

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**GELENEKSEL OSMANLI MİMARİSİNE SAHİP AHŞAP YALILARIN
DEPREM KUVVETLERİ ALTINDA İNCELENMESİ VE GÜÇLENDİRME
TEKNİKLERİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Burhan KAPLAN

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

HAZİRAN 2013

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**GELENEKSEL OSMANLI MİMARİSİNE SAHİP AHŞAP YALILARIN
DEPREM KUVVETLERİ ALTINDA İNCELENMESİ VE GÜÇLENDİRME
TEKNİKLERİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Burhan KAPLAN
(501101008)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Filiz PİROĞLU

HAZİRAN 2013

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501101008 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi **Burhan KAPLAN**, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “**GELENEKSEL OSMANLI MİMARİSİNE SAHİP AHŞAP YALILARIN DEPREM KUVVETLERİ ALTINDA İNCELENMESİ VE GÜÇLENDİRME TEKNİKLERİ**” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Doç. Dr. Filiz PİROĞLU**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Doç. Dr. Turgut ÖZTÜRK**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Y. Doç. Dr. Nilgün AKTAN
Yıldız Teknik Üniversitesi

Teslim Tarihi : **03 Mayıs 2013**
Savunma Tarihi : **05 Haziran 2013**

Aileme,

ÖNSÖZ

Bu çalışmayı hazırlama sürecinde her türlü problemi çözmeme yardımcı olan değerli hocam, Sayın Doç. Dr. Filiz Piroğlu'na teşekkürlerimi sunmayı bir borç bilirim. Ayrıca öğrenim hayatım boyunca her türlü desteği gösteren aileme, tez çalışmasına başlamamda emeği geçen Sayın Yüksek Mimar Acar Avunduk'a, iş ve Yüksek Lisans eğitimim boyunca her konuda yardımcı olan Sayın İnş. Yük. Müh. Ahmet Topbaş'a, çalışmamın daha nitelikli olabilmesi için katkıda bulunan İnş. Müh. Sayın Melikşah Demir'e, İnş. Yük. Müh. Sayın Yavuz Bahadır'a, İnş. Müh. Sayın İbrahim Karlıdağ'a ve diğer iş arkadaşlarıma sonsuz şükranlarımı sunarım.

Haziran 2013

Burhan Kaplan
(İnşaat Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR	xiii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xv
ŞEKİL LİSTESİ.....	xix
SEMBOL LİSTESİ	xxi
ÖZET	xxv
SUMMARY	xxix
1. GİRİŞ	1
1.1 Tezin Amacı	2
1.2 Literatür Araştırması	2
2. AHŞAP VE YAPISAL ÖZELLİKLERİ.....	5
2.1 Amaç	5
2.2 Ahşap Malzemenin Tanımı	5
2.3 Ahşabın Özellikleri	6
2.3.1 Ahşap malzemenin mekanik özellikleri.....	6
2.3.1.1 Basınç dayanımı.....	6
2.3.1.2 Çekme dayanımı	8
2.3.1.3 Eğilme dayanımı	9
2.3.1.4 Makaslama dayanımı	10
2.3.1.5 Yarıлма dayanımı.....	11
2.3.1.6 Elastisite modülü.....	11
2.4 Yapı Malzemesi Olarak Ahşap	13
3. AHŞAP YAPILAR VE TAŞIYICI SİSTEMLERİ	15
3.1 Amaç	15
3.2 Geleneksel Mimarimizde Kullanılan Ahşap Yapı Elemanları.....	15
3.2.1 Ahşap taşıyıcı sistem elemanları.....	16
3.3 Boğaziçi Yalıları	17
3.4 Sait Halim Paşa Yalısı.....	18
3.4.1 Sarıyer ilçesi.....	18
3.4.1.1 Coğrafi konum	18
3.4.1.2 Tarihsel, sosyal ve ekonomik gelişim	18
3.4.2 Sait Halim Paşa	19
3.4.3 Yalının inşası ve tarihsel gelişimi	21
4. YAPISAL ANALİZ	23
4.1 Amaç	23
4.2 Verilerin Toplanması	23
4.2.1 Yapıda kullanılan ahşap malzeme kalitesi.....	23
4.2.2 Yapının plan ve kesitlerini gösteren röleve projeleri.....	24
4.2.3 Yapının zemin sınıfı.....	24
4.2.4 Deprem bölgesi	24

4.2.5 Duvar detaylarını ve eleman düzenini gösteren çizimler	24
4.2.6 Taşıyıcı ahşap elemanların boyutları.....	25
4.3 SAP2000 Programında 3 Boyutlu Analiz.....	26
4.3.1 Ahşap malzeme tanımlanması.....	26
4.3.2 Yapısal ahşap elemanların tanımlanması	28
4.3.3 Ahşap taşıyıcı duvarların modellenmesi	29
4.3.4 Tali kirişlerin modellenmesi.....	33
4.3.5 Yüklerin tanımlanması	35
4.3.5.1 Ölü yükler.....	35
4.3.5.2 Hareketli yükler	36
4.3.5.3 Deprem yükleri.....	37
4.3.6 Yük kombinasyonları	43
4.3.7 Analiz sonucu	48
4.3.7.1 Toplam taban kesme kuvveti.....	48
4.3.7.2 Yapı periyodu ve tepe deplasman değeri	49
4.3.7.3 Ahşap elemanların gerilme kontrolleri.....	52
D101-201 duvar elemanlarının tahkiki.....	53
D117-D217 duvar elemanlarının tahkiki.....	61
4.4 SAP2000 Programında EDYY'ye Göre 2 Boyutlu Analiz	66
4.4.1 SAP2000 modeli için gereken veriler	66
4.4.2 Deprem yükü hesabı.....	66
4.4.2.1 Toplam eşdeğer deprem yüklerinin belirlenmesi	66
X yönü toplam eşdeğer deprem yükü.....	67
Y yönü toplam eşdeğer deprem kuvvetinin bulunması	68
4.4.2.2 Katlara etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin belirlenmesi	69
X yönü katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri	70
Y yönü katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri	71
4.4.2.3 Eşdeğer deprem yüklerinin duvarlara etkitilmesi.....	71
X Yönü duvarlarına etkiyen deprem kuvveti	74
Y Yönü duvarlarına etkiyen deprem kuvveti	75
D101-D201 duvarlarına etkiyen noktasal deprem yükleri	76
D117-D217 duvarlarına etkiyen noktasal deprem yükleri	77
4.4.3 Analiz sonucu	78
4.4.3.1 Duvar tepe noktası deplasman değerleri	79
4.4.3.2 Ahşap elemanların gerilme kontrolleri.....	79
D101-D201 duvar elemanlarının tahkiki.....	79
D117-D217 duvar elemanlarının tahkiki.....	82
4.5 SAP2000 Programında UBC 97'ye Göre 2 Boyutlu Analiz	86
4.5.1 Yapıya etkiyen düşey yükler	86
4.5.2 Yapıya etkiyen deprem yükleri	87
4.5.2.1 Deprem yükünün katlara etkitilmesi	92
4.5.2.2 Deprem yükünün duvarlara etkitilmesi	93
X yönü duvarına etkiyen deprem kuvveti	93
Y yönü duvarlara etkiyen deprem kuvvetleri	94
4.5.3 Analiz sonuçları.....	94
4.5.3.1 Duvar tepe noktası deplasman değerleri	95
4.5.3.2 Ahşap elemanların gerilme kontrolleri.....	95
NDS uyarınca ahşap elemanların kontrolü.....	95
X yönü duvar elemanlarının tahkiki	102
Y yönü duvar elemanlarının tahkiki	106
4.6 Analiz Sonuçların Karşılaştırılması.....	111

4.6.1 Amaç	111
4.6.2 Analiz sonuçları	111
4.6.2.1 Toplam taban kesme kuvveti değerlerinin karşılaştırılması	111
4.6.2.2 Tepe deplasman değerlerinin karşılaştırılması	113
4.6.2.3 Ahşap taşıyıcı elemanların karşılaştırılması	115
X yönü duvar elemanlarının karşılaştırılması	115
Y yönü duvar elemanlarının karşılaştırılması	118
4.6.3 Analiz Sonuçlarının Yorumlanması	121
5. GÜÇLENDİRME TEKNİKLERİ	123
5.1 Amaç	123
5.2 Yöntem ve Standartlar	123
5.3 Ahşap Elemanların Mevcut Bağlantı Kontrolleri	123
5.3.1 Mevcut bağlantı özellikleri	123
5.3.1.1 Çivili birleşim özellikleri	124
5.3.2 Mevcut bağlantıların sınıflandırılması	124
5.3.2.1 Katlar arası birleşim	125
Çapraz elemanına ait sökölme dayanımı tahkiki	129
Ana dikme elemanına ait sökölme dayanımı tahiki	130
Ana dikme elemanına ait kesme dayanımı tahiki	130
5.3.2.2 Yapı-temel birleşimi	134
Çapraz elemanına ait sökölme dayanımı tahkiki;	135
Ana dikme elemanına ait sökölme dayanımı tahiki;	135
Ana dikme elemanına ait kesme dayanımı tahiki;	136
5.4 Güçlendirme Detayları	136
5.4.1 Bulonlu birleşim	136
5.4.1.1 Faktör katsayıları	136
Bulon uç mesafesi (End distance)	138
Bulonlar arası mesafe	138
Kenar mesafeler	139
Bulon sıraları arası mesafeler	139
5.4.1.2 Göçme mekanizmaları	140
5.4.1.3 Bulonlu bir bileşimin taşıyabileceği kesme kuvvetinin hesabı	143
Tek tesirli birleşim	143
Çift tesirli birleşim	145
5.4.1.4 Katlar arası birleşim detayı güçlendirmesi	146
Ana dikme elemanı kontrolü	147
Çapraz elemanı kontrolü	149
5.4.1.5 Yapı-temel birleşim detayı	152
5.4.2 Çelik kama ile birleşim	154
5.4.2.1 Kullanım yerleri, çeşitleri ve amacı	154
5.4.2.2 Çelik kama için emniyet kuvvetinin belirlenmesi	156
5.4.2.3 Faktör katsayılarının belirlenmesi	157
5.4.2.4 Katlar arası birleşim detayı	159
5.4.2.5 Yapı temel birleşim detayı	160
5.5 Sonuçların Yorumlanması ve Karşılaştırılması	161
5.5.1 Kuvvet kapasitelerinin karşılaştırılması	161
5.5.2 Birleşim elemanları sayısının karşılaştırılması	162
6. SONUÇ VE ÖNERİLER	163
KAYNAKLAR	165
EKLER	167
ÖZGEÇMİŞ	175

KISALTMALAR

ASD	: Allowable Stress Design
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007
EDYY	: Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi
LDN	: Lif Doygunluk Noktası
MBY	: Mod Birleştirme Yöntemi
NDS	: National Design Specifications
SHPY	: Sait Halim Paşa Yalısı
TSE	: Türk Standartları Enstitüsü
UBC	: Uniform Building Code

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : Bazı ağaç cinslerine göre basınç dayanım değerleri	7
Çizelge 2.2 : Bazı ağaç cinslerinin statik kalite değerleri	8
Çizelge 2.3 : Bazı ağaç cinslerine göre çekme dayanım değerleri	8
Çizelge 2.4 : Bazı ağaç cinslerine göre eğilme dayanım değerleri	10
Çizelge 2.5 : Bazı ağaç cinslerine göre makaslama dayanım değerleri	11
Çizelge 2.6 : Bazı ağaç cinslerine göre elstisite ve kayma modülü değerleri	12
Çizelge 4.1: Örnek bir duvara ait eleman boyutları	26
Çizelge 4.2: Tipik ahşap kirişli döşemelerde kullanılan malzeme özellikleri	35
Çizelge 4.3 : Hareketli yük değerleri	36
Çizelge 4.4 : Kar yükü değerleri	37
Çizelge 4.5 : Zemin sınıflarına göre titreşim periyotları	37
Çizelge 4.6 : Periyot-Spektrum katsayısı değerleri	38
Çizelge 4.7 : Hareketli yük katılım katsayısı (n)	39
Çizelge 4.8 : Etkin yer ivmesi katsayısı (A_0)	41
Çizelge 4.9 : Bina önem katsayısı (I)	42
Çizelge 4.10: SAP2000 programında tanımlanan yükler	43
Çizelge 4.11: SAP2000 kombinasyon tanımları	43
Çizelge 4.12: Deprem hesabına katılan yük değerleri	48
Çizelge 4.13: MBY ile bulunan taban kesme kuvvetleri	49
Çizelge 4.14: Yapı periyot değerleri	49
Çizelge 4.15: Üç boyutlu modele ait tepe noktası deplasman değerleri	51
Çizelge 4.16: Ana dikme elemanlarının çekme kuvveti değerleri (MBY-X yönü)	54
Çizelge 4.17: Çapraz elemanlar en büyük çekme kuvveti değerleri (MBY-X yönü)	55
Çizelge 4.18: Burkulma hesabı için kesit özellikleri	57
Çizelge 4.19: Ana dikme elemanlarının basınç kuvveti değerleri (MBY-X yönü)	58
Çizelge 4.20: Çapraz elemanlar basınç kuvveti değerleri (MBY-X yönü)	59
Çizelge 4.21: Kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri (MBY-X yönü)	60
Çizelge 4.22: Ana dikme elemanlarının çekme kuvveti değerleri (MBY-Y yönü)	61
Çizelge 4.23: Çapraz elemanlar çekme kuvveti değerleri (MBY-Y yönü)	62
Çizelge 4.24: Orta makas çapraz elemanlar çekme kuvveti değerleri (MBY-Y yönü)	63
Çizelge 4.25: Ana dikme elemanlarının basınç kuvveti değerleri (MBY-Y yönü)	63
Çizelge 4.26: Çapraz elemanlar en büyük basınç kuvveti değerleri (MBY-Y yönü)	64
Çizelge 4.27: Orta makas çapraz elemanlar basınç kuvveti değerleri (MBY-Y yönü)	65
Çizelge 4.28: Kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri (MBY-Y yönü)	65
Çizelge 4.29: Kat koordinatları ve ağırlıkları	70
Çizelge 4.30: İki boyutlu modele ait tepe noktası deplasman değerleri	79
Çizelge 4.31: Ana dikme elemanların çekme kuvveti değerleri (EDYY-X yönü)	79
Çizelge 4.32: Çapraz elemanların çekme kuvveti değerleri (EDYY-X yönü)	80
Çizelge 4.33: Ana dikme elemanların basınç kuvveti değerleri (EDYY-X yönü)	80

Çizelge 4.34:Çapraz elemanların basınç kuvveti değerleri (EDYY-X yönü).....	81
Çizelge 4.35:Kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri (EDYY-X yönü)	81
Çizelge 4.36:Ana dikme elemanların çekme kuvveti değerleri (EDYY-Y yönü)	82
Çizelge 4.37:Çapraz elemanların çekme kuvveti değerleri (EDYY-Y yönü)	83
Çizelge 4.38:O. makas çapraz elemanlar çekme kuvvet değerleri (EDYY-Y yönü)	83
Çizelge 4.39:Ana dikme elemanların basınç kuvveti değerleri (EDYY-Y yönü)	84
Çizelge 4.40:Çapraz elemanların basınç kuvveti değerleri (EDYY-Y yönü).....	84
Çizelge 4.41:O. makas çapraz elemanlar basınç kuvvet değerleri (EDYY-Y yönü)	85
Çizelge 4.42:Kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri (EDYY-Y yönü)	86
Çizelge 4.43:UBC 97'ye göre deprem katsayısı C_v tablosu	87
Çizelge 4.44:UBC 97'ye göre zemin tipi tablosu	87
Çizelge 4.45:UBC 97'ye göre N_v tablosu	88
Çizelge 4.46:UBC 97'ye göre R katsayısı tablosu	88
Çizelge 4.47:UBC 97'ye göre C_a katsayısı tablosu.....	92
Çizelge 4.48:UBC 97'ye göre N_a katsayısı tablosu	92
Çizelge 4.49:UBC 97'ye göre analize ait tepe noktası deplasman değerleri	95
Çizelge 4.50:NDS'ye göre C_D katsayı değerleri	96
Çizelge 4.51:NDS'ye göre C_M katsayı değerleri	96
Çizelge 4.52:NDS'ye göre C_t değerleri	97
Çizelge 4.53:NDS'ye göre C_f katsayı değerleri	97
Çizelge 4.54:Kolon stabilite katsayısı C_p	99
Çizelge 4.55:NDS'ye göre C_i katsayı değerleri	99
Çizelge 4.56:NDS'ye göre eleman tahkiklerinde kullanılacak katsayı tablosu	100
Çizelge 4.57:Depremsiz durum için emniyet gerilmesi değerleri (NDS-Meşe).....	101
Çizelge 4.58:Depremsiz durum için emniyet gerilmesi değerleri (NDS-Meşe)	101
Çizelge 4.59:Depremsiz durum için emniyet gerilmesi değerleri (NDS-Çam).....	102
Çizelge 4.60:Depremsiz durum için emniyet gerilmesi değerleri (NDS-Çam)	102
Çizelge 4.61:Ana dikme elemanların çekme kuvveti değerleri (UBC 97-X yönü). 103	
Çizelge 4.62:Çapraz elemanların çekme kuvveti değerleri (UBC 97-X yönü)	103
Çizelge 4.63:Ana dikme elemanların basınç kuvveti değerleri (UBC 97-X yönü) . 104	
Çizelge 4.64:Çapraz elemanların basınç kuvveti değerleri (UBC 97-X yönü)	105
Çizelge 4.65:Kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri (UBC 97-X yönü)	106
Çizelge 4.66:Ana dikme elemanların çekme kuvveti değerleri (UBC 97-Y yönü). 107	
Çizelge 4.67:Çapraz elemanların çekme kuvveti değerleri (UBC 97-Y yönü)	107
Çizelge 4.68:O. makas çapraz elemanlar çekme kuvvet değerleri (UBC 97-Y yönü)	108
Çizelge 4.69:Ana dikme elemanların basınç kuvveti değerleri (UBC 97-Y yönü) . 108	
Çizelge 4.70:Çapraz elemanların basınç kuvveti değerleri (UBC 97-Y yönü)	109
Çizelge 4.71:O. makas çapraz elemanlar basınç kuvveti değerleri (UBC97-Y yönü)	110
Çizelge 4.72:Kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri (UBC 97-Y yönü).....	110
Çizelge 4.73:Toplam taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması	112
Çizelge 4.74:X yönü duvarı taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması	112
Çizelge 4.75:Y yönü duvarı taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması	113
Çizelge 4.76:X yönü duvarı tepe noktası deplasman değeri karşılaştırılması	114
Çizelge 4.77:Y yön duvarı tepe noktası deplasman değeri karşılaştırılması	115
Çizelge 4.78:X yönü duvarı ana dikme elemanların eksenel kuvvetleri	116
Çizelge 4.79:X yönü duvarı çapraz elemanların eksenel kuvvetleri.....	116
Çizelge 4.80:X yönü duvarı ana dikme elemanları eğilme momenti değerleri	118

Çizelge 4.81: Y yönü duvarı ana dikme elemanları eksenel kuvvetleri.....	119
Çizelge 4.82: Y yönü duvarı çapraz elemanların eksenel kuvvetleri	119
Çizelge 4.83: Y yönü duvarı orta makas çapraz elemanların eksenel kuvvetleri.....	120
Çizelge 4.84: Y yönü duvarı ana dikme elemanları eğilme momenti değerleri.....	121
Çizelge 5.1 : NDC'ye göre çivili birleşimler için katsayı değerleri	127
Çizelge 5.2 : TS 647'ye göre çivilerin sökölme yükü değerleri.....	128
Çizelge 5.3 : NDS'ye göre hesapta göz önüne alınacak faktörlü kapasite değerleri	129
Çizelge 5.4 : TS647'ye göre çivi aralıkları.....	129
Çizelge 5.5 : Kesme kuvveti hesap değeri.....	133
Çizelge 5.6 : Bulonlu birleşim için düzeltme katsayıları.....	137
Çizelge 5.7 : Bulon uç mesafeleri.....	138
Çizelge 5.8 : Bulonlar arası mesafe	138
Çizelge 5.9 : Bulon kenar mesafeleri.....	139
Çizelge 5.10: Bulon arası mesafeler	140
Çizelge 5.11: Ana dikme elemanlarıbulonlu birleşimlerin kesme kuvveti kapasitesi	149
Çizelge 5.12: Çapraz elemanlar bulonlu birleşimler için kesme kuvveti kapasiteleri.....	150
Çizelge 5.13: Yapı-temel bulonlu birleşimler için kesme kuvveti kapasite değerleri.....	152
Çizelge 5.14: Yapı-temel bulonlu birleşimler kesme kuvveti hesap değerleri.....	152
Çizelge 5.15: Çelik kayma kamaları için katsayıları.....	157
Çizelge 5.16: Çelik kayma kamalar için mesafeler	158
Çizelge 5.17: Çelik kayma kamaları için hesap kapasite kuvvetleri	159
Çizelge 5.18: Bulonlu ve çelik kayma kamalı birleşimlerin kapasiteleri	161
Çizelge 5.19: Bulonlu ve çelik kayma kamalı birleşimlerin eleman sayıları	162

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 :Liflere paralel yönde basınç dayanımı deneyi.....	7
Şekil 2.2 :Liflere dik yönde basınç dayanımı deneyinde yükleme şekilleri.....	7
Şekil 2.3 :Liflere paralel ve dik çekme dayanımı deneyi	9
Şekil 2.4 :Liflere dik yönde eğilme dayanımı deneyi.....	10
Şekil 2.5 :Kayın odununda yapılan eğilme deneyinde zor-zorlama ilişkisi	12
Şekil 2.6 :Beyşehir Eşrefoğlu Camii	13
Şekil 3.1 :Tipik bir ahşap yapı görünümü	16
Şekil 3.2 :Sait Halim Paşa	21
Şekil 4.1 : Tipik duvar kısımları.....	25
Şekil 4.2 : Meşe ağacı ahşap malzeme özellikleri	27
Şekil 4.3 : Çam ağacı ahşap malzeme özellikleri	27
Şekil 4.4 : SAP2000 programında ahşap elemanların tanımlanması	28
Şekil 4.5 : SAP2000 programında tanımlanan ahşap elemanların özellikleri	29
Şekil 4.6: Kat planında üst makas, üst başlıkların bağlantısına ait model görünümü.....	30
Şekil 4.7 :Üst ve alt makas kısımları, ana çapraz elemanlar model görünümü	31
Şekil 4.8 :İki kat boyunca modellenmiş duvar görünüşü	32
Şekil 4.9 :Yığma kısım için mesnetlenme düzeni	33
Şekil 4.10 :Tali giriş yerleşim düzeni.....	34
Şekil 4.11 :Tipik ahşap girişli döşeme kesiti.....	35
Şekil 4.12 :Spektrum ivme grafiği.....	38
Şekil 4.13 :SAP2000 programında spektrum grafiğinin çizilmesi	39
Şekil 4.14 :SAP2000 programında kütle katılım oranlarının belirlenmesi	40
Şekil 4.15 :Deprem kuvvetlerinin yapıya etkilmesi	41
Şekil 4.16 :Yapının X yönü hakim periyodu görünüşü	50
Şekil 4.17 :Yapının Y yönü hakim periyodu görünüşü	50
Şekil 4.18 :X yönü deprem kuvvetine göre yerdeğiştirme	51
Şekil 4.19 :Y yönü deprem kuvvetine göre yerdeğiştirme	51
Şekil 4.20 :X yönü deprem duvarı D101-201 cephe görünüşü	52
Şekil 4.21 :Y yönü deprem duvarı D117-217 cephe görünüşü	52
Şekil 4.22 :Burkulma boyu katsayısı için uç mesnet koşulları.....	57
Şekil 4.23 :Katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri.....	69
Şekil 4.24 :1. Kat planında döşeme alanlarının gösterimi	72
Şekil 4.25 :2. Kat kalıp planında döşeme alanlarının gösterilmesi	73
Şekil 4.26 :D101-201 duvarına etkiyen toplam eşdeğer deprem yükleri	76
Şekil 4.27 :D101 kat noktalarına etkiyen noktasal deprem yükü	76
Şekil 4.28 :D201 kat noktalarına etkiyen noktasal deprem yükü	77
Şekil 4.29 :D117-D217 duvarlarına etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü	77
Şekil 4.30 :D117 kat noktalarına etkiyen noktasal deprem yükü	78
Şekil 4.31 :D217 kat noktalarına etkiyen noktasal deprem yükü	78
Şekil4.32 :UBC 97'ye göre "Load Duration Factor" eğrisi	96

Şekil4.33 :UBC97'ye göre burkulma boyu katsayıları.....	98
Şekil4.34 :X yönü duvarı deprem yükleri altında yer değiştirme görünümü	114
Şekil4.35 :Y yön duvarı deprem yükleri altında yer değiştirme görünümü	114
Şekil4.36 :X yönü duvarı deprem yükleri altında eksenel yük aktarımı.....	115
Şekil4.37 :X yönü duvarı ana dikme elemanları eğilme momenti yayılımı.....	117
Şekil4.38 :Y yönü duvarı ana dikme elemanları kesme kuvveti yayılımı.....	117
Şekil4.39 :Y yönü duvarı deprem kuvvetleri altında eksenel yük aktarımı.....	118
Şekil4.40 :Y yönü duvarı deprem kuvvetleri altında eğilme momenti yayılımı	120
Şekil5.1 :Katlar arası birleşim detayı.....	125
Şekil5.2 :Katlar arası birleşim detayı kuvvet aktarımı.....	126
Şekil5.3 :Katlar arası birleşim kuvvet değerleri	126
Şekil5.4 :NDS'ye göre “Toe-Nail Factor” kullanılabilmesi için çivi düzeni	128
Şekil5.5 :NDS'ye göre Mod-1 için göçme mekanizması	131
Şekil5.6 :NDS'ye göre Mod-2 için göçme mekanizması	131
Şekil5.7 :NDS'ye göre Mod-3 için göçme mekanizması	131
Şekil5.8 :NDS'ye göre Mod-4 için göçme mekanizması	132
Şekil5.9 :Yapı-temel birleşim detayı	134
Şekil5.10 :Yapı-temel birleşim detayı kuvvet aktarımı	134
Şekil5.11 :Yapı temel birleşim kuvvet değerleri	135
Şekil5.12 :Bulonlu birleşim detayı Mod-1 göçme mekanizması.....	140
Şekil5.13 :Bulonlu birleşim detayı Mod-2 göçme mekanizması.....	141
Şekil5.14 :Bulonlu birleşim detayı Mod-3 göçme mekanizması.....	141
Şekil5.15 :Bulonlu birleşim detayı Mod-4 göçme mekanizması.....	141
Şekil5.16 :Bulonlu birleşim detayı Mod-5 göçme mekanizması.....	142
Şekil5.17 :Tek tesirli bulonlu birleşim ile güçlendirme detayı.....	146
Şekil5.18 :Çift tesirli bulonlu birleşim ile güçlendirme detayı.....	147
Şekil5.19 :Tek tesirli bulonlu birleşimin 3 boyutlu gösterimi	151
Şekil5.20 :Çift tesirli bulonlu birleşimin 3 boyutlu gösterimi	151
Şekil5.21 :Yapı-temel bulonlu birleşim ile güçlendirme detayı cephe görünüşü....	153
Şekil5.22 :Yapı-temel bulonlu birleşim ile güçlendirme detayı üstten görünüş.....	153
Şekil5.23 :Yapı-temel bulonlu birleşim ile güçlendirme detayı kesit görünüşü.....	154
Şekil5.24 :Çelik kayma kaması.....	155
Şekil5.25 :Çelik kayma kaması bağlantı detayı.....	156
Şekil5.26 :Çelik kayma kaması montaj detayı.....	156
Şekil5.27 :Katlar arası, çelik kayma kaması ile çift tesirli güçlendirme detayı.....	159
Şekil5.28 :Yapı-temel çelik kayma kaması ile çift tesirli güçlendirme detayı	160

SEMBOL LİSTESİ

A_o	:Etkin yer ivme katsayısı
A_i	:i. kattaki bir döşeme alanı
$A(T)$	:Spektral yer ivme katsayısı
d_{cam}	:Çam ağacı özgül ağırlığı
$d_{\text{çivi}}$	:Çivi çapı
C_a	:Deprem katsayısı (UBC 97)
C_b	:Ezilme faktörü katsayısı (NDS)
C_c	: Eğrilik faktörü katsayısı (NDS)
C_d	: Gömülü derinlik faktörü katsayısı (NDS)
C_{di}	: Diyafram faktörü katsayısı (NDS)
C_D	: Yük tipi katsayısı (NDS)
C_{eg}	: End grain faktörü katsayısı (NDS)
C_f	: Form faktörü katsayısı (NDS)
C_{fu}	: Flat use faktörü katsayısı (NDS)
C_F	: Boyut faktörü katsayısı (NDS)
C_g	:Bulonlu birleşimler için group action katsayısı (NDS)
C_i	:Nüfuziyet faktörü katsayısı (NDS)
C_L	: Kiriş stabilite faktörü katsayısı (NDS)
C_M	: Nem faktörü katsayısı (NDS)
C_p	: Kolon stabilite faktörü katsayısı (NDS)
C_r	: Tekrarlı eleman faktörü katsayısı (NDS)
C_{st}	: Çelikkayma kamalı birleşimler için katsayı (NDS)
C_t	: Sıcaklık faktörü katsayısı (NDS)
C_{tn}	: Çivili birleşim için toe-nail faktörü katsayısı (NDS)
C_v	: Deprem katsayısı (UBC 97)
C_V	: Volume faktörü katsayısı (NDS)
C_{Δ}	: Geometri faktörü katsayısı (NDS)
$E_{//}, E_p$	: Liflere paralel elastisite modülü
$E_{\perp}$	: Liflere dik elastisite modülü
E_r	:Radyal elastisite modülü
$E_{//}, E_p$	: Liflere paralel elastisite modülü
E_t	: Yıllık halkalara teğet elastisite modülü
f_b	: Ahşap eleman üzerinde oluşan eğilme gerilmesi (NDS)
f_c	: Ahşap eleman üzerinde oluşan basınç gerilmesi (NDS)
f_t	: Ahşap eleman üzerinde oluşan çekme gerilmesi (NDS)
f_v	: Ahşap eleman üzerinde oluşan kesme gerilmesi (NDS)
F	: Ahşap çubuk elemanın gerçek kesit alanı
F_b	: Ahşap eleman eğilme dayanımı (NDS)
F_c	: Ahşap eleman basınç dayanımı (NDS)
F_{em}	: Birleşimdeki ana elemanın delik çevresi ezilme dayanımı (NDS)
F_{es}	: Birleşimdeki ikincil elemanın delik çevresi ezilme dayanımı (NDS)
F_t	: Ahşap eleman çekme dayanımı (NDS)
F_{CE}	: Kolon burkulma katsayısı (NDS)

F_n	: Ahşap çubuk elemanın net kesit alanı
F_i	: Herhangi bir kattaki deprem kuvveti
F_{yb}	: Çiviye ait eğilme dayanımı (NDS)
F_v	: Ahşap eleman kesme dayanımı (NDS)
G	: Kayma modülü
g	: Yerçekimi ivmesi
H_i	: i. kat koordinatı
I	: Bina önem katsayısı
I	: Ahşap çubuk eleman atalet momenti
i	: Atalet yarıçapı
k	: Burkulma katsayısı
k	: Ahşap birleşimleri için katsayı (NDS)
k_s	: Ahşap malzeme için statik kalite değeri
K_D	: Çivi çapına göre belirlenen katsayı (NDS)
K_{cE}	: Euler burkulma katsayısı (NDS)
K_θ	: Açılı birleşimler için katsayı (NDS)
l_e	: Kolon burkulma boyu (NDS)
m	: Bulonlu birleşim için katsayı (NDS)
M	: Eksantrisite momenti
M_{max}	: En büyük moment değeri
N	: Toplam kat sayısı
N_a	: Deprem katsayısı (UBC 97)
N_v	: Yapının fay hattına yakınlığına bağlı katsayı (UBC 97)
n	: Hareketli yük katılım katsayısı
P_t	: Ahşap eleman üzerinde oluşan çekme kuvveti (NDS)
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
R_a	: Deprem yükü azaltma katsayısı
R_e	: Birleşim elemanlarının delik çevresi ezilme dayanımları oranı (NDS)
R_{EA}	: Elemanların elastisite modulu ve kesit alanları çarpımı oranı (NDS)
R_t	: Birleşimdeki elemanların kalınlıkları (NDS)
S_b	: Eksenel basınç kuvveti
S_ϕ	: Eksenel çekme kuvveti
SF	: Scale Factor
$S(T)$	: Spektrum katsayısı
s	: Ahşap çubuk eleman gerçek boyu
s_k	: Ahşap çubuk eleman burkulma boyu
t_m	: Birleşimdeki ana ahşap eleman kalınlığı (NDS)
t_s	: Birleşimdeki ikincil eleman kalınlığı (NDS)
T	: Bina doğal periyodu
T_A, T_B	: Karakteristik zemin hakim titreşim periyodu
t_{kap}	: Ahşap döşeme kaplama kalınlığı
u	: Bulonlu birleşim için katsayı (NDS)
Q_{max}	: Maksimum kesme kuvveti
$q_{\text{çatı}}$	: Birim alandaki ahşap çatı yükü
q_{kap}	: Birim alandaki ahşap döşeme kaplama yükü
q_l	: Hareketli yük değeri
q_s	: Kar yükü
V	: Ahşap eleman üzerinde oluşan kesme kuvveti (NDS)
V_{di}	: i. kattaki duvara gelen deprem yükü
V_{ni}	: Duvar noktasal deprem kuvveti
V_t	: Toplam eşdeğer deprem kuvveti

Z	: Deprem bölgesi katsayısı (UBC 97)
Z	: Bir çiviye ait kesme kuvveti kapasitesi (NDS)
W	: Bir çiviye ait sökölme kuvveti kapasitesi (NDS)
W_{dep}	: Deprem hesabına katılan yapı ağırlığı
W_n	: Ahşap çubuk eleman mukavemet momenti
w_i	: i. kat kütlesi
W_{dep}	: Deprem hesabına katılan yapı ağırlığı
W_n	: Ahşap çubuk eleman mukavemet momenti
σ_b	: Ahşap çubuk eleman üzerinde oluşan basınç gerilmesi
σ_ϕ	: Ahşap çubuk eleman üzerinde oluşan çekme gerilmesi
σ_e	: Ahşap çubuk eleman üzerinde oluşan eğilme gerilmesi
τ	: Ahşap çubuk eleman üzerinde oluşan makaslama gerilmesi
$\sigma_{bem//}$	: Liflere paralel yöndeki basınç dayanımı
$\sigma_{b\perp}$	: Liflere dik yöndeki basınç dayanımı
$\sigma_{\phi em}$	: Çekme dayanımı
σ_{dem}	: Burkulma hesabı için basınç dayanımı
σ_{em}, τ_{em}	: Makaslama dayanımı
σ_{eem}	: Eğilme dayanımı
ΔF	: Ahşap çubuk enkesitindeki toplam kayıp alan
ΔF_N	: N. kattaki ek eşdeğer deprem kuvveti
ΣA	: Toplam kat alanı
λ	: Narinlik değeri
δ	: Yapının tepe deplasmanı değeri

GELENEKSEL OSMANLI MİMARİSİNE SAHİP AHŞAP YALILARIN DEPREM KUVVETLERİ ALTINDA İNCELENMESİ VE GÜÇLENDİRME TEKNİKLERİ

ÖZET

Günümüzde geleneksel yapılar, toplumların tarihsel, kültürel ve sanatsal açıdan en önemli mirasını oluşturmaktadır. Bu yapıların en güzel ve görkemli örneklerinden birisi de şüphesiz ki Osmanlı Dönemi'nde inşaa edilmiş olan yalılardır. Birçoğu İstanbul Boğazı'nda bulunan bu yalıların taşıyıcı sistemi ahşap elemanlardan oluşmaktadır. Ahşap elemanların mimari ve estetik olarak tercih edilmesinin yanısıra mühendislik açısından da yatay yüklere karşı oldukça avantaj sağladığı bilinmektedir. Tarihi ahşap yapıların günümüze kadar ayakta durması da bunun bir kanıtı olarak gösterilmektedir. Ancak yüz yılı aşkın sürece varlığını sürdürmeyi başarabilen bu yapıların, gelecek asırlara aktarılması için gerekli onarımlar ve güçlendirmeler yapmak zorunlu hale gelmektedir.

Bu tez kapsamında, tarihi ahşap yalıların en önemli örneklerinden İstanbul Yeniköy kıyısında bulunan Sait Halim Paşa Yalısı (SHPY) baz alınarak, büyük ölçekli Osmanlı mimarisine sahip tarihi ahşap yapıların deprem yükleri altında davranışının incelenmesi amaçlanmıştır. Yapının 1995 yılına ait restorasyon projelerinden ve mimari arşivlerden elde edilen rölevesiyle, yapı sistemi geometrik ve analitik olarak üç boyutlu ve iki boyutlu olarak modellenmiştir. Tezde de gösterileceği gibi yapının taşıyıcı sistemini oluşturmakta kullanılan ahşap elemanların yerleşimlerinin büyük Osmanlı ahşap yapılarında ve yalılarında benzer şekilde kullanıldığı gözlemlenmiştir. Bu nedenle çalışma, geleneksel konstrüksiyonun tipik olarak araştırılması şeklinde düşünülmelidir.

Röleve projelerden incelenen yapının, ilk olarak tipik konstrüksiyon düzeni belirlenmiştir. Yapıda kullanılmış ahşap taşıyıcı elemanların boyutları mümkün olduğunca ortalama değerde kabul edilmiştir. Bu tür mevcut tarihi yapı analizlerinde mümkün olduğunca ortalama değerlerle çalışmak, en uygun çözümü vermektedir [10]. Elemanların mesnet düzenleri incelenmiş ve elemanların süreklilik durumları tesbit edilmiştir. Her duvar tipi ayrı ayrı gerçeğiyle en uyumlu olacak şekilde çizilmiştir. Oluşturulan taşıyıcı sistem hem iki boyutlu olarak duvar bazında, hem de üç boyutlu olarak SAP2000 programında analiz edilmiştir.

Analizde, yapıya düşey yükler ve yatay deprem yükleri etkilmiştir. Düşey yükler; yapı sabit ağırlığı, çatı ve kaplama elemanları gibi diğer sabit yükler ile hareketli yüklerden oluşmaktadır. Hareketli yükler binanın kullanım amacına yönelik bölüm bölüm ayrılarak etkilmiştir. Kar yükü de hareketli yük olarak hesaba katılmıştır. Tüm düşey yükler 3 boyutlu modelde tali kirişler aracılığı ile yapıya etkilmiştir. İki boyutlu modelde ise tekil yük olarak, tali kirişin geldiği noktalardan, etkilmiştir.

Yapıya etkiyen tüm yatay yükleri, deprem kuvvetleri oluşturmaktadır. Deprem kuvvetlerinin belirlenmesinde, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007 (DBYBHY) uyarınca Mod Birleştirme Yöntemi (MBY) ve Eşdeğer

Deprem Yüğü Yöntemi (EDYY) kullanılmıştır. Ayrıca Uniform Building Code (UBC 97) yönetmeliğı baz alınarak da eşdeğer deprem yüğü yöntemine göre de deprem analizi yapılmıştır. Hesaplanan deprem kuvvetleri duvarlara esnek diyafram kabulü ile aktarılmıştır. Bu kabule göre duvara etkiyecek deprem kuvveti, söz konusu duvara oturan döşeme alanı ile doğru orantılı olarak hesaplanmıştır[13].

Yapı üç farklı yöntem ile analiz edilmiştir;

- 1- SAP2000 programı ile DBYBHY 2007 uyarınca üç boyutlu MBY'e göre deprem analizi,
- 2- SAP2000 programı ile DBYBHY 2007 uyarınca iki boyutlu EDYY'e göre deprem analizi,
- 3- SAP2000 programı ile iki boyutlu UBC 97'ye göre deprem analizi

Tez kapsamında yapılan bu üç farklı analiz özellikleri aşağıda anlatıldığı gibidir;

Üç boyutlu olarak analiz yapılırken kabul edilen husus var olan esnek diyaframın yırtıldığı düşünülerek tamamen işlevini kaybettiğidir. Bu şekildeki varsayıma göre duvarlar sadece döşeme kirişleri ile bağlanarak modele girilmiştir. MBY'e ile deprem kuvvetleri etkilmiştir. Bu yöntemle yapı periyodu ve tepe noktası deplasman değerleri belirlenip, ahşap taşıyıcı elemanların üzerinde oluşan gerilme değerleri hesaplanmıştır. Elemanların üzerinde oluşan gerilemeler hesaplanırken "Ahşap Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları" TS 647 esas alınmıştır.

İki boyutlu olarak yapılan analizde de EDYY kullanılmıştır. Analiz sonucu elemanlarda oluşan gerilmeler hesaplanırken TS 647 baz alınmıştır.

Diğer iki boyutlu analiz UBC 97 uyarınca duvar bazında gerçekleştirilmiştir. Bu analiz sonucunda bulunan değerler de diğer iki yöntemdeki sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. Ayrıca farklı olarak bu analiz sonucu elemanlar üzerinde oluşan gerilmelerin kontrolü "National Design Specification" (NDS) uyarınca yapılmıştır.

Üç farklı yöntemle göre deprem analizi yapılan yapının sonuçları, yapıya etkiyen deprem yükleri, yapı tepe deplasmanı ve yapı elemanlarında oluşan iç kuvvetler başlıkları altında karşılaştırılması yapılmıştır.

Tezin ikinci ana teması Güçlendirme Tekniklerinin belirlenmesidir. Analiz sonuçlarında yapı taşıyıcı ahşap elemanları üzerindeki gerilmelerin, emniyet gerilme değerlerini aşmadığı eleman bazlı bir güçlendirme yapılmamıştır. Ancak mevcut bağlantılar ASD yöntemine göre hazırlanmış, NDS uyarınca kontrol edilmiştir ve bağlantıların yetersiz olduğu görülmüştür. Bu bağlantılar; katlar arası bağlantı ve yapı-temel bağlantısı şeklinde tipik olarak iki gruba ayrılmış ve NDS uyarınca güçlendirme hesapları yapılmıştır. Güçlendirme elemanları olarak çelik plakalar, bulonlar ve çelik kayma kamaları kullanılmıştır. Hesabı yapılan iki farklı yöntemin sonuçları işlevsellik yönüyle birbirleri ile karşılaştırılmıştır.

Analizde de görüleceğı üzere yapı bütün olarak incelendiğinde, ahşap taşıyıcı elemanların statik açıdan yeterli olduğu görülmüştür. Yapının tepe deplasman değerleri de izin verilen sınırın altında kalmıştır. Buna karşın birleşim bölgeleri ele alındığında, deprem kuvvetlerine karşı koyan çapraz elemanların ve ana dikmelerin birleşimlerinin zayıf kaldığı tesbit edilmiştir.

Sonuç olarak, yukarıda anlatıldığı gibi, tez kapsamında geleneksel Osmanlı mimarisine göre inşaa edilmiş büyük ölçekli ahşap bir yapının üç farklı yöntem ile deprem analizi yapılmıştır. Bu analizler sonucunda en elverişsiz yöntemin 2 Boyutlu

EDYY olduğu sonucuna varılmıştır. Analiz sonucu taşıyıcı ahşap elemanlarında oluşan gerilmeler, yönetmeliklerce izin verilen emniyet gerilmesi değeri aşmadığı görülmüştür. Ancak mevcut çivili birleşim detaylarının kontrolü sonucunda, birleşimlerin çekme kuvvetlerine karşı yetersiz olduğu görülmüştür. Bu birleşimlerin bulonlu ve dairesel çelik kayma kamalı birleşim elemanları ile güçlendirme hesapları yapılmıştır. Hesaplarda çelik kayma kamalı birleşimin bulonlu birleşime oranla iki kat fazla çekme kuvveti taşıdığı sonucuna varılmıştır.

SEISMIC ANALYSIS OF TRADITIONAL OTTOMAN TIMBER MANSION AND REINFORCEMENT TECHNIQUES

SUMMARY

Today, traditional structures are some of the most important cultural, artistic and historic heritages of a society. Some of the finest examples of such structures are the mansions built in the Ottoman period. These wood structures are mostly situated along the Bosphorus. It is well known that this type of structure is preferred for its character reflecting the architecture of the time, but as well as its advantages of successfully carrying the seismic lateral forces. No wonder many of them stood with no considerable damage during severe earthquakes. Even though, many survived more than a century, it is always required to carefully restore these structures to pass them the next generations and to the upcoming centuries.

Within the scope of this thesis study, the seismic behavior of large scale mansions of traditional Ottoman architecture was investigated. The study was based on an important example of such mansions, Sait Halim Pasa Yalisi (SHPY). The structure was investigated in two-dimensional and three-dimensional analytical and geometric models with the dimensions and geometry based on the architectural archives and the restoration project from 1995 designed by the Architect Acar Avunduk. As it will be shown in a detailed manner, in the following pages of the thesis, the wood structural members had been arranged in the typical large Ottoman mansion traditional architecture. Therefore, the study will be considered as the investigation of typical construction of the traditional Ottoman mansion architecture.

First, typical construction arrangement of structural elements were determined from the Existing Condition (Roleve) Drawings. Since at the time of the restoration, the structure of many of the walls and floors was not exposed and visible, but there were enough visible samples, a pattern for the construction was formed. In this pattern, averaging of the dimensions of the vertical, horizontal, and diagonals had to be made to make the analysis possible. The dimensions of the lumber and timber used varied in few millimeters within each other, and it would have taken an unreasonably long time just to form the geometry. And since many walls were not exposed, it would simply be impossible to 100% correctly model the building structure. In fact, this averaging approach is quite commonly used, and in typical cases of historic building analyses, it gives the most reliable results [10].

The support and continuity conditions of the elements were investigated and applied in the model. Atypical member arrangements were accounted for when forming walls' vertical, brace, and horizontal link members. SAP2000 computer program was used to analyze the load-carrying system both on a wall-by-wall basis in two-dimensions, and then in three-dimensions including the floor framing system with the walls.

During the analysis, both vertical or gravity loads and lateral seismic loads were applied. The vertical loads were dead loads of the structure self-weight and roof and

floor finishes, and they were the live loads from occupancy. Live loads were applied in varying values in different spaces in the mansion as per the occupancy types. Snow load was also included as a live load. All the vertical loads were added to the system through the floor beams in the three dimensional model. However, in the two dimensional model, they were applied at the support points of the floor beams at the walls.

The lateral forces that are applied to the structure are the seismic forces. Both the Linear-Dynamic, Modal Superposition Method (Response Spectrum Method) and the Linear-Static, Equivalent Static Force Method were used based on the Turkish Seismic Code 2007. In addition, Equivalent Static Force Method from the UBC 97 standard was also investigated in the seismic analysis. The calculated seismic loads were applied to the walls on the flexible diaphragm assumption. As per this assumption, the seismic force applied to a wall, is proportional to the tributary floor area supported by the wall [13].

As a summary, the structure was analyzed in 3 different methods:

- 1- Modal Superposition method using SAP2000 software based on Turkish Seismic Code 2007.
- 2- Equivalent Static Force Method using SAP2000 software based on Turkish Seismic Code 2007.
- 3- Equivalent Static Force Method using SAP2000 with a two-dimensional model based on UBC 97.

The three different methods of analysis may be described as follows:

When analyzing in 3 dimensions, the assumption was the plywood floor plates are cracked and would not distribute any horizontal loads. According to this assumption, the walls are only tied with the floor beams in the model. The seismic mass and loads were then distributed with the Modal Superposition Method. The structure natural period and top-of-wall deflection were determined and the stress and forces on the members were calculated accordingly. The stresses on the members then were compared to the allowable values in the Turkish Timber Structure Code, TS 647.

In the two-dimensional analysis, Equivalent Static Force Method was also used. The resulting internal stresses on the members were compared to the allowable values in TS 647.

The next two-dimensional analysis was done as per UBC 97 on a wall-by-wall basis. The stress values found as a result of this analysis was compared to the results from the earlier two analyses. In addition, the stress checks were made based on the National Design Specification for Wood Construction, NDS.

For all the three different types of analyses, the acting seismic force levels, the member internal resulting forces, the floor drifts were compared with one another in a tabulated format.

The second main theme of the thesis was the strengthening methods of a typical Ottoman timber mansion due to overstress at connections from the seismic forces. In the overall system, the stresses on the members themselves resulting from the seismic analyses were within the allowable limits. However, the existing connections analyzed as per NDS, and checked as per ASD method were found to be overstressed. These connections were divided into two groups. The first were the connections of members need to transfer forces between two floor levels. The second

group contained the connections between the timber wall members and their foundations. The joint strengthening elements were designed as per NDS. Steel side plates with bolts, and steel shear plate connectors with bolts were the two types used for the strengthening calculations. The two types of strengthening methods were compared from the point of constructability and from the point of restoration principles.

As it will be observed from the analysis results, the wood members themselves were satisfactory and not overstressed. And neither the wood structure as a system had any intolerable drifts. Nevertheless, the connections between the diagonal members and main vertical posts within the walls were weak, and needed strengthening.

As a conclusion, within the scope of the thesis, a large traditional Ottoman wood mansion was seismically analyzed with three different methods. As a result of these analyses, the most critical and conservative forces were obtained from the two-dimensional Equivalent Force Method analysis. The member internal forces resulting from the analyses were within the allowable limits. However, the existing nailed connection details were checked, and it was found that these connections were not sufficient to transfer the tensile forces in the members. These connections were strengthened with side plates and bolts, and subsequently with shear plates, side plates and bolts. The results show that the shear plated connections carry twice as much tension force as the bolted connections.

1. GİRİŞ

Şehirlerdeğer katan mimari eserler, tarihi külürümüzün canlı miraslarını oluştururlar. Yıllar boyu varlığını sürdürebilen bu eserler zaman ve olumsuz doğa şartları altında gerek görsel gerek dayanım olarak ilk günkü halinden uzaklaşmaktadır[1]. Tarih kokan bu mimari eserlerimizi yeni nesillere aktarmak için gerekli güçlendirmeler ve onarımlar zorunlu hale gelmektedir.

Tarihi yapıların günümüzde en görkemli örnekleri olan ahşap yalılarının ele alındığı bu tez çalışması ile ilgili çalışmalar, altı bölümde sunulmaktadır.

Birinci bölümde tezin amacı açıklanmış olup, ahşap yapılar ile ilgili diğer literatür bilgileri verilmiştir. Daha önce yayınlanmış ilgili tez ve makaleler literatür araştırması kısmında beirtilmiş ve bu çalışmayı nasıl yönlendirdiği anlatılmıştır.

İkinci bölümde ahşap malzemesi ile ilgili genel bilgiler verilmiştir. Ahşabın genel tanımı yapılmış, mekanik özellikleri tanımlanmıştır..

Ahşap yapılar ve taşıyıcı sistemlerine üçüncü bölümde değinilmiştir. Bu bölümde ahşap bir yapının taşıyıcı sistemi ve elemanları açıklanmıştır. Ayrıca geçmişten günümüze kalan ahşap yapılar hakkında bilgi verilmiştir. Tez kapsamında ele alınan SHPY'nin tarihi, mimari ve statik yapısı ele alınmıştır.

Dördüncü bölümde çalışmanın ana amacını oluşturan SHPY'nin deprem yükleri altında yapısal analizi anlatılmıştır. Üç farklı yöntemle yapılan analiz sonucunda yapının deprem yükleri altında genel davranışı hakkında bilgi verilmiş ve analiz sonucu bulunan değerlerle yapı elemanlarının üzerinde oluşan gerilmeler hesap edilmiştir. Bölüm sonunda her üç yöntemle yapılan analiz sonuçları karşılaştırılmıştır.

Çalışmanın ikinci temel amacını oluşturan güçlendirme teknikleri beşinci bölümde verilmiştir. Dördüncü bölümde elde edilen değerlere göre irdelenen bağlantı detaylarına gerekli yerlerde yapısal çelik elemanları ile güçlendirme teknikleri yer almaktadır.. Uygulanan farklı teknikler bölüm sonunda birbirleri ile karşılaştırılmıştır.

Altıncı bölümde yapılan analizler ve güçlendirme teknikleri ile ilgili varılan sonuçlar yer almaktadır. Ayrıca bu konu hakkında yapılacak akademik çalışmalara, bu tezden yola çıkarak çeşitli önermeler yapılmıştır.

1.1 Tezin Amacı

Türkiyede geleneksel tarihi ahşap yapılar, insanların, çevre ve doğa koşullarının olumsuz etkilerine göğüs germiş sivil mimari anıtlardır. Tüm bu olumsuz şartlara rağmen günümüze kadar hayatta kalmayı başaran bu yapıların bir çok deprem tecrübesi de bulunmaktadır. Betonarme ve taş binalara oranla yıkım oranının az olduğu ahşap yapıların, deprem kuvvetlerine karşı, diğer taşıyıcı sistemlere göre bir avantaj sağladığı görülmektedir [1]. Ayrıca ahşap elemanların hafifliğinden kaynaklanan avantajı ile bina hasar gorse dahi canlı kurtulan insanların sayısının genelde fazla olması en önemli özellikleri arasındadır..

Bu nedenle bir çok elverişsiz durum içinde yer alan tarihi ahşap yapılar, günümüzde, başta çelik olmak üzere birçok yapı elemanı ile onarılması, yenilenmesi ve hatta eskisinden daha dayanıklı hale getirilmesi mümkün görülmektedir.

Tarihi yapılar deyince ilk gelen akla gelen şehir İstanbul ve adeta bu şehir ile özdeşleşmiş görkemli yalılar akla gelmektedir. Osmanlı zamanında inşaa edilen bu yalılarda çoğunlukla ahşap taşıyıcı sistem tercih edilmiştir.Bu tez kapsamında, İstanbul Yeniköy semtinde bulunan SHPY örneği ile Osmanlı döneminde yapılan büyük ölçekli ahşap yalılarının deprem kuvvetleri altında davranışı incelenip, gerekli güçlendirme teknikleri sunulmaktadır.

1.2 Literatür Araştırması

Tezin konusu gereği ahşap yapılar ve güçlendirme metotları ile ilgili daha önce yayımlanan tezler araştırılmıştır. Daha çok mimari yönleriyle ele alınan geleneksel ahşap yapıların bölgelere göre dağılımı, kullanılan ahşap malzeme çeşitleri ve yapı sistemi ile ilgili geniş bilgilere yer verilmiştir.

Mühendislik yönüyle ele alınıp, deprem analizi yapılan ahşap yapı tezlerine nadir olarak rastlanmıştır.

Aşağıda, ahşap yapılar ile ilgili araştırılmış tezler hakkında bilgiler verilmiştir.

Çobancıoğlu (1998), “Türkiye’de Ahşap Ev’in Bölgelere Göre Yapısal Olarak İncelenmesi ve Restorasyonlarında Yöntem Önerileri” konulu doktora tezinde, ahşap evlerin tarihsel gelişimine, geleneksel ahşap evlerin coğrafi bölgelere göre yapı sistemleri ve kullanılan ahşap malzemelere, tarihi ahşap evlerin koruma sorunlarına ve restorasyon tekniklerine değinilmiş ve detaylı bilgiler verilmiştir. Marmara bölgesindeki tarihi ahşap yapıların statik sistemi için verilen örneklerde, ana taşıyıcı elemanların dikmeler, çaprazlar ve kuşaklar olduğu gösterilmiştir.

Dışkaya (2004), “Kuzey Marmara Bölgesindeki 19. Yüzyıl Ahşap Yapılarının Depreme Karşı Güçlendirilmesi” başlıklı yüksek lisans tezinde, 1903 tarihinde inşaa edilen, Büyük Çekmece Mimar Sinan Kasabası’nda yer alan ahşap bir yapı ele alınmıştır. Yapının genel marmara bölgesi ahşap mimari özelliklerini taşıdığı, kullanılan malzemenin ağırlıklı olarak çam olduğu, birleşimlerin çivi ile yapıldığı belirtilmiştir. Tezde yapı, 1998 deprem yönetmeliğine göre duvar bazında analiz edilmiş ve yapıda bazı taşıyıcı elemanların burkulmaya karşı yetersiz olduğu gösterilmiştir. Yapılan çalışma neticesinde, araştırmayı bir ileri seviyeye çıkarmak açısından analizin 3 boyutlu, SAP2000 programında yapılması önerilmiştir.

2. AHŞAP VE YAPISAL ÖZELLİKLERİ

2.1 Amaç

Bu bölümde ahşap malzemenin tanımı yapılacaktır. Mimari ve süsleme amacının yanısıra, önemli bir yapı malzemesi olan ahşabın malzeme özellikleri anlatılacaktır.

2.2 Ahşap Malzemenin Tanımı

Ahşap, Arapça'da "haşep; yani odundan mal olunan eşya" sözcüğünden gelerek sözlüklerimizde yerini bulmuştur. Ahşap, canlı bir yapının meydana getirdiği, lifli, homojen ve anizotropik yapıya sahip, organik esaslı bir malzemedir. Sözlüklerdeki basit tanımının dışında ahşap, yenilenebilir tek yapı malzemesi olarak yüzyıllardır insanoğlunun barınma ihtiyacında başvurduğu temel elemanlardandır.

