



DAİRESEL YIĞMA KOLONLARIN DEPREM DAYANIMLARININ SAYISAL OLARAK EŞDEĞER DEPREM YÜKÜ ESASINA GÖRE BELİRLENMESİ

M. Arif Gürel¹

Harran Üniversitesi
Şanlıurfa

R. Kadir Pekgökgöz²

Harran Üniversitesi
Şanlıurfa

Murat Kısa³

Harran Üniversitesi
Şanlıurfa

Feridun Çılı⁴

İstanbul Teknik Üni.
İstanbul

ÖZET

Bu çalışmada bazı tarihi yapılarda ana taşıyıcı elemanlardan olan daire kesitli yığma kolonların deprem etkilerinin yatay bileşenine karşı dayanma kapasiteleri eşdeğer deprem yükü esasına göre belirlenmeye çalışılmıştır. Bu amaçla, literatürde mevcut ve dikdörtgen kesitli yığma taşıyıcı elemanların kararlılık analizleri için geliştirilmiş olan bir model ve onun sayısal hesap yöntemi dairesel yığma kolonlar için düzenlenip kullanılmıştır. Kesitlerin çatlamasını ve ikinci mertebe etkileri göz önüne alabilen modelde bir kolon her biri sabit eğrilikli olan sonlu sayıda alt elemana bölünmektedir. Hesabı yapılacak bir dairesel kolon kendi ağırlığı ve dışmerkez düşey tepe yükü ile maksimum atalet etkilerine eşdeğer yayılı ve tekil statik yatay yükler altında düşey konsol prizmatik bir eleman olarak ele alınmaktadır. Kolon malzemesinin çekme dayanımının olmadığı ve sınırsız bir basınç dayanımına sahip olduğu kabul edilmektedir. Örnek olarak mevcut bir tarihi yapının dairesel kolonu seçilip, bu kolonun yatay deprem katsayısına karşı boyutsuz yatay tepe ötelenmesi eğrisi elde edilmiştir. Bu sayede kolonun artan yatay yük altında sergilediği davranış yorumlanmış ve kolonun dayanabileceği maksimum yatay deprem yüküne karşı gelen deprem katsayısı belirlenmiştir.

GİRİŞ

Ahşap ve yığma yapı malzemeleri insanlık tarihindeki en eski yapı malzemeleridir. Taş, tuğla ve kerpiç geçmiş binlerce yıl içerisinde, birçok değişik biçimde, barınma ve sosyal özellikli yapıların inşasında ana yapı malzemeleri olarak kullanılmışlardır. Küçük boyuttaki yapıların çoğu yok olmuş olsa da, ibadet yapıları, köprüler, tiyatrolar gibi özellikli yapıların bir bölümü, daha fazla toplumsal duyarlılık ile korunduklarından, günümüze kadar ayakta kalmayı başarmışlardır. Bu yapılar insanlığın tarihi ve kültürel mirasının en değerli varlıkları arasında sayılmaktadır.

Dünyanın değişik yerlerinde meydana gelmiş olan depremler tarihi yapıların depremlerde hasar görme riski yüksek yapılar olduğunu göstermiştir. Dolayısıyla, bu yapıların korunması için gerekli olabilecek uygulamaların sağlıklı bir şekilde yapılabilmesi, onların deprem davranışlarının ve mevcut dayanımlarının mümkün olduğunca doğru bir şekilde belirlenmesini gerektirir. Bununla birlikte, özellikle büyük tarihi yapıların deprem davranış ve dayanımlarının gerçekçi bir şekilde belirlenmesi kolay bir iş değildir. Çünkü bu tür yapılar çoğunlukla belirli karmaşıklıkta bir yapısal

¹Doç. Dr., İnşaat Müh. Böl., E-posta: a_gurel@hotmail.com

²Yrd. Doç. Dr., İnşaat Müh. Böl., E-posta: kadirpek69@hotmail.com

³Doç. Dr., Makine Müh. Böl., E-posta: mkisa@harran.edu.tr

⁴Prof. Dr., Mimarlık Fak., E-posta: cilif@itu.edu.tr

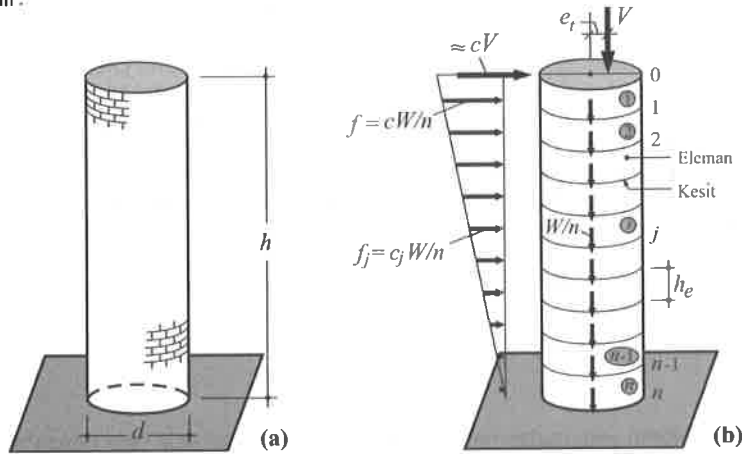
sisteme sahip olmak yanında malzeme mekanik özellikleri de yapı içinde geniş bir değişkenlik gösterebilmektedir. Ayrıca, detaylı bir araştırma yapılmamışsa, örneğin büyük boyutlu elemanların iç bölümleri hakkında kesin bir şey söylenememesi gibi belirsizlikler bulunmaktadır. Dolayısıyla bazı durumlarda tüm yapıyı modelleyip hesabını yapmak yerine onun kolon, duvar, tonoz ya da kemer gibi kısımlarını modelleyip incelemek daha sağlıklı sonuçlar alınmasını sağlayabilir [1].

