

4. Oturum

LİNEER VE LİNEER OLMAYAN ÇELİK ÇERÇEVELERİN TS 648'E GÖRE OPTİMUM TASARIMI

M. Sedat HAYALIOĞLU

Prof. Dr.

Dicle Üniversitesi

Mühendislik – Mimarlık Fakültesi

İnşaat Mühendisliği Bölümü

21280, Diyarbakır

S.Özgür DEĞERTEKİN

Arş. Gör. Dr.

Dicle Üniversitesi

Mühendislik –Mimarlık Fakültesi

İnşaat Mühendisliği Bölümü

21280, Diyarbakır

ÖZET

Bu çalışmada düzlem çelik çerçevelerin, 'Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları (TS 648)' yönetmeliğindeki bileşik gerilme sınırlayıcıları ve ayrıca deplasman sınırlayıcılarına göre genetik algoritma yöntemiyle optimum tasarımı yapan bir algoritma ve bilgisayar programı geliştirilmiştir. Optimum tasarımda, çerçeve elemanlarının lineer olmayan davranışını da göz önüne alan bir ikinci mertebe lineer olmayan analiz kullanılmıştır. Tasarım değişkenleri ayrık değişkenler olup pratikte kullanılan hazır standart kesitlerden seçilmektedir (HE kesitler). Genetik algoritmada üreme, çaprazlama ve mutasyon operatörleri kullanılmaktadır. Algoritmanın uygulanabilirliğini göstermek üzere iki çelik çerçevenin tasarım örneği sunulmuştur. Çerçeveler aynı zamanda lineer davranışa sahip oldukları kabul edilerek de tasarlanmış ve sonuçlar karşılaştırılmıştır. Buna göre, lineer olmayan çerçeveler lineer çerçevelere göre daha ekonomik sonuçlar vermiştir.

GİRİŞ

Yapıların ekonomik olarak tasarımı, yapı mühendisliğinin önemli amaçlarından biridir. Yapıların minimum ağırlıklı olarak tasarımı, ekonomik tasarımda önemli bir yer tutmaktadır. Bu şekilde tasarlanan yapıların davranışlarının kabul edilebilir sınırlar içerisinde kalması gerekmektedir. Böylece, yapıya etkiyen yüklere güvenlikle ve belirli rijitlikle dayanan ve minimum ağırlıklı olan bir yapının belirlenmesi problemi, optimum tasarım problemi olarak adlandırılır. Matematik programlama, yapısal optimum tasarımda en çok kullanılan optimizasyon tekniklerinden biridir. Bu teknikle geliştirilen algoritmaların çoğunda tasarım değişkenlerinin sürekli olduğu kabul edilmektedir. Fakat pratikteki bir çok tasarım problemlerinde, tasarım değişkenleri ayrıktır. Bu yapısal elemanların standart ölçülerde üretilmesinden, yapım ve imalattaki sınırlamalardan kaynaklanmaktadır.

Biyolojik prensiplerin hesaplamalı algoritmalara uygulaması olan genetik algoritmalar, son yıllarda optimum tasarım çözümlerinin elde edilmesinde kullanılmaktadırlar. Bunlar en sağlıklı (uygun) bireylerin hayatta kalma prensibini uygularlar ve aynı zamanda ayrık tasarım değişkenlerini kullanırlar.

AMAÇ

Bu çalışmada, elemanların ikinci merteye etkilerinden ($P-\Delta$ etkisi) kaynaklanan lineer olmayan davranışın göz önüne alındığı çelik taşıyıcı çerçevelerin ‘Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları-TS 648’ [1], yönetmeliğindeki gerilme, burkulma ve yanal burkulmayı kapsayan bileşik gerilme sınırlayıcıları ve ayrıca deplasman sınırlayıcıları altında optimum tasarımını genetik algoritma (GA) yöntemiyle yapan bir algoritma ve bunun bilgisayar programı geliştirilmiştir. Geliştirilen algoritmanın uygulaması olarak iki çelik çerçevenin optimum tasarımı yapılmıştır. Bu çerçevelerin optimum tasarımı $P-\Delta$ etkisi göz önüne alınmayarak (lineer davranış) da yapılmış ve sonuçlar karşılaştırılmıştır. Optimum tasarımda kesit listelerindeki profil sayısı fazla olduğundan dolayı Avrupa Geniş Başlık

Kiriş Kesitleri (HE kesitleri) [2] kullanılmıştır. HE kesitleri AA tipleri hariç A, B ve M tipleri TS 910'daki IPGh, IPG, IPGt kesitleriyle eşdeğerdir[3].

GENETİK ALGORİTMALAR

GA'lar bir amaç fonksiyonunu maksimize veya minimize etmek üzere bir optimizasyon yöntemi olarak kullanılabilirler. Bu konuyla ilgili geniş bilgiler değişik kaynaklardan alınabilir[4-6]. GA'lar, doğal genetik ve doğal seleksiyon olayına dayanan araştırma teknikleridir. Bunlar güçlü bir araştırma mekanizması kurmak için doğadan alınmış operatörler yardımıyla yapay bir şekilde en sağlıklı (uygun) olanın hayatta kalma kavramını kullanırlar. GA'da kullanılan değişik operatörler bulunmaktadır. Bu çalışmada; üreme (reproduksiyon), çaprazlama (krosovır) ve mutasyon gibi genetik operatörler kullanılmıştır. GA'larda bir tasarım değişkeni belirlenmiş bir ayrık tasarım değişkenleri takımında bir sıra numarasına sahiptir. Bu numaralar için ikili kodlama sistemi kullanılmaktadır. Bir topluluktaki bireyler 1 veya 0 karakterlerinden oluşan sonlu uzunluktaki dizilerdir. Bireyler kromozomlar, karakterler ise yapay genler olarak adlandırılırlar[4]. Bir dizi, her biri bir tasarım değişkenini temsil eden bir takım alt dizilerden oluşabilmektedir.

Üreme operatörü en uygun olanın hayatta kalma ilkesini uygular. Çaprazlama operatörü ise eşleşme havuzundaki bireylerin genetik bilgilerini yeniden birleştirerek probleme yeni çözümler üretir. Literatürde mevcut bir çok çaprazlama operatörü bulunmaktadır [4,5]. Bu çalışmada, Kaynak [8]'da ayrıntılı olarak açıklanan üniform çaprazlama kullanılmıştır. Üçüncü operatör olan mutasyon ise optimizasyonda farklı çözümlerin araştırmasını sağlamaktadır. Bu operatör topluluktaki her yeni bireye önceden belirlenmiş bir olasılıkla uygulanır. Bu operatörle bireyden rasgele seçilen bir gen 0'dan 1'e veya 1'den 0'a değiştirilir.

OPTİMUM TASARIM PROBLEMİ VE FORMÜLASYONU

Deplasman ve gerilme sınırlayıcıları altında lineer olmayan çelik çerçevelerin optimum tasarım problemi; aşağıda ifadesi verilen yapı ağırlık fonksiyonunu minimize eden A_k (k no.lu eleman grubunun enkesit alanı) tasarım değişkenleri takımının bulunması şeklinde tanımlanabilir.

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

Burada m_k , k -no.lu gruptaki toplam eleman sayısını, ρ_i ve L_i i -no.lu elemanın yoğunluğunu ve boyunu, ng ise çerçevedeki toplam grup sayısını göstermektedir.

GA'lar sınırlayıcısız optimizasyon problemleri için uygundur. Bu nedenle buradaki sınırlayıcılı optimizasyon problemini sınırlayıcısız probleme dönüştürmek gerekmektedir. Bu çalışmada sınırlayıcılar için Kaynak [5]'te önerilen normalize edilen sınırlayıcıların ihlal edilmesi esasına dayanan bağıntılar verilecektir. Normalize edilmiş sınırlayıcılar aşağıdaki şekilde ifade edilebilir. Deplasman sınırlayıcıları,

$$g_j(x) = \frac{\delta_j}{\delta_{ju}} - 1, 0 \leq 0 \quad j = 1, \dots, p \quad (2)$$

şeklindedir. Burada δ_j j 'nci sınırlanmış deplasmanın değerini, δ_{ju} ise onun üst sınırını, p ise çerçevedeki sınırlanmış deplasmanların toplam sayısını göstermektedir. Bileşik gerilme sınırlayıcıları [1], Eksenel basınç ve eğilmeye maruz çubuklar için :

$$g_i(x) = \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx}\sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ex}}\right)\sigma_{Bx}} - 1, 0 \leq 0 \quad i=1, \dots, nm \quad (3)$$

$$g_i(x) = \frac{\sigma_{eb}}{0,60\sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} - 1, 0 \leq 0 \quad i=1, \dots, nm \quad (4)$$

Eğer $\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} \leq 0,15$ ise (3) ve (4) sınırlayıcıları yerine ,

$$g_i(x) = \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} - 1,0 \leq 0 \quad i=1,\dots,nm \quad (5)$$

ifadesi kullanılabilir.

Eksenel çekme ve eğilmeye maruz çubuklar için ise;

$$g_i(x) = \frac{\sigma_{e\zeta}}{0,60\sigma_a} + \frac{\sigma_{\zeta x}}{\sigma_{\zeta em}} - 1,0 \leq 0 \quad i=1,\dots,nm \quad (6)$$

sınırlayıcısı kullanılabilir. (3-6) denklemlerindeki ayrıntılar Kaynak [1]'den alınabilir. Burkulma gerilmelerinin hesabında gerekli olan kolon etkili boy faktörü için kullanılan bağıntı çubuğun her iki ucuna birleşen elemanların rijitliklerine bağlı olarak Kaynak [7]'den alınmıştır.

Yukarıdaki ifadelerde, nm çerçevedeki eleman sayısını, σ_{eb} yalnız eksenel yük altında hesaplanan basınç gerilmesini, σ_{bem} yalnız eksenel basınç kuvveti altında müsaade edilen gerilmeyi, σ_{bx} yalnız eğilme momenti etkisi altında hesaplanan basınç gerilmesini, σ_{Bx} yalnız eğilme momenti etkisi altında müsaade edilen basınç gerilmesini, σ_e' emniyet katsayısına bölünmüş Euler burkulma gerilmesini, σ_a akma gerilmesini, $\sigma_{e\zeta}$ yalnız eksenel yük altında hesaplanan çekme gerilmesini, $\sigma_{\zeta x}$ yalnız eğilme momenti etkisi altında hesaplanan çekme gerilmesini, $\sigma_{\zeta em}$ çelik malzemesi çekme emniyet gerilmesini göstermektedir. C_{mx} ise bir katsayı olup, yatay ötelenmesi mümkün olan çerçevelerde 0,85'e eşittir. Bütün bu ifadelerde x alt indisi eleman enkesitlerinin ana asal eksenini temsil etmektedir. Sınırlayıcısız amaç fonksiyonu ise aşağıdaki şekilde yazılabilir [5].

$$\phi(x) = W(x)(1 + KC) \quad , \quad C = \sum_{i=1}^m c_i \quad (7)$$

Burada K probleme özgü olarak seçilen sabit bir değer olup bu çalışmada 10 olarak alınmıştır. Denklem (7)'deki c_i ihlal katsayıları ise aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\begin{aligned} \text{Eğer } g_i(x) > 0 & \quad \text{ise } c_i = g_i(x) \\ \text{Eğer } g_i(x) \leq 0 & \quad \text{ise } c_i = 0 \end{aligned} \quad (8)$$

Denklem (7)'deki m çerçevedeki sınırlayıcıların toplam sayısını göstermektedir. Genetik algoritma yöntemi bireyler arasında seçim yapabilmek için bir uygunluk kriteri kullanmaktadır. Bu kriter topluluktaki en sağlıklı bireyin uygunluğunun maksimum olması esasına dayanır. Buna göre topluluktaki i no.lu birey için uygunluk ifadesi aşağıdaki formda yazılabilir [5].

$$F_i = (\phi(x)_{\max} + \phi(x)_{\min}) - \phi(x)_i \quad (9)$$

Burada $\phi(x)_{\max}$ topluluktaki maksimum sınırlayıcısız amaç fonksiyonu, $\phi(x)_{\min}$ topluluktaki minimum sınırlayıcısız amaç fonksiyonu, $\phi(x)_i$ i 'nci eleman için sınırlayıcısız amaç fonksiyonu değerini göstermektedir. F_i / F_{ort} ifadesi ile burada her bireyin uygunluk faktörü hesaplanır. Burada F_{ort} topluluğun ortalama uygunluğudur. Bir bireyin uygunluğunun hesabı için çerçevedeki deplasman ve gerilme değerlerinin bilinmesi gerekmektedir. Bu da çerçeve sistemlerin lineer olmayan analizlerinin yapılmasıyla elde edilir.