Ahşabın yenilenebilir kaynaklar olan ormandan elde edilmesi sürecinde tercih edilen yöntemler, yani tomruktan son hale geliş süresince gördüğü müdahaleler son kullanım yeri isteklerini etkiler. Ahşabın kullanım yerine göre seçilmesi ve kullanım yeri beklentilerine göre işlenmesi bir mühendislik dalının işidir.

Geleneksel mimarimizin de vazgeçilmez yapı elemanı olan ahşap, yüzyıllardır onu işleyen ahşap ustalarının hünerli ellerinde en fonksiyonel, en estetik halini almıştır.

Yapı malzemesi olarak ahşap dendiğinde, bir ahşap evi oluşturan tüm yapı elemanlarını anlaşılr. Bunlar; dikme, payanda, giriş, cephe kaplamaları, düşey bitirme çıtaları, alın tahtası, saçak altı kaplama elemanları, saçak altı silmesi, saçak altı furuşları, saçak altı süsleme elemanları, kat silmesi, eteklik silmesi, çıkma, cumba altı süsleme detayları, konsol, eliböğüründe, payanda, pencere doğramaları, pencere pervazı, denizlik, denizlik altı silmesi ve süslemeleri, kafes, kepenk, kapı, kapı pervazı, bağdadi çıtalar, tavan kaplamaları, tavan çıtları, koltuk altı silmeleri, furuşları, süpürgelik, döşeme kaplama elemanları, eşik, merdiven basamakları, korkuluk, küpeşte, sedir, dolap, yüklük, çatı elemanları, mertek, aşık, gergi, çatı kaplama malzemeleri olarak sıralanabilir[18].

2.3 Ahşabın Özellikleri

Ahşap malzeme kullanılarak yapı sistemi üretebilmek ya da üretilmiş olanı kavrayıp, yorumlayabilmek için öncelikle ahşap malzemenin özelliklerinin yeterince bilinmesi gerekmektedir.

Ahşap malzemenin başlıca özelliklerini; görsel özellikleri, fiziksel özellikleri, mekanik özellikleri, kimyasal özellikleri ve ekolojik özellikleri oluşturmaktadır.

2.3.1 Ahşap malzemenin mekanik özellikleri

Heterojen ve anizotrop bir malzeme olan ahşabın mekanik özellikleri homojen yapıda olan malzemelerden, örneğin metallere farklı olup, belirlenmesi diğer malzemeler kadar kolay olmamaktadır [20]. Ahşabın liflere paralel yönündeki tüm özellikleri ile basınç ve çekme dayanımları, liflere dik yöndeki dayanımlarından yüksektir [21]. Ahşabın başlıca mekanik özellikleri; basınç dayanımı, çekme dayanımı, eğilme dayanımı, makaslama dayanımı, yarıma dayanımı, elastisite modülü aşağıda sırasıyla incelenecektir.

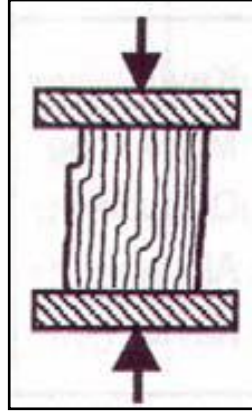
2.3.1.1 Basınç dayanımı

Ahşabın liflerine paralel veya dik yönde onu ezmeye veya sıkıştırmaya çalışan kuvvete karşılık gösterdiği güce basınç dayanımı denmektedir. Liflere paralel yöndeki basınç dayanımı, TS647'e göre tespit edilmektedir. Liflere dik basınç kuvveti boru biçimindeki hücrelerin çeperlerini ezeceği için, bu doğrultuda büyük bir dayanım yoktur. Liflere paralel basınç kuvveti ise, boru demetlerinin birer kolon gibi basınca ve burkulmaya çalışmasına neden olur. Böylece kırılmaya, hem çeperleri oluşturan lignoselüloz maddesi hem de boruları birbirine yapıştıran pektoselüloz maddesi karşı koyar [20]. Şekil 2.1'de ahşap malzemede liflere paralel yönde basınç dayanımı deneyi, Şekil 2.2'de ise ahşap malzemede liflere dik yöndeki basınç dayanım deneyleri görülmektedir. σ_{bem} liflere paralel yöndeki basınç dayanım değerini, $\sigma_{bem}^{\perp}$ ise liflere dik yönde basınç dayanım gerilmesi olmak üzere Çizelge 2.1'de bazı ağaç cinslerine ait değerler görülmektedir [4].

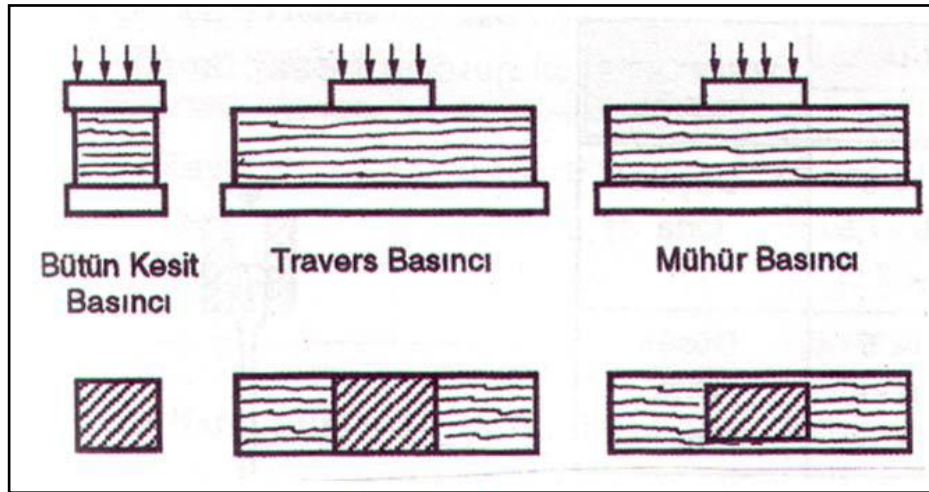
Çizelge 2.1 : Bazı ağaç cinslerine göre basınç dayanım değerleri.

Çalışma Şekli	Ahşap Malzemenin Cinsi ve Sınıfına Göre Basınç Gerilmesi Değerleri (MPa)			
	İğne Yapraklı Ağaç Sınıfları			Meşe
	I	II	III	
$\sigma_{bem//}$	11.0	8.5	6.0	10.0
$\sigma_{bem\perp}$	2.0	2.0	2.0	3.0
$\sigma_{bem\perp(*)}$	2.5	2.5	2.5	4.0

*:Hafifçe ezilemeleri izin verildiği takdirde bu değer kullanılabilir.



Şekil 2.1 : Liflere paralel yönde basınç dayanımı deneyi.



Şekil 2.2 : Liflere dik yönde basınç dayanımı deneyinde yükleme şekilleri.

Basınç dayanımını etkileyen etkenler şunlardır;

- Bütün ağaç türlerinde yoğunluk arttıkça bununla doğru orantılı olarak basınç dayanımında artar. Hava kurusu haldeki yoğunluk ve liflere paralel basınç

dayanımından ahşabın basınca göre kalitesini belirlemek için statik kalite değeri (k_{st}) hesaplanarak Çizelge 2.2’deki gibi sınıflandırılır.

Çizelge 2.2 : Bazı ağaç cinslerinin statik kalite değerleri.

Ağaç Cinsi	$k_{st} = (\sigma_{bem}/) / (\delta_{12} \times 100)$			Basınca Göre Kalitesi
	Yumuşak	Orta Sert	Sert	
Geniş Yapraklı Ağaçlar	< 8	< 7	< 6	Düşük
	8 - 9.5	7 - 8.5	6 - 7.5	Orta
	< 9	< 8.5	< 7.5	İyi
İğne Yapraklı Ağaçlar	< 7	< 6	< 5	Düşük
	8 - 8.0	6 - 7.0	5 - 6.0	Orta
	< 8	< 7	< 6	İyi

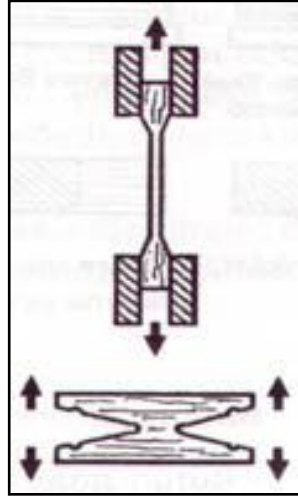
- Kuvvetin etki yönü ile liflerin gidiş yönü arasındaki açı arttıkça liflere paralel basınç dayanımı ($\sigma_{bem}/$) azalır.
- Kuvvetin etki yönü ile yıllık halkaların gidiş yönü arasındaki açı iğne yapraklı ağaçlarda $\psi=0^\circ$ iken, geniş yapraklı ağaçlarda $\psi=90^\circ$ iken basınç dayanımı en yüksektir, $\psi=45^\circ$ iken her iki ağaç cinsinde de en düşüktür.
- Hidroskopik sınırlar içerisinde de ahşabın nemi arttıkça basınç dayanımı azalır.
- Ahşabın sıcaklığı 0°C ’nin üstünde arttıkça basınç dayanımı azalır [22].

2.3.1.2 Çekme dayanımı

Ahşap malzemenin, zıt yönlerde etki ederek liflerini koparmaya çalışan iki kuvvete karşıkoyma gücüdür. Liflere paralel, liflere dik olmak üzere TS 2475 ve TS 2476 esaslarına göre belirlenir [22]. Şekil 2.3’de ahşap malzemenin liflerine dik yönde veliflerine paralel yöndeki çekme dayanımı deneyleri görülmektedir. Çizelge 2.3’de bazı ağaç cinslerinin çekme dayanım ($\sigma_{\text{çem}}$) değerleri yer almaktadır [4].

Çizelge 2.3 : Bazı ağaç cinslerine göre çekme dayanım değerleri.

Çalışma Şekli	Ahşap Malzemenin Cinsi ve Sınıfına Göre Çekme Gerilmesi Değerleri (MPa)			
	İğne Yapraklı Ağaç Sınıfları			Meşe
	I	II	III	
$\sigma_{\text{çem}}$	10.5	8.5	0	10.0



Şekil 2.3 :Liflere paralel ve dik çekme dayanımı deneyi.

Çekme dayanımını etkileyen etkenler şunlardır;

- Ahşap malzemenin yoğunluğu arttıkça çekme dayanımı artar. Yoğunluk, dayanımaçısından en çok çekme dayanımını, sonra sırası ile eğilme, makaslama ve basınç dayanımını etkiler.
- Budaklar, en çok çekme dayanımını azaltır.
- Ahşabın nemi % 12-Lif doygunluk noktası (LDN) arasında % 1 arttıkça, çekmedayanımı % 3 azalır.
- Kuvvetin etki yönü ile liflerin gidiş yönü arasındaki açı (0° - 45°) arttıkça, çekmedayanımı azalır[22].

2.3.1.3 Eğilme dayanımı

Bir veya iki taraftan bir mesnet üzerine tespit edilmiş ahşabın, liflere dik yönde etki eden ve onu eğmeye çalışan kuvvetlere karşı gösterdiği dayanımdır. Eğilme dayanımı (σ_{eem}) üzerindeki yoğunluk, nem, sıcaklık, budaklar ve lif yönü etkilidir.

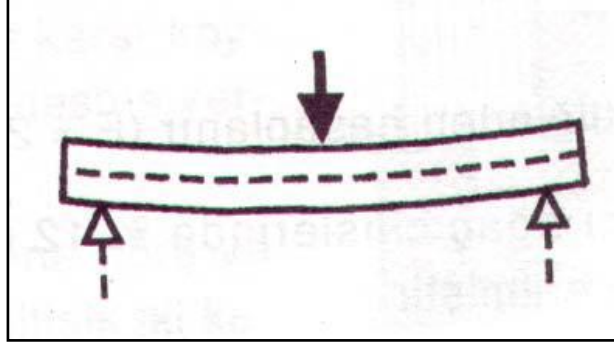
Ahşap bir kirişe ait liflere dik yönde eğilme dayanımı deneyi Şekil 2.4’de gösterilmiştir.

Malzemede yoğunluk arttıkça eğilmedayanımı artar. Eğilme dayanımı % 3-5 nem derecelerinde en yüksektir. Bundan sonra lifdoygunluğu, nem derecesine kadar su miktarının artması ile azalmaktadır [20].

Çizelge 2.4’de bazı ahşap kalitelerine göre eğilme dayanımı gerilmesi değerleri gösterilmiştir [4].

Çizelge 2.4 : Bazı ağaç cinslerine göre eğilme dayanım değerleri.

Çalışma Şekli	Ahşap Malzemenin Cinsi ve Sınıfına Göre Eğilme Gerilmesi Değerleri (MPa)			
	İğne Yapraklı Ağaç Sınıfları			Meşe
	I	II	III	
σ_{eem}	13.0	10.0	7.0	11.0



Şekil 2.4 : Liflere dik yönde eğilme dayanımı deneyi.

Eğilme dayanımını etkileyen etkenler şunlardır;

- Ahşap malzemenin yoğunluğu arttıkça eğilme dayanımı da artar.
- Ahşabın nem oranı higroskopik sınırlar içerisinde % 1 arttıkça, eğilme dayanımı % 4 azalır.
- Ahşabın boyuna eksenine ile liflerin gidiş yönü eksenine arasındaki açı ($0^\circ - 90^\circ$) arttıkça eğilme dayanımı azalır [22].

2.3.1.4 Makaslama dayanımı

Ahşap malzemenin iki bitişik kesitini bir düzlem üzerinde birbirinden ters yönde ayırmaya çalışan kuvvetlere karşı gösterdiği dayanımdır. Özellikle, malzeme birleşim yerlerinde ve çentik açılmış bölümlerde önemlidir. Bu dayanım, TS 3459'a göre tespit edilmektedir. Bu kuvvet ahşabın yapısına paralel, dik ve eğik olma durumlarına göre ayrı etki yapar. Liflere paralel dayanım ahşap için önemlidir [22].

Bazı ahşap kalitelerine göre makaslama gerilmesi dayanımı değerleri Çizelge 2.5'de gösterilmiştir [4].

Çizelge 2.5 : Bazı ağaç cinslerine göre makaslama gerilmesi dayanım değerleri.

Çalışma Şekli	Ahşap Malzemenin Cinsi ve Sınıfına Göre Makaslama Gerilmesi Değerleri (MPa)			
	İğne Yapraklı Ağaç Sınıfları			Meşe
	I	II	III	
τ_{em}	0.9	0.9	0.9	1.0

Makaslama dayanımını etkileyen durumlar şunlardır;

- Ahşap malzemede yoğunluk arttıkça makaslama dayanımı artar.
- Makaslama kuvveti etki yönü ile lif yönü arasındaki açı (0° - 90°) arttıkça makaslama dayanımı azalır.
- Higroskopik sınırlar içerisinde ahşabın nem oranı % 1 arttıkça makaslama dayanımı % 3 azalmaktadır.

2.3.1.5 Yarılma dayanımı

Ahşap malzemenin lifleri arasına girerek ahşap malzemeyi yarmaya çalışan kama şeklindeki cisimlerin etkisine gösterdiği karşı koyma gücüne ahşap malzemenin yarılma dayanımı denir [22]. Çivi ya da vida gibi cisimlerin ahşaba çakılması sırasında yarılmaması bakımından yarılma dayanımı önemlidir. Bununla beraber makas sistemlerde metal plakalar ile bağlantı yapılırken de bu özellik göz önünde bulundurulmalıdır.

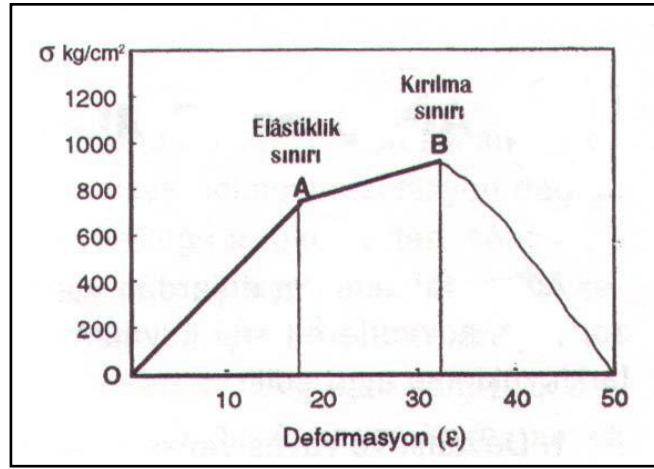
Yarılma dayanımını etkileyen etkenler şunlardır;

- Ahşap malzeme yoğunluğu arttıkça yarılma dayanımı artar.
- Ahşabın nem oranı % 12-17 arasında iken yarılma dayanımı en yüksek değerini alır. Ahşabın nem oranı $n > \% 17$ iken % 1 arttıkça dayanım % 0.1-0.02, $n < \% 12$ iken % 1 azaldıkça dayanım % 0.03-0.07 azalır.
- Yarılma dayanımı yıllık halkalara teğet yönde radyal yöndekinden büyüktür [22].

2.3.1.6 Elastisite modülü

Bir dış kuvvetin etkisi ile şekli değişen bir cismin, kuvvet kalkınca ilk şeklini alabilmesi özelliğidir. Katı cisimlere belli bir sınıra kadar, etki eden dış kuvvetin

ortadan kalkması ile ilk şeklini alabilir. Bu sınıra elastik sınırı denir. Şekil 2.5’de Kayın odununda yapılan eğilme deneyinde zor-zorlama ilişkisi görülmektedir.



Şekil 2.5 :Kayın odununda yapılan eğilme deneyinde zor-zorlama ilişkisi.

Elastikiyet sınırı içerisindeki gerilmeyle biçim değiştirme (uzama, kısalma, eğilme) arasındaki orana elastisite modülü denir. Elastisite modülü, TS 2478’e göre belirlenmektedir. Ahşapta orta derece elastik sayılabilen bir yapı malzemesidir. Belli sınırlar içerisinde olan budurum ahşap cinslerine göre değişiklik gösterir [25].

Liflere paralel ve dik yönlerdeki ahşap cinsine bağlı elastisite ve kayma modülleri Çizelge 2.6’de verilmiştir [4].

Çizelge 2.6 : Bazı ağaç cinslerine göre elastisite ve kayma modülü değerleri.

Ahşap Malzeme Cinsi	Elastisite Modülü		Kayma Modülü (G)(MPa)
	Liflere Paralel E// (MPa)	Liflere Dik E $\perp$ (MPa)	
İğne Yapraklı	10000.0	300.0	500.0
Meşe ve Kayın	12500.0	600.0	1000.0

Ahşap malzemede elastisite modülünü etkileyen etkenler şunlardır;

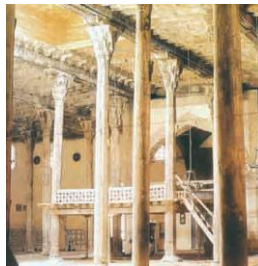
- Yoğunluk arttıkça elastisite modülü değeri artar.
- Lif doygunluk noktası kadar su miktarı arttıkça elastisite modülü değeri azalır.
- Ahşabın sıcaklığı arttıkça elastisite modülü değeri azalır.
- Liflerin gidiş yönü ile numune boyuna eksenindeki açı arttıkça elastisite modülü değeri azalır.

- Liflere paralel (E_p), radyal (E_r) ve yıllık halkalara teğet (E_t) yönlerdeki elastisitemodülleri arasında $E_p > E_t > E_r$ ilişkisi vardır.
- Kuvvetin etki yönü ile yıllık halkaların gidiş yönü arasındaki açı $\psi=90^\circ$ iken elastisitemodülü değeri en yüksek, $\psi=45^\circ$ iken elastisite modülü değeri en düşüktür.
- Ahşap malzemede uzunluğun enine kesit yüksekliğine oranı 15'e kadar arttıkça elastisite modülü değeri azalır, 15'in üstünde arttıkça elastisite modülü değeri değişmez.

2.4 Yapı Malzemesi Olarak Ahşap

Ahşabın insanoğlunun kullandığı ilk yapı malzemelerinden biri olduğunu anımsarsak, tarihte birçok eserin de ahşapla yapıldığı daha iyi anlaşılabilir. Geçmişte kullanılan birçok yapım tekniği bugün modern mimaride temel, hatta vazgeçilmez unsurlar olarak yerini almış ve yeniliklere esin kaynağı olmuştur. İlk ahşap çatı kuruluşunun Frigyalılar tarafından uygulandığı ve bugün hala aynı metodun geçerli olması, ahşabın yapıda kullanım şekline küçük bir örnektir. Ahşap malzemenin Türklerin yerleştiği alanlarda fazla bulunması sayesinde bugün hala anlamakta güçlük çektiğimiz ahşap karkas sistem Anadolu'nun ahşap ustaları tarafından geliştirilmiştir.

Çok eski zamanlara gitmeden Anadolu'da Selçuklu dönemi yapılarına baktığımızda ahşabın Anadolu kültüründe sadece sivil mimari örneklerde değil tüm mimari çözümlerde kullanıldığını görüyoruz. Şekil 2.6'da 1296 yılında Eşrefoğlu Süleyman Bey tarafından yaptırılmış olan 48 ahşap direk ile ayakta kalan Beyşehir Eşrefoğlu Cami ağaç direkli camilere en güzel örnektir. Bugün hala ibadete açık olan bu yapı ahşap malzemenin üstünlüklerini bize anlatan örneklerden sadece biri olarak yıllara meydan okumaya devam ediyor.



Şekil 2.6 : Beyşehir Eşrefoğlu Camii.

Avrupa'nın en büyük ahşap yapılarından kabul edilen Büyükada'daki Rum Yetimhanesi ahşap karkas sistemle yapılmış yapılara güzel bir örnektir. 1898-1899 yılları arasında Mimar Alexandre Vallaury tarafından inşa edilen yapı çok az zamanı kaldığının sinyallerini vererek yıllara direnmeye devam ediyor. İmparatorluklara yüzyıllarca başkentlik yapmış, dünyanın incisi olarak anılan İstanbul, gerek boğazdaki yalıları gerekse Haliç'e bakan ahşap evleri ya da Süleymaniye Camisi'ne komşu yan yana bir dizi sanat eseri olan ahşap evleri ile ahşap ustası adayları için birer açık hava müzesidir.

Ahşap yapı malzemesinin fiziksel, mekanik direnç özellikleri, işlenebilirliği, anatomik yapısı, su ve ahşap malzeme ilişkisi, ahşap yapılarda rutubete karşı alınacak önlemler, ahşabın doğru kurutulması, hangi ahşap malzemenin hangi amaca hizmet edeceği gibi hususların önceden bilinmesi ahşap ustalarının daha uzun ömürlü yapılar ortaya çıkarmasına olanak sağlayacaktır[4].

3. AHŞAP YAPILAR VE TAŞIYICI SİSTEMLERİ

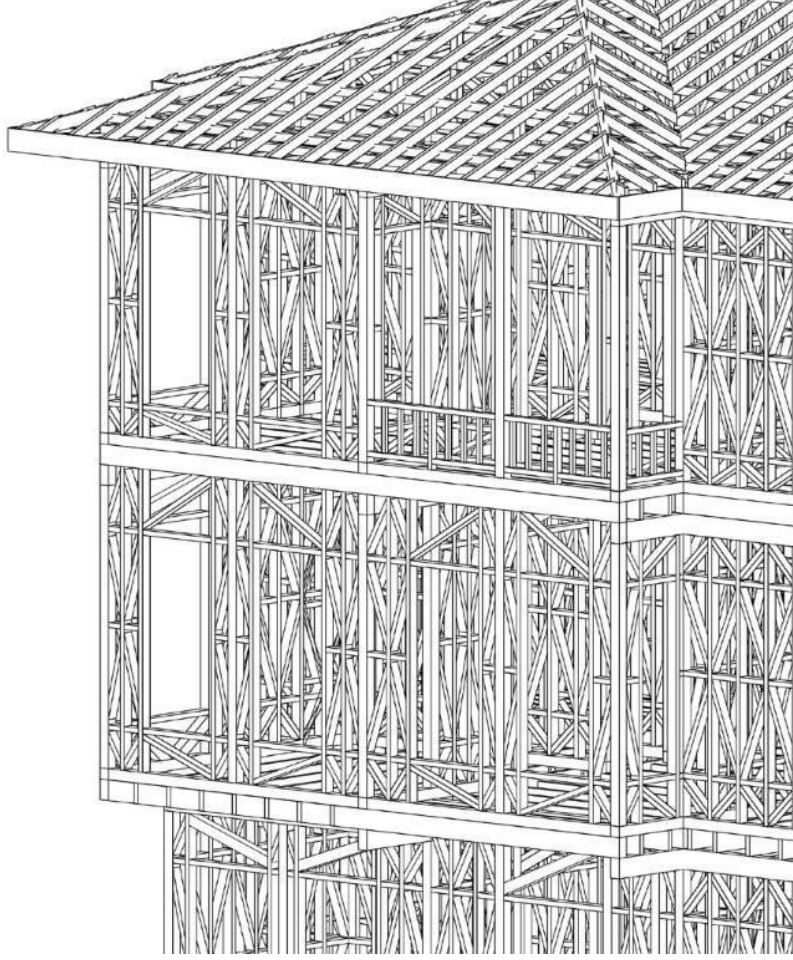
3.1 Amaç

Bu bölümde ahşap bir yapının genel özellikleri anlatılıp, taşıyıcı ahşap elemanların tanımı yapılacaktır. Ayrıca ülkemizde bulunan geleneksel ahşap yapıların taşıyıcı sistemleri incelenip, tez kapsamında incelenecek SHPY'nin taşıyıcı sistemi ile benzerlikler gösterilecektir.

3.2 Geleneksel Mimarimizde Kullanılan Ahşap Yapı Elemanları

Bilindiği üzere geleneksel konut mimarimizde ahşap yaygın olarak kullanılmıştır. Konut yapılarının dışında çok sayıda saray yapısı da ahşap malzeme ile yapılmıştır. Yapının temel kısmı haricinde tamamının ahşap malzeme kullanılarak inşa edildiği bir yapım süreci söz konusudur. Yapıların temelleri genelde moloz taş duvar örgüsü veya tuğla duvar örgüsüyle inşa edildikten sonra üzerine yerleştirilen ahşap yastıklar ve dikmelerle yapımı devam ettirilir.. Çatılar 19. yüzyıla gelinceye kadar tamamıyla alaturka kiremitle örtülmüştür. 19. yüzyıldan itibaren marsilya tipi kiremitlerde kullanılmaya başlanılmıştır. Yine aynı yüzyılda kullanımı yaygınlaşan bir diğer uygulama ise yangın duvarlarının inşasıdır. Yangınlar dolayısıyla iki ahşap bina arasına 1- 1,5 tuğla duvar kalınlığında örülen; yangının diğer yapıya sıçramasını önleyen bu uygulama yasalarla zorunlu hale getirilmeye çalışılmıştır.

Şekil 3.1'de tipik bir ahşap yapı kesiti görülmektedir.



Şekil 3.1 :Tipik bir ahşap yapı görünümü.

3.2.1 Ahşap taşıyıcı sistem elemanları

Genel olarak ahşap yapı elemanları aşağıdaki gibi sıralanabilir;

- Dikme
- Kiriş (taban-tavan-yastık-bağ)
- Payanda
- Bağlantı Elemanları

Ahşap yapılarda kullanılan yapı malzemelerinin fonksiyonlarına göre yapılan sıralamanın ardından ahşap karkas yapım tekniği temelden başlayarak şu şekilde tanımlanabilir;

Genel olarak bodrum kat yapımı çok düşünülmemiştir. Arazi eğiminden dolayı ortaya çıkan zorunluluklar ile birlikte 19. yüzyılda yaşam şekillerinde ortaya çıkan değişimlere bağlı olarak İstanbul evlerinde yarı bodrum, kömürlük veya ardiye diyebileceğimiz mekânlar ortaya çıkmıştır. Bu mekânlara giriş genelde dışarıdan

olmakla birlikte, bazı evlerde mutfak içinden veya ev içerisinde merdiven altından da ulaşılmaktadır. Bunlar dışında inşa edilen evlerde ise bodrum katı yapılmadan yapı su basman diyebileceğimiz bir kota kadar yükseltilmiş üzerine ahşap karkas sistemi kurulmuştur. Evlerin bundan sonraki yapılanmaları birbirine benzemektedir. Temel duvarları üzerine atılan hatıldan sonra üzerine genelde kare kesitli meşe ağacından bir alt taban yerleştirilmektedir. Alt taban üzerine yerleştirilen köşe dikmeleri, dikmeler, ara dikmeler ile payandalar pencere ve kapı boşlukları bırakılarak yerleştirilir. Dikmeler arasına yer yer kuşak bağlantıları, zemin kat döşemesini taşımak üzere de dikdörtgen kesitli dikine kullanılan kirişler yerleştirilmektedir. Kirişler genelde 45- 55 cm açıklıkta ve yine mekânlar arası genişliklere bağlı olarak 6x18 veya 5x15 gibi boyutlar kullanılarak yerleştirilmektedir. Pencere alt ve üstlerine, kapıların ise üstlerine kuşaklar atılmaktadır. Ahşap dikmeler kat yüksekliğince yerleştirilir. Üst kat hizasına gelince dikmeler üzerine başlıklar konulur, ardından taban kirişi olarak adlandırılan üst kat döşemesinin yükünü taşıyan kirişler yerleştirilmektedir. Üst kat döşemesi oluşturulurken tek tabanlı ve çift tabanlı adını verdiğimiz iki farklı uygulama görülmektedir. Burada yine zemin katta görülen uygulama tekrarlanarak ahşap kirişler yerleştirilir. Kat hizasında çıkma yapılmak istendiğinde kirişler dışarı doğru uzatılarak bu gerçekleştirilmektedir.. Eğer çıkma 30- 40 cm den fazla ise alttan payanda, eliböğünde adlarını verilen destek elemanlarıyla takviye edilir. Genel olarak iki ve üç katlı olarak inşa edilen İstanbul evlerinde bu yapım sistemi üst katlarda da devam ettirilmiştir. Bitişik nizam veya ayrık nizamda yapılmış olan evlerin tamamında 30- 150 cm arası genişliklerde saçaklar yapılmıştır. Çatı taşıyıcısı bu saçak yapısına göre şekillendirilmiştir.

3.3 Boğaziçi Yalıları

Avrupalı gezgin ve tarihçilere göre 18. yüzyılda Boğaziçi kişiliğini yeni bulmayabasmaktadır. Bu dönemden sonra Boğaziçi'nde yalılar yapılmaya başlanmış, bildiğimiz anlamda Boğaziçi şekillenmeye başlamıştır. Türklerin fethinden önce ise Boğaziçi şuraya buraya serpilmiş küçük balıkçı köyleri ve terk edilmiş manastırların bulunduğu bir doğa parçası olarak bilinmektedir [19]. Bostancıbası defterlerine göre 18. yüzyılda Boğaz'da 2000 civari yalı bulunmaktadır[26]. Bogaziçi yalıları Avrupa'nın ve Osmanlı'nın etkisinde gelişerek kendilerine has biçim ve malzemeleriyle dünyanın baska hiçbir yerinde örneğine rastlanamayacak bir mimariye sahip olmuslardır. Balyanlar, Fossati, D'Arancogibi

Avrupalı veya levanten mimarların etkisiyle şekillenen Boğaziçi farklı üslupların uyum içinde bir araya gelmesiyle oluşan kendine has bir mimari karektere sahip olmuştur. Sözelimi D'Aranco'nun rönesans üslubunun süsleme öğeleriyle Osmanlı üslubunun mekan düzenlemesinin bütünleştirdiği Tarabya'daki İtalyan büyükelçiliği [31], ile eklektisizmi Türk yapı karakterleri ile aydın bir eğilimde birleştirdiği Kireçburnu'ndaki Cemil bey evi bu yapılara örnek oluşturmaktadırlar. Her ne kadar bugün örnekleri azalmış olsa da, hala Boğaziçi'nin en önemli özelliği yalılarıdır demek mümkündür.

3.4 Sait Halim Paşa Yalısı (SHPY)

Bu bölümde, çalışma kapsamında yapısal analizi yapılacak SHPY hakkında genel bilgiler verilecektir. Sait Halim Paşa tarafından Sarıyer'de inşa ettirilen yalının tarihsel değişimi aşağıdaki gibi sıralanmıştır.

3.4.1 Sarıyer ilçesi

3.4.1.1 Coğrafi konum

Sarıyer, İstanbul Boğazı'nın Avrupa yakasında yer alan ve 151.000 km²'lik alan üzerine kurulmuş ve 8.100 hektarı mücavir alan olan bir yerleşim bölgesidir. Sarıyer ilçesinde; bir belde belediyesi, 24 mahalle ve sekiz köy muhtarlığı bulunmaktadır[24].

Sarıyer, ilçe olarak Aşiyan'dan başlayıp Kısırkaya köyüne kadar uzanan sahil seridiüzerindedir. İlçe ismini, merkez mahallesi olan Sarıyer'den almaktadır [24].

3.4.1.2 Tarihsel, sosyal ve ekonomik gelişim

Sarıyer: Antik çağlarda ismi Simas olan Sarıyer'in[27], yine antikçağlarda aynı zamanda deresinin ismi de olan Skletrinas adıyla da anıldığı bilinmektedir [28]. Antik çağdan Bizanslılar dönemine hatta Osmanlıların ilk dönemlerine kadar Simas adı kullanılmıştır [24].

Simas Burnu Skletrinas Köyü: Yunanlar'ın Sarıyer'de bir köy yerleşimi kurdukları [28] ve bu köye ulaşmak için bugünkü adıyla Mezarburnunu astıkları bilinmektedir. Bu burnun Yunanlılar dönemindeki adı Simastı.Uygurlığa kurban gitmiş mezarlıklardan olan mezarburnunda Venus MeretriciaTapınagı (Fahiselerin Venüsü Tapınagı) bulunmaktadır. Eskiçağlardan bu yana bu köyde degismeyen seylerin

basında balıkçılık gelir. Yunanlılardöneminde burdaki balıkçıların kıyıya gözetleme kuleleri diktikleri bilinmektedir[28]. Daha sonraki yüzyıllarda da Sarıyer’de balıkçılık yapılmaya devam edilmiştir. Günümüzde Sarıyer halkının en önemli geçim kaynaklarından biri hala balıkçılıktır.

18. yüzyılda Boğaziçi, yerleşimin yoğunlaştığı, özellikle Avrupa yakasında sıralanan sahil sarayları ve arkalarındaki bahçe ve korularıyla yalnızca devletin ileri gelen zenginlerinin bir sayfiyesi değil, aynı zamanda, vadilerde kurulmuş bahçecilik, balıkçılık, çiftçilik, odunculuk gibi tarımsal üretim ve faaliyetlerinin yapıldığı köyler ve civardaki yerli halkın da katılımıyla, hem ayrıcalıklı hem de kırsal özellikler taşıyan bir bahçe kent görüntüsü çizmekteydi. 18. yüzyılın sonlarında, özellikle Büyükdere çevresinde çeşitli elçiliklerin yazlıkları olduğu bilinmektedir. Bu durum Boğaziçi’ndeki etnik kompozisyonun karışmasına sebep olmuştur. Bu yüzyılda ayrıca Sarıyer’den Büyükdere’ye uzanan sultanın gezi ve av alanı olan has bahçeler uzanmaktaydı. Büyükdere’nin güzelliğini takdir eden frenkler burayı yazlık yeri olarak seçmişler ve bilhassa Abdülhamid devrinde buraya çok rağbet gösterilmiş, sahildeki ağaçlar kesilerek araba yolu açılmıştır. Vadinin içinde birçok çeşmeleri bulunan bir padişah bahçesi bulunduğu bilinmekte ve buradan Fener’e kadar uzanan sık ormanlık padişahın av sahası içinde yer almaktadır [30]. Sarıyer’de hristiyan nüfus çoğunlukta idi ve burada bagcılık, balıkçılık ve gemicilik yapmaktaydı.

Boğaz en parlak sayılabilecek devrine 19. yüzyılda ulaşmıştır. Yalı haricindeki anıtsal yapıların önemli bir bölümü, bu yüzyılın ikinci yarısında yapılmıştır. İstanbul’un görüntüsünü değiştirerek, Avrupalılaştırmaya çalışan yapılar, Tanzimatla beraber Boğaz’da boy göstermeye başlamışlardır. Büyükdere’de Rum azınlığın serbestçe yerleşmesine izin verilince, kolayca büyümüşlerdir [23]. Anadolu yakası ise, 19. yüzyılın ikinci yarısından sonra fazla bir değişikliğe uğramamış, fakat eski yalılar giderek seyrekleşmiştir [23]. Bu dönemlerde yani 19. yüzyıl sonlarıyla 20. yüzyıl başlarında gözde bir eğlence ve sayfiye köyü olan Sarıyer, yine aynı yüzyılların bir açık hava eğlence mahalli ve müzikli eğlencelerin makbul bir durağı olmuştur [29].

3.4.2 Sait Halim Paşa

1863 yılında Kahire’de doğmuştur. Mısır Valisi Kavalalı Mehmet Ali Paşa’nın dört oğlundan biri olan Mehmet Abdülhalim Paşa’nın oğludur. Sait Halim Paşa ilk ve orta tahsilini Kahire’de özel olarak yapmış, Arapça, Farsça, İngilizce ve Fransızca

öğrenmiştir. Daha sonra İsviçre'de beş yıl siyaset bilgileri öğrenimi görmüştür. 1888'de Mîr-i Mîran rütbesi ile ve Mecîdî nişanı ile Şûra-yı Devlet (Danıştay) âzâsı olmuştur. Kendisine, 1889'da II. ve 1892'de I. rütbe Osmânî ve 1899'da murassa Mecîdî nişanı, 1900'de de Rumeli Beylerbeyi pâyesi verilmiştir. 1908'de ise bulunduğu Şûrâ-yı Devlet âzâlığından kadro dışı bırakılmış, ancak aynı dönemde Belediye genel seçimlerinde Yeniköy belediye dairesi reisliğine tayin olunmuştur. Daha sonra ise Cemiyet-i Umumiye-i Belediye ikinci reisliği, 1908'de de Âyân Meclisi âzâlığı yapmıştır. 23 Ocak 1912-23 Temmuz 1912 tarihlerinde Şûra-yı Devlet reisliği de kendisine verilmiştir.

Sait Halim Paşa 1912'de reislikten çekilmiştir. Bu sırada İttihat ve Terakki Cemiyeti'nin genel sekreterliğine seçilmiş, Mahmut Şevket Paşa'nın sadrazamlığı sırasında 1913'de de 2. defa Şûrâ-yı Devlet reisliğine ve üç gün sonra Hariciye Nezareti'ne (Dışişleri Bakanlığı'na) atanmıştır. Mahmut Şevket Paşa'nın şehit edilmesinden sonra 1913'de Sadrazamlığa (Başbakanlığa) getirilmiştir.

Sait Halim Paşa, 1913 Eylül'ünde, Bulgarlarla Edirne'nin Osmanlı Devleti'nde kalması ve Meriç nehri hudut olmak üzere sulh imzalanması hizmeti sebebi ile Padişah tarafından İmtiyaz Nişanı ile onurlandırılmıştır. Osmanlı Devleti 1914 yılında tarafsızlığının ihlal edilmesi nedeni ile I. Dünya Savaşı'na katılmış. Bu süreçte Almanya sefiri Baron Wangenheim ile Yeniköy'de Sait Halim Paşa Yalısı'nda ittifak anlaşması imza edilmiştir. 1915'te Hariciye Nazırlığı'ndan, 1917'de Sadrazamlıktan çekilmiştir (yerine Talat Paşa geçmiştir).

1919 Mart ayında harp ilanı sırasındaki bazı kabine azaları ve Sait Halim Paşa tutuklanmış, Paşa diğer milletvekilleri ile beraber tahliye olunduktan sonra Roma'ya gitmiştir. 6 Aralık 1921'de bir Salı günü akşamı araba ile evinin kapısına geldiği sırada Ermeni komitacının silahlı saldırısına uğrayarak hayatını kaybetmiştir. Naaşı İstanbul'a getirilmiş ve 30 Aralık 1921 günü Yeniköy'deki yalısından alınarak büyük bir törenle II. Mahmut Türbesi'nin bahçesine defnedilmiştir.

Şekil 3.2'de Sait Halim Paşa'ya ait bir fotoğraf gösterilmektedir.



*Resim no: 7
Sait Halim Paşa.*

Şekil 3.2 :Sait Halim Paşa.

3.4.3 Yalının inşası ve tarihsel gelişimi

Sait Halim Paşa Yalısı'nın tespit edilen ilk sahipleri Düzoğulları ailesidir. Bilindiği kadarıyla Düzoğullarından kalan yalıtı Aristarhis Ailesi tamamen yıktırmış ve tahmini 1863 yılında yeniden inşa ettirmişlerdir.

Sait Halim Paşa Yalısı, 1876 yılında Prens Abdülhalim Paşa'nın mülkiyetine geçmiştir. Ancak o dönemde yalının harap halde olması ve de istenilen büyüklükte olmaması nedeni ile Çanakkale'li mimar-kalfa Petraki Adamandidis'e bugünkü

biçimiyle yeniden yaptırılmıştır. Abdülhalim Paşa'nın 1890 yılında vefatı ile mülkü Paşa'nın dokuz evladına kalmıştır.

Sait Halim Paşa, kardeşlerine ait hisseleri satın alarak 1894 yılında yalının tamamına sahip olmuştur. Bina 1968'de Turizm Bankası'na geçmiş ve bir müddet sadece yabancıların girebildiği kumarhane olarak kullanılmıştır. Yangın tehlikesi ve benzeri sebeplerle kumarhane 1972 yılında Hilton'a devredilmiştir.

1974 yılında tadilattan geçen Sait Halim Paşa Yalısı, asıl büyük renovasyonu 1980-1984 yıllarında, Turizm Bankası tarafından TAÇ (Türkiye Anıt ve Çevre Koruma) Vakfı'na yaptırılarak gerçekleşmiştir.

1989'da TC. Turizm Bankası, Türkiye Kalkınma Bankası'na dönüştürülünce Sait Halim Paşa Yalısı'nın sahibi Türkiye Kalkınma Bankası olmuştur. Sait Halim Paşa Yalısı'nın bahçesi yaz aylarında restoran olarak işletilmiş, odalarının bir bölümü müze olarak düzenlenmiştir. Bunun yanı sıra Başbakanlık yazlık konutu olarak da kullanılmış ve zaman zaman resmi toplantılar burada yapılmıştır.

Sait Halim Paşa Yalısı, 1995 yılında geçirdiği yangın sonrasında "Başbakanlık Resmi Konuk Evi" adı altında restore edilmiştir. Bu restorasyon 2002 yılında tamamlanmıştır. Sait Halim Paşa Yalısı, yangından önceki haline göre değil de inşa edildiği 1860'lı yıllardaki haline göre restore edilmiş, 2004 yılında özel bir şirketin işletmesine devredilene kadar da kullanılmamıştır.

4. YAPISAL ANALİZ

4.1 Amaç

Bu bölümde, SHPY'nin yapısal analizi yapılmıştır. İlk kısımda da bahsedildiği gibi analiz üç farklı yöntem ile gerçekleştirilmiştir. Birinci yöntem üç boyutlu olarak SAP2000 yapısal analiz programında, ikinci yöntem ise duvar bazında DBYBHY uyarınca EDYY'e göre iki boyutlu analiz olarak ele alınmıştır. Üçüncü yöntem yine iki boyutlu olup, UBC 97 uyarınca EDYY'e göredir. Bu üç yöntemle yapının deprem yükleri altında davranışının incelenmesi amaçlanmıştır.

4.2 Verilerin Toplanması

Yapıyı doğru bir şekilde modellemek için gerekli olan bilgiler aşağıdaki gibi sıralanabilir;

- Yapıda kullanılan ahşap malzeme kalitesi
- Yapının plan ve kesitlerini gösteren röleve projeleri
- Duvar detaylarını ve eleman düzenini gösteren çizimler
- Taşıyıcı ahşap elemanların boyutları

Yukarıdaki verilere, yapının 1995 yılında geçirdiği yangın sonrası yapılan yenileme çalışmasından ulaşılmıştır.

4.2.1 Yapıda kullanılan ahşap malzeme kalitesi

Yalının restorasyon çalışmasında yaklaşık 3000m^3 olmak üzere (150 kamyon) ve başlıca 3 tür ahşap malzeme kullanılmıştır. Bunlar sırası ile doğada yetişen meşe ve çam ile küçük küçük ahşap parçaların biraraya getirilerek yapıştırılması sonucu yapay olarak (fabrikada) hazırlanan lamine ahşaptır [17].

- Meşe; yapının daha çok ana taşıyıcı dikmelerinde, kirişlerinde, kiriş yastıklarında ve iç dekorasyonda parke döşeme olarak kullanılmıştır. Toplam harcanan miktar 150m^3 tür. Bunun yaklaşık 100m^3 'ü strüktürde, geriye kalan

miktar ise döşemede kullanılmıştır. Özellikle yapı strüktüründe yer yer 18cm x 18 cm kesitlerinde ve 4,5-5m boyunda meşe kerestesi kullanılmıştır.

- Çam; yapıda en çok kullanılmış kereste türüdür. Yapının tüm strüktüründe, çatısında, iç bağdadi ve dekorasyonunda, doğrama ve kapılarında, döşeme kirişlerinde ve nihayet tüm dış cephe kaplamalarında çam kerestesi kullanılmıştır. Yaklaşık 2800m³ ü bulan bu miktarın büyük bir kısmı çırallı çam olup, Balıkesir ve Kastamonu bölgesinden temin edilmiştir.. Kullanılan çamların strüktür, çatı döşeme ve kirişlerde kullanılanı 2. sınıf, doğrama, panjur ve cephe kaplamasında kullanılanı ise 1. sınıf olarak seçilmiştir [17].
- Lamine ahşap; yapıda büyük açıklıklı odaların döşeme kirişlerinde kullanılmıştır [17].

4.2.2 Yapının plan ve kesitlerini gösteren röleve projeleri

SHPY yaklaşık 1250m² oturum alanına sahip 2 katlı ahşap bir yalıdır. Bir yönde 25m, diğer yönde 45 m uzunluğunda olan bu yalının her katında iki adet büyük salon olmak üzere toplam 14 oda bulunmaktadır.

4.2.3 Yapının zemin sınıfı

Yapının zemin sınıfı Z2 dir.

4.2.4 Deprem bölgesi

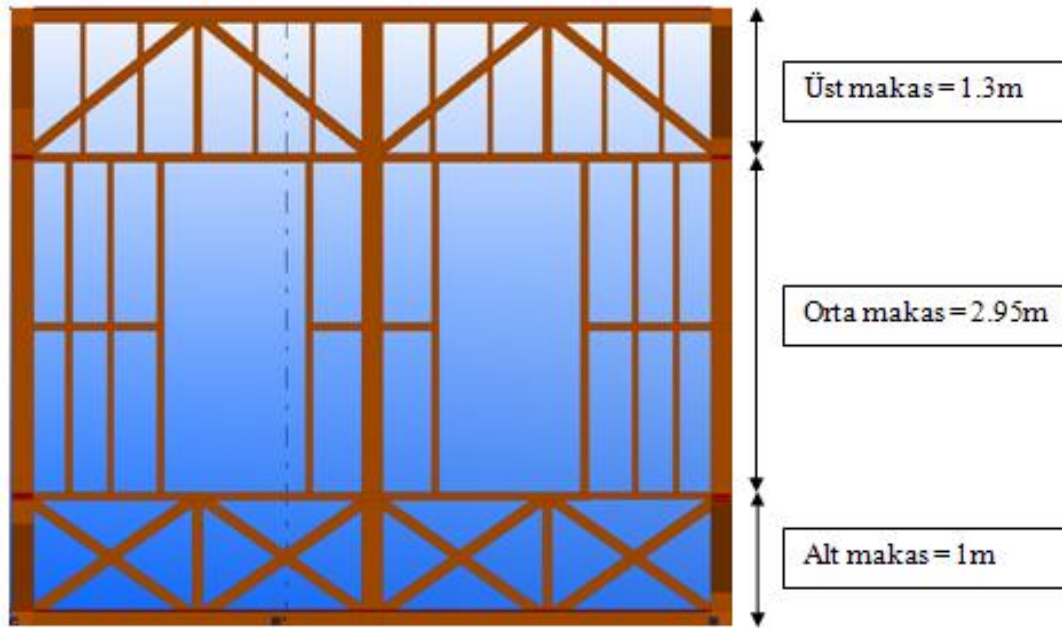
Yapı 1. Derece deprem bölgesinde bulunmaktadır.

4.2.5 Duvar detaylarını ve eleman düzenini gösteren çizimler

Yapının duvar detayları çubuk elemanlardan oluşmaktadır. Bir kata ait taşıyıcı duvar düzeni Şekil 4.1 de gösterildiği gibi 3 kısımdan oluşmaktadır.

- Üst makas; kat duvarının tepe noktasından pencere veya kapı boşluğu üst katına kadar olan makas düzenine sahip kısımdır. Bu makas çapraz elemanlar, ana dikme ve ara dikmelerden oluşmaktadır.
- Orta makas; üst makas ile alt makas arasında kalan kısımdır. Bu makasta pencere ve kapı boşluğuna denk gelmeyen yerlerde ana çapraz elemanlar bulunmaktadır. Bu çaprazlar deprem kuvvetlerini karşılayacak olup sürekli şekilde teşkil edilmiştir. Ara dikmeler ve kuşaklar çapraz elemanlara çivili bağlantı olarak dizayn edilmiştir.

- Alt makas; kat döşemesinden ara makasa kadar olan kısımdır. Ana çapraz elemanlar, ana ve ara dikmelerden meydana gelir.



Şekil 4.1 :Tipik duvar kısımları.

4.2.6 Taşıyıcı ahşap elemanların boyutları

Bölüm 4.2.5. de gösterilen duvar detaylarının elemanları boyutlandırılırken ortalama değerler kullanılmıştır. Ortalama değerler hesaplanırken şantiyeden çizilen duvar detayı rölevesinden belirlenen boyutlar ele alınmıştır. Çizelge 4.1’de tipik bir duvar detayı için hazırlanan ortalama boyutlar gösterilmektedir.

Bu çizelgede ahşap eleman yüksekliği h , genişliği b olarak verilmiştir. Ele alınan duvar içinde aynı tip eleman sayısı da n ile gösterilmiştir.

Çizelge 4.1 :Örnek bir duvara ait eleman boyutları.

DIŞ CEPHE MEVCUT AHŞAP KARKASI	ÜST MAKAS														
	Üst Başlık (cm)			Alt Başlık (cm)			Ara Dikmeler (cm)			Orta Dikmeler (cm)			Çapraz Elemanlar (cm)		
	h	b	n	h	b	n	h	b	n	h	b	n	h	b	n
	13	18	1	7	18	1	3.5	18	6	7	18	1	9	18	3
							5	18	4	10	18	1	11	18	1
	13	18		7	18		4	18		8	18		10	18	
	ORTA MAKAS														
	Kuşak (cm)			Kapı Kenarları (cm)			Ara Dikmeler (cm)			Orta Dikmeler (cm)			Çapraz Elemanlar (cm)		
	h	b	n	h	b	n	h	b	n	h	b	n	h	b	n
	6	18	1	5	18	1	5	18	3	6	18		10	18	1
				6	18	1	6	18	3	10	18		7	18	6
				7	18	1							5	18	1
	6	18		6	18		5	18		8	18		7	18	
	ALT MAKAS														
	Üst Başlık (cm)			Alt Başlık (cm)			Ara Dikmeler (cm)			Orta Dikmeler (cm)			Çapraz Elemanlar (cm)		
	h	b	n	h	b	n	h	b	n	h	b	n	h	b	n
	6	18	2	7	18	1	4	18	1	7	18	1	9	18	1
							5	18	1	10	18	1	10	18	6
													11	18	1
	6	18		7	18		4	18		8	18		10	18	

4.3 SAP2000 Programında 3 Boyutlu Analiz

Bölüm 4.2 de tanımlanan verilere göre yapı SAP2000 yapısal analiz programında üç boyutlu olarak modellenmiştir.

4.3.1 Ahşap malzeme tanımlanması

Bölüm 2’de çeşitli ahşap malzemeleri için verilen genel özelliklerden SHP’de kullanılan ahşap elemanları için uygun özellikler alınmıştır. Meşe ve Çam kalitesindeki ahşap elemanlar için belirlenen bu yapısal özellikler SAP2000 programında Şekil 4.2 ve Şekil 4.3 de gösterildiği üzere tanımlanmıştır.

Material Property Data

Material Name: Ahşap_Mese

Material Type: Other

Symmetry Type: Anisotropic

Modulus of Elasticity:

E1: 12258.313

E2: 588.399

E3: 588.399

Poisson's Ratio:

U12: 0.45

U13: 0.6

U23: 0.31

U14: 0.

U24: 0.

U34: 0.

U15: 0.

U25: 0.

U35: 0.

U45: 0.

U16: 0.

U26: 0.

U36: 0.

U46: 0.

U56: 0.

Weight and Mass:

Weight per Unit Volume: 7.845E-06

Mass per Unit Volume: 7.845E-10

Units: N, mm, C

Advanced Material Property Data:

Nonlinear Material Data...

Material Damping Properties...

Time Dependent Properties...

Thermal Properties...

OK

Cancel

Şekil 4.2 :Meşe ağacı ahşap malzeme özellikleri.

Material Property Data

Material Name: Ahşap_Çam

Material Type: Other

Symmetry Type: Anisotropic

Modulus of Elasticity:

E1: 9806.6502

E2: 294.1995

E3: 294.1995

Poisson's Ratio:

U12: 0.45

U13: 0.6

U23: 0.31

U14: 0.

U24: 0.

U34: 0.

U15: 0.

U25: 0.

U35: 0.

U45: 0.

U16: 0.

U26: 0.

U36: 0.

U46: 0.

U56: 0.

Weight and Mass:

Weight per Unit Volume: 5.394E-06

Mass per Unit Volume: 5.394E-10

Units: N, mm, C

Advanced Material Property Data:

Nonlinear Material Data...

Material Damping Properties...

Time Dependent Properties...

Thermal Properties...

OK

Cancel

Şekil 4.3 :Çam ağacı ahşap malzeme özellikleri.

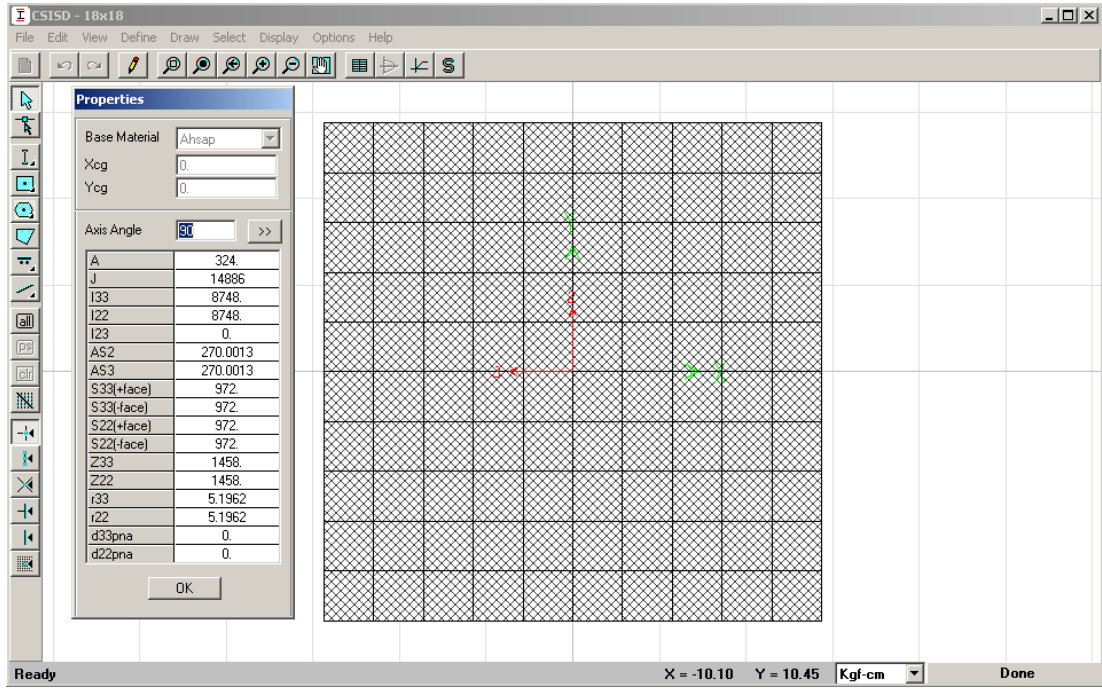
4.3.2 Yapısal ahşap elemanların tanımlanması

Bölüm 4.2.6’da belirtildiği üzere SHPY’ye ait yapısal ahşap elemanların boyutlarının ortalama değerleri alınarak SAP2000 programında tanımlanmıştır. Programın “Section Designer” özelliği ile oluşturulan ahşap elemanların malzemesi de bir önceki bölümde oluşturulduğu gibi atanmıştır. SHPY’de kullanılan 18cmx18cm kesitlerindeki ana dikme elemanlarının oluşturulmasına ait tanım, örnek teşkil etmesi amacıyla Şekil 4.4’de gösterilmiştir;

The image shows the 'SD Section Data' dialog box in SAP2000. The 'Section Name' field is set to '18x18'. The 'Base Material' is set to 'Ahşap_Mese'. Under 'Design Type', 'No Check/Design' is selected. Under 'Concrete Column Check/Design', 'Reinforcement to be Checked' is selected. The 'Section Designer...' button is visible under 'Define/Edit/Show Section'. The 'Properties...' button is under 'Section Properties', and the 'Set Modifiers...' button is under 'Property Modifiers'. A color swatch is shown for 'Display Color'. The 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Şekil 4.4 :SAP2000 programında ahşap elemanların tanımlanması.

