

T.C.
HARRAN ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**DİKDÖRTGEN KESİTLİ YIĞMA KOLONLARIN YATAY
YERDEĞİŞTİRME RİJİTLİKLERİNİN BELİRLENMESİ**

Ayten ŞENOCAK

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

ŞANLIURFA

2009

Doç. Dr. M. Arif GÜREL danışmanlığında, Ayten ŞENOCAK' ın hazırladığı “Dikdörtgen Kesitli Yığma Kolonların Yatay Yerdeğiştirme Rijitliklerinin Belirlenmesi” konulu bu çalışma 28/01/2009 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından İnşaat Mühendisliğı Anabilim Dalı' nda Yüksek Lisans tezi olarak kabul edilmiştir.

Danışman : Doç. Dr. M. Arif GÜREL

Üye : Doç. Dr. Zireddin MEMMEDOV

Üye : Doç. Dr. Murat KISA

Bu Tezin İnşaat Mühendisliğı Anabilim Dalında Yapıldığını ve Enstitümüz Kurallarına göre Düzenlendiğini Onaylarım

Prof. Dr. İbrahim BOLAT
Enstitü Müdürü

Not: Bu tezde kullanılan özgün ve başka kaynaktan yapılan bildirişlerin, çizelge, şekil ve fotoğrafların kaynak gösterilmeden kullanımı, 5846 sayılı Fikir ve Sanat Eserleri Kanunundaki hükümlere tabidir.

İÇİNDEKİLER

	Sayfa No
ÖZ	i
ABSTRACT	ii
TEŞEKKÜR	iii
ÇİZELGELER DİZİNİ	iv
ŞEKİLLER DİZİNİ	v
SİMGELER DİZİNİ	vi
1. GİRİŞ	1
2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR	6
3. MATERYAL ve YÖNTEM	8
3. 1. Kolon Malzemesi İçin Yapılan Kabuller	8
3. 2. Kolon Geometrisi, Yükleme Durumu ve Hesapta Kullanılan Sayısal Yöntem	9
3. 2. 1. <i>j</i> . kesitteki dışmerkezlik	13
3. 2. 2. <i>j</i> . elemanın ağırlık merkezinin koordinatının hesaplanması	14
3. 2. 3. <i>j</i> . elemanın eğriliği	15
3. 3. Çözüm İşlemi	18
4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA	20
4. 1. Bazı Kolonlar Üzerinde Yöntemin Uygulamaları	20
4. 1. 1. Uygulama 1: 1 <i>m</i> kesit boyutlu, 7.5 <i>m</i> yükseklikli kolon	20
4. 1. 2. Uygulama 2: Süleymaniye Camisinin ana kolonlarından biri	24
4. 2. Parametrik İncelemeler	30
4. 2. 1. Kolon narınlığının etkisi	30
4. 2. 2. Kolona gelen düşey yükün kolon ağırlığına oranının etkisi	32
4. 2. 3. Esneklik parametresinin etkisi	33
4. 2. 4. Tepe yükünün dışmerkezliğinin etkisi	35
4. 2. 5. Kolonda bulunabilecek kusurların etkisi	37
5. SONUÇLAR ve ÖNERİLER	41
KAYNAKLAR	44
ÖZGEÇMİŞ	46
ÖZET	47
SUMMARY	48

ÖZ

Yüksek Lisans Tezi

DİKDÖRTGEN KESİTLİ YIĞMA KOLONLARIN YATAY YERDEĞİŞTİRME RİJİTLİKLERİNİN BELİRLENMESİ

Ayten ŞENOCAK

Harran Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Doç. Dr. M. Arif GÜREL

Yıl: 2009, Sayfa: 48

Kolonlar ve duvarlar çoğu tarihi yığma yapının ana taşıyıcı elemanlarıdır. Deprem kuvvetlerine karşı direnç için bu elemanların yatay rijitliği önemli bir parametredir. Depremler yığma yapılarda çatlamalara neden olarak kolon ve duvarların yatay yerdeğiştirme rijitliğini azaltırlar. Bu tez çalışmasında, çatlama ve ikinci merteye etkileri hesaba katan etkili bir sayısal yöntem kullanılarak dikdörtgen kesitli donatısız yığma kolonların yatay yerdeğiştirme rijitlikleri belirlenmektedir. Elde edilen yatay kuvvet - yatay yerdeğiştirme ilişkisi esas alınarak kolonların davranışı ilk çatlama ve maksimum dirence karşı gelen iki sınır durumla karakterize edilmektedir. Örnek bir kolon için bu sınır durumlarındaki yatay rijitlik değerleri belirlenip birbiriyle karşılaştırılmaktadır. Buradan elde edilen sonuçlar, yatay rijitliğin doğrudan yerdeğiştirmenin büyüklüğü ve dolayısıyla çatlama düzeyi ile ilişkili olduğunu göstermektedir. Çalışmada ayrıca parametrik analizler yapılarak; kolon narınlığı, kolona gelen düşey tepe yükünün kolonun kendi ağırlığına oranı, esneklik parametresi, tepe yükünün dışmerkezliği ve varsa kolonun düşeyden sapma açısı gibi parametrelerin yatay rijitliğe etkisi de araştırılmaktadır.

ABSTRACT

MSc Thesis

DETERMINATION OF THE LATERAL STIFFNESS OF UNREINFORCED MASONRY RECTANGLE COLUMNS

Ayten ŞENOCAK

**Harran University
Graduate School of Natural and Applied Sciences
Department of Civil Engineering**

Supervisor: Assoc. Prof. Dr. M. Arif GÜREL

Year: 2009, Page: 48

Columns and walls are main load-bearing elements of most historical masonry structures. In resisting seismic forces, the lateral stiffness of these elements is an important parameter. Earthquakes may cause cracks in the masonry and this reduces the lateral stiffness of the columns and walls. Using an efficient numerical method which takes into account the cracking and the second-order effects, this thesis investigates the lateral stiffness of unreinforced masonry columns with rectangular cross-section. On the basis of the obtained lateral force versus lateral displacement relationships, the behavior of the columns is characterized by two limit states corresponding to the first cracking and maximum resistance. For an example column, the lateral stiffness values at these limit states are determined and compared with each other. The results show that the lateral stiffness is directly related to the magnitude of displacement and hence the level of cracking. Moreover, implementing parametric analyses, the effects of some parameters such as; column slenderness, vertical top load to column self weight ratio, flexibility parameter, eccentricity of the vertical top load and the angle of tilt, if any, on the lateral stiffness of the column are also investigated.

TEŐEKKÖR

Bu tez alıőmasında desteklerinden ve yardımlarından dolayı tez danışmanım değerli hocam Sayın Doç. Dr. M. Arif GÜREL beye, yardımlarını esirgemeyen Sayın Yrd. Doç. Dr. Recep Kadir PEKGÖKGÖZ beye ve bilgisayar programlarındaki yardımlarından dolayı Sayın Okt. Cengiz GÖK beye, tüm bölüm hocalarıma, ayrıca maddi ve manevi desteklerini esirgemeyen aileme teşekkürlerimi sunarım.

ÇİZELGELER DİZİNİ

	Sayfa No
Çizelge 4.1. Örnek kolonun yatay kuvvet – yatay yerdeğiştirme sınır durumları	22
Çizelge 4.2. Örnek kolonun sınır durumlardaki yatay rijitlik değerleri	23
Çizelge 4.3. Farklı h/b narinlik değerleri için sınır durumlardaki yatay rijitlik değerleri	32
Çizelge 4.4. Farklı V/W değerleri için karakteristik noktalardaki yatay rijitlik değerleri	33
Çizelge 4.5. Farklı esneklik değerleri için karakteristik noktalardaki yatay rijitlik değerleri	35
Çizelge 4.6. Farklı e_u/b boyutsuz dışmerkezlik değerleri için sınır durumlardaki yatay rijitlik değerleri	36

ŞEKİLLER DİZİNİ

	Sayfa No
Şekil 1.1. Sultan Ahmet Camisinin bir dairesel kolonu (sol resim) (Aslanapa, 2004) ve Kılıç Ali Paşa Camisinin bir dairesel kolonu (sağ resim)	2
Şekil 1.2. Saint-Philibert Kilisesinin dairesel tuğla kolonları (sol resim) (Toman, 1997) ve Rüstem Paşa Camisinin çini kaplı bir sekizgen kolonu (sağ resim) (Aslanapa, 2004)...	3
Şekil 1.3. Sainte-Gertrude Kilisesinin dikdörtgen tuğla kolonları (sol resim) (Toman, 1997) ve Sinan Paşa Camisinin bir altıgen kolonu (sağ resim) (Günay, 2005).....	3
Şekil 3.1. Kolon malzemesinin σ - ε grafiği	9
Şekil 3.2.: (a) Dikdörtgen bir yığma kolonun geometrisi ve yükleme durumu (b) Bu kolonun n tane eşit yükseklikli elemana bölünmesi	10
Şekil 3.3. Kolonun göz önüne alınan yükleme durumu altında şekil değiştirmiş hali	11
Şekil 3.4. Çatlamamış bir j . kesitte şekil değiştirmeler ve eğrilik	15
Şekil 3.5. Çatlamış bir j . kesitte şekil değiştirmeler ve eğrilik	18
Şekil 4.1. Sabit kare kesitli yığma kolon	20
Şekil 4.2. Kolonun yatay kuvvet - yatay yerdeğiştirme (H - δ) grafiği	21
Şekil 4.3. Kolon için belirlenen H - δ grafiğinin idealleştirilmiş hali	22
Şekil 4.4. Kolonun yatay rijitlik - yatay yerdeğiştirme (K - δ) grafiği	24
Şekil 4.5. Süleymaniye Camisinin genel bir görünüşü ve planı (Arioğlu ve Anadol, 1973)	25
Şekil 4.6. Süleymaniye Camisinin ana kolonlarından birinin görünüşü	26
Şekil 4.7. İtalyadaki Noto Katedralinin kolonlarından birinin kesit yapısı (Binda ve ark. 2003)	27
Şekil 4.8. Süleymaniye camisi ana kolonlarından birinin: (a) gerçek, (b) hesap için idealleştirilmiş haldeki kesiti	28
Şekil 4.9. Süleymaniye Camisi kolonunun yatay kuvvet - yatay yerdeğiştirme grafiği	29
Şekil 4.10. Süleymaniye Camisi kolonunun yatay rijitlik - yatay yerdeğiştirme grafiği	29
Şekil 4.11. Farklı narinliklere sahip üç kolonun yatay kuvvet – yatay yerdeğiştirme ($H - \delta$) grafikleri	31
Şekil 4.12. Farklı narinliklere sahip üç kolon için yatay rijitlik – yatay yerdeğiştirme ($K - \delta$) grafikleri	31
Şekil 4.13. Farklı V/W oranları için yatay kuvvet – yatay yerdeğiştirme ($H - \delta$) grafikleri	32
Şekil 4.14. Farklı V/W oranları için yatay rijitlik – yatay yerdeğiştirme ($K - \delta$) grafikleri	33
Şekil 4.15. Farklı esneklik parametreleri için yatay kuvvet - yatay yerdeğiştirme ($H - \delta$) grafikleri	34
Şekil 4.16. Farklı esneklik parametreleri için yatay rijitlik - yatay yerdeğiştirme ($K - \delta$) grafikleri	34
Şekil 4.17. Tepe yükünün boyutsuz dışmerkezliğinin farklı değerleri için yatay kuvvet – yatay yerdeğiştirme ($H - \delta$) grafikleri	35
Şekil 4.18. Tepe yükünün boyutsuz dışmerkezliğinin farklı değerleri için yatay rijitlik – yatay yerdeğiştirme ($K - \delta$) grafikleri	36
Şekil 4.19. Tarihi yapı kolonlarında bulunabilecek bazı kusurlar (a) zamanla oluşan eğilme, (b) düşeyden sapma, (c) kolon tabanında kırılma	37
Şekil 4.20. (a) Düşeyden sapsmış bir kolon (b) bu kolona eşdeğer düşey kolon ve elemanlara bölünmüş durumu	38
Şekil 4.21. Eşdeğer düşey kolonun şekil değiştirmiş hali	38
Şekil 4.22. Ele alınan kolon için düşeyden sapma açısının çeşitli değerleri için elde edilen yatay kuvvet – yatay yerdeğiştirme ($H - \delta$) grafikleri	40
Şekil 4.23. Kolonun yatay rijitlik – yatay yerdeğiştirme ($K - \delta$) grafikleri	40

SİMGELER DİZİNİ

a	Kolon kesit boyutu
α_j	Her bir elemana karşılık gelen açı
b	Kolon kesit boyutu
β	Kolonun üst kesitindeki dönme miktarı
e_u	Düşey tepe yükünün dışmerkezlik değeri
E	Elastisite modülü
ε	Şekildeğiştirme
σ	Gerilme
h	Kolon yüksekliği
H	Kolona etkileyen yatay kuvvet
I	Atalet momenti
K	Kolonun yatay rijitliği
M	Moment
n	Kolonun eşit yükseklikli eleman sayısı
N	Normal kuvvet
r_j	j . elemanın eğrilik yarıçapı
θ	Kolonun düşeyden sapma açısı
V	Kolona etkileyen düşey kuvvet
w	Kolonun birim yüksekliğinin ağırlığı
W	Kolonun toplam ağırlığı
y_j	j . kesitin geometrik merkezinin y koordinatı
y_{Gi}	j . elemanın ağırlık merkezinin y koordinatı
ζ	Boyutsuz eleman yüksekliği
θ	Kesitteki dönme miktarı
γ	Kolon malzemesinin birim hacim ağırlığı
δ	Kolonun üst kesitinin yatay yerdeğiştirme

1. GİRİŞ

İnsanoğlu barınma amacıyla ilk olarak mağara ve ağaç kovuğu gibi doğal olanaklardan yararlanmıştır. Ancak, akli sayesinde zaman içinde bu mekanlarla yetinmeyip, daha rahat barınmak ve diğer bazı ihtiyaçlarını karşılamak amacıyla ahşapla birlikte, doğal taşlardan, çamuru kalıplara döküp pişirdiği malzemeden (tuğladan) ya da çamura saman katıp kalıplara dökerek kuruttuğu malzemeden (kerpiçten) yararlanarak çeşitli yapılar yapmıştır. Günümüzde de insanoğlu yukarıdaki geleneksel malzemeler yanında, beton, betonarme, çelik, alaşımlar, lifli malzemeler (kompozitler), nanoteknoloji ile ürettiği malzemeler gibi birçok modern malzeme ile yapı yapma faaliyetine doğal olarak devam etmektedir.

Taş, tuğla ve kerpiç birimlerin yan yana ve/veya üst üste dizilmesiyle oluşturulan yapılara “yığma (kargir, kagir) yapılar” adı verilir. Yığma yapı tarzı barınma yapıları ile birlikte, köprüler, su yapıları, tüneller, hamamlar, ibadet yapıları, okullar, askeri yapılar, idari yapılar, saraylar gibi hemen her tür yapının inşasında kullanılmıştır. Geçmişte inşa edilen ve dolayısıyla tarihi özelliikte olan bu yapıların bir kısmı, bakımsızlık, savaşlar, depremler ya da diğer çeşitli nedenlerle kısmen ya da tamamen yıkılırken, özellikle toplumsal öneme sahip olanların bir bölümü korunup, günümüze kadar ayakta kalabilmişlerdir. Ayakta kalabilenler içinde bazıları tüm insanlığın tarihi ve kültürel mirasının en değerli varlıkları arasında sayılmaktadır (Tomazevic, 1999). Dünyanın çeşitli yerlerinden örnek verilebilecek çok sayıda cami, katedral, saray, köprü, su kemeri ve ev bu sınıfa giren ve dolayısıyla tüm insanlık tarafından korunup gelecek nesillere iletilmesi gereken paha biçilmez yapılardır.

Tarihi yapılar incelendiğinde kubbe, tonoz, kemer, pendantif (gerdanlık), kasnak, döşeme gibi elemanlarla duvar, kolon ve payanda gibi taşıyıcı elemanların olduğu ve doğal olarak temellerin bulunduğu görülmektedir (Karaesmen, 2008). Duvarlar ve kolonlar yığma yapıların ana düşey taşıyıcı elemanları olup, düşey yükler yanında, rüzgar ve deprem gibi yatay etkiler durumunda oluşan yatay kuvvetleri taşıyıp yapı temellerine aktarma görevini yerine getirirler.

Tarihi yapılarda çok çeşitli kesit şekillerine sahip kolonlar inşa edilmiştir. Dikdörtgen ve daire kesitli olanlar yanında, düzgün çokgen (sekizgen, altıgen vs.)

kesitli, +, T ve L gibi kesitlere sahip olanlara da rastlanılmaktadır. Şekil 1.1, 1.2 ve 1.3'de tarihi yapı kolonlarına birkaç örnek görülmektedir.

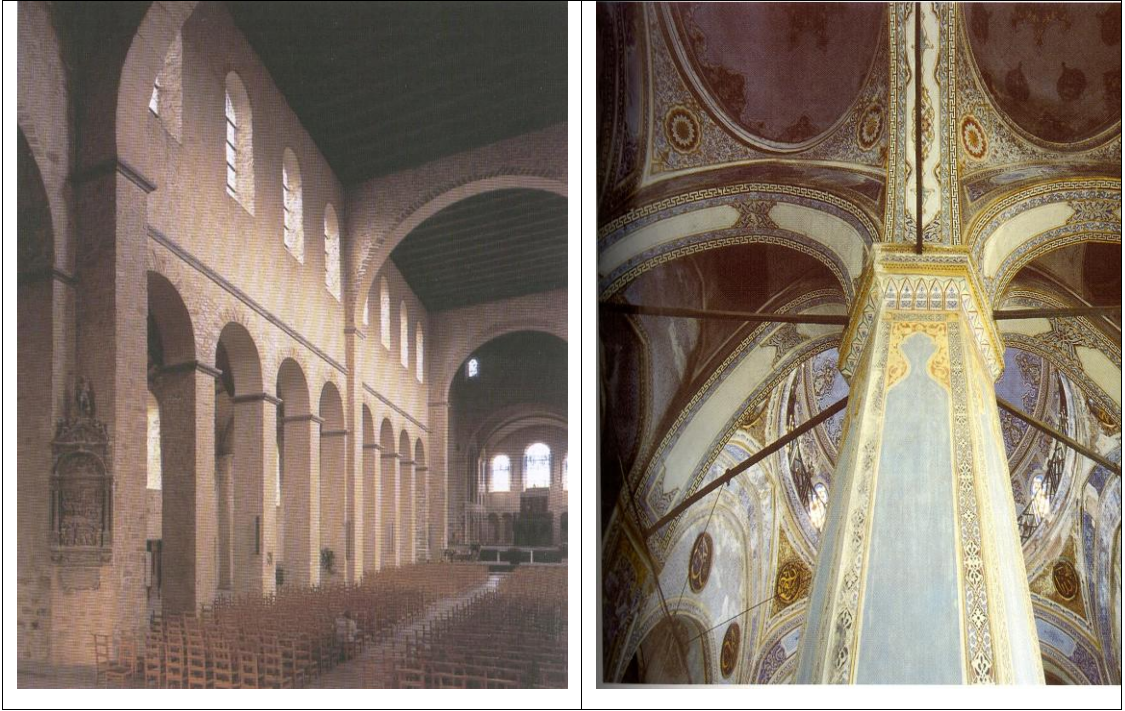
Gevrek yapıları olduklarından taş, tuğla ve kerpiç gibi malzemelerin basınç dayanımı çoğunlukla iyi, ancak çekme dayanımları düşüktür. Bu malzemeler kullanılarak oluşturulmuş olan tarihi yapıların hemen hepsi yalnızca düşey yükler dikkate alınarak tasarlanıp inşa edilmişlerdir. Bu yapıları inşa edenler, kullandıkları malzemeyi o günün olanaklarına göre oldukça iyi tanımış, malzemenin kuvvetli ve zayıf yönlerini dikkate almışlardır. Dolayısıyla, kemer, kolon, payanda gibi taşıyıcı elemanları, kesitlerinde çekme oluşmayacak boyutlar vererek inşa etmişlerdir.



