

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**ÇOK KATLI ÇELİK YAPILARDA YATAY YÜK KAPASİTESİNİ ARTIRMADA
KULLANILAN ELEMANLARIN ETKİNLİĞİNİN İNCELENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İNŞ. MÜH. ERTAN KUL

**OCAK 2010
TRABZON**

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**ÇOK KATLI ÇELİK YAPILARDA YATAY YÜK KAPASİTESİNİ ARTIRMADA
KULLANILAN ELEMANLARIN ETKİNLİĞİNİN İNCELENMESİ**

İnş. Müh. Ertan KUL

**Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde
“İnşaat Yüksek Mühendisi”
Unvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 29.12.2009
Tezin Savunma Tarihi : 22.01.2010**

**Tez Danışmanı : Prof. Dr. Metin HÜSEM
Jüri Üyesi : Prof. Dr. Ayşe DALOĞLU
Jüri Üyesi : Prof. Dr. Hasan SOFUOĞLU**

Enstitü Müdürü : Prof. Dr. Salih TERZİOĞLU

Trabzon 2010

ÖNSÖZ

Bu tez çalışması, K.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda Yüksek Lisans Tezi olarak hazırlanmıştır.

Yüksek Lisans tezimin danışmanlığımı üstlenerek çalışmalarımın başarılı bir şekilde ilerlemesini sağlayan ve değerli zamanlarını ayırarak yardımlarını benden esirgemeyen, çalışmamı yakından takip edip, bilgilerini benimle paylaşan kıymetli hocam sayın Prof. Dr. Metin HÜSEM'e şükran ve saygılarımı sunmayı bir görev sayarım.

Her konuda yardımlarını ve zamanını esirgemeyen, görüş ve önerilerinden yararlandığım değerli hocam Öğr. Gör. Dr. Ercan YOZGAT'a, tezin yazım aşamasında yardımlarını esirgemeyen sevgili ablam Yrd. Doç. Dr. Dilek KUL ve değerli arkadaşım Arş. Gör. Alpaslan PATA'ya en içten teşekkürlerimi sunarım.

Bu günlere gelmemde maddi ve manevi her türlü desteği benden esirgemeyen aileme ve bu uzun süreçte bana destek olan dostlarıma sonsuz teşekkür eder, bu çalışmanın daha başarılı çalışmalara örnek olmasını dilerim.

Ertan KUL
Trabzon 2009

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa No</u>
ÖNSÖZ	II
İÇİNDEKİLER	III
ÖZET	V
SUMMARY	VI
ŞEKİLLER DİZİNİ	VII
TABLolar DİZİNİ	IX
SEMBOLLER DİZİNİ	XI
1. GENEL BİLGİLER	1
1.1. Giriş	1
1.2. Çalışmanın Amacı.....	3
1.3. Çelik Yapıların Uygulama Şekilleri.....	3
1.4. Çok Katlı Çelik Yapılarda Uygulanan Sistemler ve Bazı Uygulamalar.....	5
1.4.1. Çerçeve Sistem.....	6
1.4.2. Gergili Çerçeve ve Kesme Duvarlı Çerçeve Sistemleri.....	7
1.4.3. Gergili Çerçeve Sistemleri	7
1.4.4. Kesme Duvarlı Çerçeve Sistemler.....	9
1.4.5. Dirsekli Çıkıntı Sistemler.....	9
1.4.6. Çerçeve Boru Sistemler.....	10
1.4.7. Takviyeli (Destekli) Boru Sistemleri.....	12
1.4.8. Demetli Boru Sistemleri.....	14
1.5. Gergili Çerçeve Sistemlerinin Sismik (Depremsel) Açından İncelenmesi.....	15
1.6. SAP2000 v11 Programı ile Bir Yapının Boyutlandırılması.....	17
1.6.1. Ön Boyutlandırma.....	18
1.6.2. Yük Kombinasyonlarının Seçimi.....	18
1.6.3. Kesitlerin Sınıflandırılması.....	19
1.6.4. Çarpanlarla Artırılmış Kuvvetlerin Hesaplanması.....	22
1.6.5. Kesit Karşı Koymasının (Kapasitenin) Hesaplanması.....	22
1.6.6. Kapasite Oranlarının Hesabı.....	27

1.6.7.	Deprem Yüklerinin Belirlenmesi ve Yapıya Uygulanması.....	33
2.	YAPILAN ÇALIŞMALAR, BULGULAR VE İRDELEMELER.....	34
2.1.	Uygulamaya Konu Çok Katlı Çelik Bir Yapının Özellikleri.....	34
2.1.1.	Ön Boyutlandırma.....	38
2.2.	Uygulamaya Konu Olan Çelik Yapıda Yatay Yük Kapasitesini Arttırmada Kullanılan Elemanların Etkinliğinin İncelenmesi.....	39
2.2.1.	Deprem Yüklerinin Belirlenmesi.....	41
2.2.2.	Çerçeve Sistemli Yapı (Model-I).....	45
2.2.3.	Diyagonal Çelik Çapraz Elemanlı Yapı (Model-II).....	51
2.2.4.	X Çelik Çapraz Elemanlı Yapı (Model-III).....	47
2.2.5.	V Çelik Çapraz Elemanlı Yapı (Model-IV).....	50
2.2.6.	Ters-V (Λ) Çelik Çapraz Elemanlı Yapı (Model-V).....	52
2.3.	Dış Merkez Çelik Çapraz Uygulaması.....	54
2.3.1.	Diyagonal (/) Dış Merkez Çelik Çapraz Elemanlı Yapı (Model-VI).....	57
2.3.2.	Ters-V (Λ) Dış Merkez Çelik Çapraz Elemanlı Yapı (Model-VII).....	59
2.3.3.	V Dış Merkez Çelik Çapraz Elemanlı Yapı (Model-VIII).....	61
3.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	71
4.	KAYNAKLAR	74
	ÖZGEÇMİŞ	

ÖZET

Çeliğin yapı malzemesi olarak kullanılması uzun bir geçmişe dayanır. Çelik yapılarda kullanılan profillerin kesit alanının azalması burkulma sorununu ortaya çıkartmaktadır. Bu durum stabilite bağlantısı ile giderilebilmektedir. Çelik yapılar insan yoğunluğunun fazla olduğu, hastane, okul ve alışveriş merkezleri gibi yerler için, gerek kullanım alanından tasarruf gerekse sağlamlık açısından kullanılmaları avantaj sağlamaktadır. Yapı yükseklikleri arttıkça yapılara etkiyen deprem ve rüzgar etkileri de dikkate alınması gereken seviyelere çıkmaktadırlar. Bu etkilere karşı dayanımın artırılması çelik çapraz elemanlar kullanılarak sağlanabilmektedir. Bu çalışmada yukarıda belirtilen gerekçelerden ve durumlardan yola çıkılarak, çelik çapraz elemanların birbirlerine göre farklılıkları üzerine bir araştırma yapılmıştır.

Çalışmanın ilk kısmında genel olarak çeliğin tarihsel gelişimine değinilmiş ve bir yapı malzemesi olarak çeliğin bileşenlerinin özelliklerinin üzerinde durulup araştırmanın konusuyla ilgili daha önce yapılmış olan çalışmalardan bahsedilmiştir.

İkinci kısımda çalışmanın amacına uygun olarak oluşturulmuş olan üç boyutlu yapı modelleri kullanılmıştır. Bu modeller üzerinde çelik çapraz elemansız ve seçme çelik çapraz elemanlı yapı modellerinin ön boyutlandırılması yapılmış ve modellerde kullanılan elemanların kesitleri verilmiştir. Oluşturulan farklı çelik çapraz elemana sahip modellerin yatay yük etkisindeki davranışları araştırılmıştır.

Üçüncü kısımda elde edilen sonuçların değerlendirilmesi yapılarak farklı çelik çapraz elemanlı yapı modelleri arasındaki farklılıklar belirtilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Çelik Çapraz Elemanlı Yapı, Merkezi Çelik Çapraz, Dış Merkez Çelik Çapraz, Çelik Yapılar, Çelik Yapılarda Stabilite, Merkezi Çelik Çaprazların SAP2000 Uygulaması

SUMMARY

An Examination of Elements Used in Many Floored Steel Constructions to Improve Horizontal Load Capacity

Usage of steel as a construction material has a long history. Reductions of cross-sections of profiles that are used in steel buildings cause some twisting problems. This situation can be solved with stabilization connections. Steel constructs provide advantages in regards of use space-saving and strength for places like hospitals, schools and super markets where the human mass is dense. As buildings get higher, the factors like earthquakes and wind force which affects them become important to be noticed. Increasing of durability against those factors can be achieved by using steel cross elements. In this work, in regards to the reasons and facts above, a research has been made about differences between steel cross elements.

In the first section of this work, general information of historical progress of steel has been given as well as information about steels components as a building material and previous works that had been made about this subject.

In the second part, 3D building models designed in accordance to the aims of this research have been used. On these models, pre-scaling models of the constructions with selective steel cross-braced elements and without steel cross-elements have been made and cross-braced of the elements used in the models have been presented. Behaviors of the models having different steel cross-element have been investigated under the effect of horizontal loads.

At third section, an evaluation of the results has been made and differences between various steel constructs with different cross steel elements are being presented.

Key Words: Construction with Steel Cross Elements, Central Steel Cross, External-Centered Steel Cross, Steel Constructions, Stabilization of Steel Constructions, SAP2000 Applications of Central Steel Crosses

ŞEKİLLER DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1. Çelik yapıların uygulama şekillerine örnekler.....	3
Şekil 2. Çelik çerçeveli yapı sistemlerine örnek olarak otobüs durağı.....	4
Şekil 3. Taşıyıcı sistem malzemesine göre yapı türleri (Japonya) [1].....	5
Şekil 4. 101 Katlı Taipei Binasının değişik açılardan görüntüsü, Taiwan, 2004.....	6
Şekil 5. LeverHouse Binası, NewYork, USA, 1952.....	7
Şekil 6. (a) X – En az boşluğun olduğu; (b) diagonal – az boşluğun olduğu; (c) ters-V (Λ) açık alanların mümkün olduğu; (d) Knee – geniş açıklıklı, destek çeşitleri.....	8
Şekil 7. (a) Chrysler Binası, NewYork, USA, 1930; (b) Empire State Binası, NewYork, USA, 1931.....	8
Şekil 8. (a) Metropolitan Kulesi, NewYork, USA, 1987 ve (b) Petronas Kuleleri, Kuala Lumpur, Malaysia, 1998.....	9
Şekil 9. (a) First Wisconsin Center, Milwaukee, USA, 1974; (b) Jin Mao Binası, Shanghai, China, 1999.....	10
Şekil 10. Dirsekli destek ve kemer sistemi.....	11
Şekil 11. (a) Dünya Ticaret Merkezi İkiz Kuleleri, New York, USA, 1972; (b) DeWitt-Chestnut Apartman Binası, Chicago, USA, 1965.....	12
Şekil 12. (a) 780 Üçüncü Bulvar Binası, New York, USA, 1985; (b) John Hancock Merkezi, Chicago, USA, 1969.....	13
Şekil 13. Çin Bankası Kulesi, Hong Kong, China, 1990.....	14
Şekil 14. (a) Tek Mükemmel Mile Binası, Chicago, USA, 1983; (b) Sears Kulesi, Chicago, USA, 1974.....	15
Şekil 15. Bazı yapılarda kullanılan uygulamalardan birkaçı.....	16
Şekil 16. I Profili için geometrik kesit boyutları.....	21
Şekil 17. EC3'e göre profil eksen tanımlama yönleri.....	22
Şekil 18. Spektrum Katsayısı, S(T), ve bina doğal periyodu T'ye bağlı ivme spektrumu.....	33
Şekil 19. Çelik yapının galeri kısmının kalıp planı.....	34
Şekil 20. Çelik yapının ofis bölümlerinin kalıp planı.....	36
Şekil 21. Çelik yapının şematik A-A boy kesiti.....	37
Şekil 22. MODEL v1'in SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü.....	39

Şekil 23.	Tasarım ivme spektrumu.....	42
Şekil 24.	Model-I'in Sap2000 programında önden görünümü.....	43
Şekil 25.	(a) Model-I'in SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü ve (b) deprem yükleri altındaki yapının şekil değiştirmiş hali...	43
Şekil 26.	Model-II'nin Sap2000 programında önden görünümü.....	45
Şekil 27.	(a) Model-II'in SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü ve (b) deprem yükleri altındaki yapının şekil değiştirmiş hali...	46
Şekil 28.	Model-III'ün Sap2000 programında önden görünümü.....	48
Şekil 29.	(a) Model-III'ün SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü ve (b) deprem yükleri altındaki yapının şekil değiştirmiş hali....	48
Şekil 30.	Model-IV'ün Sap2000 programında önden görünümü.....	50
Şekil 31.	(a) Model-IV'ün SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü ve (b) deprem yükleri altındaki yapının şekil değiştirmiş hali....	51
Şekil 32.	Model-V'in SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü...	52
Şekil 33.	(a) Model-V'in SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü ve (b) deprem yükleri altındaki yapının şekil değiştirmiş hali...	53
Şekil 34.	Dış merkez çelik çapraz uygulama şekilleri.....	54
Şekil 35.	Bağ kirişi boyunun denendiği mini-model.....	55
Şekil 36.	Model-VI'nın SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü	57
Şekil 37.	(a) Model-VI'nın SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü ve (b) deprem yükleri altındaki yapının şekil değiştirmiş hali....	58
Şekil 38.	Model-VII'nin SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü.....	59
Şekil 39.	(a) Model-VII'nin SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü ve (b) deprem yükleri altındaki yapının şekil değiştirmiş hali....	60
Şekil 40.	Model-VIII'in SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü.....	62
Şekil 41.	(a) Model-VIII'in SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü ve (b) deprem yükleri altındaki yapının şekil değiştirmiş hali....	62
Şekil 42.	Yapı modellerinde katlara gelen kesme kuvvetlerin karşılaştırılması.....	64
Şekil 43.	Yapı modellerinde katlara gelen normal kuvvetlerin karşılaştırılması.....	65
Şekil 44.	Yapı modellerinin katlara ait yer değiştirmelerinin karşılaştırılması.....	66
Şekil 45.	Yapı modellerinin modlara göre periyotlarının karşılaştırılması.....	66

TABLULAR DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 1. Taşıyıcı sistem türüne göre Ω_0 katsayı değerleri (DY07).....	19
Tablo 2. EC3'e göre kesitlerin sınıflandırılması, basınç ve eğilme elemanları için genişlik-kalınlık sınırları oranları.....	20
Tablo 3. EC3'e göre kesitlerin sınıflandırılması, sadece basınç elemanları için genişlik-kalınlık oranları sınırları.....	20
Tablo 4. Yapıya ait kolon ve kirişlerin en kesitleri.....	38
Tablo 5. Bu çalışmada kullanılan modeller ve çelik çaprazları.....	40
Tablo 6. Model-I de E1 aksında katlarda normal kuvvet ve kesme kuvvetlerine göre oluşan yer değiştirmeler.....	44
Tablo 7. Mod ve periyotlara göre yapının yer çekimine göre ters en yüksek noktasının yer değiştirmeleri.....	44
Tablo 8. Model-II'de E1 aksında katlarda normal kuvvet ve kesme kuvvetlerine göre oluşan yer değiştirmeler.....	46
Tablo 9. Mod ve periyotlara göre yapının yer çekimine göre ters en yüksek noktasının yer değiştirmeleri.....	47
Tablo 10. Model-II'de E1 aksında katlarda normal kuvvet ve kesme kuvvetlerine göre oluşan yer değiştirmeler.....	49
Tablo 11. Mod ve periyotlara göre yapının yer çekimine göre ters en yüksek noktasının yer değiştirmeleri.....	49
Tablo 12. Model-IV'de E1 aksında katlarda normal kuvvet ve kesme kuvvetlerine göre oluşan yer değiştirmeler.....	51
Tablo 13. Mod ve periyotlara göre yapının yer çekimine göre ters en yüksek noktasının yer değiştirmeleri.....	52
Tablo 14. Model-V'de E1 aksında katlarda normal kuvvet ve kesme kuvvetlerine göre oluşan yer değiştirmeler.....	53
Tablo 15. Mod ve periyotlara göre yapının yer çekimine göre ters en yüksek noktasının yer değiştirmeleri.....	54
Tablo 16. Dışmerkezi çelik çaprazlarla Sap2000 programında bağ kirişi boylarına göre B noktasının yer değiştirmeleri.....	56
Tablo 17. Model-VI'da E1 aksında katlarda normal kuvvet ve kesme kuvvetlerine göre oluşan yer değiştirmeler.....	58
Tablo 18. Mod ve periyotlara göre yapının yer çekimine göre ters en yüksek noktasının yer değiştirmeleri.....	59
Tablo 19. Model-VII'de E1 aksında katlarda normal kuvvet ve kesme kuvvetlerine göre oluşan yer değiştirmeler.....	60

Tablo 20.	Mod ve periyotlara göre yapının yer çekimine göre ters en yüksek noktasının yer değiştirmeleri.....	61
Tablo 21.	Model-VIII'de E1 aksında katlarda normal kuvvet ve kesme kuvvetlerine göre oluşan yer değiştirmeler.....	63
Tablo 22.	Mod ve periyotlara göre yapının yer çekimine göre ters en yüksek noktasının yer değiştirmeleri.....	63

SEMBOLLER DİZİNİ

A	: Brüt kesit alanı, mm^2
A_{v2}, A_{v3}	: 2- ve 3- yönlerindeki kayma alanları, mm^2
C_1	: Eğilme katsayısı
C_d	: Eğilme artıma faktörü
E	: Elastisite modülü, MPa
G	: Kayma modülü
I_t	: Burulma sabiti, mm^4
I_w	: Çarpılma sabiti, mm^6
I_{33}	: Kuvvetli eksen etrafındaki atalet momenti, mm^4
I_{22}	: Zayıf eksen etrafındaki atalet momenti, mm^4
K	: Etkili boy çarpanı
L	: Boy, açıklık, mm
K_{33}, K_{22}	: Kuvvetli ve zayıf yönlerdeki etkili boy çarpanı
$M_{b,Rd}$: Burkulmaya karşı gelen boyutlama momenti, N-mm
M_{cr}	: Yanal-burulmalı burkulma için kritik elastik moment, N-mm
$M_{g,Sd}$: Yanal ötelemeye yol açmayan boyutlama momentleri, N-mm
$M_{s,Sd}$: Yanal ötelemeye yol açan boyutlama momentleri, N-mm
$M_{v,Sd}$: Kesme kuvveti etkisi altında boyutlandırma moment kapasitesi, N-mm
$M_{33,Sd}$: Kuvvetli eksen etrafındaki boyutlandırma moment değeri, N-mm
$M_{22,Sd}$: Zayıf eksen etrafındaki boyutlandırma moment değeri, N-mm
$M_{33,Rd}$: Kuvvetli eksen etrafındaki boyutlandırma moment kapasitesi, N-mm
$M_{22,Rd}$: Zayıf eksen etrafındaki boyutlandırma moment kapasitesi, N-mm
M_Q	: Uç noktaların basit mesnetli olması durumunda yan al yüklerden dolayı oluşan mutlak değerce maksimum moment
$N_{b,Rd}$: Basınç elemanının boyutlandırma burkulma kapasitesi, N
$N_{b33,Rd}$: Basınç elemanının kuvvetli eksen etrafındaki boyutlandırma burkulma kapasitesi, N
$N_{b22,Rd}$: Basınç elemanının zayıf eksen etrafındaki boyutlandırma burkulma kapasitesi, N
$N_{c,Sd}$: Basınç kuvvetinin boyutlandırma değeri, N
$N_{c,Rd}$: Boyutlandırma basınç kapasitesi, N

$N_{t,Sd}$: Çekme kuvvetinin boyutlandırma değeri, N
$N_{t,Rd}$: Boyutlandırma çekme kapasitesi, N
$N_{pl,Rd}$: Boyutlandırma plastik kayma kapasitesi, N
R	: Süneklik katsayısı
S(T)	: Spektrum Katsayısı
T	: Bina doğal titreşim periyodu, s
T_A, T_B	: Spektrum Karakteristik Periyotları, s
$V_{2,Sd}$: Kuvvetli eksen yönündeki kayma kuvvetinin boyutlandırma değeri, N
$V_{3,Sd}$: Zayıf eksen yönündeki kayma kuvvetinin boyutlandırma değeri, N
$V_{2,Rd}$: Kuvvetli eksen yönündeki boyutlandırma kayma kapasitesi, N
$V_{3,Rd}$: Zayıf eksen yönündeki boyutlandırma kayma kapasitesi, N
$W_{el,33}, W_{el,22}$: Kuvvetli ve zayıf eksenlerdeki elastik kesit modülleri, mm^3
$W_{pl,33}, W_{pl,22}$: Kuvvetli ve zayıf eksenlerdeki plastik kesit modülleri, mm^3
$W_{com,33}$: Kuvvetli eksen yönünde basınç uç lifindeki mukavemet momenti, N-mm
b	: Genişlik, mm
c	: Başlık genişliğinin 1/2 uzunluğu, mm
d	: Gövdenin derinliği, mm
f_y	: Çelik malzemenin hesap akma dayanımı, MPa
h	: Elemanın derinliği, mm
k_t	: Burkulma katsayısı
l_{33}, l_{22}	: Kuvvetli ve zayıf eksen yönlerindeki mesnetlenmemiş eleman boyları, mm
i_{33}, i_{22}	: Kuvvetli ve zayıf eksenlerdeki atalet yarıçapları, mm
i_z	: Köşebentler için minimum atalet yarıçapı, mm
k_{33}, k_{22}	: Etkileşim denklemlerinde kuvvetli ve zayıf eksenlerdeki boyutlandırma momentlerine uygulanan katsayılar, mm
k_{LT}	: Yanal-burulmalı burkulmanın sebep olduğu göçmeyi kontrol eden etkileşim denkleminde kuvvetli eksenlerdeki boyutlandırma momentlerine uygulanan katsayı,
t	: Kalınlık, mm
t_f	: Başlık kalınlığı, mm
t_w	: Gövde kalınlığı, mm
α	: Kesitlerin sınıflandırılmasında kullanılan oran
γ_{M0}, γ_{M1}	: Malzeme kısmi güvenlik çarpanları

ρ	: Azaltma katsayısı
τ_{ba}	: Kritik-ötesi kayma dayanımı
χ_{33}, χ_{22}	: 3-3 ve 2-2 eksenleri etrafındaki burkulma için azaltma katsayıları
χ_{LT}	: Yanal-burulmalı burkulma için azaltma katsayısı
ψ	: Tutulmamış parçanın uç momentlerinin küçüğünün büyüğüne oranıdır
ψ_s	: II. mertebe etkilerinden oluşan momentler için büyütme katsayısı
Ω_0	: Sistem güç dayanım faktörü
$\bar{\lambda}_w$: Gövde narinlik oranı
ΔM	: İşaret değişimi olmayan moment diyagramında momentin mutlak değerce maksimumu ve mutlak değerce minimum toplamıdır

1. GENEL BİLGİLER

1.1. Giriş

Demir cevherinden demir elde eden ilk topluluğun M.Ö. 2000 yıllarında Hititler olduğu kabul edilmektedir. Gerçekte ise değişik zaman ve yerlerde farklı topluluklar demiri keşfetmiş, onun üstün özelliklerinden yararlanarak kendilerine çeşitli araç ve gereçler yapmışlardır [1].

1700-1800'lerde madenleri eritme teknolojisinin gelişmesi ile demirden çok daha üstün özelliklere sahip olan çelikler üretilmeye başlanmıştır.

Çelik, sağlamlığı, özellikle esneklik ve uzama nitelikleri sayesinde dökme demirin yerini almıştır. Bessemer (1855), Martin (1856), Thomas (1878) yöntemleri çeliğin endüstrileşmesini sağlamışlardır. 1889 Uluslararası Paris Sergisi demirin doruğa ulaşmasını kutlarken, kısa bir süre sonra 1900 Evrensel Sergisi çeliğin zaferini ortaya koymuştur. 1885-1895 yılları arasında Chicago'nun maden iskeletli yapıları, Sullivan'ın önderi olduğu bir okulun ilk çalışmalarıdır. Modern mimarlığa damgasını vuran yeni kuşak 20. yüzyılın başlarında çeliği daha yaygın olarak kullanmaya başlamıştır. Gropius (Fagus Fabrikaları, 1929), Pierre Chareau (Paris'te Dr. d'Alsace'ın evi, 1928), Mies Van der Rohe (Barcelona Sergisi'ndeki Alman Pavyonu, 1929) bu dönemin önemli uygulayıcılarıdır. Çelik, yeni mimarinin geliştirilmesindeki önemli rolünü günümüzde de sürdürmektedir [1].

Az miktarda karbonla birleşmiş (% 0.5-1.5) demire çelik adı verilmektedir. Çelik, su verilerek veya başka madenlerle birleştirilerek çok sert bir hale sokulabilmektedir. Çelik, demirden çok daha sert ve daha hafif olup, daha iyi işlenebilmektedir. Elde edilmesi ve içinde bulunan maddelerin oranları bakımından çeşitli adlar almaktadır.

Çelikler, elde edilişleri bakımından; Siemens-Martin çeliği, Bessemer çeliği, Thomas çeliği ve elektro çeliği olarak dört ana kısma ayrılmaktadır. Bunların dışında; krom çeliği, manganez çeliği, tungsten çeliği, molibden çeliği, silisyum çeliği gibi alaşım çelikler de üretilmektedir [1].

Yapı işlerinde ve özellikle betonarmede "Thomas çeliği" denilen, haddeden geçmiş, genel olarak yuvarlak çubuk halindeki yumuşak çelik kullanılmaktadır (Alman normuna

göre St 37). Bu çeliğin kopma dayanımı 370-420 MPa'dır. Elastisite modülü ise 2100000 MPa'dır [2].

Çelik yapı sanayi esas olarak muhtelif çeliklerin yarı mamul olarak kullanıldığı, bunlar üzerine çeşitli kesme, şekillendirme, birleştirme yöntemlerinin uygulanarak amaca yönelik yapılar elde edilen bir üretim dalıdır. Genellikle iki ayrı kapsamda ele alınabilir; birincisi, bina, köprü, kule, baca, enerji nakil hattı direkleri gibi tesisleri (bu tesislerin yapımında genel yapı çelikleri denen düşük ve orta karbonlu, bünyesinde başkaca alaşım elemanı bulunmayan çelikler kullanılır), ikinci ise, çelik konstrüksiyonun söz konusu olduğu her türlü çelik makine, ekipman ve teçhizattır. Bunlarda, düşük ve yüksek alaşımli çelikler, paslanmaz çelikler, kaplamalı çelikler kullanılan malzemelerden birkaçıdır. Çelik teknolojisinin gelişmesi ve üstün vasıflı çeliklerin üretilmesi ile bu malzemeler kullanılarak yapılacak imalat da çok büyük ölçüde çeşitlenmiştir [1].