Şekil 4.4’de gösterildiği gibi adlandırılan ana dikmelerin boyutları “Section Designer” kısmından girilmiştir. Tanımlanan elemanın kesit özellikleri Şekil 4.5’de gösterilmiştir;

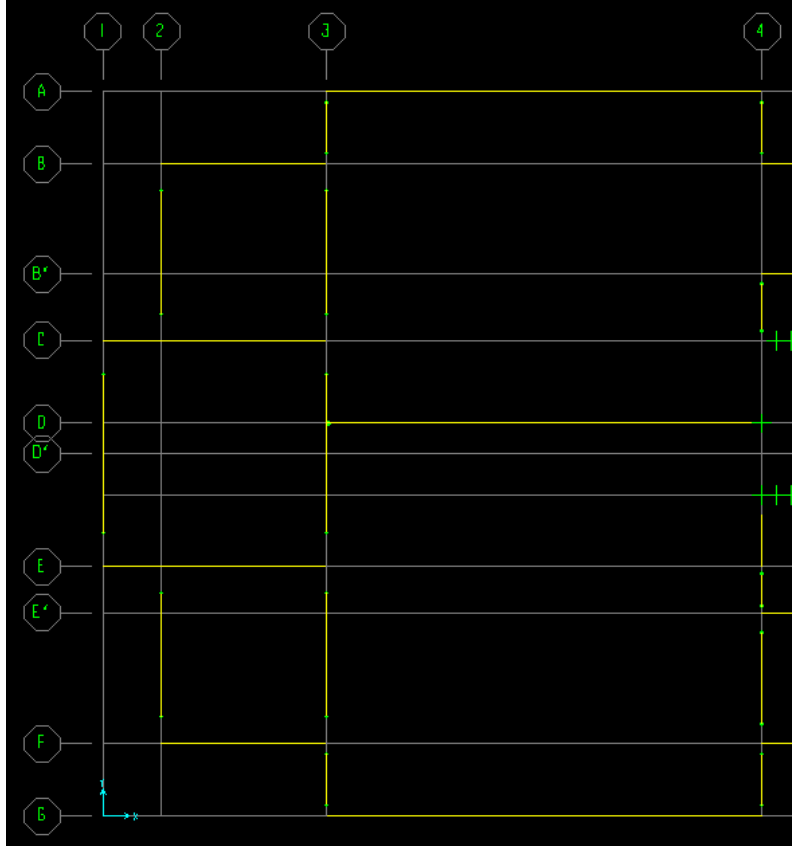


Şekil 4.5 :SAP2000 programında tanımlanan ahşap elemanların özellikleri.

4.3.3 Ahşap taşıyıcı duvarların modellenmesi

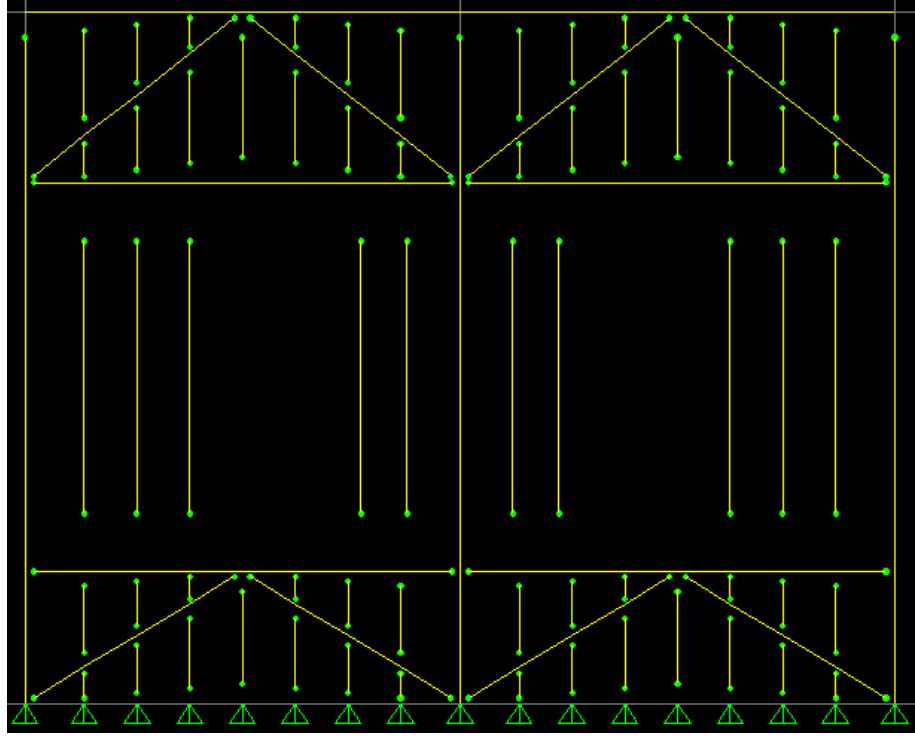
Malzeme ve tüm ahşap elemanlar tanımlandıktan sonra yapıya ait birinci derece taşıyıcı deprem duvarları modellenmiştir. Duvarlar modellenirken birleşim detayları göz önünde bulundurularak mesnetlenme koşulları için kabulleri yapılmıştır. Bu kabuller aşağıdaki gibi sıralanabilir;

- Duvarlarda üst makas kısmı üst başlık elemanı her zaman sürekli devam etmiştir. Birbirleri ile 90 derece kesişen duvarlara ait bu elemanların biri, diğerine mafsallı modellenmiştir. 1. kat planında bu modele ilişkin görsel Şekil 4.6’da gösterilmiştir.



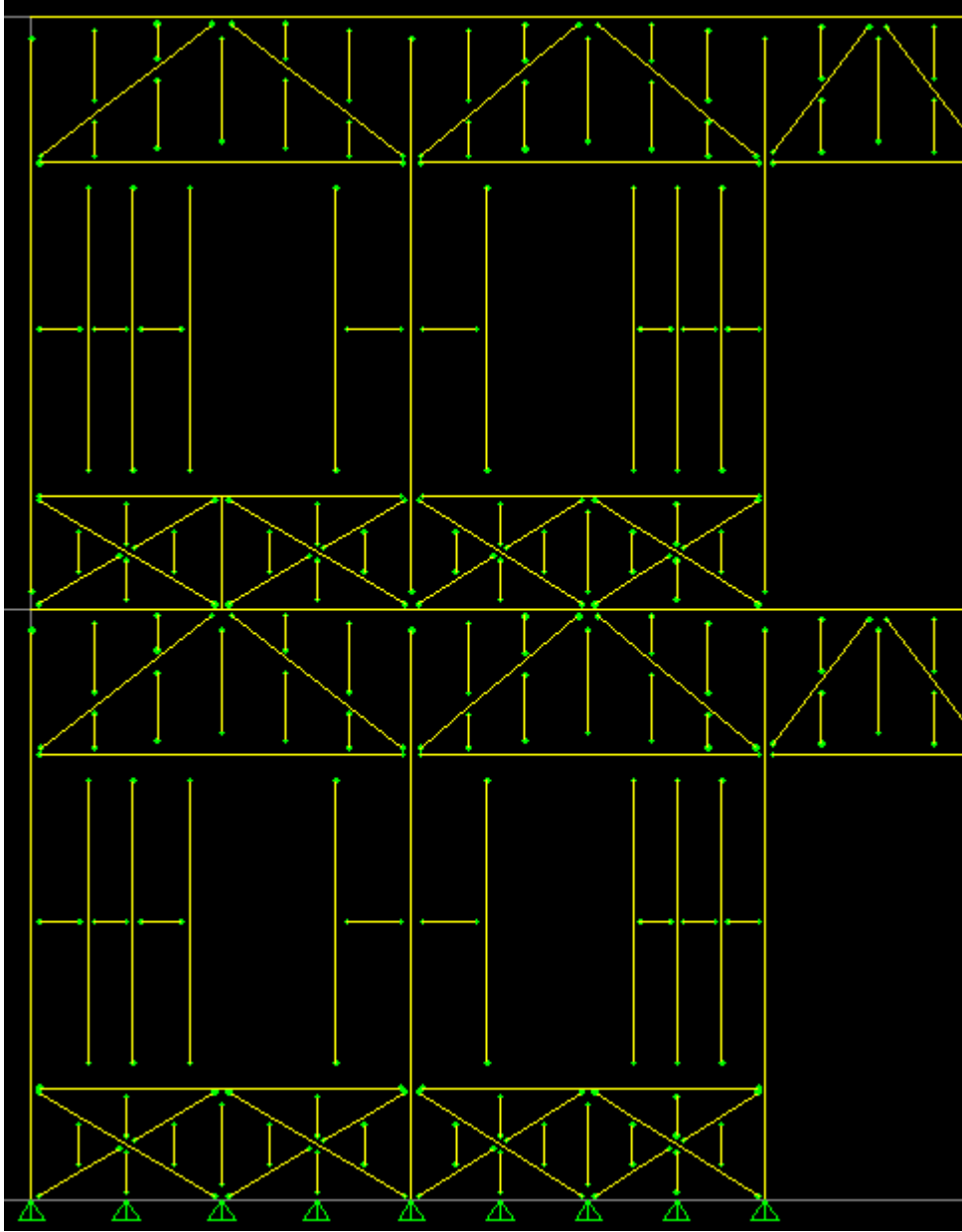
Şekil 4.6 : Kat planında üst makas, üst başlıkların bağlantısına ait model görünümü.

- Duvarlara ait tüm makas kısımlarında bulunan ana çapraz elemanlar sürekli modellenmiştir. Şekil 4.7’de gösterildiği üzere bu çaprazlara bağlanan ara dikmelerin iki ucu da mafsallı modellenmiştir.
- Şekil 4.7 de gösterildiği gibi temele bağlanan tüm ana dikmeler, ara dikmeler ve çapraz elemanlar basit mesnetli olacak şekilde modellenmiştir.
- Üst makas alt başlık elemanları ile alt makas üst başlık elemanları, ana dikmeler arası sürekli olup, iki ucu mafsallı bağlantı olacak şekilde modellenmiştir. Şekil 4.7’de gösterilmiştir.
- Ana dikme elemanları kat boyunca her zaman sürekli şekilde modellenmiştir. Üst makas üst başlık elemanı ana dikmelerin üzerinden geçecek şekilde modellenmiştir. Dolayısıyla ana dikmelerin iki ucu mafsallı olacak şekilde modellenmiştir.



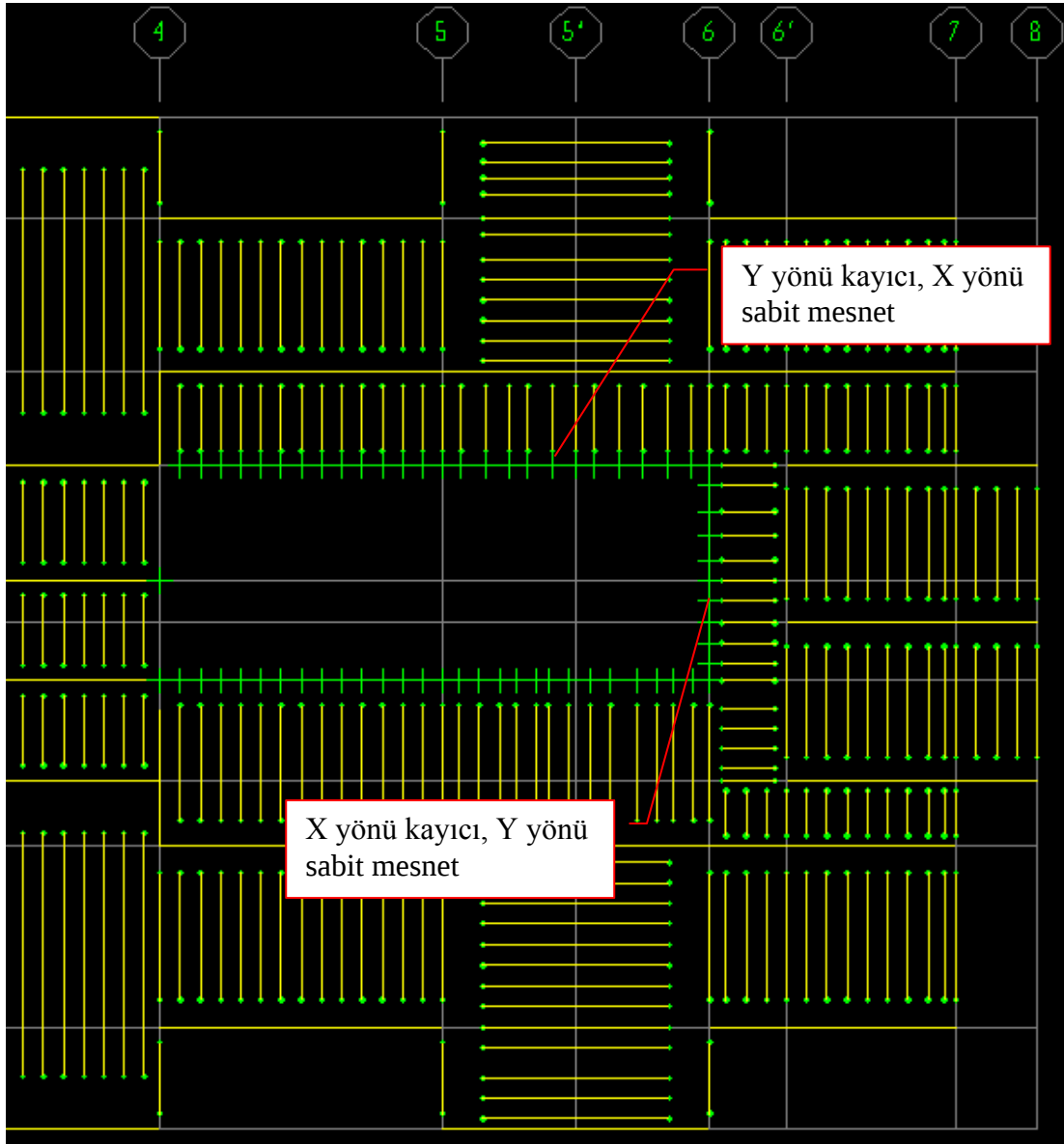
Şekil 4.7 :Üst ve alt makas kısımları, ana çapraz elemanlar model görünümü.

- Şekil 4.8’de gösterildiği üzere bazı duvarların alt makas kısımlarında bulunan, kesişen iki ana çapraz elemanın biri sürekli geçirilip, diğeri ona mafsallı olarak bağlanmıştır.
- Yine Şekil 4.8’deki gibi orta makas kısmında bulunan kuşak elemanları ara dikmelere iki ucu mafsallı şekilde bağlanmıştır.
- İkinci kat boyunca devam edecek ana dikme elemanları 1. Kat üst makas üst başlık elemanına mafsallı birleşecek şekilde modellenmiştir. Şekil 4.8’de gösterilmiştir.



Şekil 4.8 :İki kat boyunca modellenmiş duvar görünüşü.

- Model oluşturulurken göz önüne alınan diğer bir önemli nokta da yapının planda sağ tarafının ortasında bulunan ıslak hacimler için inşaa edilmiş yığma taşıyıcı sisteme sahip kısımdır. Yapı fotoğraflarından ve detaylardan anlaşıldığı üzere ahşap elemanların bu bölgedeki birleşimleri kayıcı mesnet olarak tasarlanmıştır. SAP2000 modelinde de bu yığma kısım modellenmeyipahşap elemanlar bu noktada kayıcı mesnet oluşturularak bağlanmıştır. Şekil 4.9’da gösterilmiştir.



Şekil 4.9 :Yığma kısım için mesnetlenme düzeni.

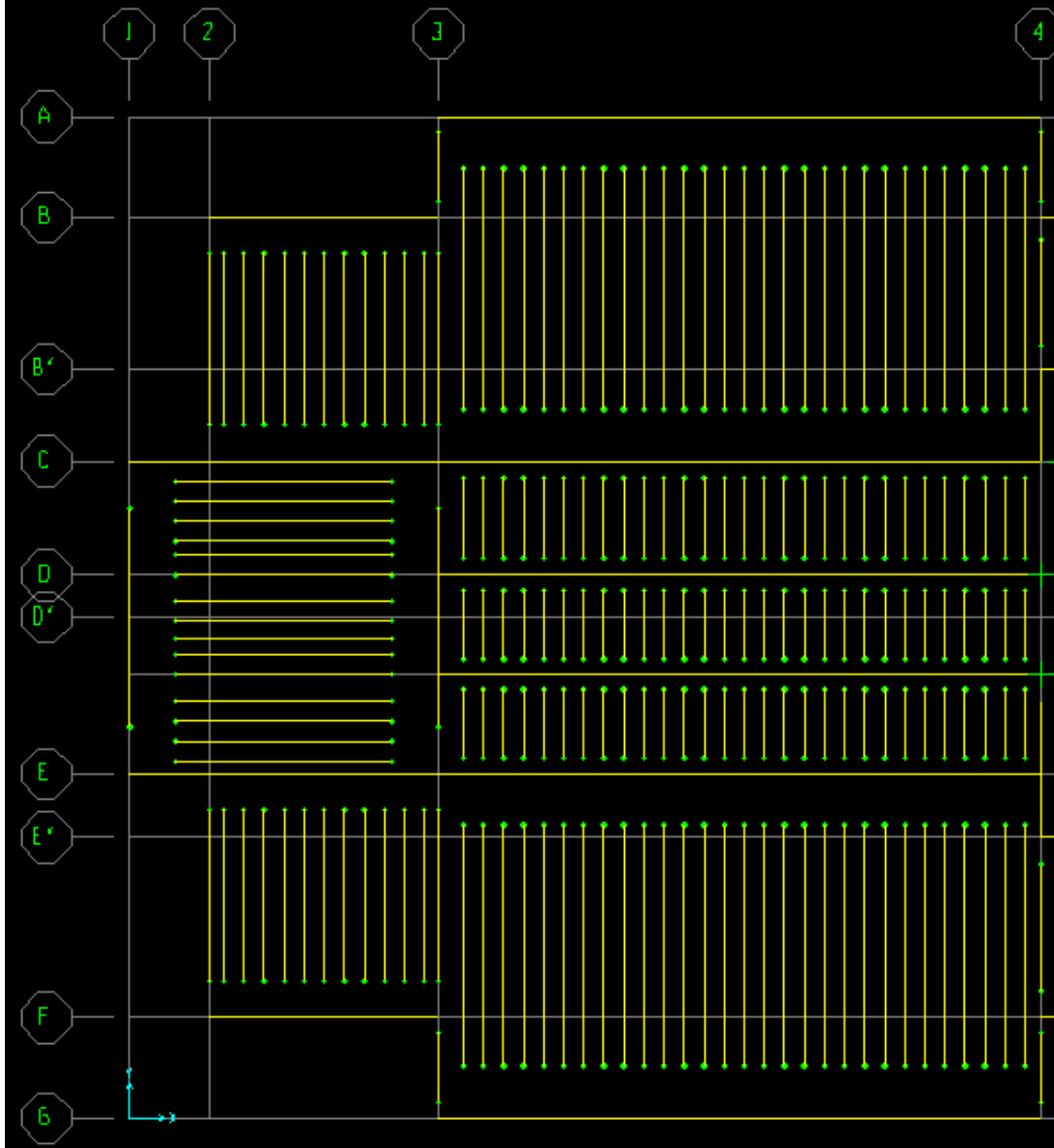
4.3.4 Tali kirişlerin modellenmesi

Yapının iki derece taşıyıcı elemanlarını tali kirişler oluşturmaktadır. Yapıda açıklığa göre iki farklı tipte tali kiriş kullanılmıştır. Salon ve giriş kısımları gibi büyük açıklıklı tavanlarda 38-41cm yüksekliğinde 16.5-20cm genişliğinde kullanılan kirişler modede tipik olarak 18x40cm boyutlarında teşkil edilmiştir. Diğer odalarda kullanılan kirişlerin boyutları da ortalama değer olan 10x20cm olarak modellenmiştir.

Tüm düşey yükleri duvarlara aktaran bu tali kirişler iki ucu mafsallı bağlantı olacak şekilde modellenmiştir. Kiriş aralıkları ve yönleri röleve projelerden ve fotoğraflardan tespit edildiği üzere 40-50cm olarak bırakılmıştır.

Tali kirişler yerleştirilirken üst makasta bulunan ara dikmelere denk gelecek şekilde olması esas alınmamıştır. Mevcut durumda olduğu gibi dikmelerin arasına da mesnetlenecek şekilde yerleştirilip, yük aktarımdaki eksantrisite sağlanmıştır.

Yapının bir bölümüne ait tali kiriş düzeni ve mesnet koşulları Şekil 4.10'da gösterilmiştir;



Şekil 4.10 :Tali kiriş yerleşim düzeni.

4.3.5 Yüklerin tanımlanması

4.3.5.1 Sabit yükler

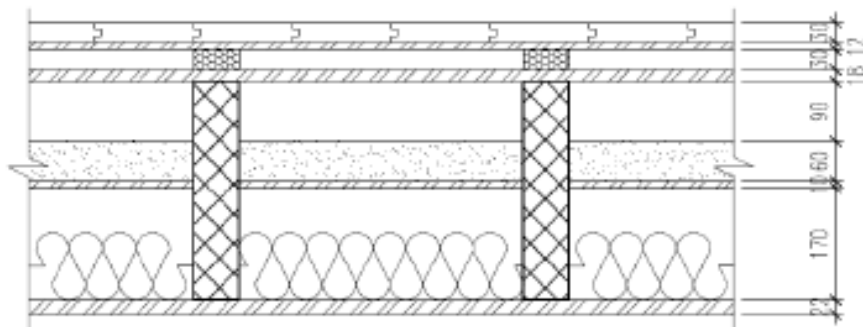
- Yapı ağırlığı; yapının taşıyıcı sistem ağırlığıdır. Duvar ve tali kiriş elemanlarının toplam ağırlığı yapı ağırlığını oluşturur. Buna göre toplam yapı ağırlığı 1883.61 kN bulunmuştur.
- Döşeme kaplaması; ahşap kaplamalar çam ağacı kerestesinden yapılmıştır. Malzeme özkütlesi; $d_{\text{cam}}=5500 \text{ N/m}^3$, ahşap kaplama kalınlığı $t_{\text{kap}}=30\text{mm}$ olduğuna göre birim alana gelen döşeme kaplama ağırlığı Denklem 4.1'e göre hesaplanır.

$$q_{\text{kap}} = d_{\text{cam}} t_{\text{kap}} \quad (4.1)$$

Ahşap kirişli döşemeler için kullanılacak diğer malzemeler ve birim hacim ağırlıkları ve bunların kesit görüntüsü Çizelge 4.2 ve Şekil 4.11'de gösterilmiştir.

Çizelge 4.2 : Tipik ahşap kirişli döşemelerde kullanılan malzeme özellikleri.

Malzeme	Yük Değeri (N/m ²)
Ahşap parke kaplama (30mm)	165
Üst kontraplak (12mm)	96
Ara kontraplak-1 (18mm)	144
Ses yalıtım malzemesi (60mm)	800
Ara kontraplak-2 (10mm)	80
Alt kontraplak (22mm)	176
Asma tavan+tesisat	500



Şekil 4.11 : Tipik ahşap kirişli döşeme kesiti.

- Çatı yükü; yapının çatısı ahşap oturtma çatıdır. Çatı yükü modele girilmeyip, ikinci kat döşeme kirişlerini çizgisel yayılı olarak etkitilmiştir. Hesapta kullanılan çatı yükü $q_{\text{çatı}}=1 \text{ kN/m}^2$ dir.

4.3.5.2 Hareketli yükler

- Hareketli yükler; TS498 “Yapı Elemanlarında Kullanılacak Yüklerin Hesap Değerleri” Bölüm-12 uyarınca tali kirişlere düşey çizgisel yayılı yük olarak uygulanmıştır. Yapıda kullanım amacına yönelik farklı alanlara farklı hareketli yükler etkilmiştir, Çizelge 4.3’de gösterilmiştir [6].

Büyük açıklıklı, tören amaçlı salonlarda ; $q_1=5 \text{ kN/m}^2$

Diğer odalarda ; $q_1=2 \text{ kN/m}^2$

Çizelge 4.3 :Hareketli yük değerleri.

Kullanma Şekli				Hesap Değeri
	ÇATILAR Yatay veya 1/20'ye kadar eğimli	Döşemeler	MERDİVENLER (Sahanlık ve merdiven girişi dahil)	kN/m^2
1		Çatı arası odalar		1,5
2	Zaman zaman kullanılan çatılar	Konut, teras oda ve koridorlar, bürolar, konutlardaki 50 m ² 'ye kadar olan dükkanlar, hastane odaları		2
	ÇATILAR Yatay veya 1/20'ye kadar eğimli	Döşemeler	MERDİVENLER (Sahanlık ve merdiven girişi dahil)	Hesap Değeri kN/m^2
3	Konut toleranslarının kullanılması ve çiçeklik (bahçe yapılması)	Hastanelerin mutfakları, muayene odaları, poliklinik odaları, sınıflar, yatakhaneler, anfiler	Konut Merdivenleri	3,5
4		- Camiler - Tiyatro ve sinemalar, - Spor dans ve sergi salonları, - Tribünler (oturma yeri sabit olan) - Toplantı ve bekleme salonları - Mağazalar, - Lokantalar - Kütüphaneler - Arşivler - Hafif ağırlıklı atölyeler - Büyük mutfaklar, kantinler - Mezbahalar - Fırınlr, - Büyükbaş hayvan ahırları - Balkonlar 10 m²'ye kadar - Büro, hastane okul, tiyatro sinema kütüphane depo vb. - genel yapı koridorları	Umuma açık yapılarda büro hastane okul, tiyatro, kütüphane kitaplık vb.	5
5		Tribünler (oturma yeri sabit olmayan)		7,5
6		Garajlar (Toplam ağırlığı 2,5 tona kadar olan araçlar için)		5

- Kar yükü; Çizelge 4.4’de gösterilen TS498 “Yapı Elemanlarında Kullanılacak Yüklerin Hesap Değerleri” uyarınca $q_s=0.75 \text{ kN/m}^2$ alınmıştır[6].

Çizelge 4.4 :Kar yükü değerleri.

	1	2	3	4	5
1	Yapı yerinin denizden yüksekliği	BÖLGELER			
	m	I	II	III	IV
	≤ 200	0,75	0,75	0,75	0,75
2	300	0,75	0,75	0,75	0,80
	400	0,75	0,75	0,75	0,80
	500	0,75	0,75	0,75	0,85
3	600	0,75	0,75	0,80	0,90
	700	0,75	0,75	0,85	0,95
	800	0,80	0,85	1,25	1,40
4	900	0,80	0,95	1,30	1,50
	1000	0,80	1,05	1,35	1,60
5	> 1000	1000 m'ye tekabül eden değerler, 1500 m'ye kadar %10, 1500 m'den yukarı yüksekliklerde %15 artırılır.			

4.3.5.3 Deprem yükleri

Üç boyutlu model için deprem yükleri MBY ile hesaplanacaktır [3].

SAP2000 programında MBY ile deprem kuvvetleri hesaplama adımları aşağıdaki gibi sıralanabilir;

- Spektrum katsayısının $S(T)$ 'nin belirlenmesi; yapının bulunduğu yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyodu T 'ye bağlı olarak aşağıdaki denklemlerle belirlenir;

$$S(T) = 1 + 1.5 \frac{T}{T_A} \quad 0 \leq T \leq T_A \quad (4.2)$$

$$S(T) = 2.5 T_A \leq T \leq T_B \quad (4.3)$$

$$S(T) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} \quad T_B \leq T \quad (4.4)$$

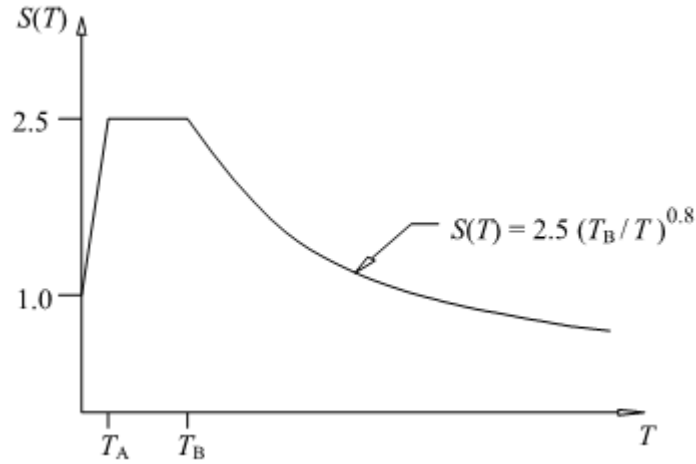
Bu denklemlerde T_A ve T_B yapının zemin sınıfına göre belirlenen karakteristik zemin hakim titreşim periyotlarıdır. Çizelge 4.5'de de zemin gurplarına karşı gelen titreşim periyotları gösterilmektedir.

Çizelge 4.5 :Zemin sınıflarına göre titreşim periyotları [3].

Yerel Zemin Sınıfı	T_A (sn)	T_B (sn)
Z1	0.10	0.30
Z2	0.15	0.40
Z3	0.15	0.60
Z4	0.20	0.90

Bölüm 4.2.3 de değinildiği üzere SHP'nin bulunduğu zemin Z2 sınıfına denk gelmektedir. Buna karşılık gelen periyotlar $T_A=0.15$ sn, $T_B=0.40$ sn olarak Çizelge 4.4'den okunur.

- Spektrum eğrisinin çizilmesi; yapının tüm periyotları için karşılık gelen spektrum katsayısının grafiğidir. Grafik Şekil 4.12 de gösterildiği gibi çizilir.



Şekil 4.12 :Spektrum ivme grafiği.

Grafik çizilirken yapı periyodu T değerine 0 ile 1 arasında artan değerler verilerek buna karşı gelen spektrum katsayıları $S(T)$ Denklem 4.2, 4.3 ve 4.4'e göre hesaplanır. Z2 zemin sınıfına karşı gelen T 'ye göre $S(T)$ değerleri Çizelge 4.6 de gösterildiği gibidir;

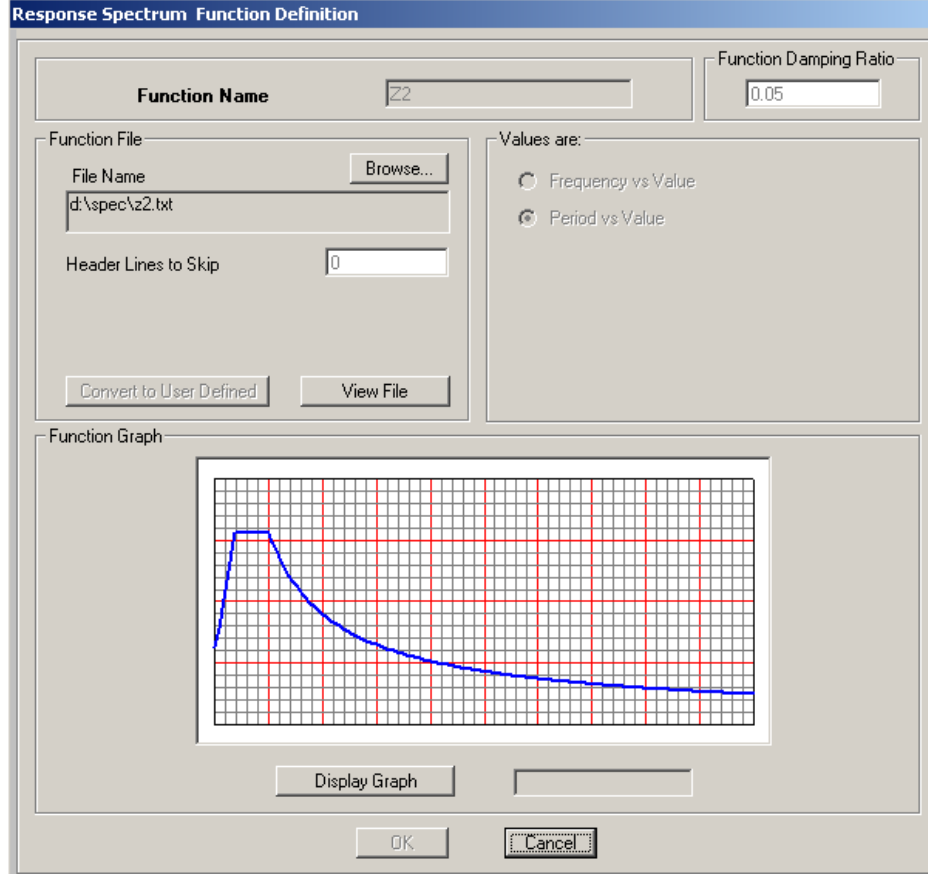
Çizelge 4.6 :Periyot-Spektrum katsayısı değerleri [3].

T	S(T)
0.00	1.00
0.10	2.00
0.15	2.50
0.20	2.50
0.40	2.50
0.42	2.40
0.45	2.36

Görüldüğü üzere $T=0.40$ sn'den sonraki değerler parabol şeklinde azalarak devam etmektedir. T değerleri daha yakın aralıklarla ve 0.40 sn'den sonra 1'e kadar 0.05 sn artarak verilir ve Spektrum eğri grafiğinin uniform olması sağlanır.

- Çizilen spektrum grafiğinin programa aktarılması; SAP2000 programındaki "Response Spectrum" seçeneğinden Çizelge 4.4 de bulunan değerler text

dosyası olarak programa aktarılır. Bu veriye göre Spektrum Eğrisi grafiğini program otomatik olarak çizecektir. Programda SHP için çizilen Spektrum grafiği Şekil 4.13 de gösterilmiştir.



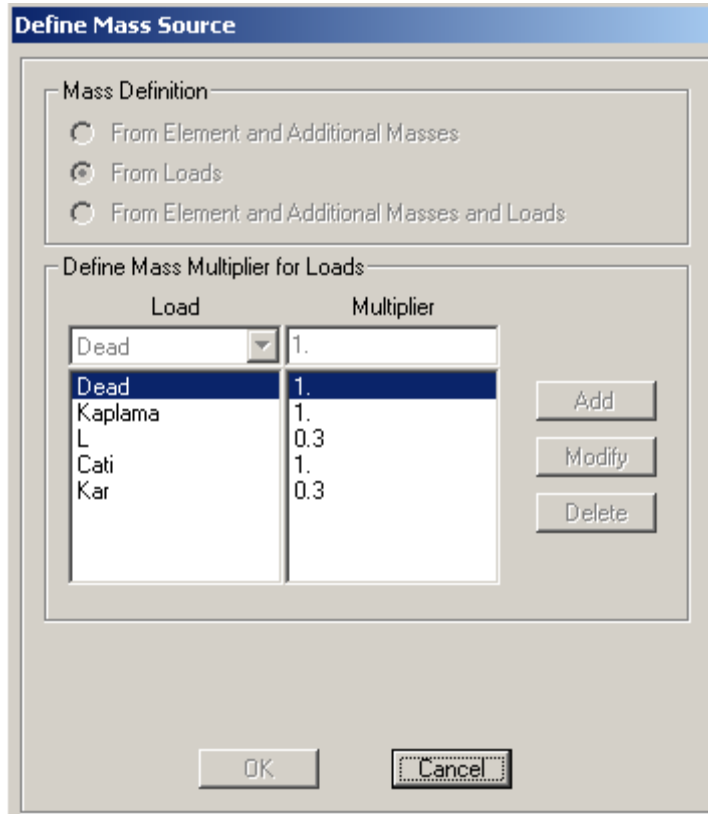
Şekil 4.13 : SAP2000 programında spektrum grafiğinin çizilmesi.

- Deprem hesabında göz önüne alınacak kütlelerin tanımlanması; programda Define>Mass Source seçeneğinden analizde kullanılacak yükler belirlenir. Sabit yükler hesaba direkt olarak katılırken hareketli yükler Çizelge 4.7’de gösterildiği gibi binanın kullanım amacına göre belirlenmiş azaltma katsayıları (n) ile azaltılarak hesaba katılır.

Çizelge 4.7 : Hareketli yük katılım katsayısı (n) [3].

Binanın Kullanım Amacı	n
Depo, antrepo, vb.	0.80
Okul, öğrenciyurdu, sportesisi, sinema, tiyatro, konsersalonu, garaj, lokanta, mağaza, vb.	0.60
Konut, işyeri, otel, hastane, vb.	0.30

SHP için hareketli yük katılım oranı $n=0.30$ alınmıştır. Hesaba dahil olacak tüm yükler SAP2000 programında Şekil 4.14’de gösterildiği gibi tanımlanmıştır.



Şekil 4.14 :SAP2000 programında kütle katılım oranlarının belirlenmesi.

- Deprem kuvvelerinin yapıya etkitilmesi; SAP2000 programında MBY'ye göre oluşturulan deprem kuvvetleri yapıya her iki yönde de etkitilecektir. Bu işlemi gerçekleştirmek için programda Define>Load Case seçeneğinden tanımlanan deprem yüklerinin yön ve ölçek ayarı Şekil 4.15 de gösterildiği üzere yapılır.

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: Set Def Name: Notes:

Load Case Type: Design:

Modal Combination:

☒ CQC ☐ SRSS ☐ Absolute ☐ GMC ☐ NRC 10 Percent ☐ Double Sum

GMC f1: GMC f2: Periodic + Rigid Type:

Directional Combination:

☒ SRSS ☐ Absolute

Scale Factor:

Modal Load Case:

Use Modes from this Modal Load Case:

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Z2	0.85
Accel	U1	Z2	0.85

☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:

Modal Damping:

Şekil 4.15 : Deprem kuvvetlerinin yapıya etkitilmesi.

Yukarıda X ekseninde etkitilen deprem kuvveti ayarları gösterilmiştir. Pencerede Load Case Type seçeneğinden Response Spektrum seçilir. Load Name; X yönü olan “U1” seçilir. Function kısmında tanımlanan spektrum eğrisi grafiği olan Z2 seçilir. Scale Factor kısmı Denklem 4.5 ile hesaplanacaktır.

$$SF = A_0 g \frac{I}{R} \quad (4.5)$$

Denklemde A_0 etkin yer ivmesi katsayısı olup, 1. derece deprem bölgesi için Çizelge 4.8’den 0.4 olarak seçilir.

Çizelge 4.8 : Etkin yer ivmesi katsayısı (A_0) [3].

Deprem Bölgesi	A_0
1	0.4
2	0.3
3	0.2
4	0.1

I; bina önem katsayısı yapının kullanım amacına göre Çizelge 4.9'den seçilir. SHP'nin şu anki kullanım amacı otel olmakla beraber çeşitli düğün, tören vb. organizasyonların yapıldığı da göz önüne alındığından bu değer 1.2 seçilmiştir.

Çizelge 4.9 :Bina önem katsayısı (I) [3].

BinanınKullanım Amacı	BinaÖnem Katsayısı(I)
1.Depremsonrasıkullanımıgerekenbinalarvetehlikelimadde içerenbinalar a) Depremsonrasındahemenkullanılmasıgereklibinalar (Hastaneler,dispanserler,sağlıkocakları,itfaiyebinavetesisleri, PTTvedigerhaberleşmetesisleri,ulaşımistasyonları ve terminalleri, enerjiüretimvedağıtımtesisleri;vilayet,kaymakamlıkvebelediye yönetimbinaları,ilkyardımveafetplanlamaistasyonları) b)Toksik,patlayıcı,parlayıcı,vbözellikleriolanmaddeler in bulunduğuveyadepolandığı binalar	1.5
2.İnsanlarınuzunsüreliveyoğunolarakbulunduğuveğerli eşyanınsaklandığıbinalar a)Okullar,diğereğitimbinavetesisleri,yurtve yatakhaneler,askeri kıışlalar,cezaevleri,vb. b)Müzeler	1.4
3.İnsanlarınkısasüreliveyoğunolarakbulunduğubinalar Sportesisleri,sinema,tiyatrovekonsersalonları,vb.	1.2
4.Diğerbinalar Yukarıdakitanımlaragirmeyendiğerbinalar (Konutlar,işyerleri,oteller,binatüründüstriyapıları,vb)	1.0

R; Taşıyıcı sistem davranış katsayısı olup UBC 97 den 5.5 değeri seçilmiştir [14].

g; yer çekimi ivmesi 9.81 m/sn^2 olarak hesaba katılmıştır.

Bu değerler Denklem 4.5'de yerine konulursa;

$$SF = (0.4)(9.81) \frac{1.2}{5.5}$$

$$SF = 0.85$$

olarak bulunur.

Bu bölümde detaylı olarak anlatılan yüklerin SAP2000 programında tanımlanmış tablosu Çizelge 4.10'da verilmiştir.

Çizelge 4.10 :SAP2000 programında tanımlanan yükler.

Load Case Definitions		
Case	Type	DesignType
Dead	LinStatic	DEAD
Kaplama	LinStatic	DEAD
L	LinStatic	LIVE
Catı	LinStatic	DEAD
Kar	LinStatic	SNOW
Ex	LinRespSpec	QUAKE
Ey	LinRespSpec	QUAKE

4.3.6 Yük kombinasyonları

Tez kapsamında deprem kuvvetleri altında analiz edilen SHPY için yük kombinasyonları emniyet gerilmesine göre kontrol edilecek şekilde oluşturulmuştur. Analiz sonrası eleman ve bağlantı kontrolleri ASD'ye göre yapılacağı için sabit ve hareketli yükler ile deprem kuvvetleri arttırılmadan kombinasyonlarda hesaba katılmıştır.

Yapı sadece deprem kuvvetleri altında inceleneceği için sadece depremli kombinasyonlar göz önüne alınarak hesap yapılmıştır. Deprem yükleri ile birlikte sabit ve hareketli yükler de hesaba katılmıştır.

Kombinasyonlarda deprem kuvvetleri her iki yönde de yapıya etkilmesi amaçlanmıştır. İki yönden de etkilenen deprem kuvvetlerinde, hakim yönde tam deprem kuvveti verilmiş, diğer yönde ise kuvvetin %30'u hesaba katılmıştır [3].

Tez kapsamında, yapı sadece deprem kuvvetleri altında inceleneceği için rüzgar yükleri hesaba katılmamıştır.

Oluşturulan kombinasyonlara ait detaylı tablo Çizelge 4.11'da verilmiştir.

Çizelge 4.11 :SAP2000 kombinasyon tanımları

Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	Factor
D+L+S+Ex+0.3Ey	Linear Add	Linear Static	Catı	1
		Linear Static	Kaplama	1
		Linear Static	Dead	1
		Linear Static	L	1
		Response Spec.	Ex	1
		Response Spec.	Ey	0.3
		Linear Static	Kar	1

Çizelge 4.11 (devam) :SAP2000 kombinasyon tanımları.

Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	Factor
D+L+S-Ex+0.3Ey	Linear Add	Linear Static	Cati	1
		Linear Static	Kaplama	1
		Linear Static	Dead	1
		Linear Static	L	1
		Response Spectrum	Ex	-1
		Response Spectrum	Ey	0.3
		Linear Static	Kar	1
D+L+S-Ex-0.3Ey	Linear Add	Linear Static	Cati	1
		Linear Static	Kaplama	1
		Linear Static	Dead	1
		Linear Static	L	1
		Response Spectrum	Ex	-1
		Response Spectrum	Ey	-0.3
		Linear Static	Kar	1
D+L+S+Ex-0.3Ey	Linear Add	Linear Static	Cati	1
		Linear Static	Kaplama	1
		Linear Static	Dead	1
		Linear Static	L	1
		Response Spectrum	Ex	1
		Response Spectrum	Ey	-0.3
		Linear Static	Kar	1
D+L+S+0.3Ex+Ey	Linear Add	Linear Static	Cati	1
		Linear Static	Kaplama	1
		Linear Static	Dead	1
		Linear Static	L	1
		Response Spectrum	Ex	0.3
		Response Spectrum	Ey	1
		Linear Static	Kar	1

Çizelge 4.11 (devam) : SAP2000 kombinasyon tanımları.

Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	Factor
D+L+S-0.3Ex+Ey	Linear Add	Linear Static	Cati	1
		Linear Static	Kaplama	1
		Linear Static	Dead	1
		Linear Static	L	1
		Response Spectrum	Ex	-0.3
		Response Spectrum	Ey	1
		Linear Static	Kar	1
D+L+S-0.3Ex-Ey	Linear Add	Linear Static	Cati	1
		Linear Static	Kaplama	1
		Linear Static	Dead	1
		Linear Static	L	1
		Response Spectrum	Ex	-0.3
		Response Spectrum	Ey	-1
		Linear Static	Kar	1
D+L+S+0.3Ex-Ey	Linear Add	Linear Static	Cati	1
		Linear Static	Kaplama	1
		Linear Static	Dead	1
		Linear Static	L	1
		Response Spectrum	Ex	0.3
		Response Spectrum	Ey	-1
		Linear Static	Kar	1
D+L+S+Ex	Linear Add	Linear Static	Cati	1
		Linear Static	Kaplama	1
		Linear Static	Dead	1
		Linear Static	L	1
		Response Spectrum	Ex	1
		Linear Static	Kar	1
D+L+S-Ex	Linear Add	Linear Static	Cati	1
		Linear Static	Kaplama	1
		Linear Static	Dead	1
		Linear Static	L	1
		Response Spectrum	Ex	-1
		Linear Static	Kar	1

Çizelge 4.11 (devam) : SAP2000 kombinasyon tanımları.

Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	Factor
D+L+S+Ey	Linear Add	Linear Static	Cati	1
		Linear Static	Kaplama	1
		Linear Static	Dead	1
		Linear Static	L	1
		Response Spectrum	Ey	1
		Linear Static	Kar	1
D+L+S-Ey	Linear Add	Linear Static	Cati	1
		Linear Static	Kaplama	1
		Linear Static	Dead	1
		Linear Static	L	1
		Response Spectrum	Ey	-1
		Linear Static	Kar	1
D+L+Ex+0.3Ey	Linear Add	Linear Static	Cati	1
		Linear Static	Kaplama	1
		Linear Static	Dead	1
		Linear Static	L	1
		Response Spectrum	Ex	1
		Response Spectrum	Ey	0.3
D+L-Ex+0.3Ey	Linear Add	Linear Static	Cati	1
		Linear Static	Kaplama	1
		Linear Static	Dead	1
		Linear Static	L	1
		Response Spectrum	Ex	-1
		Response Spectrum	Ey	0.3
D+L-Ex-0.3Ey	Linear Add	Linear Static	Cati	1
		Linear Static	Kaplama	1
		Linear Static	Dead	1
		Linear Static	L	1
		Response Spectrum	Ex	-1
		Response Spectrum	Ey	-0.3
D+L+Ex-0.3Ey	Linear Add	Linear Static	Cati	1
		Linear Static	Kaplama	1
		Linear Static	Dead	1
		Linear Static	L	1
		Response Spectrum	Ex	1
		Response Spectrum	Ey	-0.3

Çizelge 4.11 (devam) : SAP2000 kombinasyon tanımları

Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	Factor
D+L +0.3Ex+Ey	Linear Add	Linear Static	Cati	1
		Linear Static	Kaplama	1
		Linear Static	Dead	1
		Linear Static	L	1
		Response Spectrum	Ex	0.3
		Response Spectrum	Ey	1
D+L -0.3Ex+Ey	Linear Add	Linear Static	Cati	1
		Linear Static	Kaplama	1
		Linear Static	Dead	1
		Linear Static	L	1
		Response Spectrum	Ex	-0.3
		Response Spectrum	Ey	1
D+L -0.3Ex-Ey	Linear Add	Linear Static	Cati	1
		Linear Static	Kaplama	1
		Linear Static	Dead	1
		Linear Static	L	1
		Response Spectrum	Ex	-0.3
		Response Spectrum	Ey	-1
D+L+0.3Ex-Ey	Linear Add	Linear Static	Cati	1
		Linear Static	Kaplama	1
		Linear Static	Dead	1
		Linear Static	L	1
		Response Spec.	Ex	0.3
		Response Spec.	Ey	-1
D+L+Ex	Linear Add	Linear Static	Cati	1
		Linear Static	Kaplama	1
		Linear Static	Dead	1
		Linear Static	L	1
		Response Spec.	Ex	1
D+L-Ex	Linear Add	Linear Static	Cati	1
		Linear Static	Kaplama	1
		Linear Static	Dead	1
		Linear Static	L	1
		Response Spectrum	Ex	-1

Çizelge 4.11 (devam) : SAP2000 kombinasyon tanımları

Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	Factor
D+L+Ey	Linear Add	Linear Static	Cati	1
		Linear Static	Kaplama	1
		Linear Static	Dead	1
		Linear Static	L	1
		Response Spec.	Ey	1
D+L -Ey	Linear Add	Linear Static	Cati	1
		Linear Static	Kaplama	1
		Linear Static	Dead	1
		Linear Static	L	1
		Response Spec.	Ey	-1

4.3.7 Üç Boyutlu Analiz sonucu

Bölüm 4.3’de anlatıldığı üzere 3 boyutlu yapısal analizi yapılan SHPY’nin analiz sonuçları aşağıda sıralandığı üzere ele alınacaktır;

- Toplam taban kesme kuvveti kontrolü.
- Yapı periyodu ve tepe deplasman değeri.
- Deprem kuvvetlerine karşı çalışan taşıyıcı duvar elemanlarında oluşan gerilme kontrolleri.

4.3.7.1 Toplam taban kesme kuvveti

Mod birleştirme yöntemine göre yapılan deprem hesabında her iki yönde de ne kadar deprem kuvvetinin etkidiğine bakılması gerekmektedir. Bu değer Bölüm 4.4 ve Bölüm 4.5’de EDYY’ye göre yapılacak deprem analizi sonuçlarıyla karşılaştırılacaktır.

Deprem kuvvetinde sabit yüklerin tamamı ile hareketli yüklerin %30’u hesaba katılmıştır. Bu hesaba katılan yük değerleri Çizelge 4.12’de gösterilmiştir.

Çizelge 4.12 :Deprem hesabına katılan yük değerleri.

Yük Cinsi	Yük Değeri (kN)
Dead	1883.6
Kaplama	894.0
Çatı	895.9
L	2786.2
Kar	634.4

Denklem 4.6’da, Çizelge 4.12’de verilen yük değerlerinden, deprem hesabına katılan toplam yapı ağırlığı bulunmuştur.

$$W_{dep} = (Dead + Kaplama + Çatı) + (L + Kar) \times 0.3 \quad (4.6)$$

$$W_{dep} = 4649.8 \text{ kN}$$

SAP2000 modeli analiz sonucunda, her iki yönde de bulunan toplam taban kesme kuvveti değerleri Çizelge 4.13’de gösterildiği gibidir.

Çizelge 4.13 :MBY ile bulunan taban kesme kuvvetleri.

Deprem Yönü	Kuvvet Değeri (kN)
X	483.2
Y	569.3

Sonuç olarak, X yönü deprem kuvveti, toplam hesaba katılan yapı ağırlığının %10.3’ü, Y yönü deprem kuvveti ise %12.2’sini oluşturmaktadır.

4.3.7.2 Yapı periyodu ve tepe deplasman değeri

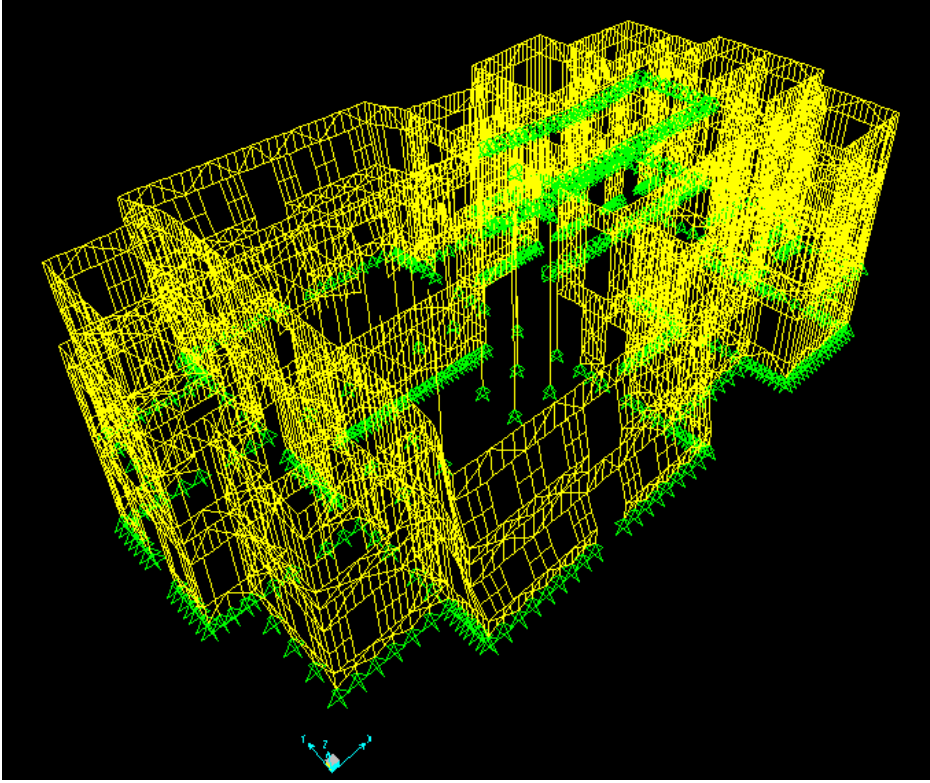
MBY’ye göre yapılan analizde mod sayısı 50 olarak belirlenmiştir. Analiz sonucunda 50. Mod’a ulaşıldığında toplam kütlelerin X yönü katılım oranı %92.54, Y yönü katılım oranı ise %94.41 olarak bulunmuştur. İlk 6 mod’da ise her iki yönde de hakim periyot değerleri okunabilmektedir. SAP2000 programından elde edilen, yapının her iki yönde de hakim periyodu Çizelge 4.14’de gösterilmektedir.

Çizelge 4.14 :Yapı periyot değerleri.

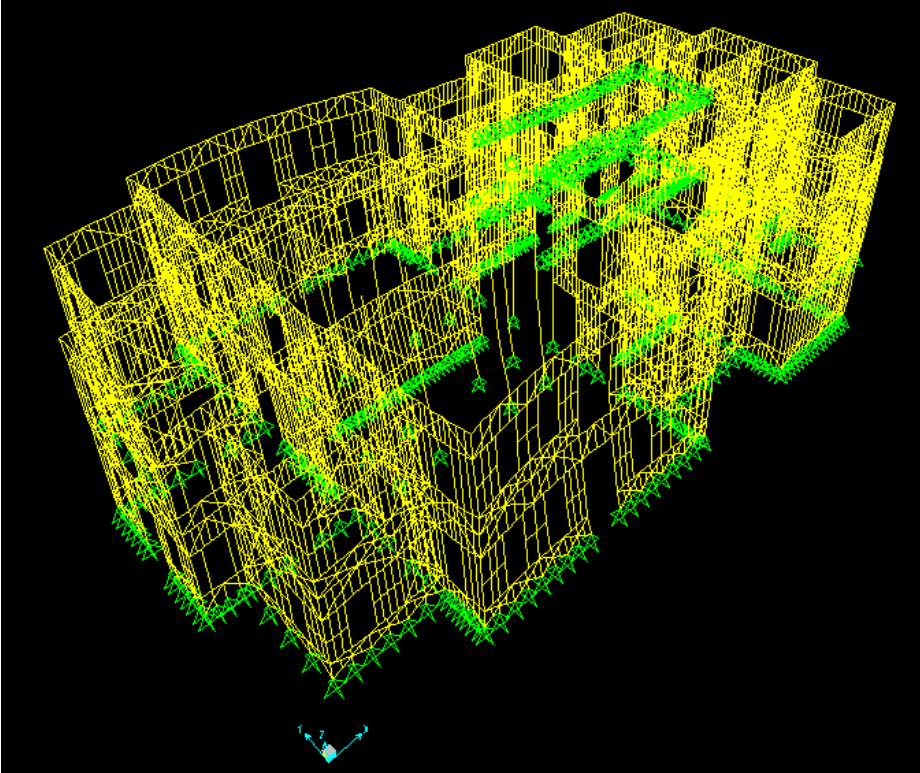
Mode No	Period (sn)	UX (cm)	UY (cm)
1	0.608865	0.007731	0.020926
2	0.591128	0.008815	0.122898
3	0.562659	0.287464	0.012054
4	0.550405	0.004471	0.010883
5	0.498719	0.000018	0.105991
6	0.429461	0.000861	0.51734
7	0.386849	0.020212	0.014632
8	0.36706	0.028685	0.00148
9	0.365088	0.006114	0.000203
10	0.35993	0.049217	0.01297

Görüldüğü üzere X yönü periyot değeri 0.56 sn olup, 3. Mod’da oluşmuştur. Yapının 3. Mod şekli Şekil 4.16’de gösterilmiştir.

Y yönü periyot değeri ise 6. Mod'a karşılık gelen 0.42 sn'dir. Bu moda ait yapı görünüşü de Şekil 4.17'de gösterilmiştir.



Şekil 4.16 :Yapının X yönü hakim periyodu görünüşü.