Şekil 1.1. Sultan Ahmet Camisinin bir dairesel kolonu (sol resim) (Aslanapa, 2004)
ve Kılıç Ali Paşa Camisinin bir dairesel kolonu (sağ resim)



Şekil 1.2. Saint-Philibert Kilisesinin dairesel tuğla kolonları (sol resim) (Toman, 1997) ve Rüstem Paşa Camisinin çini kaplı bir sekizgen kolonu (sağ resim) (Aslanapa, 2004)



Şekil 1.3. Sainte-Gertrude Kilisesinin dikdörtgen tuğla kolonları (sol resim) (Toman, 1997) ve Sinan Paşa Camisinin bir altıgen kolonu (sağ resim) (Günay, 2005)

Deprem bölgelerinde yer alan her türlü yapı ve bu arada tarihi yapılar için en büyük risklerden biri hiç kuşkusuz muhtemel deprem etkileridir. Dünyanın değişik yerlerinde meydana gelmiş olan depremler, neredeyse tamamı deprem etkisi dikkate alınmadan oluşturulmuş olan tarihi yapıların bu etkiler altında ne kadar hasar görebilir yapılar olduklarını açıkça göstermiştir. Gelecek nesillere iletilmeleri bir sosyal sorumluluk olan bu özel yapıların muhtemel deprem etkilerine karşı korunabilmeleri ancak onların deprem davranışlarının mümkün olduğunca gerçeğe yakın bir şekilde anlaşılmasıyla mümkündür. Ancak bu sayede tarihi yapıların mevcut haldeki güvenlik düzeyleri gerçekçi bir şekilde belirlenebilir ve gerekiyorsa güçlendirilmeleri ve restorasyonları için uygun projeler geliştirilebilir.

Yığma yapı tekniği ile inşa edilmiş olan tarihi yapıların özellikle deprem gibi dinamik etkiler altında çözümlenmelerinin oldukça zor bir iş olduğunu belirtmek gerekir. Bu zorluğun başlıca nedenleri olarak; malzemenin davranışının doğrusal ve yapısının homojen olmaması, çekme gerilmelerinin düşük düzeylerinde dahi çatlamların oluşması, özellikle büyük kesitli duvar ve kolon türü elemanların iç yapısının birçok durumda bilinmemesi, dinamik etkilerdeki belirsizlikler ve hesaba alınmalarındaki güçlükler gibi faktörler sayılabilir (Lourenço, 2001). Dolayısıyla, örneğin Sonlu Elemanlar Yöntemine dayalı bir yazılımla bir tarihi yapının bir elemanının ya da bir bölümünün değil de, bütününün dinamik analizi, belirtilen faktörlerle birlikte yapının gerçekçi bir şekilde modellenmesi için gereken sonlu eleman sayısının çok fazla olması ve buna bağlı olarak hesap süresinin artması yüzünden hiç de kolay bir iş değildir. Bütün bunlardan dolayı, tarihi yapılarla ilgili hesaplarda, yapının tümünün ele alınması yerine onun bölüm bölüm olarak ya da elemanlar bazında ele alınıp incelenmesi tavsiye edilmektedir (Lourenço, 2001).

Yukarıda belirtilmiş olduğu gibi duvarlar ve kolonlar tarihi yapıların ana düşey taşıyıcı elemanlarıdır. Bunların yatay kuvvetlere karşı rijitliği tüm yapının deprem davranışı açısından son derece önemlidir. Dolayısıyla bu elemanların yatay yerdeğiştirme rijitliklerinin gerçekçi olarak belirlenmesi önemli bir problemdir. Gevrek yapı malzemelerle oluşturulmuş olduklarından, orta ve büyük yatay etkiler altında bu elemanların kesitlerinde çatlamların oluşması kaçınılmazdır. Yatay kuvvet artışı ile mevcut çatlakların derinliği arttıkça ve yeni çatlaklar oluştuğunda rijitlikte sürekli bir düşme olacağı açıktır. Dolayısıyla, bu elemanlar için yatay

rijitliğin elemanların geometrik ve malzeme özellikleri ile birlikte yatay yerdeğiştirme düzeyine ve meydana gelen çatlamalara bağlı olduğu hemen söylenebilir. Literatüre bakıldığında yığma duvarların statik ve dinamik olarak uygulanan yatay kuvvetler altındaki davranışları ile ilgili çok sayıda çalışmanın yapılmış olduğu, buna karşılık yığma kolonlarla ilgili çalışma sayısının çok daha az olduğu görülmektedir. Bu boşluk dikkate alınarak bu tez çalışmasında; düşey bir konsol eleman olarak ele alınan, sabit dikdörtgen kesitli yığma kolonların yatay yerdeğiştirme rijitlikleri belirlenmeye çalışılmıştır. Bunun için üçüncü bölümde açıklanan etkili bir sayısal hesap yöntemi kullanılmıştır. Yatay rijitlik üzerinde kolonların geometrisi, mekanik özellikleri ve yükleme durumu gibi parametreler yanında, yatay yerdeğiştirme düzeyinin etkisi araştırılmıştır.

Tarihi yapılar incelendiğinde farklı şekillerde oluşturulmuş kolon türleri ile karşılaşılır. Yığma birimlerin harçla veya harçsız olarak örülmesiyle oluşturulan kolonlar yaygın olmakla birlikte, tek bir taştan oluşan kolonlar veya belli yükseklikteki kesme taşların üst üste konulmasıyla inşa edilmiş kolonlar da olduğu görülmektedir. Bu çalışmanın yalnızca en yaygın olan birinci türdeki kolonları kapsadığını belirtmek gerekir.

2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Literatürde donatısız yığma kolonlarla ilgili olarak yapılmış çalışmalara bakıldığında bunların önemli bir bölümünün kolonların kararlılık (stabilite) problemi ile ilgili olduğu görülmektedir. Bunlara Yokel (1971), Frisch-Fay (1975), Romano ve ark. (1993), La Mendola ve Papia (1993), Ganduscio ve Romano (1997), La Mendola (1997), De Falco ve Lucchesi (2002) ve Mura (2008) tarafından yapılmış olan çalışmalar örnek gösterilebilir.

Bu tez çalışmasının kapsamına girmeyen türde olsa da, özellikle Yunan mimarisinde çok yaygın olarak rastlanan ve hassas bir şekilde yontulup üst üste konulmuş belirli sayıda blok taştan oluşan kolonlarla (multidrum classical columns) ilgili önemli çalışmalar yapılmıştır. Çoğunlukla kolonların deprem davranışlarının araştırıldığı bu tür çalışmalara Psycharis ve ark. (2000), Mouzakis ve ark. (2002) ve Konstantinidis ve Makris (2005) tarafından yapılan çalışmalar örnek verilebilir.

Literatürde az da olsa, donatısız yığma kolonlarla ilgili bazı özel çalışmalar da bulunmaktadır. Mühlhaus ve ark. (1997) tarafından harçsız olarak oluşturulmuş olan yığma kolonların dinamik davranışlarının belirlenmesinde ayrık modellemenin ve sürekli ortam modellemesinin verdiği sonuçların karşılaştırıldığı çalışma ile Aprile ve ark. (2001) tarafından tarihi tuğla kolonların çatlama ve göçme davranışlarının araştırıldığı diğer bir çalışma bu tür özel çalışmalara verilebilecek iki örnektir. Corradi ve Borri'nin (2007) karbon liflerle güçlendirilmiş polimer malzemelerle tuğla kolonların sarılması üzerine yaptıkları bir çalışma da bu sınıfa giren başka bir çalışmadır.

Pegon ve ark. (2001) taş bloklarla oluşturulmuş anıtsal yapıların sayısal modellenmesi ve yatay etkiler altında davranışlarının araştırılması konusunda bir çalışma yapmışlardır. Çalışmalarında, ele aldıkları tarihi bir yapının belirli sayıda kolonunu kapsayan kısmi modeller oluşturup, analizleri sonucunda elde ettikleri sonuçları sunmuşlardır. De Luca ve ark. (2004) kemerli yığma çerçevelerin yatay deprem etkileri altındaki kapasitesini belirlemek için basitleştirilmiş bir hesap prosedürü önermiş ve örnek sistemlere uygulamışlardır. Bahsedilen bu iki çalışma, yığma yapıların belirli sayıda kolon içeren kısmi modellerinin yatay etkiler altında incelendiği çalışmalara iki önemli örnektir.

Bir çok tarihi yapıda özellikle yüksek duvarları veya tonoz taşıyan duvarları, bazı durumlarda da kemerleri desteklemek için payanda olarak adlandırılan ve genel olarak yatay itkileri taşıyan elemanlar oluşturulmuştur. Dolayısıyla bu elemanlara yatay rijitlik elemanları gözüyle bakılabilir. Literatürde yığma payandalarla ilgili olarak yapılmış çeşitli çalışmalar vardır. Bunlar içinde en son ve kapsamlı yapılmış olanlardan biri Ochsendorf ve ark. (2004) tarafından yapılan çalışmadır. “Yığma payandaların göçmesi” başlığını taşıyan bu çalışmada, belirli tipteki yığma payandalar tepeye yakın, eğik bir tekil yük altında analiz edilmiş ve ayrıca bu elemanların güvenlik durumunu belirlemek için yöntemler sunulup, irdelenmiştir.

Literatürde, doğrudan yığma kolonların yatay yerdeğiştirme rijitliklerini belirlemeye yönelik olarak yapılmış iki çalışmaya rastlanabilmektedir. Bunlardan biri dikdörtgen kesitli narin yığma kolonlarla (Gürel ve ark., 2003), diğeri de daire kesitli yığma kolonlarla (Gürel ve ark., 2006) ilgilidir. Her iki çalışmada da La Mendola ve Papia (1993) tarafından dikdörtgen kesitli yığma elemanların (duvar / kolon) karalılığını araştırmak için geliştirilen sayısal yöntemden yararlanılıp, bu yöntem belirtilen rijitlik belirleme çalışmalarına uyarlanmıştır. Bu tez çalışması yukarıda belirtilen çalışmalardan birincisinin genişletilmiş bir halidir. Burada, önceki çalışmadan farklı olarak, belirtilen sayısal yöntemin probleme uyarlanması daha ayrıntılı bir şekilde ele alınmakta ve ayrıca bir çok parametrenin yatay yerdeğiştirme rijitliği üzerindeki etkileri de araştırılmaktadır. Bu özellikleri ile tez çalışmasının orijinal bir çalışma olduğu ve dolayısıyla literatürdeki bir boşluğu doldurduğu söylenebilir.

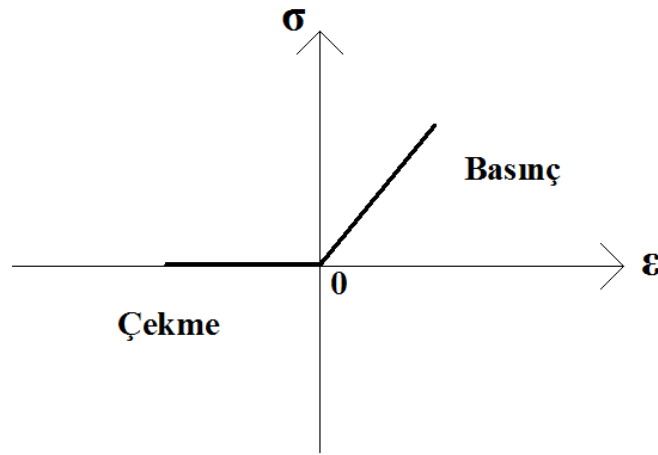
3. MATERYAL ve YÖNTEM

3. 1. Kolon Malzemesi İçin Yapılan Kabuller

Yığma birimler ve harç ile oluşturulan bir yığma yapı elemanı gerçekte homojen olmayan, yani heterojen ve aynı zamanda hem düşey hem de yatay derzlerin mevcudiyeti nedeniyle izotrop olmayan, yani anizotrop bir yapıya sahiptir. Yığma yapıların ve yapı elemanlarının analizi ile ilgili çalışmalar incelendiğinde malzeme için iki farklı modelin kullanıldığı görülmektedir. Bunlar; “mikromodel” ya da “iki malzemeli model” ve “makro model” veya “eşdeğer malzeme modeli” dir (Giordano ve ark., 2002). İki malzemeli modelde ele alınan yapı veya elemanda yığma birimler ve derz kısımları, bunlarla ilgili farklı özellikler (elastisite modülü, poisson oranı, gerilme-şekildeğiştirme özellikleri gibi) dikkate alınıp gerçek dokuya uygun olarak modellenir. Ancak bu şekildeki bir modellemede, özellikle tüm yapı analiz ediliyorsa, modellemede çok fazla sayıda elemanın ortaya çıkması ve gerçek dokunun tam olarak modele aktarılmasındaki zorluklar gibi nedenlerle çok külfetli ve uzun bir hesabı gerektirir. Buna karşılık, eşdeğer malzeme modeli yığma dokuyu ortalama özellikli sürekli bir homojen ortam olarak ele alıp, inceler (Giordano ve ark., 2002). Bu kolaylığı dolayısıyla bu ikinci model yaygın olarak kullanılmıştır. Bu çalışmada da bu model kullanılmış ve dolayısıyla kolonun dokusu ortalama özellikli homojen bir sürekli ortam olarak kabul edilmiştir.

Birinci bölümde belirtildiği gibi yığma yapı malzemeleri gevrek bir yapıya sahiptir. Dolayısıyla gevrek yapı malzemelerin ortak özelliği olan basınç altında iyi veya yüksek bir dayanım sergilerken, çekme dayanımının genel olarak oldukça küçük olması yığma yapı malzemeleri için de geçerlidir. Bu gerçekten hareketle bu çalışmada malzemenin çekme dayanımı olmayan, dolayısıyla çekme gerilmesi etkisi ile hemen çatlayan bir malzeme olduğu (no-tension material) kabul edilmiştir. Diğer yandan, yığma yapı malzemeleri olan taş tuğla ve kerpicingin, basınç gerilmelerinin düşük olduğu değerlerde doğrusal (lineer), gerilmelerin malzemenin basınç dayanımı değerlerine yaklaştığı hallerde ise doğrusal olmayan (non-lineer) bir gerilme – şekildeğiştirme (σ - ϵ) bağıntısı sergilediği bilinmektedir. Tarihi yapılardaki ana düşey taşıyıcılar için genellikle büyük kesitler kullanılmış olduğu, bu yüzden bu

taşıyıcılardaki en büyük normal gerilmelerin dahi malzemenin basınç dayanımından oldukça küçük olduğu dikkate alındığında, malzeme için basınç altında doğrusal, yani Hooke kanununa uyan bir gerilme – şekildeğiştirme ilişkisi almak mümkün olur. Bütün bu belirtilenlere dayanarak bu çalışmada kolon malzemesi; çekme dayanımı olmayan ve basınçta doğrusal gerilme – şekildeğiştirme bağıntısına sahip olan bir malzeme olarak kabul edilmiştir, Şekil 3.1.



Şekil 3.1. Kolon malzemesinin σ - ϵ grafiği

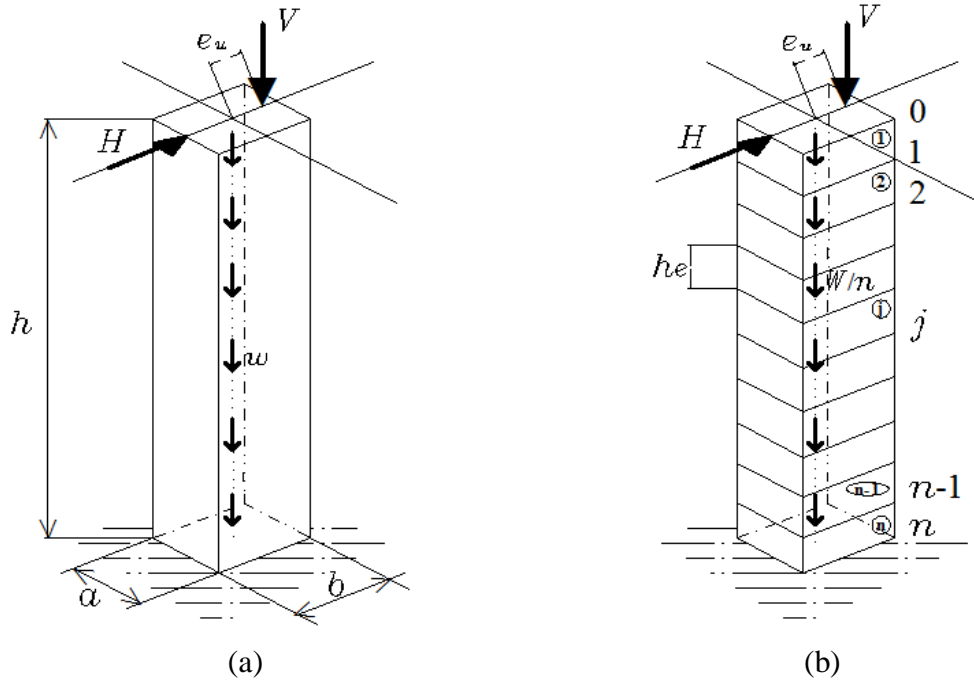
3.2. Kolon Geometrisi, Yükleme Durumu ve Hesapta Kullanılan Sayısal Yöntem

Çalışmada ele alınan yığma kolonlar, sabit dikdörtgen kesitli, tabanda ankastre, üstte ise serbest durumda olan kolonlardır. Şekil 3.2. (a) da gösterilen böyle bir kolonda a ve b kesit boyutlarını h ise yüksekliği göstermektedir. Bu kolonun üst kesitine bir H yatay kuvveti ve e_u dışmerkezliği ile bir V düşey yükü etkimektedir. H yatay kuvveti, kolon üzerinde çalışmanın amacına uygun olarak bir yatay itme analizi yapabilmek maksadıyla öngörülmekte, V yükü ise kolona taşıdığı elemanlardan iletilen yükü temsil etmektedir. Kolonun birim yüksekliğinin ağırlığı ise şekilde w olarak gösterilmekte ve malzemenin elastisite modülü E olarak alınmaktadır.