Çeliği yarı mamul olarak kullanıp mamul haline getirecek parçaların birleştirilmesi en önemli konu olarak ortaya çıkmıştır. İlk birleştirme yöntemi olarak birleştirilecek parçalar ısıtılıyor, sonra bir araya getirilerek dövülüyorlardı. Perçinleme 1900'lere kadar bir birleştirme yöntemi olarak yaygın şekilde kullanılmıştır. Çelik konstrüksiyon asıl gelişmesini elektrik kaynağının bulunmasına borçludur. Elektrik kaynağını, ilk kimin bulduğunu söylemek zordur. G. Lichtenberg'in 1782'de parçaları elektrik kullanarak birleştirdiği bilinmektedir. Sir Humphrey Davy'in elektrik arkını keşfi (1080) önemli bir kilometre taşı olmuştur. 1881'de A. Meritens karbon çubukları kullanarak ilk ark kaynağını kurşun levhalar üzerinde yapmıştır. 1887'de Benardos, A. Meritens'in yöntemini geliştirerek ilk patenti almıştır.

Kaynak teknolojisi asıl gelişmesini I. Dünya Savaşı'na borçludur. Savaş için kısa sürede çok sayıda gemi yapma ihtiyacını duyan başta ABD ve diğer ülkeler çabalarını yeni üretim yöntemleri üzerinde yoğunlaştırmışlardır. Sonuçta ark kaynağının en uygun yöntem olduğu konusunda birleşmişlerdir. Savaş sonrası talepte olan düşme kaynak konusundaki gelişmelerde de bir yavaşlama yaratmıştır [2]. Bu dönemde kaynağın kalitesinin iyileştirilmesi konusundaki çalışmalar ağırlık kazanmış ve ilk örtülü elektrot 1927, toz flux 1935, TIG-1940, MIG-1948 keşfedilmiştir.

Malzemelerin ve birleştirme yöntemlerinin gelişmesi ile çelik yapılarda kullanılan teknolojilerinde gelişmesine bağlı olarak çok katlı çelik yapılar inşa edilebilir hale gelmiştir. Çelik yapılarda kat yükseklikleri arttıkça, çelik malzemenin narinliği nedeniyle, yatay stabilite problemleri artmaktadır. Özellikle deprem ve rüzgar gibi yatay itki yaratan

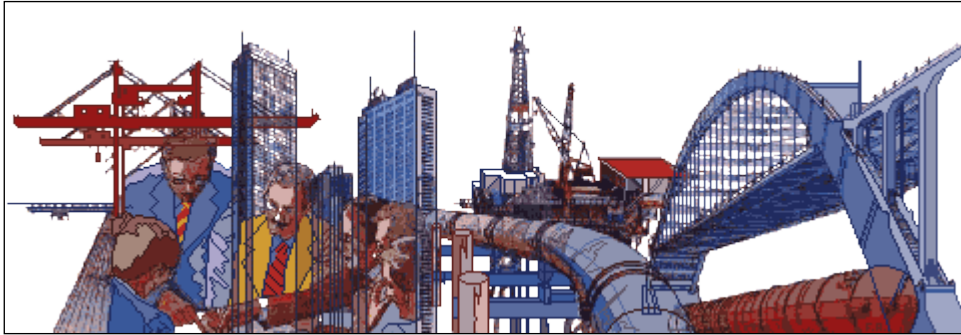
yüklemeler durumlarında yapıda oluşabilecek aşırı yer değiştirmeler nedeni ile, kullanılabilirlik sınır durumu aşılmaktadır. Bu nedenle, çelik yapılarda yanal stabiliteyi arttırmak amacı ile farklı şekillerde eğik elemanlar kullanılmaktadır. Bu eğik elemanlar, yapıların yer değiştirmelerini sınırlandırmaktadır.

1.2. Çalışmanın Amacı

Çalışmanın amacı; çok katlı çelik yapılarda yatay yüklere karşı yapının dayanımını artırmaya yarayan, çelik çapraz elemanların, yapının yanal stabilitesi üzerindeki etkisini incelemektir. Bu aşamada ilk olarak dünyada bu konu ile ilgili olarak daha önce yapılan çalışmalar irdelenerek, merkezi ve dış merkezli çelik çapraz elemanlar, bu çalışma için seçilen bir model üzerinde, karşılaştırma olarak incelenecektir. Bununla birlikte halen yürürlükte bulunan Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelikte çelik yapılar için verilen merkezi ve dış merkezli çelik çaprazların etkinliği de araştırılmaktadır.

1.3. Çelik Yapıların Uygulama Şekilleri

Yapı çeliği, homojen, izotrop ve sürekli denetlenerek üretildiğinden diğer yapı malzemelerine göre güvenli bir malzemedir. Yüksek dayanımı nedeniyle öz ağırlığının taşıdığı yararlı yüke oranı küçüktür ve montajı tamamlandığı anda tam yükte çalışabilme özelliğine sahiptir.



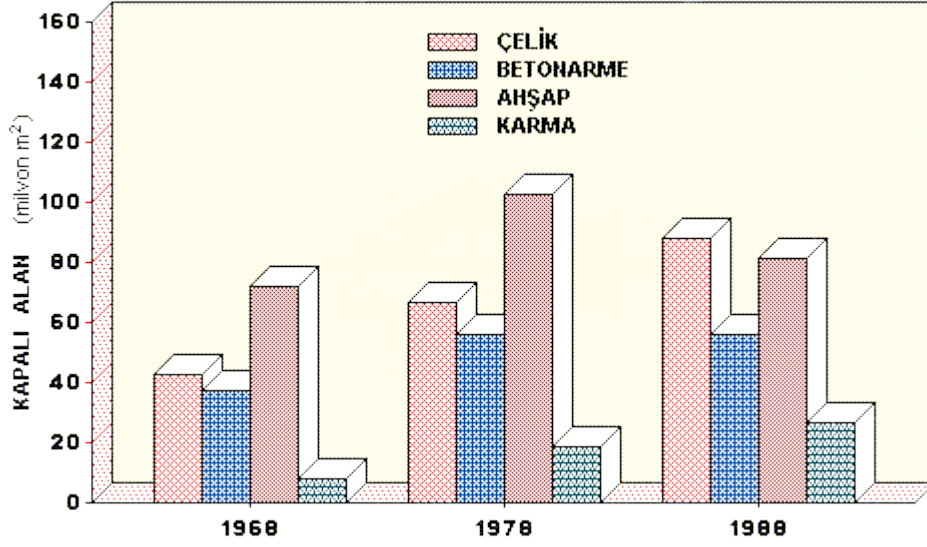
Şekil 1. Çelik yapıların uygulama şekillerine örnekler

Çelik çerçevesli yapı sistemleri çok önemli olan bu üstünlükleri nedeniyle, büyük açıklıklı köprülerde, endüstri yapıları ve spor salonları ile portatif ve prefabrik, taşıyıcı sistemleri özel, hızla yapılması gereken, temel zemini zayıf nitelikli, yatay yüklere dayanıklı, çok katlı veya yüksek yapılarda geniş olarak kullanılmaktadır (Şekil 2).



Şekil 2. Çelik çerçevesli yapı sistemlerine örnek olarak otobüs durağı

ABD, Japonya, Almanya, İngiltere, İsveç, İspanya, Fransa ve Finlandiya gibi gelişmiş ve daha çok deprem bölgelerinde bulunan ülkelerde yapı çeliği kullanımının önemli oranlara ulaştığı görülmektedir (Şekil 3). Bu ülkelerden Japonya'da, sık ve şiddetli depremlerin yok denecek kadar az can ve mal kaybına neden olmasına karşın, ülkemizde verdiği felaket boyutundaki zararları önlemeye yönelik önemli bir çalışmanın bulunmadığı görülmektedir. Özellikle inşaat sektörü, az sayıda da olsa bu konuda bilgili elemanların çelik çerçevesli yapı önerilerine kayıtsız kalmaktadır [1].



Şekil 3. Taşıyıcı sistem malzemesine göre yapı türleri (Japonya) [1]

1.4. Çok Katlı Çelik Yapılarda Uygulanan Sistemler ve Bazı Uygulamalar

Yüksek binalar deprem ve rüzgara karşı belirli bir dayanıklılığa sahip olacak şekilde inşa edilmektedir. Yapı mühendislerinin çalışmaları genellikle yer değiştirmeleri sınırlandırarak, kullanılacak malzeme miktarını en aza indirmek ve bina yüksekliğini arttırmak yolunda yoğunlaşmaktadır. Çeliğin yapılarda bugünkü anlamı ile kullanılmaya başladığından bugüne kadar bu ilkeler doğrultusunda birçok çelik yapılar inşa edilmiştir. Gelişmiş bilgisayar teknolojisi, modern malzemeler ve yenilikçi yapısal görüşler sayesinde, yapı yükseklikleri de artmaya devam etmektedir. Taipei 101 binası bunun en güzel örneklerindedir (Şekil 4).



Şekil 4. 101 Katlı Taipei Binasının değişik açılardan görüntüsü, Taiwan, 2004

Dünyadaki en yüksek binaların çoğu ağırlık oranına karşı yüksek güç, ekleme kolaylığı ve sahra tesisi, bölgeye taşımadaki ekonomikliği, çeşitli güç seviyesindeki elverişliliği ve daha geniş seçim kesimlerinden dolayı, çelik yapı sistemine sahiptir.

Yüksek binaların projelendirilmesinde kullanılan yapısal sistemlerin bazıları; çerçeve sistemi, kesme duvarlı çerçeve sistemleri, dirsekli çıkıntı sistemleri, çerçeveli boru sistemleri, takviyeli boru sistemler ve demetli boru sistemler şeklinde sıralanabilmektedir [3-8].

1.4.1. Çerçeve Sistem

Çerçeve sistemler, hem çelik hem de betonarme yapılarda kullanılmaktadır. Taşıyıcı çerçeve sistemli yapılarda yanal stabilite sorunları, betonarme yapılara göre, çelik yapılarda daha fazla olmaktadır. Çerçeve sistemli çelik yapılar 30 kata kadar, genellikle yanal stabilitenin sağlanmasına özen gösterilerek inşa edilebilmektedir. Bu kat seviyesinden sonra çerçeve sistemlerin rijitlikleri nedeniyle, rüzgar ve depremden kaynaklanan yatay yükler altında stabiliteleri yetersiz kalmaktadır [3]. New York'ta çelikte inşa edilmiş 21 katlı yüksek Lever House, çerçeve sisteme güzel bir örnektir (Şekil 5).



Şekil 5. LeverHouse Binası, NewYork, USA, 1952

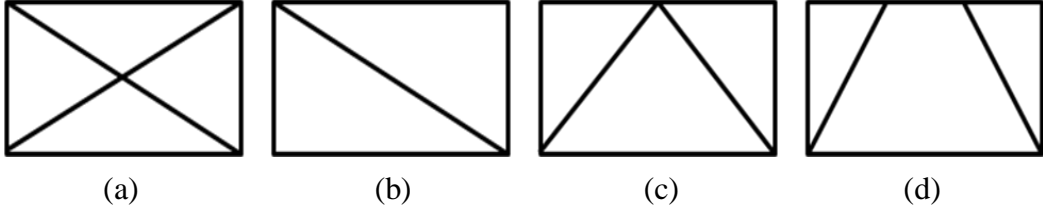
1.4.2. Gergili Çerçeve ve Kesme Duvarlı Çerçeve Sistemleri

Çerçeveli ya da çerçevesiz çelik destekleme ya da kesme duvarlar (destek sistemleri ve kesme duvar sistemleri) binanın rijitliğini arttırmakta ve ortaya çıkan sisteme gergili çerçeve ya da kesme duvarlı çerçeve sistemi adı verilmektedir. Bu sistemler çerçeve sistemli yapılar ile karşılaştırıldığında daha rijittir. Bu nedenle de 30 kattan fazla yapılar için kullanılabilir. Gergili çerçeve sistemler çelik yapılarda kullanılırken, kesme duvarlı çerçeve sistemler ise betonarme ve kompozit (çelik + betonarme) yapılarda kullanılmaktadır.

1.4.3. Gergili Çerçeve Sistemleri

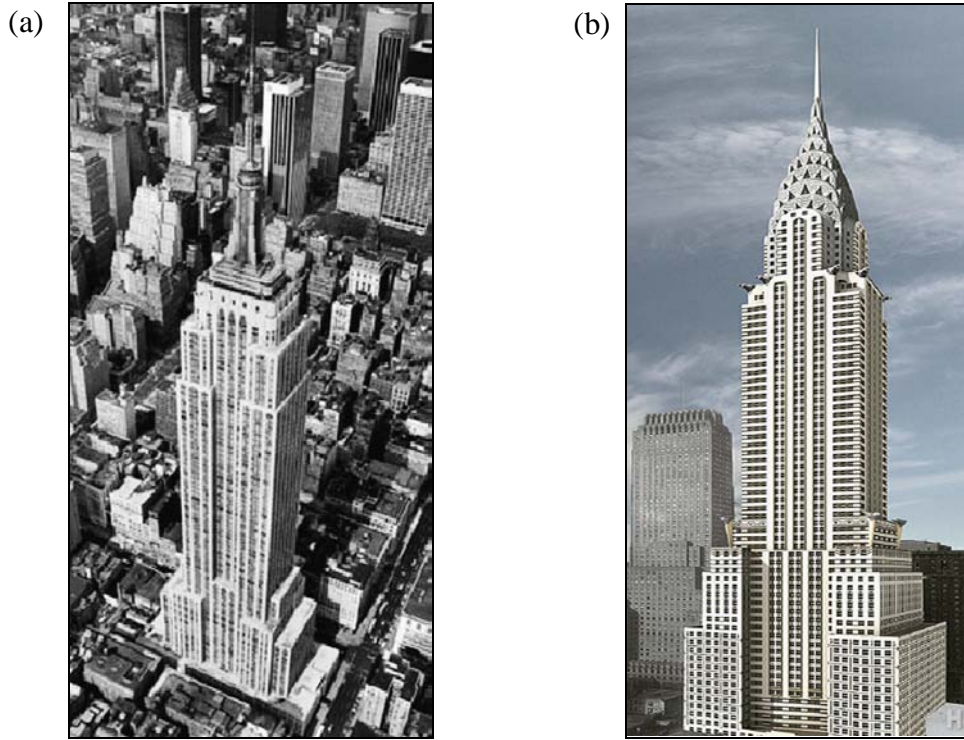
Gergili Çerçeve sistemleri çelik yapılarda kullanılmaktadır. Bu sistem oldukça etkilidir ve yatay yüklemelere karşı dayanıklıdır. Bu sistemlerde, çerçevenin etkinliğini

arttırmak için ek bağlantılar kullanılmakta bu da kolon ve kirişlerin eğilmesini minimum düzeyle tutulmaktadır. Bu sistem de kullanılan destekler, mimari ve yapısal özelliklere bağlı olarak, Şekil 6’da gösterildiği gibi 4 ana grupta sınıflandırılabilir. Bunlar; X, diyagonal, ters-V (Λ) ve geniş açıklıklı destekleridir.



Şekil 6. (a) X – En az boşluğun olduğu; (b) diagonal – az boşluğun olduğu; (c) ters-V (Λ) açık alanların mümkün olduğu; (d) Knee – geniş açıklıklı, destek çeşitleri

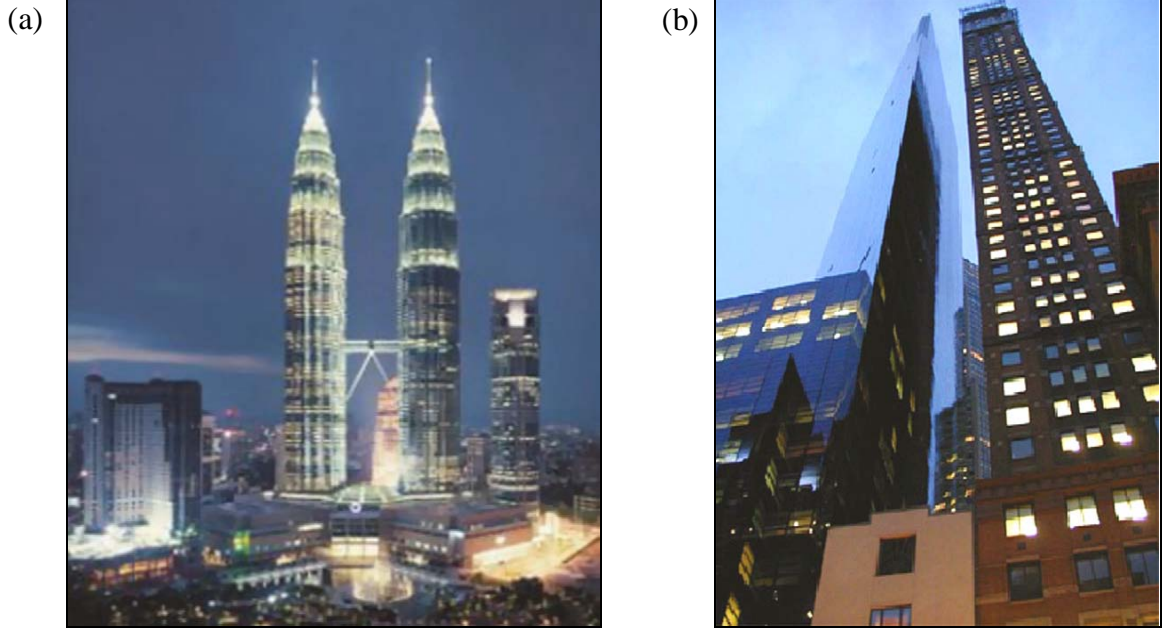
Çelik yapılarda kullanılan destekler, 77 katlı Chrysler Binası (1930) (Şekil 7a) ve New York’taki Empire State Binası (1931) (Şekil 7b) başta olmak üzere olmak üzere dünyanın pek çok yüksek yapısında, yanal stabiliteyi sağlamak amacı ile kullanılmıştır.



Şekil 7. (a) Chrysler Binası, New York, USA, 1930; (b) Empire State Binası, New York, USA, 1931

1.4.4. Kesme Duvarlı Çerçeve Sistemler

Kesme duvarlı çerçeve sistemler, hem betonarme hem de kompozit yapılarda kullanılmaktadır. Kesme duvarlar genellikle asansörlerin ve merdiven boşluklarının kenarlarına yerleştirilmekle beraber yapıyı daha rijit ve dayanıklı hale getirmektedirler. Kesme duvarlar uygulama olarak, dairesel, eğrisel, oval, kutu gibi, üçgen ya da doğrusal gibi çeşitli şeklerde olabilir [9]. Bu sistem yapı bakımından bütün yanal yüklere karşı dayanım gösteren kesme duvarlı beton yapı gibidir. New York'taki 68 katlı Metropolitan Kulesi (1987) bu sistemin güzel bir örneğidir (Şekil 8a). 2004 yılında Taipei 101'in yapılmasına kadar dünyanın en uzun binası olan 88-katlı Petronas Towers'da (1998) (Şekil 8b) bu sistem kullanılmıştır.



Şekil 8. (a) Metropolitan Kulesi, New York, USA, 1987 ve (b) Petronas Kuleleri, Kuala Lumpur, Malaysia, 1998

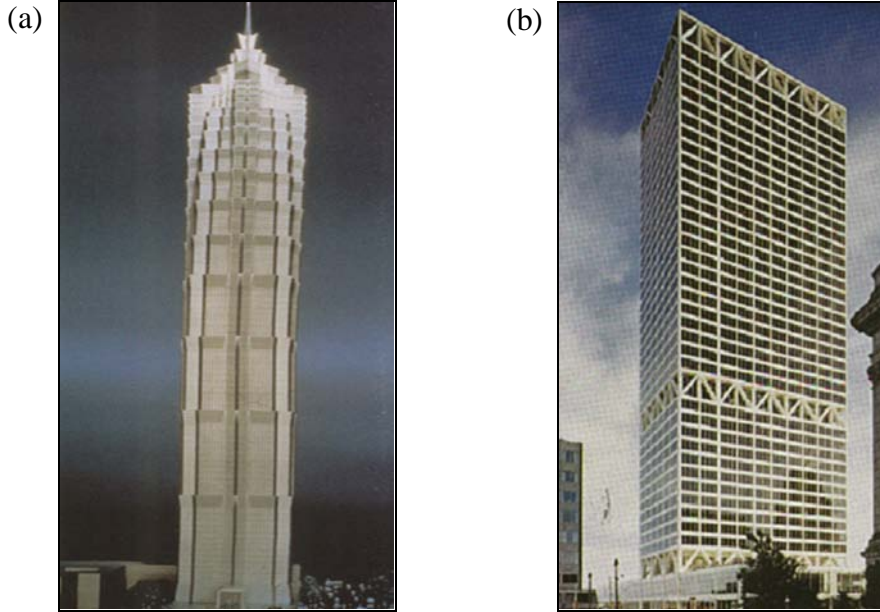
1.4.5. Dirsekli Çıkıntı Sistemler

Dirsekli çıkıntı sistemler, gergili çerçeve, kesme duvarlı çerçeve sistemler ve kompozit (birleşik) yapıların değiştirilmiş bir formudur. Yenilikçi ve etkili bir yapısal sistem olarak dirsekli çıkıntı sistemleri iç kolonları dış kolonlara bağlayan, yatay “dirsekli”

direk ya da kiriş destekli çerçeve ya da kesme duvarlar içeren merkezi bir çekirdekten oluşur. Ayrıca, pek çok durumda dış kolonlar dış bant kirişleriyle birbirine bağlanmıştır. Eğer bina yatay yüke maruz kalıyor ise, iç kısmın dönmesi, kolonla tutulan dirsekler tarafından önlenir. Dirsekler ve bağlantı kirişleri en az bir tane ve yeterli rijitliği sağlamak için çoğu kez iki kat boyunca devam etmelidir [9].

Dirsek seviyelerinin sayılarına ve rijitliğine bağlı olarak, dirsekli bir yapının çevre kolonlar iç kolonları ile birlikte çalışmaktadır.

Dirsekli yapılar 100 kattan fazla binalar için kullanılabilir. Çelik yapısı ile “Milwaukee’deki First Wisconsin Center” (1974) (Şekil 9a), kompozit yapısıyla Şangay’daki Jin Mao Binası (1999) (Şekil 9b), ve dünyanın en yüksek binası olan birleşik yapısıyla Taipei’deki Taipei 101 binası [10] (Şekil 4) bu sistemin mükemmel örnekleridir.

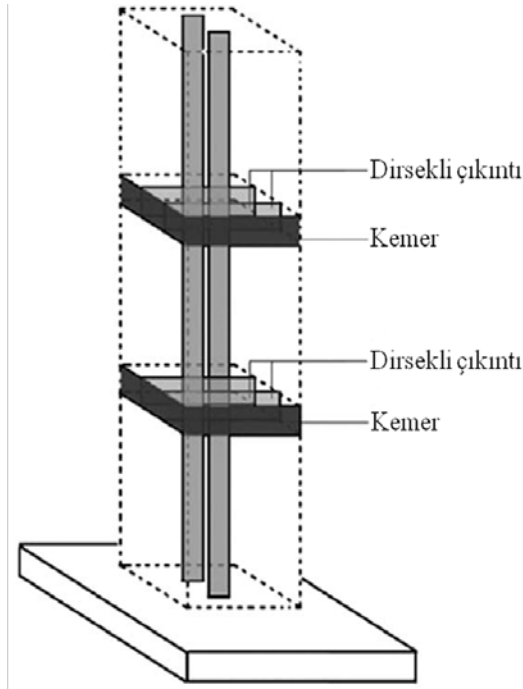


Şekil 9. (a) First Wisconsin Center, Milwaukee, USA, 1974; (b) Jin Mao Binası, Shanghai, China, 1999

1.4.6. Çerçevesiz Boru Sistemler

Çerçevesiz boru sistemler, çelik, betonarme ve kompozit yapılar için uygulanabilmektedir. Destekli çerçeve ve kesme duvarlı çerçeve sistemleri yüksek binalar için yetersiz kalınca, çerçevesiz boru sistemler bir alternatif haline gelmiştir. Burada,

borunun esas özelliği, derin tablalarla birbirine bağlanmış yakın aralıklı çevresel kolonlarının yerleştirilmesidir. Böylece bütün bina, devrilmeye karşı büyük düşey konsol gibi çalışmaktadır. Yanal stabiliteyi sağlamak için bu sistemler iç kolonlu yada ya da iç kolonsuz olarak uygulanabilmektedir. Bu sistemin etkinliği dış yüz boyunca uzanan ve büyük bir boru oluşturan çok sayıda sabit eksen kaynaklanır. Dış boru bütün yan yükleri taşımaktadır. Düşey yükler ise iç kolonlar ve duvarlar tarafından paylaşılmaktadır (Şekil 10) [9].



Şekil 10. Dirsekli destek ve kemer sistemi

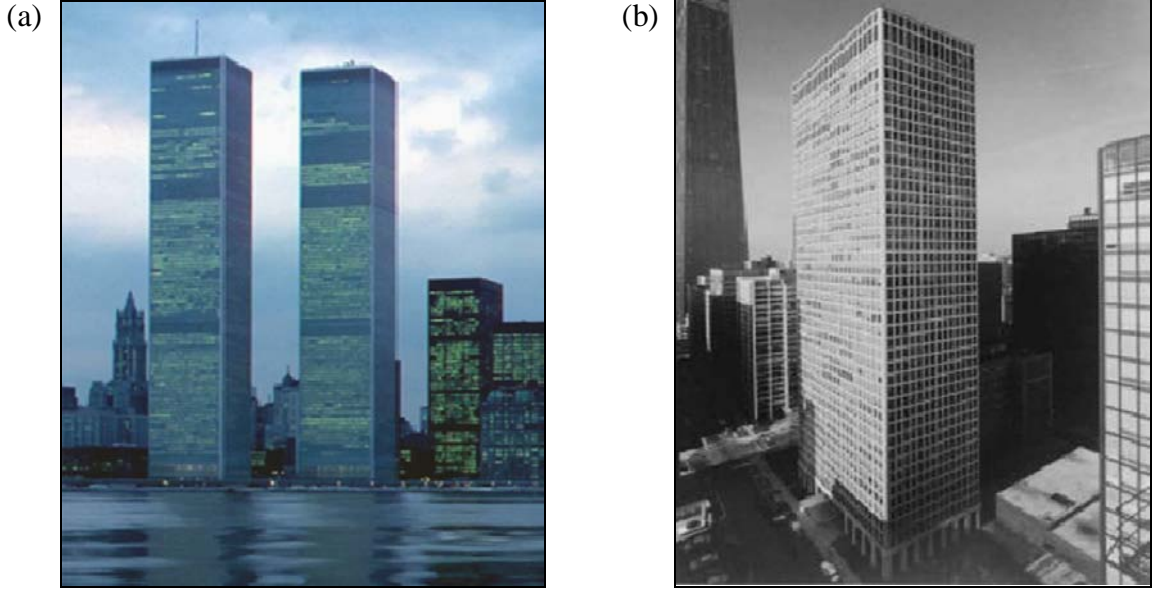
Bu sistemde yükseklik ve genişlik oranı, plan boyutları, boşluk bırakma, kolonların ölçüleri ve binaların tablaları, sistemin etkinliğini doğrudan etkiler. Her ne kadar boru formu aslında dikdörtgen ve kare binalar için geliştirilmiş ve muhtemelen en etkili kullanımı o şekildeki binalar için olsa da, dairesel, üçgen, ikizkenar yamuk şeklindeki formları da kullanılabilir.