ÇERÇEVELERİN LİNEER OLMAYAN ANALİZİ

Burada kaynak [7]'deki lineer olmayan analiz algoritması kullanılmıştır. Basitleştirme amacıyla çerçevede iki tip eleman göz önüne alınmaktadır. Birincisi, çerçeve kolonlarıdır ve büyük aksenal basınç kuvveti taşımaktadırlar ve bu nedenle geometrik bakımdan lineer olmayan özelliğe sahiptirler. Bunların eleman rijitlik matrisleri; birinci mertebe eleman rijitlik matrisi ile aksenal kuvveti içeren geometrik rijitlik matrislerinin toplamından oluşmaktadır [7]. İkincisi ise çerçeve kirişleridir ve küçük

eksenel kuvvet taşıdıklarından geometrik bakımdan lineer olmayan davranışları ihmal edilmektedir. Bu nedenle kirişlerin eleman rijitlik matrisleri sadece birinci mertbe terimleri içermektedir. Eleman koordinat sisteminde verilen bu rijitlik matrisleri dönüşüm matrisleriyle çarpılarak yapı koordinat sistemine göre dönüştürülür ve matris deplasman yöntemi esasları kullanılarak yapı (sistem) rijitlik matrisi elde edilir. Lineer olmayan analizde uygulanan yükler belirlenen sayıda küçük yük artımlarına bölünür. Çerçeve düğüm noktası denge denklemleri yük ve deplasmanların artımsal formunda yazılır ve burada sekant rijitlik matrisi kavramı kullanılır. Bir yük artımının yakınsayan çözümü, bir sonraki iterasyon için başlangıç değerlerini oluşturur ve iteratif işlemler bütün yük artımları dikkate alınıncaya kadar devam eder. Toplam lineer olmayan analiz çözümü, bütün yük artımları çözümlerinin toplanmasıyla elde edilir. Her yük artımındaki analiz çevrimlerinde, sistemin geometrisi ve eleman uç kuvvetleri bir önceki analiz çevriminde elde edilen değerlere dayanarak değiştirilir. Yakınsama, iki ardışık analizdeki düğüm noktası deplasmanları farklarının belirli bir toleransın altına düştüğü zaman sağlanır.

OPTİMUM TASARIM ALGORİTMASI

Geometrik bakımdan lineer olmayan çelik çerçevelerin genetik algoritma yöntemiyle optimum tasarım algoritması aşağıdaki adımlardan oluşmaktadır.

- 1- Çerçevdeki tasarım değişkenleri sayısına göre dizi uzunluğunu belirlenir. Topluluk için bir profil kesit listesi düzenlenir.
- 2- İkili sayılardan (0 ve 1) oluşan başlangıç topluluğu rastgele oluşturulur. (Topluluğun her bir bireyi bir çerçeveyi oluşturan tasarım değişkenlerini, yani çelik profil kesitlerini, temsil etmektedir)
- 3- Her bir birey için ikili sistemde kodlanan tasarım değişkenleri onluk sisteme dönüştürülerek kesit listesindeki sıra numarası bulunur ve bu numaradaki standart kesitle eşleştirilir.
- 4- Belirlenen bu kesitlerle her bireyin (çerçevenin) lineer olmayan analizi bir önceki bölümde anlatılan şekilde yapılarak her çerçeve

için düğüm noktaları deplasmanları ve elemanlardaki gerilmeler hesaplanır.

- 5- Her birey için (8) denklemiyle sınırlayıcıların ihlal edilme katsayıları, (7) denklemiyle de sınırlayıcısız amaç fonksiyonu hesaplanır. Toplulukta amaç fonksiyonlarının maksimum ve minimum değerleri belirlenir.
- 6- (9) denklemiyle her bireyin uygunluğu hesaplanır. Topluluğa optimum çözüme hızlı yakınsama için, “Lineer Uygunluk Ölçeklendirmesi” uygulanır [4]. Toplulukta ortalama uygunluk ve her birey için uygunluk faktörü belirlenir.
- 7- Üreme operatörü uygulanır. Her birey uygunluk faktörü ile orantılı olarak kopyalanarak eşleşme havuzuna gönderilir. Bu arada uygunluk faktörü düşük olan bireyler topluluktan çıkarılır. Bu yeni kopyalar havuzda rastgele eşleştirilir ve her çifte üniform çaprazlama uygulanarak yeni evlatlar ve bunların oluşturduğu yeni topluluk elde edilir.
- 8- Yeni topluluktaki her evlada mutasyon operatörü uygulanır.
- 9- Yeni topluluk başlangıç topluluğu ile yer değiştirir. 3-9 arası adımlardaki işlemlere, en son elde edilen topluluktaki maksimum uygunlukla ortalama uygunluk arasındaki fark belirli küçük bir değer altına ininceye kadar devam edilir. Bu durumda maksimum uygunluk değerine sahip birey optimum çözüm olarak belirlenir.

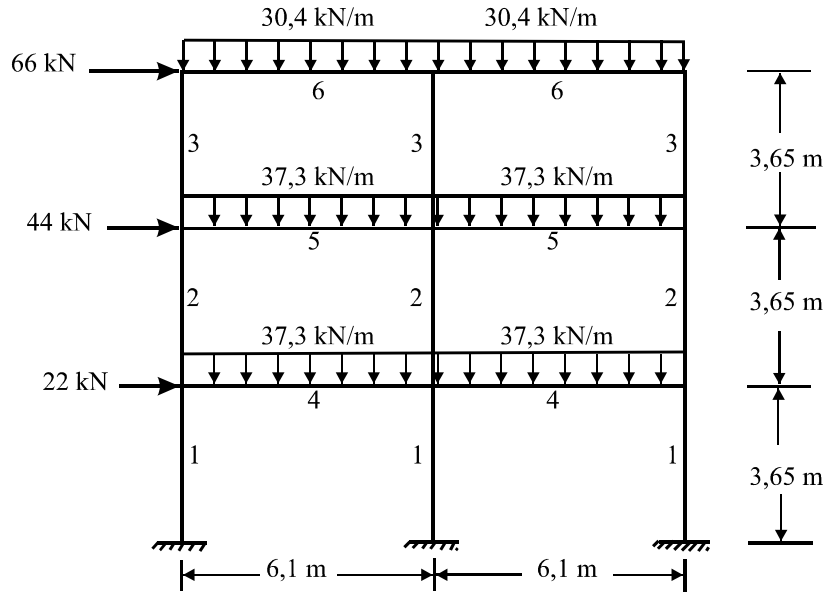
SAYISAL ÖRNEKLER

Bu bölümde lineer olmayan çelik çerçevelerin genetik algoritma yöntemi ile optimum tasarımı için geliştirilen algoritma ve bilgisayar programının uygulaması olarak iki sayısal örnek verilmektedir. Örnekler, programın giriş bilgileri değiştirilerek elemanlarda $P - \Delta$ etkisini göz önüne alan (lineer olmayan çözüm) ve $P - \Delta$ etkisini göz önüne almayan (lineer çözüm) durumlar için çözümlenerek sonuçlar karşılaştırılmıştır. Lineer olmayan çözümlerde en üst katın yatay deplasman sınırlaması, lineer çözümlere göre biraz daha fazla tutulmuştur. Deplasman sınırlayıcıları toplam çerçeve yüksekliğinin 1/300 – 1/500’si arasında seçilmiştir. Bu çalışmadaki bütün örneklerde malzeme çelik (Ç 37) olup elastisite modülü için 205940 MPa,

akma dayanımı için 235,4 MPa , özgül ağırlığı için ise 76,98 kN/m³ değerleri kullanılmıştır. Ayrıca tüm örneklerde lineer olmayan analiz için yakınsaklık oranı 0,0001 seçilmiştir. Lineer olmayan analiz için örneklerde verilen yükler 10 eşit parçaya bölünmüş olup yük artımları eşit alınmıştır.

ÜÇ KATLI İKİ AÇIKLIKLI ÇERÇEVE

Şekil 1’de üç katlı iki açıklıklı çerçevenin boyutları yükleme durumu ve eleman gruplandırması gösterilmektedir. Çerçevenin en üst kat yatay deplasmanları 3,37 cm ile sınırlandırılmıştır. 104. nesilde minimum ağırlık 57,80 kN ve en üst katın maksimum yatay deplasmanı ise 2,60 cm elde edilmiştir. $P-\Delta$ etkisini dikkate almadan yapılan optimum tasarımda ise minimum ağırlık 176. nesilde 63,47 kN ve deplasman 2,37 cm elde edilmiştir.



Şekil 1. Üç katlı iki açıklıklı çerçeve

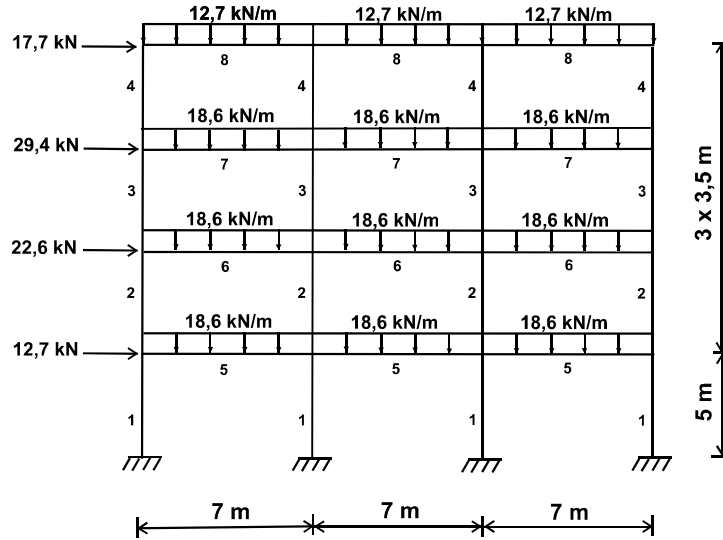
İkinci durumda deplasmanlar 2,43 cm olarak sınırlandırılmıştır. Tasarımı, ilk durumda gerilme ikincisinde ise deplasman sınırlayıcılarının yönlendirdiği anlaşılmaktadır. Her iki durum için elde edilen optimum kesitler Tablo 1’de verilmiştir.

Tablo 1. Üç katlı iki açıklıklı çerçevede optimum kesitler

	Grup numaraları					
	1	2	3	4	5	6
Lineer çözüm	HE 300 A	HE 320 AA	HE 240 B	HE 500 AA	HE 340 A	HE 320 A
Lineer olmayan çözüm	HE 320 A	HE 340 AA	HE 260 AA	HE 400 AA	HE 340 A	HE 340 AA

DÖRT KATLI ÜÇ AÇIKLIKLI ÇERÇEVE

Şekil 2'de geometrisi ve yükleme durumu verilen çerçevenin elemanları sekiz gruba ayrılmıştır. Çerçevenin en üst kat yatay deplasmanları lineer olmayan çözüm için 3,26 cm, lineer çözüm için 3,10 cm ile sınırlandırılmıştır.



Şekil 2. Dört katlı üç açıklıklı çerçeve

Lineer olmayan çözümde optimum çerçeve ağırlığı 121. nesilde 95,81 kN ve en üst katın yatay deplasmanı ise 3,22 cm elde edilmiştir. Lineer çözümde ise optimum çerçeve ağırlığı 192. nesilde 98,54 kN ve en üst katın

yatay deplasmanı 3,04 cm elde edilmiştir. Tasarımda her iki durumda deplasman sınırlayıcılarının hakim olduğu görülmektedir. Her iki durum için elde edilen optimum kesitler Tablo 2’de verilmiştir.

Tablo 2. Dört katlı üç açıklıklı çerçevede optimum HE kesitleri

	Grup numaraları							
	1	2	3	4	5	6	7	8
Lineer çözüm	260 B	340 AA	220 AA	200 AA	360 AA	320 AA	260 A	280 AA
Lineer olmayan çözüm	320 A	220 B	220 AA	220 AA	240 B	340 AA	280 AA	240 AA

SONUÇ

Bu çalışmada, TS 648 [1] standardı kullanılarak çelik çerçevelerin genetik algoritma yaklaşımıyla optimum tasarımı için bir algoritma ve onun bilgisayar programı geliştirilmiştir. Geliştirilen algoritmayla sınırlayıcıların standartlarda belirtildiği şekilde işleme konulabileceği ve pratikte geçerli olan kesitlerin kullanılabilmesi gösterilmiştir. Algoritma genel olup değişik uluslararası standartların gerilme ve deplasman sınırlayıcıları ve profil kesitleri için uyarlanabilir. Ayrıca algoritma uzaysal çelik çerçevelerin optimum tasarımı için de uyarlanabilir.

GA’da çözüme ulaşmak için çok sayıda analizin ve diğer işlemlerin gerektiği görülmektedir. Bu da hesaplama zamanının artması anlamına gelir. Bu çalışmada ayrıca işlemleri belirli bir ölçüde azaltmak için uygun topluluk büyüklüğü (topluluktaki bireylerin sayısı), çaprazlama ve mutasyon olasılıkları belirlenmiştir. Yapılan sayısal çözümlerden topluluk büyüklüğünün kromozom uzunluğunun bir ila iki katı arasında seçilmesinin uygun olduğu görülmüştür. Örnek olarak ilk sayısal örnekte 6 tasarım değişkeni ve her tasarım değişkeni için 6 karakter uzunluklu dizi kullanılmaktadır (kesit listesi 64 HE profilinden oluşmaktadır). Böylece her

bireyin (kromozomun) uzunluğu 36 karakter olmaktadır. Topluluk büyüklüğü olarak da bunun iki katı yani 72 değeri seçilmiştir. Toplulukta uygunluk ölçeklendirmesi [4] ve büyük çaprazlama olasılıklarının kullanılması optimum çözüme yakınsamayı hızlandırmaktadır. Örneklerde çaprazlama olasılığı olarak 0,95 değeri kullanılmıştır. Yapılan sayısal örneklerden büyük mutasyon olasılık değerlerinin çözümlerde ıraksamaya yol açtığı ve bunun için 0,001 veya 0,002 gibi küçük değerlerin kullanılmasının uygun olduğu anlaşılmaktadır.