Yığma kolonların yatay yerdeğiştirme rijitliklerinin belirlenmeye çalışıldığı bu çalışmada, yukarıda belirtilen özelliklere sahip ve açıklanan yükleme etkisine maruz

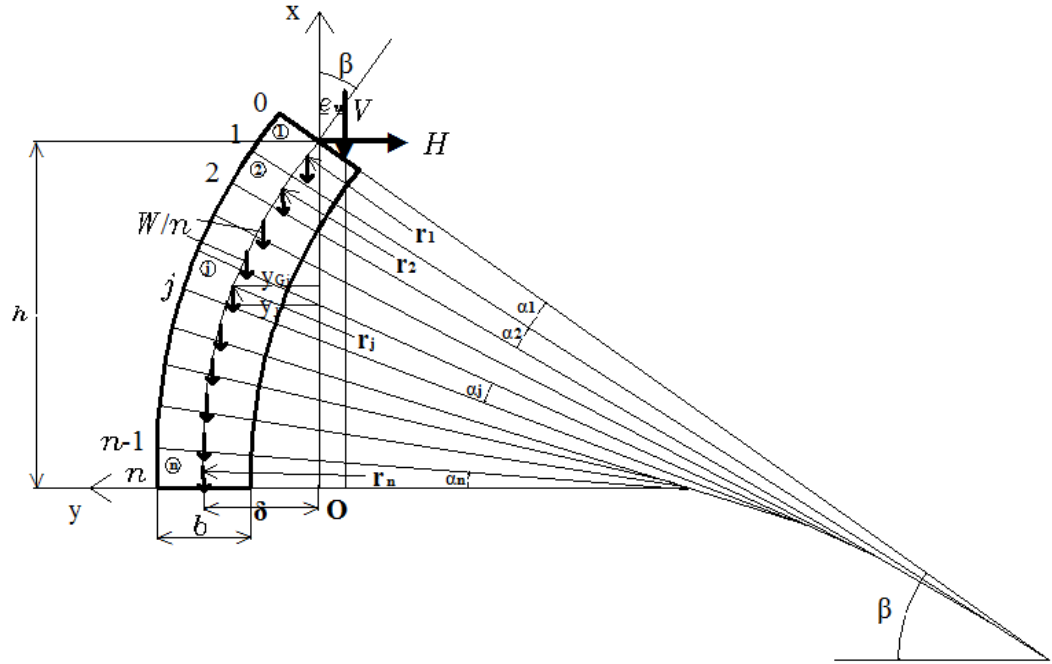
bir kolonun elastik eğrisini Mukavemet dersinin Elastik Eğri konusunda yer alan yöntemlerden biri olan ve moment – eğrilik diferansiyel denkleminin ($-EIy'' = M$) integrasyonu esasına dayanan İntegrasyon Yöntemi ile belirlemeye çalışmak düşünülebilir. Ancak bunun, yapılan çekme dayanımı olmayan malzeme kabulüne bağlı olarak, sürekli arttırılacak H yatay yükü etkisi ile kolonda çatlakların ortaya çıkacağı, bu çatlaklarla elastik eğride yeni bölgeler meydana geleceği ve üstelik bu çatlakların yerinin her bir hesap adımının başlangıcında belirli olmayacağı düşünüldüğünde, pratik olarak mümkün olmayacağı hemen görülebilir. Dolayısıyla, problemin analitik olarak incelenmesi imkanı yoktur. Bundan dolayı bu çalışmada, La Mendola ve Papia (1993) tarafından, dikdörtgen kesitli yığma elemanların (duvar / kolon) kendi ağırlıkları ve üst kesitte etkiyen dışmerkez bir düşey yük altında kararlılık problemini incelemek için geliştirdikleri, çatlama ve geometrik nonlineerliği etkin bir şekilde dikkate alabilen sayısal hesap yöntemi incelenmiş ve eldeki probleme uyarlanmıştır. Kolonu yeterli sayıda alt elemana (sonlu elemana) bölme esasına dayanan bu yöntem aşağıda ayrıntılı olarak açıklanmaktadır.

Şekil 3.2. (b) de kolonun hesap maksadıyla n adet eşit yükseklikli elemana bölünmüş hali görülmektedir. Eleman yükseklikleri şekilde h_e olarak gösterilmiştir.



Şekil 3.2. (a) Dikdörtgen bir yığma kolonun geometrisi ve yükleme durumu
(b) Bu kolonun n tane eşit yükseklikli elemana bölünmesi

Bu yükler altında kolonun şekil değiştirmiş durumu abartılı bir halde Şekil 3.3.' de görülmektedir.



Şekil 3.3. Kolonun göze önüne alınan yüklem durumu altında şekil değiştirmiş hali

Şekil 3.3. dikkate alınarak j . kesitin geometrik merkezinin y koordinatı

$$y_j = y_{j-1} + r_j \left[\cos \left(\beta - \sum_{i=1}^j \alpha_i \right) - \cos \left(\beta - \sum_{i=1}^{j-1} \alpha_i \right) \right] \quad (j = 1, 2, 3, \dots, n) \quad (3.1)$$

bağıntısıyla ifade edilebilir. Burada r_j , j . elemanın eğrilik yarıçapını ve $\alpha_j = h_e/r_j$ her bir elemana karşılık gelen açıyı göstermektedir. Bu denklemdeki kosinüs fonksiyonları Taylor serisine açılıp, sadece ilk üç terimleri ele alındığında;

$$\cos \left(\beta - \sum_{i=1}^j \alpha_i \right) = 1 - \frac{1}{2} \left(\beta - \sum_{i=1}^j \alpha_i \right)^2 + \dots \quad (3.2a)$$

$$\cos \left(\beta - \sum_{i=1}^{j-1} \alpha_i \right) = 1 - \frac{1}{2} \left(\beta - \sum_{i=1}^{j-1} \alpha_i \right)^2 + \dots \quad (3.2b)$$

ifadeleri elde edilir. Bu ifadelerin farkları alındığında ise

$$\begin{aligned} \left[\cos\left(\beta - \sum_{i=1}^j \alpha_i\right) - \cos\left(\beta - \sum_{i=1}^{j-1} \alpha_i\right) \right] &= \frac{1}{2} \left[\left(\beta - \sum_{i=1}^{j-1} \alpha_i\right)^2 - \left(\beta - \sum_{i=1}^j \alpha_i\right)^2 \right] \\ &= \beta \cdot \alpha_j - \frac{1}{2} \left(\alpha_j^2 + 2 \cdot \alpha_j \cdot \sum_{i=1}^{j-1} \alpha_i \right) \end{aligned}$$

bağıntısı bulunur. Bu bağıntı $\alpha_j r_j = h_e$ olduğu ve $\xi = h_e / b$ olarak tanımlanan boyutsuz eleman yüksekliği dikkate alınarak

$$\begin{aligned} y_j &= y_{j-1} + r_j \left[\beta \cdot \alpha_j - \frac{1}{2} \left(\alpha_j^2 + 2 \cdot \alpha_j \cdot \sum_{i=1}^{j-1} \alpha_i \right) \right] \\ y_j &= y_{j-1} + \beta \alpha_j r_j - \frac{1}{2} \left(\alpha_j \cdot \alpha_j \cdot r_j + 2 \cdot \alpha_j r_j \cdot \sum_{i=1}^{j-1} \alpha_i \right) \\ y_j &= y_{j-1} + \beta \cdot h_e - \frac{1}{2} \cdot \left(h_e \cdot \alpha_j + 2 \cdot h_e \cdot \sum_{i=1}^{j-1} \alpha_i \right) \\ \frac{y_j}{b} &= \frac{y_{j-1}}{b} + \xi \cdot \beta - \frac{1}{2} \cdot \xi \cdot \alpha_j - \xi \cdot \sum_{i=1}^{j-1} \alpha_i \\ \frac{y_j}{b} &= \frac{y_{j-1}}{b} + \xi \cdot \beta - \frac{1}{2} \cdot \xi \cdot \frac{h_e}{r_j} \cdot \frac{b}{b} - \xi \cdot \sum_{i=1}^{j-1} \frac{h_e}{r_i} \cdot \frac{b}{b} \\ \frac{y_j}{b} &= \frac{y_{j-1}}{b} + \xi \cdot \beta - \frac{1}{2} \cdot \xi \cdot \frac{h_e}{b} \cdot \frac{1}{r_j} \cdot b - \sum_{i=1}^{j-1} \xi \cdot \frac{h_e}{b} \cdot \frac{1}{r_i} \cdot b \\ \frac{1}{r_j} &= \phi_j \quad \frac{1}{r_i} = \phi_i \\ \frac{y_j}{b} &= \frac{y_{j-1}}{b} + \xi \cdot \beta - \frac{1}{2} \cdot \xi^2 \cdot \phi_j \cdot b - \sum_{i=1}^{j-1} \xi^2 \cdot \phi_i \cdot b \end{aligned}$$

durumuna getirilir. Burada

$$\sum_{i=1}^{j-1} \xi^2 \cdot \phi_i \cdot b = \sum_{i=1}^j \xi^2 \cdot \phi_i \cdot b - \xi^2 \cdot \phi_j \cdot b \quad (3.3)$$

olarak yazılabileceği göz önüne alındığında, j . kesitin geometrik merkezinin y koordinatı boyutsuz biçimde

$$\frac{y_j}{b} = \frac{y_{j-1}}{b} + \xi \cdot \beta + \frac{1}{2} \cdot \xi^2 \cdot \phi_j \cdot b - \sum_{i=1}^j \xi^2 \cdot \phi_i \cdot b \quad \xi = 1, 2, 3, \dots, n \quad (3.4)$$

olarak ifade edilmiş olur. Bu ifadenin kullanışlı olabilmesi için elemanların ϕ_i eğrilik değerlerinin biliniyor olması gerekir. Eğrilikler ileride belirlenecektir.

3. 2. 1. j . kesitteki dışmerkezlilik

Normal kuvvet ve eğilme momenti etkisindeki bir kesitte dışmerkezlilik değeri momentin normal kuvvete oranı olarak belirlendiğine göre, kolonun j . kesiti için

$$e_j = M_j / N_j \quad (3.5)$$

olarak yazılır. Bu kesitteki eğilme momenti ve normal kuvvet, Şekil 3.2. ve Şekil 3.3. dikkate alınarak

$$M_j = V \cdot \left(\xi_u + y_j \right) \cdot \frac{W}{n} \cdot \sum_{i=1}^j \left(\xi_j - y_{Gi} \right) \cdot H \cdot j \cdot \frac{h}{n} \quad (3.5a, b)$$

$$N_j = V + j \cdot \frac{W}{n}$$

bağıntılarıyla ifade edilebilir. Dolayısıyla j . kesit için dışmerkezlilik, (3.5a) ve (3.5b) ifadeleri (3.5) de yerlerine yazılarak, önce normal ve sonrada boyutsuz halde

$$e_j = \frac{\left(\xi_u + y_j \right) \cdot \frac{V}{W} \cdot n \cdot \sum_{i=1}^j \left(\xi_j - y_{Gi} \right) \cdot \frac{H}{W} \cdot h \cdot j}{\frac{V}{W} \cdot n + j} + \frac{\sum_{i=1}^j \left(\xi_j - y_{Gi} \right) \cdot \frac{H}{W} \cdot h \cdot j}{\frac{V}{W} \cdot n + j} + \frac{\frac{H}{W} \cdot h \cdot j}{\frac{V}{W} \cdot n + j}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{e_u + y_j \cdot \frac{V}{W} \cdot n}{\frac{V}{W} \cdot n + j} + \frac{j \cdot y_j - \sum_{i=1}^j y_{Gi}}{\frac{V}{W} \cdot n + j} + \frac{\frac{H}{W} \cdot h \cdot j}{\frac{V}{W} \cdot n + j} \\
&= \frac{e_u + y_j \cdot \frac{V}{W} \cdot n + j \cdot y_j}{\frac{V}{W} \cdot n + j} - \frac{\sum_{i=1}^j y_{Gi}}{\frac{V}{W} \cdot n + j} + \frac{\frac{H}{W} \cdot h \cdot n \cdot j}{\frac{V}{W} \cdot n + j} \\
&= \frac{e_u \cdot \frac{V}{W} \cdot n}{\frac{V}{W} \cdot n + j} + \frac{y_j \cdot \left(\frac{V}{W} \cdot n + j \right)}{\frac{V}{W} \cdot n + j} - \frac{\sum_{i=1}^j y_{Gi}}{\frac{V}{W} \cdot n + j} + \frac{\frac{H}{W} \cdot h_e \cdot n \cdot j}{\frac{V}{W} \cdot n + j} \\
\frac{e_j}{b} &= \frac{y_j}{b} + \frac{e_u}{b} \cdot \frac{\frac{V}{W} \cdot n}{\frac{V}{W} \cdot n + j} - \frac{1}{\frac{V}{W} \cdot n + j} \cdot \sum_{i=1}^j \frac{y_{Gi}}{b} + \frac{H}{W} \cdot \xi \cdot n \cdot \frac{j}{\frac{V}{W} \cdot n + j} \\
\frac{e_j}{b} &= \frac{e_u}{b} \cdot \left(1 - \frac{j}{n \cdot \frac{V}{W} + j} \right) + \frac{y_j}{b} - \frac{1}{n \cdot \frac{V}{W} + j} \cdot \sum_{i=1}^j \frac{y_{Gi}}{b} + \frac{H}{W} \cdot \xi \cdot n \cdot \frac{j}{n \cdot \frac{V}{W} + j} \quad (3.5c)
\end{aligned}$$

şeklinde ifade edilmiş olmaktadır.

3. 2. 2.j. elemanın ağırlık merkezinin koordinatının hesaplanması

j . elemanın ağırlık merkezinin y_{Gj} koordinatı Şekil 3.3 dikkate alınarak

$$y_{Gj} = y_{j-1} + r_j \cdot \left[\cos \left(\beta - \frac{\alpha_j}{2} - \sum_{i=1}^{j-1} \alpha_i \right) - \cos \left(\beta - \sum_{i=1}^{j-1} \alpha_i \right) \right] \quad \zeta = 1, 2, 3, \dots, n \quad (3.6a)$$

şeklinde yazılabilir. Yine kosinüs fonksiyonları Taylor serisine açılıp, j . kesitin geometrik merkezinin koordinatı elde edilirken yapılan işlemler burada da yapılarak, j . elemanın ağırlık merkezinin koordinatı boyutsuz halde

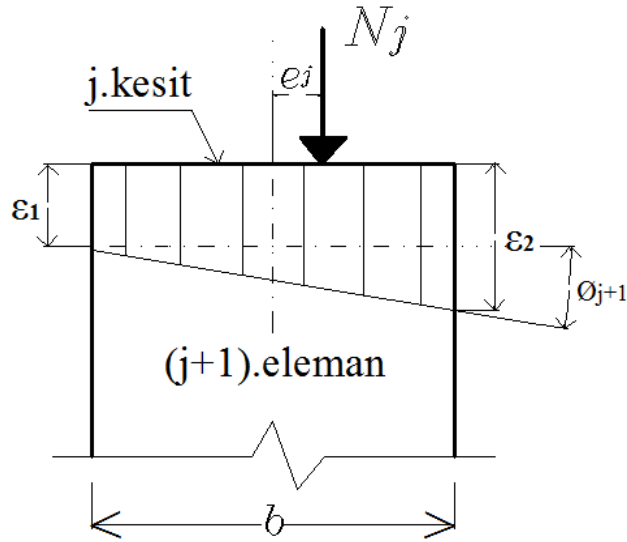
$$\frac{y_{Gj}}{b} = \frac{y_{j-1}}{b} + \frac{1}{2} \cdot \xi \cdot \beta + \frac{3}{8} \cdot \xi^2 \cdot \phi_j \cdot b - \frac{1}{2} \sum_{i=1}^j \xi^2 \cdot \phi_i \cdot b \quad \zeta = 1, 2, 3, \dots, n \quad (3.6b)$$

bağıntısıyla ifade edilmiş olur. Bu ifadenin de kullanılabilmesi elemanların ϕ_i eğrilik değerlerinin belirlenmiş olmasını gerektirir.

3.2.3.j. elemanın eğriliği

Malzemesi çekme gerilmesi taşımayan ve basınçta doğrusal gerilme-şekil değiştirme ilişkisi olan dikdörtgen kesitli bir kolon ele alınmaktadır. Bu kolondaki bir elemanın eğriliği bu elemanın üst kesitindeki eğrilik değerine eşit varsayılmaktadır (La Mendola ve Papia, 1993). Bilindiği gibi bir dikdörtgen kesitin çekirdek bölgesi yarı ayrıt uzunlukları dikdörtgenin kenar uzunluklarının 1/6' sı kadar olan bir eşkenar dörtgendir. Kesitteki basınç kuvvetinin kesitin çekirdek bölgesi içinde veya dışında olması haline göre iki durum vardır.

Bir dikdörtgen kesitteki e_j/b boyutsuz dışmerkezliği 1/6 değerine eşit veya daha küçükse bu kesitin çatlamaş olduğu anlamına gelir. Şekil 3.4.' de, bu durum göz önüne alınarak çatlamaş bir j . kesitte şekil değiştirmeler ve eğrilik gösterilmiştir.



Şekil 3.4. Çatlamaş bir j . kesitte şekil değiştirmeler ve eğrilik

$0 \leq e_j/b \leq 1/6$ olduğu bu durumda, kesitteki dönme miktarı olarak tanımlanabilecek eğrilik değeri, yukarıdaki şekil dikkate alınarak

$$\phi_{j+1} = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{b} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{E \cdot b} \quad (3.7)$$

bağıntısı ile ifade edilebilir. Kesitin 1 ve 2 olarak adlandırılabilir kenarlarındaki gerilmeler kolayca hesaplanabilir. Bu gerilmeler için

$$\begin{aligned}\sigma_2 &= \frac{N_j}{a \cdot b} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_j}{b}\right) \\ \sigma_1 &= \frac{N_j}{a \cdot b} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_j}{b}\right)\end{aligned}\tag{3.8a,b}$$

ifadeleri elde edilir. Dolayısıyla $(j+1)$. elemanın eğriliği; (3.8a) ve (3.8b) ifadeleri (3.7.)'deki yerlerine yazılıp, gerekli düzenlemeler yapılarak, boyutsuz halde

$$\begin{aligned}\phi_{j+1} &= \frac{\frac{N_j}{a \cdot b} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_j}{b}\right) - \frac{N_j}{a \cdot b} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_j}{b}\right)}{E \cdot b} \\ \phi_{j+1} &= \frac{\frac{N_j}{a \cdot b} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_j}{b} - 1 + \frac{6 \cdot e_j}{b}\right)}{E \cdot b} \\ \phi_{j+1} &= \frac{N_j \cdot 12 \cdot e_j}{a \cdot b \cdot b} \\ \phi_{j+1} \cdot b &= \frac{N_j}{E \cdot a \cdot b} \cdot \frac{12 \cdot e_j}{b}\end{aligned}\tag{3.9}$$

bağıntısıyla ifade edilmiş olur.

