

Çelik Bağ Kirişleri, Kullanım Alanları ve Çözümsel Modellenmeleri

Afşin Sarıtaş

Orta Doğu Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü

Filip C. Filippou

Kaliforniya Üniversitesi, Berkeley Kampüsü, İnşaat ve Çevre Mühendisliği Bölümü

ÖZ: Kesmede akan bağ kirişleri pek çok farklı yapısal sistemlerde deprem enerji emicisi olarak kullanılmakta ve deprem hasarını lokalize etmek için tercih edilmektedir. Bu çalışmada, öncelikli olarak bu elemanların kullanım alanları ve yapısal sistemler üzerindeki faydaları anlatılmıştır; ayrıca bu elemanların davranışını modellemek için çerçeve elemanı geliştirilmiştir. Bu model, deplasman alanında Timoşenko kesme kiriş teorisinin varsayımlarını takip eder ve eleman tepkisini üç alanlı karma formülasyon kullanarak elde eder. Ana sistemin lineer olmayan tepkisi, eleman ekseninde bulunan kontrol kesitleri üzerindeki tepkilerin nümerik entegrasyonundan oluşmaktadır. Kontrol kesidinin tepkisi, her kesit üzerindeki çok eksenli malzeme tepkilerinin entegrasyonu ile hesaplanır. Eksenel normal gerilme ve kesme gerilmesi arasındaki etkileşim, her entegrasyon noktasında üç boyutlu malzeme modeli kullanılarak kiriş modeline doğrudan katılmıştır. Yapısal çelik modelinde, üç boyutlu genelleştirilmiş plastisite modeli kullanılmıştır. Geliştirilen kiriş modeli, nümerik çözümlerinde teorik cevaplarla aynı sonucu kesme kilitlenmesi problemi olmadan vermiştir. Elde edilen bu sonuç, her yapısal elemanı tek sonlu elemanla modelleyince bile aynıdır. Geliştirilen kiriş modelinin geçerliliği, çelik bağ kirişleri deneysel sonuçlarını geliştirilen modelin lineer olmayan tepkisi ile karşılaştırarak sağlanmıştır. Karşılaştırmada seçilen bağ kirişleri, binalarda ve hatta uzun açıklıklı köprülerde kullanılmış, değişik geometrilere sahip ve farklı yükleme koşulları altında test edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: *Bağ kirişleri, Pasif kontrol, Çözümsel çerçeve modeli, Karma formülasyon, Kuvvet temelli çerçeve elemanı*

1 GİRİŞ

1.1 Bağ Kirişleri Kullanım Alanları

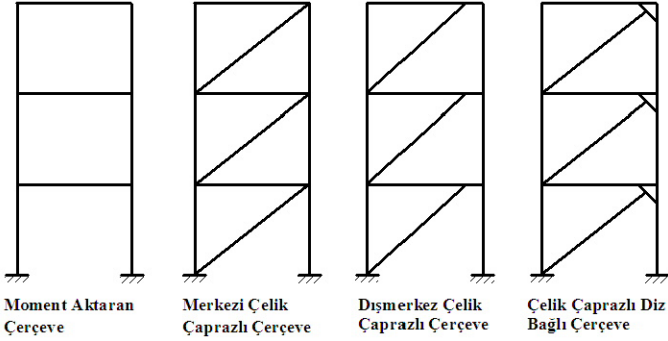
Kesmede düktil olarak akan yapısal elemanlar, yapısal sistemlerin deprem enerjisini emmesinde etkili olmaktadır. Bu elemanlar ilk kez dışmerkez çelik çaprazlı perde (DÇÇP) sistemlerin geliştirilmesi üzerine yapılan araştırmalarda ([1], [2] ve [3]) kullanılmıştır. Deprem yönetmeliğinde [4] bu eleman bağ kirişi olarak adlandırılmıştır. Bu yapısal sistemler, moment aktaran çerçeve tarzı taşıyıcı sistemler ve merkezi çelik çaprazlı perde sistemleri arasında performans dayalı deprem mühendisliğinin şu özelliklerini karşılamada ekonomik bir çözüm oluşturmaktadır: 1) yapılar, küçük ve orta şiddetteki depremlerde yeterli dayanım ve rijitliğe sahip olmalı, yapısal deplasmanlar sınırlandırılmalı ve yapısal hasar da önlenmelidir; 2) nadir meydana gelen şiddetli depremlerin sonucu meydana gelen inelastik deformasyonlarda, yapı yeterli enerji emme

kapasitesine sahip olmalı ve hasara uğrayan yapısal elemanlar olsa bile binanın yıkılmasının engellenmesi için gerekli yük akışı mutlaka sağlanmalıdır. Bahsi geçen çelik yapısal sistemler Şekil 1'de gösterilmiştir.

Bağ kirişleri, çelik çapraz bağlardaki eksenel yükleri azaltarak burkulma tehlikesine sebep olabilecek durumlara karşı sigorta görevi görür. Bu sayede sistemin yanal yüklere karşı dayanımı artırılabilir. Doğru dizayn edilmiş bir bağ kirişinde, elastik olmayan deformasyonlarda, kiriş gövdesinin akması gerçekleşir, kiriş gövdesi ve başlığında oluşabilecek lokal stabilitesizliklerin oluşumu geciktirilerek stabil periyodik davranış sergilenir.

DÇÇP sisteminde bağ kirişleri yapısal sistemde birincil eleman oldukları için bunların deprem sonrası onarımı zor olabilmektedir. Balendra [5], daha önceden de kullanılmış olan Şekil 1'de gösterilen çelik çaprazlı diz bağlı sistemdeki kısa

bağların, yapısal sistemde ikincil eleman olarak kesmede akarak tasarımını tavsiye etmiştir. Böylece deprem sonrası zarar gören bu bağlar kolayca değiştirilebilmektedir (Aslında deprem enerjisinin yapısal sistemin belli bölgelerinde kolayca değiştirilebilecek elemanlarca emilmesi fikri çok daha önceden ortaya atılmıştır [6]).



Şekil 1. Çelik çerçeve sistemleri

Kesme bağların diğer kullanım alanları: alüminyum bağ kirişleri [7]; boşluklu perdelerde betonarme bağ kirişi yerine çelik bağ kirişleri [8]; betonarme kolon kirişlerin oluşturduğu çerçeve türü taşıyıcı sistemlerin dışmerkez çelik çaprazlı çerçeve ile güçlendirilmesi [9]; düşük akma dayanımı olan çelikten yapılmış kesme panel söndürücüler [10]. Köprülerdeki uygulama alanları: Richmond-San Rafael Köprüsü güçlendirilmesi projesi [11]; yapım aşamasında olan San Fransisko-Oakland Köprüsü'nün doğu açıklığının kule şaftlarını bağlayan bağ kirişlerin deprem emici olarak kullanılması [12].

1.2 Bağ Kirişlerin Modellenmesi

Kesmede akan bağ kirişlerin modellenmesi çoğunlukla yığma plastisite modelleri üzerinde yapılan değişikliklerle gerçekleşmiştir. Bu tür modellerde elastik ana elemanın sonlarına elasto-plastik yaylar eklenerek inelastik davranış elde edilmiştir. Roeder ve Popov [13], Ricles ve Popov [14] ve Ramadan ve Ghobarah [15] bu yaklaşımla bağ kirişi modelleri geliştirmiştir.