Literatüre bakıldığında duvarlar başta olmak üzere kemer, kubbe, tonoz gibi yığma yapı elemanları ile ilgili çok sayıda çalışmanın yapılmış olduğu görülür. Kolonlar konusundaki çalışmalar nispeten daha azdır. Halbuki, özellikle tarihi camiler, katedraller gibi özel yığma yapılarda duvarlar yanında kolonların da düşey ve yatay yüklerin taşınmasında katkısı olan elemanlar oldukları görülmektedir. Dolayısıyla bu yapı elemanlarının da deprem dayanım ve davranışlarının araştırılması ilgilenmeye değer bir konu olarak karşımıza çıkmaktadır. Buradan hareketle bu çalışmada çok yaygın olmasa da bazı özel tarihi yapılarda görülen daire kesitli kolonların deprem etkilerinin yatay bileşenine karşı dayanma kapasiteleri araştırılmaya çalışılmıştır.

Tek parçadan oluşan ya da davul (drum) denilen muntazam şekilde yontulmuş taşların üst üste konulmasıyla oluşturulmuş olan kolonlar çalışmanın kapsamına girmemektedir. Çünkü bu tür kolonların deprem davranışları çalışmada incelenen yığma kolonlardan oldukça farklıdır.

KOLONUN YÜKLEME DURUMU VE HESAP MODELİ

Şekil 1 (a) d çaplı ve h yükseklikli, altta ankastre üstte serbest prizmatik bir dairesel kolonu göstermektedir. Kolonun hesap için n adet eşit yükseklikli elemana bölünmüş hali Şekil 1 (b)'de görülmektedir [3,4]. W ve W/n sırasıyla kolonun toplam zati ağırlığını ve her bir elemanın ağırlığını göstermektedir. V kolona taşıdığı elemanlardan iletilen toplam düşey yük, e_t ise bu yükün dışmerkezliği.



Şekil 1. (a) Dairesel kolonun geometrisi, (b) Kolonun elemanlara bölünmüş hali ve yükleme durumu

Yatay deprem yüklerine gelince, bu çalışmada kolaylığından dolayı, deprem etkilerine eşdeğer statik yatay yükler dikkate alınmıştır. Daha gelişmiş bir hesap şekli olan dinamik hesap ileriki bir çalışmada yapılacaktır. Eşdeğer deprem yükü yöntemi bir yapının yalnızca birinci titreşim modunu esas aldığından, yöntem en büyük atalet etkilerine yaklaşık olarak eşdeğer ters üçgen bir yüklemeyi benimsemiş olur. Dolayısıyla kolonun j . elemanına etkiyecek yatay deprem yükü

$$f_j = c_j \frac{W}{n} = c \left[\frac{(n-j+1/2)}{(n-1/2)} \right] \frac{W}{n} \quad (1)$$

olarak ifade edilebilir. Burada c deprem yüklemesinin şiddetini temsil eden deprem katsayısını göstermektedir. Şekil 1 (b)'den görülebileceği gibi her bir eleman ağırlık merkezinde etkidikleri kabul edilen W/n ve $c_j W/n$ kuvvetlerinin etkisindedir. Kolonun üst kesitine gelen V düşey yükünden

dolayı oluşan yatay tekil kuvvet ise iyi bir yaklaşıklıkla cV olarak alınabilir. Böylece tarif edilmiş olan yükleme altında hesap yapıp kolonun dayanabileceği en büyük yatay deprem etkilerini temsil eden C_{maks} değeri hesap sonucu belirlenebilecektir.

Kolonun göz önüne alınmış olan yükleme altında şekil değiştirmiş durumu oldukça abartılı bir halde Şekil 2'de gösterilmektedir. Kolonun bu hali ardışık silindirik bölümlerin bir birleşimi olarak kabul edilmiş olmaktadır. Bu kabule dayanarak her bir elemanın eğriliği kendi içinde sabit alınmış olmakta ve değeri de elemanın kendi üst kesitindeki eğrilik değerine eşit olarak düşünülmektedir. Eğer elemanların boyutsuz yüksekliği (bölümlendirme parametresi) olan $\xi = h_e/d = h/nd$ yeterince küçük ise yani kolon yeterli sayıda elemana (n) bölünmüşse bu kabulün geçerliliği de yüksek olmaktadır.

