İMO Teknik Dergi, 2009 4821-4832, Yazı 316

Mevcut Bir Viyadüğün Deprem Performansının Değerlendirilmesi

Emre Serdar YÜKSEL*
Metin AYDOĞAN**

ÖZ

Sunulan çalışmada İstanbul – Edirne istikametinde Km:16+862 de bulunan "Yarımburgaz Viyadüğü"nün deprem performansı değerlendirilmiştir. Doğrusal elastik yöntemlerden çok modlu spektral analiz yöntemi kullanılmıştır. Dayanım esaslı doğrusal performans analizi yöntemi ile yapının tasarım depremi olarak tariflenen deprem altındaki davranışı incelenmiştir. Aynı viyadüğün doğrusal olmayan yöntemle şekil değiştirme esaslı analizi yapılmıştır. Bu aşamada statik itme analizi ve zaman tanım alanında hesap yolu izlenmiştir. Doğrusal elastik hesap ve doğrusal olmayan hesap sonuçları karşılaştırılarak mevcut viyadük için bir performans esaslı bir değerlendirme yapılmıştır

Anahtar Kelimeler: Viyadük, Doğrusal ve doğrusal olmayan performans analizi

ABSTRACT

Seismic Performance Evaluation of an Existing Viaduct

In this study, Seismic Performance of Yarimburgaz Viaduct, which is on Km:16+862 of Istanbul – Edirne Highway, is evaluated. Multimodal spektral analysis is performed by linear methods for strength based evaluation under the seismic effect of design earthquake. Same viaduct is evaluated by deformation based nonlinear methods under seismic effects of simulated minimum and maximum earthquake loads. Pushover analysis and time – history analysis have been applied to the model of the structure. A detailed performance evaluation of an existing structure is clarified by comparing the conclusions of those analysis.

Keywords: Viaduct, Linear and nonlinear performance analysis

1. GİRİŞ

Ülkemizde özellikle karayollarında gelişen ulaşım sektörü ve otoyolların yapımına paralel olarak birçok sanat yapısına büyük çoğunlukla da köprü ve viyadüklere ihtiyaç

Not: Bu yazı
- Yayın Kurulu'na 19.11.2007 günü ulaşmıştır.
- 31 Aralık 2009 gününe kadar tartışmaya açıktır.

* İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İstanbul - yukselemr@gmail.com
** İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İstanbul - aydoganm@itu.edu.tr

duyulmuştur. Bu sanat yapılarından biri olan Yarımburgaz Viyadüğü İstanbul Edirne yolu Km: 16+862'de önemli bir ana arter üzerinde ağır taşıt yükleri altında hizmet vermektedir. Bu ve benzeri birçok köprü, viyadük ve büyük sanat yapısının depremsel aktiviteler sonrasında da görevlerine devam etmeleri büyük önem taşımaktadır. Mevcut sanat yapılarının deprem yükleri altında nasıl bir performans göstereceklerinin belirlenmesi gerekmektedir. Bu amaçla Yarımburgaz Viyadüğü'nün doğrusal yöntemlerle dayanım esaslı ve doğrusal olmayan yöntemlerle şekil değiştirme bazlı analizleri yapılmıştır. Analiz sonuçları karşılaştırmalı olarak incelenmiş ve yapının performansı değerlendirilmiştir.

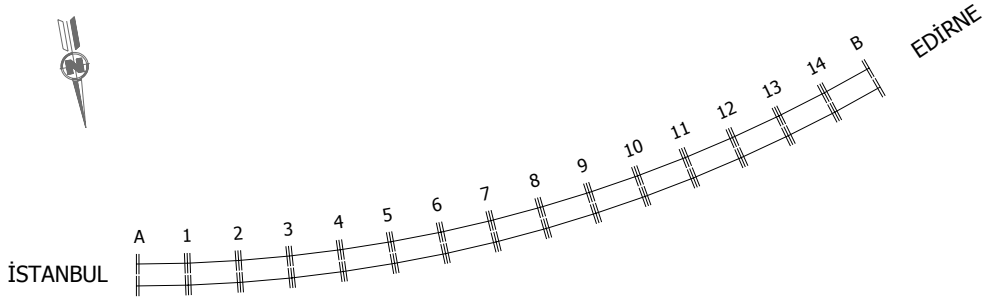
2. VİYADÜK HAKKINDA VERİLER VE HESAP AÇIKLAMALARI

2.1. Viyadük Hakkında Genel Bilgiler

İncelemeye konu olan viyadük İstanbul – Edirne karayolu Km: 16+862'de olup 600 m uzunluğundadır. Güzergahı kurba bağlıyan bir klotoid ve devamında 1150 m yarıçaplı bir kurb üzerinde yer almakta ve Edirne – İstanbul istikametinde gidiş ve geliş olmak üzere birbirine paralel iki adet köprüden oluşmaktadır (Şekil 2.1 ve Şekil 2.2).