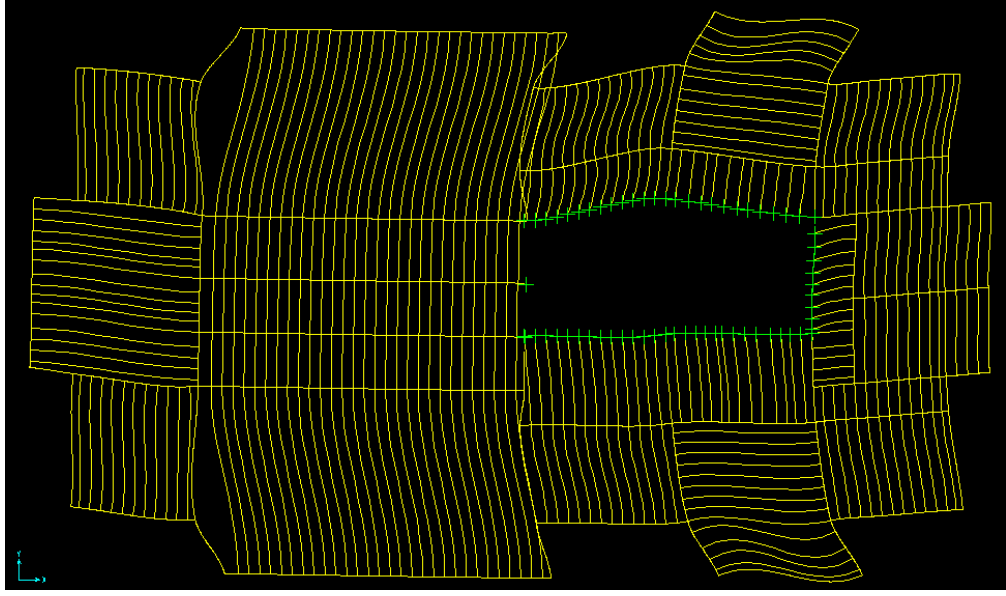


Şekil 4.17 :Yapının Y yönü hakim periyodu görünüşü.

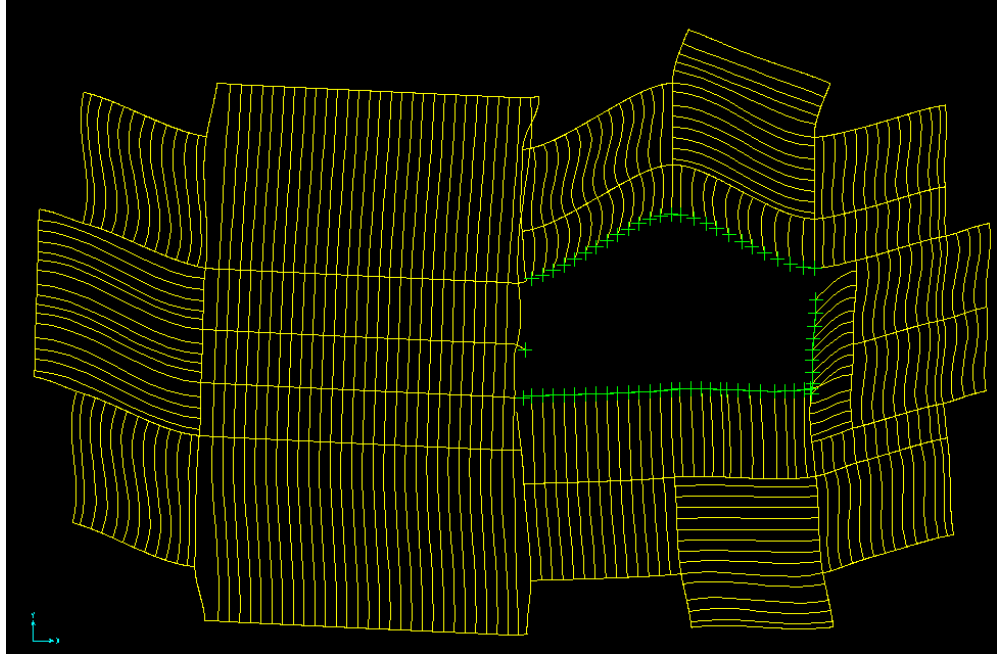
Yapının 3 boyutlu analize göre tepe deplasman değerleri ölçölmüş ve Çizelge 4.15’de değerler bulunmuştur. Şekil 4.18 ve 4.19’da yerdeğiştirme şekilleri gösterilmiştir.

Çizelge 4.15 :Üç boyutlu modele ait tepe noktası deplasman değerleri.

Deprem Yönü	Yük Kombinasyonu	Deplasman Değeri (cm)
X	$D+L+S+E_x+0.3E_y$	1.98
Y	$D+L+S-0.3E_x+E_y$	0.56



Şekil 4.18 :X yönü deprem kuvvetine göre yerdeğiştirme.



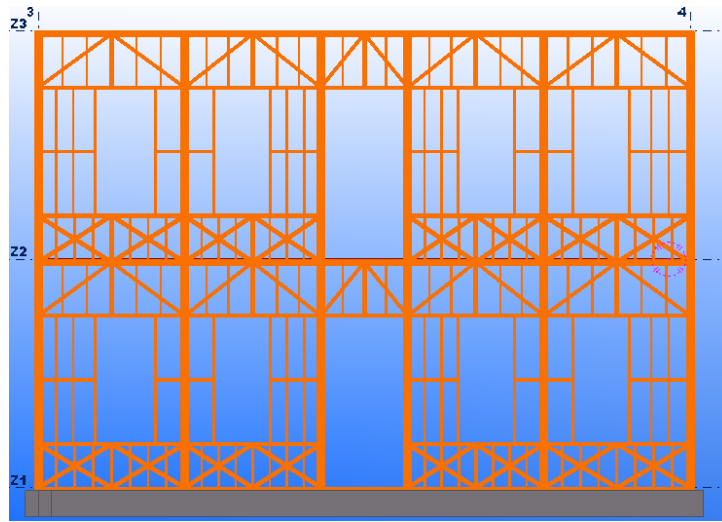
Şekil 4.19 :Y yönü deprem kuvvetine yerdeğiştirme.

4.3.7.3 Ahşap elemanların gerilme kontrolleri

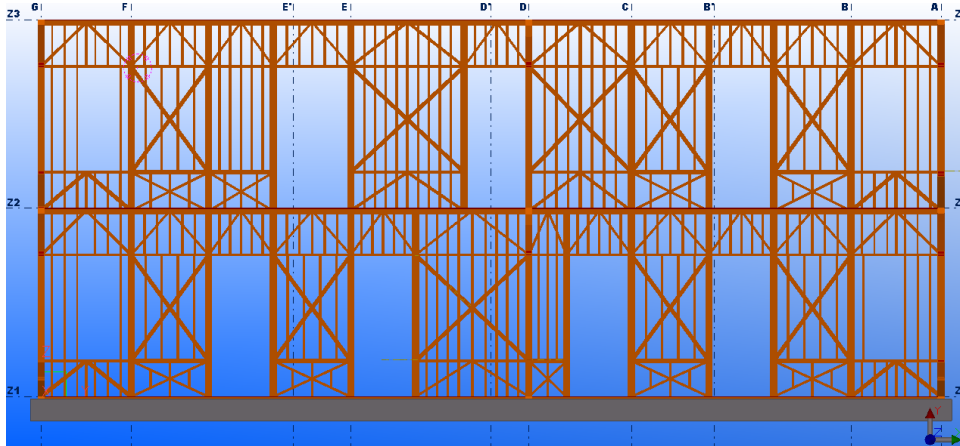
Çalışmanın bu bölümünde deprem analizi sonucu bulunan kuvvet değerlerine göre ahşap taşıyıcı elemanların tahkiki yapılacaktır. Gerilme kontrolleri TS 647 uyarınca gerçekleştirilecektir[4].

Üç boyutlu modelde toplam eleman sayısı yaklaşık 16000 adet olduğu için farklı iki yönde çalışan iki adet deprem duvarının elemanları için kontrol yapılacaktır. Bu duvarlar Bölüm 4.4. ve 4.5’de yapılacak iki boyutlu analiz için seçilen duvarlar olacak ve modeller bu sayede doğru olarak karşılaştırılabilecektir.

Şekil 4.20 ve 4.21’de eleman tahkikleri yapılacak duvarları plan üzerinde göstermektedir. Bu duvarlardan X yönünde olan D101-201 duvarının cephe görünüşü Şekil 4.20’de, Y yönünde olan D117-217 duvarının Tekla Structures programından alınan cephe görünüşü de Şekil 4.21’de aşağıdaki gibi gösterilmiştir.



Şekil 4.20 :X yönü deprem duvarı D101-201 cephe görünüşü.



Şekil 4.21 :Y yönü deprem duvarı D117-217 cephe görünüşü.

Yukarıda gösterilen duvarlara ait ahşap eleman tahkikleri aşağıda sıralandığı üzere yapılacaktır,

- Çekme kuvveti etkisindeki ana dikme elemanları
- Çekme kuvveti etkisindeki çapraz elemanları
- Basınç kuvveti etkisindeki ana dikme elemanları
- Basınç kuvveti etkisindeki çapraz elemanları
- Eğilmeye çalışan ana dikme elemanları

D101-201 duvar elemanlarının tahkiki

Boyuna eksenini doğrultusunda çekme kuvveti taşıyan bu çubuklar genellikle kafes kiriş elemanlarıdır [7]. Bu yapıda duvarlar iki boyutlu bir kafes olarak da düşünülebilir. Bu elemanlarda ortalama gerilme tahkiki Denklem 4.7'deki gibi hesaplanır. S_c ; çubuğa aksenal olarak etkiyen çekme kuvveti, F_n ise çubuk boyunca en büyük kayıpların bulunduğu enkesitte hesaplanan faydalı enkesit alanıdır. Bulunan gerilme değeri çekme emniyet gerilmesi σ_{cem} 'den küçük olması gerekir.

$$\sigma = \frac{S_c}{F_n} \leq \sigma_{cem} \quad (4.7)$$

Faydalı en kesit alanı F_n , çubuğun gerçek alanı F , kayıplar alanı ΔF olmak üzere Denklem 4.8'de gösterildiği gibi hesaplanır.

$$F_n = F - \Delta F \quad (4.8)$$

ΔF için ;

- Çivili birleşimlerde çivi çapı $d_{çivi} \geq 4.2\text{mm}$ olduğunda;

$$\Delta F = 0.2 \times F \quad (4.9)$$

$d_{çivi} \leq 4.2\text{mm}$ olduğunda ise;

$$\Delta F = 0 \quad (4.10)$$

olarak kabul edilir. Kama ve bulonlu birleşimlerde ise aynı kesitteki gerçek kayıplar gözönünde tutulur. Değişik kesitlerde bulunan, aralarındaki temiz mesafe 15cm'den küçük olan kayıplar da aynı kesitteymiş gibi düşünülür [8].

Çekme kuvveti aksenal etkimeyip belli bir eksantiriklik bulunuyorsa S_{ϕ} çekme kuvvetine ek olarak bir de M momenti oluşur. σ_{eem} eğilme emniyet gerilmesi, W_n kesitin faydalı mukavemet momenti olmak üzere, bu haldeki gerilme tahikiki Denklem 4.11 deki gibi yapılır.

$$\sigma_{\phi} = \frac{S_{\phi}}{F_n} + \frac{\sigma_{\phi em}}{\sigma_{eem}} \times \frac{M}{W_n} \leq \sigma_{\phi em} \quad (4.11)$$

Yukarıda anlatıldığı üzere D101-201 duvarındaki çekmeye çalışan ana dikmelerin kontrolü yapılacaktır. Çizelge 4.16’de duvar elemanlarında oluşan en büyük çekme kuvvetleri gösterilmiştir.

Çizelge 4.16 : Ana dikme elemanlarının çekme kuvveti değerleri (MBY-Xyönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Çekme kuvveti S (kN)
18413	D+L+Ex-0.3Ey	3.12
18412	D+L+Ex-0.3Ey	2.95
18015	D+L+Ex-0.3Ey	1.22
18014	D+L+Ex-0.3Ey	1.16
17215	D+L+Ex-0.3Ey	1.02

Görüldüğü üzere 18413 numaralı ana dikme elemanında en büyük çekme kuvveti $S_{\phi}=3.12$ kN bulunmuştur.

Ana dikme elemanları hatırlanacağı üzere 18 cm x 18 cm ahşap profilinden oluşmaktadır. Dolayısıyla enkesit alanı $F=324 \text{ cm}^2$ bulunur. Çivi kesiti, net alan hesabında göz önüne alınmayarak $\Delta F=0$ kabul edilmiştir. Böylece net alan Denklem 4.8’e göre;

$$F_n = 324 - 0 = 324 \text{ cm}^2$$

olarak hesaplanır.

Eleman üzerinde oluşan çekme gerilmesi Denklem 4.7’ ye göre aşağıdaki gibi hesaplanır;

$$\sigma_{\phi} = \frac{312.76}{324} = 0.096 \text{ MPa}$$

Bulunan değer çekme emniyet gerilmesi $\sigma_{\text{cem}}=11$ MPa değerinden oldukça küçük görünmektedir.

Duvarların üst ve alt makas kısmında bulunan çapraz elemanlarda oluşan çekme kuvveti değerleri Çizelge 4.17 da gösterilmiştir.

Çizelge 4.17 :Çapraz elemanlar en büyük çekme kuvveti değerleri (MBY-X yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Çekme kuvveti S (kN)
10273	D+L+Ex+0.3Ey	18.57
10274	D+L+Ex+0.3Ey	18.41
9227	D+L+S+Ex+0.3Ey	18.32
9231	D+L+Ex+0.3Ey	18.31
10270	D+L+S+Ex+0.3Ey	18.29

Görüldüğü üzere 10273 numaralı çapraz elemanında en büyük çekme kuvveti $S_{\text{ç}}=18.57$ kN bulunmuştur.

Üst ve alt başlık çapraz elemanları hatırlanacağı üzere 7 cm x 18 cm ahşap profilden oluştuğu kabul edilmiştir. Dolayısıyla enkesit alanı $F=126 \text{ cm}^2$ bulunur. Çivi kesiti, net alan hesabında göz önüne alınmayarak $\Delta F=0$ kabul edilmiştir. Böylece net alan Denklem 4.8'e göre;

$$F_n = 126 - 0 = 126 \text{ cm}^2$$

olarak hesaplanır.

Eleman üzerinde oluşan çekme gerilmesi Denklem 4.7' ye göre aşağıdaki gibi hesaplanır;

$$\sigma_{\text{ç}} = \frac{1857.38}{126} = 1.4 \text{ MPa}$$

Bulunan değer çekme emniyet gerilmesi $\sigma_{\text{cem}}=10.0$ MPa değerinden oldukça küçük görünmektedir.

Eksenel basınç alan elemanlardan ana dikme elemanların kontrolünün yapılması gerekmektedir. Diğer basınça maruz kalan üst makas, orta makas ve alt makas kısımlarının çapraz elemanlarında sadece düzlem dışı burkulma kontrollerinin yapılması uygun görülmüştür. Çünkü bu elemanlar düzlem içi burkulmaya karşı ara dikmeler ile tutulu pozisyonadadır.

Boylama eksenini doğrultusuna paralel ve doğrultu üzerinde bulunan basınç kuvvetine maruz kalan elemanlara genel olarak basınç çubuğu denilmektedir. Bu elemanlar kafes giriş elemanı ve yapıların kolonları şeklinde tanımlanabilir. Tahkik hesabı “w” metoduna göre yapılır[7].

En genel hali ile çubuk üzerinde oluşan basınç gerilmesi tanımı, S_b eksenel basınç kuvveti, F enkesit alanı ve σ_{dem} basınç emniyet gerilmesi olmak üzere Denklem 4.12’de gösterilmiştir.

$$\sigma_b = \frac{S}{F} \leq \sigma_{dem} \quad (4.12)$$

σ_{dem} basınç emniyet gerilmesi narinliğe bağlı olarak değişmektedir. Liflere paralel basınç emniyet gerilmesi σ_{bem} olmak üzere, “w” metoduna göre σ_{dem} ’in tanımı Denklem 4.13’ göre yapılmaktadır.

$$\sigma_{dem} = \frac{\sigma_{bem}}{w} \quad (4.13)$$

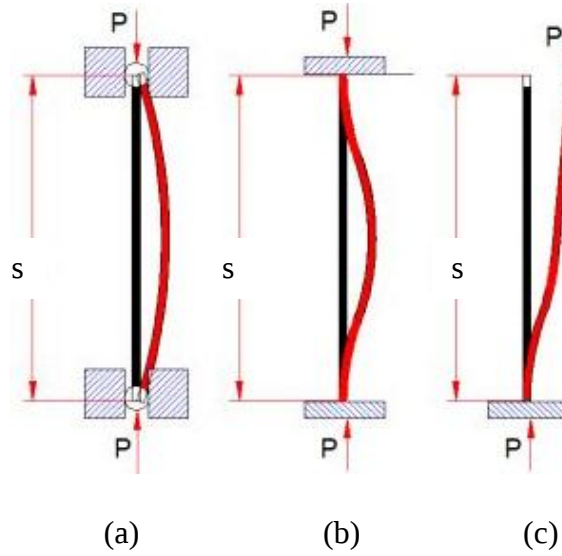
Narinliğin (λ) tanımı; s_k burkulma boyu, i atalet yarıçapı olmak üzere; Denklem 4.14’e göre yapılmaktadır.

$$\lambda = \frac{s_k}{i} \quad (4.14)$$

Burkulma boyu s_k çubuğun mesnetlenme koşulu ile belirlenen “k” katsayısı ile çubuk boyunun çarpımı ile Denklem 4.15’de gösterildiği gibi hesaplanır.

$$s_k = s \times k \quad (4.15)$$

Bağlantı koşullarına göre belirlenen “k” katsayısı, iki ucu mafsallı çubukta $k=1$ (Şekil 4.21-a), iki ucu ankastre çubukta $k=0.5$ (Şekil 4.21-b) , bir ucu ankastre bir ucu boşta olan çubukta ise $k=2$ (Şekil 4.21-c) alınır. Bu koşullar Şekil 4.22’ de 3 farklı durum olarak gösterilmiştir.



Şekil 4.22 :Burkulma boyu katsayısı için uç mesnet koşulları.

Atalet yarıçapı “i” hesabı, I burkulma eksenindeki atalet moment olmak üzere Denklem 4.16’da gösterildiği gibi bulunur;

$$i = \sqrt{\frac{I}{F}} \quad (4.16)$$

Sonuç olarak burkulma hesabı için basınç gerilmesi Denklem 4.17’deki gibi hesaplanır.

$$\sigma_b = \frac{S_b \times w}{F} \leq \sigma_{bem} \quad (4.17)$$

Yukarıda burkulma hesabı ile kontrol edilecek ana dikme çapraz elemanlara ait kesit özellikleri Çizelge 4.18’de gösterilmiştir.

Çizelge 4.18 :Burkulma hesabı için kesit özellikleri.

Eleman	Kesit (cm)	F (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	i _x (cm)	i _y (cm)	W _x (cm ³)	W _y (cm ³)
Ana dikme	18x18	324	8748	8748	5.19	5.19	972	972
Çapraz -1	10x18	180	4860	1500	5.19	2.88	540	300
Çapraz -2	7x18	126	3402	514.5	5.19	2.02	378	147

Çizelge 4.19’de ana dikme elemanlarında oluşan basınç kuvveti değerleri gösterilmiştir.

Çizelge 4.19 :Ana dikme elemanlarının basınç kuvveti değerleri (MBY-X yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Basınç kuvveti S (kN)
10370	D+L+S+0.3Ex+Ey	103.60
10365	D+L+S+0.3Ex+Ey	103.30
10390	D+L+S+0.3Ex+Ey	103.14
10389	D+L+S+0.3Ex+Ey	102.83
6112	D+L+S-Ex+0.3Ey	99.26

Ana dikme elemanları her iki heksende de simetrik olduğundan bu elemanlarda sadece düzlem dışı burkulma hesabı yapılacaktır. Çünkü düzlem içi burkulma boyu üst makas, alt makas ve kuşak elemanları ile tutulduğundan her zaman daha küçüktür. Böylelikle en elverişsiz durum incelenmiş olacaktır.

Ana dikmelerin her iki ucu da mafsallı olarak mesnetlendiği için burkulma boyu katsayısı $k=1$ olarak alınabilir.

Buna göre;

$$s_{kx} = 5.25 \times 1 = 5.25\text{m} = 525\text{cm}$$

$$\lambda_{kx} = \frac{525}{5.19} = 101.15$$

$$w = 3.07$$

$$\sigma_b = \frac{10360.99 \times 3.07}{324} = 9.81 \text{ MPa}$$

Bulunan değer basınç emniyet gerilmesi $\sigma_{bem}=10\text{MPa}$ değerini aşmadığı görülmektedir.

Duvarların üst makas ve alt makas kısımlarında bulunan çapraz elemanlarında da sadece düzlem dışı burkulma hesabı yapılacaktır. Profil iki eksende de simetrik olmamasına rağmen, düzlem içi burkulmaya karşı daha emniyetlidir. Çünkü ara dikmeler bir çok noktadan tutulu durumdadır. Bu yüzden sadece düzlem dışı burkulma hesabı yapılacaktır.

Çizelge 4.20’de alt makas ve üst makas kısımlarındaki çapraz elemanlarda oluşan eksenel basınç kuvvetini göstermektedir. Bu değerlerin en büyüğüne göre burkulma tahkiki yapılacaktır.

Çizelge 4.20 :Çapraz elemanlar basınç kuvveti değerleri (MBY-X yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Basınç kuvveti S (kN)
8537	D+L+S+Ex+0.3Ey	25.42
8610	D+L+S+Ex+0.3Ey	25.39
8538	D+L+S+Ex+0.3Ey	25.38
8539	D+L+S+Ex+0.3Ey	25.35
8612	D+L+S+Ex+0.3Ey	25.31

Söz konusu çapraz elemanların her iki ucu da mafsallı olarak mesnetlendiği için burkulma boyu katsayısı $k=1$ olarak alınabilir. Ayrıca çubuk boyu en büyük çapraz eleman seçilerek en elverişsiz durum ele alınmıştır.

Buna göre;

$$s_{ky} = 2 \times 1 = 2\text{m} = 200\text{cm}$$

$$\lambda_{ky} = \frac{200}{2.02} = 99$$

$$w = 2.95$$

$$\sigma_b = \frac{2542.68 \times 2.95}{126} = 5.9 \text{ MPa}$$

Bulunan değer basınç emniyet gerilmesi $\sigma_{bem}=8.5\text{MPa}$ değerinden küçük görünmektedir.

Yapıda eğilmeye çalışan 3 farklı eleman bulunmaktadır. Birincisi bilindiği üzere sadece düşey yüklere çalışan tali kirişlerdir. Tez kapsamında deprem analizi yapıldığı için tali kiriş kontrolü yapılmayacaktır. İkincisi üst makas üst başlık elemanlarıdır. Bu elemanlarda tali kirişler düzensiz olarak oturduğu için (ara dikmelere denk gelmeden) bu elemanlarda eğilmeye maruz kalırlar. Ancak bu elemanlar çok sayıda ara dikme ile mesnetlidir ve eğilmeye çalışan açıklığı çok kısadır. Bu yüzden bu elemanlarda da bu tez kapsamında eğilme tahkikine gerek duyulmamıştır. Üçüncüsü de yatay deprem kuvvetleri altında eğilmeye çalışan ana dikme elemanlarıdır.

Ana dikme elemanlarında eğilme kontrolü ile birlikte makaslama gerilmesi tahkiki de yapılacaktır.

Hesaplarda kullanmak üzere Çizelge 4.21’de ana dikme elemanlarında oluşan en büyük eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri verilmiştir.

Çizelge 4.21 :Kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri (MBY-X yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Kesme kuvveti $Q_{\max}$ (kN)	Moment değeri $M_{\max}$ (kN)
18413	D+L+S+Ex+0.3Ey	2.55	455.26
19720	D+L+S+Ex+0.3Ey	3.06	445.90
19291	D+L+S+Ex+0.3Ey	4.08	443.14
8488	D+L+S+Ex+0.3Ey	4.24	424.10
10390	D+L+S+Ex+0.3Ey	2.60	424.08

Eğilme tahkiki, en büyük eğilme momenti değeri $M_{\max}$, profil eğilme eksenine göre mukavemet moment W_x olmak üzere Denklem 4.18'deki gibi yapılp, eğilme emniyet gerilmesi $\sigma_{bem}=11.0$ MPa değerinden küçük olması beklenir.

$$\sigma_e = \frac{M_{\max}}{W_x} \leq \sigma_{bem} \quad (4.18)$$

Makaslama tahkiki ise , en büyük kesme kuvveti değeri $Q_{\max}$, kesit alanı F olmak üzere Denklem 4.19'daki gibi hesaplanıp, makaslama emniyet gerilmesi $\tau_{em}=1.0$ MPa ile kıyas edilir.

$$\tau = \frac{3}{2} \times \frac{Q_{\max}}{F} \leq \tau_{bem} \quad (4.19)$$

Buna göre ana dikme elemanlarında eğilme gerilmesi;

$$\sigma_e = \frac{455.26}{972} = 4.6 \text{ MPa}$$

değerinde hesaplanır. Bu değer eğilme emniyet gerilmesi $\sigma_{bem}=11.0$ MPa değerinden küçük olduğundan kesit güçlendirmesine gerek görülmemektedir.

Makaslama gerilmesi ise;

$$\tau = \frac{3}{2} \times \frac{4.24}{324} = 0.1 \text{ MPa}$$

değerinde hesaplanır. Bu değer makaslama emniyet gerilmesi $\tau_{em}=1.0$ MPadeğerinden küçük olduğundan kesit güçlendirmesine gerek görülmemektedir.

D117-D217 duvar elemanlarının tahkiki

Y yönü duvarı olan D117 ve D217 duvarlarının ilk olarak ana dikme elemanlarının çekme gerilmesi tahkiki yapılacaktır. Bu elemanlara ait en büyük çekme kuvvetleri Çizelge 4.22’de gösterilmiştir.

Çizelge 4.22 :Ana dikme elemanlarının çekme kuvveti değerleri (MBY-Y yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Çekme kuvveti S (kN)
17189	D+L+0.3Ex+Ey	51.23
17204	D+L+0.3Ex+Ey	49.53
17172	D+L+0.3Ex+Ey	45.32
17142	D+L+0.3Ex+Ey	43.82
18478	D+L+0.3Ex+Ey	43.76

Ana dikme elemanlarında oluşan en büyük çekme kuvveti $S=51.23$ kN olarak hesaba kayılacaktır.

Ana dikme elemanları hatırlanacağı üzere 18 cm x 18 cm ahşap profilinden oluşmaktadır. Dolayısıyla enkesit alanı $F=324 \text{ cm}^2$ bulunur. Çivi kesiti, net alan hesabında göz önüne alınmayarak $\Delta F=0$ kabul edilmiştir. Böylece net alan Denklem 4.8’e göre;

$$F_n = 324 - 0 = 324 \text{ cm}^2$$

olarak hesaplanır.

Eleman üzerinde oluşan çekme gerilmesi Denklem 4.7’ ye göre aşağıdaki gibi hesaplanır;

$$\sigma_{\zeta} = \frac{51.23}{324} = 1.5 \text{ MPa}$$

Bulunan değer çekme emniyet gerilmesi $\sigma_{\zeta\text{em}}=10.0\text{MPa}$ değerini aşmadığı görülmektedir.

Diğer çekme kuvveti oluşan elemanlar ise bilindiği gibi alt makas ve üst makas kısımlarının çapraz elemanlarıdır. Bu elemanlara ait en büyük çekme kuvveti değerleri Çizelge 4.23’deki gibidir.

Çizelge 4.23 :Çapraz elemanlar çekme kuvveti değerleri (MBY-Y yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Çekme kuvveti S (kN)
18292	D+L+S+0.3Ex+Ey	32.34
18291	D+L+S+0.3Ex+Ey	32.20
18293	D+L+S+0.3Ex+Ey	32.08
17612	D+L+S+0.3Ex+Ey	31.10
17613	D+L+S+0.3Ex+Ey	30.74

Görüldüğü üzere 18292 numaralı çapraz elemanında en büyük çekme kuvveti $S=32.34$ kg bulunmuştur.

Üst ve alt başlık çapraz elemanları hatırlanacağı üzere 7 cm x 18 cm ahşap profilden oluştuğu kabul edilmiştir. Dolayısıyla enkesit alanı $F=126 \text{ cm}^2$ bulunur. Çivi kesiti, net alan hesabında göz önüne alınmayarak $\Delta F=0$ kabul edilmiştir. Böylece net alan Denklem 4.8'e göre;

$$F_n = 126 - 0 = 126 \text{ cm}^2$$

olarak hesaplanır.

Eleman üzerinde oluşan çekme gerilmesi Denklem 4.7' ye göre aşağıdaki gibi hesaplanır;

$$\sigma_{\zeta} = \frac{32.34}{126} = 2.5 \text{ MPa}$$

Bulunan değer çekme emniyet gerilmesi $\sigma_{\zeta\text{em}}=8.5\text{MPa}$ değerini aşmadığı görülmektedir.

D117-D217 duvarlarında, X yönü D101-D201 duvarlarından farklı olarak orta makas kısımlarında da çapraz elemanlar bulunmaktadır. Bu duvarlarda bu elemanlarda da çekme gerilmesi tahkiki yapılması gerekmektedir.

Boyutları 10x18cm olan ve kesit özellikleri Çizelge 4.18'de verilen bu elemanlarda oluşan en büyük çekme kuvveti değerleri Çizelge 4.24'de gösterilmiştir.

Çizelge 4.24 :Orta makas çapraz elemanlar çekme kuvveti değerleri (MBY-Y yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Çekme kuvveti S (kN)
2044	D+L+S+0.3Ex+Ey	42.20
2259	D+L+0.3Ex+Ey	41.54
2258	D+L+0.3Ex+Ey	41.41
2260	D+L+0.3Ex+Ey	41.05
2263	D+L+0.3Ex+Ey	40.96

Görüldüğü üzere 2044 numaralı çapraz elemanında en büyük çekme kuvveti S=42.20 kg bulunmuştur.

Enkesit alanı $F=180 \text{ cm}^2$ olan bu elemanlarda çivi kesiti, net alan hesabında göz önüne alınmayarak $\Delta F=0$ kabul edilmiştir. Böylece net alan Denklem 4.8'e göre;

$$F_n = 180 - 0 = 180 \text{ cm}^2$$

olarak hesaplanır.

Eleman üzerinde oluşan çekme gerilmesi Denklem 4.7' ye göre aşağıdaki gibi hesaplanır;

$$\sigma_{\text{ç}} = \frac{42.20}{180} = 2.3 \text{ MPa}$$

Bulunan değer çekme emniyet gerilmesi $\sigma_{\text{çem}}=8.5 \text{ MPa}$ değerini aşmadığı görülmektedir.

Ana dikme elemanlarında basınç gerilmesi tahkiki için, elemanlara ait en büyük basınç kuvveti değerleri Çizelge 4.25'de gösterilmiştir.

Çizelge 4.25 :Ana dikme elemanlarının basınç kuvveti değerleri (MBY-Y yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Basınç Kuvveti S (kN)
18478	D+L+S+0.3Ex+Ey	101.20
18433	D+L+S+0.3Ex+Ey	79.57
17172	D+L+S+0.3Ex+Ey	72.77
17142	D+L+S+0.3Ex+Ey	67.52
17131	D+L+S+0.3Ex+Ey	62.32

Buna göre;

$$s_{kx} = 5.25 \times 1 = 5.25\text{m} = 525\text{cm}$$

$$\lambda_{kx} = \frac{525}{5.19} = 101.15$$

$$w = 3.07$$

$$\sigma_b = \frac{101.20 \times 3.07}{324} = 9.5 \text{ MPa}$$

Bulunan değer basınç emniyet gerilmesi $\sigma_{bem}=10.0$ MPa değerini aşmadığı görülmektedir.

Basınç kuvvetine maruz kalan diğer eleman ise çapraz elemanlardır. Üst makas ve alt makas kısımlarında bulunan çapraz elemanlara ait en büyük basınç kuvveti Çizelge 4.26'da gösterilmiştir.

Çizelge 4.26 :Çapraz elemanlar en büyük basınç kuvveti değerleri (MBY-Y yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Basınç Kuvveti S (kN)
18065	D+L+S+0.3Ex+Ey	38.88
18063	D+L+S+0.3Ex+Ey	38.73
18064	D+L+S+0.3Ex+Ey	38.71
18290	D+L+S+0.3Ex+Ey	35.68
18289	D+L+S+0.3Ex+Ey	35.64

Buna göre;

$$s_{kx} = 205 \times 1 = 2.05\text{m} = 205\text{cm}$$

$$\lambda_{kx} = \frac{205}{5.19} = 39.49$$

$$w = 1.26$$

$$\sigma_b = \frac{38.88 \times 1.26}{126} = 3.8 \text{ MPa}$$

Bulunan değer basınç emniyet gerilmesi $\sigma_{bem}=8.5$ MPa değerini aşmadığı görülmektedir.

Orta makas kısmında bulunan çapraz elemanların basınç gerilmesi tahkikini yapmak üzere Çizelge 4.27'da bu elemanlara ait en büyük basınç kuvvetleri verilmiştir.

Çizelge 4.27 :Orta makas çapraz elemanlar basınç kuvveti değerleri (MBY-Y yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Basınç Kuvveti S (kN)
2038	D+L+S+0.3Ex+Ey	64.88
2039	D+L+S+0.3Ex+Ey	64.50
2037	D+L+S+0.3Ex+Ey	64.06
2036	D+L+S+0.3Ex+Ey	62.58
2034	D+L+S+0.3Ex+Ey	62.41

Buna göre;

$$s_{kx} = 4.15 \times 1 = 4.15\text{m} = 415\text{cm}$$

$$\lambda_{kx} = \frac{415}{5.19} = 79.96$$

$$w = 2.20$$

$$\sigma_b = \frac{64.88 \times 2.20}{180} = 7.9 \text{ MPa}$$

Bulunan değer basınç emniyet gerilmesi $\sigma_{bem}=8.5 \text{ MPa}$ değerini aşmadığı görülmektedir.

Ana dikme elemanlarının eğilme ve makaslama gerilmesi tahkiki için Çizelge 4.28’de bu elemanlara ait en büyük eğilme moment ve kesme kuvveti değerleri gösterilmiştir.

Çizelge 4.28 :Kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri (MBY-Y yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Kesme kuvveti $Q_{\max}$ (kN)	Moment değeri $M_{\max}$ (kNxm)
18413	D+L+S+Ex+0.3Ey	2.55	455.26
17183	D+L+Ex+0.3Ey	3.16	335.46
18412	D+L+Ex+0.3Ey	2.62	390.68
17210	D+L+Ex+0.3Ey	4.66	388.43
18015	D+L+S+Ex+0.3Ey	1.48	377.90

Buna göre ana dikme elemanlarında eğilme gerilmesi;

$$\sigma_e = \frac{455.26}{972} = 4.6 \text{ MPa}$$

değerinde hesaplanır. Bu değer eğilme emniyet gerilmesi $\sigma_{bem}=11.0$ MPa değerinden küçük olduğundan kesit güçlendirmesine gerek görülmemektedir. Makaslama gerilmesi ise;

$$\tau = \frac{3}{2} \times \frac{4.66}{324} = 0.2 \text{ MPa}$$

değerinde hesaplanır. Bu değer makaslama emniyet gerilmesi $\tau_{em}=1.0$ MPa değerinden küçük olduğundan kesit güçlendirmesine gerek görülmemektedir.

4.4 SAP2000 Programında EDYY'ye Göre 2 Boyutlu Analiz

Bu bölümde SHPY'nin duvar bazında 2 boyutlu analizi yapılacaktır. Yapıda seçilen her iki yöndeki taşıyıcı duvarlara düşey ve yatay yükler etkililerek, duvarların davranışı SAP2000 programı incelenecektir.

4.4.1 SAP2000 modeli için gereken veriler

Bu bölümde malzeme tanımı, ahşap eleman boyutları, düşey yük tanımları ve model oluşturulurken göz önüne alınan hususlar Bölüm 4.3'de anlatılanların aynısı olacaktır.

Bu bölümde sadece 2 boyutlu bir duvar modeli kullanıldığı için tali kirişler modele girilmeyecektir. Düşey yükler üst makasi üst başlık elemanına ,tali kirişlerin birleştiği noktalardan, noktasal yük olarak etkitilecektir.

Deprem yükü DBYBHY uyarınca Eşdeğer Deprem Yüğü yöntemi ile hesaplanıp kat hizalarındaki makas üst başlık elemanlarına noktasal yatay yük şeklinde etkitilecektir.

4.4.2 Deprem yükü hesabı

Bu bölümde deprem yükü Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi (EDYY) ile hesaplanacaktır.

4.4.2.1 Toplam eşdeğer deprem yüklerinin belirlenmesi

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda, yapının bütününe etkitilecek toplam eşdeğer deprem yükü, W ; hesaba katılacak toplam yapı ağırlığı, $A(T)$ spectral ivme katsayısı, $R_a(T)$ deprem yükü azaltma katsayısı olmak üzere, Denklem 4.20'ye göre hesaplanacaktır [3].

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \quad (4.20)$$

Bu formülde W, Denklem 4.6'ya göre hesaplanan değerle aynıdır.

$$W = W_{dep} = 4649.8 \text{ kN}$$

Spectral ivme katsayısı A(T), Çizelge 4.7'de verilen Etkin Yer ivmesi katsayısı A₀ ve Çizelge 4.9'da verilen Bina Önem Katsayısı I olmak üzere, Denklem 4.21'e göre hesap edilecektir [3].

$$A(T) = A_0 I S(T) \quad (4.21)$$

Denklem 4.8'de yer alan Spektrum katsayısı, yerel zemin sınıfına ve yapı doğal periyoduna bağlı olarak Denklem 4.2, 4.3 ve 4.4 de verildiği gibi hesaplanır.

X yönü toplam eşdeğer deprem yükü

Bu yöndeki toplam eşdeğer kuvveti hesaplamak için ilk olarak binanın bu yöndeki doğal periyodunun bilinmesi gerekmektedir. X yönü doğal periyot değeri Çizelge 4.13'den okunarak T=0.56 olarak hesaba katılır. Bu periyot değeri T_B=0.4 değerini aştığı için Spektrum katsayısı S(T), Denklem 4.3 ile aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$S(T) = 2.5 \left(\frac{0.4}{0.56} \right)^{0.8} = 1.91$$

Bulunan bu değer ile Denklem 4.8'de gösterildiği gibi Spektral İvme Katsayısı A(T) aşağıda hesaplanmıştır.

$$A(T) = 0.4 \times 1.2 \times 1.91 = 0.9168$$

Denklem 4.7'de yer alan Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı R_a(T), taşıyıcı sistemin kendine özgü doğrusal elastik olmayan davranışını göz önüne almak amaçlı Denklem 4.22 ve 4.23'a göre hesaplanır.

$$R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5) \frac{T}{T_A} \quad 0 \leq T \leq T_A \quad (4.22)$$

$$R_a(T) = R \quad T_A \leq T \quad (4.23)$$

X yönü bina doğal periyodu T_A=0.15 sn değerini aştığı için R_a(T) Denklem 4.10'a göre aşağıdaki gibi hesaplanacaktır [14].

$$R_a(T) = R = 5.5$$

Yukarıda bulunan değerler Denklem 4.7’de yerine konarak X yönü toplam eşdeğer deprem kuvveti aşağıdaki şekilde bulunacaktır.

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} = \frac{4649.8 \times 0.9168}{5.5} = 775 \text{ kN}$$

Hesaplanan bu değerin DBYBHY’ye göre Denklem 4.24’de bulunacak değerden az olmaması gerekmektedir.

$$V_t \geq 0.1A_0IW \quad (4.24)$$

$$0.1A_0IW = 0.1 \times 0.4 \times 1.2 \times 4649.8 = 223.2 \text{ kN}$$

Yukarıda hesaplandığı üzere $V_t \geq 0.1A_0IW$ eşitliği sağlanmaktadır.

Y yönü toplam eşdeğer deprem kuvvetinin bulunması

X yönü için yapılan işlemler sırasıyla aşağıdaki gibi yapılarak;

Spektrum katsayısı;

$$S(T) = 2.5 \left(\frac{0.4}{0.42} \right)^{0.8} = 2.40$$

Spektral ivme katsayısı;

$$A(T) = 0.4 \times 1.2 \times 2.40 = 1.152$$

Deprem yükü azaltma katsayısı;

$$R_a(T) = R = 5.5$$

Toplam eşdeğer deprem kuvveti;

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} = \frac{4649.8 \times 1.152}{5.5} = 974 \text{ kN}$$

Yukarıda hesaplandığı üzere $V_t \geq 0.1A_0IW=223.2 \text{ kN}$ eşitliği sağlanmaktadır.

4.4.2.2 Katlara etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin belirlenmesi

Denklem 4.7’de hesaplanan toplam eşdeğer deprem yükü, bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak Denklem 4.25 ile ifade edilmektedir. Şekil 4.23’de gösterildiği gibi, N toplam kat sayısını, F_i her hangi bir kattaki deprem yükünü, ΔF_N N . kattaki ek eşdeğer deprem yükünü ifade etmektedir.

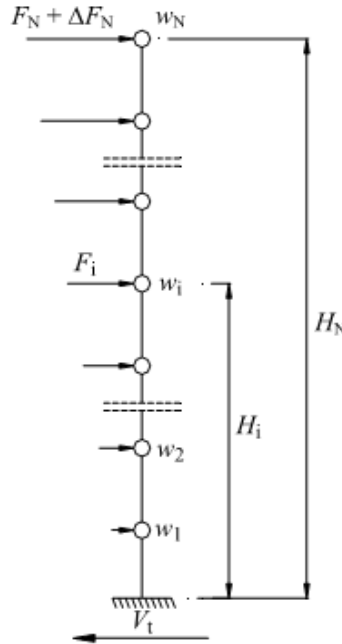
$$V_t = \Delta F_N + \sum_{i=1}^N F_i \quad (4.25)$$

Binanın N ’inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü ΔF_N Denklem 4.26 ile aşağıda gösterildiği gibi hesaplanır.

$$\Delta F_N = 0.0075 N V_t \quad (4.26)$$

Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_N dışında geri kalan kısmı, N ’inci kat dahil olmak üzere, bina katlarına Denklem 4.27 ile hesaplanıp dağıtılır [3].

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{H_i w_i}{\sum_{j=1}^N H_j w_j} \quad (4.27)$$



Şekil 4.23 :Katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri.

X yönü katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri

Şekil 4.23’de görüldüğü üzere, katlara etkiyen eşdeğer deprem yükünü hesaplamak için her katın koordinatlarının ve ağırlıklarının bilinmesi gerekmektedir. Kat ağırlıkları, bir katın toplam ağırlığını içermektedir. Bunun sebebi, katlar arası birleşimin mafsallı olmasıdır.

SHPY’ye ait kat koordinatları ve ağırlıkları Çizelge 4.29’da gösterilmektedir.

Çizelge 4.29 :Kat koordinatları ve ağırlıkları.

Kat	Kat Koordinatı (m)	Kat Ağırlığı (kN)
1	5.25	2223.5
2	10.50	2423.3

Buna göre formüldeki parametreler aşağıdaki gibi belirlenir:

1. Kat ağırlığı: $w_1 = 2223.5 \text{ kN}$

2. Kat ağırlığı: $w_2 = 2423.3 \text{ kN}$

1. Kat koordinatı: $H_1 = 5.25 \text{ m}$

2. Kat koordinatı: $H_2 = 10.50 \text{ m}$

Bu parametreler Denklem 4.26 ve 4.27’de yerine konularak ek eşdeğer deprem kuvveti ve her kata ait eşdeğer deprem kuvvetleri bulunur.

2. kata etkitilecek ek eşdeğer deprem kuvveti;

$$\Delta F_N = 0.0075NV_t = 0.0075 \times 2 \times 775 = 11.62 \text{ kN}$$

1. kata etkitilecek eşdeğer deprem kuvveti;

$$\sum_{j=1}^N H_j w_j = H_1 \times w_1 + H_2 \times w_2 = 5.25 \times 2223.5 + 10.5 \times 2423.3 = 37118$$

$$F_1 = (V_t - \Delta F_N) \frac{H_1 w_1}{\sum_{j=1}^N H_j w_j} = (775 - 11.62) \frac{5.25 \times 2223.5}{37118} = 240 \text{ kN}$$

2. kata etkitilecek eşdeğer deprem kuvveti;

$$F_2 = (V_t) \frac{H_2 w_2}{\sum_{j=1}^N H_j w_j} = (775) \frac{10.5 \times 2423.3}{37118} = 535 \text{ kN}$$

Y yönü katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri

2. kata etkitilecek ek eşdeğer deprem kuvveti;

$$\Delta F_N = 0.0075 N V_t = 0.0075 \times 2 \times 974 = 14.61 \text{ kN}$$

1. kata etkitilecek eşdeğer deprem kuvveti;

$$F_1 = (V_t - \Delta F_N) \frac{H_1 w_1}{\sum_{j=1}^N H_j w_j} = (974 - 14.61) \frac{5.25 \times 2223.5}{37118} = 301.7 \text{ kN}$$

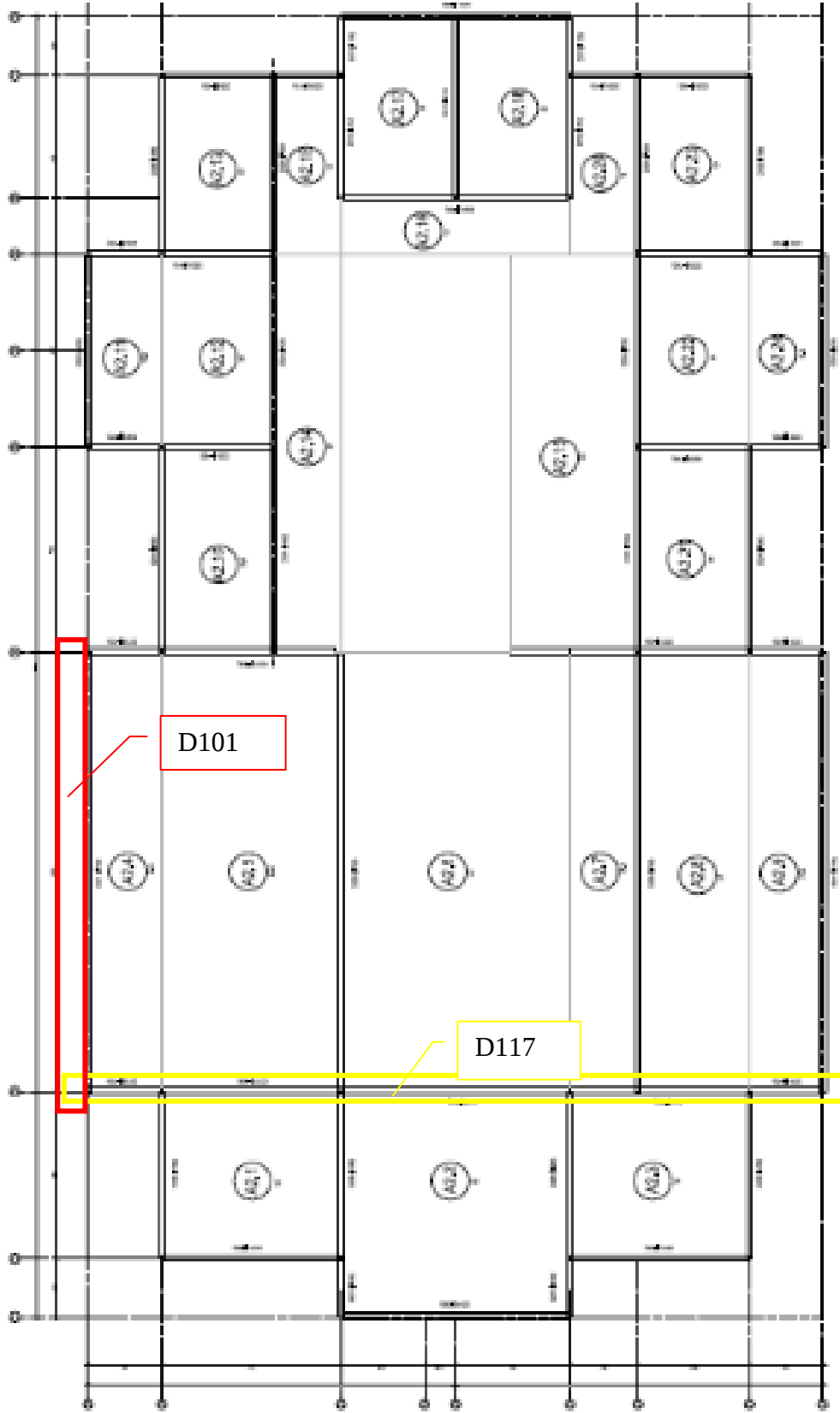
2. kata etkitilecek eşdeğer deprem kuvveti;

$$F_2 = (V_t) \frac{H_2 w_2}{\sum_{j=1}^N H_j w_j} = (974) \frac{10.5 \times 2423.3}{37118} = 672.3 \text{ kN}$$

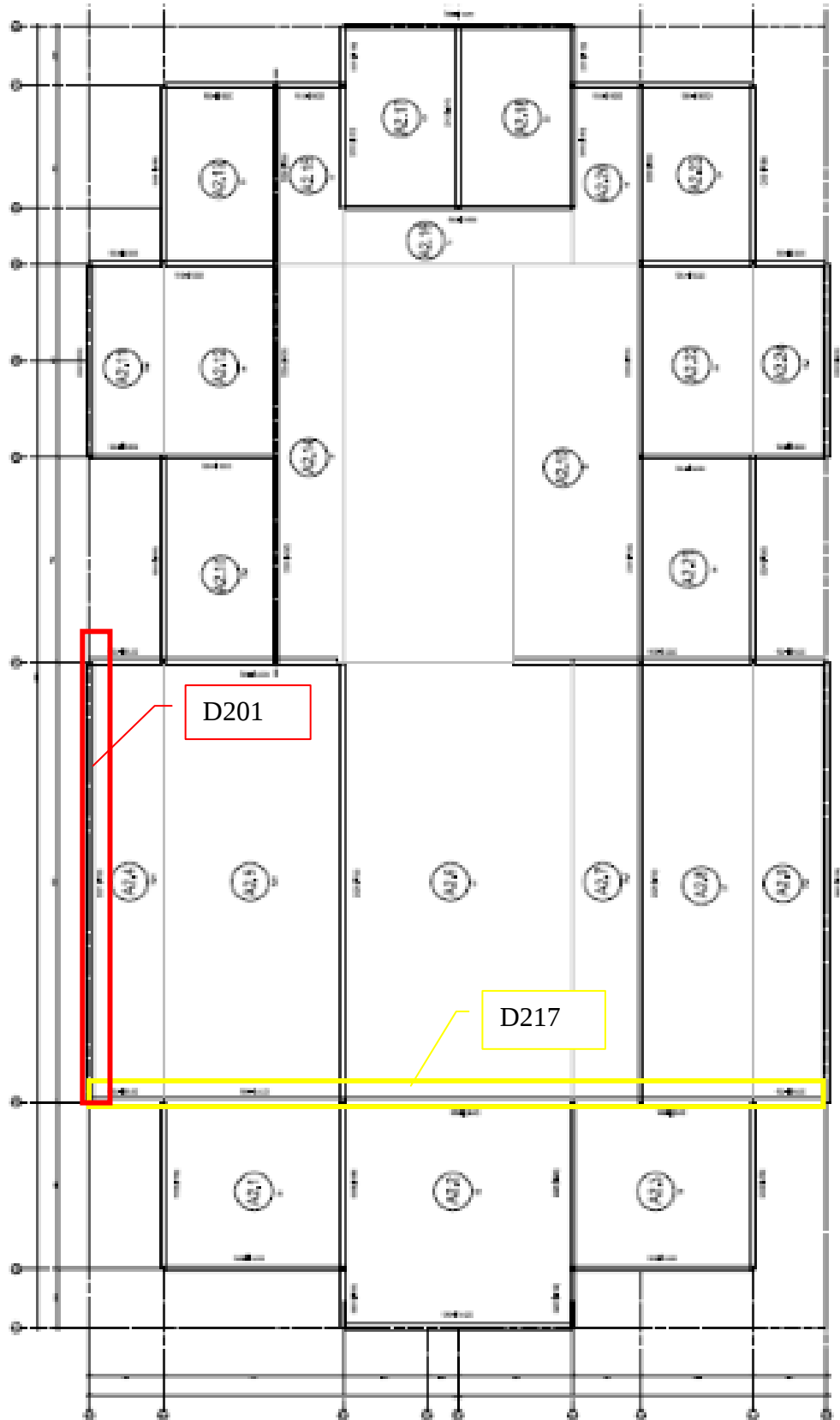
4.4.2.3 Eşdeğer deprem yüklerinin duvarlara etkitilmesi

Bu kısımda Bölüm 4.4.2.2’de X ve Y yönleri için ayrı ayrı hesaplanan eşdeğer deprem yüklerinin duvarlara etkitilmesi ele alınacaktır. Her iki yön için de seçilen 2 farklı ahşap taşıyıcı duvara, esnek diyafram kabulü ile taşıdığı döşeme alanları oranınca deprem kuvvetleri paylaştırılacaktır.

Şekil 4.24 ve 4.25’de analizi yapılacak iki duvarın planda görünüşleri verilmiştir. Üzerine düşen döşeme alanları da aşağıdaki gibi gösterilmiştir.



Şekil 4.24 :1. Kat planında döşeme alanlarının gösterimi.



Şekil 4.25 :2. Kat kalıp planında döşeme alanlarının gösterilmesi.

Şekil 4.25'deki kırmızı ile işaretlenen duvar X yönü, sarı ile işaretlenen duvar ise Y yönü deprem kuvvetlerine koyacaktır.

Söz konusu duvarlara etkiyen deprem kuvvetleri, döşeme alanları oranı ile paylaştırılacaktır.

Toplam kat döşeme alanı; $\sum A = 867.5 \text{ m}^2$, duvar üzerine oturan döşeme alanı A_i olmak üzere, duvarlara gelen deprem kuvveti Denklem 4.28 ile aşağıda gösterilmiştir.

$$V_{di} = (F_i) \frac{A_i}{\sum A} \quad (4.28)$$

A_i ; duvara oturan toplam döşeme alanının yarısı kabul edilmiştir.

X Yönü duvarlarına etkiyen deprem kuvveti

Birinci kat D101 ve ikinci kat D201 duvarı X yönü deprem kuvvetlerine karşı koyacaktır. D101 duvarına gelen toplam döşeme alanı A_i Şekil 4.25’de gösterilen $A_{1.4}$, $A_{1.5}$ ve $A_{1.6}$ ’nın toplamının yarısına eşit olacaktır.

$$A_{1.4} = 37.5 \text{ m}^2, \quad A_{1.5} = 91.5 \text{ m}^2, \quad A_{1.6} = 43 \text{ m}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{1.4} + A_{1.5} + A_{1.6}}{2} = \frac{37.5 + 91.5 + 43}{2} = 86 \text{ m}^2$$

olmak üzere Denklem 4.27’den 1. kat için hesaplanan $F_i = 240 \text{ kN}$ toplam eşdeğer deprem kuvveti, Denklem 4.28’de yerine konularak;

$$V_{d1} = 240 \frac{86}{867.5} = 23.7 \text{ kN}$$

D101 duvarına etkiyen eşdeğer deprem yükü bulunur.

İkinci kat için devam eden D201 duvarı için aşağıdaki alan değerleri ile A_i hesaplanır:

$$A_{2.4} = 37.5 \text{ m}^2, \quad A_{2.5} = 91.5 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \frac{A_{2.4} + A_{2.5}}{2} = \frac{37.5 + 91.5}{2} = 64.5 \text{ m}^2$$

olmak üzere Denklem 4.27’den 1. kat için hesaplanan $F_i = 532.5 \text{ kN}$ toplam eşdeğer deprem kuvveti, Denklem 4.28’de yerine konularak; 2. Kat deprem yükü hesaplanır.

$$V_{d2} = 532.5 \frac{64.5}{867.5} = 39.6 \text{ kN}$$

Y Yönü duvarlarına etkiyen deprem kuvveti

Birinci kat D117 ve ikinci kat D217 duvarı Y yönü deprem kuvvetlerine karşı koyacaktır. D217 duvarına gelen toplam döşeme alanı A_i Şekil 4.25’da gösterilen $A_{1.4}, A_{1.5}, A_{1.6}, A_{1.7}, A_{1.8}, A_{1.9}, A_{1.1}, A_{1.2}, A_{1.3}$ ’ün toplamının yarısına eşit olacaktır.

$$\begin{aligned} A_{1.4} &= 37.5 \, m^2, & A_{1.5} &= 91.5 \, m^2, & A_{1.6} &= 43 \, m^2 \\ A_{1.7} &= 75 \, m^2, & A_{1.8} &= 91.5 \, m^2, & A_{1.9} &= 43 \, m^2 \\ A_{1.1} &= 35 \, m^2, & A_{1.2} &= 65 \, m^2, & A_{1.3} &= 35 \, m^2 \\ A_i &= \frac{A_{1.1} + A_{1.2} + A_{1.3} + A_{1.4} + A_{1.5} + A_{1.6} + A_{1.7} + A_{1.8} + A_{1.9}}{2} \\ A_i &= \frac{35 + 65 + 35 + 37.5 + 91.5 + 43 + 75 + 91.5 + 43}{2} = 257.25 \, m^2 \end{aligned}$$

olmak üzere Denklem 4.27’den 1. kat için hesaplanan $F_i = 240 \text{ kN}$ toplam eşdeğer deprem kuvveti, Denklem 4.28’de yerine konularak;

$$V_{d1} = 301.7 \frac{257.25}{867.5} = 89.4 \, \text{kN}$$

D117 duvarına etkiyen eşdeğer deprem yükü bulunur.

