

6. OTURUM

DÜZLEM KAFES TAŞIYICI SİSTEMLERİN OPERASYONAL MODAL ANALİZİ

Alemdar BAYRAKTAR, Temel TÜRKER, Ahmet Can ALTUNIŞIK, Barış SEVİM
Karadeniz Teknik Üniversitesi, İnşaat Müh. Böl., Trabzon

Özet

Bu çalışmada, düzlem kafes taşıyıcı sisteme sahip bir çatı sisteminin doğal frekansları, mod şekilleri ve sönüm oranları teorik ve operasyonel modal analiz yöntemleri ile belirlenmeye çalışılmıştır. Uygulama amacıyla, Trabzon İli Akçaabat İlçesinde halen yapım aşamasında olan bir çatı sistemi seçilmiştir. Çalışmanın ilk aşamasında, çatı sisteminin analitik modeli oluşturulmuş ve modal analizi yapılarak doğal frekansları ve mod şekilleri belirlenmiştir. İkinci aşamada, operasyonel modal analiz yöntemi kullanılarak gerçekleştirilen titreşim testlerinden doğal frekanslar, mod şekilleri ve sönüm oranları elde edilmiştir. Üçüncü aşamada ise, analitik modelden elde edilen sonuçlar deneysel ölçüm sonuçlarıyla karşılaştırılmış ve sonuçlar arasındaki farklılıkların nedenleri araştırılmıştır. Düzlem kafes taşıyıcı sistemlerin yapım aşamasında dinamik davranış açısından nelerin etkili olduğu ve dikkat edilmesi gereken hususlar ortaya konulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Düzlem kafes sistem, Dinamik karakteristik, Operasyonel modal analiz.

1. Giriş

Yapıların teorik analizlerinde çoğunlukla deprem, rüzgâr ve kar yükü dikkate alınmakta ve yapılar bu yüklere karşı dayanıklı olarak projelendirilmektedir. Bu açıdan bakıldığında, yapıların dış etkiler altında çok fazla zarar görmemesi beklenmektedir. Buna rağmen, gerçekte çoğu yapı dış etkilerden dolayı oldukça fazla zarar görmekte hatta yıkılmaktadır. Bunun başlıca sebepleri; yapının inşası sırasında gerçekleşen işçilik hataları, yapının maruz kaldığı farklı yüklemeler sonucu oluşan çatlama, yorulma, mesnet çökmeleri olarak sıralanabilir. Bu açıdan bakıldığında ise, yapıların projelendirme aşamasında yapılan kabullerin gerçekte tam olarak sağlanmadığı görülmektedir. Bu nedenle yapılması gereken, inşa edilmiş ve kullanılmakta olan yapıların mevcut durumlarının dikkate alınarak dinamik davranışlarında etkili olan parametrelerin belirlenmesidir.

Günümüzde mühendislik yapılarının dinamik karakteristiklerinin çevresel titreşimler kullanılarak belirlendiği birçok çalışma mevcuttur. Bu çalışmalarda, betonarme ve çelik binaların, köprülerin, barajların, siloların, stadyumların, tarihi yapıların ve nükleer santrallerin dinamik karakteristikleri belirlenmiştir [1-11]. Ayrıca, çelik taşıyıcı sisteme sahip konsol kiriş, düzlem çerçeve ve üç boyutlu çerçeve modeller üzerinde de gerçekleştirilen ölçümlerden dinamik karakteristikler belirlenmiş ve teorik sonuçlar ile karşılaştırmalı olarak sunulmuştur [12,13].

Bu çalışmada, dört adet çelik kolon üzerine yerleştirilen düzlem kafes taşıyıcı sisteme sahip bir çatının dinamik karakteristiklerinin teorik ve deneysel olarak belirlenmesi amaçlanmıştır. Operasyonel Modal Analiz (OMA) yöntemi kullanılarak gerçekleştirilen titreşim testlerinden elde edilen dinamik karakteristikler teorik analizden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Sonuçlar arasındaki farklılıkların

olası sebepleri araştırılmış ve dinamik açıdan yapıdan istenilen davranışı elde edebilmek amacıyla dikkat edilmesi gerekli hususlar ortaya konulmuştur.

2. Formülasyon

2.1. Teorik Modal Analiz

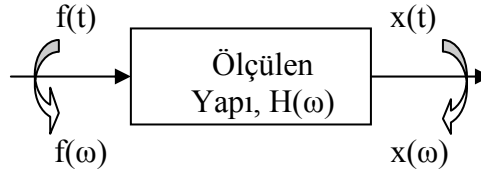
Frekanslar ve mod şekilleri teorik modal analizde yapıya ait aşağıda verilen sönümsüz hareket denklemleri kullanılarak belirlenmektedir.

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \quad (1)$$

Burada, $[M]$ ve $[K]$ kütle ve rijitlik matrislerini, $\{\ddot{x}(t)\}$ ve $\{x(t)\}$ zamana bağlı ivme ve yerdeğiştirme vektörlerini göstermektedir. Bu denklemin çözümünden serbestlik derecesi kadar sönümsüz doğal açısal frekans $(\omega_1, \omega_2, \omega_3, \dots, \omega_n)$ elde edilir. Her bir doğal frekansa karşılık yapının almış olduğu şekil mod şekli olarak tanımlanır. Doğal frekansların küçükten büyüğe doğru sıralanması sonucunda elde edilen en küçük frekans temel frekans ve bu frekansa karşılık gelen mod şekli birinci mod şekli olarak adlandırılır [14].

2.2. Operasyonel Modal Analiz

Geleneksel deneysel modal analiz yönteminde yapı bir etki ile titreştirilmekte ve yapının bu titreşime göstermiş olduğu tepki ölçülmektedir. Fourier dönüşümü (FFT–Fast Fourier Transform) kullanılarak etki ve tepki fonksiyonları zaman ortamından frekans ortamına dönüştürülmekte (Şekil 1) ve frekans davranış fonksiyonu elde edilmektedir.



Şekil 1. Şematik bir deneysel modal ölçüm düzeneği

Yapıya uygulanan etki ile yapının tepkisi arasındaki bağıntı,

$$[G_{yy}(\omega)] = [H(\omega)]^* [G_{xx}(\omega)] [H(\omega)]^T \quad (2)$$

ile verilmektedir. Burada, $[G_{xx}(\omega)]$ etki sinyaline ait Güç Spektral Yoğunluk Fonksiyonu'nu, $[G_{yy}(\omega)]$ tepki sinyaline ait Güç Spektral Yoğunluk Fonksiyonu'nu ve $[H(\omega)]$ ise Frekans Davranış Fonksiyonu'nu göstermektedir. (2) denklemindeki * ve T sırasıyla fonksiyonun eşleniğini ve transpozisini göstermektedir. Frekans Davranış Fonksiyonu modal parametreleri de içerecek şekilde aşağıdaki ifade ile hesaplanmaktadır.

$$[H(\omega)] = \frac{[x(\omega)]}{[f(\omega)]} = \sum_{k=1}^m \frac{[R(k)]}{j\omega - \lambda_k} + \frac{[R(k)]^*}{j\omega - \lambda_k^*} \quad (3)$$

$$\lambda_k = -\sigma_k + j\omega_{dk}$$

Burada, m toplam mod sayısını, λ_k k . moda ait kök rezonans değerini, σ_k modal sönümü ve ω_{dk} ise k . modun sönümlü doğal açısal frekansı göstermektedir. Etki sinyalinin bilinmemesi durumunda bu sinyale ait Güç Spektral Yoğunluk Fonksiyonu'nun değerinin sabit olduğu kabul edilmektedir [15].

3. Uygulama

Bu çalışmada, Trabzon ili Akçaabat ilçesinde dört çelik kolon üzerine yerleştirilen düzlem kafes taşıyıcı sisteme sahip bir çatının (Şekil 2) dinamik karakteristikleri teorik ve operasyonel modal analiz yöntemleri kullanılarak belirlenmiştir.

Düzlem kafes makaslar bir kirişin üzerine, kirişler ise kolonlara mesnetlenmiştir. Kolonlar 23cm çap ve 4mm et kalınlığına sahip çelik borulardır. Düzlem kafes elemanların alt başlık, üst başlık, çapraz ve dikmeleri eşit kollu 2L50.50.5 korniyerlerinden oluşmaktadır. Düzlem kafes makaslar I180 profiline mesnetlenmiştir. Aşıklar için I80 profili, stabiliteyi sağlamak amacıyla et kalınlığı 3mm olan 40x60mm en kesitli kutu profiller ara bağlantı elemanları olarak kullanılmıştır (Şekil 2).



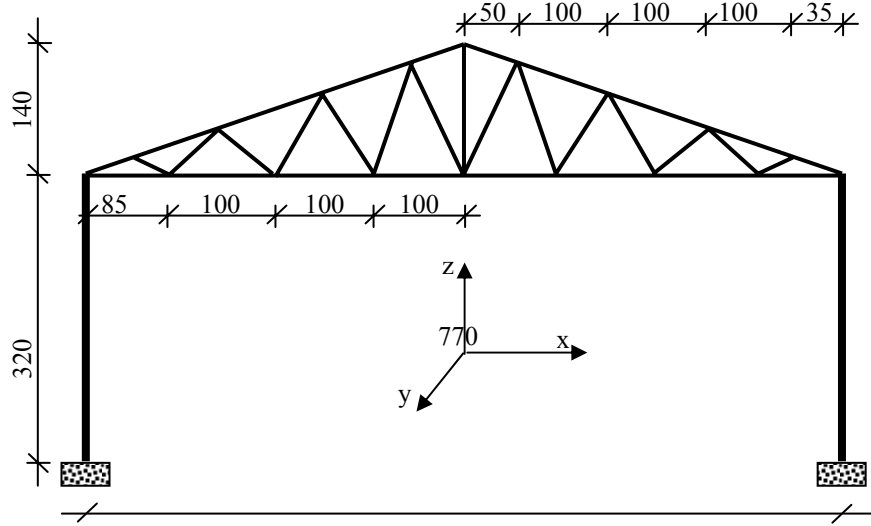
Şekil 2. Çatı sisteme ait görüntüler.

3.1. Çatı Sistemin Analitik Modeli

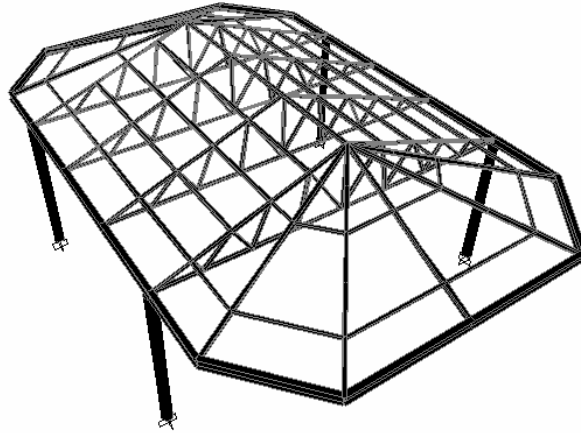
Çatının x ve y eksenleri doğrultusunda yer alan kolonları arası mesafe sırasıyla 560cm ve 770cm'dir. Kolonların yüksekliği 320cm, her bir çatı makası arası 187cm ve makas yüksekliği 140cm'dir. Çatının her iki tarafında simetrik olarak 310cm uzunluğunda konsol bulunmaktadır. Analizlerde dikkate alınan iki ve üç boyutlu analitik modeller Şekil 3'te verilmektedir.

Çatı sistemin analitik modeli gerçek yapıyı temsil edecek şekilde oluşturulmaya çalışılmıştır. Bu amaçla, düzlem kafes makaslar düğüm noktalarında sadece doğrusal yerdeğiştirme yapabilen kafes çubuk elemanlar kullanılarak, düzlem

kafes makasların mesnetlendiği profiller ve kolonlar doğrusal ve açısall yerdeğiştirme yapabilen kiriş elemanlar kullanılarak modellenmiştir. Ayrıca kolonların alt uçlarının bütün serbestliklerinin tutulu olduğu kabul edilmiş ve ankastre mesnet kullanılarak modellenmiştir.



a) İki boyutlu analitik model (Birim cm'dir)



b) Üç boyutlu analitik model

şekil 3. Çatının analitik modelleri.

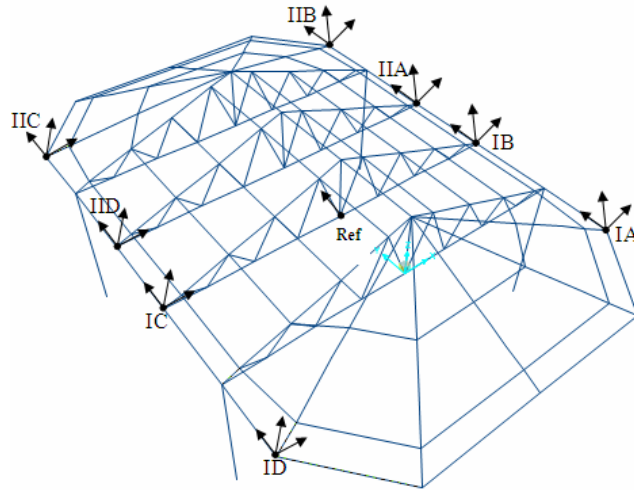
3.2. Çevresel Titreşim Testi

Yapının dinamik karakteristiklerinin titreşim testleri yapılarak belirlenmesinde Operasyonel Modal Analiz yöntemi kullanılmıştır. Ölçümler dört adet üç eksenli ve bir adet tek eksenli ivmeölçerler kullanılarak gerçekleştirilmiştir. İvmeölçerlerden elde edilen sinyaller 17 kanallı Brüel&Kjaer 3560 veri toplama ünitesinde birleştirilip PULSE yazılımına aktarılmıştır (şekil 4). Burada sinyaller işlendikten sonra OMA yazılımı kullanılarak dinamik karakteristikler elde edilmiştir.



Şekil 4. Veri toplama ünitesi ve ivmeölçer.

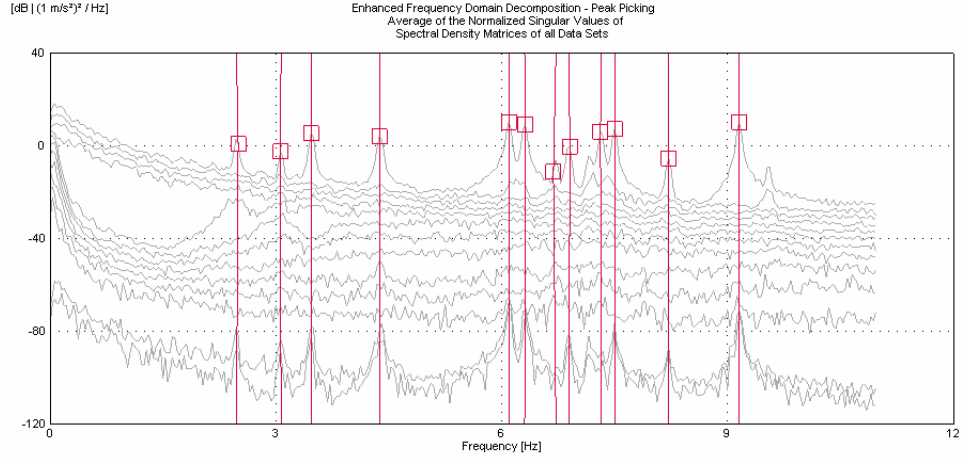
Yapının titreşim modlarını yeterince elde edebilmek amacıyla 8 adet ölçüm noktasından çatının titreşimleri ölçülmüştür. Ölçüm işlemi iki adımda gerçekleştirilmiştir. Birinci adımda dört adet üç eksenli ivmeölçer Şekil 5'te gösterilen IA, IB, IC ve ID noktalarına yerleştirilmiştir. İkinci adımda ise ivmeölçerler IIA, IIB, IIC ve IID noktalarına yerleştirilmiştir. İki ölçümdeki sinyalleri birbirleriyle bağdaştırabilmek amacıyla Ref olarak gösterilen noktaya tek eksenli ivmeölçer referans olarak yerleştirilmiştir. Çatı dışarıdan uygulanan kuvvet ile titreştirilmiştir.



Şekil 5. İvmeölçerlerin yerleşim düzeni.

4. Teorik ve Deneyisel Sonuçların Değerlendirmesi

Çatının dinamik karakteristikleri, Operasyonel Modal Analiz yöntemi kullanılarak gerçekleştirilen titreşim testlerinden Frekans Ortamında Ayırışım (Frequency Domain Decomposition-FDD) tekniği ile elde edilmiştir [16, 17]. Bu teknikte modal parametreler her bir titreşim sinyalinden tekil değerler olarak elde edilmektedir. Bu şekilde elde edilen tekil değerler her bir sinyal için Şekil 6'da görülmektedir.



Şekil 6. Her bir titreşim sinyaline ait tekil değerler.

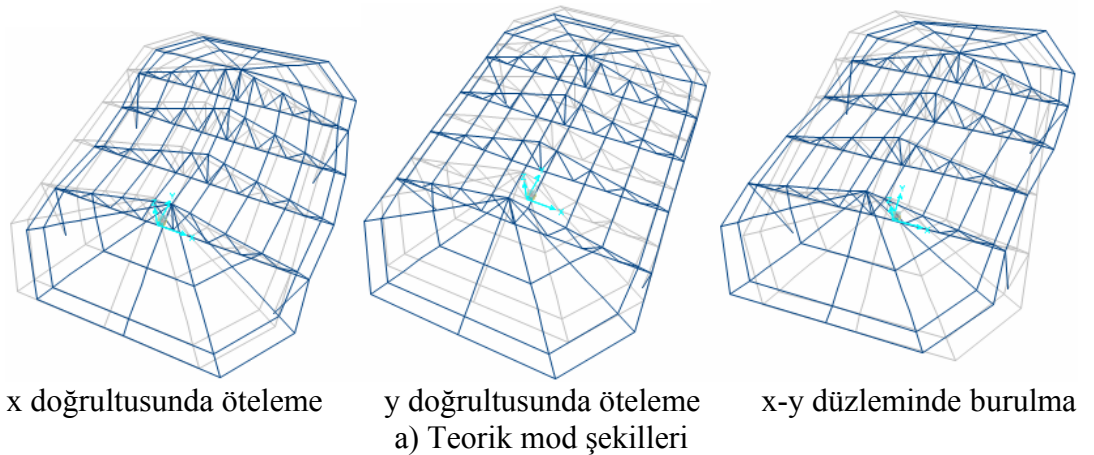
Çatının modal analizi SAP2000 sonlu eleman paket programı [18] kullanılarak yapılmıştır. Analizlerde elastisite modülü $2.06E11 \text{ N/m}^2$ ve birim kütle 7850 kg/m^3 olarak dikkate alınmıştır [19].

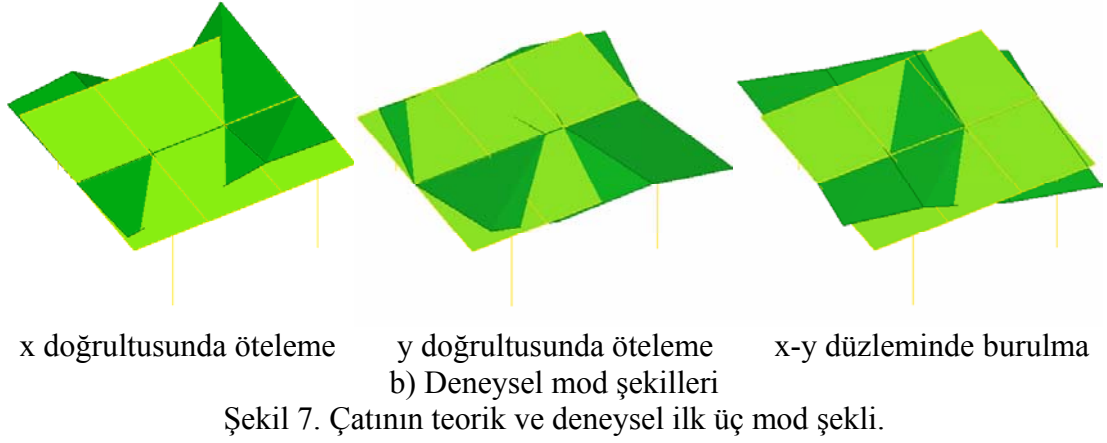
Teorik ve deneysel çalışmalardan elde edilen ilk beş frekans ve sönüm değerleri Tablo 1’de karşılaştırmalı olarak verilmektedir.

Tablo 1. Teorik ve deneysel frekans değerleri

Frekans No	Teorik Frekanslar (Hz)	Deneysel	
		Frekanslar (Hz)	Sönüm Oranı (%)
1	3.378	2.477	0.83
2	3.651	3.069	0.67
3	4.678	3.474	0.73
4	6.175	4.385	0.51
5	6.966	6.098	0.36

Çatının etkin ilk üç mod şekli sırasıyla x ve y doğrultularında ötelenme ve x-y düzleminde burulma olarak teorik ve deneysel çalışmalardan elde edilmiş olup, Şekil 7’de sunulmaktadır.





Elde edilen sonuçlardan yapının teorik ve deneysel dinamik özelliklerinin birbirinden farklı olduğu görülmüştür. Bunun nedeninin, yapının analitik modeli oluşturulurken malzeme ve sınır şartları bakımından yapılan kabullerin gerçekte tam olarak sağlanamaması olduğu düşünülmektedir. Örneğin, analitik modelde kolonların zemine ankastre bağlandığı kabul edilmesine karşın, gerçekte kolonlar beton temele civatalı çelik levhalar ile bağlanmıştır (Şekil 8). Bağlantı yerlerinde oluşan hasarlar da dikkate alındığında (Şekil 8), ankastre mesnet koşulunun tam olarak sağlanamadığı görülmüştür.



Şekil 8. Çelik kolon-temel birleşimi.

Yapıda kullanılan çeliğin standartlara uygun olduğu ve buna göre elastisite modülünün standartlardaki değere sahip olduğu kabul edilmiştir. Bu değer yapılabilecek çelik çekme deneyi sonuçları ile doğrulanması gerekmektedir. Ayrıca, analitik modelde düzlem kafes düğüm noktalarının mafsallı olduğu kabul edilmekte, ancak uygulamada bu yaklaşım tam olarak sağlanamamaktadır.

5. Sonuçlar ve Öneriler

Bu çalışmada, düzlem kafes taşıyıcı sisteme sahip bir çatının doğal frekansları ve mod şekilleri teorik ve deneysel yöntemlerle belirlenmiştir. Uygulama amacıyla, Trabzon ili Akçaabat ilçesinde bulunan bir düzlem kafes taşıyıcı sistem seçilmiştir. Çalışmadan elde edilen sonuçlar ve öneriler aşağıda maddeler halinde verilmektedir:

- Teorik ve deneysel modal analiz yöntemleri ile elde edilen mod şekillerinin birbirleriyle uyum içerisinde olduğu ve etkin ilk üç modun sırasıyla enine ve

boyuna doğrultuda ötelenme ile yatay düzlemde burulma modu olduğu görülmüştür.

- Teorik ve deneysel modal analiz yöntemleri ile elde edilen frekans değerlerinde farklılıkların bulunduğu, teorik analizden elde edilen frekans değerlerinin daha yüksek olduğu görülmüştür.
- Teorik analizde dikkate alınan mesnet şartlarının ve malzeme özelliklerinin doğrulanması sonuçlar arasındaki uyumu arttıracakı düşünülmektedir.

6. Teşekkür

Bu çalışma, 106M038 numaralı TÜBİTAK Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Projesi kapsamında desteklenmiştir.

7. Kaynaklar

- [1] Ventura, C.E., Lord, J.F., Simpson, R.D., 2002. Effective Use of Ambient Vibration Measurements for Modal Updating of a 48 Storey Building in Vancouver, Canada, Proceedings of the 3rd International Conference on Structural Dynamics Modeling-Test, Analysis, Correlation and Validation, Madeira Island, Portugal.
- [2] Kohler, M.D., Davis, P.M., Şafak, E., 2005. Earthquake and Ambient Vibration Monitoring of the Steel-Frame UCLA Factor Building, Earthquake Spectra, 21, 3, 715-736.
- [3] Ren, W.X., Zhao, T., Harik, I.E., 2004. Experimental and Analytical Modal Analysis of Steel Arch Bridge, Journal of Structural Engineering, ASCE, 130, 7, 1022-1031.
- [4] Zivanovic, S., Pavic, A., Reynolds, P., 2007. Finite Element Modelling and Updating of a Lively Footbridge: The Complete Process, Journal of Sound and Vibration, 301, 126-145.
- [5] Wang, H., Li, D., 2007. Experimental Study of Dynamic Damage of an Arch Dam, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 36, 347-366.
- [6] Oliveira, S., Faria, R., 2006. Numerical Simulation of Collapse Scenarios in Reduced Scale Tests of Arch Dams, Engineering Structures, 28, 1430-1439.
- [7] Doms, D., Degrande, G., Roeck, G.D., 2006. Finite Element Modelling of a Silo Based on Experimental Modal Analysis, Engineering Structures, 28, 532-542.
- [8] Reynolds, P., Pavic, A., Ibrahim, Z., 2004. A Remote Monitoring System for Stadia Dynamics, Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings, 157, 385-393.
- [9] Gentile, C., Saisi, A., 2007. Ambient Vibration Testing of Historic Masonry Towers for Structural Identification and Damage Assessment, Construction and Building Materials, 21, 1311-1321.
- [10] Mamaghani, I.H.P., 2006. Analysis of Masonry Bridges by Discrete Finite Element Method, Journal of the Transportation Research Board, 13-19.
- [11] Ceballos, M.A., Car, E.J., Prato, T.A., Prato, C.A., Alvarez, L.M., 1998. Experimental and Numerical Determination of the Dynamic Properties of the Reactor Building of Atucha II NPP, Nuclear Engineering and Design, 182, 93-106.

- [12] Bayraktar, A., Türker, T., 2005. Deneysel Modal Analiz Yöntemi ile Düzlem Çerçevelerin Dinamik Karakteristiklerinin Belirlenmesi, Deprem Sempozyumu Kocaeli 2005, Kocaeli, Türkiye.
- [13] Bayraktar, A., Türker, T., 2005. Finite Element Modeling and Experimental Modal Testing of Steel Structures, the 1st International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC), Denmark.
- [14] Petyt, M., 1990. Introduction to Finite Element Vibration Analysis, Cambridge University Pres, Cambridge.
- [15] Uhlenbrock, S., Schlottmann, G., 2005. Contribution to the Identification of the Dynamic Behaviour of Floating Harbour Systems Using Frequency Domain Decomposition, 1st International Operational Modal Analysis Conference, Copenhagen, Denmark.
- [16] Brincker, R., Zhang, L., Anderson, P., 2000. Modal Identification from Ambient Responses using Frequency Domain Decomposition, Proc. 18th International Modal Analysis Conference, San Antonio, Texas, USA, 7-10 February, pp. 625-630.
- [17] Brincker, R., Ventura, C.E., Anderson, P., 2003. Why Output-Only Modal Testing is a Desirable Tool for a Wide Range of Practical Applications, Proc. 21st International Modal Analysis Conference, 3-6 February, Kissimmee, Florida, USA.
- [18] SAP2000, 1997. Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA.
- [19] Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, TS 648, 1980. Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, Türkiye.