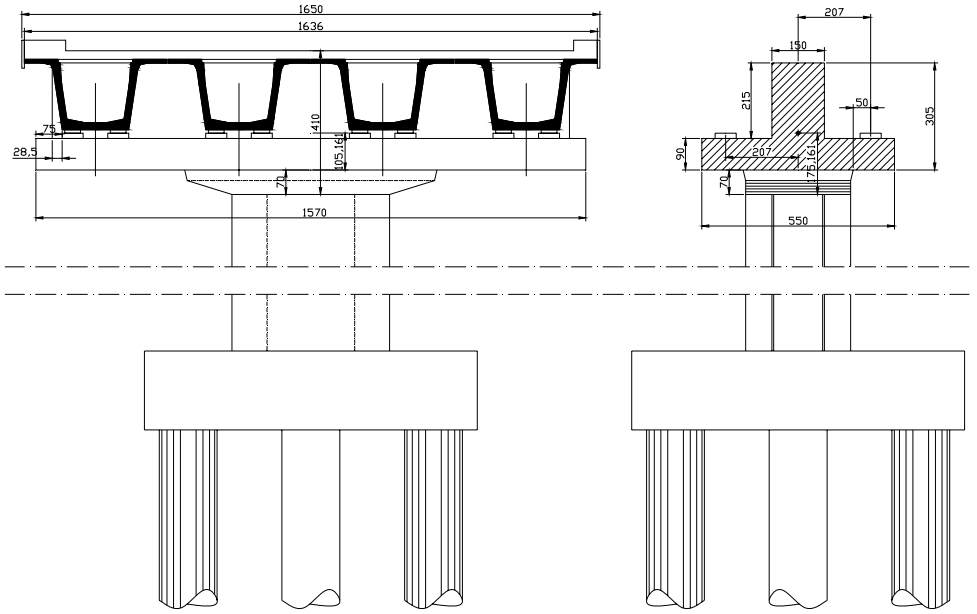
Şekil 2.1: Viyadük uydu görünüşü



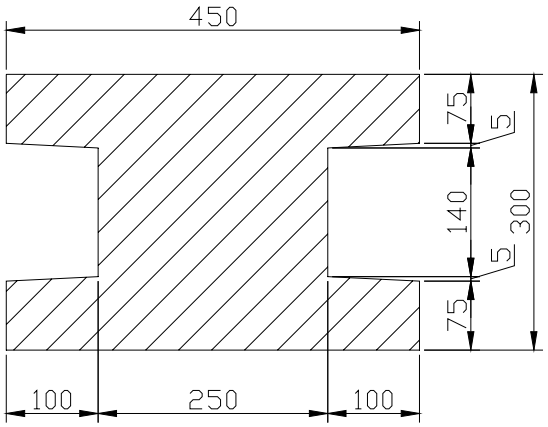
Şekil 2.2 : Viyadük aks numaraları ve geometrisi

Viyadük 15 adet 40.00m uzunluğunda açıklığa sahip olup modellenmesinde sonlu elemanlar ile hesap yapan SAP2000 genel yapısal analiz programı kullanılmıştır[6]. Yapının kesit özellikleri tanımlı çubuk elemanlarla tanımlanmıştır.

Viyadük enkesiti Şekil 2.3'de verildiği gibidir. Yapı elemanları modellenirken kolon ve başlık kirişi kendi kesit özellikleriyle tabliye ve öngerilmeli kirişler ise kompozit eşdeğer kesit özellikleriyle tanımlanmışlardır Modellemede çatlamış betonarme kesit özellikleri kullanılmıştır.



Şekil 2.3 : Tipik En ve Boykesit



Şekil 2.4 : Kolon enkesiti

Kolonlarda 104Φ32 boyuna donatı vardır. Kolonlar her akста yüzeysel ve kazıklı temel sistemine sahip altyapıya oturmaktadır. Modellemede kullanılan çubuk elemanların kesit özellikleri Çizelge2.1 de verilmiştir. Çizelge2.2 de ise üstyapıyı taşıyan her kolonun oturduğu temel ve temel sistemleri yer almaktadır. Çatlamış kesit özellikleri ve viyadük elemanlarının dayanımlarının, moment-eğrilik özelliklerinin hesaplanmasında yardımcı olarak Mander Beton modelini esas alan XTRACT programı kullanılmıştır.

