

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**İKİ PARAMETRELİ ZEMİNE OTURAN BETONARME YAPILARIN
DOĞRUSAL OLMAYAN HESABI VE GÖRSEL TABANLI BİR BİLGİSAYAR
YAZILIMI**

DOKTORA TEZİ

Onur AVCIOĞLU

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

EYLÜL 2015

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**İKİ PARAMETRELİ ZEMİNE OTURAN BETONARME YAPILARIN
DOĞRUSAL OLMAYAN HESABI VE GÖRSEL TABANLI BİR BİLGİSAYAR
YAZILIMI**

DOKTORA TEZİ

**Onur AVCIOĞLU
(501052008)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Engin ORAKDÖĞEN

EYLÜL 2015

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501052008 numaralı Doktora Öğrencisi Onur AVCIOĞLU, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “İKİ PARAMETRELİ ZEMİNE OTURAN BETONARME YAPILARIN DOĞRUSAL OLMAYAN HESABI VE GÖRSEL TABANLI BİR BİLGİSAYAR YAZILIMI” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Prof. Dr. Engin ORAKDÖĞEN**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Prof. Dr. Konuralp GİRĞİN**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. Oğuz Cem Çelik
İstanbul Teknik Üniversitesi

Doç.Dr. Yasin Fahjan
Gebze Teknik Üniversitesi

Yrd.Doç.Dr. A. Anıl Dindar
İstanbul Kültür Üniversitesi

Teslim Tarihi : 22 Haziran 2015
Savunma Tarihi : 18 Eylül 2015

Aileme,

ÖNSÖZ

Bu çalışmada yapı mühendisliğinde gerekli yazılım olmadığından dolayı incelenememiş bazı konuları inceleyebilmek için bir bilgisayar yazılımı geliştirilmiş, geliştirilen bilgisayar yazılımı ile değişik zemin modellerinin yapı performansına olan etkisi gibi özel konular incelenmiştir. Bilgisayar yazılımının geliştirilmesi oldukça uzun zaman almış, geliştirilen yazılım ile birçok doğrulama örneği yapılmıştır. Çalışmaya eklenebilecek halen birçok konu bulunmaktadır, fakat çalışmaya başlanırken planlanan hedeflere ulaşıldığı hatta daha da ileri gidildiği için çalışma kapsamı belli bir noktada sonlandırılmıştır.

Tez çalışmam sırasında beni yönlendiren ve ihtiyacım olan konularda bana yardımcı olan tez danışmanım Sayın hocam Prof.Dr.Engin Orakdöğen'e, tezimi inceleyen ve hataları noksanları hakkında bana yol gösteren Sayın hocam Prof.Dr.Konuralp Girgin'e, zemin modelindeki eksikler hakkında bana fikirler veren Sayın hocam Prof.Dr.Oğuz Cem Çelik'e teşekkür ederim.

Tez çalışmam sırasında bana destek olan ve gerekli esnekliği gösteren İnşaat Mühendisi Sayın Serdar Amasralı'ya, plak gerilme elemanları ile ilgili bana destek sağlayan İnşaat Yüksek Mühendisi Sayın Ziya Atar'a, bana manevi destek olan Sayın Doç.Dr.Ömer Korçak'a teşekkür ederim.

Bu çalışmayı bitirmemi en çok arzu eden, yıllarını bizim ve birçok ilkokul öğrencisinin eğitime vermiş anneme, her zaman arkamda olan babama ve her konuda varlığını yanımda hissettirip beni yalnız bırakmayan kardeşim Dr. Emre AVCIOĞLU'na maddi manevi tüm desteklerinden dolayı çok teşekkür ederim. Evlendiğimizden beri tez ile olan uğraşım sırasında bana gerekli sabrı ve desteği gösteren eşime, her zaman ve her konuda arkamda olan sayın kayınpederime ve tezimi bitirmemi çok isteyen fakat şu an aramızda olamayan sevgili kayınvalideme de teşekkürü bir borç bilirim.

Son olarak bana bu eşsiz imkanları veren ve hayatıma bu kişileri ve çocuklarımı dahil eden Cenab-ı Allah'a sonsuz şükrederim.

Haziran 2015

Onur Avcioğlu
İnşaat Yüksek Mühendisi

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	vii
İÇİNDEKİLER.....	ix
KISALTMALAR.....	xiii
SEMBOLLER.....	xv
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xvii
ŞEKİL LİSTESİ.....	xix
ÖZET.....	xxiii
SUMMARY.....	xxvii
1. GİRİŞ	1
1.1 Konu	1
1.2 Çalışmanın Amacı Ve Kapsamı	2
1.3 Konu İle İlgili Olarak Öncede Yapılmış Çalışmalar	5
1.4 Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Davranışı.....	10
1.4.1 Çözümlerin sağlaması gereken koşullar	11
1.4.2 Yapı sistemlerinde doğrusallığı bozan sebepler.....	12
1.4.3 Yapı sistemlerinin dış yükler altındaki doğrusal olmayan davranışı	12
2. DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞ VE ARTIMSAL MOD BİRLEŞTİRME YÖNTEMİ İLE İTME ANALİZİ.....	15
2.1 Varsayımlar	15
2.2 Yöntemin Esasları	16
2.3 Akma Koşulları Ve Akma Vektörü.....	17
2.4 Yöntemin Formülasyonu	19
2.4.1 Sistemin birim yük artımı için doğrusal olmayan hesabı	20
2.4.1.1 Denge denklemleri.....	20
2.4.1.2 Plastik kesitlerdeki akma koşulları	21
2.4.1.3 Çubuk rijitlik matrislerinin hazırlanması ve plastik kesit şekildeğiştirmelerinin indirgenmesi	24
2.4.1.4 Çubuk uç kuvvetlerinin bulunması	26
2.4.1.5 Plastikleşen kesitin ve yük artımının belirlenmesi	26
2.4.1.6 Yük artımının sonlandırılması.....	27
2.4.1.7 Akma yüzeyindeki tekil noktalar.....	28
2.4.2 Serbest titreşim analizi.....	31
2.4.3 Modal yatay yük dağılımları	32
2.4.4 Birim modal davranış büyüklüklerini birleştirilmesi	32
2.5 Doğrusal Elastik Olmayan Değerlendirme Yöntemi.....	33
2.5.1 Performans noktasının belirlenmesi	34
2.5.1.1 Yatay yük kapasite eğrisi	34
2.5.1.2 Deprem Etkisi Talep Eğrisi	35
2.5.1.3 Kapasite ve talep eğrilerinin kesişmesi.....	36
2.5.1.4 Eleman hasar durumlarının belirlenmesi	37
2.6 Artımsal Spektrum Analizi Uygulama Adımları	38

2.7 Betonarme Plakların Yük Artım Yöntemi İle Doğrusal Olmayan Analizi	39
3. ZAMAN TANIM ALANINDA DOĞRUSAL ANALİZ.....	41
3.1 Doğrusal İntegrasyon İle Çözüm	42
3.2 Merkezi Farklar Yöntemi	42
3.3 Doğrudan İntegrasyon Yönteminin Uygulanması	43
4. YAPI-TEMEL ETKİLEŞİMİNİN DİKKATE ALINMASI	45
4.1 İki Parametrelili Zemin Hesabı İçin Önceden Yapılmış Çalışmalar.....	45
4.2 Vlasov Analizi İle $2C_t$ Parametresinin Belirlenmesi.....	46
4.3 Yöntemin Formülasyonu	48
4.4 Zemin Sonlu Elemanı.....	49
4.5 Yöntemin Programa Uyarlanması.....	51
4.6 Zeminden Ayrılma ve Zemin Taşıma Gücünün Aşılması.....	52
4.7 Hazırlanan Programda Uygulanan Yeni Zemin Modeli.....	53
5. SDAP PROGRAMI	57
5.1 Programda Bulunan Özellikler	57
5.2 SDAP Programı Yapı Elemanları Ve Özellikleri	58
5.2.1 Femodel nesnesi.....	58
5.2.2 Joint nesnesi.....	59
5.2.3 Diyafr nesnesi	59
5.2.4 Spring nesnesi.....	59
5.2.5 Frame nesnesi	60
5.2.6 Shell nesnesi	61
5.2.7 Solid nesnesi.....	62
5.3 Sdap Programı Yardımcı Tasarım Nesneleri.....	62
5.3.1 Framesection nesnesi.....	62
5.3.2 Designbase nesnesi	63
5.3.3 DesignNM2M3 nesnesi.....	64
5.3.4 DesignM3T nesnesi.....	64
5.4 Sdap Programı Analiz Tipleri.....	64
5.4.1 Loadcase nesnesi.....	64
5.4.2 Analcase nesnesi	66
5.4.3 Analsecondord nesnesi.....	66
5.4.4 Analsoilspring nesnesi.....	66
5.4.5 Analbuckling nesnesi	67
5.4.6 Analtimhistbase nesnesi.....	68
5.4.6.1 TimeHistoryFunc Tipi	68
5.4.6.2 RunFreedom.....	68
5.4.7 Analtimhistlin nesnesi	69
5.4.8 ANALTIMEHISTNONLIN nesnesi.....	69
5.4.9 Analvlasov nesnesi.....	70
5.4.10 Analdinamik nesnesi	70
5.4.11 Analdeprem nesnesi	71
5.4.12 Analpush nesnesi.....	71
5.4.13 ANALPERFORMNONLIN Nesnesi	72
5.5 Sdap Programında Kullanılan Matris Optimizasyon Algoritması.....	72
5.6 Program Arayüzleri.....	77
5.6.1 Analiz sonuçları grafik penceresi.....	77
5.6.2 Analiz sonuçları çıktı penceresi.....	78
5.6.3 Kesit kapasitesi penceresi.....	79
5.6.4 İtme analizi adımları penceresi	80