MERKEZİ YÜKLÜ KORNİYERLERİN YÜK TAŞIMA KAPASİTELERİ

Mustafa DURMAZ, Ayşe DALOĞLU

KTÜ, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Müh. Bölümü, 61080 Trabzon/TÜRKİYE

Özet

Elektrik iletim hattı ve iletişim anteni kulelerinde ve kafes sistemlerde örgü çubuğu ve stabilite bağlantı çubuğu olarak genellikle tek parçalı çelik korniyerler kullanılmaktadır. Tek parçalı bir korniyer bu şekilde kullanıldığında genellikle başka bir elemana veya düğüm noktası levhasına kollarından birinin düzleminde birleşir. Bu durum korniyerin her iki eğilme asal eksenine göre eksantrik bir yüke maruz kalmasına sebep olur. TS 648 standardı bu gibi eksenel eğilme ve basınç altındaki çubukların tasarımı için iki eksenli eğilme etkileşim denklemlerinin kullanılmasını önerir. Bu denklemlerden yararlanabilmek için elemanların merkezi yük altındaki yük taşıma kapasitesinin bilinmesi gerekir. Bu çalışmanın amacı merkezi eksenel yüklere maruz korniyerlerin yük taşıma kapasitelerini doğru tahmin edebilmek amacıyla doğrusal olmayan sonlu elemanlar yöntemi ile bir analitik model oluşturarak bu modelle parametrik bir çalışma yapmak ve TS 648'in konuya yaklaşımını irdelemektir.

Kitipornchai ve Lee'nin 1986'da gerçekleştirdikleri deneysel çalışmada kullandıkları mafsallı uçlu merkezi yüklü tek parçalı; narinlik katsayıları 47 ile 90 arasında değişen; eşit ve değişik kollu 13 adet korniyere ait teorik burkulma ve deneysel göçme yükleri analitik modeli hazırlamak için kullanılmıştır. Öncelikle ABAQUS 6.5 sonlu eleman paket programı yardımıyla çeşitli tip ve ebatla sonlu elemandan oluşan modellerle sözü edilen korniyerler modellenerek burkulma analizleri yapılmıştır. Bu aşamada elemanların kritik burkulma yüklerine en yakın yükleri veren model esas model olarak seçilmiştir. Bu modelle modellenen korniyerlere ilkel eğriliğin de etkisi ilave edilerek ABAQUS 6.5'de geometri ve malzeme bakımından doğrusal olmayan davranışı dikkate alan yük-deformasyon analizi yapılmış ve elemanların göçme yükleri belirlenmiştir. Modelle korniyerlerin göçme yükleri iyi bir yaklaşıklıkla tahmin edilmiştir. Bu model kullanılarak malzeme ve geometri yönünden çok çeşitli korniyerlerin göçme yükleri tahmin edilerek TS 648'in bu tip korniyerler için önerdiği yüklerle karşılaştırılmıştır. Sonuç olarak TS 648'in aşırı emniyetli sonuçlar verdiği görülmüştür.

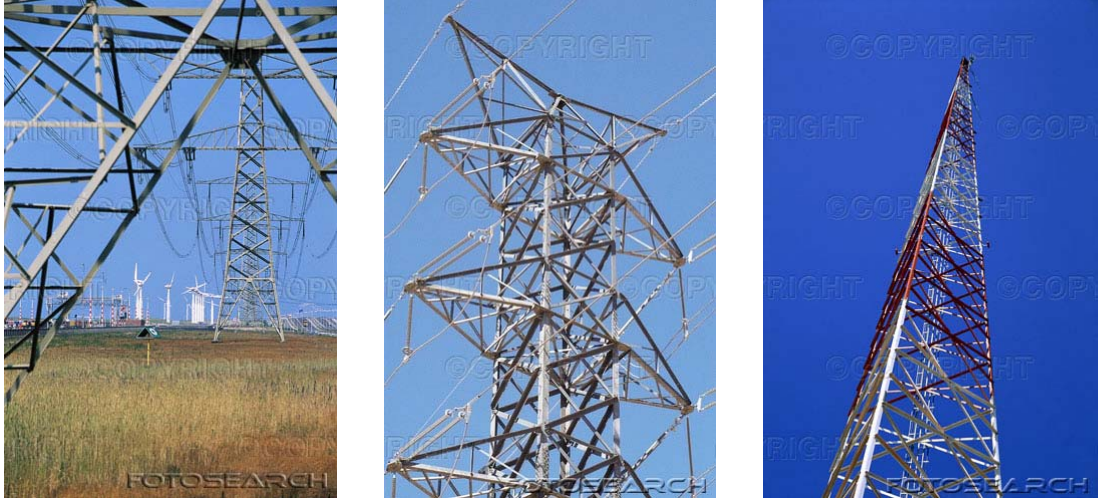
Anahtar Kelimeler: Burkulma, Göçme, Korniyerler, Sonlu Eleman Yöntemi, Yapısal Tasarım, İnce Cidarlı Elemanlar, Doğrusal Olmayan Analiz

1. Giriş

1.1. Genel

Çelik veya alüminyum malzemeden sıcakta haddelenerek veya soğukta şekil verilerek üretilen L enkesitli elemanlar (korniyerler) en temel ve en sık kullanılan çelik yapı elemanlarından biridir. Üretiminin, taşınmasının ve yerine inşa edilmesinin kolay olması bu elemanların bu kadar popüler olmasının nedenlerinden bazılarıdır. Ayrıca çeşitli boy ve ebatla olup uç birleşimleri de oldukça basittir.

Korniyerler, iletim hattı ve iletişim anteni kulelerinde kullanılan başlıca elemanlardan olup bu yapıların kafeslerinde stabilite bağlantı ve örgü çubukları (dikme ve diyagonal çubuklar) olarak kullanılırlar. Bunlara ilaveten, düzlem kafes kirişlerde ve çatı makaslarında alt ve üst başlık elemanı ve örgü çubukları olarak kullanılırlarken düzlem ve uzay çerçeve sistemlerde yatay ve düşey stabilite bağlantısı elemanları olarak da kullanılabilirler. Ayrıca, çok parçalı basınç çubuklarında da bu tip elemanlardan yararlanılır. Bu elemanlar başlık elemanına birleşecek ise birleşim kaynaklı, düğüm noktası levhasına birleşecekse birleşim hem kaynaklı hem de civatalı teşkil edilebilir. Şekil 1.'de korniyerlerin kullanımına bazı örnekler verilmektedir.



Şekil 1. Korniyerlerin kullanımına bazı örnekler

Korniyerler, özellikle örgü çubukları ve stabilite bağlantısı elemanı olarak kullanıldıklarında genellikle eksenel yüklere maruz kalırlar. Ayrıca bu elemanlar genellikle tek parçalı teşkil edilirler. Bu tip tek parçalı korniyerlere yükler birleşimlerdeki kaynaklar ve civatalar vasıtasıyla aktarıldıklarından genellikle etkiyen yüklerin doğrultuları elemanların asal eksenleri ile çakışmaz ve bundan dolayı bu elemanlar eksantrik etkiyen eksenel yüklere maruz kalırlar.

Bu yük eksantrisitesi doğru bir şekilde analiz etmesi çok karmaşık olan “eksenel basınç ve iki eksenli eğilme etkisindeki çubuk problemine” neden olur. Ayrıca aşağıdaki nedenler de meydana gelen bu karmaşıklığa katkıda bulunabilirler [1]: 1) Tek parçalı korniyerlerin sıklıkla çubuk kollarından yalnızca biri kullanılarak birleşiminin sağlanması, diğer bir ifade ile çubuğun yalnızca tek tarafından mesnetlenmesi, 2) Bir düzlem kafes sistemin parçası olan bir tek parçalı korniyerin asal eksenlerinin herhangi birinin bu sistemin eksenleri ile çakışmaması, 3) Çift eksenli eğilmeye maruz bir tek parçalı korniyerin eğilme düzleminin etkiyen yükün düzlemiyle aynı olmaması, 4) Değişik kollu tek parçalı bir korniyerin en-kesitinin simetrisinin olmamasından dolayı korniyer en-kesitinin ağırlık merkezinin kayma merkezi ile çakışmaması. Bu durum, çoğunlukla etkiyen yüklere ait kuvvetler çizgisinin kayma merkezinden geçmemesinden dolayı eğilme momentlerine ek olarak burulma momentinin oluşmasına neden olur. 5) Korniyerlerin uçlarındaki mesnetlenme şartlarının tam olarak belli olmaması. Bu durum, etkili burkulma boyu katsayısı bulmayı gerektiren pek çok pratik durumda soruna neden olmaktadır.

Sözü edilen bütün bu etkenler eksantrik etkiyen eksenel yüklere maruz tek parçalı korniyerlerin yapısal davranışlarının karmaşıklığına katkıda bulunarak bu elemanların yük taşıma kapasitelerini tahmin etmekte kullanılabilecek etkili bir tasarım modelinin kurulmasında zorluğa neden olurlar. Uygulamada kullanılan mevcut standartlar eksantrik yüklü tek parçalı korniyerlerin tasarımında birbirlerinden oldukça farklılık arz etmektedirler. Ülkemizde kullanılan TS 648 [2] standardı ise bu gibi eksenel eğilme ve basınç altındaki çubukların tasarımı için iki eksenli eğilme etkileşim denklemlerinin kullanılmasını önerir. Bu denklemlerden yararlanabilmek için elemanların merkezi yük altındaki yük taşıma kapasitesinin bilinmesi gerekir. Bu çalışmanın amacı merkezi eksenel yüklere maruz korniyerlerin yük taşıma kapasitelerini doğru tahmin edebilmek amacıyla doğrusal olmayan sonlu elemanlar yöntemi ile bir analitik model oluşturularak bu modelle parametrik bir çalışma yapmak ve TS 648'in konuya yaklaşımını irdelemektir.

1.2. Merkezi Yüklü Korniyerlerin Elastik Burkulması

Bu tip merkezi yüklü mafsallı uçlu korniyerlerin elastik kritik burkulma yükü, P_{cr} aşağıdaki kübik denklemin en küçük kökü olarak alınır [3].

$$(P - P_x)(P - P_y) \left(\int_A \sigma \cdot a_o^2 \cdot dA - GJ \right) - (P x_o)^2 (P - P_y) - (P y_o)^2 (P - P_x) = 0 \quad (1)$$

Burada GJ , burulma rijitliği; σ , merkezi basınç gerilmesi; (x_o, y_o) kayma merkezi koordinatı ve a_o , kayma merkezinden enkesit üzerindeki herhangi bir noktaya olan uzaklık olmak üzere aşağıdaki ifade ile verilir.

$$a_o^2 = (x - x_o)^2 + (y - y_o)^2 \quad (2)$$

P_x ve P_y terimleri korniyerin x ve y asal eksenlerine göre Euler eğilmeli burkulma yüklerini göstermek üzere

$$P_x = \frac{\pi^2 EI_x}{L^2} \quad (3)$$

$$P_y = \frac{\pi^2 EI_y}{L^2} \quad (4)$$

şeklinde ifade edilmektedirler. Burada E , Young elastisite modülü; I_x ve I_y , x ve y asal eksenlerine göre atalet momentleri ve L , korniyerin uzunluğudur.

Elastik burkulma için $\int_A \sigma \cdot a_o^2 \cdot dA$ terimi denklem (2) kullanılarak

$$\int_A \sigma \cdot a_o^2 \cdot dA = P \left(\frac{I_x + I_y}{A} + x_o^2 + y_o^2 \right) = P(r_o^2 + x_o^2 + y_o^2) = P r_1^2 \quad (5)$$

şeklinde yazılabilir. Burada A , korniyer enkesitinin alanıdır.

Böylece denklem (1)

$$(P - P_x)(P - P_y)(P - P_z) r_1^2 - (P x_o)^2 (P - P_y) - (P y_o)^2 (P - P_x) = 0 \quad (6)$$

haline gelir. Burada P_z , kayma merkezi eksenine göre burulmalı burkulma yüküdür ve aşağıdaki formül ile ifade edilir.

$$P_z = \frac{1}{r_1^2} \left(GJ + \frac{\pi^2 EI_w}{L^2} \right) \quad (7)$$

Burada I_w , korniyer enkesitinin çarpılma sabiti olup oldukça küçük olduğundan çoğu araştırmacı tarafından ihmal edilmekle birlikte aşağıdaki şekilde ifade edilir [4].

$$I_w = \frac{t^3}{36} \{ [B_1 - (t/2)]^3 + [B_2 - (t/2)]^3 \} \quad (8)$$

Burada t , korniyer kollarının kalınlığı; B_1 ve B_2 , korniyer enkesitinin kısa ve uzun kollarının genişliğidir. Eşit kollu korniyerde B_2 , B_1 'e eşit alınır.

Değişik kollu korniyerlerin simetri eksenini olmadığından denklem (1) ve (6) basitleştirilemez ve kübik denklemin kökleri P_x , P_y ve P_z 'nin fonksiyonları olur. Böylece tek parçalı değişik kollu korniyer kolonların elastik burkulmaları daima P_x , P_y ve P_z 'nin en küçüğüne eşit veya daha küçük bir değere sahip eğilmeli-burulmalı moddaki burkulmaya karşılık gelir. Eşit kollu korniyerlerin yalnızca bir simetri eksenini olduğundan kayma merkezi koordinatı $y_o=0$ olur ve denklem (6)

$$(P - P_y) [P^2 (r_1^2 - x_o^2) - P r_1^2 (P_x + P_z) + r_1^2 P_x P_z] = 0 \quad (9)$$

ifadesine indirgenir. Böylece tek simetri eksenli korniyer kolonların elastik burkulma yükü aşağıdaki ifadelerle elde edilen değerlerin en küçüğü olarak alınır.

$$P_{oc} = P_y \quad (10)$$

$$P_{ft} = \frac{(P_x + P_z) - \sqrt{[(P_x + P_z)^2 - 4P_x P_z (1 - (x_o / r_1)^2)]}}{2(1 - (x_o / r_1)^2)} \quad (11)$$

Bu yüzden tek simetri eksenli korniyer kolonlar ya eğilmeli ya da eğilmeli-burulmalı burkulma ile geçişler.

1.3. Merkezi Yüklü Korniyerler Üzerinde Yapılan Deneysel Çalışmalar

Kitipornchai ve Lee [3] tarafından merkezi yüklü uç mafsallı yumuşak çelikten tek parçalı ve çift parçalı korniyer ve T enkesitli örgü çubuklarının elastik olmayan burkulması üzerine deneysel bir çalışma gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmada, 26 tek parçalı eşit ve değişik kollu korniyer, 12 T enkesitli profil ve 16 çift parçalı korniyer örgü çubuğu kullanılmıştır. Her çubuk boyutu ve uzunluğu için 2 adet çubuk (a, b) hazırlanmış ve ortalama göçme yükünü elde etmek için test edilmişlerdir. Çalışmadaki korniyerler için narinlik parametresi 0.57 ve 1.08 arasında değişmiştir. Özel olarak tasarlanan mesnetler çubuk uçlarının asal eksenler etrafında dönmesine izin vermiş, ancak boyuna eksen etrafında burulmasına engel olmuştur. Bütün çubuklar aşırı miktarda eğilme ve burulmayla birlikte elastik olmayan bölgede göçmüşlerdir. Bu çalışmada kullanılan korniyerlere ait kesit boyutları Tablo 1.'de, kesit özellikleri ile teorik ve deneysel burkulma yükleri Tablo 2.'de verilmektedir. Ayrıca Kitipornchai ve Lee [3] tarafından bu korniyerler için $E=214000$ MPa'lık ortalama bir değer önerilmiştir.

Tablo 1. Korniyerlere ait kesit boyutları

Numune Tipi	Numune Numarası	Anma Boyutları (mm)	Etkili Uzunluk (mm)	Ölçülen Boyutlar (mm)		
				B ₁	B ₂	t
Eşit Kollu	SA1-a,b	64 x 64 x 5	600	64.7	64.7	4.8
Eşit Kollu	SA2-a,b	64 x 64 x 5	700	64.7	64.7	4.8
Eşit Kollu	SA3-a,b	76 x 76 x 5	850	76.1	76.1	5.1
Eşit Kollu	SA4-a,b	76 x 76 x 5	1000	76.1	76.1	5.1
Eşit Kollu	SA5-a,b	76 x 76 x 5	1100	76.1	76.1	5.1
Eşit Kollu	SA6-a,b	102 x 102 x 6.5	1310	100.2	100.2	6.7
Eşit Kollu	SA7-a,b	102 x 102 x 6.5	1400	100.2	100.2	6.7
Değişik Kollu	SA8-a,b	51 x 66 x 4.5	700	51.2	65.6	4.7
Değişik Kollu	SA9-a,b	51 x 66 x 4.5	900	51.2	65.6	4.7
Değişik Kollu	SA10-a,b	51 x 77 x 5	800	51.4	76.7	4.8
Değişik Kollu	SA11-a,b	51 x 77 x 5	1000	51.4	76.7	4.8
Değişik Kollu	SA12-a,b	77 x 101 x 6.5	1200	76.8	101.0	6.4
Değişik Kollu	SA13-a,b	77 x 101 x 6.5	1500	76.8	101.0	6.4

Tablo 2. Korniyerlere ait kesit özellikleri ile teorik ve deneysel burkulma yükleri

Numune	F _y (MPa)	A (mm ²)	r _{min} (mm)	$\lambda_o = \frac{1}{\pi} \left(\frac{L}{r_{min}} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}}$	P _{cr} (kN)	P _f (kN)	Göçme Tipi
SA1-a,b	307	598	12.8	0.57	283.4	163	F ^a
SA2-a,b	307	598	12.8	0.66	276.3	169	F
SA3-a,b	298	750	15.1	0.67	283.6	182	F
SA4-a,b	298	750	15.1	0.79	275.4	167	F
SA5-a,b	298	750	15.1	0.87	269.6	161	F
SA6-a,b	275	1298	19.9	0.75	474.9	295	F
SA7-a,b	275	1298	19.9	0.80	468.2	283	F
SA8-a,b	295	530	11.0	0.75	214.5	141	FT ^b
SA9-a,b	295	530	11.0	0.97	151.1	135	FT
SA10-a,b	312	587	11.3	0.86	176.9	143	FT
SA11-a,b	312	587	11.3	1.08	132.6	123	FT
SA12-a,b	296	1100	16.6	0.86	342.6	277	FT
SA13-a,b	296	1100	16.6	1.07	253.1	190	FT

^a F = Eğilmeli Burkulma, ^b FT = Eğilmeli-Burulmalı Burkulma

Tablo 1.'deki B₁ ve B₂ ifadeleri korniyer kollarının uzunluğunu; t, korniyer cidar kalınlığını göstermektedir. Tablo 2.'deki F_y, akma gerilmesini; A korniyer enkesit alanını; r_{min}, minimum atalet yarıçapını; λ_o, narinlik parametresini; P_{cr}, kritik teorik elastik burkulma yükünü ve P_f, deneysel göçme burkulma yükünü göstermektedir.

Al-Sayed [5] ve Al-Sayed ve Bjorhovde [6] gerçekleştirdikleri deneysel bir araştırma ile eğilmeli veya eğilmeli-burulmalı burkulma modunda göçen 12 adet çelik korniyerden elde ettikleri sonuçları bildirdiler. Testler eğilme ve burulma

deformasyonlarına müsaade eden küresel uçlar kullanılarak merkezi yükler altında gerçekleştirildi. İlkel eğriliklerin ölçülmediği bu çalışmadan elde edilen sonuçlar ilkel gerilmeleri, kısa kolon dayanımını ve diğer gözlemleri içermektedir. Yeterli veri sağlanamadığından herhangi bir tasarım denklemi önerilmemiştir. Elde edilen sonuçlar Kitipornchai ve Lee'nin [3] elde ettiklerinden ortalama olarak daha yüksektir.

Yokoov, Wakabayashi ve Nonaka [7], yumuşak dökme çelikten imal edilmiş 57 adet eşit kollu korniyeri hem merkezi hem de eksantrik etkiyen eksenel yük altında test etti. Merkezi yüklü korniyerler üzerindeki testler elemanların orta kısımlarında uç kısımlarında görünenden daha fazla burulma deformasyonlarının meydana geldiğini göstermiştir ki bu durum tek parçalı eşit kollu korniyerlerin burkulma dayanımlarının numune uçarındaki burulma için söz konusu olan sınır şartlarından önemli derecede etkilenmediği savını kanıtlamıştır.

Wakabayashi ve Nonaka [8], 20-150 arasında değişen narinlik oranlarına sahip 48 adet 90x90x7 mm'lik yumuşak dökme çelik korniyer üzerinde testler gerçekleştirdiler. Uç mesnet şartları numunenin burulmasına ve bütün yönlerde dönmesine müsaade edecek tarzda teşkil edildi. Bu 48 adet numune beş ayrı gruba ayrılarak test edildiler. Birinci gruptaki 8 numune merkezi yük altında test edilmiştir.

Ishida [9] tarafından haddelenmiş yüksek mukavemetli çelikten 75x75x6 mm ve 65x65x6 mm boyutlarında eşit kollu tek parçalı korniyerler üzerinde testler gerçekleştirilmiştir. 20 ile 100 arasında değişen narinlik oranlarına sahip bu korniyerlerin 33 tanesi merkezi yük 7 tanesi de eksantrik yük altında test edilmiştir. Daha fazla ilkel gerilmelere sahip olduğundan dolayı haddelenmiş yüksek mukavemetli çelik korniyerlerin davranışı haddelenmiş yumuşak çelik korniyerlerinkinden farklı, kaynakla teşkil edilmiş korniyerlerinkine ise benzer bulunmuştur. Teste tabi tutulan korniyerlerden çok büyük narinlik oranına sahip olanlar hariç hepsinin yük taşıma kapasiteleri yumuşak çelik korniyerlerinkinden düşük çıkmıştır. Kapasitedeki azalma $\pi(E/\sigma_y)^{1/2}$ ye eşit bir narinlik oranı civarında daha açık bir şekilde görülmüştür. Burada σ_y , malzemenin akma gerilmesidir.

Kennedy ve Madugula [10] tarafından değişik sınır şartları altında 72 adet tek parçalı ve çift parçalı korniyer kolon üzerinde merkezi yük altında testler gerçekleştirilmiştir. Narinlik oranları test numunelerinin elastik olmayan bölgede göçmelerine neden olacak şekilde seçilmiştir. Bu deneysel çalışmadan elde edilen sonuçlar elastik olmayan bölgedeki eğilmeli, eğilmeli-burulmalı ve lokal burkulma için türetilmiş teorik çözümlerin doğruluğunu teyit etmiştir. Bu test sonuçlarına bağlı olarak belirli bir korniyer kolon için müsaade edilen burkulma gerilmesinin gerçekçi bir tahmininde bulunmaya yarayan bir yöntem önerilmiştir.

Adluri ve Madugula [11], 26 adet eşit kollu tek parçalı korniyer çubuğu merkezi yük altında test ettiler. Altı farklı ebat ve narinlik oranı 68 ile 128 arasında değişen korniyerler bu deneysel çalışmada kullanılmıştır.

2. Sonlu Eleman Modellemesi

2.1. Genel

Kitipornchai ve Lee'nin [3] gerçekleştirdikleri deneysel çalışmada kullandıkları mafsal uçlu merkezi yüklü tek parçalı; narinlik katsayıları 47 ile 90 arasında değişen; eşit ve değişik kollu 13 adet korniyere ait teorik burkulma ve deneysel göçme yükleri sonlu eleman modelini hazırlamak için kullanılmıştır. Bu çalışmada sonlu eleman modelinin geliştirilmesi için gereken burkulma analizleri ABAQUS 6.5 [12] sonlu eleman paket programında gerçekleştirilmiştir. Modelin, herhangi bir korniyere ait ölçülmüş boyutları, sınır şartlarını, yük koşullarını, ilkel geometrik kusurları (ilkel eğrilikleri) ve malzeme özelliklerini yansıtacak şekilde geliştirilmesine çalışılmıştır. Burkulma için sonlu eleman analizi iki tip analizin arka arkaya uygulanmasını gerektirmektedir.

Bunlardan ilki, burkulma modlarını ve yüklerini tahmin etmek için kullanılan özdeğer analizidir. Bu tip bir analiz ABAQUS kütüphanesindeki (*BUCKLE) prosedürü kullanılarak aynı analiz adımıyla hareketli yük ile birlikte uygulanan doğrusal elastik bir analizdir. Burkulma analizi ile hareketli yükün burkulma yüküne ulaşması için çarpılması gereken katsayılar belirlenir. Pratikte, özdeğer analizi ile tahmin edilen en küçük burkulma yükü ve modu kullanılır.

İkincisi, doğrusal olmayan yük-deformasyon analizi olarak bilinen ve özdeğer analizini takip eden analizdir. Burkulma sonrası davranışın kararlı olup olmadığını anlamak için gereklidir. Göçme yükü, bu analizde yükün artış göstermeden deplasmanların sürekli artış gösterdiği yük olarak belirlenir.

2.2. Sonlu Eleman Tipi ve Ağı

ABAQUS el kitabında ve ince cidarlı kesitlere sahip elemanlarla ilgili yapılan çalışmalarda S4R ve S8R kabuk elemanın kompleks burkulma davranışı için ideal olabileceğinden sözedilmektedir [12], [13]. S4R elemanı, 4 nodlu, çift eğrilikli, indirgenmiş integrasyonlu bir eleman olup her nodunda altı serbestlik derecesi vardır. Genellikle ince cidarlı çubukları kabuk elemanla modellerken kalın kabuk elemanlara (kalınlığı karakteristik uzunluğunun 1/15'inden daha büyük olan kabuk elemanlar) ihtiyaç duyulduğundan bu elemanların benzetiminde önemli olan enine (transverse) kayma deformasyonlarına bu eleman müsaade etmektedir. S4R elemanı sonlu şekil değiştirmeyi de ele aldığından büyük şekil değiştirme analizleri için de uygundur. S8R elemanı ise 8 nodlu, çift eğrilikli, indirgenmiş integrasyonlu bir eleman olup her nodunda altı serbestlik derecesi vardır. Enine kayma deformasyonları her integrasyon noktasında hesaplanır. Deformasyon nedeni ile oluşan kalınlıktaki değişim bu elemenda ihmal edilir.

2.3. Sınır Şartları ve Yük Tatbiki

Kitipornchai ve Lee [3] tarafından yapılan çalışmaya sadık kalarak modelde korniyerlerin uçları asal eksenler etrafında dönmeye ve yükün uygulandığı uçtaki boyuna yer değiştirmeye karşı serbest bırakılıp, boyuna eksen etrafında dönmeye ve diğer doğrultulardaki yer değiştirmelere karşı tutulmuştur. Ayrıca, iki uçtaki nodlar

hariç diğer bütün nodlar bütün doğrultulardaki dönmelere ve yer değiştirmelere karşı serbest bırakılmışlardır.

