**T.C.**
**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ**
**FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

# RİJİT ÖTELEME HAREKETİNE MARUZ MEVCUT BİR YAPININ DEPREM PERFORMANSININ DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEM İLE BELİRLENMESİ

**MİKAEL AKKUŞ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**
**İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**
**YAPI PROGRAMI**

**DANIŞMAN**
**DOÇ. DR. BİLGE DORAN**

**İSTANBUL, 2011**

**T.C.**

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ**

**FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

# RİJİT ÖTELEME HAREKETİNE MARUZ MEVCUT BİR YAPININ DEPREM PERFORMANSININ DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEM İLE BELİRLENMESİ

Mikael AKKUŞ tarafından hazırlanan tez çalışması 23.09.2011 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda **YÜKSEK LİSANS TEZİ** olarak kabul edilmiştir.

**Tez Danışmanı**

Doç. Dr. Bilge DORAN

Yıldız Teknik Üniversitesi

**Jüri Üyeleri**

Doç. Dr. Bilge DORAN

Yıldız Teknik Üniversitesi _____

Doç. Dr. Nabi Yüzer

Yıldız Teknik Üniversitesi _____

Doç. Dr. Yasin FAHJAN

Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü _____

# ÖNSÖZ

Ülkemizin büyük bir bölümü deprem kuşağında yer almaktadır, özellikle 1999 Kocaeli depremi sonrasında mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve güçlendirilmesi çalışmaları hız kazanmıştır. Bunun doğal bir sonucu olarak anılan konu, "Mevcut Binaların Değerlendirilmesi ve Güçlendirilmesi" adı altında TDY 2007 kapsamına alınmıştır. Bu tez çalışmasında, TDY 2007' de yer alan mevcut binaların doğrusal elastik olmayan yöntemlerle değerlendirilmesine yönelik sayısal bir inceleme ve sonuçları üzerinde durulmuştur.

Yüksek lisans eğitimim boyunca engin bilgi ve deneyimleri ile bana yol gösteren, değerli zamanını benimle paylaşarak; akademik, mesleki ve kişisel gelişimime önemli katkılarda bulunan değerli danışman öğretmenim Sayın Doç. Dr. Bilge Doran' a en içten teşekkürlerimi ve saygılarımı sunarım.

Tez çalışmam süresince yardımlarından dolayı inşaat mühendisi Zeynep Gürpınar ve Barış Şahin' e ve benden desteklerini hiçbir zaman esirgemeyen sevgili aileme sonsuz teşekkür ederim.

Bu tez babama ithaf edilmiştir.

Ağustos, 2011

Mikael AKKUŞ

# İÇİNDEKİLER

Sayfa

SİMGE LİSTESİ ..... vii

KISALTMA LİSTESİ ..... x

ŞEKİL LİSTESİ ..... xi

ÇİZELGE LİSTESİ ..... xiv

ÖZET ..... xv

ABSTRACT ..... xvii

BÖLÜM 1 ..... 1

GİRİŞ ..... 1

1.1 Literatür Özeti ..... 1
1.2 Tezin Amacı ..... 2
1.3 Bulgular ..... 3

BÖLÜM 2 ..... 6

ÖRNEK YAPI: LİMAN HAN ..... 6

2.1 Liman Han Mimarisi ..... 6
2.2 Liman Han'ın Geoteknik Olarak İncelenmesi ..... 7
2.2.1 İnceleme Konusu Yapı ..... 8
2.2.2 İnceleme Alanının Jeolojisi ..... 8
2.2.3 Zemin Araştırmaları ..... 9
2.2.4 Araştırma Çubukları ..... 9
2.2.5 Sondajlar ..... 10
2.2.6 Zemin Profili ..... 14
2.2.7 Geoteknik Değerlendirme ..... 14
2.2.8 Geoteknik İncelemelerin Sonucu ..... 15
2.3 Liman Han'ın Malzeme İncelemeleri ..... 15
2.3.1 İnceleme Konusu Yapı ..... 16
2.3.2 İnceleme ve Tespitler ..... 16

2.3.3 Donatı İncelemesi ..... 18
2.3.3.1 Beton, Tuğla ve Harç Kalitesinin Belirlenmesi ..... 18
2.3.4 Çatlak İncelemesi ..... 19
2.3.5 Beton Karot Numunelerde Mekanik Deneyler ..... 20
2.3.6 Tuğla Numunelerde Yapılan Deneyler ..... 24
2.3.7 Fiziksel Deneyler ..... 24
2.3.8 Malzeme İncelemelerin Sonucu ..... 25
2.4 Liman Han'ın Yapısal İncelemeleri ..... 26
2.5 İnceleme Konusu Yapı ..... 26
2.5.1 Deprem Yönetmelikleri Açısından Yapının İncelenmesi ..... 41

BÖLÜM 3 ..... 44

TDY 2007'YE GÖRE MEVCUT YAPILARIN DEĞERLENDİRİLMESİ ..... 44

3.1 Binalardan Bilgi Toplanması ..... 45
3.2 Yapı Elemanlarının Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri ..... 45
3.2.1 Kesit Hasar Sınırları ..... 46
3.2.2 Kesit Hasar Bölgeleri ..... 46
3.3 Kesit Hasar Tanımları ..... 47
3.4 Eleman Hasar Tanımları ..... 47
3.5 Binaların Deprem Performansı ..... 47
3.5.1 Hemen Kullanım Performans Düzeyi ..... 47
3.5.2 Can Güvenliği Performans Düzeyi ..... 48
3.5.3 Göçme Öncesi Performans Düzeyi ..... 48
3.5.4 Göçme Durumu ..... 49
3.6 Deprem Hareketi ..... 49
3.7 Performans Hedefi ve Çok Seviyeli Performans Hedefleri ..... 50
3.8 Depremde Bina Performansının Belirlenmesi ..... 50
3.9 Deprem Hesabına İlişkin Genel İlke ve Kurallar ..... 51
3.10 Doğrusal Elastik Hesap Yöntemleri ..... 53
3.11 Göreli Kat Ötelenmeleri ..... 55
3.12 Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemleri ..... 56
3.13 Artımsal İtme Analizi İle Performans Değerlendirilmesinde İzlenecek Hesap Adımları ..... 57
3.14 Binaların Deprem Davranışı ..... 58
3.14.1 Yapı Sistemlerinde Sönüm ..... 58
3.14.2 Yapı Sistemlerinde Süneklik ..... 59
3.14.3 Sargı Etkisi ve Önemi ..... 59
3.14.4 Mander Beton Modeli ..... 60
3.15 Plastik Mafsal Hipotezi ..... 61
3.16 Plastik Mafsal Hipotezinin Sonuçları ..... 63
3.17 Yük Artırım Yöntemiyle Plastik Mafsal Teorisine Göre Hesap ..... 63
3.18 Plastik Davranışın İdealleştirilmesi ..... 64
3.19 Yer değiştirmelerin ve Plastik Mafsal Dönmelerinin Hesabı ..... 66
3.20 Limit Yükün Doğrudan Hesabı ..... 68

BÖLÜM 4 ..... 69

ARTIMSAL EŞDEĞER DEPREM YÜKÜ İLE İTME ANALİZİ ..... 69

4.1 Kesitteki Birim Şekil değiştirme İstemlerinin Belirlenmesi ..... 74
4.1.1 Betonarme Elemanların Kesit Birim Şekil değiştirme Kapasiteleri .. 74
BÖLÜM 5 ..... 75
SAYISAL İNCELEME ..... 76
5.1 İncelenen Taşıyıcı Sistemin Modellenmesi ..... 76
5.2 Taşıyıcı Sistem Modelinin Tasarımı ..... 78
5.2.1 Malzeme Bilgileri ..... 78
5.2.2 Boyutlandırmada Esas Alınan Yükler ..... 78
5.3 Performans Analizine İlişkin Bilgiler ..... 79
5.4 Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi İle İtme Analizi ..... 84
5.4.1 Yöntemin Kullanılabilirliği ..... 84
5.4.2 İtme Eğrilerinin Elde Edilmesi ..... 84
5.4.3 Modal Kapasite Diyagramlarının Elde Edilmesi ..... 85
5.4.4 Modal Yer değiştirme İsteminin Hesabı ..... 87
5.4.5 Kirişler İçin Birim Şekil Değiştirme Hesabı ..... 94
5.4.6 Kolonlar İçin Birim Şekil Değiştirme Hesabı ..... 98
5.4.7 Kesme Kuvvetine Göre Performans Değerlendirmesi ..... 100
5.4.8 Bina Performans Değerlendirmesi ..... 101
5.5 Sayısal İncelemelere İlişkin Değerlendirmeler ..... 103
5.5.1 Genel Bina Performansı ..... 103
BÖLÜM 6 ..... 105
SONUÇ ve ÖNERİLER ..... 105
KAYNAKLAR ..... 107
EK-A ..... 110
LİMAN HAN'IN KİRİŞ ve KOLON NUMARALARI ..... 110
ÖZGEÇMİŞ ..... 119

# SİMGE LİSTESİ

| | |
|---|---|
| $A_o$ | Etkin yer ivmesi katsayısı |
| $A_c$ | Kolon veya perdenin brüt enkesit alanı |
| $A_s$ | Boyuna donatı alanı |
| $a$ | İvme |
| $a_1^{(i)}$ | ($i$)'inci itme adımı sonunda elde edilen, birinci moda ait modal ivme |
| $a_{y1}$ | Birinci moda ait eşdeğer akma ivmesi |
| $b$ | Kesit genişliği |
| $C_{R1}$ | Birinci moda ait spektral yer değiştirme oranı |
| $c$ | Yapı sönüm katsayısı |
| $d$ | Kirişin veya kolonun faydalı yüksekliği |
| $d_1^{(i)}$ | ($i$)'inci itme adımı sonunda elde edilen, birinci moda ait modal yer değiştirme |
| $d_1^{(p)}$ | En son ($p$)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait maksimum modal yer değiştirme (modal yer değiştirme istemi) |
| $(EI)_o$ | Çatlamamış kesite ait eğilme rijitliği |
| $(EI)_e$ | Çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitliği |
| $E_c$ | Beton elastisite modülü |
| $E_s$ | Donatı çeliğinin elastisite modülü |
| $e$ | Güvenlik katsayısı |
| $f_c$ | Sargılı betonda beton basınç gerilmesi |
| $f_{cc}$ | Sargılı beton basınç dayanımı |
| $f_{cd}$ | Betonun tasarım dayanımı |
| $f_{ck}$ | Betonun karakteristik silindir basınç dayanımı |
| $f_{co}$ | Sargısız beton basınç dayanımı |
| $f_{yd}$ | Donatı çeliği tasarım dayanımı |
| $f_{yk}$ | Donatı çeliği karakteristik akma dayanımı |
| $f_{ys}$ | Çelik sargıda çeliğin akma dayanımı |
| $g$ | Yer çekimi ivmesi |
| $h$ | Kesit yüksekliği |
| $h_i$ | Binanın $i$'inci katının kat yüksekliği |
| $I$ | Bina önem katsayısı |
| $l_p$ | Plastik mafsal boyu |
| $M_p$ | Kesitin taşıyabileceği maksimum eğilme momenti |
| $M_{x1}$ | X deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci |

| | |
|---|---|
| | (hakim) moda ait etkin kütle |
| $m$ | Kütle |
| $n$ | Hareketli yük katılım katsayısı |
| $N_D$ | Deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu düşey yükler altında kolonda veya perdede oluşan eksenel kuvvet |
| $P$-$\Delta$ | Yük parametresi – yer değiştirme bağıntısı |
| $P$ | $P_i$ dış kuvvetlerinin büyüklüğünü tanımlayan yük parametresi |
| $P_G$ | Göçme yükü |
| $P_i$ | Orantılı şekilde artan dış yükler |
| $P_L$ | Limit yük |
| $R$ | Taşıyıcı sistem davranış katsayısı |
| $R_a$ | Deprem yükü azaltma katsayısı |
| $R_{y1}$ | Birinci moda ait dayanım azaltma katsayısı |
| $r$ | Etki/kapasite oranı |
| $r_s$ | Etki/kapasite oranı sınır değeri |
| $S_a$ | Spektral ivme |
| $S_{ae}(T)$ | Elastik spektral ivme |
| $S_{ae1}^{(1)}$ | İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme |
| $S_d$ | Spektral yer değiştirme |
| $S_{de1}^{(1)}$ | İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait doğrusal elastik spektral yer değiştirme |
| $S_{di1}$ | Birinci moda ait doğrusal elastik olmayan spektral yer değiştirme |
| $s$ | Etriye aralığı |
| $T_1$ | Binanın 1. doğal titreşim periyodu |
| $T_1^{(1)}$ | Başlangıçtaki ($i$=1) birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim moduna ait doğal titreşim periyodu |
| $T_A$, $T_B$ | Spektrum karakteristik periyodları |
| $u$ | Yer değiştirme |
| $u_{i+1}$ | $i$+1 zaman adımında elde edilen yer değiştirme |
| $u_{xN1}^{(i)}$ | Binanın tepesinde ($N$' inci katında) x deprem doğrultusunda ($i$)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yer değiştirme |
| $u_{xN1}^{(p)}$ | Binanın tepesinde ($N$' inci katında) x deprem doğrultusunda tepe yer değiştirme istemi |
| $V_c$ | Kesme kuvveti kapasitesine betonun katkısı |
| $V_e$ | Kolon, kiriş, perdede esas alınan tasarım kesme kuvveti |
| $V_i$ | Göz önüne alınan deprem doğrultusunda binanın $i$' inci katına etkiyen kat kesme kuvveti |
| $V_s$ | Kesme kuvveti kapasitesine enine donatının katkısı |
| $V_t$ | Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nde, göz önüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti) |
| $V_{x1}^{(i)}$ | X deprem doğrultusunda ($i$)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda (hakim moda) ait taban kesme kuvveti |
| $\Gamma_{x1}$ | X deprem doğrultusunda birinci moda ait katkı çarpanı |
| $\gamma$ | Birim kayma şekil değiştirmesi |
| $\gamma$, $\beta$ | Newmark Yöntemi'nde çözümün stabilitesini sağlayan parametreler |

| | |
|---|---|
| $\varepsilon$ | Birim boy değişmesi |
| $\varepsilon_s$ | Donatı çeliği birim şekil değiştirmesi |
| $\varepsilon_{co}$ | Betonda plastik şekil değiştirmelerin başladığı şekil değiştirme sınırı |
| $\varepsilon_{cu}$ | Sargılı betondaki maksimum basınç birim şekil değiştirmesi |
| $\varepsilon_{su}$ | Donatı çeliğinin kopma birim şekil değiştirmesi |
| $\eta_{bi}$ | Burulma düzensizliği katsayısı |
| $\theta_p$ | Plastik dönme istemi |
| $\lambda$ | Eşdeğer deprem yükü azaltma katsayısı |
| $\rho_s$ | Enine donatının toplam hacimsel oranı |
| $\rho_x$, $\rho_y$ | İlgili doğrultulardaki enine donatı hacimsel oranı |
| $\phi_p$ | Plastik eğrilik istemi |
| $\phi_t$ | Toplam eğrilik istemi |
| $\phi_y$ | Eşdeğer akma eğriliği |
| $\Phi_{xN1}$ | Binanın tepesinde ($N$'inci katında) x deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliği |
| $\varphi$ | Kesitinin dönmesi |
| $\varphi_{p,maks}$ | Plastik mafsalın dönme kapasitesi |
| $\chi$ | Birim dönme (eğrilik) |
| $\omega_1^{(1)}$ | Başlangıçtaki ($i$=1) birinci (deprem doğrultusunda hâkim) titreşim moduna ait doğal açısal frekans |

# KISALTMA LİSTESİ

| | |
|---|---|
| ABYYHY | Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik |
| BHB | Belirgin Hasar Bölgesi |
| CG | Can Güvenliği |
| GB | Göçme Bölgesi |
| GÇ | Göçme Sınırı |
| GÖ | Göçme Öncesi |
| GV | Güvenlik Sınırı |
| HK | Hemen Kullanım |
| İHB | İleri Hasar Bölgesi |
| MHB | Minimum Hasar Bölgesi |
| MN | Minimum Hasar Sınırı |
| SAP 2000 | Structural Analysis Program 2000 |
| TDY 2007 | Türk Deprem Yönetmeliği 2007 |
| TS-500 | Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları |
| XTRACT | Cross-sectional X Structural Analysis of Components |

# ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa


Şekil 2.1 İstanbul Ticaret Odasına ait Liman Hanı ..... 6
Şekil 2.2 Sondaj yerleri ..... 10
Şekil 2.3 SPT N Darbe sayılarının derinlikle değişimi ..... 13
Şekil 2.4 Liman Han giriş cephesi ..... 16
Şekil 2.5 Bölme duvar ..... 16
Şekil 2.6 Volta döşeme ..... 17
Şekil 2.7 Yapı yan cephesi ..... 17
Şekil 2.8 Yapıdaki oturmanın cephedeki etkisi ..... 17
Şekil 2.9 Çatlak ve nemlenmeler ..... 17
Şekil 2.10 Çatlak ve nemlenmeler ..... 17
Şekil 2.11 Bodrum katta gözlenen su birikintisi ..... 18
Şekil 2.12 Kolonda donatı incelemesi ..... 18
Şekil 2.13 Kirişte donatı incelemesi ..... 18
Şekil 2.14 Karot numune alınması ..... 19
Şekil 2.15 Çatlak tespit mikroskobu ile çatlak genişliği ölçümü ..... 20
Şekil 2.16 Tuğla boyutları ..... 24
Şekil 2.17 Ön ve yan cephe ..... 26
Şekil 2.18 Eğimlenen yapı ..... 26
Şekil 2.19 Yapı cepheleri ..... 27
Şekil 2.20 Bodrum kat mimari planı ..... 31
Şekil 2.21 Zemin kat mimari planı ..... 31
Şekil 2.22 Asma kat mimari planı ..... 32
Şekil 2.23 I. normal kat mimari planı ..... 32
Şekil 2.24 II. normal kat mimari planı ..... 33
Şekil 2.25 III. normal kat mimari planı ..... 33
Şekil 2.26 IV. normal kat mimari planı ..... 34
Şekil 2.27 Çatı katı mimari planı ..... 34
Şekil 2.28 Ön görünüş ..... 35
Şekil 2.29 Arka görünüş ..... 35
Şekil 2.30 Sağ yan görünüş ..... 36
Şekil 2.31 Sol yan görünüş ..... 36
Şekil 2.32 Bodrum kat kalıp planı ..... 37
Şekil 2.33 Zemin kat kalıp planı ..... 37
Şekil 2.34 Asma kat kalıp planı ..... 38

Şekil 2.35 I. normal kat kalıp planı ..... 38
Şekil 2.36 II. normal kat kalıp planı ..... 39
Şekil 2.37 III. normal kat kalıp planı ..... 39
Şekil 2.38 IV. normal kat kalıp planı ..... 40
Şekil 2.39 Çatı katı kalıp planı ..... 40
Şekil 2.40 A-A kesiti ..... 41
Şekil 2.41 Binanın bulunduğu bölgenin deprem derecesi ..... 42
Şekil 2.42 Marmara' daki tüm fayların birlikte kırılması halinde beklenen eş şiddet haritası ..... 42
Şekil 3.1 Kesit hasar sınırları ve hasar bölgeleri ..... 47
Şekil 3.2 Sargılı ve sargısız betonların $\sigma$-$\varepsilon$ ilişkileri ..... 60
Şekil 3.3 Mander beton modeli ..... 61
Şekil 3.4 Eğilme momenti-eğrilik diyagramı ..... 61
Şekil 3.5 Doğrusal olmayan şekil değiştirme ..... 62
Şekil 3.6 İdealleştirilmiş eğilme momenti–eğrilik bağıntısı ..... 62
Şekil 3.7 Tümsel ve bölgesel mekanizma ..... 63
Şekil 3.8 Plastik mafsal hipotezinin geçerli olduğu bir yapı sisteminin artan yükler altındaki davranışı ..... 64
Şekil 3.9 Eğilme momenti - plastik dönme bağıntıları ..... 66
Şekil 3.10 Yer değiştirmelerin hesabı ..... 66
Şekil 3.11 Birim yüklemede kısaltma teoreminin uygulanması ..... 67
Şekil 3.12 Plastik mafsal dönmelerinin bulunması ..... 67
Şekil 4.1 Performans noktasının belirlenmesi $T^{(1)} \geq T_B$ ..... 72
Şekil 4.2 Performans noktasının belirlenmesi $T^{(1)} \leq T_B$ ..... 72
Şekil 4.3 Performans noktasının belirlenmesi $T^{(1)} \leq T_B$ ..... 73
Şekil 5.1 Mevcut ötelemenin girilmesi ..... 77
Şekil 5.2 Duvar yüklerinin hesaplanması ..... 79
Şekil 5.3 Mod genliklerinin dikkate alınması ..... 80
Şekil 5.4 Eğilme rijitliği hesaplanan kiriş ve kolon ..... 83
Şekil 5.5 +X deprem doğrultusu itme eğrisi ..... 85
Şekil 5.6 +Y deprem doğrultusu itme eğrisi ..... 85
Şekil 5.7 +X deprem doğrultusu modal kapasite diyagramı ..... 86
Şekil 5.8 +Y deprem doğrultusu modal kapasite diyagramı ..... 87
Şekil 5.9 +X deprem doğrultusu tepe yer değiştirme isteminin hesabı ..... 88
Şekil 5.10 +Y deprem doğrultusu tepe yer değiştirme isteminin hesabı ..... 89
Şekil 5.11 +X deprem doğrultusu plastik mafsal oluşumu başlangıcı ..... 89
Şekil 5.12 +X deprem doğrultusu plastik mafsal oluşumu 1. adım ..... 90
Şekil 5.13 +X deprem doğrultusu plastik mafsal oluşumu 2. adım ..... 90
Şekil 5.14 +X deprem doğrultusu plastik mafsal oluşumu 3. adım ..... 91
Şekil 5.15 +X deprem doğrultusu plastik mafsal oluşumu 4. Adım ..... 91
Şekil 5.16 +Y deprem doğrultusu plastik mafsal oluşumu ..... 92
Şekil 5.17 +Y deprem doğrultusu plastik mafsal oluşumu 1. adım ..... 92
Şekil 5.18 +Y deprem doğrultusu plastik mafsal oluşumu 2. Adım ..... 93
Şekil 5.19 +Y deprem doğrultusu plastik mafsal oluşumu 3. adım ..... 93
Şekil 5.20 +Y deprem doğrultusu plastik mafsal oluşumu 4. adım ..... 94
Şekil 5.21 Kesit analizi için kullanılan beton modeli ..... 95
Şekil 5.22 Kesit analizi için kullanılan çelik modeli ..... 95
Şekil 5.23 XTRACT-ver.3.08' de 20/35 kiriş kesitinin matematiksel modeli ..... 96
Şekil 5.24 Kiriş için birim deformasyon değerinin bulunması ..... 97

Şekil 5.25 XTRACT-ver.3.08’ de 40/40 kolon kesitinin matematiksel modeli ..... 98
Şekil 5.26 139 No’lu kolon kesitinin hasar bölgesi ..... 99
Şekil Ek-A.1 Zemin kat kiriş numaraları ..... 110
Şekil Ek-A.2 Asma kat kiriş numaraları ..... 111
Şekil Ek-A.3 1. kat kiriş numaraları ..... 111
Şekil Ek-A.4 2. kat kiriş numaraları ..... 112
Şekil Ek-A.5 3. kat kiriş numaraları ..... 112
Şekil Ek-A.6 4. kat kiriş numaraları ..... 113
Şekil Ek-A.7 Teras katı kiriş numaraları ..... 113
Şekil Ek-A.8 Y1 Aksı üzerinde bulunan kolonların numaraları ..... 114
Şekil Ek-A.9 Y4 Aksı üzerinde bulunan kolonların numaraları ..... 114
Şekil Ek-A.10 Y5 Aksı üzerinde bulunan kolonların numaraları ..... 115
Şekil Ek-A.11 Y7 Aksı üzerinde bulunan kolonların numaraları ..... 115
Şekil Ek-A.12 Y9 Aksı üzerinde bulunan kolonların numaraları ..... 116
Şekil Ek-A.13 Y10 Aksı üzerinde bulunan kolonların numaraları ..... 116
Şekil Ek-A.14 Y11 Aksı üzerinde bulunan kolonların numaraları ..... 117
Şekil Ek-A.15 Y12 Aksı üzerinde bulunan kolonların numaraları ..... 117
Şekil Ek-A.16 Y15 Aksı üzerinde bulunan kolonların numaraları ..... 118
Şekil Ek-A.17 Y16 Aksı üzerinde bulunan kolonların numaraları ..... 118

# ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa


Çizelge 2.1 Yerinde tespit edilen çatlak genişliği değerleri ..... 20
Çizelge 2.2 Beton sınıfı ve mukavemetleri..... 21
Çizelge 2.3 Karotlara ait basınç deneyi sonuçları..... 22
Çizelge 2.4 Tahribatsız deney sonuçlarından elde edilen teorik basınç dayanımları . 23
Çizelge 2.5 Tuğlanın fiziksel özellikleri..... 24
Çizelge 2.6 Bina öteleme değerleri..... 27
Çizelge 2.7 Bazı kolon bilgileri ..... 28
Çizelge 2.8 Bazı kiriş bilgileri ..... 28
Çizelge 2.8 Liman Han kiriş tipleri ..... 29
Çizelge 2.9 Liman Han kolon tipleri ..... 30
Çizelge 3.1 Binalar için bilgi düzeyi katsayıları..... 45
Çizelge 3.2 Farklı deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefleri..... 50
Çizelge 3.3 Betonarme kirişler için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları ..... 54
Çizelge 3.4 Betonarme kolonlar için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları ..... 55
Çizelge 3.5 Betonarme perdeler için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranı ..... 55
Çizelge 3.6 Göreli kat ötelemesi sınırları ..... 55
Çizelge 5.1 Etkin yer ivmesi katsayıları $A_o$ ..... 81
Çizelge 5.2 Spektrum karakteristik periyotları ( $T_A, T_B$ ) ..... 82
Çizelge 5.3 Hareketli yük katılım katsayısı ($n$) ..... 82
Çizelge 5.4 X ve Y yönü hakim modlar ve periyodları ..... 84
Çizelge 5.5 Kiriş kesitleri için etriye içinde en dış lifteki beton basınç birim şekil değiştirmesi hasar sınırları ..... 98
Çizelge 5.6 Kolon kesitleri için kesit hasar sınırları..... 100
Çizelge 5.7 X Deprem doğrultusu performans seviyesini sağlamayan kiriş yüzdeleri ..... 101
Çizelge 5.8 Y Deprem doğrultusu performans seviyesini sağlamayan kiriş yüzdeleri ..... 101
Çizelge 5.9 X Deprem doğrultusu performans seviyesini sağlamayan kolon yüzdeleri ..... 102
Çizelge 5.10 Y Deprem doğrultusu performans seviyesini sağlamayan kolon yüzdeleri ..... 102

# ÖZET

## RİJİT ÖTELEME HAREKETİNE MARUZ MEVCUT BİR YAPININ DEPREM PERFORMANSININ DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEM İLE BELİRLENMESİ

Mikael AKKUŞ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yüksek Lisans Tezi

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Bilge DORAN

Türk Deprem Yönetmeliğinde (TDY 2007), mevcut yapıların öngörülen tasarım depremi altındaki yapısal performanslarının değerlendirilmesi için doğrusal ve doğrusal olmayan teoriyi esas alan hesap yötemlerinin kullanılması önerilmektedir.

Bu tezin amacı, şekil değiştirme esaslı değerlendirme yaklaşımının (performans yaklaşımı) deprem talep etkisi göz önünde bulundurularak TDY 2007' de genişçe yer verilen "Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'' kullanılarak yapı güvenliğinin belirlenmesidir. Bu bağlamda, İstanbul Ticaret Odası'na ait, bodrum kat + zemin kat + asma kat + 4 normal kat + çatı katından oluşan, ön cephesi yığma kargir, diğer kısımları betonarme karkas olan rijit öteleme hareketine maruz, Liman Han isimli taşınmaz örnek yapı olarak seçilmiştir.

Tez içerisinde, TDY 2007 doğrultusunda "Mevcut Yapıların Değerlendirilmesi'' hakkında genel bilgiler, mevcut yapı ile ilgili yapısal bilgiler, mimari ve kalıp planları, kesitler ile durum raporları (Geoteknik, Malzeme ve Yapı Raporu) hakkında bilgiler verilmiştir. Planda düzensizlik içeren yapının 3 boyutlu nümerik modeli oluşturulmuş ve doğrusal olmayan bir yöntem olan "Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi" ile deprem performansı belirlenmiştir. Talep edilen sismik yer hareketi ve modal kapasite eğrisinin birleştirilmesi ile hedef yer değiştirme sınırı elde edilmiştir. Bu sınıra karşı

gelen hasar dağılımı sonucunda yapının performans seviyesi belirlenmiştir. Son olarak bina analiz sonuçları değerlendirilmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Performans değerlendirmesi, doğrusal olmayan hesap, performans seviyeleri.

# ABSTRACT

## SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION FOR AN EXISTING BUILDING UNDER RIJID BODY MOVEMENT

Mikael AKKUŞ

Department of Civil Engineering

MSc Thesis

Advisor: Assoc. Prof. Bilge DORAN

According to Turkish Seismic Code (2007), linear and nonlinear assessment procedure can be used in order to evaluate earthquake performance for an existing structures. More accurate results can be acheived in the nonlinear analysis.

The aim of this thesis is to investigate the seismic performance for an existing building according to incremental equivalent earthquake load method widely mentioned in Turkish Seismic Code (2007). To achieve this, historical concrete building which has rigid body movement namely "Liman Han" has chosen as a sample.

In this thesis, structural features about existing building, architectural plans, geotechnical, material and structrual reports, and general knowledges about evaluation algorithm acording to Turkish Seismic Code (2007) are given. Numerical model in 3D is setup for the structural analysis of the existing building. Incremental equivalent seismic load method are used in the three dimensinol nonlinear analysis. Seismic performance of an existing building is then accomplished using nonlinear method mentioned above. Target displacement is achieved by combining seismic demand and modal capacity curves. Finally, structural seismic performance is achieved.

**Keywords:** Seismic performance, nonlinear evaluation method, performance levels.

# BÖLÜM 1

# GİRİŞ

## 1.1 Literatür Özeti

Son yıllarda performansa dayalı tasarım ve değerlendirme yaklaşımının ortaya konulması ile, yapıların doğrusal olmayan davranışlarını göz önüne alan ileri hesap yöntemleri üzerindeki çalışmalar hız ve önem kazanmıştır. Amerika Birleşik Devletleri'nde temelleri atılan bu kavram, genel anlamda bir yapı sisteminin, belirli bir deprem etkisi altında, bir performans düzeyi öngörülerek tasarımı ve değerlendirmesi olarak düşünülebilir. Performansa dayalı tasarım ve değerlendirme yaklaşımında, esas alınan bir deprem etkisi için yapının plastik şekil değiştirme isteminin belirlenmesi ve bu istem göz önünde tutularak, yapı elemanlarının hasar düzeyinin kontrol edilmesi öngörülmektedir. Böylece farklı deprem etkileri altında, hedeflenen performans düzeyine sahip olan yapı tasarımı yapılabilmekte veya mevcut bir yapının performans düzeyi değerlendirilebilmektedir [1-3].

Deprem sırasında binaların davranışını en iyi gösteren yöntem zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi olarak kabul edilmektedir. Ancak bu yöntem ile yapı davranışını belirlemede çok sayıda deprem ivme kaydına ihtiyaç duyulması, yapı elemanlarının çevrimsel davranış modellerinin oluşturulması, analizin zaman alıcı olması, elde edilen sonuçların yorumlanmasının ve düzenlenmesinin güç olması ve benzeri nedenlerle, bunlara oranla daha basitleştirilmiş olan doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri pratikte daha çok uygulama alanı bulmaktadır [3]. ATC40 [4], FEMA 273 [5], FEMA 356 [6], FEMA 440 [7] dokümanlarında esasları tariflenen bu yöntemler, TDY 2007 [8], Eurocode 8.3 [9] gibi bazı yönetmeliklerde yer bulmaya başlamıştır.

ATC 40, FEMA 273, FEMA 356 , FEMA 440 ve benzeri dokümanlarda detayları verilen statik artımsal itme analizi yöntemlerinin en önemli sakıncası, yapının deprem performansının belirlenmesinde sadece birinci titreşim modunun dikkate alınması ve yüksek mod etkilerinin hesaplara yansıtılamamasıdır. Bu nedenle, yapının birinci titreşim modunu dikkate alan statik artımsal itme analizi yöntemleri, planda ve düşeyde düzenli yapılar için güvenle uygulanabilmektedir. Buna karşılık, çok katlı düzenli yapılar üzerindeki araştırmalar, söz konusu yaklaşımların gerçek yapı davranışını belirlemede yetersiz kalabildiğini göstermektedir. Bunun nedeni, temel titreşim modu dışındaki yüksek modların da sistem davranışında etkin olması ve deprem sırasında oluşan atalet kuvvetlerinin depremin özelliklerine ve yapıdaki plastikleşmenin düzeyine bağlı olarak sürekli değişim göstermesidir [3].

## 1.2 Tezin Amacı

Bu çalışmada deprem bölgelerinde bulunan mevcut ve güçlendirilecek binaların deprem etkileri altındaki performanslarının değerlendirilmesinde uygulanacak hesap adımlarını, incelemede esas alınacak ilkeler ve yöntemler açıklanmaktadır. Mevcut betonarme bina olarak İstanbul Ticaret Odası'na ait, bodrum kat + zemin kat + asma kat + 4 normal kat + çatı katından oluşan, ön cephesi yığma kargir, diğer kısımları betonarme karkas olan tarihi Liman Han isimli taşınmaz seçilmiştir. Liman Hanı'nın konumlandığı alan ve çevresi kuzeye doğru çok düşük eğimli yataya yakın bir topoğrafyada bulunmaktadır. Yapı Çalışma Grubunu oluşturan Prof. İbrahim EKİZ ve Doç. Dr. Bilge DORAN tarafından yapılan incelemelerde yapıda gözle görülür bir şekilde eğimlenme hareketi olduğu, yapılan araştırmalarda bu sorunun 1970' li yıllardan beri var olduğu anlaşılmıştır. Bu çalışmanın amacı, betonarme binaların deprem performanslarının incelenmesi için TDY 2007' de tanımlanan doğrusal olmayan hesap yöntemlerinden *Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi*' nin uygulanması ve elde edilen sayısal sonuçların değerlendirilmesi yolu ile ülkemizdeki tarihi, rijit öteleme hareketine maruz yukarıda değinilen mevcut yapı üzerinde olası bir deprem etkisi altındaki performans ve güvenliğinin belirlenmesidir. Bu bağlamda, planda düzensizlik içeren yapının nümerik modeli belirli mühendislik yaklaşımları çerçevesinde oluşturularak üç boyutlu sonlu elemanlar tekniği ile anılan analizler gerçekleştirilmiştir.

## 1.3 Bulgular

Şekil değiştirme ve yer değiştirmeye bağlı performans kriterlerini esas alan yapısal değerlendirme ve tasarım kavramı, özellikle son yıllarda Amerika Birleşik Devletleri' nin deprem bölgelerindeki mevcut yapıların deprem güvenliklerinin daha gerçekçi olarak belirlenmesi ve yeterli güvenlikte olmayan yapıların güçlendirilmeleri çalışmaları sırasında ortaya konulmuş ve geliştirilmiştir.

Amerika Birleşik Devletlerinin California eyaletinde, 1989 Loma Prieta ve 1994 Northrigde depremlerinin neden olduğu büyük hasar, deprem etkileri altında yeterli bir dayanımı öngören performans kriterlerine alternatif olarak, şekil değiştirme ve yer değiştirmeye bağlı daha gerçekçi performans kriterlerini esas alan yöntemlerin geliştirilmesi gereksinimini ortaya çıkarmıştır.

Bu gereksinimi karşılamaya yönelik olarak, Applied Technology Council (ATC) tarafından Guidelines and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings - ATC 40, Federal Emergency Management Agency (FEMA) tarafından NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings - FEMA 273, 274 raporları ve American Society of Civil Engineers (ASCE) tarafından FEMA 356 ön standardı hazırlanmıştır. Yürütülen araştırmaların sonuçlarının irdelenerek geliştirilmesi amacıyla ATC 55 projesi başlatılmış ve projenin bulgularını içeren FEMA 440 raporu yayımlanmıştır. Bu araştırma ve çalışmaların sonuçları ASCE tarafından hazırlanan ASCE 41-06 standardında yer almıştır. Yukarıdaki organizasyonların yanında, Building Seismic Safety Council (BSSC), ve Earthquake Engineering Research Center of University of California at Berkeley (EERCUCB) tarafından yürütülen diğer projeler de bu alandaki araştırmalara katkı sağlamaktadır. Diğer taraftan, Avrupa Birliği standartları arasında bulunan Eurocode 8.3 standardında da, mevcut yapıların deprem performansının belirlenmesine yönelik araştırmaların sonuçlarını içeren yaklaşımlar yer almaktadır.

Ülkemizde, özellikle 1999 Adapazarı-Kocaeli ve Düzce depremlerinin ardından, mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesini ve yeterli deprem güvenliğine sahip olmayan yapıların güçlendirilmesini amaçlayan pratik uygulamalara hız verilmiştir. Ancak o tarihlerde, diğer bir çok ülkede olduğu gibi ülkemizde de mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesine yönelik bir yönetmeliğin henüz mevcut olmaması nedeniyle, bu uygulamaların önemli bir bölümü yeni yapılacak yapılar için

geçerli olan yönetmelik, TDY 1998 esas alınarak gerçekleştirilmiştir. Bu durumun oluşturduğu sakıncaları ortadan kaldırmak amacıyla, 2003 yılından başlayarak, deprem yönetmeliğine mevcut binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili bir bölüm eklenmesi ve buna paralel olarak yönetmeliğin diğer bölümlerinin de güncelleştirilmesi çalışmaları yürütülerek tamamlanmıştır. Bu çalışmalar ülkemizde son halini 6 Mart 2007 tarihinde resmi gazetede yayımlanarak yürürlüğe giren Türk Deprem Yönetmeliğinin (TDY 2007), mevcut binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili bölümünün (Bölüm 7) temel ilkelerine ve uygulanmasına ilişkin bilgiler kısmında almıştır [10].

Performansa Dayalı Tasarım yaklaşımının mevcut yapılara uygulanması sırasında bazı problemlerle karşılaşılmıştır. Örnek olarak, kesit veya eleman bazında hasara karşı gelen plastik şekil değiştirmelerin plastik mafsal dönmeleri olarak tanımlanmasında hemen hemen görüş birliğine varılsa da, bunlara ait alt limit değerlerin nasıl tanımlanacağı tartışma konusudur.

Akkan [11] çalışmasında, Bayındırlık Bakanlığı'nın yaygın olarak kullandığı 1.deprem bölgesinde bulunan tip projeli bir ilköğretim okulunun, doğrusal olmayan analiz yöntemlerinden statik itme yöntemiyle performans değerlendirmesi ve uygulanan iki güçlendirme şeklinin yapının performansına etkisini incelemiştir. Statik itme yöntemi uygulanırken SAP 2000 – v.1.5 [12] kullanılmış, taşıyıcı sistem elemanlarının yük-şekil değiştirme ilişkilerini tanımlamak üzere kirişler için moment-eğrilik diyagramları XTRACT-ver.3.05 [13], kolon ve perdeler için ise akma yüzeyleri PCACOL programlarıyla elde edilmiştir.

Can [14] tarafından yapılan çalışmada mevcut yapı, 1975 Deprem Yönetmeliği şartları göz önüne alınarak incelenmiş ve çalışmasında EPARC ve SAP 2000 programları kullanmıştır. Yine bu çalışmada programlar arası veri akışına yer verilmiştir. Analiz sonuçlarında güçlendirme yapılması gereği çıkan yapıya güçlendirme yapılmış ve yapının deprem güvenliği tahkik edilmiştir.

Kapusuz [15] tarafından yapılan çalışmada üç farklı metotla analiz yapılmıştır. İlk analizde eleman özellikleri doğrusal olmayan linkler üzerinde tanımlanmış ardından iki boyutlu yapısal çerçeveler birbirine eklenerek analiz yapılmıştır. İkinci analizde yine iki boyutlu olarak ve taşıyıcı sistem elemanlarının yük-şekil değiştirme ilişkileri SAP 2000

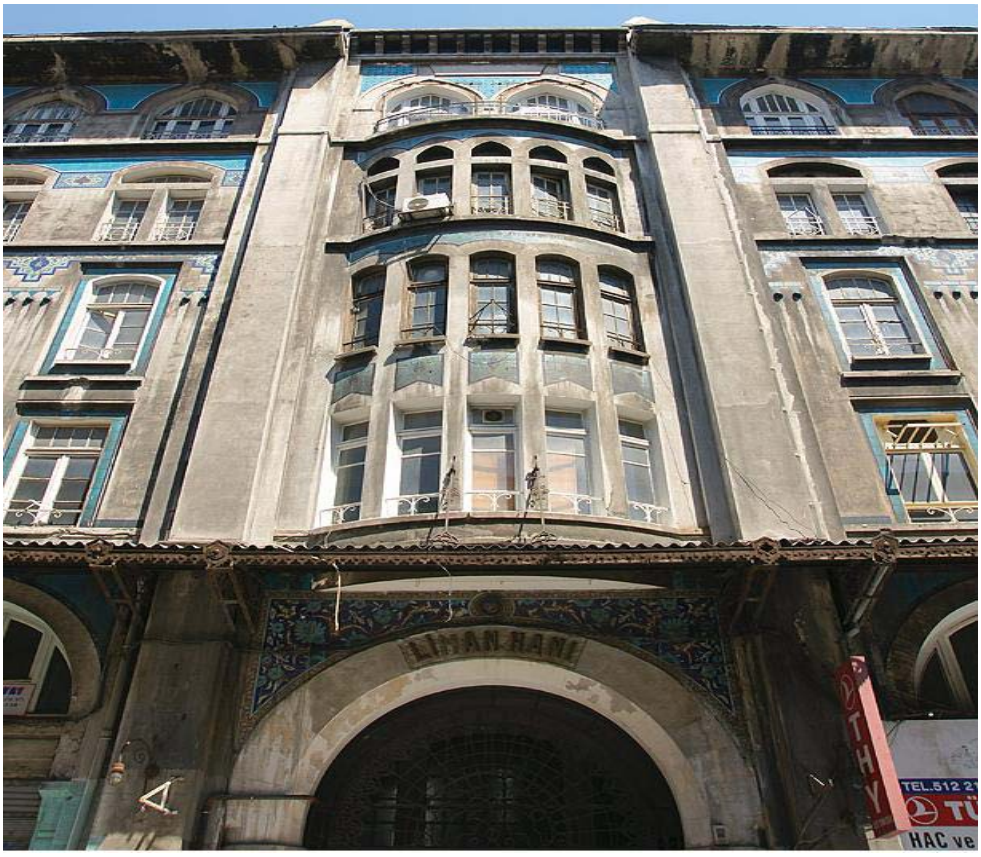
programının varsayılan özellikleri kullanılmıştır. Son analizde ise ikinci analizle aynı fakat üç boyutlu olarak yapı çözülmüş ve aynı şekilde güçlendirme seçenekleri performansa dayalı olarak incelenmiştir.

Öztürk [16], telefon santral binası olarak kullanılan altı katlı betonarme bir yapının mevcut durumu değişik yönetmeliklere göre doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemler kullanılarak karşılaştırmalı olarak değerlendirilmiştir. Çalışmaya temel oluşturan bina, yakın geçmişte Marmara Bölgesinde meydana gelen depremlerde hasar görmemiş olmasına rağmen, kullanım amacının öneminden dolayı 2001 yılında, eşdeğer statik deprem yükü yöntemi uygulanarak değerlendirilmiş ve yapılan çalışmalar sonucunda güçlendirilmiştir. Daha önce yapılmış olan bu çalışmanın sonuçları ile bu tez çalışması kapsamında uygulanan doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerin sonuçlarının da karşılaştırmalı değerlendirmesi yapılmıştır. Doğrusal olmayan değerlendirme yöntemlerinde bina, itme analizi sonuçları kullanılarak değerlendirilmiştir. Ayrıca bu çalışmada değişik bina değerlendirme yöntemlerinin karşılaştırmasına ek olarak, yaklaşık bir itme analizinin yeterliliği de araştırılmıştır.

Çelik [17] çalışmasında, TDY 2007' nin ilgili bölümleri özet olarak verildikten sonra İstanbul' da mevcut 6 katlı bir binanın, Bölüm 7 "Mevcut Binaların Değerlendirilmesi ve Güçlendirilmesi"' ne göre deprem performans seviyesi incelenmiştir. Bu yapı 1999 Kocaeli depremine maruz kalmış ve hasar görmeden atlatmıştır. Yapının yatay yük analizinde doğrusal elastik yöntemlerden "Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi" kullanılmıştır. Taşıyıcı elemanlar üzerinde yapılan performans değerlendirmeleri sonucu, söz konusu yapının 2007 Yönetmeliği'nde konutlar için öngörülen "Can Güvenliği" performans seviyesi sağlayıp sağlamadığı araştırılmıştır. Binanın 3 boyutlu modellenmesi SAP 2000 yapısal analiz programında [12] oluşturularak düşey ve yatay yük analizi yine bu programda yapılmıştır. Yapısal elemanlara ait eğilme momenti kapasiteleri kirişlerde, Doç. Dr. Mustafa ZORBOZAN tarafından yazılmış olan bir programla, kolonlarda Prof. Dr. Uğur ERSOY' un "Dikdörtgen Kolon Analizi" ve "Moment Eğrilik İlişkisi" programı ile, 2 yönde çalışan perdelerde ise "Biaxial" programı ile hesaplanmıştır. Daha sonra TDY 2007 - Bölüm 7' de öngörülen doğrusal hesap yöntemi ile kolon, kiriş ve perde için excel tabloları oluşturularak performans seviyeleri belirlenmiştir [18].

# BÖLÜM 2

# ÖRNEK YAPI: LİMAN HAN




Şekil 2.1 İstanbul Ticaret Odasına ait Liman Hanı

## 2.1 Liman Han Mimarisi

Liman Han bir Vedat Bey tasarımı ve uygulamasıdır. Vedat Bey Sirkeci'de bir çok ticaret yapısı da inşa etmiştir. Bunlardan biri Liman Han' dır. 1907 yılında tamamlanan bina yapıldığı sırada Vedat Bey saray baş mimarıdır. Liman Han tasarımını 1915 de

Sabit Bey Hanı, 1917 de Meseret Hanı izler. Eminönü İlçesi, Sirkeci'de, Yalıköşkü Caddesi, No: 11'deki Liman Hanı da Vedat Tek'in diğer anıtsal mimari örnekleri ile birlikte, tamamen dönemin Ulusal Akım mimari üslup özelliklerini yansıtır. Katları belirleyen pencere dizileri, yatay ve düşey pilastrlarla gruplandırarak, yapının caddeye bakan cephesinde, hareketlilik sağlanmıştır. Giriş üzerinde yer aldığı düşey eksen boyunca cephenin üst bitimine kadar iki güçlü pilastr ve arasında öne doğru eğrisel taşma yapan pencere sıraları ile, cephenin diğer bölümlerinden farklı olarak vurgulanmıştır. Pilastrlar, saçak seviyesi üzerinde devam ederek, piramidal biçimli başlıklarla son bulur. Eğrisel formda dışa taşan pencere katlarının üzeri balkon olarak değerlendirilmiştir. Zemin katta ise giriş kapısının geniş açıklıklı, yarım daire biçimi kemeri, iki yanda baklavalı başlıklara sahip geniş gövdeli, ancak basık birer sütuna oturur.

Liman Han'ın zemin katında sivri kemerlerin gerisinde, iki katlı dükkan sırası yer alır bu katın üst bitimi, cephe boyunca asma saçakla örtülüdür. Bu saçak, bitkisel bezemeli demir çubuklarla üstten cephe duvarına tutturularak, askıya alınmıştır. Cephede, birinci ve ikinci kat pencereleri yatay ve düşey silmelerle, dörtlü gruplar halinde düzenlenmiştir. Pencere biçimlerinde yine katlar arası farklılıklar dikkati çeker. Birinci katta dikdörtgen açıklıklı, ikinci katta basık kemerli, üçüncü katta basık kemerle üstten kavranan çift açıklıklı pencere sıraları yer alırken, en üst kat sivri kemerli büyük pencerelerle son bulur. Her zamanki gibi, kemer köşe yüzeylerinde çini süslemeler yer alırken, cephenin üst bitimi geniş bir saçakla sonlandırılmıştır

Çekilen fotoğraflardan açıkça görüleceği gibi yapı deniz tarafına doğru yatmıştır. Büyük oranda Eminönü Bölgesinin, İstanbul Limanı dolgusu üzerinde yapılmış ve aslında ebatlarıyla yoğun bir kütlesi olan tarihi yapı zeminin niteliğinden dolayı, belki de İstanbul'u yoklayan aralıklı depremler nedeniyle, belki özellikle 99 depremi sonrası yana yatmasını devam ettirmiş görünüyor [19].