Sayısal örneklerden lineer olmayan çerçeve çözümlerinde optimum çerçeve ağırlıkların lineer çerçevelere göre %3 - %9 daha az olduğu görülmektedir. Ayrıca lineer olmayan çerçeveler lineer çerçevelere göre %6 - %10 daha fazla yanal deplasman yapmaktadır.

1. KAYNAKLAR

1. Türk Standartları, Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları (TS 648), Türk Standartları Enstitüsü, 1980.
2. Türk Standartları, Çelik I Profilleri Sıcak Haddelenmiş (TS 910), 1986.
3. Euronorm 53-62, European Wide Flange Beams, 1993.
4. Goldberg, D. E., Genetic Algorithms in Search Optimization and Machine Learning, Addison-Wesley, Reading, Massachusetts, 1989.
5. Rajeev, S. and Krishnamoorthy, C.S., “Discrete Optimization of Structures Using Genetic Algorithms”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.118, No. 5, 1992, pp 1233-1250.
6. Adeli, H. and Cheng, N. T., “Augmented Lagrangian Genetic Algorithm for Structural Optimization”, *Journal of Aerospace Engineering, ASCE*, Vol. 7, 1994, pp 104-118.
7. Dhillon, B.S. and O’Malley, J.W., “Interactive Design of Semirigid Steel Frames”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 125, No. 5, 1999, pp 556-564.
8. Syswerda, G., “Uniform Crossover in Genetic Algorithms”, ed., Schaffer, J., *Proceedings of the Third International Conference on Genetic Algorithms*, Los Altos, CA, Morgan Kaufmann Publishers, 1989, pp 2-9.

OPTIMUM DESIGN OF LINEAR AND NON-LINEAR STEEL FRAMES ACCORDING TO TURKISH STEEL DESIGN CODE (TS 648)

ABSTRACT

In this article, an algorithm and its computer program ,using genetic algorithm approach, were developed for the optimum design of steel plane frames under combined stress constraints of Turkish Steel Design Code (TS 648) and displacement constraints. A second-order non-linear analysis was used in optimum design, which considers geometrically nonlinear behaviour of the members. Design variables are discrete and they are selected from practically available set of standard sections (HE sections). Reproduction, crossover and mutation operators were used in the genetic algorithm presented here. Two design examples were presented to demonstrate applicability of the algorithm. Frames were also designed assuming linear behaviour and the results were compared. The comparisons showed that the nonlinear frames resulted in more economical solutions.

DÜZENSİZ ÇELİK YAPILARIN PERİYOTLARININ İNCELENEREK 1998 DEPREM YÖNETMELİĞİ İLE KARŞILAŞTIRILMASI

Gülhan DURMUŞ

Uzman

S.D.U. İnşaat Mühendisliği Bölümü
Isparta - TÜRKİYE

Can BALKAYA

Doç. Dr.

ODTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü
Ankara/ TÜRKİYE

ÖZET

Bu çalışmada, Türkiye’de yürürlükte olan Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Yönetmelik’teki (1998) birinci, ikinci, üçüncü ve dördüncü derece deprem bölgeleri ve Z1, Z2, Z3 ve Z4 yerel zemin sınıfı için düzenli ve farklı düzensizliklere sahip çelik yapı tipleri için serbest titreşim periyotları hesaplanmış ve deprem davranışları incelenmiştir. İncelemeler, üç açıklıklı, üç, altı ve dokuz katlı, biri düzenli yedisi düzensiz olmak üzere toplam 24 adet çerçeve model için yapılmıştır. Düzensiz çelik yapı tipleri olarak tek çaprazlı, çift çaprazlı, V çaprazlı, ters V çaprazlı, yumuşak ara katlı, yumuşak bodrum katlı yapı (diğer katları çaprazlarla rijitleştirilmiş) gibi farklı rijitlik düzensizlik durumları ele alınmıştır. Periyotlar, SAP2000 programı yardımıyla dinamik analizleri yapılarak ve bir de TDY-1998’deki ampirik formül kullanılarak hesaplanmıştır. Her iki şekilde elde edilen sonuçlar karşılaştırılmış ve periyotlar arasında önemli farklar olduğunu görülmüştür. Çerçevelerin deprem davranışları incelendiğinde, çapraz elemanların, çerçevelerin yanal rijitliğini artırırken aynı zamanda sistemin düktilitesini azalttığı görülmektedir. Bu yüzden, gerekli incelemeler yapılmadan, binada rijitleştirmeler yapılması doğru olmayacaktır.

GİRİŞ

Son yıllarda, Türkiye’de ve bir çok ülke şartnamelerinde, yapıların sismik dizaynı ile ilgili olarak pek çok değişiklikler yapılmaktadır. Bunun en önemli nedenlerinden biri, son on yılda meydana gelen 1994 Northridge (M:6.7), 1995 Kobe (M:7.2), 2004 Güney Doğu Asya (M:8.9) ve ülkemizde meydana gelen 1999 Marmara (M:7.4) ve Düzce (M:7.2) depremi gibi büyük depremler sonucunda hasar gören yapıların incelenmesi ile deprem standartlarındaki sismik dizayn yöntemlerinin yeterli olmadığına ortaya çıkmasıdır.

Ülkemizde ise, çelik yapıların tasarımı ile ilgili yürürlükte olan yönetmelikler çerçevesinde ve ülkemizde üretilen çelik ürünler kullanılarak inşaa edilmiş veya edilecek olan çelik yapıların doğrusal olmayan deprem davranışlarının belirlenmesi, depreme dayanıklı çelik yapı tasarımında önemli bir ihtiyaç durumundadır. Yapıların deprem yük hesabında yapı periyodunun doğru belirlenmesi önem taşımaktadır. 1998 Türk deprem yönetmeliğine göre düzensiz çelik yapılar detaylı bir şekilde dikkate alınmamıştır. Tüm çelik yapılar için bir ampirik formül verilmiştir. Bu nedenle, bu çalışmada düzensiz çelik yapıların deprem davranışları ve periyotları incelenmiştir.

AMAÇ

Ülkemizde yürürlükte olan, 1998-Türk Deprem Yönetmeliğinde deprem yükü hesabında, yapı periyodu etkin bir parametredir. Bu nedenle, yapının periyodunun doğru belirlenmesi önemlidir. Yönetmelikte, yapıların periyot hesabı detaylı olarak ele alınmamıştır; verilen formül tüm çelik yapılar için aynıdır.

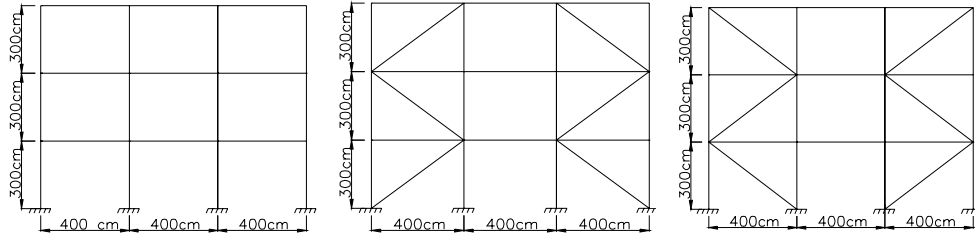
Bu amaçla, bu çalışmada düzenli ve düzensiz çelik yapıların deprem davranışları ve deprem yükü hesabında önemli bir yeri olan doğal titreşim periyotları incelenmiştir. İncelemeler, üç açıklıklı, üç, altı ve dokuz katlı, biri düzenli yedisi düzensiz olmak üzere toplam 24 adet çerçeve model için yapılmıştır. Modeller, SAP2000 programı kullanılarak oluşturulmuştur ve dinamik analizleri yapılarak serbest titreşim periyotları elde edilmiştir. Daha

sonra, aynı çerçeveler için periyotlar, 1998-Türk Deprem Yönetmeliğinde formül kullanılarak hesaplanmıştır. Dinamik analizden elde edilen periyot değerleri ile TDY-1998’de verilen ampirik formül kullanılarak hesaplanan periyot değerleri karşılaştırılmıştır.

Analizi Yapılan Modeller

Bu çalışmada, Türkiye’de yürürlükte olan Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Yönetmelik’teki (1998) birinci, ikinci, üçüncü ve dördüncü derece deprem bölgeleri ve Z1, Z2, Z3 ve Z4 yerel zemin sınıfı için; üç, altı ve dokuz katlı, üç açıklı çerçevelerden oluşan düzensiz çelik yapı tipleri için serbest titreşim periyotları hesaplanmış ve deprem davranışları incelenmiştir. Düzensiz çelik yapı tipleri olarak tek çaprazlı, çift çaprazlı, V çaprazlı, ters V çaprazlı, yumuşak ara katlı, yumuşak bodrum katlı yapı (diğer katları çaprazlarla rijitleştirilmiş) gibi farklı rijitlik düzensizlik durumları için incelemeler yapılmıştır. Dinamik ve doğrusal olmayan statik analizleri yapılan çerçeve modeller Şekil 1’de gösterilmiştir.

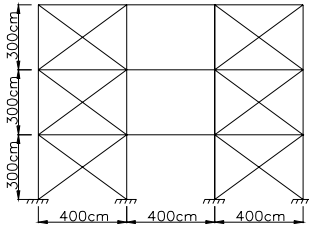
Çalışmada, modeller için yük dağılımı hesaplanırken, modal analiz sonuçlarından elde edilen periyotlar kullanılmıştır. Farklı düzensizliklere sahip bu çerçeve modeller, SAP2000 programı kullanılarak oluşturulmuş ve dizayn edilmiştir. Modellerin dinamik analizleri yapılarak serbest titreşim periyotları elde edilmiştir. Daha sonra, aynı çerçeveler için periyotlar, 1998-Türk Deprem Yönetmeliğinde verilen ampirik formül kullanılarak hesaplanmıştır. Farklı çerçeve tipleri için elde edilen birinci doğal titreşim periyotları Tablo1-Tablo12’de verilmiştir. Bu çalışmada periyotları incelenen düzenli ve düzensiz çerçeve modellerin doğrusal deprem olmayan davranışları, Balkaya vd. (2004)’nin yaptıkları çalışmada incelenmiştir.



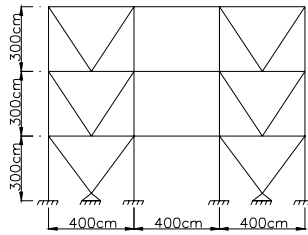
1. Tip (düzenli)

2. Tip (/ çaprazlı)

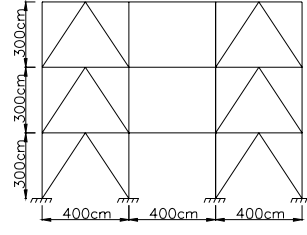
3. Tip (\ çaprazlı)



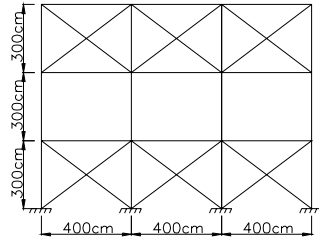
4. Tip (X çaprazlı)



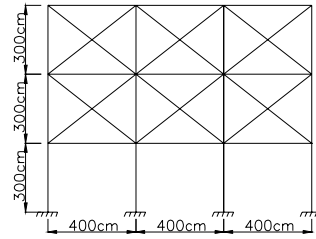
5. Tip (V çaprazlı)



6. Tip (ters V çaprazlı)



7. Tip (yumuşak ara katlı)



8. Tip (yumuşak bodrum katlı)

Şekil1. Analizi Yapılan Düzenli ve Düzensiz Çelik Çerçeve Modelleri

Analiz Sonuçları

Yukarıda belirtilen açıklamalar çerçevesinde, tüm modellerin dinamik analizden elde edilen ve Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik-1998'de verilen yaklaşık formül kullanılarak hesaplanan doğal titreşim periyotları aşağıda verilmiştir. TDY-1998' e göre periyotlar hesaplanırken, yönetmelik gereği, 9 katlı çerçeveler için 1. ve 2. derece deprem bölgelerinde formül (6.13), 3. ve 4. derece deprem bölgelerinde formül (6.11) kullanılmıştır. 6 ve 3 katlı çerçevelerde ise periyotlar, tüm deprem bölgeleri için formül (6.11) kullanılarak hesaplanmıştır.