$1/6 < e_j/b \leq b/2$ olması durumunda ise Şekil 3.5 göz önüne alınıp, kesitteki en büyük gerilme

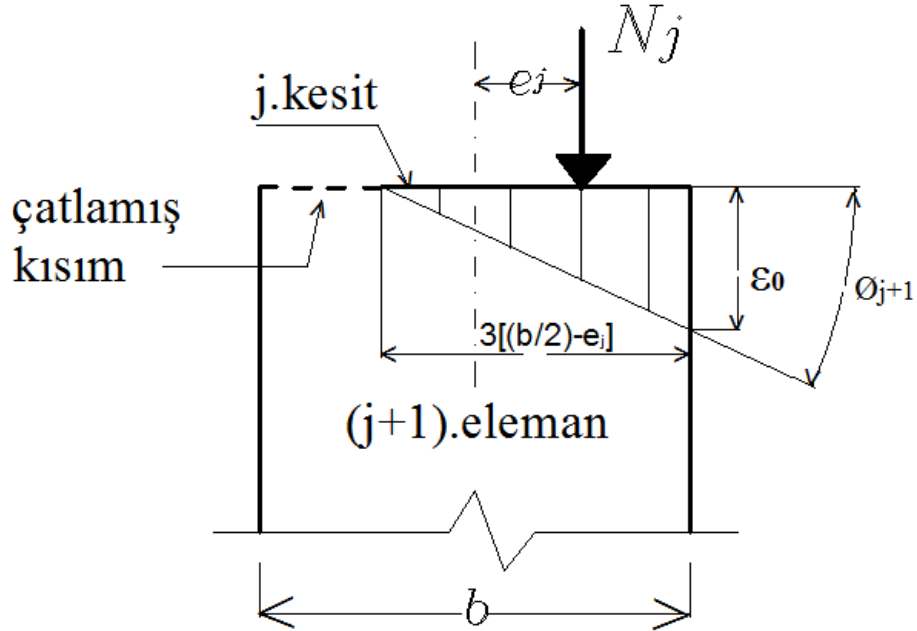
$$\sigma_{maks} = \frac{2 \cdot N_j}{3 \cdot a \cdot b \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{e_j}{b}\right)}\tag{3.10}$$

olarak yazılıp, elemanın boyutsuz eğriliği için

$$\phi_{j+1} = \frac{2 \cdot N_j}{3 \cdot a \cdot b \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{e_j}{b} \right)} \cdot \frac{1}{E \cdot 3 \cdot \left(\frac{b}{2} - e_j \right)}$$

$$\phi_{j+1} \cdot b = \frac{N_j}{E \cdot a \cdot b} \cdot \frac{2}{9 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{e_j}{b} \right)^2} \quad (3.11)$$

ifadesine ulaşılır.



Şekil 3.5. Çatlamış bir j . kesitte şekil değiştirmeler ve eğrilik

Çatlamamış ve çatlamış kesitlere ait (3.9) ve (3.11) eğrilik ifadeleri, (3.5b) bağıntısı da dikkate alınıp, gerekli düzenlemeler yapılarak, tek bir bağıntı şeklinde

$$\phi_{j+1} \cdot b = \frac{N_j}{E \cdot a \cdot b} \cdot \lambda_j$$

$$j = 0, 1, 2, \dots, n-1 \quad (3.12)$$

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

olarak yazılabilir. Bu ifadede $\gamma = W/a \cdot b \cdot c$ kolonun birim hacminin ağırlığıdır ve λ_j terimi

$$\lambda_j = \begin{cases} 12 \cdot \frac{e_j}{b} & 0 \leq \frac{e_j}{b} \leq \frac{1}{6} \\ \frac{2}{9 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{e_j}{b}\right)^2} & \frac{1}{6} \leq \frac{e_j}{b} < \frac{1}{2} \end{cases} \quad j = 0, 1, 2, \dots, n-1 \quad (3.13)$$

olarak karşımıza çıkmaktadır.

3.3. Çözüm İşlemi

Tabanı ankastre üst ucu ise serbest olan, yani düşey konsol bir eleman durumunda olan, malzemesi çekme gerilmesi taşımayan, dikdörtgen kesitli bir yığma kolon için yatay yük – yatay yer değiştirme ($H-\delta$) eğrisi; $\frac{e_u}{b}$, $\frac{V}{W}$ ve $\frac{\gamma \cdot b}{E}$, nin seçilecek değerleri için sırasıyla (3.5c), (3.13), (3.12), (3.4) ve (3.6b) denklemleri kullanılarak elde edilebilir. Bunun için kolon ideal olarak yeterli sayıda elemana bölünür ve dolayısıyla $\xi = \frac{h}{n \cdot b}$ parametresi bilinen bir değer olur (0,20; 0,25 gibi). H yatay yükünün küçük bir değeriyle hesaba başlayarak ve β dönme açısı için bir deneme değeri atayarak, önce (3.5c) ve daha sonra (3.13) ve (3.12) denklemleri $j = 0$ için kullanılarak

$$\phi_1 \cdot b = \frac{\gamma \cdot b}{E} \cdot \xi \cdot n \cdot \frac{V}{W} \cdot 12 \cdot \frac{e_u}{b}$$

ilk değeri elde edilir ve buna bağlı olarak (3.4) denklemi 1 no'lu kesitin geometrik merkezinin koordinatını boyutsuz halde

$$\frac{y_1}{b} = \xi \cdot \beta - 6 \cdot \frac{\gamma \cdot b}{E} \cdot \xi^3 \cdot n \cdot \frac{V}{W} \cdot \frac{e_u}{b}$$

olarak verir (seçilmiş olan koordinat sistemine göre $\frac{y_0}{b} = 0$ olduğu açıktır).

Daha sonra, bahsedilen denklemler aynı sırada, ancak $j = 1$ için kullanılıp y_2/b belirlenir. Böylece işlemlere devam edilir.

Bu adımdaki işlemler bittiğinde, yani j indeksi (3.12) denkleminde $n-1$ değerine ulaştığında aşağıdaki yakınsaklık kriteri kontrol edilir.

$$\beta = \sum_{i=1}^n \alpha_i = \sum_{i=1}^n \xi \cdot \phi_i \cdot b \quad (3.14)$$

Bu kriter ankastre olarak kabul edilmiş olan kolon tabanındaki dönmenin sıfıra eşit olma koşuludur. Eğer $\beta - \sum_{i=1}^n \xi \cdot \phi_i \cdot b > 0$ olarak elde edilmişse β 'nin azaltılmış bir değeri ile, aksi halde ise artırılmış bir değeri ile işlemler tekrarlanır. β için yakınsaklığa ulaşıldığında, yani H yatay yükünün atanan değeri (dolayısıyla $\frac{H}{W} = C_y$ 'nin atanan değeri) için gerçek β dönme değeri ardışık yaklaşımla belirlendiğinde, (3.4) denklemini kullanılarak $y_n = \delta$ yer değiştirme değeri doğrudan elde edilir.

β açısına küçük artımlar verip işlemleri bu şekilde tekrarlayarak, tüm H - δ eğrisi ve böylece karakteristik noktaları (sınır durumları) temsil eden (H, δ) çiftleri belirlenebilir. Kolonun dengesiyle uyumlu en büyük β değeri, kolon taban kesitinde boyutsuz dışmerkezliğin 0.5' e eşit olduğu sınır durumuna karşı gelen değer olur.

Hesaplar C++ Programlama Dilinde yazılan bir program yardımıyla yapılmıştır.

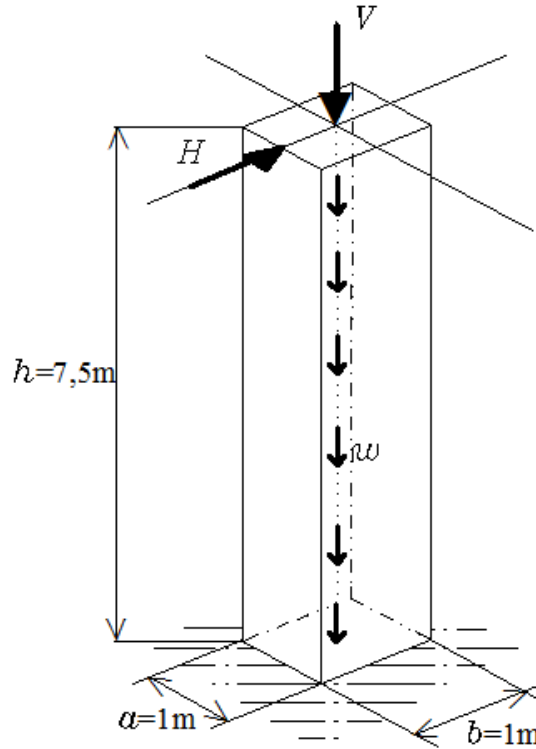
4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA

4. 1. Bazı Kolonlar Üzerinde Yöntemin Uygulamaları

Bu kısımda iki uygulama yapılmıştır. Birinci uygulamada sabit kare kesitli bir yığma kolon, ikinci uygulamada ise Süleymaniye Camisinin ana kolonlarından biri ele alınmıştır. Bu uygulamalarda üçüncü bölümde açıklanmış olan sayısal yöntem kullanılarak kolonların önce yatay kuvvet – yatay yerdeğiştirme ($H-\delta$) eğrileri daha sonra ise bu eğriler yardımıyla yatay rijitlik – yatay yerdeğiştirme ($K-\delta$) eğrileri elde edilmiştir.

4. 1. 1. Uygulama 1: 1 m kesit boyutlu, 7.5 m yükseklikli kolon

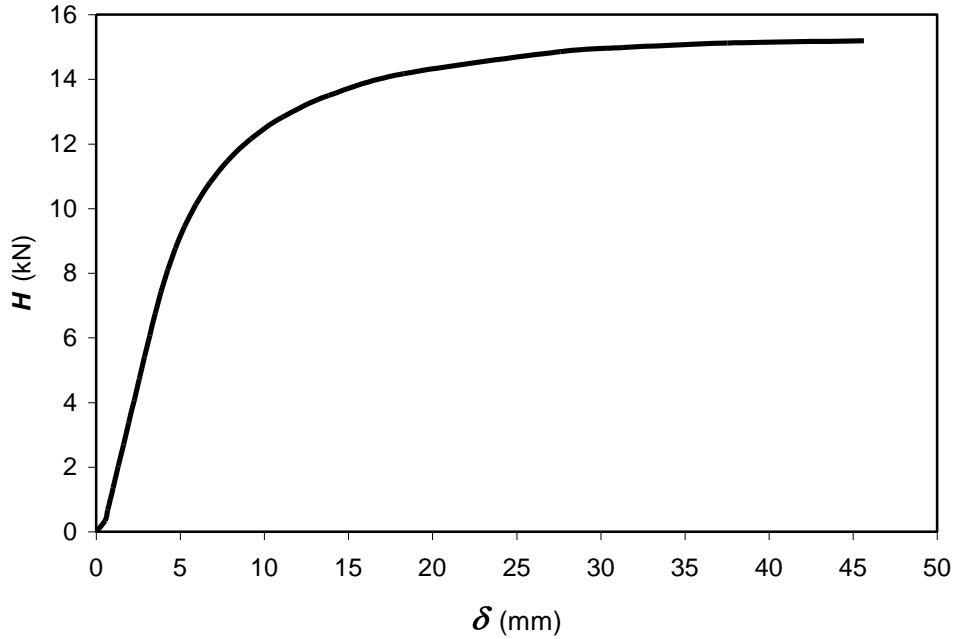
Bu ilk uygulamada ele alınan kolon Şekil 4.1.'de görüldüğü gibi 1 m kesit boyutlarına, 7.5 m yüksekliğe sahiptir. Kolon malzemesi için birim hacim ağırlığı olarak $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ değeri seçildiğinde, kolonun toplam ağırlığı $W = 135 \text{ kN}$ olarak



Şekil 4.1. Sabit kare kesitli yığma kolon

elde edilmektedir. Kolon üst kesitine kolonun kendi ağırlığına eşit $V = 135 \text{ kN}$ büyüklüğünde bir aksenal düşey yükün etki ettiği varsayılmıştır. Hesaplarda kolon ideal olarak 30 sonlu elemana bölünmüştür.

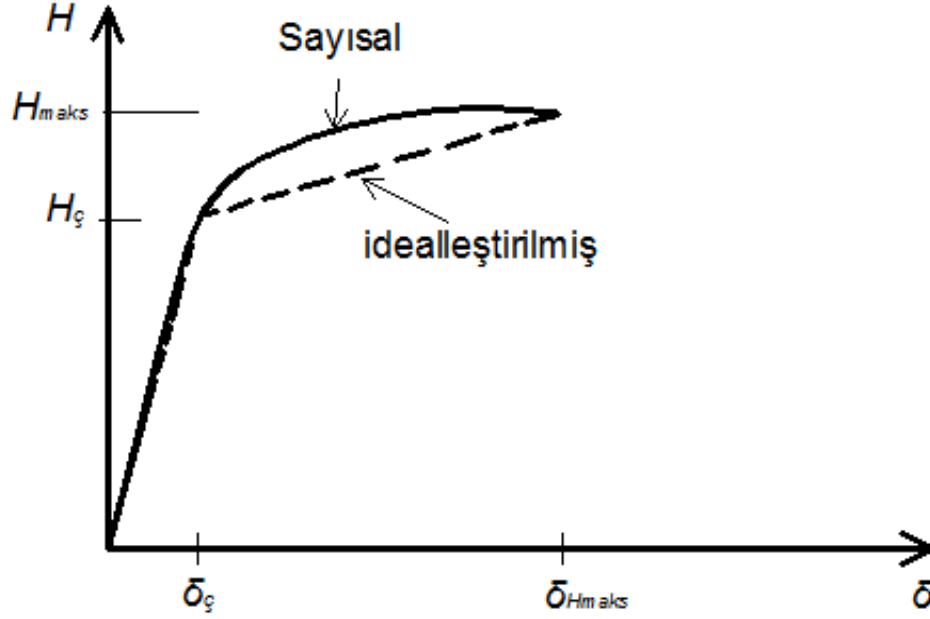
Belirtilen değerlerle, çalışmanın sayısal yöntemi ve C++ dilinde yazılan bilgisayar programı kullanılarak kolon için Şekil 4.2.'de gösterilen yatay kuvvet – yatay yerdeğiştirme ($H-\delta$) grafiği elde edilmiştir. Grafikten görüldüğü gibi başlangıçta kolonun yerdeğiştirmeleri yatay kuvvet ile doğrusal bir şekilde artmaktadır. Bu durum kolonda henüz çatlamların oluşmadığı anlamına gelmektedir. Bu bölgenin sonunda, yatay kuvvet yaklaşık 6.75 kN değerine ulaştığında (H_c) kolonda ilk çatlak meydana gelmektedir. Bu grafiğin eğikleşmeye başlamasından anlaşılmaktadır. Kolon ilk çatlak oluştuğundan sonra da yük taşımaya devam etmekte, ancak yatay yük büyüdükçe mevcut ilk çatlak derinleşirken, yeni çatlaklar oluşmaktadır. Her bir yeni çatlakla grafiğin eğimi daha da azalmaktadır.



Şekil 4.2. Kolonun yatay kuvvet - yatay yerdeğiştirme ($H-\delta$) grafiği

Yatay kuvvet kolonun taşıyabileceği en büyük değer olan $H_{maks} = 15.1875 \text{ kN}$ değerine ulaştığında, yatay yerdeğiştirme $\delta_{Hmaks} = 45.64 \text{ mm}$ olarak ve kolonun taban kesitindeki boyutsuz dışmerkezlik değeri $e_{30} / b \cong 0.461$ olarak elde edilmiştir.

Ele alınan kolonun yatay kuvvet - yatay yerdeğiştirme ($H-\delta$) grafiği Şekil 4.3. de görüldüğü gibi iki doğru parçası ile idealleştirilebilir. Bu idealleştirilmede iki karakteristik nokta (sınır durum) ortaya çıkmaktadır. Bunlar; elastik sınır ya da çatlak sınırı (H_{ζ} , δ_{ζ}) ve maksimum dayanım sınırı (H_{maks} , δ_{Hmaks}) olarak adlandırılabilir.



Şekil 4.3. Kolon için belirlenen $H-\delta$ grafiğinin idealleştirilmiş hali

Ele alınan örnek kolon için bu sınır durumlarla ilgili değerler Çizelge 4.1.'de verilmiştir.

Çizelge 4.1. Örnek kolonun yatay kuvvet – yatay yerdeğiştirme sınır durumları

H_{ζ} (kN)	δ_{ζ} (mm)	H_{maks}	δ_{Hmaks}
6,75	3,509	15,1875	45,64

Cisimlerin mukavemeti dersinden, malzemesi doğrusal – elastik, kesiti sabit, narin bir konsol kolon (altta ankastre, üstte serbest durumda olan kolon) için, yatay rijitlik ifadesinin

$$K = \frac{3 \cdot EI}{h^3} \quad (4.1)$$

olarak elde edileceği bilinmektedir. Burada E , I ve h sırasıyla kolon malzemesinin elastisite modülü, kolon kesitinin eğilme eksenine göre atalet momenti ve kolonun yüksekliğidir. Bu ifade kullanılarak kolonun yatay rijitliği hesaplandığında

$$K_e = \frac{3 \times 3.6 \cdot \frac{1^4}{12} \cdot 10^{12}}{7.5^3 \cdot 10^9} = 2.133 \text{ kN/mm}$$

değeri elde edilmektedir. Sayısal olarak elde

edilen rijitlik değeri ise Çizelge 4.1.'deki H_ζ ve δ_ζ değerleri, yani elastik bölgenin sonundaki yatay yük ve karşı gelen yerdeğiştirme değerleri kullanılarak

$$K_e = \frac{H_\zeta}{\delta_\zeta} = \frac{6.75}{3.509} \cong 1.924 \text{ kN/mm}$$

olarak elde edilmektedir. Hesaplanan iki değer

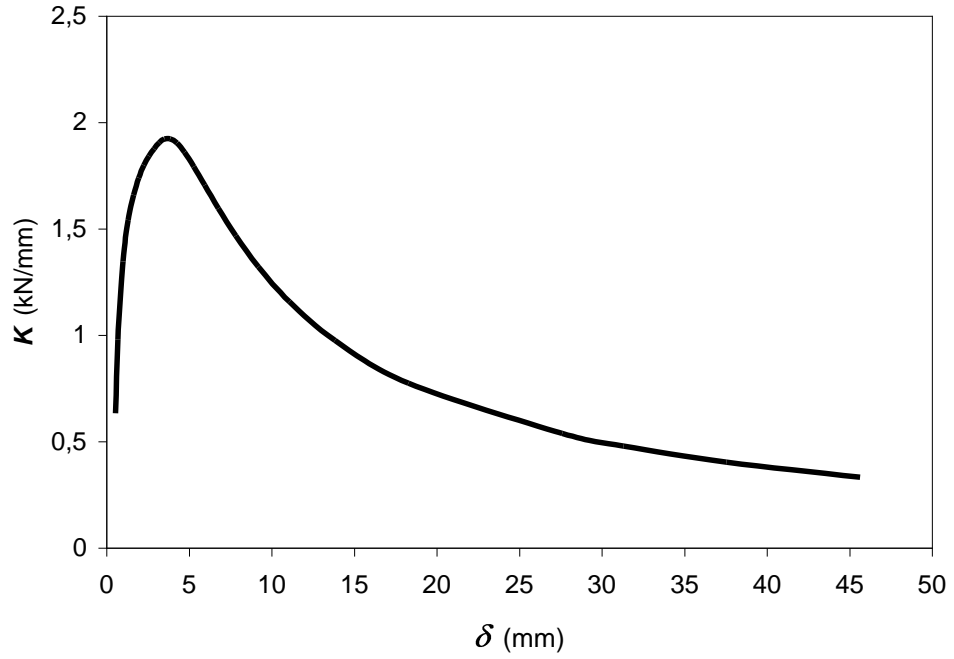
birbirine bölündüğünde $\frac{1.924}{2.133} = 0.902$ oranı bulunmaktadır. Aradaki farkın (4.1)

bağıntısının kolonun kendi ağırlığını ve üzerine etkiyen tepe yükünü dikkate almamasından kaynaklandığı söylenebilir. Çizelge 4.2.'de kolon yatay rijitliğinin sınır durumlardaki değerleri görülmektedir.