5.6.5 Zaman tanım alanında analiz sonuçları penceresi.....	81
5.7 Programın Başka Yazılımlar Tarafından Kütüphane Olarak Kullanılması.....	82
6. PROGRAM İLE YAPILAN SAYISAL ÖRNEKLER	87
6.1 Örnek 1: Bir Katlı Bir Açıklıklı Düzlem Çerçevenin İtme Analizi	87
6.1.1 Problem tanımı	87
6.1.2 Kolon ve kiriş karşılıklı etki diyagramları	89
6.1.3 Çubuk eksen takımındaki rijitlik matrisleri	89
6.1.4 Sistem rijitlik matrisi	90
6.1.5 İlk plastik mafsalı oluşturan yük parametresinin belirlenmesi	91
6.1.6 İkinci adım: ΔP_{y2} için hesap	93
6.1.7 Üçüncü adım: ΔP_{y3} için hesap	97
6.1.8 Dördüncü adım: ΔP_{y4} için hesap	98
6.2 Örnek 2: İki Katlı İki Açıklıklı Betonarme Düzlem Çerçevenin Performans Noktasının Belirlenmesi.....	100
6.3 Örnek 3: Bir Katlı Ve Bir Açıklıklı Yapı Sisteminin Bir Ve Üç Serbestlikli Olarak Çok Modlu Uyarlamalı Artımsal İtme Analizi İle İrdelenmesi.....	104
6.4 Örnek 4: İki Parametrelili Zemin Modeli İle Dikdörtgen Radye Temel Çözümü	115
6.5 Örnek 5: Kolonlu Radye Temel Sistemi.....	117
6.6 Örnek 6: Dört Açıklıklı Çelik Izgara Sistemin Düşey Yükler Altında İtme Analizi.....	123
6.7 Örnek 7: Basit Mesnetli Betonarme Döşemenin İtme Analizi	126
6.8 Örnek 8: Altı Katlı Uzay Çerçevenin Statik İtme Analizi.....	131
6.9 Örnek 9: 12 Katlı Çekirdek Perdeli Uzay Çerçeve Ve Radye Temel Sistemi.....	135
6.9.1 Temel sisteminin değiştirilmesiyle elde edilen itme eğrileri	140
6.9.2 Elde edilen sonuçların değerlendirilmesi.....	146
6.10 Örnek 10: 12 Katlı Çekirdek Perdeli Uzay Çerçevenin Performans Analizi.....	148
6.11 Örnek 11: 12 Katlı Çekirdek Perdeli Uzay Çerçevenin Doğrusal Olmayan Zemin Modeli İle İncelenmesi	151
6.12 Örnek 12: 12 Katlı Çekirdek Perdeli Uzay Çerçevenin İki Parametrelili Doğrusal Olmayan Zemin Modeli İle İncelenmesi	155
6.13 Örnek 13: Zaman Tanım Alanında Analiz.....	157
6.14 Örnek 14: İki parametrelili Zemine Oturan İki Binanın Önceden Kaydedilmiş Deprem Hareketi Altında Davranışı	159
6.14.1 Düşey yükler altında analiz.....	162
6.14.2 Zaman tanım alanındaki analizler	163
6.14.3 Sonuçların Karşılaştırılması.....	164
6.14.4 Zemin parametresinin değişiminin irdelenmesi	165
6.15 Örnek 15: Statik Yükler Etkisinde Dairesel Temel Sisteminin Sadece Basınç Altında Çalışan Zemin Kabulü ile Zeminden Ayrılma Analizi	169
6.16 Örnek 16: Statik Yükler Altında Bir Kolon Ve Dikdörtgen Temelden Oluşan Sistemin Sadece Basınç Altında Çalışan Zemin Kabulü İle Çözümü	172
6.17 Örnek 2’de Çözülen İki Katlı Bir Açıklıklı Sistemin Visual Basic NET Ve C# Kodları Aracılığı İle Programa Tanıtılması.....	177
6.17.1 Örnek 2’nin C# programlama dilinde hazırlanması	177
6.17.2 Örnek 2’nin Visual Basic Net dilinde hazırlanması.....	179
7. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRMELER.....	181
7.1 Çalışmanın Kapsamı.....	181

7.2 Sayısal Uygulamalar Ve Elde Edilen Sonuçlar	182
7.3 Tez Konusu İle İlgili İleride Yapılabilecek Çalışmalar	188
KAYNAKLAR.....	191
EKLER	195
ÖZGEÇMİŞ.....	201

KISALTMALAR

AASHTO	: American Ass. of State Highway and Transportation Officials
AMBYIA	: Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi İle İtme Analizi
API	: Application Programming Interface
ASCE	: American Society of Civil Engineers
ATC	: Applied Technology Council
BIM	: Building Information System
CAD	: Computer Aided Design
CG	: Can Güvenliği
CQC	: Complete quadratic combination
EUROCODE	: Avrupa Birliği Stadartları
FEM	: Finite Element Modelling
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
FRP	: Fibre-reinforced polymer
GÇ	: Göçme Sınırı
GV	: Güvenlik Sınırı
HHT	: Hilber Hughes Taylor integrasyon metodu
HK	: Hemen Kullanım
IBC	: International Building Code
MN	: Minimum Hasar Sınırı
MKL	: Math Kernel Library
NET Framework	: Microsoft .NET Framework kütüphanesi
OpenGL	: Open Graphics Library
SAP2000	: Structural Analysis Program
SDAP	: Statik Dinamik Analiz Programı

SEMBOLLER

A_1, A_2, A_3, B	: Akma yüzeyi tanımlama parametreleri
a_1, a_2, a_3, b	: Akma yüzeyi normal ve sabiti
a_n	: n. moda ait modal ivme
$[C]$	: Sistemin sönüm matrisi
C_R	: Talep dönüştürme katsayısı
C_t	: Zemin ve temel özelliklerine bağlı ikinci parametre
C_w	: Winkler yay katsayısı
d_{max}^e	: Elastik talep yerdeğiştirme
d_{max}^{ep}	: Elasto-plastik talep yerdeğiştirme
d_n	: n. moda ait modal yerdeğiştirme
$[d]$	: Sistem yerdeğiştirme matrisi
E_s	: Zemin tabakası elastisite modülü
f_{cd}	: Beton tasarım basınç dayanımı
f_{ck}	: Beton karakteristik basınç dayanımı
$[F]$	: Dış yük vektörü
F_{in}	: n numaralı mod için i numaralı serbestlik kuvveti
H	: Zemin sıkıştırılabilir katman kalınlığı
K	: Çubuk sistemde akma koşulu
$[K]$	: Sistem rijitlik matrisi
$[k]_{xx}$	: Düğüm noktası koordinat takımında çubuk rijitlik matrisi
$[k_{\phi d}]$	: Düğüm noktası yerdeğiştirmelerine bağlı olarak plastik kesitlerde oluşan iç kuvvetleri tanımlayan matris
L_n	: Mod katılım oranı
L_p	: Plastik mafsallık uzunluğu
N	: Çubuk normal kuvveti
N^k	: k numaralı kritik kesitte ortaya çıkan normal kuvvet
M_b	: Izgara burulma momenti
M_e	: Izgara eğilme momenti
M_p	: Kesitin eğilme momenti taşıma kapasitesi
M^k	: k numaralı kritik kesitte ortaya çıkan moment
M_2	: Çubuk 2 eksen moment
M_3	: Çubuk 3 eksen moment
$[M]$	: Sistem kütle matrisi
M_n	: Mod kütlesi
$R_{y(n)}$	: Dayanım azaltma katsayısı
S_a	: Spektral ivme
S_d	: Spektral yerdeğiştirme
$[S_{dd}]$	: Sistem rijitlik matrisi
$[S]_D$	: Yoğunlaştırılmış sistem rijitlik matrisi
$[P_0]$	: Sistem geneli için eleman dış yük matrisi
$[P_{\phi k}]$	: Üzerinde k sayılı Plastikleşmiş kesit bulunan ij çubuğuna ait uç kuvvet matrisinin sistem eksen takımına dönüştürülmüş halidir
P^k	: k. yük artım adımında ulaşıla yük artım parametresi

