

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI ÇELİK ÇERÇEVE SİSTEMDE AISC 341-10
KOŞULLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Ecem ÖZŞAHİN

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

OCAK 2014

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI ÇELİK ÇERÇEVE SİSTEMDE AISC 341-10
KOŞULLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Ecem ÖZŞAHİN
(501121015)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Cavidan YORGUN

OCAK 2014

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501121015 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi **Ecem ÖZŞAHİN**, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “**DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI ÇELİK ÇERÇEVE SİSTEMDE AISC 341-10 KOŞULLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ**” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı :	Prof. Dr. Cavidan YORGUN İstanbul Teknik Üniversitesi	
Jüri Üyeleri :	Prof. Dr. Güliz BAYRAMOĞLU İstanbul Teknik Üniversitesi	
	Prof. Dr. Bülent AKBAŞ Gebze Teknik Üniversitesi	

Teslim Tarihi : 11 Aralık 2014
Savunma Tarihi : 20 Ocak 2015

ÖNSÖZ

Yüksek lisans tez çalışmam boyunca bana her konuda yardım eden, bilgi ve deneyimlerini benimle paylaşan danışman hocam Prof. Dr. Cavidan YORGUN'a teşekkür ederim.

Ayrıca, beni her konuda destekleyen aileme, arkadaşlarıma ve üstün bilgi birikimleriyle yardımlarını benden esirgemeyen Yard. Doç. Dr. Cüneyt VATANSEVER, Mustafa Ümit ÖZKAN, Dr. Murat ŞENER'e, son olarak dostluğu ve bilgileriyle her zaman yanımda olan Araş. Gör. Elif Ecem BAŞ'a teşekkür ederim.

Aralık 2014

Ecem ÖZŞAHİN
İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	v
İÇİNDEKİLER	vii
KISALTMALAR.....	ix
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xi
ŞEKİL LİSTESİ.....	xiii
ÖZET.....	xv
SUMMARY	xvii
1. GİRİŞ	1
1.1 Çelik Binalar için Deprem Kuvveti Taşıyan Çerçeve Sistemler.....	8
1.2 Çalışmanın Amacı	10
2. SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI ÇELİK ÇERÇEVELER.....	13
3. DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI ÇELİK ÇERÇEVELERDE AISC-341-10 KOŞULLARI.....	21
3.1 Kapsam.....	21
3.2 Tasarım İlkeleri	21
3.3 Analiz	21
3.4 Sistem Koşulları	22
3.4.1 Bağ kirişi dönme açısı.....	22
3.4.2 Bağ kirişinin yanal mesnetlenmesi.....	23
3.5 Elemanlar	23
3.5.1 Temel koşullar.....	23
3.5.2 Bağ kirişleri.....	23
3.6 Birleşimler.....	28
3.6.1 Kritik kaynak talebi.....	28
3.6.2 Kolon-kiriş birleşimleri.....	29
3.6.3 Çaprazların birleşimi.....	29
3.6.4 Kolon ekleri.....	29
3.6.5 Bağ kirişi-kolon birleşimi	30
4. ÖRNEK	31
4.1 Binanın Tanıtılması.....	31
4.2 Binanın TDY-07 Koşulları ile Analizi ve İşletme Koşulları Kontrolü	33
4.2.1 Binanın hakim doğal titreşim periyotlarının belirlenmesi	35
4.2.2 Eşdeğer deprem yükü hesabı.....	38
4.2.3 Göreli kat öteleme kontrolü	40
4.2.4 İkinci merteye etkileri	41
5. DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI ÇELİK ÇERÇEVENİN AISC 341-10 KOŞULLARI İLE DEĞERLENDİRİLMESİ.....	43
5.1 Genel Yük Birleşimleri	43
5.2 Arttırılmış Deprem Etkili Yük Birleşimleri	44
5.3 Dışmerkez Çaprazlı Çelik Çerçeve AISC 341-10 Yönetmeliği Çözümü	45
5.3.1 Bağ kirişi tasarımı	48

5.3.2 Bağ kirişi dışındaki kirişlerin tasarımı	60
5.3.3 Çaprazların tasarımı	65
5.3.4 Kolonların tasarımı.....	68
6. YAPININ DOğRUSAL OLMAYAN STATİK İTME ANALİZİ	85
6.1 Doğrusal Olmayan Statik İtme Analizi	85
6.2 OpenSEES Programında Yapı Elemanlarının Modellenmesi	87
6.3 Doğrusal Olmayan Statik İtme Analizi Sonuçları	90
7. SONUÇLAR	95
KAYNAKLAR.....	97
ÖZGEÇMİş	99

KISALTMALAR

AISC	: American Institute of Steel Construction
ASCE	: American Society of Civil Engineers
TDY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
OpenSEES	: Open System for Earthquake Engineering Simulation
ASD	: Allowable Strength Design
LRFD	: Load and Resistance Factor Design

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 1.1 : Çelik yapılarda kullanılan katsayılar(ASCE 7-10).....	9
Çizelge 1.2 : Çelik bina taşıyıcı sistemleri için deprem parametreleri (TDY-07).....	10
Çizelge 4.1 : Yapının kat ağırlıkları ve kat kütleleri.....	36
Çizelge 4.2 : Dışmerkez çaprazların bulunduğu (x) doğrultusunun fiktif yük hesabı.....	36
Çizelge 4.3 : Dışmerkez çaprazların bulunduğu (x) doğrultusunun fiktif yüklerden dolayı oluşan kat yerdeğiştirmeleri.....	37
Çizelge 4.4 : Moment çerçevenin bulunduğu (y) doğrultusunun fiktif yüklerden dolayı oluşan kat yerdeğiştirmeleri.....	37
Çizelge 4.5 : Yapıda katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri.....	39
Çizelge 4.6 : Yapının x-dogrultusunda görelı kat ötelemelerının kontrolü.....	40
Çizelge 4.7 : Yapının y-dogrultusunda görelı kat ötelemelerının kontrolü.....	41
Çizelge 5.1 : Başlıkta enkesit limitleri (AISC 360-10).....	51
Çizelge 5.2 : Gövdede enkesit limitleri (AISC 360-10).....	52
Çizelge 5.3 : Kutu kesitlerde enkesit limitleri (AISC 360-10).....	67

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 : İvme spektrumu örneği (AISC Seismic Design M.).	2
Şekil 1.2 : Az katlı yapılar (AISC Seismic Design M.).	2
Şekil 1.3 : Çok katlı yapılar (AISC Seismic Design M.).	2
Şekil 1.4 : Mod şekilleri (AISC Seismic Design M.).	3
Şekil 1.5 : Taban kesme kuvveti-deplasman ilişkisi (AISC Seismic Design M.).	5
Şekil 1.6 : Sünek moment çerçeve (AISC Seismic Design M.).	6
Şekil 2.1 : Dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler.	13
Şekil 2.2 : Bağ kirişi uzunluğu-rijitlik ilişkisi (AISC Seismic Design M.).	14
Şekil 2.3 : Bağ kirişi.	15
Şekil 2.4 : Bağ kirişi serbest cisim diyagramı.	15
Şekil 2.5 : Bağ kirişi dönme açısı hesabı-1 (ASCE 7-10).	16
Şekil 2.6 : Bağ kirişi dönme açısı hesabı-2 (ASCE 7-10).	17
Şekil 2.7 : Bağ kirişi dönme açısı hesabı-3 (ASCE 7-10).	17
Şekil 2.8 : Bağ kirişi dönme açısı–uzunluğu ilişkisi (AISC Seismic Design M.).	18
Şekil 4.1 : Binanın 3D görüntüsü.	31
Şekil 4.2 : Binanın plan görüntüsü.	32
Şekil 4.3 : Binanın kesit görüntüsü.	32
Şekil 5.1 : Değerlendirmede kullanılan elemanlar.	45
Şekil 5.2 : (1-2) aksları arası dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve sistem ve yükler.	46
Şekil 5.3 : Deprem kuvveti altında (N), (M), (V) diyagramları.	47
Şekil 5.4 : Özağırlık yükleri altında (N), (M), (V) diyagramları.	47
Şekil 5.5 : Hareketli yükler altında (N), (M), (V) diyagramları.	47
Şekil 5.6 : Bağ kirişi dönme açısı hesabı (ASCE 7-10).	53
Şekil 5.7 : Bağ kirişi berkitme levhaları gösterimi.	60
Şekil 6.1 : Çerçevenin ve etkili alanının sistem planı üzerinde gösterilmesi.	86
Şekil 6.2 : Dışmerkez çaprazlı çerçevenin OpenSEES modeli gösterimi.	87
Şekil 6.3 : OpenSEES Steel02 malzemesi gerilme-şekil değiştirme eğrisi.	89
Şekil 6.4 : OpenSEES programında bağ kirişi davranışının temsil edilmesi.	89
Şekil 6.5 : Bağ kirişinin ideal elasto-plastik davranışı (Richards, P.W., 2006).	90
Şekil 6.6 : Dayanım fazlalığı katsayısı hesabı şematik gösterimi.	91
Şekil 6.7 : Boyutlandırılan sistem için taban kesme kuvveti (1. Yaklaşım).	91
Şekil 6.8 : Boyutlandırılan sistem için taban kesme kuvveti (2. Yaklaşım).	92
Şekil 6.9 : Bağ kirişi dönme açısı (γ_e).	93
Şekil 6.10 : Boyutlandırılan sistem için taban kesme kuvveti (3. Yaklaşım).	93

DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI ÇELİK ÇERÇEVE SİSTEMDE AISC 341-10 KOŞULLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

ÖZET

Günümüzde yapılan yapıların tasarımının temelini deprem etkileri oluşturmaktadır. Deprem bölgelerinde yapılacak olan yapıların deprem kuvvetine karşı dayanıklı olması istenmektedir. Bu amaç doğrultusunda farklı yapı malzemeleri kullanılarak yapı sistemleri geliştirilmiştir. Bu yapı sistemlerinde öncelikli amaç deprem enerjisinin bir kısmının yapı tarafından sönmülmesidir. Genel olarak çelik yapılar hafif ve yüksek enerji sönmüleme kapasitesine sahip olmaları nedeniyle, deprem bölgelerinde tercih edilmesi gereken yapı sistemlerinin başında gelir. Ancak, çelik yapılar da kendi içinde farklı yapı sistemlerine ayrılmaktadır. Moment çerçeve sistemler, yüksek deprem enerjisi sönmüleme yeteneğine, çaprazlı çerçeve sistemler ise yüksek yatay rijitliğe sahip olup, yaygın bir şekilde kullanılan yapı sistemleridir. Bu çalışmada bu iki yapı sisteminden oluşan karma sistem olan dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve sistemlerin tasarım parametreleri, American Institute of Steel Construction, (AISC 341-10: *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*) (USA) yönetmelik koşulları altında incelenmiştir.

Dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve sistemler yüksek enerji sönmüleme yeteneğine sahip olup, yapıda hangi yapı elemanının daha önce kapasitesine ulaşacağını seçilmesine imkan veren sistemlerdir. Ancak yönetmelikler farklı tasarım koşulları içermektedir. Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışmada seçilen bir dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve sistemde AISC 341-10 yönetmeliğinde yer alan koşullar incelenmiştir. Seçilen yapı modelinde doğrusal olmayan statik itme analizi uygulanarak, doğrusal yapı analizi ile elde edilen sonuçlar kontrol edilmiştir. Bu paralelde çalışma yedi ana bölümden oluşmaktadır.

Birinci bölümde, yapı sistemleri hakkında genel bir bilgi verilmiştir ve çelik yapı sistemleri için deprem kuvveti taşıyan çerçeve sistemler anlatılarak tez çalışmasının amacı hakkında özet bilgiler verilmiştir.

Çalışmanın ikinci bölümünde, süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve sistemler detaylı olarak anlatılmıştır. Ayrıca dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve sistemler ile ilgili bağ kirişi uzunluğu ve bağ kirişi dönme açısıyla ilgili detaylı bilgiler anlatılmıştır.

Üçüncü bölümde ise AISC 341-10 Bölüm F3'e göre dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve sistemlerde tasarım sırasında yerine getirilmesi gereken koşullar anlatılmıştır. Bu tez çalışması kapsamında ele alınan yapı sisteminin çözümü bu bölümde yer alan tasarım koşulları altında tamamlanmıştır.

Dördüncü bölümde, TDY-07 (*Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik*) yönetmeliğindeki deprem kuvveti hesabına ait koşullar yerine getirilerek yapı sisteminin üç boyutlu modelinde kullanılacak olan deprem yükleri hesaplanmış ve yapının işletilebilirlik koşulları incelenmiştir.

Beşinci bölümde analiz tamamlanıp, deprem yükleri ve düşey yükler altında taşıyıcı elemanlarda meydana gelen iç kuvvetler elde edilmiştir. Ancak üç boyutlu yapı modelinde bağ kirişi ve bağ kirişi dışındaki kirişler üzerinde eksenel kuvvet okunamadığından incelenecek olan doğrultu için çerçeve çıkarılmıştır. Yatay elemanlar üzerindeki eksenel kuvvetler bu modelden okunurken diğer bütün iç kuvvetler üç boyutlu yapı modelinden elde edilmiştir. En elverişsiz iç kuvvetlere sahip taşıyıcı elemanların AISC 341-10 ve AISC 360-10 yönetmeliklerindeki koşullar altında tasarımı tamamlanmıştır.

Altıncı bölüm, beşinci ve dördüncü bölümde tasarımı yapılmış sistemin doğrusal olmayan statik itme analizi ile ilgili genel bilgileri ve bu analiz metodu için yapının iki boyutlu analitik modellerinin OpenSEES (Open System for Earthquake Engineering Simulation) programı yardımıyla hazırlanmasını ve elde edilen sonuçları kapsamaktadır. Bu çalışma kapsamında üç farklı varsayım altında yapı sisteminin dayanım fazlalığı katsayıları hesaplanmıştır. Bu varsayımlar, binanın tepe yer değiştirmesi istemine karşı gelen, tepe noktasının yer değiştirmesinin toplam kat yüksekliğinin yüzde 2 sine ulaştığı durumdaki taban kesme kuvveti alınarak dayanım fazlalığı katsayısının hesabı, itme eğrisinin elastik ve elastik olmayan kısmının teğetlerinin kesişim noktasına karşı gelen taban kesme kuvveti kullanılarak dayanım fazlalığı katsayısı hesabı ve bağ kirişi dönme açısının 0.08 radyan değerine ulaştığı andaki taban kesme kuvveti alınarak dayanım fazlalığı katsayısının hesaplanması esasına dayanmaktadır.

Son bölümde ise, yapılan hesaplar kısaca özetlenerek, doğrusal analiz yöntemi kullanılarak yapılan tasarım ile bu yapının doğrusal olmayan statik itme analizi yöntemi ile elde olunan sonuçları verilmiştir.

INVESTIGATION OF THE AISC 341-10 CODE CONDITIONS OF ECCENTRICALLY BRACED STEEL FRAMES

SUMMARY

Seismic effect is an important factor that is considered in design of structures. Especially, seismic resistant structures must be used in seismic zones. Therefore, different types of structures are developed by using different structural materials such as reinforced concrete and steel. Steel structures are preferred because of their highly ductile behaviour and lightweight. Moreover, steel structures are divided into different types such as moment resisting frames, concentrically braced frames and eccentrically braced frames. Concentrically braced frames have high lateral rigidity and moment frames have highly ductile behaviour, so eccentrically braced frames are hybrid systems that have both high lateral rigidity and ductile behaviour.

Eccentrically braced frames are the most effective structures that are preferred in seismic zones and this type of steel structures can absorb the significant portion of the seismic energy. In this study, the eccentrically braced steel frames, which are used worldwide, designed under American Institute of Steel Construction, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC 341-10) code's conditions and the results are checked with the calculated overstrength factors by using nonlinear pushover analysis method.

Eccentrically braced frames are widely used due to their seismic force resistance. Eccentrically braced frames have an advantage that, the engineers can have a prediction about which section of the structure will reach its limit capacity. This prediction provides an advantage that the engineer can take caution about other sections of the structure. Also, the eccentrically braced frames have highly ductile behaviour which is the most important parameter about absorbing the seismic energy. However, every country has different code design requirements. The aim of this study, which was prepared as a master of science thesis, is analysing and detailing of a selected eccentrically braced frame by using AISC 341-10 code conditions. At the end of this study, the pushover analysis is performed on this selected structure and the results which were obtained from linear analysis were checked by using overstrength factors. In accordance with this purpose, this study is comprised of seven sections.

The selected structure has 6 stories and eccentrically braced frame in one direction and moment frame in other direction. The structure's first storey height is 3.5 meters and other storey heights are 3 meters. Also, the structure is comprised of 4 bays in eccentrically braced frame direction and 3 bays in moment frame direction and each bay is 6 meters. The column and foundation connections are resisted against the displacement and rotation. The link length is 0.6 meters and the connection between the beam and column and between the braces and links are pinned. On the other direction the beams are connected with the columns as moment connection.

In the first part of this study, the linear analysis of structure were performed by using SAP 2000 computer software. The internal forces were obtained by using this software and the design of the sections were obtained by hand calculation. As a second part of this study, the pushover analysis was performed by using Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSEES) computer software. The required datas and tables were obtained from this computer software. In this study, the shear force-top displacement datas and tables were used to calculate the overstrength of the system.

The pushover analysis method is generally used for evaluation of seismic performance of existing buildings. Pushover analysis method is based on the displacement capacity of the structure under permanent gravity loads. In this method the lateral forces on the structure are increased gradually until the structure reaches the selected displacement. In this study, three assumptions are defined to calculate the overstrength factor of the structure. These assumptions are, the shear force that are used to calculate the overstrength factor at top displacement reaches the 2 percent of the height of the structure, the shear force that are used to calculate the overstrength factor of the structure at the intersection of tangent lines of linear and nonlinear section of push-over curve and the shear force that are used to calculate the overstrength factor of the structure when the link rotation reaches the 0.08 radian angle.

In this study, the seismic loads were calculated by using TEC-07 (Turkish Seismic Code) conditions. The importance factor was taken as “1”, the effective ground acceleration factor was taken as “0.4” and the seismic load reduction factor was taken as “7” in the eccentrically braced frame direction and “8” in the moment frame direction.

In the first section, the general information was given about the behaviour of steel structures and the types of steel structures were explained detailed. Also, the main subject of the thesis was defined, and the scope and purpose of the study indicated.

In the second part of this study, the eccentrically braced frames were explained by given examples and explanations. In addition to, the restrictions for link rotation angle and the link legth were explained.

In the third section, the requirements of detailing and designing of eccentrically braced frames according to AISC 341-10 section F3 are explained. The designing and detailing of the structure that is used in this study are calculated according to this code's requirements.

In the forth section, the details of the structure were given such as the geometry of the structure's plan and the sections. Three dimensional model were obtained under considered gravity load such as live load, snow load, floor loads. The seismic load was calculated by using Turkish Seismic Code conditions and the story drift, second order effects are checked according to conditions in Turkish Seismic Code.

Fifth section included the hand calculations of the design details of the structural sections. The internal forces were obtained under gravity and seismic loads and the design of structural sections are checked by using AISC 341-10 and AISC 360-10 code's requirements. If required, the sections were changed until the all sections provides the all requirements of each code.

In the sixth section, the sections that were calculated in the fourth and fifth sections were checked by using the pushover analysis method. To perform this method, the

general information about the computer software was given and the method of modelling was explained. The Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSEES) computer software was used for performing pushover analysis. In this section, the 2 dimensional structure was modeled by using this computer software and datas, tables and results were obtained to compare the results which were obtained by using linear analysis method.

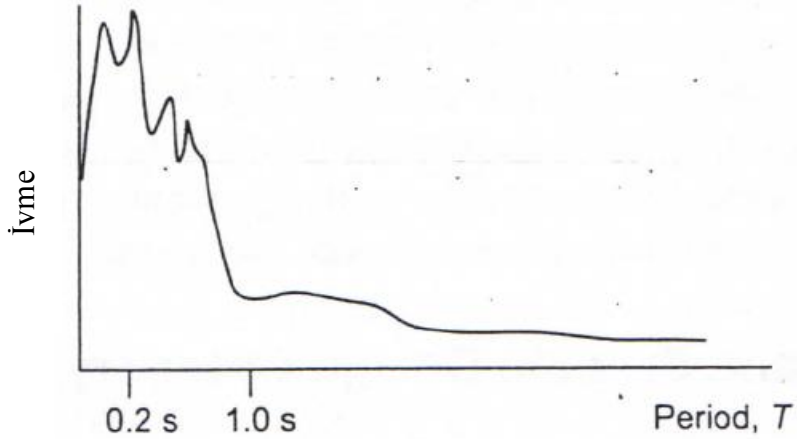
In the last section, the calculations have been briefly summarized and the results which were obtained by using two different analysis method were compared. The results which were obtained by performing linear analysis method were supported by the results which were obtained by performing pushover analysis method.

1. GİRİŞ

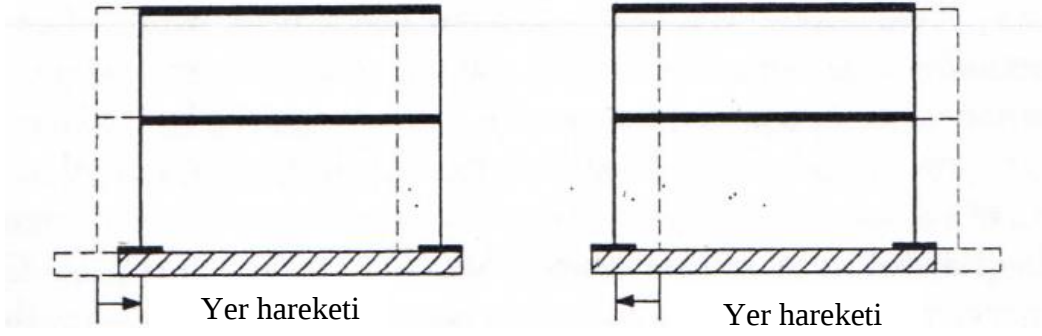
Bina taşıyıcı sistemlerin deprem etkileri altındaki performansı sismik tasarımın temelini oluşturur. Deprem tehlikesi, herhangi bir coğrafi bölgede, gözönüne alınan belirli bir zaman diliminde, depremi tanımlayan herhangi bir parametrenin (örneğin en büyük yer ivmesi) belirli bir büyüklüğe ulaşma olasılığı olarak tanımlanır. Türkiye için deprem tehlikesi etkin yer ivmesi katsayı adı verilen deprem parametresi cinsinden, 50 yıllık bir süre içinde aşılma olasılığı %10 olan deprem esas alınarak Deprem Bölgeleri Haritasında tanımlanan her bir deprem bölgesi için tanımlanmıştır. Bu katsayı ve yerel zemin koşullarının etkisi gözönüne alınarak, deprem yüklerinin belirlenmesinde temel parametre olarak kullanılan davranış spektrumu belirlenmektedir. Yapının deprem etkileri altındaki davranışını tahmin edebilmek için geçmiş depremlerde kayıt edilen yer hareketleri kullanılabilir. Ancak bu durumda sağlanması gereken analiz prosedürlerinin karışık olması ve analiz sonuçlarının ayrı olarak seçilmiş deprem kayıtlarına göre farklılık göstermesi zorluklar yaratmaktadır. Bu deprem kayıtlarındaki bilinmeyenleri ve karışıklığı basitleştirmek amacıyla, davranış spektrumu kullanılarak yapının davranışı tahmin edilebilir. Göz önüne alınan yer hareketine göre tek serbestlik dereceli bir sistemde eşlenik bir sönümle, periyodun bir fonksiyonu olarak, maksimum hızı, ivmeyi veya deplasmanı tanımlayan davranış spektrumu oluşturulur. Şekil 1.1’de ivme spektrumuna bir örnek verilmiştir.

Yapının periyodu, kullanılacak olan ivme spektrumunun belirlenmesinde önemli rol oynamaktadır. Çeşitli deprem kayıtları üzerinden elde edilen ivme spektrumu değerleri periyotlara göre farklılık göstermektedir. Bu nedenle yapı periyoduna eşdeğer periyotta ivme spektrumu kullanmak oldukça önemlidir.

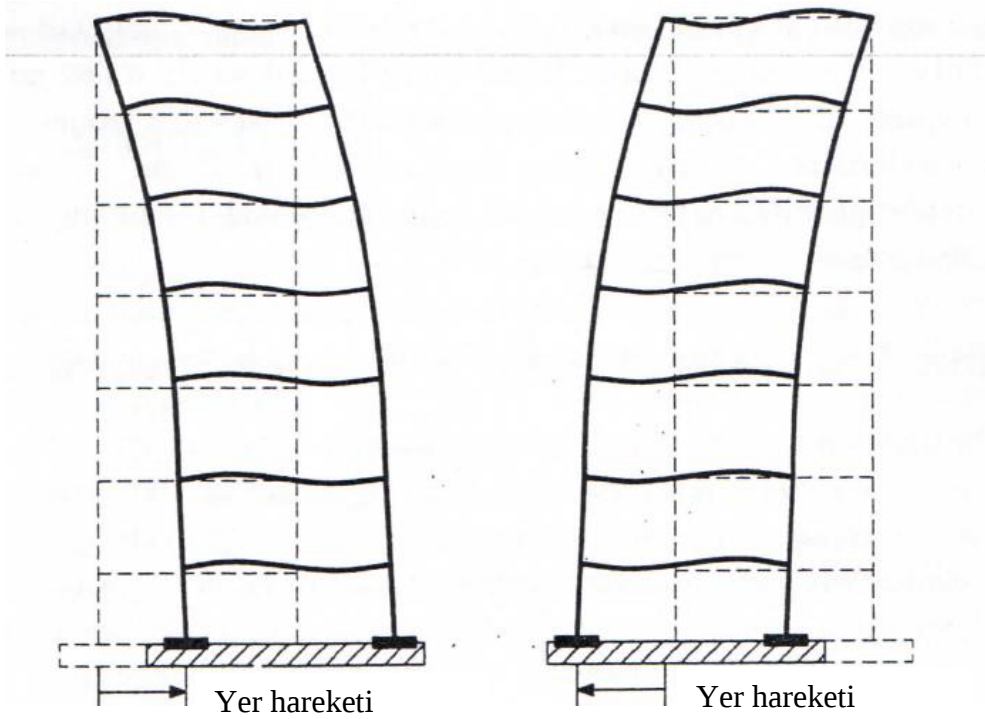
Şekil 1.2’de gösterildiği gibi az katlı yapılar kısa periyotlu olup, Şekil 1.3’te gösterilen yüksek yapılar ise uzun periyoda sahiptir. Davranış spektrumundan da görüldüğü üzere kısa periyotlu yapılar uzun periyotlu yapılara göre daha yüksek yer ivmesine, buna bağlı olarak da daha büyük iç kuvvetlere sahiptir. Ancak, uzun periyotlu yapılarda daha fazla deplasman gözlemlenir.



Şekil 1.1 : İvme spektrumu örneği (AISC Seismic Design M.).

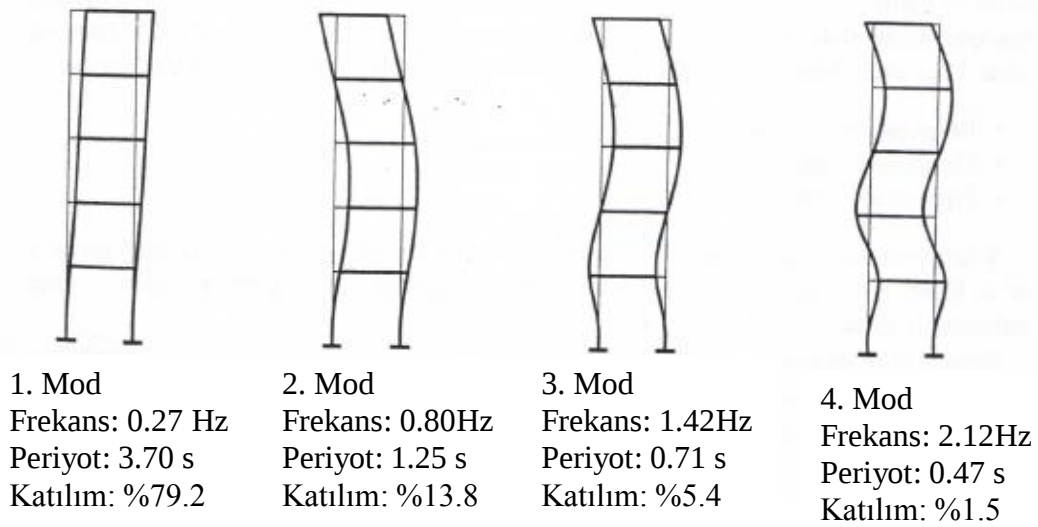


Şekil 1.2 : Az katlı yapılar (AISC Seismic Design M.).



Şekil 1.3 : Çok katlı yapılar (AISC Seismic Design M.).