Çerçevesiz boru sistemler 3 grupta incelenebilmektedir. Bunlar;

1. İç kolonları, kesme duvarı ve çelik desteği olmayan sistemler,
2. İç kolonları, kesme duvarı ve çelik desteği olan sistemler,

3. Borulu sistemlerdir.

Yatay etkilerin fazla olması durumunda çerçevesel boru sistemlerde çekirdekteki borunun içine başka bir boru ilave edilerek inşa edilecek binanın kat sayısı arttırılabilmektedir [9]. Boru içinde boru çelik yapılı Dünya Ticaret Merkezi İkiz Kuleler (1972) (Şekil 11b) ve betonarme yapılı DeWitt-Chestnut Apartman Binası (1965) (Şekil 11a) çerçevesel boru sistemine ait örneklerdir.



Şekil 11. (a) Dünya Ticaret Merkezi İkiz Kuleleri, New York, USA, 1972; (b) DeWitt-Chestnut Apartman Binası, Chicago, USA, 1965

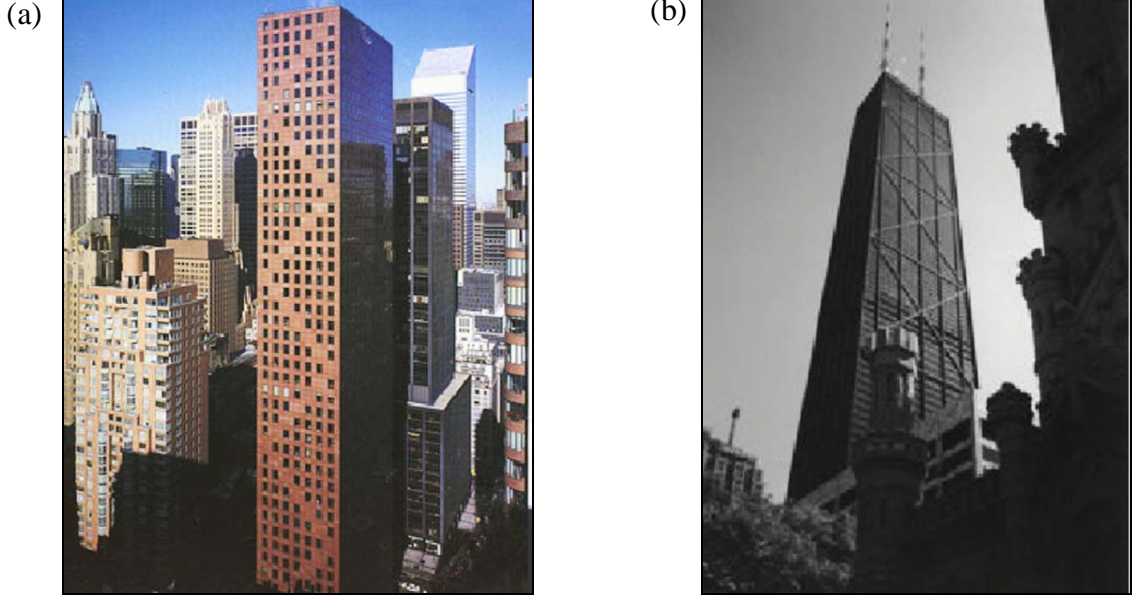
1.4.7. Takviyeli (Destekli) Boru Sistemleri

Takviyeli (destekli) boru sistemleri çelik, betonarme ve birleşik (kompozit) yapılarda kullanılabilmektedir.

Borunun yüzeyine çok katlı çapraz destekler eklenerek çerçevesel borunun rijitliği ve etkinliği arttırılmaktadır. Bu nedenle elde edilen destekli boru sistemi, kafes boru ya da dış çapraz boru sistemi olarak da bilinmektedir. Bu sistemler daha büyük yüksekliklerde kullanılabilmekte ve kolonlar arasında daha fazla açıklığa izin vermektedir.

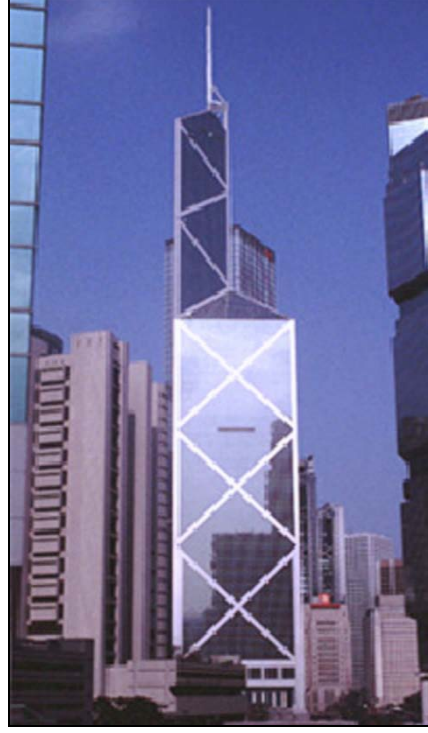
Köşe kolonları gibi aynı noktada kesişen borunun her iki yüzünde, en az sayıda köşegenler kullanarak mükemmel bir çözüm sunulur. Çelik binalarda, çelik köşegenler/kirişler kullanılırken, betonarme binalarda köşegenlerdeki gibi aynı etkiyi sağlamak için, pencere açıklıkları betonarme kesme duvarlarla doldurulmaktadır. Şekil

12a'da bu kavramı kullanan ilk betonarme bina ve Şekil 12b'de bu sistemin başka bir örneği görülmektedir.



Şekil 12. (a) 780 Üçüncü Bulvar Binası, New York, USA, 1985; (b) John Hancock Merkezi, Chicago, USA, 1969

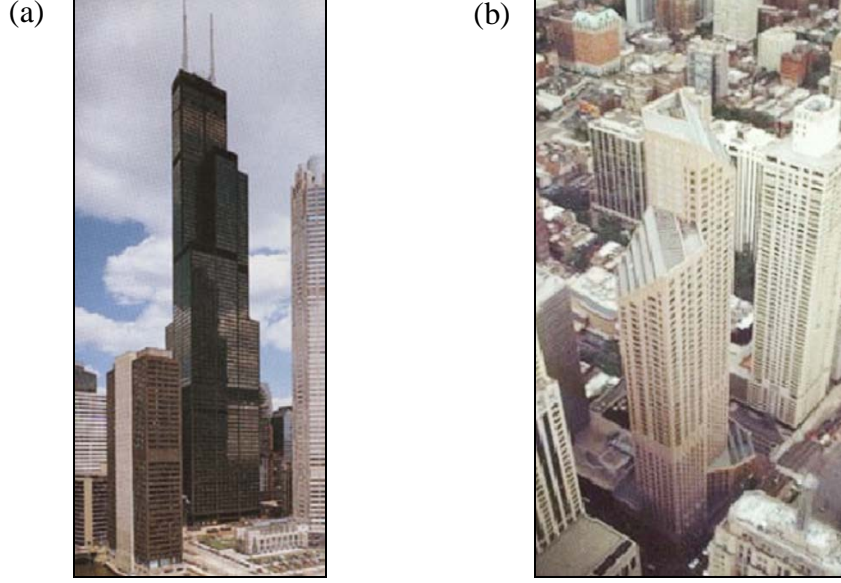
Öte yandan, destekleme, düşey ve yatay yükü taşımada çevresel kolonların birlikte hareket etmelerini sağlamaktadır. Bu nedenle yatay yüklerin altındaki durumu rijit borununkine yakın olan, daha rijit konsol boru oluşturulur. Bu düzen, küçük kat alanlı uzun ve narin binalar için daha uygundur ve ilk olarak kafesli boru kavramını geliştiren, büyük yapı mimarı Fazlur Khan tarafından, çelik bir bina olan 100 katlı John Hancock Merkezi (1969) (Şekil 12b)'nde kullanılmıştır. Hong Kong'daki 72 katlı Çin Kulesi Bankası (1990) (Şekil 13) kompozit yapılarda bu kavramın başka bir örneğidir [9].



Şekil 13. Çin Bankası Kulesi, Hong Kong, China, 1990

1.4.8. Demetli Boru Sistemleri

Demetli boru sistemleri, çelik, betonarme ve kompozit yapılar için uygundur. Eğer binanın boyutları hem yükseklik hem de genişlik olarak artıyorsa, tek çerçeveli boru yeterli yapısal etkinliğe sahip olmamaktadır. Yani, plandaki yapı ne kadar geniş olursa, boru daha az etkili olmaktadır. Böyle durumlarda, modüler boru olarak da bilinen demetli boru tercih edilmektedir [9]. Chicago'daki 57 katlı Muhteşem Mile Binası (1983) (Şekil 14a) beton demetli boru dizaynının güzel bir örneğidir. Çelik demetli boru kavramının en iyi örneği Chicago'daki 208 katlı Sears Kulesi (1974) (Şekil 14b)'dir. Bu binada, demetli biçimin avantajı dikkate alınarak boruların bazıları ayrılmış ve binanın planı yükseklik boyunca katlarda azaltılmıştır.



Şekil 14. (a) Tek Mükemmel Mile Binası, Chicago, USA, 1983; (b) Sears Kulesi, Chicago, USA, 1974

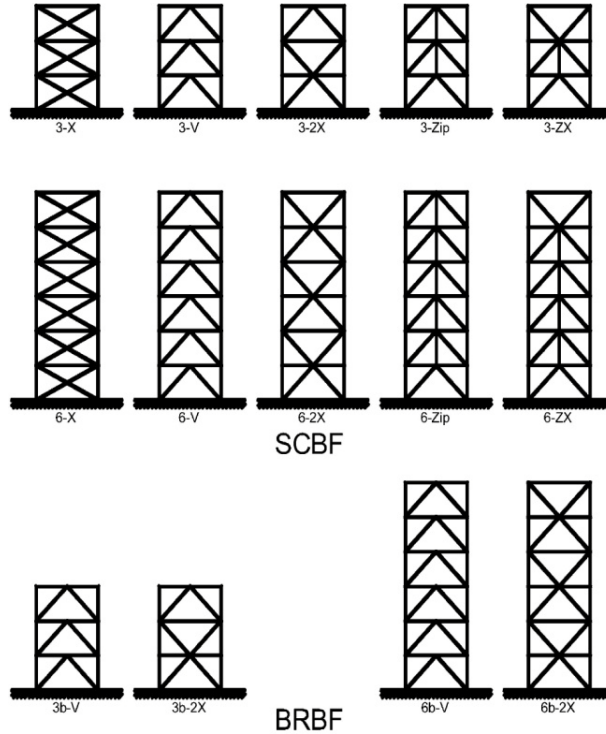
Demetli boru kavramının modüler özelliğinden dolayı genel bir uygulaması vardır. Borular ya da kafesler, farklı toplama yaratmak için çeşitli şekillerde düzenlenebilir. 100 kattan fazla çok katlı binalar için kullanılabileceği gibi, 30 kat yüksekliğindeki binalar için de kullanılabilir.

1.5. Gergili Çerçeve Sistemlerinin Sismik (Deprem) Açısından İncelenmesi

Çelik çerçeveler, ciddi depremler sırasında, aşırı yanal yer değiştirmeye elverişlidir. Böylesi bir durumda, istenilen kat yer değişimlerini sınırlandırmak için yapı modellenirken özel dikkat gösterilmelidir. Böylece, geometrik düzensizlik ya da kiriş-kolon bağlantılarının gevrek ve sünek kırılmasından dolayı oluşan muhtemel problemler azaltılmakta ve aşırı hasar oluşturabilecek unsurlardan kaçınılmaktadır [11]. Ancak 1985 Meksika [12], 1989 Loma Prieta [13], 1994 Northridge [14,15] ve 1995 Hyogo-ken [16-18] Nanbu depremlerindeki gibi, genel merkezli destekli çelik çerçevelere yaptığı hasar, bu sınıf yapının en yüksek bozulma kapasitesine sahip olduğunu göstermiştir. Örneğin, tekil (ayrık) destekler, çoğu kez sınırlı esnekliğe ya da dönemsel yük almanın altında enerji yutma kapasitesine sahiptir ve pek çok önemli bağlantı detayları gevrek (kırılgan) davranışına eğilimlidir [19].

Çekme ve basınçta asimetrik özellikler sergileyen ve genellikle, monoton bir şekilde yüklendiğinde basınçta ya da elastik olmayan alanlarda dairesel olarak azımsanmayacak güç bozulması gösteren destekli tekrarlı (histerik) yaklaşım, oldukça karışıktır. Bu karışık yaklaşım, iç kuvvetler ile elastik davranış gösteren modellere ve daha gerçekçi doğrusal olmayan inceleme yöntemlerine dayalı, klasik projelendirme metotlarını kullanan tahmini şekil değiştirmeler arasında önemli farklılıklarla sonuçlanmaktadır [20,21]. Bu araştırmalar, destekli çerçeveler için sismik gereksinimleri karşılayacak şekilde 1990'lerden sonra özel merkezi çerçeve sistemleri üzerinde durulduğunu göstermektedir [22,23]. Merkezi destekli çerçevelerin performansları dikkate alınarak özel desteklerin kullanımını geliştirmek için birçok çalışma gerçekleştirilmiştir [24-28].

Son on yıl boyunca, yapılardaki deprem etkilerini araştırmak için yapılan çalışmalarda büyük ilerlemeler olmuştur. Bunun için geliştirilen klasik destekler yüksek performanslı histeretik destekler elastik süngülere sahip genel merkezli destekler dikkate alınarak oluşturulan sistemlerin davranışları için bir dizi doğrusal olmayan analiz gerçekleştirilmiştir. Çalışılmakta olan sistemlerin bazıları, Şekil 15'de görülmektedir.



Şekil 15. Bazı yapılar için kullanılan uygulamalardan birkaçı

1.6. SAP2000 v11 Programı ile Bir Yapının Boyutlandırılması

SAP2000 programı CSI (Computers & Structures, Inc.) tarafından yapılmış, rijitlik ve varsa verilen faydalı yüklere göre düğüm noktası deplasmanlarını hesaplayan ve bu deplasmanlardan yola çıkarak kesit zorlanmalarını ve verilen kesit özelliklerine göre enine ve boyuna donatı hesabı yapan bir bilgisayar programıdır. Uygulama alanı olarak çelik ve betonarme yapılar için uygundur.

SAP2000 programı ile tezin konusu olan çelik yapı modelini oluşturmak için izlenecek adımlar olarak şunlar gösterilebilir;

- a) Ön boyutlandırma yapılması,
 - Malzeme özelliklerinin belirlenmesi
 - Kesit özelliklerinin belirlenmesi
 - Yapı modelinin oluşturulması
- b) Boyutlandırma yük kombinasyonlarının seçimi,
- c) Kesitlerin sınıflandırılması,
- d) Çarpanlarla arttırılmış kuvvetlerin hesaplanması,
- e) Kesit karşı koymasının (kapasitenin) hesaplanması,
 - Çekme kapasitesi
 - Basınçta karşı koyma (kapasite)
 - Kayma kapasitesi
 - Momente karşı koyma (kapasite)
 - Yanal burulmalı - burkulma
- f) Kapasite oranlarının hesabı,
 - Eğilme, aksenal basınç ve düşük kesme kuvveti
 - Eğilme, aksenal basınç ve yüksek kesme kuvveti
 - Eğilme, basınç ve eğilmeli burkulma
 - Eğilme, basınç ve yanal – burulmalı burulma
 - Eğilme, aksenal çekme ve düşük kesme kuvveti
 - Eğilme, aksenal çekme ve yüksek kesme kuvveti
 - Eğilme, aksenal çekme ve yanal - burulmalı burkulma
- g) Deprem yüklerinin belirlenmesi ve yapıya uygulanması,

h) Doğrusal olmayan analizin koşturulması, şeklinde bir sıra izlenmektedir.

1.6.1. Ön Boyutlandırma

- Malzeme özelliklerinin belirlenmesi: Yapıda kullanılacak olan çeliğin özellikleri olarak SAP2000 v11 programında girilen çelik malzeme özellikleri ile belirlenmektedir (Malzeme birim ağırlığı, poisson oranı, elastisite modülü, çekme ve akma gerilmesi...vb.).
- Kesit özelliklerinin belirlenmesi: Yapı, kullanım amacına ve mimarisine göre yapıda kullanılacak olan kolon ve kirişlerin hangi profilden oluşacağı programda seçilmektedir.
- Yapı modelinin oluşturulması: Yapının taşıyıcı sistem modeli, kolon, kiriş ve döşeme şeklinde bir önceki adımda seçilmiş olan profiller uygulanarak modellenmektedir.

1.6.2. Yük Kombinezonlarının Seçimi

Yük kombinezonları, yapının kesit hesaplarında kullanılacak yükleme durumlarının çeşitli çarpanlarla arttırılmış birleştirme şekillerini tanımlanmaktadır. Yük kombinezonları, uygun kısmi güvenlik katsayıları ile karakteristik yüklerin çarpımıyla elde edilmektedir. Eğer bir yapıda yalnızca ölü yük (G) ve hareketli yük (Q) mevcut ise, boyutlandırma yalnızca bir yük kombinezonu ile yani (1.35G + 1.50Q) ile yapılmaktadır (EC3). TS500'e göre yükleme (1.4G + 1.6Q) olarak yapılmaktadır. Ancak ölü yük ve hareketli yüke ek olarak yapı, rüzgar (W) ve deprem (E) gibi yön değiştirebilir kuvvetlere de maruz kalabilmektedir. Depreme göre yük kombinezonları EC3'e göre, DY07'e göre ve TS500'e göre aşağıda gösterildiği gibi olmaktadır;

$$F_d = 1.0G + 1.0Q + 1.0E \quad (\text{TS500}) \quad (1)$$

$$F_d = 0.9G + 1.0E \quad (\text{TS500}) \quad (2)$$

$$F_d = 1.00G + 1.00Q \quad (\text{EC3}) \quad (3)$$

$$F_d = 1.00G + 1.5 \times 0.3G + 1.00E \quad (\text{EC3}) \quad (4)$$

$$F_d = 1.0 G + 1.0 Q \pm \Omega_0 E \quad (\text{DY07}) \quad (5)$$

$$F_d = 0.9G \pm \Omega_0 E \quad (\text{DY07}) \quad (6)$$

Tablo 1. Taşıyıcı sistem türüne göre Ω_0 katsayı değerleri (DY07)

Taşıyıcı Sistem Türü	Ω_0
Süneklik düzeyi yüksek çerçeveler	2.5
Süneklik düzeyi normal çerçeveler	2.0
Merkezi çelik çaprazlı perdeler (süneklik düzeyi yüksek veya normal)	2.0
Dışmerkez çelik çaprazlı perdeler	2.5

Güvenlik açısından yapı boyutlandırılmasında seçilmesi gereken yük kombinasyonu en fazla değeri veren olmalıdır. Eğer diğer yük kombinasyonlarına göre daha düşük değer veren yük kombinasyonu seçilirse, yapıya sanki daha az yük etkiyormuş gibi hesap yapıp, yapı ona göre boyutlandırılmaktadır. Böylesi bir durumda yapıya uygulamada daha fazla yük gelir ise yapı istenmeyen ölçülerde hasar alabilmekte ve hatta yıkılabilmektedir. Bu nedenden ötürü yapı için en fazla değeri veren kombinasyon seçilmektedir.

1.6.3. Kesitlerin Sınıflandırılması

Moment veya aksel yükten dolayı basınca maruz bir kesit; Sınıf 1 (Plastik), Sınıf 2 (Kompakt), Sınıf 3 (Yarı Kompakt) veya Sınıf 4 (Narin) gibi kesitin göstermiş olduğu davranışa göre sınıflandırılmaktadır. EC3 yönetmeliğine göre kesitlerin sınıflandırılması basınç elemanlarının sınıflandırılmasına bağlıdır. Sınıflandırma basınç elemanlarının sadece basınç, sadece eğilme veya aksel kuvvet ve eğilmenin birleşik etkisi altında olup olmamasına da bağlıdır [29].

SAP2000 programı I profiller için basınç elemanlarını Tablo 2 ve Tablo 3'e göre emniyetli tarafta kalmak üzere sınıflandırılmaktadır. Tablo 2, kesit sadece basınç kuvvetinin etkisi altında olduğunda veya basınç kuvveti ile birlikte eğilme etkisi altında olduğu zaman kullanılmaktadır. Tablo 3 ise kesit sadece eğilme etkisi altında olduğunda veya aksel çekme ile birlikte eğilme momentinin etkisinde olduğu zaman kullanılmaktadır. Tablolarda kullanılan kesit boyutları Şekil 30'da, kesit yönleri ise Şekil 31'de verilmektedir. Eğer kesit boyutları tablolarda verilen sınırları sağlıyorsa, kesit uygun

olan Sınıf 1, Sınıf 2, Sınıf 3 olarak sınıflandırılmaktadır. Kesit, basınç elemanlarının verilen en yüksek sınıfı (en az uygun olan) ile sınıflandırılmaktadır. Eğer α kesit, Sınıf 3 kesitler için sınırları sağlamada yetersiz ise kesit, Sınıf 4 olarak sınıflandırılmaktadır.

Tablo 2. EC3'e göre kesitlerin sınıflandırılması, basınç ve eğilme elemanları için genişlik-kalınlık sınırları oranları [30]

Kesitin tanımı	Eleman	Kontrol edilen oran	Sınıf 1	Sınıf 2	Sınıf 3
I kesitler	Gövde	d/tw	$\alpha > 0.5$ ise, $\frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$;	$\alpha > 0.5$ ise, $\frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$;	$\psi > -1$ ise, $\frac{42\varepsilon}{0.67 + 0.33\psi}$;
			bunun dışında $\alpha \geq 0.5$ ve $\frac{36\varepsilon}{\alpha}$	bunun dışında $\alpha \geq 0.5$ ve $\frac{41.5\varepsilon}{\alpha}$	bunun dışında $\psi \geq -1$ ve $\frac{62\varepsilon(1-\psi)}{\sqrt{-\psi}}$
	Flanş	c/tf (hadde)	10 ε	11 ε	15 ε
c/tf (kaynaklı)		9 ε	10 ε	14 ε	

Tablo 3. EC3'e göre kesitlerin sınıflandırılması, sadece basınç elemanları için genişlik-kalınlık oranları sınırları [30]

Kesitin tanımı	Eleman	Kontrol edilen oran	Sınıf 1	Sınıf 2	Sınıf 3
I kesitler	Gövde	d/tw	72 ε	83 ε	124 ε
	Flanş	c/tf (hadde)	10 ε	11 ε	15 ε
		c/tf (kaynaklı)	9 ε	10 ε	14 ε

Sınırlayıcı genişlik – kalınlık oranlarının hesabında belirleyici çarpanlardan biri ε 'dur. Bu parametre kesit sınıflandırılmasında akma gerilmesinin etkisini göz önüne almak için kullanılmaktadır.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (7)$$

I kesitlerin sınıflandırılmasında iki değer çarpan (α, ψ) aşağıda tanımlanmaktadır:

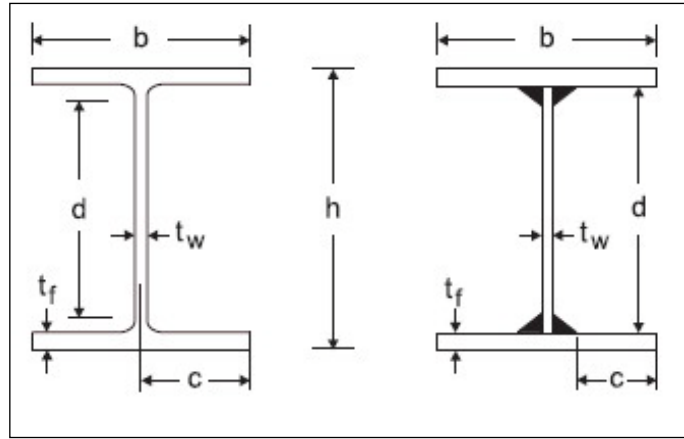
$$\alpha = \left\{ \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{c,sd}}{ht_w f_f} \right\} \quad (8)$$

$$\psi = - \left(1 + 2 \frac{N_{c,sd}}{A f_y} \right) \quad (9)$$

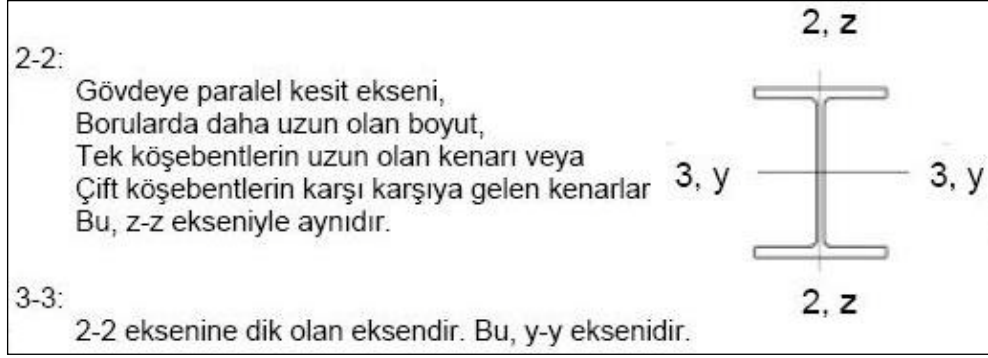
$$0 < \alpha \leq 1 \quad (10)$$

$$-3 < \psi \leq 1 \quad (11)$$

Bu ifadelerde, $N_{c,sd}$ çekme için artı ve basınç için eksi olarak alınmaktadır. Tam çekme için $\alpha = 0.5$ ve tam basınç için $\alpha = 1$ 'dir. Tam çekme için $\psi = -3$, tam eğilme için $\psi = 1$ 'dir [29].



Şekil 16. I Profili için geometrik kesit boyutları [30]



Şekil 17. EC3'e göre profil eksen tanımlama yönleri [30]

1.6.4. Çarpanlarla Artırılmış Kuvvetlerin Hesaplanması

Her yük kombinasyonu için hesaplanan, boyutlandırma iç kuvvetleri $N_{t,Sd}$ veya $N_{c,Sd}$, $M_{33,Sd}$, $M_{22,Sd}$, $V_{2,Sd}$ sırasıyla çekme veya basınç aksel yükü, kuvvetli eksen etrafındaki moment, zayıf eksen etrafındaki moment, kuvvetli eksen yönündeki kayma kuvveti ve zayıf eksen yönündeki kayma kuvvetinin boyutlandırma değerlerine karşı gelmektedir. Bu boyutlandırma yükleri her çerçeve elemanın önceden belirlenen her noktasında program tarafından hesaplanmaktadır.

1.6.5. Kesit Karşı Koymasının (Kapasitenin) Hesaplanması

Basınçta, çekmede, eğilmede ve kaymada nominal dayanımlar Sınıf 1, Sınıf 2 ve Sınıf 3 kesitleri için aşağıdaki alt bölümlere göre hesaplanmaktadır. Program tarafından kullanılan malzeme kısmi güvenlik çarpanları $\gamma_{M0} = 1.1$ ve $\gamma_{M1} = 1.1$ 'dir [29].