$[q]$	: Sistem düğüm noktalarına etkiyen dış yük matrisi
R_y	: Dayanım azaltma katsayısı
S_a	: Spektral ivme
$S_{a,n}$	: n numaralı moda ait elastik spektral ivme
S_d	: Spektral yerdeğiştirme
T	: Doğal titreşim periyodu
t_f	: Temel dış yükü
${}^t u$	: t zamanına ait yerdeğiştirme
${}^t \dot{u}$	: t zamanına ait hız
${}^t \ddot{u}$	: t zamanına ait ivme
u_n	: n. moda ait yerdeğiştirme
$w(x,y)$	: Zemin çökme fonksiyonu
Δ	: Kesit uzunluk doğrultusundaki plastik şekildeğiştirme bileşeni
ΔP^k	: k. adımda yük artım parametresi
ΔM_C^k	: $\Delta P^k = 1$ yük artımından dolayı kritik kesitlerdeki moment
ΔN_C^k	: $\Delta P^k = 1$ yük artımından dolayı kritik kesitlerdeki normal kuvvet
θ_p	: Plastik mafsal dönmesi
χ_p	: Plastik mafsal eğriliği
χ_y	: Akma eğriliği
ϕ	: Plastik şekildeğiştirme parametresi
$\phi(z)$	: Zemin çökme fonksiyonu
$[\Phi]$	: Mod şekilleri matrisi
ϕ_2, ϕ_3	: Eğilme şekildeğiştirmesini ifade eden plastik şekildeğiştirme bileşeni
φ_n	: n. moda ait mod şekli vektörü
φ	: Burulma ş. değiştirmesini ifade eden plastik şekildeğiştirme bileşeni
γ	: Temel ve zeminin yerdeğiştirmesine bağlı hesap parametresi
ω	: Serbest titreşim frekansı
Γ_n	: Mod katılım çarpanı
ρ_{ij}	: Çapraz korelasyon katsayısı
ϵ_{cu}	: Beton lifindeki birim kısalma
ϵ_{su}	: Donatıdaki birim uzama-kısalma
$v(x,y,z)$	: Zeminin şekil değiştirme fonksiyonu
ν_s	: Zemin tabakası poisson oranı

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 1.1 : Yapı sistemlerinin doğrusal olmayan davranış sebepleri.	12
Çizelge 2.1 : Beton ve donatı şekildeğiştirme sınır değeri.	38
Çizelge 5.1 : Düğüm noktası bağlantı tablosu.	74
Çizelge 5.2 : Optimize edilmemiş matris.	75
Çizelge 5.3 : Optimize edilmiş matris.	76
Çizelge 5.4 : Ekleme gereken kütüphaneler.	82
Çizelge 6.1 : Kiriş ve kolon enkesitleri.	88
Çizelge 6.2 : Kiriş ve kolon donatıları.	88
Çizelge 6.3 : Kolon kapasite bilgileri ve karşılaştırması.	89
Çizelge 6.4 : 1-2 Kirişinin eğilme momenti taşıma kapasitesi. (kNm)	89
Çizelge 6.5 : Çubuk 1-2 için çatlamış kesitli II. mertebe eleman rijitlik matrisi. (N,m)	90
Çizelge 6.6 : Çubuk 3-1 ve 1-2 için 2.mertebe çatlamış kesitli II.mertebe eleman rijitlik matrisi. (N,m).	90
Çizelge 6.7 : Çubuk 1-2 için yük matrisi. (N,m).....	90
Çizelge 6.8 : Sistem rijitlik matrisi ve çözüm sonrası elde edilen yerdeğiştirmeler(kN,m).	91
Çizelge 6.9 : Çubuk İç Kuvvetler. (kN,m).....	91
Çizelge 6.10 : Birim mafsallı dönmeye ait satır e sütunun çubuk rijitlik matrisine eklenmesi.	95
Çizelge 6.11 : Bir adım indirgenmiş rijitlik matrisi.	95
Çizelge 6.12 : Sistem rijitlik matrisi ve çözüm sonrası elde edilen yerdeğiştirmeler. (kN,m).....	95
Çizelge 6.13 : İndirgenmiş rijitlik matrisi ve yerdeğiştirme bilinmeyenleri.....	96
Çizelge 6.14 : İkinci mertebe limit yük için plastik kesitlerdeki kesit zorlarının karşılaştırılması.	99
Çizelge 6.15 : Bu çalışmada hesaplanan yatay yük artımlarından dolayı kritik kesitlerde oluşan kesit zorları.....	99
Çizelge 6.16 : Girgin tarafından hesaplanan yatay yük artımlarından dolayı kritik kesitlerde oluşan kesit zorları.....	100
Çizelge 6.17 : Kiriş ve kolon enkesitleri.	105
Çizelge 6.18 : Kolon donatıları.	105
Çizelge 6.19 : Bilinmeyenler ve sistem rijitlik matrisi. ($\times 10$ [kN][m]).....	106
Çizelge 6.20 : Seçilen serbestlikler ve sistem rijitlik matrisi. ($\times 10$ [kN][m])	108
Çizelge 6.21 : Bir kütleli sistem için kapasite eğrisi bilgileri.	109
Çizelge 6.22 : Bilinmeyenler ve sistem rijitlik matrisi. ($\times 10$ [kN][m]).....	110
Çizelge 6.23 : Her mod için spektral büyüklük.....	111
Çizelge 6.24 : Seçilen serbestlikler ve sistem rijitlik matrisi. ($\times 10$ [kN][m])	112
Çizelge 6.25 : Her mod için spektral büyüklük.....	113
Çizelge 6.26 : Üç kütleli sistem için kapasite eğrisi bilgileri.	114
Çizelge 6.27 : İki sistem büyüklükleri farklarının karşılaştırması.	114

Çizelge 6.28 : Sistemin 23.94 kN/m ² düzgün yayılı yük altında analiz sonuçları ve oransal olarak farklar.....	116
Çizelge 6.29 : Sistemin 113.34 kN tekil yük altında analiz sonuçları ve oransal olarak farklar.....	117
Çizelge 6.30 : Elde edilen sonuçları karşılaştırılması.	119
Çizelge 6.31 : Izgara sistem için itme analizi.	125
Çizelge 6.32 : 1m şerit genişliği için döşeme plastikleşme kapasitesi.....	127
Çizelge 6.33 : Kiriş enkesit boyutları.....	132
Çizelge 6.34 : Kolon enkesit boyutları.....	132
Çizelge 6.35 : X doğrultu kirişleri donatı düzeni.....	132
Çizelge 6.36 : X doğrultu kirişleri donatı düzeni.....	133
Çizelge 6.37 : Kolon donatı düzeni.....	133
Çizelge 6.38 : Kiriş düşey işletme yükleri.	134
Çizelge 6.39 : 1m plak şeridi için kesit donatısı ve moment kapasiteleri.	137
Çizelge 6.40 : 1.mertebe teorisine göre limit ve göçme durumları.....	141
Çizelge 6.41 : Eleman hasar durumuna karşılık gelen puanlar.	148
Çizelge 6.42 : 2 numaralı yapı için hasar derecesi hesaplanması.....	149
Çizelge 6.43 : Analizi yapılan bina özellikleri.	149
Çizelge 6.44 : Sabit yükler altında zemin taşıma gücü değiştirilerek elde edilen göçme yükleri	152
Çizelge 6.45 : $A_0 = 0.4g$ deprem ivmesi etkisinde zemin taşıma gücü değiştirilerek elde edilen göçme yükü.	152
Çizelge 6.46 : Sabit yükler altında zemin yatak katsayısı değiştirilerek elde edilen göçme yükü.....	153
Çizelge 6.47 : $A_0 = 0.4g$ deprem ivmesi etkisinde zemin yatak katsayısı değiştirilerek elde edilen göçme yükü.	153
Çizelge 6.48 : Sabit yükler altında sıkıştırılabilir katman kalınlığı ve zemin taşıma gücü değiştirilerek elde edilen göçme yükü.	155
Çizelge 6.49 : $A_0 = 0.4g$ deprem ivmesi etkisinde sıkıştırılabilir katman kalınlığı ve zemin taşıma gücü değiştirilerek elde edilen göçme yükü.....	157
Çizelge 6.50 : Binalara ait özellikler.....	161
Çizelge 6.51 : Zaman Tanım Alanında analizde hesaplanan zemin parametrelerinin başlangıç ve maksimum değerleri.....	167
Çizelge 6.52 : Başlangıç adımına göre zemin parametrelerindeki maksimum oransal değişim.	167
Çizelge 6.53 : 0.5m mesafeli C ve D noktaları için düşey yerdeğştirmeler.(m)	168
Çizelge 6.54 : C ve D noktaları için göreceli yerdeğştirmeler.	168