Tablo1. 1. Derece Deprem Bölgesine Göre Analizi Yapılan Üç Katlı Modeller için Modal Analiz ve TDY-1998'den Elde Edilen Temel Titreşim Periyotları Karşılaştırması

Model	1. Derece Deprem Bölgesi							
	Z4 Zemin sınıfı		Z3 Zemin sınıfı		Z2 Zemin sınıfı		Z1 Zemin sınıfı	
	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998
1. Tip	0.1376	0.4157	0.1376	0.4157	0.1376	0.4157	0.1376	0.4157
2. Tip	0.0496	0.4157	0.0485	0.4157	0.0485	0.4157	0.0485	0.4157
3. Tip	0.0509	0.4157	0.0509	0.4157	0.0509	0.4157	0.0509	0.4157
4. Tip	0.0448	0.4157	0.0444	0.4157	0.0444	0.4157	0.0444	0.4157
5. Tip	0.0541	0.4157	0.0534	0.4157	0.0534	0.4157	0.0534	0.4157
6. Tip	0.0439	0.4157	0.0439	0.4157	0.0439	0.4157	0.0439	0.4157
7. Tip	0.0937	0.4157	0.0923	0.4157	0.0923	0.4157	0.0923	0.4157
8. Tip	0.0887	0.4157	0.0878	0.4157	0.0878	0.4157	0.0903	0.4157

Tablo 2. 2. Derece Deprem Bölgesine Göre Analizi Yapılan Üç Katlı Modeller için Modal Analiz ve TDY-1998'den Elde Edilen Temel Titreşim Periyotları Karşılaştırması

Model	2. Derece Deprem Bölgesi							
	Z4 Zemin sınıfı		Z3 Zemin sınıfı		Z2 Zemin sınıfı		Z1 Zemin sınıfı	
	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998
1. Tip	0.1384	0.4157	0.1458	0.4157	0.1458	0.4157	0.1458	0.4157
2. Tip	0.0501	0.4157	0.0501	0.4157	0.0501	0.4157	0.0509	0.4157
3. Tip	0.0514	0.4157	0.0514	0.4157	0.0510	0.4157	0.0510	0.4157
4. Tip	0.0442	0.4157	0.0440	0.4157	0.0442	0.4157	0.0440	0.4157
5. Tip	0.0536	0.4157	0.0536	0.4157	0.0536	0.4157	0.0534	0.4157
6. Tip	0.0444	0.4157	0.0445	0.4157	0.0445	0.4157	0.0445	0.4157
7. Tip	0.0985	0.4157	0.0985	0.4157	0.0985	0.4157	0.0985	0.4157
8. Tip	0.0899	0.4157	0.0895	0.4157	0.0895	0.4157	0.0972	0.4157

Tablo 3. 3. Derece Deprem Bölgesine Göre Analizi Yapılan Üç Katlı Modeller için Modal Analiz ve TDY-1998'den Elde Edilen Temel Titreşim Periyotları Karşılaştırması

Model	3. Derece Deprem Bölgesi							
	Z4 Zemin sınıfı		Z3 Zemin sınıfı		Z2 Zemin sınıfı		Z1 Zemin sınıfı	
	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998
1. Tip	0.1519	0.4157	0.1519	0.4157	0.1519	0.4157	0.1519	0.4157
2. Tip	0.0516	0.4157	0.0516	0.4157	0.0516	0.4157	0.0514	0.4157
3. Tip	0.0511	0.4157	0.0511	0.4157	0.0511	0.4157	0.0511	0.4157
4. Tip	0.0436	0.4157	0.0436	0.4157	0.0436	0.4157	0.0436	0.4157
5. Tip	0.0542	0.4157	0.0542	0.4157	0.0542	0.4157	0.0542	0.4157
6. Tip	0.0442	0.4157	0.0442	0.4157	0.0442	0.4157	0.0443	0.4157
7. Tip	0.0978	0.4157	0.0978	0.4157	0.0978	0.4157	0.0978	0.4157
8. Tip	0.0991	0.4157	0.0991	0.4157	0.0991	0.4157	0.0991	0.4157

Tablo 4. Derece Deprem Bölgesine Göre Analizi Yapılan Üç Katlı Modeller için Modal Analiz ve TDY-1998'den Elde Edilen Temel Titreşim Periyotları Karşılaştırması

Model	4. Derece Deprem Bölgesi							
	Z4 Zemin sınıfı		Z3 Zemin sınıfı		Z2 Zemin sınıfı		Z1 Zemin sınıfı	
	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998
1. Tip	0.1583	0.4157	0.1583	0.4157	0.1583	0.4157	0.1583	0.4157
2. Tip	0.0518	0.4157	0.0518	0.4157	0.0518	0.4157	0.0518	0.4157
3. Tip	0.0531	0.4157	0.0536	0.4157	0.0536	0.4157	0.0536	0.4157
4. Tip	0.0436	0.4157	0.0436	0.4157	0.0436	0.4157	0.0436	0.4157
5. Tip	0.0538	0.4157	0.0538	0.4157	0.0538	0.4157	0.0538	0.4157
6. Tip	0.0437	0.4157	0.0442	0.4157	0.0442	0.4157	0.0442	0.4157
7. Tip	0.1066	0.4157	0.1066	0.4157	0.1066	0.4157	0.1066	0.4157
8. Tip	0.1067	0.4157	0.1067	0.4157	0.1067	0.4157	0.1067	0.4157

Tablo 5. 1.Derece Deprem Bölgesine Göre Analizi Yapılan Altı Katlı Modeller için Modal Analiz ve TDY-1998'den Elde Edilen Temel Titreşim Periyotları Karşılaştırması

Model	1. Derece Deprem Bölgesi							
	Z4 Zemin sınıfı		Z3 Zemin sınıfı		Z2 Zemin sınıfı		Z1 Zemin sınıfı	
	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998
1. Tip	0.2135	0.6991	0.2135	0.6991	0.2135	0.6991	0.2135	0.6991
2. Tip	0.1130	0.6991	0.1130	0.6991	0.1130	0.6991	0.1130	0.6991
3. Tip	0.1078	0.6991	0.1082	0.6991	0.1082	0.6991	0.1085	0.6991
4. Tip	0.1033	0.6991	0.1037	0.6991	0.1037	0.6991	0.1037	0.6991
5. Tip	0.1160	0.6991	0.1152	0.6991	0.1152	0.6991	0.1154	0.6991
6. Tip	0.0963	0.6991	0.0967	0.6991	0.0967	0.6991	0.0962	0.6991
7. Tip	0.1182	0.6991	0.1182	0.6991	0.1182	0.6991	0.1182	0.6991
8. Tip	0.1099	0.6991	0.1095	0.6991	0.1095	0.6991	0.1095	0.6991

Tablo 6. 2.Derece Deprem Bölgesine Göre Analizi Yapılan Altı Katlı Modeller için Modal Analiz ve TDY-1998'den Elde Edilen Temel Titreşim Periyotları Karşılaştırması

Model	2. Derece Deprem Bölgesi							
	Z4 Zemin sınıfı		Z3 Zemin sınıfı		Z2 Zemin sınıfı		Z1 Zemin sınıfı	
	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998
1. Tip	0.2330	0.6991	0.2330	0.6991	0.2330	0.6991	0.2330	0.6991
2. Tip	0.1130	0.6991	0.1130	0.6991	0.1130	0.6991	0.1130	0.6991
3. Tip	0.1092	0.6991	0.1092	0.6991	0.1092	0.6991	0.1092	0.6991
4. Tip	0.1035	0.6991	0.1038	0.6991	0.1038	0.6991	0.1038	0.6991
5. Tip	0.1178	0.6991	0.1178	0.6991	0.1178	0.6991	0.1179	0.6991
6. Tip	0.0963	0.6991	0.0963	0.6991	0.0963	0.6991	0.0964	0.6991
7. Tip	0.1193	0.6991	0.1213	0.6991	0.1213	0.6991	0.1213	0.6991
8. Tip	0.1150	0.6991	0.1150	0.6991	0.1150	0.6991	0.1150	0.6991

Tablo 7. 3.Derece Deprem Bölgesine Göre Analizi Yapılan Altı Katlı Modeller için Modal Analiz ve TDY-1998'den Elde Edilen Temel Titreşim Periyotları Karşılaştırması

Model	4. Derece Deprem Bölgesi							
	Z4 Zemin sınıfı		Z3 Zemin sınıfı		Z2 Zemin sınıfı		Z1 Zemin sınıfı	
	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998
1. Tip	0.2859	0.6991	0.2859	0.6991	0.2859	0.6991	0.2859	0.6991
2. Tip	0.1130	0.6991	0.1130	0.6991	0.1130	0.6991	0.1130	0.6991
3. Tip	0.1135	0.6991	0.1135	0.6991	0.1135	0.6991	0.1135	0.6991
4. Tip	0.1040	0.6991	0.1040	0.6991	0.1040	0.6991	0.1040	0.6991
5. Tip	0.1175	0.6991	0.1175	0.6991	0.1175	0.6991	0.1175	0.6991
6. Tip	0.0996	0.6991	0.0995	0.6991	0.0995	0.6991	0.0995	0.6991
7. Tip	0.1295	0.6991	0.1295	0.6991	0.1295	0.6991	0.1295	0.6991
8. Tip	0.1339	0.6991	0.1339	0.6991	0.1339	0.6991	0.1339	0.6991

Tablo 8. 4.Derece Deprem Bölgesine Göre Analizi Yapılan Altı Katlı Modeller için Modal Analiz ve TDY-1998'den Elde Edilen Temel Titreşim Periyotları Karşılaştırması

Model	3. Derece Deprem Bölgesi							
	Z4 Zemin sınıfı		Z3 Zemin sınıfı		Z2 Zemin sınıfı		Z1 Zemin sınıfı	
	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998
1. Tip	0.2557	0.6991	0.2557	0.6991	0.2557	0.6991	0.2557	0.6991
2. Tip	0.1130	0.6991	0.1130	0.6991	0.1130	0.6991	0.1130	0.6991
3. Tip	0.1114	0.6991	0.1112	0.6991	0.1112	0.6991	0.1112	0.6991
4. Tip	0.1043	0.6991	0.1043	0.6991	0.1043	0.6991	0.1043	0.6991
5. Tip	0.1163	0.6991	0.1163	0.6991	0.1163	0.6991	0.1163	0.6991
6. Tip	0.0982	0.6991	0.0990	0.6991	0.0990	0.6991	0.0991	0.6991
7. Tip	0.1257	0.6991	0.1257	0.6991	0.1257	0.6991	0.1257	0.6991
8. Tip	0.1239	0.6991	0.1239	0.6991	0.1239	0.6991	0.1239	0.6991

Tablo 9. 1.Derece Deprem Bölgesine Göre Analizi Yapılan Dokuz Katlı Modeller için Modal Analiz ve TDY-1998'den Elde Edilen Temel Titreşim Periyotları Karşılaştırması

Model	1. Derece Deprem Bölgesi							
	Z4 Zemin sınıfı		Z3 Zemin sınıfı		Z2 Zemin sınıfı		Z1 Zemin sınıfı	
	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998
1. Tip	0.2870	0.7557	0.2870	0.7557	0.2863	0.7561	0.3046	0.8515
2. Tip	0.1742	0.4917	0.1742	0.4922	0.1742	0.4922	0.1742	0.4922
3. Tip	0.1748	0.4950	0.1748	0.4951	0.1748	0.4951	0.1748	0.4951
4. Tip	0.1721	0.4806	0.1721	0.4819	0.1721	0.4819	0.1721	0.4819
5. Tip	0.1865	0.5280	0.1854	0.5290	0.1854	0.5290	0.1854	0.5290
6. Tip	0.1626	0.4818	0.1627	0.4831	0.1627	0.4831	0.1627	0.4831
7. Tip	0.1530	0.4342	0.1537	0.4362	0.1537	0.4362	0.1537	0.4362
8. Tip	0.1321	0.3739	0.1338	0.3785	0.1338	0.3785	0.1338	0.3785

Tablo 10. 2.Derece Deprem Bölgesine Göre Analizi Yapılan Dokuz Katlı Modeller için Modal Analiz ve TDY-1998'den Elde Edilen Temel Titreşim Periyotları Karşılaştırması

Model	2. Derece Deprem Bölgesi							
	Z4 Zemin sınıfı		Z3 Zemin sınıfı		Z2 Zemin sınıfı		Z1 Zemin sınıfı	
	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998
1. Tip	0.3087	0.8499	0.3087	0.8499	0.3100	0.8519	0.3303	0.9390
2. Tip	0.1792	0.5127	0.1792	0.5127	0.1792	0.5127	0.1792	0.5127
3. Tip	0.1785	0.5125	0.1789	0.5141	0.1789	0.5141	0.1789	0.5141
4. Tip	0.1749	0.4960	0.1749	0.4960	0.1749	0.4960	0.1749	0.4960
5. Tip	0.1894	0.5495	0.1894	0.5495	0.1894	0.5495	0.1894	0.5495
6. Tip	0.1639	0.4980	0.1639	0.4980	0.1639	0.4980	0.1639	0.4980
7. Tip	0.1571	0.4528	0.1571	0.4530	0.1571	0.4530	0.1571	0.4530
8. Tip	0.1418	0.4084	0.1420	0.4089	0.1420	0.4089	0.1420	0.4089

Tablo 11. 3. derece deprem bölgesine göre Analizi Yapılan Dokuz Katlı Modeller için Modal Analiz ve TDY-1998'den Elde Edilen Temel Titreşim Periyotları Karşılaştırması