Burkulmaya ait ikinci analizde yük, Abaqus kütüphanesinde mevcut olan modifiye edilmiş RIKS yöntemi kullanılarak artımlar halinde uygulanmıştır. RIKS yöntemi, burkulma sonrası (postbuckling) analizi gibi analizlerde bir yapının kararsız ve doğrusal olmayan göçmesini tahmin etmek için kullanılır. Bu yöntemde yük büyüklüğü ilave bir bilinmeyen olarak kabul edilir ve yüklerle birlikte deplasmanlar eş zamanlı olarak çözülür. Yük, uygulandığı uçta korniyerin merkezi yükünü verecek şekilde korniyer kollarının uçlarındaki ve kolların kesiştiği noktadaki üç noda uygun şekilde dağıtılarak tekil yük olarak uygulanır. Bu ikinci analizde büyük deplasmanları hesaba katmak için doğrusal olmayan geometri parametresi (NLGEOM) analize dahil edilmiştir. Özdeğer analizinde ise 1 kN'luk yük ikinci analizde olduğu gibi uygulanan uçtaki nodlara tekil yük olarak tatbik edilmiştir.

2.4. Malzeme Modeli

Çeliğin mekanik özelliğini modellemek için basit bir lineer elastik ideal plastik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi kullanılmıştır. Abaqus, malzeme özelliğinin plastisite modellemesinde izotropik metaller için Von Mises akma kriterini kullanır. Bu kritere göre akma yüzeyi pekleşme beklenmeksizin göçme yüzeyi olarak alınır. Bu çalışmaya konu olan korniyerlere ait akma gerilmeleri modelin göçme yükünün belirlenmesinde kullanılmıştır.

2.5. İlkel Kusurların Modellenmesi

Yapısal elemanlar kusursuz düzlükte ve doğrulukta yüzeylere sahip olmayıp daima bir miktar eğriliğe sahiptirler. Burkulma yükünde bu eksantrisite çok büyük deformasyonlara sebep olur. Bu durum elemanın basınç mukavemetinde büyük miktarda düşüşe sebep olur. İlkel kusurların bu etkisi pek çok tasarım standardında doğrudan veya dolaylı olarak hesaba katılır. Sonlu eleman modelinde bu kusurlar modele ilkel bir eğrilik vererek uygulanan yük için yapay bir eksantrisite oluşturulmasıyla benzeştirilebilir. Bu eğrilik elemana ilkel geometrinin merkezdeki sapması $L/1760$ olan yarım sinüs dalgası şeklinde kabul edilmesi ile verilebilir [11]. Göçme yüklerinin belirlenmesi için kullanılacak olan modeldeki nodların koordinatları korniyerlerin bu ilkel eğriliklerini hesaba katacak şekilde hesaplanarak güncellenmiş ve modele dahil edilmişlerdir.

2.6. Sonlu Eleman Modelinin Oluşturulması

İlk olarak ABAQUS 6.5 sonlu eleman paket programı yardımıyla S4R ve S8R kabuk elemanlarından ve çeşitli sonlu eleman ağlarından oluşan farklı modellerle Kitipornchai ve Lee'nin [3] çalışmasındaki korniyerler modellenerek özdeğer analizleri yapılmış ve yaklaşım çalışmalarına başlanmıştır. Bu çalışmada modellerin uçlarındaki hareketli yük 1 kN seçilerek özdeğer analizi ile belirlenen katsayının burkulma yükü olması sağlanmıştır. Yaklaşım çalışmaları sonucu elemanların Tablo 2.'de verilen teorik kritik burkulma yüklerine en yakın yükleri veren model esas model olarak seçilmiştir. Esas modelin S4R kabuk elemandan ve yaklaşık 10x10 mm boyutlarında elemanlardan oluşan sonlu eleman ağından

oluşmasına karar verilmiştir. Bu model ile elde edilen kritik burkulma yükleri, P_{cr}^{AB} Tablo 3.'de verilerek teorik sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Tablo 3. Teorik sonuçlarla sonlu eleman modelinden elde edilen elastik burkulma yüklerinin karşılaştırılması

Numune	P_{cr} (kN)	Teorik Burkulma Modu	P_{cr}^{AB} (kN)	Sonlu Eleman Burkulma Modu	P_{cr} / P_{cr}^{AB}
SA1-a,b	283.4	FT	276.00	FT	1.027
SA2-a,b	276.3	FT	269.14	FT	1.027
SA3-a,b	283.6	FT	276.39	FT	1.026
SA4-a,b	275.4	FT	268.61	FT	1.025
SA5-a,b	269.6	FT	263.04	FT	1.025
SA6-a,b	474.9	FT	460.25	FT	1.032
SA7-a,b	468.2	FT	453.95	FT	1.031
SA8-a,b	214.5	FT	205.81	FT	1.042
SA9-a,b	151.1	FT	144.29	FT	1.047
SA10-a,b	176.9	FT	170.73	FT	1.036
SA11-a,b	132.6	FT	127.73	FT	1.038
SA12-a,b	342.6	FT	331.69	FT	1.033
SA13-a,b	253.1	FT	245.77	FT	1.030
Ortalama					1.032
Varyans					0.00005

Tablo 3.'den de görüldüğü üzere sonlu eleman modelinden elde edilen elastik burkulma yükleri teorik yüklere çok yakın çıkmıştır. Teorik elastik burkulma yükünün modelle tahmin edilen burkulma yüküne oranının ortalama değeri 1.032 ve varyansı 0.00005 olup arzu edilen düzeydedir. Genel olarak model ile tahmin edilen elastik burkulma yüklerinin teorik yüklerden küçük olduğu da Tablo 3.'den anlaşılmaktadır.

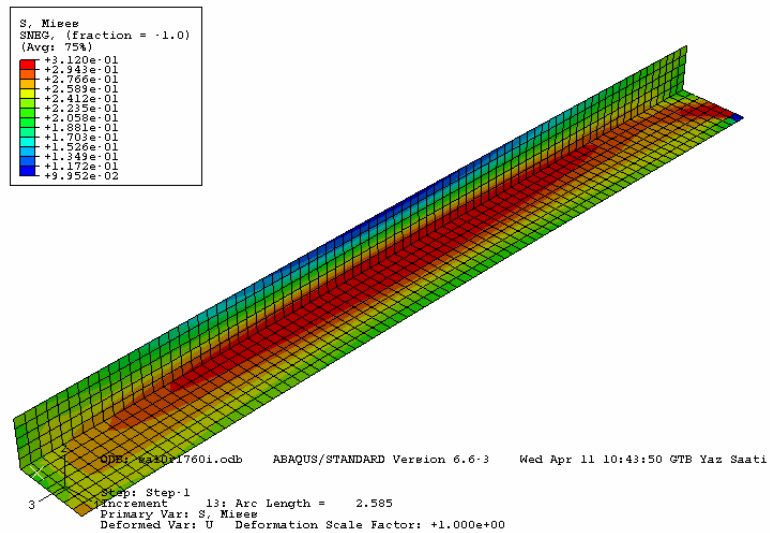
2.7. Sonlu Eleman Modeli İle Göçme Yüklerinin Belirlenmesi

Belirlenen sonlu eleman modeli ile Kitipornchai ve Lee'nin [3] çalışmasındaki korniyerlerin göçme yükleri tahmin edilmiş ve bu tahminler deney sonuçları ile karşılaştırılarak sonlu eleman modelinin doğruluğu araştırılmıştır. RIKS yöntemi ile burkulmaya ait ikinci analiz olan doğrusal olmayan yük-deplasman analizine geçmeden önce her korniyer için $L/1760$ 'lık ilkel eğrilik modele verilmiştir. Modelin yük-deplasman analizi ile elde edilen göçme burkulma yükleri, P_f^{AB} Tablo 4.'de verilerek deneysel sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Örnek bir göçme modu olarak SA10 elemanın göçme modu Şekil 2.'de ve bu elemanın yük-boyuna deformasyon eğrisi Şekil 3.'de verilmektedir.

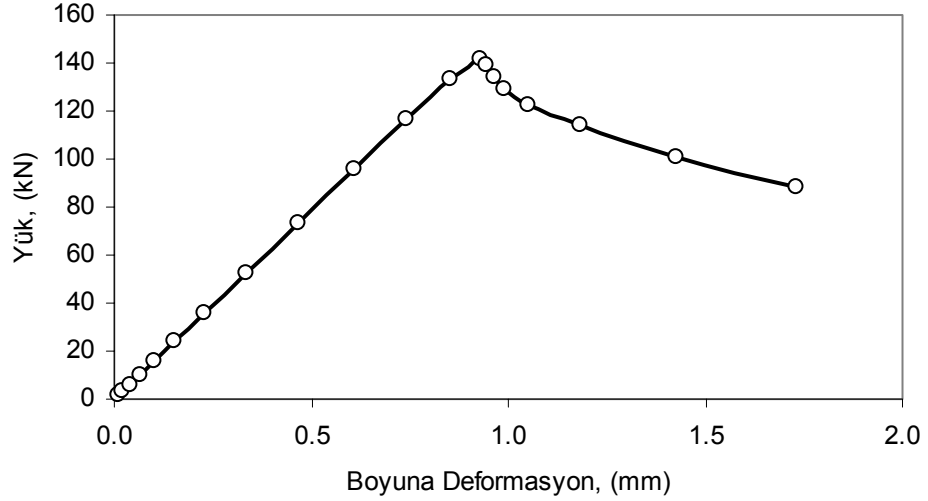
Tablo 4. Modelden ve deneyden elde edilen göçme yüklerinin karşılaştırılması

Numune	P_f (kN)	Deneysel Burkulma Modu	P_f^{AB} (kN)	Sonlu Eleman Burkulma Modu	Boyuna Kısalma, e^{AB} (mm)	P_f / P_f^{AB}
SA1-a,b	163	F	172.4	F	0.85	0.945
SA2-a,b	169	F	167.5	F	0.98	1.009
SA3-a,b	182	F	203.5	F	1.15	0.894
SA4-a,b	167	F	192.5	F	1.32	0.868
SA5-a,b	161	F	181.5	F	1.37	0.887
SA6-a,b	295	F	312.6	F	1.64	0.944
SA7-a,b	283	F	303.5	F	1.70	0.932
SA8-a,b	141	FT	134.4	FT	0.92	1.049
SA9-a,b	135	FT	111.8	FT	1.10	1.208
SA10-a,b	143	FT	142.0	FT	0.93	1.007
SA11-a,b	123	FT	111.9	FT	1.23	1.099
SA12-a,b	277	FT	257.9	FT	1.47	1.074
SA13-a,b	190	FT	207.5	FT	1.74	0.916
Ortalama						0.987
Varyans						0.010

Tablo 4.'den de görüldüğü üzere sonlu eleman modelinden elde edilen göçme burkulma yükleri deneysel göçme yüklerine yakın çıkmıştır. Deneysel göçme yükünün modelle tahmin edilen göçme yüküne oranının ortalama değeri 0.987 ve varyansı 0.010 olup arzu edilen düzeye yakındır. Bu sonuçlardan anlaşıldığı üzere göçme yüklerini iyi bir yaklaşıklıkla tahmin eden bu modelle parametrik çalışma gerçekleştirilebilir.



Şekil 2. SA10 elemanının göçme modu



Şekil 3. SA10 elemanın yük-deformasyon eğrisi

3. Parametrik Çalışma ve TS 648'e Göre Korniyerlerin Merkezi Yük Taşıma Kapasiteleri

3.1. Parametrik Çalışma

Bu bölümde parametrik çalışmayı gerçekleştirmek amacıyla narinliği, λ 60.2 ile 171 arasında ve kol genişliğinin cidar kalınlığına oranı (w/t) 6.7 ile 15.8 arasında değişen ve 6 farklı kesitten oluşan merkezi yüklü ve mafsallı uçlu 23 adet eşit kollu korniyerlerin göçme yükleri belirlenen modelle tahmin edilmiş ve TS 648'in bu korniyerler için önerdiği merkezi yük taşıma kapasiteleri ile karşılaştırılmıştır. Parametrik çalışmaya konu olan bütün korniyerlerin elastisite modülleri 199.95 GPa'dır. Tablo 5.'de korniyerlerin geometri ve malzeme özellikleri ile birlikte modelle tahmin edilen göçme yükleri ve uzama değerleri verilmektedir.

3.2. TS 648'e Göre Korniyerlerin Merkezi Yük Taşıma Kapasiteleri

TS 648'e göre merkezi basınca maruz iki ucu mafsallı bir çubuğun taşıyabileceği maksimum yük, S (kg)

$$S = \frac{\sigma_{\text{çem}} \cdot F}{\omega} \quad (12)$$

ile belirlenir. Burada F , çubuğun en kesit alanı (cm^2); $\sigma_{\text{çem}}$, incelenen yükleme ve malzemeye göre çekme emniyet gerilmesi (kg/cm^2); ω , çubuğun narinliği, λ ile bağlantılı burkulma katsayısını göstermek üzere şu şekilde belirlenir.

Tablo 5. Korniyerlerin geometri ve malzeme özellikleri ve modelle tahmin edilen göçme yükleri

Numune No	B ₁	B ₂	t	Etkili Uzunluk, L	Narinlik Oranı, λ	w/t	F _y , (MPa)	P _f ^{AB} , (kN)	e ^{AB} , (mm)	Göçme Modu
302E	127	127	9.5	2134	84.9	13.4	380	519.1	3.33	F
303A	76	76	4.8	915	60.6	15.8	335	205.7	1.44	F
303B	76	76	4.8	1213	80.3	15.8	335	163.3	1.74	F
303C	76	76	4.8	1520	100.6	15.8	335	116.6	2.01	F
303D	76	76	4.8	1824	120.8	15.8	335	85.1	2.22	F
303E	76	76	4.8	2129	141.0	15.8	335	63.8	2.85	F
304B	102	102	7.9	1215	60.2	12.9	349	467.1	2.02	F
304C	102	102	7.9	1524	75.5	12.9	349	391.2	2.24	F
304D	102	102	7.9	1824	90.4	12.9	349	309.3	2.50	F
304E	102	102	7.9	2129	105.5	12.9	349	238.2	2.60	F
305C	102	102	9.5	1522	75.8	10.7	311	435.2	2.11	F
305D	102	102	9.5	1828	91.0	10.7	311	346.4	2.40	F
305E	102	102	9.5	2129	106.0	10.7	311	275	2.57	F
306A	76	76	13	915	61.8	6.0	411	566.1	1.66	F
306B	76	76	13	1214	82.1	6.0	411	404.2	2.01	F
306C	76	76	13	1521	102.8	6.0	411	301.5	1.97	F
306D	76	76	13	1825	123.4	6.0	411	196.5	3.30	F
306E	76	76	13	2134	144.2	6.0	411	147.3	3.11	F
307A	64	64	9.5	915	73.3	6.7	331	274.2	1.34	F
307B	64	64	9.5	1214	97.3	6.7	331	185.4	1.43	F
307C	64	64	9.5	1521	121.9	6.7	331	127.1	1.92	F
307D	64	64	9.5	1827	146.4	6.7	331	90.4	2.54	F
307E	64	64	9.5	2134	171.0	6.7	331	66.8	2.46	F

$$\omega = \frac{\sigma_{\text{cem}}}{\sigma_{\text{bem}}} \quad (13)$$

Burada σ_{bem} , incelenen yükleme ve malzemeye göre basınç emniyet gerilmesini (kg/cm^2) gösterir. Çubuğun narinliği, λ , $\lambda_x = s_{kx}/i_x$ ve $\lambda_y = s_{ky}/i_y$ değerlerinden büyüğüdür. Burada λ_x ve λ_y , çubuğun x ve y eksenine göre narinliği; s_{kx} ve s_{ky} , çubuğun x-x ve y-y asal eksenlerine dik düzlemlerdeki burkulma boyları ve i_x ve i_y , bu asal eksenlere ait asal atalet yarıçaplarıdır. $\lambda < 20$ olan çubuklar için burkulma hesabı yapılmaz; yani bunlar için $\omega = 1$ alınır.

Eksenel basınca çalışan çubuğun narinliği, λ λ_p 'den az ise ($\lambda \leq \lambda_p$) basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{\text{bem}} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right] \cdot \sigma_a}{n} \quad (14)$$

formülü ile, çubuğun narinliği ($\lambda \geq \lambda_p$) ise basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{bem} = \frac{2}{5} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \quad (15)$$

formülü hesap edilir.

(14) formülünde n, $n \geq 1.67$ olmak üzere emniyet katsayısıdır. $\lambda < 20$ ise $n = 1.67$ olarak alınır. $20 \leq \lambda \leq \lambda_p$ ise

$$n = 1.5 + 1.2 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) - 0.2 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^3 \quad (16)$$

ifadesi ile belirlenir. $\lambda \geq \lambda_p$ ise $n = 2.5$ alınır. (15) formülünde E, elastisite modülü (kg/cm^2); σ_a , çeliğin akma sınırı (kg/cm^2); λ_p , plastik narinlik sınırı (kritik narinlik) olmak üzere

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{\sigma_a}} \quad (17)$$

formülü ile belirlenir.

Parametrik çalışma ile göçme yükleri tahmin edilen ve daha önce Kitipornchai ve Lee'nin [3] çalışmasında göçme yükleri belirlenen toplam 36 adet korniyer için TS 648'e göre belirlenen merkezi yük taşıma kapasitesi, S değerleri Tablo 6.'da verilerek karşılaştırmaları yapılmıştır.

Tablo 6.'da P_g , Kitipornchai ve Lee'nin [3] çalışmasındaki korniyerlerin deneysel göçme yüklerini ve parametrik çalışmaya konu olan korniyerlerin sonlu eleman modeli ile tahmin edilmiş göçme yüklerini ifade etmektedir. Tablo 6.'dan da görüleceği üzere TS 648 ile belirlenen korniyerlerin merkezi yük taşıma kapasiteleri deneysel çalışmadan elde edilen ve modelle tahmin edilen göçme yüklerinin tamamından büyük olup S/ P_g oranı 0.39 ile 0.53 arasında değişmektedir. Ayrıca S/ P_g oranının ortalama değeri 0.47 olup 0.0015'lik varyansa sahiptir. Buradan çıkan sonuç TS 648'in korniyerlerin merkezi yük taşıma kapasiteleri için ortalama 2 kat fazla değer önerdiği yani aşırı emniyetli değerler verdiğidir.

4. Sonuçlar

Belirlenen sonlu eleman modeli ile Kitipornchai ve Lee [3] tarafından merkezi yük altında test edilen uç mafsallı yumuşak çelikten tek parçalı eşit ve değişik kollu toplam 13 adet korniyerin teorik elastik burkulma yükleri oldukça iyi bir yaklaşıklıkla tahmin edilmiştir.

Tablo 6. TS 648'e göre parametrik çalışmaya konu korniyerlerin merkezi yük taşıma kapasitesileri

Numune	F_y , (MPa)	λ_p	n	σ_{bem} , (Mpa)	σ_{cem} , (Mpa)	ω	P_g , (kN)	S , (kN)	S/P_g
SA1-a,b	307	117.3	1.97	143.7	184.2	1.28	163.0	85.9	0.53
SA2-a,b	307	117.3	2.04	134.2	184.2	1.37	169.0	80.3	0.48
SA3-a,b	298	119.1	2.05	129.4	178.8	1.38	182.0	97.1	0.53
SA4-a,b	298	119.1	2.13	118.1	178.8	1.51	167.0	88.6	0.53
SA5-a,b	298	119.1	2.19	110.7	178.8	1.62	161.0	83.0	0.52
SA6-a,b	275	123.9	2.11	112.0	165.0	1.47	295.0	145.4	0.49
SA7-a,b	275	123.9	2.14	107.5	165.0	1.53	283.0	139.5	0.49
SA8-a,b	295	119.7	2.11	120.2	177.0	1.47	141.0	63.3	0.45
SA9-a,b	295	119.7	2.26	100.2	177.0	1.77	135.0	52.8	0.39
SA10-a,b	312	116.4	2.19	116.2	187.2	1.61	143.0	68.7	0.48
SA11-a,b	312	116.4	2.33	95.1	187.2	1.97	123.0	56.3	0.46
SA12-a,b	296	119.5	2.18	111.0	177.6	1.60	277.0	121.7	0.44
SA13-a,b	296	119.5	2.32	91.2	177.6	1.95	190.0	100.1	0.53
302E	380	101.9	2.38	104.1	228.0	2.19	519.1	241.8	0.43
303A	335	108.5	2.14	132.5	201.0	1.52	205.7	93.6	0.44
303B	335	108.5	2.31	105.5	201.0	1.91	163.3	74.5	0.47
303C	335	108.5	2.45	77.9	201.0	2.58	116.6	55.0	0.47
303D	335	108.5	2.5	54.1	201.0	3.71	85.1	38.2	0.46
303E	335	108.5	2.5	39.7	201.0	5.06	63.8	28.1	0.47
304B	349	106.3	2.14	136.7	209.4	1.53	467.1	211.8	0.47
304C	349	106.3	2.28	114.4	209.4	1.83	391.2	177.3	0.39
304D	349	106.3	2.40	93.0	209.4	2.25	309.3	144.0	0.45
304E	349	106.3	2.50	71.0	209.4	2.95	238.2	110.0	0.45
305C	311	112.7	2.25	107.1	186.6	1.74	435.2	198.0	0.41
305D	311	112.7	2.36	88.6	186.6	2.11	346.4	163.8	0.47
305E	311	112.7	2.46	70.4	186.6	2.65	275.0	130.1	0.51
306A	411	98.0	2.21	149.1	246.6	1.65	566.1	263.8	0.41
306B	411	98.0	2.39	111.8	246.6	2.21	404.2	197.8	0.50
306C	411	98.0	2.5	74.7	246.6	3.30	301.5	132.1	0.47
306D	411	98.0	2.5	51.9	246.6	4.75	196.5	91.8	0.47
306E	411	98.0	2.5	37.9	246.6	6.50	147.3	67.1	0.49
307A	331	109.2	2.25	114.2	198.6	1.74	274.2	128.5	0.44
307B	331	109.2	2.43	82.2	198.6	2.42	185.4	92.5	0.53
307C	331	109.2	2.5	53.1	198.6	3.74	127.1	59.8	0.50
307D	331	109.2	2.5	36.8	198.6	5.40	90.4	41.4	0.49
307E	331	109.2	2.5	27.0	198.6	7.36	66.8	30.4	0.47
Ortalama									0.47
Varyans									0.0015

L/1760'lık ilkel eğrilik göz önünde bulundurularak sonlu eleman modeli ile modellenen Kitipornchai ve Lee'nin [3] çalışmasındaki 13 adet korniyerin tahmin edilen göçme yükleri deneysel sonuçlara yeterince yakın çıkmıştır.

TS 648 standardı parametrik çalışmadaki korniyerlerin merkezi yük taşıma kapasiteleri için ortalama 2 kat fazla değer önermiş, yani aşırı emniyetli değerler vermiştir.

Kaynaklar

- [1] Sakla, S. S. S., 2004, "Neural network modeling of the load-carrying capacity of eccentrically-loaded single-angle struts", *Journal of Constructional Steel Research*, 60 (2004), sf. 965–987
- [2] Türk Standartları Enstitüsü, Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, TS 648, Ankara, 1982.
- [3] Kitipornchai, S., and Lee, H. W., 1986, "Inelastic buckling of single angle, tee and double angle struts, *Journal of Constructional Steel Research*, 6(1), pp. 3-20
- [4] Bleich, F., and Bleich, H. H., 1952, *Buckling strength of metal structures*, McGraw-Hill Book Co., New York, NY
- [5] Al-Sayed, S. H., 1987, "Inelastic behaviour of single angle columns", Ph.D. Thesis, University of Arizona, Tuscon, Arizona, USA
- [6] Al-Sayed, S. H., and Bjorhovde, R., 1989, "Experimental study of single angle columns", *Journal of Constructional Steel Research*, 12(?), pp. 83-102
- [7] Yokoo, Y., Wakabayashi, M., and Nonaka, T., 1968, "An experimental study on buckling of angles", *Yawata Tech. Rep. No. 265*, Dec. pp. 8543-8563, 8759-8760, Yawata Iron and Steel Co., Tokyo, Japan
- [8] Wakabayashi, M., and Nonaka, T., 1965, "On the buckling strength of angles in transmission towers", *Bulletin of the Disaster Prevention Institute, Kyoto University, Japan*, 15(2), pp. 1-18
- [9] Ishida, A., 1968, "Experimental study on column carrying capacity of SHY steel angles", *Yawata Tech. Rep. No. 265*, Dec. pp. 8564-8582, 8761-8763, Yawata Iron and Steel Co., Tokyo, Japan
- [10] Kennedy, J. B., and Madugula, M. K. S., 1972, "Buckling of angles and tee struts", *Journal of Structural Division*, 98(11), pp. 2507-2522
- [11] Adluri, S. M. R. and Madugula, M. K. S., 1996, "Flexural buckling of Steel Angles: Experimental Investigations", *Journal of Structural Engineering*, 122(3), pp. 309-317
- [12] ABAQUS Standard User's Manual, 2005, Hibbit, Karlsson and Sorensen, Inc., Vols. 1, 2 and 3, Version 6.5.
- [13] Nandula, R., 1998, "Finite element analysis of eccentrically loaded angles", M.S. Thesis, University of Windsor, Windsor, Ontario, Canada.

ÇELİK ÇERÇEVE SİSTEMLERİN TABU ARAMA YÖNTEMİYLE OPTİMUM TASARIMI

S. Özgür DEĞERTEKİN^a, Mehmet ÜLKER^b, M. Sedat HAYALIOĞLU^a

^a Dicle Üniversitesi, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 21280, Diyarbakır, sozgur@dicle.edu.tr, hsedat@dicle.edu.tr

^b Fırat Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 23119, Elazığ, mulker@firat.edu.tr

Özet

Bu çalışmada, tabu arama yöntemi düzlem çelik çerçevelerin optimum tasarımında kullanılmıştır. Tabu arama, optimizasyon problemlerinin çözümünde insan hafızasının çalışma mekanizmasını taklit eden gelişmiş bir arama yöntemidir. Optimum tasarımda çelik çerçevelerin gerilme, stabilite ve yanal deplasman sınırlayıcıları altında minimum ağırlıklı olarak boyutlandırılması amaçlanmıştır. Bileşik gerilme sınırlayıcısı olarak TS 648’de açıklanan eğilmeli burkulma formülleri kullanılmıştır. Tabu arama yönteminin uygulanabilirliğini göstermek ve elde edilen sonuçları karşılaştırmak amacıyla literatürden alınan iki düzlem çerçeve kullanılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Çelik çerçeveler, Optimum tasarım, Tabu arama

1. Giriş

Tabu arama (TA); insan hafızasının çalışma mekanizmasını optimizasyon problemlerinin çözümünde kullanan gelişmiş bir arama yöntemidir. TA, optimum tasarımı elde etmek için tasarım uzayını hareket mekanizmasıyla araştırmakta ve sahip olduğu yapay hafıza özelliği ile önceki tasarımları üretmeyerek lokal optimumlardan kurtulmaktadır. TA ilk olarak Glover tarafından açıklanmıştır [1,2]. Yapı mühendisliğindeki uygulamaları ise düzlem ve uzay kafes sistemler ile uzay çelik çerçevelerin optimizasyonu ile sınırlıdır [3-9]. TA konusunda detaylı teorik bilgi literatürde mevcuttur [10].

Bu çalışmanın amacı; düzlem çelik çerçevelerin optimum tasarımına tabu arama algoritmasını uygulamaktır. Geliştirilen algoritmanın uygulanabilirliğini göstermek ve elde edilen sonuçları kıyaslamak için literatürde genetik algoritma yöntemiyle optimum tasarımı yapılan iki düzlem çelik çerçeve kullanılmıştır.