Çizelge 2.1 : Kesit özellikleri

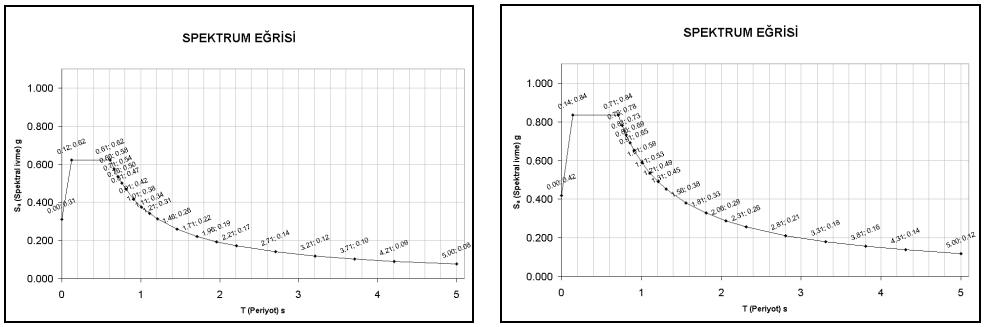
Kesit	Birim Hacim Ağrılığı [kN/m^3]	Elastisite Modülü [MPa]	Enkesit Alanı [m^2]	Kesit Yatay Ekseninde Atalet Momenti [m^4]	Kesit Düşey Ekseninde Atalet Momenti [m^4]
Kolon	25.000	30250	10.600	9.616	13.600
Başlık Kirişi	25.000	30250	8.175	6.118	13.828
Tabliye ve Öngerilmeli Kirişler (Kompozit Kesit)	32.574	31800	9.259	6.189	205.147

Çizelge 2.2 : Kolon yükseklikleri, temel tip ve boyutları

Aks No	Kolon Boyu	Temel Kalınlığı	Temel Boyutları	Temel Tipi
	(m)	(m)	(m)	
A		1.500		Kenarayak
1	7.220	2.000	7.5x6	Yüzeysel Temel
2	11.716	2.000	8.5x6.5	Yüzeysel Temel
3	11.803	2.000	8.5x6.5	Yüzeysel Temel
4	11.496	2.250	12.5x7.5	Kazıklı Temel (6 Adet 165 cmlik Kazık)
5	10.296	2.250	12.5x7.5	Kazıklı Temel (6 Adet 165 cmlik Kazık)
6	9.203	2.250	12.5x7.5	Kazıklı Temel (6 Adet 165 cmlik Kazık)
7	8.216	2.250	12.5x7.5	Kazıklı Temel (6 Adet 165 cmlik Kazık)
8	6.736	2.250	12.5x7.5	Kazıklı Temel (6 Adet 165 cmlik Kazık)
9	6.562	2.250	9.5x9.5	Kazıklı Temel (5 Adet 165 cmlik Kazık)
10	5.896	2.250	9.5x9.5	Kazıklı Temel (5 Adet 165 cmlik Kazık)
11	5.335	2.250	9.5x9.5	Kazıklı Temel (5 Adet 165 cmlik Kazık)
12	4.882	2.250	9.5x9.5	Kazıklı Temel (5 Adet 165 cmlik Kazık)
13	4.535	2.250	9.5x9.5	Kazıklı Temel (5 Adet 165 cmlik Kazık)
14	4.295	2.250	9.5x9.5	Kazıklı Temel (5 Adet 165 cmlik Kazık)
B		2.250		Kenarayak

2.2. Hesap Esasları

Yapının değerlendirilmesinde dayanım bazlı ve şekil değiştirme bazlı hesap yöntemleri kullanılmıştır. Köprü üstyapısına ait birim boya etkiyen zati yük 301.606 kN/m olarak hesaplanmıştır. Dayanım bazlı hesapta doğrusal elastik analiz yapılmış ve yapı elemanlarının dayanım istemleri dayanım kapasiteleri ile karşılaştırılmıştır. Bu yapılırken DBYBHY'e göre etki kapasite oranları tasarım depremi olarak tariflenen deprem yükleri altında incelenmiştir. Şekil değiştirme esaslı hesapta ise doğrusal olmayan hesap yöntemleri kullanılmıştır. İncelenen viyadüğün yapısal güvenliğinin değerlendirilmesinde Prof. Dr. M.Nuray AYDINOĞLU'nun Anadolu Otoyolları üzerindeki büyük sanat yapılarının yapısal güvenliklerinin incelenmesi konusu için hazırladığı raporda [4] verilen şekil değiştirme sınır değerleri dikkate alınmıştır. Aynı raporda S1 (Servis Depremi) ve S2 (En Büyük Deprem) olarak depremsel büyüklükler ve herbiri için farklı şekil değiştirme sınır değerleri tanımlanmıştır. Burada S1 depremi aşılma olasılığı 50 yılda %50 olan büyüklükteki deprem, S2 depremi aşılma olasılığı 50 yılda %2 olan büyüklükteki depremdir. Tasarım depremi ise aşılma olasılığı 50 yılda %10 olan depremi ifade etmektedir. Köprünün S1 depremi altında normal işlevine devam etmesi, S2 depremi altında ise kontrollü hasar performansını göstermesi beklenmektedir. Bu depremler altında belirtilen şekil değiştirme sınırları Çizelge 2.5 de gösterilmiştir.