Model	3. Derece Deprem Bölgesi							
	Z4 Zemin sınıfı		Z3 Zemin sınıfı		Z2 Zemin sınıfı		Z1 Zemin sınıfı	
	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998
1. Tip	0.3453	0.9476	0.3453	0.9476	0.3453	0.9476	0.3568	0.9476
2. Tip	0.1821	0.9476	0.182	0.9476	0.1821	0.9476	0.1821	0.9476
3. Tip	0.1818	0.9476	0.1818	0.9476	0.1818	0.9476	0.1818	0.9476
4. Tip	0.1767	0.9476	0.1767	0.9476	0.1767	0.9476	0.1767	0.9476
5. Tip	0.1936	0.9476	0.1936	0.9476	0.1936	0.9476	0.1936	0.9476
6. Tip	0.1651	0.9476	0.1651	0.9476	0.1651	0.9476	0.1651	0.9476
7. Tip	0.1664	0.9476	0.1664	0.9476	0.1664	0.9476	0.1664	0.9476
8. Tip	0.1482	0.9476	0.1482	0.9476	0.1482	0.9476	0.1482	0.9476

Tablo 12. 4. derece deprem bölgesine göre Analizi Yapılan Dokuz Katlı Modeller için Modal Analiz ve TDY-1998'den Elde Edilen Temel Titreşim Periyotları Karşılaştırması

Model	4. Derece Deprem Bölgesi							
	Z4 Zemin sınıfı		Z3 Zemin sınıfı		Z2 Zemin sınıfı		Z1 Zemin sınıfı	
	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998	Modal Analiz	TDY-1998
1. Tip	0.3976	0.9476	0.3976	0.9476	0.3998	0.9476	0.4115	0.9476
2. Tip	0.1867	0.9476	0.1867	0.9476	0.1867	0.9476	0.1867	0.9476
3. Tip	0.1855	0.9476	0.1859	0.9476	0.1859	0.9476	0.1859	0.9476
4. Tip	0.1786	0.9476	0.1786	0.9476	0.1786	0.9476	0.1786	0.9476
5. Tip	0.1946	0.9476	0.1946	0.9476	0.1946	0.9476	0.1946	0.9476
6. Tip	0.1660	0.9476	0.1657	0.9476	0.1657	0.9476	0.1657	0.9476
7. Tip	0.1711	0.9476	0.1713	0.9476	0.1713	0.9476	0.1713	0.9476
8. Tip	0.1572	0.9476	0.1573	0.9476	0.1573	0.9476	0.1573	0.9476

SONUÇLAR

Çelik yapıların deprem performansını artırmak için çapraz elemanların kullanımını çok yaygın ve bilinen bir yaklaşımdır. Diğer taraftan yapının deprem performansını artırmak için kullanılan bu çapraz elemanların, yapının yatay rijitliğini artırırken aynı zamanda düktilitesini azalttığı da bir gerçektir. Çelik yapılarda gerekli incelemeler yapılmadan yapılacak olan rijitleştirmeler nedeniyle oluşabilecek düzensizlikler, yapıların deprem performansını olumsuz yönde etkileyebilecektir.

Düzenli ve düzensiz çerçeve modellerin, TDY-1998'de verilen formül kullanılarak hesaplanan ve modal analiz sonucunda bulunan serbest titreşim periyotları karşılaştırıldığında; düzenli yapılarda periyotlar arasında %60-%70'e varan farklar bulunmaktadır. Düzensiz üç katlı yapılarda, %75-%90 arasında, düzensiz altı katlı yapılarda %80-%87 ve düzensiz dokuz katlı yapılarda 1.ve2. derece deprem bölgelerinde %65-%67, 3. ve 4. derece deprem bölgelerinde %80-%85 oranında farklar bulunmaktadır. Düzensiz yapıların serbest titreşim periyotlarına bakıldığında, yumuşak ara katlı ve X çaprazlı çerçeve tiplerinde, periyotlar arasındaki fark diğerlerine göre daha büyüktür. Periyotlar, yerel zemin sınıfları açısından değerlendirildiğinde ise, periyotları arasında önemli farklar bulunmadığı görülmektedir.

TDY-1998'de verilen ampirik formül ile hesaplanan periyot değerleri ile modal analizle hesaplanan periyot değerleri ve buna bağlı olarak hesaplanan taban kesme kuvvetleri arasında farklılıklar vardır. Bu nedenle, sismik performans analizleri yapılırken, düzensiz çelik çerçeveler için TDY-1998'de verilen ampirik formülden hesaplanan periyot değerleri değil, yapının serbest titreşim analizi yapılarak elde edilen periyot değerlerini kullanmak daha doğru olacaktır.

KAYNAKLAR

1. Balkaya, C., Ay, Z., Durmuş, G. “Düzensiz Çelik Yapıların Sismik Performansı”, Altıncı Uluslararası İnşaat Mühendisliğinde Gelişmeler Kongresi, İstanbul, 2004.
2. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik .1998.
3. Durmuş, G., Çelik Çerçeve Yapıların Doğrusal Olmayan Deprem Davranışı. Yüksek Lisans Tezi, Süleyman Demirel Üniversitesi. İnşaat Mühendisliği Bölümü, Isparta, 2003.
4. Türk Standartları, Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri (TS498), Türk Standartları Enstitüsü, 1987.

ABSTRACT

In this study, nonlinear earthquake response and natural vibration period of three, six and nine story and three span, regular and irregular, 2D steel frame models have been calculated in accordance with Specification for Structures to be Built in Disaster Areas (1998 Turkish Earthquake Code). It has been considered diagonal, X bracing, V bracing, inverted V bracing and soft story as irregular steel frame type. Periods have been calculated for 4 seismic zone and 4 local site classes to be located in 1998 Turkish Earthquake Code, using both approximate formulation given by 1998 Turkish Earthquake Code and modal analysis by SAP 2000. The results are compared with each other by using approximate formulation and modal analysis.

YANAL BURKULMA PROBLEMİNİN UZAY ÇERÇEVE SİSTEMİ ANALJİSİ İLE ÇÖZÜMÜ

Bariş GÜNEŞ
Araş. Gör.
İstanbul Üniversitesi
İstanbul, TÜRKİYE

Yavuz BİLGEN
Dr.
İstanbul Üniversitesi
İstanbul, TÜRKİYE

Tuncer ÇELİK
Prof. Dr.
İstanbul Üniversitesi
İstanbul, TÜRKİYE

Erdem DAMCI
Araş. Gör.
İstanbul Üniversitesi
İstanbul, TÜRKİYE

Namık Kemal ÖZTORUN
Doç. Dr.
İstanbul Üniversitesi
İstanbul, TÜRKİYE

ÖZET

Bu çalışmada ince cidarlı kirişlerdeki yanal burkulma davranışı incelenmiştir. Çalışma iki bölümden oluşmaktadır. İlk bölümde yanal burkulma probleminin teorik esaslarına değinilmiştir, ikinci bölümde ise yanal burkulma problemi, eşdeğer çerçeve sistem elemanları ile modelleme yöntemine göre incelenmiştir. Farklı sınır şartları ve yükleme durumlarında I kesitli bir kiriş, başlıklar ve gövde olmak üzere ayrı ayrı kabuk elemanlar olarak ele alınmıştır. Daha sonra her bir kabuk eleman toplam kesit ve malzeme özellikleri değişmeyecek şekilde, çubuk elemanlar kullanılarak eşdeğer çerçeve sistem olarak modellenmiştir. Başlıkları ve gövdeyi oluşturan eşdeğer çerçeve sistemler I kesiti oluşturacak şekilde birleştirilmiştir. Oluşturulan bu modelin ikinci mertbe etkiler göz önünde tutularak nonlineer analizi yapılmış ve yanal burkulma kritik yükü için yaklaşık bir değer elde edilmiştir. Eğer ince cidarlı bir kiriş, nihai kesit özellikleri aynı olacak şekilde eşdeğer çerçeve sistem elemanları ile modellenirse benzer davranış sergilemekte ve modelin yanal burkulma kritik yükü, kirişin yanal burkulma kritik yüküne yakın bir değer almaktadır.

GİRİŞ

Stabilite, yapıların tasarımında mutlaka göz önüne alınması gereken önemli bir faktördür. Stabilite problemi yapı elemanlarının gerilme-deformasyon eğrisinde ani düşüslere neden olmakta ve elemanın tam kapasite ile çalışmasına engel olmaktadır. Yanal burkulma davranışı da bu stabilite problemlerinden biridir.

Yanal burkulma davranışı, ince cidarlı kesitlerde meydana gelir ve özellikle yanal desteklerden yoksun kirişlerin tasarımında gözönüne alınmalıdır. Yanal burkulma, yükün uygulanmasında oluşabilecek olan eksantirisite, malzemenin ideal olmaması ve kirişteki geometrik hatalar gibi nedenlerden meydana gelir. İnce cidarlı bir kirişe düşey düzlemde yükleme yapıldığı zaman, yük kritik değerin altında kaldığı sürece, kirişte sadece düşey deplasman meydana gelecektir, fakat yük, kritik değere ulaştığı zaman, yukarıda belirttiğimiz nedenlerden dolayı yanal yönde bir ötelenme ve kendi eksenini etrafında dönme meydana gelecektir. Bu durumda kirişin stabilitesi bozulmuş olacaktır. Stabilitenin bozulmasına sebep olan yük, yanal burkulma kritik yükü olarak adlandırılmaktadır.

AMAÇ

Yapıların daha güvenli ve ekonomik bir şekilde tasarlanabilmesi için gerçek davranışı yansıtılabilen hesaplama yöntemleri gerekmektedir. Bunun için ise yapının davranışının ve nedenlerinin daha iyi bir şekilde anlaşılması gerekmektedir. Böylece daha düşük emniyet katsayıları kullanılarak ekonomik tasarımlar yapılabilir. Bu çalışmada ince cidarlı kirişlerin yanal burkulma problemi incelenerek, bu problemi oluşturacak olan kritik yük hesabı için bir yöntem önerilmektedir.

YÖNTEM

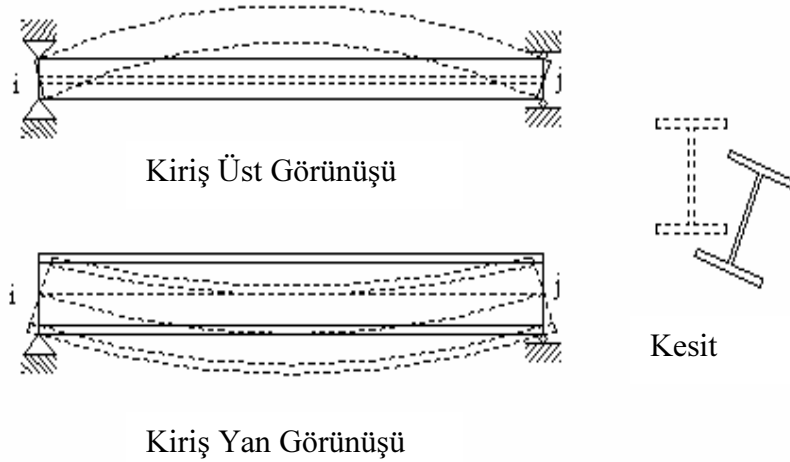
Çelik kirişlerde yanal burkulma kritik yükü, sınır şartlarına bağlı olarak çözülebilen karmaşık diferansiyel denklemler veya enerji metodları kullanılarak hesaplanabilmektedir. Bu yöntemler tek açıklıklı kirişler için geçerli olmaktadır, fakat açıklık sayısı arttığında ve karmaşık çerçeve sistemler düşünüldüğünde yetersiz kalmaktadır. Bu çalışmada da tek açıklıklı I kesitli bir kirişin yanal burkulma kritik yükü incelenmiştir, fakat çalışmadaki temel prensiplerle kesit türüne bakılmaksızın, açıklık sayısı birden fazla kirişlerin veya çerçeve sistemlerin yanal burkulma kritik

yükünün yaklaşık olarak hesaplanabilmesi mümkündür. Bu çalışmadaki temel prensip, bir kabuk elemanın, nihai kesit ve malzeme özellikleri değişmeyecek şekilde, çubuk elemanlar kullanılarak eşdeğer çerçeve sistem oluşturacak şekilde modellenebilmesidir.