Çizelge 4.2. Örnek kolonun sınır durumlardaki yatay rijitlik değerleri

K_e	K_{Hmaks}	K_{Hmaks}/K_e
1.924	0.333	0.173

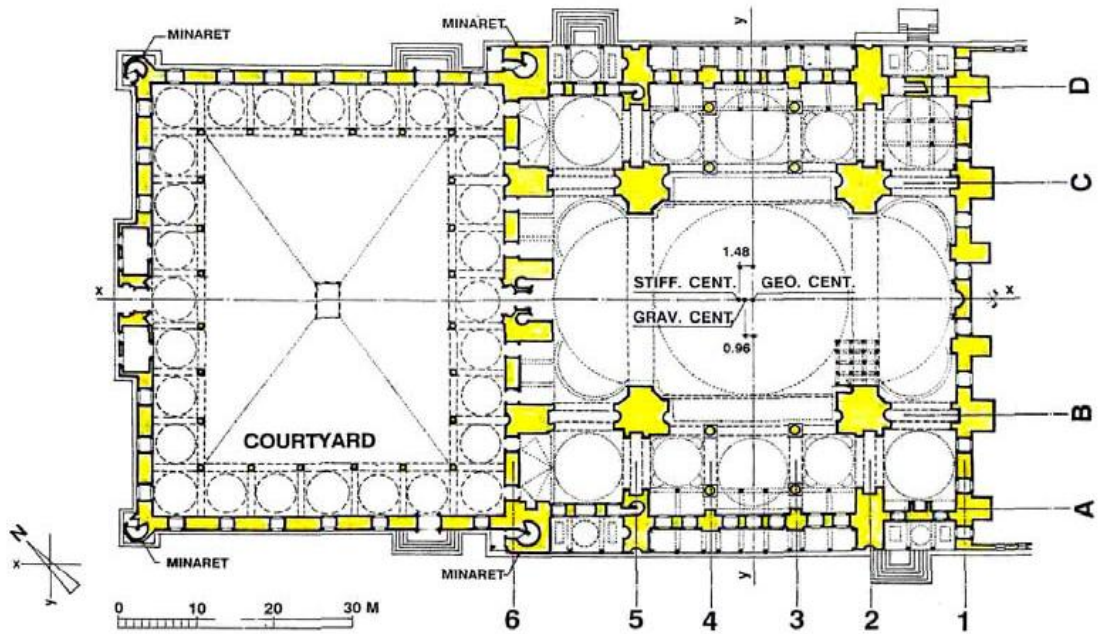
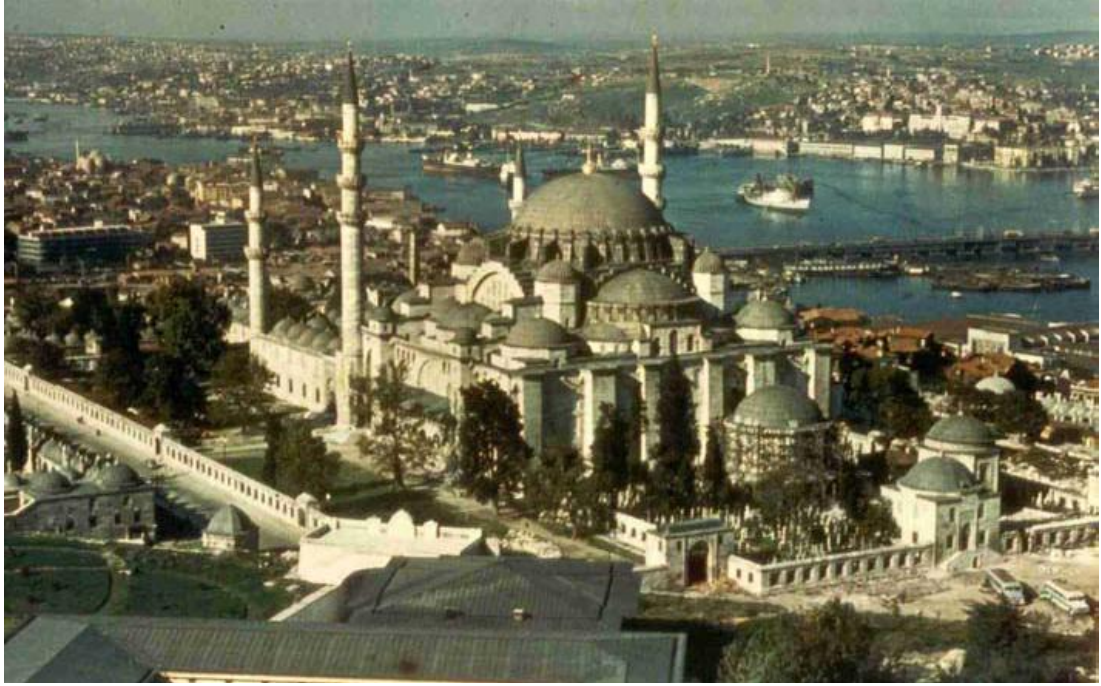
Örnek kolon için yatay rijitlik – yatay yerdeğiştirme ($K-\delta$) grafiği $K = H/\delta$ bağıntısından yararlanılarak elde edilip, Şekil 4.4. de çizilmiştir. Bu grafikten kolon için kesinlikle tek bir rijitlikten bahsedilemeyeceği ve rijitliğin kolonun yatay yerdeğiştirme ve dolayısıyla meydana gelmiş olan çatlama düzeyine bağlı olduğu açıkça görülmektedir. Özellikle büyük depremler gibi yapılarda önemli yatay ve düşey etkiler meydana getiren etkiler sırasında, yapı elemanlarında önemli miktarda yatay yerdeğiştirmeler ve buna bağlı ve eleman yüksekliği boyunca yayılı çatlamlar ortaya çıkması kaçınılmaz olduğundan, böyle depremler sırasında elemanların rijitlikleri ve onlara bağlı olarak tüm yapının frekans ve periyot gibi dinamik özellikleri değişir durumda olacaktır.



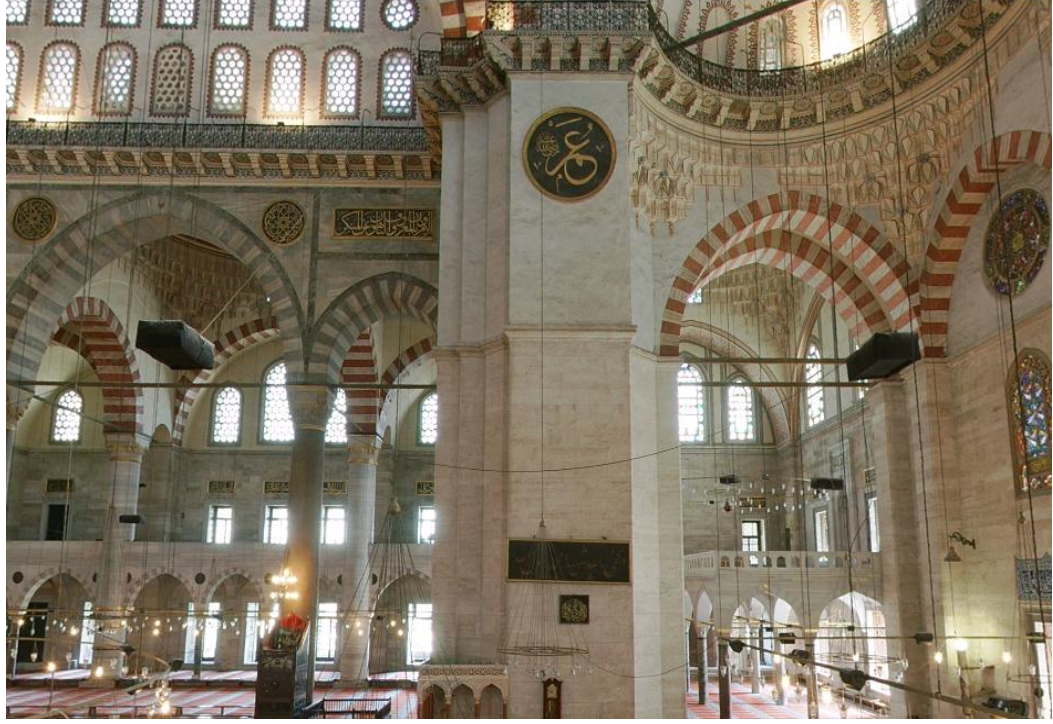
Şekil 4.4. Kolonun yatay rijitlik - yatay yerdeğiştirme ($K-\delta$) grafiği

4. 1. 2 Uygulama 2: Süleymaniye Camisinin ana kolonlarından biri

Türk - İslam ve hatta dünya mimarisinin en nadide ve paha biçilmez tarihi eserlerinden biri olan Süleymaniye Camisi, Osmanlı İmparatorluğunun Kanuni Sultan Süleyman zamanında, mimarbaşı Mimar Sinan'a 1549 – 1557 yılları arasında yaptırılmıştır. Şekil 4.5.'de Camiinin genel bir görünüşü ve planı (Arıoğlu ve Anadol, 1973), Şekil 4.6.'da ise ana kubbeyi taşıyan ve 18.50 m yüksekliğinde olan dört ana kolondan (fil ayağından) birinin görünüşü verilmiştir. Kolonlarda kullanılan ana malzeme küfeki taşıdır (Arıoğlu ve Anadol, 1973). Bu taş, Osmanlı İmparatorluğu zamanında İstanbul' da inşa edilen çoğu yapıda kullanılmıştır.



Şekil 4.5. Süleymaniye Camisinin genel bir görünüşü ve planı (Arıoğlu ve Anadol, 1973)



Şekil 4.6. Süleymaniye Camisinin ana kolonlarından birinin görünüşü

Büyük kolonlu tarihi yapılarda kolonların kesit dokusu tam olarak bilinmemektedir. Bu yapılar üzerinde özellikle tahribatlı araştırmaların ve deneylerin yapılması da söz konusu olamadığından, kesit yapısının kesin bir şekilde belirlenmesi de çoğu zaman mümkün olmamaktadır. Bununla birlikte büyük kesitli yığma kolonların yapısının homojen olmadığı, dış kısmın (kabuğun) mermer, kireçtaşı, bazalt gibi kesme taştan, iç kısmın (göbeğin ya da çekirdeğin) ise taş parçaları ve harçtan meydana gelen bir dolgudan oluştuğu kısmen yıkılmış bazı tarihi yapılar üzerinde yapılmış olan ayrıntılı incelemelerden bilinmektedir. İtalya'daki Noto Katedralinin 13 Mart 1996'da aniden kısmi yıkılmasından sonra bir kolonunun çekilmiş fotoğrafı (Binda ve ark., 2003) bu durumu açıkça göstermektedir.



Şekil 4.7. İtalyadaki Noto Katedralinin kolonlarından birinin kesit yapısı (Binda ve ark., 2003)

Süleymaniye Camisinin ana kolonlarından birinin kesiti Şekil 4.8. a' da görülmektedir. Bu kolonun alanı 43.71 m^2 olarak hesaplanmıştır. Üçüncü bölümde sunulmuş olan formülasyonun dikdörtgen ve kare kesitli yığma kolonlar için geçerli olmasından dolayı ve kesitin kare kesite yaklaşık benzerliğinden dolayı buradaki hesaplarda aynı alana sahip bir kare kesit ele alınmıştır. Bir kenarı 6.6 m uzunluğunda olan ve Şekil 4.8. b' de gösterilmiş olan bu hesap kesitinde dış kısmın (kabuğun) kalınlığı 0.75 m , elastisite modülü E_1 , iç kısmın elastisite modülü ise E_2 olarak alınsın. Bu haliyle kolon kesiti bir kompozit kesit durumundadır. Bu kesitle eşit kenar boyutlu eşdeğer homojen kesitin elastisite modülü mukavemet bilgilerinden

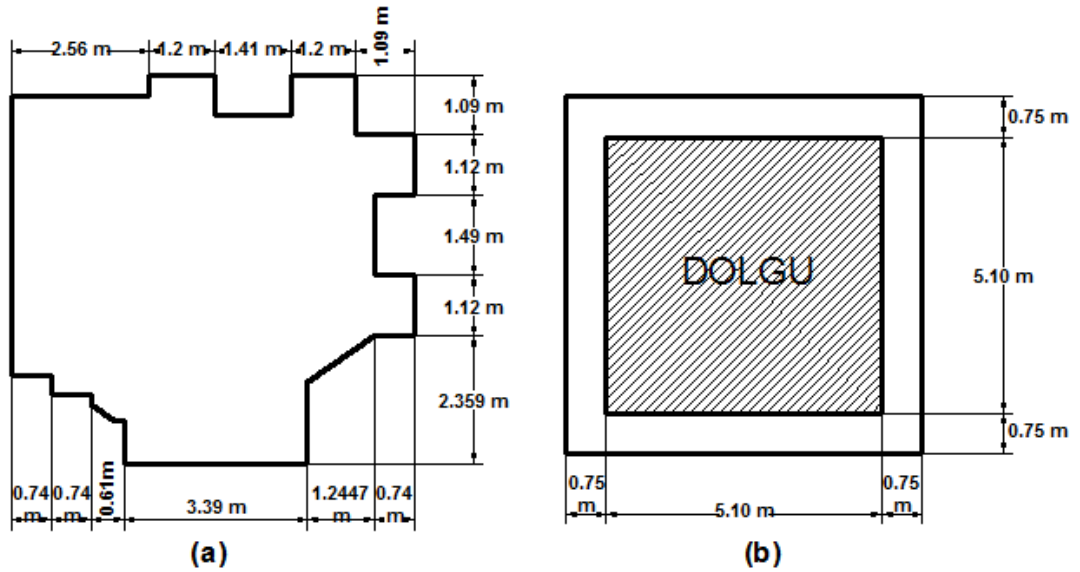
$$E_{eş} = \frac{E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2}{A_1 + A_2} \quad (4.2)$$

olarak ifade edilebilir. Kolonun dış kısmı kireçtaşı (Küfeki) alınarak (Arıoğlu ve Anadol, 1973) elastisite modülü $E_1 = 260\ 000\ \text{kgf/cm}^2$ değerinde, dolgu kısmın elastisite modülü ise $E_2 = 0.40 E_1 = 104\ 000\ \text{kgf/cm}^2$ olarak alınmıştır. Sırasıyla dış ve iç kısmın alanı olan A_1 ve A_2 alanları Şekil 4.8.b dikkate alınarak

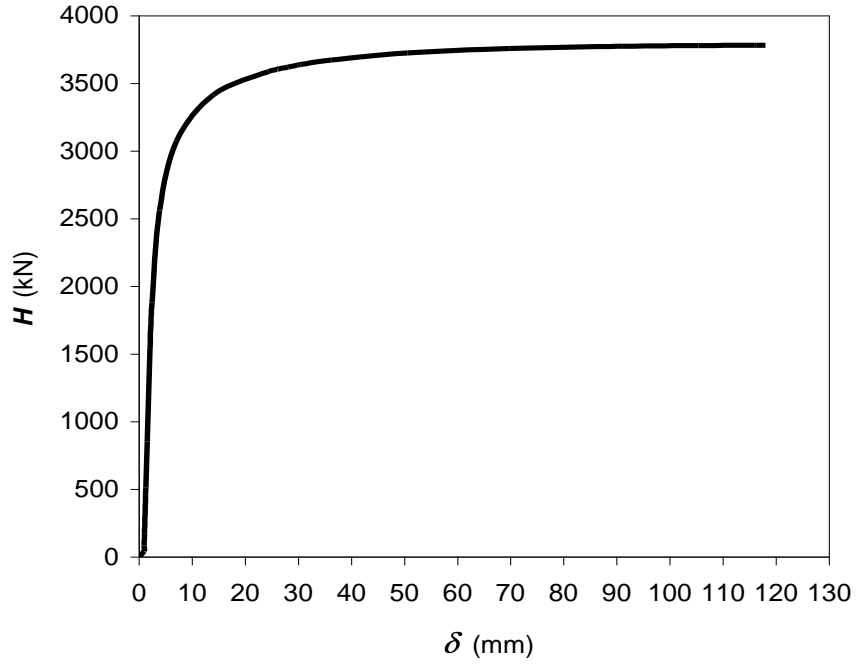
$$A_1 = 6.6^2 - 6.1^2 = 17.55\ \text{m}^2$$

$$A_2 = 6.1^2 = 26.01\ \text{m}^2$$

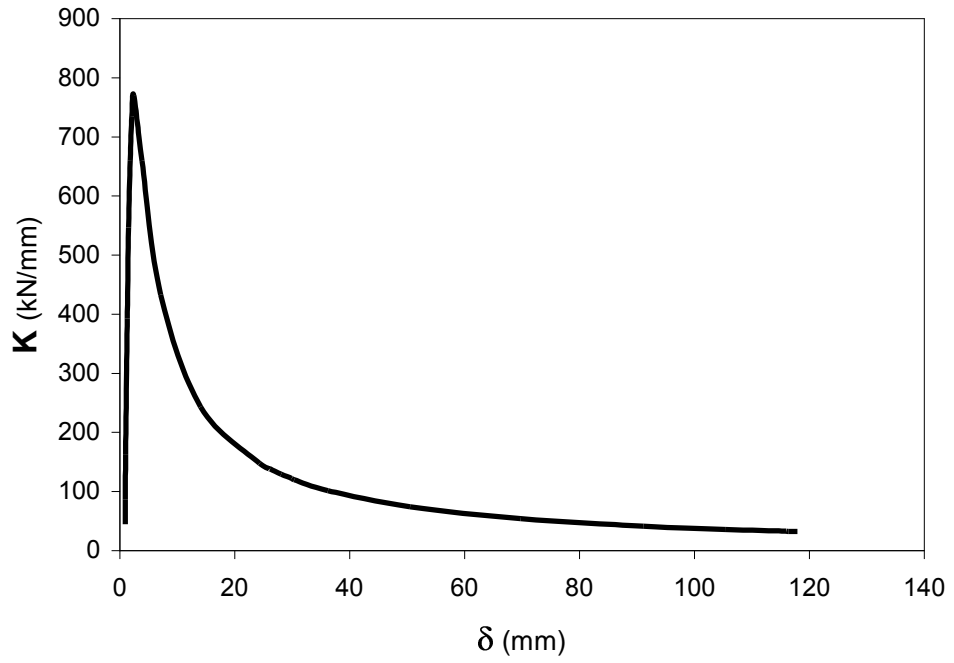
olarak hesaplanıp bütün bu değerler (4.2) ifadesine yerleştirildiğinde eşdeğer kesitin elastisite modülü $E_{es} = 166851.24\ \text{kgf/cm}^2$ olarak bulunur. Kolon hesapta ideal olarak 14 sonlu elemana bölünmüştür. Yukarıdaki bilgiler bilgisayar programına girilerek eşdeğer kolon için yatay kuvvet - yatay yerdeğiştirme ve yatay rijitlik - yatay yerdeğiştirme grafikleri sırasıyla Şekil 4.9. ve 4.10. daki gibi elde edilmiştir.