Çok katlı yapılarda serbestlik derecelerinin fazla olması nedeniyle titreşim modları da bununla orantılı olarak fazladır. Her modun mod şekli ve periyodu farklıdır. Buna bağlı olarak her moda karşı gelen ivmeler de farklıdır. Şekil 1.4'te görüldüğü üzere 5 modlu bir yapıda ilk 4 moda ait karakteristiklikler gösterilmiştir. Mod şekilleri ayrı ayrı gösterilmesine rağmen yapının gerçek hareketi bütün bu modların birleştirilmesinden oluşur. Her titreşim moduna ait etkin kütle katılım oranı ve mod şekilleri kullanılarak, her titreşim modunda tek serbestlik dereceli sisteme ait aynı davranış spektrumundan maksimum ivme tanımlanır. Daha sonra her modun katılım oranından faydalanılarak, bu maksimum ivmeler birleştirilerek genel davranış ivme spektrumu tahmin edilir. Bu maksimum ivmeler her titreşim modunda farklı zamanlarda elde edilir ancak modların birleştirilmesi yönteminde bu durum yaklaşık olarak göz önünde bulundurulmuştur.



Şekil 1.4 : Mod şekilleri (AISC Seismic Design M.).

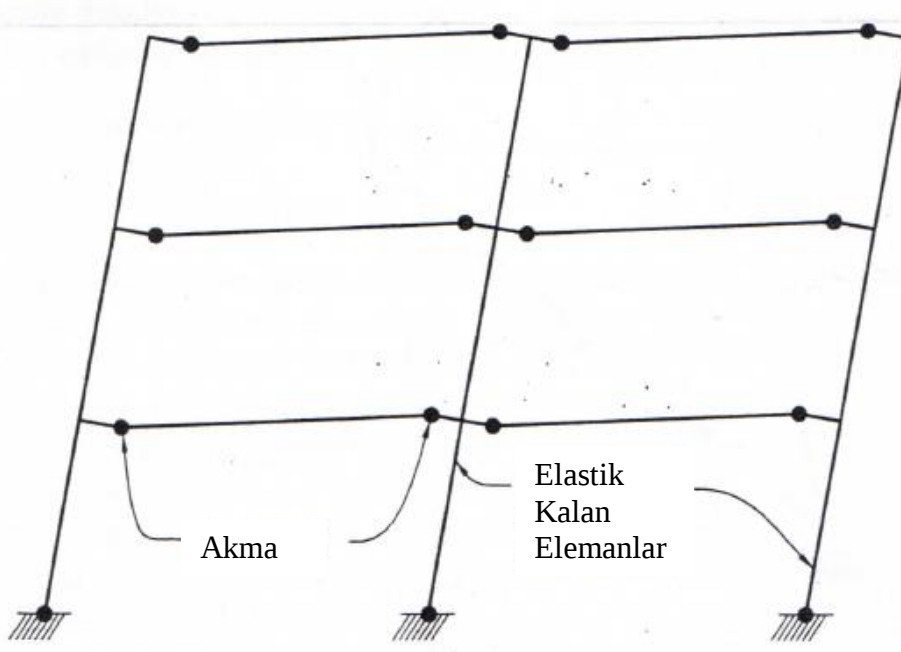
Davranış spektrumundan yararlanarak tanımlanan elastik deprem yükleri, taşıyıcı sistem davranışının doğrusal elastik olması ve böylece sistemde hiç bir hasarın oluşmaması durumuna karşı gelmektedir. Ancak, şiddetli depremlerin etkisi altında elastik deprem yükleri çok büyük değerlere ulaşır ve bu değerler ile gerçekleştirilen bina tasarımı ekonomik olmaz. Bu nedenle, şiddetli depremlerde bina taşıyıcı sisteminin bazı elemanları doğrusal olmayan davranış gösterecek biçimde tasarlanır, yani bazı elemanlarda belirli düzeyde hasara bilerek izin verilir.

Tasarım depremi altında yapı sisteminin doğrusal-elastik sınır ötesindeki davranışının göz önüne alındığı bu yaklaşım kapasite tasarımı olarak tanımlanır. Ekonomik ve yeter derecede güvenli sonuç veren bu yaklaşımda, deprem yükü,

taşıyıcı sistemde öngörülen süneklik kapasitesine bağlı olarak tasarımcının sisteme sağladığı dayanımla doğrudan ilişkilidir.

Yapı elemanlarının dayanımlarında önemli bir azalma olmaksızın büyük deformasyon yapabilme yeteneklerini sürdürebilmelerine süneklik denir. Süneklik yapı elemanlarının detaylandırılması hususunda dikkat edilmesi gereken koşulların başında gelir. Tasarımda plastikleşmesi öngörülen yapı elemanlarının bu performans hedefini sağlayabilecek kesit özelliklerine sahip olması gerekmektedir. Burada dikkat edilmesi gereken bir diğer önemli husus ise yapının bu davranışını sergileyebilmesi için birleşimlerin yeterli dayanıma sahip olmaları gerekir. Çelik yapılarda, dayanımlarında büyük azalma olmaksızın elastik ötesi davranışı devam ettirebilen ve deprem enerjisinin bir kısmının dağıtılmasını sağlayabilecek süneklikte elemanların bulunması, bu yapıların deprem yükleri altında yeterli performans gösterebilmelerini sağlar. Genel olarak günümüz deprem yönetmeliklerinde de, (örneğin; AISC 341-10: *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, F3*), deprem yükü taşıyıcı sistemler öngörülen süneklik düzeylerine bağlı olarak sınıflandırılır ve tasarım koşulları öngörülen süneklik düzeylerinin gerçekleştirilmesi amacıyla verilir. Bu yönetmeliklerde tanımlanan maksimum yer hareketleri etkisi altında, yapısal elemanların elastik ötesi davranışlarını göçme ortaya çıkmadan sürdürebilmeleri ve yapının yıkılma olasılığının düşük olması hedeflenmektedir. Tasarım depremi altında bina taşıyıcı sisteminin doğrusal-elastik ötesi davranışının göz önüne alındığı bu yaklaşımda boyutlandırma, kapasite tasarımı ilkelerine dayandırılmaktadır. Bu yaklaşım, öngörülen sünek davranışı gerçekleştirebilecek en uygun mekanizma durumunun taşıyıcı sistemde oluşmasına dayanır. Diğer bir deyişle, doğrusal elastik sınırın ötesinde şekil değiştirme yapabilmesi beklenen sistemde, elastik ötesi şekil değiştirmelerin oluşması öngörülen bölgeler, ani ve gevrek göçme ortaya çıkmadan, yeterli süneklik düzeyine sahip olacak şekilde boyutlandırılmalıdır.

Deprem kuvvetine karşı dayanıklı sistemlerde beklenen sünek davranış için en uygun mekanizma durumunun oluşması öngörülür ve sadece belirli elemanlarda doğrusal-elastik sınır ötesinde şekil değiştirmelere izin verilir. Deprem etkisi altında taşıyıcı sistemde meydana gelen doğrusal olmayan yapı davranışı dikkate almak amacıyla elastik deprem yükleri, taşıyıcı sistemin türüne ve süneklik düzeyine bağlı olarak deprem yükü azaltma katsayısı R 'ye bölünerek azaltılır. Bu aşamada tasarımda kullanılacak olan R katsayısının yapının davranışına göre seçimi önemlidir.



Şekil 1.6 : Sünek moment çerçeve (AISC Seismic Design M.).

Bu amaçla, deprem kuvveti taşıyıcı sistemlerin plastik davranış beklenen elemanlarında elastik ötesi şekil değiştirmelerin oluşmasından önce sistemin elastik kalması öngörülen tüm elemanları ve birleşim detayları ani ve gevrek göçme meydana gelmeyecek şekilde boyutlandırılır. Bunun sağlanabilmesi için, elastik kalması öngörülen elemanlarda deprem etkilerinin Ω_o (*dayanım fazlalığı*) artırma katsayısı ile çarpılmasıyla belirlenen artırılmış deprem etkileri kullanılır.

ASCE7-10(*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*)’da binaların tasarımında gözönüne alınacak tasarım depremi şiddetli depreme karşı gelmektedir. Tasarım depremi aktif fayların yakınlığı ve bu fayların aktiflik derecelerine dayanmaktadır. ASCE 7-10’da basit sınıftaki yapıların tasarımında (I. ve II. Risk kategorisinde) hesaba katılan yer hareketlerinin aşılma olasılığı %10’dan fazla değildir. Ancak aktif faylara yakın sayılabilecek bölgelerde tasarım 50 yılda aşılma olasılığı %1 olan yer hareketlerine göre yapılır.

Çeşitli şiddetlerdeki depremlerden sonra yapının onarılabilir veya kullanılabilir olması önemlidir. Bu durum yapılarda performans farklılıkları olarak risk kategorileri adı altında ASCE 7-10’da göz önünde bulundurulurken, AISC-341-10’da öncelikli olarak can güvenliği performans seviyesi hedeflemektedir. Bu nedenle, Amerika Birleşik Devletlerin’de yapıların sismik tasarımında AISC-341-10 ve ASCE 7-10 yönetmeliklerindeki koşulların birlikte kullanılması benimsenmektedir.

ASCE 7-10'da hedeflenen performans seviyelerine göre I, II, III, IV olmak üzere dört adet risk kategorisi vardır. Yapının deprem etkileri altındaki tasarımında bu risk kategorileri ile sismik tasarım kategorisi ve önem katsayısı parametreleri birlikte hesaba katılır. Sismik tasarım bölgeleri AISC-341-10'da A, B, C, D, E ve F olmak üzere 6 gruba ayrılmıştır.

ASCE 7-10'da deprem kuvveti altındaki taşıyıcı sistemler, olası süneklik seviyelerine göre basit, orta ve özel olmak üzere 3 gruba ayrılır. Basit sistemlerde tasarım koşulları orta ve özel olarak sınıflandırılan sistemlerdeki gibi kısıtlayıcı olmadığından deprem etkileri altında bu sistemlerde sınırlı düzeyde sünek davranış beklenir. Bu sınıflandırmalar aşağıda belirtilen deprem performansı faktörleri ile ifade edilir:

- Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R)
- Dayanım fazlalığı katsayısı (Ω_0)
- Öteleme arttırma faktörü (C_d)
- Yapı önem katsayısı (I_e)
- Fazlalık faktörü (ρ)

Deprem tasarım bölgesi A olan binalar ile taşıyıcı sistem davranış katsayısı $R=3$ olan ve deprem tasarım bölgesi B veya C olan binalarda ASCE 7-10 ve AISC 341-10'da verilen sismik kuralların uygulanması gerekli değildir. Taşıyıcı sistem davranış katsayısı $R \geq 3$ olan, D veya daha yüksek deprem tasarım bölgesindeki binalarda AISC 341-10'da verilen sismik kuralların uygulanması zorunludur.

$R > 3$ seçildiği uygulamalarda, tasarım depremi altında, binada deprem kuvveti aktaracak sistem, esas alınan R katsayısı için öngörülen süneklik düzeyini sağlayacak şekilde boyutlandırılır.

ASCE 7-10'a göre, seçilen R katsayısına göre azaltılmış yatay kuvvetler altındaki elastik ötelemeler C_d öteleme arttırma faktörü ile çarpılarak yapıda yer hareketi altında meydana gelebilecek ötelemeler yaklaşık olarak daha gerçekçi tahmin edilmiş olunur. Bu arttırılmış ötelemeler kullanılarak yapıda izin verilen ötelemelerin aşılp aşılmadığı kontrol edilir.

ASCE 7-10'da verilen diğer bir önemli parametre ise ρ , fazlalık faktörü'dür. Olası hasar öngörülerek boyutlandırılan yapılar için fazlalık faktörü, ρ önemli bir özelliktir. Fazlalık faktörü göz önüne alınarak boyutlandırılan yapılar, elemanlarında önemli bir

hasar ve ani göçme ortaya çıkması durumunda dahi, diğer elemanların güvenli bir şekilde yük taşımaya devam edebilmesi için alternatif yük iletimine sahip olurlar. Yeterli fazlalık, mekanizma oluşumundan önce binada aşamalı olarak çok sayıda plastik mafsall oluşmasının sağlanmasıyla ve yapının depreme karşı dayanımının sağlanmasında tek bir eleman gerekli olmadığında elde edilir.

TDY-07 (Türk Deprem Yönetmeliği)'nde de yeni yapılacak binalar için esas alınması öngörülen tasarım depremi şiddetli depreme karşı gelmektedir. Şiddetli deprem, dönüş periyodu 475 yıl olan, diğer deyişle 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremdir. Dolayısıyla, TDY-07 yönetmeliğinde, bina önem katsayısı $I=1$ olan binalar için tasarım depreminin 50 yıllık bir süre için aşılma olasılığı %10'dur. Deprem bölgeleri birinci, ikinci, üçüncü ve dördüncü derece deprem bölgeleri olarak sınıflandırılmıştır. Beşinci derece bölgelerinde deprem tehlikesi bulunmamaktadır.

TDY-07 yönetmeliğinde süneklik düzeyi bakımından iki tür taşıyıcı sistem tanımlanmıştır: Süneklik düzeyi yüksek taşıyıcı sistemler ve süneklik düzeyi normal taşıyıcı sistemler. Özellikle deprem etkisinin daha büyük olduğu 1. ve 2. derece deprem bölgelerinde süneklik düzeyi yüksek taşıyıcı sistemlerin kullanılması zorunlu bir uygulama olarak verilmiştir. Mimari nedenlerle süneklik düzeyi yüksek taşıyıcı sistemlerin uygulanamadığı durumlarda ve/veya deprem etkisinin büyük olmadığı 3. ve 4. derece deprem bölgelerinde süneklik düzeyi normal taşıyıcı sistemlerin kullanılmasına çoğu durumda birtakım kısıtlamalar ile izin verilmiştir.

Bu sınıflandırmalarda deprem performansı taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R), dayanım fazlalığı katsayısı (Ω_0) ve yapı önem katsayısı (I_e) ile ifade edilmiş, ancak ASCE 7-10'da tanımlanan öteleme arttırma faktörü (C_d) ve fazlalık faktörü (ρ) parametreleri göz önüne alınmamıştır.

1.1 Çelik Binalar için Deprem Kuvveti Taşıyan Çerçeve Sistemler

Genel olarak deprem kuvveti taşıyan çelik çerçeve sistemleri;

- a) Moment aktaran çelik çerçeveler,
- b) Merkezi çaprazlı çelik çerçeveler,
- c) Dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler

olarak sınıflandırılırlar. Bu sistemler, yüksek süneklik düzeyi için tasarlandıklarından öngörülen süneklik düzeyini gerçekleştirecek şekilde boyutlandırılmaları gerekir.

Süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçevelerde enerjinin kiriş uçlarında birleşim bölgelerinden uzakta oluşacak plastik mafsallar ile sönmülenmesi öngörülür ve bu deformasyonlar altında kolon ve kiriş-kolon birleşimleri elastik kalacak şekilde boyutlandırılır.

Süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçevelerde çaprazların çekme etkisinde akması ve/veya basınç etkisinde burkulması ile ortaya çıkacak bir plastik davranış ile enerjinin sönmülenmesi öngörülür ve bu deformasyonlar altında çapraz-kiriş-kolon birleşimleri, kiriş-kolon birleşimleri, kolonlar ve kirişler elastik kalacak şekilde boyutlandırılır.

Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerde bağ kirişlerinde kayma ve/veya eğilme akması ile ortaya çıkacak bir plastik davranış ile enerjinin sönmülenmesi öngörülür ve bu deformasyonlar altında bağ kirişi dışındaki çapraz-kiriş-kolon birleşimleri, kiriş-kolon birleşimleri, kolonlar ve kirişler elastik kalacak şekilde boyutlandırılır.

ASCE 7-10 Tablo 12.2-1’de deprem tasarımı için kullanılması gereken ve yapının özelliklerine göre belirlenen katsayılar Çizelge 1.1’de verilmiştir.

Çizelge 1.1 : Çelik yapılarda kullanılan katsayılar (ASCE 7-10).

YAPI SİSTEMİ	Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (R)	Dayanım Fazlalığı Katsayısı (Ω_0)	Öteleme Arttırma Faktörü (C_d)
Dışmerkez Çaprazlı Çerçeveler	8	2	4
Moment Çerçeveler	8	3	5.5
Merkezi Çaprazlı Çerçeveler	6	2	5

Yukarıda Çizelge 1.1’de özetlenen çelik bina deprem kuvveti taşıyıcı sistemleri için deprem parametreleri TDY-07’de farklılıklar göstermektedir (Çizelge 1.2).

Çizelge 1.2 : Çelik bina taşıyıcı sistemleri için deprem parametreleri (TDY-07).

BİNA TAŞIYICI SİSTEMİ	Süneklik Düzeyi Normal Sistemler (R)	Süneklik Düzeyi Yüksek Sistemler (R)	Dayanım Fazlalığı Katsayısı (Ω_0)
(3) ÇELİK BİNALAR			
(3.1) Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar	5	8	2.5
(3.2) Deprem yüklerinin tamamının, üstteki bağlantıları mafsallı olan kolonlar tarafından taşındığı tek katlı binalar	-----	4	
(3.3) Deprem yüklerinin tamamının çaprazlı perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından taşındığı binalar			
(a) Çaprazların merkezi olması durumu	4	5	2
(b) Çaprazların dışmerkez olması durumu	-----	7	2.5
(c) Betonarme perdelerin kullanılması durumu	4	6	-----
(3.4) Deprem yüklerinin çerçeveler ile birlikte çaprazlı çelik perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar			
(a) Çaprazların merkezi olması durumu	5	6	2
(b) Çaprazların dışmerkez olması durumu	-----	8	2.5
(c) Betonarme perdelerin kullanılması durumu	4	7	-----

1.2 Çalışmanın Amacı

Bu çalışmanın amacı, süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerin, AISC-341-10'da verilen genel esaslar çerçevesinde tasarımını tamamlamak ve alınan sonuçları OpenSees programı kullanarak itme analizi yöntemi ile karşılaştırmaktır. Bunun için çalışmanın kapsamı aşağıda özetlenmiştir:

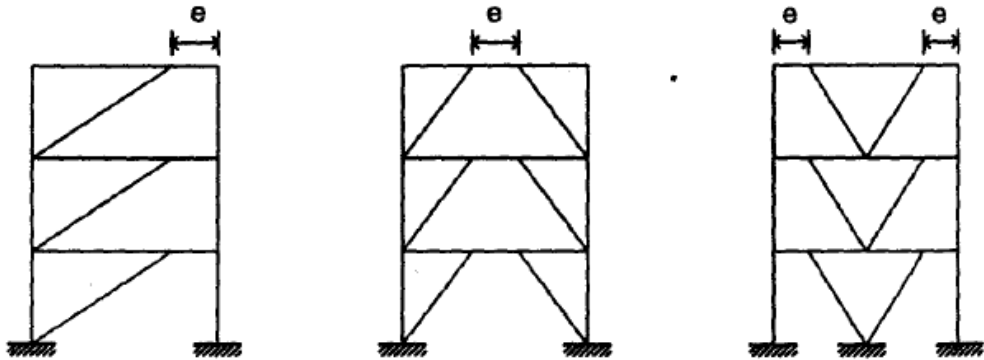
- Yapıda kullanılacak olan yükler belirlendikten sonra ön tasarım sonrası belirlenen kesitlerle 3D model oluşturularak deprem yükleri TDY-07 yönetmeliğindeki koşullar altında hesaplanmıştır.

- Bu yükler altında yapıda kesitlerde meydana gelen moment ve kesme kuvvetleri 3D modelden, normal kuvvet değerleri ise çerçeve çıkarılarak elde edilmiştir.
- Bu iç kuvvetler altında kesitlerin kapasiteleri AISC 341-10 ve AISC 360-10 yönetmeliklerinde yer alan koşullara göre belirlenmiştir.
- Bu tez çalışması kapsamında hesaplanan kesitler OpenSees programı kullanılarak itme analizi yöntemi ile kontrol edilmiştir.
- OpenSees programı yardımıyla yapılan itme analizi eğrileri yardımıyla yapının 3 farklı varsayım ile hesaplanan taban kesme kuvvetleri kullanılarak dayanım fazlalığı katsayıları hesaplanmıştır.

2. SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI ÇELİK ÇERÇEVELER

Dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler, merkezi çaprazlı çelik çerçeve sistemlerin sahip olduğu yatay rijitliğe ve moment aktaran çelik çerçeve sistemlerin sahip olduğu süneklik seviyesine sahip olan karma sistemlerdir. Dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler, çaprazların bir ucunun çerçeve düğüm noktasına dışmerkezlilik yaratacak şekilde bağlanmasıyla oluşur. Bu bağlantıda kiriş ile çaprazın kesişimi ile çerçeve düğüm noktası arasında kalan eleman kesme ve eğilmeye çalışan bağ kirişi olarak adlandırılır. Bu bağ kirişi elemanı tasarım ve detaylandırmayı belirleyen eleman olup, bu çerçeve sisteminde elastik olmayan davranışın öncelikli olarak ortaya çıkacağı eleman olarak değerlendirilir. Dışmerkez çerçeve sisteminin diğer elemanlarının ise elastik davranışlarını devam ettirebilecek yeterli dayanıma sahip olmaları gerekmektedir.

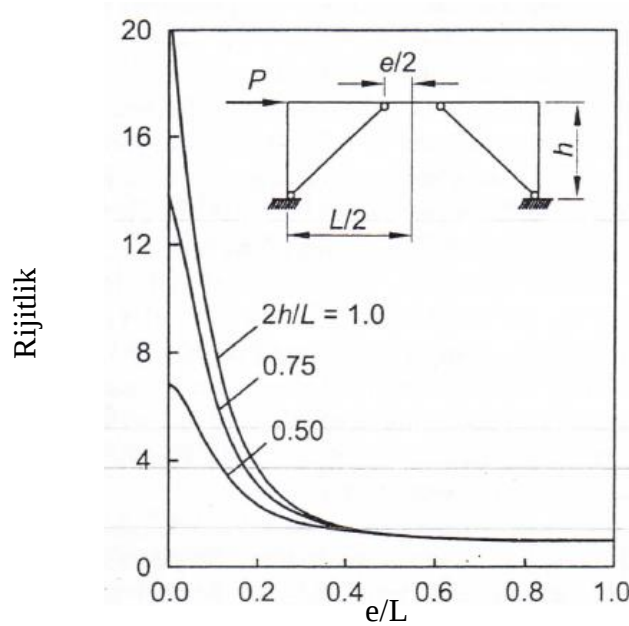
Dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler mimari açıdan uygun olup, yapıda taşıyıcı olmayan elemanlarda olası yatay öteleme sebebiyle hasar meydana gelmesini engellemek amacıyla yeterli yatay rijitliğe sahip olması nedeniyle tercih edilebilen sistemlerdir. Ayrıca dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerde, diğer deprem yükleri taşıyan sistemlere oranla, daha yüksek bir taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R) kullanılması bu sistemlerin ekonomik olmasını ve bu nedenle tercih edilmesini sağlayan önemli faktörlerden biridir. Şekil 2.1’de yaygın olarak kullanılan dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve formları görülmektedir.



Şekil 2.1 : Dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler.

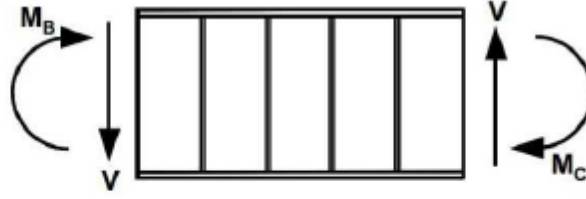
Daha önceden de bahsedildiği gibi bağ kirişi elemanı bu sistemlerin tasarımında belirleyici nokta olup, yönetmeliklerde geniş bir yere sahiptir ve bu elemanın deprem yükleri altında güvenilebilir ve sünek performans göstermesi sağlanması istenir. Bağ kirişi elemanlarında bazı özel durumlar haricinde yüksek süneklik seviyesine sahip elemanlar için verilen enkesit koşullarının sağlanması istenir. Ancak bağ kirişi elemanı uzunluğunun ($e < 1.6M_p/V_p$) olması durumunda, AISC 341-10'da kısmi süneklik seviyesine sahip elemanlar için verilen enkesit koşullarının sağlanmasına izin verilmektedir.

Bağ kirişi elemanının karakteristik kesme dayanımı, V_n bu elemanın kesme kuvveti kapasitesi (V_p) ve eğilme dayanımından yararlanılarak hesaplanan kesme kuvvetinden ($2M_p/e$) minimum olanı olarak hesaba alınır. Ayrıca bağ kirişi elemanına etki eden eksenel kuvvetin $0.15 \cdot P_y$ değerini aşması durumunda bazı ek koşullar verilmektedir. Bu koşullar, yüksek eksenel kuvvet durumunda düşük kesme dayanımını sınırlandırmak ve inelastik davranışta elemanın stabilitesini daha fazla sağlamak amacıyla verilmektedir. Tasarım aşamasında göz önüne alınması gereken bir diğer önemli husus ise bağ kirişi elemanının uzunluğudur. Bu uzunluk (L) ile ilişkilendirilecek olursa e/L 'nin "0" değerine yaklaşması durumunda dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler ile merkezi çaprazlı çelik çerçeveler aynı yatay rijitliği sergilerken bu değer "1" değerine yaklaşması durumunda bu sistemler moment çerçeve çelik sistemlere benzer davranış sergilerler. Bu ilişki Şekil 2.2'de verilmiştir.

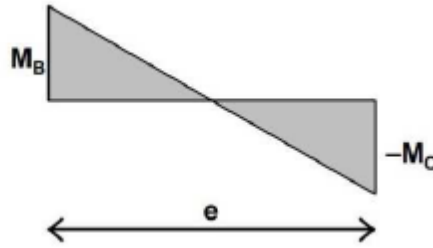


Şekil 2.2 : Bağ kirişi uzunluğu-rijitlik ilişkisi (AISC Seismic Design M.).

Bağ kirişinin boyu bağ kirişinin davranışı hakkında bilgi verir. Şekil 2.3'teki bağ kirişinin serbest cisim diyagramı Şekil 2.4'te görülmektedir.



Şekil 2.3 : Bağ kirişi.



Şekil 2.4 : Bağ kirişi serbest cisim diyagramı.

Eksenel yük etkisi ve eğilme momenti ile kesme kuvveti etkileşimi ihmal edilirse, M_C ve M_B momentlerinin her ikisi de M_p plastik momentine ulaştığında, bağ kirişi elemanının her iki ucunda plastik mafsall oluşur. Ayrıca, V kesme kuvveti de V_p plastik kesme kuvvetine ulaştığında kesme mafsalı oluşur. M_C ve M_B uç momentleri eşit olacağından, statik dengeden $2M=V \cdot e$ olacağı kolaylıkla görülebilir. Buradan, plastik mafsal ile kesme mafsalının aynı anda oluşmasına karşı gelen bağ kirişi uzunluğu aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$e = 2M_p/V_p$$

Bağ kirişinin uzunluğu, bu ifade ile hesaplanan değerden kısa ise kesme mafsalı oluşacaktır. Eğer, bu değerden uzun ise bağ kirişinin her iki ucunda plastik mafsal oluşacaktır. Bu duruma karşı gelen kesme kuvveti,

$$V_p = 2M_p/e$$

olarak hesaplanır. Ancak, yapılan deneysel araştırmaların sonuçları, yeterli seviyede rijitleştirilmiş kısa bağ kirişlerinin pekleşme bölgesi etkisiyle $1.5V_p$ değerine eşit kesme kuvvetini taşıyabildiklerini göstermiştir. Kesme akması etkisindeki bağ kirişinin uç momentleri, gerilme pekleşmesi nedeniyle artmaya devam edebileceğinden, bağ kirişi uçlarında plastik mafsallar oluşabilir. Bağ kirişinin

başlıklarında göçme oluşmaması için uç momentlerindeki artış, $1.2M_p$ ile sınırlandırılır. Bu nedenle, yönetmeliklerde, kesme akması etkisindeki bağ kirişi uzunluğu aşağıdaki ifade ile sınırlandırılır:

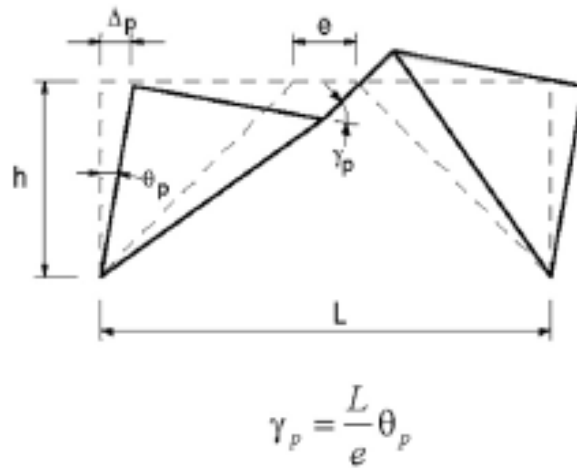
$$e \leq 2 \cdot (1.2M_p) / 1.5V_p = 1.6 \cdot M_p / V_p$$

Sonuç olarak,

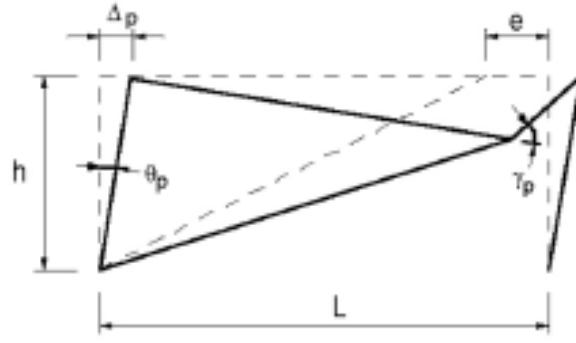
- $e = 2M_p/V_p$ ise akma durumu eğilme ve kesme arasında dengelidir.
- $e \leq 1.6M_p/V_p$ ise bağ kirişi elemanı davranışı kesme kontrollüdür.
- $e > 2.6M_p/V_p$ ise bağ kirişi elemanı davranışı eğilme kontrollüdür.
- $1.6M_p/V_p < e < 2.6M_p/V_p$ ise bağ kirişinde aynı anda kesme ve eğilme kombinasyonu ile akma ortaya çıkar.