Bu modellere yapılan eleştiriler şöyle sıralanabilir: 1) bu modellerin kalibrasyonu makro seviyede gerçekleştirilmektedir, yani eleman davranışı direk olarak deneylerde elde edilen sonuçlarla kalibre edilir; bu yüzden deneylerin miktarı, gerçek koşullarda kullanılacak bağ kirişin geometrisini, yüklem koşullarını yaklaşık olarak temsil etmesi önemli rol oynar; 2) modelin kalibrasyonu için yüklem koşulu olarak genelde orta açıklıkta dönme noktası olduğu varsayılır; 3) eğilme momenti ve kesme kuvveti arasındaki etkileşim basitleştirilerek dikkate alınmaktadır ve eksenel yüklerin etkisi ihmal edilmektedir.

DeneySEL verinin varlığının önemine örnek olarak San Francisco-Oakland Köprüsü'nde kullanılacak olan bağ kirişleri verilebilir. Bu bağların kiriş gövdesi ile başlığı arasındaki alansal oran DÇÇP sistemlerinde kullanılanların iki katıdır ve ayrıca bu bağların boyutları da sıradan bağların iki üç katıdır. Bu bağlar üzerine yapılan deney sayısının çok kısıtlı olması yüzünden hali hazırda kullanımda olan yığma plastisite modelleri bunların çözülmesi için kullanılamaz.

Bağ kirişlerinin modellenmesi ayrıca yayılmış inelastisite çerçeve sonlu elemanları kullanılarak da yapılabilir. Bu yöndeki girişimler şu ana kadar ne yazık ki istenilen sonuçları vermemiştir. Başarısızlıkların sebebi olarak: 1) çeliğin malzeme modeli olarak davranışında periyodik yükler gerçekçi olarak dikkate alınmamıştır, 2) çerçeve modelinin formülasyonu sırasında deplasman temelli modellerin yaşadığı sıkıntılar söz edilebilir. Bu makalede, birinci noktadaki sıkıntı çelik malzeme modeli olarak genelleştirilmiş plastisite modeli kullanılarak, ikinci noktadaki sorunlar karma formülasyon kullanılarak aşılmıştır. Benzer formülasyonlar bükülme kiriş modellerinde Spacone et.al. [16] ile Taylor et.al. [17] tarafından kullanılmıştır.

2 ÇERÇEVE ELEMANI FORMULASYONU

2.1 Kiriş Kesidinin Kinematığı

Bu makalede çerçeve elemanın kesme davranışı Timoşenko kiriş teorisi kullanılarak elde edilmiştir. Bu teorideki kinematik varsayım kiriş üzerindeki düzlem kesitlerin deformasyondan sonra düzlemde kaldığı şeklindedir. Bu ifadeyi şöyle yazabiliriz: $\mathbf{u} = [u(x) - y\theta(x) \quad w(x)]^T$ ve $u(x)$ eksenel, $w(x)$ enine deplasman ve $\theta(x)$ da kesit dönmesidir. Kesit üzerindeki malzeme gerinmesi deplasmanların uyumluluğundan hesaplanır.

$$\begin{aligned} \varepsilon_{xx} &= \frac{\partial \mathbf{u}_x}{\partial x} = \frac{\partial u(x)}{\partial x} - y \frac{\partial \theta(x)}{\partial x} = \varepsilon_a(x) - y\kappa(x) \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial \mathbf{u}_x}{\partial y} + \frac{\partial \mathbf{u}_y}{\partial x} = \frac{\partial w(x)}{\partial x} - \theta(x) = \gamma(x) \end{aligned} \quad (1)$$

Bu denklemin düzenlenmesi sonucunda, kesit deformasyonları ile kesit üzerindeki malzeme gerinmesi arasındaki ilişki kesit uyumluluk matrisi \mathbf{a}_s kullanılarak yazılabilir.

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & -y & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_a(x) \\ \kappa(x) \\ \gamma(x) \end{pmatrix} = \mathbf{a}_s \mathbf{e} \quad (2)$$

Kesit deformasyonu vektörü \mathbf{e} sırası ile aksenal, eğrilik ve kesme kesit deformasyonlarını içerir.

2.2 Kesme Kuvvetleri Altında Eleman Dengesi

Çerçeve modelinin türetilmesi, elemanın deforme olmamış durumundaki kuvvet denge denklemlerinden başlamaktadır.

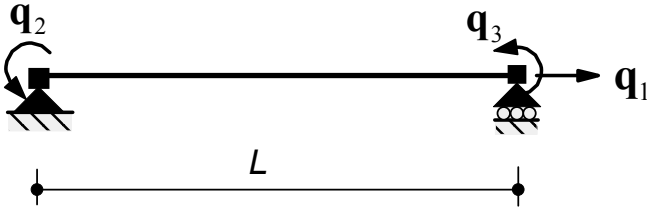
$$N' + w_x(x) = 0; \quad M' + V = 0; \quad V' + w_y(x) = 0 \quad (3)$$

Burda N aksenal, V kesme kuvveti, M eğilme momenti; w_x aksenal ve w_y ise enine yaygın eleman yüklerini temsil etmektedir. Denklemde kullanılan türev alma değişkenlerin sol üstüne konan virgülle ifade edilmiştir, örnek $N' = dN/dx$.

Denklem 3'ün çözümü eleman boyunca aksenal yük ve eğilme momentin dağılımını verir.

$$\mathbf{s}(x) = \begin{pmatrix} N(x) \\ M(x) \\ V(x) \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & x/L - 1 & x/L \\ 0 & -1/L & -1/L \end{bmatrix} \begin{pmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \end{pmatrix} = \mathbf{b}(x)\mathbf{q} \quad (4)$$

Burada $\mathbf{s}(x)$ kesit kuvvetleri vektörü, $\mathbf{b}(x)$ ise kuvvet enterpolasyon fonksiyonlarını içeren matristir. Bu dağılım aynı zamanda Şekil 2'de gösterilen yüklemeye karşılık gelir. Bu kirişte rijit cisim hareketlerinin etkisi yoktur.



Şekil 2. Çerçeve elemanın temel kuvvetleri

Yaygın eleman yüklerinin etkisi Şekil 2'deki kirişin yaygın yüklemeye altındaki dengesinden kolayca bulunabilir ve Denklem 4'e katılabilir.