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 : Çeşitli teorilere göre elde edilen yük parametresi – yerdeğiştirme bağıntıları.	13
Şekil 2.1 : Akma eğrisi ve plastik şekildeğiştirme vektörü.	18
Şekil 2.2 : Plastikleşen kesitden dolayı oluşan iç kuvvetler	22
Şekil 2.3 : Üzerinde m adet plastikleşmiş kesit bulunan 12 serbestlikli ij çubuğu. ...	25
Şekil 2.4 : Belirli bir normal kuvvet düzeyi için M_2 - M_3 düzleminden alınan ara kesit.....	28
Şekil 2.5 : Program arayüzünden alınmış dikdörtgen kolona ait idealleştirilmiş akma yüzeyi.....	29
Şekil 2.6 : L kesitli bir perde için üçgen düzlem parçalarından oluşacak şekilde hazırlanan akma yüzeyi.	29
Şekil 2.7 : Akma yüzeyleri, yüzeylerin süreksiz olduğu çizgiler ve eleman iç kuvvet durumunun yüzeyler arasında yön değiştirmesi.....	30
Şekil 2.8 : Akma vektörünün akma yüzeyleri üzerinde hareket etmesi durumu.	31
Şekil 2.9 : İtme eğrisi ve modal kapasite eğrisi.	34
Şekil 2.10 : Spektrum eğrisinde eksen değiştirilmesi.....	35
Şekil 2.11 : Elastik spektrum eğrisi ve kapasite eğrisi kullanılarak elastoplastik yerdeğiştirmenin belirlenmesi.	37
Şekil 2.12 : Radye temelde akma eğrisi ve akma vektörü.	40
Şekil 4.1 : Temel ve iki parametrelili Vlasov modeli.....	47
Şekil 4.2 : Zemin Sonlu elemanı ve koordinat eksen sistemi.	49
Şekil 4.3 : Temel ve zemin sonlu eleman sistemi ve yerdeğiştirme bilinmeyenleri. .	51
Şekil 4.4 : Çubuk sonlu elemanlar ile temel-zemin sisteminin modellenmesi.	52
Şekil 4.5 : Zemini ifade eden çubuk elemanın davranışı.....	53
Şekil 4.6 : İki parametrelili zemin modeli ve temel plağı arasına tanımlanmış çubuk elemanlar.....	54
Şekil 4.7 : Taşıma gücü sınırına ulaşmış zemin modeli, pembe noktalar plastikleşen mafsalları göstermektedir.	54
Şekil 4.8 : Yeni zemin modeli çözümü için akış diyagramı.	55
Şekil 5.1 : Solid elemanı düğüm noktaları dizilimi.....	62
Şekil 5.2 : T kesiti değişken tanımları.	63
Şekil 5.3 : Optimizasyon yapılacak 4 katlı yapı sistemi.	73
Şekil 5.4 : OpenGL ile hazırlanmış grafiksel çıktı penceresi.	77
Şekil 5.5 : Yazıcı çıktısı oluşturma penceresi.	78
Şekil 5.6 : Kesit kapasitesi ve itme analizi boyunca kesit tesirleri.	79
Şekil 5.7 : İtme analizi ara adımları ve plastik mafsallar.	80
Şekil 5.8 : Bir su kulesinin zaman tanım analizi ara adımı ve oluşan plak gerilmeleri.	81
Şekil 5.9 : Analiz ivmesi ve kontrol noktası yerdeğiştirmesi.	81
Şekil 5.10 : Visual Basic düzenleyicisi.	83
Şekil 5.11 : Referas Ekleme menüsü.	84

Şekil 5.12 : Referans Seçme Penceresi.	84
Şekil 5.13 : Dosya seçme penceresi.	85
Şekil 5.14 : Eklenen referanslar.	85
Şekil 5.15 : Kodlama penceresi.	86
Şekil 6.1 : Sistemin Geometrik Özellikleri ve düğüm noktası numaraları.....	87
Şekil 6.2 : Düşey ve yatay işletme yükleri.	88
Şekil 6.3 : Düzlem çerçeve analizi için çubuk yerel yön tanımları.	89
Şekil 6.4 : Düğüm noktası numaralandırması ve bilinmeyenler.....	90
Şekil 6.5 : Çubuğun herhangi bir noktasında oluşan plastik mafsal ve birim değişkenler.....	94
Şekil 6.6 : Kolon karşılıklı etki diyagramı ve iç kuvvetlerin itme analizi süresince değişimi.	98
Şekil 6.7 : İtme analizi boyunca elde edilen mafsallar ve yerdeğiştirmeler.....	100
Şekil 6.8 : İki açıklıklı iki katlı betonarme çerçeve sistemi.	100
Şekil 6.9 : Sistem performans noktasının bulunması.	103
Şekil 6.10 : Bir açıklıklı çerçeve, düğüm noktası numaraları ve yükleri.	104
Şekil 6.11 : Düşey yükler altında çerçevede oluşan eğilme momenti diyagramı....	105
Şekil 6.12 : Sisteme ait yerdeğiştirme bilinmeyenleri ve numaraları.	106
Şekil 6.13 : Yatay yükler altında çerçevede oluşan eğilme momenti diyagramı....	107
Şekil 6.14 : İkinci adımda yatay yükler altında oluşan eğilme momenti diyagramı.	109
Şekil 6.15 : Yatay yükler altında çerçevede oluşan eğilme momenti diyagramı....	111
Şekil 6.16 : İkinci adımda yatay yükler altında oluşan eğilme momenti diyagramı.	114
Şekil 6.17 : Bir ve üç kütleli sisteme ait spektral yerdeğiştirme ve ivme grafikleri.	115
Şekil 6.18 : Düzgün yayılı yük ve tekil yük ile yüklenmiş radye temel plağı.....	116
Şekil 6.19 : Temel planı ve kolon yerleşimi.	118
Şekil 6.20 : Temel merkez çizgisinden geçen doğru ($Y=0$) üstündeki yerdeğiştirmeler.	119
Şekil 6.21 : Temel merkez çizgisinden geçen doğru ($Y=0$) üstündeki yerdeğiştirmeler.	120
Şekil 6.22 : $X=0$ ve $Y=0m$ noktasında zemin ve temel yerdeğiştirmesi.	121
Şekil 6.23 : $X=5.8$ ve $Y=0m$ noktasında zemin ve temel yerdeğiştirmesi.	122
Şekil 6.24 : İtme analizi boyunca γ parametresi değişimi.	122
Şekil 6.25 : Dört açıklıklı ızgara sistemi.	123
Şekil 6.26 : Izgara kiriş enkesiti.	124
Şekil 6.27 : Çelik kutu kesit için karşılıklı etki diyagramı.	124
Şekil 6.28 : İki çalışmada elde edilen itme eğrileri.....	125
Şekil 6.29 : Plastik mafsalların oluşma sırası.	126
Şekil 6.30 : Betonarme döşemenin geometrisi, mesnet koşulları ve yükleri.....	126
Şekil 6.31 : Betonarme döşeme sisteminde kullanılan donatı düzeni ve açılımı....	127
Şekil 6.32 : Döşeme köşelerinde kullanıla donatı düzeni “1” için kesit ve kapasite diagramı.	128
Şekil 6.33 : Döşeme açıklıklarında kullanıla donatı düzeni “2” için kesit ve kapasite diagramı.	128
Şekil 6.34 : Hazırlanan yazılım ve Eroz tarafından elde edilen itme eğrisi.	129
Şekil 6.35 : İlk plastik mafsalın oluşumu.	129
Şekil 6.36 : Sap2000 programı ile elde edilen moment diagramı.....	130
Şekil 6.37 : Tipik döşeme kalıp planı şeması.	131
Şekil 6.38 : Kiriş yüklerinin dağılımı.....	134

Şekil 6.39 : Yapıya X ve Y doğrultularında etkiyen yatay işletme yükleri.	134
Şekil 6.40 : II. Mertebe teorisine göre elde edilen itme eğrileri.	135
Şekil 6.41 : Tipik Döşeme Kalıp Planı Şeması.	136
Şekil 6.42 : Bina altına tasarlanan temel.	136
Şekil 6.43 : Yapıya etkiyen yatay işletme yükleri.	137
Şekil 6.44 : Üstyapı hesap modeli.	138
Şekil 6.45 : II. Mertebe teorisine göre elde edilen itme eğrileri.	139
Şekil 6.46 : Perde altı için temel hesap modeli.	139
Şekil 6.47 : Birinci mertebe itme analizi.	140
Şekil 6.48 : Durum 1 için (ankastre) göçme anında oluşan plastik mafsallar.	141
Şekil 6.49 : Durum 1 için göçme anında mafsallarda oluşan hasar durumu.	142
Şekil 6.50 : Durum 2 için (1 metre temel yüksekliği) düşey yük parametresi değerine ulaştığında temelde oluşan plastik mafsallar.	142
Şekil 6.51 : Durum 2 için sabit düşey yükler ve artan yatay yükler altında üst yapıda plastik mafsallardan önce temeldeki plastik mafsallar.	143
Şekil 6.52 : Durum 2 için yapı göçme durumunda oluşan plastik mafsallar.	143
Şekil 6.53 : Durum 2 için göçme anında oluşan hasar.	144
Şekil 6.54 : Durum 3 için (0.6 metre temel yüksekliği) düşey yük parametresi değerine ulaştığında temelde oluşan plastik mafsallar.	145
Şekil 6.55 : Durum 3 için yapı göçme durumunda oluşan plastik mafsallar.	145
Şekil 6.56 : Durum 3 için göçme anında oluşan hasar.	146
Şekil 6.57 : 3 numaralı yapıya ait temel hasar durumu.	150
Şekil 6.58 : 4 numaralı yapıya ait temel hasar durumu.	150
Şekil 6.59 : Zemin elemanı davranışı.	151
Şekil 6.60 : Sabit yükler altında $k_0 = 30 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ ve $\sigma_{Zem} = 150 \text{ kN/m}^2$ zemin özellikleri ve 0.6m temel kalınlığı için sabit düşey yükler altında zemin taşıma gücünün aşıldığı noktalar ve hasar durumları.	154
Şekil 6.61 : Çizelge 6.48 durum 2 için temel orta çizgisinde zemin ve temel çökmesi grafiği.	156
Şekil 6.62 : Çizelge 6.48 durum 2 için temel orta çizgisinde zemin ve temel çökmesi görseli.	156
Şekil 6.63 : İki katlı iki açıklıklı çerçeve.	157
Şekil 6.64 : 1.kat için elde edilen yerdeğiştirmeler ve Omurtag tarafından verilen değerler ile karşılaştırılması.	159
Şekil 6.65 : 2.kat için elde edilen yerdeğiştirmeler ve Omurtag tarafından verilen değerler ile karşılaştırılması.	159
Şekil 6.66 : Yapı oturma planı ve modellenen zemin.	161
Şekil 6.67 : Sonuçlarda incelenen düğüm noktaları.	162
Şekil 6.68 : $x=20\text{m}$ için sonuçlar; $\times$:Hamarat, $\bullet$:Yapılan çalışma.	162
Şekil 6.69 : $x=20\text{m}$ çizgisi üstünde zemin şekildeğiştirmesi.	163
Şekil 6.70 : 8 katlı yapıda bulunan C noktasının, ankastre mesnetli kolon için zaman tanım alanında analizi sonucu elde edilen yerdeğiştirme ..geçmişi. ...	164
Şekil 6.71 : İki yapı arası mesafe 0.5m ve sıkışabilir zemin kalınlığı 3m için C noktasının zaman tanım alanında analizi sonucu elde edilen yerdeğiştirme geçmişi.	165
Şekil 6.72 : İki yapı arası mesafe 0.5m ve sıkışabilir zemin kalınlığı 6m için C noktasının zaman tanım alanında analizi sonucu elde yerdeğiştirme geçmişi.	165
Şekil 6.73 : İki bina arasındaki mesafe 0.5m ve sıkışabilir zemin tabakası kalınlığı 6m için γ parametresinin orantısal olarak değişimi.	166