Şekil 4.8. Süleymaniye Camisi ana kolonlarından birinin: (a) gerçek, (b) hesap için idealleştirilmiş haldeki kesiti



Şekil 4.9. Süleymaniye Camisi kolonunun yatay kuvvet - yatay yerdeğiştirme grafiği



Şekil 4.10. Süleymaniye Camisi kolonunun yatay rijitlik - yatay yerdeğiştirme grafiği

$H-\delta$ grafiğinden görüldüğü gibi ilk başlarda kolonun yatay yerdeğiştirmeleri yatay kuvvetle doğrusal olarak artmaktadır. Ancak yatay kuvvet (H_c) yaklaşık 1880 kN' değerine ulaştığında kolon 2.44 mm' lik yatay yerdeğiştirme (δ_c) yapmakta ve kolonda ilk çatlak oluşmaktadır. Kolon ilk çatlamaadan sonra da yük taşımakta ancak artan yatay kuvvetle birlikte yatay yerdeğiştirmeler hızla büyümektedir. Yatay kuvvet kolonun taşıyabileceği en büyük değer olan $H_{maks} = 3783$ kN değerine ulaştığında ise yatay yerdeğiştirme miktarı $\delta_{Hmaks} = 117.965$ mm olmaktadır. Bu durumda kolon tabanındaki boyutsuz dışmerkezlik $e_{14}/b \cong 0.490$ olarak hesaplanmaktadır. Kolonun elastik sınırdaki ve maksimum direnim sınırındaki yatay rijitlik değerleri sırasıyla $K_e = 770$ kN/mm ve $K_{Hmaks} = 32.07$ kN/mm olarak elde edilmektedir, Şekil 4.10.'dan elastik sınırdan sonra kolon rijitliğinin nasıl hızla düşüyor olduğu açıkça görülebilmektedir.

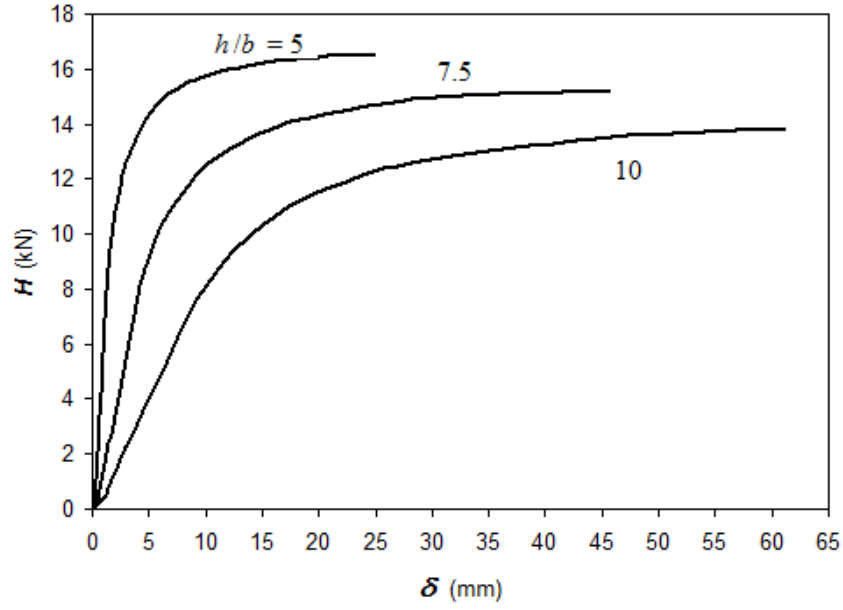
4. 2. Parametrik İncelemeler

Bu bölümde dikdörtgen kesitli yığma kolonların yatay yerdeğiştirme rijitlikleri üzerinde çeşitli parametrelerin etkileri incelenmiştir. Bu parametreler sırasıyla kolon narinliği, kolona üstten gelen düşey yükün büyüklüğü, kolonun esneklik katsayısı, kolona üstten gelen düşey yükün dışmerkezlik değer ve varsa kolonun düşeyden sapma açısıdır.

4. 2. 1. Kolon narinliğinin etkisi

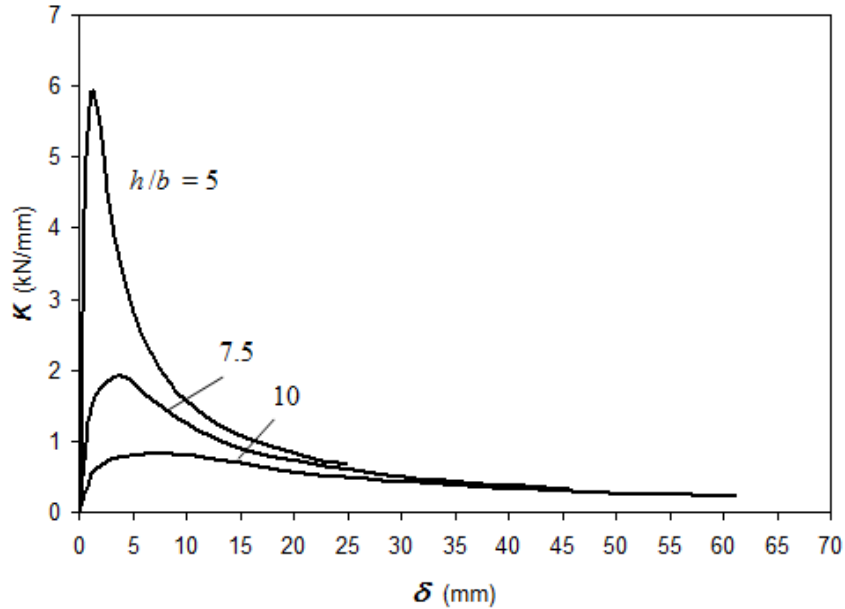
Uygulama 1'de incelenen örnek kolonun narinlik değerleri değiştirilerek elde edilen farklı narinlikli kolonlar için yatay rijitlik değerleri araştırılmıştır.

Şekil 4.11.' de farklı $h/b = 5, 7.5$ ve 10 narinlikleri olan, sabit $V/W = 1$ ve $\gamma \cdot b/E = 0.5 \cdot 10^{-5}$ değerlerine sahip üç kolon için elde edilen yatay kuvvet – yatay yerdeğiştirme ($H - \delta$) eğrileri gösterilmektedir. Bu şekilden açıkça görülmektedir ki başlangıç eğimi yani elastik yatay rijitlik ve maksimum direnç (dayanım) azalan narinlikle birlikte artmaktadır.



Şekil 4.11. Farklı narinliklere sahip üç kolonun yatay kuvvet – yatay yerdeğiştirme ($H - \delta$) grafikleri

Kolonların yatay rijitliğinin yatay yerdeğiştirmeye bağlı değişimi ise Şekil 4.12.' de gösterilmiştir. Küçük yerdeğiştirme bölgesinde (yerdeğiştirmelerin küçük değerlerinde) yatay rijitlik değerleri arasındaki açık fark şekilden net olarak görülmektedir.



Şekil 4.12. Farklı narinliklere sahip üç kolon için yatay rijitlik – yatay yerdeğiştirme ($K - \delta$) grafikleri

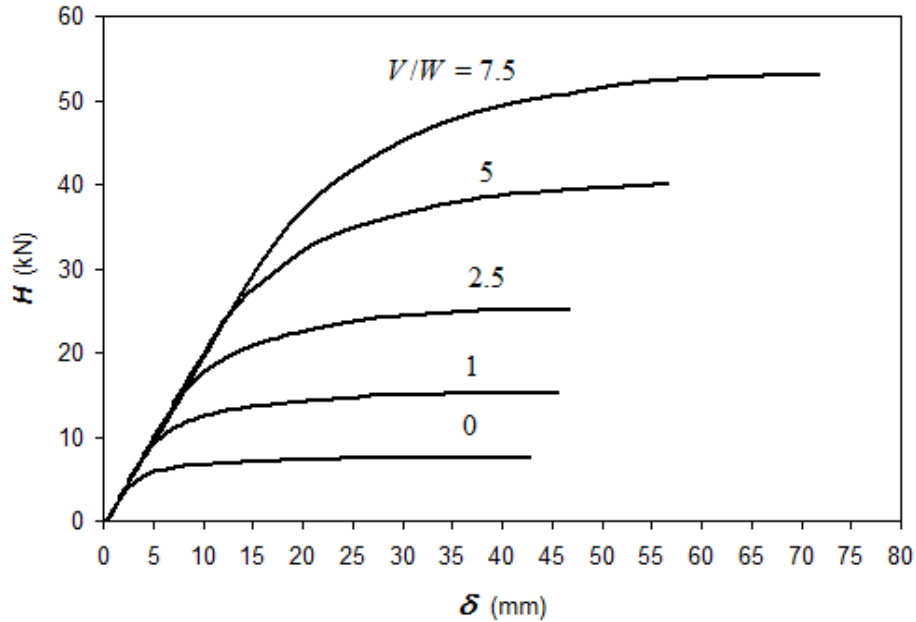
Sınır durumlardaki yatay rijitlik değerleri Çizelge 4.3. de verilmiştir.

Çizelge 4.3. Farklı h/b narinlik değerleri için sınır durumlardaki yatay rijitlik değerleri

K (kN/mm)	Narinlik (h/b)		
	5	7.5	10
K_e	5.921	1.924	0.829
K_{Hmaks}	0.663	0.333	0.225

4. 2. 2. Kolona gelen düşey yükün kolon ağırlığına oranının etkisi

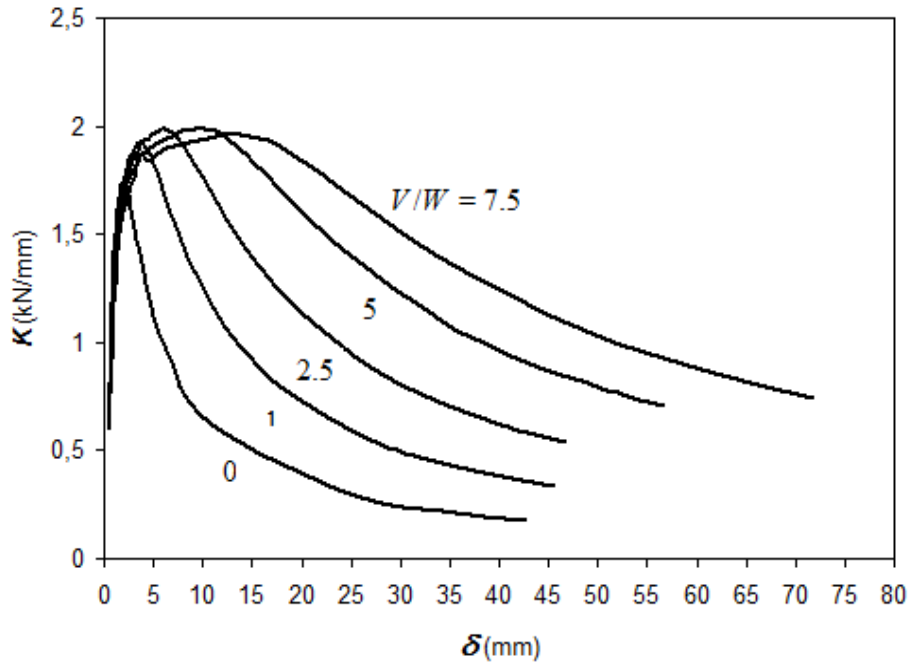
Şekil 4.13. narinlik oranı $h/b = 7.5$ ve esneklik parametresi $\gamma \cdot b/E = 0.5 \cdot 10^{-5}$ olan bir yığma kolonun, düşey yük / öz ağırlık oranlarının $V/W = 0, 1, 2.5, 5$ ve 7.5 gibi beş farklı değeri için yatay kuvvet – yatay yerdeğiştirme ($H - \delta$) eğrilerini göstermektedir. Görülmektedir ki değişik V/W değerleri için elde edilen eğriler hemen hemen aynı başlangıç eğimine sahiptirler. Büyük V/W oranlarına gidildikçe daha büyük yatay direnç değerleri elde edilmektedir. Ancak, bu durumun kolon malzemesinin basınçta teorik olarak sınırsız bir dayanıma sahip olduğu kabulüyle geçerli olacağı belirtilmelidir. Eğrilerden artan tepe yüküyle birlikte maksimum yerdeğiştirmelerin de artıyor olduğu görülmektedir.



Şekil 4.13. Farklı V/W oranları için yatay kuvvet – yatay yerdeğiştirme ($H - \delta$) grafikleri

Yatay rijitliğin yatay yerdeğiştirmeye göre değişimleri Şekil 4.14.'de verilmiştir. Çok küçük yerdeğiştirmeler için V/W oranının ihmal edilebilecek kadar

az bir olumlu etkisinin olduğu ve bu olumlu etkisinin V/W nin 1, 2.5 ve 5 değerleri için biraz daha belirgin olduğu anlaşılmaktadır. Düşey yükün kolon ağırlığına oranının, orta büyüklükteki ve büyük yerdeğiştirmelere gidildikçe önemli bir etkiye sahip olduğu açıkça görülmektedir. Dolayısıyla büyük düşey yük değerlerinin çatlama sonrasındaki yatay rijitlik değerleri üzerinde oldukça önemli bir pozitif katkısının olduğu anlaşılmaktadır. Kolon için karakteristik noktalardaki yatay rijitlik değerleri Çizelge 4.4. de verilmektedir.



Şekil 4.14. Farklı V/W oranları için yatay rijitlik – yatay yerdeğiştirme ($K - \delta$) grafikleri

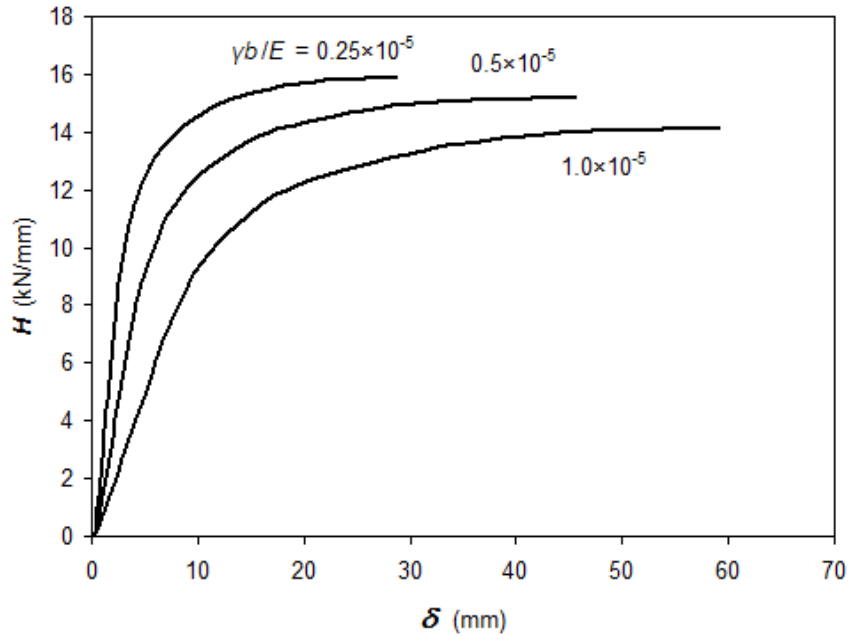
Çizelge 4.4. Farklı V/W değerleri için karakteristik noktalardaki yatay rijitlik değerleri

K	V/W oranları				
	0	1	2.5	5	7.5
K_e	1.739	1.924	1.986	1.987	1.958
K_{Hmaks}	0.178	0.333	0.539	0.704	0.739

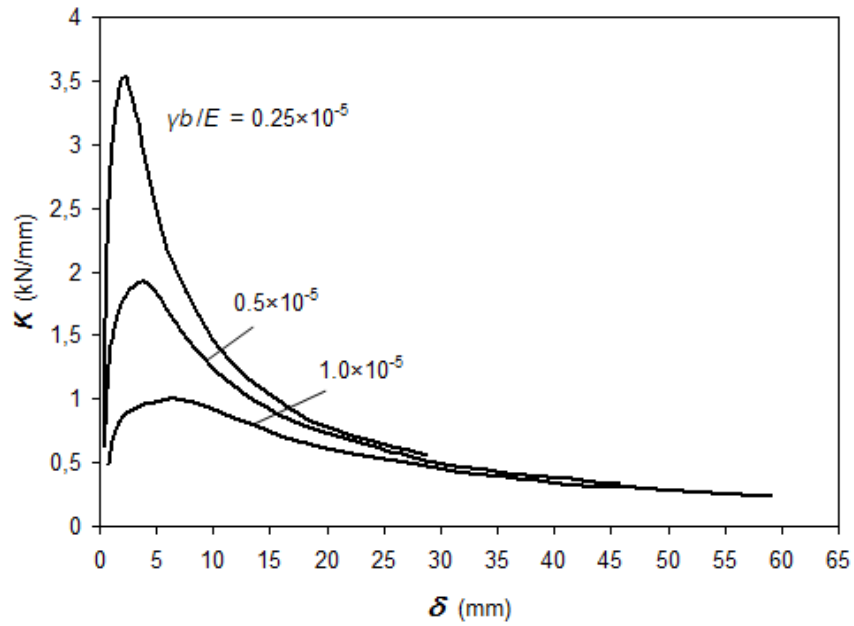
4. 2. 3. Esneklik parametresinin etkisi

Narinliği $h/b = 7.5$ ve tepe yükünün öz ağırlığına oranı $V/W = 1$ olan kolonun, esneklik parametresi $\gamma \cdot b/E$ nin farklı değerleri olan $0.25 \cdot 10^{-5}$; $0.5 \cdot 10^{-5}$ ve $1.0 \cdot 10^{-5}$ için yatay kuvvete karşı yatay yerdeğiştirme ($H - \delta$) ilişkileri Şekil 4.15.'de gösterilmiştir.