Şekil 2.3 : S1 ve S2 Spektrum Eğrileri

Çizelge 2.4: Zaman tanım alanında kullanılan deprem kayıtları ile ilgili özet tablo

Deprem Kaydı	Gerçekleşme Olasılığı [50 yılda]	Gerçekleşme Zaman Aralığı	En Büyük İvme Değeri [g]	Kayıt Süresi	Kayıt Adedi
İzmit	50 yılda %50	72 yıl	0.244	20.47 s.	2048
	50 yılda %2	2475 yıl	0.395	20.48 s.	2049
Erzincan	50 yılda %50	72 yıl	0.310	20.00 s.	2001
	50 yılda %2	2475 yıl	0.374	20.47 s.	2048
San Fernando	50 yılda %50	72 yıl	0.230	20.47 s.	2048
	50 yılda %2	2475 yıl	0.373	20.47 s.	2048

S1 ve S2 depremleri için kullanılan spektrumlar İPEK ve PAKDAMAR tarafından hazırlanan ve henüz yayınlanmamış olan [3] nolu kaynaktan alınmıştır (Şekil 2.3). Yarımburgaz Viyadüğü Kuzey Anadolu Fay Hattının F-7 segmentine 19.03 km uzaklıktadır[3]. Bu deprem kayıtlarıyla ilgili özet veriler Çizelge 2.4 de gösterilmiştir.

Ayrıca yapının modellenmesinde ve değerlendirilmesinde "plastik mafsal hipotezi" ve malzeme tanımlamalarında Mander Beton Modeli kullanılmıştır, (Mander ve Priestley, 1996)[5]. DBYBHY de sargılı beton için aynı model kullanılmıştır.

Çizelge 2.5: Performans düzeyi – şekil değiştirme sınırları

Performans Düzeyi / Deprem Düzeyi	Sargısız betonarme kesit için birim şekil değiştirme sınırları		Sargılı betonarme kesit için birim şekil değiştirme sınırları	
	Beton (Basınç)	Çelik	Beton (Basınç)	Çelik
Minimum Hasar / S1 Depremi	0.004	0.015	0.004	0.015
Kontrollü Hasar / S2 Depremi	0.004	0.060	0.018	0.060

Bilindiği gibi plastik mafsal hipotezi yapı elemanlarında meydana gelecek doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin yapı elemanının belirli bölgelerinde yoğunlaştığı varsayımına dayanmaktadır. Doğrusal olmayan davranış altında bu kesimler hariç yapı elemanının diğer kısımlarının doğrusal elastik davranış gösterdiği varsayılır. Viyadük ayaklarının konsol kolon olması nedeniyle en büyük momentin oluşacağı dip kesitlerinde, plastik mafsal bölgesi uzunlukları hesaplanıp modelde veri olarak girilmiştir. Kolonlarda birkaç kesitte plastikleşme oluşabileceği bilinmektedir. Ancak bu viyadükte kolon yüksekliği boyunca donatı veya kesit azaltması olmadığı için kolonların yalnızca en alt kesitlerinde plastikleşme olacağı beklenmektedir.

CALTRANS yönetmeliğinde [1] plastik mafsal boyunun hesabı için verilen amprik formülün kullanılabileceği [4] de belirtilmiştir. Bu boy aşağıda verilmiştir:

$$Lp = 0.08L + 0.022 f_{ye} d_{bl} \geq 0.044 f_{ye} d_{bl} (mm, MPa) \qquad [1]$$

3. ANALİZ VE SONUÇLAR

3.1. Doğrusal Analiz ve Sonuçları

Yapı elemanlarının spektral analizi sonucunda elde edilen normal kuvvetler altında kolon eğilme momenti kapasiteleri elde edilmiş ve etki/kapasite oranları belirlenmiştir. Bu oranlar elde edildikten sonra DBYBHY'de dayanım esaslı değerlendirme için verilen tabloda yapı elemanlarının hangi hasar düzeyinde kaldıkları incelenmiştir. Viyadük davranışına etkisini görebilmek amacıyla köprü, hem doğru eksenli hem de kurbta modellenmiştir. Çizelge 3.1'de doğru eksenli köprü için en olumsuz kesit tesirleri, Çizelge 3.2'de ise bu kesitlerdeki

normal kuvvetler altındaki etki kapasite oranları verilmiştir. Kurbta modellenen köprü için ise en elverişsiz kesit tesirleri Çizelge 3.3'de ve etki kapasite oranları ise Çizelge 3.4'de sunulmuştur.