## 2.2 Liman Han'ın Geoteknik Olarak İncelenmesi

Bu bölüm içerisinde yer alan tüm teknik incelemeler YTÜ İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Anabilim Dalı öğretim üyelerinden Doç. Dr. Mehmet BERİLGEN yürütücülüğünde Geoteknik Çalışma Grubu'nu oluşturan Prof. Dr. Mustafa YILDIRIM, Doç. Dr. Mehmet BERİLGEN ve Dr. Cem AKGÜNER tarafından yapılmıştır.

### 2.2.1 İnceleme Konusu Yapı

İnceleme konusu yapı Liman Hanı, Bodrum + Zemin + Asma Kat + 4 Normal Kat + Çatı Katından oluşan betonarme karkas bir yapıdır. Bu yapının mimari ve betonarme projelerine ulaşılamadığı için yapısal analizlerde kullanılmak üzere rölöveleri çıkarılmış ve temel sistemini belirlemek için araştırma çukurları açtırılmıştır. Yerinde yapılan incelemelerde yapıda farklı oturma ve deformasyonların olduğu belirlenmiştir. Bu farklı oturmaların denize taraf kuzey yönde daha fazla olduğu gözlenmiştir. Nebula Mühendislik, İnş, Harita, San ve Dış Tic. Ltd. tarafından yapılan ölçümlerde yapıda yanal bir deformasyon olduğu tespit olunmuştur.

Liman Hanı, İstanbul İli, Fatih İlçesi, Eminönü Semti'nde Yeni Camii doğusunda Yalıköşkü Caddesi'nde yer almaktadır. Liman Hanı'nın konumlandığı alan ve çevresi kuzeye doğru çok düşük eğimli yataya yakın bir topoğrafyada bulunmaktadır. Kot olarak yaklaşık deniz seviyesinden 2-3 m gibi bir yükseklikte yer alan bu alan, herhangi bir morfolojik düzensizlik göstermemektedir [20].

### 2.2.2 İnceleme Alanının Jeolojisi

İnceleme alanında ve çevresinde sondaj ve araştırma çukurlarına dayalı yapılan incelemelere göre, Liman Hanı'nın da üzerinde yer aldığı yatay düzlüğü oluşturan yörenin tamamı zemin yüzeyinde dolgudan oluşmakta ve Liman Hanı da bu yapay dolgu üzerine oturmaktadır. Bu dolgu, zemin içine doğru yer yer alüvyal malzeme ya da sahil kumu ile ardalanmakta ve alta doğru fosil ve tuğla kırıntılarını da içeren grimsi siyah renkli çamur, kil, siltli-çakıllı kum gibi litolojilerden oluşan ve toplam kalınlıkları 40 m ile 65 m arası değişen Haliç güncel çökelleriyle devam etmektedir. Çok zayıf özellikteki Haliç güncel çökelleri de, ana kayayı oluşturan Paleozoyik (Alt Karbonifer) yaşlı Trakya formasyonu olarak adlandırılan kahverengi ve kiltaşı ara bantlı çok çatlaklı, kumtaşları (grovak) – silttaşları üzerine diskordan oturmaktadırlar.

Yeraltı su seviyesi ise yüzeye çok yakın olup, sondajlarda zemin yüzeyinden itibaren 1.30 m ile 2.50 m arasında değiştiği gözlenmiştir. Bu seviye, Liman Hanı bodrum tabanı ile yaklaşık aynı düzeydedir [20].

### 2.2.3 Zemin Araştırmaları

İnceleme alanında zemin özelliklerin bilinmesi amacıyla Bilgi$^{2000}$ Mühendislik ve İnşaat Ltd. Şirketi' ne Liman Hanı içinde temel taban kotundan itibaren 2 adet araştırma çukuru ile yerleri tarafımızdan belirlenen ve Şekil 2.2' de krokisi verilen 4 adet sondaj yaptırılmıştır. Araştırma çukurları ile sondajlara ait gerekli bilgiler Bilgi$^{2000}$'nin 31 Ağustos 2009 tarihli "İstanbul Ticaret Odası İstanbul İli, Fatih İlçesi, Eminönü'ndeki "Liman Han" için Yapılan Saha Çalışmaları Raporu" nda yer almaktadır. Bu rapor ve kapsamında yapılan çalışmalar, zaman zaman yerinde gözlemlenmiş ve sondaj logları, sandıkları ve elde edilen numuneler incelenmiştir. Sondaj çalışmalarına dayalı olarak zemin kesiti çıkarılmış, sondajlardan alınan numunelerden gerekli görülenler üzerinde YTÜ İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Anabilim Dalı Laboratuarı'nda elek analizi ve kıvam limiti deneyleri yapılarak tüm saha ve arazi deneyleri değerlendirilmiştir [20].

### 2.2.4 Araştırma Çubukları

Arazi çalışmalarında, Liman Hanı'nın bodrumunda temel tabanı ve üzerinde oturduğu zemini ve özelliklerini belirlemek amacıyla iki adet araştırma çukuru açtırılmıştır.

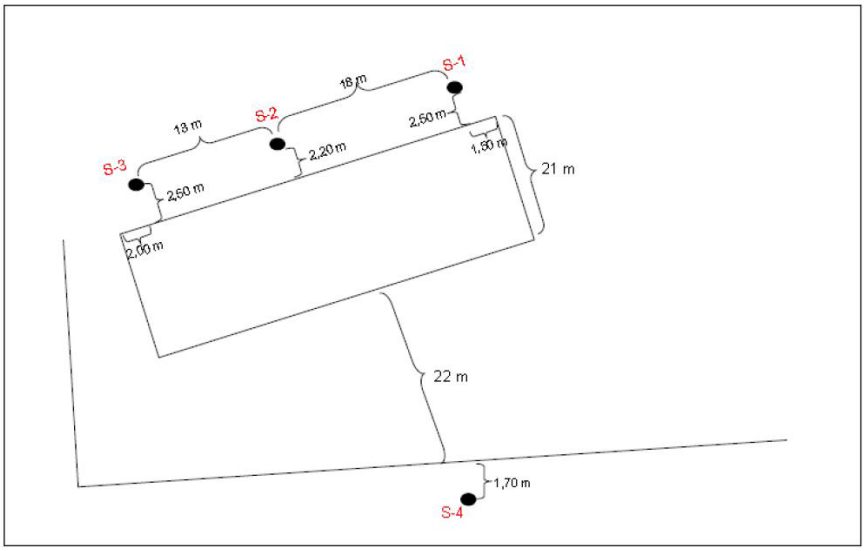
Bina içinde, kazan dairesi tabanında 1.57 m derinlikte açtırılan 1 No'lu Araştırma Çukuru'nda (AÇ-1) zemin tabanını oluşturan seramik kaplama altında sırasıyla 6 cm-7 cm kalınlığında yer karosu-beton harç-yer karosu, 20 cm kalınlığında taş parçalarını içeren ve alt kısmı ziftli beton, 80 cm kalınlığında tuğla + beton + kum + zifttten oluşan bir dolgu, 20 cm betonarme radye temel, en altta da 10 cm kalınlığında blokaj dolgu tespit olunmuştur. Temel altı zeminin koyu gri-siyahımsı renkli, killi siltli çakıllı kum ve killerden oluşan kontrolsüz yapay dolgu üzerinde yer aldığı anlaşılmıştır. Yer altı su seviyesinin bodrum tabanının 20 cm aşağısında sabitlendiği görülmüştür.

Bina içinde tabanda 1.50 m derinliğinde açtırılan 2 No'lu Araştırma Çukuru'nda (AÇ-2) ise zemin tabanından itibaren alta doğru 20 cm kalınlığında büyük taş parçalarından oluşan alt kısmı ziftli beton, 80 cm kalınlığında tuğla parçaları+beton parçaları+kum+zifttten oluşan bir dolgu, 20 cm alınlığında betonarme radye temel plağı, en altta da 10 cm kalınlığında blokaj dolgu geçilmiştir. Her iki araştırma çukurunda gözlendiğine göre yapının 20 cm kalınlığında bir radye plağından oluştuğu tahmin

edilmektedir. Temelin, koyu gri-siyahımsı renkli, siltli killerden oluşan kontrolsüz yapay dolgu üzerinde yer aldığı görülmüştür. Yer altı su seviyesinin yine zemin tabanından itibaren 20 cm aşağısında sabitlendiği görülmüştür [20].

### 2.2.5 Sondajlar

İnceleme alanında 18-07-2009 ile 04-08-2009 tarihleri arasında Bilgi$^{2000}$ firmasına dört adet sondaj yaptırılmıştır. Şekil 2.2'de görüldüğü gibi bunlardan üç tanesi Liman Hanı'na bitişik, güneyindeki Yalı Köşkü Caddesi boyunca (SK-1, SK-2, SK-3), bir tanesi ise binanın yaklaşık 30 m kuzeyinde, Eminönü sahil yolu Ragıp Gümüşpala Caddesi kaldırımında Fatih Belediyesi Otopark'ı girişinde (SK-4) yer almaktadır.




Şekil 2.2 Sondaj yerleri [20]

48.50 m derinlikte yapılan SK-1 sondajı loguna ve sondajdan alınan numunelere göre litolojilerin sık sık değişmesiyle birlikte genel bir değerlendirme yapıldığında, bu sondajda; zemin yüzünden 6.00 m derinliğe kadar siyahımsı gri renkli, killi, siltli çakıllı kumlardan oluşan güncel yapay dolgu yer almaktadır. Bu seviyeden itibaren 41.50 m derinliğe kadar Haliç çökelleri yer almakta, 41.50 m derinlikten itibaren ana kayayı oluşturan grovaklar kesilmektedir. Bu litolojiler üstten alta doğru detaylı incelendiğinde, zemin yüzünden itibaren 6.00 m kalınlığa ulaşan güncel yapay dolgu altında başlayan Haliç Çökelleri'nin 6.00 m ile 11.50 m arasında eski yapay dolgu ve alüvyon ile yanal ve düşey yönde geçişli olduğu görülmekte ve bu seviyelerin gri renkli, bol midye kırıntılı, çakıllı siltli kumlardan oluştuğu gözlenmektedir. 11.50 m-22.00 m arası gri

renkli çakıllı siltli, killi kavkılı, kemik parçalı, tuğlalı kum; 22.00 m-25.00 m arası, gri, koyu gri, siyahımsı organik içeriği yüksek, ağaç ve bitki parçacıklı kil; 25.00 m-32.50 m arası koyu gri, yer yer tuğla parçalı, kavkılı çakıllı orta sıkı kum, 32.50 m-35.50 m arası gri, siyah renkli organik içeriği yüksek, midye kırıntılı, kumlu kil; 35.50 m-38.00 m arası gri renkli, organik, siltli killi çakıllı kum; 38.00 m-40.00 m arası gri çakıllı kumlu kil; 40.00 m-41.50 m arası yeşilimsi gri, kahverengi, bol çakıllı kumlu sert killer ile Haliç Çökelleri son bulmakta, 41.50 m derinlikten itibaren sondaj boyunca ana kayayı oluşturan grovak (kumtaşı) ve kiltaşı ara bantlı silttaşları kesilmiştir. Bu sondajda yer altı suyuna zemin yüzeyinden itibaren 2.30 m derinlikte rastlanmıştır.

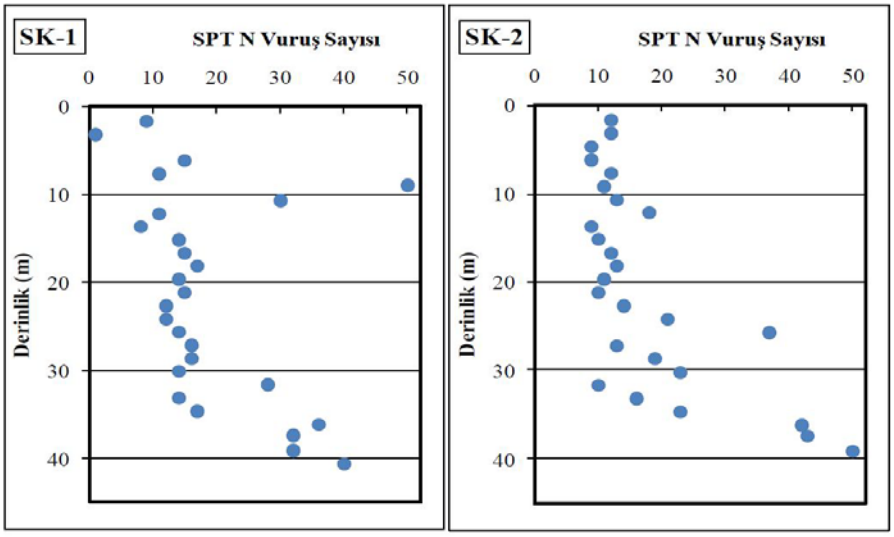
50.00 m derinlikte yapılan SK-2 sondajında; zemin yüzünden 6.00 m derinliğe kadar siyah renkli, kiremit ve tuğla kırıntılı, yer yer ağaç kökleri içeren çakıllı, kumlu organik killi Silt'lerden oluşan güncel yapay dolgu yer almaktadır. Bu seviyeden itibaren 40.50 m derinliğe kadar Haliç çökelleri yer almakta, 40.50 m derinlikten itibaren ise ana kayayı oluşturan grovaklar kesilmektedir. Bu litolojiler üstten alta doğru detaylı incelendiğinde, zemin yüzünden itibaren 6.00 m kalınlığa ulaşan güncel yapay dolgu altında başlayan Haliç Çökelleri'nin 6.00 m ile 12.50 m arasında eski yapay dolgu ve alüvyon ile yanal ve düşey yönde girik olduğu görülmekte ve bu seviyelerin gri renkli bitki kırıntılı, kavkılı, çakıllı, siltli kumlardan oluştuğu gözlenmektedir. 12.50 m-31.50 m arası gri renkli, kil ara ve çakıl ara bantlı, midye kırıntılı, tahta parçacıklı, çakıllı, siltli kum (12.50 m-18.00 m arası kavkılı gri çakıllı, siltli kum; 18.00 m-18.45 m arası koyu gri, organik siltli kumlu kil; 19.50 m-19.95 m arası killi siltli kumlu çakıl; 21.00-22.50 m arası gri renkli, organik, düşük plastisiteli kil; 24.00 m-24.50 m arası killi kumlu çakıl); 31.50 m-35.50 m arası gri renkli bol çakıllı kil; 35.50 m-39.50 m arası gri renkli, kil arabantlı, siltli kum; 39.50 m-40.50 m arası yeşilimsi gri kahverengi bol çakıllı kumlu killer ile Haliç Çökelleri son bulmakta, 40.50 m derinlikten itibaren sondaj boyunca ana kayayı oluşturan ve silttaşı ara bantlı kahverengi, muskovitli grovaklar (kumtaşı) kesilmiş ve 50.00 m derinlikte grovaklar içinde sondaj bitirilmiştir. Bu sondajda yer altı suyuna zemin yüzeyinden itibaren 2.30 m derinlikte rastlanmıştır.

48.00 m derinlikte yapılan SK-3 sondajında, zemin yüzünden 6.00 m derinliğe kadar siyah renkli, kiremit ve tuğla kırıntılı, yer yer ağaç kökleri içeren çakıllı, kumlu organik killerden oluşan güncel yapay dolgu yer almaktadır. Bu seviyeden itibaren 41.00 m derinliğe kadar Haliç çökelleri yer almakta, 41.00 m derinlikten itibaren ise ana kayayı

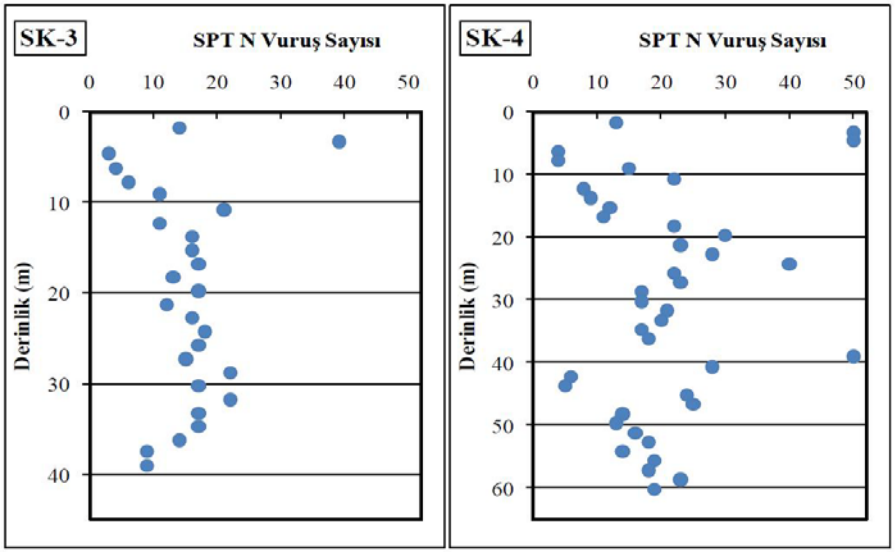
oluşturan grovaklar kesilmektedir. Bu litolojiler üstten alta doğru detaylı incelendiğinde, zemin yüzünden itibaren 6.00 m kalınlığa ulaşan çakıllı, kumlu ve siyah renkli, organik killerden oluşan güncel yapay dolgu altında başlayan Haliç Çökelleri'nin 6.00 m ile 12.00 m arasında eski yapay dolgu ve alüvyon ile yanal ve düşey yönde girik olduğu görülmekte ve bu seviyelerin gri renkli bitki kırıntılı, kavkılı, çakıllı, siltli killerden oluştuğu gözlenmektedir. 12.00 m-26.50 m arası siyahımsı gri renkli, killi, siltli, çakıllı midye ve tuğla kırıntılı kemik parçacıklı kum; 26.50 m-35.50 m arası koyu siyahımsı gri renkli, ağaç parçacıklı, tuğlalı, çakıllı siltli kil; 35.50 m- 40.00 m arası koyu gri renkli, kavkılı, bol midye kırıntılı, killi kum; 40.00 m-41.00 m arası ise gri-kahverengi, bol çakıllı kumlu killer ile Haliç Çökelleri son bulmakta, 41.00 m derinlikten itibaren sondaj boyunca ana kayayı oluşturan ve kumtaşı (grovak) ara bantlı kahverengi, silttaşı ve kiltaşları kesilmiş ve 48.00 m derinlikte grovaklar içinde sondaj bitirilmiştir. Bu sondajda yer altı suyu zemin yüzeyinden itibaren 2.50 m derinlikte rastlanmıştır.

60.45 m derinlikte yapılan SK-4 sondajında, zemin yüzünden 6.00 m derinliğe kadar siyah renkli, kiremit ve tuğla kırıntılı, bloklu, çakıllı, organik kil ve kumlardan oluşan güncel yapay dolgu yer almaktadır. Bu seviyeden itibaren sondajın sonlandırıldığı 60.45 m derinlik boyunca Haliç Çökelleri'nin içinde kalındığı görülmüş ve ana kayayı oluşturan grovaklar kesilememiştir. Bu litolojiler üstten alta doğru detaylı incelendiğinde, zemin yüzünden itibaren 6.00 m kalınlığa ulaşan çakıllı, siyah renkli, organik kil-kumlardan oluşan güncel yapay dolgu altında başlayan Haliç Çökelleri'nin 6.00 m ile 11.50 m arasında eski yapay dolgu ve alüvyon ile yanal ve düşey yönde geçişli olduğu görülmekte ve bu seviyelerin gri renkli bitki kırıntılı, kavkılı (midye), çakıllı, killi kumlardan oluştuğu gözlenmektedir. 11.50 m-17.50 m arası siyahımsı gri renkli, killi, siltli kum; 17.50 m-25.00 m arası gri renkli, bloklu (grovak kökenli), kumlu çakıl, 25.00 m-41.00 m arası koyu gri renkli, kavkılı, bol midye kırıntılı, tuğlalı, çakıllı-bloklu (çakıl ve bloklar: andezit-grovak-çört) az killi, siltli kum; 41.00 m-48.00 m arası grimsi siyah kil (41.00 m-44.50 m arası siyahımsı, organik, yüksek plastisiteli kil; 44.50 m-48.00 m arası siyahımsı gri renkli, kavkılı, düşük plastisiteli siltli kumlu kil); 48.00 m-48.45 m arası gri renkli kum; 48.45 m-50.00 m arası koyu gri kil; 50.00 m-60.45 m arası ise koyu kahverengi, gri renkli killi, siltli ince kum içinde sondaj bitirilmiştir. Bu sondajda yer altı suyu zemin yüzeyinden itibaren 1.30 m derinlikte rastlanmıştır. Sondajlar sırasında Liman Hanı temel zeminin mühendislik özelliklerini tayin

edebilmek için Standart Penetrasyon Deneyleri (SPT) yapılmıştır. Bu deneylerde standart ölçülerde bir numune alıcı üzerine 63.5 kg ağırlığında bir çekiç 76 cm yükseklikten düşürülerek zemine çakılmakta ve numune alıcının 30 cm çakılması için gerekli düşü sayısı SPT N darbe sayısı olarak tanımlanmaktadır. Liman Hanı çevresinde gerçekleştirilen SK-1, SK-2, SK-3 ve SK-4 sondajlarından elde edilen SPT N darbe sayılarının derinlikle değişimleri Şekil 2.3.A ve Şekil 2.3.B'de verilmiştir [20].




Şekil 2.3.A SPT N Darbe sayılarının derinlikle değişimi [20]




Şekil 2.3.B SPT N Darbe sayılarının derinlikle değişimi [20]

### 2.2.6 Zemin Profili

Sondaj sonuçlarına dayanılarak zemin profili belirlenmiş ve Liman Han'ın temel zeminini oluşturan zemin tabakalarının kalınlıkları saptanmıştır. Buna göre zemin yüzünden itibaren alt katmanlara doğru; ilk 4-5 m güncel yapay dolgu, 4-40 m arasında gri, siyah organik içerikli, kil ara bantlı, siltli, fosilli, yer yer çakıl bloklu kumlar ve siltler, daha derinlerde ise bol çakıllı ve kumlu killerden meydana gelen bir tabanı takip eden, kahverengi çok çatlaklı, kiltaşı ara bantlı ve muskovitli kumtaşı (grovak) ve silttaşı ardalanmasından meydana gelen ana kaya olarak nitelendirilebilecek istifler devam etmektedir. Yeraltı su seviyesi yaklaşık Liman Hanı binasının bodrum tabanı seviyesinde sabitlenmiştir. Liman Hanı temelinde bulunan zayıf nitelikli dolgu ve kalınlığı yaklaşık 40 m'ye varan Haliç çökellerinin kalınlıkları Haliç'e doğru 60 m'ye ulaşmaktadır [20].

### 2.2.7 Geoteknik Değerlendirme

İnceleme konusunu teşkil eden Liman Hanı Binası'nın alüvyonal siltli-killi kum birimlerin üzerine yüzeysel temeller ile oturtulduğu belirlenmiştir. Yapılan incelemelerde yapının temel taşıma gücü olarak;

$$q_a = 125 \text{ KPa } (1.25) \text{ kg/cm}^2 \tag{2.1}$$

değeri alınabilir. Temel zemininin yaylar aracılığıyla modellenmesi halinde düşey yatak katsayısı olarak boyuttan bağımsız

$$k_v = 10 \text{ MN/m}^3 \tag{2.2}$$

Söz konusu yapı 1. derecede deprem bölgesi sınırları içerisinde yer almaktadır. Sondajlardan elde edilen SPT darbe sayılarından yararlanılarak yapılan sıvılaşma analizlerinde Liman Hanı'nın temel zeminini oluşturan kumlu tabakaların sıvılaşma potansiyeline sahip olduğu görülmüştür.

Yapının dinamik analizinde, TDY 2007' ye göre Yerel Zemin Sınıfı Z4 kabul edilerek spektrum karakteristik periyotları için,

$$T_A = 0.20 \text{ s} \quad T_B = 0.90 \text{ s} \tag{2.3}$$

değerleri kullanılabilir [20].

### 2.2.8 Geoteknik İncelemelerin Sonucu

Yukarıda sıralanan çalışmaların ışığında inceleme konusu olan Liman Hanı'nın temel zemini hakkında aşağıdaki görüş ve sonuçlara ulaşılmıştır.

- Liman Hanı kontrolsüz yapay dolgu ve gevşek tutturulmuş kil-kum tekrarlanmasından oluşan Haliç Çökelleri üzerine yüzeysel temeller ile oturtulmuştur.
- Yapı ve çevresinin içinde bulunduğu jeolojik yapı dikkate alındığında Haliç'e doğru, çok yavaş gelişen bir akma hareketinin varlığı tespit edilmiştir.
- Bina temelinin gevşek, suya doygun siltli kumlu çökeller üzerinde yer alması ve yer altı suyunun yüzeye yakın olması nedeniyle, İstanbul'da olması beklenen deprem etkisinde sıvılaşma olasılığı yüksektir.
- Yüzeydeki suya doygun dolgu zeminler ve Haliç çökelleri, Haliç sahil çizgisinde çok dik bir şev oluşturmakta ve bu kesimde -20.00 m kotunda Haliç deniz tabanına ulaşılmaktadır. Bu durum yörede beklenen deprem etkisinde sıvılaşma sonrası yanal akma oluşmasına neden olabilir.
- Binada farklı oturma ve deformasyonlar tespit edilmiş olup bunların, yapının gevşek çökeller üzerine oturmasından ve bu çökellerin yavaş akma hareketi yapmasından kaynaklandığı tahmin edilmektedir. Yapının inşasından bu yana çevrede gerçekleştirilmiş inşaat faaliyetlerinin bu oturmaları artırdığı tahmin edilmektedir.
- Farklı oturmalardan dolayı hizmet dışı kalan Liman Hanı binasının kullanılabilmesi için yapılacak çalışmalar (güçlendirme veya binanın yeniden inşası) kapsamında temel zemininin güçlendirilmesi önemle tavsiye olunur [20].

## 2.3 Liman Han'ın Malzeme İncelemeleri

Bu bölüm içerisinde yer alan tüm teknik incelemeler YTÜ İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Malzemeleri Anabilim Dalı öğretim üyelerinden Yapı Malzemeleri Çalışma Grubunu oluşturan Prof. Dr. Fevziye AKÖZ ve Doç Dr. Nabi YÜZER tarafından yapılmıştır.

### 2.3.1 İnceleme Konusu Yapı

İnceleme konusu taşınmazla ilgili incelenmek üzere verilen Rölöve Projesine göre binada gerekli incelemeler yapılmıştır. Proje üzerinde çalışmaya esas olmak üzere akslar belirlenmiştir. Ayrıca yapıya ait beton kalitesinin, donatı çap, cins, sayı ve yerleşiminin belirlenmesi için gerekli inceleme, ölçüm ve tespitler yapılmış, binanın taşıyıcı elemanlarından beton karot numune, bölme duvarlarından tuğla ve harç örnekler alınmıştır [21].

### 2.3.2 İnceleme ve Tespitler

- İnceleme konusu yapının, Bodrum + Zemin + Asma Kat + 4 Normal Kat + Çatı Katından oluşan betonarme karkas olduğu (Şekil 2.4),



Şekil 2.4 Liman Han giriş cephesi [21]

- Yapının genelinde duvarların delikli harman tuğlası ve ortalama 2 cm kalınlığında melez harç ile örüldüğü, duvar kalınlığının yaklaşık 20 cm olduğu (Şekil 2.5), çatı katında ise dolu harman tuğlası kullanıldığı,
- Duvardaki harçlarda tuğla ile harç arasındaki aderansın kuvvetli olduğu, tuğla ve harçta erime, tuzlanma, çatlak vb. herhangi bir hasar oluşmadığı,
- Bodrum kat tavanının volta döşeme olduğu ve açıkta kalan metal profillerin korozyona uğradığı (Şekil 2.6),



Şekil 2.5 Bölme duvar [21]



Şekil 2.6 Volta döşeme [21]



Şekil 2.7 Yapı yan cephesi [21]



Şekil 2.8 Yapıdaki oturmanın cephedeki etkisi [21]

- Yapının deniz tarafına bakan cephesi doğrultusunda belirgin bir oturma meydana gelmiş olduğu (Şekil 2.7-Şekil 2.8),
- Yapının ıslak hacimlerindeki dış cephedeki ve deniz tarafına bakan akstaki bazı kolonlarda boyuna doğrultuda, donatı korozyonu (Şekil 2.9-Şekil 2.10) nedeni ile çatlaklar oluştuğu,



Şekil 2.9 Çatlak ve nemlenmeler [21]



Şekil 2.10 Çatlak ve nemlenmeler [21]

Yapının bodrum katının deniz tarafına bakan bir bölümünde su birikmiş olduğu (Şekil 2.11) görülmüştür [21].



Şekil 2.11 Bodrum katta gözlenen su birikintisi [21]

### 2.3.3 Donatı İncelemesi

Donatı tespiti için seçilen betonarme taşıyıcı elemanlarda, ulaşılabilen yüzeylerde manyetik esaslı ferroscan aleti ile donatı sayısı ve etriye aralığı belirlenmiş, donatıların çapının ölçülmesi için belirli bölgelerde örtü betonu kaldırılarak donatının ve etriyenin cinsi tespit edilmiş, çapı kumpas ile ölçülmüş, korozyon durumu görsel olarak incelenmiştir (Şekil 2.12, Şekil 2.13) [21].



Şekil 2.12 Kolonda donatı incelemesi [21]



Şekil 2.13 Kirişte donatı incelemesi [21]

#### 2.3.3.1 Beton, Tuğla ve Harç Kalitesinin Belirlenmesi

İnceleme konusu Liman Han'a ait beton kalitesinin, tuğla ve harç özelliklerinin belirlenmesi için yapılan çalışmalar aşağıda sırası ile verilmiştir.

- Binadaki beton kalitesinin belirlenmesi için her katta, taşıyıcı elemanlardan, ölçüm ve deney yapılacak yeteri sayıda eleman rastgele seçilmiş ve kodlanmıştır.
- Karot alınması sırasında donatıların kesilmemesi için bu elemanlardaki donatıların yeri, manyetik esaslı ferroscan aleti ile belirlenmiştir.
- Tahribatsız ölçüm yapılacak elemanlarda yaklaşık 30x30 cm'lik bölgede sıva kaldırılarak beton yüzeyi deneye hazırlanmış, yapı genelinde hazırlanan 40

bölgeye N tipi Schmidt beton test çekici ile en az 12 vuruş yapılarak yüzey sertliği (*R*) belirlenmiştir. Aynı bölgelerde belirlenen mesafede (*l*, mm) frekansı 55 kHz olan PUNDİT tipi ultrases aleti ile ses geçiş süresi (*t*,µs), problam yeri değiştirilmek sureti ile iki kez ölçülmüştür.

- Beton kalitesinin belirlenmesi amacı ile tahribatsız ölçümleri yapılmış elemanlarınbazılarından, TDY 2007-Böl. 7.2.4.3 maddesinde tanımlanan Sınırlı Bilgi Düzeyine göre, eleman boyutu ve donatıların aralığı dikkate alınarak 43 mm çapında, *h* (mm) yüksekliğinde 15 adet karot numune çıkarılmıştır (Şekil 2.14).




Şekil 2.14 Karot numune alınması [21]

- Numuneler plastik torba içinde korumaya alınmış, karot çıkarılan bölgeler uygun bir harç ile hemen kapatılmış ve yüzeyi düzeltilmiştir.
- Tuğla ve harç özelliklerinin belirlenmesi için yeterli miktarda örnekler alınmıştır. Numune alınması sırasında tuğla ile harç arasındaki aderansın kuvvetli olması nedeni ile tuğla numune güçlükle çıkarılabilmiştir [21].

### 2.3.4 Çatlak İncelemesi

Merdiven sahanlığının kalınlığı 20 cm olarak ölçülen dış duvarındaki çatlakların genişliği ($C_w$, mm), çatlak tespit mikroskobundan yararlanılarak 0,02 mm hassasiyet ile belirlenmiş (Şekil 2.15), değerler Çizelge 2.1'de verilmiştir. Buna göre kesit boyunca ilerlediği gözlenen çatlak genişliğinin sıvada 0,40 mm-1,40 mm, çini kaplamada 0,10 mm-1,60 mm arasında değiştiği anlaşılmıştır.



Şekil 2.15 Çatlak tespit mikroskobu ile çatlak genişliği ölçümü [21]

Çizelge 2.1 Yerinde tespit edilen çatlak genişliği değerleri [21]

| Ölçüm Yeri | Çatlak Genişliği $C_w$ (mm) | |
|---|---|---|
| | Çini Kaplamada | Sıvada |
| Giriş ve 1. Normal Kat Sahanlığı | 0,30 | 0,40 |
| | 0,30 | 0,10 |
| | 0,20 | 0,40 |
| 1–2. Normal Kat Sahanlığı | 0,10 | 0,10 |
| | 0,20 | 0,20 |
| | 0,20 | 0,20 |
| 2–3. Normal Kat Sahanlığı | 0,60 | 1,00 |
| | 0,22 | 0,20 |
| | 0,20 | 1,40 |
| 3–4. Normal Kat Sahanlığı | 0,45 | 0,40 |
| | 1,10 | 1,40 |
| | 1,60 | 0,30 |

### 2.3.5 Beton Karot Numunelerde Mekanik Deneyler

Yapıdan alınarak laboratuara getirilen beton karot numunelerde, tuğla ve harç örneklerde deneysel çalışmalar yapılmıştır. Beton karot numuneler, kata ve elemana göre kodlanmış olarak plastik torba içinde laboratuara getirilmiş, deneye hazırlanması için öncelikle birbirine paralel iki başı taş kesme aleti ile düzeltilmiştir. Bu numuneler, ortalama 48 saat süre ile sıcaklığı 20 ± 2°C, bağıl nemi %60 ± 5 olan rüzgârsız laboratuar ortamında bekletilerek kondüsyonlanmıştır. Numunelerin çapı ve yüksekliği ölçülmüş, düzeltilen yüzeylere başlık yapılmıştır. Başlığın sertleşmesi için 48 saat beklenmiş, başlıklı yükseklik (*h*, mm) ölçülmüş, tek eksenli basınç deneyi, 300 kN

kapasiteli yük kontrollü alette 0,80 MPa/s yükleme hızı ile yapılmış, kırma yükü ($P_k$, kN) belirlenmiştir.

Basınç mukavemeti $f_k$, N/mm$^2$, yükün ($P_k$, kN), yük uygulanan kesit alanına ($A$, mm²) bölünmesi ile hesaplanmıştır. Karotlara ait eşdeğer küp basınç mukavemeti ,($f_{küp,200}$, N/mm$^2$) karotun boyutu dikkate alınarak (2.4)' ten hesaplanmıştır,

$$f_{küp,200} = f_k\, 0.9 \tag{2.4}$$

Karot numunelerden elde edilen sonuçlara göre, karotlara ait beton kalitesi istatistiki yöntem ile genel yapı için irdelenmiş, (2.5) eşitliğinden ortalama küp mukavemeti ($f_{küp,200}$) ile eşdeğer küp mukavemeti ($f_{EK}$) arasında verilen değeri sağlaması koşulu aranmıştır. Bunun için Çizelge 2.2'te verilen mukavemet değerlerinden yararlanılmış, deney sonuçları ve karotlara ait mukavemetler Çizelge 2.3'te verilmiştir.

$$\overline{f}_{küp,200} - k_s S \geq 0.85\, f_{EK} \tag{2.5}$$

Çizelge 2.2 Beton sınıfı ve mukavemetleri [21]

| Beton Sınıfı | Silindir Basınç Mukavemeti (N/mm²) | $f_{EK}$ Eş Değer Küp Basınç Mukavemeti (N/mm²) | $f_{SK} > f_{EK} + 3$ (N/mm²) Seri Mukavemeti Her Seri Küpün Ortalama Mukavemetinin En Düşük Değeri (N/mm²) |
|---|---|---|---|
| BS 14 | 14 | 16 | 19 |
| BS 16 | 16 | 20 | 23 |
| BS 20 | 20 | 25 | 28 |
| BS 25 | 25 | 30 | 33 |
| BS 30 | 30 | 35 | 38 |
| BS 35 | 35 | 40 | 43 |
| BS 40 | 40 | 45 | 48 |
| BS 45 | 45 | 50 | 53 |
| BS 50 | 50 | 55 | 58 |

Çizelge 2.3 Karotlara ait basınç deneyi sonuçları [21]

| Eleman Kodu | | $P_k$ (kN) | $f_k$ (N/mm²) | $f_{EK}$ (N/mm²) | İrdeleme [2] |
|---|---|---|---|---|---|
| Temel | | 25,6 | 17,6 | 15,9 | **Genel Bina İçin İstatistiksel Değerlendirme:** $z = \bar{f}_{küp200} - k_s.S \geq 0{,}85\ f_{EK}$ $z = 21{,}6\text{-}1{,}88.10{,}3 = 2{,}2 < 13{,}6$ olduğundan **C 14 Beton Sınıfının altındadır.** |
| Bodrum | D6 | 46,0 | 31,7 | 28,5 | |
| | D7 | 22,9 | 15,8 | 14,2 | |
| Giriş | B10 | 19,2 | 13,2 | 11,9 | |
| | C9 | 22,1 | 15,2 | 13,7 | |
| Asma Kat | C8 | 52,9 | 36,4 | 32,8 | |
| | B10 | 69,0 | 47,5 | 42,8 | |
| 1. Normal | B6 | 17,2 | 11,8 | 10,7 | |
| | E7 | 47,8 | 32,9 | 29,6 | |
| 2. Normal | E7 | 15,2 | 10,5 | 9,4 | |
| | D9 | 33,3 | 22,9 | 20,6 | |
| 3. Normal | D9 | 29,0 | 20,0 | 18,0 | |
| | B2 | 27,0 | 18,6 | 16,7 | |
| 4. Normal | D'4 | 34,5 | 23,8 | 21,4 | |
| | E7 | 60,7 | 41,8 | 37,6 | |
| **Genel Ortalama** | | | | **21,6** | |

Bu sonuçlara göre; karotların basınç dayanımı değerleri 9,4 N/mm$^2$ ile 42,8 N/mm$^2$ arasında değişmekte, standart sapması ($S$) 10,3 N/mm$^2$ değerine ulaşmaktadır. Karotlara ait ortalama basınç dayanımı 21,6 N/mm$^2$ olmasına rağmen, standart sapmanın büyük olması nedeni ile yapıya ait beton kalitesi, en düşük dayanım sınıfı olan C14 beton sınıfının altında kalmaktadır. Yapıya ait beton örneklerde yapılan tahribatlı ve tahribatsız deney sonuçlarının birlikte değerlendirilmesi için, öncelikle tahribatsız ölçüm yapılan elemanların, Schmidt yüzey sertliğinin ($R$) ortalaması alınmıştır. Yüzey sertliği betonun yapısına bağlı bir yüzey özelliğidir, iç kısmı temsil etmez, bu nedenle doğrudan basınç dayanımının belirlenmesi için yeterli değildir. Basınç dayanımının tahmininde yüzey sertliği ile iç kısmı niteliksel olarak temsil eden ultrases geçiş hızının birlikte değerlendirilmesi gerekir. Bu amaçla, aynı elemanlarda yapılan ses geçiş süresi ölçümünden, mesafenin ($l$, mm), ölçülen ses geçiş süresine ($t$, µsn) oranlanması ile ses geçiş hızı ($V$, mm/µsn) hesaplanmıştır. Karotun alındığı elemanda Schmidt çekici ile ölçülmüş olan yüzey sertliği değeri ($R$) ve ultra ses geçiş hızı ($V$, mm/µsn) arasında istatistiksel ilişki araştırılmış, (2.6) eşitliği elde edilmiştir. Bu eşitlikten yararlanılarak, tahribatsız ölçüm yapılan yerlerdeki betona ait teorik basınç dayanımları ($f_{teo}$, N/mm$^2$) hesaplanmış, sonuçlar ve irdeleme Çizelge 2.4'te verilmiştir.

$$f_{teo} = -74.36 + 6.39V + 2.01R \qquad (r=0.938) \qquad (2.6)$$

Çizelge 2.4 Tahribatsız deney sonuçlarından elde edilen teorik basınç dayanımları [21]

| Kat | Eleman | V (mm/µs) | R | $f_{teo}$ (N/mm$^2$) | İrdeleme [2] |
|---|---|---|---|---|---|
| Bodrum | C5 | 1,89 | 41 | 20,0 | Genel Bina İçin İstatistiksel Değerlendirme: $z = \bar{f}_{küp200} - k_s.S \geq 0{,}85\ f_{EK}$ $z = 22{,}3\text{-}1{,}64.9{,}1 = 7{,}4 < 13{,}6$ olduğundan C 14 Beton Sınıfının altındadır. |
| | D'5 | 1,99 | 42 | 23,6 | |
| | C"5' | 2,04 | 43 | 24,3 | |
| | C'6' | 1,62 | 42 | 21,2 | |
| | D6 (K) | 2,21 | 44 | 28,5 | |
| | D7 (K) | * | 42 | – | |
| Giriş | C11 | 1,73 | 43 | 23,1 | |
| | B10 (K) | 1,10 | 39 | 11,7 | |
| | D9 | * | 41 | – | |
| | C9 (K) | 1,59 | 39 | 14,5 | |
| | B7 | 2,30 | 41 | 22,9 | |
| | A3 | 2,84 | 45 | 34,9 | |
| Asma Kat | E7 | * | 44 | – | |
| | B8 | 2,12 | 45 | 29,1 | |
| | C8 (K) | 2,10 | 46 | 31,0 | |
| | B10 (K) | 2,90 | 48 | 40,7 | |
| | C11 | 1,81 | 41 | 20,1 | |
| | A3 | 2,98 | 42 | 28,1 | |
| | E6 | 1,81 | 39 | 15,0 | |
| 1.Normal | B2 | 1,75 | 36 | 9,4 | |
| | B5 | 1,76 | 42 | 20,6 | |
| | E6 | 2,65 | 51 | 44,6 | |
| | B6 (K) | * | 37 | – | |
| | E7 (K) | 2,00 | 44 | 26,1 | |
| | D9 | 1,73 | 43 | 22,9 | |
| 2.Normal | B2 | 1,81 | 42 | 21,4 | |
| | B5 | 1,07 | 36 | 9,9 | |
| | E7 (K) | 1,73 | 36 | 10,5 | |
| | D9 (K) | 1,82 | 43 | 23,2 | |
| | E6 | 2,03 | 41 | 21,2 | |
| 3.Normal | B2 (K) | 1,21 | 41 | 16,0 | |
| | A3 | 1,25 | 35 | 9,0 | |
| | B5 | 1,51 | 41 | 16,9 | |
| | E7 | 1,71 | 40 | 17,7 | |
| | D9 (K) | * | 39 | – | |
| | D'4 | 1,94 | 38 | 14,9 | |
| 4.Normal | D5 | 2,27 | 47 | 34,9 | |
| | C6 | 1,74 | 36 | 9,8 | |
| | D'4 (K) | 1,61 | 44 | 24,0 | |
| | E7 (K) | 3,09 | 47 | 39,1 | |
| Genel Ortalama | | | | 22,3 | |

*(K) : Karot numune alınan elemanlar,* **: Bu noktalarda ölçüm yapılamamıştır.*

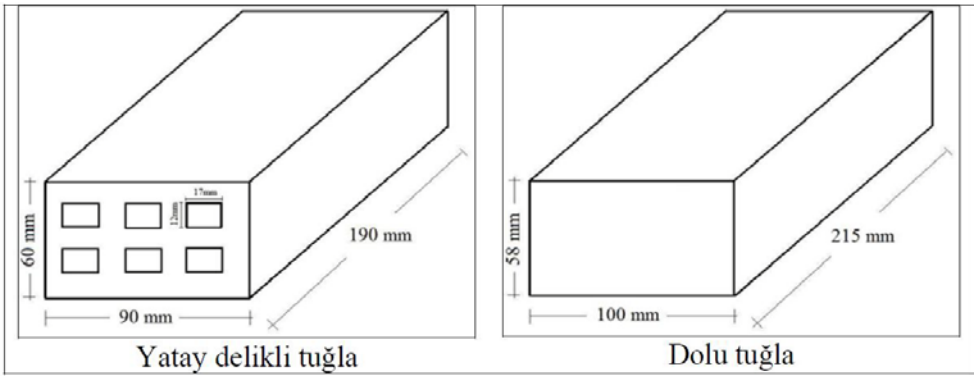
Tahribatsız deneylerden elde edilen verilere göre, Çizelge 2.4' te görüldüğü gibi yapıya ait beton kalitesi, C14 sınıfının altındadır. Bu çalışmada Çizelge 2.3'te verilen karot basınç dayanımları ile Çizelge 2.4' te verilen tahribatsız ölçümlerden elde edilen basınç dayanımlarının yakın değerde olduğu görülmektedir.

Bu sonuçlara göre yapıya ait beton kalitesi, en düşük dayanım sınıfı olan C14 beton dayanım sınıfını sağlamamaktadır. Tahribatlı ve tahribatsız deney sonuçlarından elde edilen en düşük basınç dayanımı 9,0 N/mm$^2$'dir, TDY 2007'nin 7.2.4.3. maddesine göre bu değer mevcut beton dayanımı olarak alınmalıdır. Yapıdaki betona ait elastisite modülü ($E$, N/mm$^2$) en küçük basınç dayanımı değerinden ve ACI 318-95'te verilen (2.7) eşitliğinden yararlanılarak 14190 N/mm$^2$ olarak hesaplanmıştır; yapının modellenmesinde bu değerin 14000 N/mm$^2$ alınması uygun olacaktır [21].

$$E = 4730\sqrt{f_c} \qquad (2.7)$$

### 2.3.6 Tuğla Numunelerde Yapılan Deneyler

Yapının genelini temsilen 4. Normal kat ve Bodrum katından alınan yatay delikli tuğla ile çatı katından alınan dolu tuğla örneklerinin boyutları ölçülmüş, değerleri Şekil 2.16'da gösterilmiştir. 190x90x60 mm boyutlarındaki yatay delikli tuğladaki delik boyutlar 12x17 mm'dir. Bu numunelerde yapılan fiziksel ve mekanik deneyler aşağıda açıklanmıştır [21].




Şekil 2.16 Tuğla boyutları [21]

### 2.3.7 Fiziksel Deneyler

Örneklerden hazırlanan numunelerde kuru ağırlık ($W_o$, g), suya doygun havadaki ağırlık ($W_{sh}$, g) ve suya doygun sudaki ağırlık ($W_{ss}$, g) belirlenmiştir. Tartımlar 0,1 gr duyarlıklı terazi ile yapılmıştır. Dolu tuğlada ve delikli tuğlanın dolu kısmında yapılan deney sonuçlarından boşluklu birim ağırlık ($\beta$, g/cm$^3$), ağırlıkça su emme ($a_s$, %) ve hacimce su emme ($h_s$, %) ; birim ağırlık ve boyut ölçümünden delikli tuğlanın brüt birim ağırlığı ($\beta_B$, g/cm$^3$) hesaplanmıştır. Deney sonuçlarının ortalama değerleri Çizelge 2.5'te verilmiştir [21].