Elemanın kesme kontrollü olması eğilme kontrollü olmasına göre daha güvenilir olduğundan bağ kirişi elemanının boyunu bağ kirişi davranışının kesme kontrollü olmasını sağlayacak şekilde kısa tutmak avantajlıdır. Bu nedenle tasarımda öncelikli hedef bağ kirişi elemanı boyunu $1.6 \cdot M_p/V_p$ değerinden kısa tutmaktır. Başlangıçta bağ kirişi elemanı boyunu $1.3 \cdot M_p/V_p$ olarak seçip tasarıma başlamak, daha sonradan bu elemanın boyutları ve çerçeve geometrisi değişiminde tasarımcıya bir miktar esneklik sağlar.

Çerçevenin tümsel sünekliği için elemanın M_p/V_p oranı için bağ kirişi dönme açısıyla ilgili koşullar sağlanmalıdır. Bu hesap için ilgili hesaplar Şekil 2.5, 2.6 ve 2.7’de verilmiştir.

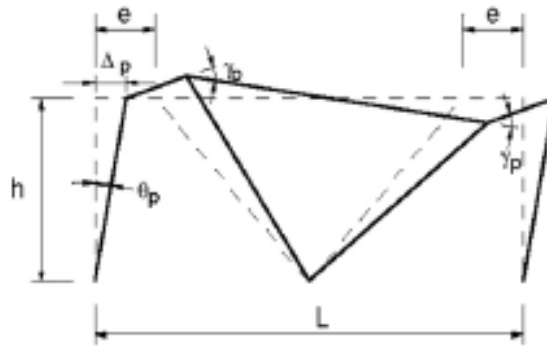


Şekil 2.5 : Bağ kirişi dönme açısı hesabı-1 (ASCE 7-10).



$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p$$

Şekil 2.6 : Bağ kirişi dönme açısı hesabı-2 (ASCE 7-10).



$$\gamma_p = \frac{L}{2e} \theta_p$$

Şekil 2.7 : Bağ kirişi dönme açısı hesabı-3 (ASCE 7-10).

L: Açıklık uzunluğu

h: Kat yüksekliği

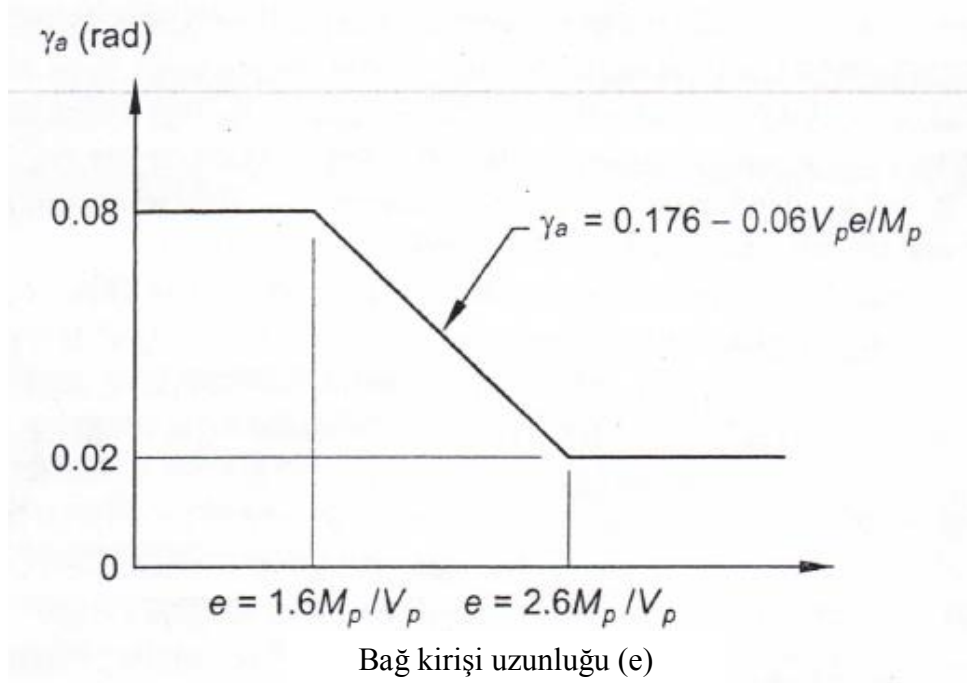
Δ_p : Plastik görelî kat ötelemesi

θ_p : Plastik kat öteleme açısı, rad ($=\Delta_p/h$)

γ_p : Plastik bağ kirişi elemanı dönme açısı, rad)

- $e \leq 1.6M_p/V_p$ ise $\gamma_p = 0.08$ rad
- $e \geq 2.6M_p/V_p$ ise $\gamma_p = 0.02$ rad
- $1.6M_p/V_p < e < 2.6M_p/V_p$ ise γ_p 0.02 ile 0.08 rad değerleri arasında interpolasyon ile hesaplanır.

Bu oranlar Şekil 2.7'de görsel olarak ifade edilmiştir.



Şekil 2.8 : Bağ kirişi dönme açısı–uzunluğu ilişkisi (AISC Seismic Design M.).

Tasarımda bağ kirişi elemanı boyunca berkitme levhaları kullanımı öngörülmektedir. Kullanılacak berkitme levhaları arasındaki mesafeler bağ kirişi elemanı boyuna göre değişir.

Bağ kirişinin kesitine karar verildikten sonra bu elemanın diğer elemanlar ile bağlantısı güvenli bir şekilde sağlanmalıdır. Bağ kirişi elemanın doğrudan kolona bağlandığı durumlarda bir takım özel gereklilikler yönetmeliklerde verilmektedir. Bağ kirişi elemanı-kolon birleşimi, bağ kirişi uzunluğuna bağlı olarak verilen bağ kirişi dönme açısına ulaşılmasını sağlamalıdır. İlave olarak, birleşim bu öngörülen dönme açısına ulaşıldığında olası $R_y \cdot V_n$ bağ kirişi kayma dayanımını aktarabilmelidir. Bu tarz birleşimler yine aynı yönetmelikte moment aktaran çerçeve çelik sistemler için yeterliliği kanıtlanmış birleşimler olarak tanımlanan birleşimlerin özelliklerini ve niteliklerini karşılamalıdır. I kesitli bağ kirişi elemanında plastik mafsal oluşması muhtemel noktalarda üst başlık ve alt başlıklar yanal olarak mesnetlenmelidir. Bu mesnetler yönetmeliklerde tanımlanan dayanım ve rijitlik koşullarını yerine getirmelidir.

Bağ kirişi elemanı tasarımı tamamlandıktan sonra çaprazların, bağ kirişi dışında kalan kirişlerin, bu kirişlerin kolonlarla bağlantısının, kolonların ve kolonların temele bağlantısının tasarımı tamamlanmalıdır. Dışmerkez çaprazlı sistemlerin doğasından

dolayı çapraz elemanlar bağ kirişinin öngörülen dönmesi nedeniyle büyük eksenel kuvvet ve eğilme kuvvetleri etkisinde kalabilir. Bu nedenle bu çapraz elemanlar, bağ kirişinin beklenen kesme dayanımıyla uyumlu olan deprem kuvvetleri göz önünde bulundurularak belirlenen eğilme ve eksenel kuvvete göre tasarlanmalıdır.

Bu sistemdeki kolonlar, yüksek sünek elemanlar için verilen enkesit koşullarını sağlamalıdır. Bu kolonların tasarımı, tıpkı aprazların tasarımında olduğu gibi, gözönüne alınan kolonun üstündeki bağ kirişlerinin olası kesme dayanımları gözönüne alınarak belirlenecek kuvvetler ile yapılmalıdır.

Yukarıda davranışı ve tasarım ayrıntıları özetlenen dışmerkez aprazlı elik çerçeveler için AISC-341-10 yönetmeliğinde verilen tasarım koşulları Bölüm (3)'te detaylı olarak verilmiştir.

3. DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI ÇELİK ÇERÇEVELERDE AISC-341-10 KOŞULLARI

3.1 Kapsam

AISC 341-10 Bölüm F.3'te dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve sistemler ile ilgili yerine getirilmesi zorunlu olan koşullar anlatılmaktadır.

3.2 Tasarım İlkeleri

Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler, deprem etkileri altında bağ kirişlerinin önemli ölçüde doğrusal olmayan kesme ve eğilme şekil değiştirmesi yapabilme özelliğine sahip olduğu yatay yük taşıyıcı sistemleridir. Bu sistemler, bağ kirişlerinin plastik şekil değiştirmesi sırasında, kolonların, çaprazların ve bağ kirişi dışındaki diğer kirişlerin elastik bölgede kalması sağlanacak şekilde boyutlandırılır. Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerin boyutlandırılmasında uygulanacak kurallar aşağıda verilmiştir.

3.3 Analiz

Çaprazların, bu çaprazların birleşimlerinin, bağ kirişlerinin dışında kalan kirişlerin ve kolonların gerekli dayanımları arttırılmış deprem etkilerini de kapsayan yük birleşimlerine göre hesaplanmalıdır. E_{mh} *arttırılmış deprem etkileri* doğrusal olmayan davranışın gerçekleşmesi beklenen bağ kirişinde, malzeme dayanımındaki artış ve pekleşme etkisi dikkate alınarak elde edilen uyumlu kesme kuvveti göz önüne alınarak öngörülen mekanizma durumu ile belirlenmelidir.

Bağ kirişinin dayanım fazlalığını içeren uyumlu kesme kuvveti kapasiteleri bağ kirişinin nominal kesme dayanımlarının R_y katı olarak hesaplanır. R_y katsayısı I kesitler için 1.25, kutu kesitler için 1.4 alınarak hesap yapılır. Ancak bazı özel durumlarda bu durum farklı bir şekilde hesaba katılır. Bu özel durumlar;

- 3-4 kat çaprazlarla tutulu olan kolonlarda ve bağ kirişinin dışında kalan kirişlerin hesabında, dayanım fazlalığını içeren E_{mh} *arttırılmış deprem etkili*

yük birleşimlerinde yatay deprem kuvvetleri için alınan dayanım fazlalığı katsayısı 0.88 katsayısı ile azaltılabilir.

- Deprem kuvvetlerinden kaynaklanan ötelemeler sebebiyle meydana gelen eğilme kuvvetleri ihmal edilebilir. Ancak yatay olarak tutulu noktalar arasında kolonlara etki eden kuvvetler nedeniyle meydana gelen momentler hesaba katılmalıdır.
- Kolonlardaki gerekli dayanım; temeldeki çekmeden kaynaklanan dönmeye karşı koyan kuvvetler ve aynı yönetmelikte Bölüm C3'te anlatılan lineer olmayan analiz ile hesaplanan kuvvetlerin en küçüğünü aşmamalıdır.

Bağ kirişinin elastik olmayan dönmesi tasarım kat ötelemelerini elastik olmayan kısımları olarak tanımlanabilir. Ancak alternatif bir yöntem olarak Bölüm C3'te anlatılan lineer olmayan analiz yöntemi ile de tanımlanabilir.

3.4 Sistem Koşulları

3.4.1 Bağ kirişi dönme açısı

Bağ kirişinin dönme açısı; toplam kat ötelemesi tasarım kat ötelemesine eşit olduğu anda, bağ kirişi ve bu bağ kirişinin dışında kalan kirişler arasındaki elastik olmayan açıdır. Bu açı aşağıda detaylı olarak verilen bağıntılarla tanımlanan değerleri aşmamalıdır.

(a) Bağ kirişi uzunluğunun $1.6M_p / V_p$ 'ye eşit veya daha küçük olması halinde 0.08 radyan.

(b) Bağ kirişi uzunluğunun $2.6M_p / V_p$ 'ye eşit veya daha büyük olması halinde 0.02 radyan.

Bağ kirişi uzunluğunun bu iki sınır değer arasında olması halinde doğrusal interpolasyon yapılacaktır.

e = bağ kirişi boyu

M_p = Bağ kirişi plastik moment kapasitesi

V_p = Bağ kirişi plastik kesme kapasitesi

3.4.2 Bağ kirişinin yanal mesnetlenmesi

I kesitli bağ kirişinin bitiminde üst başlık ve alt başlıklar yanal doğrultuda mesnetlenmelidir. Bu mesnetler plastik mafsall oluşması muhtemel yerlerde yeterli rijitliğe ve dayanıma sahip olmalıdır.

3.5 Elemanlar

3.5.1 Temel koşullar

- Çaprazlar Bölüm D.1.1’de süneklik düzeyi normal elemanlar için verilen enkesit koşullarını sağlamalıdır.
- Kolonlar bölüm D.1.1b’de süneklik düzeyi yüksek elemanlar için verilen enkesit koşullarını sağlamalıdır.
- Bağ kirişi dışında kalan kirişler eğer bağ kirişi ile aynı kesite sahip değilse bölüm D.1.1’de süneklik düzeyi normal elemanlar için verilen enkesit koşullarını sağlamalıdır.

3.5.2 Bağ kirişleri

Bağ kirişleri; çaprazların eksenleri ile kiriş ekseninin kesişimi arasında kalan dışmerkezlik sebebiyle meydana gelen kesme ve eğilmeye karşı dayanıklı olan yapı elemanlarıdır.

3.5.2.1 Sınırlamalar

Bağ kirişleri olarak I kesitli (haddelenmiş geniş başlıklı veya yapma kesitli) veya yapma kutu kesitli elemanlar kullanılmalıdır. Bağ kirişleri süneklik düzeyi yüksek elemanlar için verilen enkesit koşullarını sağlamalıdır. Ancak I kesitli ve uzunluğu $1.6M_p/V_p$ değerinden daha düşük olan bağ kirişleri kısmi sünek elemanlar için verilen enkesit koşullarını sağlamalıdır.

- Bağ kirişlerinin gövdesi veya gövdeleri tek parçadan oluşmalıdır.
- Yapma kesitli bağ kirişlerinde, başlıklar ve gövde birleşim noktalarında tam penetrasyonlu kaynak kullanılmalıdır.
- Yapma kesitli kutu kesitlerde, dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve sisteminin düzlemine göre atalet momenti diğer yöndeki atalet momentinin 0.67 katından büyük olmalıdır. $I_y > 0.67 I_x$.

3.5.2.2 Kesme dayanımı

Bağ kirişinin kesme dayanımı, $V_n * \phi_v$ (LRFD) ve güvenli kesme dayanımı, V_n/Ω (ASD) gövdede kesme akması ve kesitin eğilme akması sınır durumundan bulunan en küçük kesme dayanımı olarak alınır. Her iki sınır durum için,

$$\phi_v = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 1.67 \text{ (ASD)}$$

(a) Kesme akması sınır durumunda:

$$V_n = V_p \quad (3.1)$$

$$P_r / P_c \leq 0.15 \text{ için } V_p = 0.6 * F_y * A_{tw} \quad (3.2)$$

$$P_r / P_c > 0.15 \text{ için } V_p = 0.6 * F_y * A_{tw} \sqrt{1 - \left(\frac{P_r}{P_c} \right)^2} \quad (3.3)$$

$$I \text{ kesitli bağ kirişi elemanları için } A_{tw} = (h - 2t_f)t_w \quad (3.4)$$

$$Kutu kesitli bağ kirişi elemanları için } A_{tw} = 2(h - 2t_f)t_w \quad (3.5)$$

h = Kesit Yüksekliği; t_f = Başlık kalınlığı; t_w = Gövde kalınlığı

P_r = (LRFD) için P_u veya (ASD) için P_a olmak üzere gerekli eksenel dayanım
(ilgili yük birleşimleri ile belirlenmiş)

P_c = (LRFD) için P_y veya (ASD) için $P_y / 1.5$

P_y = Karakteristik akma dayanımı = $F_y A_g$

(b) Eğilme sınır durumunda:

$$V_n = 2M_p / e \quad (3.6)$$

$$P_r / P_c \leq 0.15 \text{ durumunda } M_p = F_y Z \quad (3.7)$$

$$P_r / P_c > 0.15 \text{ durumunda } M_p = F_y * Z * \left(\frac{1 - P_r / P_c}{0.85} \right) \quad (3.8)$$

Z = Plastik mukavemet momenti

e = Bağ kirişi uzunluğu

3.5.2.3 Bağ kirişi uzunluğu

Eğer $P_r/P_c > 0.15$ ise bağ kirişi uzunluğu boyu aşağıdaki değerler ile sınırlandırılmıştır.

$$\rho' = \frac{P_r/P_c}{V_r/V_c} \quad (3.9)$$

V_r = (LRFD) için V_u veya (ASD) için V_a olmak üzere gerekli kesme dayanımı

ilgili yük birleşimleri ile belirlenmiş)

V_c = (LRFD) için V_y veya (ASD) için $V_y/1.5$

V_y (Karakteristik kesme dayanımı) = $0.6F_yA_{tw}$

$\rho' \leq 0.5$ ise

$$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$$

$\rho' > 0.5$ ise

$$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p} (1.15 - 0.3\rho')$$

3.5.2.4 I kesitler için rijitlik (berkitme) levhası

Çaprazların birleştiği yerlerde bağ kirişinin derinliği kadar kesitin her iki tarafına da berkitme levhaları kullanılmalıdır. Bu berkitme levhalarının genişliği $(b_f/2 - t_w)$ değerinden; kalınlığı ise $(0.75t_w)$ veya 10 mm değerinden büyük olanından daha küçük olmamalıdır. Burada b_f kesit başlık genişliğini, t_w ise kesit gövde kalınlığını temsil etmektedir.

Ayrıca bağ kirişinin orta bölgelerinde de aşağıdaki durumların mevcut olması durumunda berkitme levhaları kullanılmalıdır.

a) Bağ kirişinin boyu $e \leq 1.6 \left(\frac{M_p}{V_p} \right)$ olduğu durumlarda; bağ kirişinin dönme

açısı 0.08 rad ise bağ kirişinin orta bölgelerinde aralıkları $(30t_w - d/5)$

değerini aşmamak üzere berkitme levhaları kullanılmalıdır. Bağ kirişinin

dönme açısı 0.02 rad değerine eşit veya daha küçükse bu berkitme levhaları aralığı $(52t_w - d / 5)$ değerini aşmamalıdır. Bağ kirişinin dönme açısı bu değerlerin arasında ise berkitme levhaları aralıkları için bu değerler arasında lineer interpolasyon yapılır.

- b) Bağ kirişinin boyu $e \geq 2.6 \left(\frac{M_p}{V_p} \right)$ ve $e < 5 \left(\frac{M_p}{V_p} \right)$ ise bağ kirişi boyunca kullanılan bu berkitme levhaları bağ kirişinin bitiminden sonra $1.5b_f$ değeri kadar daha devam ettirilmelidir.
- c) Bağ kirişinin boyu $1.6 \left(\frac{M_p}{V_p} \right)$ ve $2.6 \left(\frac{M_p}{V_p} \right)$ değerleri arasında ise (a) ve (b) koşulları birlikte yerine getirilmelidir.

Eğer bağ kirişinin boyu $e > 5 \left(\frac{M_p}{V_p} \right)$ ise bağ kirişinin orta bölgelerinde berkitme levhasının kullanımına gerek yoktur.

Bağ kirişinin orta bölgelerinde kullanılması gereken bu berkitme levhalarının derinliği bağ kirişinin derinliği kadar olmalıdır.

Eğer bağ kirişinin derinliği 635 mm'den daha az ise bağ kirişinin orta bölgelerinde kullanılan berkitme levhaları gövdenin tek bir tarafında kullanılabilir.

Tek tarafta kullanılan bu berkitme levhalarının kalınlığı t_w veya 10 mm değerlerinden büyük olanından daha az olmamalıdır.

Eğer bağ kirişinin derinliği 635 mm'den daha fazla ise bağ kirişlerinin orta bölgelerinde gövdenin her iki tarafına da yukarıdaki koşulları sağlayan berkitme levhaları kullanılmalıdır.

Bu berkitme levhalarının bağ kirişinin gövdesi ile bağlantısını sağlayan kaynak dayanımı;

A_{st} = Berkitme levhasının yatay kesit alanı;

F_y = Berkitme levhası akma dayanımı olmak üzere;

(LRFD) için $F_y A_{st}$;

(ASD) için $F_y A_{st} / 1.5$

değerlerini sağlamalıdır.

Bu berkitme levhalarının bağ kirişinin başlığı ile bağlantısını sağlayan kaynak dayanımı;

(LRFD) için $F_y A_{st} / 4$;

(ASD) için $F_y A_{st} / 4 * (1.5)$

değerlerini sağlamalıdır.

3.5.2.5 Kutu kesitlerde berkitme levhası

Çaprazların birleştiği yerlerde bağ kirişinin derinliği kadar kesitin tek bir tarafında berkitme levhaları kullanılmalıdır. Bu berkitme levhalarının, bağ kirişinin gövdesini içine veya dışına kaynaklanmasına izin verilmektedir. Bu berkitme levhalarının genişliği $(b / 2)$ değerinden; kalınlığı ise $(0.75t_w)$ ya da 13 mm değerinden büyük olanından daha küçük olmamalıdır. Burada b kutu kesitin iç genişliğini ifade etmektedir.

Ayrıca bağ kirişlerinin orta bölgelerinde de aşağıdaki durumların mevcut olması durumunda berkitme levhaları kullanılmalıdır.

h = Kesit yüksekliği; d = temiz gövde yüksekliği olmak üzere;

- a) Bağ kirişinin boyu $e \leq 1.6 \left(\frac{M_p}{V_p} \right)$ olduğu durumlarda; bağ kirişinin enkesit koşulları yani $h / t_w \geq 0.64 \sqrt{E / F_y}$ ise, bağ kirişlerinin orta bölgelerinde gövdenin tek bir tarafında berkitme levhaları kullanılmalıdır ve bu berkitme levhalarının aralıkları $20t_w - (d - 2t_f) / 8$ değerini aşmamalıdır.
- b) Bağ kirişinin boyu $e \leq 1.6 \left(\frac{M_p}{V_p} \right)$ olduğu durumlarda; bağ kirişlerinin enkesit koşulları yani $h / t_w < 0.64 \sqrt{E / F_y}$ ise bağ kirişlerinin orta bölgelerinde berkitme levhası kullanımına gerek yoktur.
- c) Bağ kirişinin boyu $e \geq 1.6 \left(\frac{M_p}{V_p} \right)$ ise bağ kirişlerinin orta bölgelerinde berkitme levhası kullanımına gerek yoktur.

Bağ kirişinin orta bölgelerinde kullanılması gereken bu berkitme levhalarının derinliği bağ kirişinin derinliği kadar olmalıdır ve bağ kirişinin gövdesinin içine veya dışına kaynaklanmasına müsaade edilmektedir.

Bu berkitme levhalarının bağ kirişinin gövdesi ile bağlantısını sağlayan kaynak dayanımı;

A_{st} = Berkitme levhasının yatay kesit alanı;

F_y =Berkitme levhası akma gerilmesi olmak üzere;

LRFD için $F_y A_{st}$;

ASD için $F_y A_{st} / 1.5$

değerlerini sağlamalıdır.

Bu berkitme levhalarının bağ kirişinin başlığı ile bağlantısını sağlayacak kaynak dayanımı;

LRFD için $F_y A_{st} / 4$;

ASD için $F_y A_{st} / 4(1.5)$

değerlerini sağlamalıdır.

3.6 Birleşimler

3.6.1 Kritik kaynak talebi

Aşağıda tanımlanan bölgelerde kullanılan kaynaklar kritik kaynak talebi olan kaynaklardır ve yine aynı yönetmelikte verilen koşulları sağlamalıdır (Bölüm A3.4b ve I2.3).

- Kolon eklerindeki küt kaynaklar
- Kolon tabaka levhası kaynakları
- Kolon-kiriş birleşim bölgesindeki kaynaklar
- Bağ kirişinin doğrudan kolona birleştiği durumlarda başlıkların ve gövdenin kolonla birleşimindeki kaynaklar
- Yapma kesitli bağ kirişlerinde gövde ve başlıkların birleşimi için kullanılan kaynaklar.

3.6.2 Kolon-kiriş birleşimleri

Çaprazların veya guse levhalarının her iki elemana da birleştiği kiriş-kolon birleşimleri aşağıda tanımlanan koşullardan herhangi birine uymalıdır.

a) Kirişin kolona birleşimi mafsallı olarak alındığında, birleşim detayı gerekli dönme açısı, 0.025 radyanı sağlayacak şekilde oluşturulacaktır. Bu bağlantı detayı için yönetmelikte verilen bu koşulun sağlandığı ispatlanmış kiriş-kolon birleşim detaylarından biri kullanılacaktır.

b) Kirişin kolona birleşimi rijit olarak alındığında, birleşim aşağıda verilen moment değerlerinden küçüğünü aktaracak şekilde boyutlandırılacaktır. Bu momentler, arttırılmış diyafram kuvveti ile birlikte değerlendirilecektir.

1) Kirişin plastikleşme momenti M_p ' nin (LRFD) için $1.1R_y$ veya (ASD) için $1.1R_y/1.5$ katından oluşan moment,

2) Kolonların toplam plastikleşme momenti $\sum M_p$ nin (LRFD) için $1.1 R_y$ veya (ASD) için $1.1R_y/1.5$ katından oluşan moment

Bu moment aynı zamanda çaprazların birleşimi ve kirişlerin birleşimi için de gözönünde bulundurulmalıdır.

3.6.3 Çaprazların birleşimi

Çaprazların birleşimi bağ kirişi uç momenti gözönüne alınarak tam dayanımlı birleşim olarak boyutlandırılacaktır.

3.6.4 Kolon ekleri

DKTS kapsamı dışındakiler de dahil, tüm kolonlar için *kolon ekleri* kiriş-kolon başlığı birleşiminden 1.2 m yukarıda yapılacaktır. Ancak, kiriş-kolon birleşimleri arasındaki net yüksekliğin 2.4 m'den az olması halinde, ek, net yüksekliğin ortasında teşkil edilecektir. Kolon ekleri birleşen elemanların eğilme dayanımlarından az olanın en az %50'sine karşı koymalıdır.

Kolon eklerinin boyutlandırılmasında gerekli dayanım, aşağıda verilen değerlerin büyüğü ile belirlenecektir:

a) Arttırılmış Deprem Etkili Yük Birleşimleri ile belirlenen iç kuvvetler. Bu değerlerin, plastik davranışın gerçekleşmesi beklenen elemanlarda, pekleşme ve

malzeme dayanım artışı etkileri de gözönüne alınarak, sistem tarafından kolonlara aktarılan en büyük iç kuvvet değerlerini aşmasına gerek yoktur.

b) Bulonlu kolon eklerinde gerekli eğilme dayanımı, eklenen elemanlardan küçüğü dikkate alınarak $R_y F_y Z / 1.5$ şeklinde hesaplanacaktır. Gerekli kesme dayanımı ise $\sum M_{pc} / 1.5 H_c$ ile belirlenecektir. $\sum M_{pc}$, ekin alt ve üst uçlarındaki kolon eğilme momenti dayanımlarının toplamıdır.

Kolon ekleri bulonlu veya kaynaklı yapılabilir. Ekin küt kaynaklı olması durumunda tam penetrasyonlu kaynak kullanılacaktır.

3.6.5 Bağ kirişi-kolon birleşimi

Bağ kirişi ve kolon birleşimleri tam dayanımlı moment birleşimleri olmalı ve aşağıda verilen koşulları sağlamalıdır.

(1) Birleşim Bölüm 3.4.1’de tanımlanan bağ kirişinin dönmesini sürdürebilmesini sağlayacak şekilde tasarlanmalıdır.

(2) Birleşimin kesme dayanımı, sağlanan bağ kirişi dönmesinde, Bölüm 3.5.2.2’de tanımlanan bağ kirişi kesme dayanımına ($R_y V_n$) eşit veya ondan büyük olmalıdır.