Çizelge 3.1 : Doğru eksenli olarak modellenen viyadük kolon en elverişsiz kesit tesirleri

Çubuk Elemanları Kuvvetleri							
Çubuk Eleman Numarası	Kombinasyon Metin	P kN	V2 kN	V3 kN	T kNm	M2 kNm	M3 kNm
837	COMB1	-17071.7	**-13461.7**	-2309.5	-641.3	-23954.4	**-109989.0**
849	COMB1	**-18220.7**	-8147.4	-2466.2	-481.5	-35933.3	-93448.8
867	COMB2	-17049.8	2185.2	**12053.8**	4395.2	**175335.8**	28699.9
1019	COMB2	-16746.9	-2241.7	-8785.4	**-4503.5**	-107442.0	-24131.8
1192	COMB1	**-14931.7**	11394.3	2450.7	325.7	18631.3	64985.6

Çizelge 3.2 : Doğru eksenli olarak modellenen köprüde kolon etki / kapasite oranları

P	Kolon Enine Kapasitesi	Kolon Boyuna Kapasitesi	$\frac{N_K}{A_c f_{cm}}$	$\frac{V_e}{b_w d f_{ctm}}$	Etki Kapasite Oranları	
KN	KN-m	KN-m				
-17071.72	120172	86944	0.06	0.12	0.20	1.27
-18220.71	122421	88751	0.07	0.13	0.29	1.05
-17049.77	120172	86944	0.06	0.61	1.46	0.33
-16746.88	119600	86489	0.06	0.11	0.90	0.28
-14931.65	116640	83694	0.06	0.58	0.16	0.78

Çizelge 3.3 : Kurbta modellenen viyadük kolon en elverişsiz kesit tesirleri

Çubuk Elemanları Kuvvetleri							
Çubuk Eleman Numarası	Kombinasyon Metin	P kN	V2 kN	V3 kN	T kNm	M2 kNm	M3 kNm
837	ZARFBOY	-17164.7	**-13408.3**	-3953.7	-1092.4	-40393.2	**-110090.0**
849	ZARFBOY	**-18305.6**	-8111.8	-4148.8	-844.5	-60015.1	-93163.9
867	ZARFEN	-17061.3	3566.3	12068.7	4479.7	**175931.7**	46909.1
867	ZARFEN	-17286.7	-3614.2	**-12075.6**	-4482.2	-175229.1	-47553.4
1019	ZARFEN	-16915.9	-3202.9	-8828.8	**-4544.8**	-107392.6	-34659.9
1154	ZARFBOY	**-14983.6**	10196.6	4999.6	2181.6	41518.8	67576.6

Çizelge 3.4 : Kurbta modellenen köprü kolon etki / kapasite oranları

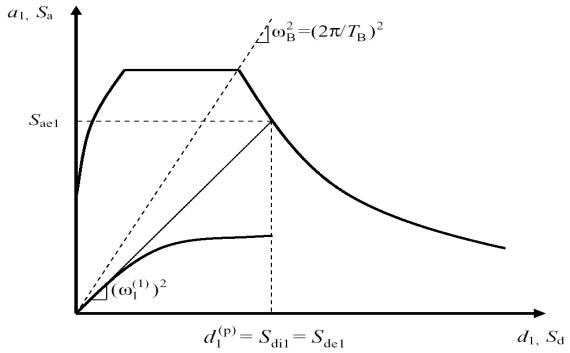
P	Kolon Enine Kapasitesi	Kolon Boyuna Kapasitesi	$\frac{N_K}{A_c f_{ctm}}$	$\frac{V_e}{b_w d f_{ctm}}$	Etki Kapasite Oranları	
KN	KN-m	KN-m				
-17164.75	120289	87048	0.06	0.68	0.34	1.26
-18305.58	122577	88868	0.07	0.41	0.49	1.05
-17061.25	122577	88868	0.06	0.18	1.44	0.53
-17286.69	120289	87048	0.07	0.18	1.46	0.55
-16915.95	120289	87048	0.06	0.16	0.89	0.40
-14983.56	116168	83772	0.06	0.52	0.36	0.81

Bu verilere göre yapının tasarım depremi altında DBYBHY (Tablo 7.3)'de normal kuvvet ve kesme kuvveti seviyelerine göre yapı elemanlarında meydana gelebilecek hasarın minimum hasar bölgesinde olduğu görülmektedir. Söz konusu viyadük tasarım depremi altında "Hemen Kullanım" performans seviyesindedir.