Çizelge 2.5 Tuğlanın fiziksel özellikleri [21]

| Alındığı Kat | Tipi | Birim Ağırlık ($\beta$, kg/m$^3$) | Brüt Birim Ağırlık ($\beta_B$, kg/m$^3$) | Su Emme | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Ağırlıkça ($a_s$, %) | Hacimce ($h_s$, %) |
| Bodrum | Delikli | 1600 | 1200 | 20 | 33 |
| Çatı Katı | Dolu | 1800 | - | 10 | 18 |

### 2.3.8 Malzeme İncelemelerin Sonucu

- Yapının donatı incelemesi yapılan kolonlarında boyuna donatı olarak $\phi$12, $\phi$14, $\phi$16, $\phi$18 ve $\phi$22'lik, enine donatı olarak 15-30 cm arasında değişen aralıklar ile $\phi$6'lık düz inşaat çeliği kullanıldığı görülmüştür. Örtü betonu kaldırılarak yapılan donatı incelemesinde kirişlerde $\phi$20'lik, nervürlü kirişlerde $\phi$12'lik düz inşaat çeliği, enine donatı olarak 1,2 mm kalınlığında, 19,2 mm genişliğinde çelik eleman kullanıldığı görülmüştür. Ayrıca bazı elemanlarda donatı korozyonu nedeni ile betonda hasarlar oluştuğu gözlenmiştir.
- Deney sonuçlarına göre beton karot numunelerin basınç dayanımı değerleri 9,4 N/mm$^2$ ile 42,8 N/mm$^2$ arasında olup, standart sapması 10,3 N/mm$^2$ değerindedir. Karotlara ait ortalama basınç dayanımı 21,6 N/mm$^2$ olmasına rağmen, standart sapmanın büyük olması nedeni ile yapıya ait beton kalitesi, en düşük dayanım sınıfı olan C14 beton sınıfının altında kalmaktadır. Tahribatsız deney sonuçlarından belirlenen değerler de dikkate alındığında, yapının modellenmesinde mevcut beton dayanımı olarak 9,0 N/mm$^2$, elastisite modülü olarak 14000 N/mm$^2$ değerlerinin alınması uygun olacaktır.
- Yapının genelinde kullanılan delikli tuğlanın basınç dayanımının 7,0 N/mm$^2$ olduğu, bu değerin TS EN 771-1'de orta dayanımlı delikli harman tuğlası için verilen 5,0 N/mm$^2$ lik minimum basınç dayanımını sağladığı; bu tuğlanın brüt birim ağırlığının 1200 kg/m$^3$, ağırlıkça ve hacimce su emme değerlerinin sırası ile %20 ve %33 olduğu belirlenmiştir. Çatı katında kullanılan dolu tuğlanın aynı standartta orta dayanımlı dolu harman tuğlası için verilen 5,0 N/mm$^2$'lik minimum basınç dayanımını sağladığı; bu tuğlanın birim ağırlığının 1800 kg/m$^3$, ağırlıkça ve hacimce su emme değerlerinin sırası ile %10 ve %18 olduğu belirlenmiştir.
- Yapıdan alınan kuvvetli melez harcın bağlayıcı: agrega oranının yaklaşık 1:4, agreganın maksimum dane boyutunun 8 mm olduğu; birim ağırlığının 1700 kg/m$^3$, ağırlıkça ve hacimce su emme değerlerinin sırası ile %14 ve %25 olduğu tespit edilmiştir.
- Yapıda kullanılan melez harcın tuğla ile aderansı kuvvetlidir; merdiven sahanlığı duvarındaki hasarlar hariç, yapıda kullanılmış olan tuğla ve harç malzemelerinde erime, tuzlanma, çatlak vb. herhangi bir hasar gözlenmemiştir [21].

## 2.4 Liman Han'ın Yapısal İncelemeleri

Bu bölüm içerisinde yer alan tüm teknik incelemeler YTÜ İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Anabilim Dalı öğretim üyelerinden Yapı Çalışma Grubunu oluşturan Prof. İbrahim EKİZ ve Doç. Dr. Bilge DORAN tarafından hazırlanmıştır.

## 2.5 İnceleme Konusu Yapı

Şekil 2.17'de görüldüğü gibi binanın ön cephesi yığma kargir, diğer kısımları betonarme karkastır.

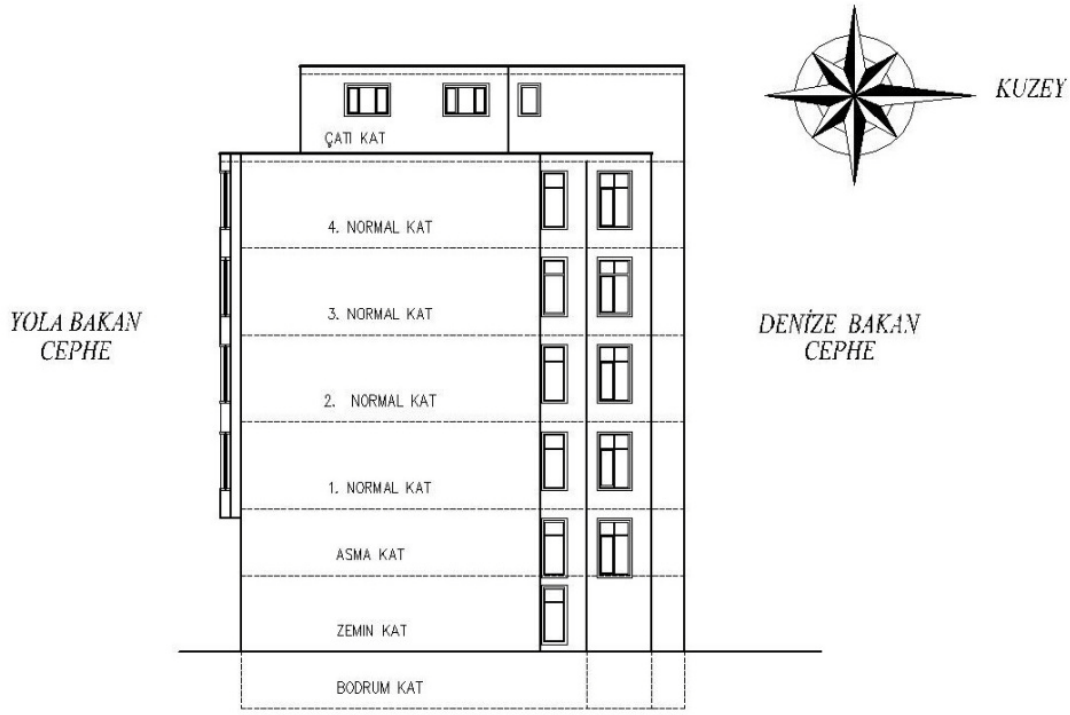


Şekil 2.17 Ön ve yan cephe [22]

Yapıda gözle görülür bir şekilde eğimlenme hareketi gözlenmektedir (Şekil 2.18). Yapılan araştırmalarda bu sorunun 1970' li yıllardan beri olduğu anlaşılmıştır.




Şekil 2.18 Eğimlenen yapı [22]




Şekil 2.19 Yapı cepheleri

Çizelge 2.6 Bina öteleme değerleri

| KAT ADI | KAT YÜKSEKLİĞİ (m) | KÜMÜLATİF TOPLAM (m) | YATAY YER DEĞİŞTİRME (mm) |
|---|---|---|---|
| ÇATI KATI | 2.55 | 23.32 | 41.00 |
| 4.NORMAL KAT | 3.68 | 20.77 | 36.52 |
| 3.NORMAL KAT | 3.68 | 17.09 | 30.05 |
| 2.NORMAL KAT | 3.68 | 13.41 | 23.58 |
| 1.NORMAL KAT | 3.68 | 9.73 | 17.11 |
| ASMA KAT | 2.83 | 6.05 | 10.64 |
| ZEMİN KAT | 3.22 | 3.22 | 5.66 |
| BODRUM KAT | 2.4 | | 0 |
| TEMEL | | | 0 |
| TOPLAM | 23.32 | | |

Yerinde yapılan incelemelerde her ne kadar gözle görülür bir eğimlenme tespit edilmiş olsa bile taşıyıcı elemanlarda yapı emniyetini olumsuz yönde etkileyebilecek her hangi bir deformasyona rastlanmamıştır. Yapının projeleri mevcut olmadığından yapısal

modelleme için gerekli olan rölöve çalışmaları yapılmış, kat planları ile örnek bazı yapısal taşıyıcılarda kesit ve donatı tespitleri Çizelge 2.7 ve Çizelge 2.8'de verilmiştir.

Çizelge 2.7 Bazı kolon bilgileri [22]

| Kat | Kolon boyutu (cmxcm) | donatı ($cm^2$) | donatı oranı (%) | etriye | NOT | Hesapta dikkate alınan donatı % si |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Bodrum | 40x35 | 8Φ22 (30.41) | 2.1 | Φ6/20 | Bu kolon sadece bodrum katta var. (üst katlara çıkmıyor) | 1.00% |
| Giriş | 40x40 | 8Φ18 (20.36) | 1.3 | Φ6/25 | Kolonların büyük çoğunluğu 40x40 olmasına rağmen, 1 adet (giriş kat) 40x40 kolon bilgisi var. | |
| 1 | 40x30 | 6Φ16 (12.06) | 1.0 | Φ6/20 | 2. ve 4. katlarda donatı azaltılmış. | |
| 2 | 40x30 | 4Φ14 (6.16) | 0.5 | Φ6/17 | 1. kat kolonu ile aynı kolon incelenmiş | 0.5% |
| 3 | 40x30 | 8Φ14 (12.32) | 1.0 | Φ6/12 | | |
| 4 | 40x30 | 4Φ12 (4.52) | 0.4 | Φ6/20 | 1. kat kolonu ile aynı kolon incelenmiş | |
| 4 | 40x30 | 4Φ14 (6.16) | 0.5 | Φ6/15 | | |

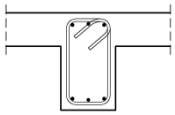
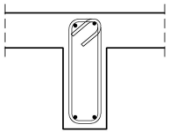
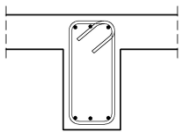
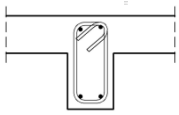
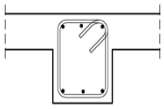
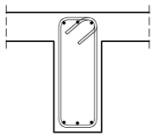
Çizelge 2.8 Bazı kiriş bilgileri [22]

| Kiriş | donatı (cm2) | etriye | Hesapta dikkate alınan donatı % si |
|---|---|---|---|
| 40/50 | 4Φ20 alt | Φ1.2/19.2 | min. |
| nervür | 2Φ12 alt | - | min. |

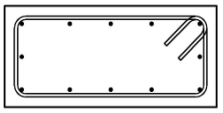
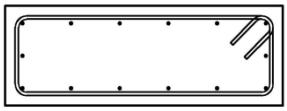
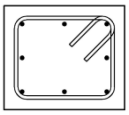
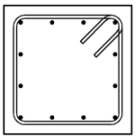
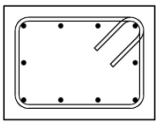
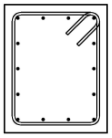
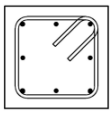
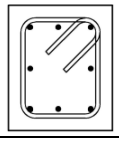
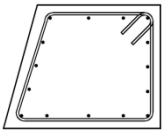
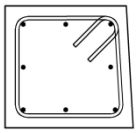
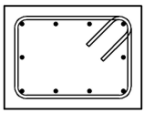
Donatı inceleme sonuçlarına göre, toplam 6 kolonda donatı belirlenebilmiştir. Bu kolonlardan yalnızca birinde 3 kat boyunca inceleme yapılmış ve kolon donatısının üst katlarda azaltıldığı görülmüştür. Bir kolon da sadece bodrum katta olup, üst katlara çıkmamaktadır. Diğer 4 kolonun ise tek bir katta incelendiği ve bu kolonlarda da üst katlarda donatı azaltmalarına gidildiği düşünülerek kolon donatıları için bir genelleme yapılması zorlaşmakta ve donatı incelemelerinin yetersiz olduğu düşünülmektedir. Bu sebeple, yapısal çözümlemelerde birçok eleman için minimum donatı koşulu dikkate alınmıştır. Yapılan incelemelerde temel sisteminin radye temel olduğu görüşü hakim olmuştur.

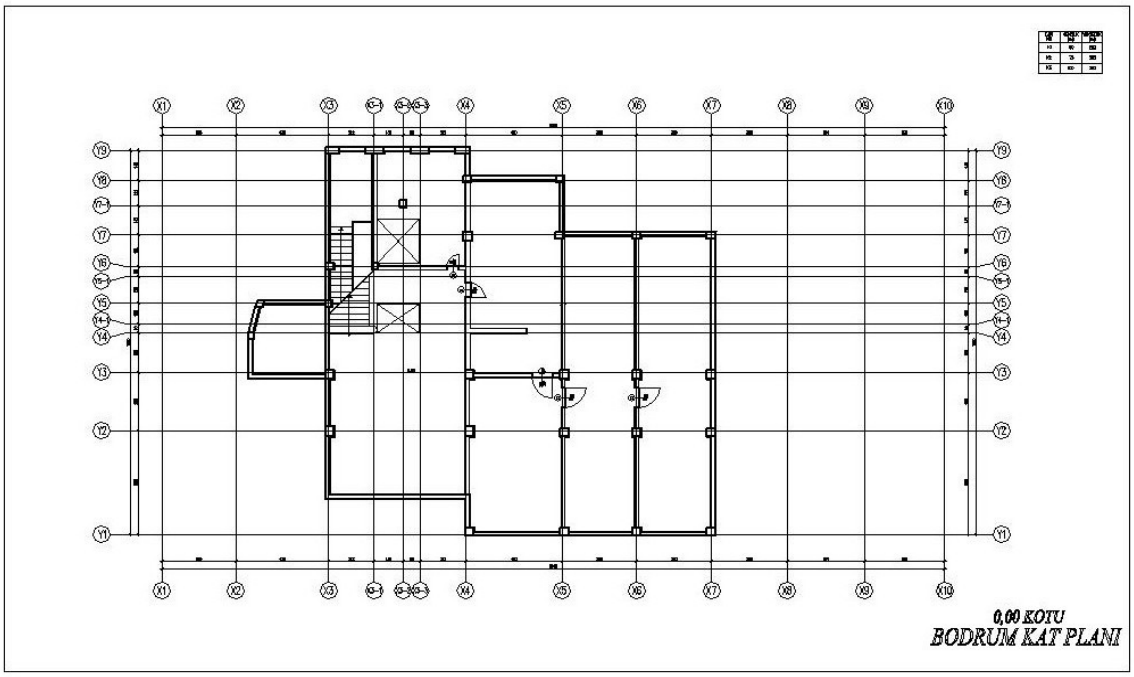
Yapısal sistem elemanlarına ait gerek boyutsal gerekse malzeme karakteristikleri açısından yeterli bilgi bulunmadığından, boyut ve malzeme değerleri ilgili yönetmeliklerinde belirtilen minimum değerler olarak taktir edilmiştir. Bu bağlamda, mevcut kiriş ve kolon tipleri sırası ile Çizelge 2.8 ve Çizelge 2.9'da verilmiştir.

Çizelge 2.8 Liman Han kiriş tipleri

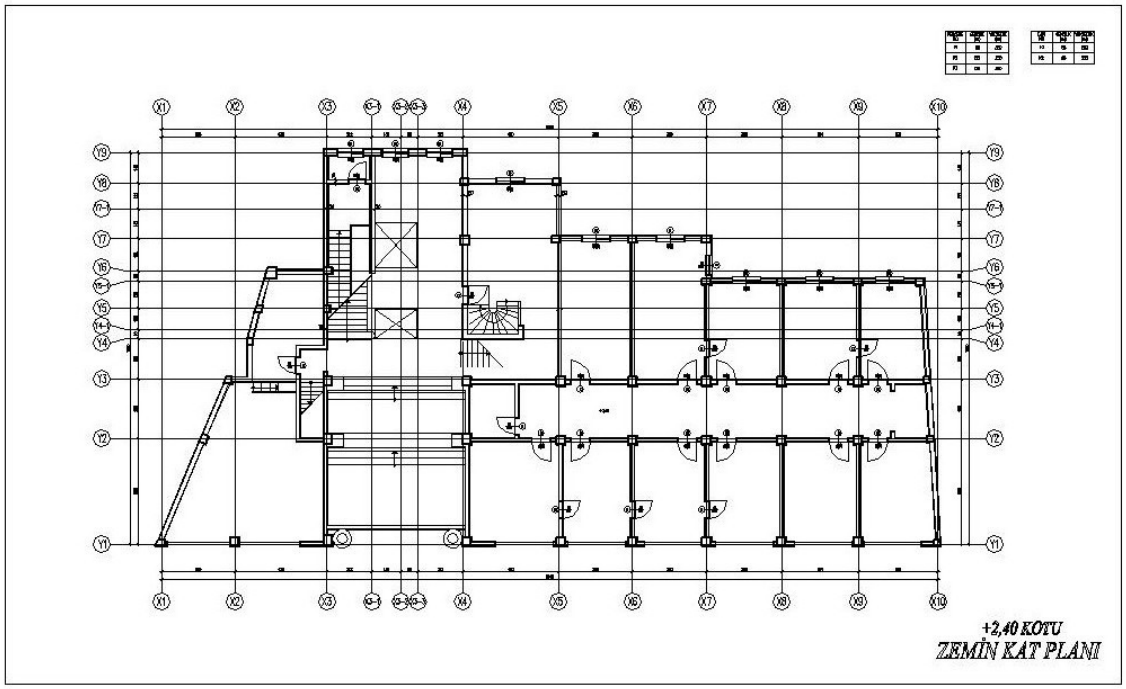
| Kiriş No | *b* cm | *h* cm | Donatı Şeması | Alt ve Üst Donatı Adedi | Alt ve Üst Donatı Çapı (mm) | Donatı Alanı ($cm^2$) | $\rho$ | Etriye Aralığı (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 20 | 35 |  | 3 | 12 | 3,39 | 0,0048 | 150 |
| 2 | 15 | 40 |  | 2 | 12 | 2,26 | 0,0038 | 150 |
| 3 | 20 | 40 |  | 3 | 12 | 3,39 | 0,0042 | 150 |
| 4 | 15 | 30 |  | 2 | 12 | 2,26 | 0,0050 | 150 |
| 5 | 25 | 30 |  | 3 | 12 | 3,39 | 0,0045 | 150 |
| 6 | 20 | 50 |  | 3 | 14 | 4,62 | 0,0046 | 150 |

Çizelge 2.9 Liman Han kolon tipleri

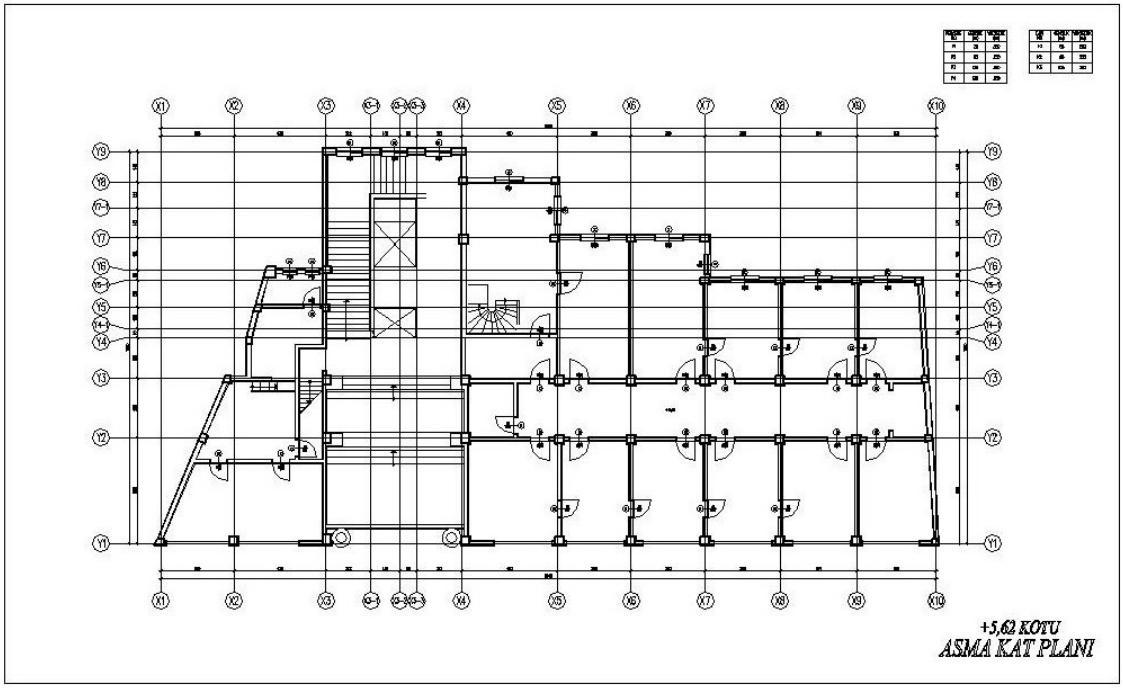
| Kolon No | *b* cm | *h* cm | Donatı Şeması | Donatı Adedi | Donatı Çapı (mm) | Donatı Alanı ($cm^2$) | $\rho$ | Etriye Aralığı (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 65 | 30 |  | 12 | 16 | 24,13 | 0,0124 | 150 |
| 2 | 85 | 30 |  | 14 | 16 | 28,15 | 0,0110 | 150 |
| 3 | 35 | 30 |  | 8 | 14 | 12,32 | 0,0117 | 150 |
| 4 | 40 | 40 |  | 12 | 14 | 18,47 | 0,0115 | 150 |
| 5 | 40 | 30 |  | 10 | 14 | 15,39 | 0,0128 | 150 |
| 6 | 40 | 50 |  | 14 | 14 | 21,55 | 0,0108 | 150 |
| 7 | 30 | 30 |  | 8 | 14 | 12,32 | 0,0137 | 150 |
| 8 | 25 | 30 |  | 8 | 14 | 12,32 | 0,0164 | 150 |
| 9 | 50 | 50 |  | 15 | 16 | 30,16 | 0,0121 | 150 |
| 10 | 35 | 35 |  | 8 | 14 | 12,32 | 0,0101 | 150 |
| 11 | 30 | 40 |  | 10 | 14 | 15,39 | 0,0128 | 150 |