- Çekme Kapasitesi: SAP2000 programında bütün sınıf kesitler için boyutlandırma çekme kapasitesi aşağıdaki gibi belirlenmektedir;

$$N_{t,Rd} = Af_y / \gamma_{M0} \quad (12)$$

- Basınçta Karşı Koyma Kapasitesi: Kesit boyutlandırma basınç kapasitesi, brüt kesit boyutlandırma plastik kapasitesinin ($N_{pl,Rd}$) ve brüt kesit boyutlandırma yerel burkulma kapasitesinin ($N_{b,Rd}$) küçüğü olarak alınmaktadır [29].

$$N_{c,Rd} = \min(N_{pl,Rd}, N_{b,Rd}) \quad (13)$$

Sınıf 1, Sınıf 2, Sınıf 3'ün plastik kapasitesi,

$$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_{M0} \quad (14)$$

ile verilmektedir.

Bir basınç elemanının boyutlandırma burkulma kapasitesi,

$$N_{b,Rd} = \chi_{\min} \beta_A A f_y / \gamma_{M1} \quad (15)$$

olarak alınmaktadır. Burada Sınıf 1, Sınıf 2 veya Sınıf 3 kesitleri için $\beta_A = 1$, χ uygun burkulma modu için azaltma çarpanıdır. Bu çarpan bütün elemanların üniform kesitli olduğu kabulüne dayanılarak aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \left[\varphi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{1/2}} \leq 1 \quad (16)$$

Burada,

$$\varphi = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (17)$$

$$\bar{\lambda} = \left\{ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right\} [\beta_A]^{0.5} \quad (18)$$

$$\lambda = \frac{K_{33} I_{33}}{i_{33}} \text{ veya } \frac{K_{22} I_{22}}{i_{22}} \text{ 'dir.} \quad (19)$$

λ 'nın iki değeri χ_3 ve χ_2 'yi verir. χ_{\min} bu iki değerın küçüğüdür. $K = \frac{1}{L} \leq 1$, K,

SAP2000 boyutlandırma programında devamlı 1 olarak alınmaktadır.

- Kayma Kapasitesi: Kesitin boyutlandırma kapasitesi, plastik kayma kapasitesi ve burkulma kayma kapasitesinin minimumu olmaktadır. Bütün kesit tipleri için plastik kayma kapasitesi,

$$V_{Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3}} / \gamma_{M0} \quad (20)$$

olarak hesaplanmaktadır. Burada A_v , kesit ve uygun eğilme eksenleri için etkili kayma alanı olmaktadır.

Eğer genişlik – kalınlık oranı büyük ise ($d/t_w > 69 \varepsilon$), I kesitler için yalnızca burkulma kayma kapasiteleri hesaplanmaktadır [29]. Kapasiteler,

$$V_{Rd} = V_{ba,Rd} = d t_w \tau_{ba} / \gamma_{M1}, \quad (d/t_w > 69 \varepsilon \text{ için}) \quad (21)$$

olarak hesaplanmaktadır. Burada τ_{ba} , aşağıdaki gibi hesaplanan basit kritik – ötesi kayma dayanımıdır.

$$\bar{\lambda}_w \leq 0.8 \text{ için, } \tau_{ba} = \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \quad (22)$$

$$0.8 < \bar{\lambda}_w \leq 1.2 \text{ için } \tau_{ba} = \left[1 - 0.625(\bar{\lambda}_w - 0.8) \right] \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \quad (23)$$

$$\bar{\lambda}_w \geq 1.2 \text{ için } \tau_{ba} = \left[0.9 / (\bar{\lambda}_w) \right] \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \quad (24)$$

Burada $\bar{\lambda}_w$ gövde narinlik oranıdır.

$$\bar{\lambda}_w = \frac{d/t_w}{37.4 \varepsilon \sqrt{k_\tau}} \quad (25)$$

k_{τ} burkulma katsayısıdır. Mesnetlerde aradaki enine takviyeler değil de, enine takviyesi gövdeler için, $k_{\tau} = 5.34$ alınmaktadır.

- **Momente Karşı Koyma (Kapasite):** Kuvvetli ve zayıf eksenler etrafındaki moment kapasitesi kesit sınıflandırmasına bağlı olmaktadır. Moment kapasitesi kesitteki kesme kuvveti ve eksenel kuvvetin bulunmasıyla zorlanmaktadır. Eğer kesme kuvveti kayma kapasitesinin yarısından daha düşük ise moment kapasitesi zaten kesme kuvvetinin bulunmasına fayda sağlamamaktadır. Eğer kesme kuvveti kayma kapasitesinin yarısından büyükse ilave çarpanların düşünülmesi gerekmektedir [30].

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,Rd} \text{ ise,} \quad (26)$$

Sınıf 1 ve Sınıf 2 kesitler için;

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0} \quad (27)$$

Sınıf 3 kesitler için;

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0} \quad (28)$$

$$V_{sd} > 0.5V_{pl,Rd} \text{ ise,} \quad (29)$$

I profil kesitler için kayma kuvvetlerinin etkileri de göz önüne alınmış moment kapasiteleri;

$$M_{v,Rd} = \left[W_{pl} - \frac{\rho A_v^2}{4t_w} \right] \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \leq M_{c,Rd} \quad (30)$$

olarak hesaplanmaktadır. Burada,

$$\rho = \left[\frac{2V_{sd}}{V_{ps,Rd}} - 1 \right]^2 \text{ 'dir.} \quad (31)$$

• Yanal Burulmalı – Burkulma: Yanal – burulmalı burkulma kapasitesinin belirlenmesi için, kesitin üniform, çift simetri eksenli, uçlarda standart sınır şartları altında ve kayma merkezlerinden yüklü olduğu kabul edilmektedir. Bir kirişin yanal – burulmalı burkulma kapasitesi [30],

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \beta_w W_{pl,33} f_y / \gamma_{M1} \quad (32)$$

olarak hesaplanmaktadır. Burada Sınıf 1 ve Sınıf 2 kesitler için $\beta_w = 1$, Sınıf 3 kesitler için

$\beta_w = \frac{W_{el,33}}{W_{pl,33}}$ olarak alınır. Buna göre;

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}^{-2} \right]^{1/2}} \leq 1 \quad (33)$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right], \text{dir.} \quad (34)$$

Burada hadde kesitler için $\alpha_{LT} = 0.21$, kaynaklı kesitler için $\alpha_{LT} = 0.49$ alınır.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w W_{pl,33} f_y}{M_{cr}} \right] \quad (35)$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_{22}}{L^2} \left[\frac{I_w}{I_{22}} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_{22}} \right]^{0.5} \quad (36)$$

I_t = Burulma sabiti,

I_w = Çarpılma sabiti,

L = Zayıf eksen etrafındaki burkulma için yanal olarak tutulmamış boy,

$$C_1 = 1.88 - 1.40\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7 \quad (37)$$

ψ = Mesnetlenmemiş parçanın uç momentlerinin küçüğünün büyüğüne oranı, M_a/M_b 'dir.

ψ Değeri -1 ile 1 arasında değişir ($-1 \leq \psi \leq 1$). M_a ve M_b mesnetlenmemiş parçanın uç momentleridir ve M_a değeri M_b değerinden daha küçüktür, (M_a/M_b) oranı çift eğrilik için negatif ve tek eğrilik içinse pozitif olmaktadır. Eleman parçası içindeki bir moment değeri M_b 'den daha büyükse C_1 değeri 1.0 olarak alınmaktadır. Eğer elemanın mesnetlenmemiş boyu, kullanıcı tarafından düzeltilirse, program C_1 değerini 1 olarak almaktadır. C_1 değeri konsollar için 1 olarak alınmalıdır [30].

Eğer $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$ ise, yönetmelik tarafından yanal burulmalı burkulma kontrolüne gerek duyulmamakta ve boyutlandırmada göz önüne alınmamaktadır.

1.6.6. Kapasite Oranlarının Hesabı

(Eksenel kuvvet) / (çift eksenli moment) kapasite oranlarının hesabında ilk olarak her yük kombinasyonunda eleman boyunca her nokta için gerçek eleman kuvvet/moment bileşkeleri hesaplanmaktadır. Sonra onlara karşı gelen kapasiteler hesaplanmaktadır. Daha sonra her bir boyutlandırma yük kombinasyonlarının etkisi altında her elemanın her noktasındaki kapasite oranları hesaplanmaktadır. Kontrol eden basınç ve/veya çekme kapasite oranı da ilgili nokta ve yük kombinasyonu ile elde edilmektedir. 1'den büyük bir kapasite oranı bir sınır durumunun aşıldığını göstermektedir.

- Eğilme, eksenel basınç ve düşük kesme kuvveti: Mevcut kaymanın boyutlama değeri, V_{Sd} , plastik kapasite, $V_{pl,Rd}$ ve burkulma kapasitesi $V_{ba,Rd}$ 'den uygun olanının yarısından daha az olduğu zaman,

$$V_{Sd} \leq 0.5V_{pl,Rd} \quad (38)$$

$$V_{Sd} \leq 0.5V_{ba,Rd} \quad (39)$$

kapasite oranlarını farklı tip kesitler için aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır;

Sınıf 1 ve Sınıf 2 kesitler için kapasite oranı konservatif olarak,

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{33,Sd}}{M_{pl,33,Rd}} + \frac{M_{22,Sd}}{M_{pl,22,Rd}} \quad (40)$$

alınmaktadır. Sınıf 3 kesitler için kapasite oranı konservatif olarak,

$$\frac{N_{c,Sd}}{Af_{yd}} + \frac{M_{33,Sd}}{W_{el,33}f_{yd}} + \frac{M_{22,Sd}}{W_{el,33}f_{yd}} \quad (41)$$

alınmaktadır. Burada,

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ dir.} \quad (42)$$

• Eğilme, aksenal basınç ve yüksek kesme kuvveti: Mevcut kaymanın boyutlama değeri, V_{Sd} , plastik kapasite $V_{pl,Rd}$ ve burkulma kapasitesi $V_{ba,Rd}$ 'den uygun olanının yarısından daha fazla olduğu zaman kaymanın yüksek olduğu düşünülmektedir.

$$V_{Sd} > 0.5V_{pl,Rd} \quad (43)$$

veya,

$$V_{Sd} > 0.5V_{ba,Rd} \quad (44)$$

ise kayma kuvveti yüksektir. Bu şartlar altında kapasite oranları farklı tip kesitler için aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır [29];

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{33,Sd}}{M_{v,33,Rd}} + \frac{M_{22,Sd}}{M_{v,22,Rd}}, \quad (45)$$

Burada $M_{v,33,Rd}$ ve $M_{v,22,Rd}$ sırasıyla kuvvetli ve zayıf eksenler etrafındaki, yüksek kayma etkisi de göz önüne alınmış tasarım momenti kapasiteleridir.

- Eğilme, basınç ve eğilmeli burkulma: Eksenel basınç N_{Sd} kuvvetli eksen etrafındaki eğilme $M_{33,Sd}$ ve zayıf eksen etrafındaki eğilme $M_{22,Sd}$ ye maruz kalan Sınıf 1, Sınıf 2 ve Sınıf 3 kesitli bütün elamanlar için, kapasite oranı,

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{b,min,Rd}} + \frac{k_{33}M_{33,Sd}}{\eta M_{c,33,Rd}} + \frac{k_{22}M_{22,Sd}}{\eta M_{c,22,Rd}}, \quad (46)$$

olarak verilmektedir. Burada,

$$N_{b,min,Rd} = \min \{ N_{b,33,Rd}, N_{b,22,Rd} \} \quad (47)$$

$$\eta = \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M1}} \quad (48)$$

$$k_{33} = 1 - \frac{\mu_{33}N_{c,Sd}}{\chi_{33}Af_y} \leq 1.5 \quad (49)$$

$$k_{22} = 1 - \frac{\mu_{22}N_{c,Sd}}{\chi_{22}Af_y} \leq 1.5 \quad (50)$$

$$\mu_{33} = \bar{\lambda}_{33}(2\beta_{M,33} - 4) + \left[\frac{W_{pl,33} - W_{el,33}}{W_{el,22}} \right] \leq 0.9, \text{ (Sınıf 1 ve Sınıf 2)} \quad (51)$$

$$\mu_{22} = \bar{\lambda}_{22}(2\beta_{M,22} - 4) + \left[\frac{W_{pl,22} - W_{el,22}}{W_{el,22}} \right] \leq 0.9, \text{ (Sınıf 1 ve Sınıf 2)} \quad (52)$$

$$\mu_{33} = \bar{\lambda}_{33}(2\beta_{M,33} - 4) \leq 0.9, \text{ (Sınıf 3 kesitler için)} \quad (53)$$

$$\mu_{22} = \bar{\lambda}_{22}(2\beta_{M,22} - 4) \leq 0.9, \text{ (Sınıf 3 kesitler için)} \quad (54)$$

$\beta_{M,33} = 2-2$ yönünde tutulu noktalar arasında 3-3 eksen etrafında eğilmeli burkulma için eşdeğer uniform moment çarpanı,

$\beta_{M,22} = 3-3$ yönünde tutulu noktalar arasında 2-2 eksenini etrafında eğilmeli burkulma için eşdeğer uniform moment çarpanıdır.

Eşdeğer uniform moment çarpanları $\beta_{M,33}$ ve $\beta_{M,22}$ 'dır.

$$\beta_M = (1.8 - 0.7\psi) + \frac{M_Q}{\Delta M} (0.7\psi - 0.5) \quad (55)$$

$M_Q = U\psi$ noktaların basit mesnetli olması durumunda yanal yüklerden dolayı oluşan mutlak değerce maksimum moment,

$\psi =$ Küçük uç momentinin daha büyük olması durumunda yanal yükten dolayı oluşan mutlak değerce maksimum moment,

$\Delta M =$ İşaret değişimi olmayan moment diyagramında momentin mutlak değerce maksimumu ve mutlak değerce minimum toplamıdır.

- Eğilme, basınç ve yanal-burulmalı burkulma: Eksenel basınç N_{Sd} , kuvveti eksen etrafındaki eğilme $M_{33,Sd}$ ve zayıf eksen etrafındaki eğilme $M_{22,Sd}$ 'ye maruz kalan Sınıf 1, Sınıf 2 ve Sınıf 3 kesitli bütün elemanlar için, kapasite oranı [29],

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{b,22,Rd}} + \frac{k_{33}M_{33,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_{22}M_{22,Sd}}{\eta M_{c,22,Rd}}, \quad (56)$$

olarak verilmektedir. Burada, k_{22} ve η önceki alt bölümde "Eğilme, basınç ve eğilmeli burkulma" da tanımlandığı gibi olmaktadır.

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{c,Sd}}{\chi_{22} A f_y} \leq 1 \quad (57)$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_{22} \beta_{M,L,T} - 0.15 \leq 0.9 \quad (58)$$

$\beta_{M,L,T} =$ Yanal-burulmalı burkulma için eşdeğer uniform moment çarpanıdır. y-y yönünde tutulu iki nokta arasında ve y-y eksenini etrafındaki eğilme için hesaplanmaktadır.

- Eğilme, aksenal çekme ve düşük kesme kuvveti: Diğer kesit tesirleriyle birlikte etkiyen kesme kuvvetinin boyutlama değeri, V_{Sd} , plastik dayanımı, $V_{pl,Rd}$ veya burkulma dayanımı $V_{ba,Rd}$ için karşı gelen kapasitelerin yarısından daha az olduğu zaman,

$$V_{Sd} \leq 0.5V_{pl,Rd} \quad (59)$$

ve

$$V_{Sd} \leq 0.5V_{ba,Rd} \quad (60)$$

kapasite oranları farklı tip kesitler için aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır;
Sınıf 1 ve Sınıf 2 kesitler için kapasite oranı konservatif olarak,

$$\frac{N_{t,Sd}}{N_{t,Rd}} + \frac{M_{33,Sd}}{M_{pl,33,Rd}} + \frac{M_{22,Sd}}{M_{pl,22,Rd}} \quad (61)$$

alınmaktadır. Sınıf 3 kesitler için kapasite oranı konservatif olarak,

$$\frac{N_{c,Sd}}{Af_{yd}} + \frac{M_{33,Sd}}{W_{el,33}f_{yd}} + \frac{M_{22,Sd}}{W_{el,33}f_{yd}} \quad (62)$$

olmaktadır.

- Eğilme, aksenal çekme ve yüksek kesme kuvveti: Diğer kesit tesitleriyle birlikte etkiyen kesme kuvvetinin boyutlama değeri, V_{Sd} , plastik dayanımı, $V_{pl,Rd}$ veya burkulma dayanımı $V_{ba,Rd}$ için karşı gelen kapasitelerin yarısından daha fazla olduğu zaman, kayma kuvveti değerinin yüksek olduğu düşünülür [30].

$$V_{Sd} > 0.5V_{pl,Rd} \quad (63)$$

veya

$$V_{Sd} > 0.5V_{ba,Rd} \quad (64)$$

ise kayma kuvveti yüksektir. Bu şartlar altında kapasite oranları farklı tip kesitler için aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

Sınıf 1, Sınıf 2 ve Sınıf 3 kesitler için kapasite oranları konservatif olarak,

$$\frac{N_{t,Sd}}{N_{t,Rd}} + \frac{M_{33,Sd}}{M_{v,33,Rd}} + \frac{M_{22,Sd}}{M_{v,22,Rd}} \quad (65)$$

Olmaktadır [30].

- Eğilme, aksenal çekme ve yanal-burulmalı burkulma: Aksenal çekme kuvveti yanal-burulmalı burkulma için yararlı bir etkiye sahiptir. Elemanın yanal-burulmalı burkulma altında göçüp göçmediğini kontrol etmek için, 3-3 eksen etrafındaki efektif iç moment aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır [29].

$$M_{eff,33,Sd} = M_{33,Sd} - \psi_{vec} \frac{N_{t,Sd} W_{com,33}}{A} \quad (66)$$

$\psi_{vec} = 0.8$ (EC3 kutu değerine göre),

$W_{com,33}$ = Basınç uç lifindeki mukavemet momentidir.

Aksenal çekme $N_{t,Sd}$, kuvvetli eksen etrafındaki eğilme $M_{33,Sd}$ ve zayıf eksen etrafındaki eğilme $M_{22,Sd}$ ye maruz kalan Sınıf 1, Sınıf 2 ve Sınıf 3 kesitli bütün elemanlar için, kapasite oranı,

$$\frac{N_{t,Sd}}{N_{t,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{33,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_{22} M_{22,Sd}}{\eta M_{c,22,Rd}} - \psi_{vec} k_{LT} \frac{N_{t,Sd} W_{com,33}}{A M_{b,Rd}} \quad (67)$$

olarak verilmektedir. Burada, k_{LT} , k_{22} ve η önceki bölümde tanımlandığı gibidir.

1.6.7. Deprem Yüklerinin Belirlenmesi ve Yapıya Uygulanması

Deprem yükleri DY07'ye göre aşağıdaki kriterler ve karşısındaki değerlere göre belirlenerek SAP 2000 programına aktarılmaktadır.

- Deprem bölgesi etkin yer ivmesi katsayısı (A_0),
- Bina önem katsayısı (I),
- Yerel zemin sınıfı,
- Spektrum karakteristik periyotları (T_A, T_B),
- Taşıyıcı sistem davranış katsayısı: Süneklik düzeyi normal yada yüksek seçilir.

Taşıyıcı sistem çeşitlerine yapıların yüksek süneklik düzeyi değerleri şunlardır;

- Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar ($R=8$).
- Deprem yüklerinin çerçeveler ile birlikte çaprazlı çelik perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından birlikte taşındığı binaların çaprazların merkezi olması durumunda ($R=6$), çaprazların dış merkez olması durumunda ($R=8$) olarak alındığı (DY07) binalar.

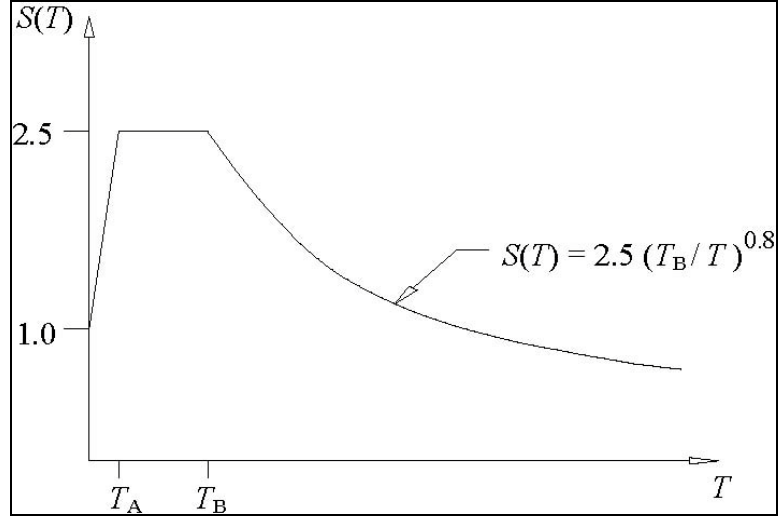
Tepki spektrumu katsayıları DY07'den alınan formüller ve değerleri yardımı ile aşağıdaki formüllerle hesaplanmaktadır:

$$S(T) = 1 + 1.5 \frac{T}{T_A}, \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (68)$$

$$S(T) = 2.5, \quad (T_A < T \leq T_B) \quad (69)$$

$$S(T) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8}, \quad (T_B < T) \quad (70)$$

Yukarıdaki formüller yardımı ile elde edilen değerler grafik olarak ifade edildiği zaman Şekil 16'daki grafik ortaya çıkmaktadır (Şekil 32).

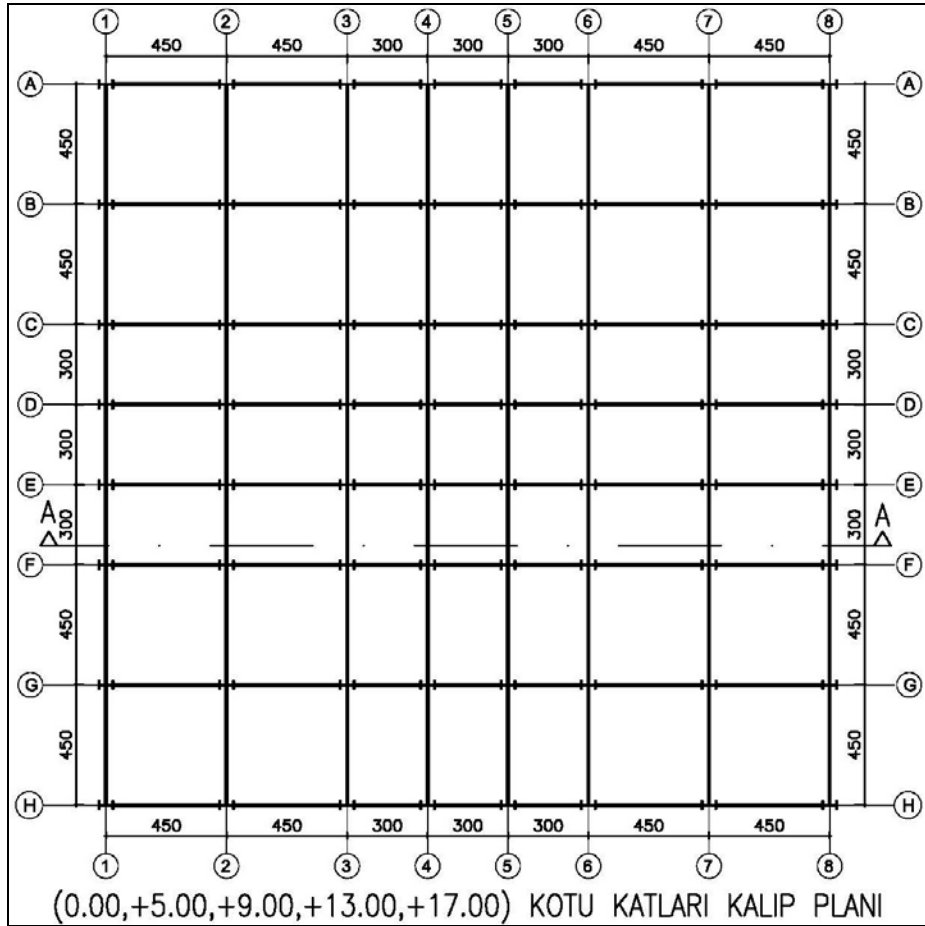


Şekil 18. Spektrum Katsayısı, $S(T)$, ve bina doğal periyodu T 'ye bağlı ivme spektrumu

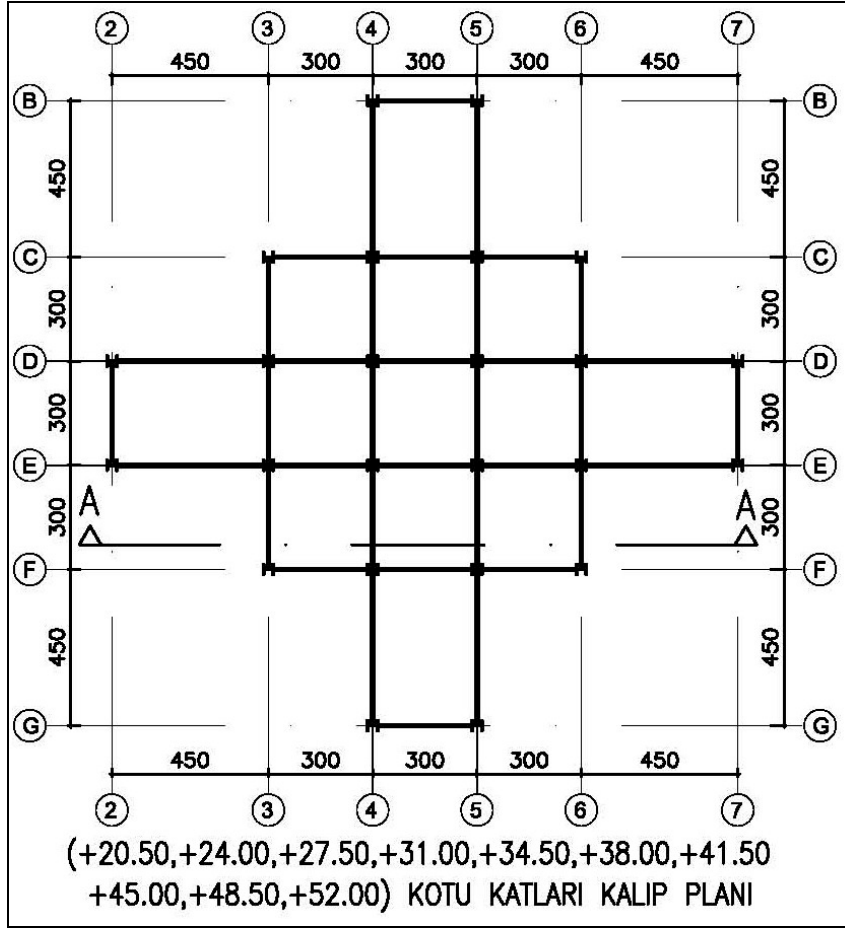
2. YAPILAN ÇALIŞMALAR, BULGULAR VE İRDELEMELER