Şekil 2'deki notasyonlar kullanılarak j . kesitin geometrik merkezinin koordinatı

$$v_j = v_{j-1} + \rho_j \left[\cos \left(\beta - \sum_{i=1}^j \alpha_i \right) - \cos \left(\beta - \sum_{i=1}^{j-1} \alpha_i \right) \right] \quad (2)$$

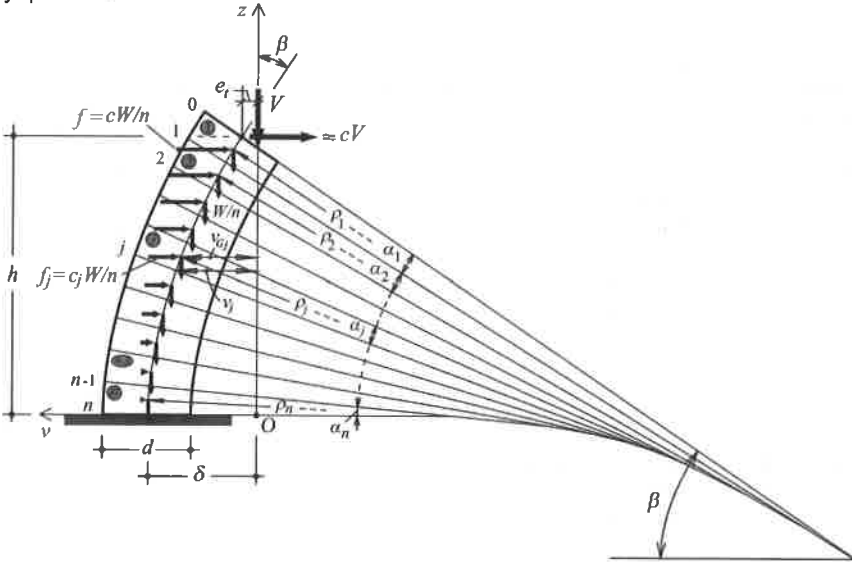
$(j = 1, 2, \dots, n)$

olarak yazılabilir. Bu ifadede β kolon üst kesitinin dönme miktarını, ρ_j j . elemanın eğrilik yarıçapını ve $\alpha_j = h_e/\rho_j$ elemanlara bölünmüş kolon modelinin şekil değiştirmiş halinde bu elemanla ilgili açığı göstermektedir [3,4]. Kosinüs fonksiyonları Taylor serisine açılıp, ilk üç terimleri alındığında (2) ifadesi aşağıda verilen boyutsuz hale gelmektedir:

$$\frac{v_j}{d} = \frac{v_{j-1}}{d} + \xi \beta + \frac{1}{2} \xi^2 \phi_j d - \sum_{i=1}^j \xi^2 \phi_i d \quad (j = 1, 2, \dots, n) \quad (3)$$

Burada $\phi_i = 1/\rho_i$ i. elemanın eğriliğidir.

$v_0 = e_t$ olduğundan, Şekil 2, ve ξ de seçilecek bir değer olduğundan ($\xi = h_e/d = h/nd$) kolonun β üst kesit dönmesine uygun şekil değiştirmiş hali $j = 1$ indisinden başlanıp (3) ifadesi tekrarlı bir şekilde kullanılarak belirlenebilir. Ancak bu, elemanların eğrilikleri belirlenmiş ise yapılabilir.



Şekil 2. Elemanlara bölünmüş kolonun yükleme altında şekil değiştirmiş hali

j. Kesitteki dışmerkezlik

Şekil 2 dikkate alınarak j. kesitteki normal kuvvet ve eğilme momenti

$$N_j = V + j \frac{W}{n} \quad (4a)$$

$$M_j = Vv_j + \frac{W}{n} \sum_{i=1}^j (v_j - v_{Gi}) + c j \frac{h}{n} V + c \frac{h}{n} \frac{W}{n} \frac{1}{(n-1/2)} \sum_{i=1}^j (n-i+1/2)(j-i+1/2) \quad (4b)$$

olarak ifade edilebilir. İkinci ifadede v_{Gi} i. elemanın ağırlık merkezinin koordinatıdır. j. eleman için bu büyüklük (2) ifadesinin elde edilmesinde kullanılan hesap tarzı kullanılarak, boyutsuz şekilde

$$\frac{v_{Gi}}{d} = \frac{v_{i-1}}{d} + \frac{1}{2} \xi \beta + \frac{3}{8} \xi^2 \phi_i d - \frac{1}{2} \sum_{k=1}^i \xi^2 \phi_k d \quad (j = 1, 2, \dots, n) \quad (5)$$

olarak belirlenir.

(4b) ve (4a) ifadelerinin sağ taraflarının oranı j. kesitteki dışmerkezliği boyutsuz olarak

$$\frac{e_j}{d} = \frac{v_j}{d} - \frac{1}{\left(n \frac{V}{W} + j\right)} \sum_{i=1}^j \frac{v_{Gi}}{d} + c \xi j n \frac{V/W}{\left(n \frac{V}{W} + j\right)} + c \xi \frac{1}{(n-1/2) \left(n \frac{V}{W} + j\right)} \sum_{i=1}^j (n-i+1/2)(j-i+1/2) \quad (6)$$

(j = 0, 1, ..., n)

biçiminde vermiş olur. Üst kesit, j = 0, için bu ifade $e_0/d = v_0/d = e_1/d$ sonucunu verir, ki burada e_1/d atanmış olan bir değerdir, Şekil 2.

j. Elemanın eğriliği

Yığma yapı malzemeleri beton dışındaki inşaat malzemelerinden çok düşük olan çekme dayanımları ile ayrılırlar. O halde yığma yapı malzemeleri için çekme gerilmesi almayan malzeme kabulü yapılabilir. Dolayısıyla, kolonun bir elemanının eğriliği onun üst kesitinin çatlayıp çatlamadığına bağlı olacaktır. Bilindiği gibi çekme gerilmesi almayan bir malzemeden oluşturulmuş bir eleman kesitine etkiyen basınç kuvveti kesitin çekirdek bölgesi içindeyse kesit çatlamamıştır, aksi durumda ise kesit çatlamıştır. Bu durumda (6) ifadesi ile verilen boyutsuz dışmerkezlik değerine bağlı olarak iki farklı moment – eğrilik ilişkisinin göz önüne alınması gerekir. Bilindiği üzere $r = d/2$ yarıçaplı bir daire kesitin çekirdek bölgesi aynı merkezli ve $r/4 = d/8$ yarıçaplı bir dairedir.

