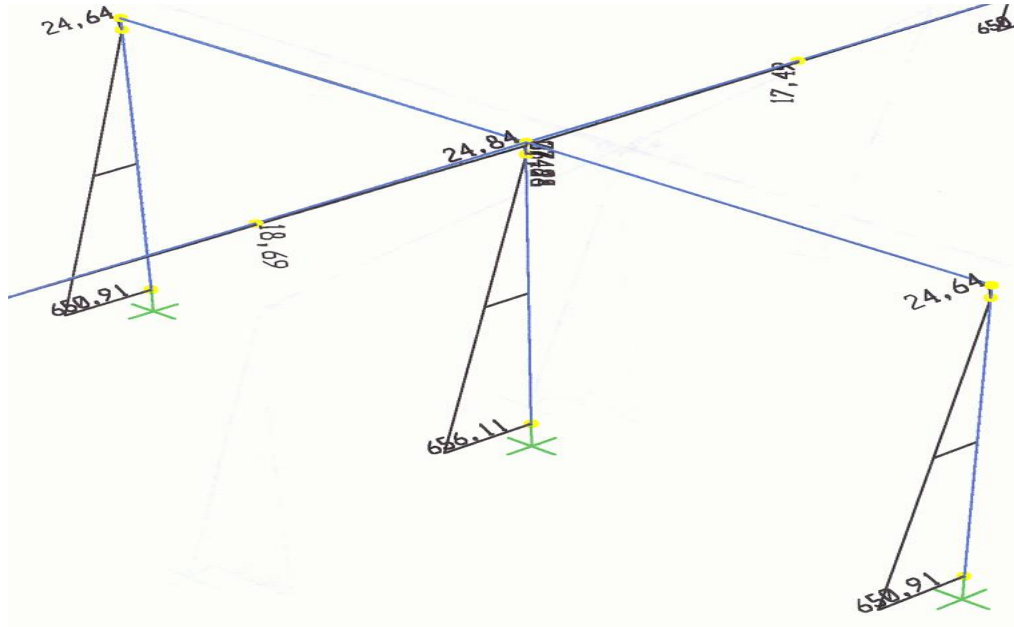
P₂ Ortaayağına Comb I yüklemesi sonucunda ayaklarda oluşan Moment değerleri Şekil 7.8' de gösterildi.



Şekil 7.8 P₂ Moment Değerleri (tm)

7.4.4 P₃ Ortaayağı Yükleme Sonuçları

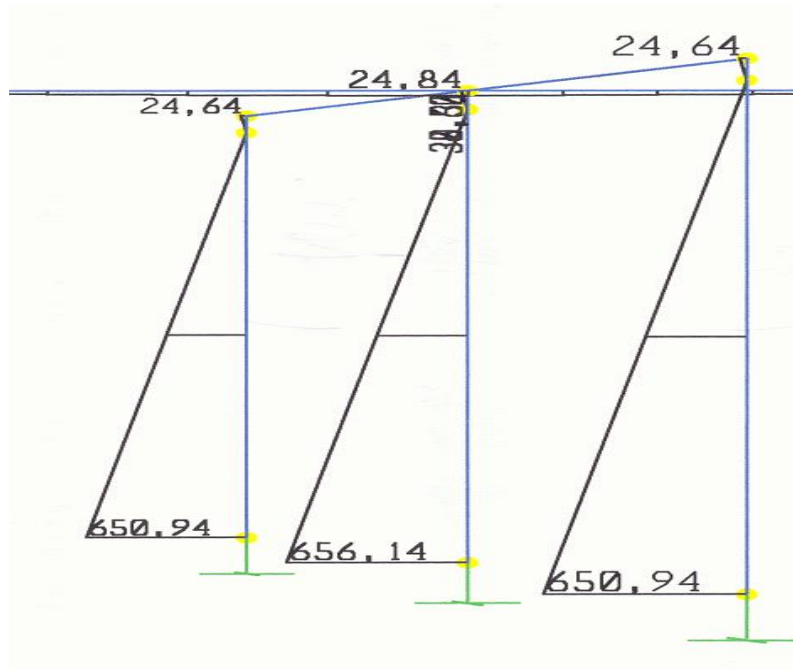
P₃ Ortaayağına Comb I yüklemesi sonucunda ayaklarda oluşan Moment değerleri Şekil 7.9' da gösterildi.



Şekil 7.9 P₃ Moment Değerleri (tm)

7.4.5 P₄ Ortaayağı Yükleme Sonuçları

P₄ Ortaayağına Comb I yüklemesi sonucunda ayaklarda oluşan Moment değerleri Şekil 7.10' da gösterildi.



Şekil 7.10 P₄ Moment Değerleri (tm)

7.5 Çözümlerinin Karşılaştırılması

Bilgisayarla yapılan çözümle el ile yapılan çözüm karşılaştırıldığında eksenel kuvvet olarak iki çözümde yaklaşık olarak aynı değeri verirken, Moment değerleri perde de el ile yapılan çözümde biraz daha büyük çıkıyor. Tablo 7.2' de 1 el ile çözümde bulunan değerleri, 2 ise bilgisayarda bulunan değerleri gösterir.