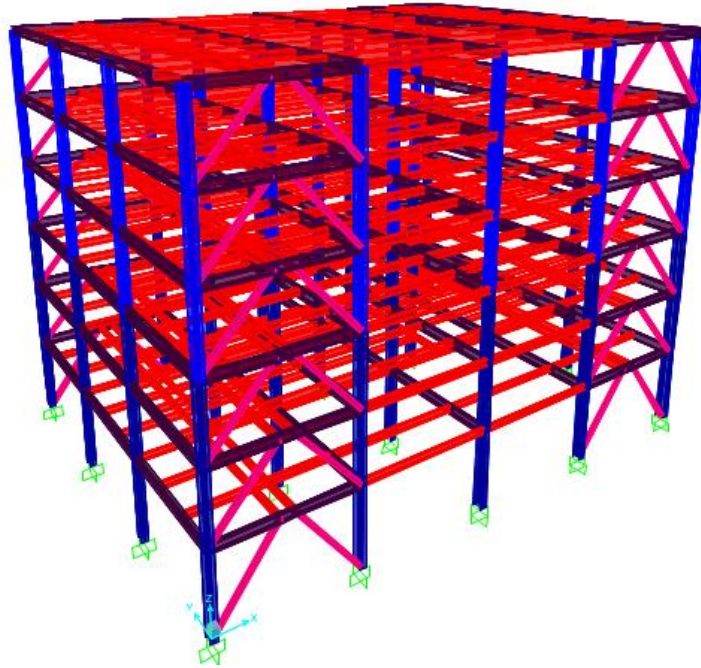
(3) Birleşimin eğilme dayanımı, sağlanan bağ kirişi dönmesinde, Bölüm 3.5.2.2’de tanımlanan bağ kirişi bağ kirişi karakteristik kesme dayanımına (V_n) karşı gelen moment dayanımına eşit veya ondan büyük olmalıdır.

4. ÖRNEK

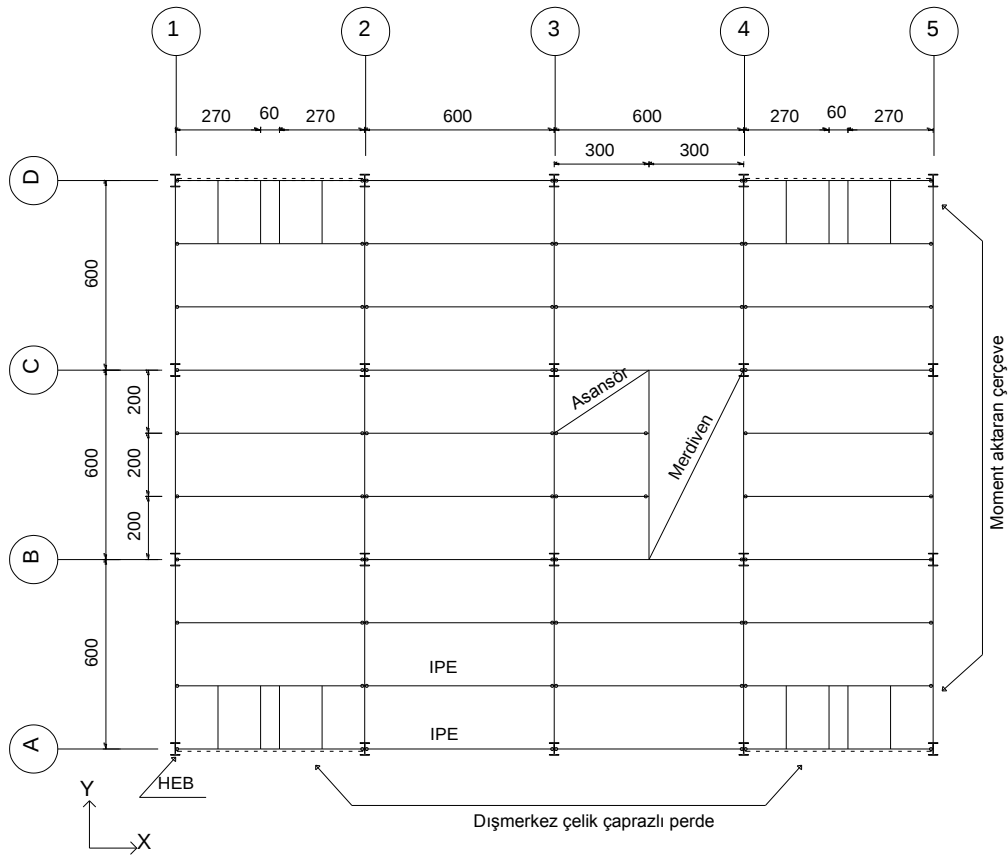
Dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve olarak seçilmiş bir binanın AISC 341-10 ve AISC 360-10 kuralları ile tasarımı yapılarak, sonuçlar değerlendirilecektir. Bunun için “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik Eğitimi, Ders Notları” dökümanında Bölüm II’de verilen Örnek 7 seçilmiştir.

4.1 Binanın Tanıtılması

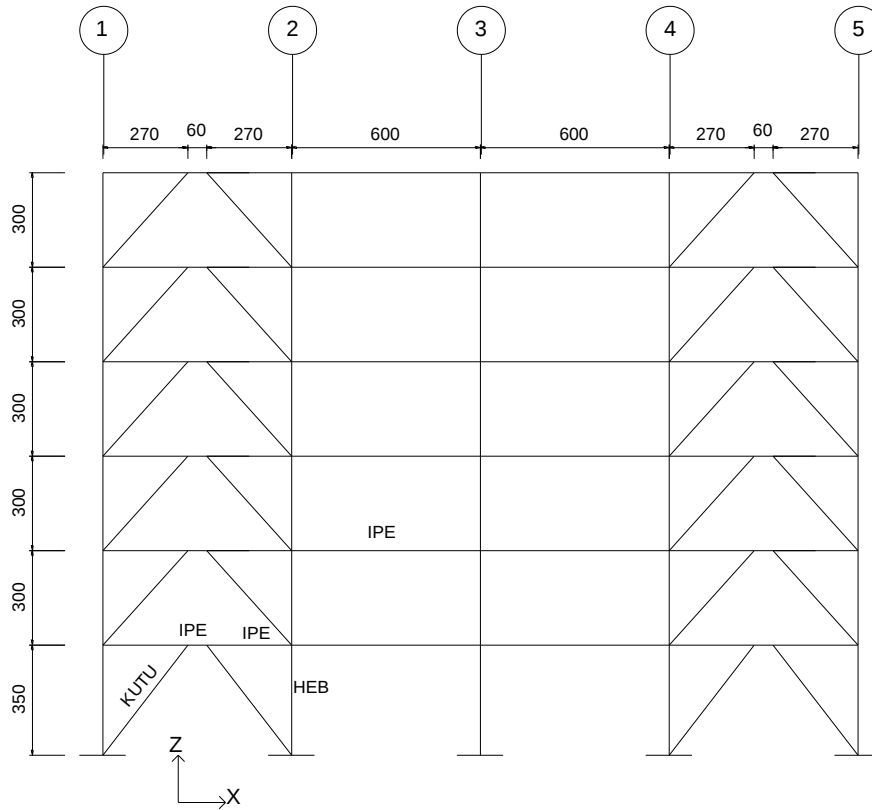
Bu tez çalışmasında, üç boyutlu genel sistem görünüşü ve bilgisayar hesap modeli Şekil 4.1’de, normal kat sistem planı Şekil 4.2’de, tipik sistem en kesitleri Şekil 4.3’te verilen altı katlı çelik binanın analizine ait başlıca sonuçlar ile tipik elemanlarının boyutlandırma hesapları AISC 341-10 ve AISC 360-10 yönetmelikleri esas alınarak yapılacaktır. Binanın (x) doğrultusundaki yatay yük taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerden, (y) doğrultusundaki yatay yük taşıyıcı sistemi ise, süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çerçevelerden oluşmaktadır.



Şekil 4.1 : Binanın 3D görüntüsü.



Şekil 4.2 : Bina nın plan görüntüsü.



Şekil 4.3 : Bina nın kesit görüntüsü.

Düzlemi içinde rijit bir diyafram oluşturan betonarme döşemenin çelik kirişlere bağlantısı için, boyutları ve yerleşimi konstrüktif olarak seçilen kayma çivilerinden (stud) yararlanılmıştır.

2.0 m aralıklarla teşkil edilen ikincil ara kirişler ana kirişlere mafsallı olarak bağlanmaktadır. Akslardaki ana çerçeve kirişlerinin kolonlara bağlantısı ise, kolonların zayıf eksenleri doğrultusunda mafsallı, kuvvetli eksenleri doğrultusunda rijit olacaktır. Kolonların ± 0.00 kotunda, temele ankastre olarak mesnetlendiği göz önünde tutulacaktır. Taşıyıcı sistemde kirişler için IPE profilleri, kolonlar için HEB profilleri kullanılarak boyutlandırılacaktır. Düşey düzlem çaprazları ise kare kesitli kutu profillerle teşkil edilecektir.

4.2 Binanın TDY-07 Koşulları ile Analizi ve İşletme Koşulları Kontrolü

Analize ön boyutlarla başlanmıştır. Ancak kullanılan ön boyutların tasarım koşullarını sağlamaması nedeniyle bu sistem kesitleri değiştirilerek deprem hesabı tekrarlanmıştır. Çalışmanın bu bölümünde tasarıma esas olan kesitler kullanılarak deprem hesabı yapılmış ve bu yükler altında yapının TDY-07 yönetmeliğinde yer alan işletme koşullarına (görelî kat ötelemesi, 2. mertebe etkiler) göre kontrolleri yapılmıştır. İncelenen bina, süneklik düzeyi yüksek dış merkez çaprazlı 6 katlı çelik sistem, birinci derece deprem bölgesinde, Z2 yerel zemin sınıfı üzerinde inşa edilecek ve konut veya işyeri olarak kullanılacaktır.

Tüm kirişler, kolonlar, çaprazlar, döşeme ve trapez sac için yaklaşık zati yük hesaplanarak sabit yükler altında sisteme etki ettirilmiştir. Binanın analizinde göz önüne alınan yükler aşağıda verilmektedir:

a)Çatı Döşemesi:	Çatı Kaplaması	1.0 kN/m ²
	izolasyon	0.2 kN/m ²
	trapez sac + betonarme döşeme	2.1 kN/m ²
	asma tavan+ tesisat	0.5 kN/m ²
	çelik konstrüksiyon	+ 0.5 kN/m ²
		g=4.3 kN/m ²
	Hareketli Yük	q= 1.0 kN/m ²

b) Normal kat döşemesi:	kaplama	0.5 kN/m ²
	trapez sac + betonarme döşeme	2.1 kN/m ²
	asma tavan + tesisat	0.5 kN/m ²
	bölme duvarlar	1.0 kN/m ²
	çelik konstrüksiyon (kolonlar dahil)	<u>+ 0.8 kN/m²</u>
		g=4.9 kN/m ²
	Hareketli yük	q=2.0 kN/m ²

c) Dış Duvar Yüğü (Normal Katlarda): $g_d=3.0 \text{ kN/m}$

Not: Merdiven ve asansör bölgesindeki sabit ve hareketli yüklerin döşemenin diğer bölgelerindeki sabit ve hareketli yüklere eşit olduğu varsayılmıştır.

Sisteme ait deprem karakteristiklikleri, düzensizlik kontrolleri, birinci hakim doğal titreşim periyodu ve eşdeğer deprem yükü yöntemine göre katlara etkiyen deprem yükleri TDY-07 Bölüm 2'ye göre aşağıda detaylı olarak hesaplanarak sistemde her kat diyaframına yatay yük olarak etki ettirilmiştir.

Deprem yükünün belirlenmesinde kullanılan deprem karakteristikleri aşağıda özetlenmiştir:

- Etkin yer ivmesi katsayısı (1. Derece Deprem Bölgesi) $A_0=0.4$ (TDY-07 Tablo 2.2)
- Bina önem katsayısı (konutlar ve işyerleri) $I=1.00$ (TDY-07 Tablo 2.3)
- Spektrum karakteristik periyotları $T_A=0.15 \text{ sn}$, $T_B=0.40 \text{ sn}$ (TDY-07 Tablo 2.4, Z2 yerel zemin sınıfı)
- Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (x doğrultusunda deprem yüklerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı çelik perdelerle taşındığı çelik bina)

$$R_x = 7$$

(y doğrultusunda deprem yüklerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek çerçevelerle taşındığı çelik bina)

$$R_y = 8$$

- Hareketli yük katılım katsayısı; $n=0.30$ (TDY-07 Tablo 2.7)

Bina kat planlarında çıkıntılarının olmaması (A3 düzensizliği), döşeme süreksizliklerinin ve döşemelerde büyük boşlukların bulunmaması (A2 düzensizliği), yatay yük taşıyıcı sistemlerin planda düzenli olarak yerleşmesi nedeniyle planda düzensizlik (A1 düzensizliği) durumları mevcut değildir. Benzer şekilde, taşıyıcı sistemin düşey elemanlarında süreksizliklerin (B3 düzensizliği) ve ani rijitlik değişimlerinin olmaması (B2 düzensizliği), ve kat kütlelerinin yapı yüksekliği boyunca değişiklik göstermemesi (B1 düzensizliği), nedeniyle, düşey doğrultuda düzensizlik durumları da mevcut değildir.

4.2.1 Binanın hakim doğal titreşim periyotlarının belirlenmesi

Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin uygulanmasında, binanın her iki deprem doğrultusundaki hakim doğal titreşim periyotları, TDY-07 Bölüm 2.7.4 ve Denklem 2.11 maddeleri uyarınca aşağıdaki şekilde hesaplanır **(4.1)**.

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2} \quad (4.1)$$

Bu denklemde, m_i toplam kat kütlelerini göstermektedir ve w_i , g_i , q_i sırasıyla toplam kat ağırlıkları ile katların toplam sabit ve hareketli yükleri olmak üzere aşağıdaki denkleme göre hesaplanır **(4.2)**.

$$m_i = \frac{w_i}{g} = \frac{1}{g} [g_i + nq_i] \quad (n=0.30) \quad (4.2)$$

Kat ağırlıkları ve kat kütleleri 1. ve 4. Normal Kat için aşağıda ayrıntılı olarak hesaplanmıştır. Diğer sonuçlar Çizelge 4.1'de verilmiştir.

$$w_{\text{çati}} = 18 \times 24 \times (4.3 + 0.3 \times 1.0) = 1987.2 \text{ kN}$$

$$m_{\text{çati}} = \frac{1987.2}{9.81} = 202.57 \text{ kNs}^2 / m$$

$$w_4 = 18 \times 24 \times (4.9 + 0.3 \times 2.0) + 2 \times (18 + 24) \times 3.0 = 2628 \text{ kN}$$

$$m_4 = \frac{2628}{9.81} = 267.89 \text{ kNs}^2 / m$$

Çizelge 4.1 : Yapının kat ağırlıkları ve kat kütleleri.

Kat	W _i [kN]	m _i [kNs ² /m]
Çatı	1987.20	202.57
5	2628.00	267.89
4	2628.00	267.89
3	2628.00	267.89
2	2628.00	267.89
1	2628.00	267.89
Σ	15127.20	1542.02

F_{fi} i'inci kata etkiyen fiktif kuvvet olup kat ağırlıkları ve kat yükseklikleri ile orantılı olan herhangi bir değerdir (örneğin birim değer) ve aşağıdaki bağıntı ile hesaplanabilir (4.3).

$$F_{fi} = \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j} F_o \quad (4.3)$$

Burada F₀ , seçilen herhangi bir yük katsayısıdır ve F₀ = 1000 kN olarak alınarak hesaplar yapılacaktır. Hesap sonuçları Çizelge 4.2'de verilmiştir.

Çizelge 4.2 : Dışmerkez çaprazların bulunduğu (x) doğrultusunun fiktif yük hesabı.

Kat	W _i [kN]	H _i [m]	W _i *H _i [kNm]	F ₀ [kN]	F _{fi} [kN]
Çatı	1987.20	18.50	36763.20	1000	227.504623
5	2628.00	15.50	40734.00	1000	252.077439
4	2628.00	12.50	32850.00	1000	203.288257
3	2628.00	9.50	24966.00	1000	154.499075
2	2628.00	6.50	17082.00	1000	105.709894
1	2628.00	3.50	9198.00	1000	56.920712
Σ			161593.20		1000

Tasarımda kullanılan kiriş ve kolon enkesitleri ile sistemin dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve sistem olarak davrandığı doğrultusunda F_{fi} kuvvetleri katların kütle merkezine etkililerek kat yerdeğiştirmeleri bulunur. Fiktif yüklerden oluşan kat yerdeğiştirmeleri Çizelge 4.3 d_{fix} sütununda gösterilmiştir.

Çizelge 4.3 : Dışmerkez çaprazların bulunduğu (x) doğrultunun fiktif yüklerden dolayı oluşan kat yerdeğiştirmeleri.

Kat	F _{fi} [kN]	d _{fix} (m)	m _i [kNs ² /m]	m _i d _{fix} ² [kNs ² .m]	F _{fi} d _{fix} [kN.m]
Çatı	227.5	0.0116	202.57	0.0273	2.639
5	252.1	0.0104	267.89	0.029	2.6218
4	203.3	0.0088	267.89	0.0207	1.789
3	154.5	0.0068	267.89	0.0124	1.0506
2	105.7	0.0046	267.89	0.0057	0.4862
1	56.9	0.0023	267.89	0.0014	0.1309
Σ	1000.00			0.0951	8.7175

Çizelge 4.4 : Moment çerçevenin bulunduğu (y) doğrultusunun fiktif yüklerden dolayı oluşan kat yerdeğiştirmeleri.

Kat	F _{fi} [kN]	d _{fiy} (m)	m _i [kNs ² /m]	m _i d _{fiy} ² [kNs ² .m]	F _{fi} d _{fiy} [kN.m]
Çatı	227.5	0.034	202.57	0.23	7.74
5	252.1	0.031	267.89	0.25	7.82
4	203.3	0.025	267.89	0.16	5.1
3	154.5	0.019	267.89	0.09	2.94
2	105.7	0.012	267.89	0.03	1.27
1	56.9	0.005	267.89	0.006	0.29
Σ	1000.00			0.76	25.21

Fiktif yüklerden oluşan yerdeğiştirmeler her iki doğrultu için de bulunduktan sonra, doğal titreşim periyotları TDY-07’de yer alan aşağıdaki denklem ile hesaplanır **(4.4)**.

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2} \quad (4.4)$$

x doğrultusundaki hakim doğal titreşim periyodu,

$$T_{1x} = 2\pi \left(\frac{0.0951}{8.7175} \right)^{1/2} = 0.66s$$

y doğrultusundaki hakim doğal titreşim periyodu,

$$T_{1y} = 2\pi \left(\frac{0.76}{25.21} \right)^{1/2} = 1.09s$$

olarak bulunmuştur.

4.2.2 Eşdeğer deprem yükü hesabı

Toplam eşdeğer deprem kuvveti (taban kesme kuvveti), V_t , TDY-07’de belirtilen, (4.5) denklemi ile hesaplanacaktır.

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_q(T_1)} \geq 0.10 A_0 IW \quad (4.5)$$

Binanın x doğrultusundaki taban kesme kuvveti,

$$T_{1x} = 0.66 \text{ s} > 0.4 \text{ s} = T_B$$

$$S(T_{1x}) = 2.5 \left(\frac{0.40}{0.66} \right)^{0.8} = 1.675 \quad \text{ve} \quad R_{ax}(T_{1x}) = R_x = 7$$

değerleri kullanılarak,

$$V_{tx} = 15127.2 \frac{0.4 \times 1.0 \times 1.675}{7} = 1447.9 \text{ kN}$$

şeklinde hesaplanır.

Aynı şekilde binanın y doğrultusundaki taban kesme kuvveti,

$$T_{1y} = 1.09 \text{ s} > 0.40 \text{ s} = T_B$$

$$S(T_{1y}) = 2.5 \left(\frac{0.40}{1.09} \right)^{0.8} = 1.13 \quad \text{ve} \quad R_{ay}(T_{1y}) = R_y = 8$$

değerleri kullanılarak,

$$V_{ty} = 15127.2 \frac{0.4 \times 1.0 \times 1.13}{8} = 854.7 \text{ kN}$$

olarak elde edilir.

TDY-07’ye göre toplam eşdeğer deprem yükü, bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak ifade edilir. Binanın tepe noktasına yani en üst katına etkiyen ek eşdeğer deprem yükü ΔF_N , x ve y doğrultuları için ayrı ayrı hesaplanmalıdır.

$$\Delta F_N = 0.0075 N V_t \quad (4.6)$$

$$\Delta F_{Nx} = 0.0075 N V_{tx} = 0.0075 \times 6 \times 1447.9 = 65.2 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{Ny} = 0.0075 N V_{ty} = 0.0075 \times 6 \times 854.7 = 38.46 \text{ kN}$$

şeklinde hesaplanır.

Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_N tepe kuvveti dışında kalan kısmı, tepe kuvvetinin etki ettirildiği en üst kat dahil olmak üzere, binanın katlarına TDY-07’de belirtilen (4.7) denklemi yardımı ile dağıtılacaktır.

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j} \quad (4.7)$$

x ve y doğrultuları için;

$$F_{ix} = (1447.9 - 65.2) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j}$$

$$F_{iy} = (854.7 - 38.46) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j}$$

denklemleri ile hesaplanan F_{ix} ve F_{iy} eşdeğer deprem yükleri, Çizelge 4.5’te katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri olarak verilmiştir.

Çizelge 4.5 : Yapıda katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri.

Kat	$w_i H_i / \sum w_i H_i$	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)
Çatı	0.227	379.1	223.8
5	0.252	348.4	205.7
4	0.203	280.7	165.7
3	0.154	213	125.7
2	0.105	145.2	85.7
1	0.057	78.8	46.6
Σ	1	1447.9	854.7

Hesaplanan bu yükler TDY-07 Bölüm 2.7.3.1’e göre yapının simetrik olması ve katların diyafram olarak çalışması sebebiyle kütle merkezine ± 0.05 dış merkezlik verilerek uygulanacaktır.

Yukarıdaki bölümlerde verilen düşey yükler ve deprem etkileri altında binanın analizi yapılmış ve eleman iç kuvvetleri SAP2000 bilgisayar programı yardımıyla elde edilmiştir.

4.2.3 Göreli kat öteleme kontrolü

Görelî kat öteleme kontrolü TDY-07 yönetmeliğinde yer alan Bölüm 2.10'a göre yapılacaktır.

Herhangi bir kolon için, ardışık iki kat arasında yatay yerdeğiştirme farkını ifade eden azaltılmış göreli kat ötelemesi, Δ_i

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \quad (4.8)$$

denklemleri ile hesaplanır (4.8). Bu denklemde d_i ve d_{i-1} , her bir deprem doğruştusu için binanın ardışık iki katında, herhangi bir kolonun uçlarında, azaltılmış deprem yüklerinden meydana gelen en büyük yatay yerdeğiştirmeleri göstermektedir.

Her bir deprem doğruştusunda, binanın i'inci katındaki kolonlar için etkin göreli kat ötelemesi, δ_i aşağıdaki bağıntı ile hesaplanacaktır (4.9).

$$\delta_i = R\Delta_i \quad (4.9)$$

x ve y doğruştularında %5 ek dış merkezlikle uygulanan E_{x1} ve E_{y1} deprem yükleri altında, yapı sisteminin analizi ile elde edilen d_{ix} ve d_{iy} yatay yerdeğiştirmelerinin her katta aldığı değerler, ardışık katlar arasındaki azaltılmış göreli kat ötelemeleri, Çizelge 4.6 ve Çizelge 4.7'de verilmiştir. Hesaplarda, ana deprem doğruştusundaki deprem yüklerinden dolayı, bu doğruştuya dik doğruştudaki yerdeğiştirmelerin bileşke yerdeğiştirmeye etkisi terk edilmiştir.

Her bir deprem doğruştusu için, binanın her katındaki azaltılmış göreli kat ötelemeleri söz konusu deprem doğruştusundaki taşıyıcı sistem davranış katsayısı, R ile çarpılarak δ_i etkin göreli kat ötelemeleri hesaplanarak ilgili kolonlara yazılmıştır.

Bu değerlerin kat yüksekliklerine oranı da tabloların son kolonunda yer almaktadır.

Çizelge 4.6 : Yapının x-doğrultusunda göreli kat ötelemelerinin kontrolü.

Kat	$h_i(\text{cm})$	$d_{ix}(\text{cm})$	$\Delta_{ix}(\text{cm})$	$\delta_{ix} = R\Delta_{ix}(\text{cm})$	δ_{ix} / h_i
Çatı	300	1.72	0.18	1.26	0.0042
5	300	1.54	0.26	1.82	0.0061
4	300	1.28	0.29	2.03	0.0068
3	300	0.99	0.33	2.31	0.0077
2	300	0.66	0.32	2.24	0.0075
1	350	0.34	0.34	2.38	0.0068

Çizelge 4.7 : Yapının y-doğrultusunda görelî kat ötelemelerinin kontrolü.

Kat	$h_i(\text{cm})$	$d_{iy}(\text{cm})$	$\Delta_{iy}(\text{cm})$	$\delta_{iy} = R\Delta_{iy}(\text{cm})$	δ_{iy} / h_i
Çatı	300	3.122	0.325	2.6	0.0087
5	300	2.797	0.495	3.96	0.0132
4	300	2.302	0.602	4.816	0.0161
3	300	1.70	0.623	4.984	0.0166
2	300	1.077	0.619	4.95	0.0165
1	350	0.458	0.458	3.66	0.0105

Buna göre;

$$(\delta_{ix} / h_i)_{\max} = 0.0077 < 0.02 \text{ ve}$$

$$(\delta_{iy} / h_i)_{\max} = 0.0166 < 0.02$$

olduğundan, koşul sağlanmaktadır.

4.2.4 İkinci mertebe etkileri

TDY-07 Bölüm 2.10.2 uyarınca, gözönüne alınan deprem doğrultusundaki her bir katta, ikinci mertebe etkilerini temsil eden ikinci mertebe gösterge değeri, θ_i hesaplanarak,

$$\theta_i = \frac{(\Delta_i)_{ort} \sum_{j=1}^N w_j}{V_i h_i} \leq 0.12 \quad (4.10)$$

koşulu kontrol edilecektir **(4.10)**.

Bu bağıntıda, $(\Delta_i)_{ort}$, i'inci kat için yukarıdaki bölümde tanımlanan azaltılmış görelî kat ötelemelerinin kat içindeki ortalama değerini, V_i , gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın i'inci katına etkiyen kat kesme kuvvetini, h_i , binanın i'inci katının kat yüksekliğini, w_j , binanın j'inci katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığını göstermektedir.

Binada kat döşemeleri rijit diyafram olarak çalışmaktadır. E_{x1} ve E_{x2} yüklemelerinden dolayı kat kütle merkezinde meydana gelen azaltılmış görelî kat ötelemelerinin ortalaması, x doğrultusu için $(\Delta_i)_{ort}$ olarak alınabilmektedir. Aynı şekilde y doğrultusu için de ortalama alınacaktır. Her iki doğrultu içinde ortalama

ötelemelere bakılmıştır ve ikinci mertebe kontrolleri bu ortalama ötelemelerde en büyük değerin elde edildiği y doğrultusu 2. kat için hesap yapılmıştır.

$$\left(\Delta_{2y}\right)_{ort} = \left(\left(d_{2y}\right)_{ort} - \left(d_{1y}\right)_{ort}\right) = 1.077 - 0.458 = 0.619cm$$

$$\sum_{j=2}^6 w_j = 4 \times 2628 + 1987.2 = 12499.2kN$$

$$V_{2y}=808 \text{ kN}$$

$$h_2=300 \text{ cm}$$

$$\theta_{\max} = \theta_{2y} = \frac{0.619 \times 12499.2}{808 \times 300} = 0.0319 < 0.12$$

koşulu sağlanmaktadır.

5. DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI ÇELİK ÇERÇEVENİN AISC 341-10 KOŞULLARI İLE DEĞERLENDİRİLMESİ

Bu bölümde, D aksında yer alan dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve sisteminin tasarımı AISC 341-10 ve AISC 360-10 kuralları ile değerlendirilecektir. Çelik bir binanın tasarımında, AISC 360-10'a göre sadece birinin kullanılması koşuluyla, (ASD) *Güvenli Dayanımlar ile Tasarım* veya (LRFD) *Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım* yöntemleri kullanılabilir.

Aşağıda verilen, düşey yükler ve depremin ortak etkisi altında yapılacak kesit hesapları için gerekli olan tasarım kuralları, hem AISC 360-10/ASD hem de AISC 360-10/LRFD tasarım yöntemleri için ayrı ele alınmıştır. Bu amaçla yük birleşimleri de ASCE 07-10'a göre belirlenmiş ve AISC 341-10'a göre değerlendirilmiştir. Örnek binanın dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve sisteminin tasarımında kullanılacak yük birleşimleri aşağıda özetlenmiştir.

5.1 Genel Yük Birleşimleri

Düşey yükler ve depremin ortak etkisi altında çelik yapı elemanları, aşağıda verilen yük birleşimleri esas alınarak boyutlandırılacaktır.