2.1. Uygulamaya Konu Çok Katlı Çelik Bir Yapının Özellikleri

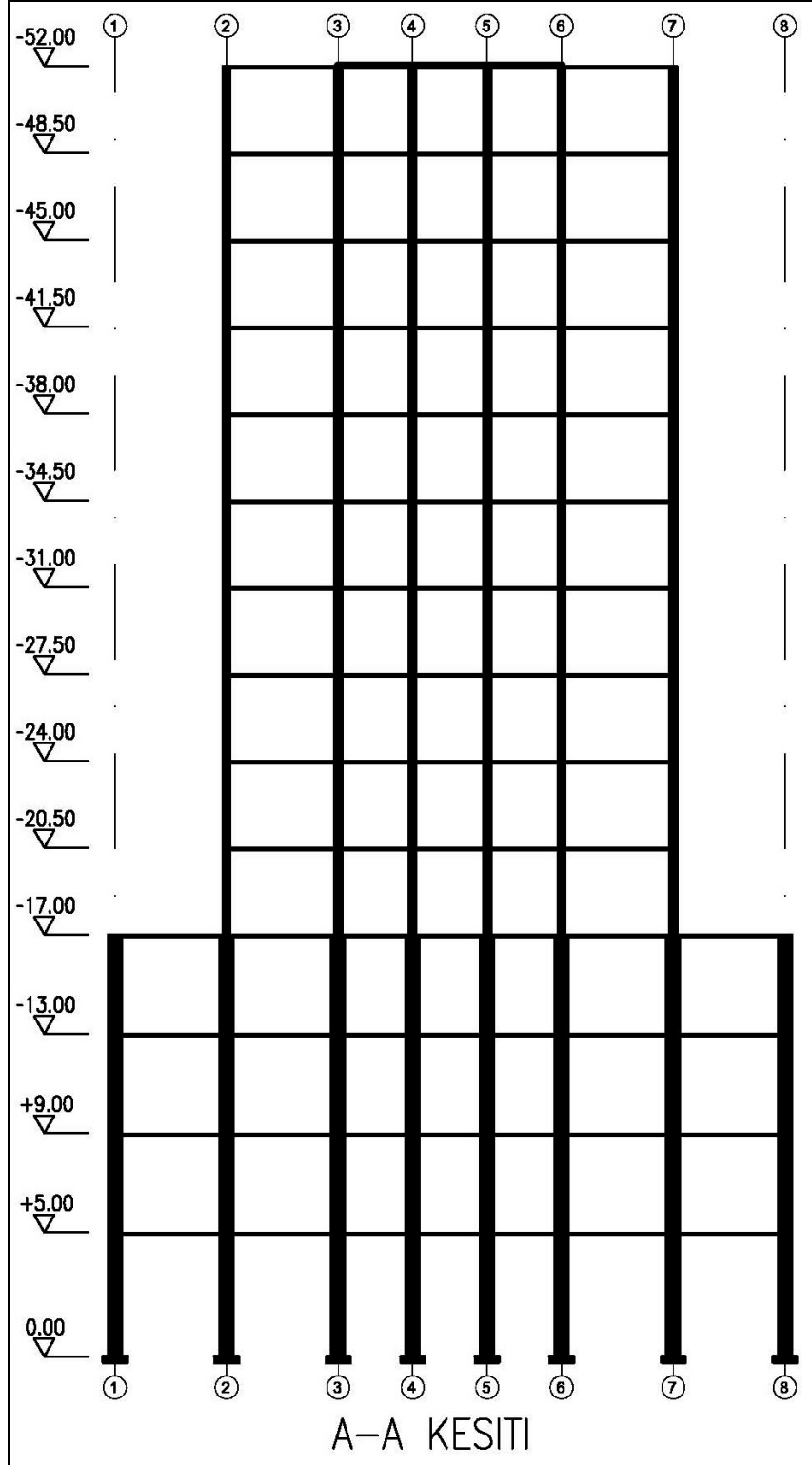
Çok katlı çelik yapılarda yatay yük kapasitesini artırmada kullanılan elemanların etkinliğinin incelenmesi amacıyla gerçekleştirilen bu çalışmada toplam kat sayısı 14 ve toplam yüksekliği 52 m olan çelik bir yapı dikkate alınmıştır. Bu yapı 4 katı galeri ve 10 katı ofis olarak tasarlanmıştır. Galeri katının taban alanı 324 m², ofis katlarının taban alanı ise 117 m² olarak dikkate alınmıştır. Çelik yapının galeri katına ait planı Şekil 19, ofis katların planı, Şekil 20’de yapının boy kesiti ise Şekil 21’de şematik olarak verilmiştir.



Şekil 19. Çelik yapının galeri kısmının kalıp planı



Şekil 20. Çelik yapının ofis bölümlerinin kalıp planı



Şekil 21. Çelik yapının şematik A-A boy kesiti

2.1.1. Ön Boyutlandırma

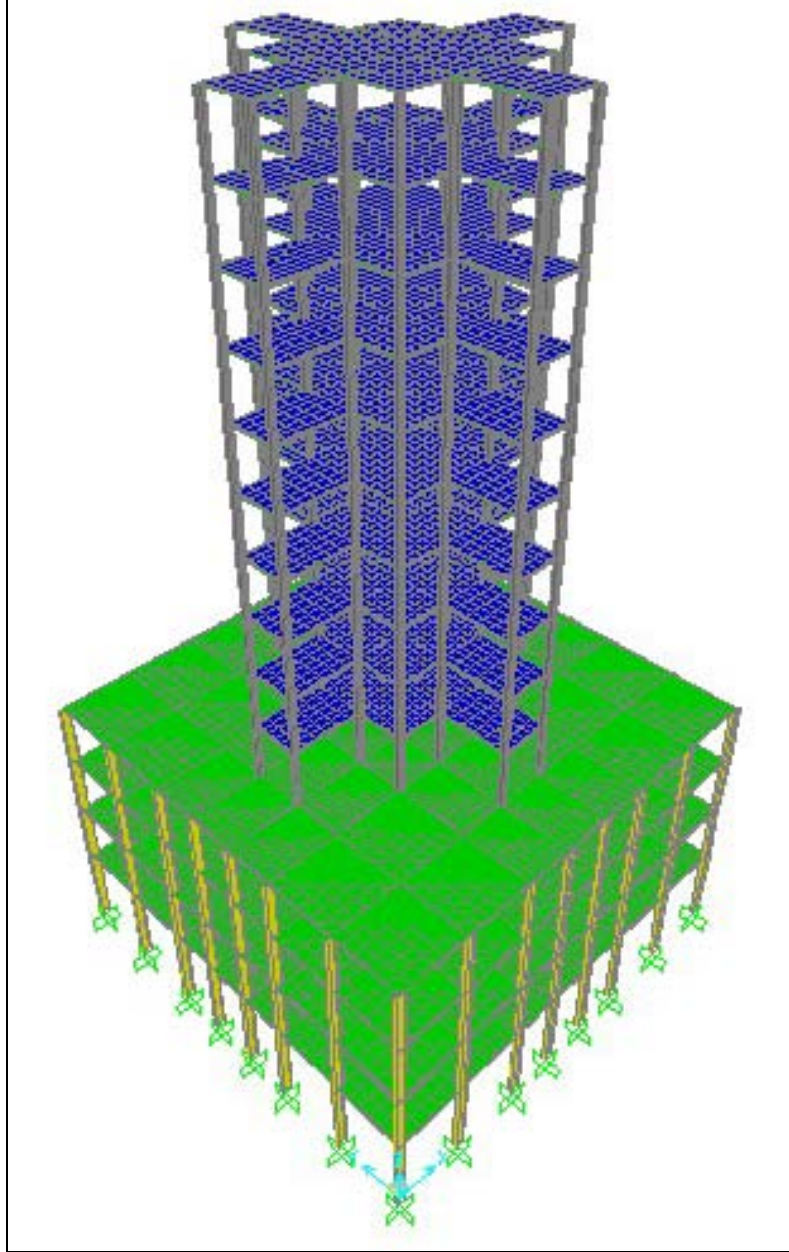
Bu çalışma kapsamında seçilen yapının kat döşemeleri betonarme, kiriş ve kolonlar ise çelik olarak dikkate alınmıştır. Döşeme kalınlıkları galeri katlarda 15 cm, ofis kısmında ise 10 cm olarak ön boyutlandırmada dikkate alınmıştır.

Yapıya etkimesi düşünülen sabit yükler döşeme ağırlığı ve kolon kiriş taşıyıcı sistemlerin ağırlığı olarak dikkate alınmıştır. Hareketli yük ise galeri ve ofis katlarında 5 kN/m^2 olarak TS498'e göre seçilmiştir. Bu yükleri (düşey yükler) taşıyabilecek şekilde kolon ve kirişlerin boyutları seçilerek gerekli denetimler yapılmıştır. Yapıya ait kolon ve kirişlerin en kesitleri Tablo 4'de verilmektedir.

Tablo 4. Yapıya ait kolon ve kirişlerin en kesitleri

Katlar	Kolon	Kirişler	Çapraz elemanlar
Zemin, 1, 2, 3	HE550B	IPE120	2L70X10X10
Diğer katlar	HE300B	IPE120	2L70X10X10

Söz konusu yapının düşey yüklere göre yapısal çözümlemesi sonlu elemanlar yöntemine dayalı SAP2000 bilgisayar programı ile yapılmıştır. Bu çözümlemede “ $F_d = 1.0 G + 1.0 Q$ ” yük kombinasyonu dikkate alınmıştır. Yapıya ait SAP2000 modeli Şekil 22'de verilmiştir. Bu çalışma için seçilen yapıya etkileyen düşey yüklerden dolayı kesitlerin yeterli olduğu görülmüştür.

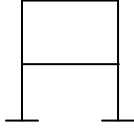
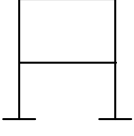
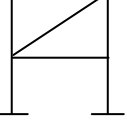
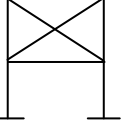
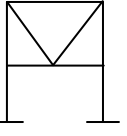
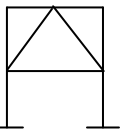
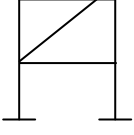
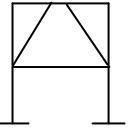
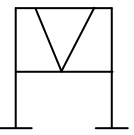


Şekil 22. Model-I'in SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü

2.2. Uygulamaya Konu Olan Çelik Yapıda Yatay Yük Kapasitesini Arttırmada Kullanılan Elemanların Etkinliğinin İncelenmesi

Çok katlı çelik yapılarda yatay yük kapasitesini arttırmada kullanılan elemanların etkinliğinin incelenmesi amacıyla gerçekleştirilen bu çalışmada Madde 2.1'de özellikleri verilen çok katlı çelik yapıya farklı elemanlar eklenerek yatay yük etkisindeki davranışları belirlenmiştir. Bu çalışmada yatay yük kapasitesini arttırmada kullanılan elemanların tanımları Tablo 5'de verilmiştir.

Tablo 5. Bu çalışmada kullanılan modeller ve çelik çaprazları

Model Adı	Merkezi Çelik Çaprazlı	Dış Merkez Çelik Çaprazlı
Model-I	 -	 -
Model-II	 Diyagonal (/) Elemanlı	-
Model-III	 X Çapraz Elemanlı	-
Model-IV	 V Çapraz Elemanlı	-
Model-V	 Λ Çapraz Elemanlı	-
Model-VI	-	 Diyagonal (/) Elemanlı
Model-VII	-	 Λ Çapraz Elemanlı
Model-VIII	-	 V Çapraz Elemanlı

2.2.1. Deprem Yüklerinin Belirlenmesi

Deprem yüklerini belirlemek için Deprem Bölgerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (DY07) kullanılmıştır. Bu çalışma kapsamında seçilen yapının ve yapının oturduğu temel zemininin özellikleri aşağıda verildiği gibi alınmıştır.

Deprem Bölgesi: 1. Derece

Yerel zemin sınıfı: Z2

Bina önem katsayısı (I): 1.5

Deprem bölgesine bağlı olarak alınan etkin yer ivmesi katsayısı (A_0): 0.4

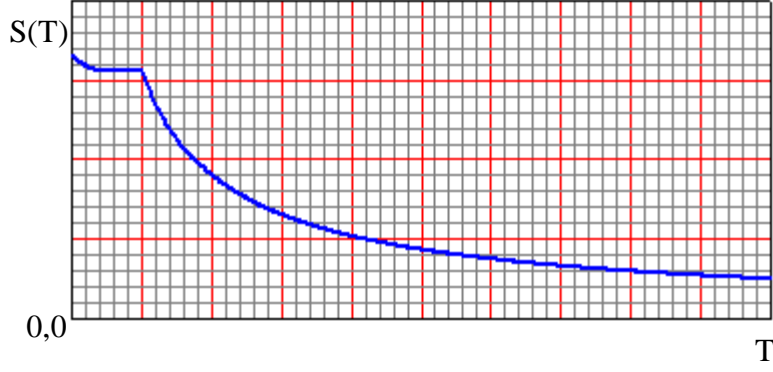
Spektrum karakteristik periyotları (T_A, T_B): 0.15, 0.40

Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R): 1

Bu katsayı DY07'ye göre çelik yapılar için, deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binaların süneklik düzeylerinin yüksek olması durumunda 8, süneklik düzeyi normal sistemlerde 5 alınmasını; deprem yüklerinin tamamının çaprazlı elemanlarla taşındığı binalarda, çaprazların merkezi olması durumu için sırasıyla 5 ve 4, çaprazların dış merkez olması durumunda ise süneklik düzeyi yüksek yapılar için 7 alınması öngörülmüştür. Ancak, bu çalışmada seçilen sistemlerin yatay yük etkisindeki davranışlarının karşılaştırılabilmesi amacı ile tüm modellerde taşıyıcı sistem davranış katsayısı $R=1$ olarak dikkate alınmıştır.

Tüm modellerde çelik çaprazlar hariç aynı enkesit boyutları ve yükleme seçilmiştir. Bütün yüklemelerde $F_d = 1.0 G + 1.0 Q \pm 2.5E$ olarak seçilmiştir. Burada modellerin birbiri ile karşılaştırılması amacı ile uygulanan yüklerde farklılık olmaması için, çelik taşıyıcı sistemin özelliğine ve süneklik düzeyine bağlı olarak $Q_0 = 2.5$ olarak dikkate alınarak yük kombinasyonu $F_d = 1.0 G + 1.0 Q \pm 2.5E$ olarak seçilmiştir.

Bu çalışma kapsamında seçilen çelik çaprazlı sistemler ve yukarıda verildiği gibi belirlenen yükler mod birleştirme yöntemi kullanılarak, yatay yükler etkisinde yapısal çözümlemesi yapılabilmesi için SAP2000 bilgisayar programından yararlanıldı. Programda yapıya etkiyecek olan deprem yüklerinin hesabında özel tasarım ivme spektrumu kullanıldı. Spektrum katsayıları DY07'de verilen bağıntılar yardımı ile hesaplanmıştır (bkz. Denklem 68-70). İvme Spektrumunun periyodu 4 sn olarak seçilmiştir. Bu 4 sn'lik periyot kullanılarak, 0.01 sn artım ile 400 adet veri elde edildi. Bu değerler programa girilerek hesaplarda kullanılacak tasarım ivme spektrumu elde edilmiştir (Şekil 23).



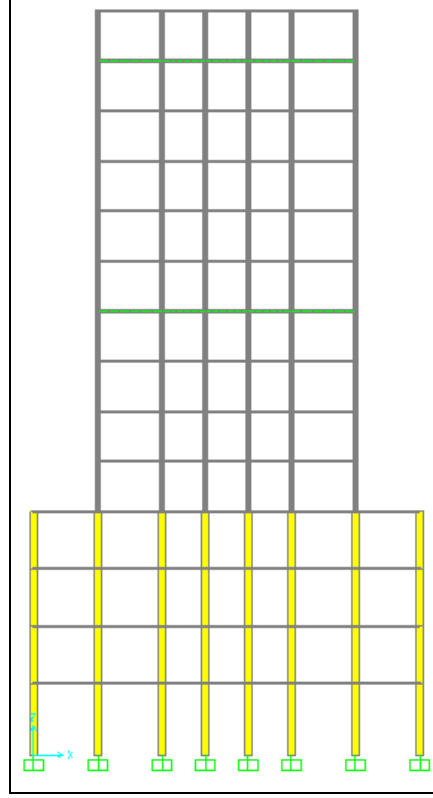
Şekil 23. Tasarım ivme spektrumu

Çok katlı çelik yapılarda yatay yük kapasitesini artırmada kullanılan çelik çaprazların etkinliğinin incelenmesi amacıyla gerçekleştirilen bu çalışmada seçilen 8 adet model üzerinde, 42 Mod dikkate alınarak (kat sayısının yaklaşık 3 katı), yukarıda belirtildiği gibi hesaplanan yük değerleri sabit alınarak, bilgisayar programı yardımıyla (SAP2000) dinamik analizler ayrı ayrı yapılmıştır.

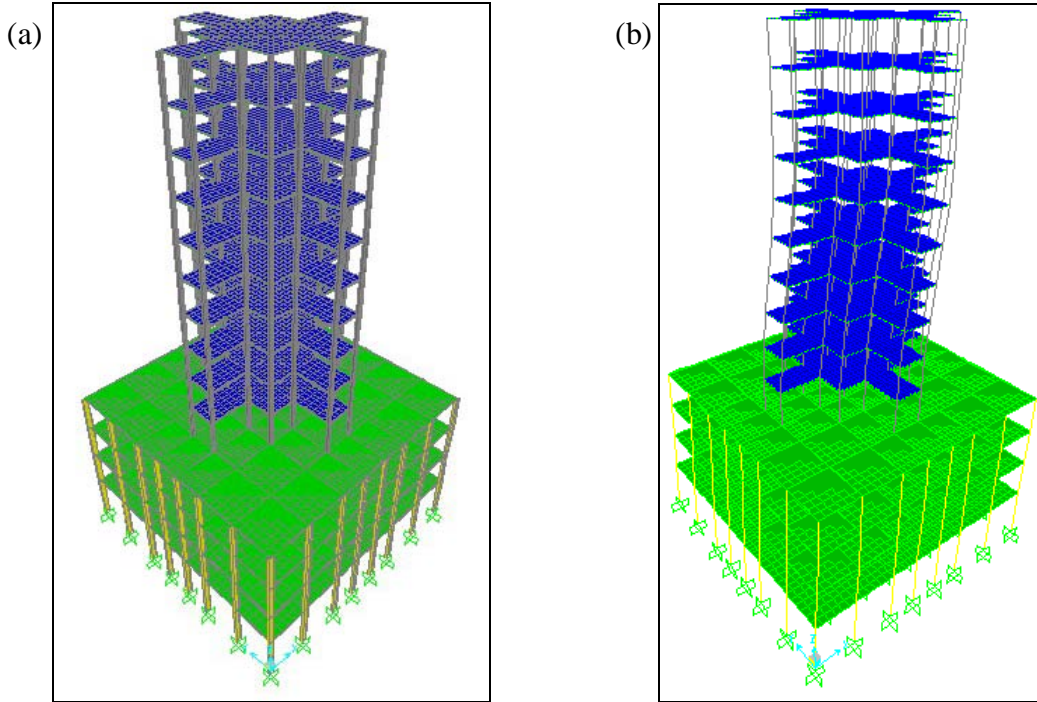
Bu çalışma kapsamında seçilen modellerdeki kesit etkileri, yer değiştirmeler gibi etkilerin karşılaştırılması amacıyla yapı planı üzerinde, yapının simetri olması nedeniyle kat yükseklikleri boyunca, merkeze en uzak olan düşey aksı (E2) dikkate alınmıştır.

2.2.2. Çerçeve Sistemli Yapı (Model-I)

Bu uygulamada Bölüm 2.1.1.'de ön boyutlandırması yapılarak plan ve özellikleri verilen çelik binada yatay yüke karşı herhangi bir çapraz eleman kullanılmadan yalnızca çerçeve sistem olarak analizi yapılmıştır (Şekil 24). Bu şekilde SAP2000 yardımıyla analizi yapılan yapının 3-boyutlu görünümü Şekil 25a'da verilmiştir. Söz konusu yapının uygulanan deprem yükleri altındaki şekil değiştirmiş hali Şekil 25b'de verilmiştir.



Şekil 24. Model-I'in Sap2000 programında önden görünümü



Şekil 25. (a) Model-I'in SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü ve (b) deprem yükleri altındaki yapının şekil değiştirmiş hali

Gerçekleştirilen çözümlerden elde edilen yer değiştirme, normal kuvvet ve kesme kuvveti değerleri her katta seçilen aks için (E2) verilmiştir (Tablo 6). Seçilen diğer modellerle karşılaştırmak amacıyla ilk 10 mod için periyot değerleri en son kattaki yer değiştirme değerleri Tablo 7’de verilmektedir.

Tablo 6. Model-I’de E2 aksında katlarda normal kuvvet ve kesme kuvvetlerine göre oluşan yer değiştirmeler

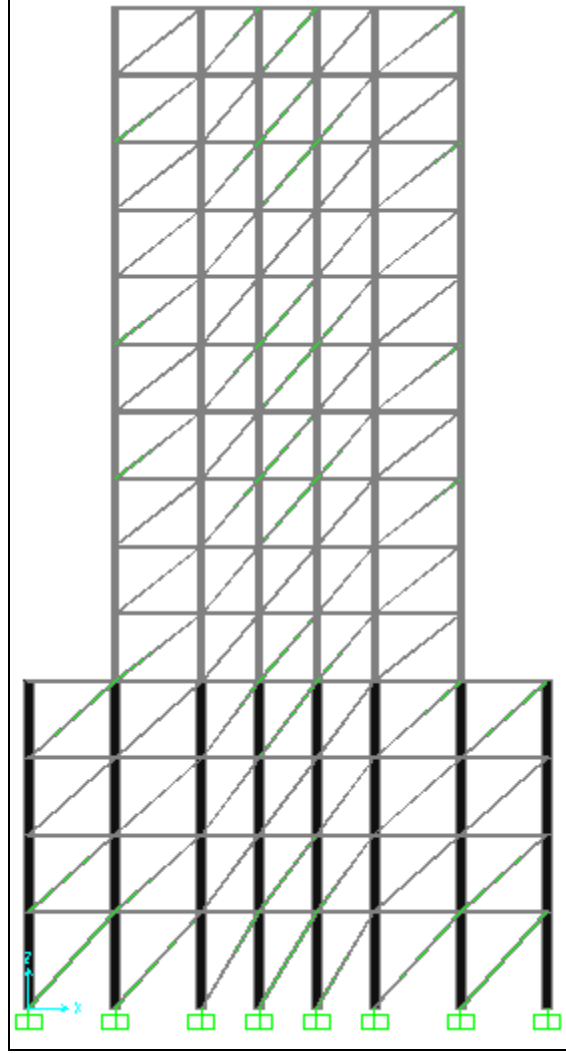
Kat	Yer Değiştirmeler (mm)			Kesme Kuvveti (T, N)	Normal Kuvvet (N, N)
	U1	U2	U3		
1	104.602029	0.000007044	0.327112	790529.88	337146.67
2	209.315998	0.000003542	0.711588	720735.18	492084.13
3	273.754626	0.000004547	1.33422	529244.04	794487.84
4	313.015145	0.000003141	2.225146	273941.15	1135154.01
5	374.42333	0.000024	3.901499	298038.09	1429964.11
6	489.595397	0.00002	5.444697	188872.08	1321536.48
7	628.431926	0.000021	6.803695	166016.96	1173346.44
8	771.723758	0.000018	7.955915	157703.6	1006203.97
9	912.811157	0.000013	8.890726	156243.78	827138.09
10	1049.047247	0.000018	9.606906	155568.93	642299.83
11	1176.807676	0.000011	10.114386	150056.38	461046.47
12	1289.685081	0.000017	10.436122	131426.11	295911.58
13	1380.07794	0.00003	10.608073	103993.6	160066.03
14	1444.387566	0.000027	10.675088	40179.32	63631.79

Tablo 7. Mod ve periyotlara göre yapının yer çekimine göre ters en yüksek noktasının yer değiştirmeleri

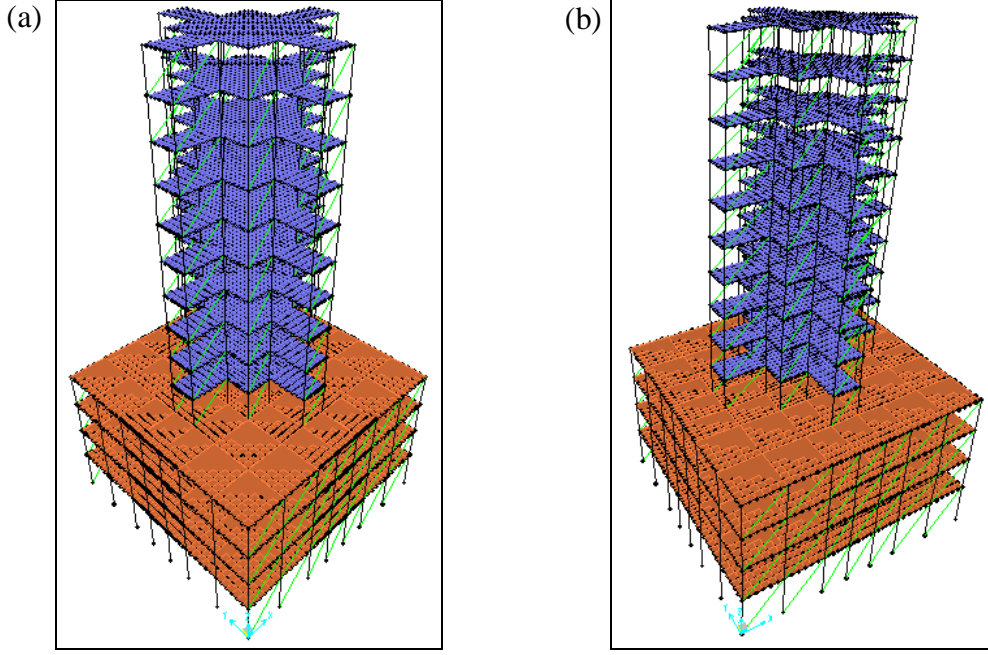
Mod	Periyot	U1	U2	U3
1	2.21605	1.204x10 ⁻¹⁰	-0.046074	-0.000371
2	1.76533	-0.051684	5.396x10 ⁻¹¹	-0.000514
3	1.70985	-0.014529	0.087177	0.000701
4	1.26317	-3.467x10 ⁻¹¹	-0.026896	-0.000501
5	0.85969	0.00329	-0.019739	-0.000392
6	0.72987	-0.023826	2.442x10 ⁻¹¹	-0.000602
7	0.62377	1.416x10 ⁻¹⁰	-0.049492	-0.001288
8	0.52579	0.014544	-0.087265	-0.001927
9	0.50749	0.04929	1.038x10 ⁻¹⁰	0.001152
10	0.38388	-4.151x10 ⁻¹¹	-0.036257	-0.00083

2.2.3. Diyagonal Çelik Çapraz Elemanlı Yapı (Model-II)

Bu uygulamada Bölüm 2.1.1.'de ön boyutlandırması yapılarak plan ve özellikleri verilen çelik binada yatay yüke karşı diyagonal (/) çapraz eleman kullanılarak çerçeve sistem olarak analizi yapılmıştır (Şekil 26). Bu şekilde SAP2000 yardımıyla analizi yapılan yapının 3-boyutlu görünümü Şekil 27a'da verilmiştir. Söz konusu yapının uygulanan deprem yükleri altındaki şekil değiştirmiş hali Şekil 27b'de verilmiştir.