2. Optimum Tasarım Problemi

Herhangi bir optimizasyon problemi; sağlanması gereken sınırlayıcılar, tasarım değişkenleri ve minimum değeri araştırılan amaç fonksiyonundan oluşur. Bu çalışmada amaç fonksiyonu çerçevenin ağırlığı, tasarım değişkenleri ise belli bir kesit listesinden seçilen çelik profil kesitleri temsil eden eleman gruplarıdır. Çerçevedeki her eleman grubu belli sayıda elemandan oluşmaktadır. Buna göre çelik çerçevelerin optimum tasarım problemi şu şekilde tanımlanabilir.

$$\min W(x) = \sum_{k=1}^{ng} A_k \sum_{i=1}^{mk} \rho_i L_i \quad (1)$$

Burada; $W(x)$ çerçeve ağırlığını, A_k k 'nci gruptaki elemanların kesit alanını, mk k 'nci gruptaki toplam eleman sayısını, ρ_i ve L_i i 'nci elemanın özgül ağırlığı ve uzunluğunu, ng ise çerçevedeki toplam grup sayısını gösterir. Optimum tasarımda kullanılan sınırlayıcılar aşağıdaki sıralanmıştır.

Yanal deplasman sınırlayıcısı;

$$g_i(x) = \frac{\delta_i}{\delta_{iu}} - 1.0 \leq 0 \quad ; i=1, \dots, p \quad (2)$$

şeklinde. Burada; δ_i i 'nci sınırlanmış deplasman değeri, δ_{iu} sınırlanmış deplasmanın üst sınırını, p ise çerçevedeki sınırlanmış deplasmanların toplam sayısını göstermektedir.

Eksenel basınç kuvvetinin eğilme momenti ile birlikte etkimesi durumunda çubukta eğilmeli burkulma durumu oluşacaktır. Bu durum için gerilme kontrolleri ile ilgili tüm denklemler ve hesap esasları TS 648 yönetmeliğinden alınmıştır [11]. Eksenel basınç ve eğilmeye maruz çubuklar için oluşacak bileşik gerilme durumunun kontrolü

$$g_n(x) = \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_m}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_e}\right)} \frac{\sigma_b}{\sigma_B} - 1.0 \leq 0 \quad ; n=1, \dots, nb \quad (3)$$

$$g_n(x) = \frac{\sigma_{eb}}{0.6\sigma_a} + \frac{\sigma_b}{\sigma_B} - 1.0 \leq 0 \quad ; n=1, \dots, nb \quad (4)$$

şeklinde. Eğer $\sigma_{eb}/\sigma_{bem} \leq 0.15$ ise (3) ve (4) denklemleri yerine sadece,

$$g_n(x) = \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_B} - 1.0 \leq 0 \quad ; n=1, \dots, nb \quad (5)$$

denklemi kullanılabilir. (3)-(5) denklemlerindeki nb çerçevedeki toplam eleman sayısını göstermektedir.

Yukarıdaki bağıntılarda; σ_{eb} yalnız eksenel basınç kuvveti etkimesi halinde hesaplanan gerilme, σ_{bem} yalnız eksenel basınç kuvveti etkimesi halinde müsaade edilen gerilme, σ_b yalnız eğilme momenti etkisi altında hesaplanan basınç-eğilme başlığı gerilmesi, σ_B yalnız eğilme momenti etkimesi halinde müsaade edilen basınç-eğilme başlığı gerilmesi, σ'_e güvenlik katsayısına bölünmüş Euler gerilmesi, C_m moment diyagramına ve hesap yapılan düzleme dik doğrultudaki çubuğun tutulma düzenini göz önüne alan katsayılar olup yanal deplasmanının mümkün olduğu çerçevelerde 0.85 alınır, σ_a ise çeliğin akma dayanımıdır.

Eksenel çekme ve eğilmeye maruz çubuklar için (4) denkleminin sağlanması gerekmektedir. Bu durumda σ_{eb} yalnız eksenel çekme kuvveti etkimesi halinde hesaplanan gerilme, σ_b eğilme momentinin etkimesi halinde hesaplanan eğilme-çekme gerilmeleridir. Bu konuda detaylı bilgi TS 648'de mevcuttur [11]. Optimum tasarımda kullanılan sınırlayıcısız amaç fonksiyonu aşağıdaki biçimde verilebilir.

$$\phi(x) = W(x) \left(1 + R \sum_{i=1}^m c_i \right) \quad (6)$$

Burada m toplam sınırlayıcı sayısı, R probleme özgü bir ceza sabitidir. c_i ihlal edilme katsayısı olup aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\begin{aligned} g_i(x) > 0 & \text{ ise } c_i = g_i(x) \\ g_i(x) \leq 0 & \text{ ise } c_i = 0 \\ g_n(x) > 0 & \text{ ise } c_i = g_n(x) \\ g_n(x) \leq 0 & \text{ ise } c_i = 0 \end{aligned} \quad (7)$$

TA yapılan her tasarımda sınırlayıcıların ihlal edilip edilmediğinin belirlenmesi için çerçevedeki deplasman ve gerilme değerlerinin bilinmesi gerekmektedir. Bu amaçla her tasarım için çerçevenin analizi yapılmaktadır.

3. Tabu Arama

TA tasarım uzayındaki arama işlemini komşu arama ile gerçekleştirmektedir. TA sahip olduğu yapay hafıza vasıtasıyla önceki tasarımların tekrarlanmasını engelleyerek lokal optimumlardan kurtulan gelişmiş bir arama yöntemidir.

TA'da öncelikle rasgele bir başlangıç tasarımı üretilir ve mevcut tasarım olarak atanır. Eğer tüm sınırlayıcıları sağlıyorsa ayrıca mevcut optimum tasarım olarak aspirasyon listesi adı verilen bir listede saklanır. Bu tasarımda rasgele bir tasarım değişkeni seçilir. Seçilen tasarım değişkenini temsil eden çelik kesitin yerine önceden belirlenen komşu derinliğindeki kesitler atanır. Örneğin; komşu derinliği ± 2 seçilmişse ve rasgele seçilen tasarım değişkeni kesit listesinin 14'ncü sırasındaki profil kesiti temsil ediyorsa diğer tasarım değişkenleri aynı kalmak üzere kesit listesinin 12,13,15,16 sırasındaki profiller ayrı ayrı seçilen kesitin yerine atanarak dört farklı tasarım elde edilir. Bu tasarımlara komşu tasarımlar adı verilmektedir. Dört komşu tasarım için çerçeve analizleri yapılarak deplasman ve kesit tesirleri elde edilir. (1)-(7) denklemleriyle komşu tasarımların sınırlayıcısız amaç fonksiyonları hesaplanır. Minimum sınırlayıcısız amaç fonksiyonuna sahip olan komşu tasarımın elde edilmesini sağlayan profile ait kesit numarası tabu listesi adı verilen tek boyutlu bir listeye kaydedilir ve en iyi komşu tasarımdaki tüm tasarım değişkenlerinin tabu listesinde olup olmadığı kontrol edilir. Bir tasarım değişkeni dahi tabu listesinde değilse bu tasarım mevcut tasarımın yerine atanır. Tüm tasarım değişkenleri tabu listesinde olmasına karşın bu tasarım sınırlayıcıların tamamını sağlıyor ve aspirasyon listesindeki mevcut optimum tasarımdan da daha hafifse tabu durumu göz ardı edilerek hem mevcut tasarım hem de mevcut optimum tasarım olarak atanır. Bu kriter tabu yıkma kriteri veya aspirasyon kriteri olarak adlandırılmaktadır. Eğer aspirasyon kriteri sağlanmıyorsa mevcut tasarım değişmez.

Tüm tasarım değişkenleri için yukarıdaki işlemler tekrarlanarak tabu aramada bir döngü tamamlanır. Durdurma kriteri sağlanıncaya kadar her döngü için aynı işlemler tekrarlanır. TA'da maksimum döngü sayısının aşılması ve aspirasyon listesindeki optimum tasarımın belli bir döngü sayısı süresince değişmemesi durumunda arama işlemi bitirilmiştir. Arama işleminin bitmesi durumunda aspirasyon listesindeki son tasarım optimum tasarım, bu tasarıma ait ağırlık ise optimum çerçeve ağırlığıdır.

TA'da tabu listesi, kısa dönemli hafıza özelliği olarak adlandırılmaktadır. Tabu listesi, aramanın aynı veya benzer tasarımlar etrafında olmasını engelleyerek tasarım

uzayında aramanın farklı bölgelere yönelmesini sağlamaktadır. Aspirasyon kriterinin amacı tabu listesi ile kısıtlanan arama işlemine esneklik kazandırmaktır.

TA'nın yeniliğe dayanan bir hafıza yapısı olduğundan tabu listesi uzunluğu belli bir tamsayıdır. Listenin en başında en eski yapılan hareketi temsil eden profil numarası, sonunda ise en son yapılan hareketi temsil eden profil numarası bulunmaktadır. Başlangıçta boş olan tabu listesi, seçilen uzunluğu bağlı olarak belli bir süre sonra dolacaktır. Tabu listesinin dolduktan sonra yeni yapılan harekete yer açılması için listenin en başındaki profil no. tabu listesinden çıkarılır, dolayısıyla bu hareketin tabu olma durumu kaldırılır. Liste bir sıra yukarı kaydırılarak listenin son sırasındaki hareket sondan bir önceki sıraya çıkar, boşalan son sıraya yeni hareket yerleşir.

4. Düzlem Çelik Çerçevelerin Tabu Arama Yöntemiyle Optimum Tasarım Algoritması

Düzlem çelik çerçevelerin tabu arama yöntemiyle optimum tasarım algoritması aşağıdaki adımlardan oluşmaktadır.

1. Rasgele bir başlangıç tasarımı üret. Bu tasarımı mevcut tasarım olarak ata. Çerçeve için analiz yaparak deplasman ve kesit tesirlerini elde et. (1)-(7) denklemlerini kullanarak sınırlayıcısız amaç fonksiyonunu hesapla. Eğer tüm sınırlayıcıları sağlıyorsa aynı zamanda mevcut optimum tasarım olarak aspirasyon listesine kaydet.
2. Rasgele bir tasarım değişkeni seç. Diğer tasarım değişkenleri aynı kalmak üzere rasgele seçilen tasarım değişkenini temsil eden profil kesitin yerine belli bir komşu derinliğindeki profil kesitleri atayarak komşu tasarımları elde et. Her komşu tasarımın sınırlayıcısız amaç fonksiyonunu (1)-(7) denklemlerini kullanarak hesapla. Minimum sınırlayıcısız amaç fonksiyonuna sahip komşu tasarımın bir tasarım değişkeni bile tabu listesinde değilse mevcut tasarımın yerine ata. Bu esnada bu komşu tasarımın elde edilmesini sağlayan kesit profilin kesit listesindeki sıra numarasını tabu listesine kaydet. Eğer bu tasarım tüm sınırlayıcıları sağlıyorsa ve aspirasyon listesindeki mevcut optimum tasarımdan daha hafifse aynı zamanda mevcut optimum tasarım olarak aspirasyon listesindeki tasarımın yerine ata.
3. Her tasarım değişkeni sadece bir kez seçilmek koşuluyla 2 adımını tekrarlayarak bir döngüyü tamamla.
4. Durdurma kriterleri sağlanıncaya kadar 2-3 adımını tekrarla. En son yapılan döngü sonunda aspirasyon listesindeki tasarım optimum tasarım, bu tasarıma ait çerçeve ağırlığı optimum ağırlık elde edilir.

5. Sayısal Uygulamalar

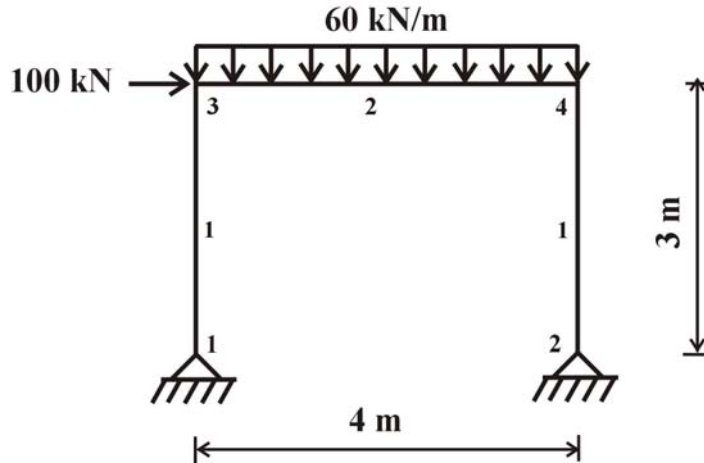
TA'dan elde edilen sonuçları kıyaslayabilmek verilen örnekler literatürden alınmıştır. Bu amaçla kaynak [12]'de genetik algoritma yöntemiyle optimum tasarımı yapılan iki çerçeve kullanılmıştır. Örneklerde çelik için elastisite modülü $E=21000 \text{ kN/cm}^2$, akma dayanımı $\sigma_a=24.82 \text{ kN/cm}^2$, özgül ağırlığı $\rho=78.5 \text{ kN/m}^3$ olarak alınmıştır.

Her iki örnekte kesit listesinin çok geniş olmaması dikkate alınarak komşu derinliği değişimi ± 1 alınmıştır. Ceza sabiti $R=1$ alınmış ve bu değer uygun sonuçlar

vermiştir. TA için iki durdurma kriteri kullanılmıştır. Birincisi maksimum döngü sayısının aşılması, ikincisi ise belli bir döngü sayısı süresince mevcut optimum değerin değişmemesidir. Kesit listesinde az sayıda kesit olduğu göz önünde bulundurularak maksimum döngü sayısı 50 seçilmiştir. Bunun yanında mevcut optimum değerin 10 döngü boyunca (maksimum döngü sayısının beşte biri) değişmemesi durumunda arama işlemi bitirilmiştir.

5.1. Tek Açıklıklı Basit Çerçeve

Çerçevenin yükleme durumu, geometrisi ve grup numaralandırılması Şekil 1'deki gibidir.



Şekil 1. Tek açıklıklı basit çerçeve

Elde edilen sonuçlar kıyaslanacağı için tüm değerler kaynak [12]'de verilenler ile aynıdır. Buna göre 3 ve 4 düğüm noktalarının yanal deplasmanları 10 mm olarak sınırlandırılmış, elemanların burkulma boyları kendi boylarına eşit alınmıştır. Kesit listesinde IPOG 120 (13.2 cm^2)'den IPOG 600 (156 cm^2)'e kadar (IPOG 600 dahil) 16 adet IPOG profil kesit kullanılmıştır [13]. TA'da tabu listesi uzunluğu 2 seçilmiştir. TA'dan elde edilen sonuçlar kaynak [12] ile karşılaştırmalı olarak Tablo 1'de verilmiştir.

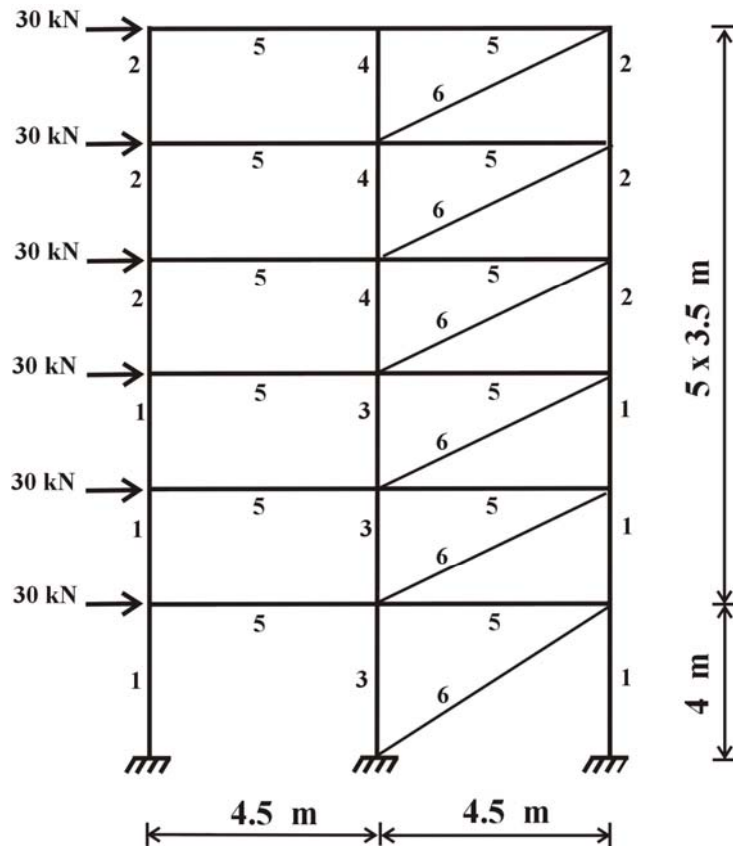
Tablo 1. Tek Açıklıklı Basit Çerçeve İçin Optimum Tasarım Sonuçları

Grup no.	Daloğlu ve Armutçu [12]	TA
1	IPOG 500	IPOG 500
2	IPOG 500	IPOG 450
Ağırlık (kg)	907	857

TA ile 12. döngü sonunda yanal deplasmanı 10 mm ve ağırlığı 857 kg olan bir çerçeve elde edilmiştir. Optimum tasarımda hem gerilme sınırlayıcıları hem de deplasman sınırlayıcısı aktiftir. TA ile kaynak [12]'ün sonucuna kıyasla % 5,5 daha ekonomik bir çerçeve elde edilmiştir. TA ile optimum değer ikinci döngü'de elde edilmiş ve aspirasyon listesine kaydedilmiş, sonraki 10 döngü boyunca aspirasyon listesindeki bu değerden daha hafif bir çerçeve tasarımı elde edilemediği için arama 12. döngüde tamamlanmıştır.

5.2. Altı Katlı İki Açıklıklı Çerçeve

36 çubuklu ve 21 düğüm noktalı çerçeve için yatay yükleme durumu, geometrisi ve grup numaralandırılması Şekil 2’de verilmiştir. Çevredeki tüm kirişler 50 kN/m’lik düzgün yayılı yük etkisi altındadır. Tüm değerler kıyas amacıyla kaynak [12]’dekinin aynısı alınmıştır. Çerçevenin en üstteki düğüm noktalarının yatay hareketi 71,6 mm olarak sınırlandırılmıştır. Kirişlerin burkulma boyları kendi boylarına eşit alınırken, kolonların burkulma boyları kendi boylarının 1,2 katı olarak alınmıştır. Kesit listesi olarak 16 adet geniş başlıklı I (IPG) ve 16 adet orta başlıklı I (IPOG) profilleri kullanılmıştır [13]. Kolonlar için geniş başlıklı I (IPG) profilleri, kirişler ve diyagonaller için orta geniş başlıklı I (IPOG) profilleri kullanılmıştır. TA’da tabu listesi uzunluğu 6 seçilmiş, elde edilen sonuçlar kaynak [12]’den elde edilen sonuçlarla karşılaştırmalı olarak Tablo 2’de verilmiştir.



Şekil 2. Altı Katlı İki Açıklıklı Çerçeve

Tablo 2. Altı Katlı İki Açıklıklı Çerçeve İçin Optimum Tasarım Sonuçları

Grup no.	Daloğlu ve Armutçu [12]	TA
1	IPG 280	IPG 280
2	IPG 180	IPG 180
3	IPG 450	IPG 400
4	IPG 240	IPG 220
5	IPOG 500	IPOG 400
6	IPOG 140	IPOG 120
Ağırlık (kg)	11440	9739

TA ile 23. döngü sonunda 9739 kg ağırlığında ve en üst kat düğüm deplasman değeri 22,7 mm olan tasarım elde edilmiştir. Tasarımda gerilme sınırlayıcıları aktif, deplasman sınırlayıcısı pasiftir. Bu tasarım kaynak [12]'de genetik algoritma ile elde edilen tasarıma göre % 14,9 daha hafiftir.

6. Sonuçlar

Bu çalışmadan elde edilen sonuçlar şu şekilde sıralanabilir:

- I. TA'da tabu listesi uzunluğunun seçimi oldukça önemlidir. Listenin kısa seçilmesi durumunda önceki tasarımlara dönüş olacağından lokal optimumlara yakınsama gerçekleşmektedir. Tersine listenin uzun seçilmesi durumunda yapılan hareketlerin çoğu tabu olacağından arama işlemi oldukça kısıtlanmaktadır. Bu çalışmada kıyas amacıyla alınan örneklerdeki kesit listelerindeki profil sayısının az olmasından dolayı tabu listesi uzunluğu grup sayısına eşit alınmış ve uygun sonuçlar elde edilmiştir.
- II. TA'da komşu derinliği değeri ± 1 optimum tasarımlara yakınsamada yeterli olmuştur. Hesaplamalardan elde edilen tecrübeler sonucunda daha büyük komşu derinliği değerleri için daha hafif tasarımların elde edilmediği görülmüştür.
- III. TA ile kaynak [12]'nin sonuçlarına göre %5,5-%14,9 daha hafif çerçeve tasarımları elde edilmiştir.
- IV. TA'nın 12-23 döngüde optimum çözüme yakınsaması ikinci durdurma kriterinin kullanıldığını göstermektedir. Bu durumda TA 2-13 döngüde optimum tasarımı bulabilmektedir. Bu ise TA etkili bir arama yöntemi olmasının yanında optimum tasarıma yakınsamada da oldukça hızlı olduğunu göstermektedir.
- V. TA için geliştirilen bilgisayar programı genel olup farklı tasarım yönetmelikleri ve sınırlayıcılar programa uyarlanabilir.

Kaynaklar

- [1] Glover, F., Tabu Search-Part I, ORSA J. Comp., 1, 190-206, 1989.
- [2] Glover, F., Tabu Search-Part II, ORSA J. Comp., 2, 4-32, 1990.
- [3] Dhingra, A.K., Bennage, W.A., Discrete and Continuous Variable Structural Optimization Using Tabu Search, Eng. Optimiz., 24, 177-196, 1995.
- [4] Bland, J.A., Discrete-Variable Optimal Structural Design Using Tabu Search, Struct. Optimiz., 10, 87-93, 1995.
- [5] Bennage, W.A., Dhingra, A.K., Optimization of Truss Topology Using Tabu Search, Int. J. Numer. Meth. Engng., 38, 4035-4052, 1995.
- [6] Bland, J.A., Structural Design Optimization with Reliability Constraints Using Tabu Search, Eng. Optimiz., 30, 55-74, 1998.
- [7] Bland, J.A., A Memory-Based Technique for Optimal Structural Design, Eng. Appl. Artif. Intel., 11, 319-325, 1998.
- [8] Manoharan, S., Shanmuganathan, S., A Comparison of Search Mechanisms for Structural Optimization, Comp. Struct., 73, 363-372, 1999.
- [9] Değertekin, S.O., Hayalioğlu, M.S., Ülker, M., Geometrik olarak lineer olmayan uzay çelik çerçevelerin tabu arama yöntemiyle optimum boyutlandırılması”, Sigma Müh. Fen Bil. Dergisi, 6, 117-128, 2006.
- [10] Glover, F., Laguna M., Tabu Search, Kluwer Academic Publishers, Massachusetts, 1997.
- [11] Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, TS 648, Ankara, 1980.
- [12] Daloğlu, A., Armutçu, M., Genetik Algoritma ile Düzlem Çelik Çerçevelerin Optimum Tasarımı, İMO Teknik Dergi, 9, 1601-1615, 1998.
- [13] Çelik I - Profilleri Sıcak Haddelenmiş, TS 910, Ankara, 1986.

DOLGU DUVARLI ÇELİK ÇERÇEVELERİN YATAY YÜKLER ALTINDAKİ DAVRANIŞININ DENEYSEL ve DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİTİK YÖNTEMLERLE İNCELENMESİ

M. Yaşar Kaltakçı, Ali Köken, M. Hakan Arslan, Hasan Hüsnü Korkmaz

Selçuk Üniversitesi, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Konya, Türkiye
e-mail: mykal@selcuk.edu.tr , akoken@selcuk.edu.tr , mharslan@selcuk.edu.tr , hkh73@selcuk.edu.tr

Özet

Ülkemizde özellikle sanayi yapılarında çelik karkas sistemi sıklıkla kullanılmaktadır. Taşıyıcısı çelik karkas sistem şeklinde inşa edilmiş olan bu tür yapılarda, çerçevelerin arasında teşkil edilen dolgu duvarlarında çoğunlukla kullanılan yapı malzemesi tuğladır. Uygulaması oldukça kolay ve ekonomik bir malzeme olan tuğla dolgu duvar, yapı içinde var olmasına rağmen; taşıyıcı sistemin statik ve dinamik analizlerinde göz önüne alınmamaktadırlar. Mimari gereksinimlerin çözülmesi amacıyla kullanılan dolgu duvarlar, aslında yapı davranışını her bakımdan önemli oranda etkileyen elemanlardır. Gerek Türk Deprem Yönetmeliği, gerekse gelişmiş diğer deprem yönetmeliklerinde dolgu duvarlar hesaba sadece ağırlık olarak katılmakta, yapısal çözümleme sırasında genellikle dikkate alınmamaktadır. Bunun en önemli nedeni, yatay yük hesabı sırasında, dolgu duvarların etkisini tam olarak yansıtmak kabul görmüş, pratik bir çözüm yönteminin henüz geliştirilmiş olmamasıdır. Halbuki, özellikle son depremlerden sonra yapılan gözlemler, tek ya da çok katlı sanayi yapılarının davranışında, dolgu duvarın son derece önemli bir etkiye sahip olduğunu göstermiştir. Yatay yük hesabında dikkate alınmayan dolgu duvarlar, çerçeve sistemlerinin davranışını, bir başka ifade ile dayanım, rijitlik ve süneklik gibi belirgin özelliklerini önemli ölçüde değiştirmektedir. Bu nedenle, özellikle deprem bölgelerinde yapılacak dolgu duvarlı binaların hesabına özel önem verilmelidir. Bu çalışmada malzemenin doğrusal olmayan davranışını göz önüne alan ileri hesap yöntemleri (statik itme analizi) ile, Selçuk Üniversitesi Yapı ve Deprem Laboratuvarında gerçekleştirilen on yedi adet deneye ait sonuçların karşılaştırılması yapılmıştır. Seçilen deney numunelerinin değişik geometrik ve yapısal özellikte olmasına dikkat edilmiştir. Böylece, analitik çalışmanın değişik yapısal ve boyutsal özelliklere sahip çelik çerçeveler için doğruluk derecesi de irdelenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Çelik çerçeve, dolgu duvar etkisi, statik itme analizi, tersinir tekrarlanır yatay yükleme, doğrusal olmayan analitik yöntem

1. Giriş

Mimari gereksinimlerin çözülmesi amacıyla kullanılan dolgu duvarlar, yapısal hesaplarda dikkate alınmasalar da yapı davranışını her bakımdan önemli oranda etkileyen elemanlardır. Gerek Türk Deprem Yönetmeliği (TDY-2006) [1], gerekse gelişmiş diğer deprem yönetmeliklerinde dolgu duvarlar hesaba sadece ağırlık olarak katılmakta, yapısal çözümleme sırasında genellikle dikkate alınmamaktadır. Bunun en önemli nedeni, yatay yük hesabı sırasında, dolgu duvarların etkisini tam olarak yansıtmak kabul görmüş, pratik bir çözüm yönteminin henüz geliştirilmiş olmamasıdır. Halbuki, özellikle son depremlerden sonra yapılan

gözlemler, tek ya da çok katlı sanayi yapılarının davranışında doldu duvarın son derece önemli bir etkiye sahip olduğunu göstermiştir. Yatay yük hesabında dikkate alınmayan dolgu duvarlar, çerçeve sistemlerinin davranışını, bir başka ifade ile dayanım, rijitlik ve süneklik gibi belirgin özelliklerini önemli ölçüde değiştirmektedir. Bu nedenle, özellikle deprem bölgelerinde yapılacak dolgu duvarlı binaların hesabına özel önem verilmelidir.