Taşıma Dayanımı esaslı (veya Yük ve Dayanım Katsayıları) tasarımda önerilen yük birleşimleri genel olarak aşağıdaki gibi verilmektedir:

AISC 360-10/LRFD için:

- 1) $1.4D$
- 2) $1.2D+1.6L+0.5(L_r \text{ veya } S \text{ veya } R)$
- 3) $1.2D+1.6(L_r \text{ veya } S \text{ veya } R)+(1.0L \text{ veya } 0.5W)$
- 4) $1.2D+1.0W+1.0L+0.5(L_r \text{ veya } S \text{ veya } R)$
- 5) $1.2D+1.0E+0.5L+0.2S$
- 6) $0.9D+(1.0W \text{ veya } 1.0E)$

Güvenli Dayanım (veya Güvenlik Katsayıları) esaslı tasarımda önerilen yük birleşimleri ise genel olarak aşağıdaki gibi verilmektedir:

AISC 360-10/ASD için:

- 1) D
- 2) D+L
- 3) D+L+(L_r veya S veya R)
- 4) D+0.75(L)+0.75(L_r veya S veya R)
- 5) D+(0.6W veya 0.7E)
- 6a) D+0.75(0.6W)+0.75L+0.75(L_r veya S veya R)
- 6b) D+0.75(0.7E)+0.75L+0.75(S)
- 7) 0.6D+W
- 8) 0.6D+ 0.7E

ASCE 7-10'da tanımlanan deprem yükü, depremin hem düşey hem de yatay bileşenini içerir. S_{DS} terimi 0.2 sn periyoda karşı gelen tasarım ivme davranış spektrumunu olmak üzere, düşey deprem etkisi (0.2S_{DS}D) olarak tanımlanmaktadır.

Bu durumda LRFD için (5) ve (6) nolu yük birleşimleri,

$$(1.2+0.2S_{DS}) D + \rho E + 0.5L + 0.2S$$
$$(0.9-0.2S_{DS}) D + \rho E$$

olarak verilmektedir.

ASD için ise (5),(6b) ve (8) nolu yük birleşimleri,sırasıyla,

$$(1+0.14S_{DS}) D + 0.7\rho E \quad \text{veya} \quad D+0.6W$$
$$(1+0.105S_{DS}) D + 0.75(0.7\rho E) + 0.75L+0.75S$$
$$(0.6-0.14S_{DS})D + (0.7\rho E)$$

olarak verilmektedir.

5.2 Arttırılmış Deprem Etkili Yük Birleşimleri

AISC 341-10'a göre gerekli görülen yerlerde, çelik yapı elemanları, aşağıda verilen E_{mh} *arttırılmış deprem etkilerini* içeren aşağıdaki yük birleşimleri esas alınarak boyutlandırılacaktır.

LRFD için,

$$(1.2+0.2S_{DS}) D + E_{mh} + 0.5L + 0.2S$$
$$(0.9-0.2S_{DS}) D + E_{mh}$$

ASD için ise ,

$$(1.0+0.14S_{DS}) D + 0.7 E_{mh}$$

$$(1.0+0.105S_{DS}) D + 0.75(0.7 E_{mh}) + 0.75L+0.75(L_r \text{ veya } S \text{ veya } R)$$

$$(0.6-0.14S_{DS})D + (0.7 E_{mh})$$

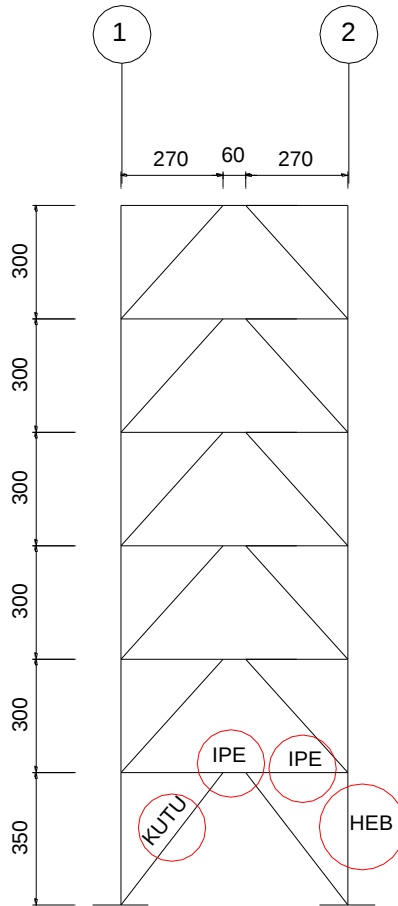
olarak tanımlanmaktadır.

E_{mh} , arttırılmış deprem etkilerini içeren iç kuvvetlerin belirlenmesinde, aşağıda özetlenen iki durum tanımlanmaktadır:

(a) Doğrusal olmayan davranışın gerçekleşmesi beklenen elemanlarda malzeme dayanımındaki artış ve pekleşme etkisi dikkate alınarak elde edilen mekanizma durumu,

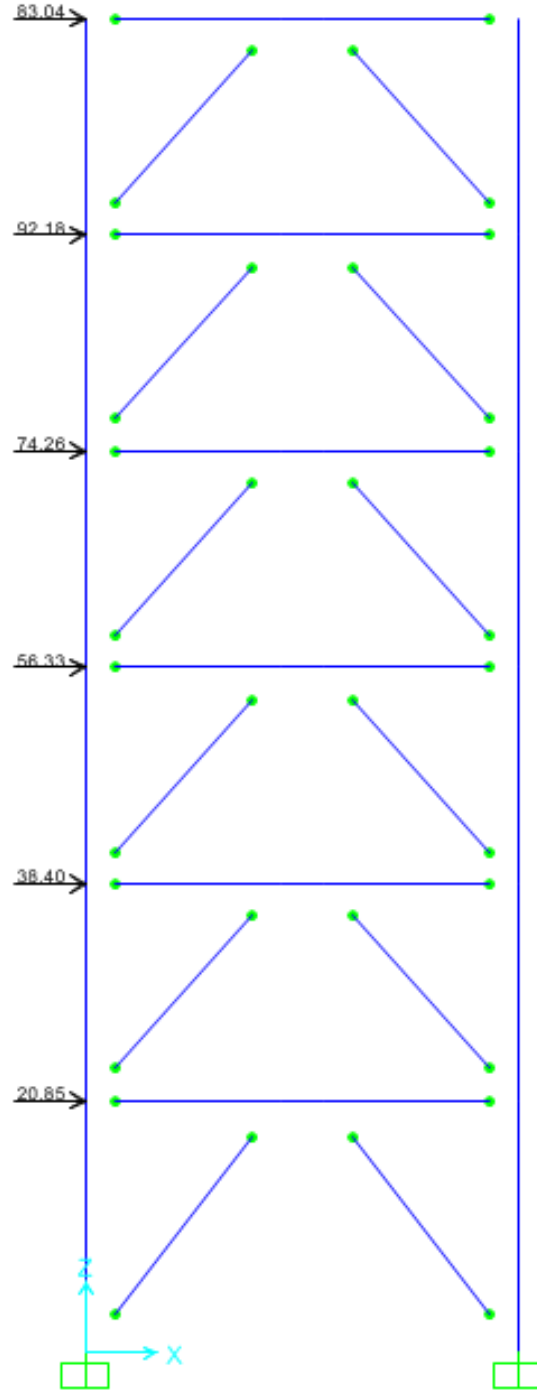
(b) TDY-07 Bölüm 2'ye göre hesaplanan deprem yüklerinden oluşan iç kuvvetlerin, Ω_o *dayanım fazlalığı katsayısı* ile arttırılması

5.3 Dışmerkez Çaprazlı Çelik Çerçeve AISC 341-10 Yönetmeliği Çözümü

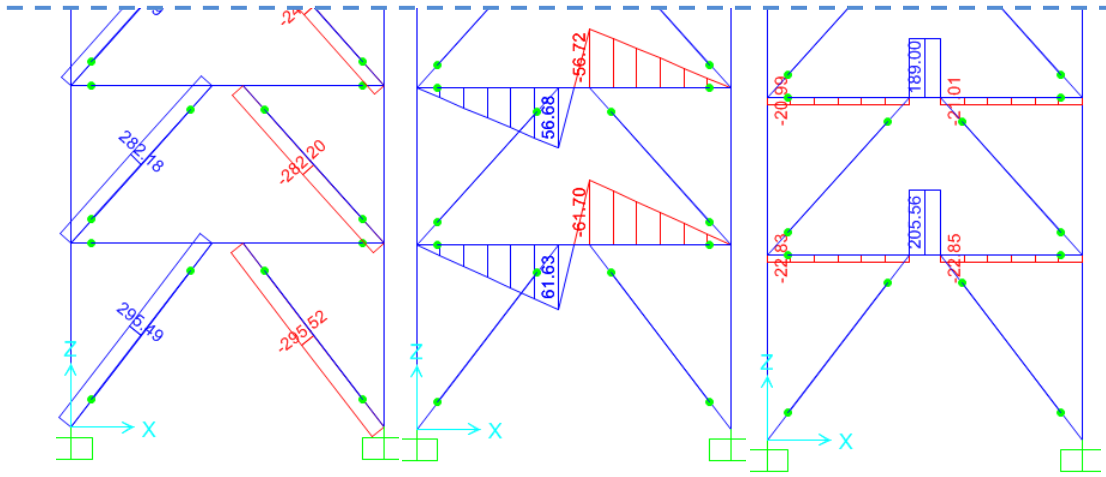


Şekil 5.1 : Değerlendirmede kullanılan elemanlar.

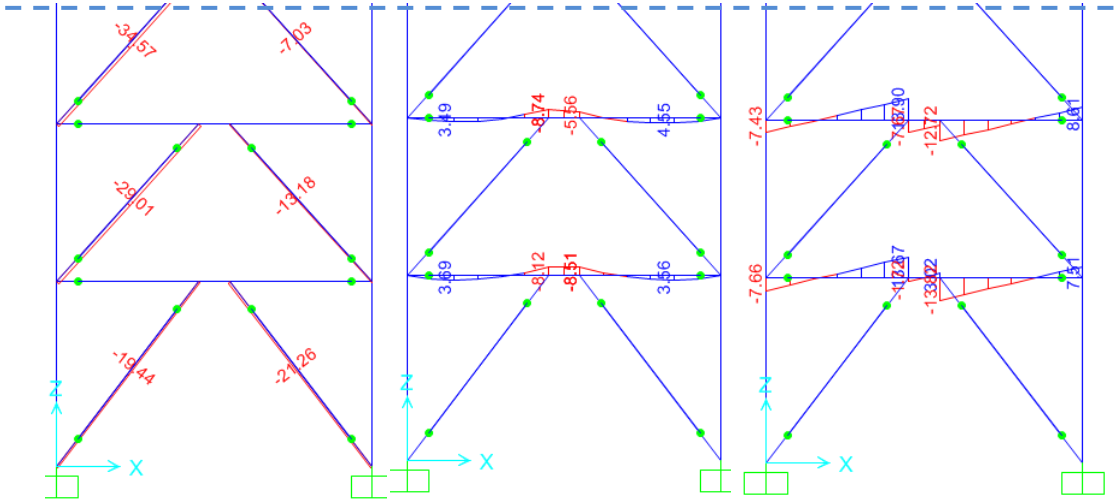
Deprem etkisi altında dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerle ilgili yönetmelik koşullarını değerlendirebilmek amacıyla Şekil 5.1’de kırmızı çemberler içinde gösterilen en kritik elemanlarda gerekli kontroller yapılmıştır. 3D modelde yatay taşıyıcı elemanlar üzerindeki eksenel kuvvetler okunamadığından Şekil 5.2’de verilen çerçeve sistem çıkarılarak yatay taşıyıcı elemanlar (bağ kirişi, bağ kirişi dışındaki kirişler) üzerindeki iç kuvvetler bu modelden elde edilmiştir.



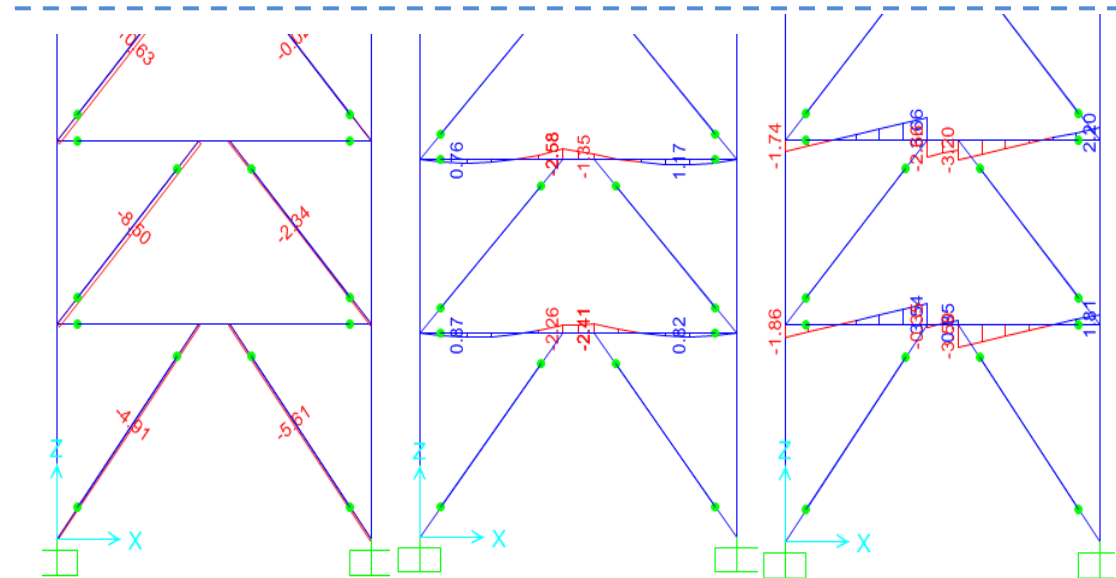
Şekil 5.2 : (1-2) aksları arası dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve sistem ve yükler.



Şekil 5.3 : Deprem kuvveti altında (N), (M), (V) diyagramları.



Şekil 5.4 : Özağırlık yükleri altında (N), (M), (V) diyagramları.



Şekil 5.5 : Hareketli yükler altında (N), (M), (V) diyagramları.

5.3.1 Bağ kirişi tasarımı

İç kuvvetler

P_D (kN)	V_D (kN)	M_D (kNm)	P_L (kN)	V_L (kN)	M_L (kNm)	P_E (kN)	V_E (kN)	M_E (kNm)
1.5	2.9	8	0.4	0.8	2.30	10.3	205.2	61.6

Seçilen kesit özellikleri

Seçilen kesit IPE360;

$b=170 \text{ mm}$ $h=360 \text{ mm}$ $t_f=12.7 \text{ mm}$ $t_w=8.0 \text{ mm}$ $d=298.6 \text{ mm}$

$A_g=7273 \text{ mm}^2$ $S_x=903.6 \text{ cm}^3$ $Z_x=1019 \text{ cm}^3$ $I_x=16270 \text{ cm}^4$

$r_y=37.9 \text{ mm}$ $I_y=1043 \text{ cm}^4$ $J=37.32 \text{ cm}^4$

Kullanılan malzeme S355

$F_Y = 355 \text{ N / mm}^2$

$F_u = 490 \text{ N / mm}^2$

Tasarım için gerekli kesme kuvveti

En elverişsiz yük hali aşağıdaki yük kombinasyonlarından elde edilmiştir.

LRFD için;

$$(1.2 + 0.2S_{DS}) * D + 1.3 * E + 0.5 * Q$$

ASD için;

$$(1.2 + 0.14S_{DS}) * D + 0.7 * 1.3 * E$$

LRFD için;

$$V_u = (1.2 + 0.2) * 2.9 + 1.3 * 205.2 + 0.5 * 0.8 = 271.2 \text{ kN}$$

ASD için;

$$V_a = (1 + 0.14) * 2.9 + 0.7 * 1.3 * 205.2 = 190 \text{ kN}$$

Tasarım için gerekli moment ve eksenel kuvvet

- İkinci mertebe etkiler gözönünde bulundurulursa;

İkinci mertebe etkiler AISC-360-10 Appendix 8' e göre hesaplanmıştır (5.1).

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (5.1)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \quad (5.2)$$

P_r hesaplanması için ilk önce B_2 hesaplanır.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e,story}}} \quad (5.3)$$

$$P_{e,story} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} \quad R_M = 1 \text{ Çaprazlı sistemlerde} \quad (5.4)$$

H = Kat kesme kuvveti ; Δ_H = Birinci derece kat ötelemesi; L = Kat yüksekliği

$$P_{e,story} = 1 * \frac{1369 * 3.5}{0.0034} = 1409264 kN$$

LRFD için;

$$P_{story} = 24 * 18 \{ (1.2 + 0.2) * (4.3 + 4.9 * 5) + 0.5 * 5 * 2 + 0.2 * 1 \} + (1.2 + 0.2) * (24 + 18) * 2 * 5 * 3 = 21429 kN$$

ASD için;

$$P_{story} = (1 + 0.14) * \{ 24 * 18 * (4.3 + 4.9 * 5) + (24 + 18) * 2 * 5 * 3 \} = 15620 kN$$

LRFD	ASD
$\alpha = 1.00$ $B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1 * (21429)}{1409264}} = 1.02$	$\alpha = 1.60$ $B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1.6 * (15620)}{1409264}} = 1.02$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e,1}}} \geq 1 \quad C_m = 1 \text{ (Konservatif kalmak için)} \quad (5.5)$$

$$P_{e,1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2} = \frac{\pi^2 * 200000 * 16270 * 10^4}{(1 * 600)^2} * 10^{-3} = 892103 kN \quad (5.6)$$

LRFD için;

$$P_u = (1.2 + 0.2) * 1.5 + 1.02 * 1.3 * 10.3 + 0.5 * 0.4 = 16 kN$$

ASD için;

$$P_a = (1.0 + 0.14) * 1.5 + 0.7 * 1.02 * 1.3 * 10.3 = 11.3 kN$$

LRFD	ASD
$B_1 = \frac{\alpha = 1.00}{1 - \frac{1 * (16.5)}{892103}} = 1$	$B_1 = \frac{\alpha = 1.60}{1 - \frac{1.6 * (11.75)}{892103}} = 1$

LRFD için;

$$M_u = (1.2 + 0.2) * 8 + 1.02 * 1.3 * 61.6 + 0.5 * 2.3 = 94.1 kNm$$

ASD için;

$$M_a = (1.0 + 0.14) * 8 + 0.7 * 1.02 * 1.3 * 61.6 = 66.3 kNm$$

Enkesit kontrolleri

$$P_y = F_y * A_g = 355 * 7273 * 10^{-3} = 2581.9 kN$$

LRFD	ASD
$P_c = P_y = 2581.9 kN$ $P_r = P_u = 16 kN$ $\frac{P_r}{P_c} = \frac{16}{2581.9} = 0.0062$	$P_c = \frac{P_y}{1.5} = 1721.3 kN$ $P_r = P_u = 11.3 kN$ $\frac{P_r}{P_c} = \frac{11.3}{1721.3} = 0.0066$

Her iki durumda da $P_r / P_c \leq 0.15$ olması sebebiyle;

Bağ kirişi elemanı kesme dayanımı (5.7);

$$V_p = 0.6 * F_y * A_{tw} \quad (5.7)$$

$$A_{tw} = (h - 2t_f) t_w = (360 - 2 * 12.7) * 8 = 2677 mm^2 \quad (5.8)$$

$$V_p = 0.6 * 355 * 2677 * 10^{-3} = 570.16 kN$$

Bağ kirişi elemanı plastik moment kapasitesi (5.9) ;

$$M_p = F_y * Z \quad (5.9)$$

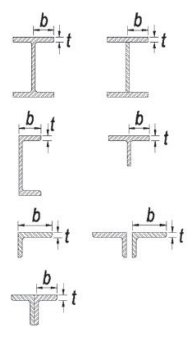
$$M_p = 355 * 1019000 * 10^{-6} = 361.75 kNm$$

$$\frac{1.6M_p}{V_p} = \frac{1.6 * 361.75}{570.16} * 10^3 = 1015 mm$$

Bağ kirişi eleman boyu (e) = 600 mm < 1015 mm

Bu sebeple başlıkta enkesit kontrolleri AISC 341-10 Tablo D1.1'de kısmen sünek elemanlar için verilen sınırlara göre yapılmıştır (**Çizelge 5.1**).

Çizelge 5.1 : Başlıkta enkesit limitleri (AISC 360-10).

Eleman Tanımı	Narinlik Oranı	Sınır değerler		Açıklama
		<i>Süneklik Düzeyi Yüksek Elemanlar,</i> λ_{hd}	<i>Süneklik Düzeyi Normal Elemanlar,</i> λ_{md}	
I veya yapma I kesitlerin başlıkları, U veya T kesitler, köşebent (L) veya ayırık çift köşebentlerin kolları, sürekli birleşik çift köşebentlerin kolları	b/t	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$b / t_f = (170/2)/12.7=6.69$$

$$0.38 \sqrt{E / F_y} = 0.38 \sqrt{200000 / 355} = 9.02$$

6.69 < 9.02 kesit yeterli

Gövdede enkesit kontrolleri AISC 341-10 Tablo D1.1'de kısmen sünek elemanlar için verilen sınırlara göre yapılmıştır (**Çizelge 5.2**).

Çizelge 5.2 : Gövdede enkesit limitleri (AISC 360-10).

Eleman Tanımı	Narinlik Oranı	Sınır değerler	
		<i>Süneklik Düzeyi</i> <i>Yüksek Elemanlar, λ_{hd}</i>	<i>Süneklik Düzeyi</i> <i>Normal Elemanlar, λ_{md}</i>
Kiriş veya kolon olarak kullanılacak I veya yapma I kesitlerin gövdeleri ^[c]	h/t_w	$C_a \leq 0.125$ ise $2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0.93C_a)$	$C_a \leq 0.125$ ise $3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 2.75C_a)$
	h/t	$C_a > 0.125$ ise $0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$C_a > 0.125$ ise $1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Kiriş veya kolon olarak kullanılacak I kesitinden kutu şeklinde teşkil edilmiş kesitlerin yan levhaları	h/t		
Kiriş veya kolon olarak kullanılacak yapma kutu kesitlerin gövdeleri		$C_a = \frac{\Omega_c P_a}{F_y A} \quad \Omega_c = 1.67 \text{ (ASD)}$ $C_a = \frac{P_u}{\phi_c (F_y A)} \quad \phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}$	

LRFD için;

$$C_a = \frac{16.5}{0.9 * 2581.9} = 0.0071 \leq 0.125$$

$$2.45 \sqrt{E / F_y} (1 - 0.93C_a) = 2.45 \sqrt{200000 / 355} (1 - 0.93 * 0.0071) = 57.7$$

$$h / t_w = (298.6)/8 = 37.3$$

37.3 < 57.7 Kesit Yeterli

ASD için;

$$C_a = \frac{2 * 11.75}{2581.9} = 0.091 \leq 0.125$$

$$2.45 \sqrt{E / F_y} (1 - 0.93C_a) = 2.45 \sqrt{200000 / 355} (1 - 0.93 * 0.091) = 57.7$$

$$h / t_w = (298.6)/8 = 37.3$$

37.3 < 57.7 kesit yeterli

Kesme dayanımı

Kesme limit durumunda;

$$V_n = V_p = 570.16 \text{ kN}$$

$$V_n = 2 * M_p / e = 2 * 361.75 / 0.6 = 1205.8 \text{ kN}$$

$$V_n = \min (570.16 ; 1205.8) = 570.16 \text{ kN}$$

LRFD	ASD
$\phi_v * V_n = 0.9 * 570.16 = 513.14 > 271.2 \text{ kN}$ ok.	$\frac{V_n}{\Omega_v} = \frac{570.16}{1.67} = 341.4 > 190 \text{ kN}$ ok.

Bağ kirişi dönme açısı

$$L = \text{Açıklık boyu} = 6 \text{ m}$$

$$h = \text{Kat yüksekliği} = 3.5 \text{ m}$$

$$e = \text{Bağ kirişi elemanı uzunluğu} = 0.6 \text{ m}$$

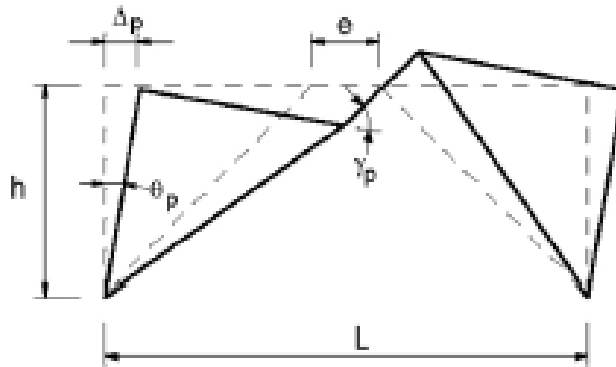
$$\Delta_p = \text{Plastik görelî öteleme}$$

$$\Theta_p = \text{Plastik dönme açısı} = (\Delta_p / h)$$

$\Delta_p = \delta_x - \delta_{xe}$; δ_x =Burada konservatif kalmak için tasarım kat ötelemesine eşit alınmıştır.

$$\delta_x = 0.0238 \text{ m}$$

$$\Delta_p = 0.0238 - (0.0034) = 0.0205 \text{ m} ; \Theta_p = 0.0205 / 3.5 = 0.0059 \text{ rad.}$$



Şekil 5.6 : Bağ kirişi dönme açısı hesabı (ASCE 7-10).

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p = 6 * 0.0059 / 0.6 = 0.06 \text{ rad} < 0.08 \text{ rad} \text{ ok.}$$

Basınç dayanımı

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.00 * 600}{37.9} = 15.8$$

$$4.71 \sqrt{E / F_y} = 4.71 \sqrt{200000 / 355} = 111.8$$

15.8 < 111.8 olması sebebiyle;

$$F_{cr} = (0.658^{F_y/E_e}) F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 200000}{15.8^2} = 7876 \text{ N / mm}^2$$

$$F_{cr} = (0.658^{355/7876}) * 355 = 348.4 \text{ N / mm}^2$$

$$P_n = F_{cr} * A_g = 348.4 * 7273 * 10^{-3} = 2533.6 \text{ kN}$$

LRFD	ASD
$\phi_n * P_n = 0.9 * 2533.6 = 2280.3 > 16 \text{ kN} \text{ ok.}$	$\frac{P_n}{\Omega_n} = \frac{2533.6}{1.67} = 1517.1 > 11.3 \text{ kN} \text{ ok.}$

Eğilme dayanımı

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{E / F_y} = 1.76 * 37.9 * \sqrt{200000 / 355} = 1583 \text{ mm}$$

$$L_b = 600 \text{ mm} < 1583 \text{ mm}$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x = 355 * 1019000 * 10^{-6} = 361.75 \text{ kNm}$$

LRFD	ASD
$\phi_b * M_n = 0.9 * 361.75 = 325.6 > 94.1 \text{ kNm}$ ok.	$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{361.75}{1.67} = 216.6 > 66.3 \text{ kNm} \text{ ok.}$

P-M bileşik eğilme

P_r / P_c oranına bakılmalıdır.

LRFD	ASD
$\frac{P_r}{P_c} = \frac{16}{2280.3} = 0.0070$	$\frac{P_r}{P_c} = \frac{11.3}{1517.1} = 0.0074$

Her iki durumda da $P_r / P_c < 0.2$ olması sebebiyle Kiriş-kolon tasarımı aşağıdaki denklem (5.10)' u sağlamalıdır.

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (5.10)$$

LRFD	ASD
$\frac{0.0070}{2} + \frac{94.1}{325.6} = 0.3 < 1.0$ ok.	$\frac{0.0074}{2} + \frac{66.3}{216.6} = 0.31 < 1.0$ ok.

IPE 360 bağ kirişi için yeterli kesittir.

Yanal mesnet elemanı hesabı

AISC 341-10 yönetmeliğine göre bağ kirişinin alt ve üst başlıkları başlangıç ve bitim noktalarında yatay mesnet elemanları kullanılmalıdır. Bu elemanlar plastik mafsallı oluşması muhtemel bölgelerde AISC 341-10 Bölüm D1.2c de yer alan koşullar sağlanarak yeterli dayanımı ve rijitliği sağlamalıdır. Yine aynı yönetmelikte aşağıda gösterildiği üzere Denklem D1-4a ve D1-4b kullanılarak bu elemanın dayanımı hesaplanmıştır.

h_o = Başlıkların orta noktaları arasındaki mesafe

R_y =Pekleşme katsayısı=1.1 (AISC 341-10 Table A3.1'e göre S355 için yaklaşık değer)

$$P_u = 0.06R_y * F_y * Z / h_o \quad \text{LRFD} \quad (5.11)$$

$$P_u = (0.06 / 1.5)R_y * F_y * Z / h_o \quad \text{ASD} \quad (5.12)$$

LRFD	ASD
$\frac{0.06 * (1.1) * 355 * 1019 * 10^3}{347.3} * 10^{-3} = 68.7 kN$	$\frac{0.06 * (1.1) * 355 * 1019 * 10^3}{1.5 * 347.3} * 10^{-3} = 45.8 kN$

Aynı şekilde bu elemanlar için sağlanması gereken rijitlik ise ASIC 341-10 denklem D1-6a ve D1-6b kullanılarak hesaplanan eğilme momenti değeri kullanılarak hesaplanır.