Şekil 26. Model-II'nin Sap2000 programında önden görünümü



Şekil 27. (a) Model-II'in SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü ve (b) deprem yükleri altındaki yapının şekil değiştirmiş hali

Gerçekleştirilen çözümlmelerden elde edilen yer değiştirme, normal kuvvet ve kesme kuvveti değerleri her katta seçilen aks için (E2) verilmiştir (Tablo 8).

Tablo 8. Model-II'de E2 aksında katlarda normal kuvvet ve kesme kuvvetlerine göre oluşan yer değiştirmeler

Kat	Yer Değiştirmeler (mm)			Kesme Kuvveti (T, N)	Normal Kuvvet (N, N)
	U1	U2	U3		
1	61.477478	0.000001701	5.594245	526293.49	5687162.55
2	115.040159	0.000001323	10.023825	275211.33	5778241.09
3	150.500674	0.000001131	15.190646	290474.36	6779828.57
4	173.464868	0.000002801	21.489081	154314.47	8185277.14
5	199.688414	0.00006	31.096545	151494.17	8314817.87
6	239.85652	0.00006	39.147882	609.39	6993138.39
7	291.862879	0.000079	45.670572	16600.54	5703431.00
8	353.561358	0.00008	50.701657	11946.49	4444389.71
9	421.722877	0.000065	54.328416	10723.99	3253768.98
10	493.17499	0.000046	56.690368	8620.18	2172748.91
11	565.008381	0.000044	57.985509	6665.75	1248613.61
12	634.703861	0.00004	58.473375	3492.80	534184.74
13	700.236784	0.000033	58.473442	4677.50	93198.07
14	759.604735	0.000017	58.390655	19248.92	9302.16

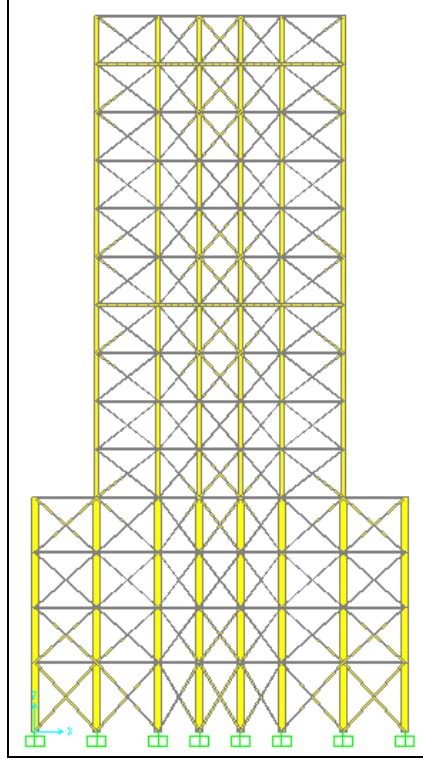
Seçilen diğer modellerle karşılaştırmak amacıyla ilk 10 mod için periyot değerleri en son kattaki yer değiştirme değerleri Tablo 9’da verilmektedir.

Tablo 9. Mod ve periyotlara göre yapının yer çekimine göre ters en yüksek noktasının yer değiştirmeleri

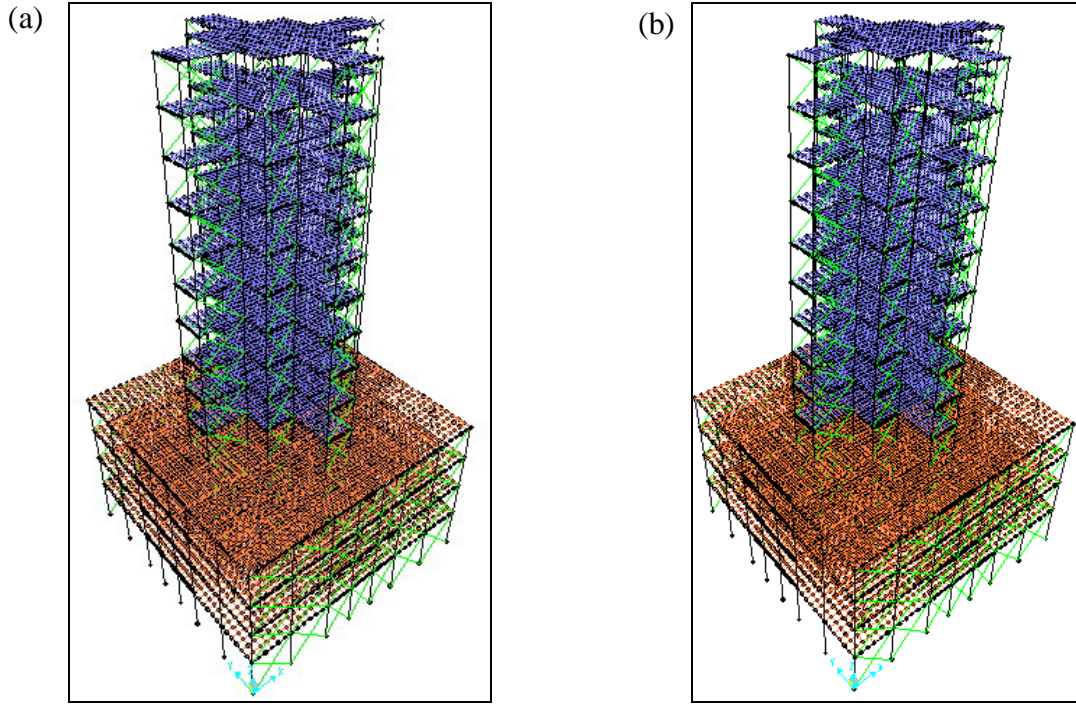
Mod	Periyot	U1	U2	U3
1	2.22710	0.000057	-0.046127	-0.000307
2	1.26591	0.000136	-0.027491	-0.000413
3	0.92923	-0.015701	0.094571	-0.000576
4	0.87800	0.053377	-3.193x10 ⁻¹⁰	0.004089
5	0.62712	-0.000216	-0.047893	-0.001121
6	0.46908	0.00382	-0.022501	0.00034
7	0.42428	-0.026802	-1.395x10 ⁻⁰⁹	-0.004979
8	0.38553	0.000067	-0.036974	-0.000758
9	0.33982	-0.000024	-0.034314	-0.000808
10	0.24856	0.0003	0.042588	0.001279

2.2.4. X Çelik Çapraz Elemanlı Yapı (Model-III)

Bu uygulamada Bölüm 2.1.1.’de ön boyutlandırması yapılarak plan ve özellikleri verilen çelik binada yatay yüke karşı X çapraz eleman kullanılarak çerçeve sistem olarak analizi yapılmıştır (Şekil 28). Bu şekilde SAP2000 yardımıyla analizi yapılan yapının 3-boyutlu görünümü Şekil 29a’da verilmiştir. Söz konusu yapının uygulanan deprem yükleri altındaki şekil değiştirmiş hali Şekil 29b’de verilmiştir.



Şekil 28. Model-III'ün Sap2000 programında önden görünümü



Şekil 29. (a) Model-III'ün SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü ve (b) deprem yükleri altındaki yapının şekil değiştirmiş hali

Gerçekleştirilen çözümlerden elde edilen yer değiştirme, normal kuvvet ve kesme kuvveti değerleri her katta seçilen aks için (E2) verilmiştir (Tablo 10). Seçilen diğer modellerle karşılaştırmak amacıyla ilk 10 mod için periyot değerleri en son kattaki yer değiştirme değerleri Tablo 11’de verilmektedir.

Tablo 10. Model-III’de E2 aksında katlarda normal kuvvet ve kesme kuvvetlerine göre oluşan yer değiştirmeler

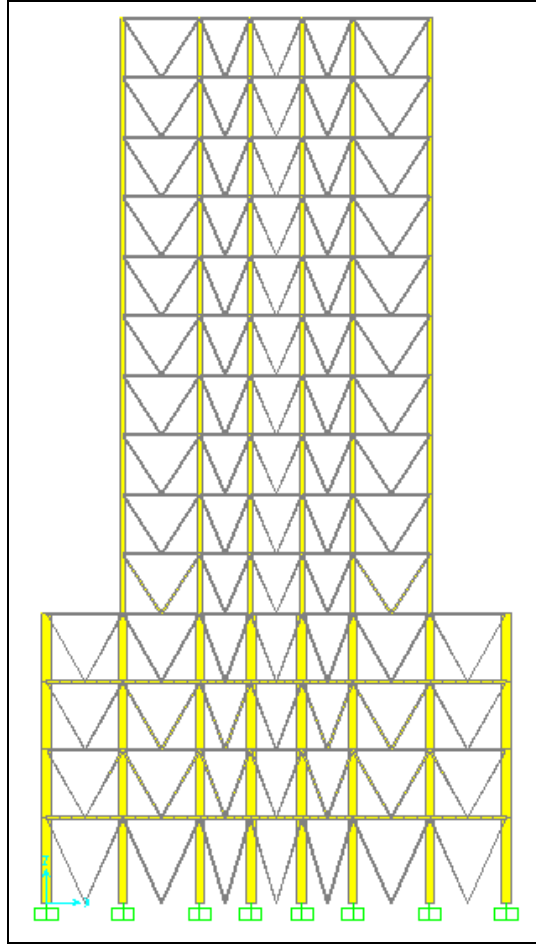
Kat	Yer Değiştirmeler (mm)			Kesme Kuvveti (T, N)	Normal Kuvvet (N, N)
	U1	U2	U3		
1	42.938013	0.000002167	5.688147	378517.55	5782541.43
2	79.129665	0.000001699	9.552344	157534.23	5168744.07
3	105.319143	0.000001396	13.92	221790.45	6087789.04
4	123.716285	0.000001877	19.579808	125124.27	7723705.58
5	147.120994	0.000025	29.400649	106717.48	8725786.70
6	181.297575	0.00002	37.967225	5146.21	7604581.28
7	225.528832	0.000014	45.098117	6080.19	6384409.35
8	278.315858	0.000017	50.792223	1477.54	5171243.25
9	337.249836	0.000028	55.08669	1111.58	3983287.23
10	399.925318	0.00003	58.072278	705.77	2857898.86
11	464.116177	0.000035	59.899582	962.68	1841326.14
12	527.889734	0.000033	60.788108	1923.36	990884.62
13	589.757043	0.000028	61.028414	1808.12	372752.24
14	648.296489	0.000021	61.003966	16291.61	63908.53

Tablo 11. Mod ve periyotlara göre yapının yer çekimine göre ters en yüksek noktasının yer değiştirmeleri

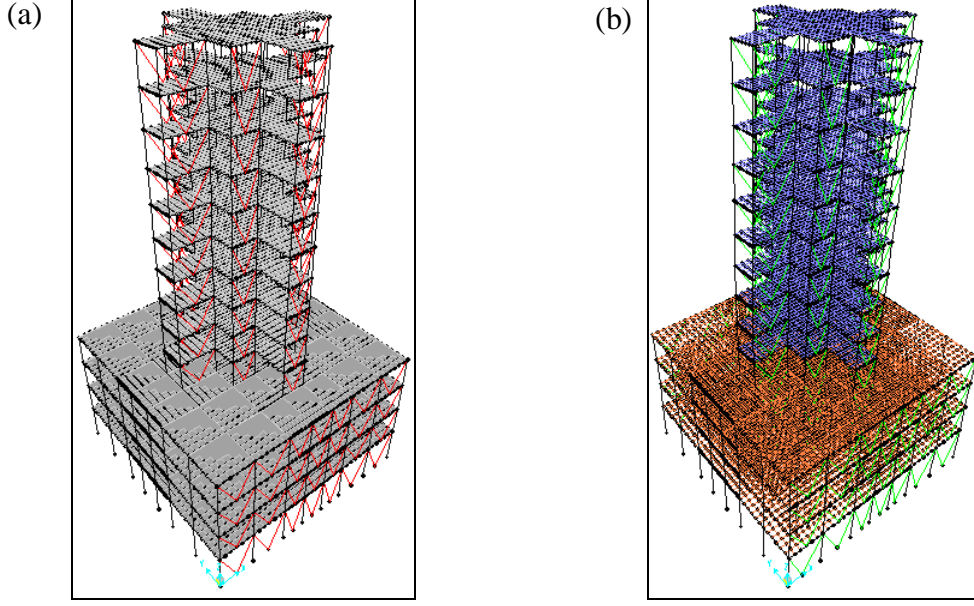
Mod	Periyot	U1	U2	U3
1	2.23761	-4.393x10 ⁻¹³	-0.045498	-0.000273
2	1.26847	8.805x10 ⁻¹²	0.02646	0.000368
3	0.85819	0.016058	-0.096349	0.001199
4	0.79691	-0.055506	-1.942x10 ⁻⁰⁹	-0.005376
5	0.63037	3.087x10 ⁻¹⁰	-0.048906	-0.000965
6	0.38719	2.124x10 ⁻¹⁰	-0.03685	-0.000671
7	0.36413	-0.00374	0.022442	-0.000656
8	0.34702	0.02623	1.626x10 ⁻⁰⁹	0.006035
9	0.34108	1.703x10 ⁻⁰⁹	-0.033868	-0.000687
10	0.25002	-7.513x10 ⁻⁰⁹	0.044283	0.001077

2.2.5. V Çelik Çapraz Elemanlı Yapı (Model-IV)

Bu uygulamada Bölüm 2.1.1.'de ön boyutlandırması yapılarak plan ve özellikleri verilen çelik binada yatay yüke karşı V çapraz eleman kullanılarak çerçeve sistem olarak analizi yapılmıştır (Şekil 30). Bu şekilde SAP2000 yardımıyla analizi yapılan yapının 3-boyutlu görünümü Şekil 31a'da verilmiştir. Söz konusu yapının uygulanan deprem yükleri altındaki şekil değiştirmiş hali Şekil 31b'de verilmiştir.



Şekil 30. Model-IV'ün Sap2000 programında önden görünümü



Şekil 31. (a) Model-IV'ün SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü ve (b) deprem yükleri altındaki yapının şekil değiştirmiş hali

Gerçekleştirilen çözümlerden elde edilen yer değiştirme, normal kuvvet ve kesme kuvveti değerleri her katta seçilen aks için (E2) verilmiştir (Tablo 12). Seçilen diğer modellerle karşılaştırmak amacıyla ilk 10 mod için periyot değerleri en son kattaki yer değiştirme değerleri Tablo 13'de verilmektedir.

Tablo 12. Model-IV'de E2 aksında katlarda normal kuvvet ve kesme kuvvetlerine göre oluşan yer değiştirmeler

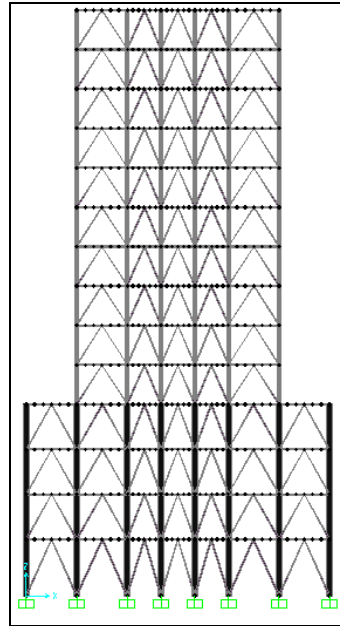
Kat	Yer Değiştirmeler (mm)			Kesme Kuvveti (T, N)	Normal Kuvvet (N, N)
	U1	U2	U3		
1	93.675208	8.329×10^{-7}	6.008618	245767.47	6896723.65
2	149.086017	7.383×10^{-7}	11.003098	142188.19	8285888.55
3	179.820592	6.312×10^{-7}	16.265924	182733.99	10076454.46
4	200.055107	0.000000598	22.569464	14392.12	8804486.25
5	228.921181	0.00001	34.16766	33685.53	7240941.17
6	274.739274	0.000008392	44.318114	27910.31	5758043.02
7	333.742767	0.000009393	52.637894	25333.04	4353940.44
8	402.764953	0.000011	59.213056	21555.61	3066474.60
9	477.989859	0.00001	64.135705	17747.58	1936090.18
10	556.038831	0.000005975	67.547237	11330.18	1009640.24
11	634.039949	0.000012	69.639699	14067.43	342895.37
12	709.665344	0.000014	70.660994	19493.95	611470.30
13	781.18002	0.000015	70.916162	14507.47	689673.65
14	846.777237	0.000009461	70.772045	23178.19	83548.55

Tablo 13. Mod ve periyotlara göre yapının yer çekimine göre ters en yüksek noktasının yer değiştirmeleri

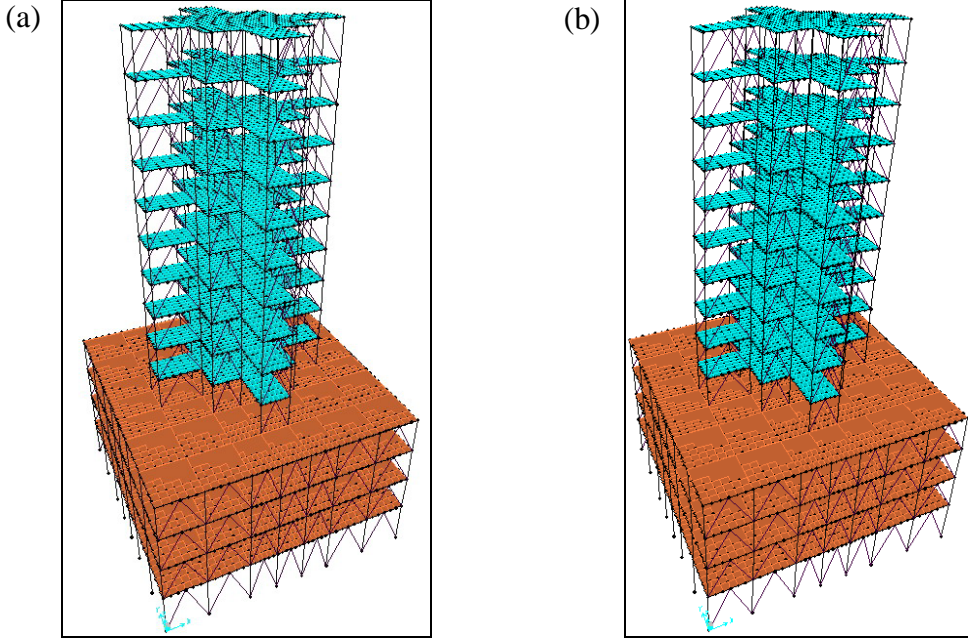
Mod	Periyot	U1	U2	U3
1	2.22958	3.001×10^{-12}	0.045589	0.000279
2	1.26588	5.265×10^{-11}	0.026585	0.000376
3	0.96768	0.01531	-0.09186	0.000897
4	0.91428	-0.051351	-4.498×10^{-11}	-0.004268
5	0.62835	-1.345×10^{-10}	-0.04904	-0.001
6	0.58751	0.004408	-0.026449	0.000469
7	0.48894	-0.029316	-8.896×10^{-10}	-0.005135
8	0.38627	1.113×10^{-10}	-0.036633	-0.000689
9	0.34036	3.733×10^{-10}	-0.034243	-0.000712
10	0.25258	0.014495	-0.086973	0.002361

2.2.6. Ters-V (Λ) Çelik Çapraz Elemanlı Yapı (Model-V)

Bu uygulamada Bölüm 2.1.1.'de ön boyutlandırması yapılarak plan ve özellikleri verilen çelik binada yatay yüke karşı ters-V (Λ) çapraz eleman kullanılarak çerçeve sistem olarak analizi yapılmıştır (Şekil 32). Bu şekilde SAP2000 yardımıyla analizi yapılan yapının 3-boyutlu görünümü Şekil 33a'da verilmiştir. Söz konusu yapının uygulanan deprem yükleri altındaki şekil değiştirmiş hali Şekil 33b'de verilmiştir.



Şekil 32. Model-V'in SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü



Şekil 33. (a) Model-V'in SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü ve (b) deprem yükleri altındaki yapının şekil değiştirmiş hali

Gerçekleştirilen çözümlerden elde edilen yer değiştirme, normal kuvvet ve kesme kuvveti değerleri her katta seçilen aks için (E2) verilmiştir (Tablo 14).

Tablo 14. Model-V'de E2 aksında katlarda normal kuvvet ve kesme kuvvetlerine göre oluşan yer değiştirmeler

Kat	Yer Değiştirmeler (mm)			Kesme Kuvveti (T, N)	Normal Kuvvet (N, N)
	U1	U2	U3		
1	63.212127	0.000004754	6.140274	563538.66	6241783.35
2	115.549227	0.000005114	10.863934	258079.47	6189099.44
3	149.418749	0.000001324	16.339507	285690.83	7233417.42
4	171.078903	0.000005035	23.054438	157342.42	8774971.06
5	194.038943	0.00002	33.373114	133594.80	8963453.11
6	230.103502	0.000022	42.001054	5242.73	7516679.80
7	278.375149	0.000025	48.976412	18571.97	6116737.98
8	336.908551	0.000028	54.341808	16075.12	4753719.00
9	402.405589	0.000025	58.193541	16326.36	3466926.22
10	471.535803	0.000029	60.684378	15437.17	2300508.42
11	541.251795	0.00002	62.032614	14085.05	1307595.47
12	608.930341	0.000017	62.528542	10660.50	549931.40
13	672.477441	0.00002	62.533239	11098.21	98597.16
14	729.849229	0.000023	62.529516	8182.85	1127.59

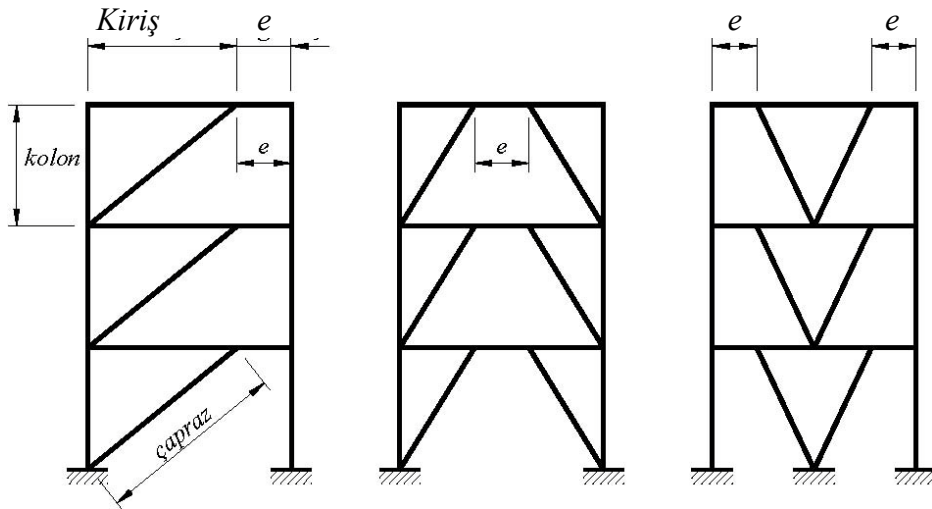
Seçilen diğer modellerle karşılaştırmak amacıyla ilk 10 mod için periyot değerleri en son kattaki yer değiştirme değerleri Tablo 15’de verilmektedir.

Tablo 15. Mod ve periyotlara göre yapının yer çekimine göre ters en yüksek noktasının yer değiştirmeleri

Mod	Periyot	U1	U2	U3
1	2.23309	2.981×10^{-12}	-0.045654	-0.000299
2	1.26722	4.914×10^{-12}	0.026561	0.000403
3	0.91766	0.015547	-0.093284	0.000773
4	0.85030	0.053028	9.549×10^{-11}	0.004501
5	0.62850	-6.845×10^{-10}	0.049025	0.001051
6	0.47340	0.003746	-0.022476	0.000401
7	0.42556	-0.027082	-1.155×10^{-09}	-0.005203
8	0.38626	1.529×10^{-8}	-0.036624	-0.000719
9	0.34037	2.156×10^{-08}	-0.034222	-0.000756
10	0.24919	7.653×10^{-09}	0.044316	0.001172

2.3. Dış Merkez Çelik Çapraz Uygulaması

Dış merkez çelik çapraz uygulamasında Bölüm 2.2.1.’de ön boyutlandırılması yapılan modele dış merkezi çelik çaprazlar uygulanmıştır. Çelik çaprazın bağlanacak olduğu baş kirişini boyu DY07’ye göre aşağıdaki şekilde hesaplanmaktadır:



Şekil 34. Dış merkez çelik çapraz uygulama şekilleri

$$M_p = W_p \sigma_A \quad (71)$$

$$V_p = 0.6 \sigma_A A_k \quad (72)$$

$$W_p = 2S_x \quad (73)$$

M_p : Kapasite momenti

V_p : Kapasite kesme kuvveti

W_p : Kapasite plastik momenti

A_k : Kesme alanı

S_x : Statik moment

e Bağ kirişi boyu DY07'ye göre aşağıdaki şekilde hesaplanmaktadır:

$$1.0M_p/V_p \leq e \leq 5.0M_p/V_p \quad (74)$$

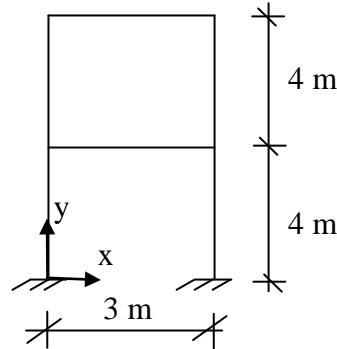
IPE120 profili için $S_x = 30.4 \text{ cm}^3$, $A_k = 13.2 \text{ cm}^2$, $\sigma_a = 350 \text{ MPa}$ 'dır. Buna göre e bağ kirişi boyu yukarıdaki formüller aracılığı ile aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır:

$$M_p = 21280000 \text{ MPa}, V_p = 277200 \text{ N} \quad (75)$$

$$76.76 \text{ mm} \leq e \leq 383.83 \text{ mm} \quad (76)$$

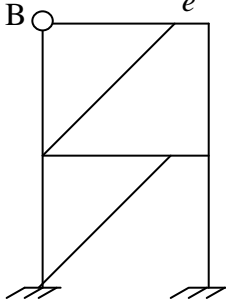
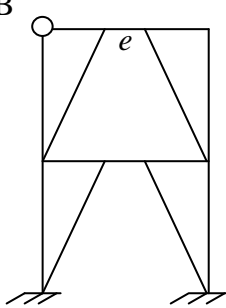
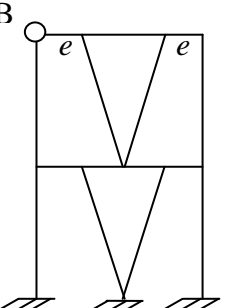
olmaktadır.