Boyutsuz dışmerkezlik değeri $e_j/d \leq 1/8$ ise Şekil 3'de gösterilen denge durumu göz önüne alınarak (j+1). elemanın boyutsuz eğriliği

$$\phi_{j+1} d = \frac{N_j e_j}{EI} d \quad (7a)$$

olarak ifade edilebilir. Burada E malzemenin basınçtaki elastisite modülü ve I kesitin eğilme eksenine göre eylemsizlik momentidir. Bu eylemsizlik momentinin değerinin $I = \pi d^4/64$ ve kesit alanının $A = \pi d^2/4$ olduğu dikkate alındığında (7a) ifadesi

$$\phi_{j+1} d = \frac{N_j}{EA} \frac{16 e_j}{d} \quad (7b)$$

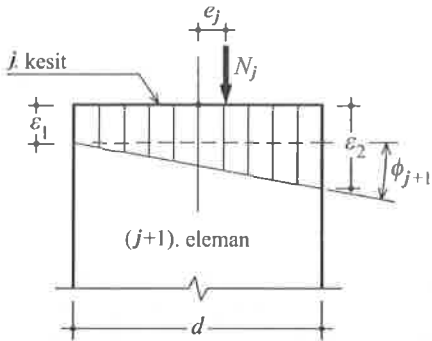
durumuna gelmiş olur.

Eğer boyutsuz dışmerkezlilik $1/8$ 'den büyük ise, $e_j/d > 1/8$, o zaman kesit Şekil 4 (a)'da görüldüğü gibi kısmen çatlamıştır. Bu durumda, tarafsız eksen derinliği olan a başta belirli olmadığı için eğrilik hemen yazılamaz. Tarafsız eksenin yerini ve daha sonra $\sigma_{\max} = \sigma_0$, $\varepsilon_{\max} = \varepsilon_0$ değerlerini ve eğriliği hesaplamak için genel olarak bir deneme – yanılma işlemi gereklidir. Ancak bu çalışmada, tarafsız eksen derinliğini ve en büyük gerilmeyi hesaplamak için [5] numaralı kaynakta verilen aşağıdaki yaklaşık ifadelerin kullanılması kolaylık sağlamaları dolayısıyla tercih edilmiştir:

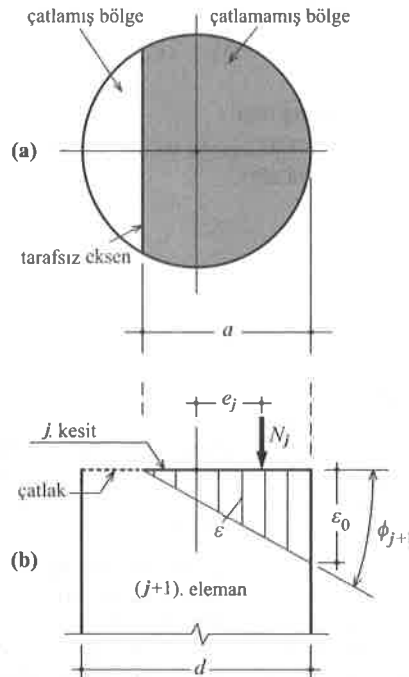
$$a \cong \frac{1}{2} \left[2.33 \left(1 - 2 \frac{e_j}{d} \right) + 0.58 \left(1 - 2 \frac{e_j}{d} \right)^3 \right] d \quad (8a)$$

$$\sigma_0 \cong 4 \left[\frac{0.372 + 0.056 \left(1 - 2 \frac{e_j}{d} \right)}{\left(1 - 2 \frac{e_j}{d} \right)^2} \right] \frac{N_j}{d^2} \quad (8b)$$

Yapılmış olan sayısal hesaplar bu ifadelerin gerçek sonuçlara çok yakın değerler verdiğini, hata paylarının çoğunlukla %1'in altında kaldığını, dolayısıyla güvenle kullanılabileceklerini göstermiştir.



Şekil 3. Çatlamamış bir kesitte şekil değiştirmeler ve eğrilik



Şekil 4. (a) Kısmen çatlamış bir kesit, (b) Kesitteki şekil değiştirmeler ve eğrilik

Dolayısıyla, kısmen çatlamış bir kesit için eğrilik, Şekil 4 (b) dikkate alınarak

$$\phi_{j+1} = \frac{\varepsilon_0}{a} = \frac{\sigma_0}{E a} \quad (9)$$

olarak ifade edilebilir. (8a) ve (8b) ifadelerinin (9)'a yerleştirilmesi ($j+1$). elemanın eğriliğini boyutsuz biçimde

$$\phi_{j+1}d = \frac{N_j}{EA} \frac{2\pi \left[0.372 + 0.056 \left(1 - 2 \frac{e_j}{d} \right) \right]}{\left[2.33 \left(1 - 2 \frac{e_j}{d} \right) + 0.58 \left(1 - 2 \frac{e_j}{d} \right)^3 \right] \left(1 - 2 \frac{e_j}{d} \right)^{3/2}} \quad (10)$$

şeklinde vermiş olur.