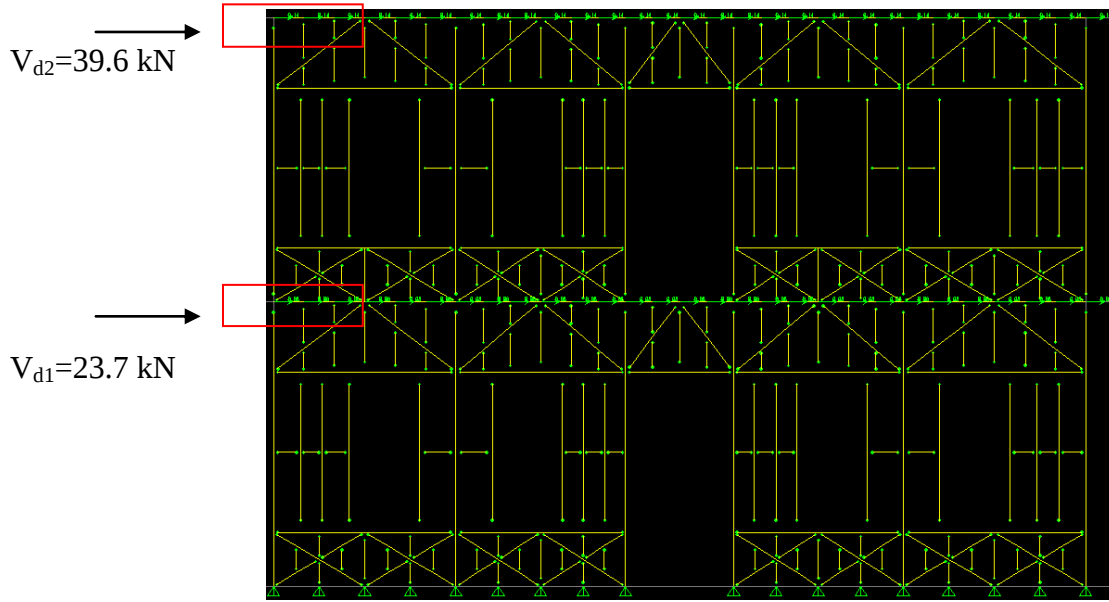
İkinci kat için devam eden D217 duvarı için aşağıdaki alan değerleri ile A_i hesaplanır:

$$\begin{aligned} A_{2.4} &= 37.5 \, m^2, & A_{2.5} &= 91.5 \, m^2, & A_{2.6} &= 117 \, m^2 \\ A_{2.7} &= 34.5 \, m^2, & A_{2.8} &= 47 \, m^2, & A_{2.9} &= 44.5 \, m^2 \\ A_{2.1} &= 35 \, m^2, & A_{2.2} &= 65 \, m^2, & A_{2.3} &= 35 \, m^2 \\ A_i &= \frac{A_{2.1} + A_{2.2} + A_{2.3} + A_{2.4} + A_{2.5} + A_{2.6} + A_{2.7} + A_{2.8} + A_{2.9}}{2} \\ A_i &= \frac{35 + 65 + 35 + 37.5 + 91.5 + 117 + 34.5 + 47 + 44.5}{2} = 257.25 \, m^2 \end{aligned}$$

olmak üzere Denklem 4.27’den 1. kat için hesaplanan $F_i = 672.3 \text{ kN}$ toplam eşdeğer deprem kuvveti, Denklem 4.28’de yerine konularak; 2. Kat deprem yükü hesaplanır.

$$V_{d2} = 672.3 \frac{257.25}{867.5} = 199.3 \, \text{kN}$$

D101-D201 duvarlarına etkiyen noktasal deprem yükleri



Şekil 4.26 : D101-201 duvarına etkiyen toplam eşdeğer deprem yükleri.

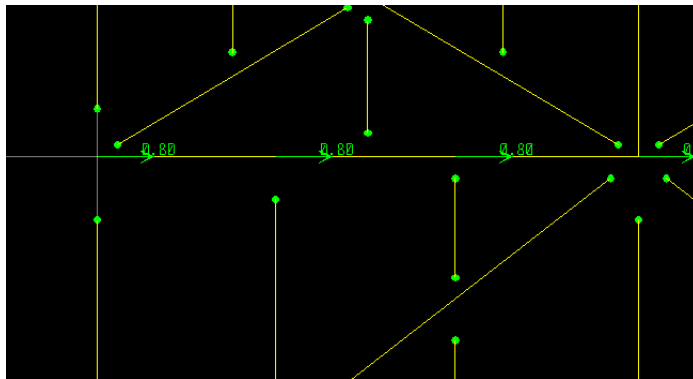
Şekil 4.26’de gösterildiği gibi kat hizalarına gelen toplam kesme kuvvetleri, üst başlık profilinde bulunan noktalardan tekil yük olarak etkililmiştir. n_i nokta sayısı olmak üzere Denklem 4.29’a göre toplam kesme kuvvetleri nokatalara dağıtılmıştır.

$$V_{ni} = \frac{V_{di}}{n_i} \quad (4.29)$$

Birinci kata etkiyen V_{d1} üst başlık profilinde bulunan $n_1 = 29$ noktaya Şekil 4.27’de gösterildiği gibi eşit olarak paylaştırılmıştır. Her noktaya aşağıdaki

$$V_{n1} = \frac{2.37}{29} = 0.81 \text{ kN}$$

kuvvet etkililmiştir.

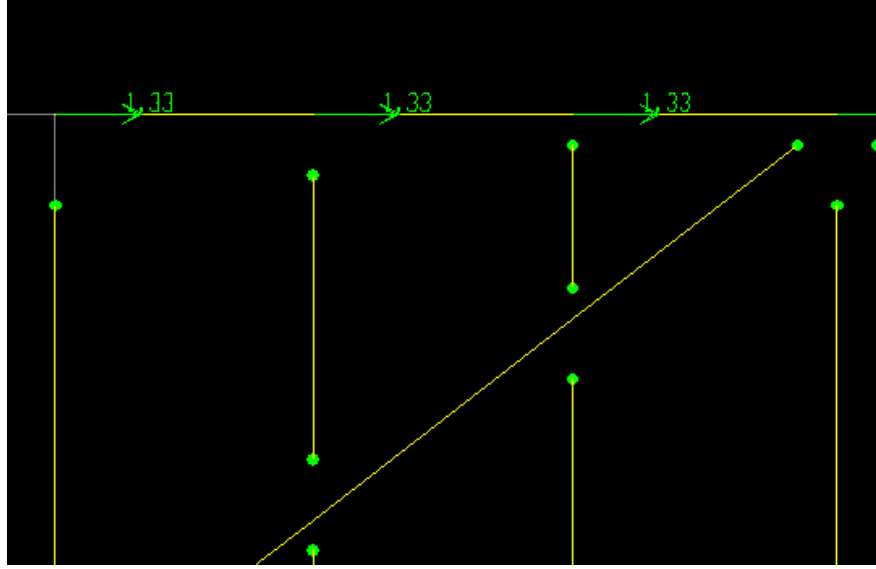


Şekil 4.27 : D101 kat noktalarına etkiyen noktasal deprem yükü.

İkinci kata etkiyen V_{d2} üst başlık profilinde bulunan $n_2= 29$ noktaya Şekil 4.28’de gösterildiği gibi eşit olarak paylaştırılmıştır. Her noktaya aşağıdaki

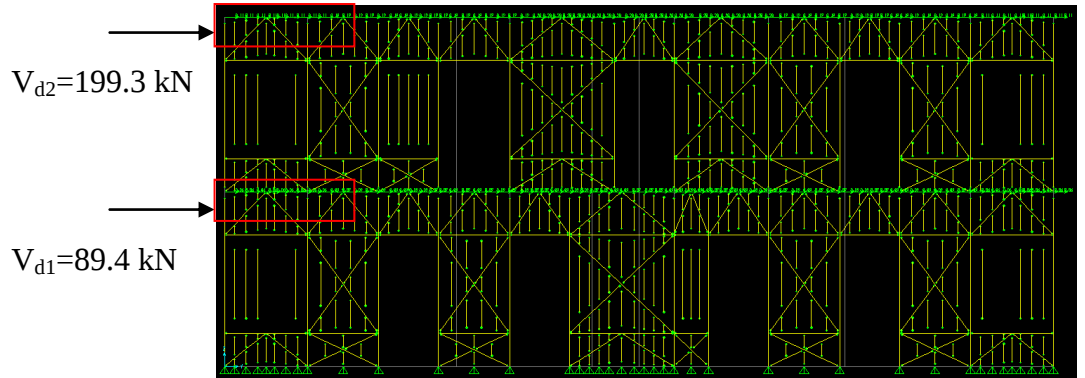
$$V_{n2} = \frac{39.6}{29} = 1.33 \text{ kN}$$

kuvvet etkitilmiştir.



Şekil 4.28 :D201 kat noktalarına etkiyen noktasal deprem yükü.

D117-D217 duvarlarına etkiyen noktasal deprem yükleri

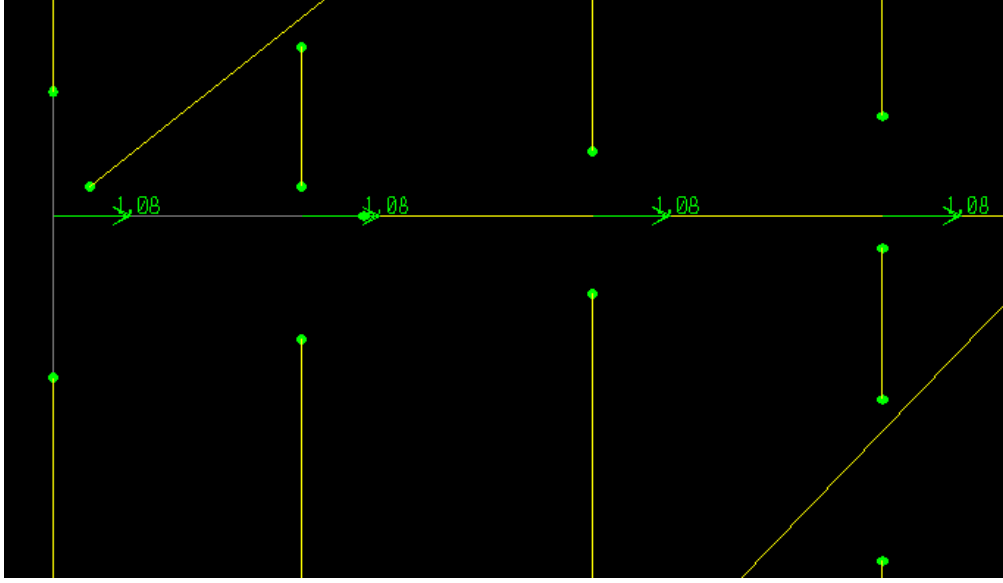


Şekil 4.29 :D117-D217 duvarlarına etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü.

Birinci kata etkiyen V_{d1} üst başlık profilinde bulunan $n_1= 79$ noktaya Şekil 4.29’da gösterildiği gibi eşit olarak paylaştırılmıştır. Her noktaya aşağıdaki

$$V_{n1} = \frac{8.94}{79} = 1.08 \text{ kN}$$

kuvvet etkitilmiştir.

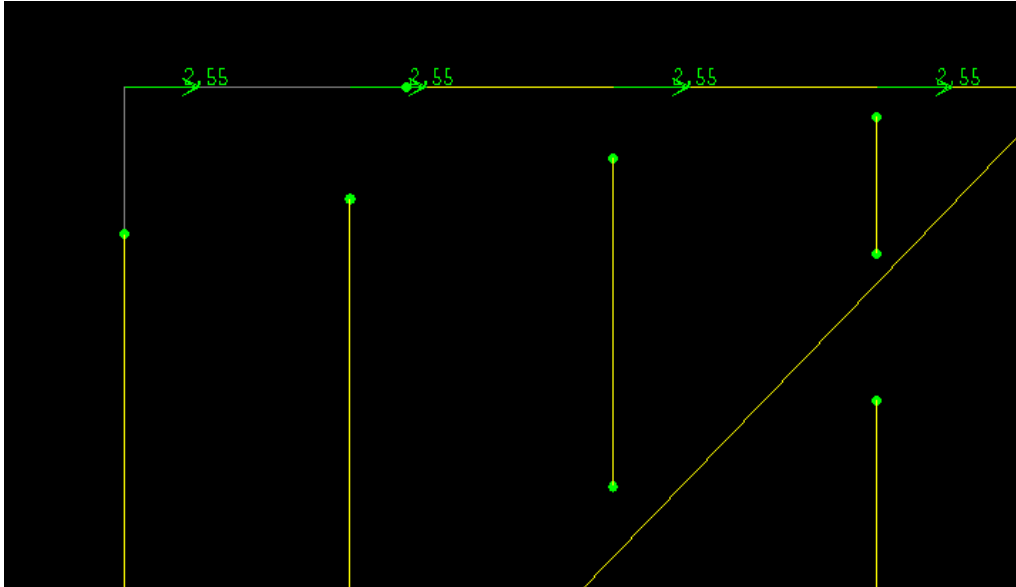


Şekil 4.30 :D117 kat noktalarına etkiyen noktasal deprem yükü.

İkinci kata etkiyen V_{d2} üst başlık profilinde bulunan $n_2= 77$ noktaya Şekil 4.31’da gösterildiği gibi etkitilmiştir. Her noktaya aşağıdaki

$$V_{n2} = \frac{199.3}{77} = 2.55 \text{ kN}$$

kuvvet etkitilmiştir.



Şekil 4.31 :D217 kat noktalarına etkiyen noktasal deprem yükü.

4.4.3 Analiz sonucu

Bu bölümde iki boyutlu olarak duvar analizi yapılan yapının analiz sonuçları gösterilecektir.

4.4.3.1 Duvar tepe noktası deplasman değerleri

Analizi yapılan X yönü D101-D102 ve Y yönü D117-D217 duvarlarının tepe noktası en büyük deplasman değerleri Çizelge 4.30’da gösterilmiştir.

Çizelge 4.30 :İki boyutlu modele ait tepe noktası deplasman değerleri.

Deprem Yönü	Duvar Numarası	Yük Kombinasyonu	Deplasman Değeri (cm)
X	D102	D+L+S+Ex	2.42
Y	D117	D+L+S+Ey	1.02

4.4.3.2 Ahşap elemanların gerilme kontrolleri

Bölüm 4.3.7.3’deki hesap yöntemleri ile aynı olarak bu bölümde de iki boyutlu analiz sonucu oluşan iç kuvvetler ile gerilme kontrolleri yapılacaktır.

D101-D201 duvar elemanlarının tahkiki

Söz konusu duvarlara ait ana dikme elemanlarında oluşan çekme kuvveti değerleri Çizelge 4.31’de gösterilmiştir.

Çizelge 4.31 :Ana dikme elemanların çekme kuvveti değerleri (EDYY-X yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Çekme kuvveti S (kN)
18413	D+L-Ex	4.34
18412	D+L-Ex	4.07
18015	D+L-Ex	2.15
18014	D+L-Ex	1.87
17215	D+L-Ex	1.83

Buna göre aşağıdaki hesap adımları ile çubuk üzerindeki gerilme değerleri hesaplanır.

$$F_n = 324 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\zeta} = \frac{4.34}{324} = 0.13 \text{ MPa}$$

Bulunan değer çekme emniyet gerilmesi $\sigma_{\zeta\text{em}}=10.0\text{MPa}$ değerinden oldukça küçük görünmektedir.

Çizelge 4.32’de üst ve alt makas kısımlarında bulunan çapraz elemanlarına ait en büyük çekme kuvveti değerleri verilmiştir.

Çizelge 4.32 :Çapraz elemanların çekme kuvveti değerleri (EDYY-X yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Çekme kuvveti S (kN)
9227	D+L+S-Ex	19.72
10270	D+L+S+Ex	19.09
9231	D+L+Ex	18.91
10273	D+L-Ex	18.71
10274	D+L-Ex	18.56

En büyük kuvvet değerinin 9227 numaralı elemanda olduğu görülmektedir. Buna göre;

$$F_n = 126 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\zeta} = \frac{19.72}{126} = 1.5 \text{ MPa}$$

Bulunan değer çekme emniyet gerilmesi $\sigma_{\zeta\text{em}}=8.5 \text{ MPa}$ değerinden oldukça küçük görünmektedir.

Ana dikmelerin basınç gerilmesi tahkiki için Çizelge 4.33’de elemanlarda oluşan en büyük basınç kuvvetleri verilmiştir.

Çizelge 4.33 :Ana dikme elemanların basınç kuvveti değerleri (EDYY-X yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Basınç Kuvveti S (kN)
10370	D+L+S+Ex	105.84
10365	D+L+S+Ex	105.54
10390	D+L+S-Ex	103.70
10389	D+L+S+Ex	103.40
6112	D+L+S+Ex	99.74

$$s_{kx} = 5.25 \times 1 = 5.25\text{m} = 525\text{cm}$$

$$\lambda_{kx} = \frac{525}{5.19} = 101.15$$

$$w = 3.07$$

$$\sigma_b = \frac{105.84 \times 3.07}{324} = 10.08 \text{ MPa}$$

Bulunan değerin basınç emniyet gerilmesi $\sigma_{bem}=10.0$ MPa değerini çok az aştığı görülmektedir. Bu sonuç deprem kuvvetlerinin etkisi altında oluştuğundan gerilmeler %33 artırılabilir. Böylece $\sigma_{bem}=13.3$ MPa değerini aşmadığı görülür.

Üst ve alt makas kısımlarının çapraz elemanlarına ait en büyük basınç kuvveti değeri Çizelge 4.34’de gösterilmiştir.

Çizelge 4.34 :Çapraz elemanların basınç kuvveti değerleri (EDYY-X yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Basınç kuvveti S (kN)
8537	D+L+S-Ex	27.39
8538	D+L+S-Ex	27.37
8539	D+L+S-Ex	27.34
8610	D+L+S+Ex	26.45
8612	D+L+S+Ex	26.39

$$s_{ky} = 2 \times 1 = 2\text{m} = 200\text{cm}$$

$$\lambda_{ky} = \frac{200}{5.19} = 38$$

$$w = 1.26$$

$$\sigma_b = \frac{27.39 \times 1.26}{126} = 2.7 \text{ MPa}$$

Bulunan değer basınç emniyet gerilmesi $\sigma_{bem}=8.5$ MPa değerini aşmadığı görülmektedir.

Eğilme ve makaslama tahkiki yapılması üzere ana dikmelerin üzerinde oluşan en büyük kesme kuvveti ve eğilme gerilmesi Çizelge 4.35’de gösterildiği gibidir.

Çizelge 4.35 :Kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri (EDYY-X yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Kesme kuvveti $Q_{\max}$ (kN)	Moment değeri $M_{\max}$ (kNxm)
18413	D+L+S-Ex	3.53	525.98
19720	D+L+S+Ex	3.47	510.18
19291	D+L+S+Ex	5.33	507.42
8488	D+L+S+Ex	4.89	489.89
10390	D+L+S+Ex	3.24	489.89

Buna göre ana dikme elemanlarında eğilme gerilmesi;

$$\sigma_e = \frac{525.98}{972} = 5.4 \text{ MPa}$$

değerinde hesaplanır. Bu değer eğilme emniyet gerilmesi $\sigma_{bem}=11.0$ MPa değerinden küçük olduğundan kesit güçlendirmesine gerek görülmemektedir.

Makaslama gerilmesi ise;

$$\tau = \frac{3}{2} \times \frac{5.33}{324} = 0.24 \text{ MPa}$$

değerinde hesaplanır. Bu değer makaslama emniyet gerilmesi $\tau_{em}=1.0$ MPa değerinden küçük olduğundan kesit güçlendirmesine gerek görülmemektedir.

D117-D217 duvar elemanlarının tahkiki

Söz konusu duvarlara ait ana dikme elemanlarında oluşan çekme kuvveti değerleri Çizelge 4.36'da gösterilmiştir.

Çizelge 4.36 : Ana dikme elemanların çekme kuvveti değerleri (EDYY-Y yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Çekme kuvveti S (kN)
17204	D+L-Ey	99.84
18478	D+L-Ey	95.43
17189	D+L+Ey	93.86
17172	D+L+Ey	86.51
17142	D+L-Ey	84.45

$$F_n = 324 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_\varsigma = \frac{99.84}{324} = 3.1 \text{ MPa}$$

Bulunan değer çekme emniyet gerilmesi $\sigma_{\varsigma em}=10.0$ MPa değerinden oldukça küçük görünmektedir.

Üst makas ve alt makasta bulunan çapraz elemanlara ait çekme kuvvetleri Çizelge 4.37'da gösterildiği gibidir.

Çizelge 4.37 :Çapraz elemanların çekme kuvveti değerleri (EDYY-Y yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Çekme kuvveti S (kN)
18292	D+L+S+Ey	56.19
18291	D+L+S+Ey	55.98
18293	D+L+S+Ey	55.77
17612	D+L+S-Ey	47.40
17613	D+L+S-Ey	46.82

En büyük çekme kuvveti değerinin 18292 numaralı elemanda olduğu görülmektedir.
Buna göre;

$$F_n = 126 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\zeta} = \frac{56.19}{126} = 4.4 \text{ MPa}$$

Bulunan değer çekme emniyet gerilmesi $\sigma_{\zeta\text{em}}=8.5 \text{ MPa}$ değerinden oldukça küçük görülmektedir.

Orta makasta bulunan çapraz elemanlara ait çekme kuvvetleri Çizelge 4.38’da gösterildiği gibidir.

Çizelge 4.38 :O. makas çapraz elemanlar çekme kuvvet değerleri (EDYY-Y yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Çekme kuvveti S (kN)
2258	D+L-Ey	71.02
2259	D+L-Ey	70.69
2260	D+L-Ey	69.85
2263	D+L-Ey	69.43
2044	D+L+S-Ey	68.25

En büyük çekme kuvveti değerinin 2258 numaralı elemanda olduğu görülmektedir.
Buna göre;

$$F_n = 180 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\zeta} = \frac{71.02}{180} = 3.9 \text{ MPa}$$

Bulunan değer çekme emniyet gerilmesi $\sigma_{\zeta\text{em}}=8.5 \text{ MPa}$ değerinden küçük görülmektedir.

Ana dikme elemanlarında basınç gerilmesi tahkiki için, elemanlara ait en büyük basınç kuvveti değerleri Çizelge 4.39’da gösterilmiştir.

Çizelge 4.39 :Ana dikme elemanların basınç kuvveti değerleri (EDYY-Y yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Basınç Kuvveti S (kN)
18478	D+L+S+Ey	109.32
18433	D+L+S+Ey	99.43
17172	D+L+S+Ey	79.85
17142	D+L+S+Ey	71.44
17131	D+L+S+Ey	65.33

$$s_{kx} = 5.25 \times 1 = 5.25\text{m} = 525\text{cm}$$

$$\lambda_{kx} = \frac{525}{5.19} = 101.15$$

$$w = 3.07$$

$$\sigma_b = \frac{109.32 \times 3.07}{324} = 10.3 \text{ MPa}$$

Bulunan değerın basınç emniyet gerilmesi $\sigma_{bem}=100 \text{ kg/cm}^2$ değerini aşmadığı görülmektedir. Bu sonuç deprem kuvvetlerinin etkisi altında oluştuğundan gerilmeler %33 arttırılabilir. Böylece $\sigma_{bem}=13.3 \text{ MPa}$ değerini aşmadığı görülür.

Üst başlık ve alt başlıklarda bulunan çapraz elemanlara ait en büyük basınç değerleri Çizelge 4.40’da gösterilmiştir.

Çizelge 4.40 :Çapraz elemanların basınç kuvveti değerleri (EDYY-Y yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Basınç Kuvveti S (kN)
18290	D+L+S+Ey	60.28
18289	D+L+S+Ey	60.25
18065	D+L+S+Ey	48.82
18063	D+L+S+Ey	48.66
18064	D+L+S+Ey	48.63

Buna göre;

$$s_{kx} = 205 \times 1 = 2.05\text{m} = 205\text{cm}$$

$$\lambda_{kx} = \frac{205}{5.19} = 39.49$$

$$w = 1.26$$

$$\sigma_b = \frac{60.28 \times 1.26}{126} = 6.1 \text{ MPa}$$

Bulunan değer basınç emniyet gerilmesi $\sigma_{bem}=8.5$ MPa değerini aşmadığı görülmektedir.

Orta makas çapraz elemanlarında oluşan en büyük basınç kuvveti değerleri Çizelge 4.41'de gösterilmiştir.

Çizelge 4.41 :O. makas çapraz elemanlar basınç kuvvet değerleri (EDYY-Y yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Basınç Kuvveti S (kN)
2038	D+L+S+Ey	68.73
2039	D+L+S+Ey	67.41
2037	D+L+S+Ey	66.98
2036	D+L+S+Ey	65.32
2034	D+L+S+Ey	64.33

Buna göre;

$$s_{kx} = 4.15 \times 1 = 4.15\text{m} = 415\text{cm}$$

$$\lambda_{kx} = \frac{415}{5.19} = 79.96$$

$$w = 2.20$$

$$\sigma_b = \frac{68.73 \times 2.20}{180} = 8.4 \text{ MPa}$$

Bulunan değer basınç emniyet gerilmesi $\sigma_{bem}=8.5$ kg/cm² değerini aşmadığı görülmektedir.

Ana dikme elemanlarının eğilme ve makaslama gerilmesi tahkikleri için en büyük eğilme moment ve kesme kuvveti değerleri Çizelge 4.42'de gösterildiği gibidir.

Çizelge 4.42 :Kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri (EDYY-Y yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Kesme kuvveti $Q_{\max}$ (kN)	Moment değeri $M_{\max}$ (kNxm)
18413	D+L+S-Ey	3.53	525.98
18412	D+L+Ey	3.07	460.45
17210	D+L+Ey	4.83	458.08
18015	D+L+S-Ey	2.99	441.05
17183	D+L+Ey	3.57	338.79

Buna göre ana dikme elemanlarında eğilme gerilmesi;

$$\sigma_e = \frac{525.98}{972} = 5.4 \text{ MPa}$$

değerinde hesaplanır. Bu değer eğilme emniyet gerilmesi $\sigma_{bem}=11.0$ MPa değerinden küçük olduğundan kesit güçlendirmesine gerek görülmemektedir.

Makaslama gerilmesi ise;

$$\tau = \frac{3}{2} \times \frac{4.83}{324} = 0.22 \text{ MPa}$$

değerinde hesaplanır. Bu değer makaslama emniyet gerilmesi $\tau_{em}=1.0$ MPa değerinden küçük olduğundan kesit güçlendirmesine gerek görülmemektedir.

4.5 SAP2000 Programında UBC 97'ye Göre 2 Boyutlu Analiz

Tezin bu kısmında Bölüm 4.4'de seçilen D101-D201 ve D117-D217 duvarlarının UBC 97 uyarınca iki boyutlu deprem analizi yapılacaktır. Analiz sonucunda ahşap elemanlarda oluşan iç kuvvetler diğer iki analiz ile karşılaştırılacaktır. Ahşap elemanlarda oluşan gerilme tahkikeri NDS'ye göre kontrol edilecektir.

4.5.1 Yapıya etkiyen düşey yükler

UBC 97'ye göre yapıya etkiyen düşey yükler sabit ve hareketli yükler şeklinde etkitilecektir. Sabit yükler Bölüm 4.3'te tanımlanan yükler ile aynıdır.

Hareketli yükler ve çatı yükleri de ilk iki analizde alınan yüklerle aynı olduğu görülmüştür.

4.5.2 Yapıya etkiyen deprem yükleri

UBC 97 uyarınca eş değer deprem yükü hesabı Denklem 4.30'da gösterildiği gibi yapılacaktır [14].

$$V_t = \frac{C_v I}{R T} W \quad (4.30)$$

Denklemde yer alan I, yapı önem katsayısı olup UBC 97'ye göre I=1 olarak seçilir. C_v , deprem katsayısı olup UBC 97'ye göre deprem bölgesine bağlı olarak Çizelge 4.43'den seçilir. (Çizelge 4.43 direkt olarak UBC 97'den alınmıştır.)

Yapı 1.derece deprem bölgesinde olduğundan $Z=0.4$ olarak seçilir. Bu katsayı DBYBHY'de A_0 'a karşılık gelmektedir.

Çizelge 4.43 :UBC 97'ye göre deprem katsayısı C_v tablosu [14].

Zemin Tipi	Deprem Bölgesi Katsayısı, Z				
	0.075	0.15	0.2	0.3	0.4
SA	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32N _v
SB	0.08	0.15	0.2	0.3	0.4N _v
SC	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56N _v
SD	0.18	0.32	0.4	0.54	0.64N _v
SE	0.26	0.5	0.64	0.84	0.96N _v

Zemin tipi Z2, çok sıkı zemin veya yumuşak kaya olup UBC 97'ye göre aşağıda verilen Çizelge 4.44'den S_C olarak seçilmiştir.

Çizelge 4.44 :UBC 97'ye göre zemin tipi tablosu [14]

Zemin Tipi	Zemin Profili	Dalga Hızı, vs	Standart Penetrasyon Test, N [or NCH for kohezyonsuz] (blows/foot)	Drenajsız Kesme Dayanımı, su psf (kPa)
		feet/second (m/s)		
S_A	Sert Kaya	> 5,000 (1,500)		
S_B	Kaya	2,500 to 5,000 (760 to 1,500)	—	—
S_C	Sıkı Kum veya Yumuşak Kaya	1,200 to 2,500 (360 to 760)	> 50	> 2,000 (100)
S_D	Sıkı Zemin	600 to 1,200 (180 to 360)	15 to 50	1,000 to 2,000 (50 to 100)

Çizelge 4.44 (devam) :UBC 97’ye göre zemin tipi tablosu [14].

		Ortalama Zemin Özellikleri (30 480 mm)		
Zemin Tipi	Zemin Profili	Dalga Hızı, vs	Standart Penetrasyon Test, N [or NCH for kohezyonsuz] (blows/foot)	Drenajsız Kesme Dayanımı, su psf (kPa)
		feet/second (m/s)		
S_E	Soft Soil Profile	< 600 (180)	< 15	< 1,000 (50)
S_F	Soil Requiring Site-specific Evaluation. See Section 1629.3.1.			

Çizelge 4.43’de $Z=0.4$ için hesaba katılacak N_v UBC 97’de yapının fay hattına uzaklığına ve deprem şiddetine bağlı olarak Çizelge 4.45’den $N_v=1$ seçilmiştir.

Çizelge 4.45 :UBC 97’ye göre N_v tablosu [14].

	Fay Hattına Yakınlık			
Deprem Tipi	< 2 km	5 km	10 km	> 15 km
A	2	1.6	1.2	1
B	1.6	1.2	1	1
C	1	1	1	1

Buna göre deprem katsayısı $C_v=0.56$ olarak hesaba alınmıştır.

Taşıyıcı sistem davranış katsayısı R , UBC 97’de açık bir şekilde verilmiştir. Buna göre üç kat veya daha az, taşıyıcı sistemi ahşap elemanlardan meydana gelen duvarlardan oluşmuş binalar için $R=5.5$ alınmıştır. R ’ye ait tablo Çizelge 4.46’da verilmiştir.

Çizelge 4.46 :UBC 97’ye göre R katsayısı tablosu [14].

BASIC STRUCTURAL SYSTEM	LATERAL-FORCE-RESISTING SYSTEM DESCRIPTION	R	Ω_o	HEIGHT LIMIT FOR SEISMIC ZONES 3
				AND 4 (feet)
				$\times 304.8$ for mm
1. Bearing wall system	1. Light-framed walls with shear panels			
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	5.5	2.8	65
	b. All other light-framed walls	4.5	2.8	65

Çizelge 4.46 (devam) :UBC 97'ye göre R katsayısı tablosu [14].

	LATERAL-FORCE-RESISTING SYSTEM DESCRIPTION	R	Ω_o	HEIGHT LIMIT FOR SEISMIC ZONES 3
				AND 4 (feet)
				× 304.8 for mm
BASIC STRUCTURAL SYSTEM	2. Shear walls a. Concrete			
	b. Masonry	4.5	2.8	160
	3. Light steel-framed bearing walls with tension-only bracing	4.5	2.8	160
	4. Braced frames where bracing carries gravity load	2.8	2.2	65
	a. Steel	4.4	2.2	160
	b. Concrete ³	2.8	2.2	—
	c. Heavy timber	2.8	2.2	65
	1. Steel eccentrically braced frame (EBF)	7	2.8	240
	2. Light-framed walls with shear panels			
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	6.5	2.8	65
2. Building frame system	b. All other light-framed walls	5	2.8	65
	3. Shear walls			
	a. Concrete	5.5	2.8	240
	b. Masonry	5.5	2.8	160
	4. Ordinary braced frames			
	a. Steel	5.6	2.2	160
	b. Concrete ³	5.6	2.2	—
	c. Heavy timber	5.6	2.2	65
	5. Special concentrically braced frames			
	a. Steel	6.4	2.2	240
	1. Special moment-resisting frame (SMRF)			
	a. Steel	8.5	2.8	N.L. N.L.
3. Moment-resisting frame system	b. Concrete ⁴	8.5	2.8	160

Çizelge 4.46 (devam): UBC 97'ye göre R katsayısı tablosu [14].

3. Moment-resisting frame system	2. Masonry moment-resisting wall frame (MMRWF)	6.5	2.8	—
	3. Concrete intermediate moment-resisting frame (IMRF) ⁵	5.5	2.8	
	4. Ordinary moment-resisting frame (OMRF)			160
	a. Steel ⁶	4.5	2.8	—
	b. Concrete ⁷	3.5	2.8	240
4. Dual systems	5. Special truss moment frames of steel (STMF)	6.5	2.8	
	1. Shear walls			
	a. Concrete with SMRF	8.5	2.8	N.L.
	b. Concrete with steel OMRF	4.2	2.8	160
	c. Concrete with concrete IMRF ⁵	6.5	2.8	160
	d. Masonry with SMRF	5.5	2.8	160
	e. Masonry with steel OMRF	4.2	2.8	160
	f. Masonry with concrete IMRF ³	4.2	2.8	—
	g. Masonry with masonry MMRWF	6	2.8	160
	2. Steel EBF			
	a. With steel SMRF	8.5	2.8	N.L.
	b. With steel OMRF	4.2	2.8	160
	3. Ordinary braced frames			
	a. Steel with steel SMRF	6.5	2.8	N.L.
	b. Steel with steel OMRF	4.2	2.8	160
	c. Concrete with concrete SMRF ³	6.5	2.8	—

Çizelge 4.46 (devam): UBC 97'ye göre R katsayısı tablosu [14].

4. Dual systems	d. Concrete with concrete IMRF3	4.2	2.8	—
	4. Special concentrically braced frames			
	a. Steel with steel SMRF	7.5	2.8	N.L.
	b. Steel with steel OMRF	4.2	2.8	160
5. Cantilevered column building systems	1. Cantilevered column elements	2.2	2	357
6. Shear wall-frame	1. Concrete	5.5	2.8	160
7. Undefined systems	See Sections 1629.6.7 and 1629.9.2	—	—	—

Binanın hakim periyodu T , yapı yüksekliği h_n , ve diğer bir deprem katsayısına bağlı C_t 'ye bağlı olarak Denklem 4.18'deki gibi hesaplanacaktır.

$$T = C_t h_n^{0.75} \quad (4.31)$$

Burda $C_t=0.0488$ seçilmiştir. Yapı toplam yüksekliği $h_n=10.25$ m'dir. Buna göre yapının periyodu aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$T = 0.0488 * 10.25^{0.75} = 0.279$$

Bu değerler Denklem 4.30'da yerine konularak toplam taban kesme kuvveti;

$$V_t = \frac{0.56 * 1}{5.5 * 0.279} 4649.8 = 1696.8 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır. Bu değer in Denklem 4.32'de hesaplanan sınır değeri aşmaması gerekmektedir.

$$V_t = \frac{2.5 C_a I}{R} W \quad (4.32)$$

C_a deprem katsayısı Çizelge 4.47 ve Çizelge 4.48'deki tablolardan $C_a=0.4$ olarak alınmıştır.

Çizelge 4.47 :UBC 97’ye göre C_a katsayısı tablosu [14].

	Deprem Bölgesi Katsayısı, Z				
Zemin Tipi	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
SA	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_a$
SB	0.08	0.15	0.2	0.3	$0.40N_a$
SC	0.09	0.18	0.24	0.33	$0.40N_a$
SD	0.12	0.22	0.28	0.36	$0.44N_a$
SE	0.19	0.3	0.34	0.36	$0.36N_a$
SF	See Footnote 1				

Çizelge 4.48 :UBC 97’ye göre N_a katsayısı tablosu [14].

	Fay Hattına Yakınlık		
Deprem Tipi	< 2 km	5 km	> 10 km
A	1.5	1.2	1
B	1.3	1	1
C	1	1	1

Buna göre toplam deprem kuvvetinin üst sınır değeri Denklem 4.32 ile aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$V_t = 844.8 \text{ kN}$$

Denklem 4.17 ve 4.19’da hesaplanan toplam taban kesme kuvvetlerinden küçük olan değer $V_t=84.48$ ton olarak alınmıştır. Ayrıca bu değer aşağıda verilen Denklem 4.33 ve 1. derece deprem bölgeleri için Denklem 4.34’de bulunacak değerlerden az olmayacaktır.

$$V_t = 0.11C_aIW = 0.11 * 0.4 * 1 * 4649.8 = 204.5 \text{ kN} \quad (4.33)$$

$$V_t = \frac{0.8 Z N_v I}{R} W = \frac{0.8 * 0.4 * 1 * 1}{5.5} 4649.8 = 270.3 \text{ kN} \quad (4.34)$$

Göz önüne alınacak toplam deprem kuvveti $V_t=844.8$ kN yukarıda hesaplanan değerlerden büyük olduğu görülmektedir.

4.5.2.1 Deprem yükünün katlara etkitilmesi

UBC 97’ye göre toplam deprem kuvveti Denklem 4.35’deki gibi tanımlanmıştır.Katlara etkiyen deprem kuvvetinin genel formülü ise Denklem

4.36’de gösterildiği gibidir. Denklemlerde yer alan parametreler DBYBHY ile aynı olduğu görülmektedir.

$$V_t = F_t + \sum_{i=1}^N F_i \quad (4.35)$$

$$F_x = (V_t - F_t) \frac{H_x w_x}{\sum_{i=1}^N H_i w_i} \quad (4.36)$$

F_t , en son kat seviyesine etkitilecek ek eşdeğer deprem kuvvetidir. UBC 97 uyarınca Denklem 4.37’deki gibi hesaplanır.

$$F_t = 0.07TV_t = 0.07 * 0.279 * 844.8 = 16.5 \text{ kN} \quad (4.37)$$

Formüllerde kullanılacak kat ağırlıkları ve koordinatları Çizelge 4.29’da verilmiştir. Buna göre 1.kata etkiyen deprem yükü;

$$F_1 = (844.8 - 16.5) \frac{5.25 * 2223.5}{37118} = 260.5 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır. İkinci kata etkitilecek deprem yükü ise ;

$$F_2 = (844.8) \frac{10.5 * 2423.3}{37118} = 579.1 \text{ kN}$$

hesaplanır.

Katlara etkiyen bu deprem kuvvetleri her iki yöndeki duvarlara etkiltirilmiştir.

4.5.2.2 Deprem yükünün duvarlara etkitilmesi

Deprem yükleri her iki yöndeki duvarlara Bölüm 4.4’de hesaplandığı gibi etkitilecektir.

X yönü duvarına etkiyen deprem kuvveti

D101-D201 duvarlarına deprem kuvveti döşeme alanları ile doğru orantılı olarak paylaştırılacaktır. Bölüm 4.4.2.3’de hesaplanan döşeme alanları Denklem 4.27’de yerlerine konularak D101 duvarına etkiyen deprem kuvveti;

$$V_{d1} = 260.5 \frac{86}{867.5} = 25.8 \text{ kN}$$

olarak hesaplanmıştır. Aynı şekilde D201 duvarına etkiyen deprem kuvveti;

$$V_{d2} = 579.1 \frac{64.5}{867.5} = 43.0 \text{ kN}$$

olarak hesaplanmıştır. Bu kuvvetler duvarlara noktasal olarak etkitilecektir. D101 duvarı üst makas üst başlık profilinde bulunan 29 noktadan etkiyen kuvvetler;

$$V_{n1} = \frac{25.8}{29} = 0.9 \text{ kN}$$

D201 duvarının üst makas üst başlık profilindeki 29 noktaya ise,

$$V_{n2} = \frac{43.0}{29} = 1.5 \text{ kN}$$

kuvvet etkilmiştir.

Y yönü duvarlara etkiyen deprem kuvvetleri

D117 duvarına etkiyen deprem yükü;

$$V_{d1} = 260.5 \frac{257.25}{867.5} = 77.2 \text{ kN}$$

D217 duvarına etkiyen deprem yükü aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$V_{d2} = 579.1 \frac{257.25}{867.5} = 171.7 \text{ kN}$$

D117 duvarına 79 adet noktadan etkitilecek noktasal deprem kuvvetleri;

$$V_{n1} = \frac{77.2}{79} = 0.97 \text{ kN}$$

D217 duvarına 77 noktadan etkitilecek noktasal deprem kuvvetleri;

$$V_{n2} = \frac{171.7}{77} = 2.2 \text{ kN}$$

olarak hesaplanmıştır.

4.5.3 Analiz sonuçları

Bu bölümde UBC 97'ye göre deprem analizi yapılan duvarlara ait sonuçlar gösterilmiştir.

4.5.3.1 Duvar tepe noktası deplasman değerleri

X ve Y yönü duvarların deprem kuvvetleri altında tepe noktalarında oluşan deplasman değerleri Çizelge 4.49’da gösterilmiştir.

Çizelge 4.49 :UBC 97’ye göreanalize ait tepe noktası deplasman değerleri.

Deprem Yönü	Duvar Numarası	Yük Kombinasyonu	Deplasman Değeri (cm)
X	D201	D+L+S+Ex	2.66
Y	D217	D+L+S+Ey	0.88

4.5.3.2 Ahşap elemanların gerilme kontrolleri

Bu bölümde UBC 97’ye göre deprem analizi yapılmış X ve Y yönü duvarların ahşap taşıyıcı elemanlarında oluşan iç kuvvetlere göre gerilme tahkiki yapılmıştır.

Bölüm 4.3 ve Bölüm 4.4’de TS 647’ye ve diğer yerli ahşap kitaplarından faydalanılarak yapılmıştır. Ancak bu bölümde Amerikan Ahşap Birliği (*American Wood Council*) yayını olan National Design Specification (NDS) uyarınca ahşap elemanların tahkiki yapılacaktır. Bu sayede yerli yayınlar ile yabancı kaynaklarla elde edilen sonuçların karşılaştırılması sağlanacaktır.

NDS uyarınca ahşap elemanların kontrolü

Yapıya ait gerilme kontrolü yapılacak tüm ahşap elemanların yeterli boyutta olmaları ve NDS’ye göre hesaplanacak emniyet gerilmelerini aşmamalarını gerekmektedir.

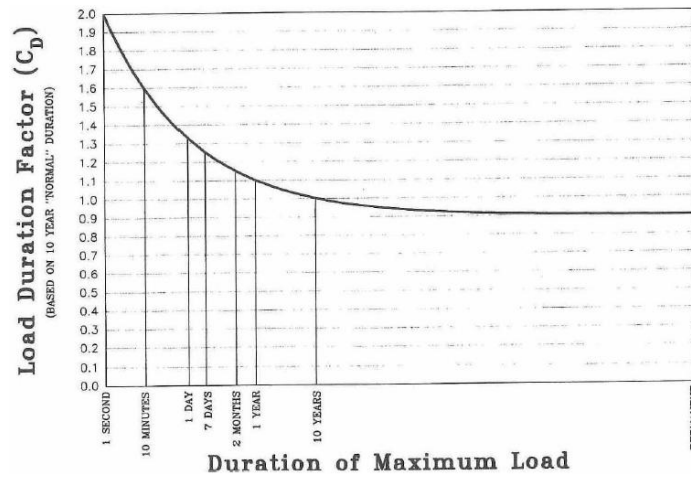
NDS’ye göre emniyet gerilmeleri hesaplanırken bir çok parametre göz önünde bulundurulmuştur. Bu parametreler aşağıdaki gibi sıralanmıştır;

- Yapıdaki yükleme süresi (C_D) : yapının maruz kaldığı dizayn yüklerine ve sürelerine karşı belirlenecek olan katsayıdır. Bu iki değişkene bağlı C_D ’ye ait değerler Çizelge 4.50’de, grafik ise Şekil 4.32’de gösterilmiştir.

Çizelge 4.50 :NDS’ye göre C_D katsayı değerleri.

Yükleme süresi	C_D	Dizayn yükleri
Kalıcı	0.9	Sabit yükler
10 yıl	1.0	Hareketli yükler
2 ay	1.15	Kar yükü
7 gün	1.25	Yapım safhasındaki yükler
10 dakika	1.6	Rüzgar veya deprem yükleri
Darbeleri	2.0	Makine vb. yükü

Tablodan da görüleceği üzere elemanların gerilme tahkikleri depremli ve depremsiz durumlar göz önüne alınarak yapılması gerekmektedir. Dolayısı ile depremsiz durumda yükler kalıcı olarak değerlendirilip $C_D=0.9$, depremli durumlarda ise $C_D=1.6$ alınacaktır. Burada kar yükü durumunda ise $C_D=0.9$ alınarak emniyetli tarafta kalınması amaçlanmaktadır.



Şekil 4.32 :UBC 97’ye göre “Load Duration Factor” eğrisi.

- Nem faktörü (C_M) : yapıda kullanılan ahşabın cinsine ve nem miktarına göre Çizelge 4.51’e göre belirlenecektir.

Çizelge 4.51 :NDS’ye göre C_M katsayı değerleri.

F_b	F_t	F_v	$F_{c\perp}$	F_c	E
0.85	1	0.97	0.67	0.8	0.9

Nem faktörü NDS’ye göre ahşap elemandaki nem oranı %19 aştığı takdirde göz önünde bulundurulacaktır. Söz konusu yapıda kullanılan ahşabın nem oranının %15-%22 arası olduğu bilinmektedir. Bundan dolayı ahşap elemanlarda nem oranının ortalama değeri göz önünde tutularak %19 nem oranını aşmadığı kabul edilmiş ve $C_M=1.0$ alınmıştır.

- Sıcaklık faktörü (C_t); yapının maruz kalacağı sıcaklık değerlerine ve elemanların nem miktarına göre belirlenir. Çizelge 4.52’de C_t değerleri gösterilmiştir.

Çizelge 4.52 :NDS’ye göre C_t değerleri.

Dizayn Değerleri	Nem Durumu	C_T		
		T<100 F	100 F<T<125F	125 F<T<150 F
Ft, E	Nemli veya kuru	1	0.9	0.9
Fb, Fv,	Kuru	1	0.8	0.7
Fc, $F_{c\perp}$	Nemli	1	0.7	0.5

Yapının maruz kalacağı sıcaklık 100F=38C’yi geçmeyeceği düşünülerek $C_t=1$ alınmıştır.

- Kiriş stabilite faktörü (C_L), : yapıda eğilmeye çalışan kirişler için kullanılan bir katsayı değeridir. Lamine kirişler için kullanılması önerilmektedir. Tez kapsamında eğilmeye çalışan kirişler incelenmediği için bu değer kullanılmayacaktır.
- Form faktörü (C_f) : eğilmeye çalışan elemanlar için yükleme durumuna göre kullanılır. Örneğin kare kesitli bir elemanda kuvvetin eleman köşesinden etki ettiği durumlarda göz önüne alınır. Form faktörü için değerler Çizelge 4.53’de gösterilmiştir.

Çizelge 4.53 :NDS’ye göre C_f katsayı değerleri.

C_f	
Dairesel kesit	1.18
Baklava kesit	1.414

Tahkik edilen duvar elemanların bu şekilde yüklenen bir eleman bulunmadığı için bu katsayı değeri kullanılmayacaktır.

- Kolon stabilite faktörü (C_p) : liflere paralel aksenal basınç yüklemesi durumunda kullanılacaktır. C_p Denklem 4.38’de gösterildiği gibi hesaplanacaktır.

$$C_p = \frac{1 + \left(\frac{F_{cE}}{F_c^*}\right)}{2c} - \sqrt{\left[\frac{1 + \left(\frac{F_{cE}}{F_c^*}\right)}{2c}\right]^2 - \sqrt{\frac{1 + \left(\frac{F_{cE}}{F_c^*}\right)}{c}}} \quad (4.38)$$

F_c^* , C_p hariç diğer katsayılarla çarpılmış olan basınç dayanım değerini göstermektedir. F_{CE} , kolon burkulma dayanımı olup denklem 4.39'a göre hesaplanacaktır.

$$F_{CE} = \frac{K_{CE} E'}{(l_e/d)^2} \quad (4.39)$$

Denklemden K_{CE} , kolonlar için Euler burkulma katsayısını belirlemektedir. Bu katsayı NDS'ye göre 0.3 olarak seçilir. l_e kolon burkulma boyu denklem 4.40'a göre hesaplanır.

$$l_e = K_e l \quad (4.40)$$

$K_e=1$, burkulma katsayısını gösterip Şekil 4.33'den uç mesnet koşullarına göre belirlenmiştir.

Buckling modes						
Theoretical K_e value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design K_e when ideal conditions approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.4
End condition code		Rotation fixed, translation fixed Rotation free, translation fixed Rotation fixed, translation free Rotation free, translation free				

Şekil 4.33 :UBC97'ye göre burkulma boyu katsayıları.

Denklem 4.25'de verilen c katsayısı NDS'ye göre testere kesim ahşap elemanlar için 0.8 seçilir.

Burkulmaya çalışan elemanlar, ana dikme, üst ve alt makas ile orta makas kısmındaki çapraz elemanlar olup, bunlara ait C_p katsayısı tablosu Çizelge 4.54'de gösterilmiştir.

Çizelge 4.54 :Kolon stabilite katsayısı C_p .

Eleman	l (cm)	l_e (cm)	F_{ce} (MPa)	C_p
Ana dikme	525	525	4.4	0.39
Çapraz-1	415	415	5.6	0.54
Çapraz-2	200	200	24.3	0.91

- Ezilme faktörü (C_b) : liflere dik doğrultuda etkiyen basınç kuvvetlerine maruz kalan elemanların ezilme tahkiki için kullanılacak bir katsayıdır. Eleman üzerinde liflere paralel etkiyen kuvvetin boyu l_b 'ye bağlı olarak Denklem 4.41'deki gibi hesaplanır.

$$C_b = \frac{l_b + 0.375}{l_b} \quad (4.41)$$

- Nüfuziyet faktörü (C_i) : nüfuziyeti arttırmak için kesim yapılarak birleştirilen ahşap elemanlar için kullanılır. Çizelge 4.55'de bu katsayı için değerler gösterilmiştir.

Çizelge 4.55 :NDS'ye göre C_i katsayı değerleri.

Dizayn değerleri	C_i
E	0.95
F_b, F_t, F_c	0.85
$F_v, F_{c\perp}$	1.00

SHPY'de bu tip birleştirilen eleman olmadığı farzedilmektedir.

- Eğrilik faktörü (C_c) : Yapıda düz formlu elemanlar olduğu için bu katsayı dikkate alınmayacaktır.
- Tekrarlı eleman faktörü (C_r) : Eğilmeye çalışan elemanlar için belirlenmiş bir katsayıdır. SHPY için $C_r=1$ olarak alınmıştır.
- Boyut faktörü (C_F) : eğilme, basınç ve çekme kuvveti etkisindeki elemanlar için belirlenmiş bir katsayıdır. NDS'ye göre belirlenmiş özel kesim ahşap elemanlar için kullanılır. SHPY için bu şekilde bir eleman olmadığından $C_F=1$ olarak alınmıştır.
- Yüzey faktörü (C_{fu}) : NDS'ye göre özel kesilmiş, eğilmeye çalışan lamine ahşap elemanlar için belirlenmiş bir katsayıdır. SHPY için $C_{fu}=1$ alınmıştır.

- Hacim faktörü (C_V) : NDS'ye göre sadece lamine ahşap elemanlarda kullanılacak bir katsayıdır. SHPy için $C_V=1$ alınmıştır.

Yukarıda bahsedilen katsayıların hangi emniyet gerilmelerinin katsayıları olacağını gösteren özet tablo, Çizelge 4.56'da gösterilmiştir.

Çizelge 4.56 :NDS'ye göre eleman tahkiklerinde kullanılacak katsayı tablosu.

			Faktör														
			Yük Tipi	Nem	Sıcaklık	Kiriş stabilite	Boyut	Hacim	Yüzey	Kesim	Tekrarlı eleman	Eğim	Form	Kolon stabilite	Makaslama	Burkulma	Ezilme
F _b '=	F _b	x	C _D	C _M	C _t	C _L	C _F	C _V	C _{fu}	C _i	C _r	C _c	C _f				
F _t '=	F _t	x	C _D	C _M	C _t		C _F			C _i							
F _v '=	F _v	x	C _D	C _M	C _t					C _i					C _H		
F' _{c⊥} =	F _{c⊥}	x		C _M	C _t					C _i							C _b
F _c '=	F _c	x	C _D	C _M	C _t		C _F			C _i				C _P			
E'=	E	x		C _M	C _t					C _i						C _T	
F _g '=	F _g	x	C _D		C _t												

Yukarıdaki katsayı tablosuna göre emniyet gerilmeleri çarpılarak, eleman tahkiklerinde kullanılacak sınır değerler hesaplanacaktır. Ahşap malzeme kalitesine göre emniyet gerilmeleri TS 647'den alınacaktır [4].

Buna göre düzeltme katsayıları ile çarpılarak hesaplanan sınır emniyet gerilmelerinin özet tablosu Çizelge 4.57,4.58, 4.59 ve 4.60'da gösterilmiştir.

Çizelge 4.57 : Depremsiz durum için emniyet gerilmesi değerleri (NDS-Meşe).

Meşe (MPa) Depremsiz Durum			Faktör														Emniyet Gerilmesi Değeri (MPa)
			Yük Tipi	Nem	Sıcaklık	Kiriş stabilite	Boyut	Hacim	Yüzey	Kesim	Tekrarlı eleman	Eğim	Form	Kolon stabilite	Makaslama	Burkulma	
F _b '=	11.0	x	0.9	1	1	-	1	1	1	1	1	1	-	-	-	-	9.9
F _t '=	10.0	x	0.9	1	1	-	1	-	-	1	-	-	-	-	-	-	9.0
F _v '=	1.0	x	0.9	1	1	-	-	-	-	1	-	-	-	-	1	-	0.9
F _c ' [⊥] =	3.0	x	-	1	1	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	-	3.0
F _c '=	10.0	x	0.9	1	1	-	1	-	-	1	-	-	-	.39	-	-	3.5
E'=	12500	x	-	1	1	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	1	12500
F _g '=	4.0	x	0.9		1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.6

Çizelge 4.58 : Depremlı durum için emniyet gerilmesi değerleri (NDS-Meşe).

Meşe (MPa) Depremlı Durum			Faktör														(MPa)	
			Yük Tipi	Nem	Sıcaklık	Kiriş stabilite	Boyut	Hacim	Yüzey	Kesim	Tekrarlı eleman	Eğim	Form	Kolon stabilite	Makaslama	Burkulma		Ezilme
F _b '=	11.0	x	1.6	1	1	-	1	1	1	1	1	1	1	-	-	-	-	17.6
F _t '=	10.0	x	1.6	1	1	-	1	-	-	1	-	-	-	-	-	-	-	16.0
F _v '=	1.0	x	1.6	1	1	-	-	-	-	1	-	-	-	-	1	-	-	1.6
F' _{c⊥} =	3.0	x		1	1	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	-	1	3.0
F _c '=	10.0	x	1.6	1	1	-	1	-	-	1	-	-	-	.39	-	-	-	6.2
E'=	12500	x		1	1	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	1	-	12500
F _g '=	4.0	x	1.6		1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6.4

Çizelge 4.59 :Depremsiz durum için emniyet gerilmesi değerleri (NDS-Çam).

Çam (MPa) Depremsiz Durum			Faktör															(MPa)
			Yük Tipi	Nem	Sıcaklık	Kiriş stabilite	Boyut	Hacim	Yüzey	Kesim	Tekrarlı eleman	Eğim	Form	Kolon stabilite	Makaslama	Burkulma	Ezilme	
F _b '=	10.0	x	0.9	1	1	-	1	1	1	1	1	1	1	-	-	-	-	9.0
F _t '=	8.5	x	0.9	1	1	-	1	-	-	1	-	-	-	-	-	-	-	7.65
F _v '=	0.9	x	0.9	1	1	-	-	-	-	1	-	-	-	-	1	-	-	0.81
F' _c ⊥=	2.0	x		1	1	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	-	1	2.0
F _c '=	8.5	x	0.9	1	1	-	1	-	-	1	-	-	-	*	-	-	-	*
E'=	10000	x		1	1	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	1	-	10000
F _g '=	2.5	x	0.9		1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2.25

Çizelge 4.60 :Depremlı durum için emniyet gerilmesi değerleri (NDS-Çam).