Buradan elde ettiğimiz bağ kirişi uzunluğunun ideal olanını bulmak için Sap2000 programı ile mini modeller üzerinde analiz edilerek Tablo 16'da gösterilmiştir. Tablo 5'de gösterilen mini modellerin tüm özellikleri Model-I ile aynı olup Denklem 76'da gösterilen aralıktaki değerlere göre Sap2000 programı ile çözülemeye tabi tutulmuştur.



Şekil 35. Bağ kirişi boyunun denendiği mini-model

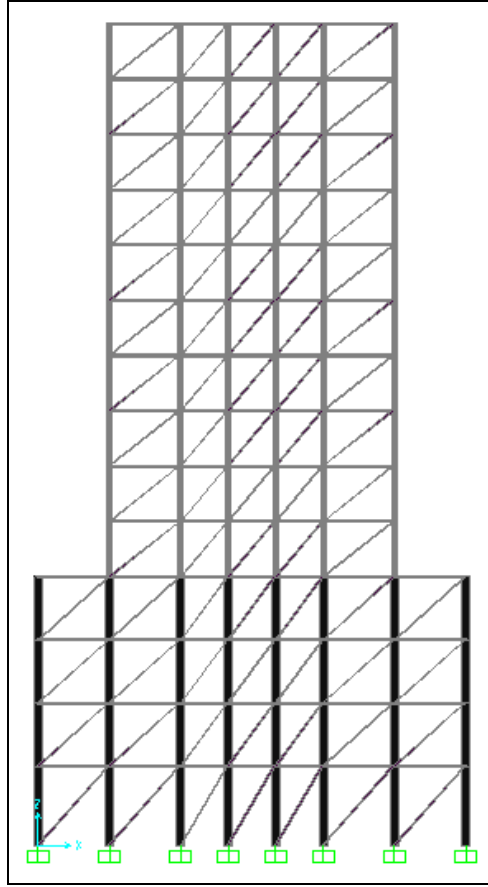
Tablo 16. Dışmerkezi çelik çaprazlarla Sap2000 programında bağ kirişi boylarına göre B noktasının yer değiştirmeleri

Model	e (mm)	U _x (mm)
 Model VI	80	3.26239
	230	4.20707
	380	6.25153
 Model VII	80	3.65490
	230	6.09232
	380	9.66280
 Model VIII	80	1.62860
	230	2.37320
	380	3.67480

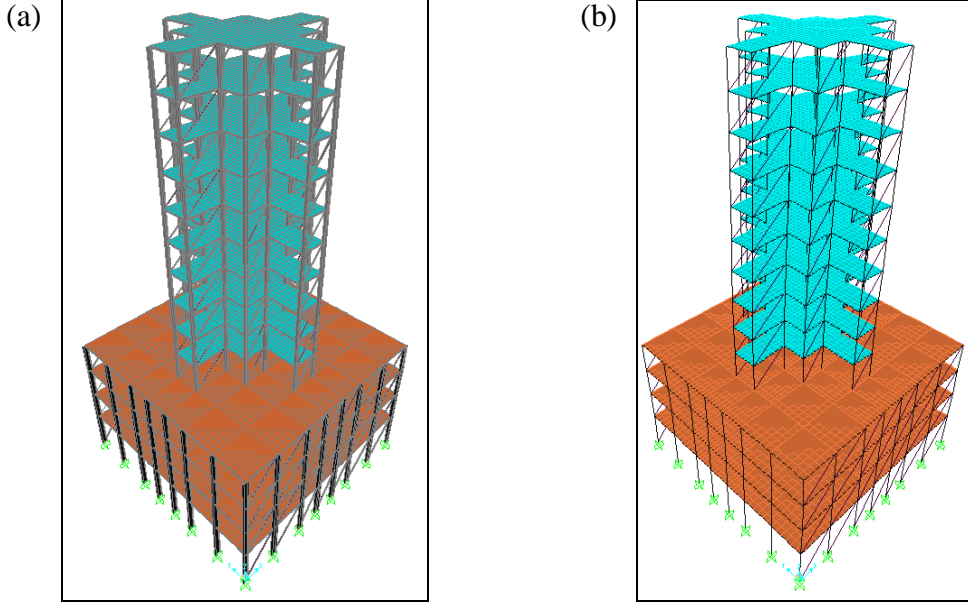
Tablo 16’da görüleceği üzere en az yer değiştirmeyi en kısa bağ kirişi yapmaktadır. Dış merkezi çelik çaprazlı Model-VI, Model-VII ve Model-VIII’de en kısa bağ kirişi olan e=80 mm seçilmiştir.

2.3.1. Diyagonal (/) Dış Merkez Çelik Çapraz Elemanlı Yapı (Model-VI)

Bu uygulamada Bölüm 2.1.1.'de ön boyutlandırması yapılarak plan ve özellikleri verilen çelik binada yatay yüke karşı V dış merkez çapraz eleman kullanılarak çerçeve sistem olarak analizi yapılmıştır (Şekil 36). Bu şekilde SAP2000 yardımıyla analizi yapılan yapının 3-boyutlu görünümü Şekil 37a'da verilmiştir. Söz konusu yapının uygulanan deprem yükleri altındaki şekil değiştirmiş hali Şekil 37b'de verilmiştir.



Şekil 36. Model-VI'nın SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü



Şekil 37. (a) Model-VI'nın SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü ve (b) deprem yükleri altındaki yapının şekil değiştirmiş hali

Gerçekleştirilen çözümlmelerden elde edilen yer değiştirme, normal kuvvet ve kesme kuvveti değerleri her katta seçilen aks için (E2) verilmiştir (Tablo 17). Seçilen diğer modellerle karşılaştırmak amacıyla ilk 10 mod için periyot değerleri en son kattaki yer değiştirme değerleri Tablo 18'de verilmektedir.

Tablo 17. Model-VI'da E2 aksında katlarda normal kuvvet ve kesme kuvvetlerine göre oluşan yer değiştirmeler

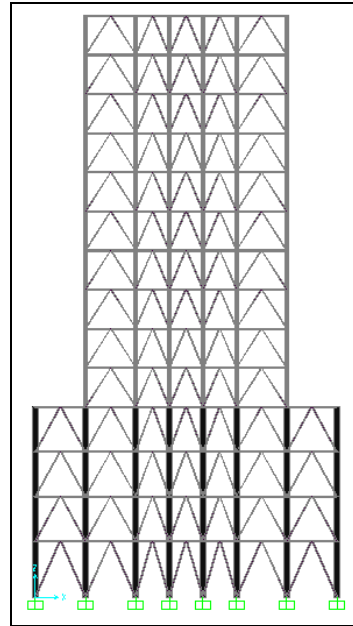
Kat	<u>Yer Değiştirmeler (mm)</u>			Kesme Kuvveti (T, N)	Normal Kuvvet (N, N)
	U1	U2	U3		
1	63.400367	8.896×10^{-7}	5.531852	547468.69	5623787.50
2	117.919347	8.345×10^{-7}	9.916127	274959.40	5720165.27
3	153.63058	8.241×10^{-7}	15.034487	290697.19	6714487.56
4	176.611085	0.000002173	21.269368	152161.09	8100229.37
5	203.246798	0.000042	30.772429	156052.58	8222643.71
6	244.263468	0.000054	38.722111	1246.12	6903718.17
7	297.198743	0.000054	45.151771	17062.01	5621243.56
8	359.813975	0.000041	50.101124	12633.68	4371582.45
9	428.803285	0.000023	53.658947	11358.70	3191816.19
10	500.935432	0.00003	55.965453	9191.26	2122689.20
11	573.242765	0.000041	57.218684	7142.41	1210912.30
12	643.14732	0.00004	57.677911	3768.13	509040.94
13	708.561729	0.000033	57.661572	5084.25	82045.99
14	767.419288	0.000015	57.578755	19730.91	9237.96

Tablo 18. Mod ve periyotlara göre yapının yer çekimine göre ters en yüksek noktasının yer değiştirmeleri

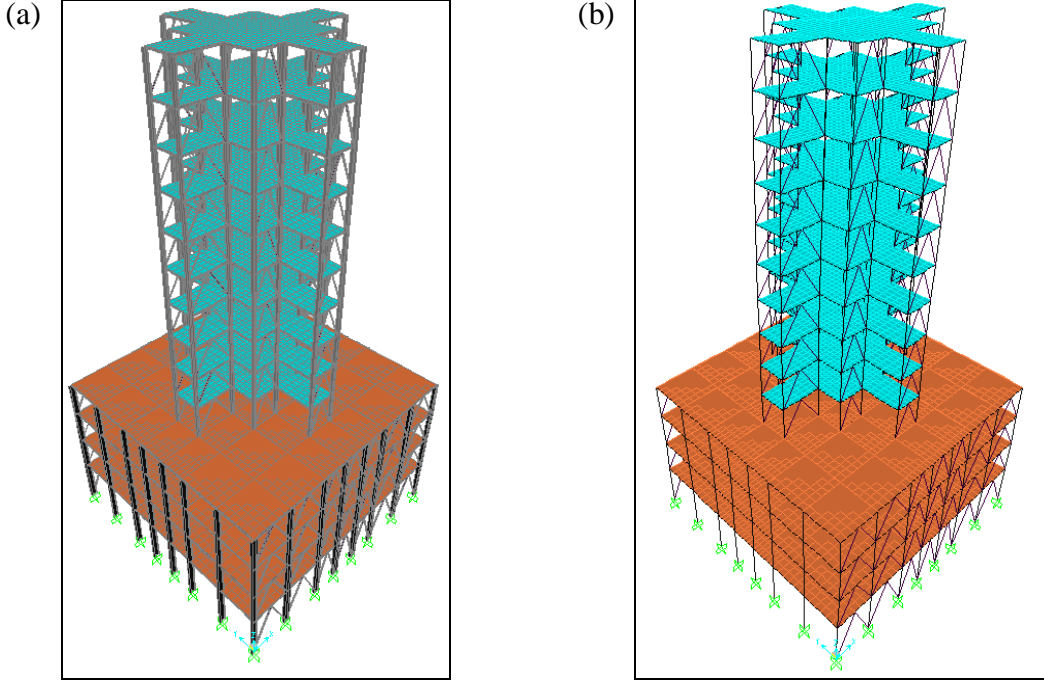
Mod	Periyot	U1	U2	U3
1	2.22702	0.000052	-0.046105	-0.000309
2	1.26590	-0.000132	0.02747	0.000415
3	0.94175	0.015634	-0.094146	0.000524
4	0.88890	0.053186	9.913×10^{-12}	0.003977
5	0.62709	0.000208	0.047949	0.001123
6	0.47830	-0.003802	0.022426	-0.000309
7	0.43140	0.026697	-1.02×10^{-09}	0.004833
8	0.38551	0.000054	-0.036891	-0.000761
9	0.33951	-0.000023	-0.03433	-0.00081
10	0.25056	0.014443	-0.084971	0.00168

2.3.2. Ters-V (Λ) Dış Merkez Çelik Çapraz Elemanlı Yapı (Model-VII)

Bu uygulamada Madde 2.1.1. de ön boyutlandırması yapılarak plan ve özellikleri verilen çelik binada yatay yüke karşı ters-V (Λ) dış merkez çapraz eleman kullanılarak çerçeve sistem olarak analizi yapılmıştır (Şekil 38). Bu şekilde SAP2000 yardımıyla analizi yapılan yapının 3-boyutlu görünümü Şekil 39a'da verilmiştir. Söz konusu yapının uygulanan deprem yükleri altındaki şekil değiştirmiş hali Şekil 39b'de verilmiştir.



Şekil 38. Model-VII'nin SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü



Şekil 39. (a) Model-VII'nin SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü ve (b) deprem yükleri altındaki yapının şekil değiştirmiş hali

Gerçekleştirilen çözümlerden elde edilen yer değiştirme, normal kuvvet ve kesme kuvveti değerleri her katta seçilen aks için (E2) verilmiştir (Tablo 19).

Tablo 19. Model-VII'de E2 aksında katlarda normal kuvvet ve kesme kuvvetlerine göre oluşan yer değiştirmeler

Kat	Yer Değişirmeler (mm)			Kesme Kuvveti (T, N)	Normal Kuvvet (N, N)
	U1	U2	U3		
1	65.74445	0.000002873	6.148422	584510.04	6250059.66
2	120.126956	4.925×10^{-7}	10.902211	266503.96	6215836.93
3	154.959825	0.000002889	16.397922	290136.76	7235320.21
4	177.132622	0.000002669	23.096641	158887.33	8733106.03
5	201.475784	0.000023	33.352439	141835.44	8895192.06
6	239.924109	0.000026	41.897108	4814.78	7433898.89
7	290.773586	0.000018	48.785116	17393.82	6031076.65
8	351.773986	0.000011	54.066131	15111.02	4670722.24
9	419.459159	0.000019	57.842233	15365.50	3391851.45
10	490.394336	0.000016	60.270793	14471.04	2238035.67
11	561.446302	0.00001	61.573133	13152.99	1260935.58
12	629.911667	0.000009972	62.040471	9817.29	520261.74
13	693.601916	0.000016	62.033312	10593.02	86261.81
14	750.399301	0.00001	62.026277	10033.06	-2722.79

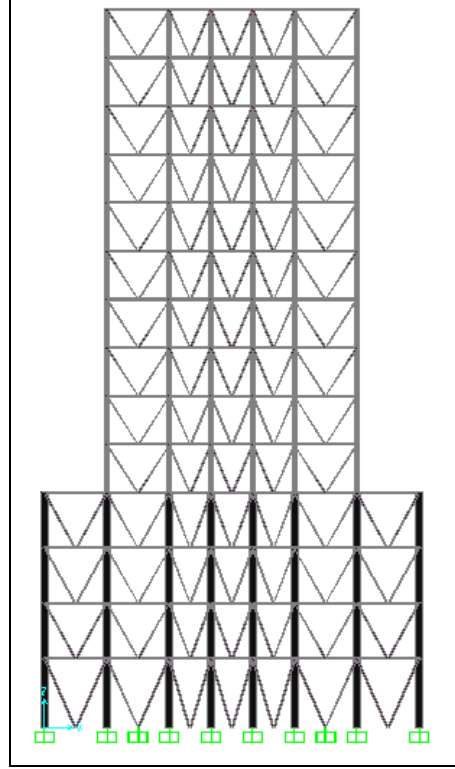
Seçilen diğer modellerle karşılaştırmak amacıyla ilk 10 mod için periyot değerleri en son kattaki yer değiştirme değerleri Tablo 20’de verilmektedir.

Tablo 20. Mod ve periyotlara göre yapının yer çekimine göre ters en yüksek noktasının yer değiştirmeleri

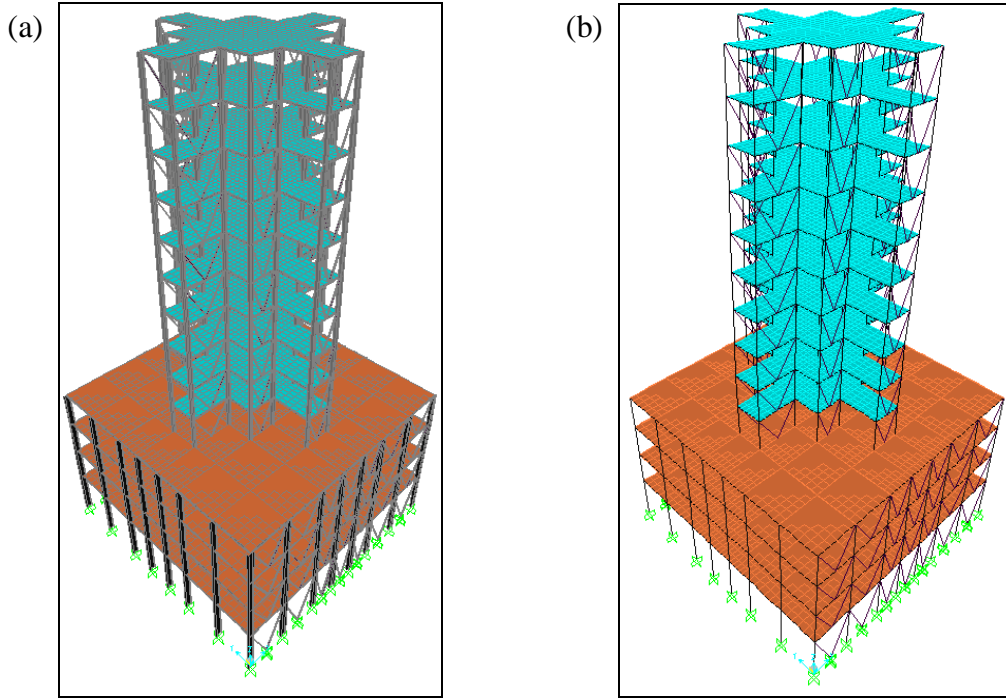
Mod	Periyot	U1	U2	U3
1	2.23310	-1.783x10 ⁻¹²	0.045658	0.000303
2	1.26724	7.733x10 ⁻¹¹	-0.026562	-0.000408
3	0.93831	0.015422	-0.092532	0.000681
4	0.86784	0.052616	1.182x10 ⁻¹⁰	0.004309
5	0.62850	2.386x10 ⁻¹⁰	0.049027	0.001064
6	0.49022	-0.003746	0.022478	-0.000354
7	0.43770	0.027033	2.048x10 ⁻¹¹	0.005005
8	0.38625	-1.55x10 ⁻⁰⁹	0.036624	0.000727
9	0.34037	-9.847x10 ⁻¹⁰	0.034224	0.000765
10	0.25877	-0.014276	0.085655	-0.001894

2.3.3. V Dış Merkez Çelik Çapraz Elemanlı Yapı (Model-VIII)

Bu uygulamada Bölüm 2.1.1.’de ön boyutlandırması yapılarak plan ve özellikleri verilen çelik binada yatay yüke karşı V dış merkez çapraz eleman kullanılarak çerçeve sistem olarak analizi yapılmıştır (Şekil 40). Bu şekilde SAP2000 yardımıyla analizi yapılan yapının 3-boyutlu görünümü Şekil 41a’da verilmiştir. Söz konusu yapının uygulanan deprem yükleri altındaki şekil değiştirmiş hali Şekil 41b’de verilmiştir.



Şekil 40. Model-VIII'in SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü



Şekil 41. (a) Model-VIII'in SAP2000 v11 programı ile elde edilen üç boyutlu görünüşü ve (b) deprem yükleri altındaki yapının şekil değiştirmiş hali

Gerçekleştirilen çözümlerden elde edilen yer değiştirme, normal kuvvet ve kesme kuvveti değerleri her katta seçilen aks için (E2) verilmiştir (Tablo 21). Seçilen diğer modellerle karşılaştırmak amacıyla ilk 10 mod için periyot değerleri en son kattaki yer değiştirme değerleri Tablo 22’de verilmektedir.

Tablo 21. Model-VIII’de E2 aksında katlarda normal kuvvet ve kesme kuvvetlerine göre oluşan yer değiştirmeler

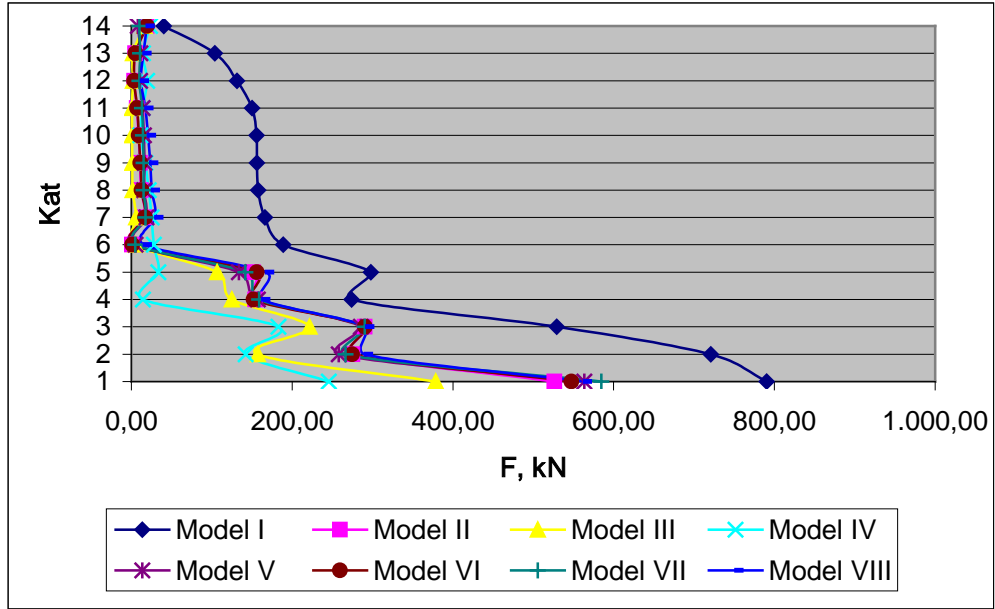
Kat	Yer Değiştirmeler (mm)			Kesme Kuvveti (T, N)	Normal Kuvvet (N, N)
	U1	U2	U3		
1	65.525354	7.627×10^{-7}	5.782773	563126.14	5878656.85
2	121.965208	7.245×10^{-7}	10.084412	290890.37	5609632.79
3	158.53562	4.162×10^{-7}	14.723086	292283.86	6323216.68
4	181.472306	0.000001539	20.393393	162787.46	7687437.34
5	208.401141	0.000028	31.043765	167885.49	9402816.44
6	251.198275	0.000018	40.494089	15558.25	8311278.63
7	306.325132	0.000022	48.338913	30049.75	6933714.27
8	371.078493	0.000023	54.617963	25720.71	5602218.01
9	442.075404	0.000015	59.386122	23747.38	4316990.57
10	516.141956	0.000025	62.744682	20688.82	3111884.80
11	590.431715	0.000025	64.847469	17561.09	2028367.34
12	662.50914	0.00002	65.908778	11851.29	1116204.59
13	730.420993	0.000016	66.206917	15082.16	435067.03
14	792.137735	0.000008791	66.090667	19336.58	91237.95

Tablo 22. Mod ve periyotlara göre yapının yer çekimine göre ters en yüksek noktasının yer değiştirmeleri

Mod	Periyot	U1	U2	U3
1	2.22905	7.387×10^{-12}	-0.045588	-0.000281
2	1.26577	-3.489×10^{-12}	-0.026586	-0.00038
3	0.97855	0.015455	-0.092732	0.00084
4	0.90891	0.052851	-5.465×10^{-11}	0.00442
5	0.62834	-9.613×10^{-10}	0.049043	0.001011
6	0.49390	0.003717	-0.022302	0.000419
7	0.44314	-0.026963	7.967×10^{-10}	-0.005014
8	0.38624	2.269×10^{-09}	0.036644	0.000695
9	0.34034	8.654×10^{-09}	0.034234	0.000719
10	0.26083	-0.01442	0.086518	-0.002122

Bu çalışmada ele alınan yapılardan elde edilen verilerin, birbirleri ile karşılaştırılması şu şekilde olmaktadır;

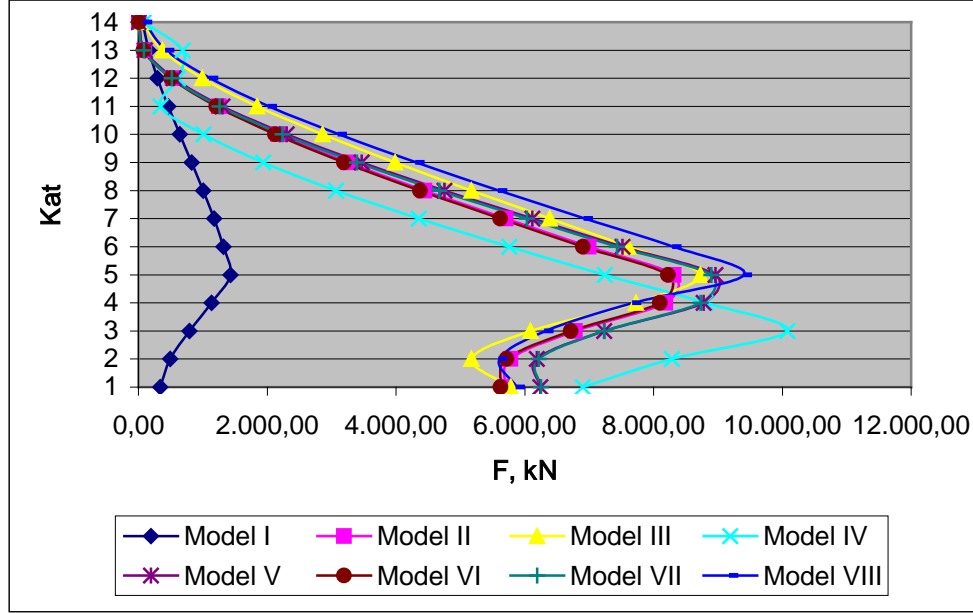
- Yapıda kullanılan, çelik çapraz elemanları kendi aralarında kesme kuvvetine göre sınıflandıracak olursak, Tablo 6, 8, 10, 12, 14, 17, 19 ve Tablo 21’de ki verilerden elde edilen Şekil 42’de ki grafiğe dayanarak şu sıralamayı yapabiliriz, $I > VII > VIII > V > VI > II > III > IV$. Görülmüş olduğu üzere kesme kuvveti en fazla çelik çaprazsız modelde olmaktadır. En az ise galeri katında Model IV de kullanılan V çelik çaprazlı elemanda, ofis katında ise Model III de kullanılan X çapraz elemanlı yapıda olmaktadır.



Şekil 42. Yapı modellerinde katlara gelen kesme kuvvetlerin karşılaştırılması

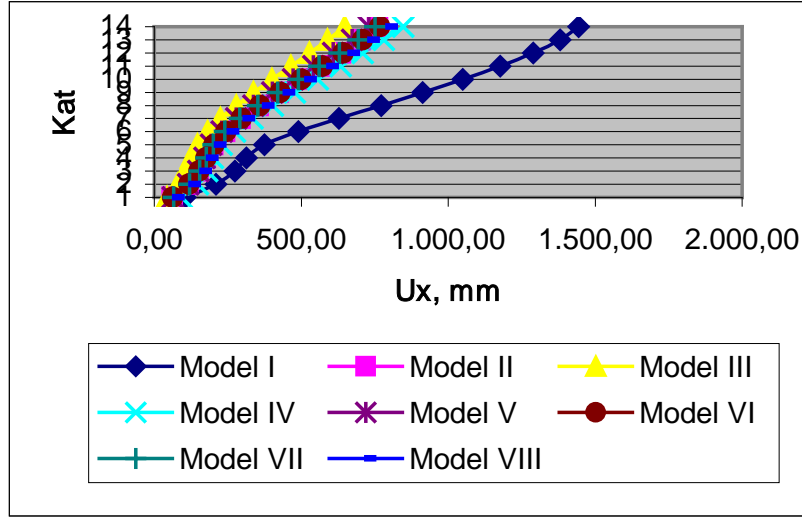
- Yapılarda yapılan analiz sonucu katlarda oluşan normal kuvvetin sıralamasını Tablo 6, 8, 10, 12, 14, 17, 19 ve Tablo 21’de ki verilerden elde edilen Şekil 43’de ki grafiğe dayanarak katların genel ortalaması birbirleri ile kıyaslanırsa, $VIII > III > V > II > VI > VII > IV > I$ sonucunun ortaya çıktığını görmekteyiz. Bu tablonun oluşmasında en büyük etkenlerden biri yapının kendi ağırlığıdır. Bu durumda çapraz elemanların yapının ağırlığını attırdığını göz önüne alınacak olursak, hiç çapraz elemanın bulunmadığı yapı modeli olan Model-I’de en az olduğu görülmektedir. Bir açıklıkta iki çapraz eleman bulunan diğer yapılar arasında ise en az normal kuvvet, V merkezi çelik çapraz elemanlı yapı olan Model-IV’te oluşmaktadır. X merkezi çelik

çaprazlı yapıda ise çelik güçlendirme elemanlarının boyu daha uzun olduğu için en fazla normal kuvvete sahip yapılardan biri olmaktadır.