Şekil 2'deki kirişe uygulanan virtüel kuvvet sisteminde dışsal ve içsel yapılan işin eşitliği kullanılarak eleman sonunda oluşan deformasyonlar elde edilir.

$$\mathbf{v} = \int_L \mathbf{b}^T(x) \mathbf{e}(x) dx \quad (5)$$

Burada eleman deformasyon vektörü \mathbf{v} , sırasıyla kiriş aksenal deformasyonu, sol ve sağ uçlarda oluşan dönmelerdir. Eleman deformasyonlarının kuvvetlere göre değişkenliği elemanın esneklik matrisini verir.

$$\begin{aligned} \mathbf{f} &= \frac{\partial \mathbf{v}}{\partial \mathbf{q}} = \int_L \mathbf{b}^T(x) \frac{\partial \mathbf{e}(x)}{\partial \mathbf{q}} dx \\ &= \int_L \mathbf{b}^T(x) [\mathbf{k}_s(x)]^{-1} \mathbf{b}(x) dx \end{aligned} \quad (6)$$

Bu denklemde \mathbf{k}_s kesit rijitlik matrisidir, yani $\mathbf{k}_s = d\mathbf{s}/d\mathbf{e}$.

2.3 Elemanın Lineer Olmayan Tepkisi

Geliştirilen çerçeve elemanı, sonlu elemanlar direkt rijitlik ilkelerinin kullanıldığı bilgisayar hesap programında çalışacak şekilde uygulanmıştır. Bu programların çalışması her elemanın direnç kuvvetlerini ve rijitlik matrisini hesaplayabilmesine bağlıdır.

Deplasman temelli çerçeve elemanlarda, tepki kuvvetleri deformasyonların fonksiyonu, $\mathbf{q} = \mathbf{q}(\mathbf{v})$, olarak yazılabilir. Halbuki kuvvet temelli formülasyonlarda bunun tam tersi bir ilişki mevcuttur; yani eleman deformasyonları kuvvetlerin fonksiyonudur, $\mathbf{v} = \mathbf{v}(\mathbf{q})$.

Lineer olmayan eleman tepkisini ve rijitlik matrisini bulmak için, bilgisayar hesap programının sağladığı deformasyonlar $\hat{\mathbf{v}}$ ile kuvvetlerden türetilen eleman deformasyonlarının eşitlenmesi gerekmektedir; yani $\hat{\mathbf{v}} - \mathbf{v}(\mathbf{q}) = \mathbf{0}$ olmalıdır. Bu denklemin doğrusallaştırılması ile eleman kuvvetlerinin çözümü şu şekilde elde edilebilir,

$$\begin{aligned} \Delta \mathbf{q}^{(i+1)} &= [\mathbf{f}^{(i)}]^{-1} (\hat{\mathbf{v}} - \mathbf{v}^{(i)}) \\ &\text{ve} \\ \mathbf{q}^{(i+1)} &= \mathbf{q}^{(i)} + \Delta \mathbf{q}^{(i+1)} \end{aligned} \quad (7)$$

Burada \mathbf{v} kesit deformasyonlarının kiriş boyunca entegrasyonu sonucu Denklem 5'ten elde edilir. Denklem 7'deki güncelleştirme $(i+1)$ ile (i) durumları arasındaki fark belirlenen bir normda azalana kadar devam ettirilir.

Bu makalede kesit kuvvetleri, kesidin üzerindeki entegrasyon noktalarındaki malzeme gerilmelerinin entegrasyonu sonucu elde edilmiştir. Bunun sonucunda kesit kuvvetleri ile deformasyonları arasında $\mathbf{s} = \mathbf{s}(\mathbf{e})$ şeklinde bir fonksiyonel mevcuttur. Bu modelden elde edilen kuvvetler aynı zamanda Denklem 4'teki eleman kesit kuvvetleri ile de uyumlu olmak zorundadır. Eleman kuvvetlerinden türetilen kesit kuvvetlerini $\hat{\mathbf{s}} = \mathbf{b}\mathbf{q}$ olarak nitelendirirsek, çerçeve eleman modelinde $\hat{\mathbf{s}} - \mathbf{s}(\mathbf{e}) = \mathbf{0}$ olmalıdır. Bu eşitliğin çözümü doğrusallaştırma yapılarak aşağıdaki gibi elde edilir.

$$\Delta \mathbf{e}^{(i+1)} = \left[\mathbf{k}_s^{(i)} \right]^{-1} \left(\mathbf{b} \mathbf{q}^{(i+1)} - \mathbf{s}(\mathbf{e}^{(i)}) \right) \quad (8)$$

ve

$$\mathbf{e}^{(i+1)} = \mathbf{e}^{(i)} + \Delta \mathbf{e}^{(i+1)}$$

Denklem 7 ve 8'deki güncellemelerden, geliştirilen çerçeve elemanın üç bağımsız alandan yararlandığı görülmektedir. Bunlardan eleman kuvvetleri vektörü \mathbf{q} ve kesit deformasyonları vektörü \mathbf{e} tamamen elemana aittir. Elemana aktarılan $\hat{\mathbf{v}}$ deformasyonu sistemin düğüm noktalarındaki deplasmanlardan hesaplanır. Bunlar da global sistemde direnç kuvvet dengesinin çözülmesi sonucu elde edilir.

2.4 Global Tepkinin Hesabı

Bilgisayar hesap programında, düzlemdeki her düğüm noktası iki ötelenme ve bir dönme altındadır. Bunun sonucu olarak iki düğümlü bir çerçeve elemanın toplam altı serbestlik derecesi vardır. Öncelikle ötelenmeler global koordinat sisteminden lokal koordinat sistemine döndürülmelidir. Bundan sonra da eleman düğüm deplasmanlarından rijit cisim hareketlerinin etkisi çıkarılması sonucu geliştirilen çerçeve modeline elemanın deformasyonları sağlanmış olur. Bu dönüşüm lineer geometri altında aşağıdaki gibidir,

$$\hat{\mathbf{v}} = \begin{pmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1/L & 1 & 0 & -1/L & 0 \\ 0 & 1/L & 0 & 0 & -1/L & 1 \end{bmatrix} \bar{\mathbf{u}} \quad (9)$$

Bu denklemde $\bar{\mathbf{u}}$ vektörü çerçeve elemanın sonundaki düğüm deplasmanlarını içerir.

Büyük deplasmanların çerçeve modeline uygulanması, korotasyonel formülasyon kullanılarak ulaşılabilir. Bu yöntemde, deplasmanlar ile deformasyonlar arasındaki dönüşüm, kirişin deforme olmuş durumu kullanılarak hesaplanır. Küçük deformasyonlar altında, bu dönüşümün doğrusal yaklaşılması rijit cisim hareketlerinin çıkarılmasına denk gelmektedir, yani Denklem 9 elde edilir.

Deplasmanların deformasyonlara dönüşümüne benzer bir yaklaşım kuvvetler için de geçerlidir. Her düğüm noktasında iki kuvvet bir de moment mevcuttur, yani çerçeve elemanında toplam altı kuvvet bileşeni vardır. Kuvvetlerin dönüşümünde de lineer geometri kullanılması sonucu Şekil 2'de gösterilen eleman kuvvetleri elde edilebilir. Tüm bunlar üzerinde daha detaylı açıklamalar Filippou ve Fenves'de [18] bulunabilir.

Son olarak elemanın rijitlik matrisi esneklik matrisinin tersi alınarak hesaplanır. Kuvvetlerin ve defor-

masyonların dönüşümleri hesaplandıktan sonra, elemanın tepkisi global koordinatlara kolayca aktarılabilir.