Çam (MPa) Depremlı Durum			Faktör															(MPa)
			Yük Tipi	Nem	Sıcaklık	Kiriş stabilite	Boyut	Hacim	Yüzey	Kesim	Tekrarlı eleman	Eğim	Form	Kolon stabilite	Makaslama	Burkulma	Ezilme	
F _b '=	10.0	x	1.6	1	1	-	1	1	1	1	1	1	1	-	-	-	-	16.0
F _t '=	8.5	x	1.6	1	1	-	1	-	-	1	-	-	-	-	-	-	-	13.6
F _v '=	0.9	x	1.6	1	1	-	-	-	-	1	-	-	-	-	1	-	-	1.44
F' _{c⊥} =	2.0	x		1	1	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	-	1	2.0
F _c '=	8.5	x	1.6	1	1	-	1	-	-	1	-	-	-	*	-	-	-	*
E'=	10000	x		1	1	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	1	-	10000
F _g '=	2.5	x	1.6		1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4.0

*Eleman boyutlarına göre değişken değerler almaktadır. Bkz. Çizelge 4.54

X yönü duvar elemanlarının tahkiki

D101-D201 duvarlarının UBC 97'ye göre deprem analizi yapılmış ve ana dikme elemanlarında depremlı durumda meydana gelen çekme kuvvetleri Çizelge 4.61'de gösterilmiştir.

Çizelge 4.61 : Ana dikme elemanların çekme kuvveti değerleri (UBC 97-X yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Çekme kuvveti P_t (kN)
18413	D+L+Ex	4.51
18412	D+L+Ex	4.11
18015	D+L-Ex	2.17
18014	D+L-Ex	1.91
17215	D+L+Ex	1.88

NDS'ye göre eleman üzerinde meydana gelen çekme gerilmesi f_t , çeme kuvvetinin $P_{t,net}$ enkesit alanına A_t oranı ile bulunur ve düzeltme katsayıları ile çarpılmış sınır emniyet gerilmesinden küçük olmak zorundadır. Denklem 4.42'de gösterilmiştir.

$$f_t = \frac{P_t}{A_n} < F'_t \quad (4.42)$$

Buna göre ;

$$f_t = \frac{4.51}{324} = 0.13 \text{ MPa} < 1.6 \text{ MPa}$$

Eleman üzerindeki çekme gerilmesi, depremli durum için arttırılmış çekme emniyet gerilmesinden küçük olduğu görülmüştür.

Depremsiz durum için ana dikme elemanlarında çekme kuvveti oluşmadığından, çekme gerilmesi kontrolü yapılmamıştır.

Çizelge 4.62'de üst makas ve alt makas çapraz elemanlarında depremli durumda oluşan çekme kuvveti değerleri gösterilmiştir.

Çizelge 4.62 : Çapraz elemanların çekme kuvveti değerleri (UBC 97-X yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Çekme kuvveti P_t (kN)
10273	D+L+Ex	19.04
10274	D+L+Ex	18.89
9227	D+L+S+Ex	19.79
9231	D+L+Ex	19.21
10270	D+L+S+Ex	19.40

Buna göre Denklem 4.29'a tablodaki değerler girilerek çekme gerilmesi aşağıdaki gibi hesap edilir.

$$f_t = \frac{19.79}{126} = 1.57 \text{ MPa} < 1.36 \text{ MPa}$$

Eleman üzerindeki çekme gerilmesi, depremli durum için arttırılmış çekme emniyet gerilmesinden küçük olduğu görülmüştür.

Çizelge 4.63’de ana dikme elemanlarında depremli ve depremsiz durumlar için oluşan en büyük basınç kuvveti değeri gösterilmiştir.

Çizelge 4.63 : Ana dikme elemanların basınç kuvveti değerleri (UBC 97-X yönü).

Yükleme Durumu	Eleman No	Yük Kombinasyonu	Basınç kuvveti P_c (kg)
Depremli	10370	D+L+S-Ex	105.96
	10365	D+L+S-Ex	105.64
	10390	D+L+S-Ex	104.01
	10389	D+L+S+Ex	103.85
	6112	D+L+S+Ex	101.3
Depremsiz	10370	D+L	101.10
	10365	D+L	100.80
	10390	D+L	102.08
	10389	D+L	101.87
	6112	D+L	95.98

NDS’ye göre basınç gerilmesi f_c , basınç kuvveti P_c ’nin, kesit alanına oranı ile hesaplanır ve düzeltme katsayıları ile çarpılmış emniyet gerilmesi değerinden küçük olması gerekir. Denklem 4.43’da gösterilmiştir.

$$f_c = \frac{P_c}{A_n} < F'_c \quad (4.43)$$

Ana dikmeler için Çizelge 4.54’den $C_p=0.39$ okunmaktadır. Bu değer depremli durum için $C_D=1.6$ ile depremsiz durum için ise $C_D=0.9$ ile çarpılarak F'_c değerleri hesaplanır.

Buna göre depremli durum için;

$$f_c = \frac{105.96}{324} = 3.2 \text{ MPa} < 6.24 \text{ MPa}$$

depremsiz durum için;

$$f_c = \frac{101.10}{324} = 3.12 \text{ MPa} < 3.51 \text{ MPa}$$

hesap edilir. Bulunan değerlerin basınç emniyet gerilmelerinden küçük olduğu görülmüştür.

Çizelge 4.64’de alt ve üst makaslardaki çapraz elemanlarda depremli ve depremsiz durumlarda meydana gelen basınç kuvvetleri gösterilmiştir.

Çizelge 4.64 :Çapraz elemanların basınç kuvveti değerleri (UBC 97-X yönü).

Yüklemeye Durumu	Eleman No	Yük Kombinasyonu	Basınç kuvveti P_c (kN)
Depremli	8537	D+L+S-Ex	27.92
	8538	D+L+S-Ex	27.89
	8539	D+L+S-Ex	27.87
	8610	D+L+S+Ex	27.13
	8612	D+L+S+Ex	27.07
Depremsiz	8538	D+L	18.76
	8537	D+L	18.74
	8610	D+L	18.73
	8539	D+L	18.71
	8612	D+L	18.68

Üst ve alt makas çaprazları (Çapraz-2) için Çizelge 4.54’den $C_p=0.91$ okunmaktadır. Bu değer depremli durum için $C_D=1.6$ ile depremsiz durum için ise $C_D=0.9$ ile çarpılarak F'_c değerleri hesaplanır.

Buna göre depremli durum için;

$$f_c = \frac{27.92}{126} = 2.21 \text{ MPa} < 12.37 \text{ MPa}$$

depremsiz durum için;

$$f_c = \frac{18.76}{126} = 1.48 \text{ MPa} < 6.96 \text{ MPa}$$

hesap edilir. Bulunan değerlerin basınç emniyet gerilmelerinden küçük olduğu görülmüştür.

Çizelge 4.65’de ana dikmelere ait depremli durumda oluşan en büyük eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri gösterilmiştir.

Çizelge 4.65 :Kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri (UBC 97-X yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Kesme kuvveti $V_{\max}$ (kN)	Moment değeri $M_{\max}$ (kNxm)
18413	D+L+S-Ex	3.78	562.67
19720	D+L+S+Ex	3.73	547.30
19291	D+L+S+Ex	5.72	544.33
8488	D+L+S+Ex	5.26	526.28
10390	D+L+S+Ex	3.48	526.11

NDS'ye göre eğilme gerilmesi f_b , eğilme momentinin M , eleman mukavemet momenti S 'e oranı ile hesaplanır ve F'_b değerinden küçük olması gerekmektedir. Denklem 4.44'de gösterilmiştir.

$$f_b = \frac{M}{S} < F'_b \quad (4.44)$$

Buna göre eleman üzerinde meydana gelen eğilme gerilmesi;

$$f_b = \frac{562.67}{972} = 5.7 \text{ MPa} < 17.6 \text{ MPa}$$

hesaplanmıştır ve eğilme emniyet gerilmesinden küçük olduğu görülmüştür.

NDS'ye göre kesme gerilmesi f_v Denklem 4.35'de gösterildiği gibi, kesme kuvveti V 'nin 1.5 katının, kesit alanına A oranı ile hesaplanır ve F'_v değerinden küçük olması gerekir.

$$f_v = \frac{3V}{2A} < F'_v \quad (4.45)$$

Buna göre eleman üzerinde oluşan kesme gerilmesi;

$$f_v = \frac{3 * 5.72}{2 * 324} = 0.265 \text{ MPa} < 1.6 \text{ MPa}$$

hesaplanmıştır ve kesme emniyet gerilmesinden küçük olduğu görülmüştür.

Y yönü duvar elemanlarının tahkiki

D117-D217 duvarlarının UBC 97'ye göre deprem analizi yapılmış ve ana dikme elemanlarında depremlili durumda meydana gelen çekme kuvvetleri Çizelge 4.66'da gösterilmiştir.

Çizelge 4.66 :Ana dikme elemanların çekme kuvveti değerleri (UBC 97-Y yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Çekme kuvveti P_t (kN)
17204	D+L-Ey	87.58
18478	D+L-Ey	79.97
17189	D+L+Ey	81.15
17172	D+L+Ey	73.38
17142	D+L-Ey	71.93

Buna göre ;

$$f_t = \frac{87.58}{324} = 2.70 \text{ MPa} < 16.0 \text{ MPa}$$

Eleman üzerindeki çekme gerilmesi, depremli durum için arttırılmış çekme emniyet gerilmesinden küçük olduğu görülmüştür.

Çizelge 4.67’de üst makas ve alt makas çapraz elemanlarında depremli durumda oluşan çekme kuvveti değerleri gösterilmiştir.

Çizelge 4.67 :Çapraz elemanların çekme kuvveti değerleri (UBC 97-Y yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Çekme kuvveti P_t (kN)
18292	D+L+S+Ey	4890.55
18291	D+L+S+Ey	4872.11
18293	D+L+S+Ey	4853.72
17612	D+L+S-Ey	4137.24
17613	D+L+S-Ey	4054.97

Buna göre girilerek çekme gerilmesi aşağıdaki gibi hesap edilir.

$$f_t = \frac{48.90}{126} = 3.88 \text{ MPa} < 13.6 \text{ MPa}$$

Eleman üzerindeki çekme gerilmesi, depremli durum için arttırılmış çekme emniyet gerilmesinden küçük olduğu görülmüştür.

Çizelge 4.68’de orta makas çapraz elemanlarında depremli durumda oluşan çekme kuvveti değerleri gösterilmiştir.

Çizelge 4.68 :O. makas çapraz elemanlar çekme kuvvet değerleri (UBC 97-Y yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Çekme kuvveti P_t (kN)
2258	D+L-Ey	61.51
2259	D+L-Ey	61.25
2260	D+L-Ey	60.51
2263	D+L-Ey	60.14
2044	D+L+S-Ey	59.22

Buna göre tablodaki değerler girilerek çekme gerilmesi aşağıdaki gibi hesap edilir.

$$f_t = \frac{61.51}{180} = 3.41 \text{ MPa} < 13.6 \text{ MPa}$$

Eleman üzerindeki çekme gerilmesi, depremli durum için arttırılmış çekme emniyet gerilmesinden küçük olduğu görülmüştür.

Çizelge 4.69’da ana dikme elemanlarında derpemli ve depremsiz durumlarda oluşan en büyük basınç kuvveti değerleri gösterilmiştir.

Çizelge 4.69 :Ana dikme elemanların basınç kuvveti değerleri (UBC 97-Y yönü).

Yükleme Durumu	Eleman No	Yük Kombinasyonu	Basınç Kuvveti S (kN)
Depremli	18478	D+L+S+Ey	137.41
	18433	D+L+S+Ey	93.49
	17172	D+L+S+Ey	100.84
	17142	D+L+S+Ey	95.80
	17131	D+L+S+Ey	67.70
Depremsiz	18478	D+L	30.33
	18433	D+L	21.22
	17172	D+L	14.42
	17142	D+L	12.40
	17131	D+L	32.97

Buna göre depremli durum için;

$$f_c = \frac{137.41}{324} = 4.24 \text{ MPa} < 6.24 \text{ MPa}$$

depremsiz durum için;

$$f_c = \frac{30.33}{324} = 0.93 \text{ MPa} < 3.51 \text{ MPa}$$

hesap edilir. Bulunan değerlerin basınç emniyet gerilmelerinden küçük olduğu görülmüştür.

Çizelge 4.70’de üst ve alt makas çapraz elemanlarında oluşan depremli ve depremsiz duruma ait en büyük basınç kuvvetleri gösterilmiştir.

Çizelge 4.70 :Çapraz elemanların basınç kuvveti değerleri (UBC 97-Y yönü).

Yükleme Durumu	Eleman No	Yük Kombinasyonu	Basınç kuvveti P_c (kN)
Depremli	18290	D+L+S+Ey	52.68
	18289	D+L+S+Ey	52.65
	18065	D+L+S+Ey	44.68
	18063	D+L+S+Ey	44.52
	18064	D+L+S+Ey	44.50
Depremsiz	18290	D+L	2.85
	18289	D+L	2.81
	18065	D+L	14.04
	18063	D+L	13.95
	18064	D+L	13.93

Buna göre depremli durum için;

$$f_c = \frac{52.68}{126} = 4.18 \text{ MPa} < 12.3 \text{ MPa}$$

depremsiz durum için;

$$f_c = \frac{14.04}{126} = 1.1 \text{ MPa} < 6.96 \text{ MPa}$$

hesap edilir. Bulunan değerlerin basınç emniyet gerilmelerinden küçük olduğu görülmüştür.

Çizelge 4.71’de orta makas çapraz elemanlarında oluşan depremli ve depremsiz duruma ait en büyük basınç kuvvetleri gösterilmiştir.

Çizelge 4.71 :O. makas çapraz elemanlar basınç kuvveti değerleri (UBC97-Y yönü).

Yükleme Durumu	Eleman No	Yük Kombinasyonu	Basınç kuvveti P_c (kg)
Depremli	2038	D+L+S+Ey	79.87
	2039	D+L+S+Ey	79.44
	2037	D+L+S+Ey	79.00
	2036	D+L+S+Ey	77.80
	2034	D+L+S+Ey	77.66
Depremsiz	2038	D+L	14.04
	2039	D+L	13.89
	2037	D+L	13.71
	2036	D+L	13.12
	2034	D+L	12.96

Orta makas çaprazları (Çapraz-1) için Çizelge 4.54'den $C_p=0.54$ okunmaktadır. Bu değer depremli durum için $C_D=1.6$ ile depremsiz durum için ise $C_D=0.9$ ile çarpılarak F'_c değerleri hesaplanır.

Buna göre depremli durum için;

$$f_c = \frac{79.87}{180} = 4.43 \text{ MPa} < 7.34 \text{ MPa}$$

depremsiz durum için;

$$f_c = \frac{14.04}{126} = 0.78 \text{ MPa} < 4.13 \text{ MPa}$$

hesap edilir. Bulunan değerlerin basınç emniyet gerilmelerinden küçük olduğu görülmüştür.

Çizelge 4.72'de ana dikme elemanlarına ait en büyük eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri verilmiştir.

Çizelge 4.72 :Kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri (UBC 97-Y yönü).

Eleman No	Yük Kombinasyonu	Kesme kuvveti $V_{\max}$ (kN)	Moment değeri $M_{\max}$ (kNxm)
18413	D+L+S-Ey	3.31	562.67
18412	D+L+Ey	3.32	497.22
17210	D+L+Ey	5.80	494.64
18015	D+L+S-Ey	2.19	469.82
17183	D+L-Ey	4.12	335.37

Buna göre eleman üzerinde meydana gelen eğilme gerilmesi;

$$f_b = \frac{562.67}{972} = 5.78 \text{ MPa} < 17.6 \text{ MPa}$$

hesaplanmıştır ve eğilme emniyet gerilmesinden küçük olduğu görülmüştür. Bu eleman D101-D201 duvarı ana dikme elemanı ile aynıdır.

Buna göre eleman üzerinde oluşan kesme gerilmesi;

$$f_v = \frac{3 * 5.80}{2 * 324} = 0.26 \text{ MPa} < 1.6 \text{ MPa}$$

hesaplanmıştır ve kesme emniyet gerilmesinden küçük olduğu görülmüştür.

4.6 Analiz Sonuçların Karşılaştırılması

4.6.1 Amaç

Bu bölümde, Bölüm 4.3, Bölüm 4.4 ve Bölüm 4.5’de üç boyutlu ve iki boyutlu SAP2000 modeli analizi yapılan ahşap duvarların sonuçları karşılaştırılacaktır. Böylelikle büyük ölçekli ahşap yapıların yapısal analizi için üç boyutlu modelin iki boyutlu modellere göre benzerlikleri ve farkları gösterilecektir.

Üç farklı modelin analiz sonuçları aşağıda sıralanan başlıklar için karşılaştırılacaktır.

- Toplam taban kesme kuvveti değerleri
- Yapı tepe deplasman değerleri
- Ahşap taşıyıcı elemanların kuvvet değerleri

Bu ana başlıklar altında sonuçlar ilerki bölümlerde karşılaştırılacaktır.

4.6.2 Analiz sonuçları

4.6.2.1 Toplam taban kesme kuvveti değerlerinin karşılaştırılması

Toplam taban kesme kuvveti iki model için hem bütün yapı olarak, hemde seçilen X ve Y yönü duvarlar için ayrı ayrı bakılacaktır.

Bölüm 4.3.7.1 ve Bölüm 4.4.2.2 de hesaplanan toplam taban kesme kuvvetleri Çizelge 4.73 ‘de her üç model için de gösterilmiştir.

Çizelge 4.73 :Toplam taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması.

Deprem Hesabı İçin Toplam Yapı Ağırlığı W_{dep} (kN)	Model	X Yönü Taban Kesme Kuvveti (kN)	Y Yönü Taban Kesme Kuvveti (kN)	X Yönü Taban Kesme Kuvveti Yüzdesi	Y Yönü Taban Kesme Kuvveti Yüzdesi
4646.8	3 Boyutlu (MBY)	483.2	569.3	%10.3	%12.2
	2 Boyutlu (EDDY)	775	974	%16.6	%20.9
	2 Boyutlu (UBC 97)	844.8	844.8	%18.2	%18.2

Görüldüğü üzere DBYBHY 2007 uyarınca Eşdeğer deprem yükü yöntemine göre analizi yapılan iki Boyutlu modele ait X yönü taban kesme kuvveti, mod birleştirme yöntemine göre analizi yapılan 3 boyutlu modeldekinden %60 daha fazladır. Y yönü taban kesme kuvveti ise %71 daha fazladır.

UBC 97 yönetmeliğine göre her iki yöndeki taban kesme kuvveti aynı hesaplanıp, bu değer X yönü için her iki modele göre fazla olduğu görülmektedir. 3 boyutlu modele göre %74, 2 boyutlu EDDY'ne göre ise %9 daha fazla olduğu görülmüştür. Y yönü için ise 3 boyutlu modele göre %48 fazla olup, diğer iki boyutlu modele göre ise %15.2 az olduğu görülmektedir.

Çizelge 4.74'de ise X yönü D101-D201 deprem duvarına ait toplam taban kesme kuvvetleri karşılaştırılmıştır.

Çizelge 4.74 :X yönüduvarı taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması.

X Yönü ToplamTaban Kesme Kuvveti (kN)	Model	X Yönü Taban Kesme Kuvveti (kN)	X Yönü Taban Kesme Kuvveti Yüzdesi
483.2	3 Boyutlu (MBY)	31.5	%6.48
775	2 Boyutlu (EDYY)	63.3	%8.16
844.8	2 Boyutlu (UBC 97)	68.8	%8.14

Görüldüğü üzere her iki modelde de toplam taban kesme kuvvetine göre D101-D201 duvarına etkiyen kuvvetlerin oranında %1.68 fark görülmektedir. Fakat eşdeğer deprem kuvveti yöntemine göre analiz edilen iki boyutlu modeldeki D101-D201 duvarına, üç boyutlu modelin 2 katı kadar deprem kuvveti etkidiği görülmüştür. UBC 97'ye göre D101-D201 duvarına etkiyen deprem kuvveti, DBYBHY 2007'ye göre

hesaplanan 2 boyutlu model ile nerdeyse aynı değerdedir. Ancak 3 boyutlu modele göre 37.3 kN daha fazla kesme kuvveti bulunmuştur.

Çizelge 4.75’de ise Y yönü D117-D217 deprem duvarına ait toplam taban kesme kuvvetleri karşılaştırılmıştır.

Çizelge 4.75 :Y yönüduvarı taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması.

Y Yönü Toplam Taban Kesme Kuvveti (kN)	Model	Y Yönü Taban Kesme Kuvveti (kN)	Y Yönü Taban Kesme Kuvveti Yüzdesi
569.3	3 Boyutlu (MBY)	244.2	%42.89
974	2 Boyutlu (EDYY)	288.7	%29.6
844.8	2 Boyutlu (UBC 97)	248.9	%29.46

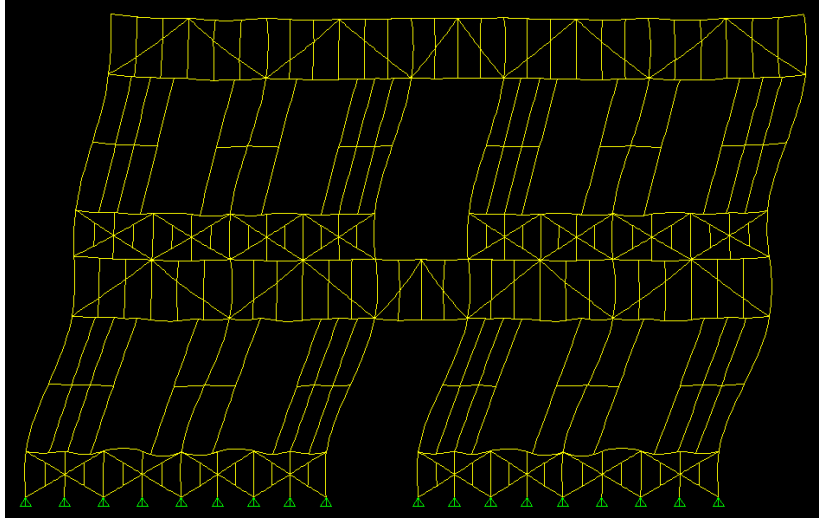
Bu kısımda dikkat çeken ilk husus, 3 boyutlu modelde D117-D217 duvarına etkiyen toplam deprem yükünün %42.89 olmasıdır. Yapının planda sağ tarafta kalan kısmı Y yönünde kayıcı mesnetler ile modellendiği için bu yöndeki deprem kuvvetinin neredeyse yarısı bu duvarlar tarafından karşılanmıştır. Geri kalan kısmının büyük çoğunluğu da bu duvarların karşısındaki iç duvarlar tarafından karşılanmaktadır. Ayrıca Y yönü duvarların çoğu dış cephe duvarı olduğundan ve bu duvarlarda da çapraz eleman çok az olduğundan, neredeyse toplam Y yönü deprem kuvveti bu iki duvar tarafından karşılanmıştır denilebilir.

İki boyutlu modelde ise toplam Y yönü taban kesme kuvvetinin %29.6’sı D117-D217 duvarına etkidiği görülmektedir. Yüzde olarak 3 boyutlu modeldedaha fazla deprem kuvveti etkise de eşdeğer deprem kuvvetine göre hesaplanan 2 boyutlu modele etkiyen net kuvvet daha fazladır.

UBC 97’ye göre elde edilen sonuç X yönü duvarlarda olduğu gibi, bu Y yönü duvarlarda da DBYBHY 2007 ile analiz edilen 2 boyutlu model sonuçları ile oldukça yakın değerde olduğu görülmüştür.

4.6.2.2 Tepe deplasman değerlerinin karşılaştırılması

X yönü D101-D201duvarlarının deprem yükleri altında yerdeğiştirme görünümü Şekil 4.34’de gösterilmiştir.



Şekil 4.34 : X yönü duvarı deprem yükleri altında yerdeğiştirme görünümü.

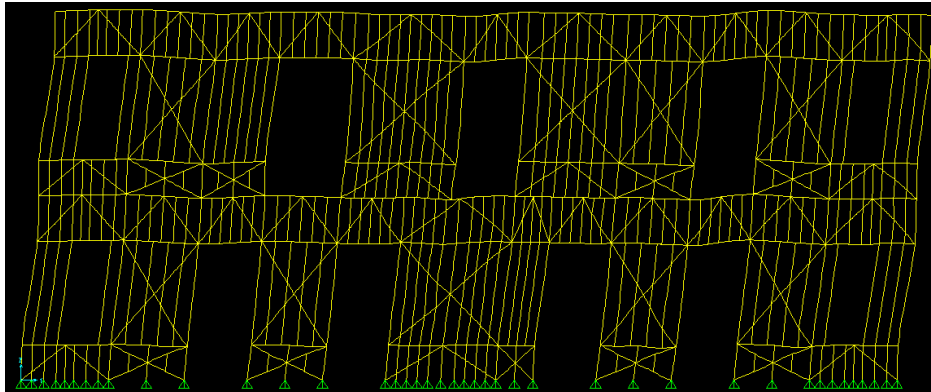
Çizelge 4.76’de bu duvarlara ait her üç modelde de deplasman değerleri gösterilmiştir.

Çizelge 4.76 : X yönü duvarı tepe noktası deplasman değeri karşılaştırılması.

Deprem Yönü	Model	Deplasman Değeri δ_x (cm)
X	3 Boyutlu (MBY)	1.98
	2 Boyutlu (EDYY)	2.42
	2 Boyutlu (UBC 97)	2.66

Görüldüğü gibi X yönü deprem kuvvetlerinin etkisi altında, aynı duvara ait deplasman değeri 2 boyutlu modelde 3 boyutlu modele göre 0.44 cm daha fazladır. En fazla deplasman değeri, bu yöndeki en büyük taban kesme kuvvetine sahip UBC 97’ye göre analiz edilen modelde bulunmuştur.

Y yönü D117-D217 duvarına ait deprem kuvvetleri altında yer değiştirme görüntüsü Şekil 4.35’de verilmiştir.



Şekil 4.35 : Y yönü duvarı deprem yükleri altında yer değiştirme görünümü.

Bu duvara ait her üç modelde de deplasman değerleri Çizelge 4.77’de verilmiştir.

Çizelge 4.77 :Y yön duvarı tepe noktası deplasman değeri karşılaştırılması.

Deprem Yönü	Model	Deplasman Değeri δ_y (cm)
Y	3 Boyutlu (MBY)	0.56
	2 Boyutlu (EDYY)	0.98
	2 Boyutlu (UBC 97)	0.88

Görüldüğü gibi Y yönü deprem kuvvetlerinin etkisi altında, aynı duvara ait deplasman değeri 2 boyutlu modellerde 3 boyutlu modele göre daha fazla olduğu görülmektedir.

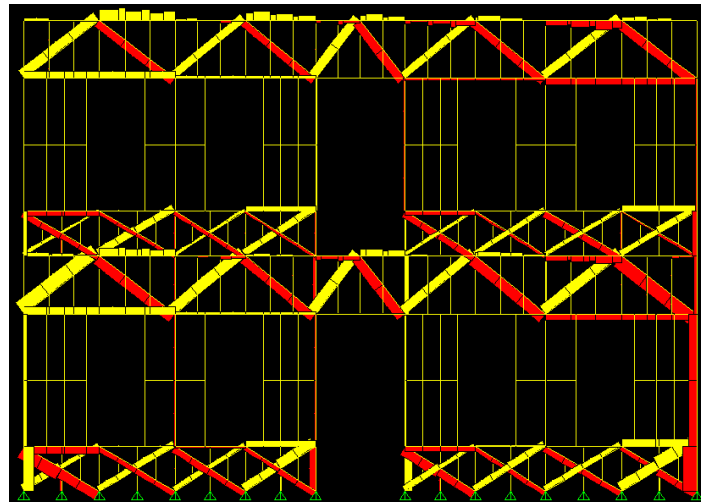
Genel olarak deplasman değerlerine bakıldığında Y yönü duvarlarına her iki modelde de daha fazla deprem kuvvetleri etkimesine karşın, X yönü duvarlarına göre daha az deplasman yaptığı görülmektedir. Dış cephe duvarı olan X yönü duvarında orta makas kısmında çapraz eleman bulunmayışı bunun sebebi olarak gösterilebilir.

4.6.2.3 Ahşap taşıyıcı elemanların karşılaştırılması

Her iki yön duvarları elemanlarının da karşıladığı yüklere göre oluşan yük diyagramları gösterilerek, elemanlara etkiyen en büyük kuvvetler tablolar halinde gösterilip, karşılaştırılacaktır

X yönü duvar elemanlarının karşılaştırılması

X yönü duvarlarının eksenel yük aktaran, ana dikme ve çapraz elemanlarının deprem yüklerini aktarımını gösteren model diyagramı Şekil 4.36’de gösterilmiştir. Kırmızı renkli diyagram basınç, sarı renkli diyagram ise çekme kuvvetini göstermektedir.



Şekil 4.36 :X yönü duvardeprem yükleri altında eksenel yük aktarımı.

Eksenel kuvvet aktarımı gösterilen X yönü duvarına ait, ana dikme ve çapraz elemanlarının her iki modelden elde edilen analiz sonucuna göre kuvvet değerleri karşılaştırılması sırası ile Çizelge 4.78 ve Çizelge 4.79’da gösterilmiştir.

Çizelge 4.78 :X yönü duvarı ana dikme elemanların eksenel kuvvetleri.

Eksenel Kuvvet Cinsi	Eleman Numarası	2 Boyutlu (EDYY) Model Kuvvet Değeri (kN)	2 Boyutlu (UBC 97) Model Kuvvet Değeri (kN)	3 Boyutlu (MBY) Model Kuvvet Değeri (kN)
Çekme	18413	4.34	4.51	3.12
	18412	4.07	4.11	2.95
	18015	2.15	2.17	1.22
	18014	1.87	1.91	1.16
	17215	1.83	1.88	1.02
Basınç	10370	105.84	105.96	103.60
	10365	105.54	105.64	103.30
	10390	103.70	104.01	103.14
	10389	103.40	103.85	102.83
	6112	99.74	10.13	99.26

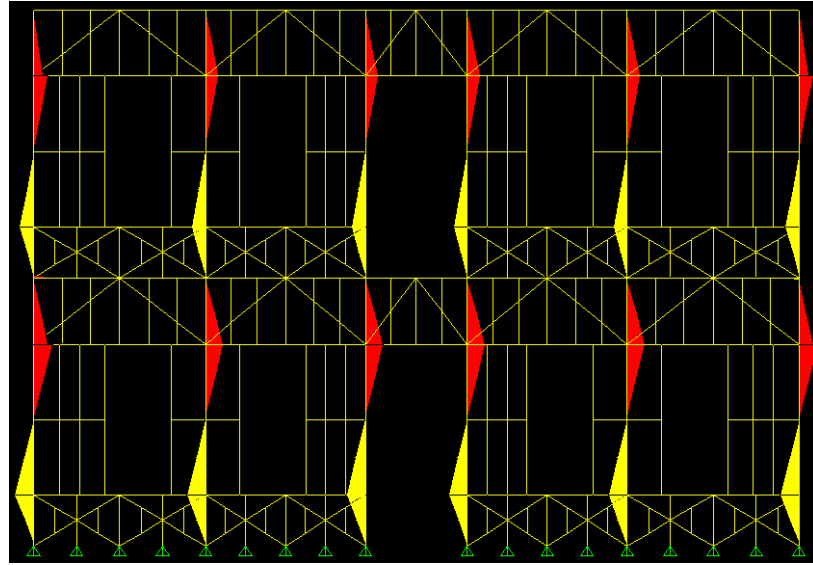
Görüldüğü gibi çekme kuvvetlerinde en büyük eksenel kuvvetler UBC 97’ye göre analiz edilen modelde bulunmuştur. Çekme kuvveti değeri, EDYY’ne göre analiz sonucundan %3.7, üç boyutlu model sonucuna göre de %44.3 daha fazla bulunmuştur. Basınç kuvvetinde iki boyutlu modeller arasında fark yok denecek kadar az olup %0.1 oranındadır. Üç boyutlu modele göre basınç kuvveti farkı %2 seviyesinde olduğu görülmektedir.

Çizelge 4.79 :X yönü duvarı çapraz elemanların eksenel kuvvetleri.

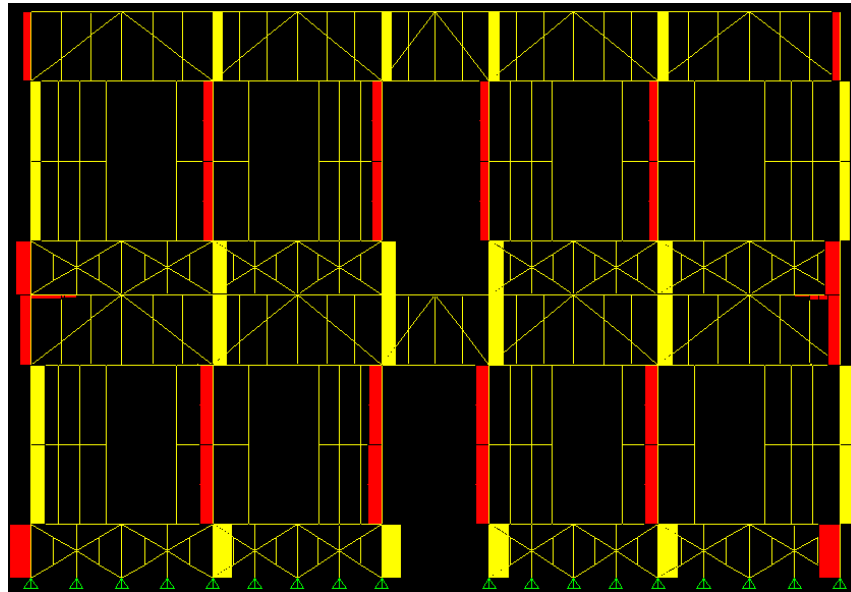
Eksenel Kuvvet Cinsi	Eleman Numarası	2 Boyutlu (EDYY) Model Kuvvet Değeri (kN)	2 Boyutlu (UBC 97) Model Kuvvet Değeri (kN)	3 Boyutlu (MBY) Model Kuvvet Değeri (kN)
Çekme	9227	19.72	19.04	18.32
	10270	19.09	18.89	18.29
	9231	18.91	19.79	18.31
	10273	18.71	19.21	18.57
	10274	18.56	19.40	18.41
Basınç	8537	27.39	27.92	25.42
	8538	27.37	27.89	25.38
	8539	27.34	27.87	25.35
	8610	26.45	27.13	25.39
	8612	26.39	27.07	25.31

Çapraz elemanlarda çekme kuvveti alan elemanlar için her iki boyutlu analize göre de değerler aynı kabul edilebilir. Ancak diğer üç boyutlu model sonucuna göre %8 daha fazladır. Yine iki boyutlu modellerdeki elemanlar arasında basınç kuvvetleri farkı çok az olup %1.9 UBC 97 modelinde daha fazladır. Üç boyutlu modele göre de %9.8 oranında daha fazladır.

Ana dikmelere ait deprem kuvveti altında eğilme momenti ve kesme kuvveti dağılımını gösteren diyagram Şekil 4.37 ve Şekil 4.38’de gösterilmiştir.



Şekil 4.37 :X yönü duvarı ana dikme elemanları eğilme momenti yayılımı.



Şekil 4.38 :Y yönü duvarı ana dikme elemanları kesme kuvveti yayılımı.

Bu elemanlara ait her iki model için yapılan analiz sonucu oluşan moment değerleri Çizelge 4.80’de karşılaştırılmıştır.

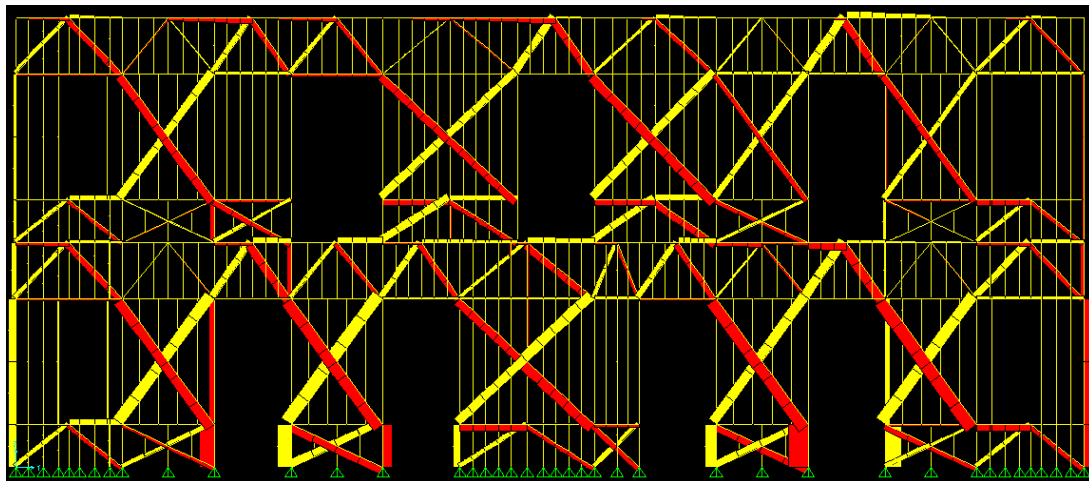
Çizelge 4.80 : X yönü duvarı ana dikme elemanları eğilme momenti değerleri.

Kuvvet Cinsi	Eleman Numarası	2 Boyutlu (EDYY) Model Kuvvet Değeri (kNxcn)	2 Boyutlu (UBC 97) Model Kuvvet Değeri (kNxcn)	3 Boyutlu (MBY) Model Kuvvet Değeri (kNxcn)
Eğilme Momenti	18413	525.98	562.67	455.26
	19720	510.18	547.30	445.90
	19291	507.42	544.33	443.14
	8488	489.89	526.28	424.08
	10390	489.89	526.11	424.08
Kesme	18413	3.53	3.78	2.55
	19720	3.47	3.73	3.06
	19291	5.33	5.72	4.08
	8488	4.89	5.26	4.24
	10390	3.24	3.48	2.60

Görüldüğü üzere eğilme moment alanana dikme elemanlarında UBC 97'ye göre analiz edilen 2 boyutlu modelde, EDYY'ye göre analiz edilen diğer iki boyutlu modele kıyasla %6.9 daha fazla moment değeri bulunmuştur. Ayrıca kesme kuvveti farkının %7.2 seviyesinde olduğu görülmektedir. Bu fark üç boyutlu modele göre sırasıyla %23.5 ve %34.9 olduğu görülmektedir.

Y yönü duvar elemanlarının karşılaştırılması

D117-D217 duvarlarına ait eksenel yük akışını gösteren diyagram Şekil 4.39'de gösterilmiştir.



Şekil 4.39 : Y yönü duvarı deprem kuvvetleri altında eksenel yük aktarımı.

Eksenel kuvvet aktarımı gösterilen Y yönü duvarına ait, ana dikme ve çapraz elemanlarının her iki modelden elde edilen analiz sonucuna göre kuvvet değerleri

karşılaştırılması sırası ile Çizelge 4.81, Çizelge 4.82 ve Çizelge 4.83’de gösterilmiştir.

Çizelge 4.81 :Y yönü duvarı ana dikme elemanları eksenel kuvvetleri.

Eksenel Kuvvet Cinsi	Eleman Numarası	2 Boyutlu (EDYY) Model Kuvvet Değeri (kN)	2 Boyutlu (UBC 97) Model Kuvvet Değeri (kN)	3 Boyutlu (MBY) Model Kuvvet Değeri (kN)
Çekme	17204	99.84	87.58	49.53
	18478	95.43	79.97	43.76
	17189	93.86	81.15	51.23
	17172	86.51	73.38	45.32
	17142	84.45	71.93	43.82
Basınç	18478	109.30	137.41	101.20
	18433	99.43	93.49	79.57
	17172	79.85	100.84	72.72
	17142	71.44	95.80	67.52
	17131	65.33	67.70	62.32

Basınç kuvvetinde en büyük değer UBC 97’ye göre analiz edilmiş modelde olup, üç boyutlu modele göre %35.7, EDYY’ye göre analiz edilen modele göre de %25.7 daha fazladır. Çekme kuvvetinde ise en büyük değer EDYY’ye göre analiz edilmiş iki boyutlu modelde görülmüştür. UBC 97’ye göre %13.9, üç boyutlu modele göre de %94 dah fazla çekme kuvveti oluşmuştur.

Çizelge 4.82 :Y yönü duvarı çapraz elemanların eksenel kuvvetleri.

Eksenel Kuvvet Cinsi	Eleman Numarası	2 Boyutlu (EDYY) Model Kuvvet Değeri (kN)	2 Boyutlu (UBC 97) Model Kuvvet Değeri (kN)	3 Boyutlu (MBY) Model Kuvvet Değeri (kN)
Çekme	18292	56.19	48.90	32.34
	18291	55.98	48.72	32.20
	18293	55.77	48.53	32.08
	17612	47.40	41.37	31.10
	17613	46.82	40.54	30.74
Basınç	18290	60.28	52.68	35.68
	18289	60.25	52.65	35.64
	18065	48.82	44.68	38.88
	18063	48.66	44.52	38.73
	18064	48.63	44.50	38.71

Üst ve alt makas çapraz elemanlarında iki (EDYY) boyutlu modelde, 3 boyutlu modele göre daha fazla eksenel kuvvet oluşmaktadır. Çekme kuvveti değeri %73.9, basınç kuvveti değeri %69 daha fazla olduğu görülmektedir. UBC 97’ye göre analiz

edilen modelden de çekme kuvveti %14.9, basınç kuvveti %14.4 daha fazla olduğu görülmüştür.

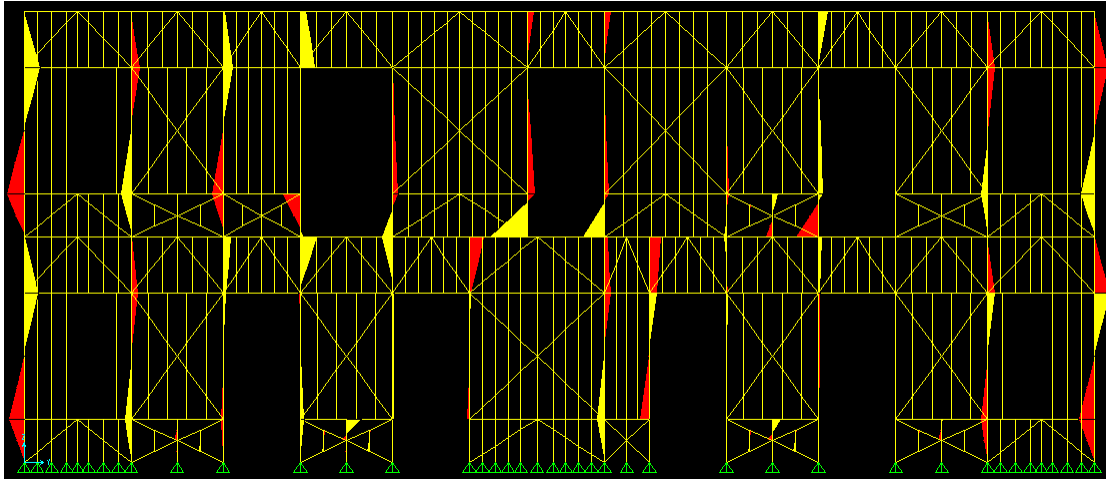
Çizelge 4.83 :Y yönü duvarı orta makas çapraz elemanların eksenel kuvvetleri.

Eksenel Kuvvet Cinsi	Eleman Numarası	2 Boyutlu (EDYY) Model Kuvvet Değeri (kN)	2 Boyutlu (UBC 97) Model Kuvvet Değeri (kN)	3 Boyutlu (MBY) Model Kuvvet Değeri (kN)
Çekme	2258	71.02	61.51	41.41
	2259	70.69	61.25	41.54
	2260	69.85	60.51	41.05
	2263	69.43	60.14	40.96
	2044	68.25	59.22	42.20
Basınç	2038	68.73	79.87	64.88
	2039	67.41	79.44	64.50
	2037	66.98	79.00	64.06
	2036	65.32	77.80	62.58
	2034	64.33	77.66	62.41

Orta makas çapraz elemanlarda oluşan çekme kuvveti, iki boyutlu (EDYY) modelde, 3 boyutlu modele göre %71.5 daha fazla olduğu görülmüştür. Buna karşın basınç kuvvetinin %5.9 fazla olduğu görülmektedir.

UBC 97'ye göre analiz edilen modelde ise çekme kuvveti değeri 3 boyutlu modelden %48.5 daha fazla, diğer iki boyutlu modelden de %15.4 daha azdır. Basınç kuvvetinde ise her iki modelden de %16 ve %23 daha fazladır.

Ana dikmelere ait deprem kuvveti altında eğilme moment dağılımını gösteren diyagram Şekil 4.40'de gösterilmiştir.



Şekil 4.40 :Y yönü duvarı deprem kuvvetleri altında eğilme momenti yayılımı.

Çizelge 4.84 :Y yönü duvarı ana dikme elemanları eğilme momenti değerleri.

Kuvvet Cinsi	Eleman Numarası	2 Boyutlu (EDYY) Model-Kuvvet Değeri (kNxcn)	2 Boyutlu (UBC 97) Model-Kuvvet Değeri (kNxcn)	3 Boyutlu (MBY) Model Kuvvet Değeri (kNxcn)
Eğilme Momenti	18413	525.98	562.67	455.26
	18412	460.45	497.22	390.68
	17210	458.08	494.64	388.43
	18015	441.05	469.82	377.90
	17183	338.79	335.37	335.46
Kesme	18413	3.53	3.31	2.55
	18412	3.07	3.32	2.62
	17210	4.83	5.80	4.66
	18015	2.99	2.19	1.48
	17183	3.57	4.12	3.16

Görüldüğü üzere en büyük eğilme moment değeri UBC 97'ye göre analiz edilen modelde olup, bu değer diğer iki boyutlu modelden %6.9, 3 boyutlu modelden de %23.5 daha fazladır. En büyük kesme kuvveti değeri de UBC 97 modelinde oluşmuş olup bu değer, EDYY'ye göre analiz edilen modelden %19.9, 3 boyutlu modelden de %24.5 daha fazla olduğu görülmektedir..

4.6.3 Analiz Sonuçlarının Yorumlanması

Analiz sonuçları, DBYBHY ve UBC 97 uyarınca EDYY ile analiz yapılan iki boyutlu modellerden daha fazla deprem kuvvetinin etkidiği görülmüştür. Bunun sonucunda iki boyutlu modellerde hesabı yapılan aynı duvarlara ait ahşap elemanların iç kuvvetleri, 2 boyutlu modellerde daha fazla çıkmıştır.

Sonuç olarak, ahşap duvar analizinde 2 boyutlu model ile deprem analizi yapılması daha elverişsiz çözümü sağlayacaktır denilebilir.

5. GÜÇLENDİRME TEKNİKLERİ

5.1 Amaç

Bu bölümde , Bölüm 4’de üç farklı yöntem ile deprem analizi yapılan SHPY’nin mevcut durumu değerlendirilip gerekli görülen bağlantıların güçlendirme teknikleri anlatılacaktır.

5.2 Yöntem ve Standartlar

Mevcut yapının taşıyıcı ahşap elemanlarının dayanım kontrolleri bir önceki bölümde ele alınmıştı. Bu bölümde ise Bölüm 4’de elde edilenlere göre bulunan en elverişsiz sonuçlar dikkate alınarak, ahşap elemanlar arasındaki bağlantılar kontrol edilecektir.

Bağlantılar, deprem analizi gerçekleştirilen her iki yöndeki duvar elemanları için yapılacaktır.

Bağlantıların dayanım kontrolleri de NDS’ye göre yapılacaktır [15]. Ayrıca ülkemizde kullanılan ahşap malzeme özelliklerinin bilgileri TS 647’den alınacaktır [4].

5.3 Ahşap Elemanların Mevcut Bağlantı Kontrolleri

5.3.1 Mevcut bağlantı özellikleri

Ahşap yapılarda elemanlar arası kuvvet aktarımı iki türlü gerçekleşir. Bunlardan birincisi; kuvvetin elemanlar arası temas halindeki yüzeylerden basınç gerilmesi yoluyla aktarımıdır. Bu birleşimlerin sağlanması iyi bir işçiliği gerektirmektedir. Bu tür birleşimlere “Dişli Birleşim” veya “Marangoz Birleşimi” de denilir. İkincisi de kuvvetin bir birleşim aracı ile aktarımıdır. Birleşim aracı olarak çivi, bulon, tutkal ve kama örneği verilebilir [7].

Tez kapsamında ele alınan SHPY’de elemanların çekme kuvvetine de maruz kaldığı görülmektedir. Dişli birleşimlerin sadece basınç kuvveti aktardığını düşünerek, çekme kuvveti alan elemanların birleşimlerinde çivi ile birleşim yapıldığı kesindir.

Yapının 1995 yangını sonrası onarımından da bu elemanların çivi ile birleştirildiği sonucuna varılmıştır.

5.3.1.1 Çivili birleşim özellikleri

Çivi, daire kesitli, bir ucu gömme başlı bir ucu sivri, çelikten yapılmış birleşim aracıdır. Çivilerin karakteristik boyutları “Çap” ve “Boy” dur. Örneğin, 55/140 boyutlarında çivi denildiği zaman, çivi çapı 5.5mm çivi boyu da 140mm olduğunu göstermektedir [7].

Çivilerin boyutları ve diğer özellikleri, ülkemizde TS 155 standardında verilmiştir.

Herhangi bir birleşimde kullanılacak çivinin çapı, o birleşimdeki en ince ahşap elemanın kalınlığına göre seçilir. En ince ahşap eleman kalınlığı e olmak üzere, çivi çapı $d_{çivi}$ pratik olarak Denklem 5.1 ile belirlenebilir.

$$d_{çivi} = \frac{e}{7} \sim \frac{e}{11} \quad (5.1)$$

Çivi birleşimleri tek tesirli ve çift tesirli olarak iki gruba ayrılır. Çivi iki ahşap elemanı birleştiriyorsa tek tesirli birleşim, üç farklı ahşap elemanı birleştiriyorsa çift tesirli birleşim olarak adlandırılır.

Eleman üzerinde kuvvet ne kadar az olursa olsun en az 4 adet çivi kullanılması gerekmektedir [9].

5.3.2 Mevcut bağlantıların sınıflandırılması

Tahkik edilecek bağlantı tipleri seçilirken, çekme kuvveti aktaran birleşimler göz önüne alınmıştır. Ana dikmeler ve çapraz elemanlarda deprem etkisi sonucunda yüksek çekme kuvvetleri meydana gelmiştir. Bu şekilde birleşimler aşağıdaki gibi iki ana başlıkta sınıflandırılmıştır;

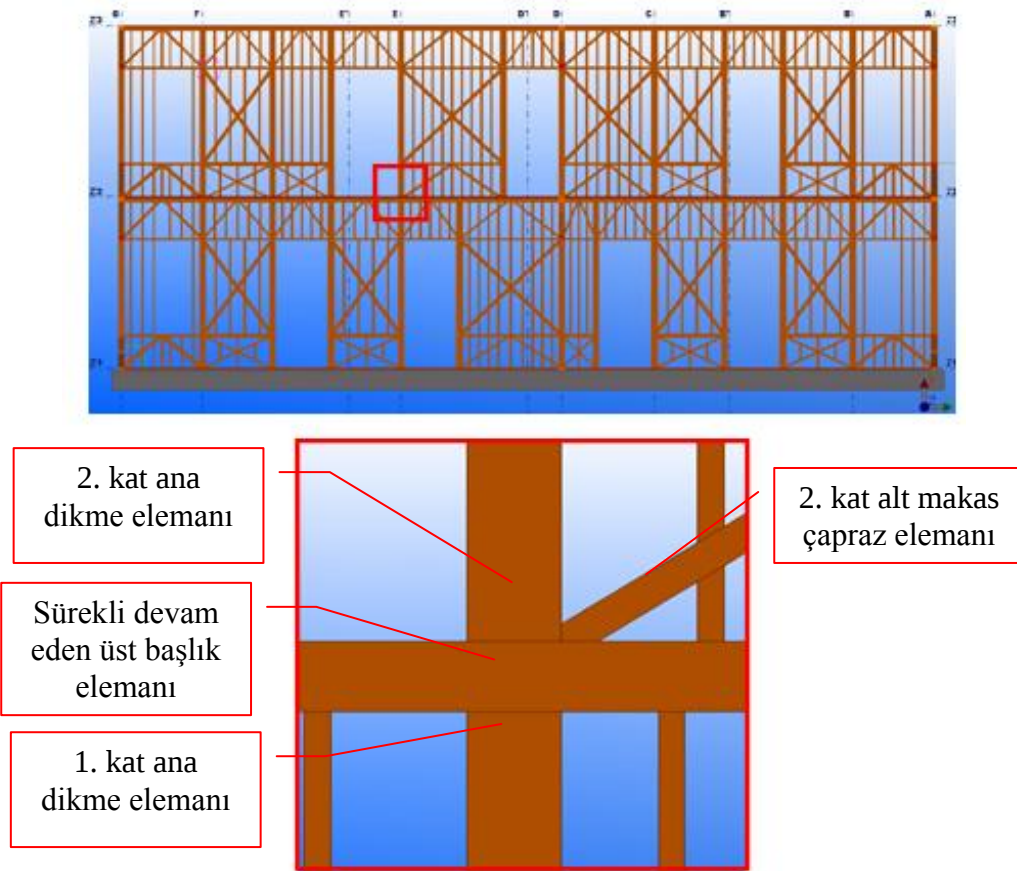
- Katlar arası birleşim
- Yapı-temel birleşimi

Bu birleşim tipleri analiz sonuçlarında en elverişsiz sonuçları veren Y yönü (D117-D217) duvarı elemanları için tahkik edilmiştir.

5.3.2.1 Katlar arası birleşim

Bölüm 4’den de hatırlanacağı üzere ahşap elemanlar birbirlerine her zaman mafsallı bağlantı ile birleştirilmişlerdir.

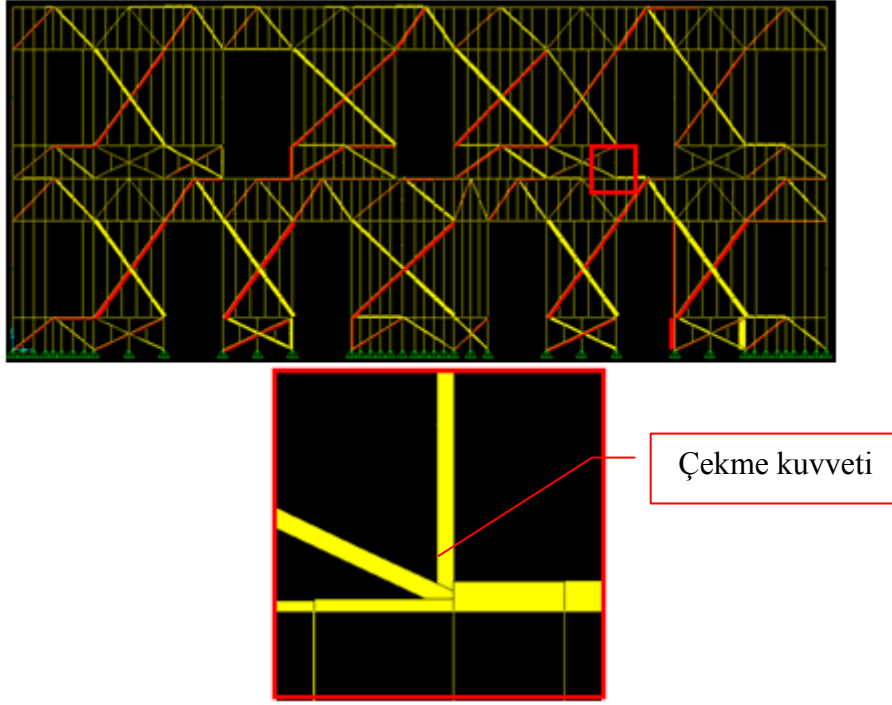
Birinci kat ana dikme elemanı, üzerinden sürekli geçen üst makas üst başlık elemanına çivi ile birleştirilmiştir. Onun üzerinden devam eden 2. Kat ana dikme elemanında üst başlık elemanına bağlanmıştır. Bu elemanlara ayrıca 2. Kat alt makas çapraz elemanı bağlanmaktadır. Bağlantı tahkiki yapılacak bu tipe örnek bir detay Şekil 5.1’de gösterilmiştir.



Şekil 5.1: Katlar arası birleşim detayı.