Literatürde, yapılan çalışmalarda çoğu zaman deneysel ve analitik veriler karşılaştırmalı olarak kullanılmakta ve doğrulukları kontrol edilmektedir. Özellikle yapı mekaniği alanında yapılan yapısal modellemeye yönelik deneylerde, deney numunesine üst noktadan depremi benzeştiren tersinir-tekrarlanır yatay yük verilmekte ve çerçeve sisteminin çevrimsel yük-deplasman eğrisi elde edilmektedir. Elde edilen bu eğri grubunda her çevrimin maksimum ve minimum noktalarının birleştirilmesinden de o numunenin söz konusu temsili yük altında gösterdiği davranış yük-deplasman eğrisi (kapasite eğrisi) olarak çizilmektedir.

Özellikle son yıllarda gelişen bilgisayar programları ile, yapıların hesaplarında çeşitli ve ileri hesaplama modelleri geliştirilmiş ve deprem yükleri ya da yatay yükler altında yapısal performansları da deney yapılmadan tespit edilmeye başlanmıştır. Bu amaçla geliştirilen yöntemlerden en etkin bir şekilde kullanılan, lineer olamayan statik itme analizi ismiyle anılan pushover analizdir. Bu yöntemle, çerçeve sisteminin ya da dolgu duvarlı çerçeve sisteminin yatay yük- yatay deplasman ilişkisi elde edilmekte ve çerçevenin performans değerlendirmesi rahatlıkla yapılabilir.

Bu çalışmada, yapısal çözümlemede çoğu zaman dikkate alınmayan dolgu duvarların çelik çerçeve sistemlerine olan etkisini araştırmak üzere bir dizi deneysel çalışma gerçekleştirilmiştir. Selçuk Üniversitesi, Yapı ve Deprem Laboratuvarı'nda gerçekleştirilen on yedi adet deneye ait sonuçlar ile SAP2000 [2] bilgisayar programı kullanılarak yapılan doğrusal olmayan statik çözümlemeler (pushover analiz) karşılaştırılarak, çalışmanın doğruluk derecesi irdelenmiştir.

2. Çalışmanın Önemi

Bir yapının tersinir-tekrarlanır (çevrimsel) yatay yük altında davranışının belirlenmesi için en gerçekçi yolun deneysel çalışma olduğu açıktır. Planlanması, üretilmesi, yapılması ve yorumlanmasının çok zahmetli ve önemli ölçüde deneyim isteyen deneysel çalışmaların ülkemiz şartlarında yapılması, çoğu zaman bu nedenlerle imkânsız hale gelmektedir. Dolayısıyla yapılan deneysel çalışmaların önemi oldukça fazladır. Kısıtlı bütçelerle yapılan deneysel çalışmalardan elde edilen sonuçlar ile bilgisayar ortamında modelleme yapılarak elde edilen sonuçların beraber irdelenmesi, gerek deney gerekse analitik kabullerin doğruluğu için önem taşımaktadır. Bu çalışma, yapı içinde sıklıkla kullanılan ve yapısal performansa etkisinin çok fazla olduğu bilinen dolgu duvarların, çelik çerçeve davranışlarına olan etkisinin incelenip irdelenmesi üzerine yapılmıştır.

3. Dolgu Duvarların Yapı Davranışına Etkisi

Dolgu duvarların, deprem yüklerinin etkisindeki yapının yatay rijitliğini ve yatay yük taşıma kapasitesini artırdığı, deneysel ve teorik çalışmalarda görülmektedir. Sistem rijitliğini artıran dolgu duvar, sistemin periyodunu azaltmakta ve sistemin deprem sırasındaki dinamik davranışını değiştirmektedir. Dolgu duvarların yapının enerji yutma kapasitesini artırdığı ise, bilinmektedir. Dolgu duvarların yapı davranışına etkisi, aşağıda maddeler halinde özetlenmiştir [3],

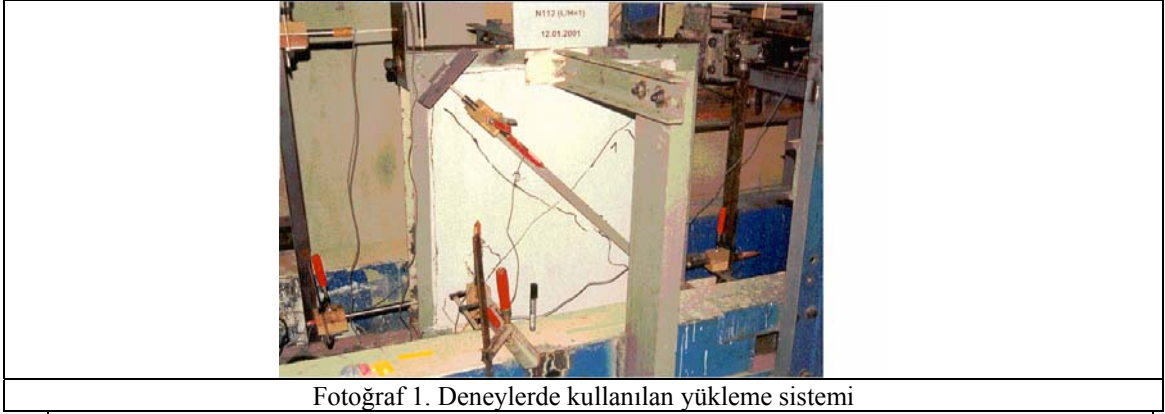
- Yapının rijitliği artar, doğal periyodu azalır, deprem etkisinden meydana gelecek yanal kuvvetler artar,
- Plan ve kesitteki yük dağılımı değişir,
- Deprem kuvvetlerinin bir kısmı duvarların yük taşıma kapasitesine ulaşmasına kadar duvar tarafından taşınır, yapı taşıyıcı sistemine gelen yük düzeyi azalır,
- Yapının enerji yutma kapasitesi artar,
- Yumuşak kat oluşumunun nedeni, dolgu duvarların varlığıdır,
- Kısa kolon oluşumunda dolgu duvarların etkisi büyüktür,
- Planda dolgu duvarların simetrik dağılmaması burulmaya neden olup, hesap edilmeyen ilave tesirlerin ortaya çıkmasına neden olur.

Doğru düzenlenmiş dolgu duvar dağılımı, yapının dayanım ve rijitliğine önemli katkıda bulunacağı gibi, enerji yutma kabiliyetini artırarak davranışa olumlu etkide bulunmaktadır.

4. Deneysel Çalışma

Deney Numuneleri ve Değişkenler

Belirli oranlarda modellenerek hazırlanan numuneler, deney düzeneğinin rijit taban kirişlerine ankastre olarak mesnetlenmiş ve çelik çerçeve sistemlerine hidrolik pompa ve krik o vasıtasıyla, deprem etkisini benzeştiren yatay tersinir-tekrarlanır yatay yük uygulanmıştır (Fotoğraf 1). Deneyler, deplasman kontrollü olarak gerçekleştirilmiş olup; deney esnasında gerekli yük ve deplasman ölçümleri alınarak, anında bilgisayar ortamında kayıt altına alınmıştır. Deney numuneleri ile ilgili temel özellikler, karşılaştırmaları kolaylaştırmak amacıyla Tablo 1’de verilmiştir. Kullanılan malzemelerin mekanik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla tuğla, harç ve yapım çelik profillerin eksenel basınç ve çekme deneyleri ile tuğla duvar numunelerinin eksenel basınç deneyleri yapılarak, malzemelerin mekanik özellikleri elde edilmiştir.



Fotoğraf 1. Deneylerde kullanılan yükleme sistemi

Tablo 1. Deney numuneleri

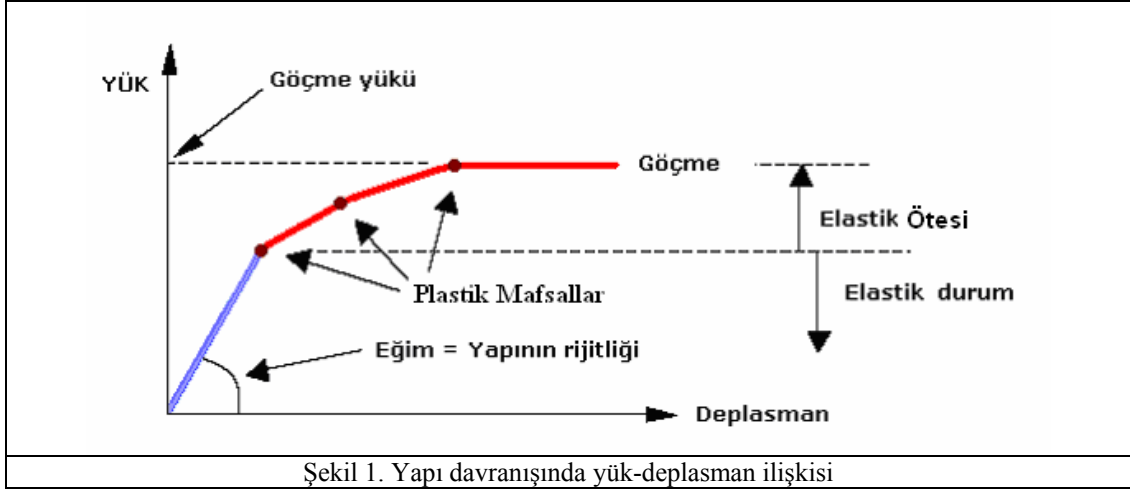
TİP	Deney Numunesi	Özellik	L / H *
Tek Katlı Tek Açıklıklı Numuneler (TİP1)	N110	Boş Çelik Çerçeve	1.00
	N111	Tuğla Duvar Dolgulu Çelik Çerçeve	1.00
	N112	Tuğla Duvar+Sıva Dolgulu Çelik Çerçeve	1.00
	N110	Boş Çelik Çerçeve	2.00
	N111	Tuğla Duvar Dolgulu Çelik Çerçeve	2.00
	N112	Tuğla Duvar+Sıva Dolgulu Çelik Çerçeve	2.00
	N110	Boş Çelik Çerçeve	0.50
	N111	Tuğla Duvar Dolgulu Çelik Çerçeve	0.50
	N112	Tuğla Duvar+Sıva Dolgulu Çelik Çerçeve	0.50
Tek Katlı İki Açıklıklı Numuneler (TİP2)	N120	Boş Çelik Çerçeve	1.00
	N121	Tuğla Duvar Dolgulu Çelik Çerçeve	1.00
	N122	Tuğla Duvar+Sıva Dolgulu Çelik Çerçeve	1.00
İki Katlı-Tek Açıklıklı Numuneler (TİP3a ve TİP3b)	N210	Boş Çelik Çerçeve Sistemi	1.00
	N211	Tuğla Duvar Dolgulu Çelik Çerçeve	1.00
	N212	Tuğla Duvar+Sıva Dolgulu Çelik Çerçeve	1.00
	N21-01	Birinci Katı Boş İkinci Katı Tuğla Duvar Dolgulu Çelik Çerçeve	1.00
	N21-02	Birinci Katı Boş İkinci Katı Tuğla Duvar + Sıva Dolgulu Çelik Çerçeve	1.00

L/H : L çerçeve sisteminin bir gözünün açıklığı, H çerçeve sisteminin bir gözünün yüksekliğidir.

5. Analitik Çalışma

Yapıların analizi için, doğrusal (lineer) ve doğrusal olmayan (nonlinear) analiz yöntemleri kullanılabilir. Yönetmeliklerde yer alan ve günümüzde sıkça kullanılmakta olan elastik analiz yöntemleri, eşdeğer statik yük yöntem ve tasarım spektrumu kullanılarak yapılan dinamik analizdir. Kullanılan doğrusal olmayan statik analiz yöntemi ise, kapasite spektrumu (CMS) ve deplasman katsayısı metodunu (DCM) içermektedir. Kapasite spektrumu metodu, yapının kapasite spektrum eğrisinin ve indirgenmiş talep(karşılık) spektrumunun maksimum deplasmanın olduğu bir noktada kesişmesini esas alır. Kapasite spektrumu metodundaki deprem talep deplasmanı, kapasite spektrumu eğrisi üzerinde ‘Performans Noktası’ diye adlandırılan bir noktada oluşur. Bu performans noktası, yapının sismik kapasitesini; yani belirli bir depremle zorlanan yapının karşılığını (cevabını) gösterir. Bu yöntem hesap kolaylığı ve uygulanabilirlik sağlaması nedeniyle daha çok tercih edilmektedir. Deplasman katsayısı metodunda ise, kapasite

spektrum metoduna benzer olarak, kapasite ve talebin birbirine bağı olduğu esasına dayanmaktadır. Fakat bu metotta yer değiştirme talebi grafik olarak değil, sayısal bir biçimde gösterilmektedir. Bu durumda, kapasite eğrisinin kapasite spektrumuna dönüştürülmesine de gerek kalmamaktadır. Şekil 1’de bir yapı için örnek yük-deplasman ilişkisi gösterilmiştir.



Şekil 1. Yapı davranışında yük-deplasman ilişkisi

Yapının deprem esnasındaki davranışını belirlemede kullanılan pushover analiz metodu, iki şekilde uygulanabilmektedir.

1) Deplasman Kontrollü Analiz

Yapıda meydana gelebilecek deplasmanlar, yani yapıya ait deplasman profili, önceden belirlenir. Her adımda daha önceden belirlenmiş deplasmanlar sabit artışlarla artırılmak suretiyle o adıma ait yatay kuvvetler hesaplanır.

2) Kuvvet Kontrollü Analiz

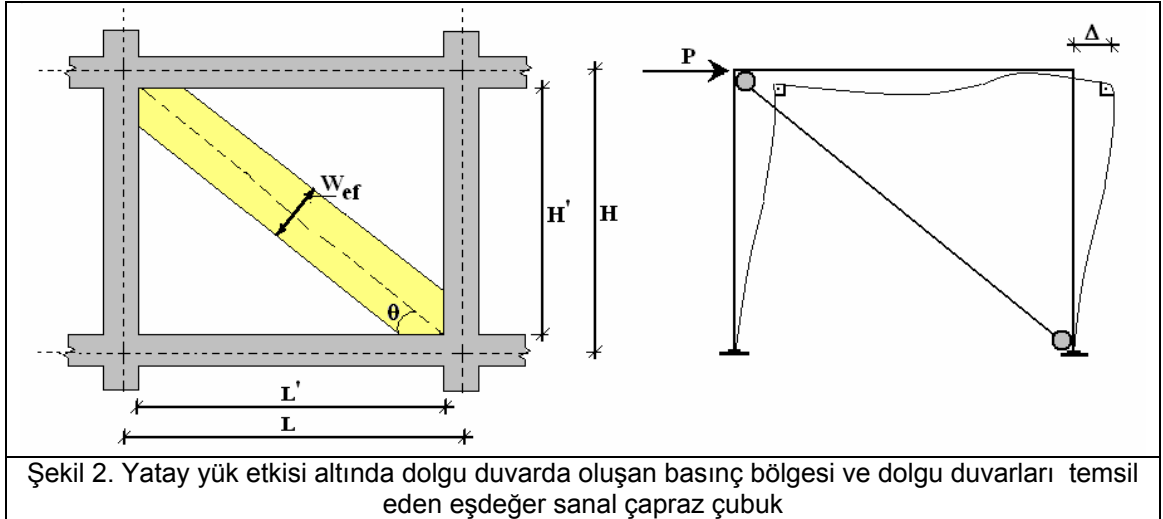
Bu analizde, yapıya etkiyen yatay yük dağılımı belirlenir. Belirli kabul ve hesaplamalara göre belirlenmiş yatay kuvvetler, yapı kat hizalarından adım adım yapıya uygulanır. Her adımda bu uygulanan kuvvetlerin yapıda meydana getirdiği etkiler hesaplanır. Yapıda, bu kuvvetler altında göçme meydana gelene kadar analize devam edilir.

5.1. Dolgu Duvar Modeli

Dolgu duvarlar, yapı taşıyıcı sisteminin hesabında nadiren göz önüne alınırlar. Bunun sebebi, yapının üç boyutlu hesabında karışıklığa neden olmamak ve dolgu duvarların yanal kuvvet taşımadaki ikincil etkilerinin ihmal edilmesidir. Deprem yönetmeliklerinde dolgu duvarların ağırlık olarak hesaba girmesi gerektiği, fakat hesaplamalarda dolgu duvar varlığının ihmal edilebileceği vurgulanmaktadır. Dolgu duvarların modellenmesinde, sonlu elemanlar yöntemine dayanan mikro modelleme veya duvarın bir bütün yapı elemanı olarak hesaba katıldığı makro modelleme esas alınmaktadır. Bu çalışmada, dolgu duvar özelliklerini eşdeğer sanal çapraz çubukla idealleştiren bir makro modelleme kullanılmıştır. Bu modellemede yer alan dolgu duvar parametreleri ve modelleme esası aşağıda özetlenmiştir.

5.2. Dolgu Duvar Parametreleri

Yatay yük seviyesinin küçük değerleri için betonarme çerçeve ve dolgu duvar birlikte hareket etmektedir. Sistemdeki yatay yer değiştirmeler arttıkça, çerçeve eğilme modunda hareket etmekte ve dolgu duvarlar buna engel olmaya çalışmaktadırlar. Yükün artırılmasıyla dolgu duvar kolon-kiriş birleşim bölgelerinde açılmalar oluşmakta ve dolgu duvar üzerinde çapraz basınç çubuğu oluşmaktadır. Şekil 2’de yatay yük etkisi altında dolgu duvarda oluşan basınç bölgesi gösterilmiştir.



Dolgu duvarı temsil eden eşdeğer sanal çapraz çubuğun mekanik ve geometrik özelliklerinin belirlenmesi son derece önemlidir [4]. Bunlar;

d	:	Diagonal uzunluk
t	:	Dolgu duvar kalınlığı
W_{ef}	:	Efektif duvar genişliği
E_m	:	Elastisite modülü(Dolgu Duvar İçin)
E_s	:	Elastisite modülü (Çerçeve İçin)
R	:	Taşıma kapasitesi
H'	:	Net duvar yüksekliği
H	:	Kat yüksekliği
L'	:	Duvar açıklığı
L	:	Çerçevenin açıklığı
$\square$	:	Dolgu duvar basınç çubuğunun yatayla yaptığı açı
I_c	:	Kolonların atalet momentleri

$$d = \sqrt{H^2 + L^2} \quad (1)$$

$$w = 0.175 \times (\lambda \times H)^{-0.4} \times \sqrt{H^2 + L^2} \quad (2)$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m \times t \times \sin 2\theta}{4 \times E_s \times I_c \times H}} \quad (3)$$

Tuğla elemanlardan oluşmuş dolgu duvarın elastisite modülü; tuğla basınç dayanımı, tuğla yüksekliği, harç tabakası basınç dayanımı ve harç tabakası

yüksekliği gibi birçok faktöre bağlı olarak değişmektedir. Selçuk Üniversitesi, Yapı ve Deprem Laboratuvarlarında yapılan tuğla dolgu duvar deneyleri sonucunda [5-6], dolgu duvar prizma basınç dayanımı (f'_m) ve dolgu duvar elastisite modülü (E_m) parametreleri için, $f'_m=1.85$ MPa, $E_m=5750$ MPa değerleri kullanılmıştır. Dolgu duvarı temsil eden eşdeğer sanal çubuk taşıma kapasitesi için, dolgu duvarın göçme şekillerine göre farklı bağıntılar önerilmiştir [7].

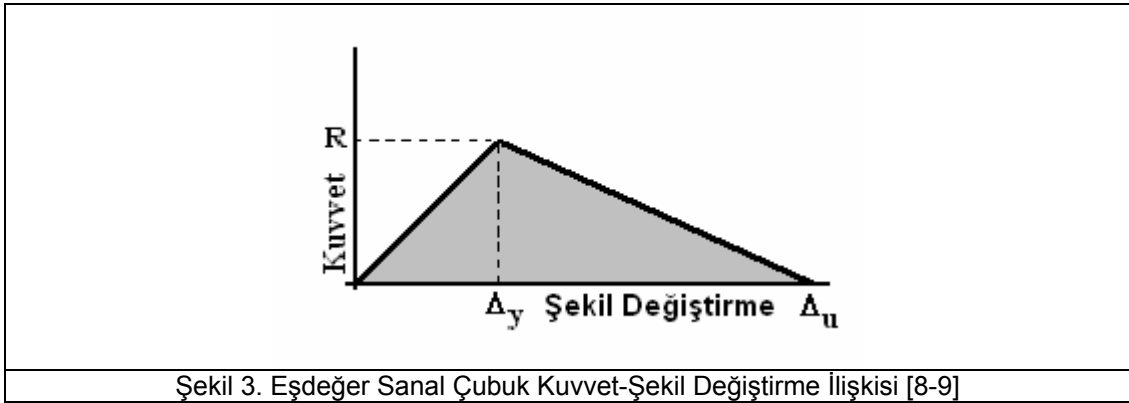
$$z = \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4 \times E_c \times I_c \times H'}{E_m \times t \times \sin 2\theta}} \quad (4)$$

$$R = \frac{2}{3} \times z \times t \times f'_m \times \sec \theta \quad (5)$$

Eşdeğer sanal çubuk için sınır birim kısalması olarak $\epsilon_u=0.01$ alınmış, en büyük birim kısalma ise $\Delta_u=0.01d$ olarak hesaplanmış ve aşağıdaki kuvvet-şekil değiştirme ilişkisi elde edilmiştir (Şekil 3).

Burada;

- Δ_u : Sanal çubuk en büyük birim kısalması,
- R : Sanal çubuk eksenel yük taşıma kapasitesi,
- Δ_y : Sanal çubuğun maksimum yük anındaki birim kısalmasıdır.



Şekil 3. Eşdeğer Sanal Çubuk Kuvvet-Şekil Değiştirme İlişkisi [8-9]

5.3. Doğrusal Olmayan Statik Analiz

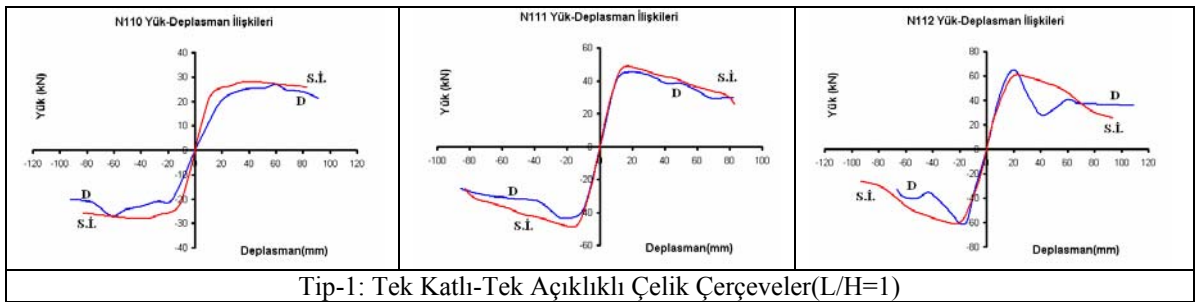
Çalışmada kullanılan doğrusal olmayan statik analiz yöntemi (statik itme analizi = pushover analiz), plastik mafsal hipotezine dayanmaktadır. Doğrusal olmayan malzemeden yapılmış sistemlerde, artan dış yükler altında iç kuvvetler de artarak bazı kesitlerde lineer-elastik sınır aşmakta ve bu kesitlerin dolaylarında plastik şekil değiştirmeler meydana gelmektedir. Bu çalışmada ele alınan örneklerin sayısal çözümleri, SAP2000 programı yardımıyla doğrusal olmayan statik analiz prosedürünün uygulanması ile yapılmıştır. Analiz, özellikle FEMA [10-11] ve ATC-40 [12] temel prosedürlerine dayanmaktadır.

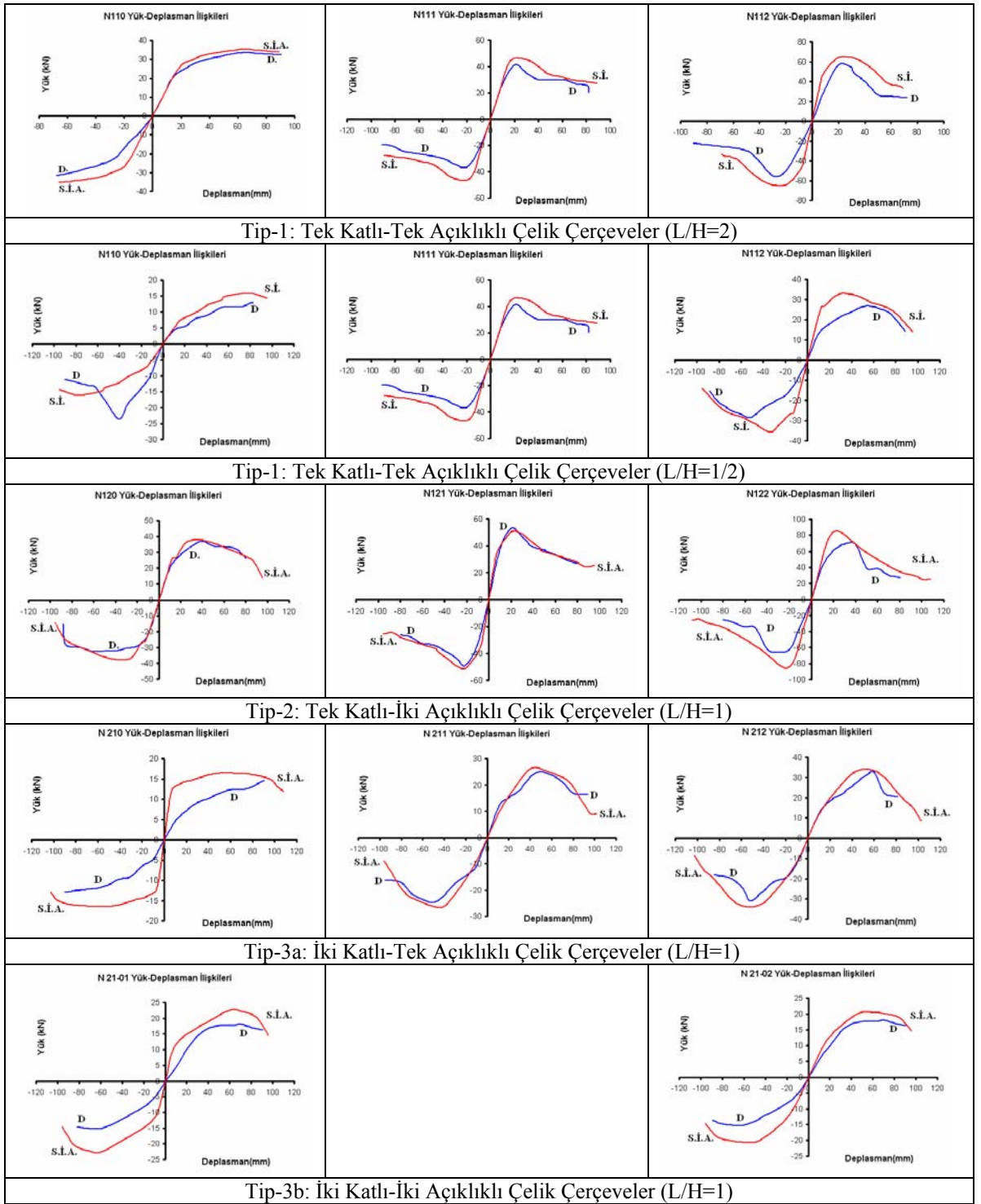
6. Deneysel ve Analitik Çalışmanın Değerlendirilmesi

Pushover analiz ile deneysel verilerin yük-deplasman ilişkisi açısından karşılaştırılması Şekil 4'de gösterilmiştir. Ayrıca, her bir çerçeve için maksimum yük ve maksimum deplasman değerleri Tablo 2'de verilmiştir. Deneysel ve analitik çalışmanın karşılaştırılabilmesi için, deneysel sonuçların yük-deplasman eğrileri (dayanım grafikleri=kapasite zarf eğrisi) kullanılmıştır.