2.5 Kesit Modeli ve Tepkisi

Kesit modeli kesit üzerindeki entegrasyon noktalarının tepkileri sonucu aşağıdaki gibi elde edilmiştir.

$$\mathbf{s} = [N \quad M \quad V]^T = \sum_{i=1}^{nL} \left(\mathbf{a}_s^T \boldsymbol{\sigma}(\boldsymbol{\varepsilon}) \right)_i A_i \quad (10)$$

$$\mathbf{k}_s = \frac{\partial \mathbf{s}}{\partial \mathbf{e}} = \sum_{i=1}^{nL} \left(\mathbf{a}_s^T \mathbf{k}_m \mathbf{a}_s \right)_i A_i$$

Burada nL kesit üzerindeki entegrasyon noktalarının sayısı ve A da alanıdır (toplam alan kesit alanına karşılık gelir); $\boldsymbol{\sigma}$ gerilme vektörü eksenel ve kesme gerilmelerini içerir; \mathbf{k}_m ise malzeme rijitlik matrisidir, yani $\mathbf{k}_m = d\boldsymbol{\sigma}/d\boldsymbol{\varepsilon}$.

3 ÇELİK MALZEME MODELİ

Bu makalede çelik malzeme modeli olarak üç boyutlu genelleştirilmiş plastisite modeli kullanılmıştır. Bu modelde klasik plastisite modellerindeki akma fonksiyonuna ek olarak limit durum fonksiyonu mevcuttur. Bunun sayesinde çeliğin periyodik yükler altındaki davranışı daha gerçekçi modellenebilmiştir. Burada plastisite modelinin detaylı bir tanımı yapılmayacaktır. Konu hakkında bilgi edinmek isteyenler referansa bakabilirler [19].

Kullanılan üç boyutlu malzeme modeli, altı gerilme-gerinme bileşeni içerir. Bu modelin çerçeve elemanında kullanılabilmesi için kirişteki düzlem-gerilme durumunun sağlanması gerekir, yani y ve z yönlerindeki eksenel gerilmeler sıfıra eşitlenmelidir. Bunun için, y ve z yönündeki gerilmeler doğrusallaştırılırsa, bu yönlerdeki gerilmeler üzerinde gerekli güncellemeler elde edilebilir [20].

4 NÜMERİK DOĞRULAMALAR

4.1 Elastik Davranış: Kesme Kilitlenmesi

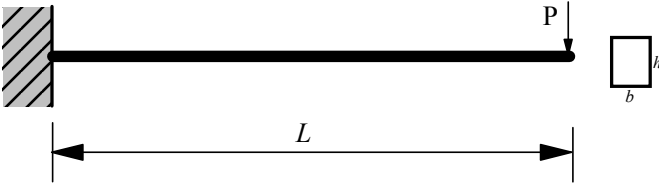
Geliştirilen çerçeve modelin nümerik doğruluğunun incelenmesi için öncelikle elastik yüklemeler altındaki kesme kilitlenmesi özelliği incelenecektir.

Timoşenko kiriş teorisine dayanan deplasman temelli çerçeve elemanlarda, kiriş boyu enine göre uzadıkça limit durumda Euler-Bernoulli kirişi elde edilmek zorundadır. Halbuki bu limit durumda, kesmeden kaynaklanan enerji pek çok deplasman temelli modelde sıfıra yaklaşmaz ve kesme enerjisi bükülme enerjisine egemen olur. Ortaya çıkan bu durum tamamen hesapsal bir sorundur ve bu problemin önüne geçmek için pek çok değişik model

geliştirilmiştir. Bu modeller üzerindeki referans taraması bu makalede gerçekleştirilmemiştir; ancak geliştirilen çerçeve modelin elastik davranışı sıkça kullanılan azaltılmış entegrasyonlu eleman (AEE) olarak adlandırılan kesme kiriş modeli ile karşılaştırılmıştır. Bu eleman ve kesme kilitlenmesi hakkında geniş bilgi Reddy'nin makalesinde bulunabilir [21].

Karşılaştırma için Şekil 3'teki konsol kiriş problemi ele alınmıştır. Maksimum enine deplasman konsolun uç noktasında oluşur ve kapalı çözümü de aşağıda verilmiştir.

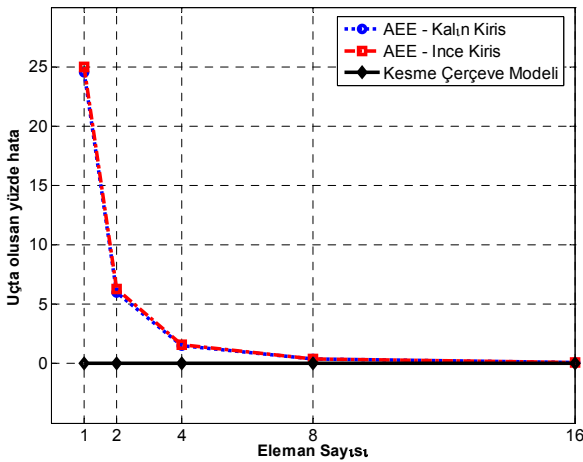
$$w_{\text{maks}}^E = \frac{PL^3}{3EI} \quad \text{ve} \quad w_{\text{maks}}^T = \frac{PL^3}{3EI} + \frac{PL}{GAK_s} \quad (11)$$



Şekil 3. Konsol kiriş örneğinin geometrisi

Burda italik olarak yazılmış E ve T simgeleri Euler-Bernoulli ve Timoşenko teorilerine karşılık gelmektedir. Ayrıca maksimum dönme de uç noktada oluşur.

$$\theta_{\text{maks}}^E = \theta_{\text{maks}}^T = -\frac{PL^2}{2EI} \quad (12)$$



Şekil 4. Çerçeve elemanın kesme kilitlenmesiz davranışı

Problemin çözümlenmesi için iki farklı durum dikkate alınmıştır: a) göreceli olarak kalın kiriş durumunu elde etmek için seçilen boyutsal özellikler, $h=b=1$, $L=4$ ve malzeme özellikleri Young modülü $E=1000$, kesme modülü $G=375$; b) ince kiriş limitini elde etmek için $G=375 \times 10^5$ olarak seçilmiş ve diğer değerler sabit tutulmuştur. Şekil 4'de AEE modelinin ve bu makalede geliştirilmiş kesme modelin her iki durumdaki tepkileri

gösterilmiştir. Burdan da görüleceği gibi geliştirilen model bir eleman kullanarak kesin sonucu vermektedir ve ince veya kalın kiriş durumlarında bu davranış değişmemektedir. Halbuki AEE modelinde gerekli doğrulukta sonuç ancak 4 veya daha fazla eleman kullanarak elde edilmektedir.