$C_d = 1$ olarak alınarak (AISC 341-10 Ek-6)

$$M_r = M_u = R_y * F_y * Z \quad \text{LRFD} \quad (5.13)$$

$$M_r = M_u = R_y * F_y * Z / 1.5 \quad \text{ASD} \quad (5.14)$$

LRFD	ASD
$(1.1) * 355 * 1019 * 10^{-3} = 397.9 kNm$	$\frac{(1.1) * 355 * 1019 * 10^{-3}}{1.5} = 265.3 kNm$

AISC 360-10 Ek 6 denklem A-6-8 kullanılarak gerekli rijitlik aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

$L_b =$ Bağ kirişi boyu

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad ; \quad \Omega = 2 \text{ (ASD)}$$

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{10 M_r * C_d}{L_b * h_0} \right) \quad \text{LRFD} \quad (5.15)$$

$$\beta_{br} = \Omega \left(\frac{10 M_r * C_d}{L_b * h_0} \right) \quad \text{ASD} \quad (5.16)$$

LRFD	ASD
$\beta_{br} = \frac{1}{0.75} \left(\frac{10 * 397.9 * 1}{0.6 * 0.3473} \right) = 25460 kN / m$	$\beta_{br} = 2 \left(\frac{10 * 265.3 * 1}{0.6 * 0.3473} \right) = 25463 kN / m$

Alt ve üst başlıklarda kullanılan yatay mesnet elemanı dayanımı yukarıda hesaplanan değerleri sağlamalıdır.

Berkitme levhası hesabı

AISC 341-10 bölüm F3.5b(4) uyarınca bağ kirişinin başlangıç ve bitiminde bu elemanın her iki tarafında da gövde derinliği kadar berkitme levhası konulmalıdır.

Minimum berkitme levhası genişliği;

$$w_{\min} = \frac{b_f - 2t_w}{2} = \frac{170 - 2 \cdot 8}{2} = 77 \text{ mm} \quad (5.17)$$

Minimum berkitme levhası kalınlığı;

$$t_{\min} = \max(0.75t_w; 10 \text{ mm}) = \max(6 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 10 \text{ mm}$$

- S355 kalitesinde 10*80 ebatlarında berkitme levhası gövdenin her iki tarafında da kullanılmıştır.

Aynı zamanda AISC 341-10 Bölüm F3.5b(4) “a” maddesi uyarınca bağ kirişinin orta bölgelerinde de berkitme levhaları kullanılmalıdır. Bağ kirişinin boyu $1.6M_p/V_p$ değerinden küçük olması sebebiyle bu berkitme levhaları aralıkları bağ kirişinin dönme açısına göre aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

Bağ kirişi dönme açısı = 0.06 rad

Bağ kirişinin boyu $e \leq 1.6 \left(\frac{M_p}{V_p} \right)$ olduğu durumlarda; bağ kirişi elemanının

dönmesi 0.08 rad ise bağ kirişinin orta bölgelerinde aralıkları $(30t_w - d/5)$ değerini aşmamak üzere berkitme levhaları kullanılmalıdır. Bağ kirişinin dönme açısı 0.02 rad değerine eşit veya daha küçükse bu berkitme levhaları aralığı $(52t_w - d/5)$ değerini aşmamalıdır. Bağ kirişinin dönme açısı bu değerlerin arasında ise berkitme levhaları aralıkları için bu değerler arasında lineer interpolasyon yapılır (AISC 341-10 Bölüm F3.5b(4) “a” maddesi).

0.02 < 0.06 < 0.08 bu nedenle

$$\checkmark \quad 0.02 \text{ için aralık} = (52 \cdot 8 - 298.6/5) = 356.3 \text{ mm}$$

$$\checkmark \quad 0.08 \text{ için aralık} = (30 \cdot 8 - 298.6/5) = 180.3 \text{ mm}$$

Bu durumda kullanılması gereken bağ kirişi berkitme levhası aralığı;

$$s = 356.3 - ((356.3 - 180.3)/0.06) \cdot 0.04 = 239 \text{ mm}$$

Seçilen aralık değeri = 200 mm

AISC 341-10 Bölüm F3.5b(4) uyarınca bağ kirişinin derinliği 635 mm'den az ise aralarda kullanılan bu berkitme levhaları gövdenin tek bir tarafına konabilir. Bu durumda;

Bu berkitme levhası genişliği;

$$w_{\min} = \frac{b_f}{2} - t_w = \frac{170}{2} - 8 = 77 \text{ mm}$$

Bu berkitme levhası kalınlığı;

$$t_{\min} = \max(t_w; 10 \text{ mm}) = \max(8 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 10 \text{ mm}$$

- Bağ kirişi elemanının orta bölgelerinde gövdenin tek bir tarafında S355 kalitesinde 10*80 ebatlarında 200 mm aralıklarla berkitme levhaları kullanılmıştır.

AISC 341-10 Bölüm F3.5b(4) uyarınca berkitme levhaları gövdeye ve başlığa aşağıdaki koşulları sağlayacak şekilde kaynaklanmalıdır.

A_{st} = Berkitme levhasının yatay kesit alanı;

F_y = Berkitme levhası akma gerilmesi olmak üzere;

LRFD için $F_y A_{st}$;

ASD için $F_y A_{st} / 1.5$

değerlerini sağlamalıdır.

Bu berkitme levhalarının bağlantı elemanın gövdesi ile bağlantısını sağlayan kaynak dayanımı;

LRFD için $F_y A_{st} / 4$;

ASD için $F_y A_{st} / 4(1.5)$

$$A_{st} = 10 \times 80 = 800 \text{ mm}^2$$

Gövdede çift taraflı kaynak kalınlığı hesabı;

w = kaynak kalınlığı

$L_{st} = \text{Kaynak uzunluğu} = d = 298 \text{ mm}$

$F_E = \text{Kaynak dayanımı} = 550 \text{ N/mm}^2$ olmak üzere;

$$w = \frac{F_y A_{st}}{2 * \phi * 0.707 * 0.6 * F_E} \quad \text{LRFD} \quad (5.18)$$

$$w = \frac{2 * F_y A_{st} / 1.5}{2 * 0.707 * 0.6 * F_E} \quad \text{ASD} \quad (5.19)$$

LRFD	ASD
$w = \frac{355 * 800}{2 * 0.75 * 0.707 * 0.6 * 550 * 298} = 2.8 \text{ mm}$	$w = \frac{355 * 800 * 2 / 1.5}{2 * 0.707 * 0.6 * 550 * 298} = 2.7 \text{ mm}$

Yukarıda yapılan hesaplar sonucunda minimum kaynak kalınlığı 2.8 mm olmalıdır.

- Berkitme levhası bağ kirişi elemanının gövdesine 3 mm kalınlıkta çift taraflı tam penetrasyonlu küt kaynakla kaynaklanmalıdır.

Bu berkitme levhalarının bağ kirişi elemanının başlığı ile bağlantısını sağlayan kaynak dayanımı;

LRFD için $F_y A_{st} / 4$;

ASD için $F_y A_{st} / 4(1.5)$

$$A_{st} = 10 * 70 = 800 \text{ mm}^2$$

Gövdede çift taraflı kaynak kalınlığı hesabı;

$w = \text{kaynak kalınlığı}$

$$L_{st} = \text{Kaynak uzunluğu} = \min(((170-8)/2)-10);(80-10)) = \min(81;70) = 65 \text{ mm}$$

$F_E = \text{Kaynak dayanımı} = 550 \text{ N/mm}^2$ olmak üzere;

$$w = \frac{F_y A_{st} / 4}{2 * \phi * 0.707 * 0.6 * F_E} \quad \text{LRFD}$$

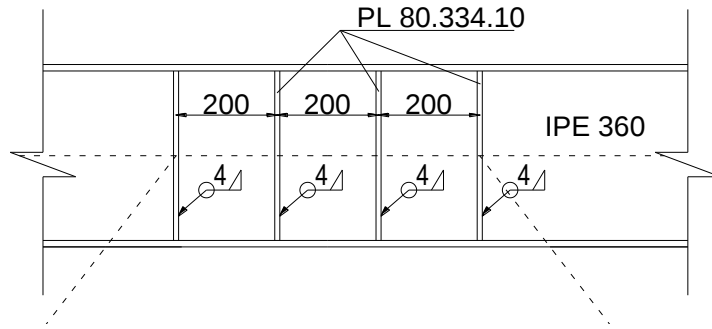
$$w = \frac{2 * F_y A_{st} / (1.5 * 4)}{2 * 0.707 * 0.6 * F_E} \quad \text{ASD}$$

LRFD	ASD
$w = \frac{355 \cdot 800 / 4}{2 \cdot 0.75 \cdot 0.707 \cdot 0.6 \cdot 550 \cdot 65} = 3.12 \text{ mm}$	$w = \frac{355 \cdot 800 \cdot 2 / (1.5 \cdot 4)}{2 \cdot 0.707 \cdot 0.6 \cdot 550 \cdot 65} = 3.12 \text{ mm}$

Yukarıda yapılan hesaplar sonucunda minimum kaynak kalınlığı 3.17 mm olmalıdır.

- Berkitme levhası bağ kirişinin başlığına 4 mm kalınlıkta çift taraflı tam penetrasyonlu küt kaynakla kaynaklanmalıdır.

Bu tez çalışması kapsamında birleşim detayları incelenmemiştir. Bu nedenle Şekil 5.7’de sadece bağ kirişi berkitme levhaları şematik olarak gösterilmiştir.



Şekil 5.7 : Bağ kirişi berkitme levhaları gösterimi.

5.3.2 Bağ kirişi dışındaki kirişlerin tasarımı

İç kuvvetler

P_D (kN)	V_D (kN)	M_D (kNm)	P_L (kN)	V_L (kN)	M_L (kNm)	P_E (kN)	V_E (kN)	M_E (kNm)
13.9	13.7	8.1	3.6	3.6	2.3	184.8	22.8	61.6

Seçilen Kesit Özellikleri

Seçilen kesit IPE360;

$$b=170 \text{ mm} \quad =360 \text{ mm} \quad t_f=12.7 \text{ mm} \quad t_w=8.0 \text{ mm}$$

$$A_g=7273 \text{ mm}^2 \quad S_x=903.6 \text{ cm}^3 \quad Z_x=1019 \text{ cm}^3 \quad I_x=16270 \text{ cm}^4$$

$$r_y=37.9 \text{ mm} \quad I_y=1043 \text{ cm}^4 \quad J=37.32 \text{ cm}^4$$

Kullanılan malzeme S355

$$F_Y = 355 \text{ N / mm}^2$$

$$F_u = 490 \text{ N / mm}^2$$

Dayanım fazlalığı katsayısı hesabı

Bağ kirişi üzerindeki kesme kuvveti ($V_{E(Link)}$)=205.2 kN

Bağ kirişi üzerindeki kesme dayanımı ($V_{n(Link)}$)=570.16 kN

$R_y=1.1$ (AISC 341-10 Table A3.1'e göre S355 için yaklaşık değer) olmak üzere;

Dayanım fazlalığı katsayısı aşağıda gösterildiği gibi hesaplanmaktadır (5.20).

$$\Omega = \frac{0.88 * 1.25 * R_y * V_{n(link)}}{V_{E(Link)}} \quad (5.20)$$

$$\Omega = \frac{0.88 * 1.25 * 1.1 * 570.16}{205.2} = 3.36$$

Bu durumda deprem kuvvetleri bu katsayı ile çarpılarak arttırılarak tasarıma devam edilir.

$$M_{emh} = 3.36 * 61.6 = 207 \text{ kNm}$$

$$V_{emh} = 3.36 * 22.8 = 76.6 \text{ kN}$$

$$P_{emh} = 3.36 * 184.8 = 620.9 \text{ kNm}$$

Tasarım için gerekli kesme kuvveti

LRFD için;

$$V_u = (1.2 + 0.2) * 13.7 + 76.6 + 0.5 * 3.6 = 97.6 \text{ kN}$$

ASD için;

$$V_a = (1 + 0.14) * 13.7 + 0.7 * 76.6 = 69.2 \text{ kN}$$

Tasarım için gerekli moment ve aksenal kuvvet

- İkinci mertebe etkiler göz önünde bulundurulursa;

İkinci mertebe etkiler AISC-360-10 Appendix 8' e göre hesaplanmıştır.

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

Bu kısımda deprem kuvvetinden kaynaklanan iç kuvvetler bağlantı elemanın kesme dayanımı ile uyumlu olarak arttırılması sebebiyle B_2 katsayısının hesaplanmasına gerek yoktur

$$B_2 = 1$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e,1}}} \geq 1 \quad C_m = 1 \text{ (Konservatif kalmak için)}$$

$$P_{e,1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2} = \frac{\pi^2 * 200000 * 16270 * 10^4}{(1 * 2700)^2} * 10^{-3} = 44054.5 kN$$

LRFD için;

$$P_u = (1.2 + 0.2) * 13.9 + 620.9 + 0.5 * 3.6 = 642.1 kN$$

ASD için;

$$P_a = (1.0 + 0.14) * 13.9 + 0.7 * 620.9 = 450.5 kN$$

LRFD	ASD
$B_1 = \frac{1}{1 - \frac{1 * (642.1)}{44054.5}} = 1.02$	$B_1 = \frac{1}{1 - \frac{1.6 * (450.5)}{44054.5}} = 1.02$

LRFD için;

$$M_u = 1.02(1.2 + 0.2) * 8.1 + 207 + 1.02 * 0.5 * 2.3 = 219.7 kNm$$

ASD için;

$$M_a = 1.02 * (1.0 + 0.14) * 8.1 + 0.7 * 207 = 154.3 kNm$$

Enkesit kontrolleri

Kirişte başlıkta enkesit kontrolleri AISC 341-10 Tablo D1.1'de kısmen sünek elemanlar için verilen sınırlara göre yapılmıştır

$$b / t_f = (170/2) / 12.7 = 6.7$$

$$0.38 \sqrt{E / F_y} = 0.38 \sqrt{200000 / 355} = 9.02$$

6.7 < 9.02 Kesit Yeterli

Gövdede enkesit kontrolleri AISC 341-10 Tablo D1.1'de kısmen sünek elemanlar için verilen sınırlara göre yapılmıştır.

LRFD için;

$$C_a = \frac{642.1}{0.9 * 2581.9} = 0.28 \geq 125$$

$$0.77 \sqrt{E / F_y} (2.93 - C_a) = 0.77 \sqrt{200000 / 355} (2.93 - 0.28) = 48.4$$

$$h / t_w = (298.6) / 8 = 37.3$$

$$37.3 < 48.4 \text{ Kesit Yeterli}$$

ASD için;

$$C_a = \frac{2 * 450.5}{2581.9} = 0.349 \geq 0.125$$

$$0.77 \sqrt{E / F_y} (2.93 - C_a) = 0.77 \sqrt{200000 / 355} (2.93 - 0.349) = 47.2$$

$$h / t_w = (298.6) / 8 = 37.3$$

$$37.3 < 47.2 \text{ Kesit Yeterli}$$

Basınç dayanımı

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.00 * 2700}{37.9} = 71.2$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} = \frac{\pi^2 * 200000}{71.2^2} = 389.4 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$\frac{R_y F_y}{F_e} = \frac{1.1 * 355}{389.4} = 1.0$$

$$1.0 \leq 2.25$$

$$F_{cr} = (0.658^{R_y F_y / F_e}) R_y F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{1.1 * 355 / 389.4}) * 1.1 * 355 = 256.6 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$P_n = F_{cr} * A_g = 256.6 * 7273 * 10^{-3} = 1866.5 \text{ kN}$$

LRFD	ASD
$\phi_n * P_n = 0.9 * 1866.5 = 1679.9 > 642.1 \text{ kN}$ ok.	$\frac{P_n}{\Omega_n} = \frac{1866.5}{1.67} = 1117.7 > 450.5 \text{ kN}$ ok.

Eğilme dayanımı

$L_b = 2700 \text{ mm}$ olmak üzere;

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{E / F_y} = 1.76 * 37.9 * \sqrt{200000 / 355} = 1583 \text{ mm}$$

Çift simetrlili I kesitlerde;

$c=1$;

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2 S_x}} = \sqrt{\frac{1043 * 10^4 * 347.3}{2 * 903.6 * 10^3}} = 44.77 \text{ mm} \text{ olmak üzere;}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_o}{E J_c} \right)^2}}$$

$$L_r = 1.95 * 44.77 \frac{200000}{0.7 * 355} \sqrt{\frac{37.32 * 10^4 * 1}{903.6 * 10^3 * 347.3}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 * 355 * 903.6 * 10^3 * 347.3}{200000 * 37.32 * 10^4 * 1} \right)^2}}$$

$$L_r = 4782 \text{ mm}$$

$L_p < L_b < L_r$ olması sebebiyle burkulma inelastiktir ve aşağıdaki ifade ile belirlenir.

C_b (Moment düzeltme katsayısı) = 1 alınarak konservatif yaklaşım yapılmıştır.

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_p = F_y * Z_x = 355 * 1019 * 10^{-3} = 361.75 \text{ kNm}$$

$$M_r = 0.7 * F_y * S_x = 0.7 * 355 * 903.6 * 10^{-3} = 224.5 \text{ kNm}$$

$$M_n = 1 \left[361.75 - (361.75 - 224.5) \left(\frac{2700 - 1583}{4782 - 1583} \right) \right] = 313.8 \text{ kNm}$$

LRFD	ASD
$\phi_b * M_n = 0.9 * 1.1 * 313.8 = 310.7 > 219.7 \text{ kNm}$ ok.	$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{313.8 * 1.1}{1.67} = 206.7 > 154.3 \text{ kNm}$ ok.

P-M birleşik eğilme

P_r / P_c oranına bakılmalıdır.

LRFD	ASD
$\frac{P_r}{P_c} = \frac{642.1}{1679.9} = 0.38$	$\frac{P_r}{P_c} = \frac{450.5}{1117.7} = 0.4$

Her iki durumda da $P_r / P_c > 0.2$ olması sebebiyle Kiriş-kolon tasarımı aşağıdaki denklemi sağlamalıdır.

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

LRFD	ASD
$0.38 + \frac{8}{9} * \frac{219.7}{310.7} = 1.00 \text{ ok.}$	$0.4 + \frac{8}{9} \frac{154.3}{206.7} = 1.0 \text{ ok.}$

Kesme dayanımı

$P_r / P_c > 0.2$ olması sebebiyle;

$$V_p = 0.6 * F_Y * A_{tw} \sqrt{1 - (P_r / P_c)^2}$$

$$V_p = 0.6 * 355 * 2677 \sqrt{1 - (0.40)^2} * 10^{-3} = 522.6 \text{ kN}$$

LRFD	ASD
$\phi_v * V_n = 0.9 * 522.6 = 470.3 > 97.6 \text{ kN ok.}$	$\frac{V_n}{\Omega_v} = \frac{522.6}{1.67} = 312.9 > 69.2 \text{ kN ok.}$

IPE 360 elemanı yeterlidir.

5.3.3 Çaprazların tasarımı

İç kuvvetler

P_D (kN)	V_D (kN)	M_D (kNm)	P_L (kN)	V_L (kN)	M_L (kNm)	P_E (kN)	V_E (kN)	M_E (kNm)
21.2	0	0	5.6	0	0	295	0	0

Seçilen kesit özellikleri

Seçilen kesit Kutu 160*160*10;

$$b=160 \text{ mm} \quad h=160 \text{ mm} \quad t=10 \text{ mm}$$

Kullanılan malzeme S355

$$F_y = 355 \text{ N / mm}^2$$

$$F_u = 490 \text{ N / mm}^2$$

NOT: AISC 360-10 yönetmeliğine göre hesaplar da kutu kesitlerin kalınlıklarının 0.93 katı alınır.

$$b=160 \text{ mm} \quad h=160 \text{ mm} \quad t = 9.3 \text{ mm}$$

$$A_g=5550 \text{ mm}^2 \quad I_x=2111 \text{ cm}^4 \quad r=61.6 \text{ mm}$$

Dayanım fazlalığı katsayısı hesabı

Bağ kirişi üzerindeki kesme kuvveti ($V_{E(Link)}$)=205.2 kN

Bağ kirişi üzerindeki kesme dayanımı ($V_{n(Link)}$)=570.16 kN

$R_y = 1.1$ (AISC 341-10 Table A3.1'e göre S355 için yaklaşık değer)

Olmak üzere;

Dayanım fazlalığı katsayısı aşağıda gösterildiği gibi hesaplanmaktadır.

$$\Omega = \frac{1.25 * R_y * V_{n(link)}}{V_{E(Link)}}$$
$$\Omega = \frac{1.25 * 1.1 * 570.16}{205.2} = 3.82$$

Bu durumda deprem kuvvetleri bu katsayı ile çarpılarak arttırılarak tasarıma devam edilir.

$$P_{emh} = 3.82 * 295 = 1126.9 \text{ kN}$$

Tasarım için gerekli eksenel kuvvet

- İkinci mertebe etkiler göz önünde bulundurulursa;

İkinci mertebe etkiler AISC-360-10 Appendix 8' e göre hesaplanmıştır.

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

Bu kısımda deprem kuvvetinden kaynaklanan iç kuvvetler bağlantı elemanın kesme dayanımı ile uyumlu olarak arttırılması sebebiyle B_2 katsayısının hesaplanmasına gerek yoktur

$$B_2 = 1$$

LRFD için;

$$P_u = (1.2 + 0.2) * 21.2 + 1126.9 + 0.5 * 5.6 = 1159.4 kN$$

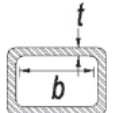
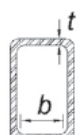
ASD için;

$$P_a = (1.0 + 0.14) * 21.2 + 0.7 * 1126.9 = 813 kN$$

Enkesit kontrolleri

Kirişte başlıkta enkesit kontrolleri AISC 341-10 Tablo D1.1'de kısmen sünek elemanlar için verilen sınırlara göre yapılmıştır (**Çizelge 5.3**).

Çizelge 5.3 : Kutu kesitlerde enkesit limitleri (AISC 360-10).

Eleman Tanımı	Narinlik Oranı	Sınır değerler		Açıklama
		<i>Süneklik Düzeyi</i> <i>Yüksek Elemanlar, λ_{hd}</i>	<i>Süneklik Düzeyi</i> <i>Normal Elemanlar, λ_{md}</i>	
Dikdörtgen kutu kesitler	b/t	$0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}^{[a]}$	$0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}}^{[b]}$	 
Yapma dikdörtgen kutu kesitler ve I kesitinden kutu şeklinde teşkil edilmiş kesitlerin başlıkları	b/t			

$$b / t_f = (140)/10=14$$

$$0.64 \sqrt{E / F_y} = 0.64 \sqrt{200000 / 355} = 15.2$$

14 < 15.2 Kesit Yeterli

Kiriş elemanında gövdede enkesit kontrolleri başlık için de kullanılan AISC 341-10 Tablo D1.1’de kısmen sünek elemanlar için verilen sınırlara göre kontrol edilmiştir (Çizelge 5.3).

Basınç dayanımı

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.00 * 4420}{61.6} = 71.7$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 200000}{71.7^2} = 384.3 \text{ N / mm}^2$$

$$\frac{R_y F_y}{F_e} = \frac{1.1 * 355}{384.3} = 1.02$$

$$1.02 \leq 2.25$$

$$F_{cr} = (0.658^{R_y F_y / F_e}) R_y F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{1.1 * 355 / 384.3}) * 1.1 * 355 = 255.2 \text{ N / mm}^2$$

$$P_n = F_{cr} * A_g = 255 * 5500 * 10^{-3} = 1403.7 \text{ kN}$$

LRFD	ASD
$\phi_n * P_n = 0.9 * 1403.7 = 1263.3 > 1159.4 \text{ kN}$ ok.	$\frac{P_n}{\Omega_n} = \frac{1403.7}{1.67} = 840.5 > 813 \text{ kN}$ ok.

Kutu 160*160*10 kesiti çapraz eleman için yeterlidir.

5.3.4 Kolonların tasarımı

5.3.4.1 X yönü depremi altında

İç kuvvetler

P _D (kN)	M _{Dx} (kNm)	M _{Dy} (kNm)	P _L (kN)	M _{Lx} (kNm)	M _{Ly} (kNm)	P _E (kN)	M _{Emhx} (kNm)	M _{Emhy} (kNm)
543	30	0	176	12.3	0	607.5	3.9	20.2

Seçilen kesit özellikleri

Seçilen kesit HEB400;

$$b=300 \text{ mm} \quad h=400 \text{ mm} \quad t_f=24 \text{ mm} \quad t_w = 13.5 \text{ mm}$$

$$A_g=19780 \text{ mm}^2 \quad S_x=2884 \text{ cm}^3 \quad Z_x=3232 \text{ cm}^3 \quad I_x=57680 \text{ cm}^4$$

$$r_x=170.8 \text{ mm} \quad r_y=74 \text{ mm} \quad I_y=10820 \text{ cm}^4 \quad J=355.7 \text{ cm}^4$$

$$S_y=721.3 \text{ cm}^3 \quad Z_y=1104 \text{ cm}^3$$

Kullanılan malzeme S355

$$F_Y = 355 \text{ N / mm}^2$$

$$F_u = 490 \text{ N / mm}^2$$

Tasarım için gerekli kuvvetlerin hesap yöntemi

Basınç için kullanılacak LRFD yük kombinasyonu;

$$(1.2 + 0.2S_{DS}) * D + E_{mh} + 0.5 * L$$

Basınç için kullanılacak ASD yük kombinasyonu;

$$(1.0 + 0.14S_{DS}) * D + 0.7 * E_{mh}$$

Çekme için kullanılacak LRFD yük kombinasyonu;

$$(0.9 - 0.2S_{DS}) * D + E_{mh}$$

Basınç için kullanılacak ASD yük kombinasyonu;

$$(0.6 - 0.14S_{DS}) * D + 0.7 * E_{mh}$$

AISC 341-10 Bölüm F3.3(1)(b) koşullara göre kolonun üzerindeki depremden kaynaklanan eksenel kuvvet incelenecek olan kolonun tepesinden itibaren bir üst kattan başlanarak kullanılan bağ kirişlerinin kesme dayanımlarının toplamı olarak alınmalıdır.

$$2.\text{kat}+3.\text{kat}+4.\text{kat}+\text{çatı katı bağ kirişleri dayanımı toplamı} = 570.16*4=2280.6 \text{ kN}$$

$$P_{emh} = 0.88*1.25*1.1*2280.6 = 2759.5$$

Moment ve eksenel kuvvet değerli ikinci mertebe etkiler göz önünde bulundurularak hesaplanacaktır.

Tasarım için gerekli moment ve aksenal kuvvet

- İkinci mertebe etkiler göz önünde bulundurulursa;

İkinci mertebe etkiler AISC-360-10 Appendix 8' e göre hesaplanmıştır.

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

Bu kısımda deprem kuvvetinden kaynaklanan iç kuvvetler bağlantı elemanın kesme dayanımı ile uyumlu olarak arttırılması sebebiyle B_2 katsayısının hesaplanmasına gerek yoktur

$$B_2 = 1$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e,1}}} \geq 1 \quad C_m = 1 \text{ (Konservatif kalmak için)}$$

$G_A = 1$; $G_B = \infty$ olmak üzere;

$$K_x = 0.875$$

$$G_B = 1 ;$$

$$G_A = \frac{\sum (I / L)_{KOLON}}{\sum (I / L)_{KIRIŞ}} = \frac{(57680 / 350) + (57680 / 300)}{(16270 / 600) + (16270 / 600)} = 6.5 \text{ olmak üzere;}$$

$$K_y = 1.75$$

$$K_x * L_x = 0.875 * 3500 = 3062 \text{ mm}$$

$$K_y * L_y = 1.75 * 3500 = 6125 \text{ mm}$$

$$P_{e,1x} = \frac{\pi^2 EI_x^*}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 * 200000 * 10820 * 10^4}{(3062)^2} * 10^{-3} = 22780 \text{ kN}$$

$$P_{e,1y} = \frac{\pi^2 EI_y^*}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 * 200000 * 57680 * 10^4}{(6125)^2} * 10^{-3} = 30349 \text{ kN}$$

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1 / M_2)$$

$$C_m = 0.6 - 0.4(0) = 0.6$$

Basınçta;

LRFD için;

$$P_u = (1.2 + 0.2) * 543 + 2759.5 + 0.5 * 607.5 = 3823.5 \text{ kN}$$

ASD için;

$$P_a = (1.0 + 0.14) * 543 + 0.7 * 2759.5 = 2550.7 \text{ kN}$$

Çekmede;

LRFD için;

$$P_u = (0.9 - 0.2) * 543 - 2759.5 = -2379.4 \text{ kN}$$

ASD için;

$$P_a = (1.0 + 0.14) * 543 + 0.7 * (-2759.5) = -1312.6 \text{ kN}$$

Sonuç olarak en elverişsiz durum basınç durumunda elde olduğundan hesapta kullanılacak olan eksenel kuvvet;

LRFD için;

$$P_u = 3823.5 \text{ kN}$$

ASD için;

$$P_a = 2550.7 \text{ kN}$$

LRFD	ASD
$B_{1x} = \frac{\alpha = 1.00}{1 - \frac{0.6}{1 - \frac{1 * (3823.5)}{22780}}} = 0.72$	$B_{1x} = \frac{\alpha = 1.60}{1 - \frac{0.6}{1 - \frac{1.6 * (2550.7)}{22780}}} = 0.73$

LRFD	ASD
$B_{1y} = \frac{\alpha = 1.00}{1 - \frac{0.6}{1 - \frac{1 * (3823.5)}{30349}}} = 0.69$	$B_{1x} = \frac{\alpha = 1.60}{1 - \frac{0.6}{1 - \frac{1.6 * (2550.7)}{30349}}} = 0.69$

Her iki durum içinde B değeri 1'den küçük olması sebebiyle iç kuvvetlerin arttırılmasına gerek yoktur.