Şekil 6.74 :	İki bina arasındaki mesafe 0.5m ve sıkışabilir zemin tabakası kalınlığı 6m için k parametresinin orantısal olarak değişimi.	166
Şekil 6.75 :	İki bina arası mesafe 0.5m ve sıkışabilir zemin tabakası kalınlığı 6m için $2t$ parametresinin orantısal olarak değişimi.	167
Şekil 6.76 :	Çekme gerilmesi almayan zemine oturan dairesel plak.	169
Şekil 6.77 :	Temele uygulanan yükün eksantrisitesini ifade eden b değerlerinin değiştirilmesi ve boyutsuz yayılı yükün 0.0, 0.4 ve 0.8 alınmasıyla elde edilen kalkma yüzeyi.	170
Şekil 6.78 :	Temele uygulanan yükün eksantrisitesini ifade eden b değerlerinin değiştirilmesi ve boyutsuz yayılı yükün 0.0, 0.4 ve 0.8 alınmasıyla elde edilen temel merkez noktası boyutsuz çökmesi.	170
Şekil 6.79 :	Temele uygulanan yükün eksantrisitesini ifade eden b değerlerinin değiştirilmesi ve boyutsuz yayılı yükün 0.0, 0.4 ve 0.8 alınmasıyla elde edilen temel merkez noktası boyutsuz dönmesi.	171
Şekil 6.80 :	Winkler zeminine oturan 5 serbestlikli dikdörtgen rijit temel-kolon sistemi.	172
Şekil 6.81 :	Sistemde α açısının değiştirilmesi ile elde edilen yük-dönme grafiği. .	174
Şekil 6.82 :	Sistemde b temel genişliği katsayısının değiştirilmesi ile elde edilen yük-dönme grafiği.	174
Şekil 6.83 :	Sistemde a ve b temel ebatları katsayılarının birlikte değiştirilmesi ile elde edilen yük-dönme grafiği.	175
Şekil 6.84 :	Sistemde q_0 yayılı yük katsayısının değiştirilmesi ile elde edilen yük-dönme grafiği.	175
Şekil 6.85 :	Referans alınan kaynakta bulunan sonuçların karşılaştırılması.	176
Şekil A.1 :	Çubuk yönleri ve buna bağlı çubuk uç kuvvetleri.	196
Şekil A.2 :	Plastik şekildeğiştirme parametresinin birim değerinden oluşan uç kuvvetler.	196

İKİ PARAMETRELİ ZEMİNE OTURAN BETONARME YAPILARIN DOĞRUSAL OLMAYAN HESABI VE GÖRSEL TABANLI BİR BİLGİSAYAR YAZILIMI

ÖZET

Son yıllarda inşaat üretim olanaklarının ve malzeme teknolojisinin ilerlemesine bağlı olarak daha karmaşık yapı sistemleri tasarlanmaya başlamıştır. Üretim olanaklarının artması ile daha yüksek yapılar inşa edilebilmekte, malzeme dayanımının artması ile daha küçük ve dolayısıyla daha narin kesitler kullanılabilen, deney tekniklerinin ve olanaklarının artmasıyla da malzemenin elastik ötesi davranışı da detaylı olarak incelenebilmektedir. Bilindiği gibi yapı tasarımında, yapı güvenliğinin yanında ekonominin yani maliyetlerin de en düşük seviyede tutulması da önemlidir. Bütün bu noktalar gözönünde tutulduğunda, geleneksel hesap yöntemlerine göre çok daha ayrıntılı olan malzeme ve geometri bakımından doğrusal olmayan hesap yöntemleri geliştirilmekte, yönetmelikler de geliştirilen yeni yöntemlere bağlı olarak güncellenmektedir.

Üst yapı için geçerli olan bu durum, temel ve zemin sistemi için de geçerlidir. Yine geleneksel olarak Winkler hipotezi adı verilen kabule göre yapılan temel tasarımlarında zemindeki gerilmeler aynı noktadaki çökmelerle orantılı olduğundan yani komşu zemin noktaları arasında etkileşim bulunmadığından, özellikle temel kenarlarında pek gerçekçi olmayan büyük zemin gerilmeleri ortaya çıkmakta, zemin güvenlik gerilmesinin aşılması sonucunda da zemin iyileştirilmesi veya kazık uygulaması işlemlerine gerek duyulmaktadır. Bunun yerine zemin sürekliliğini ve temel altındaki sıkıştırılabilir tabaka kalınlığını da hesapta gözönüne alabilen Vlasov zemin modeli kullanıldığında özellikle rijit tabakaya yakın olunan durumlarda çok daha küçük yerdeğiştirmeler ortaya çıkmaktadır. Bu zemin modelinde temel dışında kalan zeminin de hesaplara etkisi gözönüne alınabildiği için temel kenarlarında süreksizlik oluşmamakta, ayrıca birbirine komşu yapıların etkileşimi de dikkate alınabilmektedir. Bu sayede daha gerçekçi temel ve zemin etkileşimi modellenmesi yapılabilmekte, genellikle de daha ekonomik temel tasarımı ortaya çıkabilmektedir.

Hazırlanan çalışmada çekme almayan ve basınç etkisinde ideal elastoplastik davranış gösteren bir zemin modeli de önerilmiş, sözkonusu zemin modelinin temel ve üst yapının davranışına olan etkileri araştırılmıştır. Winkler modeliden farklı olarak, iki parametrelili zemin modellerinde komşu noktalar arasındaki etkileşim de dikkate alınabildiğinden, özellikle deprem etkilerindeki komşu yapıların birbiri ile etkileşimi de gözönüne alınabilmektedir.

Tez kapsamında ayrıca, zemin modellerinin yapı davranışına olan etkilerinin daha iyi anlaşılması ve daha anlamlı karşılaştırmaların yapılabilmesi amacıyla bir performans değerlendirme önerisi de verilmiştir. Mevcut yönetmeliklerde herhangi bir kolon göçme sınırına ulaştığında yapı can güvenliğini sağlayamamaktadır. Farklı yapıların deprem performanslarının karşılaştırılabilmesi için ise göçme bölgesindeki kolonların sayısı ve taşıdıkları kesme kuvveti de hesaba alınmalıdır. Geliştirilen

performans değerlendirme sisteminde yapı performansı rakamsal bir değer ile ifade edilmektedir ve kat içinde oluşan eleman hasar oranlarına ve bu elemanların yapısal önemine göre yapı toplam hasarı artmaktadır. Böylece kat içinde göçme bölgesinde olan kolonların deprem kuvvetinin ne kadarını taşıdığı da sonucu etkiler duruma gelmiştir. Çözülen sistemlerde oluşan hasar durumlarını karşılaştırabilmek için, eleman hasarlarına bağlı olarak yapı için bir hasar derecesi hesaplanmıştır. Hesaplanan hasar derecesi, yapısal elemanların hasar yoğunluğunu ifade etmektedir.

Çok modlu itme analizi algoritmasında akma koşullarını belirleyen akma yüzeyleri çok sayıda düzlemlerden oluşacak şekilde idealleştirilmiştir. Böylece doğrusal olmayan akma koşulları daha hassas bir şekilde doğrusallaştırılmıştır. İtme analizi algoritmasında, her bir plastik kesitin oluşumundan sonra gözönüne alınması gereken plastik kesitteki şekildeğiştirme parametresi, çubuk bazında, sözkonusu akma koşulunu ifade eden denklemin özel bir algoritmayla indirgenmesi sureti ile alınmıştır. Böylece sistem rijitlik matrisinin boyutunu değişmemesi yani bilinmeyen sayısının artmaması sağlanmıştır. Şekildeğiştirme parametrelerinin kapasitelerinin aşılp aşılmadığı her adımda kontrol edilmesi gerektiğinden, denklem sistemi çözümünden sonra, çubuk bazıda gerçekleştirilen yerine koyma işlemi ile sözkonusu parametreler de itme adımlarının arasında kolaylıkla elde edilebilmektedir.