3.2. Doğrusal Olmayan Analiz Hesap ve Sonuçları

3.2.1. Statik İtme Analizi

Yapı, doğrusal olmayan analiz hesaplarından artımsal eşdeğer deprem yükü – statik itme analizi ile de incelenmiştir. Artan yükler altında tepe yer değiştirmesi ile taban kesme kuvveti ilişkisi ve spektral yerdeğiştirme ile spektral ivme arasındaki ilişkiler incelenmiş, yapının performans noktası belirlenmiştir.



Şekil 3.1: DBYBHY'te de verilen Spektral yerdeğiştirme – Spektral ivme eğrisi

Çizelge 3.5: İtme Analizi Spektral Yerdeğiştirme Kapasitesi

Deprem Spektrumu ve Yönü	d_{tepe} (Tepe Yerdeğiştirmesi) [m]	d_{maks} (Spektral Yerdeğiştirme) [m]
S1 Köprü Boyuna	0.080	0.110
S1 Köprü Enine	0.120	0.092
S2 Köprü Boyuna	0.109	0.170
S2 Köprü Enine	0.157	0.140

Çizelge 3.5'de verilen tepe ve spektral yerdeğiştirmeler için köprü ayaklarında beton ve çelikte meydana gelen şekil değiştirme değerleri (Çizelge 3.6) da verilmiştir.

Çizelge 3.6 : S1 ve S2 deprem düzeyleri için beton ve çelikteki şekil değiştirmelerin karşılaştırılması

Ortaayak Kolonlarının Değerlendirilmesi		**Tüm Orta Ayaklar**			
Deprem Senaryosu	S1 ve S2	S1 Depremi Boyuna Yön	S2 Depremi Boyuna Yön	S1 Depremi Enine Yön	S2 Depremi Enine Yön
Plastik Dönme	θ_p	0.000000	0.002872	0.000000	0.014700
Plastik Mafsal Boyu	L_p	0.640	1.030	0.640	1.240
Plastik Eğrilik	κ_p	0.000000	0.002788	0.000000	0.011855
Elastik Eğrilik	κ_e	0.001235	0.001235	0.000970	0.000970
Toplam Eğrilik	κ	0.001235	0.004023	0.000970	0.012825
Sargılı Beton Birim Şekil Değiştirme	ε_c	0.000558	0.010565	0.001232	0.001596
Çelik Birim Şekil Değiştirme	ε_{st}	0.002993	0.045563	0.003014	0.009975

3.2.2. Zaman Tanım Alanı

Statik itme analizi sonuçlarının zaman tanım alanında hesap sonuçları ile karşılaştırılabilmesi için doğru eksenli olarak oluşturulmuş viyadüğe de aynı depremler etkitilmiştir. Viyadük S1 ve S2 depremlerinin denkliklerine sahip benzeştirilmiş 3 deprem kaydı altında incelenmiştir. Bu deprem kayıtları İzmit, Erzincan ve San Fernando deprem kayıtları olup köprü enine ve boyuna doğrultularında etkitilmiştir. Deprem kayıtları altında ayaklarda elde edilen şekil değiştirmeler Çizelge 3.7'de özetlenmiştir.

Çizelge 3.7 : Doğru eksenli viyadük için zaman tanım alanında S1 ve S2 deprem düzeylerindeki beton ve çelikteki şekil değiştirmelerin karşılaştırılması

Ortaayak Kolonlarının Değerlendirilmesi		**Tüm Orta Ayaklar**			
Deprem Senaryosu	S1 ve S2	S1 Depremi Boyuna Yön	S2 Depremi Boyuna Yön	S1 Depremi Enine Yön	S2 Depremi Enine Yön
Plastik Dönme	θ_p	0.000000	0.002872	0.000000	0.014700
Plastik Mafsal Boyu	L_p	0.640	1.030	0.640	1.240
Plastik Eğrilik	κ_p	0.000000	0.002788	0.000000	0.011855
Elastik Eğrilik	κ_e	0.001235	0.001235	0.000970	0.000970
Toplam Eğrilik	κ	0.001235	0.004023	0.000970	0.012825
Sargılı Beton Birim Şekil Değiştirme	ε_c	0.000558	0.001596	0.001232	0.010565
Çelik Birim Şekil Değiştirme	ε_{st}	0.002993	0.009975	0.003014	0.045563

Viyadük kurbta gerçekte varolduğu şekliyle de modellenmiş ve bahsi geçen 3 deprem kaydı ile zaman tanım alanında incelenmiştir. En büyük plastik şekil değiştirme değerleri İzmit kaydında izlenmiştir. Erzincan depremi kaydında S1 ve S2 büyüklüğündeki depremlerde plastik şekil değiştirmeler meydana gelmemiştir. Ayrıca S1 deprem kaydında plastik şekil

değiştirmeler oluşmamıştır. Bu kesitler için en büyük elastik şekil değiştirme kapasitesi tablolarda elastik şekil değiştirme değerleri olarak gösterilmiştir. Buna göre yapıda belirtilen deprem kayıtları altında oluşması muhtemel şekil değiştirmeler Çizelge 3.8'deki gibi özetlenmiştir.