(7b) ve (10) eğrilik bağıntıları tek bir ifade altında

$$\phi_{j+1}d = \frac{N_j \lambda_j}{EA} \quad (11)$$

olarak yazıldığında bu ifadedeki λ_j terimi

$$\lambda_j = \begin{cases} 16 e_j / d & \leftarrow 0 \leq \frac{e_j}{d} \leq \frac{1}{8} \\ \frac{2\pi \left[0.372 + 0.056 \left(1 - 2 e_j / d \right) \right]}{\left[2.33 \left(1 - 2 e_j / d \right) + 0.58 \left(1 - 2 e_j / d \right)^3 \right] \left(1 - 2 e_j / d \right)^{3/2}} & \leftarrow \frac{1}{8} \leq \frac{e_j}{d} < \frac{1}{2} \end{cases} \quad (12)$$

olarak karşımıza çıkmış olur.

(4a) ifadesi (11) ifadesine yazılıp gerekli düzenleme yapıldığında ($j+1$). elemanın boyutsuz eğriliği aşağıdaki biçimi alır:

$$\phi_{j+1}d = \frac{\gamma d}{E} \xi \left(n \frac{V}{W} + j \right) \lambda_j \quad (13)$$

Burada $\gamma = W / (\pi d^2 h / 4)$ kolonun birim hacim ağırlığını göstermektedir.

Çözüm İşlemi

Alta ankastre üstte serbest olan daire kesitli prizmatik bir yığma kolon için V/W , e/d ve (13) ifadesinde görülen $\gamma d/E$ parametresinin atanacak değerleri için deprem katsayısına karşı tepe yatay yer değiştirmesi eğrisi, $c - \delta$, ve en büyük deprem katsayısı değeri, C_{maks} ; (6), (12), (13), (3) ve (5) bağıntıları sırayla kullanılarak elde edilebilir.

Bunun için kolon hesap maksadıyla yeterli sayıda elemana bölünür ve böylece ξ parametresi bilinen bir değer olur. Yapılan hesaplar bu parametre için 0.20 ve 0.25 değerlerinin uygun değerler olduğunu göstermiştir. Daha büyük değerler yanıltıcı ya da yanlış sonuçlara sebep olabilmektedir. Deprem katsayısı c 'nin küçük bir değeri ile başlayıp ve bu değere karşı kolon üst kesit dönmesi β için bir deneme değeri atayıp, önce (6) daha sonra da (12) ve (13) bağıntılarının

kullanılmasıyla $j = 0$ için $\phi_1 d = 16 \frac{\gamma d}{E} \xi n \frac{V}{W} \frac{e_t}{d}$ değeri elde edilir. Dolayısıyla (3) ifadesi

$\frac{v_1}{d} = \frac{e_t}{d} + \xi \beta - 8 \frac{\gamma d}{E} \xi^3 n \frac{V}{W} \frac{e_t}{d}$ sonucunu verir. Ardından, bahsedilen bağıntılar aynı sırayla ancak $j = 1$ için kullanılıp v_2/d ve böylece devam edilip diğer kesitler için boyutsuz ötelenme değerleri hesaplanır.

(13) ifadesinde j indisi $n - 1$ 'e ulaştığında kolon tabanında (ankastre mesnet) dönmenin sıfır olduğunu ifade eden

$$\beta = \sum_{i=1}^n \alpha_i = \sum_{i=1}^n \xi \phi_i d \quad (14)$$

yakınsanlık kriteri kontrol edilir. $\beta - \sum_{i=1}^n \xi \phi_i d > 0$ olması durumunda β 'nin azaltılmış bir değeri ile,

aksi durumda ise artırılmış bir değeri ile çözüm işlemi tekrarlanır. Hesabı bitirmek için yeterince küçük bir tolerans olan 0.00005 radyan değeri seçilebilir. Başta atanmış olan c deprem katsayısına karşı gelen doğru β değeri böylece belirlendikten sonra, kolon tepe yatay ötelenmesi olan $v_n = \delta$ değeri (3) ifadesinden hemen hesaplanabilir.

Çözüm işlemi tedrici olarak artırılan c ve β değerleri ile bu şekilde tekrarlanıp, $c - \delta$ (veya $c - \delta/h$) eğrisi çizilebilir ve kolonun dayanabileceği en büyük yatay deprem etkisini temsil eden c_{maks} değeri belirlenebilir. β açısının kolonun denge durumu ile uyumlu en büyük değeri kolon tabanında boyutsuz dışmerkezliği 0.5 yapan değerdir. Çekme almayan malzeme kabulünden dolayı, daha büyük β değerleri için kolonda denge koşulunun sağlanamayacağı açıktır.

Tekrar vurgulamakta fayda vardır ki, çalışmanın ana amacı kolonların yatay deprem etkilerine karşı dayanımlarını basitçe belirlemek olduğundan yukarıda açıklanmış olan kuvvet esaslı hesap şekli benimsenmiştir.

Hesaplar C++ programlama dilinde yazılmış olan bir bilgisayar programı yardımıyla yapılmıştır.