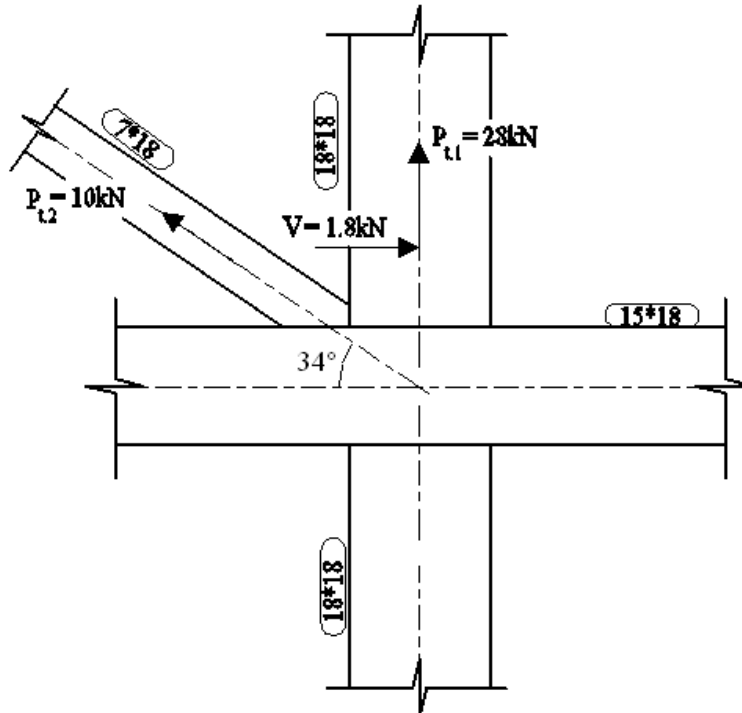
Y yönü deprem kuvveti etkisinde kalan bu bağlantıda 2. Kat ana dikme elemanında ve 2. kat alt makas çapraz elemanında aynı anda çekme kuvveti oluşmaktadır. Şekil 5.2’de SAP2000 programı analiz sonucundan alınan katlararası birleşime etkiyen eksenel kuvvet diyagramında gösterilmiştir. Ayrıca yine 2. kat ana dikme elemanında kesme kuvveti de meydana gelmektedir.

Bu birleşimde 2. kat elemanlarındaki çekme kuvvetini ara kiriş elemanı ile 1. kat elemanına güvenli bir şekilde aktarmak esas alınacaktır.



Şekil 5.2: Katlar arası birleşim detayı kuvvet aktarımı.

Bu elemanlara ait boyutlar ve kuvvet değerleri ve yönleri Şekil 5.3’de gösterilmiştir.



Şekil 5.3 :Katlar arası birleşim kuvvet değerleri.

Şekil 4.43’de yük aktarım şekli ve değerleri verilmiş katlar arası bağlantı tipinin tahkiki yapılacaktır. Hesaplar NDS uyarınca çivili birleşimler için verilen yöntemle göre yapılacaktır [15].

NDS'ye göre çivili birleşimler, kuvvet yönüne göre iki durumda incelenmektedir. Eksenel çekme kuvvetine göre çivinin ahşaptan sökölme durumu, kesme kuvvetine göre de çivinin kesme kuvvetine karşı göçme mekanizmaları incelenir. Her iki durum için de eleman kapasiteleri belirlenirken, eleman tahkiklerinde olduğu gibi bazı düzeltme katsayıları kullanılmaktadır.

Çekme kuvvetine göre kapasite, W , kesme kuvvetine karşı kapasite Z olup, katsayılarla çarpılmış hali W' ve Z' ile gösterilir ve Çizelge 5.1'de gösterildiği gibi hesaplanır.

Çizelge 5.1:NDC'ye göre çivili birleşimler için katsayı değerleri.

			Faktör						
			Yük tipi	Nem	Sıcaklık	Gömülü derinlik	Lif uzaklığı	Diyafram	Çivi düzeni
$W' =$	W	x	C_D	C_M	C_t	-	-	-	C_{tn}
$Z' =$	Z	x	C_D	C_M	C_t	C_d	C_{eg}	C_{di}	C_{tn}

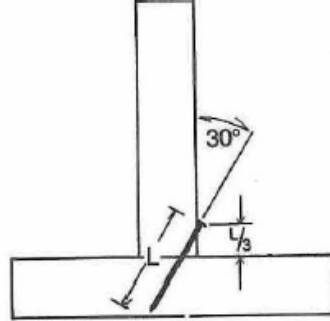
Bu katsayılardan C_D , C_M ve C_t Bölüm 4.5'de kullanılan değerlerin aynısıdır. Bu bölümdeki çekme kuvvetleri sadece deprem etkisi altında olduğundan $C_D=1.6$ alınacaktır.

- Nüfuziyet faktörü (*Penetration Depth Factor*) C_d ; bu katsayı çivinin çarılan elemana gömülü derinliği p 'ye bağlı olarak belirlenir. Çivi çapı $d_{çivi}$ olmak üzere, minimum gömülü derinlik $p_{min}=6D$ olması gerekmektedir. $p=12D$ olması durumunda $C_d=1$ alınır. $6D < p < 12D$ olması durumunda C_d Denklem 5.2'e göre hesaplanır.

$$C_d = \frac{p}{12D} \leq 1 \quad (5.2)$$

- End Grain Factor C_{eg} ; çivinin çakım yönü ahşap liflerine paralel ise dizayn kapasite değeri $C_{eg}=0.67$ değeri ile çarpılarak yaklaşık %30 azaltılır.
- Diyafram faktörü C_{di} ; çivilerin diyafram elemanlarını birleştirdiği takdirde $C_{di}= 1.1$ olarak dizayn kapasite değerleri ile çarpılmalıdır. Fakat bu birleşim diyafram birleşimi olmadığı için bu değer hesaplarda 1 alınacaktır.

- Toe-nail factor C_m , çivinin çakım yönüne bağlı olup, Şekil 5.4’de gösterildiği gibi ise bu değer $C_m=0.84$ olarak alınacaktır. Söz konusu bağlantı için de bu yönde çakımın gerçekleştiği kabulü ile $C_m=0.84$ alınmıştır.



Şekil 5.4:NDS’ye göre “Toe-Nail Factor” kullanılabilmesi için çivi düzeni.

Yukarıda tanımlanan düzeltme katsayılar, dizayn kapasite değerler ile çarpılıp kullanılacaktır. Tez konusundaki ahşap yapılar ülkemizde yapıları kapsadığı için dizayn kapasite değerleri, TS 647’den alınacaktır. Buna göre;

Eksenel çekme kuvveti etkisinde, çivi çapına bağlı birim gömülü boyuna göre çivi sökölme değerleri Çizelge 5.2’de gösterilmiştir.

Çizelge 5.2 :TS 647’ye göre çivilerin sökölme yükü değerleri [4].

Çivi Çapı; $d_{\text{çivi}}$ (mm)	Çivilerde birim kavrama boyu için sökölme yükü değerleri (kN/cm)
4.6	0.06
5.5	0.07
6.0	0.08
7.0	0.09
7.5	0.10
8.0	0.11

Kullanılan çivi 55/140 olup $d_{\text{çivi}}=5.5\text{mm}$ dir. Boyunun $2/3$ ’ü gömülü derinlik olduğu kabul edilir ve $p \sim 90\text{mm}$ alınır. Böylece sökölme dizayn kapasitesi $W=7 \cdot 0.09=0.63$ kN hesaplanır. Bunun NDS’deki değeri Çizelge 5.3’de hesaplandığı gibi 0.84 kN’dur.

Kesme kuvveti etkisindeki çivilerin ahşap kalınlığı, çivi cinsi ve gömülü derinliğe bağlı olarak ülkemizde kullanılan ahşap çeşidine göre dizayn kapasitesi Çizelge 5.3’de verilmiştir [15].

Çizelge 5.3: NDS’ye göre hesapta göz önüne alınacak faktörlü kapasite değerleri.

			Faktör							kN
			Yük tipi	Nem	Sıcaklık	Gömülü Derinlik	Lif uzaklığı	Diyafram	Çivi düzeni	
W'=	0.63	x	1.6	1	1	1	-	-	0.84	0.84

Birleşimde çivi sayısı TS 647’de verilmiş olan çivi aralıkları bulunması ile belirlenecektir. Çivi aralığı Çizelge 5.4’de gösterilmiştir.

Çizelge 5.4: TS647’ye göre çivi aralıkları [4].

		Kuvvet doğrultusunda minimum çivi aralıkları	
		Delik açılmamış	Delik açılmış
Aynı sıradaki çivilerin aralıkları	Liflere paralel	10-12* d _ç	5 d _ç
	Liflere dik	5 d _ç	5 d _ç
Etkilenen ahşap kenarından uzaklık	Liflere paralel	15 d _ç	10 d _ç
	Liflere dik	7-10* d _ç	5 d _ç
Etkilenmeyen ahşap kenarından uzaklık	Liflere paralel	7-10* d _ç	5 d _ç
	Liflere dik	5 d _ç	3 d _ç
* d _ç > 4.2 mm olması halinde			

Çivi aralıkları delik açılmamış bölümünden hesaplanacaktır. Çivi çapı 5.5mm olup çivi aralığı 12*5.5=66mm’dir. Bu sonuç kalınlığı 180mm olan ahşap eleman için kenar mesafelerde göz önüne alındığında sadece 1 adet çivi çakılabileceğini göstermektedir. Karşı kenarda da bir adet olmak üzere toplam 2 adet çivinin çakılabildiği kabul edilmektedir.

Ancak ana dikme elemanlarında 4 kenardan da çivi çakılabileceği düşünülmüş ve bu elemana ait hesaplarda 4 adet çivi göz önüne alınmıştır.

Buna göre sökülme söz konusu birleşimde çapraz eleman için sökülme tahkiki tek çiviye gelen eksenel kuvvete göre belirlenecektir.

Çapraz elemanına ait sökülme dayanımı tahkiki

Toplam eksenel çekme kuvveti; P_{t2}=10 kN

Tek çiviye gelen çekme kuvveti; $P_{t2,1}=10/2=5$ kN.

Bu değerin sökölme dayanımı değeri olan $W'=0.84$ kN'den oldukça büyük olduğu görülmektedir. Sonucunda çapraz elemanın aksenal kuvvet etkisinde sökölme dayanımını sağlamamaktadır.

Ana dikme elemanına ait sökölme dayanımı tahiki

Toplam aksenal çekme kuvveti; $\sum P_{t1}=P_{t1}+P_{t2}*\sin 34=33.58$ kN

Tek çiviye gelen çekme kuvveti; $\sum P_{t1,1}=33.58/4=8.39$ kN

Bu değerin sökölme dayanımı değeri olan $W'=0.84$ kN'den oldukça büyük olduğu görülmektedir. Sonucunda ana dikme elemanın aksenal kuvvet etkisinde sökölme dayanımını sağlamamaktadır.

Ana dikme elemanına ait kesme dayanımı tahiki

NDS'ye göre kesme kuvveti tahkiki 4 farklı göçme mekanizmasına göre yapılacaktır.

Göçme mekanizmaları için kapasite hesapları denklemlerinde kullanılacak parametreler;

p ; çivinin ahşap ana elemana gömülü derinliği, t_s ; ikincil ahşap elemanın kalınlığı, F_{em} ; ana ahşap elemanın ezilme dayanımı, F_{es} ; ikincil ahşap elemanın ezilme dayanımı, F_{yb} ; çiviye ait eğilme dayanımı (360.0 MPa), D ; çivi çapını belirtmektedir.

K_D ; çivi çapına göre elirlenen bir katsayı olup, $K_D=2.6$ olarak belirlenir.

R_e ; ana elemanın ezilme gerilmesinin, ikincil elemanın ezilme gerilmesine oranıdır.

Denklem 5.3'ye göre hesaplanır

$$R_e = \frac{F_{em}}{F_{es}} \quad (5.3)$$

k_1 ve k_2 katsayıları Denklem 5.4'e göre hesaplanır.

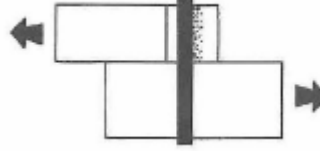
$$k_1 = -1 + \sqrt{2(1 + R_e) + \frac{2F_{yb}(1 + 2R_e)D^2}{3F_{em}p^2}} \quad (5.4)$$
$$k_2 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + R_e)}{R_e} + \frac{2F_{yb}(1 + 2R_e)D^2}{3F_{em}t_s^2}}$$

Bu göçme mekanizmaları;

- Mod-1; toplam kesme kapasitesi Denklem 5.5’de gösterildiği gibi hesaplanıp, bu değer ilgili faktörlerle çarpılarak göz önüne alınacaktır.

$$Z = \frac{Dt_s F_{es}}{K_D} \quad (5.5)$$

Bu mod’a ait tek tesirli bağlantıya göre göçme şekli Şekil 5.5’de gösterilmiştir.

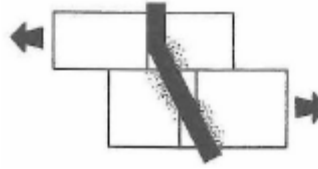


Şekil 5.5:NDS’ye göre Mod-1 için göçme mekanizması.

- Mod-2; toplam kesme kapasitesi Denklem 5.6’de gösterildiği gibi hesaplanıp, bu değer ilgili faktörlerle çarpılarak göz önüne alınacaktır.

$$Z = \frac{k_1 D p F_{em}}{K_D (1 + 2R_e)} \quad (5.6)$$

Bu mod’a ait tek tesirli bağlantıya göre göçme şekli Şekil 5.6’de gösterilmiştir.

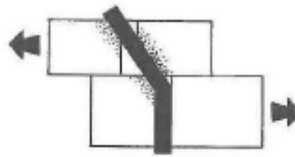


Şekil 5.6:NDS’ye göre Mod-2 için göçme mekanizması.

- Mod-3; toplam kesme kapasitesi Denklem 5.7’de gösterildiği gibi hesaplanıp, bu değer ilgili faktörlerle çarpılarak göz önüne alınacaktır.

$$Z = \frac{k_2 Dt_s F_{em}}{K_D (2 + R_e)} \quad (5.7)$$

Bu mod’a ait tek tesirli bağlantıya göre göçme şekli Şekil 5.7’de gösterilmiştir.

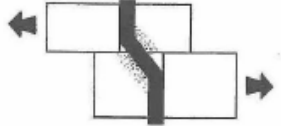


Şekil 5.7:NDS’ye göre Mod-3 için göçme mekanizması.

- Mod-4; toplam kesme kapasitesi Denklem 5.8’de gösterildiği gibi hesaplanıp, bu değer ilgili faktörlerle çarpılarak göz önüne alınacaktır.

$$Z = \frac{D^2}{K_D} \sqrt{\frac{2F_{em}F_{yb}}{3(1 + R_e)}} \quad (5.8)$$

Bu mod’a ait tek tesirli bağlantıya göre göçme şekli Şekil 5.8’de gösterilmiştir.



Şekil 5.8:NDS’ye göre Mod-4 için göçme mekanizması.

Yukarıda anlatılan göçme mekanizmaları için ilk olarak katsayılar hesaplanacaktır. R_e katsayısı için bağlanan elemanların ezilme dayanımları NDS’den alınmıştır. Bu değerler çam için $F_e=36.0$ MPa, meşe için $F_e=55.9$ MPa’dır [15].

Bu bağlantıda kesme kuvveti ana dikme elemanına etkimektedir ve bu eleman 1. Kat üst malkas üst başlık elemanına bağlanmaktadır. Ana dikme elemanı meşe, makas üst başlık elemanı ise çamdır. Dolayısıyla Denklem 5.2’ye göre hesaplanır.

$$R_e = \frac{559}{360} = 1.55$$

k_1 ve k_2 katsayıları ise Denklem 5.3’e göre aşağıdaki hesaplanmıştır.

$$k_1 = -1 + \sqrt{2 * (1 + 1.55) + \frac{2 * 360.0 * (1 + 2 * 1.55) * 0.55^2}{36.0 * 9^2}} = 1.32$$

$$k_2 = -1 + \sqrt{\frac{2 * (1 + 1.55)}{1.55} + \frac{2 * 360.0 * (1 + 2 * 1.55) * 0.55^2}{3 * 36.0 * 15^2}} = 0.82$$

Buna göre her göçme mekanizması için Z değerleri aşağıdaki gibi hesaplanır.

Mod-1’e göre aktarılabilecek en büyük kesme kuvveti;

$$Z = \frac{0.55 * 18 * 55.9}{2.6} = 21.28 \text{ kN}$$

Mod-2’e göre aktarılabilecek en büyük kesme kuvveti;

$$Z = \frac{1.32 * 0.55 * 9 * 36.0}{2.6 * (1 + 2 * 0.64)} = 2.57 \text{ kN}$$

Mod-3'e göre aktarılabilecek en büyük kesme kuvveti;

$$Z = \frac{0.82 * 18 * 36.0}{2.6 * (2 + 0.64)} = 7.74 \text{ kN}$$

Mod-4'e göre aktarılabilecek en büyük kesme kuvveti;

$$Z = \frac{0.55^2}{2.6} \sqrt{\frac{2 * 360 * 360.0}{3 * (1 + 0.64)}} = 0.844 \text{ kN}$$

hesaplanmıştır. Göz önüne alınacak değer bunlardan en az olan $Z=0.844 \text{ kg}$ 'dır. Bu değer ayrıca Çizelge 5.5'deki katsayılar ile çarpılacaktır.

Çizelge 5.5 : Kesme kuvveti hesap değeri.

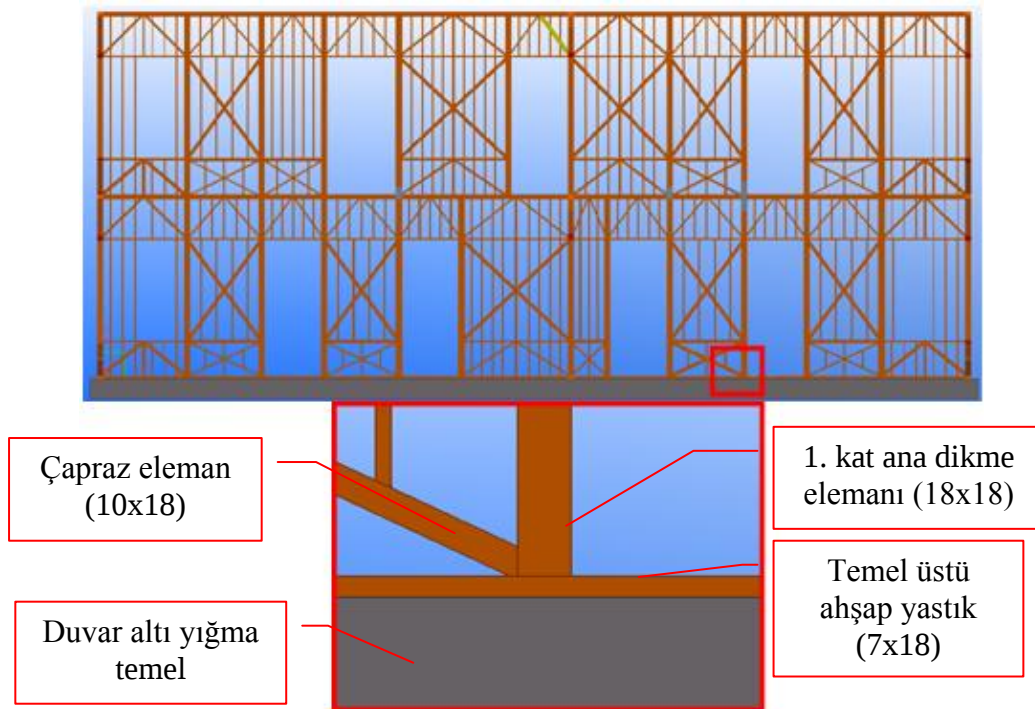
			Faktör							kN
			Yük tipi	Nem	Sıcaklık	Gömülü derinlik	Lif uzaklığı	Diyafram	Çivi düzeni	
Z'=	0.844	x	1.6	1	1	1	0.67	1	0.84	0.616

Tek çiviye gelen kesme kuvveti; $V_1=V/4=180/4=45 \text{ kg}$ 'dır.

Birleşime ait tek çivinin taşıyabileceği en büyük kesme kuvveti $Z'=0.616 \text{ kN}$ hesaplanmıştır. Bu değer tek bir çiviye etkiyen kesme kuvveti $V_1=0.45 \text{ kN}$ 'dan fazla olduğu görülmektedir.

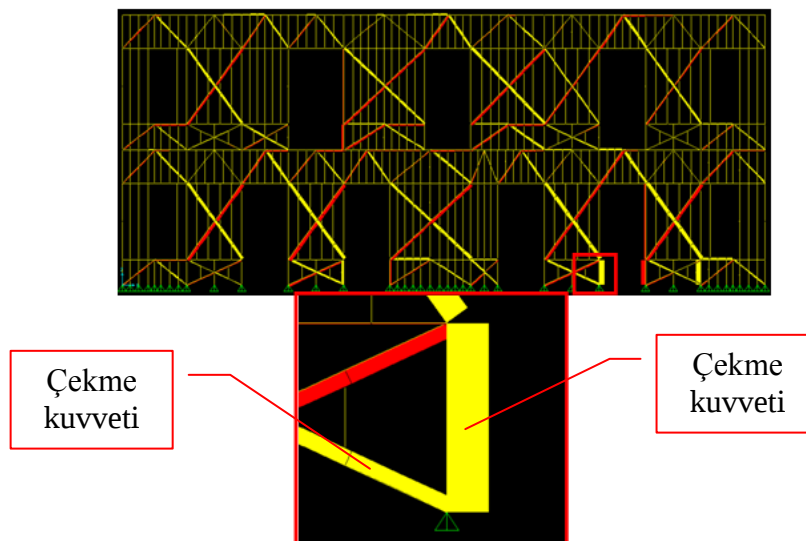
Sonuç olarak birleşimdeki elemanların kesme kuvveti kapasitesinin yeterli olduğu görülmektedir. Ancak çekme kuvveti etkisinde bağlantı elemanlar sökülme veya sıyrılmaya karşı koyamamaktadır. Bu nedenle söz konusu birleşim detayında güçlendirme yapmak gerekmektedir.

Bu bağlantıda 1. Kat ana dikme elemanları ile alt makas çapraz elemanlarının temel üzeri ahşap yastığa birleşimi kontrol edilecektir. Bölüm 4.5’den en büyük eksenel çekme kuvveti oluşan elemanlar seçilerek o birleşimin tahkiki yapılacaktır.



Şekil 5.9:Yapı-temel birleşim detayı.

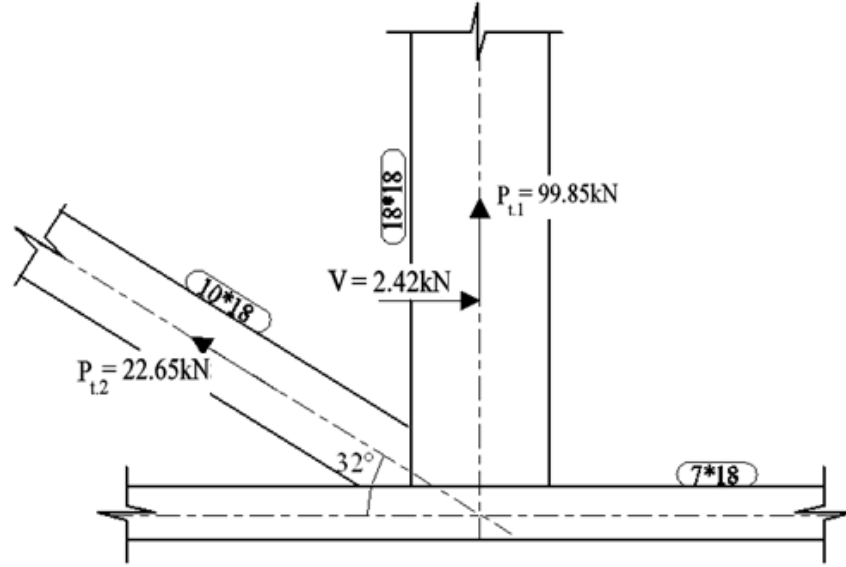
Bu birleşime ait analiz sonucu elemanlarda oluşan kuvvet yayılımı Şekil 5.10'da gösterilmiştir.



Şekil 5.10: Yapı-temel birleşim detayı kuvvet aktarımı.

Görüldüğü gibi ana dikme elemanında oldukça yüksek bir çekme kuvveti oluşmuştur. Çapraz elemanda ise kat arası bağlantısındaki çaprazdan .

Bağlantıya ait elemanlar boyutları, kuvvet aktarımı ve değerleri Şekil5.11’de gösterilmiştir.



Şekil 5.11: Yapı temel birleşim kuvvet değerleri.

Mevcut çivili birleşimin sökülme dayanımı Çizelge 5.4’de hesaplandığı gibi bu birleşim için de $W'=84\text{kg}$ kapasite değeri ile kıyaslanacaktır.

Çapraz elemanına ait sökülme dayanımı tahkiki;

Toplam eksenel çekme kuvveti; $P_{t2}=22.65\text{kN}$

Tek çiviye gelen çekme kuvveti; $P_{t2,1}=22.65/2=11.32\text{ kN}$.

Bu değer in sökülme dayanımı değeri olan $W'=0.847\text{ kg}$ ’den oldukça büyük olduğu görülmektedir. Sonucunda çapraz elemanın eksenel kuvvet etkisinde sökülme dayanımını sağlamamaktadır.

Ana dikme elemanına ait sökülme dayanımı tahiki;

Toplam eksenel çekme kuvveti; $\sum P_{t1} = P_{t1} + P_{t2} \cdot \sin 32 = 111.85\text{ kN}$.

Tek çiviye gelen çekme kuvveti; $\sum P_{t1,1} = 111.85/4 = 27.96\text{ kN}$.

Bu değer in sökülme dayanımı değeri olan $W'=0.847\text{ kg}$ ’den oldukça büyük olduğu görülmektedir. Sonucunda ana dikme elemanın eksenel kuvvet etkisinde sökülme dayanımını sağlamamaktadır.

Ana dikme elemanına ait kesme dayanımı tahiki;

Çizelge 5.8’de verilen kesme kuvveti kapasitesi $Z'=0.61$ kN değeri bu birleşimdeki ana dikme elemanı için de geçerlidir.

Bu değerin tek bir çiviye etkiyen kesme kuvveti $V_1=0.605$ kN değerine çok yakın olduğu görülmektedir. Bu yüzden sınır değeri aşmamış olsa da bu detay için kesme dayanımını sağladığı söylenemez.

Sonuç olarak birleşimdeki elemanların hem kesme kuvvetine hem de çekme karşı yetersiz olduğu görülmektedir. Bu nedenle söz konusu birleşim detayında güçlendirme yapmak gerekmektedir.

5.4 Güçlendirme Detayları

Bu kısımda Bölüm 5.3’de birleşim tahkiki yapıлып, yetersiz bulunan bağlantıların güçlendirilmesi anlatılacaktır. Güçlendirme detayları da NDS’ye göre yapılacaktır [15]. Bağlantıların güçlendirilmesi çelik plaka, bulon ve dairesel çelik kama birleşim elemanları kullanılarak yapılacaktır.

5.4.1 Bulonlu birleşim

NDS’e göre bulonlu ahşap birleşimler için aşağıdaki şartlara göre yapılmaktadır [15];

- M24 ve daha küçük çaptaki bulonlar kullanılmalıdır.
- Delik toleransı en az 8mm, en fazla 16mm olmalıdır. Delik önceden açılmış olmalıdır.
- Çelik plaka ve ana ahşap elemanın bulon delikleri aynı hizada olmalıdır. Standart dahilinde verilen formüller ve katsayıların kullanılması bu şarta bağlıdır.
- Hem bulon başı ile ahşap eleman arası hem de somun ve ahşap eleman arasında en az ilgili standartlar kalitesinde pul kullanılmalıdır [15].

5.4.1.1 Düzeltme katsayıları

Bulonlu birleşimler için NDS’ye göre hesaplarda kesme kuvveti dayanımı kontrol edilmektedir. Kesme kuvveti kapasiteleri hesaplandıktan sonra bazı düzeltme katsayıları ile çarpılmaktadır. Bu katsayılar Çizelge 5.6’da verilmiştir.

Çizelge 5.6 :Bulonlu birleşim için düzeltme katsayıları [15].

			Faktör				
			Yük Tipi	Nem	Sıcaklık	Grup	Geometri
Z'=	Z	x	C _D	C _M	C _t	C _g	C _Δ

Tablodaki factor katsayılarından C_D, C_M ve C_t Bölüm 4.5’de kullanılan değerler ile aynıdır. Bu birleşimde alınan yükler depremli durum olduğundan C_D=1.6 alınmıştır. Diğer katsayılar aşağıda tanımlandığı gibi hesaplanacaktır.

- Grup faktörü (C_g); M24 ve daha küçük bulonlar ile yapılan (kayma kamalı veya kamasız) detaylarda Denklem 5.9’ya göre aşağıdaki gibi hesaplanır. Hesaplarda formüllerde olan katsayılar kullanılan birimlere göre değiştiği için çevrimler yapılacaktır.

$$C_g = \left[\frac{m(1 - m^{2n})}{n[(1 + R_{EA}m^n)(1 + m) - 1 + m^{2n}]} \right] \left[\frac{1 + R_{EA}}{1 - m} \right] \quad (5.9)$$

Formülde kullanılan “n” bir sıradaki bulon sayısıdır.

R_{EA}; elemanlarının elastisite modülleri ve kesit alanlarının çarpımının oranları olup Denklem 5.10’daki gibi hesaplanır.

$$R_{EA} = \min \left[\left(\frac{E_s A_s}{E_m A_m} \right), \left(\frac{E_m A_m}{E_s A_s} \right) \right] \quad (5.10)$$

E_m ve E_s ana eleman ve ikincil elemanın elastisite modülleri olup birimleri psi cinsinden formüle konulacaktır. A_m ve A_s ana eleman ve ikincil elemanın kesit alanlarıdır. Bunların birimleri de in² olarak hesaba katılacaktır.

“m “ katsayısı “u” katsayısına bağlı değer olup Denklem 5.11’deki gibi hesaplanır.

$$m = u - \sqrt{u^2 - 1} \quad (5.11)$$

Bir sıradaki bulonların merkezden merkeze mesafesi “s” (in) ve birleşimde kullanılan malzeme cinsine ve bulon çapına göre belirlenen γ katsayısına bağlı “u” değeri Denklem 5.12’deki gibi hesaplanır.

$$u = 1 + \gamma \frac{s}{2} \left[\left(\frac{1}{E_m A_m} \right) + \left(\frac{1}{E_s A_s} \right) \right] \quad (5.12)$$

γ katsayısı ahşap ve metal birleşimler için Denklem 5.13’de gösterildiği gibi hesaplanır.

$$\gamma = 270000 * D^{1.5} \quad (5.13)$$

- Geometri faktörü (C_Δ); NDS’ye göre belirlenen bulonlar arası ve bulonlar kenara olan uzaklık değerleri vardır. Tasarımda mu mesafeler gerekli değerler den küçük yapılırsa, tasarım kapasite değerleri C_Δ katsayısı ile azaltılır. C_Δ değeri Denklem 5.11 ve Denklem 5.12’den küçük olanıdır.

Bulon uç mesafesi (End distance)

Çizelge 5.7’de kuvvet yönüne bağlı olan bulon uç mesafeleri gösterilmiştir.

Çizelge 5.7 :Bulon uç mesafeleri.

Kuvvet yönü	Minimum uç mesafeler	
	Azaltılmış dizayn değerleri	Full kapasite dizayn değerleri
Liflere dik	2D	4D
Liflere paralel basınç	2D	4D
Liflere paralel çekme (yumuşak ağaç)	3.5D	7D
Liflere paralel çekme (sert ağaç)	2.5D	5D

Bu tabloya göre C_Δ değeri Denklem 5.14’e göre aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$C_\Delta = \frac{\text{gerçek uç mesafesi}}{\text{full kapasite için minimum uç mesafesi}} \quad (5.14)$$

Bulonlar arası mesafe

Çizelge 5.8’de kuvvet yönüne bağlı olan bulon arası mesafeleri gösterilmiştir.

Çizelge 5.8 :Bulonlar arası mesafe.

Kuvvet yönü	Bulonlar arası minimum mesafeler	
	Azaltılmış dizayn değerleri	Full kapasite dizayn değerleri
Liflere paralel	3D	4D
Liflere dik	3	Ek elemanlar için

Bu tabloya göre C_{Δ} değeri Denklem 5.15'e göre aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$C_{\Delta} = \frac{\text{gerçek ara mesafesi}}{\text{full kapasite için minimum ara mesafesi}} \quad (5.15)$$

Kenar mesafeler

Çizelge 5.19'da kuvvet yönüne bağlı olan bulon arası mesafeleri gösterilmiştir.

Çizelge 5.9 :Bulon kenar mesafeleri.

Kuvvet yönü	Minimum kenar mesafesi
Liflere paralel	
$l/D \leq 6$	1.5D
$l/D > 6$	Max(1.5D veya bulon sıraları arasındaki mesafesinin yarısı)
Liflere dik	
Yüklenmiş kenar	4D
Yüklenmemiş kenar	1.5D

l/D değeri Denklem 5.16 ve 5.17'den küçük olmalıdır.

$$\frac{l_m}{D} = \frac{\text{bulonun ana eleman içindeki uzunluğu}}{D} \quad (5.16)$$

$$\frac{l_s}{D} = \frac{\text{bulonun ikincil eleman içindeki uzunluğu}}{D} \quad (5.17)$$

Bulon sıraları arası mesafeler

Çizelge 5.10'da kuvvet yönüne bağlı olan bulon sıraları arası mesafeler gösterilmiştir.

Çizelge 5.10 :Bulon arası mesafeler.

Kuvvet yönü	Minimum kenar mesafesi
Liflere paralel	1.5D
Liflere dik	
$l/D \leq 2$	2.5D
$2 < l/D < 6$	$(5 \cdot l + 10D)/8$
$l/D \geq 6$	5D

l/D değeri Denklem 5.16 ve 5.17'den küçük olanıdır.

5.4.1.2 Göçme mekanizmaları

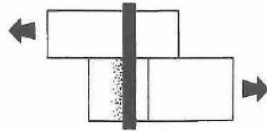
Ahşap elemanların çelik plakalar ile bulonlu birleşimlerinin kapasiteleri, birleşimin tesir sayısına göre değişen, kesme kuvveti ifadeleri ile kontrol edilir. Bu formüllerden hesaplanan en küçüğü bağlantı için sınır değeri vermektedir. Bu formüllerdeki sabit sayılar kullanılan birimler ile değişmektedir. Bu yüzden birimlerde dönüşüm yapılacaktır.

Tek tesirli birleşim için kesme kuvvetlerini veren formüller aşağıdaki gibidir;

- Mod-1; toplam kesme kapasitesi Denklem 5.18'de gösterildiği gibi hesaplanıp, bu değer ilgili faktörlerle çarpılarak göz önüne alınacaktır.

$$Z_1 = \frac{D t_m F_{em}}{4 K_\theta} \quad (5.18)$$

Bu mod'a ait tek tesirli bağlantıya göre göçme şekli Şekil 5.12'de gösterilmiştir.

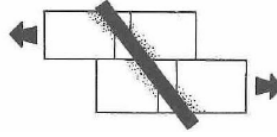


Şekil 5.12: Bulonlu birleşim detayı Mod-1 göçme mekanizması.

- Mod-2; toplam kesme kapasitesi Denklem 5.19'da gösterildiği gibi hesaplanıp, bu değer ilgili faktörlerle çarpılarak göz önüne alınacaktır.

$$Z_2 = \frac{k_1 D t_s F_{es}}{3.6 K_\theta} \quad (5.19)$$

Bu mod'a ait tek tesirli bağlantıya göre göçme şekli Şekil 5.13'de gösterilmiştir.



Şekil 5.13: Bulonlu birleşim detayı Mod-2 göçme mekanizması.

- Mod-3; toplam kesme kapasitesi Denklem 5.20'de gösterildiği gibi hesaplanıp, bu değer ilgili faktörlerle çarpılarak göz önüne alınacaktır.

$$Z_3 = \frac{k_2 D t_m F_{em}}{3.2(1 + 2R_e)K_\theta} \quad (5.20)$$

Bu mod'a ait tek tesirli bağlantıya göre göçme şekli Şekil 5.14'de gösterilmiştir.

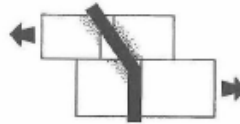


Şekil 5.14: Bulonlu birleşim detayı Mod-3 göçme mekanizması.

- Mod-4; toplam kesme kapasitesi Denklem 5.21'de gösterildiği gibi hesaplanıp, bu değer ilgili faktörlerle çarpılarak göz önüne alınacaktır.

$$Z_4 = \frac{k_3 D t_s F_{em}}{3.2(2 + R_e)K_\theta} \quad (5.21)$$

Bu mod'a ait tek tesirli bağlantıya göre göçme şekli Şekil 5.15'de gösterilmiştir.



Şekil 5.15: Bulonlu birleşim detayı Mod-4 göçme mekanizması.

- Mod-5; toplam kesme kapasitesi Denklem 5.22'de gösterildiği gibi hesaplanıp, bu değer ilgili faktörlerle çarpılarak göz önüne alınacaktır.

$$Z_5 = \frac{D^2}{3.2K_\theta} \sqrt{\frac{2F_{em}F_{yb}}{3(1 + R_e)}} \quad (5.22)$$

Bu mod'a ait tek tesirli bağlantıya göre göçme şekli Şekil 5.16'da gösterilmiştir



Şekil 5.16: Bulonlu birleşim detayı Mod-5 göçme mekanizması.

Denklemlerdeki k_1 , k_2 ve k_3 katsayıları sırasıyla Denklem 5.23, 5.24 ve 5.25'de gösterildiği hesaplanacaktır.

$$k_1 = \frac{\sqrt{R_e + 2R_e^2(1 + R_t + R_t^2) + R_t^2 R_e^3 - R_e(1 + R_t)}}{(1 + R_e)} \quad (5.23)$$

$$k_2 = -1 + \sqrt{2(1 + R_e) + \frac{2F_{yb}(1 + 2R_e)D^2}{3F_{em}t_m^2}} \quad (5.24)$$

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + R_e)}{R_e} + \frac{2F_{yb}(2 + R_e)D^2}{3F_{em}t_s^2}} \quad (5.25)$$

R_e katsayısı Denklem 5.2'deki hesaplanacaktır. Bu denklemdeki F_{es} değeri çelik bağlantı plakası içindir.

R_t katsayısı ana eleman ve ikincil elemanın kalınlıkları oranı olup Denklem 5.26'daki gibi hesaplanacaktır. Bu bağlantıda ikincil eleman çelik plaka olmaktadır. St37 çelik plakanın ezilme dayanımı $F_{es}=58000 \text{ psi}= 407.7\text{MPa}$ 'dır.

$$R_t = \frac{t_m}{t_s} \quad (5.26)$$

F_{yb} bulon için akma dayanımı olup 4.6 kalitesinde olup $F_{yb}=240.0\text{MPa}$ 'dır.

K_θ , açılı bağlanan birleşimlerde θ açısına bağlı olarak değişen katsayıdır. Denklem 5.27'deki hesaplanır.

$$K_\theta = 1 + \frac{\theta_{max}}{360^\circ} \quad (5.27)$$

Bu birleşimde liflere dik açılı birleşim olmadığı için $K_\theta=1$ olarak hesaba katılır.

5.4.1.3 Bulonlu bir bileşimin taşıyabileceği kesme kuvvetinin hesabı

Bu hesapta factor katsayıları kullanmadan Bölüm 5.4.1.2'deki formülere göre bir bulonun taşıyabileceği en büyük kesme kuvveti değeri hesaplanacaktır.

Tek tesirli birleşim

Denklem 5.2 ve 5.26'da gösterildiği gibi ana dikmeler için R_e ve R_t katsayısı hesaplanır. Çelik plakanın St37 kalitesinde tek taraflı 8mm kullanılacağı farz edilmektedir. Bulonlar ise 4.6 kalitesinde M20 olarak tercih edilecektir.

$$R_e = \frac{55.9}{407.7} = 0.137$$

$$R_t = \frac{18.0}{0.8} = 22.5$$

Çapraz elemanlar için de;

$$R_e = \frac{36.0}{407.7} = 0.09$$

$$R_t = \frac{7.0}{0.8} = 8.75$$

hesaplanır.

Diğer katsayılar k_1 , k_2 ve k_3 Denklem 5.20, 5.21 ve 5.22'deki gibi ana dikmeler için;

$$k_1 = \frac{\sqrt{0.137 + 2 * 0.137^2(1 + 22.5 + 22.5^2) + 22.5^2 * 0.137^3} - 0.137(1 + 22.5)}{(1 + 0.137)} = 1.24$$

$$k_2 = -1 + \sqrt{2(1 + 0.137) + \frac{2 * 240.0 * (1 + 2 * 0.137)^2}{3 * 55.9 * 18^2}} = 0.524$$

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + 0.137)}{0.137} + \frac{2 * 240.0 * (2 + 0.137)^2}{3 * 55.9 * (0.8)^2}} = 6.4$$

çapraz elemanlar için;

$$k_1 = \frac{\sqrt{0.09 + 2 * 0.09^2(1 + 8.75 + 8.75^2) + 8.75^2 * 0.09^3} - 0.09(1 + 8.75)}{(1 + 0.09)} = 0.33$$

$$k_2 = -1 + \sqrt{2(1 + 0.09) + \frac{2 * 240.0 * (1 + 2 * 0.09) * 2^2}{3 * 36.0 * 7^2}} = 0.61$$

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + 0.09)}{0.09} + \frac{2 * 240.0 * (2 + 0.09) * 2^2}{3 * 36.0 * (0.8)^2}} = 8.07$$

olarak hesaplanır.

Bu katsayılar Denklem 5.18, 5.19, 5.20, 5.21 ve 5.22’de yerlerine konularak kesme kuvveti değerleri hesaplanır. Bu denklemlerde diğer değerlerin birimleri “psi” ve “inç” olarak girilecektir.

Buna göre ana dikmelerin bağlantısında bir bulon için sınır kesme kuvvetleri aşağıdaki gibi hesap edilir.

$$Z_1 = \frac{0.787 * 7.08 * 7500}{4 * 1} = 10447 \text{ pound} = 47.38 \text{ kN}$$

$$Z_2 = \frac{1.24 * 0.787 * 0.314 * 58000}{3.6 * 1} = 4936 \text{ pound} = 22.38 \text{ kN}$$

$$Z_3 = \frac{0.524 * 0.787 * 7.08 * 7500}{3.2(1 + 2 * 0.137) * 1} = 5371 \text{ pound} = 24.36 \text{ kN}$$

$$Z_4 = \frac{6.4 * 0.787 * 0.314 * 7500}{3.2(2 + 0.137) * 1} = 1734 \text{ pound} = 7.86 \text{ kN}$$

$$Z_5 = \frac{0.787^2}{3.2 * 1} \sqrt{\frac{2 * 7500 * 34136}{3(1 + 0.137)}} = 2371 \text{ pound} = 10.75 \text{ kN}$$

Çapraz elemanlar için de bir bulon için sınır kesme kuvvetleri;

$$Z_1 = \frac{0.787 * 2.75 * 6150}{4 * 1} = 3327 \text{ pound} = 15.09 \text{ kN}$$

$$Z_2 = \frac{0.33 * 0.787 * 0.314 * 58000}{3.6 * 1} = 1313 \text{ pound} = 5.95 \text{ kN}$$

$$Z_3 = \frac{0.61 * 0.787 * 2.75 * 6150}{3.2(1 + 2 * 0.09) * 1} = 2150 \text{ pound} = 9.75 \text{ kN}$$

$$Z_4 = \frac{8.07 * 0.787 * 0.314 * 6150}{3.2(2 + 0.09) * 1} = 1833 \text{ pound} = 8.31 \text{ kN}$$

$$Z_5 = \frac{0.787^2}{3.2 * 1} \sqrt{\frac{2 * 6150 * 34136}{3(1 + 0.09)}} = 2193 \text{ pound} = 9.94 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır.

Çift tesirli birleşim

Bu birleşimde çift taraflı 8mm St37 kalitesinde çelik plaka kullanıldığı farzedilmektedir. Bulonlar 4.6 kalitesinde M20 tercih edilecektir. NDS'ye göre çift tesirli birleşimlerde kesme kuvveti için 3 adet göçme mekanizması vardır.

Bunlardan birincisi, tek tesirli birleşim detayı ile aynı olup Denklem 5.18'e göre hesaplanacaktır.

İkincisi ise, tek tesirli birleşimde 4. Göçme mekanizması olan ve Denklem 5.21'e göre hesaplanan değerin 2 katı kadardır. Denklem 5.28'deki gibi hesaplanır.

$$Z_1 = \frac{k_3 D t_s F_{em}}{1.6(2 + R_e) K_\theta} \quad (5.28)$$

Sonuncu göçme mekanizması, tek tesirli birleşimde Denklem 5.22'a göre hesaplanan değerin 2 katı kadardır. Bu hesap Denklem 5.29'da gösterilmiştir.

$$Z_2 = \frac{D^2}{1.6 K_\theta} \sqrt{\frac{2 F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}} \quad (5.29)$$

Denklem 5.25 için k_3 katsayısı çift tesirli birleşime göre değişmektedir. Ana dikme elemanları için ;

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + 0.137)}{0.137} + \frac{2 * 240.0 * (2 + 0.137) 2^2}{3 * 55.9 * (2 * 0.8)^2}} = 4.11$$

Çapraz elemanlar için;

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + 0.09)}{0.09} + \frac{2 * 240.0 * (2 + 0.09) * 2^2}{3 * 36.0 * (2 * 0.8)^2}} = 5.14$$

olarak hesap edilir.

Buna göre ana dikme elemanları için çift tesirli birleşimde kesme kuvveti için sınır değerler aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$Z_1 = \frac{0.787 * 7.08 * 7500}{4 * 1} = 10447 \text{ pound} = 47.38 \text{ kN}$$

$$Z_2 = \frac{4.11 * 0.787 * 0.628 * 7500}{1.6 * (2 + 0.137) * 1} = 4455 \text{ pound} = 20.20 \text{ kN}$$

$$Z_5 = \frac{0.787^2}{1.6 * 1} \sqrt{\frac{2 * 7500 * 34136}{3(1 + 0.137)}} = 54.62 \text{ pound} = 21.50 \text{ kN}$$

Çapraz elemanlar için ise;

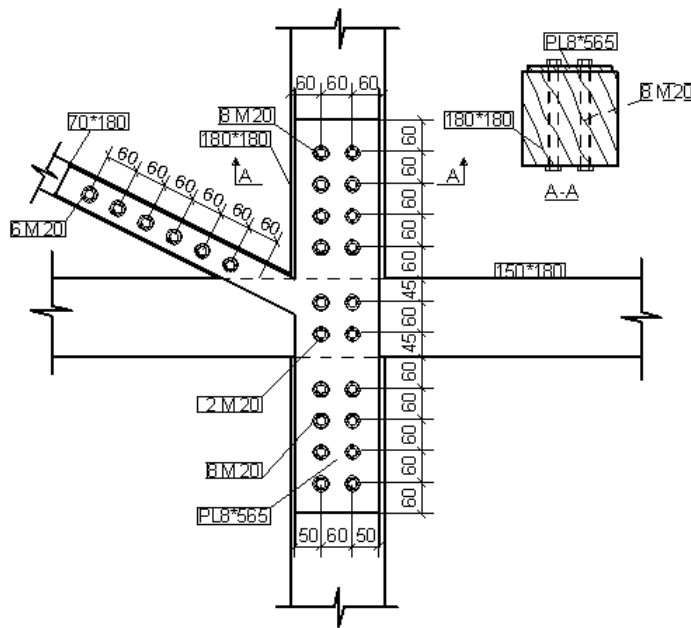
$$Z_1 = \frac{0.787 * 2.75 * 6150}{4 * 1} = 3327 \text{ pound} = 15.09 \text{ kN}$$

$$Z_2 = \frac{5.14 * 0.787 * 0.628 * 6150}{1.6 * (2 + 0.09) * 1} = 4672 \text{ pound} = 21.19 \text{ kN}$$

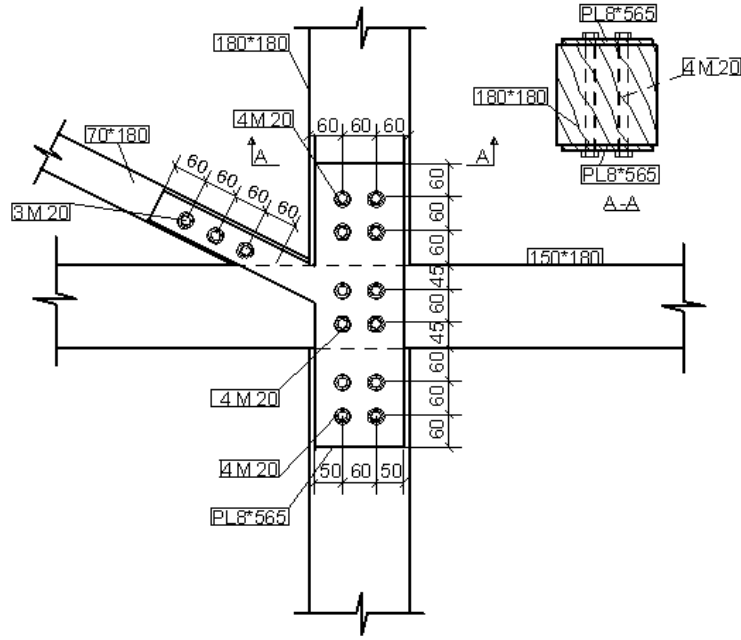
$$Z_5 = \frac{0.787^2}{1.6 * 1} \sqrt{\frac{2 * 6150 * 34136}{3(1 + 0.09)}} = 4386 \text{ pound} = 19.89 \text{ kN}$$

5.4.1.4 Katlar arası birleşim detayı güçlendirmesi

Bölüm 5.3.2.2'den hatırlanacağı üzere bağlantıdaki ana dikme elemanında toplam $\sum P_{t1}=33.58 \text{ kN}$, çapraz elemanda ise toplam $P_{t2}=10.0 \text{ kN}$ çekme kuvveti etkimektedir. Bu kuvvetlere göre bağlantı detayı tek tesirli ve çift tesirli olmak üzere Şekil 5.17 ve 5.18'de gösterildiği gibi güçlendirilmiştir.



Şekil 5.17: Tek tesirli bulonlu birleşim ile güçlendirme detayı.



Şekil 5.18: Çift tesirli bulonlu birleşim ile güçlendirme detayı.

Yukarıdaki şekillerde teşkil edilen bağlantı detayların tahkiki yapıp yeterli olup olmadığına karar verilecektir.

Ana dikme elemanı kontrolü

Bu elemana ait bulonlara bağlı olarak factor katsayıları belirlenecektir.

- Group action factor (C_g); ilk olarak Denklem 5.13' göre γ katsayısı bulunur.

$$\gamma = 270000 * 0.787^{1.5} = 188506.3$$

Elastisite modülleri, kesit alanları ve bulonlar arası mesafeye bağlı, tek tesirli birleşim için "u" katsayısı Denklem 5.12'a göre aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$u = 1 + 188506.3 * \frac{2.36}{2} \left[\left(\frac{1}{1777917.1 * 50.12} \right) + \left(\frac{1}{29869021 * 1.975} \right) \right] = 1.006$$

Çift tesirli birleşim için çelik kesit alanının iki katı alınır.

$$u = 1 + 188506.3 * \frac{2.36}{2} \left[\left(\frac{1}{1777917.1 * 50.12} \right) + \left(\frac{1}{29869021 * 3.95} \right) \right] = 1.004$$

u'ya bağlı m katsayısı Denklem 4.11'e göre tek tesirli birleşim için;

$$m = 1.006 - \sqrt{1.006^2 - 1} = 0.89$$

çift tesirli için

$$m = 1.004 - \sqrt{1.004^2 - 1} = 0.91$$

hesaplanır.

Denklem 5.10'a göre R_{EA} katsayısı tek tesirli birleşim için aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$R_{EA} = \min \left[\left(\frac{29869021 * 1.975}{1777917.1 * 50.12} \right), \left(\frac{1777917.1 * 50.12}{29869021 * 1.975} \right) \right] = 0.66$$

Çift tesirli birleşim için,

$$R_{EA} = \min \left[\left(\frac{29869021 * 3.95}{1777917.1 * 50.12} \right), \left(\frac{1777917.1 * 50.12}{29869021 * 3.95} \right) \right] = 0.75$$

Bütün bu katsayılara bağlı group action faktörü katsayısı tek tesirli birleşim için

Denklem 5.9'a göre hesaplanır.

$$C_g = \left[\frac{0.89 * (1 - 0.89^{2*2})}{2[(1 + 0.66 * 0.89^2)(1 + 0.89) - 1 + 0.89^{2*2}]} \right] \left[\frac{1 + 0.66}{1 - 0.89} \right] = 0.998$$

Çift tesirli birleşim için;

$$C_g = \left[\frac{0.91 * (1 - 0.91^{2*2})}{2[(1 + 0.75 * 0.91^2)(1 + 0.91) - 1 + 0.91^{2*2}]} \right] \left[\frac{1 + 0.75}{1 - 0.91} \right] = 0.995$$

- Geometry factor (C_Δ); bulon uç mesafesi ve bulonlar arası mesafeye göre değişen değerlerden en küçük olanı hesaba katılır.

$$C_\Delta = \frac{60mm}{7 * 20mm} = 0.428$$

$$C_\Delta = \frac{60mm}{4 * 20mm} = 0.75$$

Bu katsayılara göre göz önünde bulundurulacak sınır kesme kuvveti Çizelge 5.11' de gösterilmiştir.

Çizelge 5.11 : Ana dikme elemanları bulonlu birleşimlerin kesme kuvveti kapasitesi.

Birleşim tipi (tek tesirli/ çift tesirli)		kN		Faktör					
				Yük Tipi	Nem	Sıcaklık	Grup	Geometri	kN
Tek	Z'=	7.86	x	1.6	1	1	0.99	0.428	5.32
Çift	Z'=	20.20	x	1.6	1	1	0.99	0.428	13.69

Sonuç olarak, tek tesirli bağlantı için gerekli bulon sayısı;

$$n_b = \sum P_{t1}/Z' = 33.58/5.32 = 6.31 \text{ olarak hesaplanır. 8M20 bulon kullanılır.}$$

Çift tesirli bağlantı için ise ;

$$n_b = \sum P_{t1}/Z' = 33.58/13.69 = 2.45 \text{ olarak hesaplanır. 4M20 bulon kullanılır.}$$

Çapraz elemanı kontrolü

Bu elemana ait bulonlara bağlı olarak factor katsayıları; γ katsayısı ana dikme elemanı ile aynı olup; $\gamma = 188506.3$ 'tür. Tek tesirli birleşim için “u” katsayısı aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$u = 1 + 188506.3 * \frac{2.36}{2} \left[\left(\frac{1}{1422334.3 * 19.47} \right) + \left(\frac{1}{29869021 * 0.365} \right) \right] = 1.02$$

Çift tesirli birleşim için ise;

$$u = 1 + 188506.3 * \frac{2.36}{2} \left[\left(\frac{1}{1422334.3 * 19.47} \right) + \left(\frac{1}{29869021 * 0.73} \right) \right] = 1.01$$

olarak hesaplanır.

Tek tesirli birleşim için “m” katsayı değeri;

$$m = 1.02 - \sqrt{1.02^2 - 1} = 0.81$$

çift tesirli için;

$$m = 1.01 - \sqrt{1.01^2 - 1} = 0.86$$

olarak hesaplanır.

Tek tesirli birleşim için “ R_{EA} ” katsayı değeri;

$$m = 1.02 - \sqrt{1.02^2 - 1} = 0.81$$

çift tesirli için;

$$R_{EA} = \min \left[\left(\frac{29869021 * 0.365}{1422334.3 * 19.47} \right), \left(\frac{1422334.3 * 19.47}{29869021 * 0.365} \right) \right] = 0.393$$

olarak hesaplanır.

$$R_{EA} = \min \left[\left(\frac{29869021 * 0.73}{1422334.3 * 19.47} \right), \left(\frac{1422334.3 * 19.47}{29869021 * 0.73} \right) \right] = 0.787$$

Tek tesirli birleşim için group action katsayısı “C_g” katsayı değeri;

$$C_g = \left[\frac{0.81 * (1 - 0.81^{2*1})}{2[(1 + 0.393 * 0.81^1)(1 + 0.81) - 1 + 0.81^{2*1}]} \right] \left[\frac{1 + 0.393}{1 - 0.81} \right] = 0.50$$

çift tesirli için;

$$C_g = \left[\frac{0.86 * (1 - 0.86^{2*1})}{2[(1 + 0.787 * 0.86^1)(1 + 0.86) - 1 + 0.86^{2*1}]} \right] \left[\frac{1 + 0.787}{1 - 0.86} \right] = 0.50$$

Geometri faktörü katsayısı;

$$C_{\Delta} = \frac{60mm}{7 * 20mm} = 0.428$$

$$C_{\Delta} = \frac{60mm}{4 * 20mm} = 0.75$$

Değerlerinden küçük olan seçilir; C_Δ=0.428

Çizelge 5.12 :Çapraz elemanlar bulonlu birleşimler için kesme kuvveti kapasiteleri.