Hazırlanan tez çalışmasında, yapı sistemlerini değişik analiz tipleriyle incelemeye olanak sağlayan bir bilgisayar yazılımı geliştirilmiştir. Geliştirilen bilgisayar yazılımı ile yapı sistemleri üç boyutlu uzayda 12 serbestlikli çubuk, 24 serbestlikli kabuk veya 48 serbestlikli katı cisim elemanları ile modellenen yapıya değişik mesnet veya elastik-elastik ötesi yay tanımı yapılabilmekte, rijit diyafram özellikleri atanabilmektedir. Oluşturulan modelde, doğrusal analiz, doğal titreşim periyotlarının belirlenmesi analizi, tepki spektrum analizi, statik itme analizi, ayrılma analizi, çok modlu uyarlamalı statik itme analizi ve performans noktasının bulunması, Vlasov zemin analizi, ikinci mertebe analiz ve yapı burkulma modlarının bulunması ile zaman tanım alanında analiz yapılabilmektedir. Program otomatik olarak sabit düşey yükleri hesaplayabilmekte ve gerekli kütle tanımlarını yapılabilmektedir. Ayrıca denklem takımının daha kolay çözülebilmesi için matris optimizasyonu yapabilmekte, büyük hafıza gerektiren sistem matrislerini sıfır olmayan değerler kullanarak depolayabilmekte ve çözüm sırasında satır blokları haline getirip hızdan tasarruf sağlayabilmektedir. Kesit hesaplarında donatı ve beton için ayrı ayrı gerilme-şekil değiştirme eğrisi tanımlanabilmektedir. Tanımlanan betonarme kesit için kapasite eğrileri oluşturulabilmektedir.

Hazırlanan program ile literatürde bulunan birçok örnek yapı çözülmüş, ayrıca hesap yükünün fazlalığından dolayı önceden çözülememiş bazı problemlerin sonucuna ulaşılmıştır.

Çeşitli tezlerde ve yayınlarda bulunan iki parametrelili zemine oturan temel hesapları ile hazırlanan örnekler ile program kontrol edilmiş, buna ek olarak iki parametrelili zemine oturan üst yapılar ve iki parametrelili zeminde taşıma gücünün aşılması problemi program kullanılarak incelenmiştir. Ayrıca iki parametrelili zemine oturan yapı için zaman entegrasyonunun her adımında zemin parametreleri güncellenerek zaman tanım alanında analiz yapılmıştır.

Benzer şekilde literatürde bulunan itme analizi, temellerin elastik ötesi davranışı ve uyarlamalı artımsal analiz ile performans hesapları hakkındaki örnekler program tarafından tekrar çözümlenerek programın tutarlılığı araştırılmış, bu konuya ek olarak temel sistemindeki elastik ötesi davranış ve zeminden ayrılma-zemin taşıma gücünün

aşılması durumları incelenmiştir. İncelenen yapıların performans hesabı için, 2007 deprem yönetmeliğinde bulunan ve binanın kullanılabilirlik durumu hakkında bilgi veren yöntemin yanı sıra değişik binaları karşılaştırabilmek için yeni bir puanlama yöntemi kullanılmıştır.

Program hazırlanırken kütüphane olarak kullanılabilecek şekilde tasarlanmıştır. Buna bağlı olarak başka programlar tarafından çağrılarak model oluşturulabilmekte, hazırlanan modeller çözülüp çıktı veya grafiksel görüntüler elde edilebilmektedir. Programa ait nesneler ve çağrı fonksiyonları detaylı biçimde açıklanmış, Visual Basic NET ve C# programlarından çağırıp kullanmak için talimat ve örnek bir yapının kütüphane tarafından hazırlanıp çözülmesi gösterilmiştir.

NONLINEAR ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES ON TWO-PARAMETER SOIL MODEL AND VISUAL COMPUTER SOFTWARE

SUMMARY

The developments in computer technology in recent years result significant changes in design methods and codes. As a result, the structure can be analyzed with more complex and accurate methods, so project control mechanisms require more calculations and details. In addition, since the material quality and production opportunities increases, higher and more slender structures are designed. These topics such slenderness and soil structure interaction in structural design is therefore becoming more important cases.

This case for the superstructure, also applies to the foundation and ground system. Traditionally, soil stress under foundation is calculated using Winkler hypothesis, which means the stress is directly proportional with and only the displacement of foundation nodes. The interaction between the soil nodes are neglected in Winkler hypothesis. As a result, the soil system outside the foundation can not be calculated. The continuity of soil system, other structures and external loads can not be taken into account in Winkler type soil. This usually results exaggerated soil stress on foundation edges, so the structure designer needs to add piles to foundation system or strengthen the soil, both means extra cost for building contractor.

On the other hand, Pasternak type soil can take into account the interaction between the soil nodes by using a shear parameter. The compression and shear parameters can be calculated by using Vlasov soil analysis. The effects of multiple soil layers and thickness of compressive soil system are taken into consideration in Vlasov analysis. When the continuity in soil environment is taken into account, the displacements on foundation edges generally decrease and the effect of surrounding structures can be taken into account. This always results more realistic analysis and usually results more economical design.

In this study, the structure performance was determined using Incremental Response Spectrum Analysis (IRSA) procedure, which is based on the approximate development of the modal capacity diagrams, which are defined as the backbone curves of the modal hysteresis loops. Modal capacity diagrams are used for the estimation of instantaneous modal inelastic spectral displacements in a piecewise linear process called pushover-history analysis. IRSA procedure can estimate with a reasonable accuracy the peak inelastic response quantities of interest, such as story drift ratios and plastic hinge rotations as well as the story shears and overturning moments.

In this study, a tensionless soil model with bearing capacity is developed and its effect on soil, foundation and superstructure was investigated. The new model uses Vlasov type soil so the effects of multiple soil layers and thickness of compressive

soil system are taken into consideration. The effects of neighbour structures and the effect of bearing capacity on tensionless soil is investigated on several examples.

In the prepared thesis, a performance evaluation method is developed to compare the performance of structures with different soil types, soil properties, foundations and superstructure systems. The existing methods mentioned in codes are targeting the structure safety, so any number of columns in collapse state results collapse performance. On the other hand, number of columns and their seismic importance must be taken into account for performance comparison. In the suggested performance method, the structure performance is represented numerically and the damage in structural members are accumulated by considering their importance to determine overall structure performance. As a result, the importance and shear ratio of collapse state columns also taken into account. The structures are compared according to their numerical damage that represents the damage density.

The yield surfaces representing the yield conditions idealised with frequent divided triangles to be used in multimode adaptive pushover analysis. As a result, the nonlinear yield conditions linearized in a very sensitive way. During the pushover process, the plastic hinge parameter occurred in new step is taken into consideration by condensing in frame rigidity matrix by using a special algorithm. This keeps the system rigidity matrix in the same size so the number of unknowns remain same. After the system displacements are solved, by using the frame condensation matrix, the plastic hinge parameter is calculated. The hinge parameter is used to determine the curvature and the damage in plastic hinge.

The nonlinear behaviour of foundation system is also investigated in structural performance analysis. The mat-foundation slab was idealised with grid system. The bending moment and torsional moment interaction was taken into account in grid idealisation. Vlasov soil analysis and soil finite element is separated from foundation finite element, so the foundation can be modelled as slab system or grid system freely. Plastic hinges are introduced in grid frames according to material, section and reinforcement properties of foundation. The plastic hinge parameters and curvature in grid plastic hinges are calculated to determine the damage in foundation system.

In the prepared thesis, a computer software system that allows examining the structure of different types of analysis has been developed. In the prepared software, 12 degrees of freedom frame, 24 degrees of freedom shell and 48 degrees of freedom solid members can be defined in three dimensional space. Different types of restraints or springs can be assigned to the structure, rigid diaphragms can be defined to the joints. After generating finite element model, several analysis like linear analysis, free vibration analysis, response spectrum analysis, static pushover analysis, detachment analysis, multi-mode adaptive pushover analysis, performance analysis, Vlasov soil analysis, second order analysis, buckling modes analysis and time history analysis can be performed. The program can calculate the vertical loads automatically and can generate mass for joints. The software can optimize large matrices to use less memory and make fewer calculations, and the matrices can be stored in sparse format. Stress-strain curves for steel and concrete material can be defined in section properties, the capacity surfaces can be generated according to defined material and geometry automatically.

General purpose structural analysis and design programs can not consider the second parameter of the Vlasov model, but this parameter may be indirectly considered by the adaptation of Mindlin plate elements as soil elements in the libraries of the

mentioned programs by changing the elastic properties of the materials. In this time however, the second parameter cannot be correctly considered as some soil parameters may change between the time intervals of time history analysis. In the computer code which is developed for time history analysis of structures on Vlasov foundation, necessary soil parameters may be updated between the time intervals and more realistic results may be obtained. For the comparison, chosen structural systems are analyzed by the developed computer code and the results are compared with those obtained by a general purpose structural analysis program before, so as to show the effects of the mentioned soil parameters on time history analyses. In this study, a complete computer code is developed for time-history analysis of multistory buildings on Vlasov foundation. The computer code can perform the analysis of interacting multistory buildings under the real earthquake records. As the mode shape parameter proposed by Vlasov is depended on the soil deformation, the computer code calculates the mentioned coefficient in each time integration step and plots the displacement and internal force histories. According to the primary investigations, the buildings on Vlasov foundation can lead unfavourable dynamic reply to earthquakes depending on the distance between the buildings and uncompressible soil depth, comparing to the buildings on Winkler foundation.