Farklı esneklik değerlerine karşı gelen eğrilerin başlangıç eğimleri arasında belirgin bir fark olduğu bu şekilde görülebilmektedir. Esneklik parametresi azaldıkça hem elastik rijitlik değerinin hem de maksimum direncin arttığı, buna karşılık en büyük yatay yerdeğiştirme değerinin azaldığı anlaşılmaktadır. Yatay rijitliğin yatay yerdeğiştirmeye bağlı değişimleri Şekil 4.16.'da verilmiştir.



Şekil 4.15. Farklı esneklik parametreleri için yatay kuvvet - yatay yerdeğiştirme ($H - \delta$) grafikleri



Şekil 4.16. Farklı esneklik parametreleri için yatay rijitlik - yatay yerdeğiştirme ($K - \delta$) grafikleri

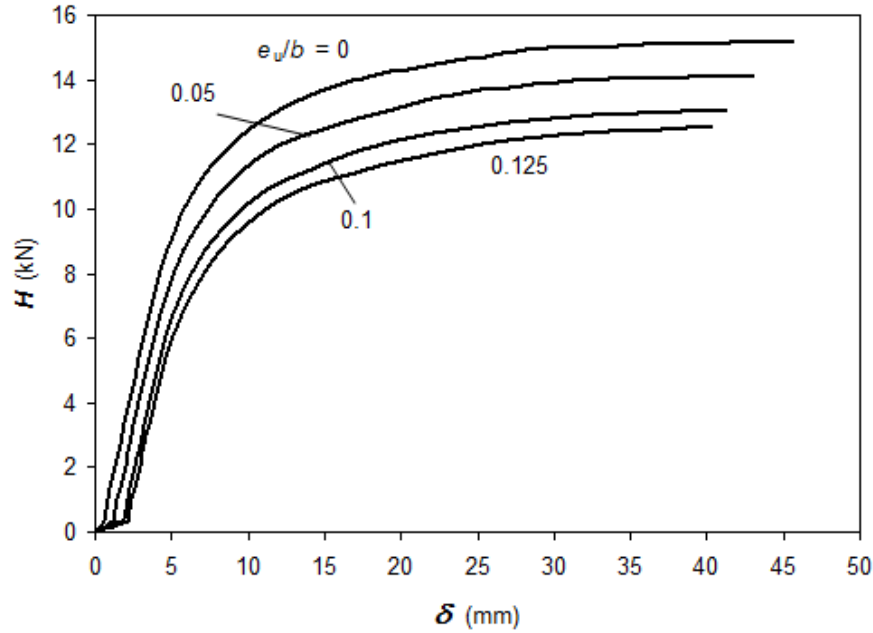
Şekilden, esneklik parametresi olan $\gamma \cdot b/E$ nin küçük yerdeğiştirme değerlerinde çok daha belirgin etkiye sahip olduğu açıkça görülmektedir. Kolon için tipik noktadaki yatay rijitlik değerleri Çizelge 4.5. de verilmiştir.

Çizelge 4.5. Farklı esneklik değerleri için karakteristik noktalardaki yatay rijitlik değerleri

K	Esneklik Parametresi		
	$0.25 \cdot 10^{-5}$	$0.5 \cdot 10^{-5}$	$1.0 \cdot 10^{-5}$
K_e	3.525	1.924	1.002
K_{Hmaks}	0.553	0.333	0.239

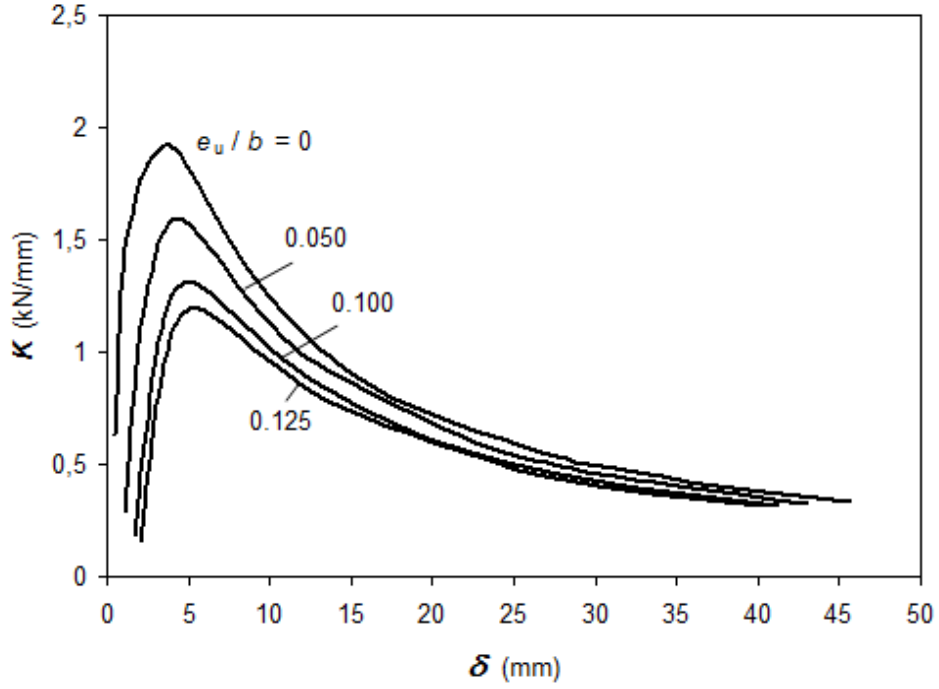
4. 2. 4. Tepe yükünün dışmerkezliğinin etkisi

Narinlik değeri $h/b = 7.5$; tepe yükünün kolon öz ağırlığına oranı $V/W = 1$ ve esneklik parametresi $\gamma \cdot b/E = 0.5 \cdot 10^{-5}$ olan yığma kolon için tepe yükü V nin dışmerkezlik değeri e_u ' nun boyutsuz değerleri; $\frac{e_u}{b} = 0, 0.05, 0.1$ ve 0.125 için elde edilen yatay kuvvet – yatay yerdeğiştirme ($H - \delta$) eğrileri Şekil 4.17. de çizilmiştir. Bu şekilden e_u/b nin büyük değerlerine gidildikçe taşınabilecek yatay kuvvet değerinin ve maksimum yerdeğiştirme değerinin azaldığı görülmektedir.



Şekil 4.17. Tepe yükünün boyutsuz dışmerkezliğinin farklı değerleri için yatay kuvvet – yatay yerdeğiştirme ($H - \delta$) grafikleri

Kolon için e_u/b nin yukarıda belirtilen değerlerine karşı elde edilmiş yatay rijitlik – yatay yerdeğiştirme ($K - \delta$) grafikleri Şekil 4.18. de gösterilmiştir. Şekilden tepe yükünün dışmerkezlik değerinin özellikle küçük ve orta büyüklükteki yerdeğiştirme değerlerinde belirgin bir etkiye sahip olduğu açıkça görülmektedir. Büyük yerdeğiştirme değerlerinde ise etkisinin çok azaldığı anlaşılmaktadır. Sınır durumlardaki yatay rijitlik değerleri Çizelge 4.6. da verilmektedir.



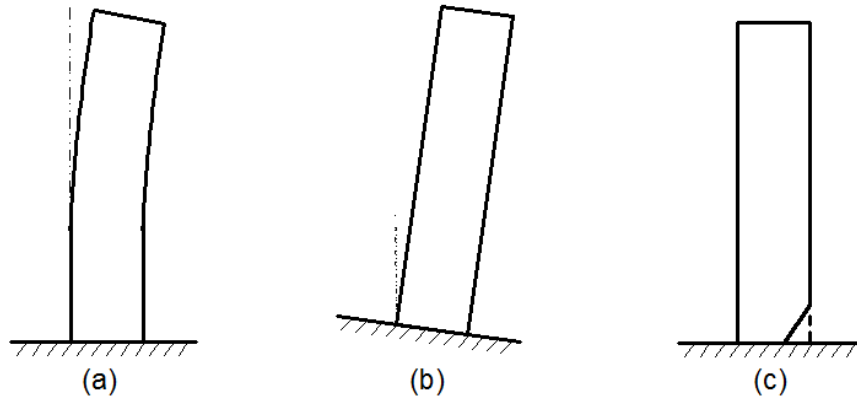
Şekil 4.18. Tepe yükünün dışmerkezliğinin farklı değerleri için yatay rijitlik – yatay yerdeğiştirme ($K - \delta$) grafikleri

Çizelge 4.6. Farklı e_u/b boyutsuz dışmerkezlik değerleri için sınır durumlardaki yatay rijitlik değerleri

K	e_u/b			
	0	0.05	0.10	0.125
K_e	1.924	1.597	1.319	1.191
K_{Hmaks}	0.333	0.328	0.317	0.312

4. 2. 5. Kolonda bulunabilecek kusurların etkisi

Tarihi yapılar zamanın etkisine (yaşlanma) maruz olduklarından, zaman içinde bu yapılarda birçok farklı kusurlar meydana gelmiş olabilir. Yapının duvarlarında ve / veya kolonlarında taşınan yükün etkisiyle ya da malzemedeki sünme etkisiyle oluşan eğilmeler, duvarların ya da kolonların temellerindeki farklı oturmalarından kaynaklanan dönmeler (düşeyden sapmalar) veya bu elemanların özellikle taban kesitlerinde çeşitli nedenlerle ortaya çıkabilecek kırılmalar bu kusurlardan bazılarıdır, Şekil 4.19.

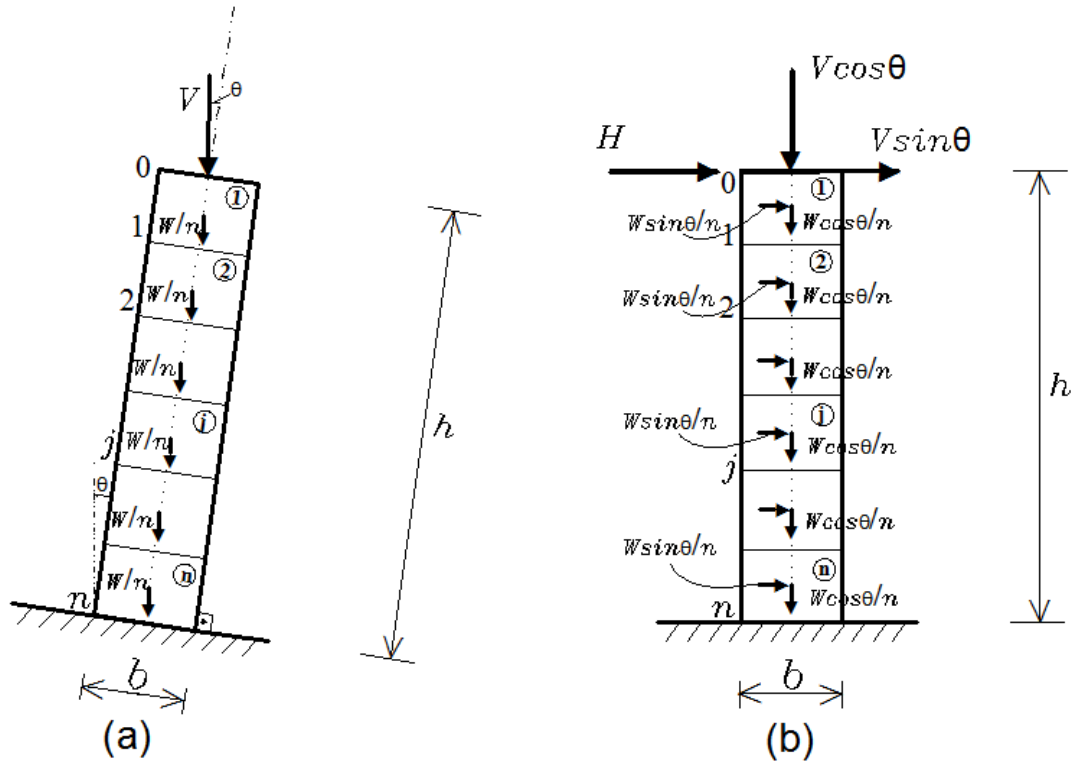


Şekil 4.19. Tarihi yapı kolonlarında bulunabilecek bazı kusurlar (a) zamanla oluşan eğilme, (b) düşeyden sapma, (c) kolon tabanında kırılma

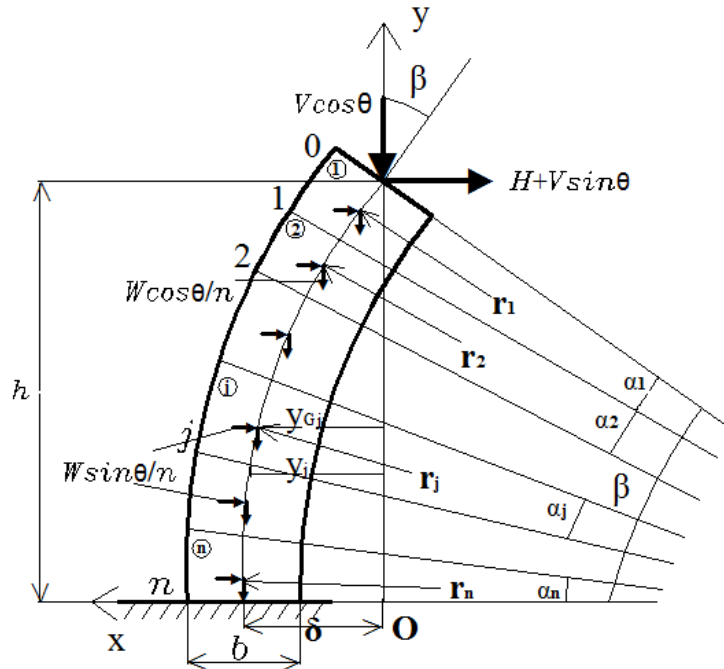
Bu tür kusurların, kolonların ve duvarların yatay yerdeğiştirme rijitliklerini olumsuz şekilde etkileyeceği açıktır. Örneğin Şekil 4.19. (c) 'de görülen kolon tabanındaki kırılma kolonun narinlik değerinde bir artışa ve buna bağlı olarak kolon yatay rijitliğinde bir azalmaya neden olacaktır. Birden fazla kusurun yapıların taşıyıcı elemanları üzerindeki olumsuz etkilerinin kümülatif olduğu kolayca söylenebilir.

Bu kısımda yukarıda bahsedilmiş olan kusurlar içinde sadece düşeyden sapmanın etkisi parametrik olarak incelenecektir.

Şekil 4.20. (a)' da düşeyden belirli bir θ açısı kadar sapsmış durumda olan dikdörtgen kesitli bir yığma kolon görülmektedir. Kolona yayılı haldeki kendi ağırlığı yanında aksenal V düşey yükü etki etmektedir. Bu kolona eşdeğer düşey durumdaki kolonun hesap için elemanlara bölünmüş durumu Şekil 4.20. (b) 'de verilmiştir. Bu eşdeğer kolonun üzerine gelen yükler altında şekildeğiştirmiş hali Şekil 4.21.'de gösterilmiştir.



Şekil 4.20. (a) Düşeyden sapmış bir kolon (b) bu kolona eşdeğer düşey kolon ve elemanlara bölünmüş durumu



Şekil 4.21. Eşdeğer düşey kolonun şekil değiştirmiş hali

Şekildeğiştirmiş durum dikkate alındığında j . kesitin y koordinatının üçüncü bölümde verilen yine (3.4) bağıntısıyla belirlenebileceği görülebilir. Bu kolon için j . kesitteki normal kuvvet ve eğilme momenti aşağıdaki gibi elde edilmektedir.

$$N_j = \left(V + j \cdot \frac{W}{n} \right) \cdot \cos \theta \quad (4.3)$$

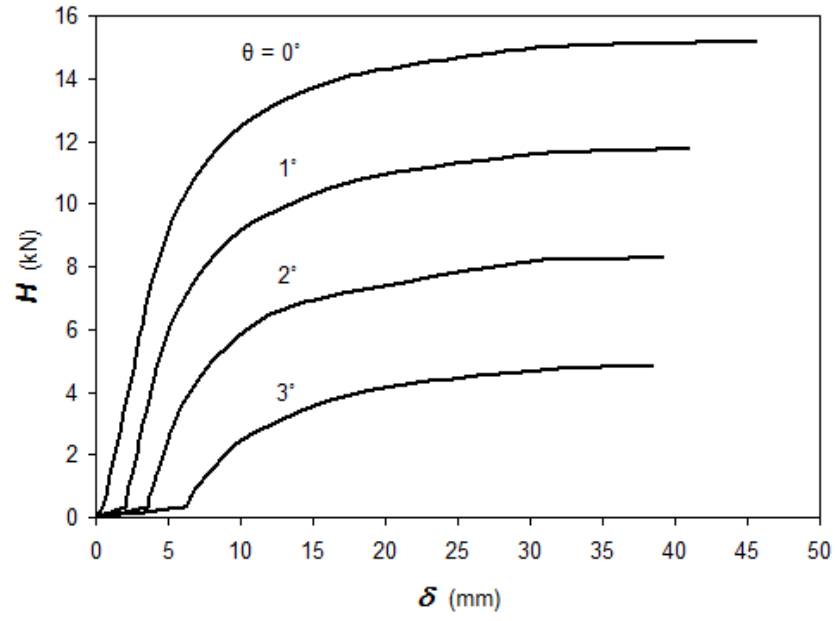
$$M_j = \left[V \cdot y_j + \frac{W}{n} \cdot \sum_{i=1}^j (y_j - y_{Gi}) \right] \cdot \cos \theta + \left(\frac{H}{W} + \eta \cdot \sin \theta \right) \cdot \frac{h}{n} \cdot j \cdot W + \sin \theta \cdot \frac{W}{n} \cdot \frac{h}{n} \cdot \sum_{i=1}^j \left(i - \frac{1}{2} \right) \quad (4.4)$$

Normal kuvvet ve eğilme momentinin (4.3) ve (4.4)' deki bu ifadeleri kullanılarak boyutsuz dışmerkezlilik

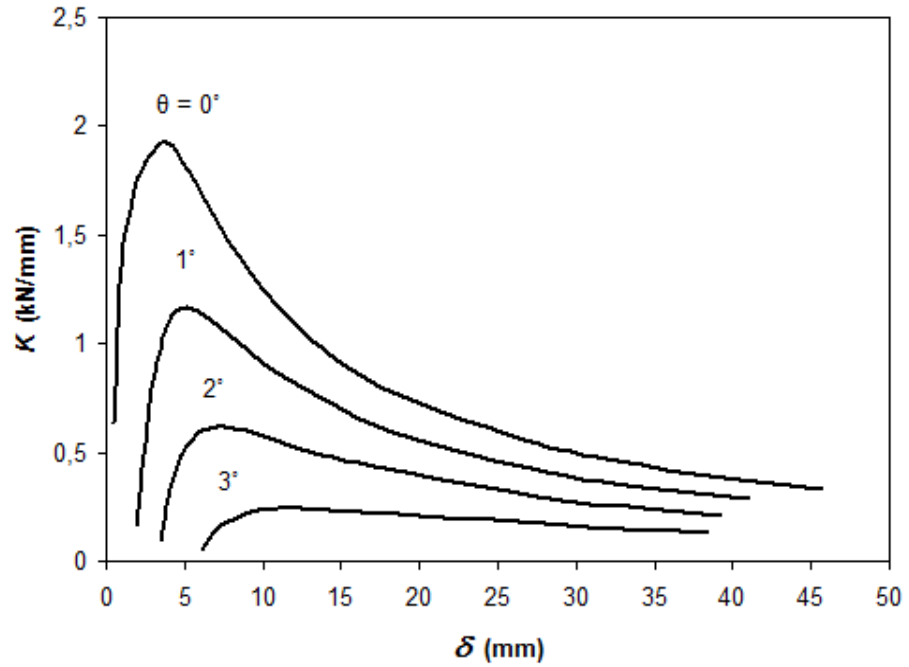
$$\frac{e_j}{b} = \frac{y_j}{b} - \frac{1}{\left(n \cdot \frac{V}{W} + j \right)} \cdot \sum_{i=1}^j \frac{y_{Gi}}{b} + \xi \cdot n \cdot j \cdot \frac{\left(\frac{H}{W} + \frac{V}{W} \cdot \sin \theta \right)}{\left(n \cdot \frac{V}{W} + j \right) \cos \theta} + \frac{1}{2} \cdot \xi \cdot j^2 \cdot \frac{\sin \theta}{\left(n \cdot \frac{V}{W} + j \right) \cdot \cos \theta} \quad (4.5)$$

olarak belirlenmiş olmaktadır. Boyutsuz dışmerkezliliğin bu ifadesi kullanılmak koşuluyla (3.3) de açıklanan çözüm işlemi burada da aynen geçerlidir.