UYGULAMA VE TARTIŞMA

Anlatılmış olan hesap modeli ve çözüm işleminin kullanımını göstermek ve böylece daire kesitli bir yığma kolonun yatay deprem etkilerine karşı dayanımını belirlemek için mevcut bir tarihi yapının kolonu ele alınmıştır. Seçilen kolon Sultan Ahmet Camisi'nin devasa boyutlardaki dört kolonundan biridir. Yapının kolonları özdeş boyutlarda olup, her biri 5.40 m çapa ve 18.00 m yüksekliğe sahiptir. Kalın çevre duvarları ile birlikte bu kolonlar yapının ana taşıyıcı elemanlarını oluşturmaktadır. Bir deprem durumunda bu elemanların yatay yüke dayanma kapasiteleri hayati bir öneme sahiptir.

Kolonların dışı dalgalı bir mermer dekorasyona sahiptir. Bu dekorasyon örtüsünün ince olduğu düşünüldüğünden hesaplarda dikkate alınmamıştır. Diğer yandan, literatürde açık bir bilgiye ulaşılamadığından, bu boyutlardaki kolonların mermer dekorasyonun hemen altında kesme taşıla örülmüş bir dış tabaka ile sıkıştırılmış dolgu malzemeden oluşan iç bölümden oluştuğu varsayılmıştır, Şekil 5 (a). Hesapları yapabilmek için Şekil 5 (b)'de gösterildiği gibi bir eşdeğer homojen malzeme kabulü yapılmıştır.

Eşdeğer homojen malzemenin mekanik özelliklerini belirlemek için aşağıdaki yaklaşım kullanılabilir: Taş ve dolgu kısımlar için elastisite modülü ve alan değerleri sırasıyla E_t , A_t ve E_d , A_d olarak alınırsa, eşdeğer malzemenin elastisite modülü bir N eksenel kuvveti altında eksenel şekil değiştirmelerin eşit olması düşüncesiyle elde edilebilir. Taş ve dolgu kısımların N 'den alacağı paylar N_t ve N_d olarak gösterilirse, şekil değiştirmelerin eşitliği

$$\frac{N}{E_{es}(A_t + A_d)} = \frac{N_t}{E_t A_t} = \frac{N_d}{E_d A_d} \quad (15a)$$

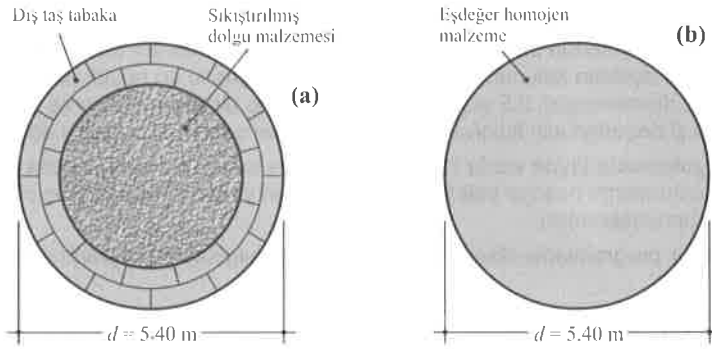
olarak yazılır ve buradan

$$N_t = \frac{NE_t A_t}{E_t A_t + E_d A_d} \quad \text{ve} \quad N_d = \frac{NE_d A_d}{E_t A_t + E_d A_d} \quad (15b,c)$$

değerleri elde edilir. Böylece (15b) veya (15c) ifadesinin (15a)'ya yazılmasıyla eşdeğer malzemenin elastisite modülü

$$E_{eş} = \frac{E_t A_t + E_d A_d}{A_t + A_d} \quad (15d)$$

olarak belirlenmiş olur. Bu son ifadeden görülebileceği gibi $E_{eş}$ değeri taş ve dolgu kısımların alanlarına da bağlıdır. İstanbul'daki büyük camiler gibi önemli yapılarda Osmanlılar çoğunlukla Küfeki taşı kullanmışlardır. Bu malzemenin özellikleri Arıoğlu ve arkadaşları [2] tarafından incelenmiş ve elastisite modülü için ortalama 2.0×10^4 MPa değerini belirlemişlerdir. Burada, göz önüne alınan kolonun taş kabul edilen kısmı için bu değer alınmıştır. Dolgu kısma gelince, buradaki malzeme için ise kabaca $E_d = E_t / 5 = 4.0 \times 10^3$ MPa değeri kabul edilmiştir.



Şekil 5. (a) Kolon için varsayılan kesit, (b) Eşdeğer homojen malzemeden oluşan kesit

Diğer taraftan, kapsamlı bir literatür araştırması yapılmış olmasına rağmen, bahsedilen taş tabakanın ne kalınlıkta olabileceği konusunda bir çalışma ya da dökümana rastlanamamıştır. Bu yüzden taş tabaka için üç farklı kalınlık değeri düşünülmüş ve bunlara bağlı olarak elde edilen $E_{eş}$ değerlerinin ortalamasından yararlanılmıştır. Tablo 1'de düşünülen kalınlıklar, bunlar için elde edilen $E_{eş}$ değerleri ve ortalama $E_{eş}$ değeri verilmiştir. Gerçek değerlerin bilinmediği dikkate alınarak tablodaki ortalama değer biraz artırılarak hesaplarda $E_{eş} = 1.2 \times 10^4$ MPa değeri kullanılmıştır. Bu değere karşı gelen taş tabaka kalınlığı 0.791 m olarak hesaplanmaktadır ki, bu değer de $A_t = A_d = 11.45$ m² alan değerlerini netice vermektedir.