4.2 Elastik Olmayan Davranış

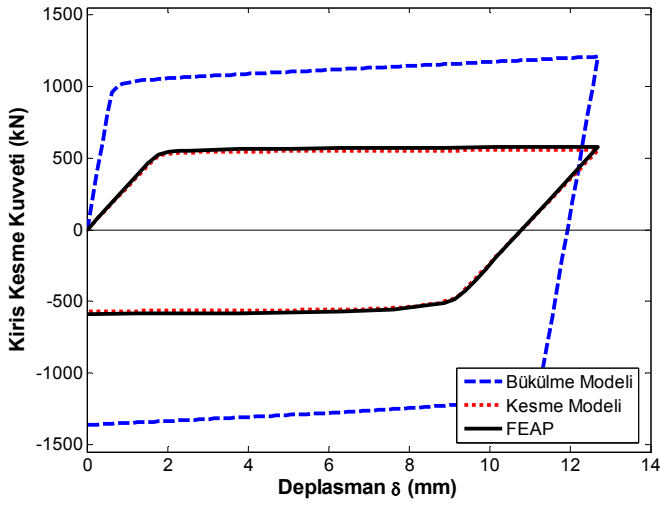
Kesme çerçeve modelinin elastik olmayan davranışını doğrulamak için Şekil 6'daki kısa kesme kiriş çözümlenecektir. Bunun için iki farklı yaklaşım sergilenmiştir: a) geliştirilen kesme modeli ile kiriş bir eleman kullanılarak modellenmiştir; b) FEAP [22] programı kullanılarak kiriş 512 adet iki boyutlu düzlem gerilme elemanlarından oluşacak şekilde modellenmiştir.

Nümerik karşılaştırmaların mümkün olabilmesi için, her iki yaklaşımda da klasik J_2 plastisite modeli ve aynı malzeme değerleri kullanılmıştır ($E=193$ GPa, akma gerilmesi $f_y=275.8$ MPa, Poisson's oranı $\nu=0.3$, isotropik sertleşme miktarı 758.4, ve kinematik sertleşme miktarı olarak da sıfır alınmıştır).

Çerçeve modelinde kiriş tepkisi bir eleman ve 6 kontrol kesidi kullanılarak elde edilmiştir. Kesitlerin pozisyonu Gauss-Lobatto noktalarına denk gelmektedir. Kesit üzerinde, gövdede 10 ve kesit başlıklarındaysa 5'er olmak üzere toplam 20 entegrasyon noktası bulunmaktadır. Bu noktaların pozisyonu orta-nokta kuralından elde edilmiştir.

Düzlem gerilme elemanları kullanılan modelde ise kiriş gövdesi 8×32 ve başlıklarsa 4×32 eleman olmak üzere toplam 512 elemana ayrılmıştır.

Kesme etkilerinin önemini anlayabilmek için, kuvvet temelli Euler-Bernoulli çerçeve modelinden elde edilen sonuçlar da burda sunulmuştur. Bu model burda bükülme çerçeve modeli olarak adlandırılmıştır.



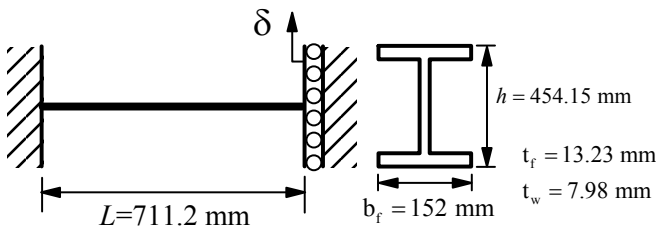
Şekil 5. Çerçeve elemanın nümerik davranışı ve karşılaştırmaları

Şekil 5'te görüldüğü gibi kesme modeli nümerik olarak kesin sonuçlara yakın bir cevap verebilmektedir. Oluşan küçük farklılıklar kiriş teorisinin St.Venant durumunu temsil edememesinden kaynaklanmaktadır. Görüldüğü gibi kesme modeli ile eğilme modeli arasındaki fark hem elastik hem de elastik olmayan bölümlerde çok ciddi miktardadır. Kesme modelindeki tepki eğilme modelindeki %50'si kadardır.

5 KOLERASYON ÇALIŞMALARI

5.1 Hjelmstad-Popov DÇÇP Bağ Kirişleri

Hjelmstad ve Popov [2], bağ kirişlerin periyodik yükler altındaki davranışını belirlemek için 15 adet gerçek boyutlarda kiriş imal etmiş ve testini yapmıştır. Bu deneylerde bağların stabilitesinin artırılması için gerekli olan ara rijitlik levhalarının sıklığı özel olarak çalışılmıştır. Bu deneylerden stabil davranış sergileyen 4. kiriş, bu makalede geliştirilen çerçeve elemanı ile modellenmiştir. Bu kirişin geometrisi ve deneysel yükleme koşulları Şekil 6'daki gibi modellenmiştir.

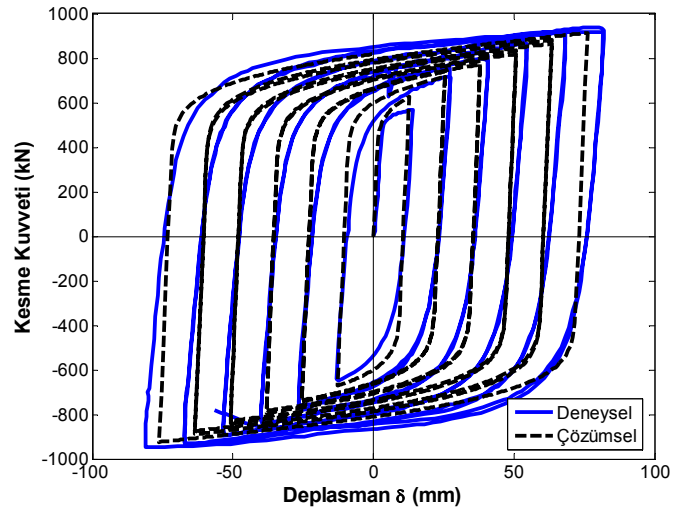


Şekil 6. Hjelmstad ve Popov bağ kirişinin geometrisi

Çözümsel çalışmada bağ kirişi sadece bir eleman ve bu eleman üzerinde de 5 kontrol kesidi kullanılarak modellenmiştir. Kesit noktalarının pozisyonu Gauss-Lobatto entegrasyon noktalarına denk gelmektedir. Her bir kesitte, kesit gövdesinde 8 ve kesit başlıklarındaysa 4'er olmak üzere, toplam 16 entegrasyon noktasının tepkisi gözlenmiştir.

Kesitlerdeki noktaların pozisyonu orta-nokta entegrasyon kuralından elde edilmiştir. Deneyde sağlanan şu malzeme özellikleri aynen çözümsel modelde de kullanılmıştır: kesit gövdesinde $E=195.12$ GPa, $f_y=272.34$ MPa, $f_u=414.37$ MPa; ve kesit başlıklarında $E=193.05$ GPa, $f_y=241.32$ MPa, $f_u=403.34$ MPa.