GENEL KISIMLAR

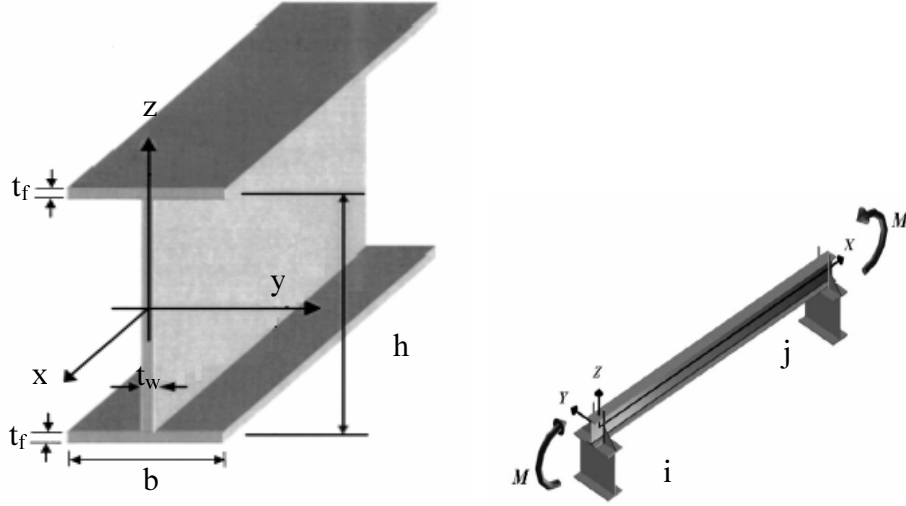
Yanal Burkulma Davranışının İncelenmesi

Yanal burkulma davranışı, kirişin farklı düzlemlerinde meydana gelecek eğilme, burulma ve çarpılma etkisinin bileşkesinden meydana gelen bir davranıştır. Yanal desteklerden yoksun ince cidarlı çelik kirişlerin tasarımında yanal burkulma probleminin mutlaka gözönüne alınması gerekmektedir. Bir kiriş, kritik yükün altındaki bir yüke maruz kaldığı sürece stabil haldedir. Ancak yük arttırımı sırasında, Şekil 1’de görüldüğü gibi denge şeklinde, yanal deplasman ve burulma meydana gelebileceği durumlar olması mümkündür. Bu durumda, kirişin stabilitesi bozulmuştur. Bu kritik durumu meydana getirecek olan en küçük yük, yanal burkulma kritik yükü olarak adlandırılmaktadır.



Şekil 1: I kesitli bir kirişin yanal burkulma davranışı

Şekil 2’de görüldüğü gibi I kesitli l açıklığında ince cidarlı bir kirişe i ve j noktalarından artan M momentini uygulanmaktadır. M momentinin kirişte yanal deplasman ve burulma başladığı noktadaki yani stabilitesinin bozulduğu andaki değerine M_{cr} yanal burkulma kritik yükü adı verilmektedir.



Şekil 2 : Basit eğilme momenti uygulanan I kesitli çelik kiriş

Kirişin i ucunda ;

x yönünde ötelenmesi tutulu
 y yönünde ötelenmesi tutulu
 z yönünde ötelenmesi tutulu

x ekseninde dönmesi tutulu
 y ekseninde dönmesi serbest
 z ekseninde dönmesi serbest

Kirişin j ucunda ;

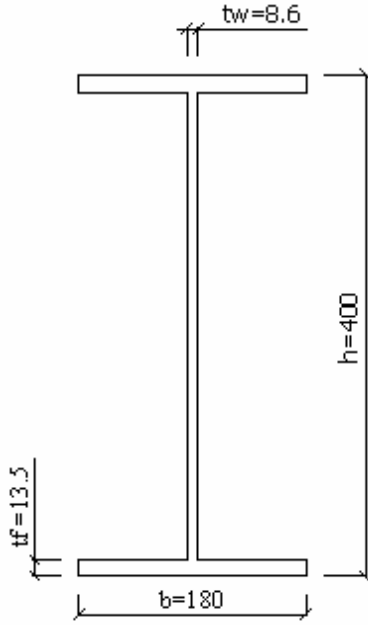
x yönünde ötelenmesi serbest
 y yönünde ötelenmesi tutulu
 z yönünde ötelenmesi tutulu

x ekseninde dönmesi tutulu
 y ekseninde dönmesi serbest
 z ekseninde dönmesi serbest

Şekil 2’deki gibi her iki uçundan eşit M momentini uygulanan ve sınır şartları yukarıda belirtilen l açıklığındaki basit kiriş için yanal burkulma kritik yükü Timoshenko ve Gere [1] tarafından aşağıdaki denklem ile ifade edilmiştir.

$$M_{cr} = \frac{\pi}{l} \sqrt{E I_z C \left(1 + \frac{C_1 \pi^2}{C l^2} \right)} \quad (1)$$

Bu denklemde $C = G \cdot J$ burulma rijitliği, $C_1 = E \cdot C_w$ çarpılma rijitliğidir.
Yanal Burkulma Kritik Yüğü Hesabı İçin Bir Örnek



Kiriş açıklığı	$l = 800$ cm
Poisson oranını	$\nu = 0.3$
Elastisite Modülü	$E = 2100000$ kg/cm ²
Kayma Modülü	$G = 807692.3$ kg/cm ²
Alan	$A = 80.678$ cm ²
Burulma sabiti	$J = 36.037$ cm ⁴
Çarpılma sabiti	$C_w = 490786.82$ cm ⁶
Y eksenine göre atalet momenti	$I_y = 21876.47$ cm ⁴
Z eksenine göre atalet momenti	$I_z = 1314.17$ cm ⁴
Burulma rijitliği	$C = G \cdot J = 29107453.85$ kg.cm ²
Çarpılma rijitliği	$C_1 = E \cdot C_w = 1.307.10^{12}$ kg.cm ⁴

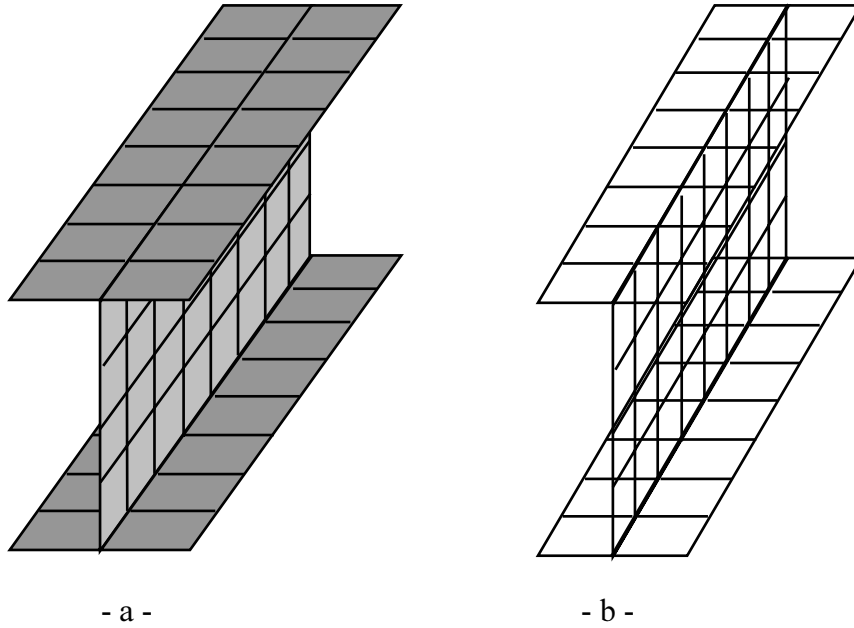
Yukarıda kesit özellikleri verilen Şekil 2'deki sınır şartları ve yükleme durumundaki I kesitli kirişin yanal burkulma kritik yükü (M_{cr}) ;

$$M_{cr} = \frac{\pi}{l} \sqrt{E I_z C \left(1 + \frac{C_1 \pi^2}{C l^2} \right)} = 1383.91 \text{ t.cm} \text{ olarak hesaplanmıştır.}$$

I Kesitli Kirişin Eşdeğer Çerçeve Sistem Olarak Modellenmesi

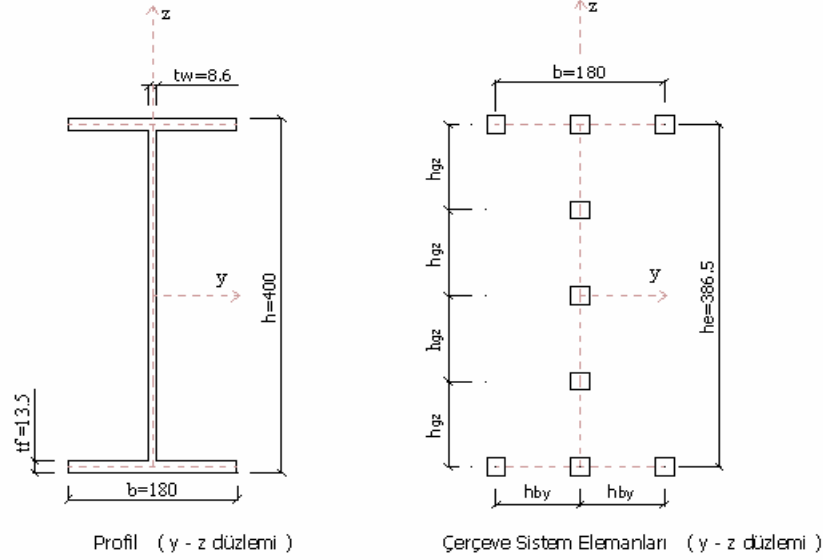
Şekil 2’de sınır şartları yükleme durumu verilmiş olan I kesitli kirişin yanal burkulma kritik yükü, bu çalışmanın temel konusu olan eşdeğer çerçeve sistem analogisi ile elde edilmiştir. Bu çalışmadaki temel prensip, bir kabuk elemanın, nihai kesit ve malzeme özellikleri değişmeyecek şekilde, çubuk elemanlar kullanılarak eşdeğer çerçeve sistem oluşturacak şekilde modellenebilmesidir.

I kesitli kiriş Şekil 3’de görüldüğü gibi, başlıklar ve gövde olmak üzere ayrı ayrı kabuk elemanlar olarak ele alınmıştır. Daha sonra her bir kabuk eleman toplam kesit ve malzeme özellikleri değişmeyecek şekilde çubuk elemanlar kullanılarak eşdeğer çerçeve sistem olarak modellenmiştir. Başlıkları ve gövdeyi oluşturan eşdeğer çerçeve sistemler, I kesiti oluşturacak şekilde birleştirilmiştir. Böylece I kesitli kiriş, eşdeğer çerçeve sistem olarak modellenmiş olmaktadır.

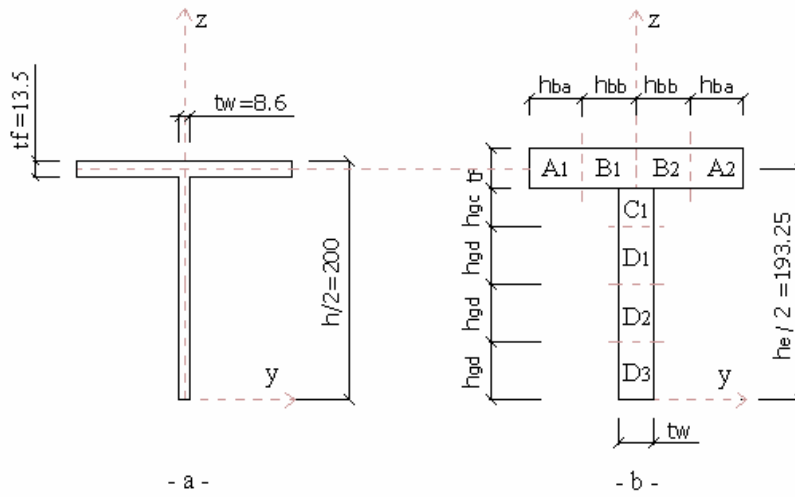


Şekil 3 : I kesitli kirişin kabuk ve eşdeğer çerçeve sistem modeli

Kirişin gövdesi x doğrultusunda 10 cm aralıklı 80 eşit parçaya, z doğrultusunda ise 9.6625 cm aralıklı eşit 4 parçaya bölünmüştür. Profilin başlığı ise yine x doğrultusunda 10 cm aralıklı 80 eşit parçaya ve y doğrultusunda 9 cm aralıklı 2 parçaya bölünmüştür.



Şekil 4 : y - z düzlemindeki kiriş kesiti ve eşdeğer çerçeve sistem elemanları (mm)

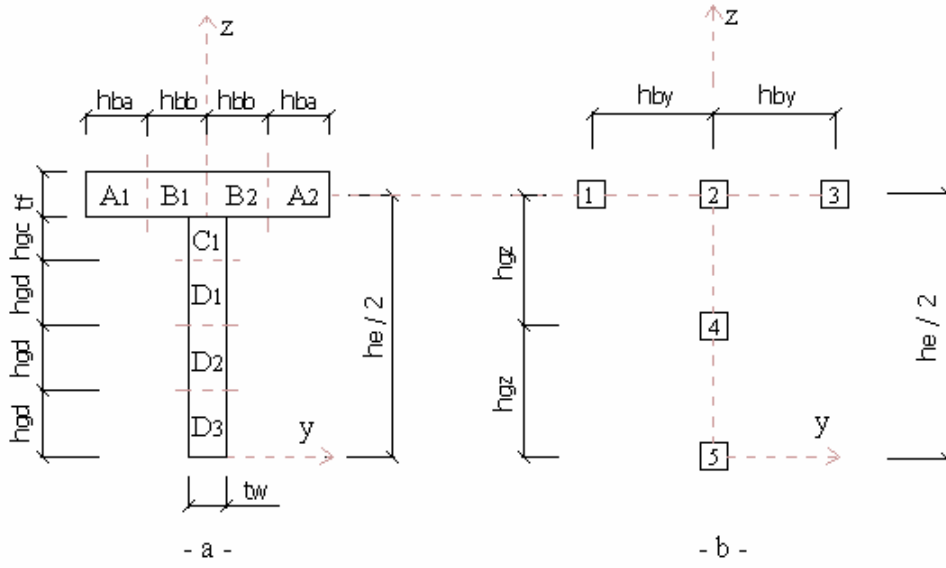


Şekil 5 : Kiriş kesitinin yarısı ve alan dağılımı (mm)

Şekil 5.a’da görüleceği üzere y - z düzlemindeki kiriş kesitinin simetriden dolayı yarısı alınmıştır. Bu kesit Şekil 5.b’deki gibi eşdeğer alanlara bölünmüştür. Şekil 6.b’de ise bu eşdeğer alanlar, eşdeğer çerçeve sistem elemanlarına dönüştürülmüştür [2].

$$h_e = 38.65 \text{ cm} \quad h_{gz} = 9.6625 \text{ cm} \quad h_{by} = 9 \text{ cm} \quad h_{gx} = 10 \text{ cm} \quad h_{bx} = 10 \text{ cm}$$

$$h_{gd} = 4.83125 \text{ cm} \quad h_{gc} = 4.15625 \text{ cm} \quad h_{ba} = 4.5 \text{ cm} \quad h_{bb} = 4.5 \text{ cm}$$



Şekil 6 : Kiriş alan dağılımı ve eşdeğer çerçeve sistem elemanları

Şekil 6.a’daki A, B, C ve D ile ifade edilen alanlara ait kesit özellikleri (alan, burulma sabiti, atalet momentleri, kesme alanı) Şekil 6.b’deki 1, 2, 3, 4 ve 5 numaralı eşdeğer çerçeve sistem elemanlarından, kendisine en yakın olan elemana aktarılmıştır [2].