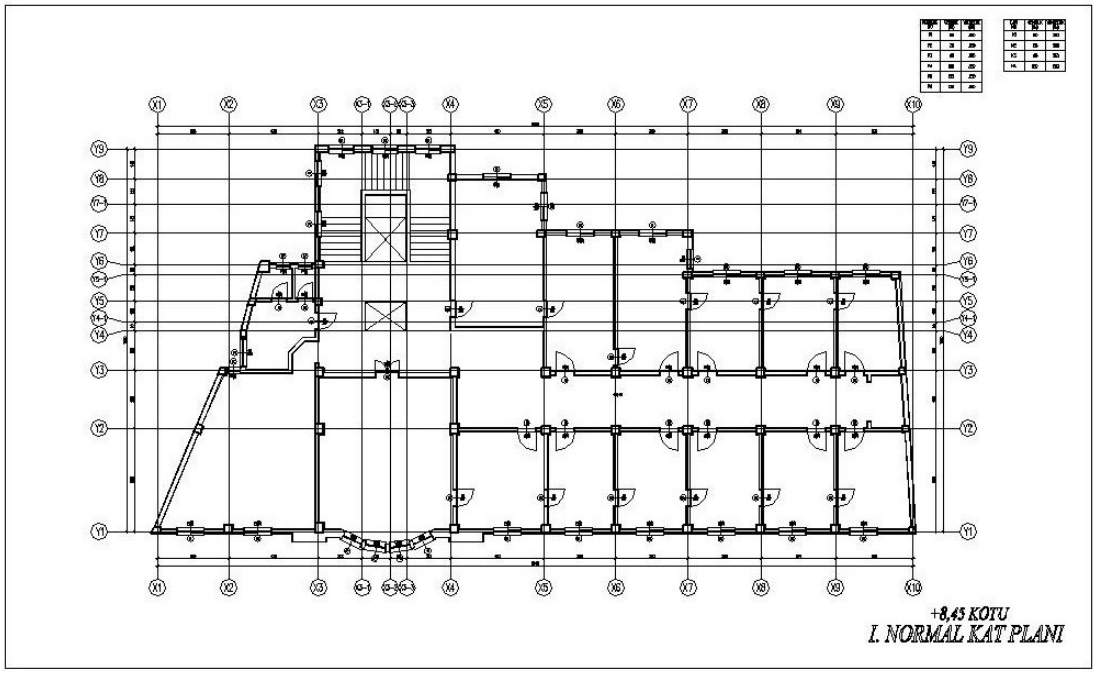

Şekil 2.20 Bodrum kat mimari planı



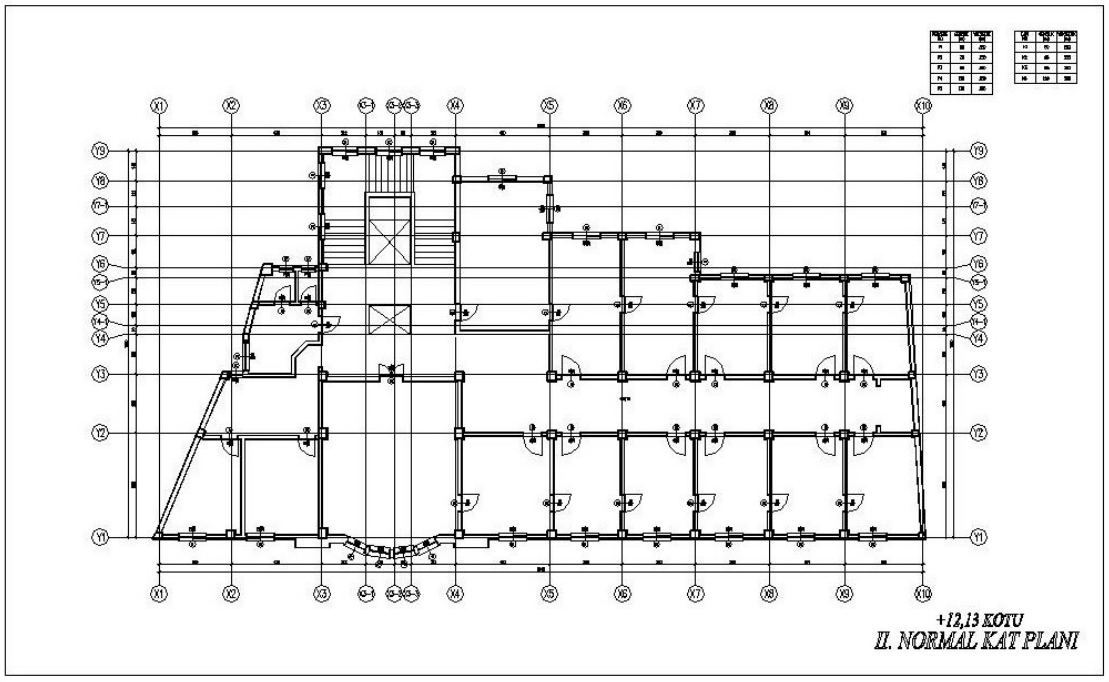

Şekil 2.21 Zemin kat mimari planı



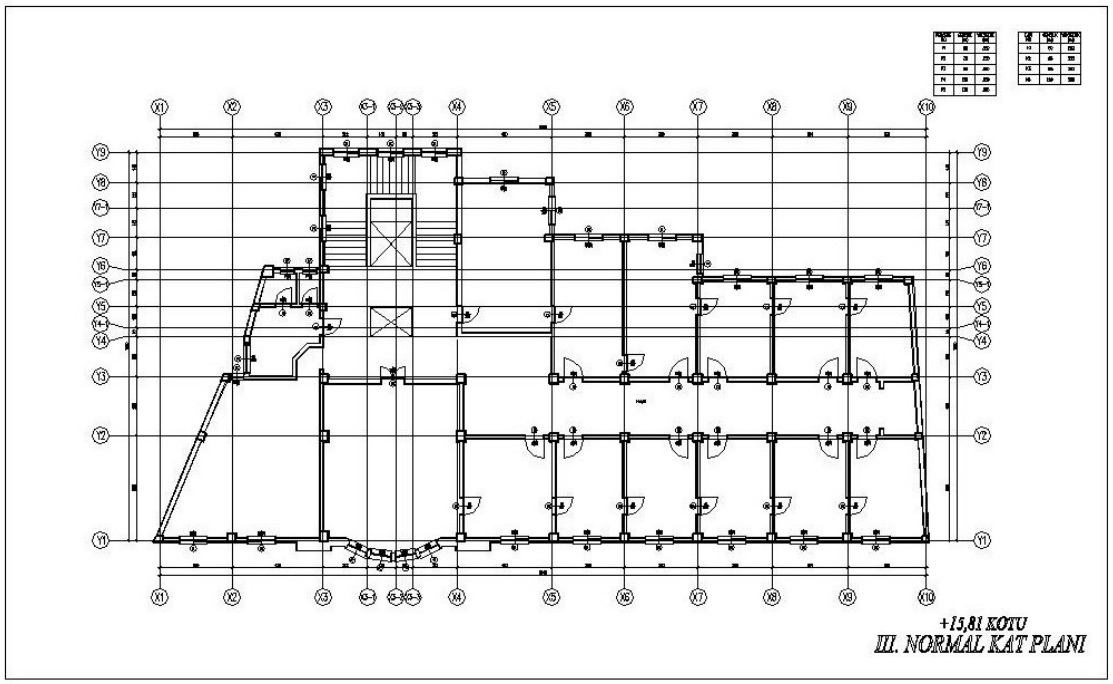

Şekil 2.22 Asma kat mimari planı



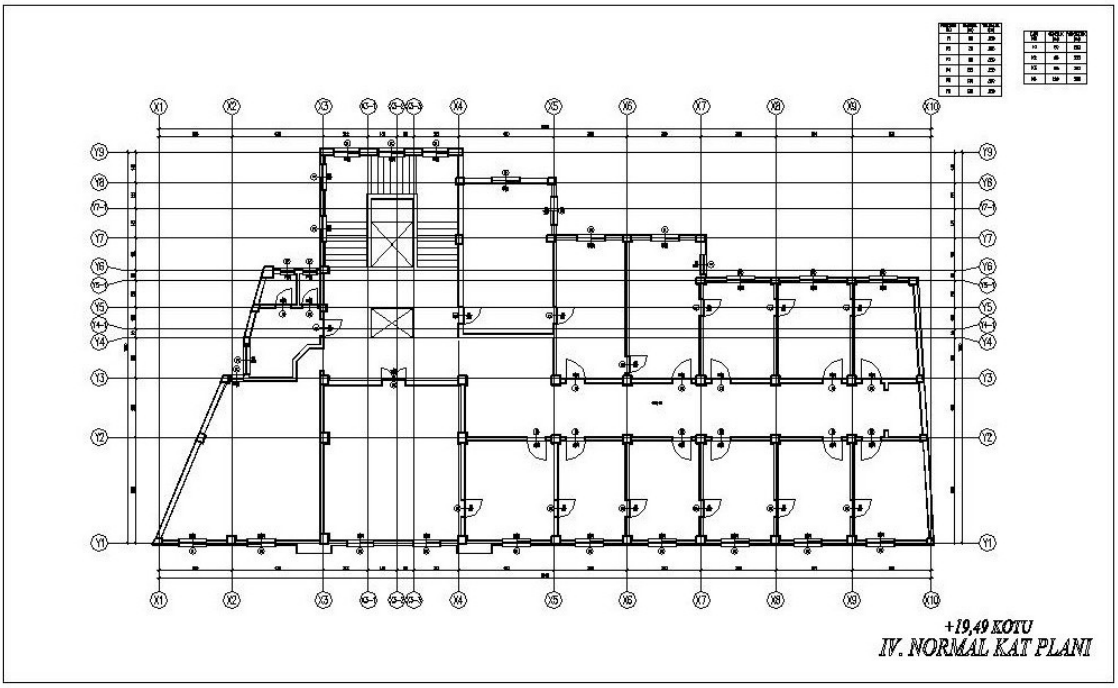

Şekil 2.23 I. normal kat mimari planı



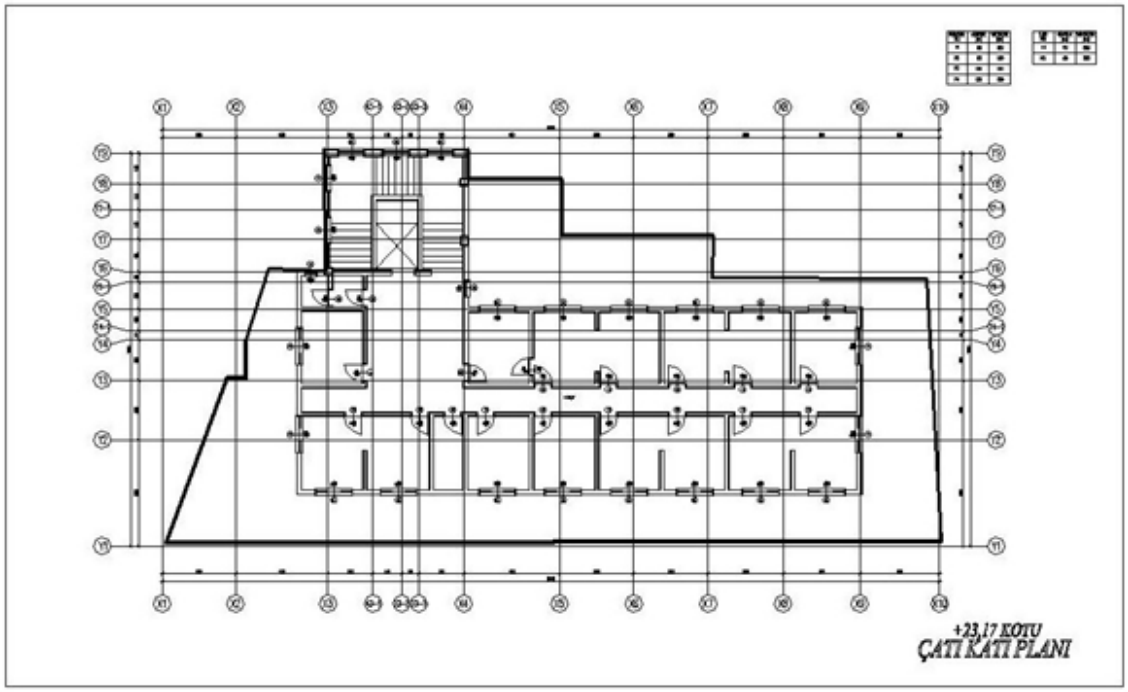

Şekil 2.24 II. normal kat mimari planı




Şekil 2.25 III. normal kat mimari planı



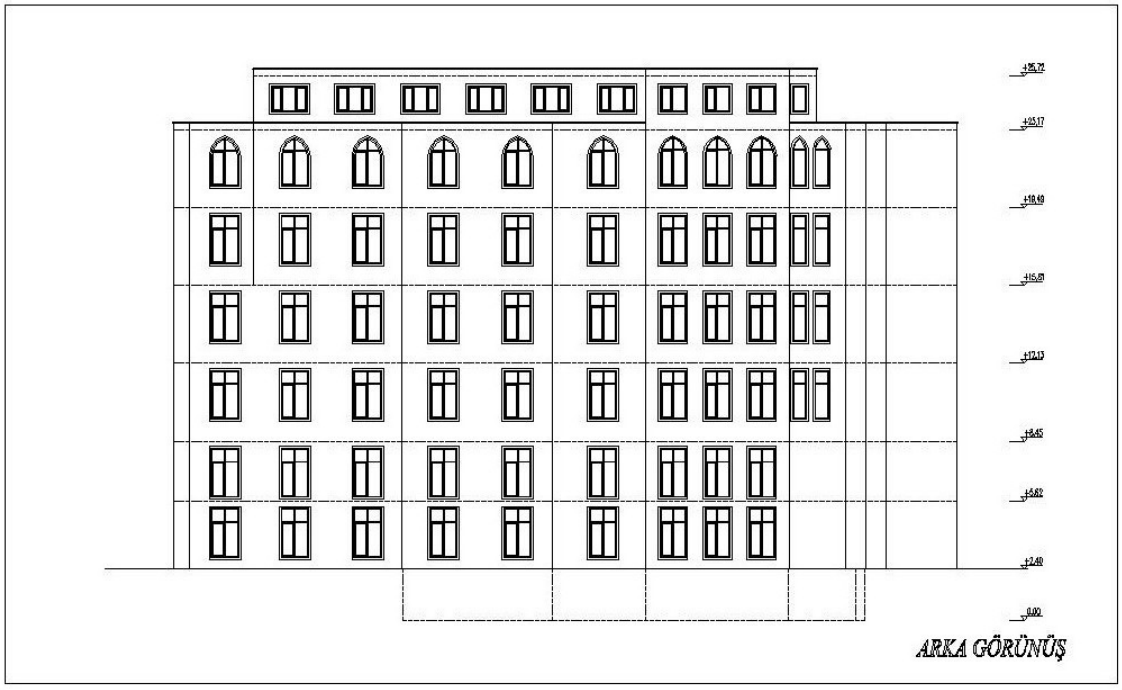

Şekil 2.26 IV. normal kat mimari planı



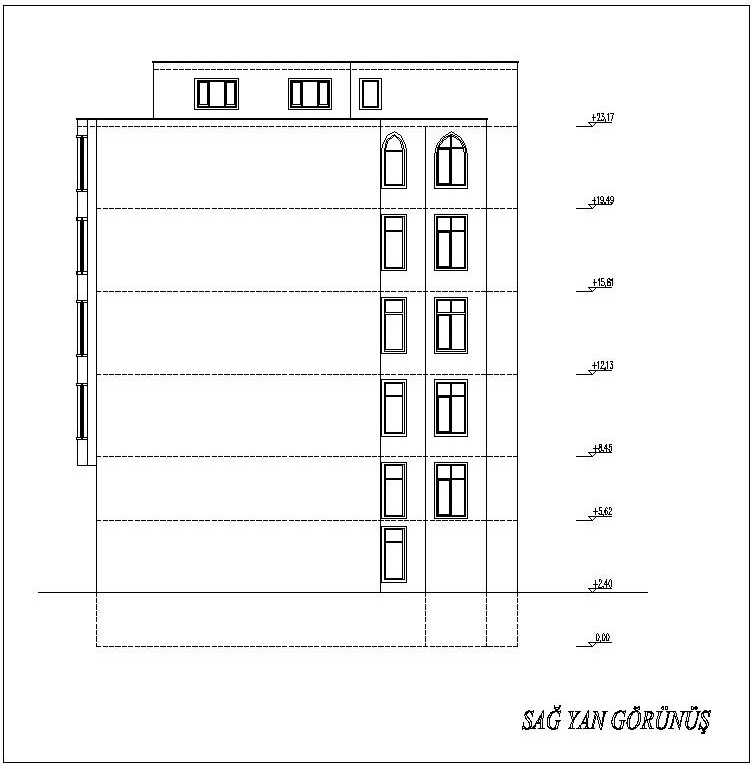

Şekil 2.27 Çatı katı mimari planı



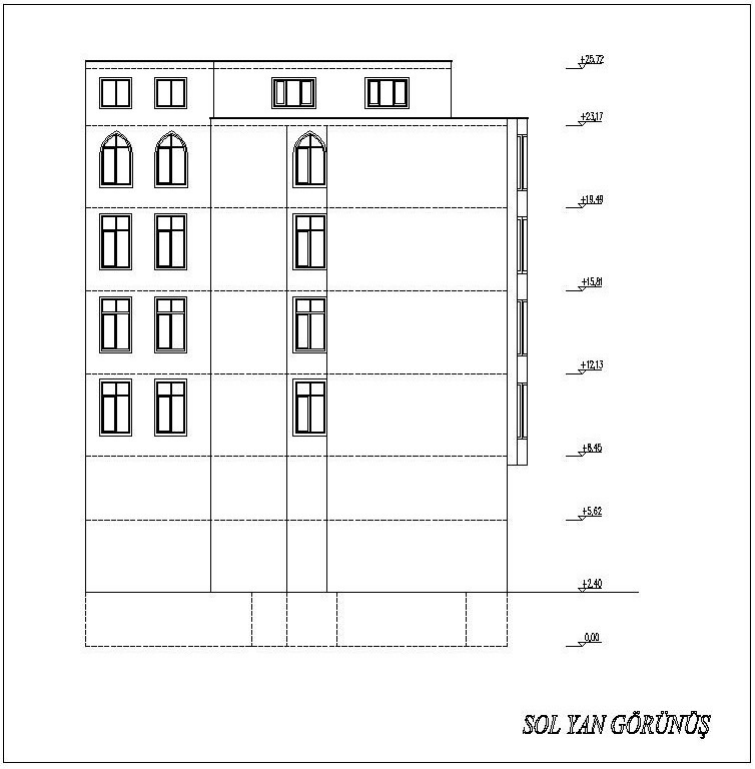

Şekil 2.28 Ön görünüş



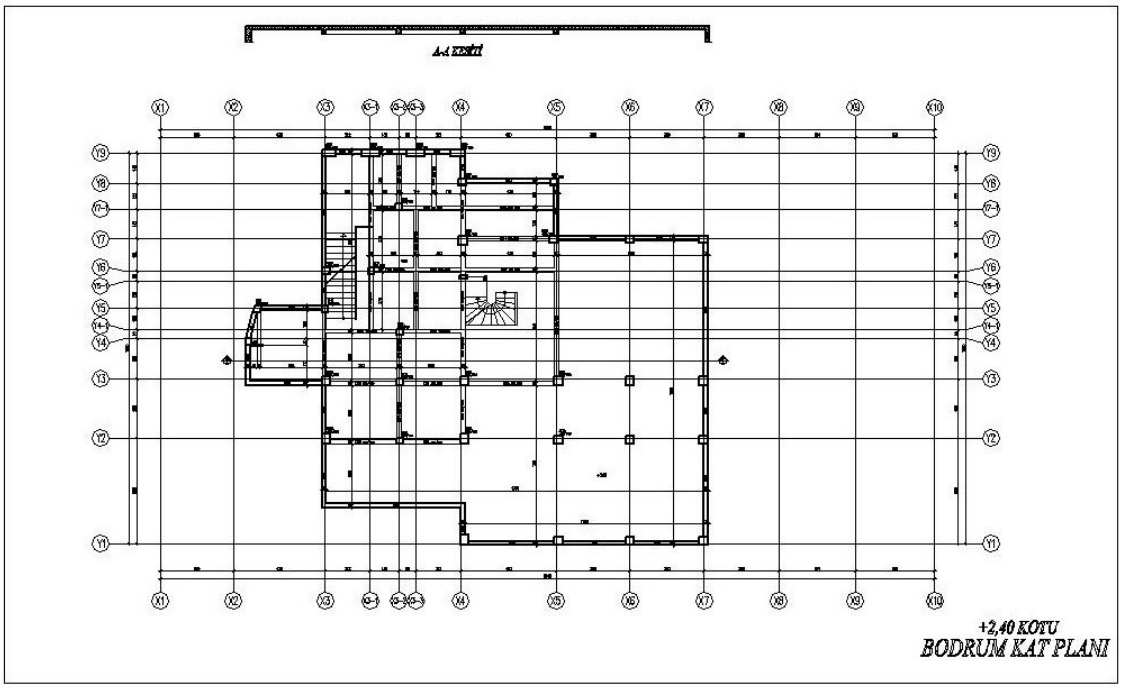

Şekil 2.29 Arka görünüş



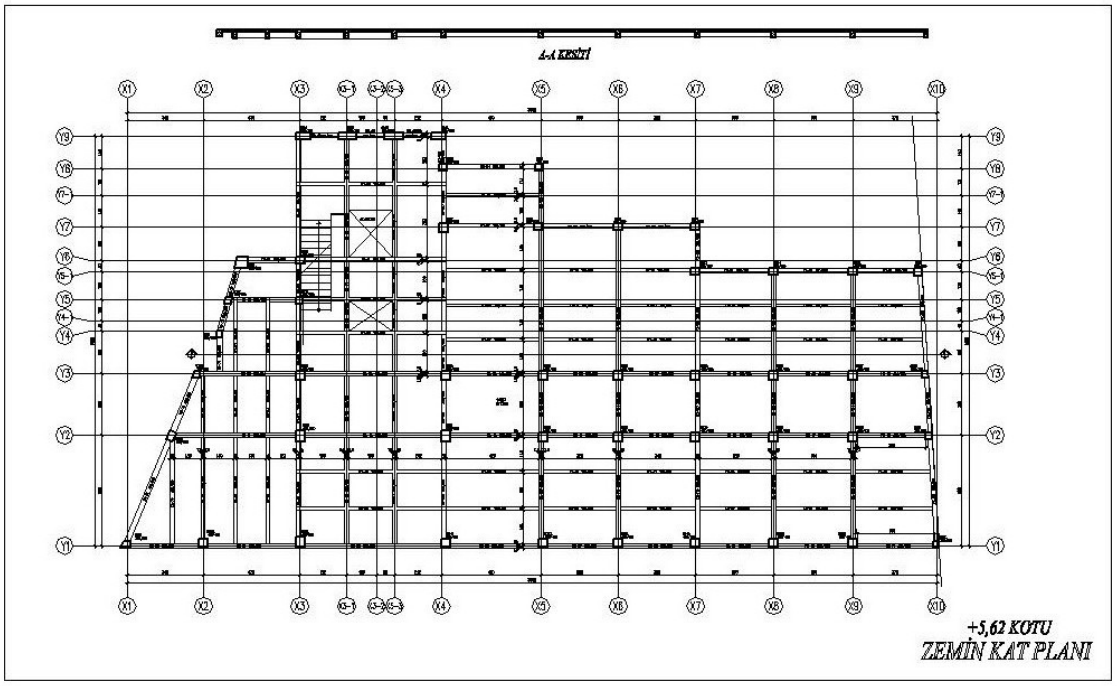

Şekil 2.30 Sağ yan görünüş



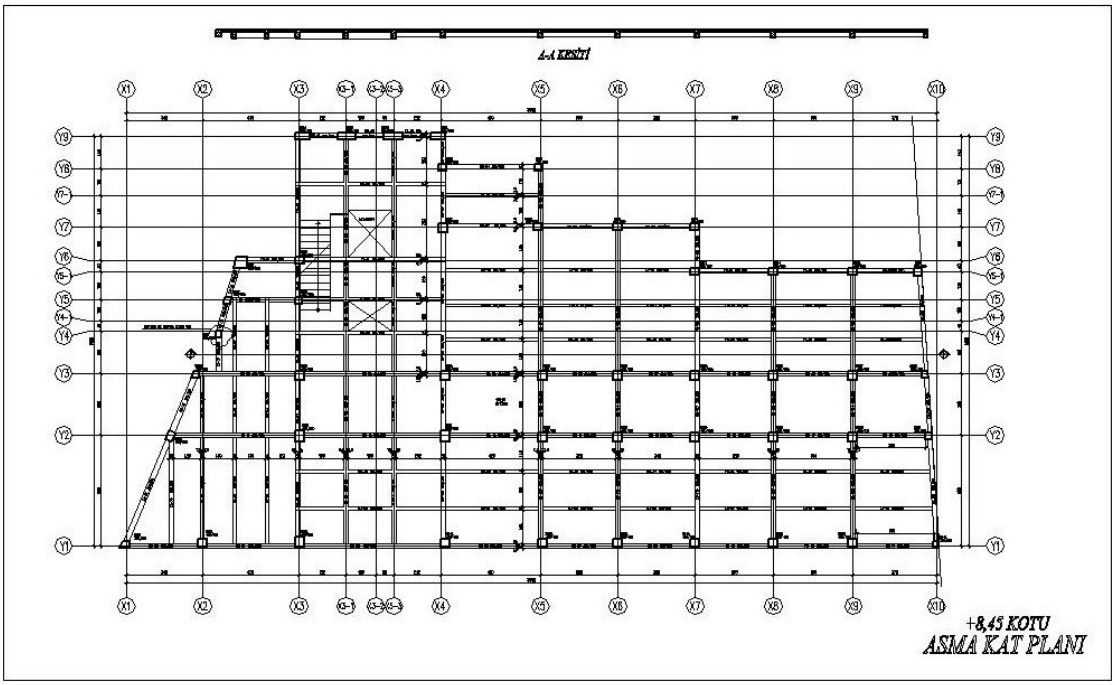

Şekil 2.31 Sol yan görünüş



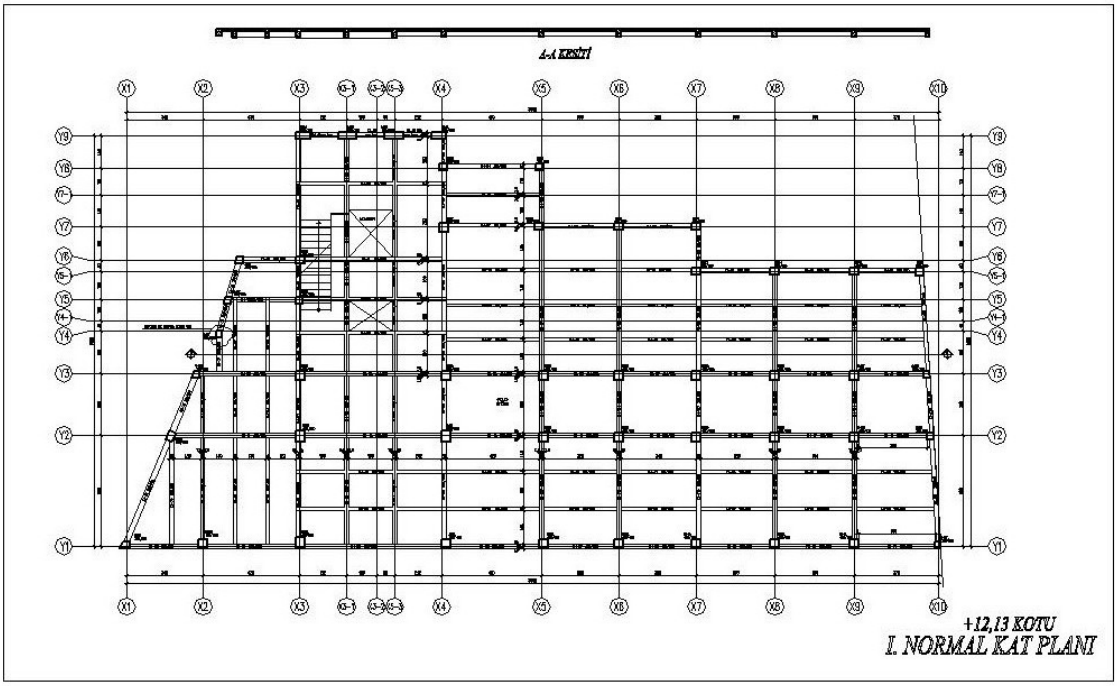

Şekil 2.32 Bodrum kat kalıp planı



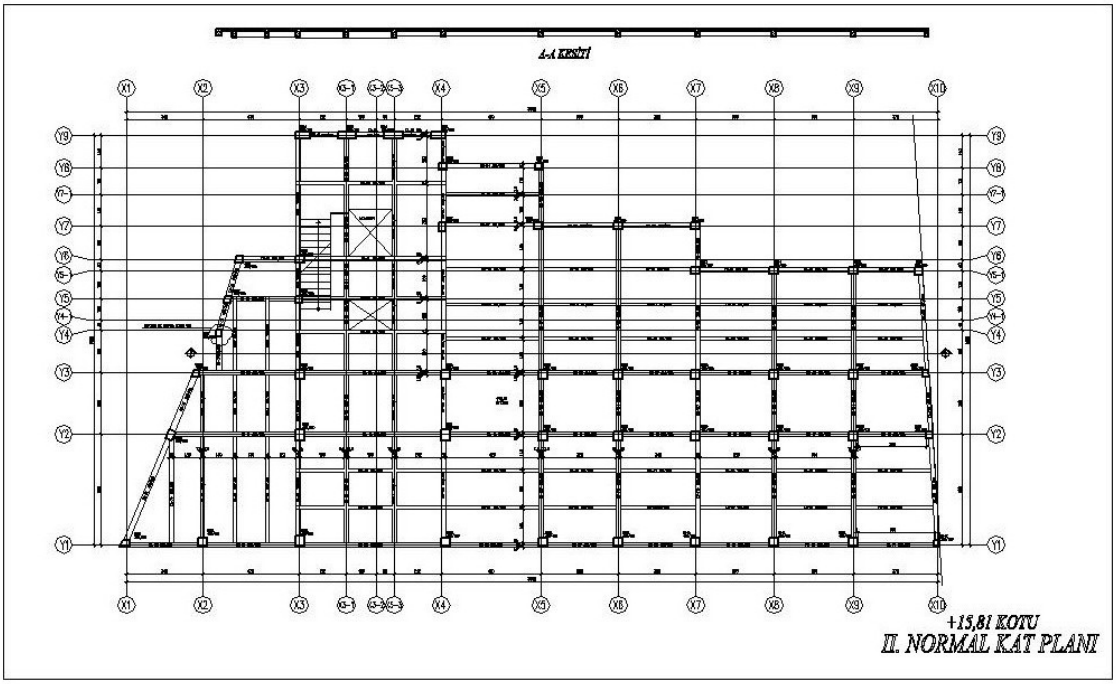

Şekil 2.33 Zemin kat kalıp planı



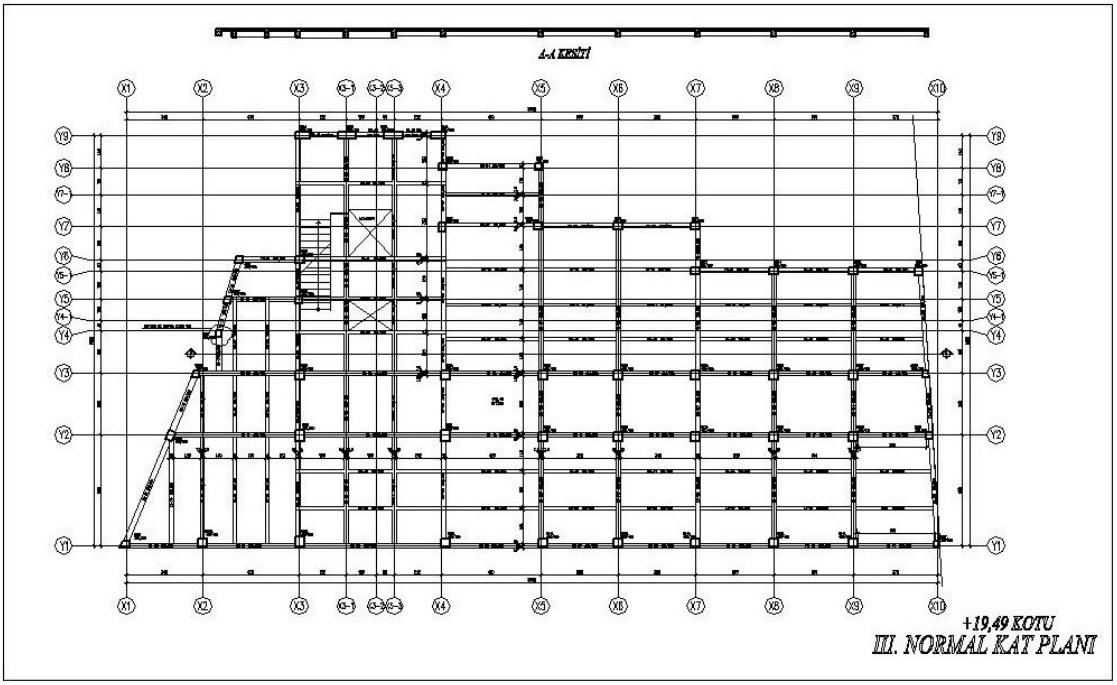

Şekil 2.34 Asma kat kalıp planı



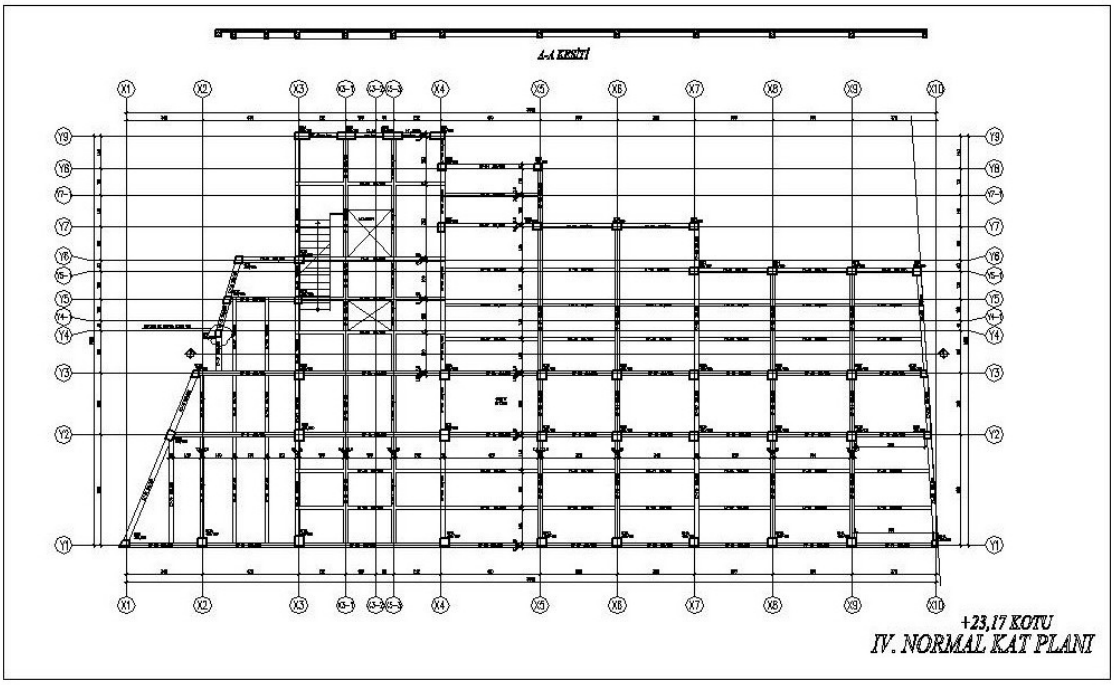

Şekil 2.35 I. normal kat kalıp planı



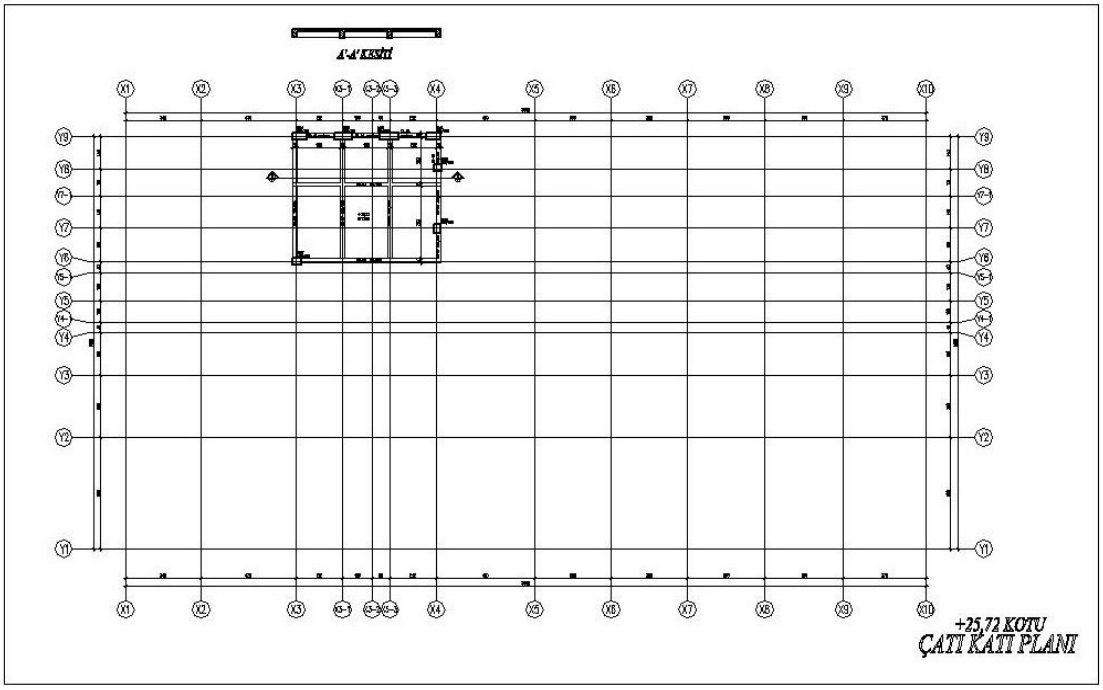

Şekil 2.36 II. normal kat kalıp planı



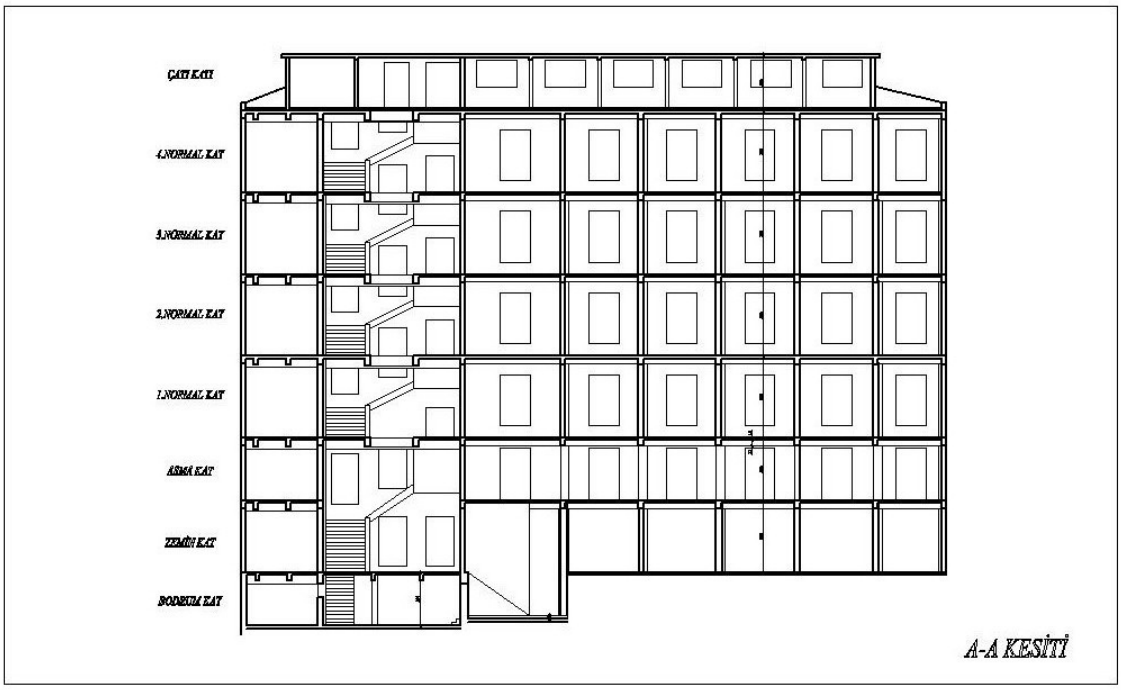

Şekil 2.37 III. normal kat kalıp planı




Şekil 2.38 IV. normal kat kalıp planı




Şekil 2.39 Çatı katı kalıp planı




Şekil 2.40 A-A kesiti

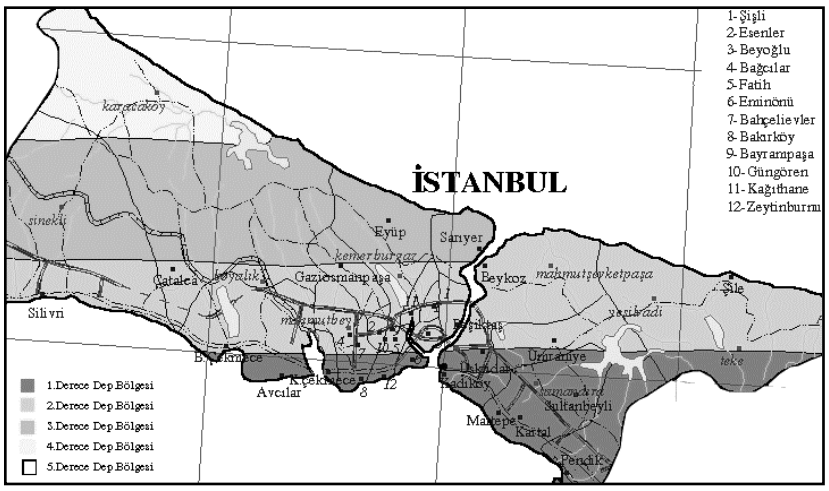
### 2.5.1 Deprem Yönetmelikleri Açısından Yapının İncelenmesi

Binanın taşıyıcı sistem projeleri bulunamadığı ve belediyede de mevcut değildir. Bu nedenle yapı, TDY 2007 kapsamında sınırlı bilgi düzeyine bağlı olarak değerlendirilmiştir.

1968 yılına ait deprem yönetmeliğinde öngörülen önemli bir detaylandırma esası olan "Düğüm noktaları civarında kolon ve kirişlerin etriye aralığı, bu elemanların ortasındaki etriye aralığının yarısı kadar olacak ve kolon yüzünden başlayarak açıklığa doğru kiriş yüksekliği kadar devam edecektir. Kolonlara ait etriyeler kat kirişleri içinde de devam edecektir." şartı kapsamında bir enine donatı (etriye) kullanımına ve detaylandırılmasına binada rastlanmamıştır. Ayrıca hazırlanan Yapısal İnceleme Raporunda binanın kendi yapım yılında ki deprem yönetmeliği hükümlerine uymadığının anlaşıldığı belirtilmektedir.

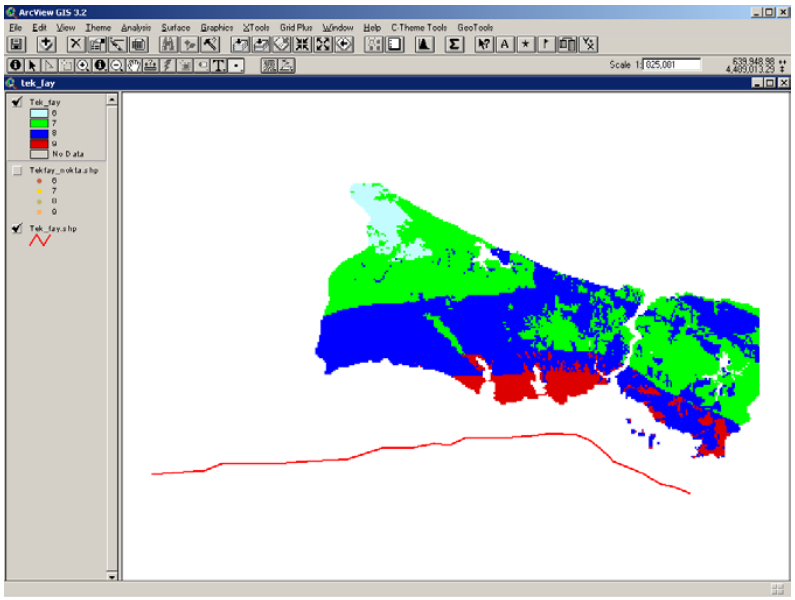
Bu durumda, binanın 1962 yılına ait ABYYHY hükümlerine uygun olarak yapıldığı düşünülebilir. 1962 yönetmeliği ise betonarme binalardaki kolon ve kirişlere ait donatı detaylandırması ile ilgili herhangi bir şart getirmemektedir. O tarihteki betonarme yönetmeliğinde emniyet gerilmeleri yöntemini kullandığı da dikkate alınırsa, günümüz yönetmeliklerine göre yapılan depreme dayanıklı yapı tasarımı yaklaşımı ve ilkelerinin

söz konusu bina için geçerli olamayacağı son derece açıktır. Oysaki söz konusu bina Şekil 2.40' dan da görüleceği üzere 1. derece deprem bölgesinde ve İstanbul'un deprem riski en yüksek bölgelerinden birinde yer almaktadır.




Şekil 2.41 Binanın bulunduğu bölgenin deprem derecesi [22]

Şekil 2.40 Türkiye deprem bölgeleri haritasında İstanbul İli' nin durumu. Şekil 2.41'de ise İstanbul için deprem açısından olabilecek en kötü senaryo sonucunda gene binanın bulunduğu bölgenin depremden en çok zarar görecek bölgeler arasında olduğu görülmektedir.




Şekil 2.42 Marmara'daki tüm fayların birlikte kırılması halinde beklenen eş şiddet haritası [22]

Bu tür riskli bölgelerdeki taşıyıcı sistemler daha yüksek süneklik ve dayanıklılığa gerek duymaktadırlar. Süneklik, yapının taşıma gücünde önemli azalmalar olmadan deprem kuvvetleri etkisinde büyük şekil değiştirmeler yapabilme yeteneği olarak tanımlanabilir. Söz konusu bina için, önceki inceleme ve tespitlerin ışığı altında taşıyıcı elemanlarında (kolon ve kirişler) bu tür bir yeteneğin olmadığı ve deprem altında gerekli şekil değiştirmeleri yapamayarak taşıma gücünü yitirebileceği rahatlıkla söylenebilir. Bunun nedeni ise, binanın deprem kuvvetlerinin en fazla etkiyeceği kolon-kiriş birleşim bölgelerinde öngörülen etriye (enine donatı) sıklaştırmasının, TDY 2007' ye uygun olmak bir yana, daha bu koşulu en ilkel haliyle ve ilk kez kapsamına alan 1968 yönetmeliğinin ve geçerli Betonarme Yönetmeliğinin gerek ve şartlarını bile yerine getirmekten çok uzak olmasıdır. Deprem yönetmeliklerindeki dinamik yük ve çözümleme tekniklerindeki değişiklikler bir yana bırakılırsa, TDY 2007'den bu yana taşıyıcı eleman tasarımda kapasite yaklaşımı kullanılmaktadır. Bu ise, deprem yükleri ve zemin koşullarındaki büyük belirsizliklerin ötesinde taşıyıcı elemanları kapasitelerine ulaşırken gösterecekleri davranışı (Performans) temel alan bir yöntemdir ve elemanın kırılma anındaki sınır durumunu ve davranış biçimini temel almaktadır [22].

# BÖLÜM 3

# TDY 2007' YE GÖRE MEVCUT YAPILARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

TDY 2007' nin yayımlanmasıyla, betonarme taşıyıcı sistemlerin doğrusal olmayan davranışı ve bununla ilgili kavramlar yaygın bir şekilde kullanılır olmuştur. Daha önceden akademik çevrede kullanılan bazı kavramların uygulamadaki tasarım mühendisleri tarafından da tartışıldığı görülmektedir [23]. Ülkemizde daha önce herhangi bir düzenleme altına alınmayan Mevcut Binaların Değerlendirilmesi ve Güçlendirilmesi konusu TDY 2007' ye Bölüm 7 olarak eklenmiştir. Deprem Yönetmeliğine eklenen bu bölüm ile mevcut binaların deprem performansı bakımından yeterliliği ve çıkan sonuçlara göre güçlendirme esasları belirlenmiştir. Binaların deprem yükleri altındaki doğrusal olmayan davranışlarının belirlenmesinde birçok analiz yönteminden söz etmek mümkündür. Bunlara, doğrusal olmayan artımsal itme ve doğrusal olmayan zaman tanım alanında dinamik analiz yöntemleri örnek olarak verilebilir. Doğrusal olmayan zaman tanım alanında dinamik analiz, sismik davranışı belirlemede en iyi yöntem olarak kabul edilmektedir. Bununla birlikte doğrusal olmayan artımsal itme analizleri de kolaylıkları sebebiyle uygulamada yaygın olarak kullanılmaktadır.

Mevcut yapı sistemlerinin deprem güvenlik ve performanslarının belirlenmesinde, çok kere ileri analiz ve değerlendirme yöntemlerine başvurulması gerekmektedir. Doğrusal olmayan teoriyi esas alan hesap ve boyutlandırma yöntemlerindeki gelişmelerden yararlanarak, yapı sistemlerinin dış etkiler altındaki gerçek davranışları daha yakından izlenebilmekte ve özellikle yer değiştirme ve şekil değiştirmelere bağlı deprem

performansının daha gerçekçi olarak değerlendirilmesi mümkün olmaktadır. Diğer taraftan, yeni inşa edilecek olan binaları daha rasyonel ve daha ekonomik olarak boyutlandırmak için, yapı taşıyıcı sistemlerinin giderek daha narin yapılabilmesi isteği her geçen gün artmaktadır.

Aşağıdaki bölümlerde, söz konusu temel ilkeler ve hesap kuralları ile betonarme binaların deprem performanslarının değerlendirilmesi ve güçlendirme yöntemleri gözden geçirilecektir [8, 24].

## 3.1 Binalardan Bilgi Toplanması

Mevcut binaların deprem performanslarının değerlendirilmesinde kullanılmak üzere, taşıyıcı sistem geometrisine, elemanların enkesit özelliklerine, malzeme karakteristiklerine ve zemin özelliklerine ilişkin bilgiler, binaların projelerinden, ilgili raporlardan, binada yapılacak gözlem ve ölçümler ile binadan alınacak malzeme örneklerine uygulanacak deneylerden elde edilebilir.

Binalardan toplanan bilginin kapsam ve güvenilirliğine bağlı olarak;

a) sınırlı bilgi düzeyi

b) orta bilgi düzeyi

c) kapsamlı bilgi düzeyi

olmak üzere, yönetmelikte üç bilgi düzeyi tanımlanmış ve bu bilgi düzeyleri için eleman kapasitelerine uygulanacak bilgi düzeyi katsayıları verilmiştir (Çizelge 3.1).

Çizelge 3.1 Binalar için bilgi düzeyi katsayıları [8]

| | |
|---|---|
| Sınırlı | 0.75 |
| Orta | 0.9 |
| Kapsamlı | 1 |

## 3.2 Yapı Elemanlarının Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri

Binaların deprem etkileri altındaki performanslarının değerlendirmesi genel olarak iki farklı kritere göre yapılabilmektedir. Doğrusal elastik değerlendirme yöntemlerinin esasını oluşturan ve *dayanım (kuvvet) bazlı değerlendirme* adı verilen birinci tür değerlendirmede, yapı elemanlarının dayanım kapasiteleri elastik deprem yüklerinden

oluşan ve doğrusal teoriye göre hesaplanan etkilerle karşılaştırılmakta ve yapı elemanının sünekliğini göz önüne alan, eleman bazındaki bir tür deprem yükü azaltma katsayıları çerçevesinde, binadan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir.

Doğrusal elastik olmayan değerlendirme yöntemlerinin esasını oluşturan, *yer değiştirme ve şekil değiştirme bazlı değerlendirmenin* esas alındığı ve genel olarak malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan sistem hesabına dayanan yöntemlerde ise, belirli bir deprem etkisi için binadaki yer değiştirme istemine ulaşıldığında, yapıdan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir.

Her iki yaklaşımda da, yapı elemanları için hasar sınırları ve hasar bölgeleri tanımlanmıştır. Hasar sınırlarının belirlenmesinde, yapı elemanları "sünek" ve "gevrek" olarak iki sınıfa ayrılırlar. Sünek ve gevrek eleman tanımları, elemanların kapasitelerine hangi kırılma türü ile ulaştıkları ile ilgilidir.

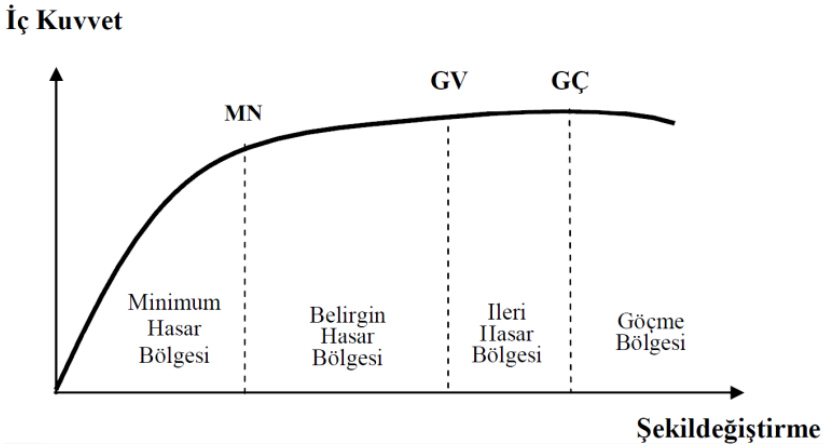
### 3.2.1 Kesit Hasar Sınırları

Sünek elemanlar için kesit düzeyinde üç sınır durum tanımlanmıştır. Bunlar *Minimum Hasar Sınırı* (MN), *Güvenlik Sınırı* (GV) ve *Göçme Sınırı'dır* (GC). Minimum hasar sınırı kritik kesitte elastik ötesi davranışın başlangıcını, güvenlik sınırı kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği elastik ötesi davranışı, göçme sınırı ise kesitin göçme öncesi davranışını tanımlamaktadır.

Eksenel basınç ve kesme gibi etkiler altında kapasitesine ulaşan gevrek elemanlar icin elastik ötesi davranışa izin verilmemektedir.

### 3.2.2 Kesit Hasar Bölgeleri

Kritik kesitleri MN' ye ulaşmayan elemanlar *minimum hasar bölgesinde,* MN ile GV arasında kalan elemanlar *belirgin hasar bölgesinde,* GV ve GC arasında kalan elemanlar *ileri hasar bölgesinde,* GÇ' yi aşan elemanlar ise *göçme bölgesinde* kabul edilirler.




Şekil 3.1 Kesit hasar sınırları ve hasar bölgeleri [8]

## 3.3 Kesit Hasar Tanımları

Aşağıdaki bölümlerde açıklanan doğrusal veya doğrusal olmayan yöntemlerle hesaplanan iç kuvvetlerin ve/veya şekil değiştirmelerin, yukarıda tanımlanan sınır durumlara karşı gelen sayısal değerler ile karşılaştırılması sonucunda kesitlerin hasar bölgelerine karar verilir.

## 3.4 Eleman Hasar Tanımları

Eleman hasarı, elemanın en fazla hasar gören kesitine göre belirlenir.

## 3.5 Binaların Deprem Performansı

Binaların deprem performansı, uygulanan deprem etkisi altında yapıda oluşması beklenen hasarın durumu ile ilişkilidir ve dört farklı hasar durumu esas alınarak tanımlanmıştır.

### 3.5.1 Hemen Kullanım Performans Düzeyi

Uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanlarda oluşan hasar minimum düzeydedir, elemanlar rijitliklerini ve dayanım özelliklerini korumaktadırlar. Yapıda kalıcı ötelenmeler meydana gelmemiştir. Az sayıda elemanda akma sınırı aşılmış olabilir. Yapısal olmayan elemanlarda çatlamalar oluşabilir, ancak bunlar onarılabilir düzeydedir. Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %10'u belirgin hasar bölgesine geçebilir, ancak diğer taşıyıcı elemanlarının tümü minimum hasar bölgesindedir. Eğer varsa, gevrek olarak

hasar gören elemanların güçlendirilmeleri koşulu ile, binanın *Hemen Kullanım Performans Düzeyi'nde* olduğu kabul edilir. Güçlendirilmesine gerek yoktur.

### 3.5.2 Can Güvenliği Performans Düzeyi

Uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanların bir kısmında hasar görülür, ancak bu elemanlar yatay rijitliklerinin ve dayanımlarının önemli bölümünü korumaktadırlar. Düşey elemanlar düşey yüklerin taşınması için yeterlidir. Yapısal olmayan elemanlarda hasar bulunmakla birlikte dolgu duvarları yıkılmamıştır. Yapıda sınırlı miktarda kalıcı ötelenmeler oluşabilir; ancak bunlar gözle fark edilebilir büyüklükte değildir. Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda, kirişlerin en fazla %30' u ve kolonların bir kısmı ileri hasar bölgesine geçebilir. Ancak ileri hasar bölgesindeki kolonların, tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine katkısı %20' nin altında olmalıdır. En üst katta ileri hasar bölgesindeki kolonların kesme kuvvetleri toplamının o kattaki tüm kolonların kesme kuvvetlerinin toplamına oranı en fazla %40 olabilir. Diğer taşıyıcı elemanların tümü minimum hasar veya belirgin hasar bölgesindedir.

Bu durumda, eğer varsa gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri koşulu ile, bina *Can Güvenliği Performans Düzeyi'*nde kabul edilir. Can güvenliği performans düzeyinin kabul edilebilmesi için ayrıca, herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden minimum hasar sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir. Binanın güçlendirilmesine, güvenlik sınırını aşan elemanların sayısına ve yapı içindeki dağılımına göre karar verilir.

### 3.5.3 Göçme Öncesi Performans Düzeyi

Uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanların önemli bir kısmında hasar görülür. Bu elemanların bazıları yatay rijitliklerinin ve dayanımlarının önemli bölümünü yitirmişlerdir. Düşey elemanlar düşey yüklerin taşınmasında yeterlidir; ancak bazıları eksenel kapasitelerine ulaşmıştır. Yapısal olmayan elemanlar hasarlıdır, dolgu duvarların bir bölümü yıkılmıştır. Yapıda kalıcı ötelemeler oluşmuştur. Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %20'si göçme bölgesine geçebilir. Diğer taşıyıcı elemanların tümü minimum

hasar, belirgin hasar veya ileri hasar bölgesindedir. Bu durumda bina, eğer varsa gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri koşulu ile, *Göçme Öncesi Performans Düzeyi'nde* kabul edilir. Göçmenin önlenmesi durumunun kabul edilebilmesi için ayrıca, herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden minimum hasar sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kat kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir. Binanın mevcut durumunda kullanımı can güvenliği bakımından sakıncalıdır ve bina güçlendirilmelidir. Ancak güçlendirmenin ekonomik verimliliği değerlendirilmelidir.

### 3.5.4 Göçme Durumu

Yapı uygulanan deprem etkisi altında göçme durumuna ulaşır. Düşey elemanların bir bölümü göçmüştür. Göçmeyenler düşey yükleri taşıyabilmektedir; ancak rijitlikleri ve dayanımları çok azalmıştır. Yapısal olmayan elemanların büyük çoğunluğu göçmüştür.Yapıda belirgin kalıcı ötelenmeler oluşmuştur. Yapı tamamen yıkılmıştır veya yıkılmanın eşiğindedir ve daha sonra meydana gelebilecek hafif şiddette bir yer hareketi altında bile yıkılma olasılığı yüksektir.

Bina göçme öncesi performans düzeyini sağlamıyorsa *Göçme Durumu'ndadır*. Binanın güçlendirme uygulanmadan, mevcut durumu ile kullanılması can güvenliği bakımından sakıncalıdır. Bununla beraber, güçlendirme de çok kere ekonomik olmayabilir.

## 3.6 Deprem Hareketi

Performansa dayalı değerlendirme ve tasarımda göz önüne alınmak üzere, farklı düzeyde üç deprem hareketi tanımlanmıştır. Bu deprem hareketleri genel olarak, 50 yıllık bir süreç içindeki aşılma olasılıkları ve benzer depremlerin oluşumu arasındaki zaman aralığı (dönüş periyodu) ile ifade edilirler.

- *Servis (kullanım) depremi* : 50 yılda aşılma olasılığı % 50 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 72 yıldır. Bu depremin etkisi, aşağıda tanımlanan tasarım depreminin yarısı kadardır.
- *Tasarım depremi* : 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 475 yıldır. Bu deprem 1998 ve 2007 Türk Deprem Yönetmeliklerinde esas alınmaktadır.

- *En büyük deprem* : 50 yılda aşılma olasılığı % 2, yaklaşık dönüş periyodu 2475 yıl olan bir depremdir. Bu depremin etkisi tasarım depreminin yaklaşık olarak 1.50 katıdır.

## 3.7 Performans Hedefi ve Çok Seviyeli Performans Hedefleri

Belirli bir deprem hareketi altında, bina için öngörülen yapısal performans düzeyi, *performans hedefi* olarak tanımlanır. Bir bina için, birden fazla yer hareketi altında farklı performans hedefleri öngörülebilir. Buna *çok seviyeli performans hedefi* denir. Mevcut ve güçlendirilecek binaların deprem performanslarının belirlenmesinde esas alınacak deprem yer hareketi düzeyleri ve bu deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefleri Çizelge 3.2'de verilmiştir.

Çizelge 3.2 Farklı deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefleri [8]

| ***Binanın Kullanım Amacı ve Türü*** | ***Depremin Aşılma Olasılığı*** | | |
|---|---|---|---|
| | 50 yılda %50 | 50 yılda %10 | 50 yılda %2 |
| **Deprem Sonrası Kullanımı Gereken Binalar:** Hastaneler, sağlık tesisleri, itfaiye binaları, haberleşme ve enerji tesisleri, ulaşım istasyonları, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, afet yönetim merkezleri, vb. | - | **HK** | **CG** |
| **İnsanların Uzun Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar:** Okullar, yatakhaneler, yurtlar, pansiyonlar, askeri kışlalar, cezaevleri, müzeler, vb. | - | **HK** | **CG** |
| **İnsanların Kısa Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar:** Sinema, tiyatro, konser salonları, kültür merkezleri, spor tesisleri | **HK** | **CG** | - |
| **Tehlikeli Madde İçeren Binalar:** Toksik, parlayıcı ve patlayıcı özellikleri olan maddelerin bulunduğu ve depolandığı binalar | - | **HK** | **GÖ** |
| **Diğer Binalar:** Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (konutlar, işyerleri, oteller, turistik tesisler, endüstri yapıları, vb.) | - | **CG** | - |

**HK**: Hemen Kullanım; **CG**: Can Güvenliği; **GÖ**: Göçme Öncesi

## 3.8 Depremde Bina Performansının Belirlenmesi

Performansa dayalı tasarım ve değerlendirmenin iki temel parametresi istem (talep) ve kapasitedir. İstem yapıya etkiyen deprem yer hareketini, kapasite ise yapının bu deprem etkisi altındaki davranışını temsil etmektedir. Mevcut ve güçlendirilecek binaların deprem performanslarının belirlenmesi için uygulanan yöntemler dayanım bazlı *doğrusal elastik hesap yöntemleri* ile şekil değiştirme ve yer değiştirme bazlı *doğrusal elastik olmayan* hesap yöntemleridir.

## 3.9 Deprem Hesabına İlişkin Genel İlke ve Kurallar

Gerek doğrusal elastik hesap yöntemlerinin gerekse doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinin uygulanmasında, deprem hesabına ilişkin olarak, aşağıdaki ilke ve kurallar göz önünde tutulur.

- Deprem etkisinin tanımında, elastik (azaltılmamış) ivme spektrumu kullanılır; ancak farklı aşılma olasılıkları için bu spektrum üzerinde TDY 2007-Böl.2.4'e göre yapılan değişiklikler göz önüne alınır. Deprem hesabında bina önem katsayısı uygulanmaz ($I$ =1.0 alınır).
- Binaların deprem performansı, yapıya etkiyen düşey yüklerin ve deprem kuvvetlerinin birleşik etkileri altında değerlendirilir. Hareketli düşey yükler, deprem hesabında göz önüne alınan kütleler ile uyumlu olacak şekilde, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak tanımlanır.
- Deprem kuvvetleri binaya her iki doğrultuda ve her iki yönde ayrı ayrı etki ettirilir.
- Deprem hesabında kullanılacak zemin parametreleri bina alanının geoteknik raporunave deprem yönetmeliğinin ilgili bölümüne göre belirlenir.
- Binanın taşıyıcı sistem modeli, deprem kuvvetleri ile düşey yüklerin ortak etkileri altında yapı elemanlarında oluşacak iç kuvvet, yer değiştirme ve şekil değiştirmeleri yeter doğrulukta hesaplayacak şekilde hazırlanmalıdır.
- Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, her katta iki yatay yer değiştirme ile düşey eksen etrafında dönme serbestlik dereceleri göz önüne alınır. Kat serbestlik dereceleri her katın kütle merkezinde tanımlanır, ayrıca ek dışmerkezlik uygulanmaz.
- Mevcut binaların taşıyıcı sistemlerindeki belirsizlikler, binadan derlenen verilerin kapsamına TDY 2007-Böl.7.2' de tanımlanan *bilgi düzeyi katsayıları* aracılığı ile hesap yöntemlerine yansıtılır.
- Kısa kolon olarak tanımlanan kolonlar, taşıyıcı sistem modelinde gerçek serbest boyları ile tanımlanır.
- Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki betonarme kesitlerin etkileşim diyagramlarının tanımlanmasına ilişkin koşullar aşağıda verilmiştir:

(i) Analizde beton ve donatı çeliğinin TDY 2007-Böl.7.2' de tanımlanan bilgi düzeyine göre belirlenen *mevcut dayanımları* esas alınacaktır.

(ii) Betonun maksimum basınç birim kısalması 0.003, donatı çeliğinin maksimum birim şekil değiştirmesi ise 0.01 alınabilir.

(iii) Etkileşim diyagramları uygun biçimde doğrusallaştırılarak çok doğrulu veya çok düzlemli diyagramlar olarak modellenebilir.

- Betonarme sistemlerin eleman boyutlarının tanımında birleşim bölgeleri sonsuz rijit uç bölgeleri olarak göz önüne alınabilir.
- Eğilme etkisindeki betonarme elemanlarda çatlamış kesite ait *etkin eğilme rijitlikleri* $(EI)_e$ kullanılır. Daha kesin bir hesap yapılmadıkça, etkin eğilme rijitlikleri için aşağıda verilen değerler kullanılabilir:

  (i) Kirişlerde: $(EI)_e = 0.40\ (EI)_o$

  (ii) Kolon ve perdelerde:

  $N_D / A_c f_{cm} \le 0.10$ olması durumunda: $(EI)_e = 0.40\ (EI)_o$

  $N_D / A_c f_{cm} \ge 0.40$ olması durumunda: $(EI)_e = 0.80\ (EI)_e$

Eksenel basınç kuvveti $N_D$'nin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılabilir. $N_D$, deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu yüklerin göz önüne alındığı ve çatlamamış kesitlere ait $(EI)_o$ eğilme rijitliklerinin kullanıldığı bir ön düşey yük hesabı ile belirlenir. Deprem hesabı için başlangıç durumunu oluşturan düşey yük hesabı ise, yukarıda belirtildiği şekilde elde edilen etkin eğilme rijitliği $(EI)_e$ kullanılarak, deprem hesabında esas alınan kütlelerle uyumlu yüklere göre yeniden yapılır. Deprem hesabında da aynı rijitlikler kullanılır.

- Betonarme tablalı kirişlerin pozitif ve negatif plastik momentlerinin hesabında tabla betonu ve içindeki donatı hesaba katılabilir.
- Betonarme elemanlarda kenetlenme veya bindirme boyunun yetersiz olması durumunda, kesit kapasite momentinin hesabında ilgili donatının akma gerilmesi kenetlenme veya bindirme boyundaki eksikliği oranında azaltılabilir.
- Zemindeki şekil değiştirmelerin yapı davranışını etkileyebileceği durumlarda zemin özellikleri analiz modeline yansıtılmalıdır.

## 3.10 Doğrusal Elastik Hesap Yöntemleri

Dayanım bazlı doğrusal elastik hesap yöntemlerin amacı, verilen bir deprem etkisi altında, deprem yükü azaltma katsayısının $R_a$=1 değeri için hesaplanan etkiler ile yapı elemanlarının artık kapasiteleri arasındaki *etki / kapasite* ($r$) *oranlarının* hesaplanması, bu değerlerin ilgili sınır değerler ile karşılaştırılması suretiyle yapı elemanlarının kesit hasar bölgelerinin belirlenmesi ve bunlardan yararlanarak bina düzeyinde performans değerlendirmesinin yapılmasıdır. Sünek kiriş, kolon ve perde kesitlerinin etki / kapasite ($r$) oranları, sadece deprem etkisi altında $R_a$=1 değeri için hesaplanan kesit eğilme momentinin kesitin artık eğilme momenti kapasitesine bölünmesi ile elde edilir. Kesitin artık eğilme momenti kapasitesi, kesitin eğilme momenti kapasitesi ile düşey yükler altında kesitte hesaplanan eğilme momentinin cebrik farkıdır. Etki / kapasite oranının hesaplanmasında, uygulanan deprem kuvvetinin yönü dikkate alınır. Kiriş mesnetlerinde düşey yükler altında hesaplanan eğilme momenti, yeniden dağılım ilkesi uyarınca, en fazla %15 oranında azaltılabilir.

Buna göre, sünek kiriş, kolon ve perdelerin etki/kapasite ($r$) oranları

$M_E$: deprem etkisi ile oluşan eğilme momenti (deprem istemi)

$M_D$: düşey yüklerden oluşan eğilme momenti (0.85 katsayısı ile azaltılabilir)

$M_K$: eğilme momenti kapasitesi (tablalı kesitlerde tabla betonu ve içindeki donatı hesaba katılabilir)

$M_K - M_D$: artık moment kapasitesi olmak üzere;

$r = M_E / (M_K - M_D)$ bağıntısı ile hesaplanır.

Dayanım bazlı doğrusal elastik hesap yöntemleri *Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi* ve *Mod Birleştirme Yöntemi'* dir.

a) Eşdeğer deprem yükü yöntemi, bodrum üzerindeki toplam yüksekliği 25 metreyi ve toplam kat sayısı 8'i aşmayan, ayrıca ek dışmerkezlik göz önüne alınmaksızın hesaplanan burulma düzensizliği katsayısı $\eta_{bi} < 1.4$ olan binalara uygulanır. Bu yöntemde, toplam eşdeğer deprem yükünün (taban kesme kuvveti) hesabında, deprem yükü azaltma katsayısı $R_a$ =1 olarak alınır ve denklemin sağ tarafı $\lambda$ katsayısı ile çarpılır. $\lambda$ katsayısı bodrum hariç bir ve iki katlı binalarda 1.0, diğerlerinde 0.85 değerini almaktadır.

b) Mod Birleştirme Yönteminin uygulanmasında $R_a$=1 alınır, diğer bir deyişle, elastik deprem spektrumları azaltılmadan, aynen kullanılır. Uygulanan deprem doğrultusu ve yönü ile uyumlu eleman iç kuvvetlerinin ve kapasitelerinin hesabında, bu doğrultuda hakim olan modda elde edilen iç kuvvet doğrultuları esas alınır.

Kesit hasar bölgelerinin belirlenmesinde betonarme elemanlar, kırılma türü eğilme ise "*sünek*", eksenel basınç ve kesme ise "*gevrek*" olarak sınıflanırlar. Kolon, kiriş ve perdelerin sünek eleman olarak sayılabilmeleri için bu elemanların kritik kesitlerinde eğilme kapasitesi ile uyumlu olarak hesaplanan kesme kuvveti $V_e$' nin, bilgi düzeyi ile uyumlu *mevcut malzeme dayanımı* değerleri kullanılarak TS 500-2000'e göre hesaplanan kesme kapasitesi $V_r$' yi aşmaması gereklidir. Düşey yükler ile birlikte $R_a$=1 alınarak depremden hesaplanan toplam kesme kuvvetinin $V_e$' den küçük olması durumun da ise, $V_e$ yerine bu kesme kuvveti kullanılır. Bu koşulları sağlamayan betonarme elemanlar, *gevrek olarak hasar gören elemanlar* olarak tanımlanırlar. Doğrusal elastik hesap yöntemleri ile hesaplanan kiriş, kolon ve perde kesitlerinin etki/kapasite oranları ($r$), Çizelge 3.3'de verilen sınır değerler ($r_s$) ile karşılaştırılarak elemanların hangi hasar bölgesinde olduğuna karar verilir. Çizelge 3.4' deki ara değerler için doğrusal enterpolasyon uygulanacaktır.

Çizelge 3.3 Betonarme kirişler için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları [8]

| **Sünek Kirişler** | | | **Hasar Sınırı** | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $\frac{\rho-\rho'}{\rho_b}$ | Sargılama | $\frac{V_e}{b_w d\ f_{ctm}}$ | **MN** | **GV** | **GÇ** |
| ≤ 0.0 | Var | ≤ 0.65 | 3 | 7 | 10 |
| ≤ 0.0 | Var | ≥ 1.30 | 2.5 | 5 | 8 |
| ≥ 0.5 | Var | ≤ 0.65 | 3 | 5 | 7 |
| ≥ 0.5 | Var | ≥ 1.30 | 2.5 | 4 | 5 |
| ≤ 0.0 | Yok | ≤ 0.65 | 2.5 | 4 | 6 |
| ≤ 0.0 | Yok | ≥ 1.30 | 2 | 3 | 5 |
| ≥ 0.5 | Yok | ≤ 0.65 | 2 | 3 | 5 |
| ≥ 0.5 | Yok | ≥ 1.30 | 1.5 | 2.5 | 4 |

Çizelge 3.4 Betonarme kolonlar için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranları [8]

| Sünek Kolonlar | | | Hasar Sınırı | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $\frac{N_K}{A_c.f_{cm}}$ | Sargılama | $\frac{V_e}{b_w d\ f_{ctm}}$ | MN | GV | GÇ |
| ≤ 0.1 | Var | ≤ 0.65 | 3 | 6 | 8 |
| ≤ 0.1 | Var | ≥ 1.30 | 2.5 | 5 | 6 |
| ≥ 0.4 ve ≤ 0.7 | Var | ≤ 0.65 | 2 | 4 | 6 |
| ≥ 0.4 ve ≤ 0.7 | Var | ≥ 1.30 | 1.5 | 2.5 | 3.5 |
| ≤ 0.1 | Yok | ≤ 0.65 | 2 | 3.5 | 5 |
| ≤ 0.1 | Yok | ≥ 1.30 | 1.5 | 2.5 | 3.5 |
| ≥ 0.4 ve ≤ 0.7 | Yok | ≤ 0.65 | 1.5 | 2 | 3 |
| ≥ 0.4 ve ≤ 0.7 | Yok | ≥ 1.30 | 1 | 1.5 | 2 |
| ≥ 0.7 | – | – | 1 | 1 | 1 |

Çizelge 3.5 Betonarme perdeler için hasar sınırlarını tanımlayan etki/kapasite oranı [8]

| Sünek Perdeler | Hasar Sınırı | | |
|---|---|---|---|
| Perde Uç Bölgesinde Sargılama | MN | GV | GÇ |
| Var | 3 | 6 | 8 |
| Yok | 2 | 4 | 6 |

Betonarme binalarda kolon ve perdelerin eksenel yükleri, düşey yükler ve söz konusu eleman için hesaplanan ($r$) katsayısı ile azaltılmış deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanacaktır. Eksenel yüklerin hesabı için ardışık yaklaşım gerekebilir.