Deney numunelerinde yatay yükleme altında plastik mafsall oluşumu ile beraber, rijitliklerinde azalma olmaktadır. Çelik çerçeve numunelerinin rijitlik değerleri, her bir çevrim için yük-deplasman grafiğinin eğimi bulunarak belirlenmiştir. Her çevrimde, yük deplasman eğrisinde okunan yatay yük değerleri F_1 ve F_2 ve yatay deplasman değerleri δ_1 ve δ_2 olarak gösterilirse, o çevrim için rijitlik değeri aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır (Şekil 5).

$$Rijitlik(\phi) = (|F_1| + |F_2|) / (|\delta_1| + |\delta_2|) \quad (6)$$



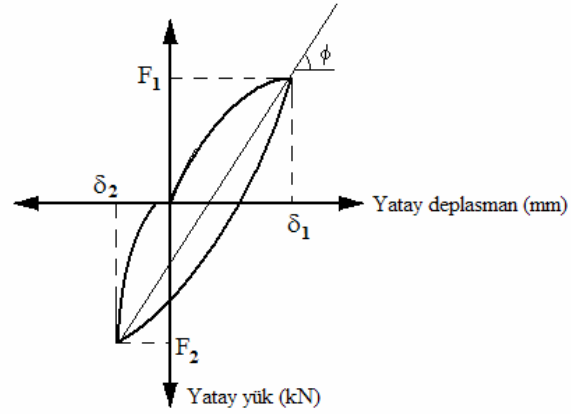


Şekil 4. Farklı özelliklerdeki çerçeve sisteminin deneysel (D) ve analitik (S.I.A.) yük-deplasman ilişkisinin karşılaştırılması

Tablo 2. Çelik çerçeve numunelerinin maksimum yük değerleri

TİP	NUMUNE	DeneySEL		Analitik	
		Max. Yük (ton)	Max. Dep. (mm)	Max. Yük. (ton)	Max. Dep. (mm)
TİP-1	N110 L/H=1.00)	35,222	45,051	32,443	41,152
	N111(L/H=1.00)	45,815	23,126	40,925	29,128
	N112 (L/H=1.00)	65,114	29,035	58,1176	31,155

	N110 (L/H=2.00)	27,278	41,671	24,544	37,212
	N111 (L/H=2.00)	47,931	22,982	41,184	28,155
	N112 (L/H=2.00)	63,445	23,784	59,138	21,451
	N110 (L/H=0.50)	16,135	69,155	13,151	72,167
	N111 (L/H=0.50)	24,142	27,141	21,331	29,155
	N112(L/H=0.50)	33,676	41,105	24,267	47,245
TİP-2	N120(L/H=1.00)	38,012	82,175	40,335	95,098
	N121(L/H=1.00)	55,729	81,316	52,215	102,353
	N122(L/H=1.00)	69,150	36,405	65,135	32,320
TİP-3a	N210(L/H=1.00)	13,655	85,315	15,115	105,114
	N211(L/H=1.00)	25,331	101,901	28,335	106,312
	N212(L/H=1.00)	33,005	80,635	35,186	105,765
TİP-3b	N21-01(L/H=1.00)	16,912	85,731	22,176	93,365
	N21-02(L/H=1.00)	17,094	86,112	21,312	89,213



Şekil 5. Çelik çerçeve numunelerinin rijitlik değerlerinin belirlenmesi

Her bir deneyden elde edilen; başlangıç (ilk çevrim), maksimum yük ve deney sonu yüküne ait rijitlik değerleri ise Tablo 3’de verilmiştir.

Tablo 3. Çelik çerçeve numunelerinin deneysel ve analitik yöntemlerle elde edilen rijitlikleri

TİP	NUMUNE	Başlangıç Rijitliği		Max. Yük Rijitliği		Göçme Yüğü Rijitliği	
		Deneysel	Analitik	Deneysel	Analitik	Deneysel	Analitik
TİP-1	N110 L/H=1.00)	1,17	1,25	0,4	0,45	0,40	0,42
	N111(L/H=1.00)	2,55	2,83	0,167	0,165	0,23	0,27
	N112 (L/H=1.00)	3,06	3,21	0,133	0,132	0,15	0,18
	N110 (L/H=2.00)	1,21	1,55	0,21	0,20	0,23	0,25

	N111 (L/H=2.00)	3,83	3,92	0,22	0,22	0,33	0,36
	N112 (L/H=2.00)	4,19	4,27	0,25	0,45	0,33	0,35
	N110 (L/H=0.50)	0,38	0,55	0,09	0,12	0,14	0,21
	N111 (L/H=0.50)	1,05	1,21	0,11	0,18	0,13	0,20
	N112(L/H=0.50)	1,18	1,25	0,16	0,24	0,17	0,22
TİP-2	N120(L/H=1.00)	2,04	4,01	0,22	0,21	0,33	0,51
	N121(L/H=1.00)	3,46	3,75	0,21	0,21	0,33	0,47
	N122(L/H=1.00)	3,73	4,76	0,32	0,31	0,32	0,36
TİP-3a	N210(L/H=1.00)	0,47	1,10	0,15	0,28	0,16	0,34
	N211(L/H=1.00)	1,09	1,54	0,15	0,27	0,15	0,29
	N212(L/H=1.00)	1,22	1,81	0,22	0,23	0,23	0,25
TİP-3b	N21-01(L/H=1.00)	0,53	0,93	0,15	0,21	0,15	0,18
	N21-02(L/H=1.00)	0,58	0,87	0,18	0,25	0,18	0,22

7. Sonuçlar ve Tartışma

Özellikle son yıllarda gelişen bilgisayar programları ile yapıların hesaplarında çeşitli ve ileri hesaplama modelleri geliştirilmiş ve deprem yükleri ya da yatay yükler altında yapısal performans daha doğru bir şekilde tespit edilmeye başlanmıştır. Bu amaçla geliştirilen yöntemlerden en etkin bir şekilde kullanılan, doğrusal olmayan statik itme analizi ismiyle anılan pushover analizdir. Bu yöntemle çerçeve sisteminin ya da dolgu duvarlı çerçeve sisteminin yatay yük- yatay deplasman ilişkisi elde edilmekte ve çerçevenin performans değerlendirmesi rahatlıkla yapılabilmektedir.

Statik itme analizinden elde edilen verilerin doğruluğunun tespiti ise ancak deneysel yöntemlerle yapılan çalışmalar sonrası elde edilebilmektedir. Bir yapının tersinir-tekrarlanır (çevrimsel) yatay yük altındaki davranışının belirlenmesi için en gerçekçi yolun deneysel çalışma olduğu açıktır. Planlanması, üretilmesi, yapılması ve yorumlanmasının çok zahmetli ve önemli ölçüde deneyim isteyen deneysel çalışmaların ülkemiz şartlarında yapılması çoğu zaman bu nedenlerle imkânsız hale gelmektedir. Dolayısıyla yapılan deneysel çalışmaların önemi oldukça fazladır.

Bu çalışmada malzemenin lineer olmayan davranışını göz önüne alan ileri hesap yöntemleri (statik itme analizi) ile Selçuk Üniversitesi Yapı ve Deprem Laboratuvarında gerçekleştirilen toplam on yedi adet çelik çerçeve deneyine ait sonuçların karşılaştırılması yapılmıştır. Seçilen deney numunelerinin değişik geometrik ve yapısal özellikte olmasına dikkat edilmiştir. Böylece, analitik çalışmanın değişik yapısal ve boyutsal özelliklere sahip çelik çerçeveler için doğruluk derecesi de irdelenmiştir.

Elde edilen genel sonuçlara göre,

- Karşılaştırma sonucunda, analitik sonuçlarla deneysel sonuçların rijitlik değerleri birbirlerine oldukça yakındır.
- Özellikle tek katlı tek açıklıklı (N110) ve tek katlı iki açıklıklı (N210) boş çelik çerçeve sistemlerinin statik itme analizinden elde edilen

sonuçlar, ile deneysel olarak elde edilen sonuçlarında; gerek maksimum yük gerekse göçme yükü değerlerinin birbirlerine oldukça yakın olduğu görülmüştür.

- Dolgu duvar + sıvalı çerçevelerden N112, N122, N212 ve N21-02’de ise, bilgisayar modelinin deneysel çalışmadan daha farklı sonuç verdiği görülmüştür. Bu durum, sıvanın da dolgu duvar taşıyıcılığı ve çerçeve davranışında önemli bir etkiye sahip olduğunu göstermektedir.
- Karşılaştırma sonucunda, analitik sonuçlarla deneysel sonuçların limit yatay yük değerleri birbirlerine oldukça yakındır. Ayrıca, analitik çalışmalar sonucunda elde edilen dolgu duvar göçme şekilleri de deneysel sonuçlara uymaktadır.

Bu çalışmada çelik çerçeveler için yapılan deneysel ve analitik araştırmaların sonucunda dolgu duvarların davranışına önemli ölçüde etki ettiği ve bu etkinin hesaplarda dikkate alınması gerektiği bir kere daha açıkça görülmüştür. Benzer çalışmaların betonarme çerçeve sistemlerle yapılması durumunda ise deneysel çalışmalarla analitik çalışmaların bu kadar kesin ve yakın olacağı kuşkuludur. Çünkü çelik yapıların malzeme özelliklerinden kaynaklanan homojenlik ve kontrol edilebilme üstünlüğü, bu çalışmada da analitik ve deneysel verilerin birbirlerine çok yakın olması ile görülmüştür.

8. Teşekkür

Bu çalışma Selçuk Üniversitesi BAP ve TÜBİTAK’ın destekleri ile yapılmıştır.

9. Kaynaklar

- [1] TDY-2006, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Ankara, 2006.
- [2] SAP2000 “Structural Analysis Program, Nonlinear Version 7.12”, Computers and Structure, Inc.Berkeley, CA, USA, 2000
- [3] Dowrick D.J.,1987, Earthquake Resistant Design for Engineers and Architects, John Wiley&Sons, New York.
- [4] Mainstone, R.J., “Supplementary Note on the Stiffness and Strengths of Infilled Frames” Current Paper 13/74, Building Research Station, UK, Feb.1974.
- [5] Kaltakçı M.Y., Köken A., “Tuğla Dolgu Duvarlı Çelik Çerçevelerin Tersinir-Tekrarlanır Yükler Altındaki Davranışı” İNTAG Araştırma Projesi, Proje No: 569 TÜBİTAK, Ankara, 2003.
- [6] Kaltakçı M.Y., Köken A., “Tersinir Yükleme Altındaki Çok Katlı ve Çok Açıklıklı Dolgu Duvarlı Çelik Çerçevelerin Davranışının Teorik ve Deneysel Olarak İncelenmesi” Araştırma Projesi, Proje No: 99-030, S.Ü. BAP Koordinatörlüğü, Konya, 2003.
- [7] Köken A., “Tersinir Yükleme Altındaki Çok Katlı ve Çok Açıklıklı Dolgu Duvarlı Çelik Çerçevelerin Davranışının Teorik ve Deneysel Olarak İncelenmesi” , Doktora Tezi, S.Ü.F.B.E., 2003, Konya

- [8] Kaltakcı M.Y., Köken A., Kamanlı M., Arslan M.H., “Çok Katlı ve Çok Açıklıklı Dolgu Duvarlı Çelik Çerçevelerin Tersinir-Tekrarlanır Yatay Yükler Altındaki Davranışının Lineer Olmayan Hesabı” Antalya Yöresi İnşaat Mühendisliği Sorunları Kongresi, 121-129, Antalya, 2005.
- [9] Kaltakcı M.Y., Köken A., Kamanlı M., Arslan M.H., “Dolgu Duvarlı Çelik Çerçeve Sistemlerinin Tersinir-Tekrarlanır Yatay Yükler Altındaki Mekanik Davranışının Lineer Olmayan Hesabı” XIV. Ulusal Mekanik Kongresi, 511-521, Hatay, 2005.
- [10] FEMA 273, “NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 1997.
- [11] FEMA 356, “Presentandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 2000.
- [12] ATC-40, 1996. “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings” Vol.1,2 Applied Technology Council, California.,1996.

MEVCUT BETONARME BİR YAPI ÜZERİNE 2 KAT ÇELİK YAPI İLAVESİ VE DEPREM PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Rıfat SEZER*, Ali KÖKEN*, Arife AKIN*, Birtan BERKER**

* S.Ü. Müh.-Mim. Fak. İnşaat Müh. Bölümü KONYA

** Analiz Müh. Müt. Yapı Malz. Tic. A.Ş. İSTANBUL

Özet

Bu çalışmada betonarme Bodrum+Zemin+1 Kat şeklinde inşa edilmiş ve kullanılmakta olan bir yapıya kullanım ihtiyacının artmasından dolayı, iki kat ilave uygulaması ele alınmıştır. Mevcut yapıya çok fazla ilave yük etkimemesi ve uygulama kolaylığı nedeniyle yeni yapılacak ilave katların çelik yapı olarak oluşturulması uygun görülmüştür. Bu amaçla ilk olarak yeni eklenen iki katlı çelik yapı modellenmiştir. Modellenen çelik yapının SAP2000 programı kullanılarak analizi gerçekleştirilmiştir. Elde edilen analiz sonuçlarına göre çelik yapının tasarımı yapılmıştır. Eleman kesitleri, birleşim hesapları yapılarak plan ve detay çizimleri oluşturulmuştur.

İlave olarak betonarme ve çelik yapıdan oluşan karma yapı sisteminin deprem performansını değerlendirilmek üzere, SAP2000 programı kullanılarak analiz gerçekleştirilmiştir. Elde edilen sonuçlara göre, mevcut betonarme yapıda oluşan ilave etkiler göz önünde bulundurularak gerekli güçlendirmeler de yapılmıştır.

Hazırlanan çelik yapı projesinin yerinde uygulaması uygulama aşamaları ve uygulama da karşılaşılan zorluklar ele alınmıştır. Çelik yapı uygulaması tamamlandıktan sonra yapı kullanıma alınmış ve hali hazırda kullanılmaktadır.

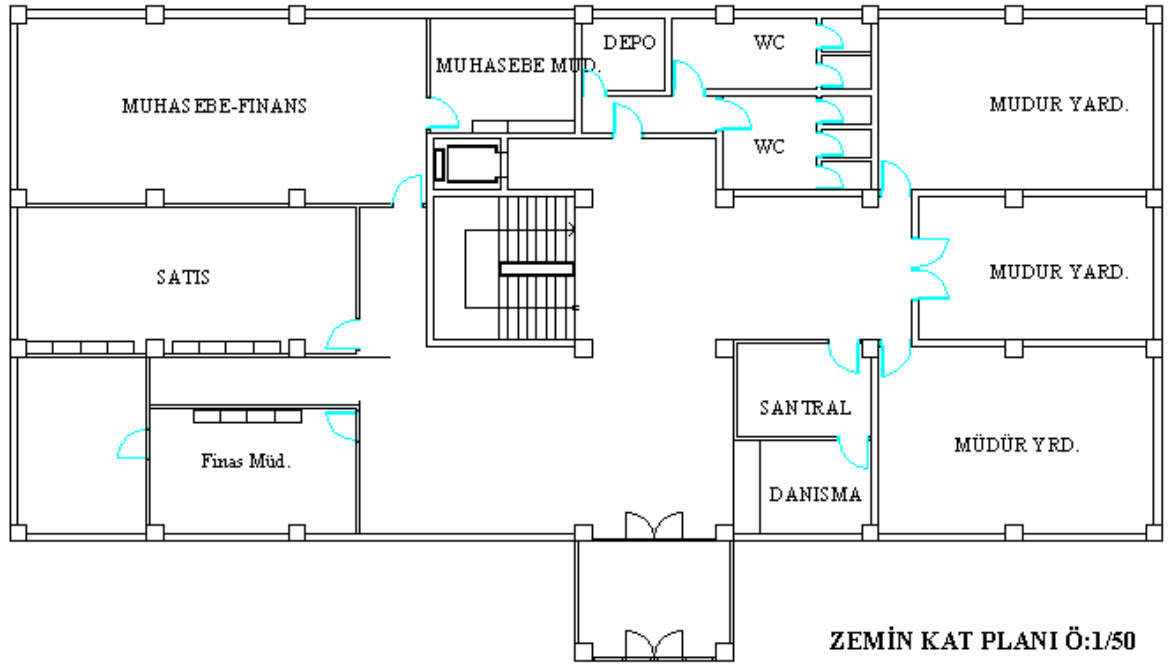
Anahtar Kelimeler: Güçlendirme, Çelik yapı uygulaması, Deprem performansı

1. Giriş

Yapıların kullanım ömürleri sırasında artan ihtiyaçlara cevap vermek üzere yeni kat ilavesi ile kullanım alanlarını büyütme, şeklindeki durumlarla günümüzde oldukça sık bir şekilde karşılaşılmaktadır. Kat ilavesi şeklindeki uygulamalarda mevcut yapıya çok fazla yeni yük etkimeden ihtiyaçlara cevap veren bir çözümün üretilmesi amaçlanır. Bunun için çelik gibi hafif malzeme kullanmak büyük ölçüde avantaj sağlamaktadır.

Yapılan bu çalışmada betonarme bodrum+zemin +1 kat şeklinde inşa edilmiş ve kullanılmakta olan bir yapıya kullanım ihtiyacının artmasından dolayı iki kat ilavesi uygulaması ele alınmıştır (Şekil 1). İstanbul Hadımköy’de bakır alaşımları üretimi için faaliyet gösteren bir fabrikanın idari binasının üzerine 2 kat ilavesi ihtiyacı doğmuştur. Yapıya çok fazla yeni yük etkimemesi ve uygulama kolaylığı bakımından yeni yapılacak katların çelik imalat şeklinde yapılması düşünülmüştür. Böylelikle mevcut betonarme katlardaki kolon ve perde elemanların çok fazla zorlanmaması amaçlanmıştır. Söz konusu elemanların yeni gelen düşey yükleri

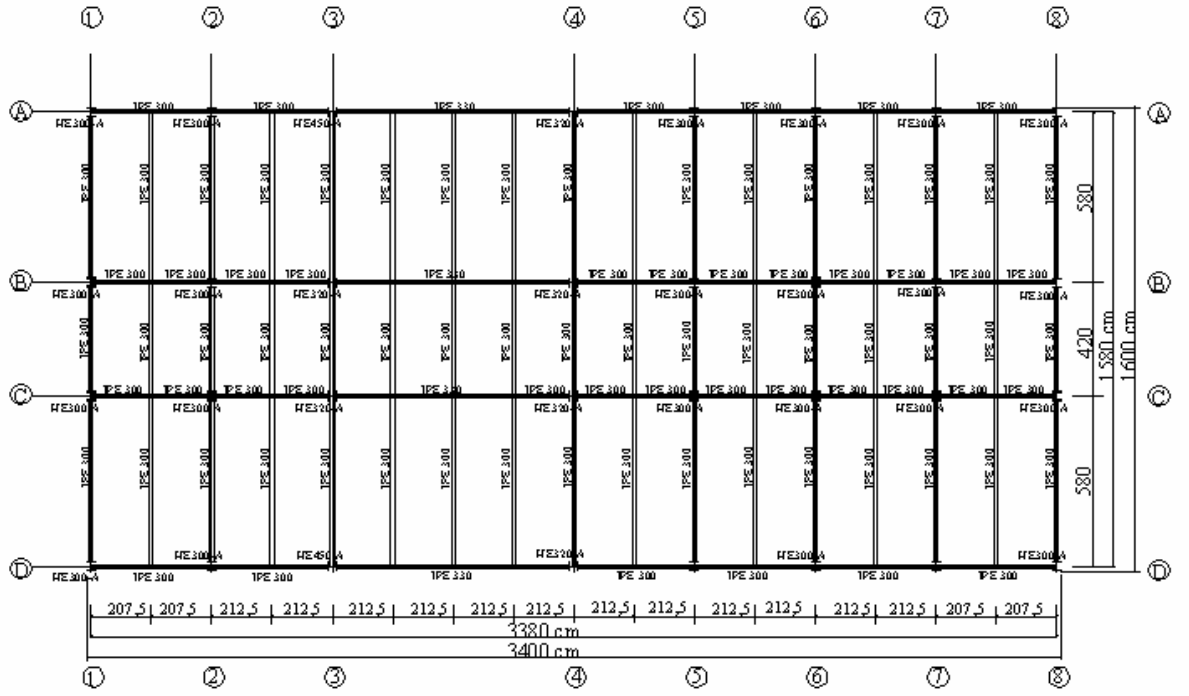
taşıyabileceği, artan deprem etkisinin ise yeni yapılacak betonarme perdelerle karşılanabileceği düşünülmüştür.



Şekil 1. Söz konusu yapının mevcut zemin kat mimari projesi

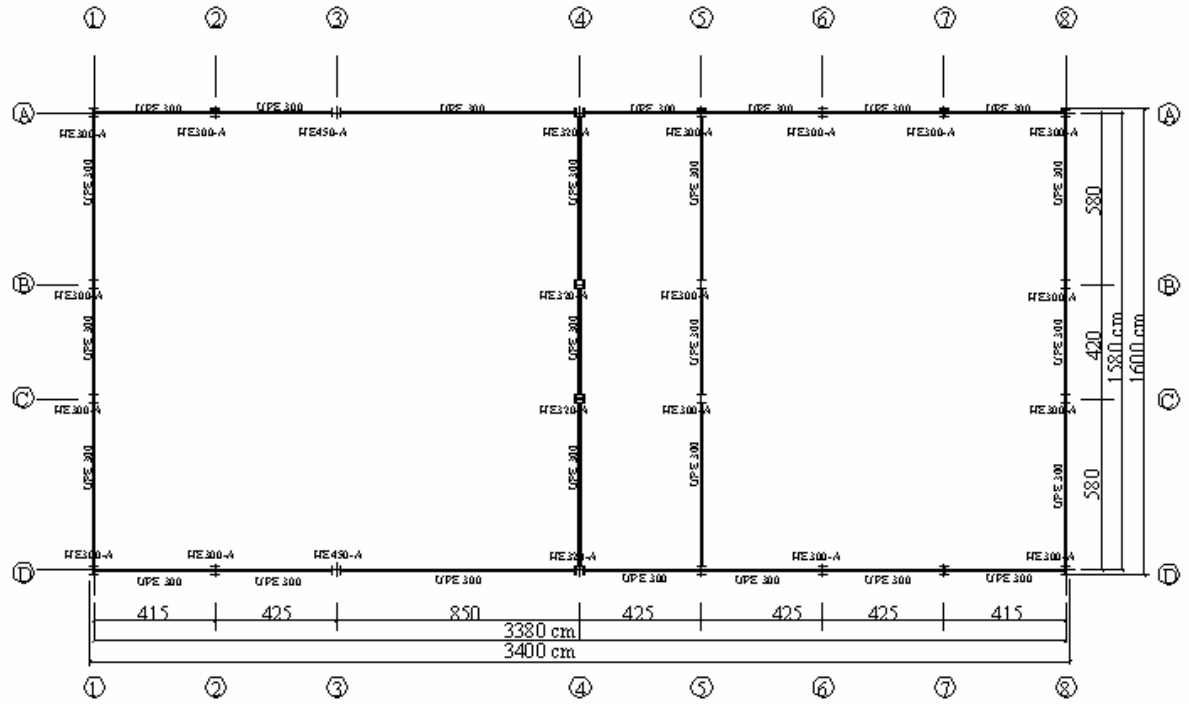
2. Yapılan çalışmalar

İlk olarak ilave yapılacak olan iki katın çelik yapı projesi hazırlanmıştır. Çelik yapı projesi hazırlanırken, yeni kolonların mevcut betonarme alt kat kolonlarının üzerine oturtulmasına dikkat edilmiştir. Kolon kesiti olarak HEA serisi profiller, kiriş elemanlarda ise IPE serisi profiller kullanılmıştır. İlave 2. kat toplantı salonu olarak kullanılacağından dolayı bu katta bazı ara kolonlar kaldırılarak daha geniş bir mekan teşkil ettirilmiştir (Şekil 2-3). 2. katın üzeri çelik uzay taşıyıcı sistem olarak yapılmıştır. Yapıya etkiyecek yatay yükleri karşılamak üzere dış cephelerde uygun yerlerde çapraz çift L korniyerler kullanılmıştır. Çelik kolonlar teşkil edilen detaylarla mevcut betonarme kolonlara bulonlar ile ankraj edilmiştir. Kolon-kiriş birleşimlerinde yeter sayıda M24 bulon kullanılarak birleşimler oluşturulmuştur (Şekil 4) [4] [5] .