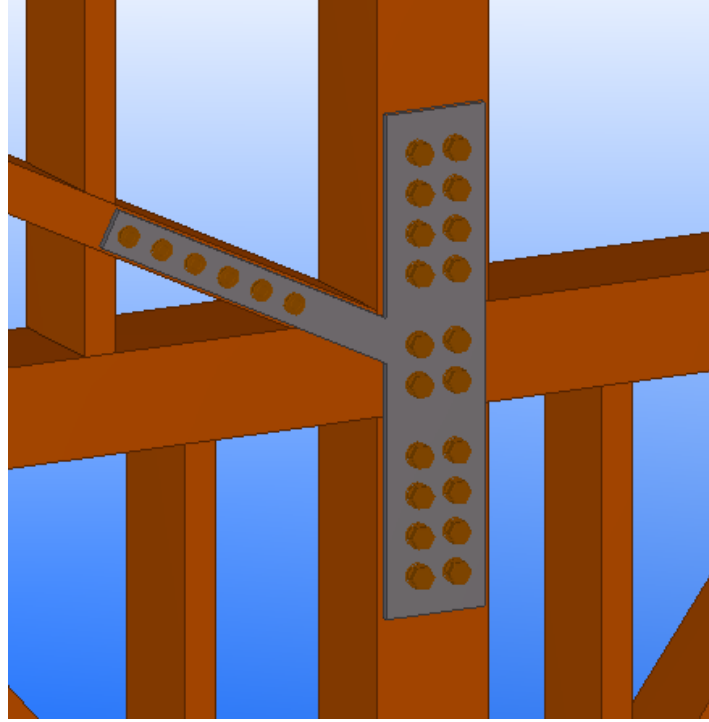
Birleşim tipi (tek tesirli/ çift tesirli)		kN		Faktör					
				Yük tipi	Nem	Sıcaklık	Grup	Geometri	kN
Tek	Z'=	5.19	x	1.6	1	1	0.50	0.428	1.77
Çift	Z'=	15.09	x	1.6	1	1	0.50	0.428	5.16

Sonuç olarak, tek tesirli bağlantı için gerekli bulon sayısı;

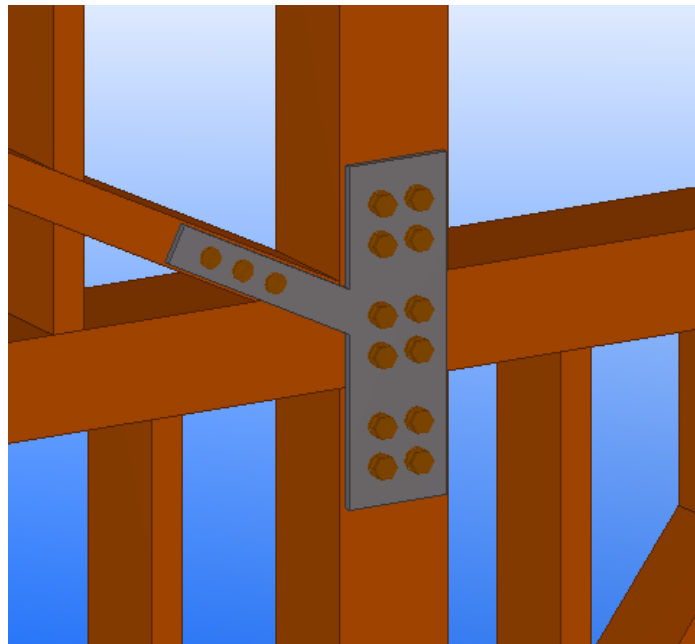
$n_b = \sum P_{t2}/Z' = 10.0/1.77 = 5.64$ olarak hesaplanır. 6M20 bulon kullanılmıştır.

Çift tesirli bağlantıda ise $n_b = \sum P_{t2}/Z' = 10.0/5.16 = 1.93$ olarak hesaplanır. 3M20 bulon kullanılmıştır.

Güçlendirilmiş detayın 3 boyutlu görünümü aşağıda gösterilmiştir.



Şekil 5.19: Tek tesirli bulonlu birleşimin 3 boyutlu gösterimi.



Şekil 5.20: Çift tesirli bulonlu birleşimin 3 boyutlu gösterimi.

5.4.1.5 Yapı-temel birleşim detayı

Bölüm 5.3.2.2’de detayı ve kuvvet değerleri gösterilen ana dikme elemanı ve çapraz elemanının temele bağlantısı verilmiştir. Bu kuvvetler katlar arası birleşim detayından daha büyüktür. Bu nedenle çelik plakanın St37 kalitesinde ve 15mm kalınlığında kullanılması öngörülmüştür.

Bağlantının yeterliliği Bölüm 5.4.1.4’de katlar arası birleşim detayı için yapılan hesapların aynısı yapılarak kontrol edilecektir.

Bu hesaplar sonucu bulunan değerler Çizelge 5.13’de gösterilmiştir.

Çizelge 5.13 :Yapı-temel bulonlu birleşimler için kesme kuvveti kapasite değerleri.

Eleman	Tesir sayısı	Kesme kuvveti kapasiteleri (kN)				
		Z ₁	Z ₂	Z ₃	Z ₄	Z ₅
Ana Dikme	Tek	47.45	21.17	24.34	10.09	10.79
	Çift	47.45	-	-	21.19	21.58
Çapraz	Tek	38.91	17.58	20.22	9.35	9.87
	Çift	38.91	-	-	18.70	19.75

Bu değerlerin katsayılarla azaltılmış hali Çizelge 5.14’de gösterilmiştir.

Çizelge 5.14 :Yapı-temel bulonlu birleşimler kesme kuvveti hesap değerleri.

Eleman	Birleşim tipi (tek tesirli/ çift tesirli)		kN		Faktör					
					Yük tipi	Nem	Sıcaklık	Grup	Geometri	kN
Ana Dikme	Tek	Z’=	10.09	x	1.6	1	1	0.979	0.429	6.78
	Çift	Z’=	21.19	x	1.6	1	1	0.935	0.429	14.08
Çapraz	Tek	Z’=	9.35	x	1.6	1	1	0.930	0.429	5.96
	Çift	Z’=	18.70	x	1.6	1	1	0.868	0.429	11.14

Sonuç olarak, ana dikmelerde tek tesirli bağlantı için gerekli bulon sayısı;

$n_b = \sum P_{t1}/Z' = 111.85/6.78 = 16.48$ olarak hesaplanır. 18M20 bulon kullanılır.

Çift tesirli bağlantı için ise ;

$n_b = \sum P_{t1}/Z' = 111.85/14.08 = 7.93$ olarak hesaplanır. 10M20 bulon kullanılır.

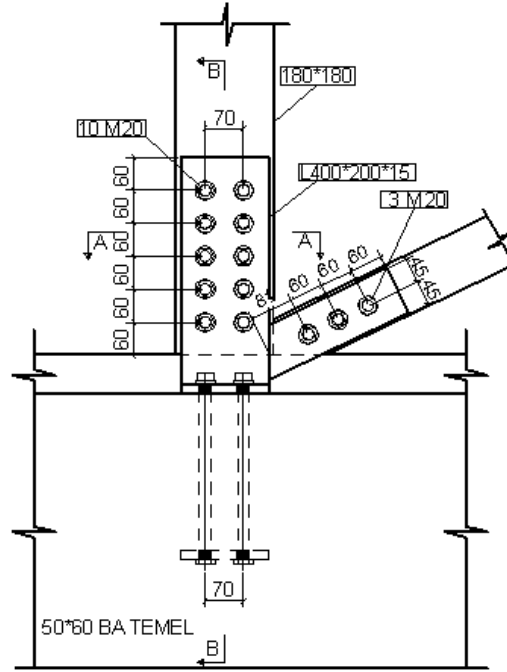
Çapraz elemanlarda ise tek tesirli bağlantı için gerekli bulon sayısı;

$n_b = \sum P_{t2}/Z' = 22.65/5.96 = 3.80$ olarak hesaplanır. 4M20 bulon kullanılmıştır.

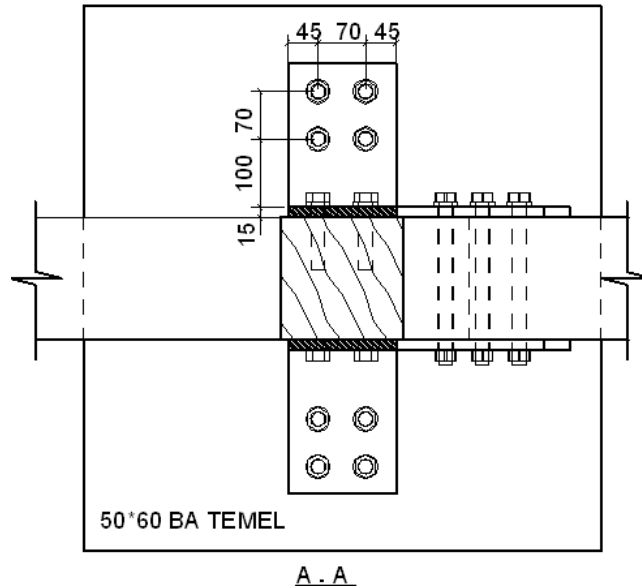
Çift tesirli bağlantıda ise $n_b = \sum P_{t2}/Z' = 22.65/11.14 = 2.03$ olarak hesaplanır. 3M20 bulon kullanılmıştır.

Ancak bu bağlantı temel bağlantısı da olduğundan simetrikliği sağlamak için çift tesirli bağlantı tercih edilmelidir.

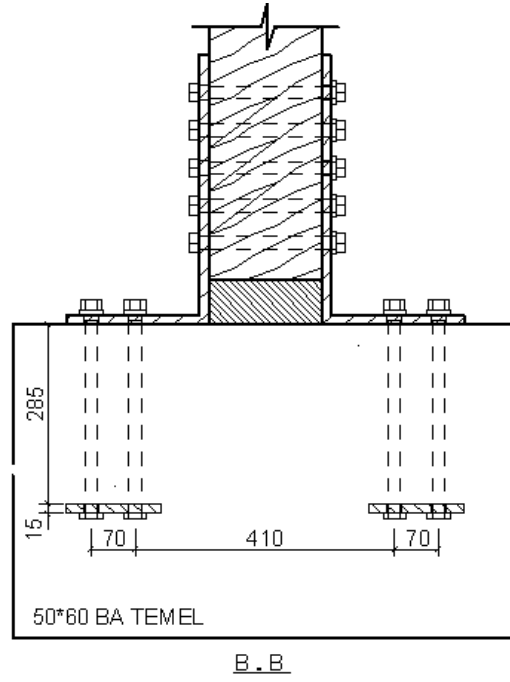
Çift tesirli bağlantıya göre teşkil edilen detaya ait çizimler Şekil 5.21, 5.22 ve 5.23'de gösterilmiştir.



Şekil 5.21: Yapı-temel bulonlu birleşim ile güçlendirme detayı cephe görünüşü.



Şekil 5.22: Yapı-temel bulonlu birleşim ile güçlendirme detayı üstten görünüşü.



Şekil 5.23: Yapı-temel bulonlu birleşim ile güçlendirme detayı kesit görünüşü.

5.4.2 Çelik kama ile birleşim

Bu bölümde, Bölüm 5.4.1’de güçlendirilmesi gereken birleşimlerin çelik kama kullanılarak detaylandırılması yapılmıştır. Hesaplamalar NDS uyarınca gerçekleştirilmiştir [15].

5.4.2.1 Kullanım yerleri, çeşitleri ve amacı

Çelik kamalar, yüksek basınç veya makasalama kuvvetine maruz kalan ahşap elemanların birleşim detaylarında kullanılan birleşim araçlarıdır.

Ülkemizde kamalar 4 ana başlık altında sınıflandırılmaktadır [7]. Bunlar;

Kama malzemesine göre

- Sert ahşap kamalar
- Metal kamalar
- Özel malzemeli kamalar

Kama şekline göre

- Levha kamalar
- Silindirik kamalar
- Halka kamalar

Birleşime yerleştiriliş şekline göre

- Yuvalı kamalar
- Dişli kamalar
- Yuvalı-dişli kamalar

Emniyet kuvvetlerinin belirlenmesi göre

- Emniyet kuvveti hesapla bulunan kamalar
- Emniyet kuvveti deneyle bulunan kamalar

Birleşimde, yük aktarma sırasında kamanın elemanlardan ayrılmamasını sağlamak amacıyla yardımcı bulonlar veya vidalar kullanılır (lag screw). Ülkemizde yukarıda sıralanan kama çeşitlerinden en yaygın kullanılanı ahşap kamalardır.

Ancak tez kapsamında daha büyük kesme kuvveti kapasitesi olan, bulon ve çelik plakalar ile kullanılan çelik kamalar anlatılacaktır.

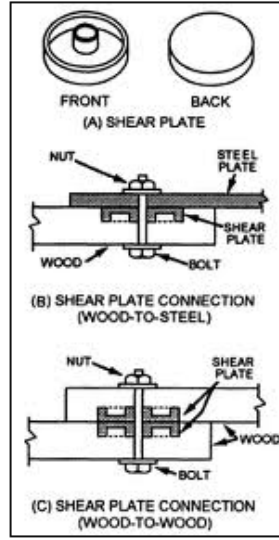
Çelik kama kullanılacak ahşap elemanlarda, kama yuvaları önceden özel bir ale tile açılır. Bulonlu birleşim için bulon delikleri de önceden açılması gerekmektedir. daha sonra çelik kama açılan yuvaya monte edilir. Şekil 5.24’de tipik kullanılan çelik kama ve yuva açma aleti gösterilmiştir.



Şekil 5.24: Çelik kayma kaması.

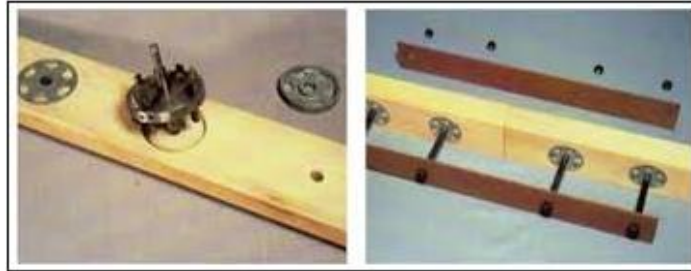
İki ahşap elemanı birleşmesi için kullanılan çelik kamalar her iki ahşap elemanda kullanıldığı gibi, kalın bir kama seçilerek ikisine de nüfuz etmesi sağlanabilir. Buna karşın çelik plaka ve bulonla birlikte kullanılan çelik kamaların sadece ahşap

elemana gömülerek monte edilmesi gerekmektedir. Bu durumu Şekil 5.25’de gösterilmiştir.



Şekil 5.25: Çelik kayma kaması bağlantı detayı.

Şekil 5.26’de ahşap elemana çelik kama montajı gösterilmiştir.



Şekil 5.26: Çelik kayma kaması montaj detayı.

5.4.2.2 Çelik kama için emniyet kuvvetinin belirlenmesi

Çelik kamaların NDS’ye göre emniyetle aktarabileceği kuvvet, liflere dik (Q) ve paralel olmak (P) üzere iki ayrılmıştır. Güçlendirilmesi yapılacak detaylarda kuvvetler liflere paralel olduğu için belirlenecek kapasite değeri P olacaktır. Bu değer belirlendikten sonra çivi ve bulonlarda olduğu gibi factor katsayıları ile çarpılarak P’ değerine ulaşılabacaktır. Gerekli kama sayısı P’ değerine göre belirlenecektir.

NDS’de P değeri, yapılan deneyler sonucu oluşturulmuş tablolardan belirlenmektedir. İlk olarak çelik kama (shear plate) kullanılacak birleşimlerdeki ahşap elemanın kalitesi için grup tipi belirlenir. Bu tabloda “Red Oak”, yapıda

kullanılan meşe ağacına en yakın özellikte olduğu için ana dikme elemanları Grup-A olarak belirlenmiştir. Aynı şekilde çam ağacından yapılan çapraz elemanlar, tablodaki “Southern Pipe” ile eşleştirilip Grup-B olarak belirlenmiştir.

Ahşap kalitesine göre gruplar belirlendikten sonra NDS Table 10.2B’de çelik kamalar için hazırlanmış tabloya göre P kuvvet değeri belirlenecektir.

İlk olarak kullanılacak çelik kama çapı seçilir. Ülkemizde de üretilen 65mm çapındaki kama seçilir. Bu değer tabloda “inç” olarak verilen $2^{5/8}$ ’e karşılık gelir. Bulonlar M20 seçildiği için tablodaki $\frac{3}{4}$ inç değeri ile tutucu tarafta kalarak aynı kabul edilebilir.

Tablodaki 3. Sütunda verilen “number of faces of member with connectors on same bolt” seçeneği 1 olarak alınır. Buna denk gelen en küçük ahşap eleman kalınlığı $1^{1/2}$ inç (38mm) değerini sağlamaktadır.

Sonuç olarak ana dikme elemanları için Grup-A stünundan P değeri 3110 lbs=14.10 kN seçilir. Fakat kullanılan 65mm çelik kama için bu değer en fazla 2900 lbs = 13.15 kN olması gerekmektedir.Çapraz elemanlar için ise 2670 lbs = 12.11 kN olarak belirlenir.

5.4.2.3 Düzeltme katsayılarının belirlenmesi

Çelik kamalı birleşimlerde de diğer birleşimde olduğu gibi belirlenen dizayn kuvvet değerleri Çizelge 5.15’de gösterilen NDS’ye göre deneylerden elde edilmiş olan bazı düzeltme katsayıları ile çarpılacaktır.

Çizelge 5.15 :Çelik kayma kamaları için katsayıları.

			Faktör						
			Yük tipi	Nem	Sıcaklık	Grup	Geometri	Gömülü derinlik	Plaka
P’=	P	x	C_D	C_M	C_t	C_g	C_Δ	C_d	C_{st}
Q’=	Q	x	C_D	C_M	C_t	C_g	C_Δ	C_d	-

Burada C_D , C_M ve C_t değerleri diğer bölümlerle aynıdır.

Penetration depth factor; bulon yerine vida (leg screw) kullanılması durumunda belirlenen değerdir. Bu yüzden yapılacak hesaplarda $C_d=1$ olarak alınacaktır.

Metal side plate factor; çelik kamanın 100mm çapında seçildiği durumlarda kullanılacaktır. Bu birleşimde 65mm çapında çelik kama kullanıldığı için $C_{st}=1$ alınacaktır.

Geometry factor; çelik kamalar için geometriden kaynaklanan katsayılar NDS'ye göre deneyler sonucu oluşturulmuş Table 10.3'den seçilecektir. Bu tablo kenar mesafe (edge distance), son bulonun eleman sonuna olan mesafesi (end distance) ve bulonların merkezden mesafesine (spacing) göre 65mm çapındaki çelik kama için sadeleştirilmiş ve Çizelge 5.16'da gösterilmiştir.

Çizelge 5.16 :Çelik kayma kamalar için mesafeler.

		Minimum dizayn değerleri (mm)	Tam dayanım değeri (mm)
Kenar mesafe	Mesafe	45	45
	C_{Δ}	1	1
Uç Mesafe	Mesafe	70	140
	C_{Δ}	0.625	1
Ara mesafe	Mesafe	90	172
	C_{Δ}	0.5	1

Buna göre yukarıdaki C_{Δ} değerlerinden en küçük olanı seçilerek göz önüne alınacaktır. Tablodaki değerlerin arasında bir değer kullanılması durumunda, interpolasyon ile C_{Δ} değeri belirlenecektir. Ayrıca bu tablodan da görüldüğü gibi en küçük kenar mesafe 45 mm olduğu için çelik kamaların kullanılacağı en küçük ahşap eleman kesiti 9*18 cm'dir. Dolayısı ile katlar arası birleşimdeki çapraz elemanın boyutu 7*18cm olduğundan bu elemanda çelik kamalı birleşim yapılamayacaktır.

Group action factor, bu değer bölüm 5.4.1'deki yöntemle hesap edilir. Ancak burada farklı olan γ katsayısıdır. NDS'ye göre çelik kama ile birleşimlerde bu değer $\gamma=400000$ lb/in alınır. Ayrıca birleşimlerde tek sıra çelik kama kullanılacağı için $n=1$ olarak hesaba katılmıştır. Buna göre ana dikme ve çapraz elemanlar için hesaplanmış $C_g=1$ bulunmuştur.

Bu katsayılar göz önüne alınarak taşınabilecek en büyük eksenel çekme kuvveti değeri Çizelge 5.17'de tabloda gösterilmiştir. Bu değerler tek tesirli birleşimler için olup, çift tesirli olması durumunda ise bu değerlerin 2 katı alınır.

Çizelge 5.17 :Çelik kayma kamaları için hesap kapasite kuvvetleri.

Eleman		P (kN)		Yük tipi	Nem	Sıcaklık	Grup	Geometri	Gömülü Derinlik	Plaka	(kN)
Ana Dikme	P'=	13.15	x	1.6	1	1	1	0.5	-	1	10.52
Çapraz	P'=	12.11	x	1.6	1	1	1	0.5	-	1	9.68

5.4.2.4 Katlar arası birleşim detayı

Bölüm 5.3.2.2'den hatırlanacağı üzere bağlantıdaki ana dikme elemanında toplam $\sum P_{t1}=33.58$ kN, çapraz elemanda ise toplam $P_{t2}=10.00$ kN çekme kuvveti etkimektedir. Çapraz elemanın kesitleri çelik kama kullanılacak kadar yeterli olmadığı için bu elemanda kuvvet yine bulonlar ile aktarılacaktır.

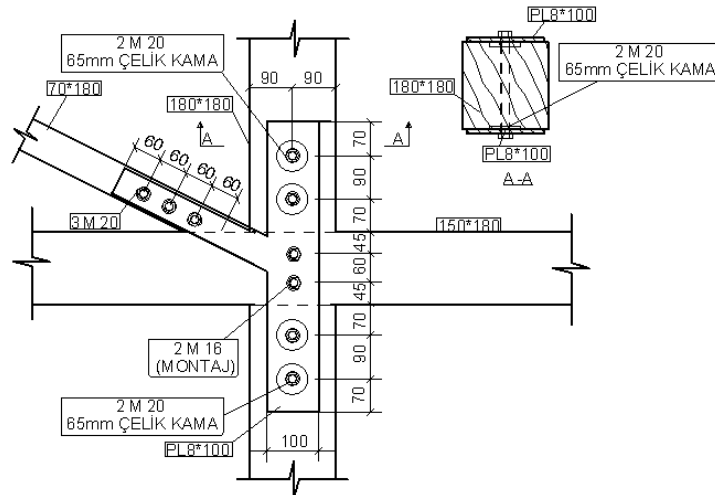
Buna göre tek tesirli birleşim için ana dikme elemanında M20 bulon ve çelik kama sayısı;

$n_k = \sum P_{t1}/P' = 33.58/10.52 = 3.19$ adet olarak hesaplanır. 4 adet çelik kama ve M20 bulonu kullanılır.

Birleşimin çift tesirli olması durumunda ise ;

$n_b = \sum P_{t1}/Z' = 33.58/(2*10.52) = 1.59$ olarak hesaplanır. 2 adet çelik kama ve M20 bulonu kullanılır.

Şekil 5.27'de çift tesirli birleşim için çelik kama kullanılarak güçlendirilen katlar arası birleşim detayı gösterilmiştir.



Şekil 5.27: Katlar arası, çelik kayma kaması ile çift tesirli güçlendirme detayı.

5.4.2.5 Yapı temel birleşim detayı

Bu birleşimde hem ana dikme elemanında hem de çapraz elemanda çelik kama ile bağlantı yapılacaktır. Buna göre çelik kama ve bulon sayısı aşağıdaki gibi belirlenir;

$n_b = \sum P_{t1}/Z' = 111.85/10.52 = 10.6$ olarak hesaplanır. 11 adet çelik kama ve M20 bulon kullanılır.

Çift tesirli bağlantı için ise ;

$n_b = \sum P_{t1}/Z' = 111.85/(2*10.52) = 5.3$ olarak hesaplanır. 6 adet çelik kama M20 bulon kullanılır.

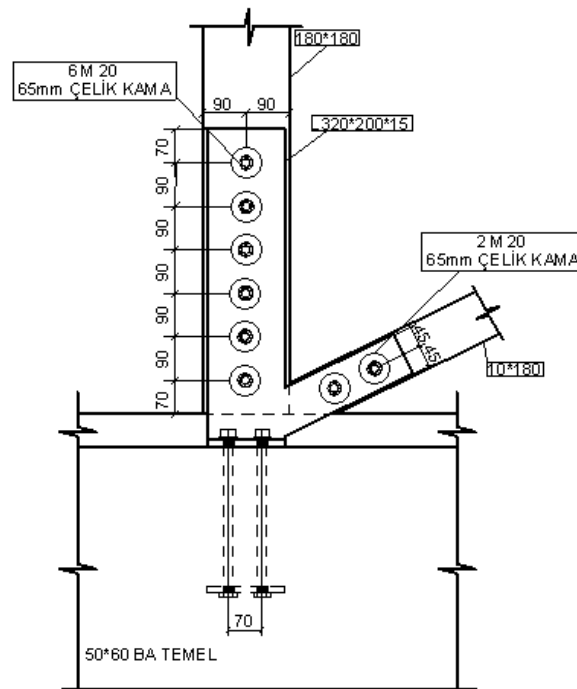
Çapraz elemanlarda ise tek tesirli bağlantı için gerekli bulon sayısı;

$n_b = \sum P_{t2}/Z' = 22.65/9.68 = 2.33$ olarak hesaplanır. 3 adet çelik kama M20 bulon kullanılmıştır.

Çift tesirli bağlantıda ise $n_b = \sum P_{t2}/Z' = 22.65/(2*9.68) = 1.16$ olarak hesaplanır. 2 adet çelik kama ve M20 bulon kullanılmıştır.

Ancak bu bağlantı temel bağlantısı da olduğundan simetrikliği sağlamak için çift tesirli bağlantı tercih edilmelidir.

Çift tesirli bağlantıya göre teşkil edilen detaya ait çizimler Şekil 5.28 'de gösterilmiştir.



Şekil 5.28: Yapı-temel çelik kayma kaması ile çift tesirli güçlendirme detayı.

5.5 Sonuçların Yorumlanması ve Karşılaştırılması

Bu bölümde, yetersiz görülen detaylar üzerinde yapılan bulonlu ve çelik kamalı bağlantı tiplerinin karşılaştırılması yapılacaktır.

5.5.1 Kuvvet kapasitelerinin karşılaştırılması

Aynı bağlantıya ait yapılan iki farklı güçlendirme detayının sonuçları Çizelge 5.18’de gösterilmiştir.

Çizelge 5.18 : Bulonlu ve çelik kayma kamalı birleşimin kapasiteleri.

Birleşim yeri	Eleman	Detay tipi		En büyük kuvvet kapasitesi (kg)
Katlar arası	Ana dikme (18x18)	Bulonlu	Tek tesirli	5.32.8
			Çift tesirli	13.69
		Çelik kamalı	Tek tesirli	10.52
			Çift tesirli	21.04
	Çapraz (7x18)	Bulonlu	Tek tesirli	1.77
			Çift tesirli	5.16
		Çelik kamalı	Tek tesirli	-
			Çift tesirli	-
1. Kat-Temel	Ana dikme (18x18)	Bulonlu	Tek tesirli	6.78
			Çift tesirli	14.08
		Çelik kamalı	Tek tesirli	10.52
			Çift tesirli	21.04
	Çapraz (10x18)	Bulonlu	Tek tesirli	5.96
			Çift tesirli	11.14
		Çelik kamalı	Tek tesirli	9.68
			Çift tesirli	19.36

Buna göre katlar arası birleşiminde ana dikme elemanında çelik kamalı detay, bulonlu detaya göre %66 daha fazla kuvvet taşımaktadır.

Temel ile olan birleşimde ise, ana dikme elemanında çelik kamalı detay, bulonlu detaya göre, %51, çapraz eleman da ise %69 daha fazla kuvvet taşımaktadır.

5.5.2 Birleşim elemanları sayısının karşılaştırılması

Aynı birleşim tipine ait uygulanan iki farklı detay tipinde kullanılan birleşim elemanlarının cinsi ve adedi Çizelge 5.19’da verilmiştir.

Çizelge 5.19 : Bulonlu ve çelik kayma kamalı birleşimlerin eleman sayıları.

Birleşim yeri	Eleman	Detay tipi		Bulon sayısı (4.6, M20)	Çelik plaka kalınlığı (St37, mm)
Katlar arası	Ana dikme (18x18)	Bulonlu	Tek tesirli	8	8
			Çift tesirli	4	8
		Çelik kamalı	Tek tesirli	4	8
			Çift tesirli	2	8
	Çapraz (7x18)	Bulonlu	Tek tesirli	6	8
			Çift tesirli	3	8
		Çelik kamalı	Tek tesirli	-	8
			Çift tesirli	-	8
1. Kat-Temel	Ana dikme (18x18)	Bulonlu	Tek tesirli	18	15
			Çift tesirli	10	15
		Çelik kamalı	Tek tesirli	11	15
			Çift tesirli	6	15
	Çapraz (10x18)	Bulonlu	Tek tesirli	4	15
			Çift tesirli	3	15
		Çelik kamalı	Tek tesirli	3	15
			Çift tesirli	2	15

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Tez kapsamında, ahşap malzeme ve ahşap yapılar hakkında genel bilgi verilmiş olup SHPY örneği ile büyük ölçekli ahşap yapılar mühendislik yönüyle ele alınmıştır.

Çalışmanın birinci temel amacı, yapının deprem yükleri altında üç farklı metod ile incelenmesidir. Bölüm 4’de ele alınan yapısal analiz sonuçları ile aşağıdaki çıkarımlar elde edilmiştir.

- EDYY’e göre analiz edilen iki boyutlu modelde bulunan X yönü toplam deprem kuvveti, MBY’ye göre analiz edilen üç boyutlu modele göre %61.1 daha fazla, UBC 97’ye göre ise %9.6 daha az bulunmuştur. Buna karşın Y yönü toplam deprem kuvvetin EDYY’e göre analiz sonucunda, MBY’e göre %71.3, UBC 97’ye göre ise %14.8 daha fazla bulunmuştur.
- Üç modelde de incelenen X ve Y yönü duvarlarında oluşan tepe deplasman değerleri, UBC 97’ye göre elde edilen sonuç X yönü duvarı için, EDYY’e göre %9.9, MBY’e göre ise %79.7 daha fazla bulunmuştur. Y yönü duvarı tepe deplasman en büyük değeri EDYY analiz sonucunda bulunmuş, bu değer UBC 97’ye göre analiz sonucundan %11.3, MBY’e göre analiz sonucundan ise %75 daha fazla olduğu görülmüştür.
- Her üç farklı analiz sonucuna göre ahşap taşıyıcı elemanlarda oluşan iç kuvvetler UBC 97 ve EDYY’e göre analiz sonucu elde edilen değerler, MBY’e göre analiz sonucu elde edilen değerlerden daha fazla olduğu görülmektedir.

Yukarıda açıklanan analiz sonuçları ile, büyük ölçekli ahşap yapıların UBC 97 ve EDYY ile iki boyutlu deprem analizi, MBY ile yapılan üç boyutlu deprem analizinden daha elverişsiz durum oluşturduğu sonucuna varılmıştır.

Çalışmanın ikinci ana amacı olan güçlendirme teknikleri ile ilgili aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır.

- Her üç farklı yöntem ile deprem analizi sonucu, elemanların iç kuvvetlerinden dolayı oluşan gerilmeler kontrol edilmiş, bu değerlerin hem

Ülkemiz yönetmeliği TS 647 hem Amerikan Ahşap Birliği yayını olan NDS'ye göre hesaplanan sınır emniyet gerilmelerini aşmadığı görülmüştür. Bu yüzden eleman bazında güçlendirme yapılmaya gerek duyulmamıştır.

- Yapının ahşap elemanlarının mevcut çivili bağlantısı, analiz edilen en elverişsiz duruma göre, NDS uyarınca kontrol edilmiş ve bağlantıların yetersiz olduğu görülmüştür.
- Yetersiz görülen bağlantılar bulon ve çelik kama kullanılmak üzere iki farklı yöntemle güçlendirilmiş, elde edilen sonuçlar karşılaştırıldığında, çelik kama ile yapılan bağlantının daha etkili olduğu görülmüştür.

Genel olarak, büyük ölçekli ahşap yapılarda elemanlarda oluşan gerilme değelerinin yönetmeliklerce izin verilen emniyet gerilmeleri sınırları içinde kaldığı görülmektedir. Buna karşın, bağlantılarda kullanılan çivilerin yetersiz kaldığı söylenebilir. Bu bağlantıların tez kapsamında açıklanan bulonlu veya çelik kamalı detaylar ya da farklı bir detay ile güçlendirilmesi gerektiği sonucuna varılabilir.

Tez kapsamında incelenen ve yukarıdaki sonuçlara ulaşılan büyük ölçekli tarihi ahşap yalılar aşağıda önerildiği gibi farklı şekilde de incelenebilir.

- LRFD'ye göre deprem analizi yapıp, ASD'ye göre bulunan sonuçlar ile karşılaştırmak,
- Esnek diyafram tanımlayarak 3 boyutlu analize farklı yaklaşım getirmek.
- Yapının bir bölümüne inşaa edilmiş ve yapı ile kayıcı mesnetli bağlantısı yapılmış yığma kısmın, yapı ile rijit bağlayarak deprem davranışını araştırmak ve bu bağlantının nasıl yapılacağını incelemek.
- Bu tür tarihi ahşap yapılarda sık görülen bağdadi duvar kaplamasının deprem kuvvetlerine karşı etkisini araştırmak.
- Yapının deplasman sınırlaması için döşemelerin rijit diyaframa dönüştürmek için gerekli bağlantı dizaynı.

Yukarıda sıralanan maddeler bundan sonraki yazılacak tezler için araştırma konusu olarak değerlendirilebilir.

KAYNAKLAR

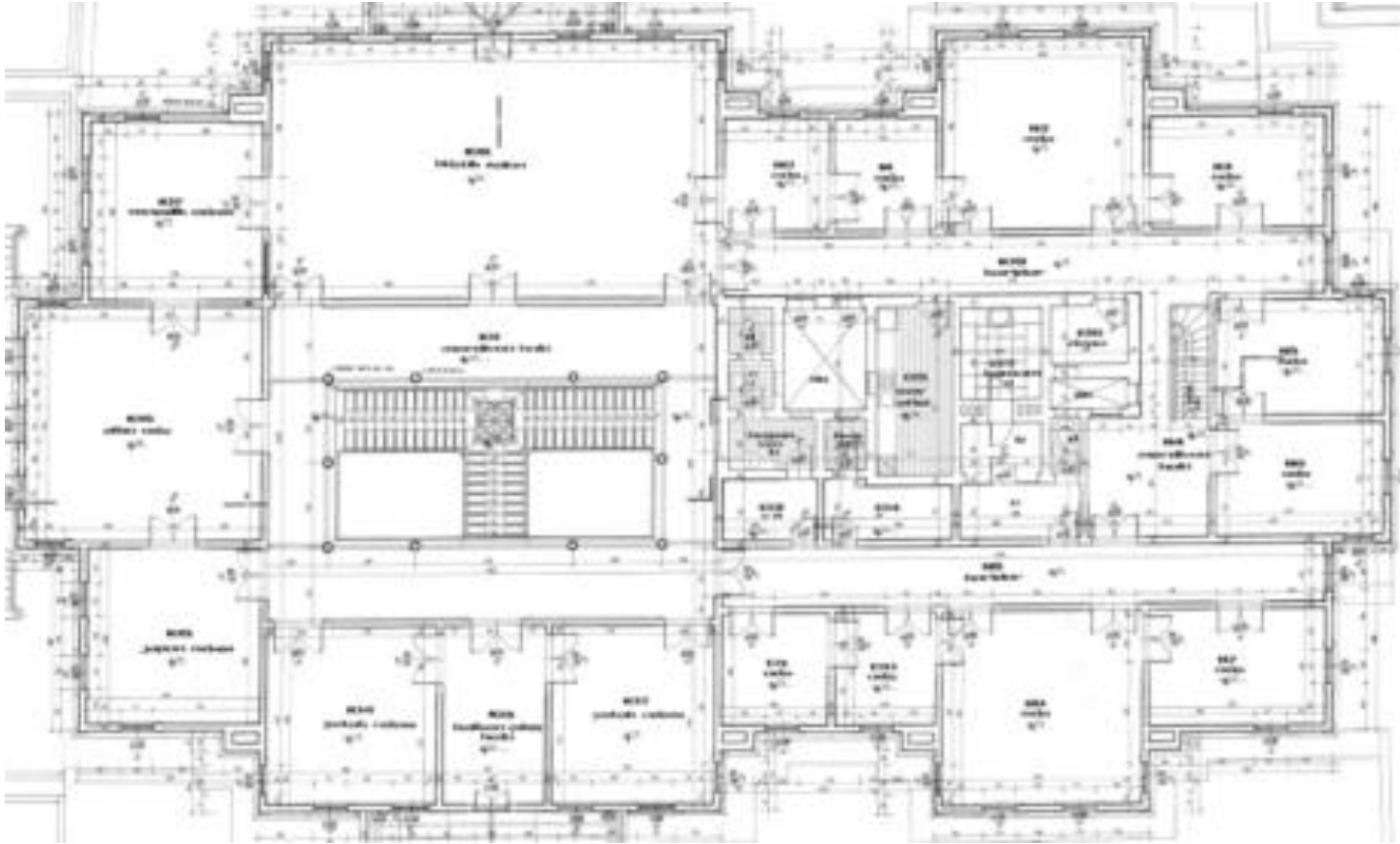
- [1] **Dışkaya, H.** (2004). *Kuzey Marmara Bölgesindeki 19. Yüzyıl Ahşap Yapılarının Depreme Karşı Güçlendirilmesi*, Yüksek Lisans Tezi, Mimar Sinan Güzel Sanatlar Üniversitesi, İstanbul.
- [2] **Çobancaoğlu, T.** (1998). *Türkiye’de Ahşap Ev’in Bölgelere Göre Yapısal Olarak İncelenmesi ve Restorasyon Önerileri*, Doktora Tezi, Mimar Sinan Güzel Sanatlar Üniversitesi, İstanbul.
- [3] **D.B.Y.B.H.Y.** (2007). Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik.
- [4] **TSE.** (1979). Türk Standardı, Ahşap Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, TS647.
- [5] **TSE.** (1980). Türk Standardı, Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, TS648.
- [6] **TSE.** (1997). Türk Standardı, Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, TS498.
- [7] **Odabaşı, Y.** (1992). *Ahşap ve Çelik Yapı Elemanları*, 1.Basım, Beta Yayıncılık, İstanbul.
- [8] **Deren, H.** (1976). *Ahşap Yapı Elemanları*, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.
- [9] **Erşen, N.** (2000). *Ahşap Yapılar Problem ve Çözümleri*, Birsan Yayınevi, İstanbul.
- [10] **Bayraktar, A.** (2006). *Tarihi Yapıların Analitik İncelenmesi ve Sismik Güçlendirme Metodları*, 1. Baskı, Beta Yayıncılık, İstanbul.
- [11] **Deren, H., Uzgider E., Piroğlu, F., Çağlayan, Ö.** (2008). *Çelik Yapılar*, 3. Baskı, Çağlayan Kitabevi, İstanbul.
- [12] **Newman, A.** (2001). *Structural Renovation of Building*, McGraw-Hill, United States of America.
- [13] **Breyer, E. D.** (1993). *Design of Wood Structures*, Third Edition, McGraw-Hill, United States of America.
- [14] **UBC 97**, *Uniform Building Code, Structural Engineering Design Provisions* Volume 2.
- [15] **NDS.** (1997). *National Design Specification for Wood Structures*, American Wood Council.
- [16] **Simpson.** (2006). *Wood Construction Connectors*, United States of America.
- [17] **Avunduk, A.** (2000). *Sait Halim Paşa Yalısı ve Malzeme*, Mimarlıkta Malzeme.
- [18] **KUDEB.** (2006). *Geleneksel Ahşap Yapı Uygulamaları*, 2. Baskı, İBB Kudeb Yayınları, İstanbul.
- [19] **Eldem, S. H.** (1994). *Boğaziçi Yalıları II*, Vehbi Koç Vakfı, İstanbul.

- [20] **Avlar, E.** (2004). *Ahşap Malzeme Notları*, Yıldız Teknik Üniversitesi, Mimarlık Fakültesi, İstanbul.
- [21] **Ünal, Ö.** (2000). *Yapı Malzemesi Ders Notları*, Kocatepe Üniversitesi, Afyon.
- [22] **Örs, Y., Keskin H.** (2001). *Ağaç Malzeme Bilgisi*, Atlas Yayın Dağıtım, İstanbul.
- [23] **Özgür, N.** (1985). *Boğaziçi Yalılarının Dünü ve Bugünü*, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- [24] **Balcı, İ.** (2006). *Sarıyer Aşiyen'dan Kısırkaya'ya*, 1. Basım, İlk Biz Yayınevi, İstanbul.
- [25] **Bozkurt, A. Y., Erdin, N.** (2000). *Odun Anatomisi*, İstanbul Üniversitesi Orman Fakültesi Yayınları.
- [26] **Erdenen, O.** (2006). *Boğaziçi Sahilhaneleri I: Anadolu Yakası*, İstanbul Büyükşehir Belediyesi Külür A.Ş. Yayınları, İstanbul.
- [27] **Deleon, J.** (1999). *The Bosphorus: A Historical Guide*, İnter Media.
- [28] **Gyllius.** (1997). *İstanbul'un Tarihi Eserleri*, (Çev: Erendiz Özbayoğlu) , İstanbul.
- [29] **Ayverdi, S.** (1966). *Boğaziçinde Tarih*, Raha Matbaası, İstanbul.
- [30] **İnciciyan, P. G.** (1976). *18. Asırda İstanbul*, İstanbul Matbaası, İstanbul.
- [31] **Barillari, D., Donato, M.** (2006). *İstanbul Projeleri 1893-1909*, İstanbul.

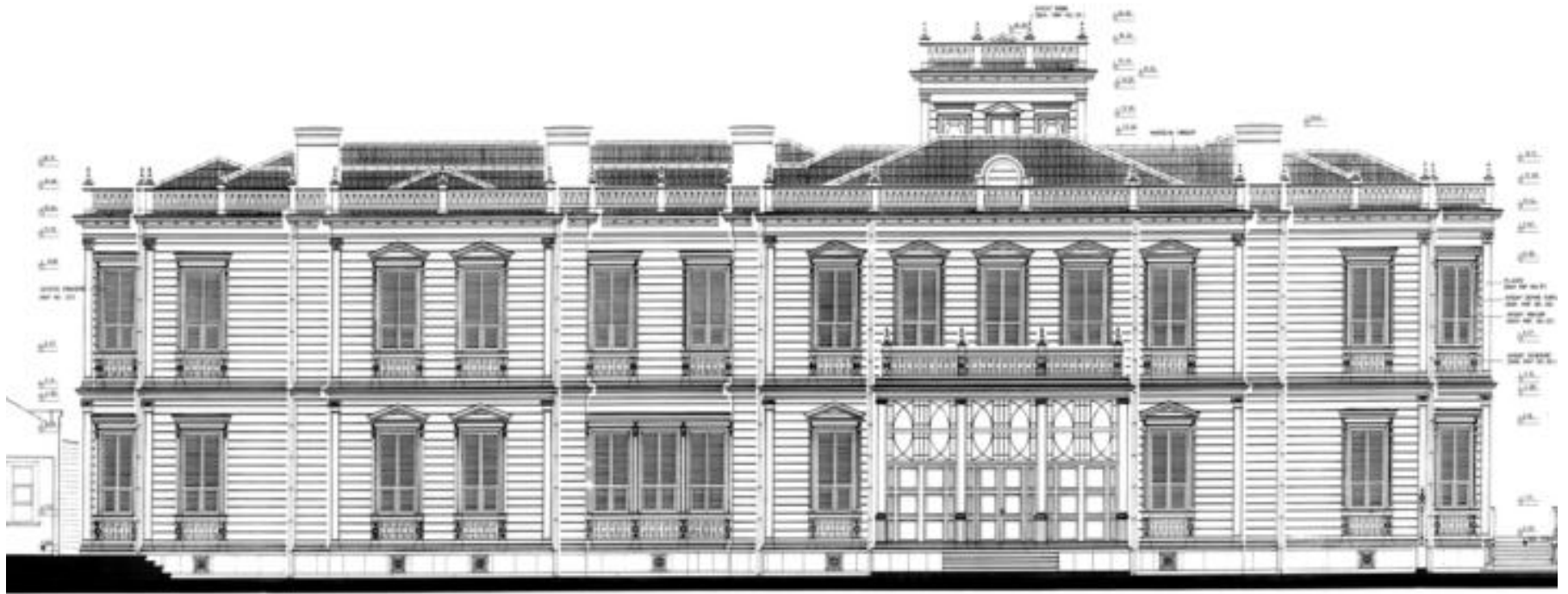
EKLER

EK A: Yapıya ait mimari ve statik röleve çizimleri.

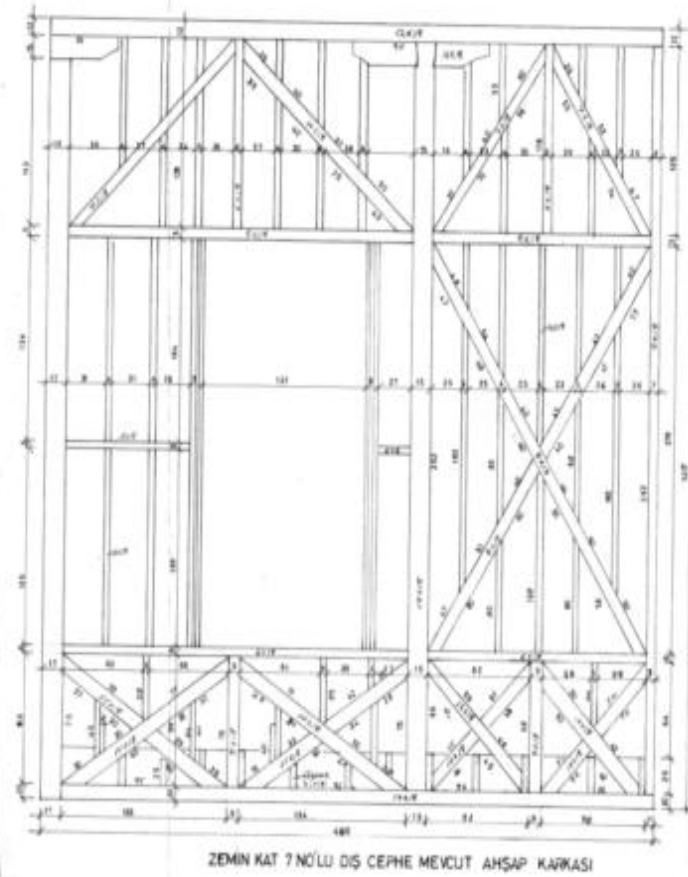
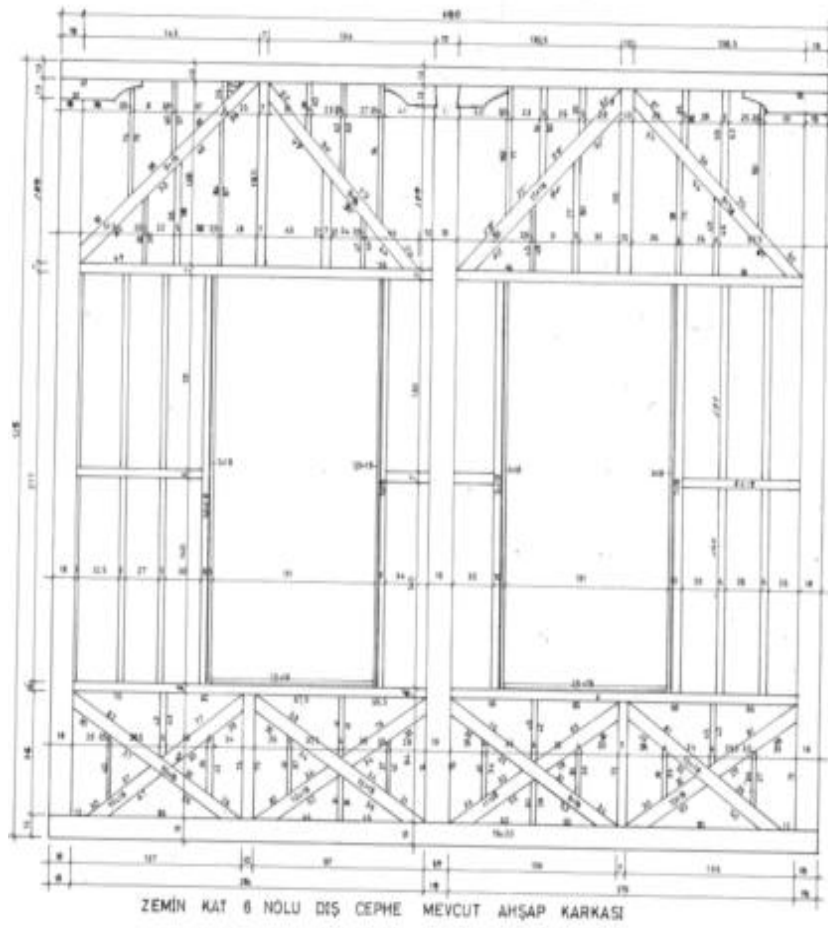
EK B: Yapının SAP2000 ve Tekla Structures programlarında modellenmiş 3 boyutlu görüşleri.



Şekil A.2 : 2. Kat röleve planı.

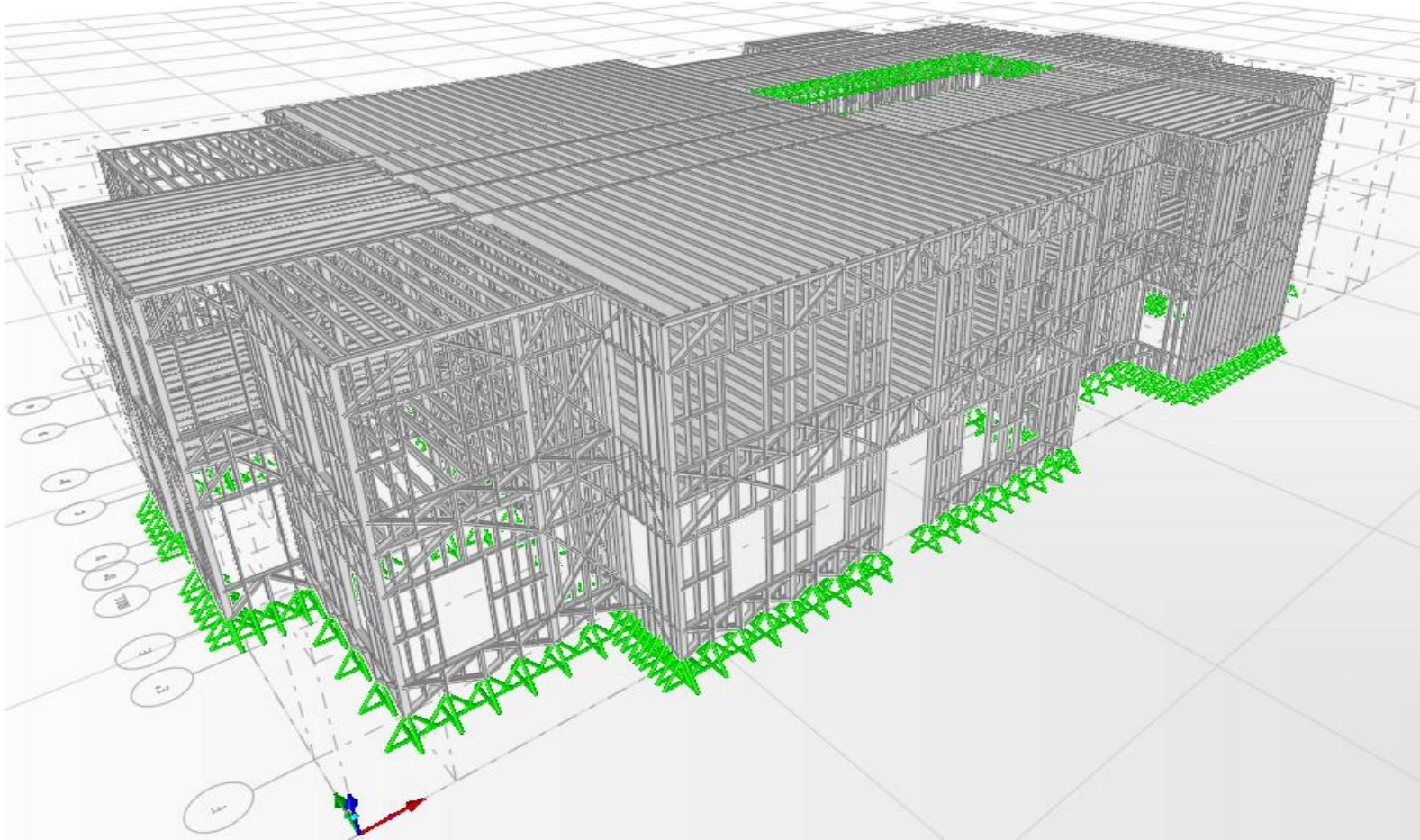


Şekil A.3 : Cephe görünüşü.

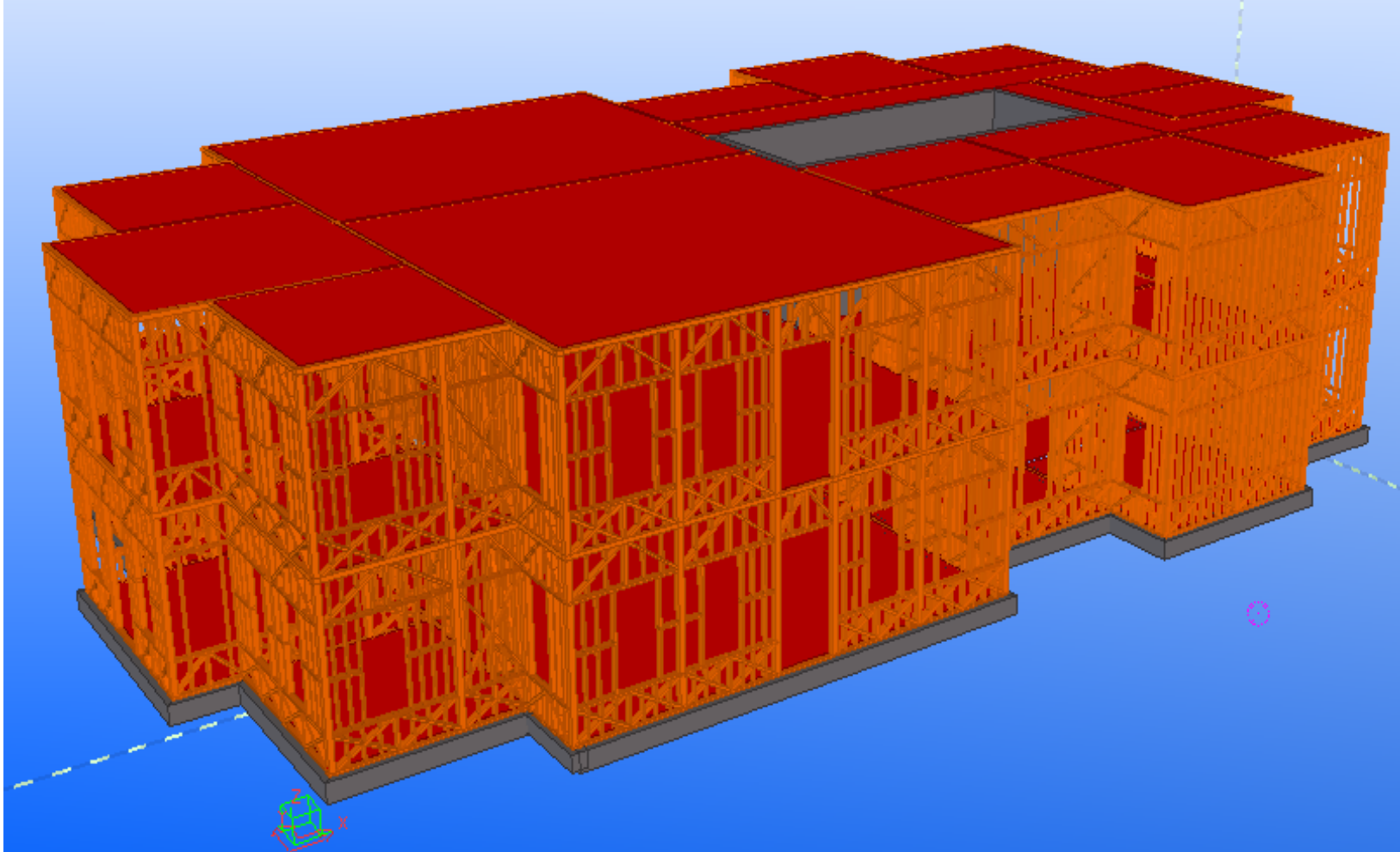


Şekil A.4 : Tipik ahşap duvar detayı.

EK B



Şekil B.1 : Yapının SAP2000 programında 3 boyutlu model görünüşü.



Şekil B.2 : Yapının Tekla Structures programında 3 boyutlu model görünüş.

ÖZGEÇMİŞ

Ad Soyad:Burhan Kaplan

Doğum Yeri ve Tarihi: 23.06.1986, SAMSUN

Adres: Ahmediye mh. Gelin Alayı sk. No:9/5 Üsküdar-İstanbul

E-Posta: kaplan.burhan@yahoo.com, kaplanbur@itu.edu.tr

Lisans: İstanbul Teknik Üniversitesi

Mesleki Deneyim ve Ödüller: A-teknik Proje, Proje Mühendisi (2010-Halen)