### 3.11 Göreli Kat Ötelenmeleri

Doğrusal elastik yöntemlerle yapılan hesapta her bir deprem doğrultusunda, yukarıda belirtilen karşılaştırmalara ek olarak, binanın herhangi bir katındaki kolon veya perdelerin göreli kat ötelemeleri, Çizelge 3.6' da verilen sınır değerler ile karşılaştırılarak bu elemanların hangi hasar bölgesinde olduğuna karar verilir. Bu karşılaştırmanın daha elverişsiz sonuçlar vermesi durumunda, o katta ilgili kolon veya perdenin alt ve üst kesitlerinde iç kuvvetler cinsinden yapılan hasar değerlendirmeleri göz önüne alınmayacaktır. Çizelge 3.6' da $\delta_{ji}$ i' nci katta j'nci kolon veya perdenin alt ve üst uçları arasında yer değiştirme farkı olarak hesaplanan göreli kat ötelemesini, $h_{ji}$ ise ilgili elemanın yüksekliğini göstermektedir.

Çizelge 3.6 Göreli kat ötelemesi sınırları [8]

| Göreli Kat Ötelemesi Oranı | Hasar Sınırı | | |
|---|---|---|---|
| | MN | GV | GÇ |
| $\delta_{ji} / h_{ji}$ | 0.01 | 0.03 | 0.04 |

## 3.12 Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemleri

Deprem etkisi altında mevcut binaların yapısal performanslarının belirlenmesi ve güçlendirme analizleri için kullanılacak doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinin amacı, verilen bir deprem için sünek davranışa ilişkin plastik şekil değiştirme istemleri ile gevrek davranışa ilişkin iç kuvvet istemlerinin hesaplanmasıdır. Daha sonra bu istem büyüklükleri, aşağıda tanımlanan şekil değiştirme ve iç kuvvet kapasiteleri ile karşılaştırılarak, kesit ve bina düzeyinde yapısal performans değerlendirmesi yapılır. TDY 2007 kapsamında yer alan doğrusal elastik olmayan analiz yöntemleri, *Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi*, *Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi* ve *Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi'*dir.

a) Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi, bodrum kat üzerindeki toplam kat sayısı 8'i aşmayan, ayrıca ek dışmerkezlik göz önüne alınmaksızın hesaplanan burulma düzensizliği katsayısı $\eta_{bi} < 1.4$ olan binalara uygulanır. Ayrıca, göz önüne alınan deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) titreşim moduna ait etkin kütlenin toplam bina kütlesine (rijit perdelerle çevrelenen bodrum katlarının kütleleri hariç) oranının en az 0.70 olması gerekmektedir. Artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminde, deprem istem limitine (performans noktasına) kadar monotonik olarak adım adım arttırılan eşdeğer deprem yüklerinin etkisi altında, *doğrusal olmayan (nonlineer) itme analizi* yapılır. Analizde ardışık iki plastik mafsal oluşumu arasındaki her bir itme adımında taşıyıcı sistemde meydana gelen yer değiştirme, plastik şekil değiştirme ve iç kuvvet artımları ile bu büyüklüklere ait birikimli değerler ve son itme adımında deprem istemine karşı gelen maksimum değerler hesaplanır.

b) Artımsal mod birleştirme yönteminde, deprem istem limitine kadar her bir titreşim modunda monotonik olarak arttırılan *modal yer değiştirmelere* göre mod birleştirme yöntemi, ardışık iki plastik mafsal oluşumu arasındaki her bir itme adımında artımsal olarak uygulanır. Bu itme adımlarında taşıyıcı sistemde meydana gelen yer değiştirme, plastik şekil değiştirme ve iç kuvvet artımları ile bu büyüklüklere ait birikimli değerler ve son itme adımında deprem istemine karşı gelen maksimum değerler hesaplanır. Artımsal mod birleştirme yöntemi tüm binalara uygulanabilir.

c) Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yönteminde, taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan (nonlineer) davranışı göz önüne alınarak, sistemin hareket denklemi artımsal olarak entegre edilir ve her bir zaman artımında sistemde meydana gelen yer değiştirme, plastik sekil değiştirme ve iç kuvvetler ile bu büyüklüklerin deprem istemine karsı gelen maksimum değerleri hesaplanır. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi tüm binalara uygulanabilir.

## 3.13 Artımsal İtme Analizi İle Performans Değerlendirilmesinde İzlenecek Hesap Adımları

Artımsal İtme Analizi uygulanarak yapılan doğrusal elastik olmayan performans değerlendirmesinde izlenen yolun adımları aşağıda özetlenmiştir.

a. Genel ilke ve kurallara ek olarak, taşıyıcı sistem elemanlarında doğrusal olmayan davranışın idealleştirilmesine ve analiz modelinin oluşturulmasına yönelik kurallar esas alınır.

b. Artımsal itme analizinden önce, kütlelerle uyumlu düşey yüklerin göz önüne alındığı bir doğrusal olmayan statik analiz yapılır. Bu analizin sonuçları, artımsal itme analizinin başlangıç koşulları olarak dikkate alınır.

c. Artımsal itme analizinin artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi kapsamında yapılması durumunda, koordinatları "modal yer değiştirme-modal ivme" olarak tanımlanan birinci (hakim) moda ait "modal kapasite diyagramı" elde edilir. Bu diyagram ile birlikte, elastik davranış spektrumu ve farklı aşılma olasılıkları için bu spektrum üzerinde yapılan değişiklikler göz önüne alınarak, birinci (hakim) moda ait modal yer değiştirme istemi belirlenir. Son aşamada, modal yer değiştirme istemine karşı gelen yer değiştirme, plastik şekil değiştirme (plastik dönmeler) ve iç kuvvet istemleri hesaplanır.

d. Artımsal itme analizinin artımsal mod birleştirme yöntemi ile yapılması durumunda, göz önüne alınan bütün modlara ait "modal kapasite diyagramları" ile birlikte modal yer değiştirme istemleri de elde edilir. Bunlara bağlı olarak taşıyıcı sistemde meydana gelen yer değiştirme, plastik şekil değiştirme (plastik dönmeler) ve iç kuvvet istemleri hesaplanır.

e. Plastikleşen (sünek) kesitlerde hesaplanmış olan plastik dönme istemlerinden plastik eğrilik istemleri ve son olarak toplam eğrilik istemleri elde edilir. Daha sonra, bunlara bağlı olarak betonarme kesitlerde betonda ve donatı çeliğinde meydana gelen birim şekil değiştirme istemleri hesaplanır. Bu istem değerleri, kesit düzeyinde çeşitli hasar sınırları için yönetmeliğin ilgili bölümünde tanımlanan birim şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak kesit düzeyinde sünek davranışa ilişkin performans değerlendirmesi yapılır. Analiz sonucunda elde edilen kesme kuvveti istemleri ise, yönetmelikte tanımlanan kapasitelerle karşılaştırılarak kesit düzeyinde gevrek davranışa ilişkin performans değerlendirmesi yapılır [8].

Binaların doğrusal olmayan hesap yöntemleriyle incelenebilmesi için deprem davranışları iyi bilinmelidir.

### 3.14 Binaların Deprem Davranışı

Yapı sistemini zorlayıcı etkilerden biri olan deprem, yapı kütlesi ile orantılı eylemsizlik kuvvetlerinin oluşmasına ve dolayısı ile yapı içinde zorlanmalara yol açar. Depreme dayanıklı yapı tasarımının temel ilkesi, yapının sık meydana gelen küçük şiddetteki depremleri elastik sınırlar içinde kalarak; orta şiddetteki depremleri elastik sınırların ötesinde fakat taşıyıcı sistemde onarılabilecek hasarlarla; çok seyrek ve şiddetli depremleri ise, büyük hasarla fakat taşıyıcı sistem tamamen göçmeden ve can kaybı olmaksızın karşılayabilmesidir. Bu anlayışla boyutlandırılan yapılarda, şiddetli bir depremde yapıya etki edebilecek deprem kuvvetleri azaltılarak uygulanır. Yapılan azaltma büyük ölçüde olarak yapının sünekliğine ve elemanların birbiri ile yardımlaşma özelliğine bağlıdır. Bu nedenle, yapıların elastik ötesi davranışları önem kazanmaktadır [25].

#### 3.14.1 Yapı Sistemlerinde Sönüm

Sönümün en önemli etkisi, deprem ve benzeri nedenlerle sisteme yüklenen enerjinin sistemden alınarak, uzaklaştırılmasıdır. Titreşim hareketi yapan sistemlerde enerji sönümü birçok mekanizma ile gerçekleşebilir. Yapı elemanlarındaki içsel sürtünme, yapı elemanları ve yapısal olmayan elemanlar arasındaki sürtünme, bu mekanizmalara örnek olarak verilebilir. Yapı için bu sönüm mekanizmalarının hepsinin göz önüne alınması mümkün olmadığından bütün mekanizmalar sebebiyle yapıda oluşacak sönüm

için idealleştirme yapılarak tek bir sönüm katsayısı ($c$) kullanılır. Ancak, yapı elemanlarının her biri için sönüm katsayısı hesaplayarak yapı için sönüm matrisinin oluşturulması da pratik olmadığından, genellikle sönüm modal sönüm oranlarına bağlı olarak sayısal şekilde hesaplanır. Genelde yapılarda sönümün, her bir doğal titreşim periyodu için kritik viskoz sönümün %5' i dolayında olduğu varsayılır [26].

### 3.14.2 Yapı Sistemlerinde Süneklik

Süneklik, bir yapının, bir elemanın veya bir kesitin, taşıma kapasitesinde önemli bir azalma olmadan, büyük şekil değiştirme yapabilme yeteneği olarak tanımlanabilir. Bu tanım büyük şekil değiştirme yeteneği ile birlikte histerik çevrimlerle enerji tüketebilme kapasitesine sahip olmayı da kapsamaktadır. Bir yapının deprem etkilerine karşı dayanımında, plastik mafsal oluşan kesitlerde tüketilen enerji çok önemli bir rol oynar. Yeterli enerjinin tüketilmesi, büyük ölçüde plastik mafsalların oluştuğu kesitlerin sünekliğine bağlıdır.

Sünekliğin önemi;

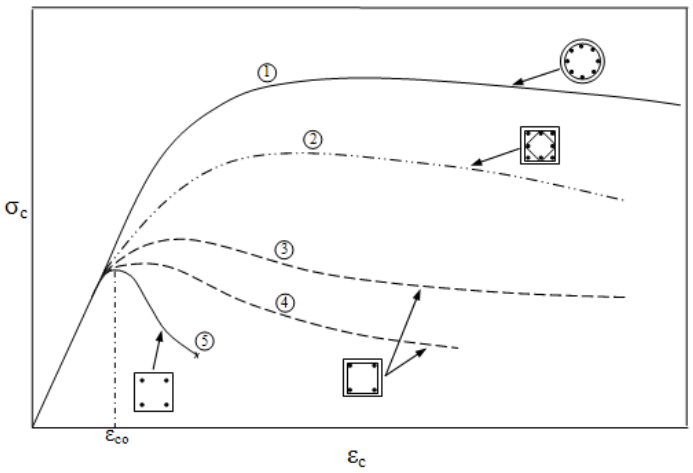
- Depremin dinamik etkisinin, elastik ve geri dönüşümlü olmayan enerji türüne dönüştürülerek yutulması ve sönümlenmesi,
- Yapıda büyük hasarların ve toptan göçmenin önlenmesi,
- $R_a$ deprem yükü azaltma katsayısı ile, taşıyıcı sistemde elastik ötesi davranışın göz önüne alınması olarak sıralanabilir [27].

### 3.14.3 Sargı Etkisi ve Önemi

Betonarme bir kesitin, sargı donatısı ile sarılması, çekirdekteki betonun dayanımını yükseltmekte ve sünekliğini önemli ölçüde arttırmaktadır. Oluşma olasılığı düşük, büyük depremler altında, genelde betonarme binalardaki eleman kesitlerinin elastik sınırlar içinde kalması beklenmektedir. Kiriş ve kolonların uçlarındaki donatının akması, dolayısıyla bu bölgelerde plastik mafsalların oluşması olasıdır. Elastik sınırlar içinde kalan şekil değiştirmelerle enerjinin tüketimi çok düşük düzeyde kaldığından, enerjinin büyük ölçüde oluşan plastik mafsallarda tüketilmesi gerekmektedir. Bir plastik mafsaldaki enerji tüketimi, mafsalın dönme kapasitesine, başka bir deyişle, kesitin

sünekliğine bağlıdır. Kesitin sünekliğini önemli ölçüde arttıran sargı donatısı bu nedenle gereklidir [28].

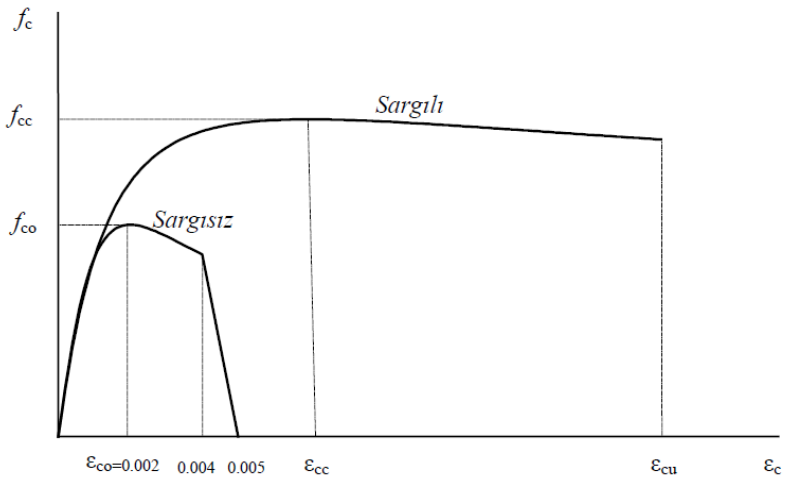
Şekil 3.2' de sargılı ve sargısız betonların $\sigma$-$\varepsilon$ ilişkileri gösterilmiştir. 5 numaralı eğri sargısız, diğerleri sargılı beton için geçerlidir. 3 ve 4 numaralı eğriler, kesitinde tek bir dikdörtgen etriye olan elemanlar içindir. Bu eğriler arasındaki tek fark, 3 numaralı elemandaki etriye aralığının daha az olmasıdır. Görüleceği gibi dikdörtgen etriye, etriyesiz duruma kıyasla sünekliği önemli ölçüde artırmakta, ancak dayanım artışı az olmaktadır. Şekilde 2 ile gösterilen elemanda ise, çift etriye konularak, etriye açıklığı 3 ve 4'e kıyasla yarı yarıya indirilmiştir. Görüldüğü gibi etriye serbest açıklığının azaltılması çok etkili olmuş, sünekliğin artmasının yanı sıra dayanımda da önemli ölçüde artmıştır. 1 numaralı eğriden de görüleceği gibi, en etkili sargı türü şekil değiştirmelerin eksenel rijitliğe bağlı olduğu dairesel frettir [29].




Şekil 3.2 Sargılı ve sargısız betonların $\sigma$-$\varepsilon$ ilişkileri [25].

### 3.14.4 Mander Beton Modeli

Yüksek eksenel kuvvet etkisindeki kesitin tarafsız eksen derinliği büyük olduğundan, kolonların eğilme kapasiteleri betonun basınç altındaki gerilme dağılımına daha çok bağlıdır. Bu nedenle yapının performansını belirlemek için kullanılan analiz modellerinde gerçekçi eğilme momenti–eğrilik ilişkileri tanımlamak için, sargı etkisini de göz önüne alan beton modelleri kullanılmalıdır. Modelde kabuk betonu için sargısız, çekirdek betonu için sargılı model esas alınır. Mander 1988 yılında beton için sargı etkisini de göz önüne alan gerilme-şekil değiştirme modeli önermiştir [30].

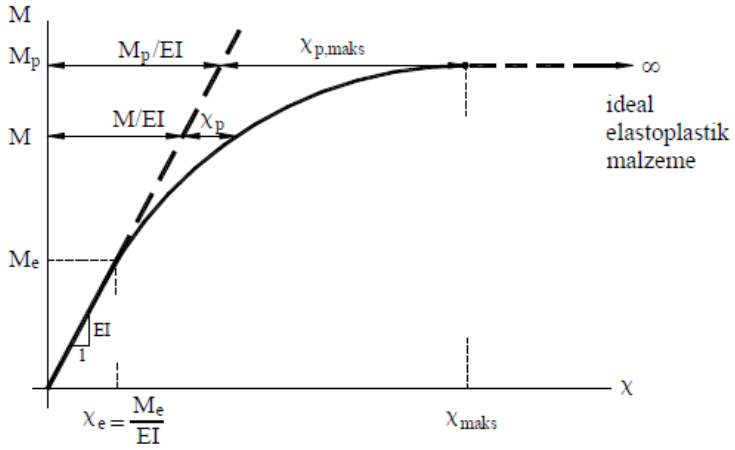



Şekil 3.3 Mander beton modeli [8]

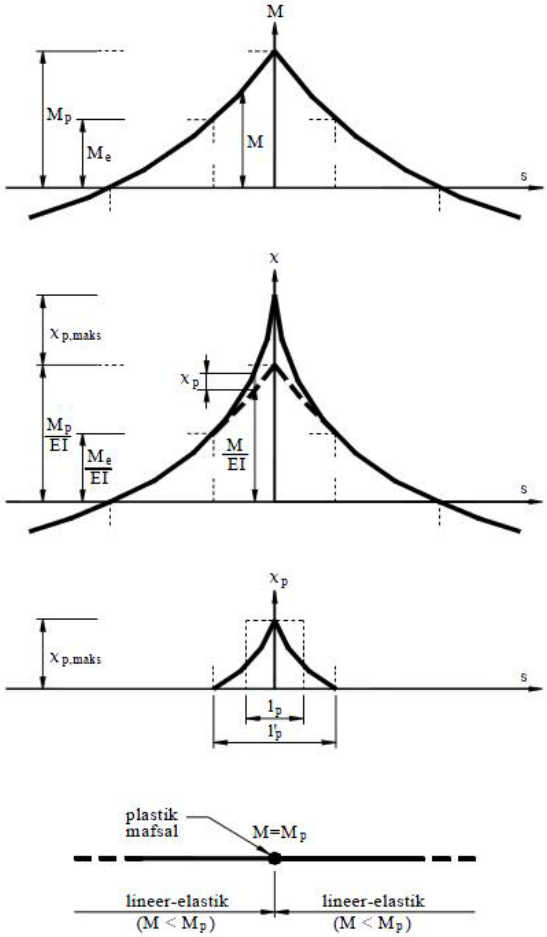
### 3.15 Plastik Mafsal Hipotezi

Yeter derecede sünek sistemlerden hesaplar plastik mafsal kabulü yapılarak büyük ölçüde kısaltılabilir. Bu sistemlerin lineer olmayan şekil değiştirmelerinin plastik mafsal adı verilen belirli kesitlerde toplandığı bunun dışındaki sistemlerde sistemin lineer elastik davrandığı kabulü yapılır. Bu hipoteze plastik mafsal hipotezi denir.

Doğrusal olmayan malzemeden yapılan ve bir kesitindeki bölgesine ait düzlem çubuğun eğilme momenti diyagramı, toplam eğilme şekil değiştirmeleri ve doğrusal olmayan değiştirmeler Şekil 3.4 ve Şekil 3.5'de gösterilmişlerdir [31].



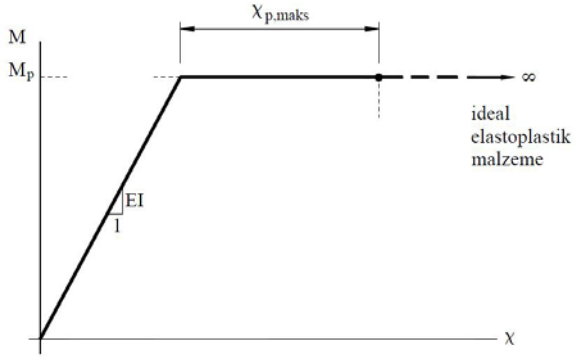

Şekil 3.4 Eğilme momenti-eğrilik diyagramı [32]




Şekil 3.5 Doğrusal olmayan şekil değiştirme [32]

Plastik Mafsalın dönmesi $\theta=\int(\chi_p d_s)$ dönme kapasitesi denen bir sınır değere ulaşınca kesit kırılır.

Dönme kapasitesi=$max\ \theta=l_p\ \chi_{p,max}$ (3.1)




Şekil 3.6 İdealleştirilmiş eğilme momenti–eğrilik bağıntısı [32]

### 3.16 Plastik Mafsal Hipotezinin Sonuçları

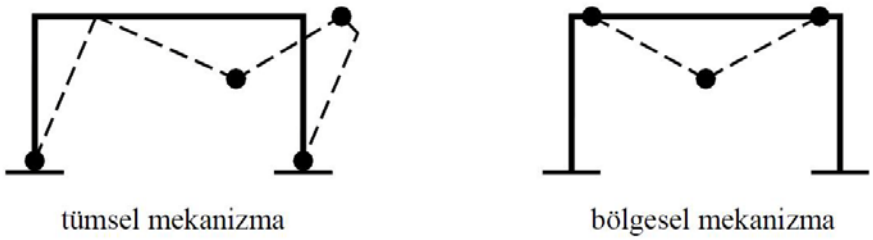
- Eğilme momenti artarak plastik momente ($M_p$) ulaşınca kesitte plastik mafsal oluşur. Daha sonra $M=M_p$ olarak sabit kalır ve kesit serbestçe döner. $\varphi$ dönmesi dönme kapasitesine $\varphi_{max}$ ulaşınca kesit kırılır. İdeal elastoplastik malzemede $\varphi$ dönmesi sonsuza kadar gider.
- Plastik mafsallar arasında sistem lineer elastik davranır.
- $M$ ve $N$ birlikte bulunması halinde $M_p$ plastik momenti yerine, $N$ değerine bağlı olarak akma koşulundan bulunan M eğilme momenti bulunur.

Örneğin; $(M/M_p)+(N/N_p)^2=1$ ise $M=M_p(1-(N/N_p)^2)$ Dikdörtgen Kesit için [31].

### 3.17 Yük Artırım Yöntemiyle Plastik Mafsal Teorisine Göre Hesap

Üzerinde plastik mafsallar bulunan bir sistemde, son plastik mafsalın oluştuğu fakat dönmenin başlamadığı andaki yer değiştirme aranır. Her plastik mafsal oluşumundan sonra o noktaya adi bir mafsal koymak ve $M_p$ momentini dış yük olarak etkitmek suretiyle elde edilen sistem lineer-elastik teoriye göre hesaplanır. Sistem belirli sayıda plastik mafsal oluşumundan sonra kısmen veya tamamen mekanizma durumuna ulaşır yani yük taşıyamaz hale gelir. Bu duruma karşı gelen yüke limit yük denir.

**Örnek:**




Şekil 3.7 Tümsel ve bölgesel mekanizma [32]

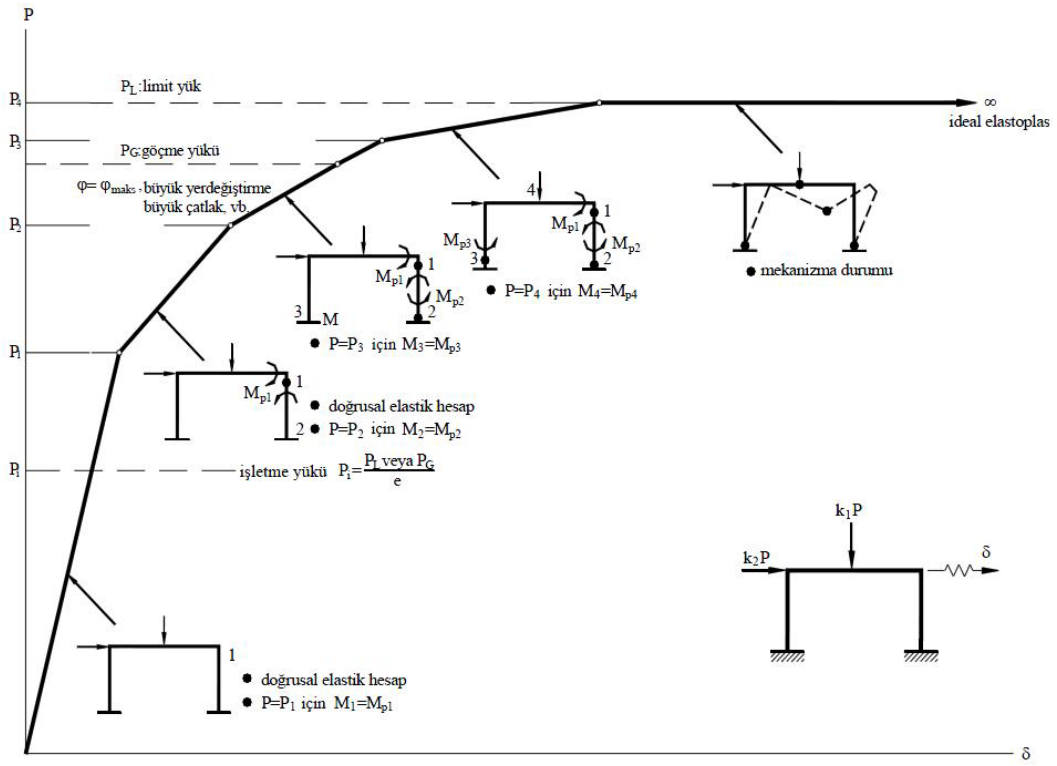
Bazen limit yükten önce plastik mafsallardaki dönmenin dönme kapasitesini aşması, büyük yer değiştirmelerin meydana gelmesi veya betonarme kesitlerde çatlakların meydana gelmesi suretiyle sistem göçebilir. Bu durumda $P_g<P_L$ olur.

Limit yük ya da göçme yükü bulunduktan sonra, yapının yeter güvenlikle taşıyabileceği yükü;

$(P_L$ veya $P_g)/e$ (3.2)

şeklinde hesaplanır. Burada e, emniyet katsayısıdır. Ayrıca işletme yükü altında lineer-elastik sınırın pek aşılmaması zararlı yer değiştirme ve çatlakların oluşmaması istenir.

Plastik mafsal hipotezinin geçerli olduğu bir sistemin artan yükler altındaki davranışı aşağıda gösterilmiştir [31].




Şekil 3.8 Plastik mafsal hipotezinin geçerli olduğu bir yapı sisteminin artan yükler altındaki davranışı [32]

### 3.18 Plastik Davranışın İdealleştirilmesi

TDY 2007' de, doğrusal elastik olmayan analiz için yığılı *plastik davranış modeli'nin* (plastik kesit kavramı) kullanılması öngörülmüştür. Basit eğilme durumunda *plastik mafsal hipotezi'*ne karşı gelen bu modelde, çubuk eleman olarak idealleştirilen kiriş, kolon ve perde türü taşıyıcı sistem elemanlarındaki iç kuvvetlerin plastik kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca, plastik şekil değiştirmelerin düzgün yayılı biçimde oluştuğu varsayılmaktadır. Basit eğilme durumunda plastik mafsal boyu olarak adlandırılan *plastik şekil değiştirme bölgesinin* uzunluğu ($l_p$), çalışan doğrultudaki en kesit yüksekliği ($h$)'nin yarısına eşit alınmaktadır, ($l_p$ = 0.5 $h$).

Sadece eksenel kuvvet altında plastik şekil değiştirme yapan elemanların plastik şekil değiştirme bölgelerinin uzunluğu, ilgili elemanın serbest boyuna eşit olarak alınır. Yığılı plastik şekil değiştirmeyi temsil eden *plastik kesitin,* teorik olarak yukarıda tanımlanan plastik şekil değiştirme bölgesinin tam ortasına yerleştirilmesi gerekir. Ancak pratik uygulamalarda aşağıda belirtilen yaklaşık idealleştirmeler de yapılabilir:

a) Kolon ve kirişlerde plastik kesitler, kolon-kiriş birleşim bölgesinin hemen dışına, diğer deyişle kolon veya kirişlerin net açıklıklarının uçlarına konulabilir. Ancak, düşey yüklerin etkisinden ötürü kiriş açıklıklarında da plastik mafsalların oluşabileceği göz önüne alınmalıdır.

b) Betonarme perdelerde, plastik kesitler her katta perde kesiminin alt ucuna konulabilir. U, T, L veya kutu kesitli perdeler, bütün kolları birlikte çalışan tek perde olarak idealleştirilmelidir. Binaların bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunması durumunda, bu perdelerden üst katlara doğru devam eden perdelerin plastik kesitleri bodrum üstünden başlamak üzere konulmalıdır.

Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisinde plastikleşen betonarme kesitlerin akma yüzeylerinin (karşılıklı etki diyagramlarının) tanımlanmasında, beton ve donatı çeliğinin bilgi düzeyi katsayısı ile çarpılan mevcut dayanımları esas alınır.

Betonarme kesitlerin akma yüzeyleri uygun biçimde doğrusallaştırılarak, iki boyutlu davranış durumunda *akma çizgileri*, üç boyutlu davranış durumunda ise *akma düzlemleri* olarak modellenebilir.

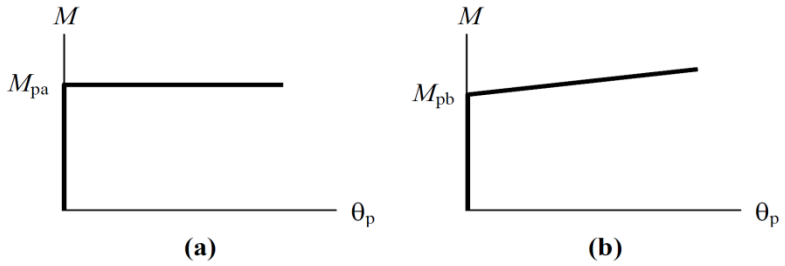
Eğilme etkisindeki betonarme elemanların akma öncesi doğrusal davranışları için çatlamış kesite ait eğilme rijitlikleri kullanılacaktır. Çatlamış kesite ait eğilme rijitlikleri, TDY 2007-Böl.7.4.13' de verilen bağıntılarla hesaplanabilir.

İtme analizi modelinde kullanılacak plastik kesitlerin iç kuvvet-plastik şekil değiştirme bağıntıları ile ilgili olarak aşağıdaki idealleştirmeler yapılabilir:

a) İç kuvvet-plastik şekil değiştirme bağıntılarında pekleşme etkisi (plastik dönme artışına bağlı olarak plastik momentin artışı) yaklaşık olarak terk edilebilir, (Şekil 3.9 a). Bu durumda, bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki kesitlerde plastikleşmeyi izleyen itme adımlarında, iç kuvvetlerin akma yüzeyinin üzerinde

kalması koşulu ile plastik şekil değiştirme vektörünün akma yüzeyine yaklaşık olarak dik olması özelliği göz önüne alınır.

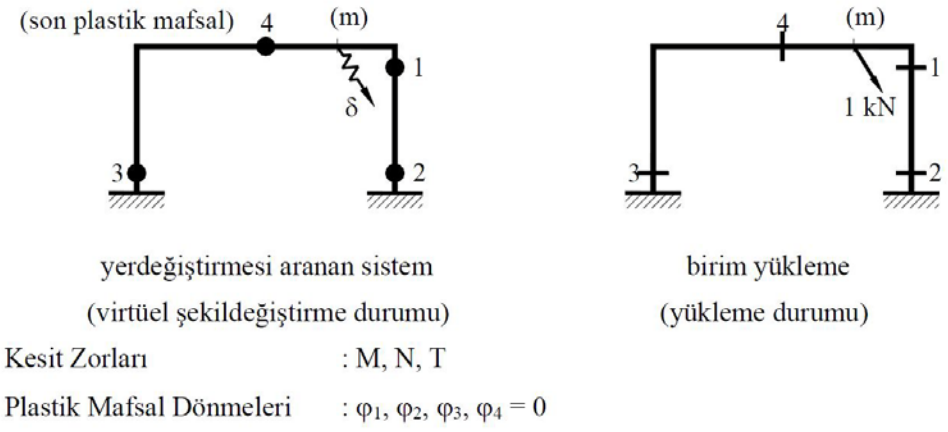
b) Pekleşme etkisinin göz önüne alınması durumunda (Sekil 3.9 b), bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki kesitlerde plastikleşmeyi izleyen itme adımlarında iç kuvvetlerin ve plastik şekil değiştirme vektörünün sağlaması gereken koşullar, ilgili literatürden alınan uygun bir pekleşme modeline göre tanımlanmalıdır [8,24,33].




Şekil 3.9 Eğilme momenti - plastik dönme bağıntıları [8]

### 3.19 Yer değiştirmelerin ve Plastik Mafsal Dönmelerinin Hesabı

Üzerinde plastik mafsallar bulunan bir sistemde, limit yüke karşı gelen son plastik mafsalın oluştuğu fakat dönmenin başlamadığı andaki yer değiştirmeler virtüel iş teoremi ile hesaplanabilir (Şekil 3.10).

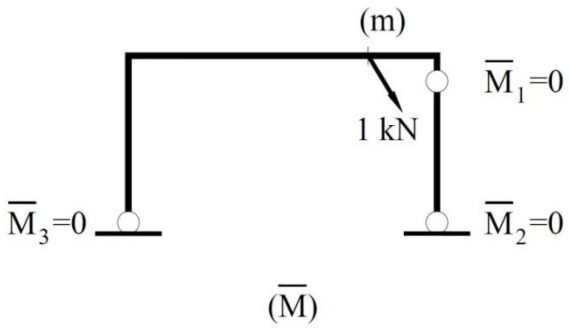



Şekil 3.10 Yer değiştirmelerin hesabı [32]

Yer değiştirmesi aranan noktaya aranan yer değiştirme doğrultusunda ve uygulama noktasında virtüel yükleme yapılarak virtüel işteoremi uygulanırsa;

$$\sum 1.\delta = \int \bar{M}\frac{M}{EI}ds + \int \bar{N}\frac{N}{EI}ds + \int \bar{T}\frac{T}{GF'} + \sum M_i\varphi_i \qquad (3.3)$$

elde edilir. Son plastik mafsalın oluştuğu ancak dönmenin başlamadığı anda, diğer plastik mafsalların bulunduğu noktalara adi mafsallar konularak elde edilen sisteme kısaltma teoremi uygulanacak olursa;



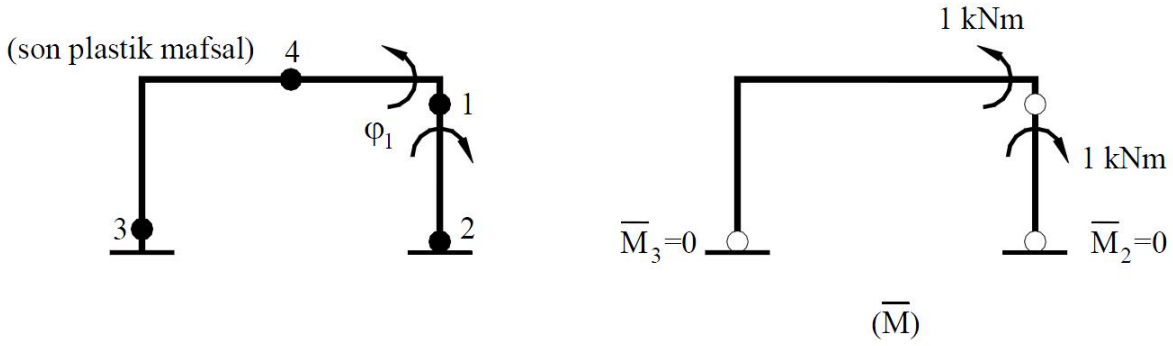

Şekil 3.11 Birim yüklemede kısaltma teoreminin uygulanması [32]

$$\overline{M}_i\varphi_i = \overline{M}_2\varphi_2 = \overline{M}_3\varphi_3 = ..... = 0 \tag{3.4}$$

olacağından, δ yer değiştirmesi;

$$\sum 1\,\delta = \int (\overline{M}.)\frac{M}{EI}ds + \int (\overline{N})\frac{N}{EI}ds + \int (\overline{T})\frac{T}{GF'} \tag{3.5}$$

şeklinde, plastik mafsalların dönmelerinden bağımsız olarak hesaplanabilir. Plastik mafsalların dönmeleri de benzer şekilde hesaplanabilir. Bunun için, plastik mafsallara birim moment çifti uygulanır (Şekil 3.12).




Şekil 3.12 Plastik mafsal dönmelerinin bulunması [32]

Limit yükten önceki aşamalara ait yer değiştirmeler de benzer şekilde hesaplanabilir. Ancak bu durumda, plastik mafsallar konulmak suretiyle elde edilen sistem hiperstatik olacağından, ayrıca kesimler yapılarak izostatik hale getirilir [32].

## 3.20 Limit Yükün Doğrudan Hesabı

Büyük yer değiştirmelere ve plastik şekil değiştirmelere izin verilen süneklik düzeyi yüksek sistemler (örneğin yumuşak çelikten yapılan sistemler ile beton basınç bölgesi derinliği $a/d \leq 0.25$ koşulunu sağlayan bazı betonarme sistemler), kendilerine etkiyen dış yükleri limit yüke kadar göçmeden taşıyabilirler; yani bu sistemlerde $P_G=P_L$ olur. Bu nedenle, söz konusu sistemlerin dayanım esaslı yöntemlerle boyutlandırılmaları doğrudan doğruya limit yük esas alınarak yapılabilir. Limit yükün doğrudan doğruya hesabı için uygulanmakta olan yöntemlerin başlıcaları, plastik teorinin alt sınır teoremine dayanan statik yöntem ile üst sınır teoreminin uygulandığı kinematik yöntemdir [32,34,35].

# BÖLÜM 4

# ARTIMSAL EŞDEĞER DEPREM YÜKÜ YÖNTEM İLE İTME ANALİZİ

Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin amacı, birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim mod şekli ile orantılı olacak şekilde, deprem istem sınırına kadar monotonik olarak adım adım arttırılan eşdeğer deprem yüklerinin etkisi altında doğrusal olmayan itme analizinin yapılmasıdır. Düşey yük analizini izleyen itme analizinin her adımında, taşıyıcı sistemde meydana gelen yer değiştirme, plastik şekil değiştirme ve iç kuvvet artımları ile bunlara ait birikimli (kümülatif) değerler ve son adımda deprem istemine karşı gelen maksimum değerler hesaplanır.

Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin kullanılabilmesi için, binanın kat sayısının bodrum hariç 8'den fazla olmaması ve herhangi bir katta ek dışmerkezlik göz önüne alınmaksızın doğrusal elastik davranışa göre hesaplanan burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} < 1.4$ koşulunu sağlaması gereklidir. Ayrıca göz önüne alınan deprem doğrultusunda, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan hakim titreşim moduna ait etkin kütlenin toplam bina kütlesine (rijit perdelerle çevrelenen bodrum katlarının kütleleri hariç) oranının en az 0.70 olması zorunludur.

Sabit yük dağılımına göre yapılan itme analizi ile, koordinatları "tepe yer değiştirmesi – taban kesme kuvveti" olan itme eğrisi elde edilir. Tepe yer değiştirmesi, binanın en üst katındaki kütle merkezinde, göz önüne alınan deprem doğrultusunda, her itme adımında hesaplanan yer değiştirmedir. Taban kesme kuvveti ise, her adımda eşdeğer deprem yüklerinin deprem doğrultusundaki toplamıdır. İtme eğrisine uygulanan

koordinat dönüşümü ile, koordinatları "modal yer değiştirme – modal ivme" olan modal kapasite diyagramı aşağıdaki şekilde elde edilebilir:

a. (*i*)'ninci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal ivme $a_1^{(i)}$ aşağıdaki şekilde elde edilir:

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \tag{4.1}$$

denklemde $V_{x1}^{(i)}$**;** *x* deprem doğrultusunda (*i*)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci (hakim) moda ait taban kesme kuvvetini, $M_{x1}$; *x* deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci (hakim) moda ait etkin kütleyi göstermektedir.

b. (*i*)'inci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal yer değiştirme $d_1^{(i)}$ 'nin hesabı için ise, aşağıdaki denklemden yararlanılabilir:

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{(i)}}{\Phi_{xN1}\,\Gamma_{x1}} \tag{4.2}$$

Birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal katkı çarpanı $\Gamma_{x1}$, *x* deprem doğrultusunda taşıyıcı sistemin başlangıç adımındaki doğrusal elastik davranışı için tanımı ilgili bölümde yapılan $L_{x1}$ ve 1. doğal titreşim moduna ait modal kütle $M_1$'den yararlanılarak aşağıdaki şekilde elde edilir.

$$\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_1} \tag{4.3}$$

İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı ile birlikte, elastik davranış spektrumu göz önüne alınarak, birinci (hakim) moda ait maksimum modal yer değiştirme, diğer deyişle, modal yer değiştirme istemi hesaplanır. Tanım olarak modal yer değiştirme istemi, $d_1^{(p)}$, doğrusal olmayan spektral yer değiştirme $S_{di1}$'e eşittir.

$$d_1^{(p)} = S_{di1} \tag{4.4}$$

Doğrusal elastik olmayan spektral yer değiştirme, $S_{di1}$ , itme analizinin ilk adımında, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) moda ait $T_1^{(1)}$

başlangıç periyoduna karşı gelen doğrusal elastik spektral yer değiştirme $S_{de1}$'e bağlı olarak (4.5) eşitliği ile elde edilir.

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} \tag{4.5}$$

Doğrusal elastik spektral yer değiştirme $S_{de1}$, itme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme $S_{ae1}$ 'den hesaplanır.

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2} \tag{4.6}$$

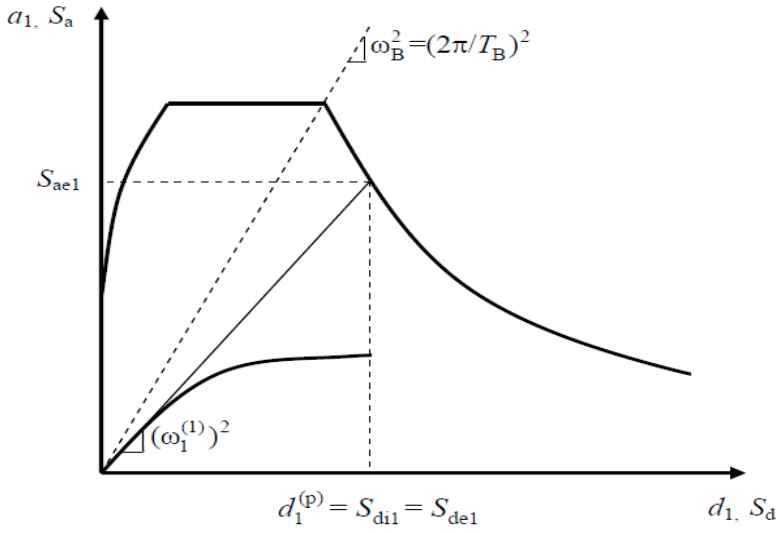
(4.5)' te yer alan spektral yer değiştirme oranı $C_{R1}$, başlangıç periyodu $T_1^{(1)}$'in değerine $(T_1^{(1)} = 2\pi / \omega_1^{(1)})$ bağlı olarak aşağıdaki şekilde belirlenir.

$T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun, ivme spektrumundaki karakteristik periyot $T_B$' ye eşit veya daha uzun olması durumunda $(T_1^{(1)} \geq T_B$ veya $(\omega_1^{(1)})^2 \leq \omega_B^2)$, doğrusal elastik olmayan (nonlineer) spektral yer değiştirme $S_{di1}$, eşit yer değiştirme kuralı uyarınca doğal periyodu yine $T_1^{(1)}$ olan eşlenik doğrusal elastik sistem'e ait doğrusal elastik spektral yer değiştirme $S_{de1}$'e eşit alınır. Buna göre (4.5) eşitliğindeki spektral yer değiştirme oranı

$$C_{R1} = 1 \tag{4.7}$$

değerini almaktadır.

Şekil 4.1'de, birinci (hakim) titreşim moduna ait ve koordinatları ($d_1$, $a_1$) olan modal kapasite diyagramı ile koordinatları "spektral yer değiştirme ($S_d$) - spektral ivme ($S_a$)" olan davranış spektrumu bir arada çizilmiştir.

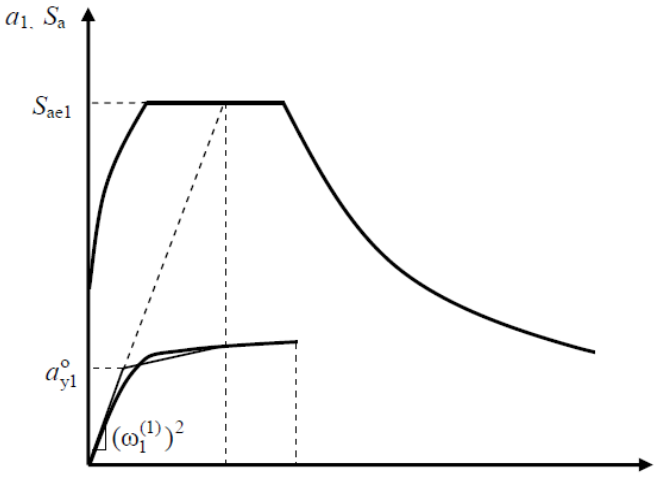



Şekil 4.1 Performans noktasının belirlenmesi $T^{(1)} \geq T_B$ [8]

$T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun, ivme spektrumundaki karakteristik periyot $T_B$'den daha kısa olması durumunda $(T_1^{(1)} < T_B$ veya $(\omega_1^{(1)})^2 > \omega_B^2)$ ise, spektral yer değiştirme oranı $C_{R1}$, ardışık yaklaşımla hesaplanır. Hesap adımları şu şekildedir.

a. İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı, Şekil 4.2'de görüldüğü gibi, yaklaşık olarak iki doğrulu (bi-lineer) bir diyagrama dönüştürülür.

Bu diyagramın başlangıç doğrusunun eğimi, itme analizinin ilk adımındaki ($i$=1) doğrunun eğimi olan birinci moda ait özdeğere, $(\omega_1^{(1)})^2$, eşit alınır $(T_1^{(1)} = 2\pi / \omega_1^{(1)})$.




Şekil 4.2 Performans noktasının belirlenmesi $T^{(1)} \leq T_B$ [8]

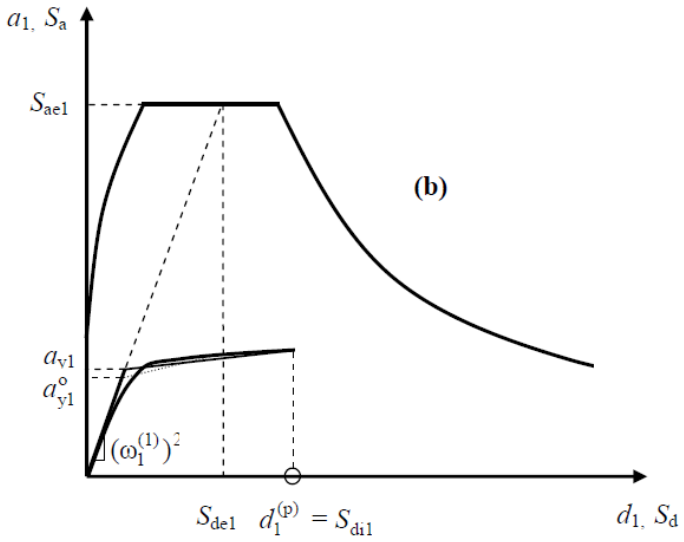
b. Ardışık yaklaşımın ilk adımında $C_{R1}$=1 varsayımı yapılarak, eşdeğer akma noktası'nın koordinatları eşit alanlar kuralı ile belirlenir. Şekil 4.3'te görülen $a_{y1}^{o}$ esas alınarak $C_{R1}$ aşağıda şekilde tanımlanır:

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)\, T_B / T_1^{(1)}}{R_{y1}} \geq 1 \tag{4.8}$$

Bu eşitlikte $R_{y1}$ birinci moda ait dayanım azaltma katsayısını göstermektedir.