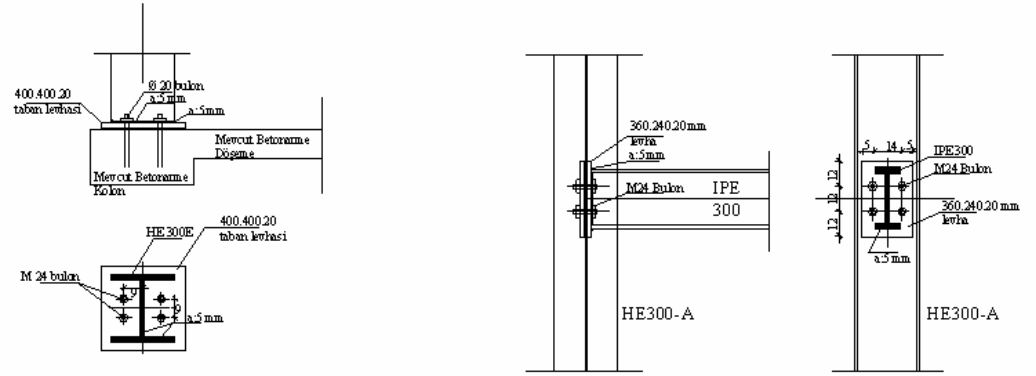
1. KAT PLANI Ö:1/50

Şekil 2. İlave 1. kat çelik yapı uygulama projesi



2. KAT PLANI Ö:1/50

Şekil 3. İlave 2. kat çelik yapı uygulama projesi

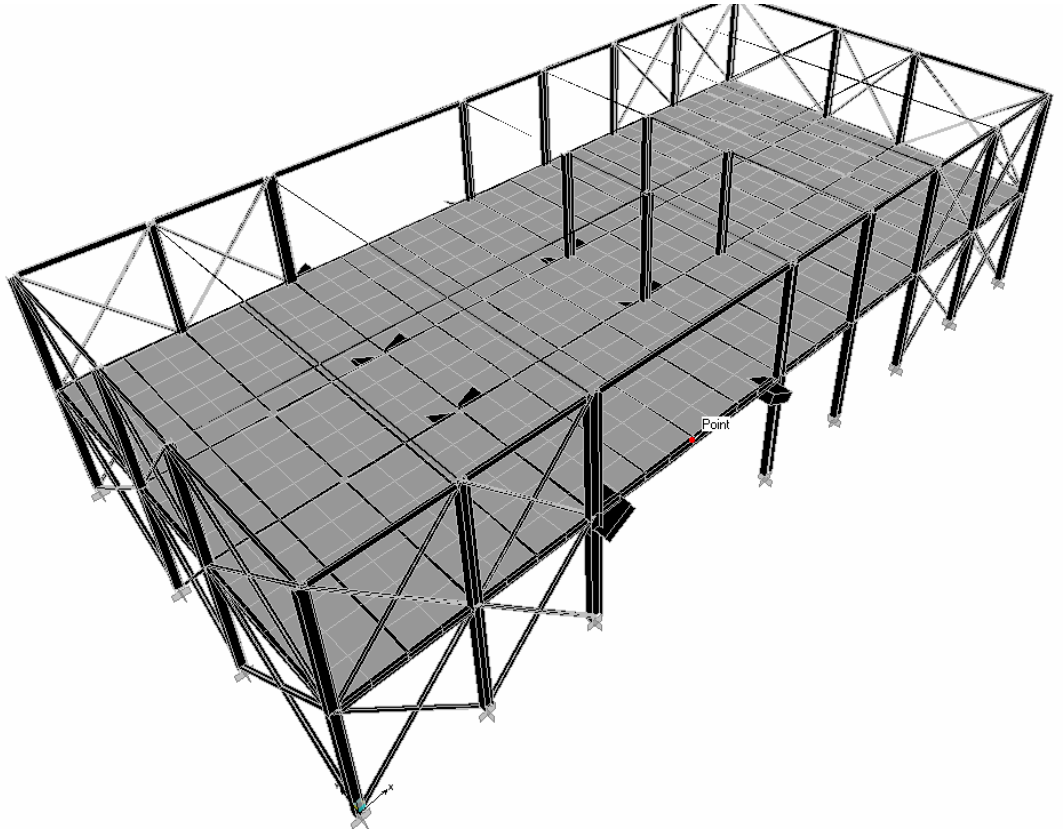


KÖŞE KOLON TEMEL BİRLEŞİM DETAYI Ö:1/10

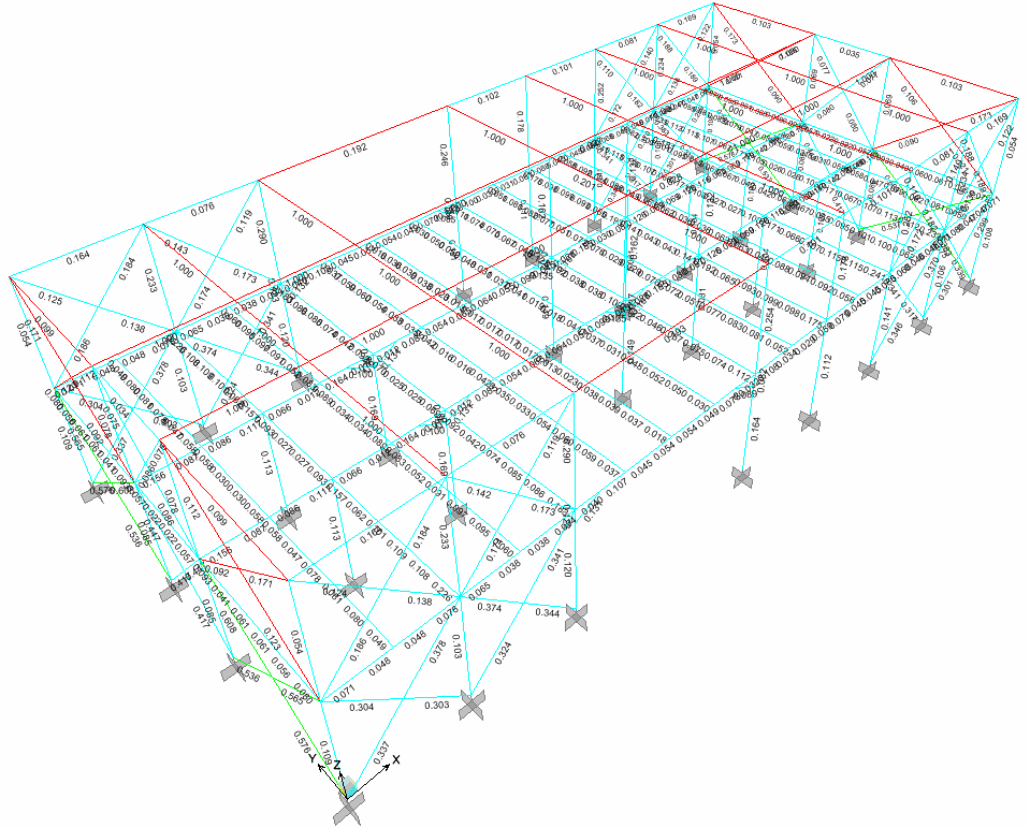
1. KAT KOLON KİRİŞ BİRLEŞİM DETAYI Ö:1/10

Şekil 4. Örnek kolon-temel ve kolon-kiriş birleşim detayları

Oluşturulan çelik yapının SAP2000 programı kullanılarak hem düşey hem de yatay yük durumu için analizi gerçekleştirilmiştir [7]. Bu amaçla ilk olarak çelik sistem modellenmiştir (Şekil 5). Analiz sonucu çelik elemanlarda Esas Yükler (EY) ve Tali Yükler (EIY) yükleme için tasarım gerçekleştirilerek, söz konusu elemanlarda oluşan gerilme durumu kontrol edilmiştir (Şekil 6). İlave olarak elemanların kolon-kiriş ve kolon-temel birleşim hesapları gerçekleştirilmiştir.



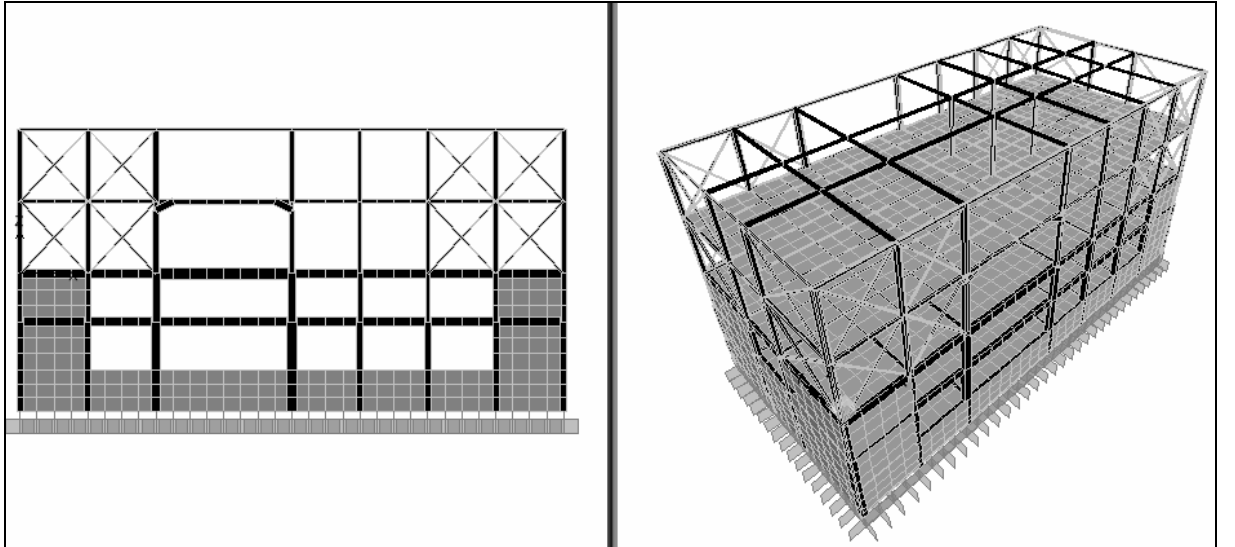
Şekil 5. İlave 2 kat çelik yapının SAP2000 programı ile modellenmesi



Şekil 6. SAP2000 programı çözülmüş ilave 2 kat çelik yapının gerilme durumu

3. Mevcut ve yeni oluşturulan yapının deprem performans analizi

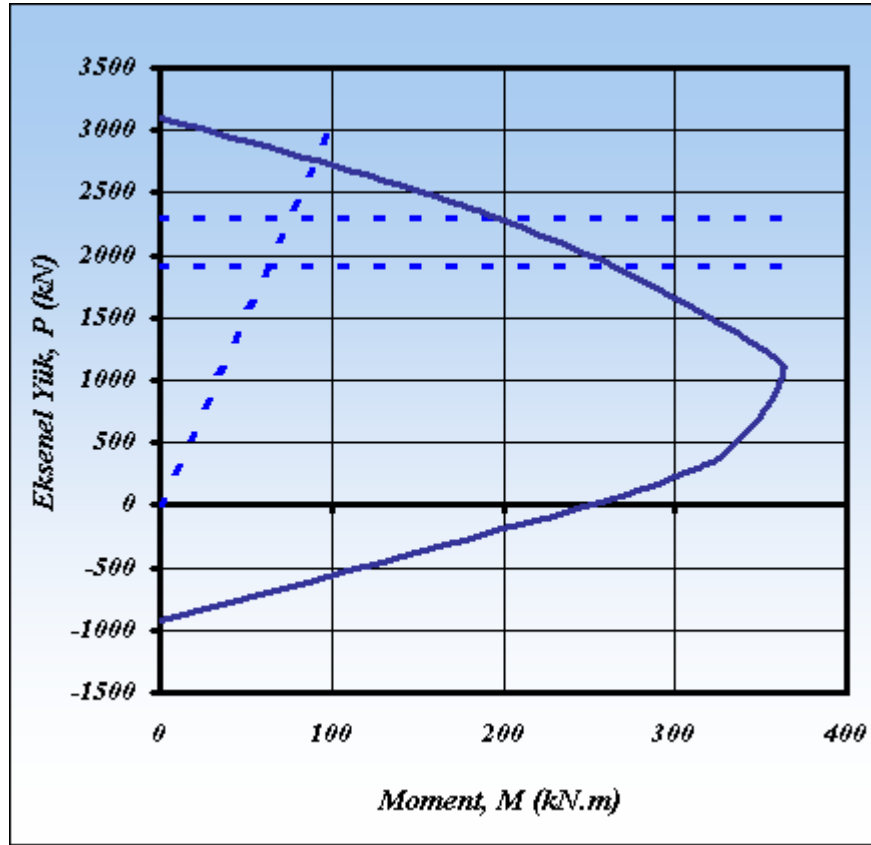
Mevcut bodrum+zemin+1 kat şeklinde üç katlı betonarme yapı ile 2 kat ilave çelik yapı birlikte modellenmiştir (Şekil 7). Mevcut betonarme yapıya, ilave edilen iki katlı çelik yapıdan gelen düşey ve yatay yükleri karşılamak ve mevcut yapıdaki zayıflıkları gidermek amacıyla yeni betonarme perdeler eklenmiştir [2].



Şekil 7. SAP2000 ile modellenen toplam 5 katlı yapının görünümü

Modellenen toplam 5 katlı yapı SAP2000 programı ile yürürlükteki mevcut yönetmeliklerin esaslarına göre analiz edilmiştir [7]. Analiz sonucunda bulunan Y ve

X yönündeki periyotlar sırayla 0.3472 sn ve 0.2861 sn. dir. 5 katlı çerçevesel bir yapının 1. periyodu yaklaşık 0.50 sn civarındadır. Buna göre söz konusu yapıda periyodun 0.3472 sn olması yapının yeterince rijit hale geldiğini göstermektedir. Göreli kat ötelenmeleri ise Y yönünde $\Delta i_{y_{\max}} / h_i = 0.00021 < 0.0035$ ve X yönünde $\Delta i_{x_{\max}} / h_i = 0.000035 < 0.0035$ olarak bulunmuştur. Buna göre söz konusu yapı TDY 1998 de verilen göreli kat ötelenmelerinin sınırlandırılması şartlarını sağlamaktadır [1]. Ayrıca ilave konulan perdelerden dolayı yapı rijitliği önemli ölçüde artırılmış ve artan ağırlık etkisiyle oluşan deprem kuvvetleri betonarme perdelerle karşılanmış ve mevcut kolonların ise sadece düşey yükleri karşılayacak durumda kalmaları sağlanmıştır. Bu şekilde en fazla eksenel yük taşıyan C4 kolonun karşılıklı etki diyagramı hazırlanmış ve $N=1174$ kN eksenel yüke karşılık gelen moment $M=359,6$ kNm olarak bulunmuştur [3]. Bu diyagrama göre kolon taşıma gücünün yeterli olduğu görülmüştür (Şekil 8). Ayrıca bodrum kat kolonlarına ait olan mevcut eksenel yükün eksenel taşıma gücüne oranları (N/N_r) Tablo 1’de verilmiştir. Söz konusu C4 kolonunun N/N_r oranı 0.268 olarak bulunmuştur. Bu oran ise 0.5 den küçük olduğu için mevcut betonarme kolonların güçlendirilmesine gerek görülmemiştir [6].



Şekil 8. C4 Kolonu karşılıklı etki diyagramı

Tablo 1. Bodrum kat kolonları mevcut aksenal yükün aksenal taşıma gücüne oranları (N/N_r)

Kolon Adı	Boyutlar	Donatı Alanı (mm ²)	N (g+q) (kN)	N _r (kN)	N/N _r
B2	40/50	2000	586.8	364.0	0.160
B3	40/60	2400	1111.9	436.8	0.254
B4	40/60	2400	1146.9	436.8	0.262
B5	40/60	2400	778.9	436.8	0.178
B6	40/50	2000	712.7	364.0	0.195
B7	40/50	2000	639.8	364.0	0.175
C2	40/50	2000	586.2	364.0	0.160
C3	40/60	2400	1116.7	436.8	0.255
C4	40/60	2400	1174.0	436.8	0.268
C5	40/60	2400	795.4	436.8	0.182
C6	40/50	2000	716.7	364.0	0.196
C7	40/50	2000	639.7	364.0	0.175

4. Sonuç

Bu çalışmada, betonarme bodrum+zemin+1 kat şeklinde inşa edilmiş ve kullanılmakta olan bir yapıya, kullanım ihtiyacının artmasından dolayı iki kat ilave uygulaması ele alınmıştır. Mevcut yapıya, ilave katlardan dolayı çok fazla yeni yük etkimemesi ve uygulama kolaylığı bakımından yeni yapılacak katların çelik imalat şeklinde yapılması düşünülmüştür. Böylelikle mevcut betonarme katlardaki kolon ve perde elemanların çok fazla zorlanmaması amaçlanmıştır. İlave yapılan çelik yapının çözümü ve tasarımı yapılmış, daha sonra mevcut ve ilave toplam 5 kattan oluşan yapının yatay ve düşey yükler altında SAP2000 programı ile analizi gerçekleştirilmiştir. Kritik elemanlardaki taşıma gücü kontrolü yapılmıştır. Ayrıca yapının her iki yöndeki 1. periyotları elde edilmiştir. Elde edilen en büyük periyodun 0.3472 sn olması yapının ilave betonarme perdelerle önemli ölçüde rijitleştiğini göstermiştir. İlave olarak söz konusu 5 katlı yapının elde edilen rölatif deplasmanlarının TDY98'de verilen maksimum deplasman sınırının çok altında olduğu görülmüştür.

Kaynaklar

- [1] Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, 1998.
- [2] Bayülke N., Depremde Hasar Gören Yapıların Onarım ve Güçlendirilmesi, İMO İzmir Şubesi, 1995.
- [3] Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, TS500, Türk standartları Enstitüsü, 2000.
- [4] Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, TS648, Türk standartları Enstitüsü, 1980.
- [5] Deren H., Uzgider E., Piroğlu F., Çelik Yapılar, Çağlayan Kitapevi, İstanbul, 2003.
- [6] Ersoy, U., Betonarme Tekil İlkeler ve Taşıma Gücü Hesabı, Bizim Büro Basımevi, 1985.
- [7] SAP2000. Structural Analysis Program, nonlinear version 7.12, computer and structures, Inc. Berkeley, C.A., USA, 2000.

BÜYÜK YERDEĞİŞTİRMELERE BAĞLI OLARAK TABAKALI KOMPOZİT DİKDÖRTGEN PLAĞIN OPTİMUM TASARIMI

Umut Topal

Karadeniz Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü 61080 Trabzon

Özet

Bu çalışmada üniform yayılı yüke maruz simetrik yerleştirilmiş, ankastre mesnetli, tabakalı kompozit plağın büyük yer değiştirme analizine bağlı olarak optimum tasarımı gerçekleştirilmiştir. Tabakalı kompozit plağa ait yer değiştirme denklemleri birinci dereceden kayma deformasyon teorisine göre verilmiştir. Bu teoriye bağlı olarak, plağa ait doğrusal olmayan şekil değiştirme ifadeleri ve denge denklemleri verilmiştir. Ardından, plağa ait sonlu eleman formülasyonları verilmiştir. Tabakalı plağın sonlu eleman çözümünde dört düğüm noktalı elemanlar dikkate alınmıştır. Tasarım amacı olarak plağın orta noktasındaki maksimum yer değiştirmeyi minimize edecek optimum lif doğrultuları belirlenmiştir. Optimizasyon metodu olarak değiştirilmiş uygun doğrultular metodu kullanılmıştır. Bu metoda ait işleyiş diyagramı kısaca verilmiştir. Elde edilen sonuçları karşılaştırmak için, farklı kenar oranına (a/b), kenar/kalınlık oranına (b/h), sınır şartlarına ve düzgün yayılı yüke (q_0) maruz dört tabakalı plaklar dikkate alınmış ve elde edilen sonuçlar doğrusal çözümle elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Tabakalı Kompozit Plak, Büyük Çökme Analizi, Değiştirilmiş Uygun Doğrultular Metodu, Optimizasyon.

1. Giriş

İstenen amaç için tek başlarına uygun olmayan farklı iki veya daha fazla malzemeyi istenen özellikleri sağlayacak şekilde belirli şartlar ve oranlarda fiziksel olarak, makro yapıda bir araya getirilerek elde edilen malzemeye kompozit malzeme denir. Kompozit malzemelerin düşük ağırlığa, yüksek dayanıma sahip olmaları ve çeşitli doğrultularda istenilen özellikleri fiber takviyeleri ile sağlanabilmesi, bu malzemeleri, diğer malzemelerden ayıran temel özelliklerdir. Son yıllarda teknolojinin gelişimiyle birlikte, fiber takviyeli kompozit malzemelerin birçok mühendislik alanında kullanımı artmaktadır. Örneğin uzay yapılarında, basınçlı kazanlarda, spor ekipmanlarında, otomobillerde ve daha birçok alanda kullanılmaktadır. Kompozit yapılarda en yüksek verimi elde etmek için elemanlar tabakadan tabakaya değişen açılarda dizayn edilir. Bu esneklik, istenilen yönlerde mukavemeti sağlayacağı için yapısal dizaynı geliştirir fakat sayısal analizi zorlaştırır.

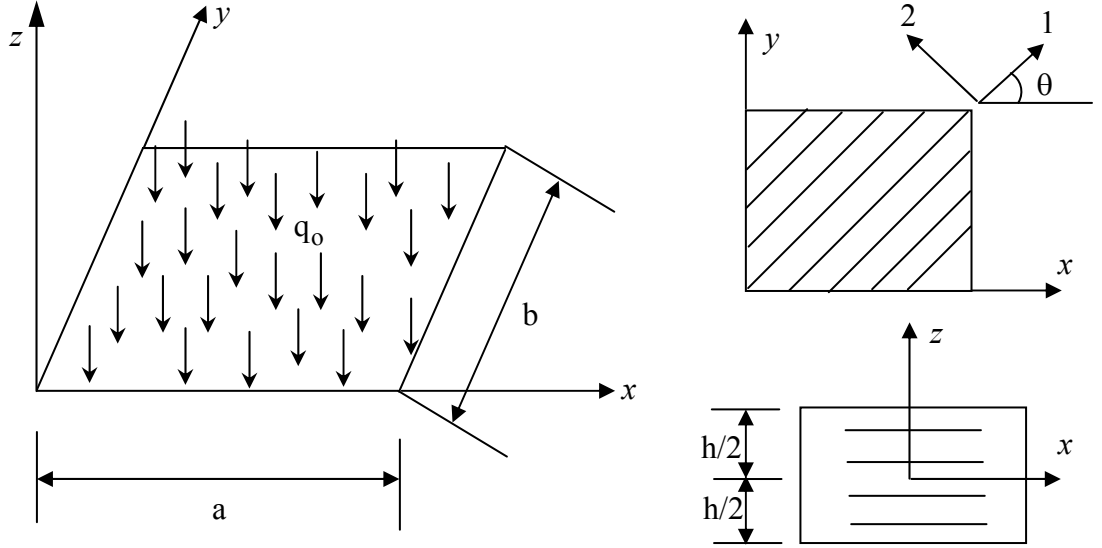
Literatürde, tabakalı kompozit plakların doğrusal olmayan davranışıyla ilgili birçok çalışma bulunmaktadır. Malekzadeh ve Karami [1] eğik tabakalı plakların doğrusal olmayan davranışını birinci dereceden kayma deformasyon teorisine bağlı olarak diferansiyel quadrature metoduyla incelemişlerdir. Geometrik olarak doğrusal olmayan durumu, Green şekil değiştirme ve von Karman hipoteziyle modellemişlerdir. Nümerik çalışmada eğik açısının, plak kalınlığının, plak kenar

oranının ve sınır şartlarının elde edilen sonuçlara etkisini incelemişlerdir. Kere ve Lyly [2] büyük çökmeye bağlı olarak tabakalı kompozit plakların analizi ve tasarımı için plak modeli geliştirmişlerdir. Model, Reissner-Mindlin-von Karman tipi plak modellerine dayanmaktadır. Doğrusal olmayan denklemleri Crisfield'ın eliptik sınırlayıcısıyla birlikte Riks metoduyla ardışık olarak çözmüşlerdir. Tanrıöver ve Şenocak [3] tabakalı kompozit plakların büyük çökme analizini incelemişlerdir. Büyük çökme analizini çeşitli sınır koşulları için, Newton-Raphson ve Galerkin metoduyla incelemişlerdir. Von Karman plak teorisini kullanarak yer değiştirme yaklaşımı için polinomlardan yararlanmışlardır. Zhang ve diğ. [4] enine yüklenmiş tabakalı kompozit plağın büyük çökme ve ayrılma davranışını incelemek için sonlu şerit model geliştirmişlerdir. Model parça parça plak teorisine dayanmaktadır. Geometrik olarak doğrusal olmayan durumu, von Karman'ın doğrusal olmayan şekil değiştirme-yer değiştirme ilişkisine dayanarak ele almışlardır. Thankam ve diğ. [5], Reissner-Mindlin plak teorisini ve von Karman teorisini kullanarak tabakalı kompozit plakların büyük çökme analizini incelemişlerdir. Büyük çökme analizi için dört düğüm noktalı dikdörtgen eleman dikkate almışlardır. Düşey yerdeğiştirme bileşeni için bi-kübik polinomsal dağılım ve diğer yer değiştirme ve dönme bileşenleri için de alan dağılımını dikkate almışlardır. Nümerik çalışmada, çeşitli sınır koşulları, yükleme ve yerleşim biçimleri için çökme ve gerilmeler elde edilmiştir. Shen [6] elastik zemine oturan üniform basınç ve kenar yüklemesine maruz basit mesnetli tabakalı kompozit ince plağın büyük çökme analizini incelemiştir. Formülasyonlar klasik tabaka teorisine dayanmaktadır. Nümerik çalışmada, antisimetrik değişik açılı ve simetrik çapraz açılı plaklar dikkate alınmış, zemin rijitliğinin, plak kenar oranının, tabaka sayısının, lif açısının ve kenar yüklemesinin sonuçlara etkisini incelemişlerdir. Savithri ve Varadan [7] üniform düzgün yayılı yük etkisinde basit mesnetli tabakalı kompozit plağın doğrusal olmayan eğilmesini yüksek dereceden plak teorisini kullanarak incelemişlerdir. Doğrusal olmayan denklemleri Newton-Raphson ve Galerkin metoduyla çözmüşlerdir.

Bu çalışmada üniform yayılı yüke maruz simetrik yerleştirilmiş, ankastre mesnetli, tabakalı kompozit plağın büyük yer değiştirme analizine bağlı olarak optimum tasarımı gerçekleştirilmiştir. Tabakalı kompozit plağa ait yer değiştirme denklemleri birinci dereceden kayma deformasyon teorisine göre verilmiştir. Bu teoriye bağlı olarak, plağa ait doğrusal olmayan şekil değiştirme ifadeleri ve denge denklemleri verilmiştir. Ardından, plağa ait sonlu eleman formülasyonları verilmiştir. Tabakalı plağın sonlu eleman çözümünde dört düğüm noktalı elemanlar dikkate alınmıştır. Tasarım amacı olarak plağın orta noktasındaki maksimum yer değiştirmeyi minimize edecek optimum lif doğrultuları belirlenmiştir. Optimizasyon metodu olarak değiştirilmiş uygun doğrultular metodu kullanılmıştır. Bu metoda ait işleyiş diyagramı kısaca verilmiştir. Elde edilen sonuçları karşılaştırmak için, farklı kenar oranına (a/b), kenar/kalınlık oranına (b/h), sınır şartlarına ve düzgün yayılı yüke (q_0) maruz dört tabakalı plaklar dikkate alınmış ve elde edilen sonuçlar doğrusal çözümle elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

2. Genel Denklemler

Boyutları a , b ve kalınlığı h olan tabakalı dikdörtgen plak ele alalım. Plakın birbirine iyice yapışmış ortotropik katmanlardan oluştuğunu ve düzgün yayılı yüke (q_0) maruz kaldığını düşünelim.