Basınçta;

LRFD için;

$$M_{ux} = (1.2 + 0.2) * 30 + 3.9 + 0.5 * 12.3 = 52 kNm$$

$$M_{uy} = (1.2 + 0.2) * 0 + 20.2 + 0.5 * 0 = 20.2 kNm$$

ASD için;

$$M_{ax} = (1.0 + 0.14) * 30 + 0.7 * 3.9 = 36.9 kNm$$

$$M_{ay} = (1.0 + 0.14) * 0 + 0.7 * 20.2 = 14.14 kNm$$

Çekmede;

LRFD için;

$$M_{ux} = (0.9 - 0.2) * 30 + 3.9 + 0.5 * 12.3 = 31 kNm$$

$$M_{uy} = (0.9 - 0.2) * 0 + 20.2 + 0.5 * 0 = 20.2 kNm$$

ASD için;

$$M_{ax} = (0.6 - 0.14) * 30 + 0.7 * 3.9 = 16.5 kNm$$

$$M_{ay} = (0.6 - 0.14) * 0 + 0.7 * 20.2 = 14.14 kNm$$

Sonuç olarak en elverişsiz durum basınç durumunda elde olduğundan hesapta kullanılacak olan eksenel kuvvet;

LRFD için;

$$M_{ux} = 52 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 20.2 \text{ kNm}$$

ASD için;

$$M_{ax} = 36.9 \text{ kNm}$$

$$M_{ay} = 14.14 \text{ kNm}$$

Enkesit kontrolleri

Kolonda başlıkta enkesit kontrolleri AISC 341-10 Tablo D1.1'de sünek elemanlar için verilen sınırlara göre yapılmıştır

$$b / t_f = (300/2)/24=6.25$$

$$0.30\sqrt{E / F_y} = 0.30\sqrt{200000 / 355} = 7.12$$

6.25<7.12 Kesit Yeterli

Gövdede enkesit kontrolleri AISC 341-10 Tablo D1.1’de kısmen sünek elemanlar için verilen sınırlara göre yapılmıştır.

LRFD için;

$$P_y = F_y * A_g = 355 * 19780 * 10^{-3} = 7021.9kN$$

$$C_a = \frac{3823.5}{0.9 * 7021.9} = 0.6 \geq 125$$

$$0.77\sqrt{E / F_y} (2.93 - C_a) = 0.77\sqrt{200000 / 355} (2.93 - 0.6) = 42.6$$

$$h / t_w = (298/13.5)=22$$

22<42.6 Kesit Yeterli

ASD için;

$$C_a = \frac{2 * 2550.7}{7021.9} = 0.72 \geq 0.125$$

$$0.77\sqrt{E / F_y} (2.93 - C_a) = 0.77\sqrt{200000 / 355} (2.93 - 0.72) = 40.2$$

$$h / t_w = (298)/13.5=22$$

22<40.2 Kesit Yeterli

Basınç dayanımı

$$\frac{K_x L_x}{r_y} = \frac{3062}{74} = 41.4 \quad \frac{K_y L_y}{r_x} = \frac{6125}{170.8} = 35.9$$

$$\max\left(\frac{K_x L_x}{r_y}; \frac{K_y L_y}{r_x}\right) = 41.4$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 200000}{41.4^2} = 1152N / mm^2$$

$$\frac{R_y F_y}{F_e} = \frac{1.1 * 355}{1152} = 0.34$$

$$0.34 \leq 2.25$$

$$F_{cr} = (0.658^{R_y F_y / F_e}) R_y F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{1.1 * 355 / 1152}) * 1.1 * 355 = 339 \text{ N / mm}^2$$

$$P_n = F_{cr} * A_g = 339 * 19780 * 10^{-3} = 6702 \text{ kN}$$

LRFD	ASD
$\phi_n * P_n = 0.9 * 6702 = 6032 > 3823.5 \text{ kN}$ ok.	$\frac{P_n}{\Omega_n} = \frac{6702}{1.67} = 4013.2 > 2550.7 \text{ kN}$ ok.

Eğilme dayanımı

$L_b = 3500 \text{ mm}$ olmak üzere;

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{E / F_y} = 1.76 * 74 * \sqrt{200000 / 355} = 3091 \text{ mm}$$

Çift simetrlili I kesitlerde;

$c=1$;

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2 S_x}} = \sqrt{\frac{10820 * 10^4 * 376}{2 * 2884 * 10^3}} = 84 \text{ mm olmak üzere;}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \frac{S_x h_o}{J_c} \right)^2}}$$

$$L_r = 1.95 * 84 \frac{200000}{0.7 * 355} \sqrt{\frac{355.7 * 10^4 * 1}{2884 * 10^3 * 376}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 * 355}{200000} * \frac{2884 * 10^3 * 376}{355.7 * 10^4 * 1} \right)^2}}$$

$$L_r = 11705 \text{ mm}$$

$L_p < L_b < L_r$ olması sebebiyle burkulma inelastiktir ve aşağıdaki ifade ile belirlenir.

C_b (Moment düzeltme katsayısı) = 1 alınarak konservatif yaklaşım yapılmıştır.

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_p = F_y * Z_x = 355 * 3232 * 10^{-3} = 1147.4 \text{ kNm}$$

$$M_r = 0.7 * F_y * S_x = 0.7 * 355 * 2884 * 10^{-3} = 716.6 \text{ kNm}$$

$$M_n = 1 \left[1147.4 - (1147.4 - 716.6) \left(\frac{3500 - 3091}{11705 - 3091} \right) \right] = 1126.9 \text{ kNm}$$

LRFD	ASD
$\phi_b * M_{nx} = 0.9 * 1.1 * 1126.9 = 1115.6 > 52 \text{ kNm}$ ok.	$\frac{M_{nx}}{\Omega_b} = \frac{1126.9 * 1.1}{1.67} = 742.2 > 36.9 \text{ kNm}$ ok.

$$M_n = F_y * Z_y \leq 1.6 F_y * S_y = 355 * 1104 * 10^{-3} = 391.9 \leq 410 = 391.9 \text{ kNm}$$

LRFD	ASD
$\phi_b * M_{ny} = 0.9 * 1.1 * 391.9 = 388 > 20.2 \text{ kNm}$ ok.	$\frac{M_{ny}}{\Omega_b} = \frac{391.9 * 1.1}{1.67} = 258.1 > 14.14 \text{ kNm}$ ok.

P-M birleşik eğilme

P_r / P_c oranına bakılmalıdır.

LRFD	ASD
$\frac{P_r}{P_c} = \frac{3823.5}{6032} = 0.63$	$\frac{P_r}{P_c} = \frac{2550.7}{4013.2} = 0.64$

Her iki durumda da $P_r / P_c > 0.2$ olması sebebiyle Kiriş-kolon tasarımı aşağıdaki denklemi sağlamalıdır.

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

LRFD	ASD
$0.63 + \frac{8}{9} * \left(\frac{52}{1115.6} + \frac{20.2}{388} \right) = 0.72 \text{ ok.}$	$0.64 + \frac{8}{9} * \left(\frac{36.9}{742.2} + \frac{14.14}{258.1} \right) = 0.73 \text{ ok.}$

HEB 400 elemanı yeterlidir.

5.3.4.2 Y yönü depremi altında

Bu doğrultuda söz konusu kolon moment çerçevesinin de elemanı olması nedeniyle bu doğrultuda hakim deprem kuvveti etkisi altında da ayrıca kontrol edilerek yeterliliği gösterilmiştir.

İç kuvvetler

P_D (kN)	M_{Dx} (kNm)	M_{Dy} (kNm)	P_L (kN)	M_{Lx} (kNm)	M_{Ly} (kNm)	P_E (kN)	M_{Embx} (kNm)	M_{Emby} (kNm)
543	30	0	176	12.3	0	136	122.2	1

Seçilen kesit özellikleri

Seçilen kesit HEB400;

$$b=300 \text{ mm} \quad h=400 \text{ mm} \quad t_f=24 \text{ mm} \quad t_w = 13.5 \text{ mm}$$

$$A_g=19780 \text{ mm}^2 \quad S_x=2884 \text{ cm}^3 \quad Z_x=3232 \text{ cm}^3 \quad I_x=57680 \text{ cm}^4$$

$$r_x=170.8 \text{ mm} \quad r_y=74 \text{ mm} \quad I_y=10820 \text{ cm}^4 \quad J=355.7 \text{ cm}^4$$

$$S_y=721.3 \text{ cm}^3 \quad Z_y=1104 \text{ cm}^3$$

Kullanılan malzeme S355

$$F_Y = 355 \text{ N / mm}^2$$

$$F_u = 490 \text{ N / mm}^2$$

Tasarım için gerekli kuvvetlerin hesap yöntemi

Basınç için kullanılacak LRFD yük kombinasyonu;

$$(1.2 + 0.2S_{DS}) * D + E_{mh} + 0.5 * L$$

Basınç için kullanılacak ASD yük kombinasyonu;

$$(1.0 + 0.14S_{DS}) * D + 0.7 * E_{mh}$$

Çekme için kullanılacak LRFD yük kombinasyonu;

$$(0.9 - 0.2S_{DS}) * D + E_{mh}$$

Basınç için kullanılacak ASD yük kombinasyonu;

$$(0.6 - 0.14S_{DS}) * D + 0.7 * E_{mh}$$

AISC 341-10 Bölüm F3.3(1)(b) koşullara göre kolonun üzerindeki deprem kaynaklanan eksenel kuvvet incelenecek olan kolonun tepesinden itibaren bir üst kattan başlanarak kullanılan bağ kirişlerinin kesme dayanımlarının toplamı olarak alınmalıdır.

$$2.kat+3.kat+4.kat+çatı katı bağ kirişleri dayanımı toplamı = 570.16*4=2280.6 \text{ kN}$$

$$P_{emh} = 0.88*1.25*1.1 = 2759.5$$

Tasarım için gerekli moment ve eksenel kuvvet

- İkinci mertebe etkiler göz önünde bulundurulursa;

İkinci mertebe etkiler AISC-360-10 Appendix 8' e göre hesaplanmıştır.

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

Bu kısımda deprem kuvvetinden kaynaklanan iç kuvvetler bağlantı elemanın kesme dayanımı ile uyumlu olarak arttırılması sebebiyle B_2 katsayısının hesaplanmasına gerek yoktur

$$B_2 = 1$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e,1}}} \geq 1 \quad C_m = 1 \text{ (Konservatif kalmak için)}$$

$$K_x = 0.875$$

$$G_B = 1 ;$$

$$G_A = \frac{\sum (I / L)_{KOLON}}{\sum (I / L)_{KIRIŞ}} = \frac{(57680 / 350) + (57680 / 300)}{(16270 / 600) + (16270 / 600)} = 6.5 \text{ olmak üzere;}$$

$$K_y = 1.75$$

$$K_x * L_x = 0.875 * 3500 = 3062 \text{ mm}$$

$$K_y * L_y = 1.75 * 3500 = 6125 \text{ mm}$$

$$P_{e,1x} = \frac{\pi^2 EI_x^*}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 * 200000 * 10820 * 10^4}{(3062)^2} * 10^{-3} = 22780 \text{ kN}$$

$$P_{e,ly} = \frac{\pi^2 EI_y^*}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 * 200000 * 57680 * 10^4}{(6125)^2} * 10^{-3} = 30349 kN$$

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1 / M_2)$$

$$C_m = 0.6 - 0.4(0) = 0.6$$

Basınçta;

LRFD için;

$$P_u = (1.2 + 0.2) * 543 + 2759.5 + 0.5 * 607.5 = 3823.5 kN$$

ASD için;

$$P_a = (1.0 + 0.14) * 543 + 0.7 * 2759.5 = 2550.7 kN$$

Çekmede;

LRFD için;

$$P_u = (0.9 - 0.2) * 543 - 2759.5 = -2379.4 kN$$

ASD için;

$$P_a = (1.0 + 0.14) * 543 + 0.7 * (-2759.5) = -1312.6 kN$$

Sonuç olarak en elverişsiz durum basınç durumunda elde olduğundan hesapta kullanılacak olan eksenel kuvvet;

LRFD için;

$$P_u = 3823.5 \text{ kN}$$

ASD için;

$$P_a = 2550.7 \text{ kN}$$

LRFD	ASD
$\alpha = 1.00$ $B_{1x} = \frac{0.6}{1 - \frac{1 * (3823.5)}{22780}} = 0.72$	$\alpha = 1.60$ $B_{1x} = \frac{0.6}{1 - \frac{1.6 * (2550.7)}{22780}} = 0.73$

LRFD	ASD
$B_{1y} = \frac{\alpha = 1.00}{0.6} = \frac{0.6}{1 - \frac{1*(3823.5)}{30349}} = 0.69$	$B_{1x} = \frac{\alpha = 1.60}{0.6} = \frac{0.6}{1 - \frac{1.6*(2550.7)}{30349}} = 0.69$

Her iki durum içinde B değeri 1'den küçük olması sebebiyle iç kuvvetlerin artırılmasına gerek yoktur.

Basınçta;

LRFD için;

$$M_{ux} = (1.2 + 0.2) * 30 + 122.2 + 0.5 * 12.3 = 170.4 kNm$$

$$M_{uy} = (1.2 + 0.2) * 0 + 1 + 0.5 * 0 = 1 kNm$$

ASD için;

$$M_{ax} = (1.0 + 0.14) * 30 + 0.7 * 122.2 = 119.7 kNm$$

$$M_{ay} = (1.0 + 0.14) * 0 + 0.7 * 1 = 0.7 kNm$$

Çekmede;

LRFD için;

$$M_{ux} = (0.9 - 0.2) * 30 + 122.2 + 0.5 * 12.3 = 149.3 kNm$$

$$M_{uy} = (0.9 - 0.2) * 0 + 1 + 0.5 * 0 = 1 kNm$$

ASD için;

$$M_{ax} = (0.6 - 0.14) * 30 + 0.7 * 122.2 = 96.3 kNm$$

$$M_{ay} = (0.6 - 0.14) * 0 + 0.7 * 1 = 0.7 kNm$$

Sonuç olarak en elverişsiz durum basınç durumunda elde olduğundan hesapta kullanılacak olan eksenel kuvvet;

LRFD için;

$$M_{ux} = 170.4 kNm$$

$$M_{uy} = 1 kNm$$

ASD için;

$$M_{ax} = 119.7 \text{ kNm}$$

$$M_{ay} = 0.7 \text{ kNm}$$

Enkesit kontrolleri

Kolonda başlıkta enkesit kontrolleri AISC 341-10 Tablo D1.1'de sünek elemanlar için verilen sınırlara göre yapılmıştır

$$b / t_f = (300/2)/24=6.25$$

$$0.30\sqrt{E / F_y} = 0.30\sqrt{200000 / 355} = 7.12$$

$$6.25 < 7.12 \text{ Kesit Yeterli}$$

Gövdede enkesit kontrolleri AISC 341-10 Tablo D1.1'de kısmen sünek elemanlar için verilen sınırlara göre yapılmıştır.

LRFD için;

$$P_y = F_y * A_g = 355 * 19780 * 10^{-3} = 7021.9 \text{ kN}$$

$$C_a = \frac{3823.5}{0.9 * 7021.9} = 0.6 \geq 125$$

$$0.77\sqrt{E / F_y} (2.93 - C_a) = 0.77\sqrt{200000 / 355} (2.93 - 0.6) = 42.6$$

$$h / t_w = (298/13.5)=22$$

$$22 < 42.6 \text{ Kesit Yeterli}$$

ASD için;

$$C_a = \frac{2 * 2550.7}{7021.9} = 0.72 \geq 0.125$$

$$0.77\sqrt{E / F_y} (2.93 - C_a) = 0.77\sqrt{200000 / 355} (2.93 - 0.72) = 40.2$$

$$h / t_w = (298)/13.5=22$$

$$22 < 40.2$$

Enkesit koşulları sağlanmıştır.

Enkesit koşulları açısından kesit yeterlidir.

Basınç dayanımı

$$\frac{K_x L_x}{r_y} = \frac{3062}{74} = 41.4 \quad \frac{K_y L_y}{r_x} = \frac{6125}{170.8} = 35.9$$

$$\max\left(\frac{K_x L_x}{r_y}; \frac{K_y L_y}{r_x}\right) = 41.4$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 200000}{41.4^2} = 1152 N / mm^2$$

$$\frac{R_y F_y}{F_e} = \frac{1.1 * 355}{1152} = 0.34$$

$$0.34 \leq 2.25$$

$$F_{cr} = (0.658^{R_y F_y / F_e}) R_y F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{1.1 * 355 / 1152}) * 1.1 * 355 = 339 N / mm^2$$

$$P_n = F_{cr} * A_g = 339 * 19780 * 10^{-3} = 6702 kN$$

LRFD	ASD
$\phi_n * P_n = 0.9 * 6702 = 6032 > 3823.5 kN$ ok.	$\frac{P_n}{\Omega_n} = \frac{6702}{1.67} = 4013.2 > 2550.7 kN$ ok.

Eğilme dayanımı

$L_b = 3500 mm$ olmak üzere;

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{E / F_y} = 1.76 * 74 * \sqrt{200000 / 355} = 3091 mm$$

Çift simetrik I kesitlerde;

$c=1$;

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2 S_y}} = \sqrt{\frac{10820 * 10^4 * 376}{2 * 2884 * 10^3}} = 84 mm \text{ olmak üzere;}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_y h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \frac{S_y h_o}{J_c} \right)^2}}$$

$$L_r = 1.95 * 84 \frac{200000}{0.7 * 355} \sqrt{\frac{355.7 * 10^4 * 1}{2884 * 10^3 * 376}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 * 355}{200000} * \frac{2884 * 10^3 * 376}{355.7 * 10^4 * 1} \right)^2}}$$

$$L_r = 11705 \text{ mm}$$

$L_p < L_b < L_r$ olması sebebiyle burkulma inelastiktir ve aşağıdaki ifade ile belirlenir.

C_b (Moment düzeltme katsayısı) = 1 alınarak konservatif yaklaşım yapılmıştır.

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_p = F_y * Z_y = 355 * 3232 * 10^{-3} = 1147.4 \text{ kNm}$$

$$M_r = 0.7 * F_y * S_y = 0.7 * 355 * 2884 * 10^{-3} = 716.6 \text{ kNm}$$

$$M_n = 1 \left[1147.4 - (1147.4 - 716.6) \left(\frac{3500 - 3091}{11705 - 3091} \right) \right] = 1126.9 \text{ kNm}$$

LRFD	ASD
$\phi_b * M_{nx} = 0.9 * 1.1 * 1126.9 = 1115.6 > 170.4 \text{ kNm}$ ok.	$\frac{M_{nx}}{\Omega_b} = \frac{1126.9 * 1.1}{1.67} = 742.2 > 119.7 \text{ kNm}$ ok.

$$M_n = F_y * Z_y \leq 1.6 F_y * S_y = 355 * 1104 * 10^{-3} = 391.9 \leq 410 = 391.9 \text{ kNm}$$

LRFD	ASD
$\phi_b * M_{ny} = 0.9 * 1.1 * 391.9 = 388 > 1 \text{ kNm}$ ok.	$\frac{M_{ny}}{\Omega_b} = \frac{391.9 * 1.1}{1.67} = 258.1 > 0.7 \text{ kNm}$ ok.

P-M birleşik eğilme

P_r / P_c oranına bakılmalıdır.

LRFD	ASD
$\frac{P_r}{P_c} = \frac{3823.5}{6032} = 0.63$	$\frac{P_r}{P_c} = \frac{2550.7}{4013.2} = 0.64$

Her iki durumda da $P_r / P_c > 0.2$ olması sebebiyle Kiriş-kolon tasarımı aşağıdaki denklemi sağlamalıdır.

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

LRFD	ASD
$0.63 + \frac{8}{9} * \left(\frac{170.4}{1115.6} + \frac{1}{388} \right) = 0.78$ ok.	$0.64 + \frac{8}{9} * \left(\frac{119.7}{742.2} + \frac{0.7}{258.1} \right) = 0.79$ ok.

HEB 400 elemanı yeterlidir

.

6. YAPININ DOĞRUSAL OLMAYAN STATİK İTME ANALİZİ

Mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesinde en yaygın olarak kullanılan yöntemlerin başında doğrusal olmayan statik itme analizi gelir. Bu analiz yöntemi en genel anlamda yapı üzerindeki düşey yükler altında yatay yükün yavaş yavaş artırılarak yapıyı oluşturan elemanlarda plastik deformasyonlar gözönüne alınarak performansın belirlenmesi esasına dayanır. Bu yatay yük arttırımı binada belirlenmiş deplasman sınırına ulaşıncaya kadar devam eder. Bu yöntem yapının deplasman yeteneğine dayanan ve süneklikle doğrudan alakalı bir yöntemdir. Bu yöntem kullanılarak yapının göçme şekli de kolaylıkla elde edilebilir. Ancak unutulmamalıdır ki, bu yöntem yapıda gevrek kırılma (ani göçme) olmadığı durumlarda uygulanabilen bir yöntemdir.

Bu bölümde, dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler için yönetmelikte verilen dayanım fazlalığı katsayısını değerlendirebilmek amacıyla, AISC 341-10 koşulları ile tasarımı yapılmış sistemin doğrusal olmayan statik itme analizleri yapılmıştır.

6.1 Doğrusal Olmayan Statik İtme Analizi

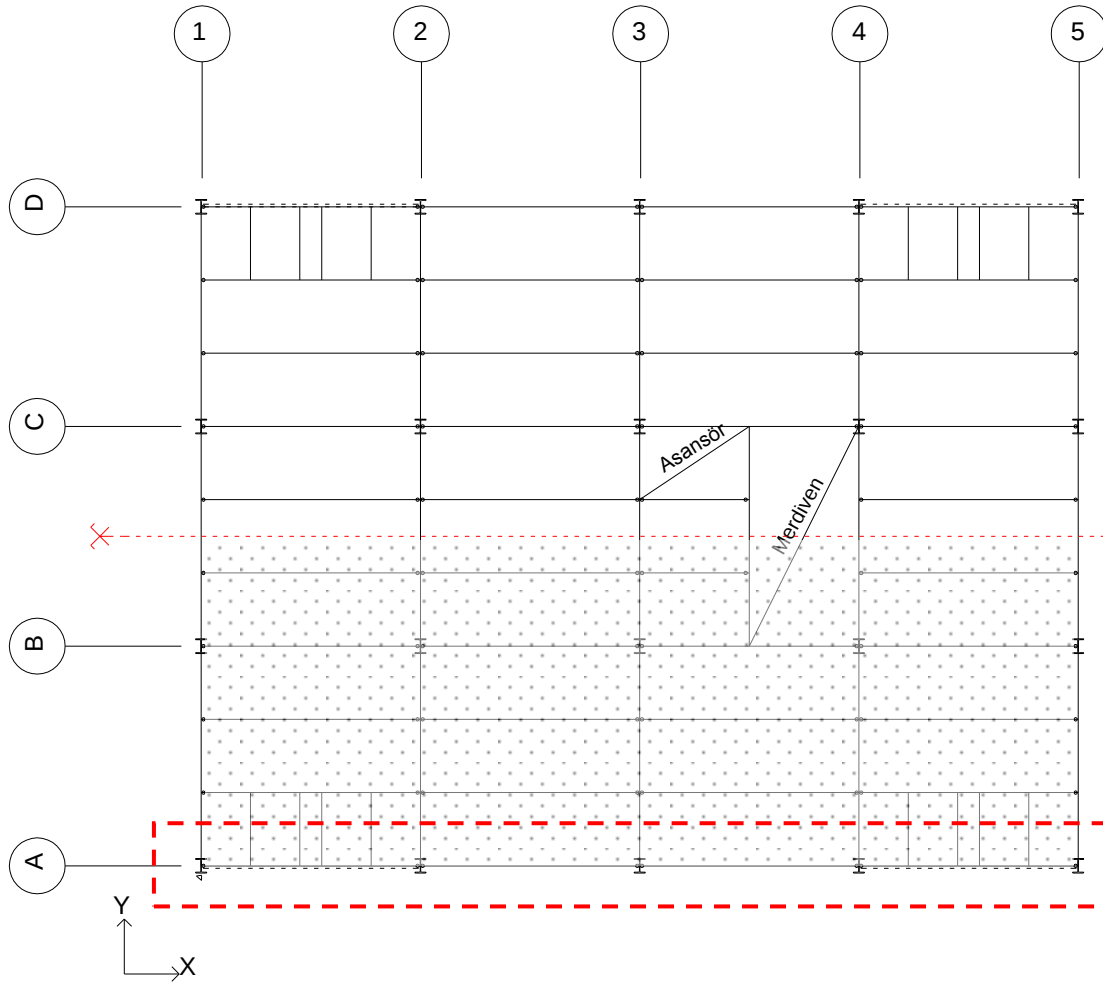
AISC 341-10 koşulları ile tasarımı yapılan dışmerkez çaprazlı çelik çerçevenin iki boyutlu yapı modelleri OpenSEES (Open System for Earthquake Engineering Simulation) yazılımı kullanılarak oluşturulmuş, doğrusal olmayan statik itme analizi gerçekleştirilmiştir. Doğrusal olmayan statik itme analizi sonucunda sistemlerin taban kesme kuvveti-tepe deplasman eğrileri elde edilerek dayanım fazlalığı katsayıları hesaplanmıştır. Dayanım fazlalığı katsayısı belirlenmesinde üç farklı yaklaşım göz önüne alınmış ve sonuçlar karşılaştırılmıştır.

OpenSEES programı açık kaynak kodlu bir sonlu eleman yazılımı olup yapısal sistemlerin sismik tepkilerinin elde edilmesinde sıklıkla kullanılır. Bu program geniş malzeme modeli, elemanları ve çözüm algoritmaları sayesinde yapıların doğrusal olmayan davranışlarını modelleme ve analiz etmede ileri düzeyde olanaklar sunar.

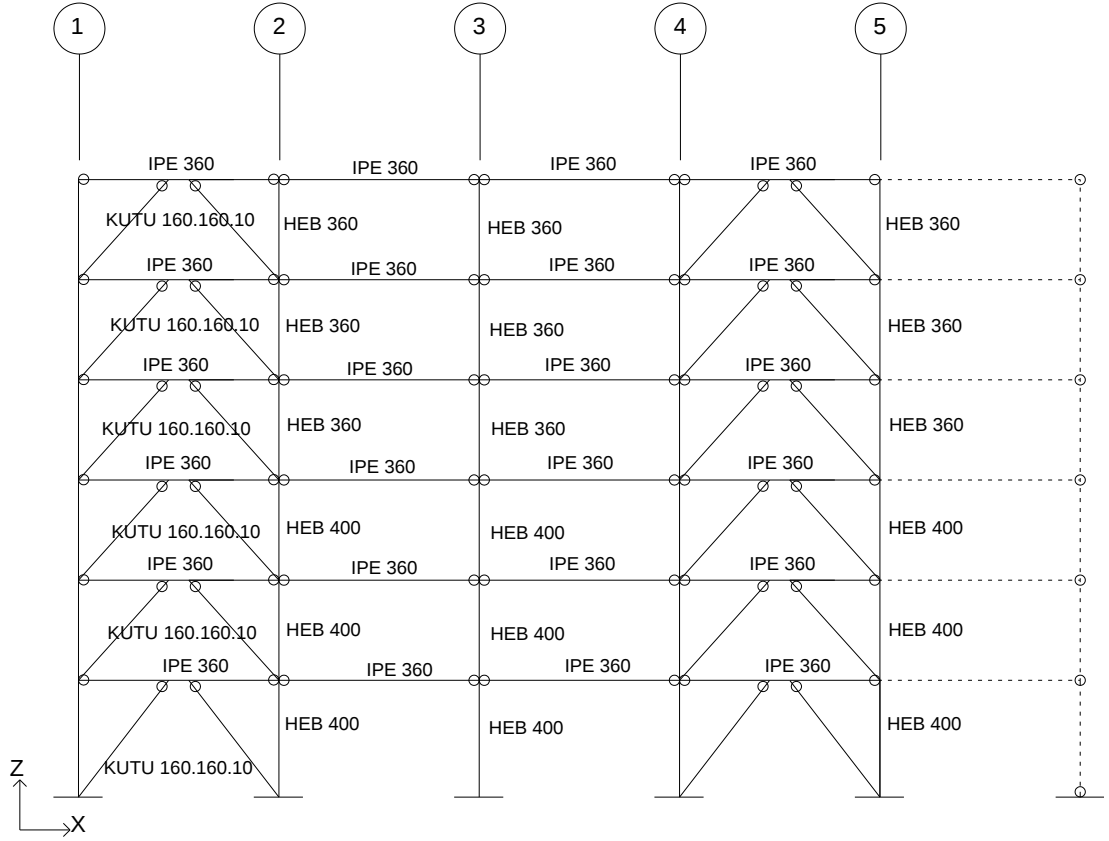
Boyutlandırılması yapılan yapı her iki doğrultu için de simetrik olup, bir doğrultuda dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve ve diğer doğrultuda moment aktaran çelik

çerçevelerden oluşmaktadır. Doğrusal olmayan analizde yalnızca dışmerkez çaprazlı çerçevelerin iki boyutlu modelleri oluşturulmuştur. Burada yapının simetrik olması sebebiyle yalnızca tek bir simetri parçası hesaba katılmıştır. Ayrıca, yapı üzerinde diğer akslardaki düşey yüklerin modele aktarılması için dışmerkez çaprazlı çerçevelerin dışında kalan taşıyıcı elemanlar, yanal rijitlik sağlamayan, yalnızca yük aktaran fiktif elemanlar olarak modele eklenmiştir. Düşey yükler sismik kütle ile orantılı olarak hesaplanmıştır. Yani deprem yönetmeliğine göre hareketli yükler hareketli yük azaltma katsayısı kullanılarak düşey yük hesabına eklenmiştir. Bu hareketli yük azaltma katsayısı, bu tez çalışması kapsamında modellenen binanın konut-işyeri olarak kabul edilmesi sebebi ile 0.3 değerini almıştır.