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \tag{4.9}$$

(4.8) eşitliğinden bulunan $C_{R1}$ kullanılarak, (4.5)'e göre hesaplanan $S_{di1}$ esas alınarak bulunan eşdeğer akma noktasının koordinatları, Şekil 3.4'de gösterildiği üzere, eşit alanlar kuralı ile yeniden belirlenir ve bunlara göre $a_{y1}$ , $R_{y1}$ ve $C_{R1}$ tekrar hesaplanır. Ardışık iki adımda elde edilen sonuçların kabul edilebilir ölçüde birbirlerine yaklaştıkları adımda ardışık yaklaşıma son verilir.




Şekil 4.3 Performans noktasının belirlenmesi $T^{(1)} \leq T_B$ [8]

Son itme adımı $i = p$ için (4.4) eşitliğine göre belirlenen modal yer değiştirme istemi $d_1^{(p)}$'nin (4.2)' de yerine konulması ile, $x$ deprem doğrultusundaki tepe yer değiştirmesi istemi $u_{xN1}^{(p)}$ elde edilir.

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} \tag{4.10}$$

Buna karşı gelen diğer tüm istem büyüklükleri (yer değiştirme, şekil değiştirme ve iç kuvvet istemleri) mevcut itme analizi dosyasından elde edilir veya tepe yer değiştirmesi istemine ulaşıncaya kadar yapılan yeni bir itme analizi ile hesaplanır.

## 4.1 Kesitteki Birim Şekil değiştirme İstemlerinin Belirlenmesi

İtme analizi sonucunda herhangi bir kesitte elde edilen $\theta_p$ plastik dönmesine bağlı olarak plastik eğrilik istemi, aşağıdaki denklem ile hesaplanır:

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{l_p} \tag{4.11}$$

Beton ve donatı çeliği modelleri kullanılarak elde edilen iki doğrulu eğilme momenti eğrilik ilişkisi ile tanımlanan $\phi_y$ eşdeğer akma eğriliği, yukarıda tanımlanan $\phi_p$ plastik eğrilik istemine eklenerek, kesitteki $\phi_t$ toplam eğrilik elde edilir.

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p \tag{4.12}$$

Betonarme sistemlerde betonun basınç birim şekil değiştirmesi istemi ile donatı çeliğindeki birim şekil değiştirme istemi, (4.12) ile tanımlanan toplam eğrilik istemine göre moment-eğrilik analizi ile hesaplanır.

Beton ve donatı çeliğinin birim şekil değiştirmeleri cinsinden elde edilen deprem istemleri, aşağıda tanımlanan şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak kesit bazında hasar bölgesi belirlenir.

### 4.1.1 Betonarme Elemanların Kesit Birim Şekil değiştirme Kapasiteleri

Plastik şekil değiştirmelerin meydana geldiği sünek betonarme taşıyıcı sistem elemanlarında, performans düzeylerine göre izin verilen şekil değiştirme sınırları (kapasiteleri) aşağıda tanımlanmıştır.

(a) *Minimum Hasar Sınırı* (MN) için beton basınç birim şekil değiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları için:

$$(\varepsilon_{cu})_{MN} = 0.0035; \ (\varepsilon_s)_{MN} = 0.010 \tag{4.13}$$

(b) *Kesit Güvenlik Sınırı* (GV) için beton basınç birim şekil değiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları için:

$$(\varepsilon_{cu})_{GV} = 0.0035 + 0.01(\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.0135;\ \ (\varepsilon_s)_{GV} = 0.040 \qquad (4.13)$$

(c) *Kesit Göçme Sınırı* (GÇ) için beton basınç birim şekil değiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları için:

$$(\varepsilon_{cu})_{GC} = 0.004 + 0.014(\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.018;\ \ (\varepsilon_s)_{GC} = 0.060 \qquad (4.15)$$

# BÖLÜM 5

# SAYISAL İNCELEME

Bu bölümde TDY 2007' ye göre sınırlı bilgi düzeyinde değerlendirilen İstanbul Ticaret Odası'na ait , Liman Han isimli taşınmaz incelenmiştir. Liman Han, bodrum kat+zemin kat+asma kat+4 normal kat+çatı katından, planda 36.50 m x 18.50 m boyutlarında, plak döşeme ve kolon-kiriş çerçeve sistemli betonarme bir binadır. Şekil 2.16' da görüldüğü gibi binanın ön cephesi yığma kargir, diğer kısımları betonarme karkastır. Mevcut Yapı Doğrusal olmayan analiz yöntemlerinden biri olan Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü kullanılarak incelenmiş ve performans noktası belirlenmiştir.

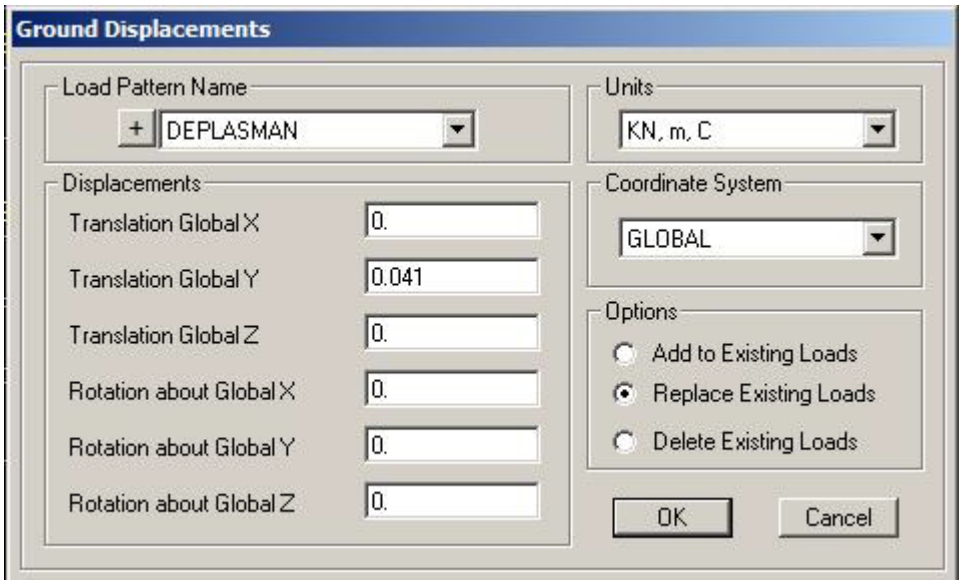
## 5.1 İncelenen Taşıyıcı Sistemin Modellenmesi

İncelenen taşıyıcı sistem modellenirken bazı kabuller yapılmıştır;

- Binanın 3 boyutlu matematiksel modeli modellenmiştir.
- Kolon ve kirişler çubuk elemanlar kullanılarak modellenmiştir.
- Düğüm noktaları rijit olarak alınmış, kolonların temele ankastre olarak mesnetlendikleri varsayılmıştır.
- Her katta döşemelerin kendi düzlemleri içinde rijit diyafram davranışı gösterdiği kabul edilmiştir.
- Betonarme elemanlarının bütün kesitlerinde çatlamış kesite ait eğilme rijitlikleri dikkate alınmıştır.
- Yapısal elemanların doğrusal olmayan davranışları yığılı plastik davranış modeli ile modellenmiştir.

- Binanın bodrum katı, rijitliği arttırıcı perde duvar elemanları ile çevrelendiğinden bu kat nümerik modelde hesaba katılmamıştır.
- Nümerik modelde döşemeler kirişlere statik yük olarak aktarılmıştır.
- Modellemede Sap 2000-ver.14.2 [12] programı kullanılmıştır.

Mevcut yapının kat yükselikleri Çizelge 2.6' daki gibidir. Yapıda gözle görülür bir şekilde deniz tarafına doğru rijit öteleme gözlenmektedir. Araştırmalarda bu sorunun 1970' li yıllardan beri var olduğu anlaşılmıştır. Yapıda meydana gelen bu öteleme hareketi Sap 2000-ver.14.2 [12] programında aşağıdaki gibi data olarak girilmiştir. Girilen deplasman değerleri DEPLASMAN isimli yük dosyası içine kaydedilmiştir. Bu yük dosyası statik itme analizinden önce, statik itme analizinin başlangıç koşulunu oluşturan yapıya ait düşey doğrultudaki sabit ve hareketli yüklerden oluşan "P0" isimli yük analizi dosyasının içine eklenmiştir. Deplasman değerleri Çizelge 2.6'da gösterilmiştir.




Şekil 5.1 Mevcut ötelemenin girilmesi

Binanın kalıp planlarından da görüldüğü üzere 11 farklı kesitte kolon ve 6 farklı kesitte kiriş vardır. Kolon ve kiriş elemanlarının donatı düzeni Çizelge 2.8 ve Çizelge 2.9' da gösterilmiştir.

## 5.2 Taşıyıcı Sistem Modelinin Tasarımı

### 5.2.1 Malzeme Bilgileri

Taşıyıcı sistem modellerinin boyutlandırılmalarında esas alınan beton ve donatı çeliği karakteristiklerinin TS 500-2000 [36] standardındaki malzeme tanımları cinsinden karşılıkları aşağıda verilmiştir.

**Donatı Çeliği:** S220

**Beton Sınıfı:** Binadan alınan numunelerde yapılan deneyler sonucu basınç dayanımının C14 beton sınıfının altında olduğu görülmüştür. Bu sonuçlara göre yapıya ait beton kalitesi, en düşük dayanım sınıfı olan C14 beton dayanım sınıfını sağlamamaktadır. Tahribatlı ve tahribatsız deney sonuçlarından elde edilen en düşükbasınç dayanımı 9,0 N/mm$^2$'dir, TDY 2007-Böl.7.2.4.3 maddesine göre bu değer mevcut beton dayanımı olarak alınmalıdır.

Çizelge 3.1' deki bilgi düzeyi gereğince modellemede kullanılan malzeme dayanımları:

Çelik için: $f_{yd} = f_{yk}/1.15=220/1.15=191.304$ MPa

$0.75\, f_{yd} = 0.75\text{x}191.304=143.48$ MPa

Beton için: $0.75\, f_{cd}=0.75\text{x}9=6.750$ MPa

**Elastisite Modülü:** Yapıdaki betona ait elastisite modülü ($E$, N/mm$^2$) en küçük basınç dayanımı değerinden ve ACI 318-95'te verilen (2.7) eşitliğinden yaralanılarak 14190 N/mm$^2$ olarak hesaplanmıştır; yapının modellenmesinde bu değerin 14000 N/mm$^2$ alınması uygun olacaktır [21].

### 5.2.2 Boyutlandırmada Esas Alınan Yükler

| | | |
|---|---|---|
| **Beton Yoğunluğu:** | | 25 kN/m$^3$ |
| **Duvar Yükleri (20 cm + Sıva):** | Boşluklu Duvar Birim Ağırlığı: | 2.68 kN/m |
| | Boşluksuz Duvar Birim Ağırlığı: | 8.66 kN/m |

Her kat ve dolgu duvarların yükseklikleri farklılık gösterdiğinden bu değerler ilgili yüksekliklerle çarpılarak duvar yükleri bulunmuştur.

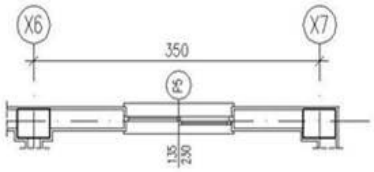
Örneğin:

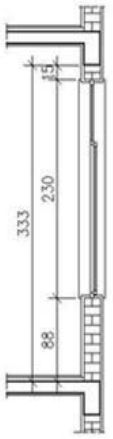
Duvar Kalınlığı: 0.20 m

Duvar Yüksekliği: 3.33 m

Duvar Birim Ağırlığı: 13.00 kN/$m^3$

Duvar Yükü: 0.2x3.33 x 13=8.66 kN/m




Duvar Kalınlığı: 0.20 m

Duvar Yüksekliği: 1.03 m

Duvar Birim Ağırlığı: 13.00 kN/$m^3$

Duvar Yükü: 0.2 x 1.03 x 13=2.68 kN/m

Şekil 5.2 Duvar yüklerinin hesaplanması

**Döşeme Yükleri:**

Ölü Yük: 0.12 x 25= 3 kN/$m^2$

Hareketli Yük: 3 kN/$m^2$

Kaplama Yükü: 1.5 kN/$m^2$

Kar Yükü: 0.75 kN/$m^2$

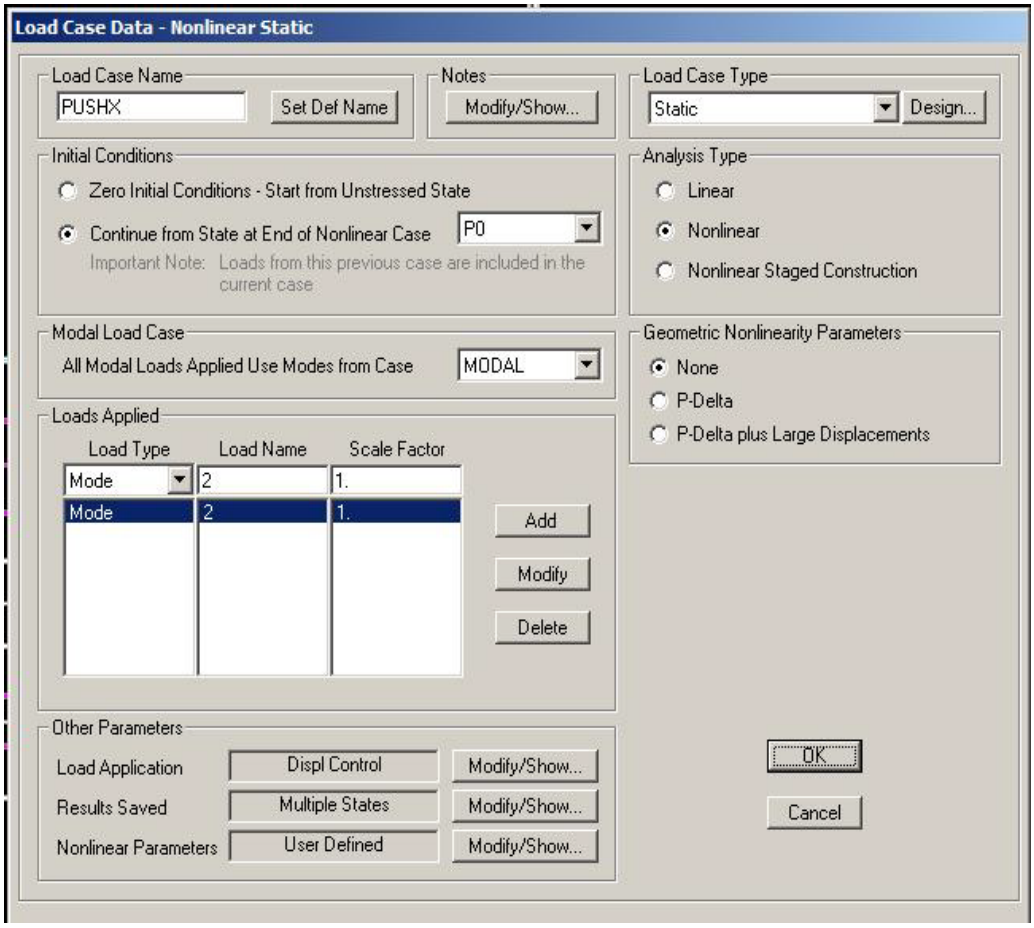
## 5.3 Performans Analizine İlişkin Bilgiler

Performans Analizi SAP 2000-ver.14.2 Programı [12] ile yapılacaktır. Kesitlerin sınır değerleri XTRACT-ver.3.08 [13] Programı ile bulunmuştur.

Öncelikle SAP2000,ver.14.2.2 'de [12], itme analizi için düşey doğrultudaki yapıya ait sabit ve hareketli yüklerden oluşan itme analizi "P0" olarak adlandırılarak tanımlanmıştır. "P0" düşey doğrultuda binanın toplam ağırlığını temsil eden hareketli ve sabit yüklemelerin oluşturduğu doğrusal omayan bir analiz durumunu ifade etmektedir.

Artımsal itme analizi sırasında eşdeğer deprem yükü dağılımı, her bir itme adımında öncekilere göre *değişken* olarak göz önüne alınabilir. Bu durumda yük dağılımı, her bir itme adımı öncesinde taşıyıcı sistemde oluşmuş bulunan tüm plastik kesitler göz önüne alınarak hesaplanan birinci (deprem doğrultusundaki hakim) titreşim mod şeklinin genliği ile ilgili kütlenin çarpımından elde edilen değerle orantılı olarak tanımlanacaktır. Kat döşemeleri rijit diyafram olarak idealleştirilen binalarda, birinci (hakim) doğal titreşim mod şeklinin genlikleri olarak her katın kütle merkezindeki birbirine dik iki yatay öteleme ile kütle merkezinden geçen düşey eksen etrafındaki dönme göz önüne alınacaktır [8].

Artımsal İtme Analizi sırasında SAP 2000-ver.14.2 Programı [12] otomatik olarak kat kütleleri ve genlikleri çarpacaktır (Şekil 5.3). Hakim moda ait modal genlikler SAP 2000-ver.14.2 Programı [12] ile hazırlanan modelde "MODAL" isimli yük dosyası analiz sonuçlarına göre belirlenmiştir.




Şekil 5.3 Mod genliklerinin dikkate alınması

Eldeki mevcut raporlardan görüldüğü üzere bina 1. derece deprem bölgesinde bu yüzden:

Etkin yer ivmesi $A_o$= 0.40,

Bina önem katsayısı *I* ise 1 alınmıştır.

Çizelge 5.1 Etkin yer ivmesi katsayıları $A_o$ [8]

| ***Deprem Bölgesi*** | $A_o$ |
|---|---|
| 1 | 0.40 |
| 2 | 0.30 |
| 3 | 0.20 |
| 4 | 0.10 |

$R_a(T)$ deprem yükü azaltma katsayısı, *R* taşıyıcı sistem katsayısı kullanılarak, (5.1) ile hesaplanır. Fakat performans değerlendirmesinde *R*=1 alınacaktır (*R* uygulanmaz).

$$R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5)\frac{T}{T_A} \qquad (0 \le T \le T_A)$$
$$R_a(T) = R \qquad (T_A \le T) \tag{5.1}$$

*S*(*T*) spektrum katsayısı, yerel zemin koşullarına ve binanın birinci (hakim) doğal titreşim periyodu $T$ ye bağlı olarak (5.2)' den hesaplanır.

$$S(T) = 1 + 1.5\frac{T}{T_A} \qquad (0 \le T \le T_A)$$
$$S(T) = 2.5 \qquad (T_A \le T \le T_B) \tag{5.2}$$
$$S(T) = 2.5\left(\frac{T_B}{T}\right)^{0.8} \qquad (T_B < T)$$

(5.2) eşitliğinde $T_A$ ve $T_B$ büyüklükleri spektrum karakteristik periyodları olup, değerleri yerel zemin sınıfına bağlı olarak Çizelge 5.2'te verilmiştir. Bu çalışma kapsamında incelenecek taşıyıcı sistem için Z4 zemin sınıfının değerleri kullanılmıştır.Spektrum karakteristikperiyotları için $T_A$=0.20 s ve $T_B$=0.90 s değerleri kullanılmıştır.

Çizelge 5.2 Spektrum karakteristik periyotları ( $T_A, T_B$ ) [8]

| *Yerel Zemin Sınıfı* | $T_A$ *(saniye)* | $T_B$ *(saniye)* |
|---|---|---|
| Z1 | 0.10 | 0.30 |
| Z2 | 0.15 | 0.40 |
| Z3 | 0.15 | 0.60 |
| Z4 | 0.20 | 0.90 |

Hareketli yük katılım katsayısı $n$, binanın kullanım amacına bağlı olarak, Çizelge 5.3' te verilmiştir. Bu çalışmada, $n$ = 0.3 alınmıştır.

Çizelge 5.3 Hareketli yük katılım katsayısı ($n$) [8]

| *Binanın Kullanım Amacı* | $n$ |
|---|---|
| Depo, antrepo, vb. | 0.80 |
| Okul, öğrenci yurdu, spor tesisi, sinema, tiyatro, konser salonu, garaj, lokanta, mağaza, vb. | 0.60 |
| Konut, işyeri, otel, hastane, vb. | 0.30 |

TDY 2007-Böl.7.4.13'e göre eğilme etkisindeki betonarme elemanların akma öncesi doğrusal davranışları için çatlamış kesite ait eğilme rijitlikleri kullanılmıştır. Buna göre sistem, deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu olan düşey işletme yükleri altında hesaplanarak kolon normal kuvvetleri bulunur. Aşağıda verilen bağıntılar kullanılarak kolonların çatlamış kesit eğilme rijitlikleri hesaplanır. $N_D$ nin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılır. Deprem hesabı için başlangıç durumunu oluşturan düşey yük hesabı ve deprem hesabında, bu etkin eğilme rijitlikleri kullanılır.

419 No'lu kiriş için örnek hesap:

$b$ = 20 cm , $h$ = 35 cm

$I_o$= 0.0007146 m$^4$ , $E$ = 14000 MPa $\rightarrow$ $EI_o$ = 10004.16 kNm$^2$

Yönetmelik 7.4.13 (a)'ya göre $(EI)_e = 0.4\ (EI)_o$

$0.4(EI)_o = 0.4 \cdot 10004.16 = 4001.76$ kNm$^2$

Y5-X14 Aksında bulunan 139 No' lu kolon için örnek hesap:

$b$ = 40 cm

$h$ = 40 cm

$f_{cm}$= 6.75 MPa (Mevcut beton basınç dayanımı)

Yönetmelik 7.4.13 (b)'ye göre :

Kolon ve perdelerde, $N_D / (A_c f_{cm}) \leq 0.10$ olması durumunda: $0.40\ (EI)_o$

$N_D / (A_c f_{cm}) \geq 0.40$ olması durumunda: $0.80\ (EI)_o$

$N_D = 1473$ kN

$A_c = b \cdot h = 160000$ mm$^2$

$A_c f_{cm} = 160000 \cdot 6.75 = 1080$ kN

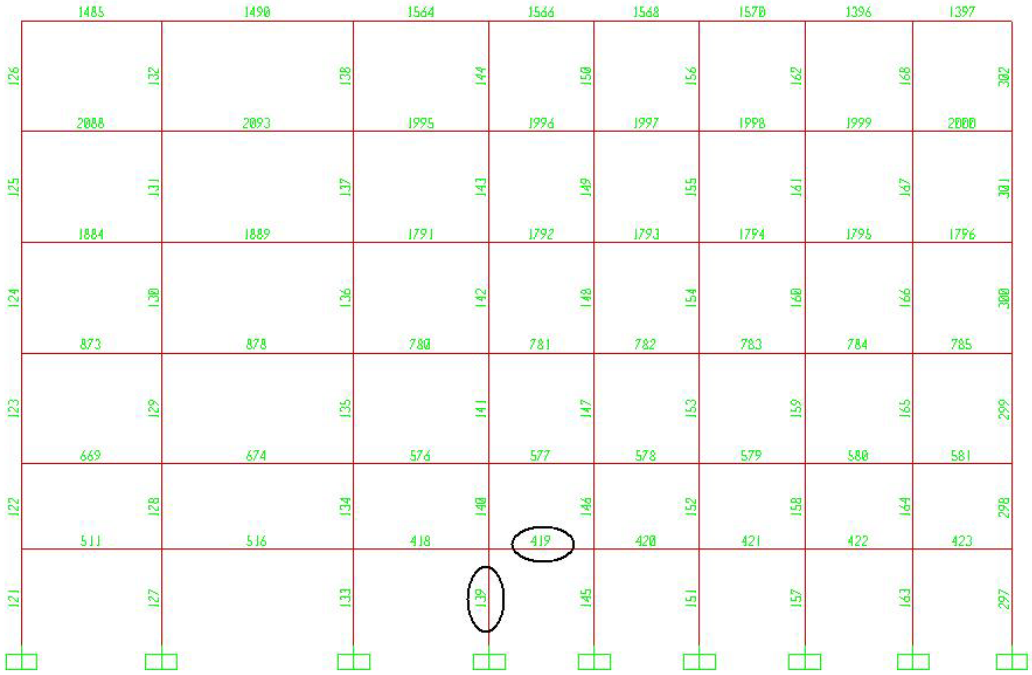
$N_D / (A_c f_{cm}) = 1473 / 1080 = 1.363 > 0.40$

$N_D / (A_c f_{cm})$ 'nin sonucu bulunan eğilme rijitliği $0.80\ (EI)_o$'dır. Buna göre kolonun çatlamış kesite ait eğilme rijitliği aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$I_o = 0.00213$ m$^4$, $E = 14000$ MPa $\rightarrow$ $EI_o = 29862$ kNm$^2$

$0.80\ (EI)_o = 0.80 \cdot 29862 = 23889.6$ kNm$^2$

Diğer elemanlar için tüm rijitlikler hesaplanıp data olarak programa girilmiştir.




Şekil 5.4 Eğilme rijitliği hesaplanan kiriş ve kolon

## 5.4 Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi İle İtme Analizi

### 5.4.1 Yöntemin Kullanılabilirliği

TDY 2007-Böl.7.6.5.2' ye göre binanın toplam kat sayısı 8'i aşmamaktadır ve yapının burulma düzensizliği gereken koşulu sağlamaktadır. Ayrıca göz önüne alınan deprem doğrultusunda, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) titreşim moduna ait etkin kütlenin toplam bina kütlesine oranı 0.70 kuralının sağladığı için, "Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi" ile itme analizi uygulanabilir.

TDY 2007-Böl.7.6.3 (b)'ye göre artımsal itme analizinden önce, kütleler uyumlu düşey yüklerin göz önüne alındığı bir doğrusal olmayan statik analiz yapılmıştır. Yapılan bu statik analizin sonuçları, artımsal itme analizinin başlangıç koşulları olarak dikkate alınmıştır. Taşıyıcı sistem modelinin kullanım amacı konut olduğu için, düşey yük kombinasyonundaki hareketli yük katılım katsayısı ($n$) 0.3 olarak alınmıştır.

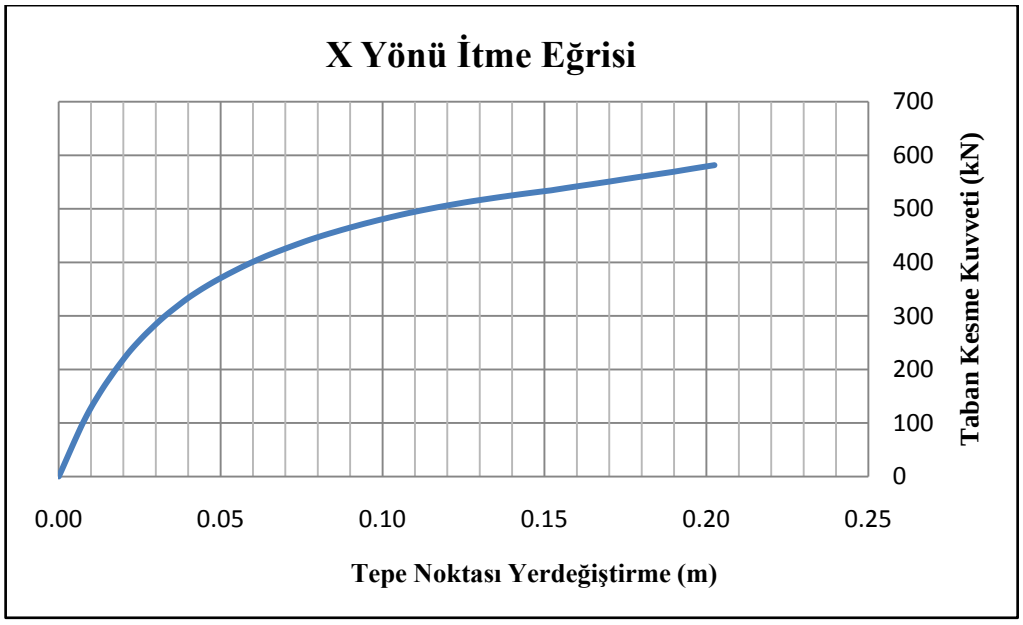
Yapılan başlangıç analizlerinin sonuçlarına bağlı olarak modellenen yapı, TDY 2007-Böl.7.6.5.2' de verilen koşulları sağlamaktadır. Her iki deprem doğrultusuna ait hakim modların periyodları ve bu doğrultudaki kütle katılım oranları Çizelge 5.4' te verilmiştir.

Çizelge 5.4 X ve Y yönü hakim modlar ve periyodları

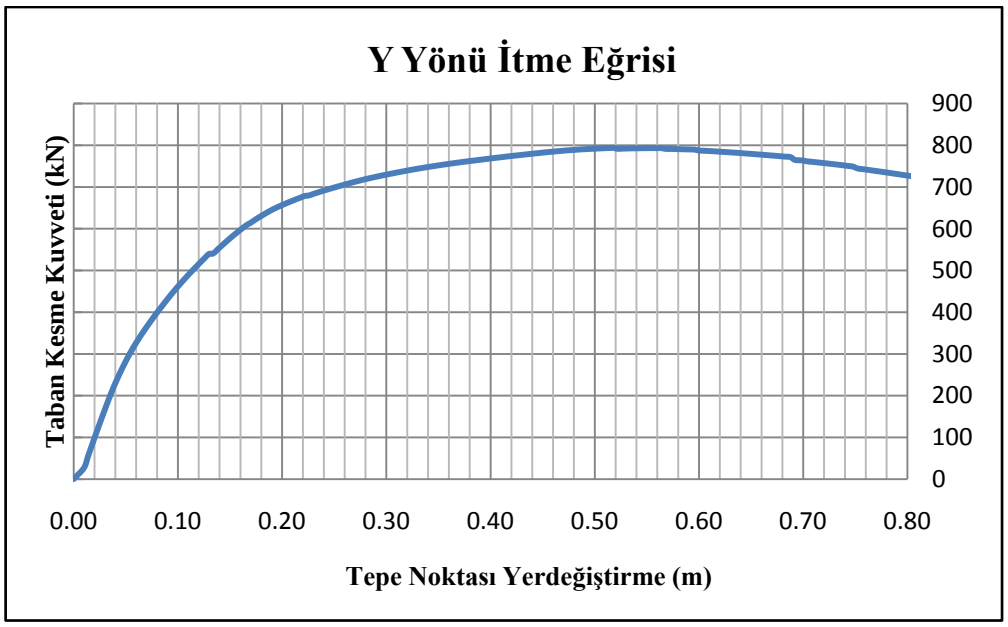
| Mod | Periyod (s) | Etkin Kütle Oranı |
|---|---|---|
| Y | 1.6799 | 0.75 |
| X | 1.4115 | 0.75 |

### 5.4.2 İtme Eğrilerinin Elde Edilmesi

Düşey yükler altında çözümünü ile birlikte hesap yapılacak deprem doğrultusundaki hakim periyodlar göz önüne alınarak deprem hesabı yapılmıştır. Başlangıç koşulu G+$n$Q yüklemesinin ardından, hesaplanan deprem kuvvetleri ile birlikte itme analizleri yapılmıştır. Buna göre her iki deprem doğrultusunda hesaplanan itme eğrileri aşağıda verilmiştir.




Şekil 5.5 +X deprem doğrultusu itme eğrisi




Şekil 5.6 +Y deprem doğrultusu itme eğrisi

### 5.4.3 Modal Kapasite Diyagramlarının Elde Edilmesi

Her iki doğrultuda elde edilen statik itme eğrilerine koordinat dönüşümü uygulanarak, koordinatları birinci moda ait modal yer değiştirme ve modal ivme değerlerinden oluşan modal kapasite diyagramı, (4.1) ve (4.2) eşitliğinden yararlanarak elde edilir.

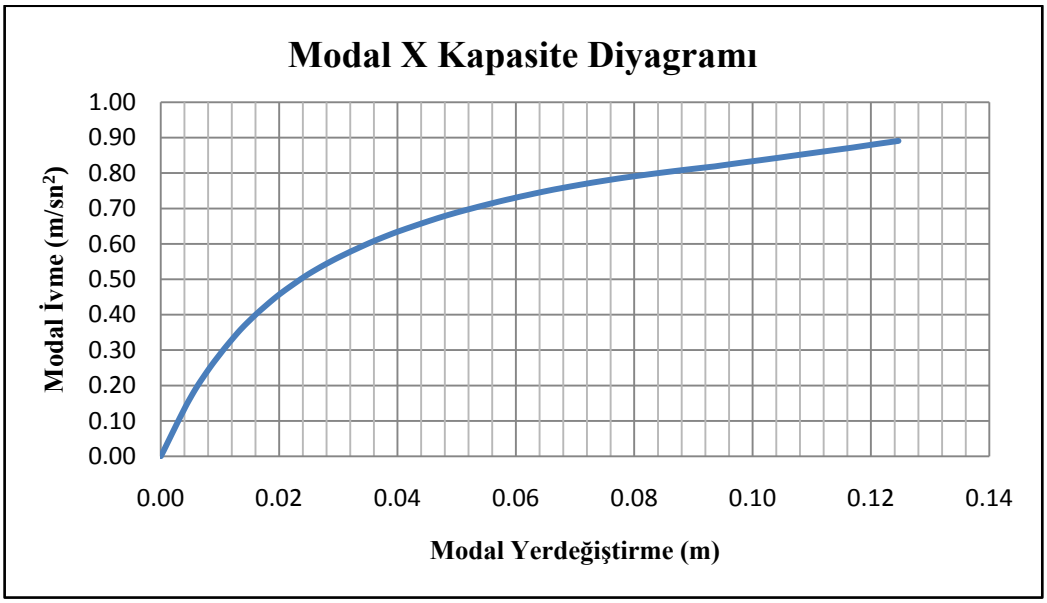
+X deprem doğrultusu modal kapasite diyagramlarının elde edilmesi için kullanılan değerler;

$M_{X1}$ = 652.58 kNs$^2$/m

$\Gamma_1$ = 25.546

$\Phi_{N1}$ =0.0636

+X yönü itme eğrisinin koordinatlarının, modal kapasite diyagramının koordinatlarına dönüştürüldüğü değerler Ek-C-1' de verilmiştir (Bknz. CD-ROM).




Şekil 5.7 +X deprem doğrultusu modal kapasite diyagramı

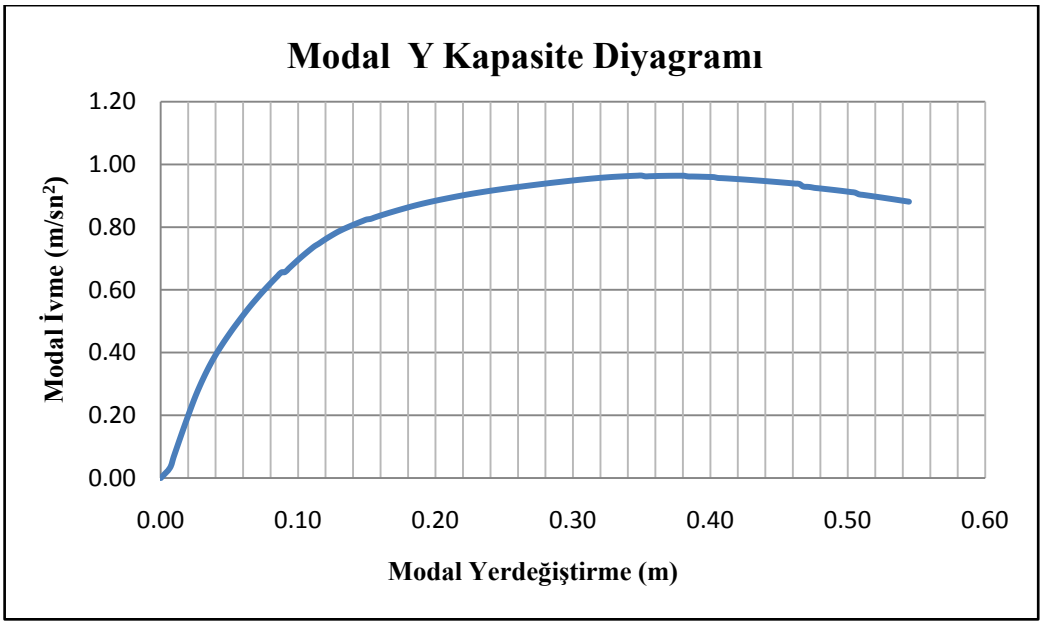
+Y deprem doğrultusu modal kapasite diyagramlarının elde edilmesi için kullanılan değerler;

$M_{Y1}$ = 822.77 kNs$^2$/m

$\Gamma_1$ = 28.683

$\Phi_{N1}$ =0.0516

+Y yönü itme eğrisinin koordinatlarının, modal kapasite diyagramının koordinatlarına dönüştürüldüğü değerler Ek-C-2' de verilmiştir (Bknz. CD-ROM).




Şekil 5.8 +Y deprem doğrultusu modal kapasite diyagramı

### 5.4.4 Modal Yer Değiştirme İsteminin Hesabı

+X deprem doğrultusu için,

$T_1^{(X)}$ = 1.411 s

$A(T)$ =0.697, $S_{ae1}$= $A(T)g$ = 6.85 m/s$^2$ , $(\omega_1)^2$ =19.82

$S_{de1}$ = 0.257 m şeklinde bulunur.

$T_1^{(X)}$ = 1.411 s >$T_B$ = 0.9 s olduğu için, $C_{R1}$ = 1'dir.

Dolayısıyla, doğrusal olmayan spektral yer değiştirme :

$S_{di1}$ = 1 x 0.257 = 0.257 m

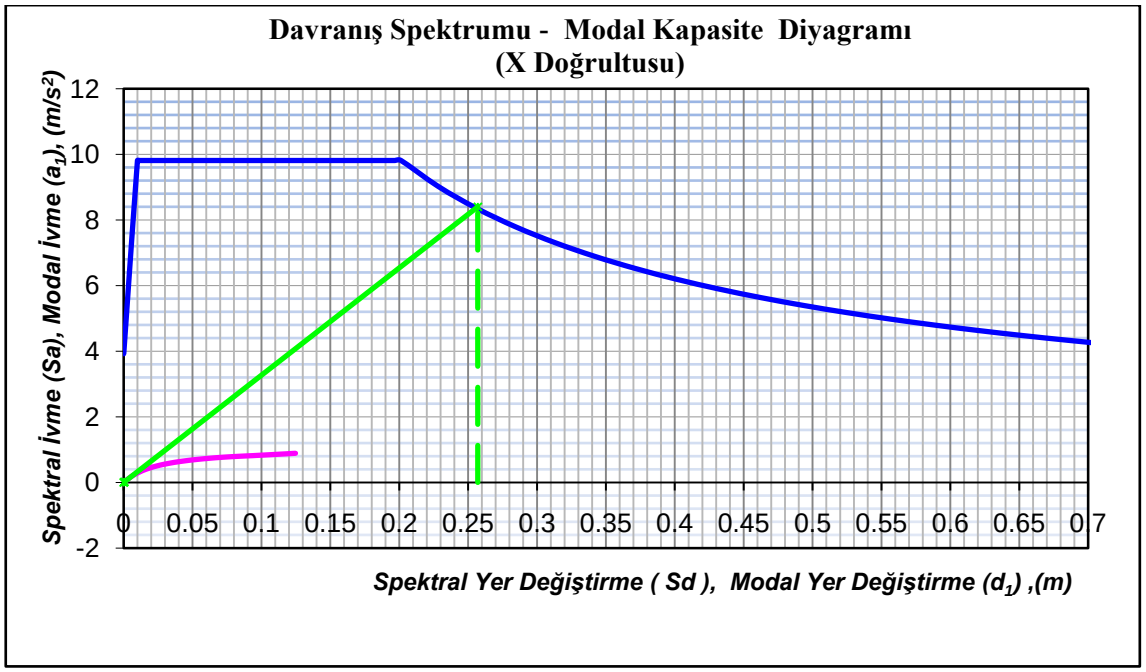
$d_1^{(p)}$ = $S_{di1}$ = 0.257 m bulunur.

+X deprem doğrultusunda çatı katı yer değiştirme istemi,

$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1}\Gamma_{x1}d_1^{(p)}$

$u_{xN1}^{(p)}$ = 0.0636 · 25.546 · 0.257 = 0.418 m

Binanın +X yönünde tepe yer değiştirme istemi olan 0.418 m'ye eşit olana kadar itme analizi tekrarlanır ve bu değere karşılık gelen tüm istem büyüklükleri hesaplanır.




Şekil 5.9 +X deprem doğrultusu tepe yer değiştirme isteminin hesabı

+Y deprem doğrultusu için,

$T_1^{(Y)}$ = 1.68 s

$A(T)$ =0.607, $S_{ae1}$= $A(T)g$ = 5.95 m/s$^2$ , $(\omega_1)^2$ =13.99

$S_{de1}$ = 0.432 m şeklinde bulunur.

$T_1^{(Y)}$ = 1.68 s >$T_B$ = 0.9 s olduğu için, $C_{R1}$ = 1'dir.

Dolayısıyla, doğrusal olmayan spektral yer değiştirme :

$S_{di1}$ = 1 x 0.432 = 0.432 m

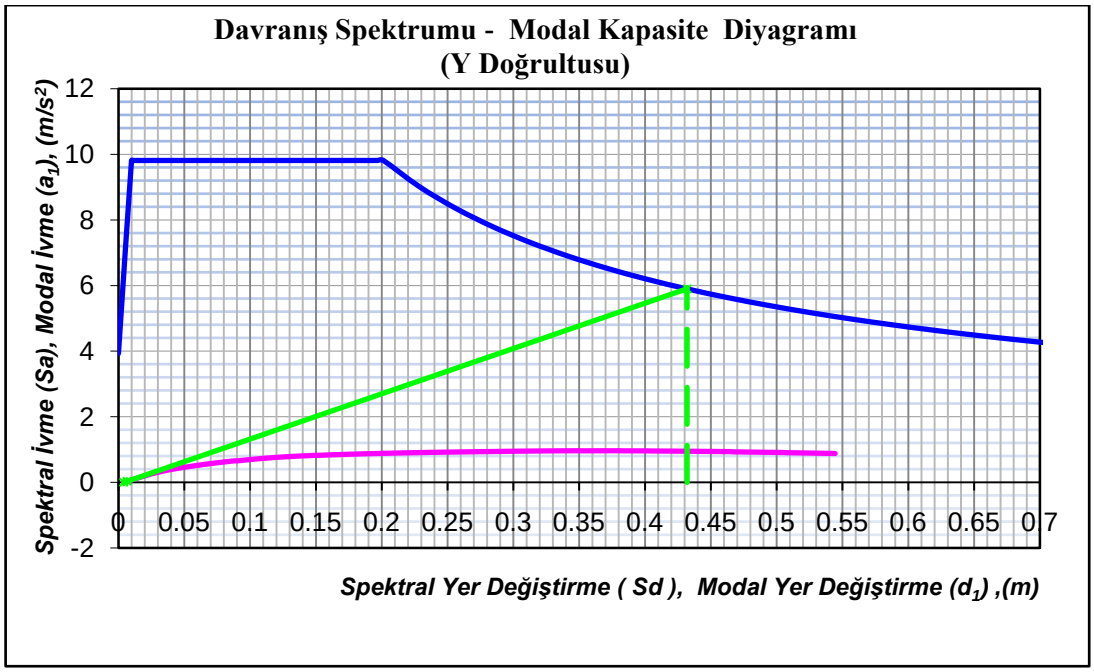
$d_1^{(p)} = S_{di1}$ = 0.432 m bulunur.

+Y deprem doğrultusunda çatı katı yer değiştirme istemi,

$u_{yN1}^{(p)} = \Phi_{yN1}\Gamma_{y1}d_1^{(p)}$

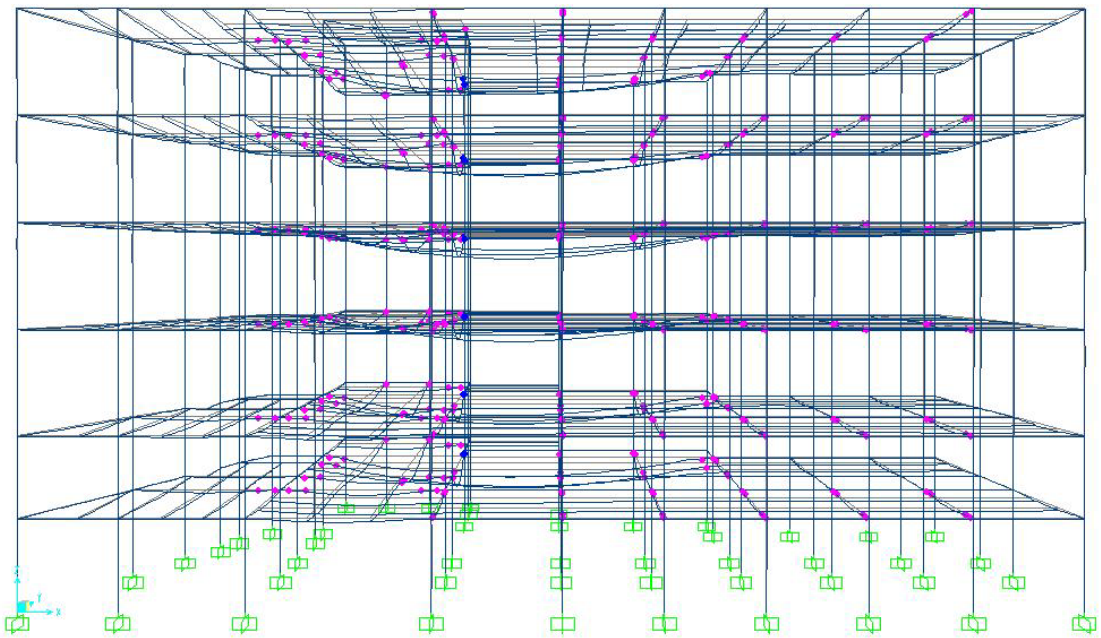
$u_{yN1}^{(p)}$ = 0.0516 · 28.684 · 0.432 = 0.639 m

Binanın +Y yönünde tepe yer değiştirme istemi olan 0.639 m'ye eşit olana kadar itme analizi tekrarlanır ve bu değere karşılık gelen tüm istem büyüklükleri hesaplanır.