Tablo 7.2 Çözümlerinin Karşılaştırılması

C ₁				C ₅				P ₂		P ₃		P ₄	
N		M		N		M		M		M		M	
1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
37,95	46,11	95,36	95,51	39,06	48,57	93,43	95,54	866,54	656,01	835	656,11	829,94	656,14

8. SONUÇLAR

Bu yüksek lisans tezi çalışmasında Amerikan ve Japonların köprülerle ilgili sismik tasarımı incelendi, karşılaştırıldı ve 1973 yılında yapılmış 1. Çevreyolu üzerinde bulunan köprünün sismik tasarımı yapılmış sonuçlar aşağıda görülmüştür.

Amerikan yönetmeliği AASHTO köprüler konusunu çok kapsamlı bir şekilde incelemiştir, köprüler düzenli düzensiz, deprem davranış kategorilerine göre 4' e ayırmıştır. Ayrıca köprüler deprem davranış kategorilerine ve düzenli olup olmamalarına göre 4 farklı yöntemle çözülebilir. Bu yönetmelik bizim Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelikle paralellik göstermektedir.

Japon yönetmeliği AASHTO gibi temelde köprülerin küçük ve orta ölçekli depremlerde yapı elemanları önemsiz hasarlarla beraber elastik davranış göstermelidir. Büyük depremlerde ise köprü yıkılmamalıdır ve özellikle her iki şartnamede 1. dereceden önemli köprüler için işlevini sürdürmelidir. Japon yönetmeliğinden çıkan başka bir sonuç da eski yönetmelikle yapılan köprülerin Büyük Kobe depreminde yıkılırken geliştirilmiş yeni yönetmelikle yapılan köprüler ayakta kalmıştır.

Tezin bir bölümünde de İstanbul'daki mevcut köprülerin beklenen büyük deprem karşısındaki durumları incelendi. Acaba bu köprüler deprem esnasında ayakta kalabilecekler miydi? Bu inceleme yapılırken 9 parametre dikkate alındı. Bunlar; Zemin Tipi, Sıvılaşma Olasılığı, Kiriş Düzenliği, Mesnet Tipi, Maksimum Ayak Yüksekliği, Minimum Oturma Mesafesi, JMA Sismik Şiddet Skalası (Tahmini Deprem Büyüklüğü), Temel Tipi ve Ayakların Materyali (Betonarme, yığma vs.). Sonuçta İstanbul'daki bir çok köprü eğer beklendiği gibi büyük bir deprem olursa ayak da kalmayacaktır. Bur da yapılması gereken biran önce öncelik sırası belirlenip bu köprülerin onarıp güçlendirilmesidir.

İstanbul 1. Çevreyolu üzerindeki K-517 Kızıltoprak Üstgeçit köprüsünde detaylı bir sismik analiz yapıldığında mevcut köprünün elavasyonlarının deprem yüklemesi sonucunda yetersiz bir davranış gösterdiği sonucuna ulaşılmıştır. Ve bu köprü için kenarayaklarda mantolama ortaayaklarda da trafik yoğunluğu düşünüldüğünde trafiği aksatmayacak şekilde çelik plakalarla güçlendirilmesi önerilmiştir.

KAYNAKLAR

- [1] **Çetmeli, E. ve Çakıroğlu, A.**, 1976. Yapı Statiği II, İ.T.Ü İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.
- [2] **AASHTO.**, 1996. Standart specification for highway bridges, *American Association Of State Highway And Transportation Officials*
- [3] **N. Priestley, F. Seible and M. Calvi** , 1996 Seismic design and retrofit of bridges, A wiley-interscience publication
- [4] **TS 500**, 2000. Betonarme yapıların yapım ve tasarım kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [5] **Celep, Z. Ve Kumbasar, N.**, 1998. Betonarme yapılar, Sema Matbaacılık, İstanbul
- [6] **Celep, Z. Ve Kumbasar, N.**, 2000. Deprem mühendisliğine giriş, Beta dağıtım, İstanbul
- [7] **Ersoy, U.**, 1987. Betonarme temel ilkeler ve taşıma gücü hesabı, Doğan ofset, İstanbul
- [8] **Cooper, J.**, 1981. Seismic design guidelines for highway bridges, Applied technology council
- [9] **Japan International Cooperation Agency (JICA) and Istanbul Metropolitan Municipality (IMM)**, September 2002 The Study on A Disaster Prevention / Mitigation Basic Plan in Istanbul including Seismic Microzonation in the Republic of Turkey
- [10] **Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik**, 1998., *İnşaat Mühendisleri Odası*, İstanbul.
- [11] **Özmen, G., Orakdöğen, E. Ve Darılmaz, K.**, 2001. Örneklerle SAP 2000, Birsen Yayınevi, İstanbul.
- [12] **Erinçer, M.**, 2003. Kişisel görüşme.
- [13] **Seismic Design Specifications Of Highway Bridges** 1996. *Japan Road Association*

ÖZGEÇMİŞ

Alper ALEMDAROĞLU 1979 yılında Trabzon’ da doğdu. İlkokulu Trabzon Merkezinde İskenderpaşa İlkokulu’nda okuduktan sonra Bolu 50. Yıl İzzet Baysal Ortaokulu ve Adapazarı Atatürk Lisesi’ni bitirdi. 1996 yılında İstanbul Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünü kazandı. 1996-2000 yılları arasında İnşaat Mühendisliği lisans eğitimini tamamlayarak mezun oldu. 2000 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Mühendisliği Deprem Programını kazanarak yüksek lisans eğitimine başladı. Kiptaş Genel Müdürlük binası yapımında saha mühendisi olarak görev yaptı. Halen mak-yol inşaat da büyük sanat yapılarında sorumlu İnşaat mühendisi olarak çalışmalarını sürdürmektedir.