Several examples solved with the software for verification, also some problems like Vlasov soil model and structure interaction is examined. Furthermore, two-parameter soil model is used in time integration for soil-structure interaction.

The suggested tensionless soil model with bearing capacity adopted to the computer software to compare various structures. Different compressable soil thickness and soil bearing capacities selected in order to determine the effect of soil properties on structural performance.

Similarly, some solutions like pushover analysis, non-elastic behavior of foundation and soil, adaptive pushover analysis and structure performance from the literature used for verification of the software, and new problems like the effect of soil performance on structure performance is inspected. Also a new score system used to determine the performance of soil and structure system.

The software has a graphical interface to investigate mathematical model and analysis results. The outputs can be generated in various formats and exported to several programs. The software is designed as a library, which means that it can be called from other programs, the outputs can be generated by sending commands to the library. The operations and objects in the library is described in detail, and two examples are prepared for Visual Basic NET and C# programming languages.

1. GİRİŞ

1.1 Konu

Son yıllarda inşaat üretim olanaklarının ve malzeme teknolojisinin ilerlemesine bağlı olarak daha karmaşık yapı sistemleri tasarlanmaya başlamıştır. Üretim olanaklarının artması ile daha yüksek yapılar inşa edilebilmekte, malzeme dayanımının artması ile daha küçük ve dolayısıyla daha narin kesitler kullanılabilmekte, deney tekniklerinin ve olanaklarının artmasıyla da malzemenin elastik ötesi davranışı da detaylı olarak incelenebilmektedir. Bilindiği gibi yapı tasarımında, yapı güvenliğinin yanında ekonominin yani maliyetlerin de en düşük seviyede tutulması da önemlidir. Bütün bu noktalar gözönünde tutulduğunda, geleneksel hesap yöntemlerine göre çok daha ayrıntılı olan malzeme ve geometri bakımından doğrusal olmayan hesap yöntemleri geliştirilmekte, yönetmelikler de geliştirilen yeni yöntemlere bağlı olarak güncellenmektedir. Ayrıca etkin bir deprem kuşağında bulunan ülkemizde, yeterli deprem güvenliğine sahip olmayan büyük bir yapı stoğu bulunduğundan, yeni ve ileri hesap yöntemleri kullanılarak mevcut yapıların performans değerlendirmelerinin yapılması ve güçlendirme tekniklerine karar verilmesi aşamasında oldukça önemlidir.

Üst yapı için geçerli olan bu durum, temel ve zemin sistemi için de geçerlidir. Yine geleneksel olarak Winkler hipotezi adı verilen kabule göre yapılan temel tasarımlarında zemindeki gerilmeler aynı noktadaki çökmelerle orantılı olduğundan yani komşu zemin noktaları arasında etkileşim bulunmadığından, özellikle temel kenarlarında pek gerçekçi olmayan büyük zemin gerilmeleri ortaya çıkmakta, zemin güvenlik gerilmesinin aşılması sonucunda da zemin iyileştirilmesi veya kazık uygulaması işlemlerine gerek duyulmaktadır. Bunun yerine zemin sürekliliğini ve temel altındaki sıkıştırılabilir tabaka kalınlığını da hesapta gözönüne alabilen Vlasov [1] zemin modeli kullanıldığında özellikle rijit tabakaya yakın olunan durumlarda çok daha küçük yerdeğiştirmeler ortaya çıkmaktadır. Bu zemin modelinde temel dışında kalan zeminin de hesaplara etkisi gözönüne alınabildiği için temel

kenarlarında süreksizlik oluşmamakta, ayrıca birbirine komşu yapıların etkileşimi de dikkate alınabilmektedir. Bu sayede daha gerçekçi temel ve zemin etkileşimi modellenmesi yapılabilmekte, genellikle de daha ekonomik temel tasarımı ortaya çıkabilmektedir.

1.2 Çalışmanın Amacı Ve Kapsamı

Bu çalışmada, zemin temel ve yapı sisteminin davranışını ayrıtılı ve bütünleşik olarak modelleyebilmek amacı ile literatürde mevcut olan ve genellikle zemin-temel davranışı ile sınırlı model ve yöntemler, yapıların doğrusal ve doğrusal olmayan hesabını yapabilen bir bilgisayar yazılımı içerisinde birleştirilmiştir. Böylece, sözkonusu zemin ve temel modellerinin üst yapının davranışına olan etkileri daha gerçekçi olarak incelenmiştir.

Tez kapsamında gözönüne alınan zemin modelleri literatürde iki parametrelili zemin modeli olarak verilen modellerdir. İki parametrelili zemin modelinde, denge denkleminde Winkler parametresi olarak bilinen zemin yatak katsayısının yanında, zeminin kayma modülü şeklinde verilen ikinci bir parametre de gözönüne alınmaktadır. İki parametrelili zemin modelleri de, ikinci parametrenin elde ediliş şekline bağlı olarak Pasternak veya Vlassov modeli olarak bilinmektedir. Bunlardan Pasternak modelinde zemin kayma parametresi sabit olarak alınmakta, Vlassov modelinde ise zemin altındaki sıkıştırılabilir zemin tabakası kalınlığına ve zemin yüzeyindeki çökme şekline bağlı olarak bulunan bir şekil parametresine bağlı olarak elde edilmektedir. Vlassov türü zemin kabulünde, şekil parametresi başlangıçta bilinmediğinden bir ardışık yaklaşım yöntemine başvurulmaktadır.

Diğer taraftan, yapıların doğrusal olmayan analizlerinde, yapıların mesnetlerinin ankastre olduğu kabul edilmekte, radye temel sistemi ile birlikte çözüm yapıldığında ise temel plağındaki doğrusal olmayan şekildeğişiklikler gözönüne alınmamaktadır. Bu çalışmada, betonarme radye temellerin eşdeğer ızgara çubuk sisteme dönüştürülmesi sureti ile literatürde verilen bir statik itme yöntemi, üst yapının doğrusal olmayan analizi ile eşzamanlı çalışacak şekilde bilgisayar yazılımına eklenmiştir. Bu sayede de, temel sisteminin doğrusal olmayan davranışının üst yapıya olan etkileri incelenebilmiştir.

Çalışmada ayrıca, çekme almayan, basınç etkisinde de elastoplastik davranış gösteren tek parametrelili bir zemin modeli de önerilmiştir. Böylece, zemin temel ve yapı sisteminin tümüyle doğrusal olmayan analizleri yapılmış ve üst yapıya olan etkileri irdelenmiştir,

Winkler türü zeminlerde ortaya çıkan bir diğer problem, zeminin çekme almamasıdır. Çekme almayan zeminlerde yükleme tipine bağlı olarak zeminden ayrılmalara sözkonusu olabilmektedir. Geometrik olarak doğrusal olmayan bu problemin çözümüne de çalışmada yer verilmiş, yazılımın algoritması buna göre düzenlenmiştir.

Yapıların doğrusal olmayan hesabında, yayılı plastik şekil değiştirme kabulüne ve zaman tanım alanında dinamik yöntemlerine dayanan algoritmaların kullanılması hesapların uzamasına ve pratiklikten uzaklaşılmasına neden olmaktadır. Bu nedenle, plastik mafsallı hipotezine dayanan ve eşdeğer statik kuvvetlerin yapıya uygulanarak tekdüze bir şekilde artırılmasına dayanan statik itme analizi yöntemleri önem kazanmıştır. Burada da genellikle etkin olan birinci moda ait yükleme şekli esas alınarak yükler arttırılmakta diğer modları etkisi gözönüne alınmamaktadır. Bu eksikliğin ortadan kaldırılmasına yönelik olarak da çok modlu statik itme analizleri veya uyarlamalı statik itme analizi yöntemleri önerilmiştir. Tez kapsamında uyarlamalı bir statik itme analizi yöntemi programa dahil edilmiş ve üst yapının doğrusal olmayan hesabında zemin temel etkileşimi ile birlikte, diğer modların katkıları da dikkate alınmıştır.

İki parametrelili zemin kabulünün bir diğer uygulaması da yapıların deprem sırasında birbirleri ile olan etkileşimlerinin incelenmesidir. Yine tez kapsamında, doğrusal bir dinamik hesap yöntemi yazılıma dahil edilmiş, böylece yapıların deprem sırasında birbirlerine olan etkileri de araştırılmıştır. Daha önceden yapılmış böyle bir çalışma bulunmakla birlikte, hesaplarda standard bir yazılım kullanıldığından, zemine ait ikinci parametre dolaylı olarak gözönüne alınabilmiş, ardışık yaklaşımın adımlarına müdahale edilemediğinden de zemin şekil parametresi sabit kabul edilmiştir. Bu çalışmada ise, iki parametrelili zemin elemanı kullanılması ve zaman artımı adımları arasında zemin şekil parametresi tekrar hesaplandığından çok daha gerçekçi sonuçlar elde edilmiştir.