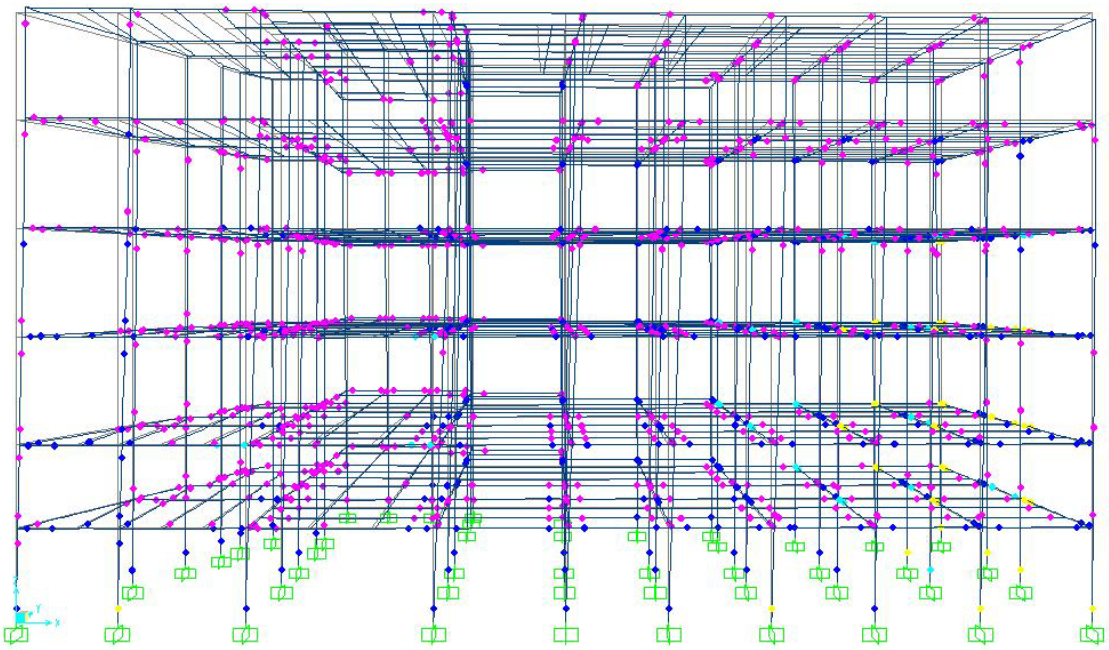



Şekil 5.10 +Y deprem doğrultusu tepe yer değiştirme isteminin hesabı

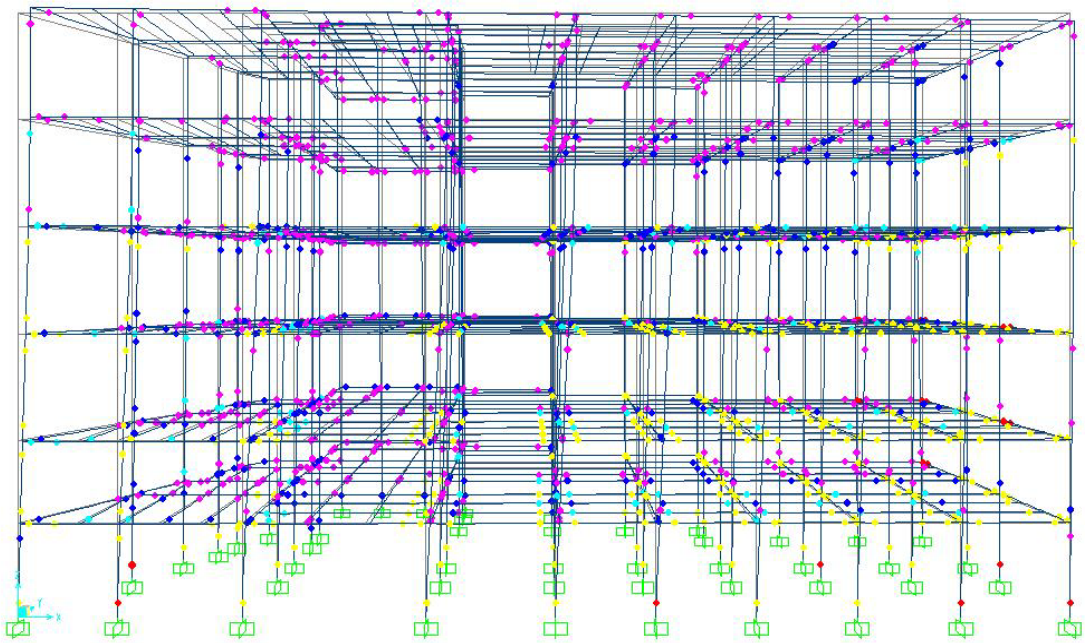
Binanın +X yönünde tepe yer değiştirme istemi, 0.418 m'ye eşit olana kadar itme analizi tekrarlanır. İtme analizinin belirgin adımlarına ait plastikleşen kesitler Şekil 5.11-5.15' de görüldüğü gibidir.



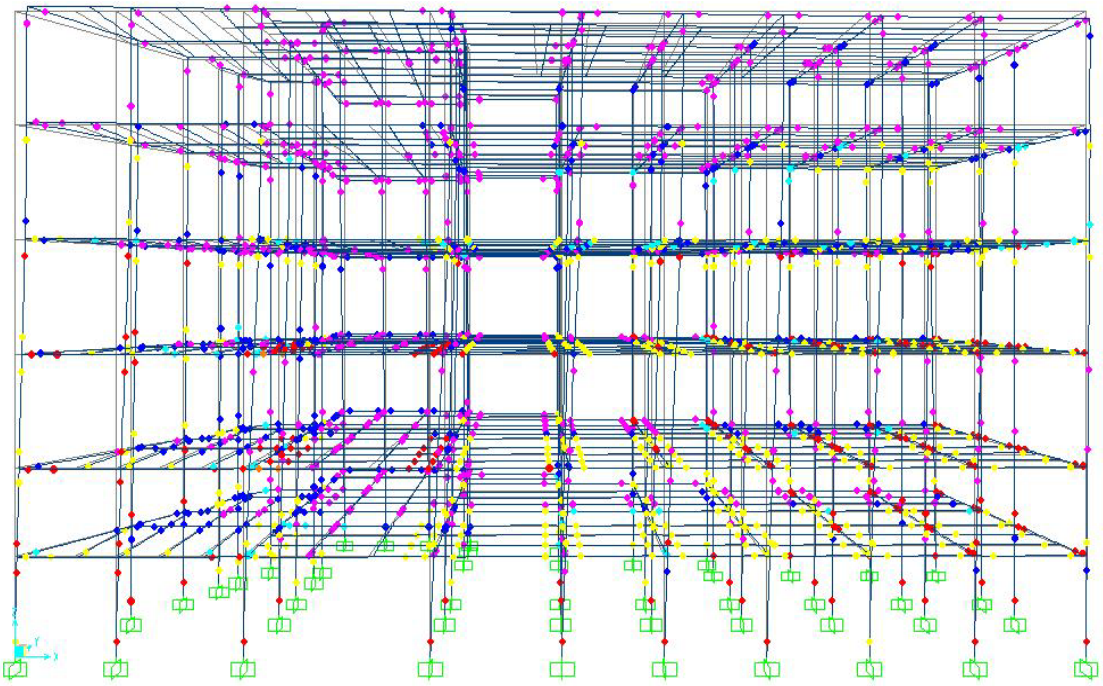
Şekil 5.11 +X deprem doğrultusu plastik mafsal oluşumu başlangıcı



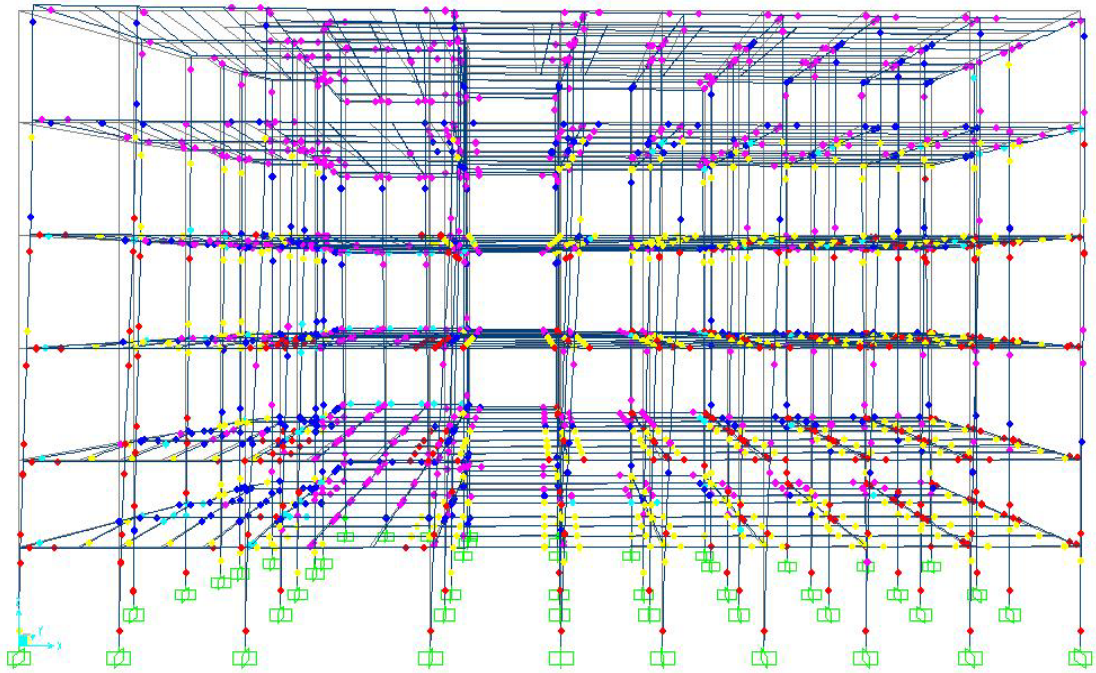
Şekil 5.12 +X deprem doğrultusu  plastik mafsal oluşumu 1. adım



Şekil 5.13 +X deprem doğrultusu  plastik mafsal oluşumu 2. adım

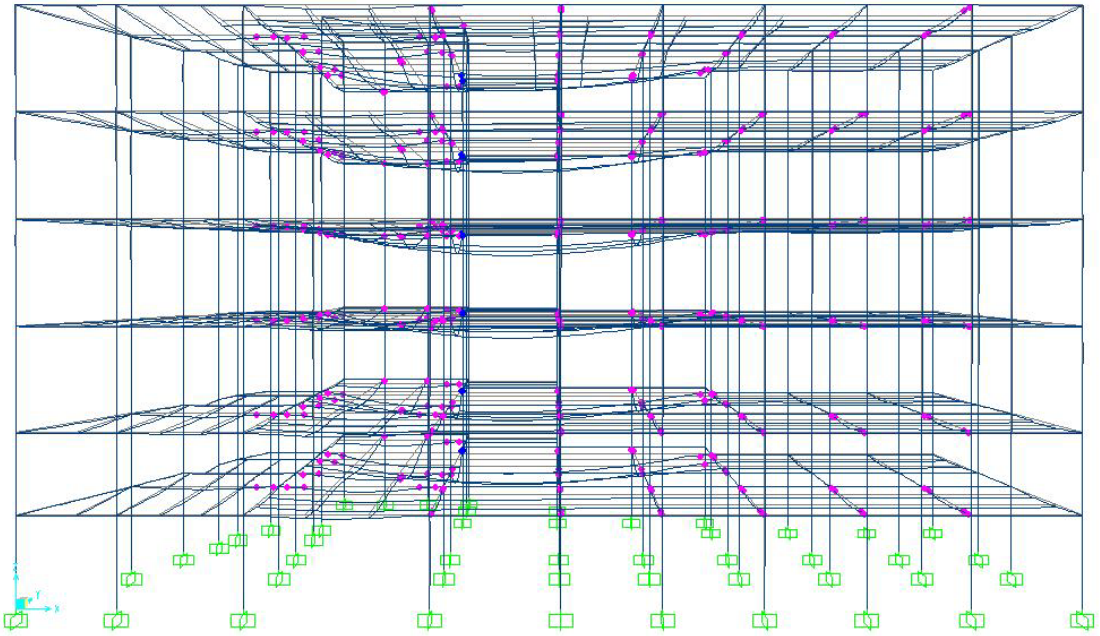


Şekil 5.14 +X deprem doğrultusu  plastik mafsal oluşumu 3. adım

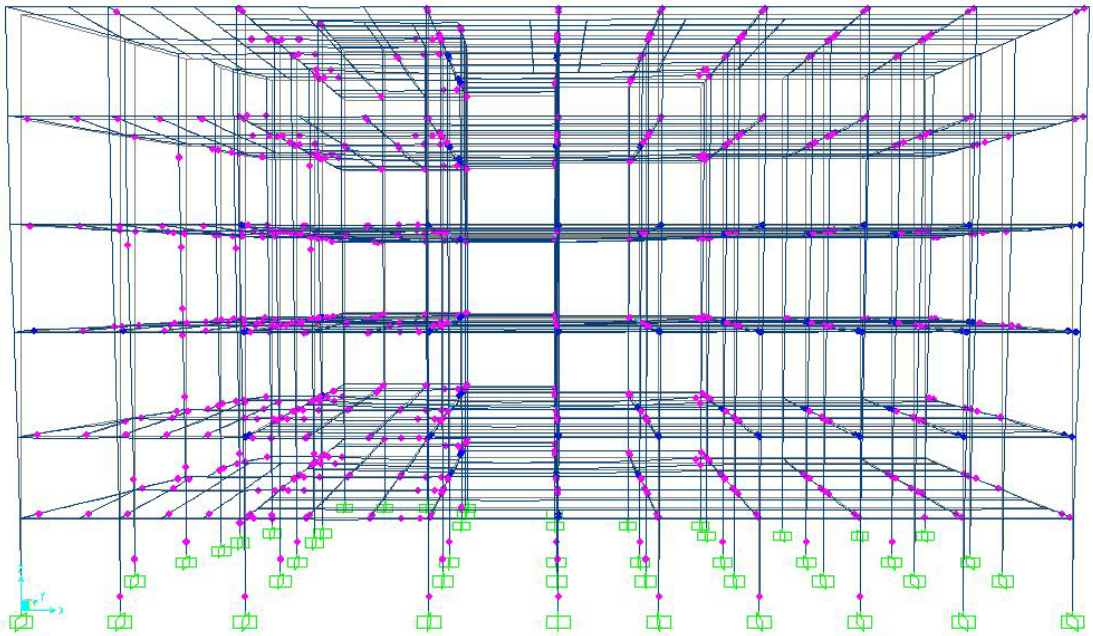


Şekil 5.15 +X deprem doğrultusu plastik mafsal oluşumu 4. Adım

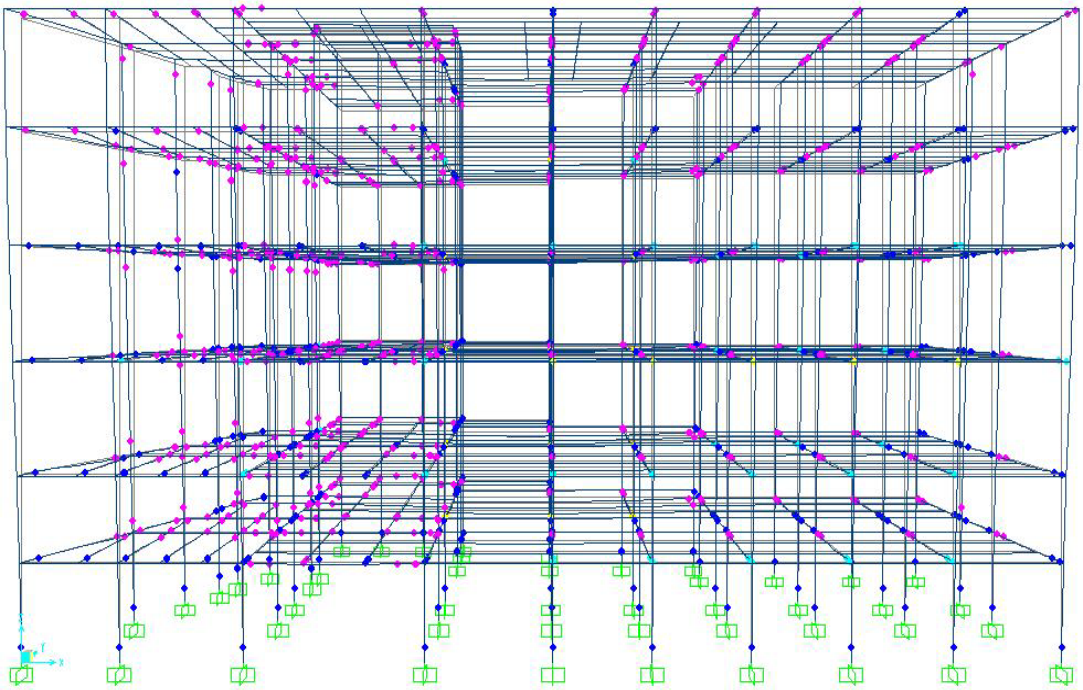
Binanın +Y yönünde tepe yer değiştirme istemi, 0.639 m'ye eşit olana kadar itme analizi tekrarlanır. İtme analizinin belirgin adımlarına ait plastikleşen kesitler Şekil 5.16-5.20' de görüldüğü gibidir.



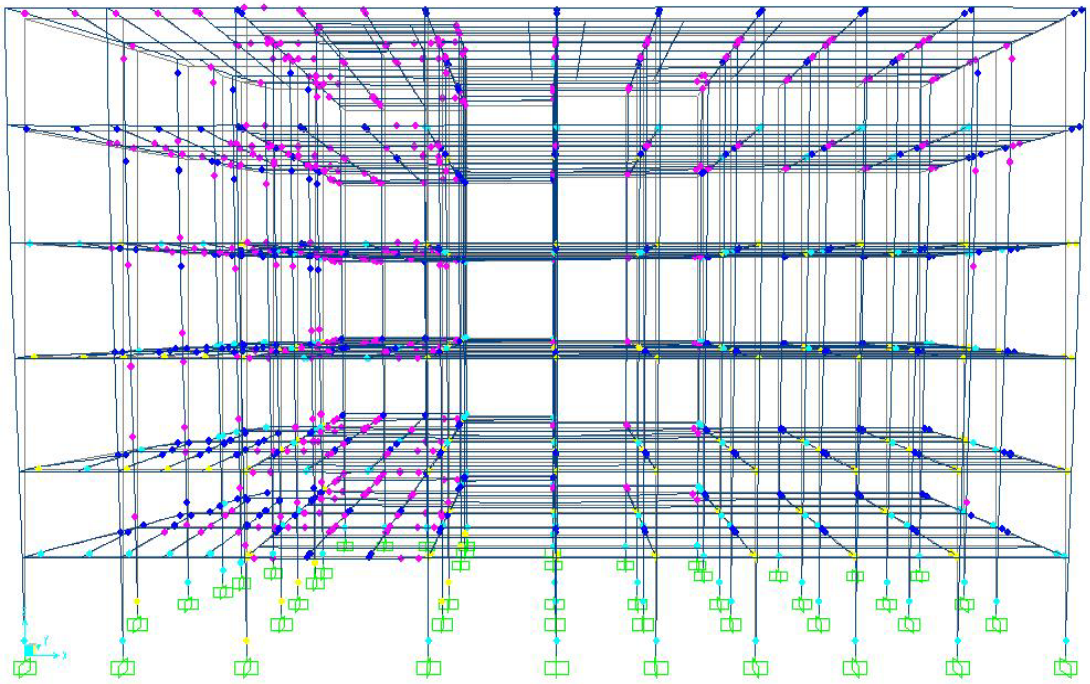
Şekil 5.16 +Y deprem doğrultusu plastik mafsal oluşumu



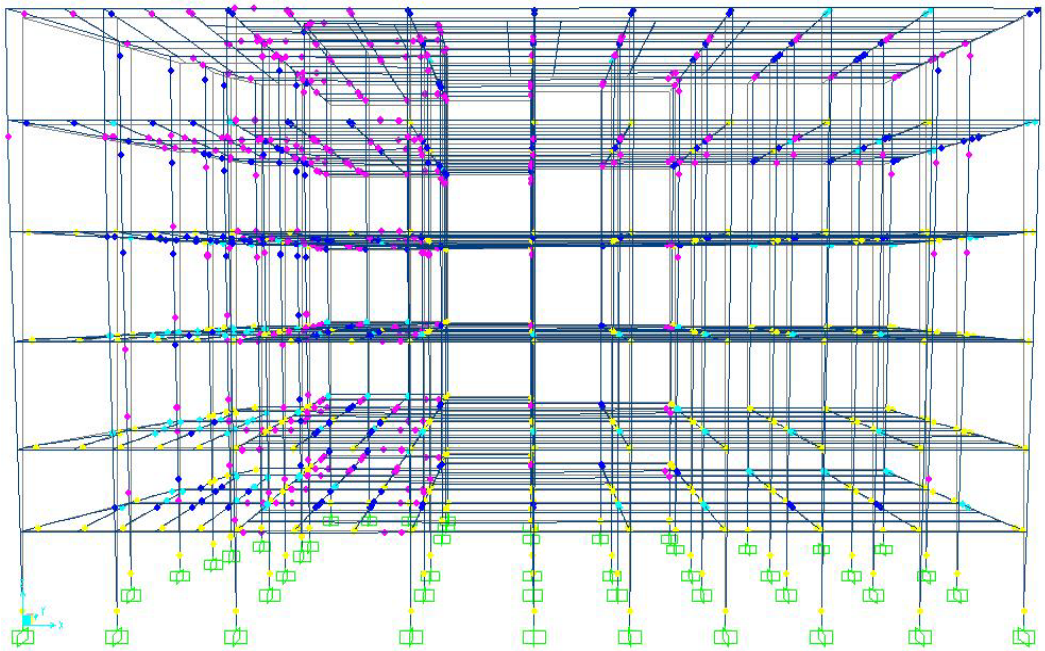
Şekil 5.17 +Y deprem doğrultusu plastik mafsal oluşumu 1. adım



Şekil 5.18 +Y deprem doğrultusu  plastik mafsal oluşumu 2. Adım



Şekil 5.19 +Y deprem doğrultusu  plastik mafsal oluşumu 3. adım



Şekil 5.20 +Y deprem doğrultusu plastik mafsal oluşumu 4. adım

### 5.4.5 Kirişler İçin Birim Şekil Değiştirme Hesabı

Her iki doğrultuda yapılan itme analizi sonucunda kirişlerde oluşan plastik mafsallara ait plastik dönme istemleri ve bunlara karşı gelen plastik eğrilik istemleri (4.11)' den bulunmuştur.

Eşdeğer akma eğriliği $\phi_y$, Priestley (2000) ifadesi yardımıyla hesaplanır [25,37,38]:

$$\phi_y = \frac{2.1\varepsilon_{sy}}{h} \tag{5.4}$$

Eşdeğer akma eğriliği plastik eğrilik istemine eklenerek toplam eğrilik istemi elde edilir.

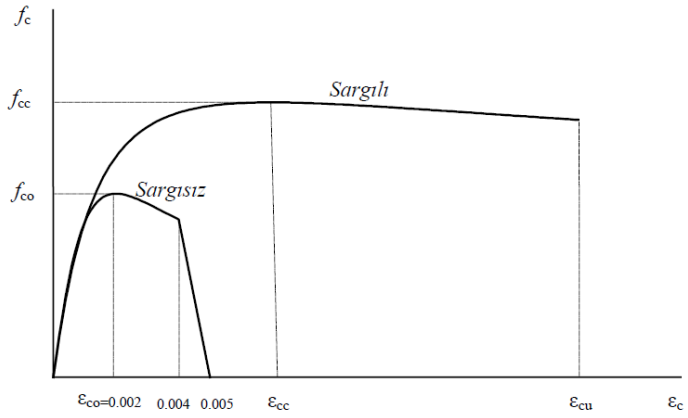
$$\phi_t = \phi_y + \phi_p \tag{5.5}$$

İlgili kesite ait kesit analizinden elde edilen moment-eğrilik ilişkisine gidilerek toplam eğrilik istemine karşı gelen beton ve donatı çeliğine ait birim şekil değiştirmeler elde edilmiştir. Elde edilen birim şekil değiştirmeler daha sonra birim şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak hasar durumu belirlenmiştir.

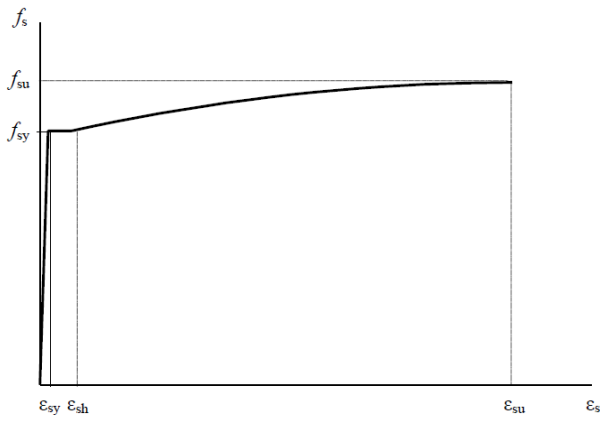
Çizelge 2.8'de kesiti ve donatısı verilmiş 419 no'lu kiriş üzerinden yapılan hesap adımları daha detaylı anlatılacaktır. XTRACT-ver.3.08 [13] programı kullanılarak kiriş kesitinin matematiksel modeli oluşturulmuştur. Malzeme modellenmesi, beton malzemesi için Mander beton modeli kullanılmıştır, ayrıca donatı çeliğininin pekleşmesi de göz önüne alınmıştır.

Beton malzeme modelinde beton ezilme birim kısalması $\varepsilon_{cu}$ = 0.004, beton dağılma birim kısalması $\varepsilon_c$ = 0.005, maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısalması $\varepsilon_{co}$ = 0.002 , sargısız beton dayanımı $f_{co}$ = 6.75 MPa olarak alınmıştır. Sargılı beton için maksimum basınç birim şekil değiştirmesi $\varepsilon_{cu}$ = 0.02 değerleri kullanılmıştır.

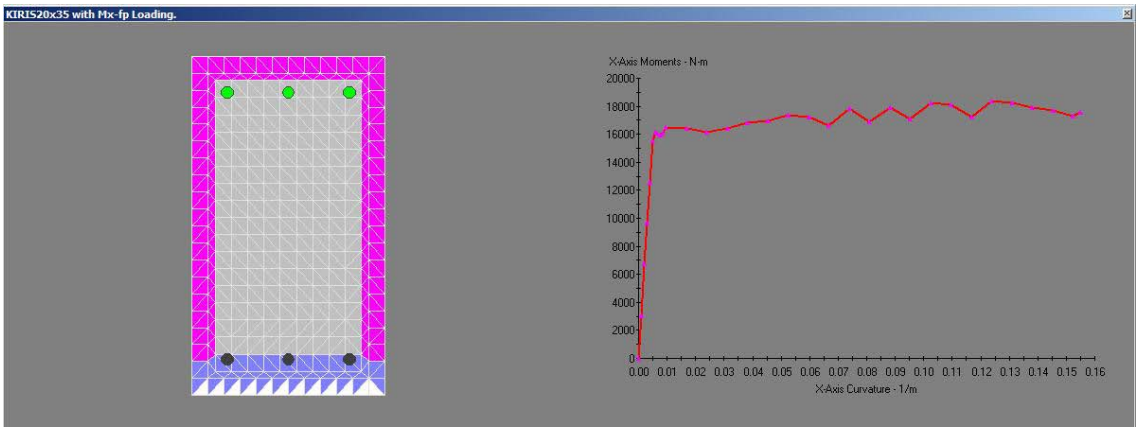
Çelik modelinde ise, S220 çeliği için akma birim uzaması $\varepsilon_{sy}$ = 0.0011, pekleşme başlangıcındaki birim uzama $\varepsilon_{sh}$ = 0.011, kopma birim uzaması, $\varepsilon_{su}$ = 0.16, donatı çeliği akma dayanımı $f_{sy}$ = 143.47 MPa, kopma dayanımı $f_{su}$ = 221.74 MPa kullanılmıştır [25].




Şekil 5.21 Kesit analizi için kullanılan beton modeli [8]




Şekil 5.22 Kesit analizi için kullanılan çelik modeli [8]




Şekil 5.23 XTRACT-ver.3.08' de 20/35 kiriş kesitinin matematiksel modeli

Statik itme analizi sonucunda 419 no'lu kirişin sol ucu için elde edilen plastik dönme değeri plastik mafsal boyuna bölünerek plastik eğrilik istemi bulunur. Plastik mafsal boyu olarak, çalışan doğrultudaki enkesit yüksekliğinin yarısı alınır.

$b$ = 20 cm

$h$ = 35 cm

$l_P$ = 35 / 2=17.5 cm

$\theta_p$ = 0.024088 rad

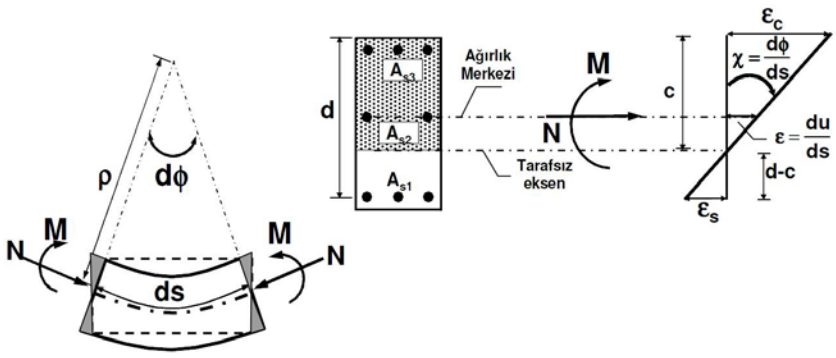
$$\phi_p = \frac{\theta_p}{l_p} = 0.137645 \text{ rad / m}$$

Hesaplanan eğrilik akma eğriliği ile toplanarak toplam eğrilik istemi elde edilir. Akma eğriliğinin hesabı için (5.4)' de verilen Priestley formülü kullanılabilir [25,38].

$$\phi_y = \frac{2.1\varepsilon_{sy}}{h} = 0.0066 \text{ rad / m}$$

$\phi_t = \phi_y + \phi_p$ = 0.144245 rad / m

Yapılan eğilme momenti - eğrilik analizi sonucunda, bulunan toplam eğriliklerden, beton basınç birim şekil değiştirmesi ve donatı çeliği birim şekil değiştirme değerleri elde edilir.




Şekil 5.24 Kiriş için birim deformasyon değerinin bulunması [39]

$$\chi = \frac{1}{\rho} = \frac{d\phi}{ds} = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_s}{d-c} \qquad \varepsilon_c = 0.00455885, \quad \varepsilon_s = 0.03974032$$

Bu istem değerleri kesit düzeyinde çeşitli hasar sınırları için tanımlanan birim şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak sünek davranışa ilişkin kesit hasar bölgeleri belirlenir.

$(\varepsilon_c)_{MN} = 0.0035 < \varepsilon_c = 0.00455885 < (\varepsilon_c)_{GV} = 0.009333$

$(\varepsilon_s)_{MN} = 0.01 < \varepsilon_s = 0.03974032 < (\varepsilon_s)_{GV} = 0.04$

419 No'lu kirişin, itme analizi sonucunda sağ ucunda oluşan plastik dönme değeri;

$\theta_p = -0.02366$ rad

$\phi_t = \phi_y + \phi_p = -0.141811$ rad / m

Negatif moment-eğrilik ilişkisinden hesaplanan beton ve çelik şekil değiştirme değerleri;

$\varepsilon_c = 0.00446$, $\varepsilon_s = -0.0390946$

$(\varepsilon_c)_{MN} = 0.0035 < \varepsilon_c = 0.00446 < (\varepsilon_c)_{GV} = 0.009333$

$(\varepsilon_s)_{MN} = 0.01 < \varepsilon_s = 0.0390946 < (\varepsilon_s)_{GV} = 0.04$

Buna göre, kesit hasar bölgesi belirgin hasar bölgesi olarak belirlenir.

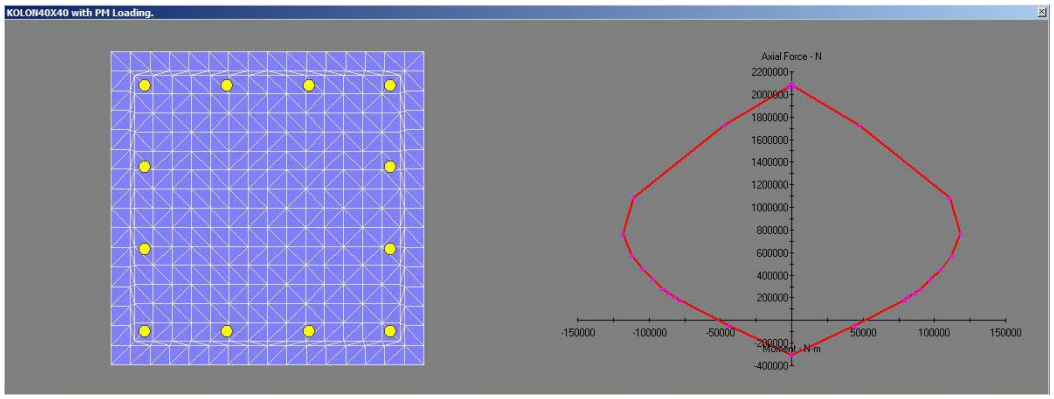
Tüm kiriş kesitleri için etriye içinde en dış lifteki beton basınç birim şekil değiştirmesi hasar sınırları aşağıdaki Çizelge 5.5'de verilmiştir.

Çizelge 5.5 Kiriş kesitleri için etriye içinde en dış lifteki beton basınç birim şekil değiştirmesi hasar sınırları

| Kiriş No | $b$ (mm) | $h$ (mm) | $\rho_s$ | $\rho_{sm}$ | $\rho_s/\rho_{sm}$ | MN için sınır değer | GV için sınır değer | GÇ için sınır değer |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 200 | 350 | 0.00431 | 0.00739 | 0.58333 | 0.0035 | 0.00933 | 0.01217 |
| 2 | 150 | 400 | 0.00503 | 0.00754 | 0.66667 | 0.0035 | 0.01017 | 0.01333 |
| 3 | 200 | 400 | 0.00419 | 0.00628 | 0.66667 | 0.0035 | 0.01017 | 0.01333 |
| 4 | 150 | 300 | 0.00521 | 0.01043 | 0.50000 | 0.0035 | 0.0085 | 0.011 |
| 5 | 250 | 300 | 0.00402 | 0.00804 | 0.50000 | 0.0035 | 0.0085 | 0.011 |
| 6 | 200 | 500 | 0.00402 | 0.00525 | 0.76667 | 0.0035 | 0.0112 | 0.0147 |

### 5.4.6 Kolonlar İçin Birim Şekil Değiştirme Hesabı

Çizelge 2.1'dekesiti verilmiş 40/40 kolona ait normal kuvvet ve eğrilik analizleri XTRACT-ver.3.08 [13] programında yapılmıştır.




Şekil 5.25 XTRACT-ver.3.08' de 40/40 kolon kesitinin matematiksel modeli

Statik itme analizi sonucunda 139 No'lu kolonunun alt ucu için elde edilen plastik dönme değeri plastik mafsal boyuna bölünerek plastik eğrilik istemi bulunur. Plastik mafsal boyu çalışan doğrultudaki enkesit yüksekliğinin yarısı olarak alınır.

$b$ = 40 cm

$h$ = 40 cm

$l_p$= 40/2 = 20 cm

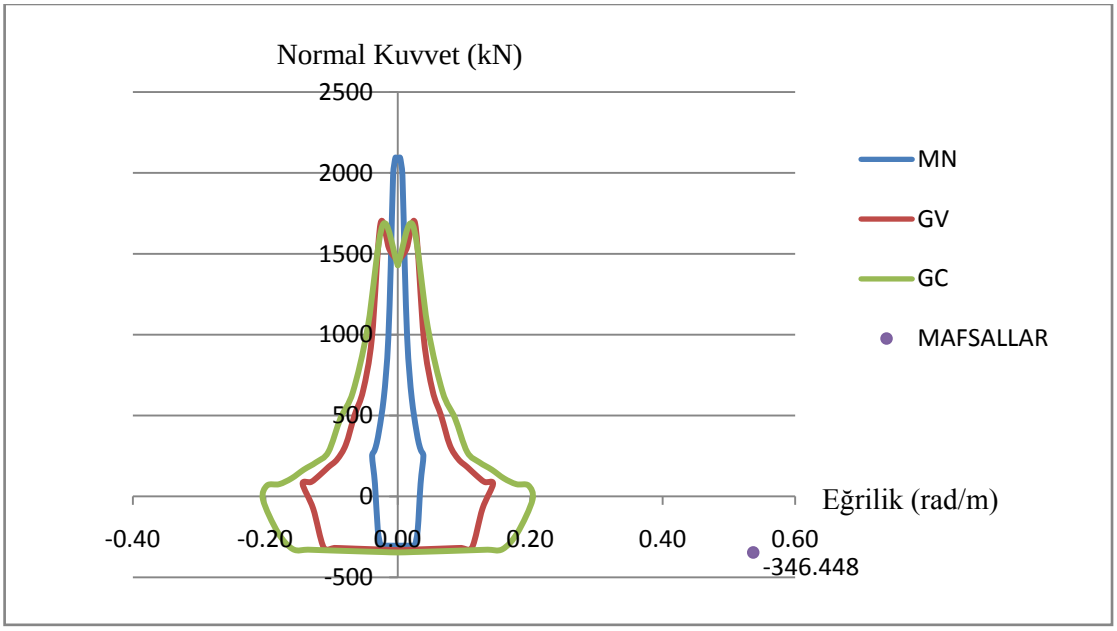
$\theta_p$ = 0.106157 rad

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{l_p} = 0.530785 \text{ rad / m}$$

Hesaplanan eğrilik akma eğrili ile toplanarak toplam eğrilik istemi elde edilir. Akma eğriliğinin hesabı için (5.4)' da verilen Priestley formülü kullanılabilir [25,37,38].

$$\phi_y = \frac{2.1\varepsilon_{sy}}{h} = 0.005775 \text{ rad / m}\ ,\ \ \phi_t = \phi_y + \phi_p = 0.53656 \text{ rad / m}$$

139 no'lu kolon için çeşitli performans düzeylerine göre izin verilen beton ve çelik birim şekil değiştirme sınırları kesit analizi yapılan programa tanımlanarak, ilgili kesitin bu sınırlara karşılık gelen normal kuvvet - toplam eğrilik diyagramları elde edilir. Analiz sonucunda bulunan normal kuvvet - toplam eğrilik istemi değerleri bu diyagram üzerine yerleştirilerek kesitin hasar bölgesi belirlenir.




Şekil 5.26 139 No'lu kolon kesitinin hasar bölgesi

139 No'lu kolon için hesaplanan normal kuvvetin $P$ = -346.448 kN ve toplam eğrilik değerinin $\phi_t$ = 0.53656 rad/m değerleri Şekil 5.26'daki diyagrama yerleştirilerek, kesit hasar bölgesi *göçme bölgesi* olarak bulunur.

Tüm kolon kesitleri için etriye içinde en dış lifteki beton basınç birim şekil değiştirmesi hasar sınırları aşağıdaki çizelgede verilmiştir. Donatı çeliği birim şekil değiştirme değerleri Böl.4.1.1' de verilmiştir. Diğer kiriş ve kolon elemanlarının hasar bölgeleri Ek-B' de verilmiştir (Bknz. CD-ROM).

Çizelge 5.6 Kolon kesitleri için kesit hasar sınırları

| Kolon No | $b$ (mm) | $h$ (mm) | $\rho_s$ | $\rho_{sm}$ | $\rho_s/\rho_{sm}$ | MN için sınır değer | GV için sınır değer | GÇ için sınır değer |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 650 | 300 | 0.00285 | 0.00552 | 0.51713 | 0.0035 | 0.00867 | 0.01124 |
| 2 | 850 | 300 | 0.00271 | 0.00548 | 0.49400 | 0.0035 | 0.00844 | 0.01092 |
| 3 | 350 | 300 | 0.00338 | 0.00737 | 0.45887 | 0.0035 | 0.00809 | 0.01042 |
| 4 | 400 | 400 | 0.00285 | 0.00641 | 0.44444 | 0.0035 | 0.00794 | 0.01022 |
| 5 | 400 | 300 | 0.00324 | 0.00687 | 0.47154 | 0.0035 | 0.00822 | 0.01060 |
| 6 | 400 | 500 | 0.00261 | 0.00674 | 0.38806 | 0.0035 | 0.00738 | 0.00943 |
| 7 | 300 | 300 | 0.00357 | 0.00536 | 0.66667 | 0.0035 | 0.01017 | 0.01333 |
| 8 | 250 | 300 | 0.00384 | 0.00678 | 0.56667 | 0.0035 | 0.00917 | 0.01193 |
| 9 | 500 | 500 | 0.00236 | 0.00708 | 0.33333 | 0.0035 | 0.00683 | 0.00867 |
| 10 | 350 | 350 | 0.00317 | 0.00952 | 0.33333 | 0.0035 | 0.00683 | 0.00867 |
| 11 | 300 | 400 | 0.00324 | 0.00829 | 0.39057 | 0.0035 | 0.00741 | 0.00947 |

### 5.4.7 Kesme Kuvvetine Göre Performans Değerlendirmesi

Can güvenliği limit durumunda, gevrek kesme kırılmasına göre performans değerlendirmesi yapılmıştır. Kesme kuvveti istemi ile karşılaştırmada esas alınacak kesit kesme kuvveti kapasitesi $V_e$ aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

$V_e = V_c + V_s$

Kesme kuvveti kapasitesine betonun katkısı ($V_c$);

Betonun kesme kuvvetine katkısı kirişlerde: $V_c = 0.8 \text{x} 0.65 \text{x} A_c \text{x} 0.35 \text{x} \sqrt{f_{cm}}$

Kolonlarda; $V_c = 0.8 \text{x} 0.65 \text{ x } A_c \text{ x } 0.35 \text{ x } \sqrt{f_{cm}} \text{ x } \left(1 + \gamma \frac{N_D}{A_c}\right)$

Enine donatının katkısı $V_s$

$\left(V_s = A_s x\, f_{ys} \frac{d}{s}\right)$ ile hesaplanmaktadır.

Enine donatı: 1$\phi$8 Enine donatı aralıkları Çizelge 2.8 ve Çizelge 2.9’ da verilmiştir.

Burada;

$\sqrt{f_{cm}}$ : Beton karakteristik silindir basınç dayanımı,

$f_{ys}$ : Çelik sargıda çeliğin akma dayanımı.

Binada kesme güvenliği açısından herhangi bir yetersizlik görülmemiştir [40].

### 5.4.8 Bina Performans Değerlendirmesi

1) +X deprem doğrultusunda yapılan analize göre kirişlerin hasar bölgeleri (Çizelge 5.7).

TDY 2007 madde 7.8.2'ye göre hedeflenen performans düzeyi 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için "Can Güvenliği" performans seviyesidir. Eleman bazında yapılan hesaplar aşağıda özetlenmiş, yapılan hesaplarla ilgili detaylı bilgiler eklerde verilmiştir.

Çizelge 5.7 X Deprem doğrultusu performans seviyesini sağlamayan kiriş yüzdeleri

| | Toplam Kiriş Sayısı | MHN | BHB | İHB | GB | Sağlamayan kiriş yüzdesi |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Zemin Kat | 125 | 18 | 39 | 10 | 58 | 54% |
| Asma Kat | 125 | 13 | 39 | 5 | 68 | 58.4% |
| Kat 1 | 125 | 13 | 38 | 7 | 67 | 59.2% |
| Kat 2 | 125 | 22 | 38 | 22 | 43 | 52% |
| Kat 3 | 125 | 63 | 50 | 9 | 3 | 9.6% |
| Kat 4 | 125 | 105 | 20 | 0 | 0 | 0 |
| Teras Katı | 11 | 11 | 0 | 0 | 0 | 0 |

2) +Y deprem doğrultusunda yapılan analize göre kirişlerin hasar bölgeleri (Çizelge 5.8).

Çizelge 5.8 Y Deprem doğrultusu performans seviyesini sağlamayan kiriş yüzdeleri

| | Toplam Kiriş Sayısı | MHB | BHB | İHB | GB | Sağlamayan kiriş yüzdesi |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Zemin Kat | 125 | 67 | 15 | 31 | 12 | 34.4% |
| Asma Kat | 125 | 67 | 10 | 31 | 17 | 38.4% |
| Kat 1 | 125 | 67 | 11 | 30 | 17 | 37.6% |
| Kat 2 | 125 | 67 | 20 | 28 | 10 | 30.4% |
| Kat 3 | 125 | 73 | 39 | 11 | 2 | 10.4% |
| Kat 4 | 125 | 86 | 38 | 1 | 0 | 0.8% |
| Teras Katı | 11 | 10 | 1 | 0 | 0 | 0 |

3) +X deprem doğrultusunda yapılan analize göre kolonların hasar bölgeleri (Çizelge 5.9).

Çizelge 5.9 X Deprem doğrultusu performans seviyesini sağlamayan kolon yüzdeleri

| | Toplam Kolon Sayısı | MHB | BHB | İHB | GB | Sağlamayan kolon yüzdesi |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Zemin Kat | 47 | 2 | 3 | 1 | 41 | 89% |
| Asma Kat | 47 | 4 | 1 | 0 | 42 | 89% |
| Kat 1 | 47 | 30 | 9 | 1 | 7 | 17% |
| Kat 2 | 47 | 5 | 1 | 0 | 41 | 87% |
| Kat 3 | 47 | 7 | 7 | 5 | 28 | 70% |
| Kat 4 | 47 | 36 | 10 | 1 | 0 | 2% |
| Teras Katı | 7 | 7 | 0 | 0 | 0 | 0 |

4) +Y deprem doğrultusunda yapılan analize göre kolonların hasar bölgeleri (Çizelge 5.10).

Çizelge 5.10 Y Deprem doğrultusu performans seviyesini sağlamayan kolon yüzdeleri

| | Toplam Kolon Sayısı | MHB | BHB | İHB | GB | Sağlamayan kolon yüzdesi |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Zemin Kat | 47 | 0 | 3 | 19 | 25 | 94% |
| Asma Kat | 47 | 34 | 2 | 3 | 8 | 23% |
| Kat 1 | 47 | 41 | 4 | 2 | 0 | 4.3% |
| Kat 2 | 47 | 42 | 5 | 0 | 0 | 0 |
| Kat 3 | 47 | 42 | 5 | 0 | 0 | 0 |
| Kat 4 | 47 | 42 | 5 | 0 | 0 | 0 |
| Teras Katı | 7 | 6 | 1 | 0 | 0 | 0 |

Taşıyıcı sistemin her iki deprem doğrultusundaki itme analizlerinden sonra oluşan plastik kesitler, plastikleşen kesitlere ait dönme değerleri, beton ve çelik malzemelere ait şekil değiştirmeler ile kesit hasar bölgeleri ek olarak CD-ROM içerisinde verilmiştir.

## 5.5 Sayısal İncelemelere İlişkin Değerlendirmeler

Taşıyıcı sistem modellerinin deprem etkileri altındaki doğrusal olmayan davranışları, performanslarının belirlenmesi amacıyla yapılan hesaplamalarda performans noktası ve plastik mafsalların dönme değerleri TDY 2007' de tanımlanan *Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi* yardımı ile elde edilmiştir. Plastik şekil değiştirmelerin değerlendirilerek kesit ve eleman hasar bölgelerinin belirlenmesinde de, TDY 2007 esas alınarak uygulanmış ve gerekli değerlendirmeler yapılarak elde edilen sonuçlar aşağıda sıralanmıştır.

1. Taşıyıcı sistemi Betonarme karkas olan yapının statik projesinin en iyi ihtimalle 1968 ABYYHY esaslarına uygun olduğu düşünülebilir. Bölüm 5 içerisinde TDY 2007 esasları doğrultusunda yapılan hesaplar ışığında, yapının mevcut hali ile Can Güvenliği Performans Seviyesi'ni sağlamadığı görülmüştür.

2. Karot numunelere ait ortalama basınç dayanımı 21,6 N/mm$^2$ olmasına rağmen [21], Standard sapmanın büyük olması nedeni ile yapıya ait beton kalitesi, en düşük dayanım sınıfı olan C14 beton sınıfının altında kalmaktadır. Bu yüzden kesitlerin önemli bir bölümünün göçme hasar bölgesinde yer aldığı gözlemlenmiştir.

3. 1968 ABYYHY' in öngördüğü sargı donatısı kullanılarak boyutlandırılmış olan sistemde, sargı donatısının yetersizliği kolon kesitlerinin hasar durumlarını, kirişlere oranla daha büyük ölçüde, olumsuz olarak etkilemektedir.

4. Beklenildiği gibi, beton karakteristik dayanımındaki azalmaya paralel olarak,göçme bölgesindeki kesit sayısı hızla artmaktadır.

5. Modellenen çerçeve türü yapı sisteminde, beton dayanımı ve sargı donatısındaki yetersizlikten dolayı, üst kat kolonlarının diğer kolonlara oranla daha az etkilendiği görülmektedir.

### 5.5.1 Genel Bina Performansı

Yapının her iki doğrultuda yapılan itme analizleri sonucu binada X doğrultusunda talep

noktasında hasar durumunun Y doğrultusundan daha fazla olduğu gözlemlenmiştir. Yapının eleman bazında incelenmesi sonucunda, Kolonların 57.4%' ü"Göçme Bölgesi"nde yer alırken, 3.1%' i CG-GÖ, 11.4%' ü HK-CG, 28 %' i HK altında

performans sergilemektedir. Kiriş performans düzeylerine bakıldığı zamanda kirişlerin 33.1%' inin "Göçme Bölgesi"nde, 13.8%' inin CG-GÖ, 31%' inin HK-CG ve kalan 22.2%'sinin HK altında performans sergilediği görülmüştür. Her iki doğrultuda da yapılan analizler sonucu binada genel stabiliteye etki edecek kesme güvenliği problemi olmadığı gözlenmiştir.

# BÖLÜM 6

## SONUÇ ve ÖNERİLER

Bu çalışmada, TDY 2007' de mevcut veya güçlendirilmiş binaların deprem performanslarının belirlenmesi amacıyla önerilen doğrusal elastik olmayan değerlendirme yöntemlerinden *Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi,* tarihi bir önemi olan Liman Han isimli yapı üzerinde uygulanmıştır. Liman Hanı'nın konumlandığı alan ve çevresi kuzeye doğru çok düşük eğimli yataya yakın bir topoğrafyada bulunmaktadır. Eldeki raporlardan anlaşıldığı üzere 1. Derece deprem bölgesinde bulunan yapıda gözle görülür bir şekilde eğimlenme hareketi olduğu, yapılan araştırmalarda bu sorunun 1970' li yıllardan beri olduğu anlaşılmıştır. Bu bağlamda bu tez çalışması ülkemizdeki tarihi, 1. Derece deprem bölgesinde bulunan farklı oturma ve deformasyonların olduğu mevcut yapı sistemlerinin olası bir deprem etkisi altındaki performans ve güvenliklerinin belirlenmesi olanaklarının araştırılması konusunda fikir verir niteliktedir.