Çizelge 3.8: Kurbtaki viyadük için zaman tanım alanında S1 ve S2 deprem düzeylerinde beton ve çelikteki şekil değiştirmelerin karşılaştırılması

Ortaayak Kolonlarının Değerlendirilmesi		**Tüm Ortaayaklar**			
Deprem Senaryosu	S1 ve S2	S1 Depremi Boyuna Yön	S2 Depremi Boyuna Yön	S1 Depremi Enine Yön	S2 Depremi Enine Yön
Plastik Dönme	θ_p	0.000000	0.003435	0.000000	0.017613
Plastik Mafsal Boyu	L_p	0.640	1.030	0.640	1.240
Plastik Eğrilik	κ_p	0.000000	0.003335	0.000000	0.014204
Elastik Eğrilik	κ_e	0.123500	0.001231	0.000970	0.000937
Toplam Eğrilik	κ	0.123500	0.004566	0.000970	0.015141
Sargılı Beton Birim Şekil Değiştirme	ε_c	0.000558	0.002387	0.001232	0.016813
Çelik Birim Şekil Değiştirme	ε_{st}	0.002993	0.012027	0.003014	0.057279

Yukarıdaki bütün sonuçlara göre yapının gerçekleşmesi muhtemel deprem yükleri altında [4] de verilen birim şekil değiştirme değerlerinin S1 ve S2 depremleri için belirtilen sınırlardan küçük kaldığı ve viyadüğün sağlaması beklenen performansı gösterdiği söylenebilir.

4. SONUÇLAR

Dayanım bazlı inceleme sırasında yapı elemanlarının değerlendirmesi tablolarla etki/kapasite oranlarına bağlı olarak kesin sınırlarla yapılmaktadır. Bu uygulanabilirlik açısından köprünün değerlendirilmesinde alışılmış yöntemlerle hızlı bir sonuç vermektedir. Performans değerlendirmesi yapılan viyadük büyük yarıçaplı bir kurbta yeralmakta ve bu özelliği gözardı edilip, doğru eksenli olarak modellendiğinde gerek doğrusal ve gerekse statik itme analizi için birbirine oldukça yakın sonuçlar elde edilmektedir. Doğrusal deprem analizi yapılan büyük yarıçaplı bir kurbta yeralan bu köprünün doğru eksenli olarak modellenmesinde önemli bir sakınca bulunmadığı görülmüştür. İncelenen viyadükte ayakların konsol olarak çalıştıkları dikkate alınarak etki/kapasite oranlarının hangi hasar bölgesinde yeraldıkları DBYBHY kullanılarak belirlenmiş ve tasarım depremi altında minimum hasar sınırının geçilmediği sonucuna varılmıştır.

Çizelge 4.1: Doğrusal olmayan analiz şekil değiştirme sonuçlarının karşılaştırılması

		SIA	ZTAH D	ZTAH K	SIA	ZTAH D	ZTAH K
Deprem Senaryosu	S1 ve S2	S1 Depremi Boyuna Yön			S2 Depremi Boyuna Yön		
Plastik Dönme	θ_p	0.000000	0.000000	0.000000	0.017360	0.002872	0.003435
Plastik Mafsal Boyu	L_p	0.640	0.640	0.640	0.873	1.030	1.030
Plastik Eğrilik	κ_p	0.000000	0.000000	0.000000	0.019885	0.002788	0.003335
Elastik Eğrilik	κ_e	0.001259	0.001235	0.123500	0.001259	0.001235	0.001231
Toplam Eğrilik	κ	0.001259	0.001235	0.123500	0.021144	0.004023	0.004566
Sargılı Beton Birim Şekil Değiştirme	ε_c	0.000812	0.000558	0.000558	0.006321	0.001596	0.002387
Çelik Birim Şekil Değiştirme	ε_{st}	0.000281	0.002993	0.002993	0.054521	0.009975	0.012027
Sınır Değerler :							
Beton için	ε_c	0.004			0.018		
Çelik için	ε_{st}	0.015			0.060		

		SIA	ZTAH D	ZTAH K	SIA	ZTAH D	ZTAH K
Deprem Senaryosu	S1 ve S2	S1 Depremi Enine Yön			S2 Depremi Enine Yön		
Plastik Dönme	θ_p	0.003032	0.000000	0.000000	0.008774	0.014700	0.017613
Plastik Mafsal Boyu	L_p	1.240	0.640	0.640	1.240	1.240	1.240
Plastik Eğrilik	κ_p	0.002445	0.000000	0.000000	0.007076	0.011855	0.014204
Elastik Eğrilik	κ_e	0.000971	0.000970	0.000970	0.000971	0.000970	0.000937
Toplam Eğrilik	κ	0.003416	0.000970	0.000970	0.008047	0.012825	0.015141
Sargılı Beton Birim Şekil Değiştirme	ε_c	0.003152	0.001232	0.001232	0.006784	0.010565	0.016813
Çelik Birim Şekil Değiştirme	ε_{st}	0.011797	0.003014	0.003014	0.028400	0.045563	0.057279
Sınır Değerler :							
Beton için	ε_c	0.004			0.018		
Çelik için	ε_{st}	0.015			0.060		