Birim hacim ağırlığı taş malzeme için $\gamma_t \approx 24$ kN/m³ alınmış [2], dolgu malzemesi için ise $\gamma_d \approx 21$ kN/m³ değeri kabul edilmiştir. Dolayısıyla eşdeğer malzemenin birim hacim ağırlığı

$$\gamma_{eş} = \frac{A_t \gamma_t + A_d \gamma_d}{A_t + A_d} = \frac{11.45 \times 24 + 11.45 \times 21}{22.90} = 22.50 \text{ kN/m}^3 \quad (16)$$

olarak hesaplanmıştır.

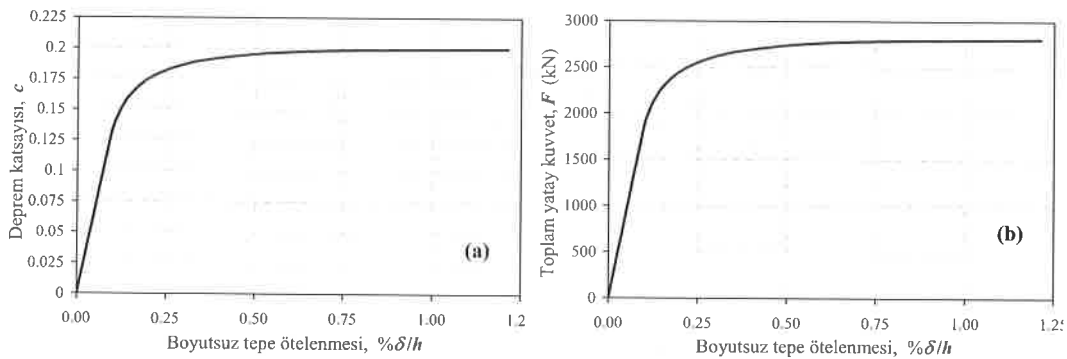
Table 1. Taş tabakanın kalınlığına bağlı olarak elde edilen $E_{eş}$ değerleri ve ortalama $E_{eş}$ değeri

Taş tabaka kalınlığı (m)	$E_{eş}$ (MPa)
0.50	9380
0.75	11650
1.00	13656
Ortalama	11562

Diğer taraftan, yapının elemanları arasındaki yük iletiminin karışık olduğu açık olsa da, yine de yapı geometrisi göz önüne alınarak kolona iletilen tepe yükü yaklaşık olarak belirlenebilir. Ana kubbenin, iki ana kemerin, bir pandantifin, bir yarım kubbenin ve kolon üzerindeki ağırlık kulesinin ağırlık katkıları dikkate alınarak kolon üzerine gelen düşey yük yaklaşık olarak 8000 kN olarak elde edilmiştir. Bu değer in elde edilışindeki kaçınılmaz hatalar da dikkate alınıp, biraz büyütmeden sonra eksenel yük değeri $V = 9275$ kN olarak alınmıştır ki bu, kolonun kendi ağırlığına (W) eşit bir değer olmaktadır.

Tüm bu hazırlık bilgilerinden sonra, kolonun hesabında esas olacak sayısal değerler şöylece özetlenebilir: $h = 18$ m; $d = 5.40$ m; $h/d = 3.333$; $\gamma_{cs} = 22.50$ kN/m³; $E_{es} = 1.2 \times 10^4$ MPa; $\gamma_{cs} d / E_{cs} = 1.0125 \times 10^{-5}$; $W = \gamma_{cs} (\pi d^2 / 4) h = 9275$ kN; $V = 9275$ kN ve $V/W = 1.00$. V tepe yükünün kolon üst kesatine merkezi olarak etkidiğı düşünölmüş, dolayısıyla $e/d = 0$ alınmıştır. Hesap için kolon $n = 20$ elemana bölünmüş, böylece bölümlendirme parametresi $\xi = h/nd \cong 0.167$ olarak bilinen bir değer olmuştur.

Kolon için elde edilen yatay deprem katsayısına karşı boyutsuz yatay ötelenme, $c - \delta/h$, eğrisi Şekil 6 (a)'da gösterilmiştir. Bu eğri statik olarak dikkate alınan artan yatay deprem yükleri altında kolon davranışının ana özelliklerini ortaya koymaktadır. Kolon başlangıçta doğrusal olarak yükselen bir $c - \delta/h$ ilişkisi sergilemektedir. Bu bölgede tepe yatay ötelenmesi ve onun yatay yük altında artış oranı küçüktür. Bu bölge kolonun çatlaksız yani elastik durumunu göstermektedir. Ancak kolonda yaklaşık $c = 0.055$ deprem katsayısına karşı gelen yatay yükler altında ilk çatlama oluşmaktadır. Bu aşamadan sonra kolon artırılan yatay yüklemeyi taşımaya devam ederken yavaş yavaş yatay rijitliğı, yani $c - \delta/h$ eğrisinin eğimi gittikçe azalmaktadır. Bu durum ilk oluşan çatlağın derinleşmesi ve yeni çatlakların oluşması şeklinde yorumlanabilir. Böylece artırılan yatay yüklemenin kolon tarafından taşınabilecek nihai değerini belirleyen deprem katsayısı $c_{maks} \cong 0.200$ olarak ve karşı gelen üst kesit ötelenme ve boyutsuz ötelenme değerleri de sırasıyla 218 mm ve %1.21 olarak hesaplanmıştır. Bu durum için kolon taban kesitindeki boyutsuz dışmerkezlik değeri ise $e_{20}/d \cong 0.476$ olarak belirlenmiştir. $c - \delta/h$ eğrisinin açıklanan bu tepe noktasından sonra $e/d = 0.5$ sınır değerine kadar kolonun denge durumu artık kararlı değildir. Açıklanmış olduğu gibi benimsenmiş olan hesap şekli yer değıştirme esaslı değil, kuvvet esaslı olduğundan ve ana hedef olan c_{maks} değeri de belirlenmiş olduğundan, $c - \delta/h$ eğrisinin tepe noktasının çalışma açısından bir önemi yoktur.