Yüksekliği $h = 7.5 \text{ m}$ ve kesit boyutları 1 m olan kare kesitli bir yığma kolon gözönüne alınarak bu kolonun düşeyden 1° , 2° ve 3° ayrılmış olması durumları için yatay kuvvet - yatay yerdeğiştirme ($H - \delta$) ve yatay kuvvet - yatay rijitlik ($K - \delta$) grafikleri Şekil 4.22. ve Şekil 4.23.'deki gibi elde edilmiştir. θ açısındaki artışla kolonun taşıyabileceği yatay kuvvetteki azalış Şekil 4.22.'den, yatay rijitliğin artan açıyla belirgin düşüşü ise Şekil 4.23.' den açık olarak görülebilmektedir.



Şekil 4.22. Ele alınan kolon için düşeyden sapma açısının çeşitli değerleri için elde edilen yatay kuvvet – yatay yerdeğiştirme ($H - \delta$) grafikleri



Şekil 4.23. Kolonun yatay rijitlik – yatay yerdeğiştirme ($K - \delta$) grafikleri

5. SONUÇLAR ve ÖNERİLER

Bu tez çalışmasında dikdörtgen kesitli donatısız yığma kolonların yatay yerdeğiştirme rijitlikleri belirlenmeye çalışılmıştır. Kolonlar kendi ağırlıklarına ilaveten dışmerkez bir düşey yük ve büyüklüğü monoton olarak artırılan yatay yük altında düşey prizmatik konsol eleman olarak modellenmiştir. Kolon malzemesinin çekme gerilmesi almayan ve basınçta doğrusal gerilme – şekil değiştirme ($\sigma - \epsilon$) bağıntısına sahip olduğu kabul edilmiştir. Hesaplar literatürde mevcut olan bir sayısal yöntem eldeki probleme uyarlanarak gerçekleştirilmiştir. Bu sayısal yöntem ile iki örnek kolon üzerinde uygulama yapılmış ve ayrıca çeşitli parametrelerin yatay yerdeğiştirme rijitliği üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Çalışmadan elde edilen başlıca bulgular ve sonuçlar şöyle özetlenebilir:

1) Kullanılan sayısal yöntem dikdörtgen ve kare kesitli yığma kolonların yatay kuvvet – yatay yerdeğiştirme ($H - \delta$) ve ona bağlı olarak yatay rijitlik – yatay yerdeğiştirme ($K - \delta$) ilişkilerini elde etmek için oldukça uygundur, çünkü bu yöntem çatlamayı ve ikinci mertebe yerdeğiştirme etkilerini etkili bir şekilde göz önüne alabilmektedir.

2) Yığma kolonların yatay yerdeğiştirme rijitlikleri sadece kolon narinliğine, malzeme özelliklerine ve düşey tepe yükünün büyüklüğüne ve onun dışmerkezlik değerine değil aynı zamanda kolonun maruz kalacağı yatay yerdeğiştirme miktarına ve ona bağlı olarak kolonda meydana gelecek çatlamaların düzeyine bağlıdır. Dolayısıyla belirli geometrik, malzeme ve düşey yük özelliklerine sahip bir yığma kolon için tek bir yatay rijitlikten bahsedilemez.

3) Donatısız dikdörtgen kesitli yığma kolonların monoton olarak uygulanan yatay yük ve bu yüklere bağlı olarak meydana gelen yatay yerdeğiştirme ilişkileri çatlama başlangıcına kadar doğrusal, çatlamadan sonra ise doğrusal olmayan bir davranış sergilemektedir. Dolayısıyla, bu tür kolonların monoton artan yatay yük - yatay yerdeğiştirme ilişkileri elastik sınır (çatlama sınırı) ve maksimum direniş (en büyük dayanım) olmak üzere iki sınır durum ile karakterize edilebilir. Bir kolonun elastik sınıra karşı gelen rijitlik değeri, kolona bu sınırdan sonra yatay kuvvet uygulanmaya devam edilirse ortaya çıkan çatlamalar ve büyük yatay yerdeğiştirmeler nedeniyle çok belirgin bir şekilde düşmeye başlamaktadır.

4) • Kolonların elastik ve çatlak oluştuktan sonraki yatay rijitlik değerleri kolon narinliği h/b ve esneklik parametresi $\gamma \cdot b/E$ 'deki artışla birlikte, özellikle küçük ve orta büyüklükteki yerdeğiştirmeler durumunda düşmektedir.

- Elastik rijitlik değeri, düşey tepe yükününün kolonun kendi ağırlığına oranı olan V/W 'nin belirli bir değerine kadar artmakta, ancak, daha sonra V/W oranının artan değerleriyle birlikte azalmaktadır. Buna karşılık çatlaklı durumdaki yatay rijitlik değerleri artan V/W değerleri ile artmaktadır.

- Düşey tepe yükü V 'nin dışmerkezlik değerinin (e_u/b) özellikle küçük ve orta büyüklükteki yerdeğiştirme değerlerinde kolon yatay rijitliği üzerinde belirgin bir etkiye sahipken, büyük yerdeğiştirme değerlerinde etkisi çok azalmaktadır.

5) Tarihi yapılarda zaman içinde çeşitli nedenlerle kusurlar meydana gelmiş olabilir. Yapının duvarlarında ve / veya kolonlarında taşınan yükün etkisiyle ya da malzemedeki sünme etkisiyle oluşan eğilmeler, duvarlar ya da kolonlarda temellerindeki farklı oturmalarından kaynaklanan düşeyden sapmalar veya bu elemanların özellikle taban kesitlerinde çeşitli nedenlerle ortaya çıkabilecek kırılmalar bu kusurlardan bazılarıdır. Bu çalışmada bu gibi kusurlardan biri olan kolonların tabanda dönmesi dolayısıyla ortaya çıkabilecek düşeyden ayrılmanın kolon yatay rijitliği üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Düşeyden ayrılma açısı olarak alınan θ açısındaki artışla kolonun taşıyabileceği yatay kuvvette ve yatay rijitlikte belirgin düşme meydana geldiği görülmüştür.

6) Çalışmada kullanılan sayısal yöntemde gerekli değişiklikler yapılarak düzgün çokgen ya da başka kesite sahip yığma kolonlar da rahatlıkla çözümlenebilir. Ayrıca, yine yöntemde gerekli düzenlemeler yapılarak ani ya da sürekli değişken kesitli kolonların (prizmatik olmayan kolonların) analizi yapılabilir ve kolon malzemesi doğrusal olmayan gerilme – şekildeğiştirme ilişkisi sergiliyorsa bu durum hesaba dahil edilebilir.

7) Duvarlar ve dikdörtgen ya da kare kesitli kolonlarla taşınan bir yığma yapının asal doğrultularındaki toplam yatay rijitliklerinin belirlenmesi gerektiğinde; duvarlar için literatürde bulunan ve deneysel, analitik ve sayısal çalışmalardan elde edilmiş olan yatay rijitlik bağıntıları, yapının kolonları için ise örneğin bu çalışmada sunulmuş olan yöntem ve bağıntılardan yararlanılabilir. Yapı için duvar ve kolonların dikkate alınmasıyla böylece gerçekçi bir şekilde belirlenmiş olan yatay rijitliklerin,

yapının bulunduğu bölgede meydana gelmesi muhtemel depremlere direniş için yeterli olup olmadıkları saptanmış olacaktır. Rijitliklerin yetersiz olması durumunda yapının güçlendirilmesi için mümkün ve uygun olan yöntemlere başvurulması gerekir.

Yapılmış olan bu çalışma, sıralanan özellikleri ile orijinal ve dolayısıyla literatürde söz konusu alandaki bir boşluğu dolduran bir çalışma niteliğindedir.

KAYNAKLAR

- APRILE, A., BENEDETTI, A. and GRASSUCCI, F., 2001. Assesment of Cracking and Collapse for Old Brick Masonry Columns. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 127 (12): 1427-1435.
- ARIOĞLU, E., ANADOL, K., 1973. On The Earthquake Resistance of The Süleymaniye Mosque (Istanbul) in The Historical Perspective (1557-1973). *Proceeding of 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome*.
- ASLANAPA, O. 2004. Osmanlı Devri Mimarisi. *İnkılap Kitabevi, İstanbul*.
- BINDA, L., SAISI, A., TIRABOSCHI, C., VALLE, S., COLLA, C. and FORDE, M., 2003. Application of Sonic and Radar Tests on The Piers and Walls of The Cathedral of Noto. *Construction and Building Materials*, 17: 613-627.
- CORRADI, M., GRAZINI, A. and BORRI, A., 2007. Confinement of Brick Masonry Columns with CFRP Materials. *Composites Science and Technology*, 67: 1772-1783.
- DE FALCO, A. and LUCCHESI, M., 2002. Stability of Columns with No Tension Strength and Bounded Compressive Strength and Deformability. Part I: Large Eccentricity, *International Journal of Solids and Structures*, 39: 6191-6210.
- DE LUCA, A., GIORDANO, A., MELE, E., 2004. A Simplified Procedure for Assessing The Seismic Capacity of Masonry Arches. *Engineering Structures*, 26: 1915-1929.
- FRISCH-FAY, R., 1975. Stability of Masonry Piers. *International Journal of Solids and Structures*, 11: 187-198.
- GANDUSCIO, S. and ROMANO, F., 1997. FEM and Analytical Solutions for Buckling of Nonlinear Masonry Members. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 123 (1): 1303-1311.
- GIORDANO, A., MELE, E. and DE LUCA, A., 2002. Modelling of Historical Masonry structures: Comparison of Different Approaches Through A Case Study. *Engineering Structures*, 24: 1057-1069.
- GÜNAY, R., 2005. *Mimar Sinan. Yapı-Endüstri Merkezi Yayını, İstanbul*.
- GÜREL, M. A., KISA, M. ve ÇILI, F., 2006. Lateral Stiffness of Unreinforced Masonry Circular Columns under Cracked Conditions. *Turkish Journal of Engineering and Environmental Sciences*, 30: 57-68.
- GÜREL, M. A., KISA, M. ve PEKGÖKGÖZ, R. K., 2003. Lateral Stiffness of Unreinforced Masonry Slender Columns under Cracked Conditions. *Proceedings of 6th International Fracture Conference, 10-12 September, pp. 115-122, Konya, Turkey*.
- KARAESMEN, E., 2008. *Sinan Teması Üzerine Çeşitlemeler. TMMOB, İnşaat Mühendisleri Odası Yayını, Ankara*.
- KONSTANTINIDIS, D. and MAKRIS, N., 2005. Seismic Response Analysis Multidrum Classical Columns. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34: 1243-1270.
- LA MENDOLA, L. and PAPIA, M., 1993. Stability of Masonry Piers under Their Own Weight and Eccentric Load. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 119 (6): 1678-1693.
- LA MENDOLA, L., 1997. Influence of Nonlinear Constitutive Law on Masonry Pier Stability. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 123 (10): 1303-1311.

- LOURENÇO, P. B., 2001. Analysis of Historical Constructions: From Thrust-lines to Advanced Simulations. Conference on Historical Constructions, Guimaraes, pp. 91-116.
- MOUZAKIS, H. P., 2002. PSYCHARIS, I. N., PAPASTAMATIOU, D. Y., CARYDIS, P. G., PAPANTONOPOULUS, C. and ZAMBAS, C., 2002. Experimental Investigation of The Earthquake Response of A Model of A Marble Classical Column. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31:1681-1698.
- MURA, I., 2008. Stability of Nonlinear Masonry Members under Combined Load. Computers and Structures.
- MUHLHAUS, H. B., SULEM, J. and UNTERREINER, P., 1997. Discrete and Continuous Models for Dry Masonry Columns. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 123 (4): 399-403.
- OCHSENDORF, J. A., HERNANDO, J. I. and HUERTA, S., 2004. Collapse of Masonry Buttresses. Journal of Architectural Engineering, ASCE, 10 (3): 88-97.
- PEGON, P., PINTO, A. V. and GERADIN, M., 2001. Numerical Modelling of Stone-Block Monumental Structures. Computers and Structures, 79: 2165-2181.
- PSYCHARIS, I. N., PAPASTAMATIOU, D. Y. and ALEXANDRIS, A. P., 2000. Parametric Investigation of The Stability of Classical Columns under Harmonic and Earthquake Excitations. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 29: 1093-1109.
- ROMANO, F., GANDUSCIO, S. and ZINGONE, G., 1993, Cracked Nonlinear Masonry Stability under Vertical and Lateral Loads, Journal of Structural Engineering, ASCE, 119 (1): 69-87.
- TOMAN, R., 1997. Romanesque: Architecture, Sculpture, Painting. Könemann, Köln.
- TOMAZEVIC, M., 1999. Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings. Imperial College Press, London.
- YOKEL, F. Y., 1971. Stability and Load Capacity of Members with No Tensile Strength. Journal of The Structural Division, ASCE, 97 (ST7): 1913-1926.

ÖZGEÇMİŞ

27.03.1982 yılında Şanlıurfa' da doğdu. İlk tahsilini Cengiz Topel okulunda, orta öğrenimini ise Şanlıurfa Anadolu Lisesinde tamamladı. 2002 yılında Harran Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünü kazandı. 2006 yılında fakülte üçüncüsü olarak mezun oldu. Harran Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde 2007 yılında yüksek lisansa başladı. Halen yüksek lisansa devam etmektedir.

ÖZET

Kolonlar ve duvarlar çoğu tarihi yığma yapının ana taşıyıcı elemanlarıdır. Deprem kuvvetlerine karşı dirençte bu elemanların yatay rijitliği hayati bir parametredir. Depremler yığma yapılarda çatlama meydana getirerek, kolon ve duvarların yatay rijitliğini azaltırlar.

Malzemenin çatlamasını ve kolonda oluşacak ikinci mertebe etkileri dikkate alan etkili bir sayısal yöntem kullanılarak bu çalışmada altta ankastre üstte serbest durumda olan, dikdörtgen kesitli donatısız yığma kolonların yatay yerdeğiştirme rijitlikleri araştırılmaktadır. Kolonlar için elde edilen yatay kuvvet – yatay yerdeğiştirme ilişkileri esas alınarak kolonların davranışı ilk çatlama ve maksimum direnç olmak üzere iki sınır durumuyla karakterize edilmektedir.

Çalışma beş bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümünde çalışmanın konusu tanıtılmaktadır. Konuyla ilişkili önceki çalışmalar ikinci bölümde gözden geçirilmektedir. Üçüncü bölümde Materyal ve Yöntem açıklanmaktadır. Bu amaç için çalışmada geçerli kabuller belirtildikten sonra hesap modeli tanıtılmaktadır. Ardından, hesapta göz önüne alınan yükler açıklanmaktadır. Kolonun ideal olarak bölündüğü elemanlar ve bunlar arasındaki kesitler için gerekli bağıntıların türetilmesi bu bölümün önemli bir kısmını oluşturmaktadır. Bağıntıların amaca uygun olarak nasıl kullanılacağı bölümün sonunda anlatılmaktadır. Dördüncü bölümde sayısal yöntemin iki örnek kolon üzerinde uygulaması gösterilmekte ve i) kolon narinliği, ii) kolona etkileyen düşey tepe yükünün kolon ağırlığına oranı, iii) esneklik parametresi, iv) düşey tepe yükünün dış merkezliği ve v) eğer mevcutsa düşeyden sapma açısı gibi parametrelerin donatısız yığma kolonların yatay yerdeğiştirme rijitlikleri üzerindeki etkileri araştırılmaktadır. Çalışmadan elde edilmiş olan sonuçlar beşinci bölümde sunulmaktadır.

SUMMARY

Columns and walls are main load-bearing elements of most historical masonry structures. In resisting seismic forces, the lateral stiffness of these elements is a crucial parameter. Earthquakes may cause cracks in the masonry and this reduces the lateral stiffness of the columns and walls.

Using an efficient numerical method which takes into account the cracking of the material and the second-order effects in the column, this study investigates the lateral stiffness of unreinforced masonry cantilever columns with rectangular cross-section. On the basis of the obtained lateral force versus lateral displacement relationships, the behavior of the columns is characterized by two limit states corresponding to the first cracking and the maximum resistance.

The study consists of five chapters. In the first chapter the subject of the study is introduced. Previous studies concerning the subject is reviewed in the second chapter. In the third chapter the Material and Method is explained. For this purpose, having stated the basic assumptions valid for the study, the analysis model is introduced. Then, the loads considered in the analysis are explained. The derivation of the required expressions for elements into which columns are ideally divided and for sections which are boundaries of these elements, constitutes an important portion of this chapter. The usage of the derived expressions to achieve the objectives of the study is explained at the end of the chapter. In the fourth chapter, the application of the numerical method is shown on two sample columns, and the effects of some parameters such as; i) column slenderness, ii) vertical top load to column self weight ratio, iii) flexibility parameter, iv) eccentricity of the vertical top load, and v) angle of tilt, if any, on the lateral stiffness of unreinforced masonry columns are investigated. The conclusions obtained from the study are presented in the fifth chapter