İkinci olarak viyadüğün doğrusal olmayan hesap yöntemleriyle servis depremi (S1) ve en büyük deprem senaryoları (S2) altında şekil değiştirmeye göre analizi yapılmıştır. Doğrusal olmayan yöntemlerden statik itme analizi için viyadük modelinin doğru eksenli olarak modellenmesi gerekmiştir. Statik itme analizi sonuçlarının zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçları ile karşılaştırılabilmesi amacıyla aynı doğru eksenli model üzerinde çalışılmıştır. Statik itme analizi sonucunda da yapıda S1 ve S2 deprem senaryoları altında meydana gelebilecek malzeme birim şekil değiştirme değerlerinin belirtilen sınır değerlerden daha küçük kaldığı, yani yapının S1 depremi altında mevcut işlevine devam edeceği, S2 depremi etkisinde ise göçmeyeceği ve ancak onarımını gerektirecek ölçüde belli bir hasarın görüleceği sonucuna varılmıştır. Yapının S1 ve S2 benzeştirilmiş Erzincan,

İzmit ve San Fernando deprem kayıtları altında zorlanması halinde de aynı sonuca varılmıştır. Köprü ayaklarında elde edilen oluşması muhtemel hasarlar da S1 ve S2 depremleri için beklenen düzeyde kalmaktadır. Statik itme analizi sonuçlarının zaman tanım alanı için olan hesap sonuçlarına göre daha olumsuz sonuçlar vermesi dikkate değer bir sonuçtur. Zaman tanım alanında yapılan hesaplar ile elde edilen şekil değiştirme değerleri doğru eksenli olarak modellenen köprüdeki statik itme analizi sonuçlarına göre daha düşük elde edilmektedir. Bunun nedenlerinden birinin yapının performans noktasını bulmak için analiz yapılan doğrultuda deprem takozlarını temsilen kullanılan boşluk elemanlarının (gap) kaldırılması olduğu düşünülebilir.

Son olarak, kurbtaki model için deprem performansı değerlendirmesi yapılmıştır. Bu analiz sonuçları ise doğru eksenli olarak kurulan viyadük modeline ait zaman tanım alanında hesap sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Kurbta kurulan viyadük modelinden elde edilen şekil değiştirme değerleri, beklendiği gibi, doğru eksenli olarak oluşturulan modelden daha olumsuz sonuçlar vermektedir. Kurbta kurulan modelin daha gerçekçi sonuçlar verdiği elde edilen önemli bir sonuç olarak değerlendirilmiştir ve büyük yarıçaplı kurbta yeralan benzer köprülerde de benzer analizin yapılarak bu sonucun irdelenmesi gerekmektedir.

Çizelge 4.1' de yukarıda bahsedilen doğrusal olmayan analiz sonuçları karşılaştırılmış ve şekil değiştirme değerleri özetlenmiştir. Bu çizelgede "SIA" ifadesi Statik İtme Analizi sonuçlarının olduğu kolonu, "ZTAH D" ifadesi doğru eksenli köprüdeki zaman tanım alanında hesap sonuçlarının olduğu kolonu, "ZTAH K" ifadesi ise kurbtaki köprüde ele alınan zaman tanım alanında hesap sonuçlarını ifade etmektedir.

Aynı viyadük üzerinde yapılan 3 farklı analiz sonucunda da viyadüğün muhtemel deprem etkileri altında kendisinden beklenen performansı gösterdiği belirlenmiştir.

Kaynaklar

[1] CALTRANS California Transportation Org.Seismic Design Criteria, 2004

[2] Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, 2007

[3] M. İpek, F.Pakdamar, 2007, "The Modification of Natural Accelerogram to Obtain Design Spektra for Different Soil Conditions", İstanbul, Türkiye

[4] M.N.Aydınoğlu, 2005, "Mevcut veya Güçlendirilen Köprü ve Viyadüklerin Deprem Performanslarının Nonlineer Analiz Yöntemleri", İstanbul, Türkiye

[5] Priestley, Mander,1995, Seismic Design & Retrofit of Bridges, s.265- 272.

[6] SAP2000 V8.1.6 NL, Static&Dynamic Finite Element Analysis of Structures, Computers&Structures Inc., California,USA.