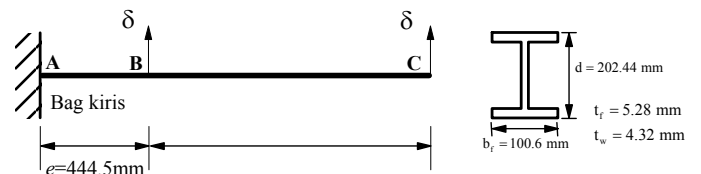
Çözümsel modelle deneysel cevapların karşılaştırması Şekil 8'dedir. Görüldüğü gibi bağ kirişin elastik olmayan kuvvet-deformasyon tepkisi ve enerji emme kapasitesi çok yakın olarak modellenmiştir. Deneysel elastik rijitlik ile nümerik elastik rijitlik arasındaki fark şekilde görülmektedir. Bu farkın sebebi deneysel şartlar altında kısa kirişlerin uç noktalarının tamamen rijit bağlanamamasından kaynaklanmaktadır. Bu durum Hjelmstad ve Popov [2] tarafından da belirtilmiştir.



Şekil 7 Hjelmstad ve Popov bağ kirişinin deneysel ve çözümsel kuvvet-deplasman davranışı

5.2 Kasai-Popov DÇÇP Bağ Kirişleri

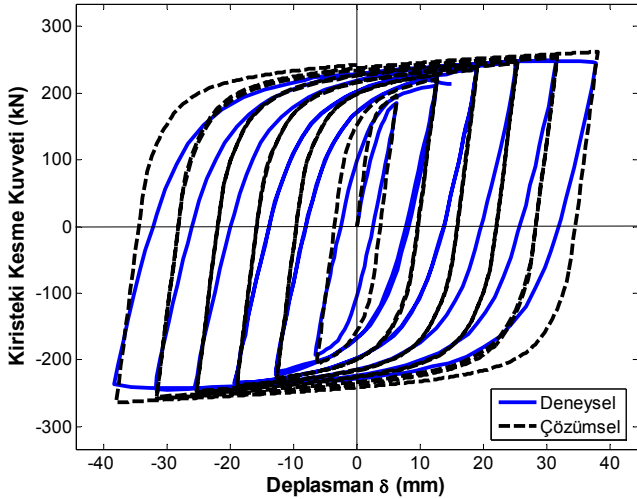
Kasai ve Popov [3], bağ kirişlerin eleman sonunda eşit olmayan yükler altındaki davranışını belirlemek için 7 adet gerçek boyutlarda imal edilmiş kirişin testini yapmıştır. DÇÇP sistemlerde bağ kirişlerin Şekil 1'de gözüktüğü gibi kolon yakınındaki uçundaki moment değerleri diğer uçtan çok daha fazla olmaktadır. Bunu dikkate alan deneysel düzenek Kasai ve Popov [3] tarafından kurulmuş ve bu düzeneğin çözümsel modeli de Şekil 9'da gösterilmiştir. Bu deneylerde stabil davranış sergileyen 5. kiriş, bu makalede geliştirilen çerçeve elemanı ile modellenmiştir.



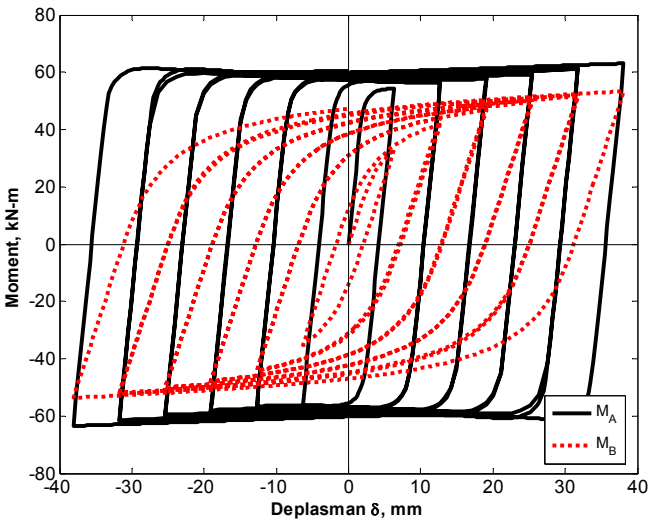
Şekil 8 Kasai ve Popov bağ kirişinin geometrisi

Çözümsel çalışmada AB ve BC kısımları birer eleman kullanılarak modellenmiştir. Her bir eleman ve her bir kesit üzerindeki entegrasyon noktası sayısı bir önceki bağ kirişi örneği ile aynı değerde alınmıştır. Deneyde sağlanan şu malzeme özellikleri aynen çözümsel modelde de kullanılmıştır: kesit gövdesinde $E=206.85$ GPa, $f_y=417.82$ MPa, $f_u=550.89$ MPa; ve kesit başlıklarında $E=214.55$ GPa, $f_y=361.29$ MPa, $f_u=487.46$ MPa.

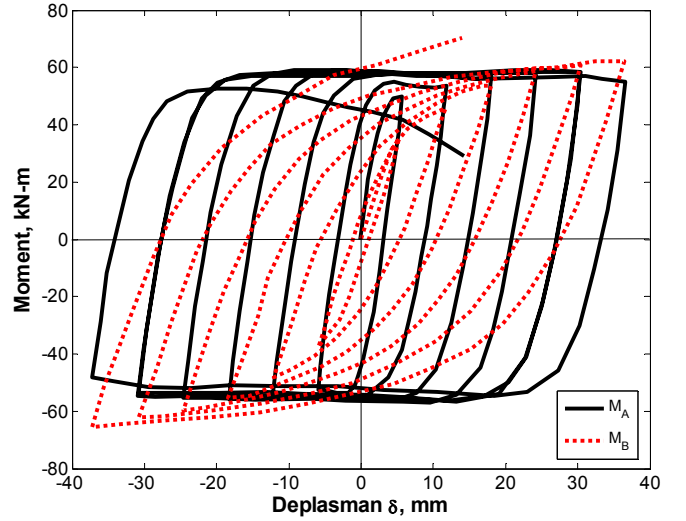
Şekil 10'da görüldüğü gibi bağ kirişin elastik olmayan kuvvet-deformasyon tepkisi ve enerji emme kapasitesi çok yakın olarak modellenebilmiştir. Kullanılan çelik malzeme modelinin basitliği sebebi ile elastik yük boşaltmadan plastik yüklemeye geçerken yeterince Bauschinger etkisi yaratılamamıştır. Aradaki farklılıklar yazar tarafından çelik malzeme modeline yapılan bazı eklemelerle yakında yayınlanacak bir makalede düzeltilmiştir.