Şekil 1. Tabaklı plak geometrisi ve yükleme

Birinci dereceden kayma deformasyon teorisi altında u , v , w plakın herhangi bir noktasının sırasıyla x , y , z doğrultularında, $u^0(x, y)$, $v^0(x, y)$ ve $w^0(x, y)$ ise plak orta düzlemindeki ilgili noktanın x , y , z doğrultularında yer değiştirmeleri ise yer değiştirme alanı Denklem (1) gibidir:

$$\begin{aligned} u(x, y, z, t) &= u^0(x, y, t) + \phi_x(x, y, t)z, \\ v(x, y, z, t) &= v^0(x, y, t) + \phi_y(x, y, t)z, \\ w(x, y, z, t) &= w^0(x, y, t) \end{aligned} \quad (1)$$

burada ϕ_x ve ϕ_y kesit normalinin sırasıyla y ve x eksenleri etrafındaki dönmeleridir. Böylece şekil değiştirme ifadeleri

$$\varepsilon_x = \varepsilon_x^0 + \kappa_x z, \varepsilon_y = \varepsilon_y^0 + \kappa_y z, \gamma_{xy} = \gamma_{xy}^0 + \kappa_{xy} z, \gamma_{xz} = \gamma_{xz}^0, \gamma_{yz} = \gamma_{yz}^0 \quad (2)$$

şeklinde yazılabilir. Şekil değiştirme-yer değiştirme bağıntıları von Karman tarzında geometrik olmayan doğrusallık göz önüne alınırsa

$$\begin{aligned}\varepsilon_x^0 &= u_{,x}^0 + \frac{1}{2} w_{,x}^2, \varepsilon_y^0 = v_{,x}^0 + \frac{1}{2} w_{,y}^2, \gamma_{xy}^0 = u_{,y}^0 + v_{,x}^0 + w_{,x} w_{,y} \\ \gamma_{xz}^0 &= w_{,x} + \phi_x, \gamma_{yz}^0 = w_{,y} + \phi_y\end{aligned}\quad (3)$$

olarak yazılabilir. Burada türevler virgülle gösterilmiştir. Plak orta düzlem eğrilikleri ve burulması ise Denklem (4) gibidir:

$$\kappa_x = \phi_{x,x}, \kappa_y = \phi_{y,y}, \kappa_{xy} = \phi_{x,y} + \phi_{y,x} \quad (4)$$

Herhangi bir katmanlı plağın bünye denklemi

$$\begin{Bmatrix} N^i \\ M^i \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{ij} & B_{ij} \\ B_{ij} & D_{ij} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon^0 \\ \kappa \end{Bmatrix} \quad (5)$$

$$\begin{Bmatrix} Q_y \\ Q_x \end{Bmatrix} = K \begin{bmatrix} A_{44} & A_{45} \\ A_{45} & A_{55} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \gamma_{yz}^0 \\ \gamma_{xz}^0 \end{Bmatrix} \quad (6)$$

şeklinde yazılabilir. Burada N, M ve Q sırasıyla düzlem içi kuvvet, moment ve düzlem dışı kesme kuvvetlerini ve K ise kayma düzeltme katsayısını göstermekte olup dikdörtgen kesitler için 5/6 alınmaktadır. A_{ij}, B_{ij}, D_{ij} ($i, j=1, 2, 6$) ve A_{ij} ($i, j=4, 5$) sırasıyla uzama rijitliğini, uzama-eğilme etkileşim rijitliğini, eğilme rijitliğini ve enine kayma rijitliğini göstermekte olup aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

$$\begin{aligned}(A_{ij}, B_{ij}, D_{ij}) &= \int_{-h/2}^{h/2} (1, z, z^2) dz \quad (i, j=1, 2, 6) \\ A_{ij} &= \int_{-h/2}^{h/2} Q_{ij} dz \quad (i, j=4, 5)\end{aligned}\quad (7)$$

Burada Q_{ij} ilgili indirgenmiş rijitlik katsayılarıdır. Olayı yöneten beş hareket denklemi aşağıdaki gibi ifade edilebilir:

$$\begin{aligned}
R_1 &= N_{x,x} + N_{xy,y} - I_0 u_{,tt}^0 - I_1 \phi_{x,tt} = 0 \\
R_2 &= N_{xy,x} + N_{y,y} - I_0 v_{,tt}^0 - I_1 \phi_{y,tt} = 0 \\
R_3 &= Q_{x,x} + Q_{y,y} + (w_{,x} N_x + w_{,y} N_{xy})_{,x} \\
&\quad + (w_{,x} N_{xy} + w_{,y} N_y)_{,y} + q_0 - I_0 w_{,tt} = 0 \\
R_4 &= M_{x,x} + M_{xy,y} - Q_x - I_2 \phi_{x,tt} - I_1 u_{,tt}^0 = 0 \\
R_5 &= M_{xy,x} + M_{y,y} - Q_y - I_2 \phi_{y,tt} - I_1 v_{,tt}^0 = 0
\end{aligned} \tag{8}$$

3. Sonlu Eleman Formülasyonu

Bu çalışmada, plağın sonlu eleman çözümü için dört düğüm noktalı, yirmi serbestlik dereceli dörtgen elemanlar dikkate alınmış ve 30x30'luk ağ kullanılarak plağın çözümü gerçekleştirilmiştir. Plak ve kabukların doğrusal olmayan analizinde çok sık kullanılan yaklaşımlardan birisi de toplam Lagrangian 'dır (TL). Buna göre, geometrik olarak doğrusal olmayan plak davranışı için sonlu eleman eleman denklemi şu şekildedir:

$$([K] + [K_\sigma]) \{\Delta q\} = \left\{ {}^{t+\Delta t} P \right\} - \left\{ {}^t R \right\} \tag{9}$$

burada

$$[K] = \sum_e [K^e], [K_\sigma] = \sum_e [K_\sigma^e], \left\{ {}^t R \right\} = \sum_e \left\{ {}^t R^e \right\} \tag{10}$$

olup K^e , eleman rijitlik matrisini, K_σ^e , eleman geometrik rijitlik matrisini, $\left\{ {}^t R^e \right\}$, eleman iç kuvvet vektörünü ve $\left\{ {}^{t+\Delta t} P \right\}$ ise $t + \Delta t$ anındaki dış yük vektörünü göstermektedir. Doğrusal analiz için sonlu eleman denklemi şu şekildedir:

$$[K] \{q\} = \{P\} \tag{11}$$

Doğrusal olmayan sonlu eleman denkleminin çözümü için Newton-Raphson metodu uygulanmış ve tüm sayısal çalışmalarda on eşit yük adımı uygulanmıştır.

4. Değiştirilmiş Uygun Doğrultular Metodu

Optimizasyon yöntemlerinde kullanılan algoritmalarından birisi de değiştirilmiş uygun doğrultular metodudur. Şekil 2’de, bu yöntemin işleyişiyle ilgili akış diyagramı verilmektedir.

1. $q=0, X^q = X^m$.
2. $q=q+1$.
3. Amaç fonksiyonu $F(X_j)$ ve sınırlayıcıları $g_j(X_j) \leq 0$ belirle $j=1, 2, \dots, N_c$.
4. Kritik veya aktif sınırlayıcıları N_c tanımla.
5. Amaç fonksiyonunun eğimini $\nabla F(X_j)$ ve sınırlayıcının eğimini $\nabla g_k(X_j)$ ’yi belirle $k=1, 2, \dots, N_c$.
6. Uygun bir arama doğrultusu S^q belirle.
7. Bir doğrultuda arama gerçekleştir.
$$X^q = X^{q-1} + \alpha S^q$$
8. Yakınsamayı kontrol et. Eğer sağlarsa 9’ a git aksi halde 2’ ye git.
9. $X^{m+1} = X^q$.

Şekil 2. Değiştirilmiş Uygun Doğrultular Metodu

Buna göre optimizasyon problemi, verilen herhangi bir θ lif açısına bağlı olarak maksimum çökmenin belirlenmesi ve maksimum çökmeyi minimize edecek optimum lif açısının, θ_{opt} , belirlenmesinden oluşmaktadır. Bunu matematiksel olarak şu şekilde ifade edilebiliriz:

$$w_{\min} = \min_{\theta} (w_{\max}(\theta)), 0^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$$

(12)

burada

$$w_{\max}(\theta) = \max_{x,y} w(x,y;\theta) \quad (13)$$

olmaktadır.

5. Sayısal Uygulama ve İrdeleme

Değişik açılı, simetrik yerleştirilmiş $(\theta/-\theta/-\theta/\theta)$ tabakalı kompozit plağa ait malzeme sabitleri ve geometrik bilgileri aşağıda verilmiştir.

$$E_1 = 1.8282 \times 10^6 \text{ psi}, E_2 = 1.8315 \times 10^6 \text{ psi},$$

$$G_{12} = G_{13} = G_{23} = 3.125 \times 10^5 \text{ psi}, \nu_{12} = 0.23949,$$

$$a = b = 12 \text{ in}, h = 0.096 \text{ in}.$$

Tablo 1’de ankastre mesnetli, çapraz katmanlı ve $(0^\circ/90^\circ/90^\circ/0^\circ)$ dizilimli, dört tabakalı, ankastre mesnetli, üniform yayılı yüke maruz tabakalı kompozit plak için bu çalışma için elde edilen doğrusal ve doğrusal olmayan sonlu eleman çözümleri, Ref [8] ve Ref [9]’dan elde edilen plak ortası çökme değerleri (w) ile karşılaştırmalı olarak verilmiştir.

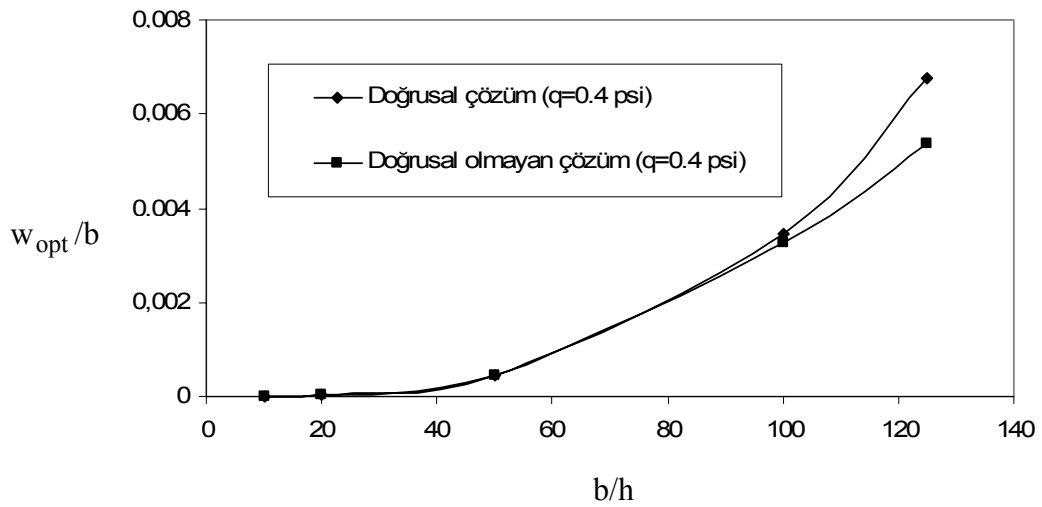
Tablo 1. Ankastre mesnetli, çapraz katmanlı ve $(0^\circ/90^\circ/90^\circ/0^\circ)$ dizilimli, dört tabakalı, ankastre mesnetli, üniform yayılı yüke maruz plakta plak ortası çökme değerleri (w)

q_0	Doğrusal çözüm			Doğrusal olmayan çözüm		
	FEM	Ref [8]	Ref [9]	FEM	Ref [8]	Ref [9]
0.4	0.08120	0.08420	0.08700	0.06460	0.06120	0.06200
0.8	0.16247	0.16840	0.16500	0.09999	0.09600	0.09600
1.2	0.24370	0.25250	0.24400	0.12368	0.12040	0.11900
1.6	0.32490	0.33670	0.33000	0.14182	0.13930	0.14000
2.0	0.40617	0.42090	0.40900	0.15670	0.15490	0.15000

Tablo 1’de sonlu eleman çözümünden elde edilen sonuçların diğer sonuçlarla uygunluğu görülmektedir.

5.1. Farklı Kenar/Kalınlık Oranının (b/h) Optimum Tasarıma Etkisi

Farklı kenar/kalınlık oranının (b/h) optimum tasarıma etkisini inceleyebilmek için $b/h=10$, $b/h=20$, $b/h=50$, $b/h=100$ ve $b/h=125$ olan ankastre mesnetli, dört tabakalı, $q_0 = 0.4$ psi’lik düzgün yayılı yüke maruz kare plaklar dikkate alınmıştır. Şekil 3’te b/h oranları için doğrusal ve doğrusal olmayan durumlar için elde edilen optimum çökmeler görülmektedir.



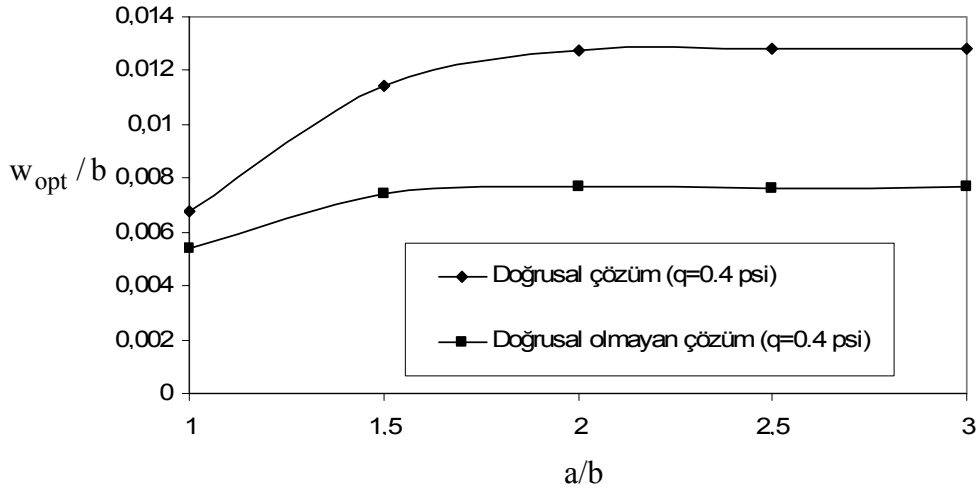
Şekil 3. Farklı b/h oranı için doğrusal ve doğrusal olmayan çözüm için elde edilen optimum çökme değerleri

Şekil 3’ten de görüleceği üzere, b/h oranı arttıkça optimum çökme değerleri de artmakta ve $b/h \leq 50$ için doğrusal ve doğrusal olmayan çözümden elde edilen değerler birbirine eşit çıkmakta, bundan sonraki b/h değerleri içinse doğrusal çözümden elde edilen değerler doğrusal olmayan çözümden elde edilen değerlerden daha büyük çıkmaktadır. Optimizasyon neticesinde, elde edilen optimum lif doğrultuları ise tüm b/h oranları için doğrusal ve doğrusal olmayan çözümler için $\theta_{opt} = 0^\circ$ ve 90° çıkmaktadır. Doğrusal olmayan çözümden elde edilen optimum çökmeler arasındaki fark $b/h=10-20$, $b/h=20-50$, $b/h=50-100$ ve $b/h=100-125$ için sırasıyla yaklaşık olarak %85, %93.21, %86.62 ve %39.21 olmaktadır.

5.2. Farklı Kenar Oranının (a/b) Optimum Tasarıma Etkisi

Farklı kenar oranının (a/b) optimum tasarıma etkisini inceleyebilmek için $a/b=1.5$, $a/b=2$, $a/b=2.5$ ve $a/b=3$ olan ankastre mesnetli, dört tabakalı, $q_0 = 0.4$ psi’lik düzgün yayılı yüke maruz plaklar dikkate alınmıştır. Şekil 4’te a/b oranları

için doğrusal ve doğrusal olmayan durumlar için elde edilen optimum çökmeler görülmektedir.



Şekil 4. Farklı a/b oranı için doğrusal ve doğrusal olmayan çözüm için elde edilen optimum çökme değerleri

Şekil 4'ten görüleceği üzere a/b oranı arttıkça optimum çökme değerleri artmakta ancak a/b'nin daha büyük değerleri için çökme değerleri hemen hemen sabit kalmaktadır. Ayrıca doğrusal çözümde elde edilen çökme değerleri her a/b oranı için doğrusal olmayan çözümde elde edilen çökme değerlerinden daha fazla olmaktadır. Optimizasyon neticesinde, elde edilen optimum lif doğrultuları ise tüm a/b=1 için $\theta_{opt} = 0^\circ$ ve 90° , diğer a/b oranları içinse $\theta_{opt} = 0^\circ$ çıkmaktadır. Doğrusal olmayan çözümde elde edilen optimum çökmeler arasındaki fark a/b=1-1.5, a/b=1.5-2, a/b=2-2.5 ve a/b=2.5-3 için sırasıyla yaklaşık olarak %27.70, %3.41, %0.81 ve %0.75 olmaktadır.

5.3. Sınır Şartlarının Optimum Tasarıma Etkisi

Sınır şartlarının optimum tasarıma etkisini inceleyebilmek için (CCCC), (SSSS), (CSCS), (CFCF) ve (SFSF) olmak üzere beş farklı sınır şartı dikkate alınmıştır. Burada C, ankastre mesnedi, S, basit mesnedi ve F ise serbest kenarı ifade etmektedir. Örneğin (CSCS) sınır şartı sırasıyla $x=0$ ve $x=a$ 'da ankastre ve $y=0$ ve $y=b$ 'de basit mesnedi ifade etmektedir. Sayısal uygulama olarak dört tabakalı, $q_0 = 0.4$ psi'lik düzgün yayılı yüke maruz kare plaklar dikkate alınmıştır. Tablo 2'de farklı sınır şartları için doğrusal ve doğrusal olmayan çözümler için elde edilen optimum çökme değerleri $b/h=125$ için verilmiştir.

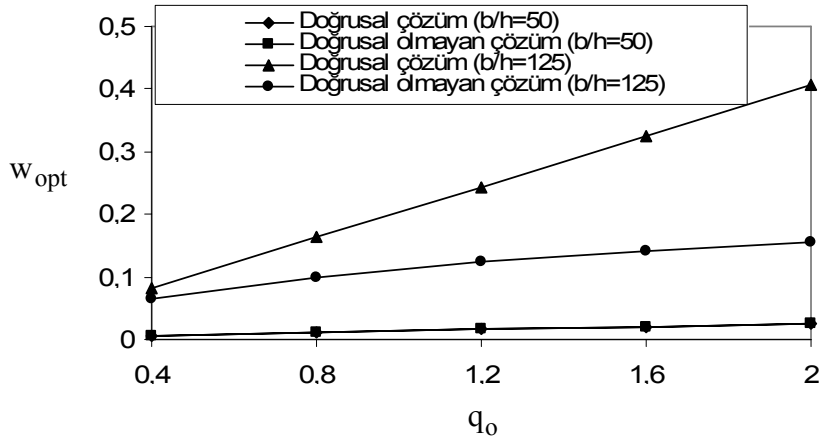
Tablo 2. Farklı sınır şartları için dört tabakalı, $q_0 = 0.4$ psi'lik düzgün yayılı yüke maruz kare plak için doğrusal ve doğrusal olmayan çözümler için elde edilen değerler

Sınır şartları	$\theta_{opt} (^{\circ})$		w_{opt}/b	
	Doğrusal	Doğrusal olmayan	Doğrusal	Doğrusal olmayan
(CCCC)	0 ve 90	0 ve 90	0.006769	0.005388
(SSSS)	45	45	0.019469	0.008183
(CSCS)	45.2	45.2	0.006876	0.005535
(CFCF)	90	90	0.014043	0.008268
(SFSF)	90	90	0.072353	0.011018

Tablo 2'den görüleceği üzere (SFSF) sınır şartı için en büyük optimum çökme meydana gelirken, (CCCC) sınır şartı içinse en küçük optimum çökme meydana gelmektedir. Ayrıca her sınır şartı için, doğrusal ve doğrusal olmayan çözümler için elde edilen optimum lif açıları aynı olmaktadır. Doğrusal olmayan çözümden elde edilen optimum çökmeler arasındaki fark (CCCC)-(SSSS), (CCCC)-(CSCS), (CCCC)-(CFCF) ve (CCCC)-(SFSF) için sırasıyla yaklaşık olarak %27.70, %3.41, %0.81 ve %0.75 olmaktadır.

5.4. Farklı Üniform Yüklemlerin Optimum Tasarıma Etkisi

Farklı üniform yüklemelerin optimum tasarıma etkisini inceleyebilmek için $q_0 = 0.8$ psi, $q_0 = 1.2$ psi, $q_0 = 1.6$ psi ve $q_0 = 2$ psi'lik üniform yüklemeler dikkate alınmıştır. Sayısal uygulama olarak dört tabakalı, ankastre mesnetli kare plaklar dikkate alınmıştır ($b/h=50$ ve $b/h=125$). Şekil 5'te farklı üniform yüklemeler için doğrusal ve doğrusal olmayan durumlar için elde edilen optimum çökmeler görülmektedir.



Şekil 5. Farklı üniform yükleme değerleri için doğrusal ve doğrusal olmayan çözüm için elde edilen optimum çökme değerleri

Şekil 5'ten görüleceği üzere, beklenildiği gibi üniform yükleme arttıkça optimum çökmeler de artmaktadır. $b/h=50$ için doğrusal ve doğrusal olmayan çözümler için elde edilen birbirleriyle hemen hemen çakışırken, öte yandan $b/h=125$ için doğrusal çözümünden elde edilen değerler doğrusal olmayan çözümlerde elde edilen değerlerden daha fazla olmaktadır. Farklı yükleme durumları için doğrusal olan ve doğrusal olmayan optimum çözümlemelerde $\theta_{opt} = 0^\circ$ ve 90° olmaktadır. $b/h=50$ için doğrusal olmayan çözümünden elde edilen optimum çökmeler arasındaki fark $q_0 = 0,4 - 0,8$ psi, $q_0 = 0,8 - 1,2$ psi, $q_0 = 1,2 - 1,6$ psi ve $q_0 = 1,6 - 2$ psi'lik yüklemeler için sırasıyla yaklaşık %49,96, %33,24, %24,86 ve %19,81 olmaktadır. Buna karşılık, $b/h=125$ için doğrusal olmayan çözümünden elde edilen optimum çökmeler arasındaki fark $q_0 = 0,4 - 0,8$ psi, $q_0 = 0,8 - 1,2$ psi, $q_0 = 1,2 - 1,6$ psi ve $q_0 = 1,6 - 2$ psi'lik yüklemeler için sırasıyla yaklaşık %35,34, %19,15, %12,79 ve %9,49 olmaktadır. Görülüyor ki, yükleme miktarı arttıkça elde edilen optimum çökmeler arasındaki fark azalmakta ve bu oran, b/h oranı arttıkça azalmaktadır.

6. Sonuçlar

Bu çalışmada üniform yayılı yüke maruz simetrik yerleştirilmiş, ankastre mesnetli, tabakalı kompozit plağın büyük yer değiştirme analizine bağlı olarak optimum tasarımı gerçekleştirilmiştir. Tabakalı kompozit plağa ait yer değiştirme denklemleri birinci dereceden kayma deformasyon teorisine göre verilmiştir. Tasarım amacı olarak plağın orta noktasındaki maksimum yer değiştirmeyi minimize edecek optimum lif doğrultuları belirlenmiştir. Optimizasyon metodu olarak değiştirilmiş uygun doğrultular metodu kullanılmıştır. Elde edilen sonuçlara göre, b/h oranı arttıkça optimum çökme değerleri de artmakta ve $b/h \leq 50$ için doğrusal ve doğrusal olmayan çözümünden elde edilen değerler birbirine eşit çıkmakta, bundan sonraki b/h değerleri içinse doğrusal çözümünden elde edilen değerler doğrusal olmayan çözümünden elde edilen değerlerden daha büyük çıkmaktadır. Optimizasyon neticesinde, elde

edilen optimum lif doğrultuları ise tüm b/h oranları için doğrusal ve doğrusal olmayan çözümler için $\theta_{opt} = 0^\circ$ ve 90° çıkmaktadır. Öte yandan, a/b oranı arttıkça optimum çökme değerleri artmakta ancak a/b 'nin daha büyük değerleri için çökme değerleri hemen hemen sabit kalmaktadır. Ayrıca doğrusal çözümde elde edilen çökme değerleri her a/b oranı için doğrusal olmayan çözümden elde edilen çökme değerlerinden daha fazla olmaktadır. Optimizasyon neticesinde, elde edilen optimum lif doğrultuları ise tüm $a/b=1$ için $\theta_{opt} = 0^\circ$ ve 90° , diğer a/b oranları içinse $\theta_{opt} = 0^\circ$ çıkmaktadır. (SFSF) sınır şartı için en büyük optimum çökme meydana gelirken, (CCCC) sınır şartı içinse en küçük optimum çökme meydana gelmektedir. Ayrıca her sınır şartı için, doğrusal ve doğrusal olmayan çözümler için elde edilen optimum lif açıları aynı olmaktadır. Üniform yükleme arttıkça optimum çökmeler de artmaktadır. Farklı yükleme durumları için doğrusal olan ve doğrusal olmayan optimum çözümlerlerde $\theta_{opt} = 0^\circ$ ve 90° olmaktadır. Yükleme miktarı arttıkça elde edilen optimum çökmeler arasındaki fark azalmakta ve bu oran, b/h oranı arttıkça azalmaktadır. Bu çalışma, farklı sonlu eleman formülasyonlarıyla, farklı optimizasyon metodlarıyla ve farklı malzeme dağılımları için incelenebilir ve elde edilen sonuçlar karşılaştırılabilir.

Kaynaklar

- [1] Malekzadeh, P., Karami, G., Differential Quadrature Nonlinear Analysis of Skew Composite Plates, *Engineering Structures*, 2006, 28, pp. 1307-1318.
- [2] Kere, P., Lyly, M., Reissner–Mindlin–Von Karman Type Plate Model for Nonlinear Analysis of Laminated Composite Structures, *Composite Structures*, 2005, 71, pp. 289-292.
- [3] Tanrıöver, H., Şenocak, E., Large Deflection Analysis of Unsymmetrically Laminated Composite Plates: Analytical-Numerical Type Approach, *International Journal of Non-Linear Mechanics*, 2004, 39, pp. 1385-1392.
- [4] Zhang, Y., Wang, S., Petersson, B., Large Deflection Analysis of Composite Laminates, *Journal of Materials Processing Technology*, 2003, 138, pp. 34-40.
- [5] Thankam, V.S., Singh, G., Rao, G.V., Rath, A.K., Shear Flexible Element Based on Coupled Displacement Field for Large Deflection Analysis of Laminated Plates, *Computers and Structures*, 2003, 81, pp. 309-320.
- [6] Shen, H.S., Large Deflection of Composite Laminated Plates under Transverse and In-Plane Loads and Resting on Elastic Foundations, *Composite Structures*, 1999, 45, pp. 115-123.
- [7] Savithri, S., Varadan, T.K., Large Deflection Analysis of Laminated Composite Plates, *International Journal of Non-Linear Mechanics*, 1993, 28(1), pp. 1-12.
- [8] Zhang, Y.X., Kim, K.S., Geometrically Nonlinear Analysis Of Laminated Composite Plates By Two New Displacement-Based Quadrilateral Plate Elements, *Composite Structures*, 2006, 72, pp. 301-310.
- [9] Putcha, N.S., Reddy, J.N., A Refined Mixed Shear Flexible Finite Element For The Non-Linear Analysis of Laminated Plates, *Computers and Structures*, 1986, 22, pp. 529-538.