A1 bölgesinin kesit özellikleri 1 numaralı çerçeve elemanına aktarılacak.

A2 bölgesinin kesit özellikleri 3 numaralı çerçeve elemanına aktarılacak.

B1 , B2 ve C1 bölgesinin kesit özellikleri numaralı çerçeve elemanına aktarılacak.

D1 ve D2 bölgesinin kesit özellikleri 4 numaralı çerçeve elemanına aktarılacak.

D3 bölgesinin kesit özellikleri 5 numaralı çerçeve elemanına aktarılacak.

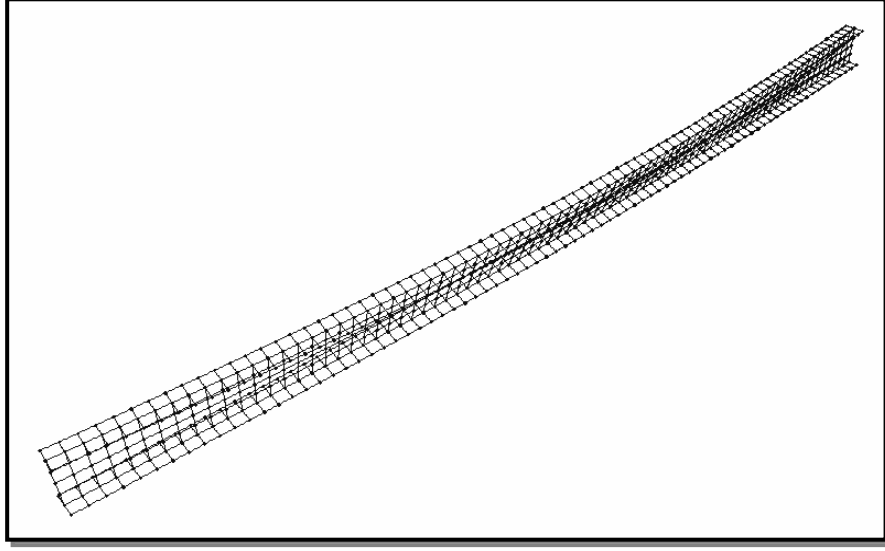
BULGULAR

Şekil 2’de gösterilen sınır şartları ve yükleme durumuna haiz I kesitli bir kiriş, çubuk elemanlar kullanılarak, üç boyutlu eşdeğer çerçeve sistem olarak modellenmiştir. i ve j noktalarından Denklem (1) ile bulunan M_{cr} momenti uygulanmıştır. Sistem artan yük faktörü λ ya bağlı olarak, ikinci merteye etkiler göz önünde tutularak nonlineer analiz yapan TUNAL adlı sonlu elemanlar programı ile analiz edilmiş, sistemin göçme yükü bulunmuştur. Öztoran [3] tarafından geliştirilmiş olan TUNAL adlı sonlu elemanlar programı, Damcı [4] tarafından ilave opsiyonlar ve alt programlar eklenerek, nonlineer analiz yapacak şekilde geliştirilmiştir. Basınç başlığında yanal ötelenmenin başlatılabilmesi için $l/2$ noktasında, gövde ile üst başlığın birleştiği düğüm noktasında, 1 mm yanal deplasman tanımlanmıştır.

Eşdeğer çerçeve sistem olarak modellenen ve uç noktalarına M_{cr} momenti uygulanan basit kirişte, $\lambda=1.017$ değerine ulaştığında sistemin rijitlik matrisinin determinantının negatif değer aldığı görülmüştür. Modelin göçme yükü $1.017 \cdot M_{cr}$ olarak elde edilmiştir. Aynı yaklaşım farklı sınır şartları ve yükleme durumları içinde uygulanmış ve farkın yüzde 5 mertebesine kadar arttığı görülmüştür [2].

$$M'_{cr} = \lambda \cdot M_{cr} = 1.017 \cdot 1383.91 = 1407.44 \text{ t.cm}$$

Eşdeğer çerçeve sistemin yanal burkulma kritik yükü 1407.44 t.cm olarak bulunmuştur.



Şekil 7 : Eşdeğer Çerçeve Sistemin Deformasyonu

SONUÇ

Çalışmanın sonucunda ince cidarlı kirişlerin yanal burkulma kritik yükü ve deplasmanlarının hesabı için uzay çerçeve sistemi analogisi ile bir fikir sahibi olunmuş, elde edilen nümerik sonuçlar, analitik sonuçlarla karşılaştırılmıştır. İnce cidarlı bir kiriş, nihai kesit ve malzeme özellikleri aynı olacak şekilde üç boyutlu eşdeğer çerçeve sistem elemanları ile modellenirse, benzer davranış sergilemekte ve modelin göçme yükü, kirişin göçme yüküne yakın bir değer almaktadır. Bu yaklaşım, farklı kesitli, açıklık sayısı birden fazla olan kirişlerin veya çerçeve sistemlerin yanal burkulma kritik yükü hesabına olanak sağlamaktadır.

KAYNAKLAR

1. TIMOSHENKO, S. P. and GERE, J. M., 1961, Theory of elastic stability. 3rd Ed., McGraw-Hill, New York, N.Y.
2. GUNES, B., 2004, Yanal Burkulma Probleminin Uzay Çerçeve Sistemi Analjisi İle Çözümü, Yüksek lisans tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul Üniversitesi
3. ÖZTORUN, N. K., 1994, Computer analysis of multi-storey building structures, Ph.D. Thesis in Civil Engineering M.E.T.U., Turkey.
4. DAMCI, E., 2002, Uzay çerçeve sistemlerin elastik-plastik analizi, Yüksek lisans tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul Üniversitesi

ABSTRACT

In this study, the lateral buckling behaviour of the thin walled beams are presented. The study is separated in two parts. In the first part the theories of lateral buckling problem are discussed generally. In the second part the lateral buckling problem is investigated as to the method of modeling with equivalent frame system members. In case of different boundary and loading conditions, I-section beam is investigated as separately shell members in the form of flanges and web. Afterwards, each shell member is modelled by using equivalent frame system, without changing total cross-section and material properties. The equivalent frame systems that forming the web and the flanges are combined in the shape of I section. The system modelled by equivalent 3D frame elements is analysed with a computer programme and the failure load is calculated by considering effect of the second-order under increasing loads. If a thin walled beam is modelled with equivalent frame system members, without changing the total cross section and material properties, it presents the same behaviour and the lateral buckling load of the model has the approximately value of the lateral buckling of the beam.

ÇELİK YAPILARDA GÖÇME YÜKÜ HESABI

Prof.Dr. Sacit OĞUZ*

Araş.Gör.Dr. Perihan EFE**

ÖZET

Bu çalışmada,son yıllarda ülkemizde zorunlu olarak kullanılan TS 500, “Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları”, TS 4561 “Çelik Yapıların Plastik Teoriye Göre Hesap Kuralları” ile verilen doğrultularda, kesit tesirlerinin hesaplanmasının yanında taşıyabileceği limit yüklerin de hesaplanabilmesi için yeni bir yöntem verilecektir.

Kesit hesaplarında taşıma gücü yönteminin kullanılması teklifi ve zaman içerisindeki yönetmelik değişiklikleri ile yapılan zorlamalarda birinci görüş, malzemenin gerçek davranışını esas alan yöntemlerin kullanılmasını sağlamaktır. İkinci bir yaklaşım ise, yapının göçmeye karşı güvenliğinin daha kesin sınırlarla çizilmesinin sağlanmasıdır. Her ne kadar bu öneriler yapıyorsa da, bu güne kadar göçme yükünün hesaplanması ve bundan da yeteri kadar uzak kalınması için herhangi bir çalışma da literatüre katılmamıştır.

Bu çalışma da plastik analiz yöntemleri ile Çelik Yapıların Göçme Yükünün belirlenmesi için iki özel teorem üzerine kurulan, kesin ve yeni bir hesap tekniği verilecek olup, bu hesap tekniği ile yapılacak çözümlerin sonucunda standartlara konulmak üzere tavsiye edilecek olan ve göçme yükünden ne kadar uzakta kalınması gerekliliği hakkında ki sınırlarda takdim edilecektir.

* Balıkesir Üniversitesi, Müh.-Mim. Fakültesi, Çağış Kampüsü, BALIKESİR, Tel: 0266 6121194-95/152, soguz@balikesir.edu.tr

** Balıkesir Üniversitesi, Müh.-Mim. Fakültesi, Çağış Kampüsü, BALIKESİR, Tel: 0266 6121194-95/153, pefe@balikesir.edu.tr

1. GİRİŞ

Elastik teori ile ulaşılamayan ‘‘Göçme Yüğü’’ değerlerine plastik analiz yöntemleri ile ulaşılabilmektedir. Ancak bu güne kadar verilen yöntemlerle göçme yükünün kesin olarak belirlenmesi mümkün olsa bile, hesaplar uzun ve yorucu olmaktadır. Çelik yapılarda kullanılan çeliğin (ideal elasto-plastik malzeme) davranışı göz önüne alınarak plastik analiz yöntemlerinde yapılacak hesaplarda kolay, uygulanabilir ve gerçek göçme yükünü verecek bir hesap yöntemi bu güne kadar verilememiştir.

Plastik analiz yöntemlerinde esas kriter olan alttan ve üstten sınırlama teoremleriyle uygulanma tekniği açısından, ayrı ayrı iki hesap yönteminin çözüm sonuçlarının karşılaştırılmasına gidilerek, sonucun alınması büyük zorluklar yaratmakta olup, statik hesaplar da bu yolla yapılamamaktadır.

Bu çalışma da alttan ve üstten sınırlama teoremleri esas alınarak, her iki teoremin gerektirdiği şartları sağlayan bir hesap yöntemi verilmektedir. Bu yöntemde; verilen iki özel teorem yardımı ile sisteme ait denklemler kurularak, göçme yükü parametresinin kesin değeri hesaplanmaktadır.

2. ÇALIŞMADA VERİLEN HESAP TEKNİĞİ

Bu çalışmada verilen hesap tekniğinde göz önüne alınacak iki özel teorem aşığıda verilmektedir.

a) Kiriş Teoremi: Herhangi bir hiperstatik yapı sisteminde, göz önüne alınan bir kirişin herhangi bir kesitinde, moment diyagramı kapama çizgisi ile moment diyagramı çizgisi arasındaki ordinat, aynı yük ile yüklü ve aynı açıklıklı basit kirişin o kesitinde oluşan moment değerine eşittir.

b) Kolon Teoremi: Herhangi bir hiperstatik yapı sisteminde, üstten başlayarak herhangi bir kata kadar yatay kuvvetlerden oluşan momentler o katın kolon uçlarına dağılır.