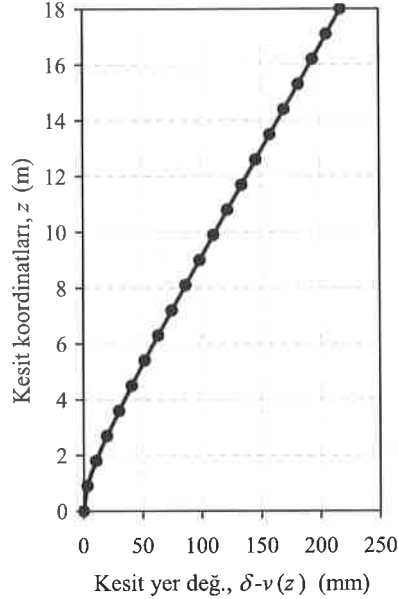


Şekil 6. Kolon için elde edilen (a) $c - \delta/h$, (b) $F - \delta/h$ eğrileri

Kolon tarafından taşınabilen toplam yatay yük hakkında da bir fikir edinebilmek için artan yatay yüke karşı boyutsuz tepe yatay ötelenmesi, $F - \delta/h$, eğrisi belirlenip Şekil 6 (b)'de gösterilmiştir. Kolonun karşı koyabildiğı en büyük toplam yatay kuvvet yaklaşık 2810 kN olarak hesaplanmıştır.

Şekil 7 göz önüne alınmış olan kolonun dayanabildiğı en büyük yatay yük altındaki şekil değıştirmiş durumunu büyütölmüş bir halde göstermektedir. Kolon taban bölümünde, üst ve orta bölümlere kıyasla, derin çatlamalardan kaynaklanmış olan büyük eğrilik açıkça görölebilmektedir.

Ele alınmış olan bu örnekten görülmektedir ki, statik esaslı bir hesap şekli benimsenerek ve sunulan düzenlenmiş model kullanılarak, daire kesitli donatısız bir yığma kolonun yatay deprem kuvvetlerine karşı dayanma gücü, kolonun dinamik özelliklerine ihtiyaç duyulmadan belirlenebilmektedir.



Şekil 7. En büyük yatay yük altında kolonun şekil değiştirmiş hali

SONUÇLAR

Deprem bölgelerindeki tarihi yapıların mevcut dayanımlarının belirlenmesi onların korunması için gerekli olabilecek mühendislik müdahalelerine yön verecek önemli ilk aşamalardan biridir. Bu çalışmada bazı tarihi yapılarda ana taşıyıcı elemanlar arasında yer alan daire kesitli yığma kolonların deprem etkilerinin yatay bileşenine karşı dayanma gücü belirlenmeye çalışılmıştır. Bu amaçla, deprem etkilerine statikçe eşdeğer yatay yükler dikkate alınıp, literatürde mevcut ve dikdörtgen kesitli yığma elemanlar için geliştirilmiş olan bir hesap modeli daire kesitli kolonlar için düzenlenerek kullanılmıştır. Modelin ve hesap şeklinin uygulaması Sultan Ahmet Camisi'nin dairesel kolonlarından biri üzerinde gösterilmiştir. Kullanılan model ve hesap şekli ile kolonların dinamik özelliklerine ihtiyaç duyulmadan onların yatay deprem dayanımlarının kolayca ve çabuk bir şekilde belirlenebileceği görülmüştür.

Kaynaklar

- [1] Lourenço P.B., Analysis of historical constructions: From thrust-lines to advanced simulations. Historical Constructions, P.B. Lourenço, P. Roca (Eds.), 91-116, Guimarães, 2001
- [2] Arıoğlu N., Tugrul A., Zarif İ.H., Girgin Z.C., Arıoğlu E., Küfeki taşının dayanıklılık analizi: Şehzade Camii örneği, www.ym.com.tr/formdata/PDF/kufeki1.pdf, 1999
- [3] La Mendola L., Papia M. and Zingone G., Stability of masonry walls subjected to seismic transverse forces, J Struct Eng-ASCE, 121(11): 1581-1587, 1995
- [4] La Mendola L. and Papia M., Stability of masonry piers under their own weight and eccentric load, J Struct Eng-ASCE, 119 (6): 1678-1693, 1993
- [5] İnönü M., Cisimlerin Mukavemeti. İstanbul Teknik Üniversitesi Vakfı, İstanbul, 1988