Şekil 6.1’de verilen yapı planı üzerinde ilgili çerçeve ve etkili olduğu alan tanımlanmıştır. Dışmerkez çaprazlı çerçeve ve buna paralel aksı temsil eden fiktif kolonlar Şekil 6.2’de gösterildiği gibi OpenSEES programında modellenmiştir.



Şekil 6.1 : Çerçevenin ve etkili alanının sistem planı üzerinde gösterilmesi.



Şekil 6.2 : Dışmerkez çaprazlı çerçevenin OpenSEES modeli gösterimi.

6.2 OpenSEES Programında Yapı Elemanlarının Modellenmesi

Bu program vasıtası ile doğrusal olmayan statik itme analizi yapılacak olan dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve sisteminin modellenmesinde elemanların doğrusal olmayan davranışlarının temsil edilmesi için bir takım varsayımlar yapılmıştır.

Modellemeye başlanırken öncelikle düğüm noktalarını temsil eden ve node adı verilen komutlar kullanılarak bu düğüm noktalarının 3 boyutlu uzayda koordinatları tanımlanır.

node 1 0.0 0.0 0.0 (1 numaralı düğüm noktasının 3 boyutlu uzayda sırasıyla x,y,z koordinatlarının modellenmesi sırasında kullanılan komutun gösterimi)

node 5 3.0 17.0 6.0 (5 numaralı düğüm noktasının 3 boyutlu uzayda sırasıyla x,y,z koordinatlarının modellenmesi sırasında kullanılan komutun gösterimi)

OpenSEES programında sınır koşullarını temsil etmek için “fix” komutu kullanılarak, “0” ya da “1” değerleri kullanılır. bu anlatımda “0” komutu ilgili serbestlik için sınırlandırılmamış hareketi temsil ederken, “1” sınırlandırılmış hareketi temsil etmektedir. Bu tez kapsamında modellenen yapıda fiktif kolonlar

dışındaki tüm kolonlar temele ankastre bağlıdır. Buna göre ankastre bağlı kolonun tüm serbestlikleri sınırlandırılmış olduğundan OpenSEES modelinde tanımlanması aşağıdaki örnekte temsil edildiği gibidir.

fix 1 1 1 1 1 1 (1 numaralı düğüm noktası için altı serbestlikli bir sistemde sırasıyla dx, dy, dz, Θ_x , Θ_y , Θ_z sınır koşullarının engellenmesi durumu)

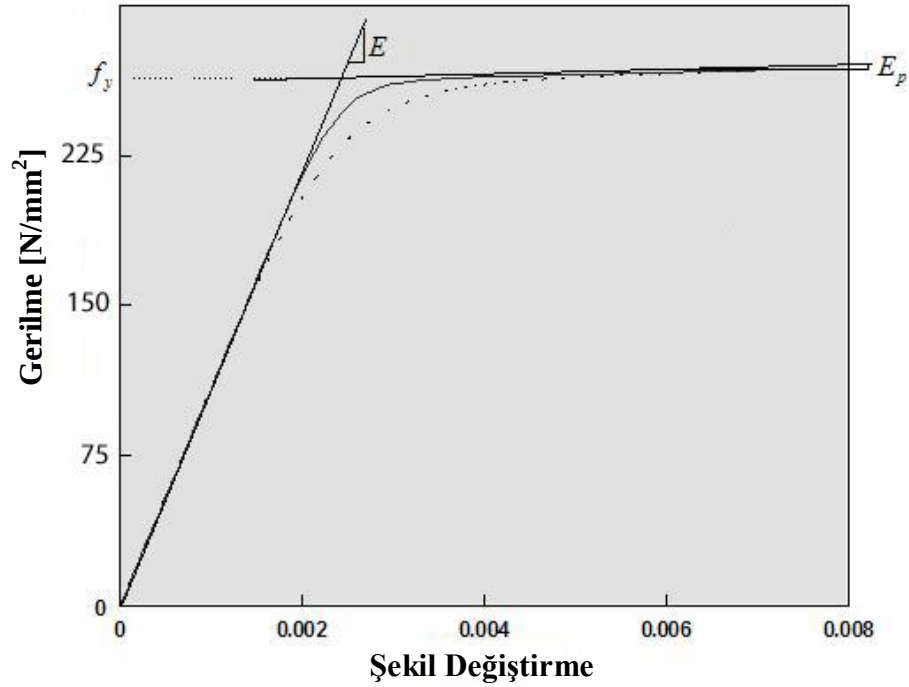
Yapıda dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve sistemi dışında kalan akslardaki düşey yüklerin aktarılması amacıyla modellenen fiktif taşıyıcı elemanlar yalnızca eksenel yük taşıyan, hiçbir yatay taşıyıcılığı olmayan çubuk elemanlar ile modellenmiştir. Bu fiktif taşıyıcı elemanlara diğer akslara gelen düşey yükler hesaplanarak etki ettirilmiştir. OpenSEES programında yalnızca eksenel yük taşıyan elemanlar “truss” eleman olarak tanımlanır. Fiktif kolonlar bu şekilde tanımlandıkları için bağlantılarının mafsallı olarak teşkil edilmesine gerek duyulmamıştır. Sonuç olarak fiktif kiriş ve kolonlar için elastisite modülü ve kesit alanı büyük olan makas elemanlar tanımlanarak modelde yalnızca eksenel kuvvet aktaran elemanlar olarak kullanılmıştır.

Ana çerçeve kirişlerinin bağlantıları mafsallı olarak teşkil edilmiştir. Bu bağlantının teşkili için öncelikle, kolonun ekseninin yarısı ile kirişin başlangıç noktası arasında rijit kısmın göz önüne alınabilmesi için elastisite modülü çok yüksek olan malzeme tanımı kullanılarak, “elasticBeamColumn” komutu ile birleşimin elastik olmasını sağlayan bir eleman tanımlanmıştır. Bu rijit bölgenin uç noktası ile kiriş uç noktası arasında “ZeroLength” komutu ile tanımlanan elemanda mafsallı bağlantının gerçekleştirilmesi için elastisite modülü düşük malzeme tanımlanmıştır.

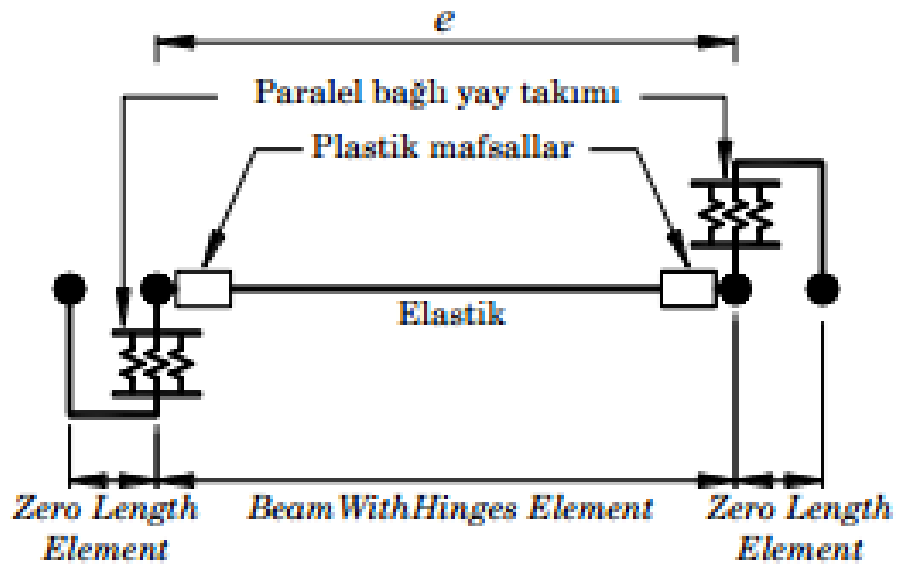
Kiriş, kolon ve çaprazlar için, OpenSEES’de tanımlı “nonlinearBeamColumn” elemanlar kullanılmıştır. Malzeme modelleri için OpenSEES’de “Steel02” olarak adlandırılan, pekleşme etkisinin de göz önüne alındığı Giuffré-Menegotto Pinto modeli kullanılmıştır. Malzeme modeli gerilme-şekil değiştirme ilişkisi Şekil 6.3’te verilmiştir. Burada pekleşme katsayısı olarak kullanılan “b” için 0.01 alınmıştır. Doğrusal bölgede malzemenin elastisite modülü E ile temsil edilirken, E_p pekleşen bölgedeki elastisite modülünü göstermektedir. Çeliğin akma dayanımı ise F_y olarak temsil edilmiştir.

Yapıda kullanılan bağ kirişlerinin modellenmesi için, “BeamsWithHinges” elemanı kullanılmıştır. Buna göre, bağ kirişinin her iki ucu arasında kalan bölgenin elastik

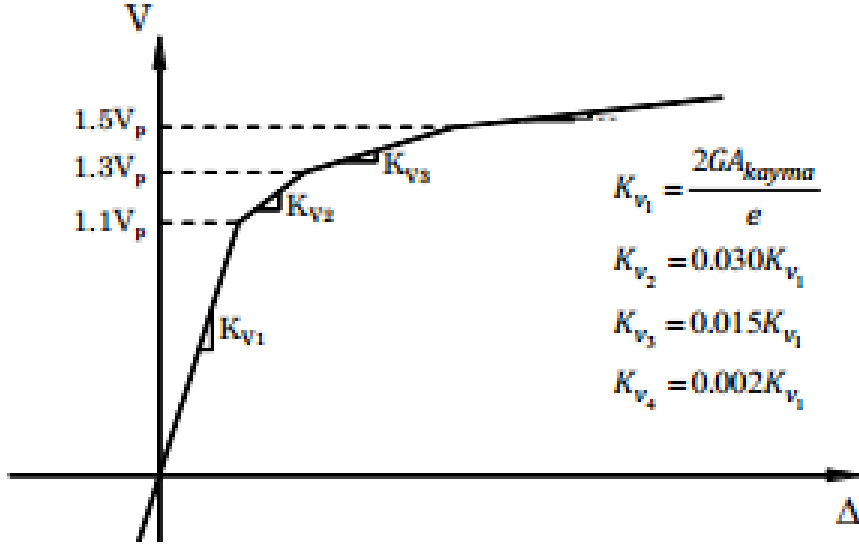
davranacağı varsayılırken, her iki uçta tanımlanan birbirine paralel üç yay sayesinde bağ kirişi elemanın elastik olmayan davranışı temsil edilmiştir (Şekil 6.4). Bağ kirişi kayma dayanımı V_p esas alınarak yay sistemindeki her bir yay ile ideal elasto-plastik davranış gösterecek şekilde tanımlanmıştır (Şekil 6.5). Ayrıca bağ kirişi uçlarında bağ kirişinin eğilme momenti etkisini temsil etmek için M_p , bağ kirişinin plastik eğilme momenti kullanılarak plastik mafsallar tanımlanmıştır.



Şekil 6.3 : OpenSEES Steel02 malzemesi gerilme-şekil değiştirme eğrisi.



Şekil 6.4 : OpenSEES programında bağ kirişi davranışının temsil edilmesi.



Şekil 6.5 : Bağ kirişinin ideal elasto-plastik davranışı (Richards, P.W., 2006).

Doğrusal olmayan statik itme analizinin yük dağılımında deprem hesabında kullanılan yatay yük dağıtma katsayıları kullanılmıştır. Bu katsayılar Denklem 6.1’de gösterildiği gibi hesaplanmaktadır. Bu denklemde w_i kat ağırlığını, H_i kat yüksekliğini temsil etmektedir.

$$\frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j} \quad (6.1)$$

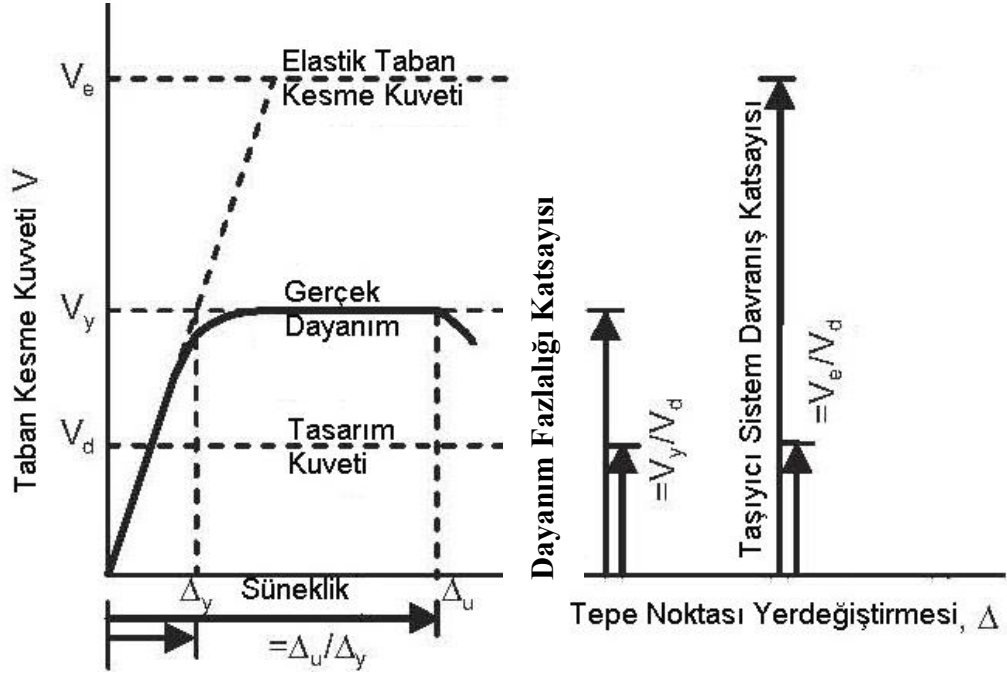
6.3 Doğrusal Olmayan Statik İtme Analizi Sonuçları

Verilen açıklamalar doğrultusunda üç boyutlu sistemin 2 boyutlu modeli OpenSEES programı kullanılarak modellenmiş ve statik itme analizi gerçekleştirilmiştir. Maksimum taban kesme kuvveti aşağıda açıklanan 3 farklı varsayım ile belirlenerek dayanım fazlalığı katsayıları hesaplanmıştır:

- Binanın tepe yer değiştirmesi istemine karşı gelen, tepe noktasının yer değiştirmesinin toplam kat yüksekliğinin yüzde 2’sine ulaştığı durumdaki taban kesme kuvveti,
- İtme eğrisinin elastik ve elastik olmayan kısmının teğetlerinin kesişim noktasına karşı gelen taban kesme kuvveti
- Bağ kirişi dönme açısının 0.08 radyan değerine ulaştığı andaki taban kesme kuvveti.

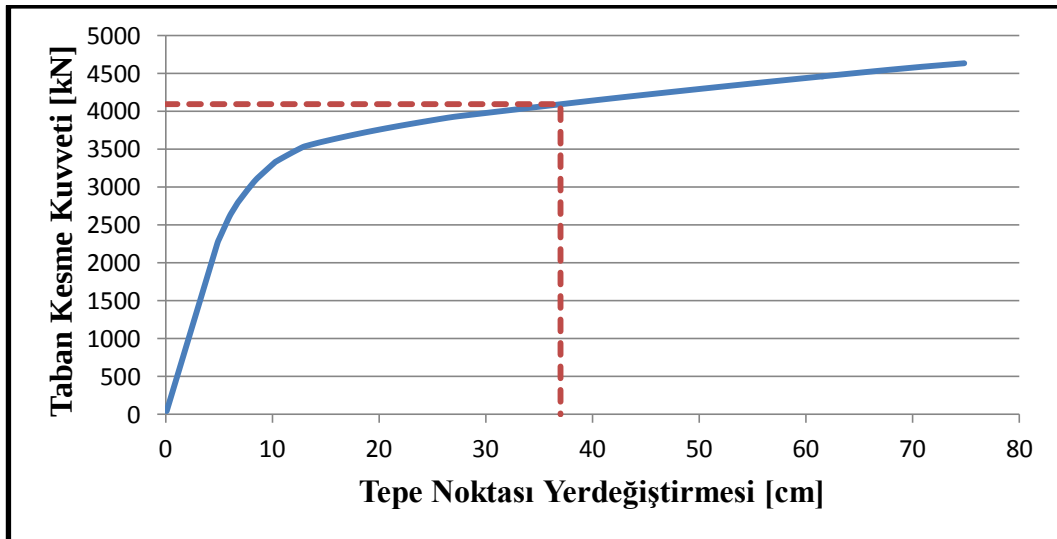
Dayanım fazlalığı katsayısı, göz önüne alınan maksimum taban kesme kuvvetinin (V_y) tasarım taban kesme kuvvetine (V_d) oranlanarak elde edilir (6.2).

$$\Omega = \frac{V_y}{V_d} \quad (6.2)$$



Şekil 6.6 : Dayanım fazlalığı katsayısı hesabı şematik gösterimi.

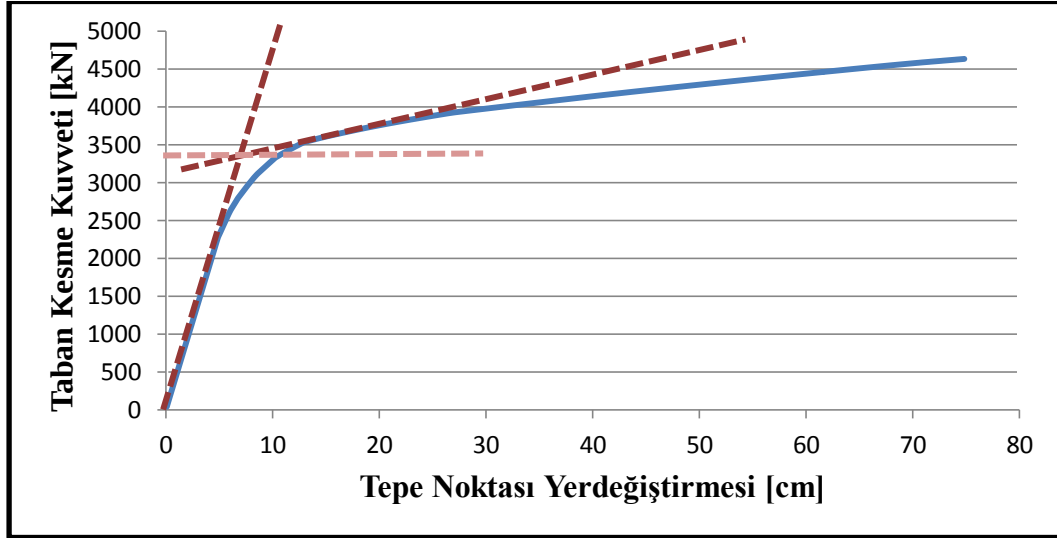
Binanın tepe yerdeğiştirmesi istemine karşı gelen, binanın tepe noktasının yerdeğiştirmesinin toplam kat yüksekliğinin yüzde 2 mertebisine ulaştığı andaki taban kesme kuvveti olarak alınması ile $\Omega=2.83$ olarak bulunmuştur (Şekil 6.7).



Şekil 6.7 : Boyutlandırılan sistem için taban kesme kuvveti (1. Yaklaşım).

$$\Omega = \frac{V_y}{V_d} = \frac{4094.39}{1447.9} = 2.83$$

İkinci yaklaşım olarak, maksimum taban kesme kuvveti, itme eğrisinin elastik bölgeyi temsil eden eğrinin ve elastik olmayan bölgeyi temsil eden eğrinin teğet doğrularının kesişimine denk gelen taban kesme kuvveti olarak alınması ile $\Omega=2.33$ olarak bulunmuştur (Şekil 6.8).



Şekil 6.8 : Boyutlandırılan sistem için taban kesme kuvveti (2. Yaklaşım).

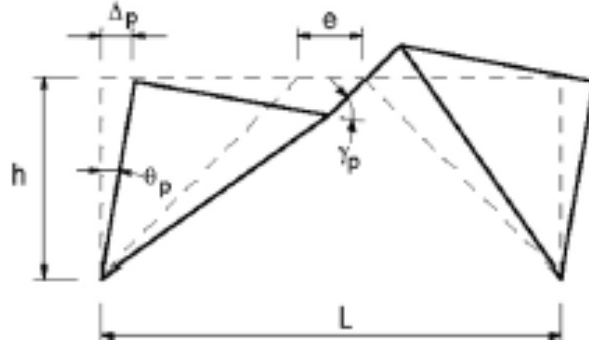
$$\Omega = \frac{V_y}{V_d} = \frac{3380}{1447.9} = 2.33$$

Üçüncü yaklaşım olarak ise, maksimum taban kesme kuvveti, Δ_i görelî kat ötelemesine bağı olarak

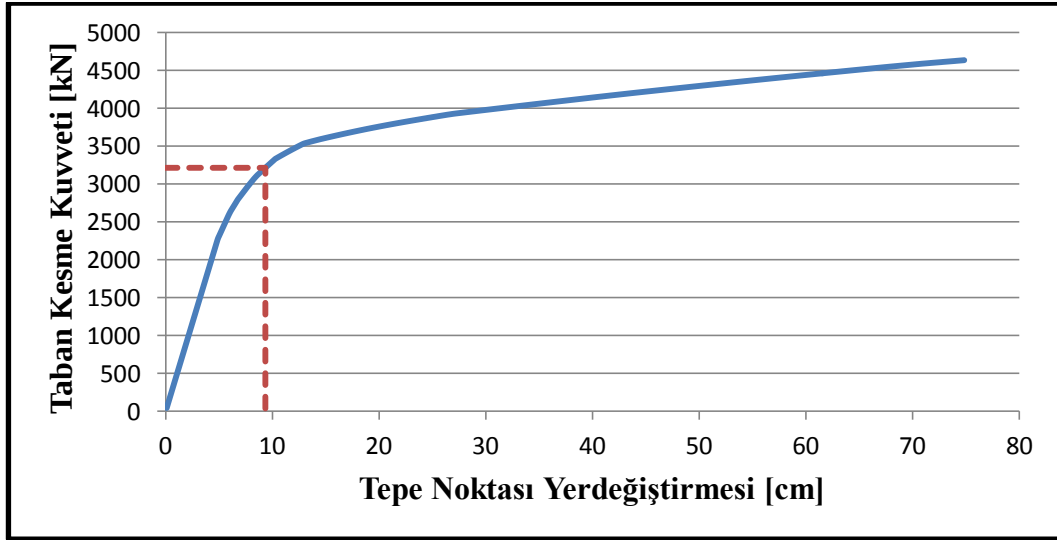
$$\theta_p = R \frac{\Delta_i}{h_i} \quad (6.3)$$

6.3 denklemi ile bulunan görelî kat ötelemesi açısından dolayı, bağ kirişî ile bu kirişin uzantısındaki kat kirişî arasında meydana gelen γ_p bağ kirişî dönme açısının 0.08 radyan değerine ulaştığı anda sistemde meydana gelen taban kesme kuvveti olarak alınmasına karar verilmiştir. Bağ kirişî dönme açısı Denklem 6.3 ve Şekil 6.9'da gösterildiğı gibi hesaplanmıştır.

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p \quad (6.4)$$



Şekil 6.9 : Bağ kirişi dönme açısı (γ_e).



Şekil 6.10 : Boyutlandırılan sistem için taban kesme kuvveti (3. Yaklaşım).

$$\Omega = \frac{V_y}{V_d} = \frac{3213.4}{1447.9} = 2.22$$

Maksimum taban kesme kuvveti olarak bağ kirişi ile bu kirişin uzantısındaki kat kirişi arasında meydana gelen γ_p bağ kirişi dönme açısının 0.08 radyan değerine ulaştığı anda sistemde meydana gelen taban kesme kuvvetinin alınması ile $\Omega=2.22$ olarak bulunmuştur (Şekil 6.10).

7. SONUÇLAR

Bu çalışma dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve sisteminin AISC 341-10, AISC 360-10 yönetmeliklerinde yer alan koşullara göre taşıyıcı eleman kesitlerinin belirlenmesi ve bu kesitlerin OpenSEES programı yardımıyla doğrusal olmayan statik itme analizi yöntemi ile kontrollerini kapsamaktadır. Çalışmada incelenmek üzere bir doğrultuda dışmerkez çaprazlı diğer doğrultuda moment çerçevelerden oluşan 6 katlı konut-işyeri olarak kullanılacak yapı sistemi tercih edilmiştir. Tasarım sırasında deprem hesabı için TDY-07 yönetmeliğinde yer alan esaslar kullanılmıştır. Dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve sistemin tasarımı AISC 341-10 ve AISC 360-10 yönetmeliğindeki esaslar kullanılarak yapılmıştır. Sistem tasarımları tamamlandıktan sonra yapının doğrusal olmayan statik itme analizi yöntemi ile mevcut kesitlerin kontrol edilmesi için 2 boyutlu analitik modelleri oluşturularak sistemin davranış eğrileri elde edilmiştir.

Bu çalışma dışmerkez çaprazlı çelik çerçevenin AISC 360-10 ve AISC 341-10 yönetmeliklerindeki koşullar kullanılarak analizini, tasarımı ve bu sonuçlarının doğrusal olmayan statik itme analizi kontrollerini içermektedir.

Bu çalışma sonucunda elde edilen sonuçlar aşağıda kısaca özetlenmiştir.

1. AISC 341-10 ve AISC 360-10 yönetmeliklerindeki koşullar kullanılarak hesaplanan kesitler; bağ kirişleri ve bağ kirişi dışında kullanılan kirişler için IPE 360, çapraz elemanlar için kutu 160*160*10 ve kolonlar için HEB400'dür.
2. Doğrusal olmayan statik itme analizinde dayanım fazlalığı katsayıları hesabında üç farklı varsayım hesaba katılmıştır. Bu varsayımlar; binanın tepe yer değiştirmesi istemine karşı gelen tepe noktasının yer değiştirmesinin toplam kat yüksekliğinin yüzde 2'sine ulaştığı durumdaki taban kesme kuvveti alınarak dayanım fazlalığı katsayısı hesabı, itme eğrisinin elastik ve elastik olmayan kısmının teğetlerinin kesişim noktasına karşı gelen taban kesme kuvveti kullanılarak dayanım fazlalığı katsayısı hesabı, bağ kirişi dönme açısının 0.08 radyan değerine ulaştığı andaki taban kesme kuvveti

kullanılarak dayanım fazlalığı katsayısının hesaplanmasıdır. Bu varsayımlar altında, tez çalışmasının birinci bölümünde AISC 360-10 ve AISC 341-10 yönetmeliklerinde yer alan koşullara göre tasarlanan yapının dayanım fazlalığı katsayıları sırasıyla 2.83, 2.33, 2.22 olarak hesaplanmıştır. Bu değerler, ASCE 7-10 yönetmeliğinde dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve sistemler için verilen “2” değerini sağlamaktadır.

KAYNAKLAR

AISC 341-10. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, 2010, Chicago, Illinois 60601-1802.

AISC Seismic Design Manual, *Second Edition*.

AISC 360-10. Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, 2010, Chicago, Illinois 60601-1802.

Annan, C.D. ve Youssef M.A. ve El Naggar, M. H. (2009). Seismic Overstrength in Braced Frames of Modular Steel Buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 13: 1,1 – 21.

ATC 19 (1995). Sturctural Responce Modification Factors, Applied Technology Council, California 94065.

DBYBHY. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik 2007, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.

Eşsiz, Ö. (2005). Deprem Bölgelerindeki Çelik Çapraz Çerçeve Sistemlerin Avantajları. *Deprem Sempozyumu*, 23-25 Mart 2005, Kocaeli.

Kyaw Kyaw, P.T., (2010). Study on Nonlinear-Performance Behavior of the Six-Storey Framed Building in Yangon Under Design Earthquake using Pushover Analysis. World Academy of Science, *Engineering and Technology* Vol.48.

Özer, E., (2008) İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Yapı Mühendisliği İleri Yapı Statiği Ders Notları, 2008, İstanbul.

Ramadan, T., and Ghobarah, A., (1995). Analytical Model for Shear-Link Behavior." *Journal of Structural Engineering*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 121(11), 1574-1580.

Richards, P.W., (2006). Testing protocol for short links in eccentrically braced frames. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 132(8), 1183-1191.

Segui W.T. (2007) *Steel Design*, Fourth Edition, The University of Memphis.

ÖZGEÇMİŞ

Ad Soyad: Ecem ÖZŞAHİN

Doğum Yeri ve Tarihi: Mersin / 1989

E-Posta: ecemozsahin@ gmail.com

Lisans: İstanbul Teknik Üniversitesi-İnşaat Mühendisliği, 2012