Şekil 9. Kasai ve Popov bağ kirişinin deneysel ve çözümsel kuvvet-deplasman davranışı



Şekil 10. Kasai ve Popov bağ kirişinin çözümsel uç moment davranışları

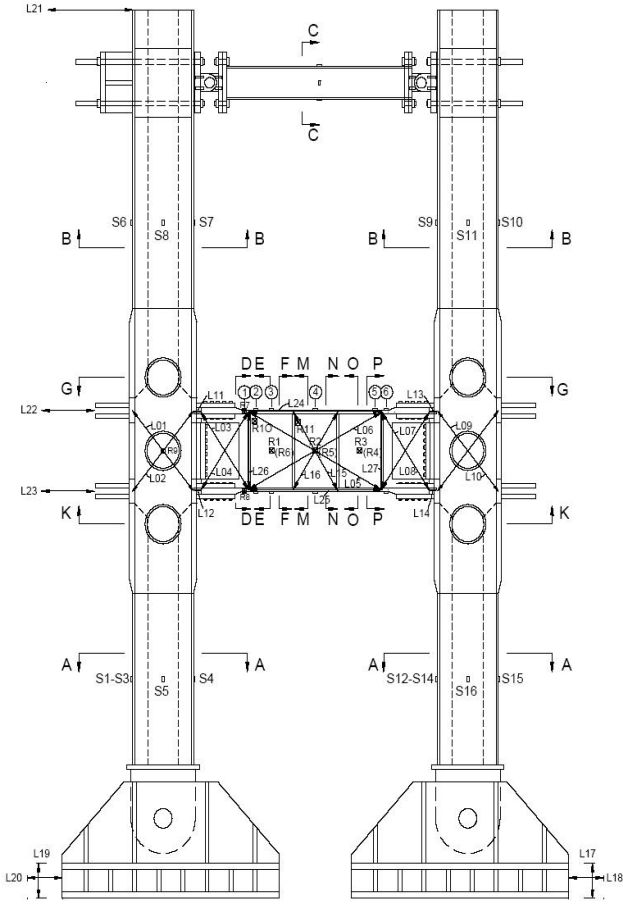


Şekil 11. Kasai ve Popov bağ kirişinin deneysel uç moment davranışları

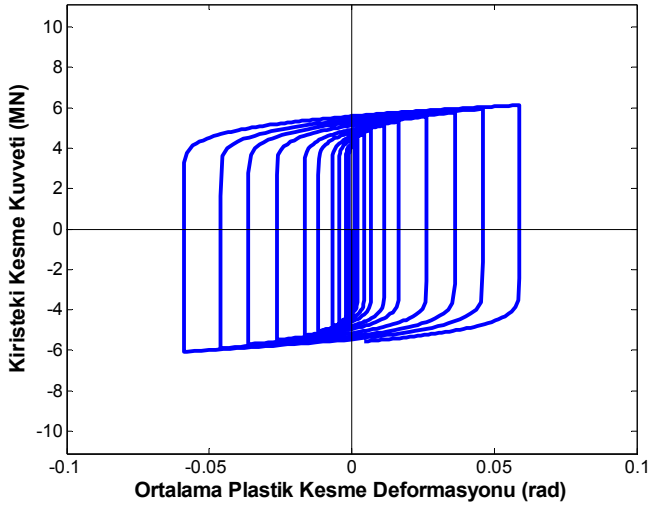
Bağ kirişin uç noktalarında ölçülen nümerik ve deneysel momentler Şekil 11 ve 12'de sunulmuştur. Deneysel kirişin uzun süren periyodik davranışı stabil olmasına rağmen, uç noktalarda burkulmalar meydana gelmiştir. Bu tip lineer olmayan davranış henüz geliştirilen kesme modeline dahil edilmemiştir. Bu burkulmalar özellikle ileri safhalarda kendini Şekil 12'deki moment değişiminde göstermektedir. Nümerik modelde dikkate alınmayan bu davranış yüzünden, çözümsel ve deneysel moment sonuçları arasında farklılıklar gözlemlense de elde edilen değerler kabul edilebilir.

5.3 San Fransisko-Oakland Köprüsü Kesme Linki

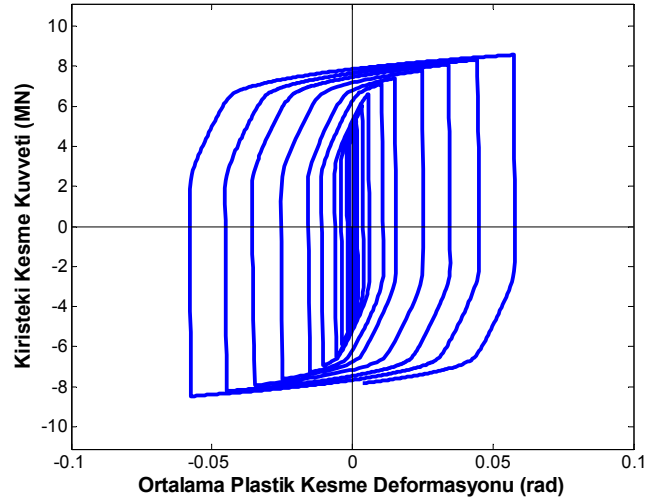
McDaniel et.al. [12] San Fransisko-Oakland Köprüsü'nde kullanılacak kesmede akan bağ kirişlerin deprem enerjisi emici özelliklerini belirlemek için iki test yapmıştır. Deney düzeneği Şekil 13'de gösterilmiştir. Bu kirişlerden birinci tip burda çözümlenmiştir. Bu bağın boyu 1.68 m, kiriş yüksekliği 0.86 m olmak üzere açıklık/yükseklik oranı 1.95'tir. Diğer boyutlar için McDaniel'in makalesine bakılabilir. Bu kirişte geometrik olarak dikkat çeken nokta, toplam kiriş başlığı alanının kiriş gövde alanına oranının DÇÇP sistemlerindeki değerlerin iki katı olmasıdır. Hjelmstad bağ kirişinde bu değer 1.11, Kasai kirişinde bu değer 1.2 iken McDaniel kirişinde bu değer 2.25'tir.



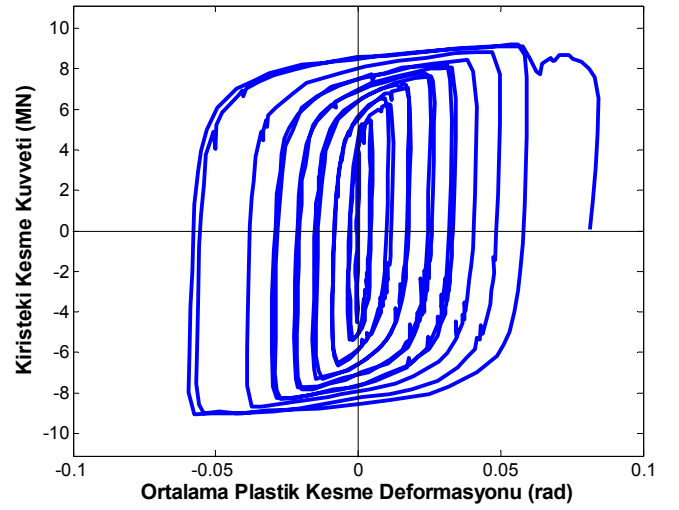
Şekil 12. San Francisco-Oakland Köprüsü'nde kullanılacak bağ kirişlerin deneysel düzeneği (McDaniel'in izniyle)



Şekil 13. McDaniel bağ kirişinin çözümsel tepkisi: kesit başlıklarında kesme gerinmesi ihmal edilmiştir



Şekil 14. McDaniel bağ kirişinin çözümsel tepkisi: kesit başlıklarında kesme gerinmesi dikkate alınmıştır



Şekil 15 McDaniel bağ kirişinin deneysel tepkisi

Çözümsel modelde bağ kiriş bir eleman kullanarak modellenmiştir. Eleman ve her bir kesit üzerindeki entegrasyon noktası sayısı bir önceki bağ kiriş örnekleri ile aynı değerde alınmıştır. Deneyde sağlanan şu malzeme özellikleri aynen çözümsel modelde de kullanılmıştır: kesit gövdesinde $f_y=353.70$ MPa, $f_u=497.11$ MPa; ve kesit başlıklarında $f_y=368.18$ MPa, $f_u=532.28$ MPa. Deneysel verilerde Young modülü verilmediği için hem gövdede hem de başlıklarda 214 GPa olarak alınmıştır.