Yukarıda verilen teoremlere bağılı olarak;

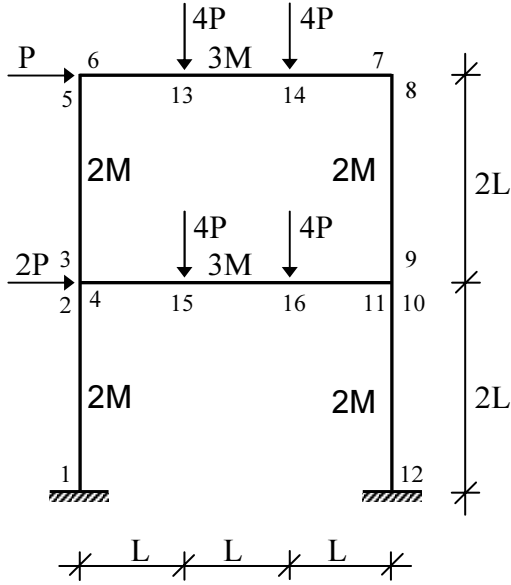
- a) Dügüm noktaları için moment denge denklemleri ($\sum M_i = 0$),
- b) Kirişlerde her yük etkime kesitlerinde, kiriş teoremi göz önüne alınarak yazılan denklemler,
- c) Katlarda kolon teoremi göz önüne alınarak yazılan denklemler

kurulur. Ayrıca her bir kritik kesit (Her elemenda momentlerin maksimum olabileceği kesitler) için kısıtlayıcı denklemler yazılır. Kısıtlayıcı denklemler, bu kesitlerde momentlerin hiçbir zaman mutlak değerce “ M_0 ” taşıma momentini aşmayacağı kuralı ile yazılır. Kurulan denklemler bir takım matematiksel işlemlerle boyutsuz hale getirildikten sonra, kesitlere ait “ M_0 ” taşıma momentlerinin denklemlere katılabilmesi için değişken değişimi yapılır. Uygun forma getirilen denklemler Lineer Programlama Programı ile çözümlenerek yapıya ait göçme yükü parametresi “ $f=PL/ M_0$ ” elde edilir. Elde edilen bu parametreye bağılı olarak kesitlerde M_0 taşıma momentleri ile yapı boyutlarının ve yapıya etki eden yüklerin bilinmesi nedeniyle P yükü, $P_{göçme}$ yükü olarak belirlenmiş olur.

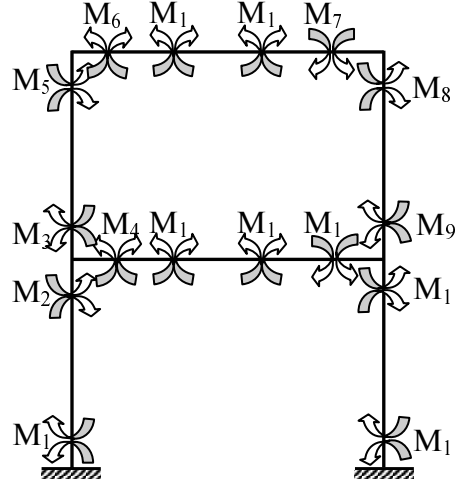
Çalışmada verilen hesap tekniği sayısal uygulama üzerinde adım adım açıklanacaktır.

2.1. SAYISAL UYGULAMA

İki katlı ve bir açıklıklı bir yapı çerçevesi üzerinde çalışmada verilen hesap tekniği ile çözüm yapılacaktır. Yapı boyutları tek bir “L” parametresine ve yapıya etki eden yükler tek bir “P” parametresine bağılı olarak belirlenmiş olup, kesitlere ait “ M_0 ” momentlerinin en küçük M_0 momentine oranı (K_i) bilinmektedir. Çalışmada verilen hesap tekniği ile göçme yükü belirlenecek olan çerçeve Şekil 1 de, Kritik kesitlerde oluşan momentler kritik kesitlerin numaraları ile adlandırılarak pozitif yönleriyle Şekil 2 de verilmektedir.



Şekil 1. Göçme yükü belirlenecek çerçeve



Şekil 2. Kritik kesitlerde oluşan momentler

Şekil 1 de verilen yapı çerçevesinde kiriş ve kolon teoremleri göz önüne alınarak her bir kat kirişi ve kat kolonları için yazılan denklemlerin yanısıra düğüm noktaları için yazılan denge denklemleri ve kritik kesitler için yazılan kısıtlayıcı denklemler aşağıda verilmektedir.

$$M_2 + M_3 + M_4 = 0$$

$$M_5 + M_6 = 0$$

$$M_7 + M_8 = 0$$

$$M_9 + M_{10} + M_{11} = 0$$

$$-2M_6 + M_7 + 3M_{13} = 12PL$$

$$-M_6 + 2M_7 + 3M_{14} = 12PL$$

$$-2M_4 + M_{11} + 3M_{15} = 12PL$$

$$-M_4 + 2M_{11} + 3M_{16} = 12PL$$

$$-M_3 - M_5 - M_8 - M_9 = 2PL$$

$$-M_1 - M_2 - M_{10} - M_{12} = 6PL$$

$$-2M_0 \leq M_1 \leq 2M_0$$

$$-2M_0 \leq M_2 \leq 2M_0$$

$$-2M_0 \leq M_3 \leq 2M_0$$

$$-3M_0 \leq M_4 \leq 3M_0$$

$$-2M_0 \leq M_5 \leq 2M_0$$

$$-3M_0 \leq M_6 \leq 3M_0$$

$$-3M_0 \leq M_7 \leq 3M_0$$

$$-2M_0 \leq M_8 \leq 2M_0$$

$$-2M_0 \leq M_9 \leq 2M_0$$

$$-2M_0 \leq M_{10} \leq 2M_0$$

$$-3M_0 \leq M_{11} \leq 3M_0$$

$$-2M_0 \leq M_{12} \leq 2M_0$$

$$-3M_0 \leq M_{13} \leq 3M_0$$

$$-3M_0 \leq M_{14} \leq 3M_0$$

$$-3M_0 \leq M_{15} \leq 3M_0$$

$$-3M_0 \leq M_{16} \leq 3M_0$$

Yukarıda verilen denge denklemlerinin bütün elemanları “ M_0 ” kesit taşıma momentine bölünerek boyutsuz hale getirilir. Boyutsuz hale getirilen denklemler $(M_i/M_0)=m_i$ olacak şekilde yeni bir notasyonla gösterilirler. Ayrıca moment denge denklemlerinde kuvvet ve mesafeye bağlı olarak ifade edilen moment ifadeleri “ M_0 ” ile bölündükten sonra elde edilen yeni parametre $(PL^2/M_0)=f$ kabul edilerek denklem takımına yerleştirilir. Denklemlerin çözülebilir hale gelmesi ve yapıya ait M_0 değerlerinin çözüm tekniğine katılabilmesi için $m_i=X_i-K_i$ dönüşümü yapılır. Buradaki K_i katsayısı her m_i değeri için ait olduğu elemanın moment taşıma kapasitesi katsayısıdır.

Kısıtlayıcı denklemler de “ M_0 ” kesit taşıma momentine bölünerek boyutsuz hale getirilirler. Boyutsuz hale getirilen kısıtlayıcı denklemlerin denklem sistemine katılabilmesi için tek taraflı olmaları gereklidir. Bunun içinde bir takım matematiksel operasyonlar yapılır. Boyutsuz hale getirilen ve değişken değişimleri yapılan denklemler aşağıda verilmektedir.

$$X_2+X_3+X_4=7$$

$$X_5+X_6=5$$

$$X_7+X_8=5$$

$$X_9+X_{10}+X_{11}=7$$

$$-2X_6+X_7+3X_{13}-12X_{17}=6$$

$$-X_6+2X_7+3X_{14}-12X_{17}=12$$

$$-2X_4+X_{11}+3X_{15}-12X_{17}=6$$

$$-X_4+2X_{11}+3X_{16}-12X_{17}=12$$

$$-X_3-X_5-X_8-X_9-2X_{17}=-8$$

$$-X_1-X_2-X_{10}-X_{12}-6X_{17}=-8$$

X1<4	X5<4	X9<4	X13<6
X2<4	X6<6	X10<4	X14<6
X3<4	X7<6	X11<6	X15<6
X4<6	X8<4	X12<4	X16<6

Yukarıda verilen denklem sistemi LINDO doğrusal programlama programı ile çözülerek X_i değerleri ile göçme yükü parametresi " $f=PL^2/M_0$ " elde edilmiştir. Denklem takımının çözümünden elde edilen X_i değerleri ve bu değerlere bağlı olarak hesaplanan m_i boyutsuz moment değerleri aşağıda verilmektedir.

Göçme yükü parametresi $f=PL^2/M_0= X17=1.025$

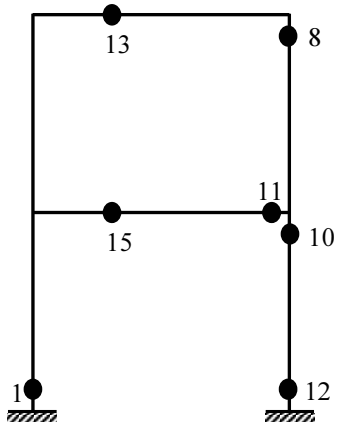
X1=0.00	$m_1 = X_1 - K_1 = 0.00 - 2.00 = -2.00$
*	
X2=1.85	$m_2 = -0.15$
X3=2.30	$m_3 = 0.30$
X4=2.85	$m_4 = -0.15$
X5=2.65	$m_5 = 0.65$
X6=2.35	$m_6 = -0.65$
X7=5.00	$m_7 = 2.00$
X8=0.00	$m_8 = -2.00^*$
X9=1.00	$m_9 = -1.00$
X10=0.00	$m_{10} = -2.00^*$
X11=6.00	$m_{11} = 3.00^*$
X12=0.00	$m_{12} = -2.00^*$
X13=6.00	$m_{13} = 3.00^*$
X14=5.55	$m_{14} = 2.55$
X15=6.00	$m_{15} = 3.00^*$
X16=5.05	$m_{16} = -2.05$

Hesaplamış olduğumuz boyutsuz moment değerleri M_0 kesit taşıma momenti ile çarpıldığı zaman ($M_i = m_i \cdot M_0$) o kesitteki gerçek moment değeri

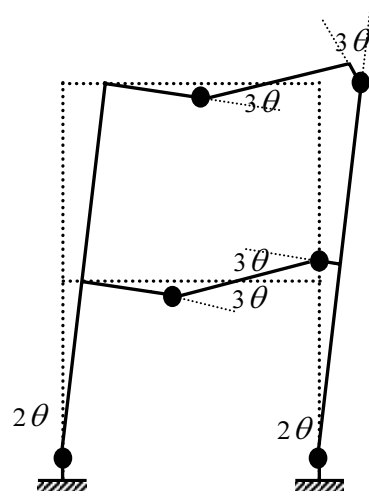
elde edilmiş olur. Ayrıca $f=PL/M_0$ değerinden P çekilerek göçme yükünün sayısal değeri belirlenir.

2.2. MEKANİZMA DURUMU

Hesap tekniğinden de görüleceği gibi M_0 kesit taşıma moment değerine ulaşan moment değerlerinin bulunduğu kesitlere mafsall konulursa sisteme ait Shake-Down durumu elde edilir. Yapıya ait Shake-Down durumu Şekil 3 de gösterilmektedir. Sistemde oluşan mafsalların yerleri bilindiğinden, bu mafsallarla oluşan mekanizma durumu çizildiğinde Virtüel İş Teoremi uygulanarak göçme yükü hesaplanabilir. Yapıya ait mekanizma durumu Şekil 4 de gösterilmektedir. Virtüel İş Teoremi ile yapılan çözümden elde edilen sonuç ile çalışmada verilen hesap tekniği ile yapılan çözümlerin üst üste düştüğü görülmektedir.



Şekil 3 Mafsalların olduğu kesitler



Şekil 4 Mekanizma durumu

Dış İşler:

$$M_e = 2P \cdot 4\theta L + P \cdot 8\theta L + 4P \cdot 2\theta L + 4P \cdot 2\theta + 4P \cdot \theta L + 4P \cdot \theta L = 40P\theta L$$

İç İşler:

$$M_i = 2M_0(2\theta + 2\theta + 3\theta) + 3M_0(3\theta + 3\theta + 3\theta) = 41M_0\theta$$

$$M_e = M_i \Rightarrow 40P\theta L = 41M_0\theta$$

$$f = PL/M_0 = 41/40 = 1.025$$

olarak elde edilir.

3. SONUÇ VE ÖNERİLER

a) Hesap sistemi hiçbir hiperstatik bilinmeyene bağlı kalınmadan kurulacak olan denklemlerle sonuca gittiğinden, yapının çok katlı ve çok açıklıklı olması problem yaratmamaktadır.

b) Alt ve üst sınır teoremlerini iki özel teorem ile tamamlayan çözüm tekniği, göçme yükü parametresini ve buna bağlı olarak göçme yükünün tam değerini vermektedir.

c) Göçmeye karşı güvenlik $n = P_{göçme}/P_{işletme}$ olup, bu değer bir den büyük bir sayı olması gereklidir. Ancak yapıların göçme yükünden ne kadar uzak kalınarak hesap yapılacağı konusunda bir kriter bulunmadığından TS 4561 deki yük katsayıları aynı kalmak üzere yapıda oluşan ilk mafsaldan üç kere uzak kalınması tavsiye edilmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Oğuz, S., “Yapıların Plastik Analizine Giriş Kurs notları”, TMMOB, Ankara, (1983).
- [2] Horne, M.R., Morris, L.J., “Plastic Design of Low-rise Frames”, Granada Publishing Limited, (1981).
- [3] Baker, S.J., “Plastic Design of Frame”, Cambridge at the University press, (1969).
- [4] Hodge, G.P., “Yapıların Plastik Analizi”, Çeviri: Şuhubi, E.-Cinemre, V., Arı Kitabevi Matbaası, (1967).
- [5] Oğuz, S., “Çelik ve Betonarme Yapıların Göçme Yüğü Teorisi”, Balıkesir, Ocak, (2001).
- [6] Calldine, C.R., “Mühendislikte Plastisite”, Bilimsel ve Teknik Yayınları Vakfı, (1996).