Liman Han' ın her bir elemanın hasar bölgeleri belirlenmiş yapının Can Güvenliği Performans Seviyesi' ni sağlamadığı görülmüştür. Taşıyıcı sistem modelinin sayısal incelemeleri ile elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

1) TDY 2007' de yer alan doğrusal elastik olmayan değerlendirme yöntemlerinden *Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi* ile belirlenen kesit hasar bölgeleri ve bina tepe yer değiştirmeleri, bölüm 7.6.5.2' de tanımlanan koşulları sağlamıştır.
2) Yapı 1.dereceden deprem bölgesindedir. Bu tür riskli bölgelerdeki taşıyıcı sistemler daha yüksek süneklik ve dayanıklılığa gerek duymaktadırlar. Söz konusu bina için, önceki inceleme ve tespitlerin ışığı altında taşıyıcı

elemanlarında bu tür bir yeteneğin olmadığı ve deprem altında gerekli şekil değiştirmeleri yapamayarak taşıma gücünü yitirebileceği rahatlıkla söylenebilir. Bunun nedeni ise, binanın deprem kuvvetlerinin en fazla etkiyeceği kolon-kiriş birleşim bölgelerinde öngörülen etriye (enine donatı) sıklaştırmasının, TDY 2007' ye uygun olmak bir yana, daha bu koşulu en ilkel haliyle ve ilk kez kapsamına alan 1968 yönetmeliğinin ve geçerli betonarme yönetmeliğinin gerek ve şartlarını bile yerine getirmekten çok uzak olmasıdır.

Sonuç olarak 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için, Liman Han binasında hedeflenen "Can Güvenliği" performans düzeyinin sağlanmadığı anlaşılmıştır. Bunun için tarihi bir önem taşıyan ön cephe korunarak, betonarme karkas kısmını teşkil eden kiriş ve kolon elemanlarının güçlendirilmesi gerekmektedir.

# KAYNAKLAR


[1] Fajfar, P. And Krawinkler, H., (1997), "Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Prooceedings of International Workshop held in Bled (Slovenia)'', Baljema, TheNetherlands.

[2] Priestley, M.J.N., (2000), "Performance Based Seismic Desing, 12 th World Conference on Earthquake Engineering", Auckland, New Zealand, January-February 2000

[3] Gezen, N.D., (2010). Mevcut Betonarme Binaların Deprem Performanslarının Belirlenmesinde Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminin Uygulanması Üzerine Parametrik Bir Araştırma, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[4] ATC-40, (1996). "Seismic Evaluation and Retforit of Concrete Buildings, Aplied Technology Council", California.

[5] FEMA-273, (1997). "NEHRP Guidlines fort he Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency",Washington.

[6] FEMA-356, (2000). "Prestandart and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buidings, Federal Emergency Management Agency", Washington.

[7] FEMA-440, (2005). "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Federal Emergency Management Agency",Washington.

[8] TDY, (2007). "Türk Deprem Yönetmeliği, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı",Ankara.

[9] European Committee for Standardization, (2004). "Design of Structures for Earthquake Resistance-Assessmentand Retrofitting of Buldings, Eurocode 8-3".

[10] Özer, E., (2009). "Performansa Dayalı Tasarım ve Değerlendirme Ders Notları", *www.itu.edu.tr/eozer*, İstanbul.

[11] Akkan, F., (2006), Mevcut Bir Okul Yapısının Performans Yaklaşımı ile Güçlendirilmesi, Yüksek Lisans Tezi, YTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[12] SAP 2000, (2010), "Structural Analysis Program, Computers and Structures Inc.", Berkeley, California.

[13] XTRACT, (2007), "Cross-sectional X Structural Analysis of Components", Imbsen Software Systems.

[14] Can, D., (2005), Statik İtme Yöntemiyle Mevcut Bir Yapının Güvenliğinin Belirlenmesi, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[15] Kapusuz, T., (2004), "Comparison of Simplified Non Lineer Analysis Methods for Performance Based Upgrade of Structures", Master of Science, BU Science and Engineering Department.

[16] Öztürk, İ. (2006), A Comparative Assessment Of An Existing Reinforced Concrete Building By Using Different Seismic Rehabilitation Codes And Procedures, Yüksek Lisans Tezi, ODTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.

[17] Çelik, U. (2007), 2007 Deprem Yönetmeliğine Göre Mevcut Bir Betonarme Yapının Performansının Değerlendirilmesi, Yüksek Lisans Tezi, YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[18] Pürselim, M.G (2007), 2007 Deprem Yönetmeliğine Göre Mevcut Bir Betonarme Yapının Performansının Değerlendirilmesi, Yüksek Lisans Tezi, YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[19] Mimdap Mimarlık, "Tarihi Bina Gözlemi", www.mimdap.org, 17 Aralık 2007.

[20] Yıldırım, M., Berilgen , M. ve Akgüner, C., (2009), "İstanbul Ticaret Odası'na Ait Hobyar Mah. Yalıköşkü Cad. No:17 Eminönü-İstanbul Adresinde Bulunan Liman Hanı Temel Zemini için Geoteknik Rapor", İstanbul.

[21] Aköz, F. ve Yüzer, N., (2009), "İstanbul Ticaret Odası'na Ait Hobyar Mah. Yalıköşkü Cad. No:17 Eminönü-İstanbul Adresinde Bulunan Liman Hanın Malzeme İncelemeleri Teknik Raporu", İstanbul.

[22] Ekiz, İ. ve Doran, B., (2010), "İstanbul Ticaret Odası'na Ait Hobyar Mah. Yalıköşkü Cad. No:17 Eminönü-İstanbul Adresinde Bulunan Liman HanınYapısal İncelemeleri Hakkında Teknik Raporu", İstanbul.

[23] Celep, Z., (2007), "Betonarme Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış: Plastik Mafsal Kabulü ve Çözümleme", Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 16-20 Ekim 2007, İstanbul.

[24] Özer, E., (2009). "Mevcut Yapıların Güçlendirilmesi ve TDY Yaklaşımları Ders Notları", *www.itu.edu.tr/eozer*, İstanbul.

[25] Şahin, B., (2010), Depremde Bina Performansının Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemler ile Belirlenmesi ve Yöntemlerin Sonuçlarının Karşılaştırılması, Yüksek Lisans Tezi, YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[26] Chopra, A.K., (2000), "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering", Prentice Hall, New Jersey.

[27] Celep, Z. ve Kumbasar, N., (2004), "Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı", Beta Yayıncılık, İstanbul.

[28] Kim, S. and D'Amore, E., (1999), "Push-over Analysis Procedure In Earthquake Engineering", Earthquake Spectra, 15, p.417

[29] Ersoy, U. ve Özcebe G., (2001), "Betonarme: Temel İlkeler TS-500-2000 ve Türk Deprem Yönetmeliğine (1998) Göre Hesap", Evrim Yayınevi, İstanbul.

[30] Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R., (1988), "Theoretical Stress-Strain Confined Concrete, Journal of Structural Division (ASCE)", 114(8), 1804-1826.

[31] Özer, E., (2008). "İleri Yapı Statiği Ders Notları,", *www.itu.edu.tr/eozer*, İstanbul.

[32] Maltaş, P., (2007), Mevcut Betonarme Binalarda Beton Karakteristik Dayanımı ve Sargı Donatısının Deprem Performansına Etkisi Üzerinde Sayısal Bir İnceleme, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[33] Darılmaz, K., (2007). "Sap 2000 ile Statik İtme Analizi Ders Notu Slaytları", *www.ins.itu.edu.tr/kutlu*, İstanbul.

[34] Neal, B.G., (1956). ''The Plastic Methods of Structural Analysis, Chapman & Hall",London.

[35] Hodge, P.G., (1959). "Plastic Analysis of Structures, McGraw-Hill", New York.

[36] TS-500, (2000), "Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları", Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

[37] Gülkan, P., Kazaz, İ., (2011), "Perde Duvarlardaki Hasar Sınırları" İMO Antalya Seminer, İnşaat Mühendisliği Bölümü ve Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara.

[38] Priestley, M.J.N., (2003), Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited, IUSS Press, Italy

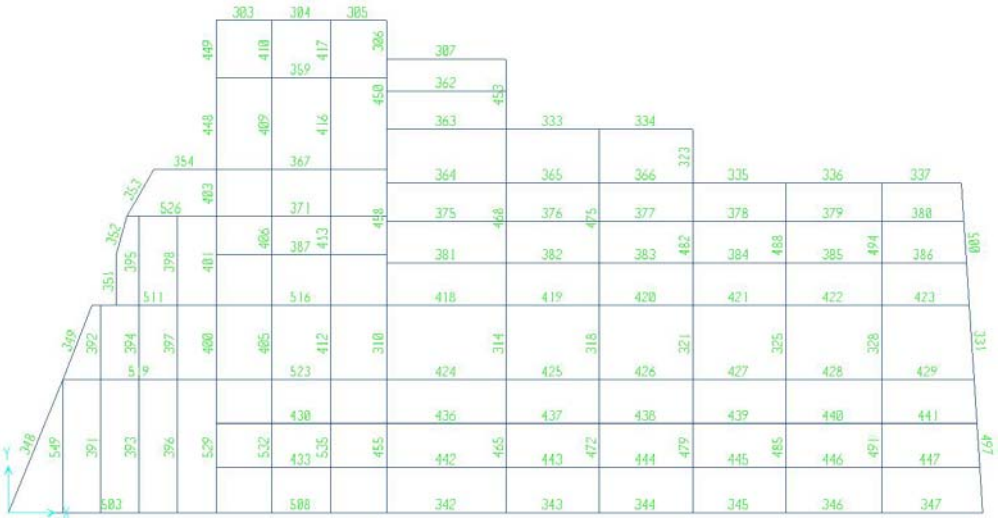
[39] Türker, K., (2011), "Yapı Statiğinde Özel Konular" Ders Notları, Balıkesir Üniversitesi Mühendislik ve Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği, Balıkesir.

[40] Denge Mühendislik, (2010), "Liman Han Binası Deprem Performansı Değerlendirme Raporu", İTO, İstanbul.

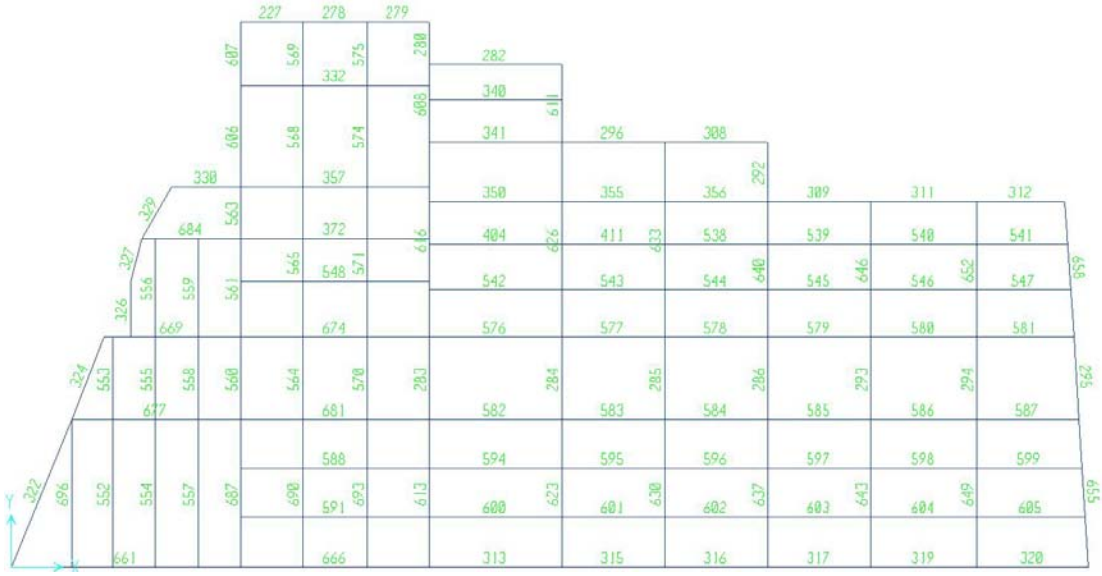
# EK-A

## LİMAN HAN'IN KİRİŞ ve KOLON NUMARALARI

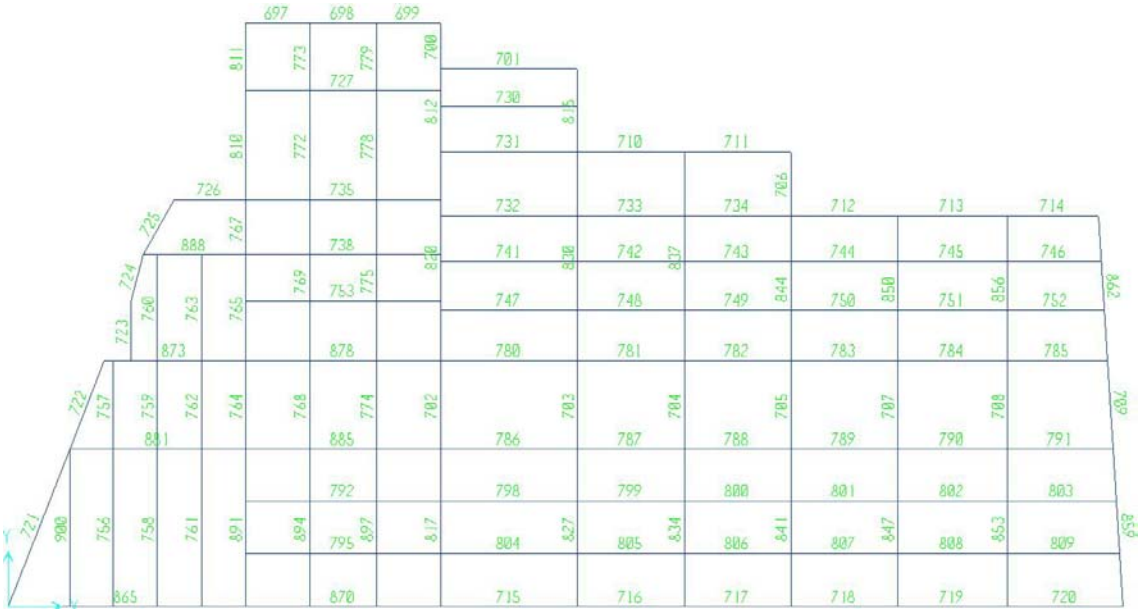
Aşağıdaki şekillerde Liman Han'ın plan ve XZ düzlemi üzerinde bulunan sırasıyla kiriş ve kolon eleman numaralandırılması gösterilmiştir.



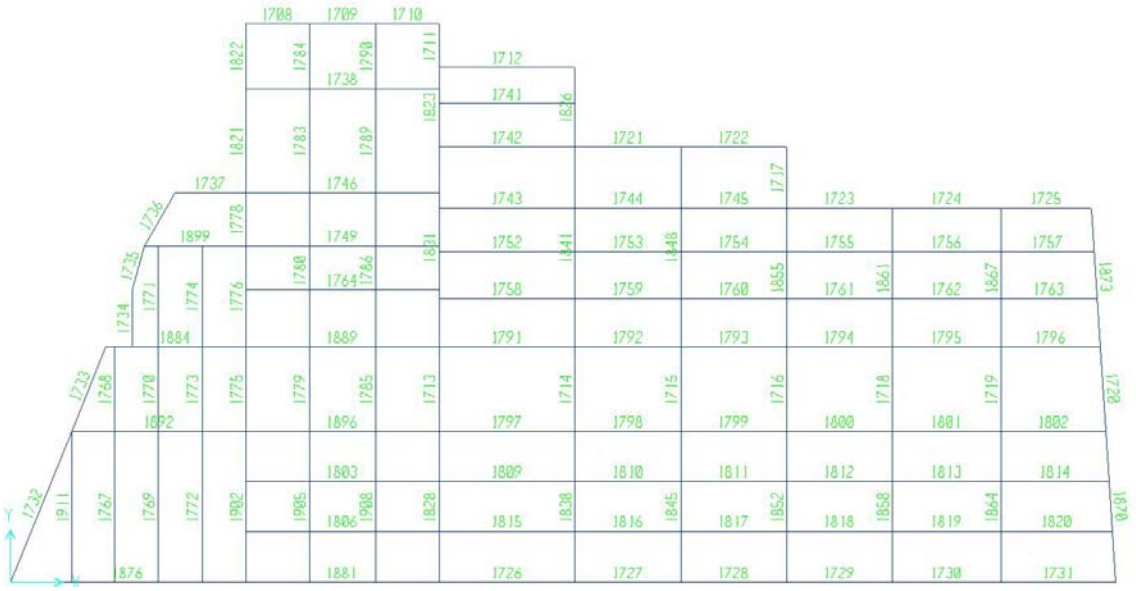

Şekil Ek-A.1 Zemin kat kiriş numaraları



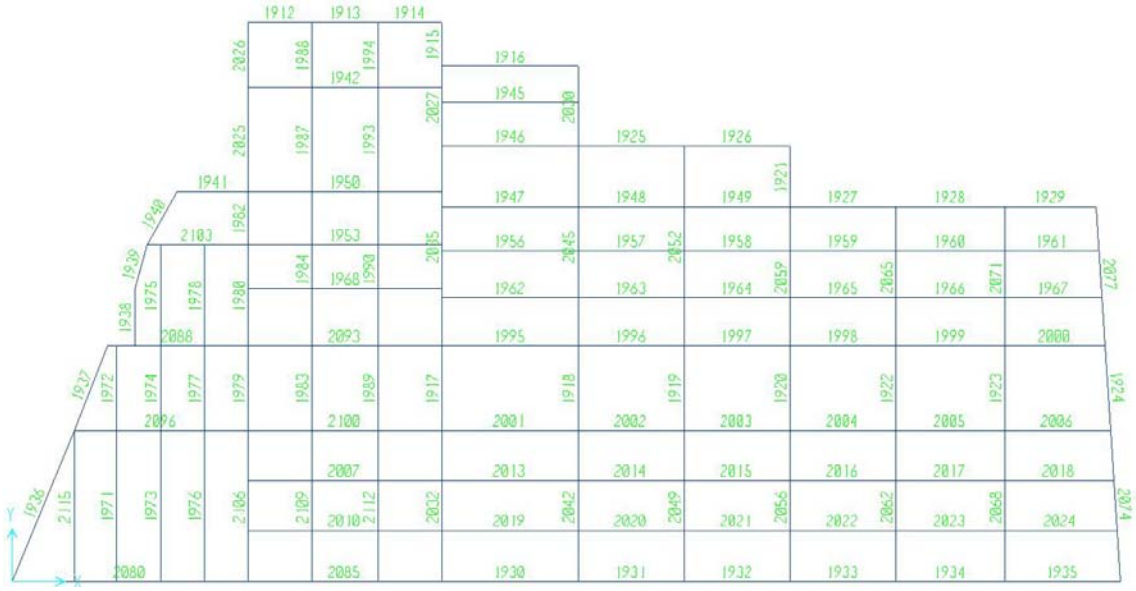
Şekil Ek-A.2 Asma kat kiriş numaraları



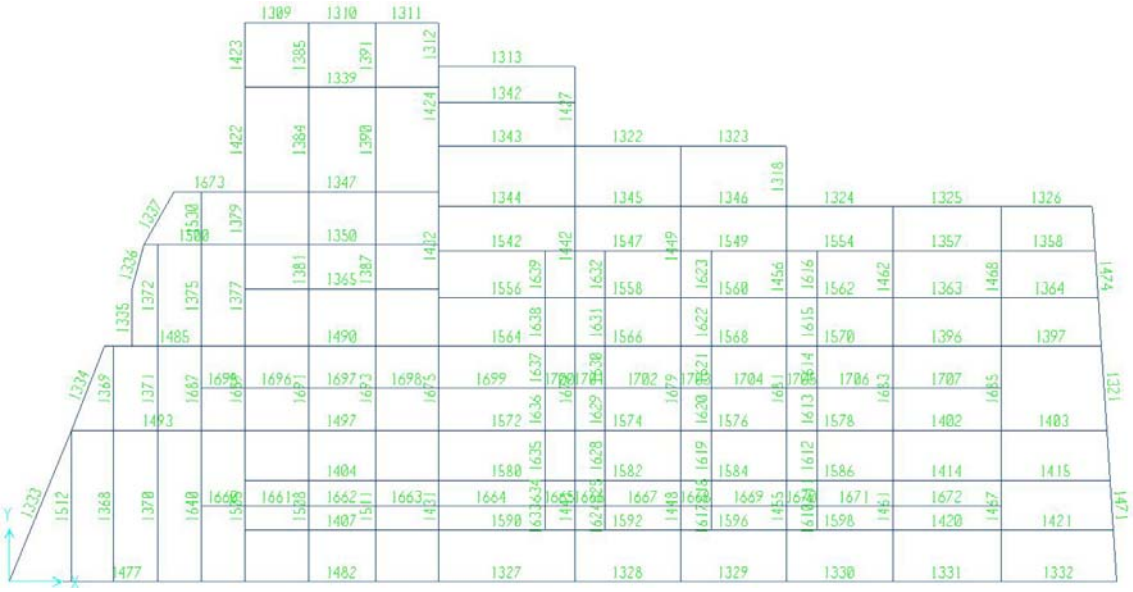
Şekil Ek-A.3 1. kat kiriş numaraları



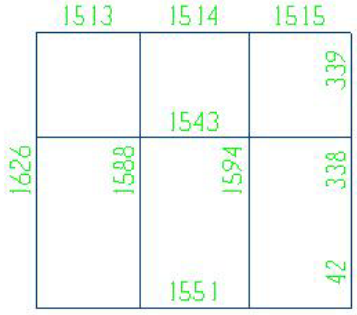
Şekil Ek-A.4 2. kat kiriş numaraları



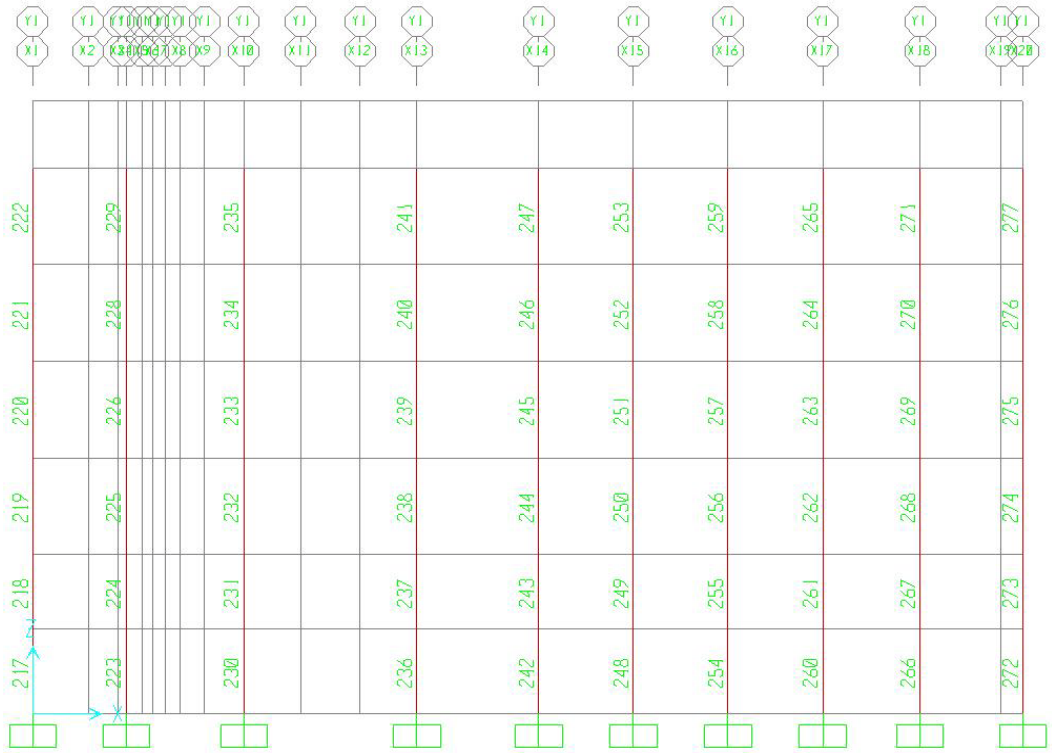
Şekil Ek-A.5 3. kat kiriş numaraları



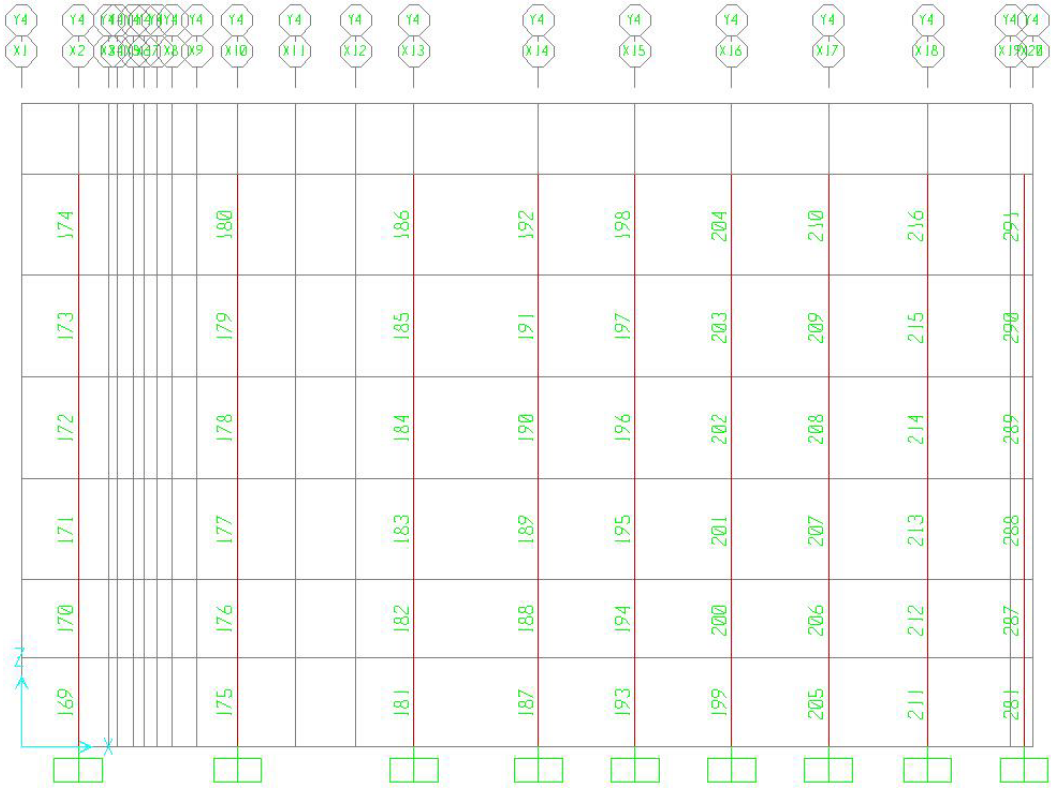
Şekil Ek-A.6 4. kat kiriş numaraları



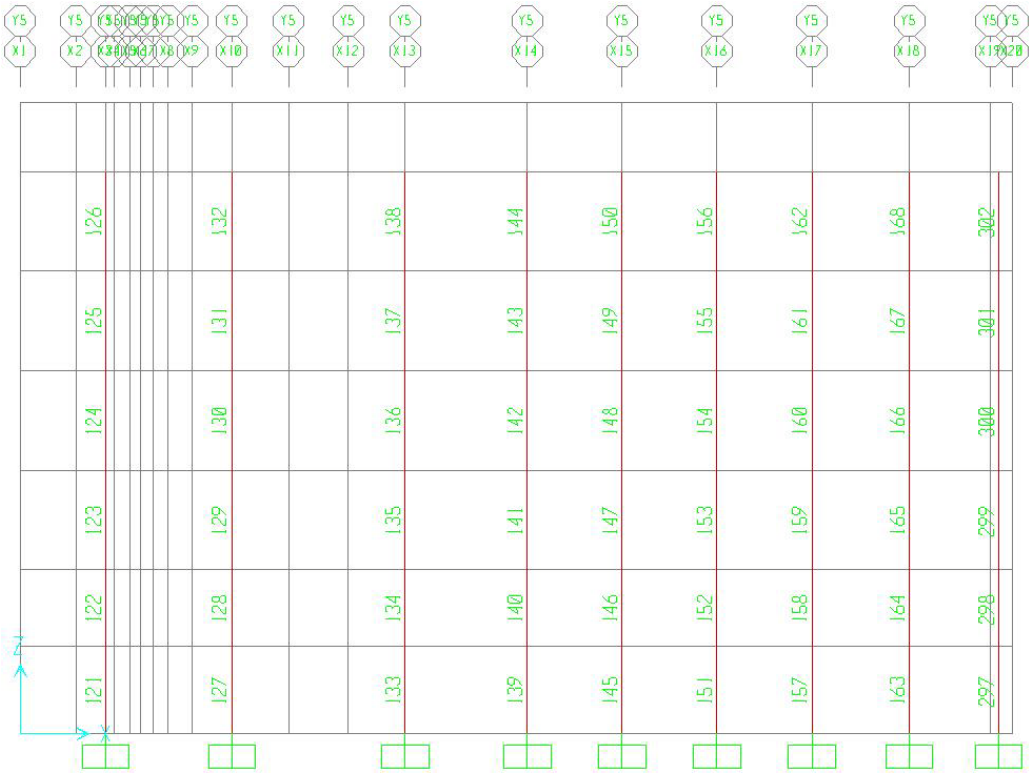

Şekil Ek-A.7 Teras katı kiriş numaraları



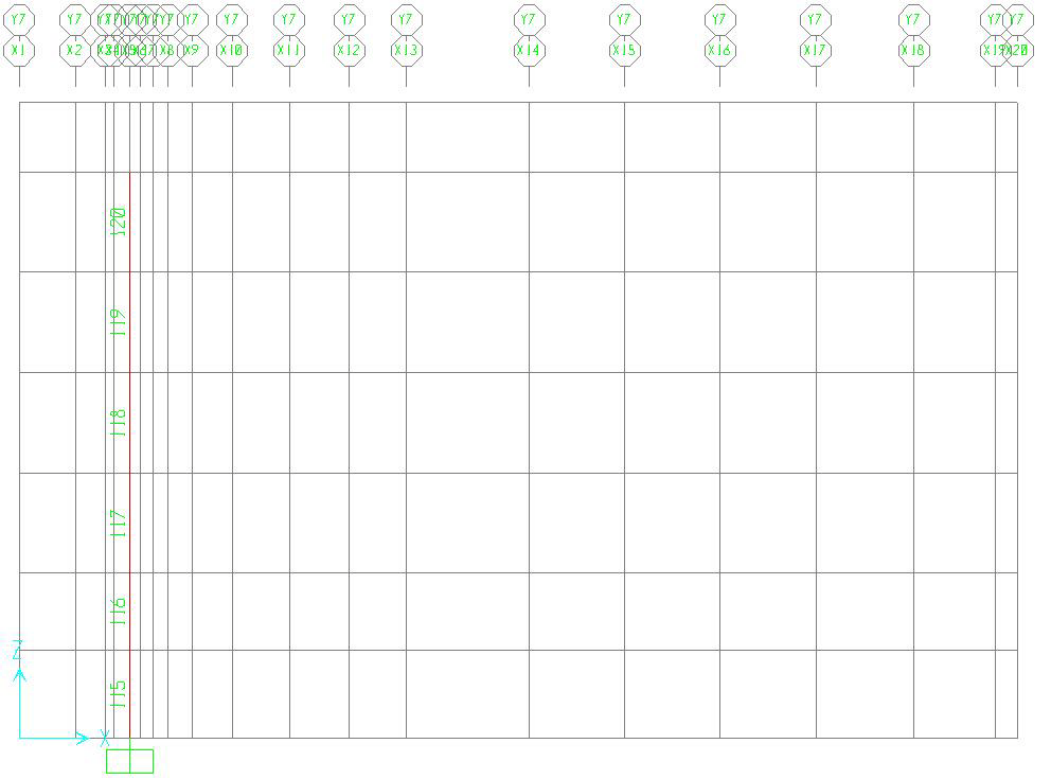

Şekil Ek-A.8 Y1 Aksı üzerinde bulunan kolonların numaraları



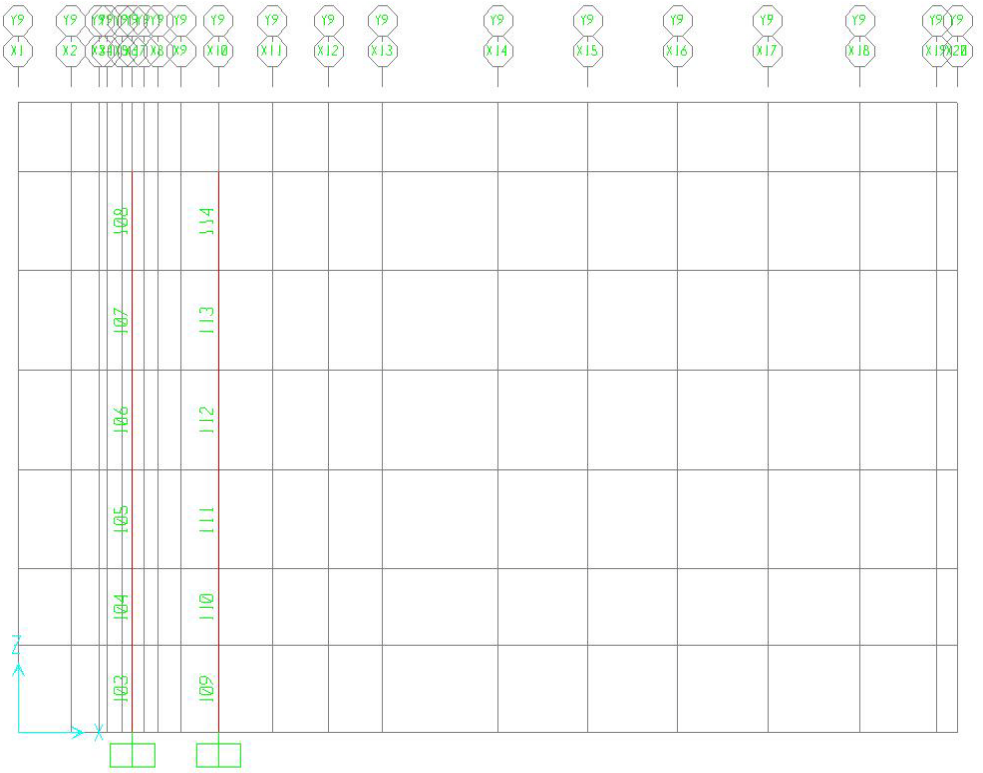

Şekil Ek-A.9 Y4 Aksı üzerinde bulunan kolonların numaraları



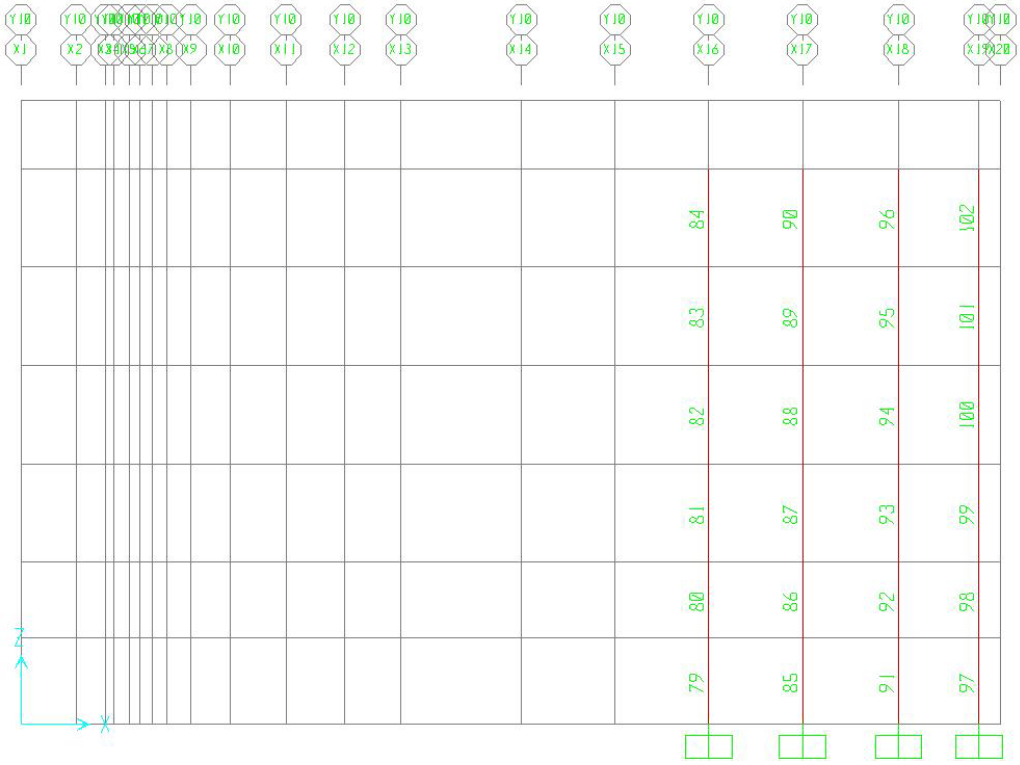

Şekil Ek-A.10 Y5 Aksı üzerinde bulunan kolonların numaraları



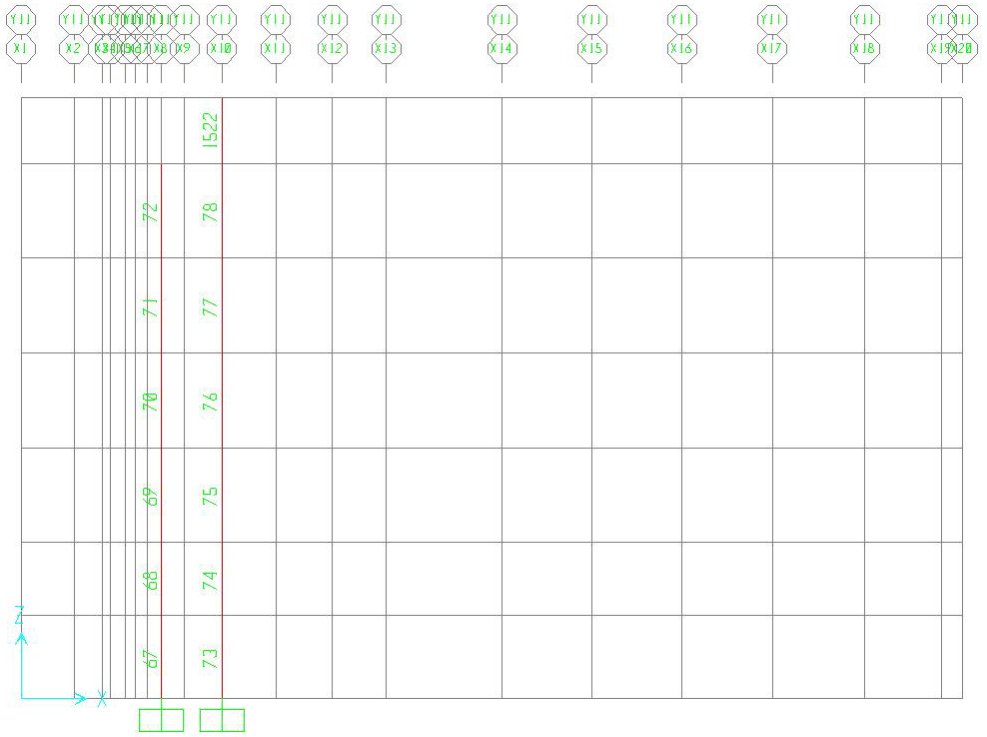

Şekil Ek-A.11 Y7 Aksı üzerinde bulunan kolonların numaraları



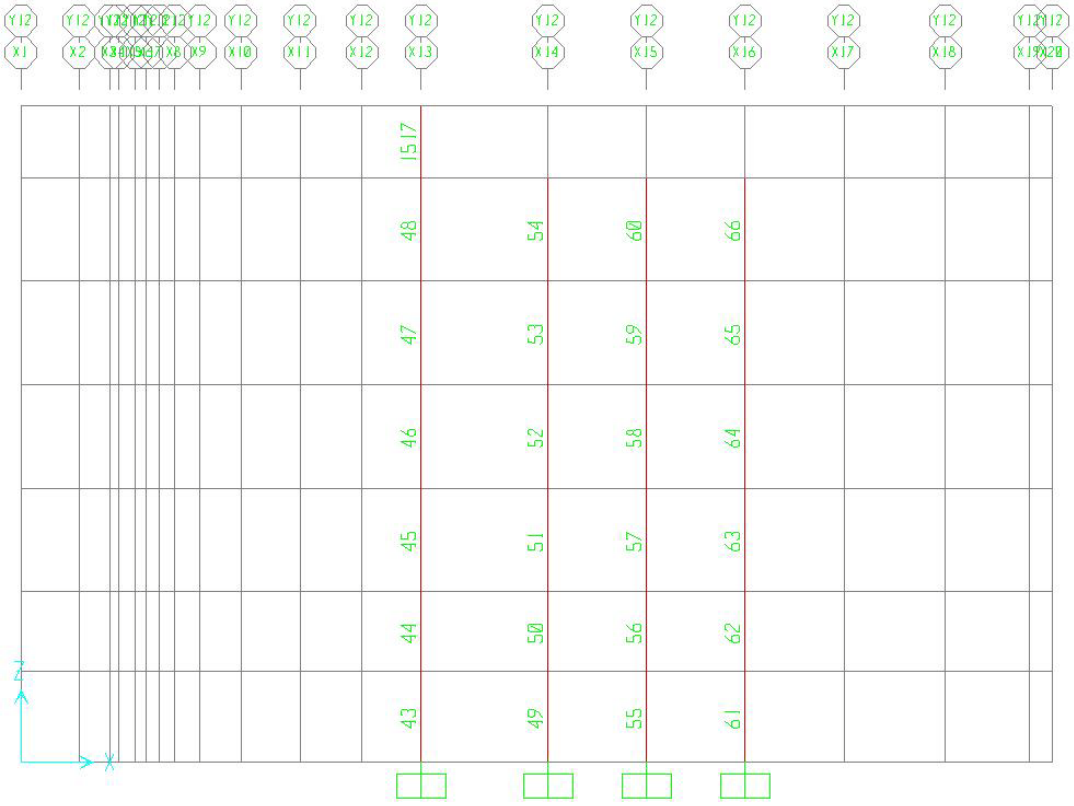

Şekil Ek-A.12 Y9 Aksı üzerinde bulunan kolonların numaraları



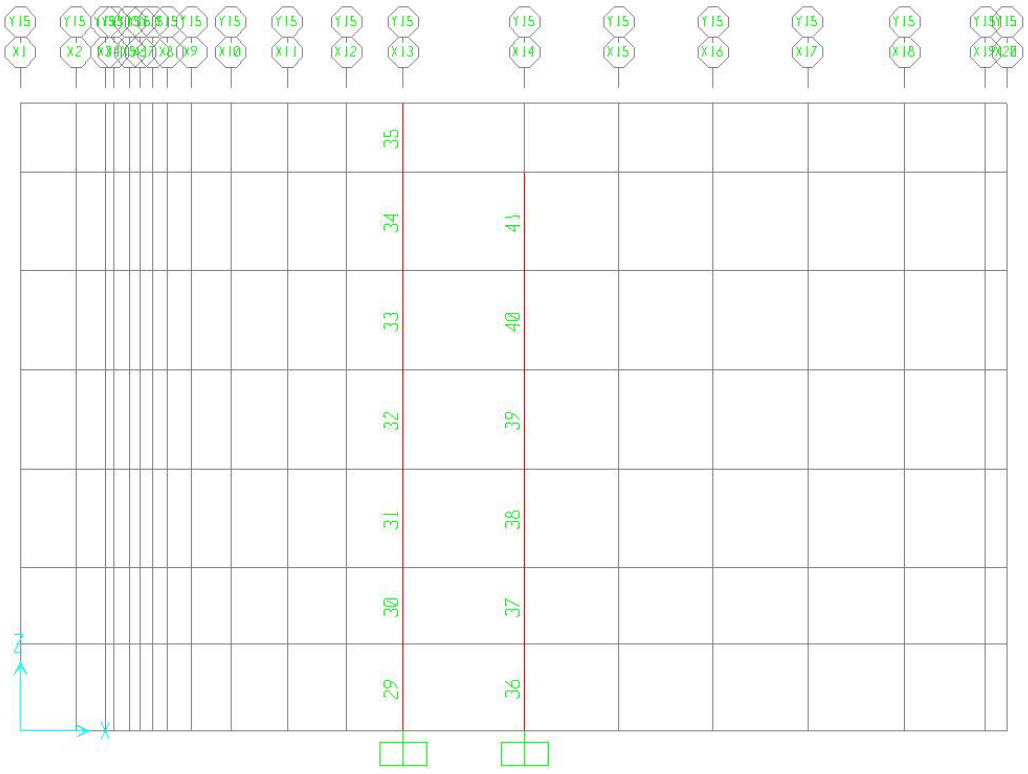

Şekil Ek-A.13 Y10 Aksı üzerinde bulunan kolonların numaraları



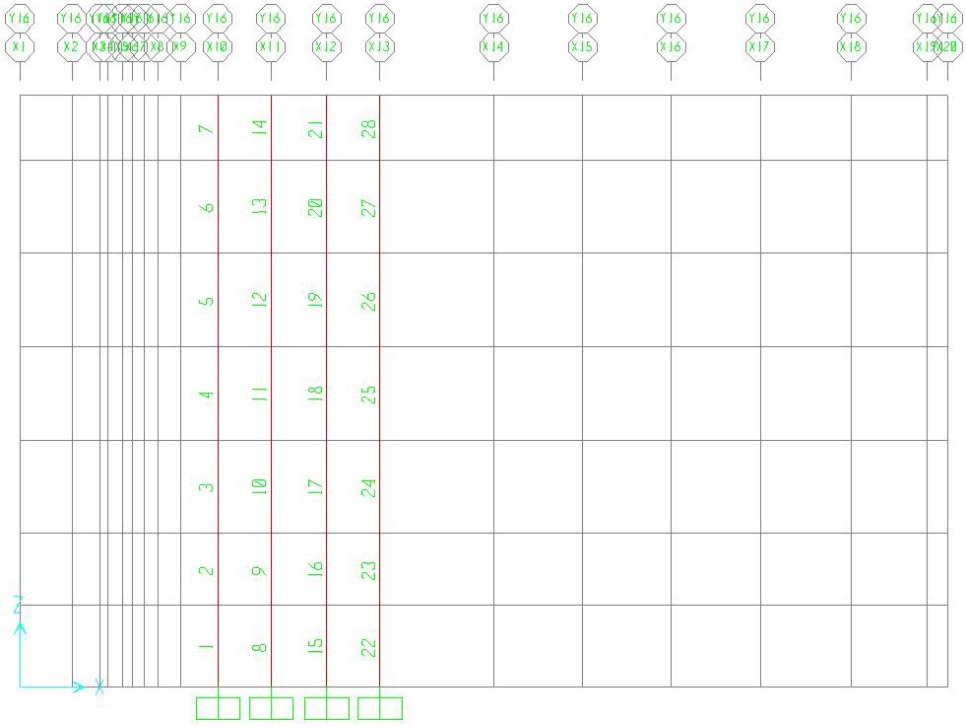

Şekil Ek-A.14 Y11 Aksı üzerinde bulunan kolonların numaraları




Şekil Ek-A.15 Y12 Aksı üzerinde bulunan kolonların numaraları




Şekil Ek-A.16 Y15 Aksı üzerinde bulunan kolonların numaraları




Şekil Ek-A.17 Y16 Aksı üzerinde bulunan kolonların numaraları

# ÖZGEÇMİŞ

## KİŞİSEL BİLGİLER

**Adı Soyadı** : Mikael AKKUŞ

**Doğum Tarihi ve Yeri** : 05.06.1985 İstanbul

**Yabancı Dili** : İngilizce

**E-posta** : mikael_akkus@hotmail.com

## ÖĞRENİM DURUMU

| **Derece** | **Alan** | **Okul/Üniversite** | **Mezuniyet Yılı** |
|---|---|---|---|
| Lisans: | Yapı | Dumlupınar Üniversitesi | 2009 |
| Lise | Fen Bilimleri (YDA) | Florya Tevfik Ercan Lisesi | 2003 |