Kesit üzerindeki kesme gerinmesi ilk önce başlıklarda ihmal edilmiştir. Bunun sonucu Şekil 14'de verilmiştir. İkinci bir çözümlemede ise kesit başlığında kesme gerinmesi modele dahil edilmiş ve Şekil 15'teki tepki elde edilmiştir. Bu iki durum arasındaki fark %35 civarındadır. Halbuki aynı karşılaştırma DÇÇP bağ kirişlerinde uygulanınca aradaki fark %5'ten azda kalmıştır.

Şekil 15'teki nümerik tepki ile Şekil 16'daki deneysel tepki karşılaştırılması sonucu, kirişin

taşıma gücü ve enerji emme özelliklerinin yakın olarak modellenebildiği görülebilir. Sonuçların iyileştirilebilmesi için kesit başlıklarındaki kesme gerinmesinin başlık boyunca dağılımı daha doğru olarak dikkate alınmalıdır.

6 SONUÇLAR

Çelik veya metalik bağ kirişlerin kullanım alanı son 20 yılda yaygınlaşmıştır. Kesmede düktil akma, bu bağların deprem emici olarak pek çok yapısal sistemde kullanımına yol açmıştır. Artan kullanım alanlarına rağmen, bağ kirişler üzerinde yeterince çözümsel model geliştirilmemiştir. Deprem mühendisliğinde yapıların performansa dayalı davranışı gittikçe daha çok dikkate alınmakta ve yönetmeliklerde lineer olmayan çözümsel modellemelere daha fazla değinilmektedir. İşte bu yüzden, her yapısal sistemdeki kritik elemanın çözümsel davranışının olabildiğince gerçekçi bir şekilde modellenmesi şarttır.

Kesme modeli sadece bir eleman kullanarak elastik olarak kesin sonuçları kesme kilitlenmesi yaşamadan verir. Elastik olmayan davranışlar altında ise geliştirilen model, bir eleman ve 5 kontrol kesidi kullanarak doğruluğu yüksek sonuçlar verebilmektedir.

Pek çok farklı boyutlarda bağ kirişlerin tepkisi değişik yüklemeler altında gerçekçi bir şekilde modellenebilmiştir. Deneysel ve çözümsel sonuçların karşılaştırmasında, geliştirilen modelin özellikle taşıma gücünü ve deprem enerji emme kapasitesini doğru olarak modelleyebildiği gösterilmiştir. Bu modelin en önemli özelliği mikrodan makroya giden bir yaklaşımla sadece malzeme parametrelerine ihtiyaç duymasıdır. Yani herhangi bir şekilde çerçeve modelinin makro seviyede kalibrasyona ihtiyacı yoktur. Bu makalede geliştirilen modelin de gücü burdan kaynaklanmaktadır.

7 KAYNAKLAR

- [1]. Roeder, C.W. and E.P. Popov, *Eccentrically Braced Steel Frames for Earthquakes*. Journal of the Structural Division-ASCE, 1978. **104**(3): p. 391-412.
- [2]. Hjelmstad, K.D. and E.P. Popov, *Cyclic Behavior and Design of Link Beams*. Journal of Structural Engineering-ASCE, 1983. **109**(10): p. 2387-2403.
- [3]. Kasai, K. and E.P. Popov, *Cyclic Web Buckling Control for Shear Link Beams*. Journal of Structural Engineering-ASCE, 1986. **112**(3): p. 505-523.
- [4]. *Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Afet İşleri Genel Müdürlüğü*. 2006.
- [5]. Balendra, T., et al., *Preliminary Studies into the Behavior of Knee Braced Frames Subject to Seismic Loading*. Engineering Structures, 1991. **13**(1): p. 67-74.

- [6]. Kelly, J.M., R.I. Skinner, and A.J. Heine, *Mechanisms of Energy Absorption in Special Devices for Use in Earthquake Resistant Structures*. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1972. **5**(3): p. 63- 88.
- [7]. Rai, D.C. and B.J. Wallace, *Aluminium shear-links for enhanced seismic resistance*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1998. **27**(4): p. 315-342.
- [8]. Harries, K.A., B. Gong, and B.M. Shahrooz, *Behavior and Design of Reinforced Concrete, Steel, and Steel-Concrete Coupling Beams*. Earthquake Spectra, 2000. **16**(4): p. 775-799.
- [9]. Ghobarah, A. and H.A. Elfath, *Rehabilitation of a reinforced concrete frame using eccentric steel bracing*. Engineering Structures, 2001. **23**(7): p. 745-755.
- [10]. Nakashima, M., et al., *Energy-Dissipation Behavior of Shear Panels Made of Low-Yield Steel*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1994. **23**(12): p. 1299-1313.
- [11]. Seible, F. *Long Span Bridges in California-Seismic Design and Retrofit Issues*. in *12th World Conference on Earthquake Engineering*. 2000. New Zealand.
- [12]. McDaniel, C.C., C.M. Uang, and F. Seible, *Cyclic testing of built-up steel shear links for the new bay bridge*. Journal of Structural Engineering-ASCE, 2003. **129**(6): p. 801-809.
- [13]. Roeder, C.W. and E.P. Popov, *Inelastic Behavior of Eccentric Braced Frames*. 1977, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [14]. Ricles, J.M. and E.P. Popov, *Dynamic Analysis of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames*. 1987, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [15]. Ramadan, T. and A. Ghobarah, *Analytical Model for Shear-Link Behavior*. Journal of Structural Engineering-ASCE, 1995. **121**(11): p. 1574-1580.
- [16]. Spacone, E., F.C. Filippou, and F.F. Taucer, *Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. Formulation*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1996. **25**(7 Jul): p. 711-725.
- [17]. Taylor, R.L., et al., *Mixed finite element method for beam and frame problems*. Computational Mechanics, 2003. **31**(1-2): p. 192-203.
- [18]. Filippou, F.C. and G.L. Fenves, *Methods of Analysis for Earthquake-Resistant Structures*, in *Earthquake Engineering, From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*, Y. Bozorgnia and V.V. Bertero, Editors. 2004, CRC Press LLC.
- [19]. Lubliner, J., R.L. Taylor, and F. Auricchio, *A New Model of Generalized Plasticity and Its Numerical Implementation*. International Journal of Solids and Structures, 1993. **30**(22): p. 3171-3184.
- [20]. Saritas, A., *Mixed Formulation Frame Element for Shear Critical Steel and Reinforced Concrete Members*. 2006, University of California, Berkeley.
- [21]. Reddy, J.N., *On locking-free shear deformable beam finite elements*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 1997. **149**(1-4): p. 113-132.
- [22]. Taylor, R.L., *FEAP, A Finite Element Analysis Program*. 2002: Berkeley.