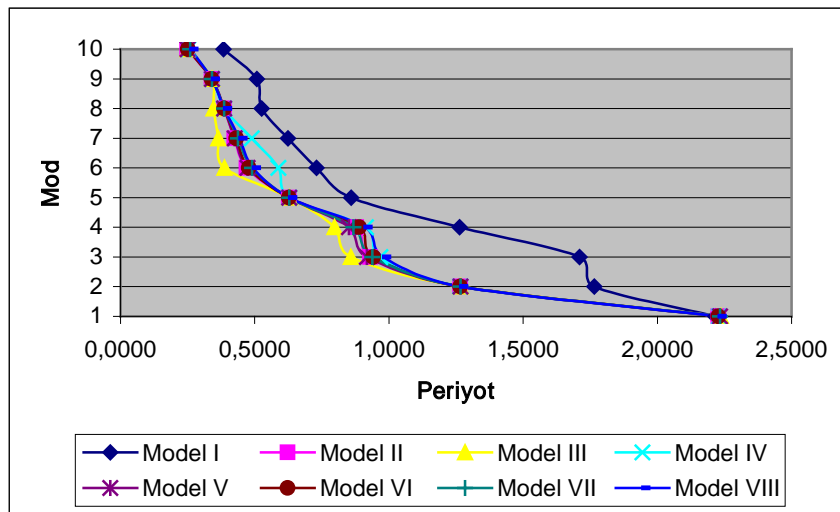
Şekil 43. Yapı modellerinde katlara gelen normal kuvvetlerin karşılaştırılması

- İncelemesi yapılan yapılarda en büyük önem konusu olan yer değiştirmeler ile ilgili Tablo 6, 8, 10, 12, 14, 17, 19 ve Tablo 21'de ki verilerden elde edilen Şekil 44'de ki grafiğe dayanarak şu sıralamayı yapabiliriz, $I > IV > VIII > VI > VII > II > V > III$ sonucunun ortaya çıktığını görmekteyiz. Yatay yükler ve yapının kendi yükleri altında en fazla yer değiştirmeyi çelik elemanlarla güçlendirilmemiş olan Model-I, en az yer değiştirmeyi ise X merkezi çelik çapraz elemanlarla güçlendirilmiş olan Model-III'ün yaptığı görülmektedir.



Şekil 44. Yapı modellerinin katlara ait yer değiştirmelerinin karşılaştırılması

• Yapıların yatay yükler altında yapmış oldukları deplasman hareketini tamamlaması için geçen zaman ile ilgili olarak Tablo 7, 9, 11, 13, 15, 18, 20 ve Tablo 22'de ki veriler ile elde edilen Şekil 45'de ki grafikten görüleceği üzere, farklı güçlendirme elemanlarına sahip yapıların hareketlerini tamamlama sürelerini birbirleri ile kıyasladığımız zaman $I > IV > VIII > V \cong VI \cong VII \cong II > III$ sonucu ortaya çıkmaktadır. Burada da görüleceği üzere çelik çapraz eleman bulunmayan Model-I'de bir defa yapmış olduğu salınım hareketini tamamlaması için geçen sürenin daha fazla olduğu görülmektedir. X merkezi çelik çaprazlı yapı olan Model-III'te ise diğer yapılara göre en kısa sürede hareketini tamamladığı görülmektedir.



Şekil 45. Yapı modellerinin modlara göre periyotlarının karşılaştırılması

SAP2000 v11 programı ile oluşturulan modellerin bu program ile analiz edilmesi sonucunda çelik çapraz elemanların aralarında büyük farklar oluşturmadıkları görülmektedir. Çelik çapraz eleman kullanılmayan yapı ile çelik çapraz eleman kullanılan yapılar arasında gözle görülür bir fark olmakla beraber yapıda merkezi ve dışmerkezi çelik çapraz elemanlar kullanarak düşük periyotlar ve yatay yüklerden dolayı katlardaki kolon kiriş birleşim yerlerine gelen kesme kuvveti azalmakla beraber yapının yapmış olduğu yer değiştirmede büyük oranda azalmaktadır. Buna göre;

- Deprem yükü altında yapıların katlarına etkiyen kesme kuvvetleri Şekil 42’de de görüldüğü üzere galeri katları ile ofis katlarının kuvvetleri arasında büyük fark olmakla beraber. Ofis katları ile galeri katlarını birbirinden ayıran 4. ile 5. kat arasında gözle görülür bir geçişin, bir kırılmanın olduğu görülmektedir. Bunun nedeni yapının galeri katlarının ofis katlarına göre daha ağır yük ve daha rijit olmalarından kaynaklanmaktadır. Buna göre yapıda kullanılan çelik çapraz elemanların yapıyı daha rijit hale getirdiklerini ve yapıya etkiyen kesme kuvvetlerini önemli ölçüde azalttıklarını bu araştırmada da görmekteyiz. Yapılar arasında 13. katlarındaki kesme kuvvetleri Model-I’e göre karşılaştırmak gerekirse kesme kuvveti Model-II’de %95.5, Model-III’de %98.26, Model-IV’de %86.05, Model-V’de %89.33, Model-VI’da %95.11, Model-VII’de %89.81, Model-VIII’de %85.05’lik bir azalış görülmektedir. Katlara gelen kesme kuvvetinin ilk katlarda daha fazla üst katlara doğru gidildikçe ise azaldığı görülmektedir. Çünkü yapının üst katlarının yapmış olduğu yer değiştirmeler yüksek olduğu için yapı, katlara gelen deprem enerjisini yer değiştirme yaparak yutmaktadır. Bu nedenle kesme kuvveti azalmaktadır. Yapıdaki elemanlara etkiyen kesme kuvveti ne kadar fazla olursa, yapının göreceği hasarda o kadar büyük olmaktadır. Model-III’de kullanılan X çapraz elemanın, yüksek yapılar için diğer yapılarda kullanılan güçlendirme elemanlarından daha az kesme kuvveti alarak, kendisini güvenli tarafta bırakmıştır. Kesme kuvveti dikkate alınarak yapıdaki çelik güçlendirme elemanı seçilmek istenirse, bu tercih X çelik çapraz olarak yapılmalıdır.

- Yapıya etkiyen normal kuvvet direk olarak yapının kendi ağırlığı ile ilgili olduğundan dolayı çelik çapraz eleman boyu bunu etkilemektedir. Çelik çapraz boyu uzun olan yapıya etkiyen normal kuvvet boyu kısa olanlara göre genel olarak daha fazladır. Çelik çapraz güçlendirmeye konu olan yapılarda, galeri katında kullanılan çelik çaprazların sayısı ofis katlarına göre daha fazla olduğundan ve ilk katlar galeri katları olduğu için o bölgedeki normal kuvvet, diğer katlara göre daha fazla olmaktadır. Şekil 43’deki

grafikte de görüldüğü üzere, galeri katlarının en üst noktası olan ilk 4. kattaki normal kuvveti, ofis katlarının en yüksek noktası olan 14. kattaki normal kuvvetten %98.81 daha fazladır. Hiç çelik çapraz eleman bulunmayan Model-I'e göre diğer modellerin sayısal olarak karşılaştırmasını, galeri katı olan 2. katta yaparsak, normal kuvvet değeri Model-II'de %1074.21, Model-III'de %950.36, Model-IV'de %1583.80, Model-V'de %1157.71, Model-VI'da %1062.41, Model-VII'de %1163.14, Model-VII'de %1039.95'lik bir artış söz konusudur. Ofis katı olan 10. kat için Model-I'e göre normal kuvvet değeri Model-II'de %238.28, Model-III'de %344.95, Model-IV'de %57.19, Model-V'de %258.17, Model-VI'da %230.48, Model-VII'de %248.44, Model-VIII'de %384.49 daha fazla olmaktadır. Normal kuvvet söz konusu olduğunda yapı kendi ağırlığı altında taşıma kapasitesi yönünden bir sıkıntı oluşturacak elemanlara sahip değilse yapı için diğer kuvvetler kadar tehlike oluşturmamaktadır. Normal kuvvetin dezavantajı, yapının ağırlığı dolaylı yoldan arttığı için yapının taşıyıcı sistemindeki kullanılan kolonlar burkulma ile kırılmakla beraber bunu önlemek için eleman boyutlarının arttırılması sonucunda fiyat yönünden daha fazla harcama yapılmasına neden olmaktadır. Yapının ağırlığı arttığı zaman yapıya etkiyen normal kuvvette artmaktadır. Bu durumda yapının ağırlık merkezi zeminden uzaklaştığı için yatay yükler altında yapıya etkiyen kuvvet kolu artmakta ve buda momentin artmasına neden olmaktadır. Bu durumda yapıyı boyutlandırmadaki sınır durumların aşılmasına neden olarak yapıyı tehlikeye sokmaktadır. Bu durumda normal kuvvetin az olması bakımından hiçbir çapraz güçlendirme elemanının bulunmadığı Model-I en iyi olmakla beraber, bir açıklıkta iki çapraz elemanın bulunduğu modeller arasında fazla normal kuvveti oluşturan yapı olan Model-III'de kullanılan X çapraz elemanın normal kuvvet açısından diğer güçlendirme elemanlı yapılara göre daha kötü olduğu görülmektedir.

- Yer değiştirmeler Şekil 44'de de görüleceği üzere galeri katları olan ilk katlarda az olmakla beraber ofis katları olan üst katlarda büyük miktarda oluşmaktadır. Şekil 44'de ki grafikte 4. kattan 5. kata yer değiştirmelerde %46.00 oranında bir ani artış olmuştur. Bunun en büyük nedeni, galeri katının, ofis katlarına daha göre daha rijit ve daha yüksek sayıda çelik çapraz eleman kullanılmasıdır. Çelik çapraz elemanların Model-I'e göre sayısal olarak yer değiştirmelerinin, yapının en yüksek noktası olan 14. kat için karşılaştırılması yapıldığı zaman Model II'de %47.41, Model-III'de %55.12, Model-IV'de %41.37, Model-V'de %49.47, Model-VI'da %46.87, Model-VII'de %48.05, Model-VIII'de %45.16 oranında azalma olduğu görülmektedir. Bu sonuçlara bakılarak

yüksek yapılarda yatay yüklere karşı en az yer değiştirmeyi Model-III'de kullanılan X çelik çaprazın oluşturduğunu söyleyebiliriz. Yapının sünek bir hareket göstererek yer değiştirmelerinin fazla olması demek yapıya etkiyen deprem enerjisininde yüksek oranda yutulduğu anlamına gelmektedir. Fakat yer değiştirmelerin çok yüksek olması yapıya yarardan çok zarar getirmektedir. Yüksek süneklik gösteren bir yapı beklenenin aksine zarar görebilmektedir. Yönetmeliklerde yapının kullanım sınır oranlarının içinde kalacak şekilde şekil değiştirmeleri sınırlandırılmaktadır. Model-III'de kullanılan X çapraz eleman ile yapı daha rijit bir hal alarak yer değiştirmeleri diğer güçlendirme elemanlarına göre daha az olmaktadır. Burda yüksek yer değiştirmeler sonucu ortaya çıkabilecek zararlar önlenebilir boyuttadır.

- Bu araştırmada, yapının bir yer değiştirme hareketini tamamladığı zamanın kıyaslaması olan yapıların periyotlarına göre karşılaştırmada, ilk 10 modları dikkate alınmıştır. Şekil 45'deki grafikte görüldüğü üzere yapıların 1. modlarındaki değerleri hemen hemen aynı olmakla beraber 3, 4, 6 ve 7. modlarında %25-40 arasında bir fark oluşmaktadır. Fakat genel olarak çelik çaprazlı modeller ile çelik çaprazsız olan Model-I arasında büyük bir fark olduğu görülmektedir. Bunun nedeni olarak çelik çapraz elemanlı yapıların yer değiştirmelerinin az olmasıdır. Çünkü yapının bir hareketini tamamlaması için geçen süre bu modellerde azdır. Yapının ekseni boyunca yapmış olduğu hareket yani kat ettiği yol azdır. Rijit olan yapıların, az rijit olan yapılara göre periyotları daha azdır. Model-III'ün yer değiştirmelerinin ve periyotlarının gözle görülür nitelikte az olmasını buna bağlayabiliriz. Şekil 45'de 4. mod için periyotların Model-I'e göre diğer çelik çaprazlı modellerin sayısal olarak farkını dile getirmek gerekirse, Model-II'de %30.49, Model-III'de %36.91, Model-IV'de %27.62, Model-V'de %32.69, Model-VI'da %29.63, Model-VII'de %31.30, Model-VIII'de %28,05 oranında daha az periyotlara sahip olduklarını görmekteyiz. Depreme dayanıklı geleneksel tasarım yöntemlerinde yapıların şiddetli deprem hareketlerine karşı direnci, ya yüksek süneklik ya da yüksek dayanım ile sağlandığı bilinmektedir. Burda yapılan araştırmada çeşitli güçlendirme elemanları ile güçlendirilmiş yapıların periyotlarının karşılaştırılmasının bir sonucu olarak, Model-I'in en fazla periyoda sahip yapı olduğu ve en az periyotlara sahip yapının ise Model-III olduğu görülmüştür. Eğer yapının yüksek süneklik ile depreme karşı direnç göstermesi isteniyorsa, hiç güçlendirme elemanı bulunmayan yapı olan Model-I gibi, eğer yüksek dayanım ile depreme karşı direnç göstermesi isteniyorsa X çelik çapraz elemanlı yapı olan

Model-III'de ki gibi bir yapı seçilmelidir. Bunların sınırlandırmaları yönetmeliklerde belirtilmektedir.

3. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Çelik yapılarda yatay yük kapasitesini arttırmada kullanılan elemanların etkinliğinin incelenmesi amacıyla gerçekleştirilen bu çalışmadan çıkartılabilecek sonuçlar aşağıda özetlenmektedir.

- Deprem yükü altında, ofis katı olan 13. kattaki kesme kuvveti Model-I'e göre, Model-II'de %96, Model-III'de %98, Model-IV'de %86, Model-V'de %89, Model-VI'da %95, Model-VII'de %90 ve Model-VIII'de ise %85 oranında azalmıştır. Güçlendirme elemanı bulunan yapılar arasında 13. katta en az kesme kuvveti Model-III'de, en fazla kesme kuvveti ise Model-VIII'de oluşmuştur.
- Galeri katı en üst noktası olan 4. kattaki kesme kuvveti Model-I'e göre, Model-II'de %44, Model-III'de %54, Model-IV'de %95, Model-V'de %43, Model-VI'da %44 Model-VII'de %42 ve Model-VIII'de ise %41 oranında azalmıştır. Güçlendirme elemanı bulunan yapılar arasında 4. katta en az kesme kuvveti Model-IV'de, en fazla kesme kuvveti ise Model-VIII'de oluşmuştur.
- Ofis katlarının ilk katı olan yapının 5. katındaki kesme kuvveti Model-I'e göre, Model-II'de %49, Model-III'de %64, Model-IV'de %89, Model-V'de %55, Model-VI'da %48, Model-VII'de %52 ve Model-VIII'de ise %44 oranında azalmıştır. Güçlendirme elemanı bulunan yapılar arasında 5. katta en az kesme kuvveti Model-IV'de, en fazla kesme kuvveti ise Model-II'de oluşmuştur.
- Yapıların 1. katındaki kesme kuvveti Model-I'e göre, Model-II'de %33, Model-III'de %52, Model-IV'de %69, Model-V'de %29, Model-VI'da %31, Model-VII'de %26 ve Model-VIII'de ise %29 oranında azalmıştır. Güçlendirme elemanı bulunan yapılar arasında 1. katta en az kesme kuvveti Model-IV'de, en fazla kesme kuvveti ise Model-VII'de oluşmuştur.
- Yapıların 2. katlarındaki normal kuvvet Model-I'e göre, Model-II'de %1074, Model-III'de %950, Model-IV'de %1583, Model-V'de %1157, Model-VI'da %1062, Model-VII'de %1163 ve Model-VIII'de ise %1040 oranında artmıştır. Güçlendirme elemanı bulunan yapılar arasında 2. katta en fazla normal kuvvet Model-IV'de, en az normal kuvvet ise Model-III'de oluşmuştur.

- Yapıların 10. katlarındaki normal kuvvet Model-I'e göre, Model-II'de %238, Model-III'de %345, Model-IV'de %57, Model-V'de %258, Model-VI'da %230, Model-VII'de %248 ve Model-VIII'de ise %384 oranında artmaktadır. Güçlendirme elemanı bulunan yapılar arasında 10. katta en fazla normal kuvvet Model-VIII'de, en az normal kuvvet ise Model-IV'de oluşmuştur.
- Genel olarak, yapılardaki galeri katı en üst noktası olan 4. kattaki normal kuvvet, ofis katlarının en yüksek noktası olan 14. kattaki normal kuvvetten %99 daha fazladır.
- Yapıların 4. katlarından, 5. katlarına geçişlerdeki yer değiştirmelerde %46 oranında bir ani artış olmuştur.
- Yapıların en üst noktası olan 14. kattaki yer değiştirmeler Model-I'e göre; Model II'de %47, Model-III'de %55, Model-IV'de %41, Model-V'de %49, Model-VI'da %47, Model-VII'de %48 ve Model-VIII'de ise %45 oranında azalma olmuştur. Buna göre, güçlendirme elemanı bulunan yapılar arasında, 14. katta en fazla yer değiştirme Model-IV'de, en az yer değiştirme ise Model-III'de olmaktadır.
- Yapıların en alt noktası olan 1. kattaki yer değiştirmeler Model-I'e göre; Model-II'de %41, Model-III'de %59, Model-IV'de %10, Model-V ve Model-VI'da %40, Model-VII'de ve Model-VIII'de ise %37 oranında azalma olmuştur. Buna göre, güçlendirme elemanı bulunan yapılar arasında, 1. katta en fazla yer değiştirme Model-IV'de, en az yer değiştirme ise Model-III'de olmaktadır.
- Yapıların ofis katı başlangıcı olan 5. kattaki yer değiştirmeler Model-I'e göre; Model-II'de %47, Model-III'de %61, Model-IV'de %39, Model-V'de %48, Model-VI'da %46, Model-VII'de %46 ve Model-VIII'de ise %44 oranında azalma olmuştur. Buna göre, güçlendirme elemanı bulunan yapılar arasında, 5. katta en fazla yer değiştirme Model-IV'de, en az yer değiştirme ise Model-III'de olmaktadır.
- Yapıların 1. moddaki periyotları Model-I'e göre, Model II'de %0.50, Model-III'de %0.97, Model-IV'de %0.61, Model-V'de %0.77, Model-VI'da %0.49, Model-VII'de %0.77 ve Model-VIII'de %0.58 oranında artma olmuştur. Buna göre, 1. modda en az periyot Model-VI'de, en fazla periyot ise Model-III'de oluşmuştur.
- Yapıların 4. moddaki periyotları Model-I'e göre, Model-II'de %30, Model-III'de %37, Model-IV'de %28, Model-V'de %33, Model-VI'da %30, Model-VII'de %31 ve Model-VIII'de %28 oranında azalma olmuştur. Buna göre, 4. modda en az periyot Model-III'de, en fazla periyot ise Model-VIII'de oluşmuştur.

- Yapıların 5. moddaki periyotları Model-I'e göre diğer tüm modellerde yaklaşık olarak %27 oranında azalma olmuştur.
- Yapıların 10. moddaki periyotları Model-I'e göre, Model-II, Model-III, Model-V ve Model-VI'da yaklaşık olarak %35, Model-IV'de %34.21, Model-VII'de %33 ve Model-VIII'de ise %32 oranında azalma olmuştur. Buna göre, 10. modda en az periyot Model-II'de, en fazla periyot ise Model-VIII'de oluşmuştur.
- Yapılan çalışmadan, yapılarda kullanılması en uygun güçlendirme elemanı olarak, Model-III'de kullanılan X merkezi çelik çapraz olduğu görülmektedir.
- Bu çalışmada çelik yapılarda yatay yük kapasitesini artırmada kullanılan elemanların etkinliğinin incelenmesi merkezi ve dış merkez elemanlar kullanılarak yapılmıştır. Bu çalışma farklı yükseklik ve mimariye sahip yapılar için de yapılması önerilmektedir.
- Yatay yük kapasitesini artırmada betonarme ve çelik perde sistemler de dikkate alınarak çözümlerin yapılması ve yatay yükler etkisindeki çelik yapıların davranışları incelenmelidir.

4. KAYNAKLAR

1. Deren, H., Çelik Yapılar, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, İstanbul, 1984.
2. Ardan, F., Çelik Yapı Elemanları, İkinci Baskı, Arı Kitabevi, İstanbul, 1961.
3. Taranath, B., Steel, Concrete & Composite Design of Tall Buildings, McGraw-Hill Book Company, New York, 1998.
4. Fintel, M., Handbook of Concrete Engineering, Van Nostrand Reinhold Ltd., New York, 1974.
5. Gaylord, E. H. ve Gaylord, C. N., Structural Engineering Handbook, McGraw-Hill Book Company, USA, 1979.
6. Smith, B. S. ve Coull, A., Tall Building Structures: Analysis and Design, Wiley, New York, 1991.
7. Khan, F. R. ve Rankine, J., "Structural Systems", Tall Building Systems and Concepts, Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH)/American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. SC, 1980.
8. Beedle, L. S. ve Rice, D. B., Structural Systems for Tall Buildings, Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH) Committee 3., McGraw-Hill Book Company, New York, 1995.
9. Gunel, M. H. ve Ilgın, H. E., A Proposal for the Classification of Structural Systems of Tall Buildings, Faculty of Architecture, Middle East Technical University, 2006.
10. Poon, D. C. K., Shieh, S., Joseph, L. M. ve Chang, C., Structural Design of Taipei 101, The World's Tallest Building, Proceedings of the CTBUH 2004 Seoul Conference, 2004, Seoul, Korea, Bildiriler Kitabı, 271–278.
11. FEMA, Recommended Seismic Design Provisions for New Moment Frame Buildings Report FEMA 350, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 2000.
12. Oстераas, J. ve Krawinkler, H., The Mexico Earthquake of September 19, 1985—Behavior of Steel Buildings, Earthquake Spectra 5, 1 (1989) 51–88.
13. Kim, H. ve Goel, S., Seismic Evaluation and Upgrading of Braced Frame Structures for Potential Local Failures, UMCEE 92-24, Oct. 1992, Dept. of Civil Engineering and Environmental Engineering, Univ. of Michigan, Ann Arbor.
14. Tremblay, R., et al., Performance of Steel Structures During the 1994 Northridge Earthquake, Canadian Journal of Civil Engineering 22, 2 (1995) 338–360.

15. Krawinkler, H., et al., Northridge Earthquake of January 17, 1994: Reconnaissance Report, Vol. 2 Steel Buildings, Earthquake Spectra, 11 (1996) 25-47.
16. Architectural Inst. of Japan, Steel Committee of Kinki Branch (Reconnaissance Report on Damage to Steel Building Structures Observed from the 1995 Hyogoken-Nanbu (Hanshin/Awaji) Earthquake), AIJ, May 1995, Tokyo, Bildiriler Kitabı, 167.
17. Hisatoku, T., Reanalysis and Repair of A High-Rise Steel Building Damaged by the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake. Proceedings, 64th Annual Convention, Structural Engineers Association of California, Structural Engineers Assn. of California, Sacramento, CA, 1995, 21-40.
18. Tremblay, R., et al., Seismic Design of Steel Buildings: Lessons from the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, Canadian Journal of Civil Engineering 23, 3 (1996) 727-756.
19. Tang, X. ve Goel, S. C., A Fracture Criterion for Tubular Bracing Members and Its Application to Inelastic Dynamic Analysis of Braced Steel Structures, Proceedings, Ninth World Conference on Earthquake Engineering, 9WCEE Organizing Committee, Japan Assn. for Earthquake Disaster Prevention, 1989, Tokyo, Bildiriler Kitabı, Cilt IV, 6-3-14.
20. Jain, A. ve Goel, S., Seismic Response of Eccentric and Concentric Braced Steel Frames with Different Proportions, UMEE 79R1, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Michigan, July 1979, Ann Arbor, Bildiriler Kitabı, 88.
21. Khatib, I. ve Mahin, S., Dynamic Inelastic Behavior of Chevron Braced Steel Frames, Fifth Canadian Conference on Earthquake Engineering, 1987, Balkema, Rotterdam, 211-220.
22. AISC (American Institute of Steel Construction), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, IL, Chicago, 1997.
23. ICBO (International Conference of Building Officials), Uniform Building Code, Whittier, CA, 1997.
24. Liu, Z. ve Goel, S., Investigation of Concrete-Filled Steel Tubes Under Cyclic Bending and Buckling, Research Report UMCE 87-3. Dept. of Civil Engineering, Univ. of Michigan, Apr. 1987, Ann Arbor, MI, Bildiriler Kitabı, 226.
25. Sabelli, R., Mahin, S. ve Chang, C., Seismic Demands on Steel Braced Frame Buildings with Buckling Restrained Braces, Engineering Structures 25 (2003) 655-666.
26. Kamura, H., Katayama, T., Shimokawa, H. ve Okamoto, H., Energy Dissipation Characteristics of Hysteretic Dampers with Low Yield Strength Steel. Proceedings, US-Japan Joint Meeting for Advanced Steel Structures, Building Research Institute, Nov. 2000, Tokyo.

27. Ohi, K., Shimawaki, Y., Lee, S. ve Otsuka, H., Pseudodynamic Tests on Pseudo-Elastic Bracing System Made from Shape Memory Alloy, Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Center 34 (2001) 21–28.
28. Ian, D. and Aiken, I., et al., Comparative Study of Four Passive Energy Dissipation Systems, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering 25 (3) (1992) 175-192.
29. Eurocode 3, Design of Steel Structures, Part 1-10, 1989.
30. SAP 2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures; Steel Design Manual, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA, May 2000.

ÖZGEÇMİŞ

Ertan KUL, 1983 yılında İskenderun'da doğdu. İlköğrenimini Trabzon Cudibey İlköğretim Okulu'nda, ortaokul öğrenimini Kanuni Orta Okulu'nda, lise öğrenimini ise Trabzon Lisesi'nde tamamladı. 2001-2002 Eğitim-Öğretim yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde lisans öğrenimine başladı. İnşaat Mühendisliği Bölümü'nden 07.Eylül.2005 tarihinde mezun oldu. 2005 yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitü'sü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında Yüksek Lisans eğitimine başladı. İyi derecede ingilizce bilmektedir.