Tez kapsamında hazırlanan yazılımda elemanlara ait akma yüzeyleri, daha çok sayıda düzlemden oluşacak şekilde idealleştirilerek literatürde verilen akma yüzeylerinden daha hassas olarak elde edilmiştir. Uyarlamalı statik itme analizi yönteminin uygulanmasında, ardışık yaklaşım adımları arasında yeni oluşacak plastik mafsala ait dönme bilinmeyen, sözkonusu mafsala ait akma koşulunun eleman denge denkleminde elenmesi sureti ile gözönüne alınmış, böylece eleman rijitlik matrisinin boyutu hesap boyunca sabit tutulmuştur. Adımlar arasında, özellikle betonarme yapı sistemlerinde plastik mafsala dönme kapasitelerinin hesabı ve mevcut dönmelerle karşılaştırılması önemli olduğundan, her adımda eleman denge denklemlerinde bilinmeyenlerin yerine koyma işlemi ile plastik dönmeler elde edilmiştir. Yine program algoritmasına, sistem rijitlik matrisinin en uygun şekilde bellekte tutulması amacı ile özel bir optimizasyon yöntemi de eklenmiştir.

Bilindiği gibi herhangi bir doğrusal olmayan yöntemle yapı sisteminin kapasite eğrisinin elde edilmesinin yanısıra, yönetmeliklerde de verildiği gibi yapı sisteminin deprem istemine bağlı olarak hesaplanan performansları da önemlidir. Tez kapsamında, zemin temel sisteminin gözönüne alındığı ve alınmadığı durumlardaki yapı performanslarının daha sağlıklı olarak karşılaştırılması amacı ile yapısal elemanların hasar durumlarını puanlandırmaya dayalı olan uygun bir değerlendirme yöntemi de önerilmiştir.

Geliştirilen yazılımda, eleman rijitlik matrislerinin normal kuvvetlere bağlı olan yani ikinci mertebe etkilerini içeren değerleri kullanılmıştır. Buna göre, üst yapıdaki ikinci mertebe etkileri tüm hesaplarda gözönüne alınabilmektedir. Özellikle ikinci mertebe etkilerinin önemli olduğu narin yapı sistemlerinin zemin temel ve yapı etkileşimi gözetilerek hesabı da bu sayede mümkün olmaktadır.

Tez kapsamında geliştirilen bilgisayar yazılımı (SDAP), yeni çıkan programlama dillerine uygun olarak C# dilinde hazırlanmıştır. C# dili programlama özellikleri açısından diğer programlama dillerine göre çok daha esnek olduğu için tercih edilmiştir. C# dili nesne tabanlı programlamaya elverişli olduğu için SDAP programının yapısal elemanları, yüklemeleri, analiz tipleri ve sonlu eleman modeli gibi kavramları program nesnesi haline getirilmiştir. Böylece programın anlaşılması daha kolay hale gelmiş ve API altyapısına uygun hazırlanarak başka uygulamalardan çağrılır duruma gelmiştir.

Büyük yapı sistemlerinin de çözülebilmesi için program altyapısına ve çözüm yöntemlerine özel uğraş harcanmıştır. Sistem rijitlik matrisi hazırlanırken bilgisayar belleğinde yer tasarrufu sağlamak için sıfır değerlerinin tutulmadığı bir sistem kullanılmıştır. Sıfır olmayan değerlerin tutulduğu bu sisteme dağınık matris (sparse matrix) sistemi adı verilmektedir. Denklem takımları çözülecek probleme göre Gauss eliminasyon yöntemi, Cholesky üçgenleştirme yöntemi veya Intel firmasının geliştirdiği MKL(Math Kernel Library) matematik kütüphanesi kullanılarak çözülmektedir. Gauss eliminasyon yöntemi de dağınık matris çözüm tekniğine uygun olarak kurulmuştur. İndirgenecek olan satır ve bundan etkilenecek olan satırlar bilgisayar belleğine yüklenir, diğer satırlar sadece sıfır olmayan değerler şeklinde saklanır. Bu çözüm tekniğinin etkin olabilmesi için düğüm noktaları numaraları program tarafından bant genişliğini azaltacak şekilde oluşturulmaktadır. Dinamik analiz için yoğunlaştırma işlemi yapılacaksa mutlaka Gauss eliminasyonu yöntemi kullanılmaktadır. Cholesky yöntemi ve MKL kütüphanesi, matrisleri alt ve üst üçgene ayırarak tek seferde bütün çözümü yapmaktadır. Bu yüzden bahsedilen yöntemler ile indirgenmiş matris elde etme imkanı bulunmamaktadır. Eğer yoğunlaştırma işlemi yapılmayacaksa tanımlanan seçeneğe göre Gauss eliminasyon yöntemi veya Intel MKL kütüphanesi kullanılır. Intel MKL kütüphanesi de dağınık matris çözebilmektedir ve alt düzey makine dilinde hazırlandığı için çok hızlıdır.

Çalışmanın sayısal bölümünde önce, algoritmaların bağımsız olarak doğrulanmasına yönelik örnekler verilmiştir. Bu doğrulamalardan sonra literatürde mevcut olan ancak zemin ve temel sisteminin etkilerinin dikkate alınmadığı çok katlı bir yapı sistemi, geliştirilen yazılım kullanılarak ve çeşitli doğrusal olmayan etkilerin birlikte gözönüne alınması ile çözümlenerek literatürde verilen sonuçlarla karşılaştırılmış ve gerekli değerlendirmeler yapılmıştır. Sayısal bölümde ayrıca, yine literatürde verilen Vlassov zeminine oturan komşu iki yapıyı etkileşimi ve plakların zeminden ayrılma problemleri çözülmüş ve literatürdeki sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

İlerideki bölümlerde programda esas alınan teorik bilgilerle, ayrıca programın yapısı, çalışma düzeni ve kullanılması ile ilgili daha ayrıntılı bilgilere yer verilecektir.

1.3 Konu İle İlgili Olarak Öncede Yapılmış Çalışmalar

Temel ve zemin sisteminin bütünleşik analizleri ile geometri ve malzeme bakımından doğrusal olmayan yapı sistemlerinin analizi, birçok farklı yöntem ile

yapılabilmektedir. Analiz yöntemleri zaman içinde gelişmiş ve bugünkü durumlarını almışlardır. Bu bölümde literatürde bulunan önceden yapılmış tez konusu ile ilgili çalışmaları özetlenmiştir.

Malzeme bakımından doğrusal olamayan yapı sistemlerin hesabına yönelik çalışmalarda doğrusal olmayan şekildeğıştirmelerin sistem üzerinde yayılı olması durumu veya plastik kesit adı verilen belirli noktalarda toplandığı varsayılmıştır.

Özer [2], yapı sistemlerinin doğrusal olmayan hesabı için bir yük artımı yöntemi önermiştir. Yöntem bu çalışmada yapı sistemlerinin malzeme ve geometri değışimi bakımından doğrusal olmayan hesabı için kullanılan yöntemde esas oluşturan ilk çalışmadır. Önerilen yöntemde, doğrusal olmayan şekildeğıştirmelerin sistem üzerinde sürekli yayılı olması durumu gözönüne alınmıştır.

Özer [3], [2]'de önerilen hesap yöntemini doğrusal olmayan şekildeğıştirmelerin sistem üzerinde sürekli yayılı olması yerine, plastik kesit adı verilen belirli kesitlerde toplandığı varsayımına dayanan plastik mafsalları kullanarak geliştirmiştir.

Çakıroğlu, Özden ve Özmen [4], [5] tarafından önerilen genel yük artım ve ardışık yaklaşım yöntemlerini her adımında veya her yük artımında sistemin hesabı doğrusallaştırılmaktadır. Doğrusal olamayan şekildeğıştirmelerin sistem üzerinde sürekli olarak yayıldığı gözönüne alınan bu yöntemlerde geometri değışimlerinin denge denklemlerine etkisi fiktif yüklerle temsil edilmektedir.

İrtem [6], [2] ve [3]'da önerilen yöntemlerden yararlanarak, yapı sistemlerinde ikinci mertebe limit yükün hesabı için bir yük artımı yöntemi önermiştir. Yöntemde, sabit düşey yükler ve orantılı olarak artan yatay yükler için hesap yapılmaktadır.

Girgin [7], [2] ve [3]'da önerilen yöntemden yararlanarak betonarme yapılarda ikinci mertebe limit yükün ve göçme güvenliğinin belirlenmesi için bir hesap yöntemi önermiştir. Yöntemde, sabit düşey yükler altında orantılı olarak artan yatay yükler için hesap yapılmaktadır. Yöntemin sayısal uygulamaları için geliştirilen bilgisayar programı, bu çalışmada betonarme yapıların ikinci mertebe elastoplastik teoriye göre hesabı için kullanılmaktadır.

Timoshenko [8] tarafından önerilen yöntem ile plak sistemler eşdeğer ızgara sistemine çevrilerek taşıma gücü analizleri yapılabilmektedir. Önerilen yöntem ile plak sistemi ortogonal ızgara sistemine çevrilebilmekte, elde edilen çubuk tesirlerinden de plak iç gerilmeleri elde edilebilmektedir.

Eröz[9] tarafından hazırlanan çalışmada, [2] ve [3]'da önerilen doğrusal olmayan hesap yöntemini plak sistemlerin göçme yükünün belirlenmesi için kullanılmıştır. Bunun için plak sistem eşdeğer ızgara sistemine çevrilmiştir, elde edilen sonuçlar akma çizgisi (Yield Line) teorisi ile elde edilen taşıma gücü sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

Chopra ve Goel [10], sabit yatay yük dağılımını esas alan geleneksel yöntemlerin hesapsal ve kavramsal basitliliğinin kurulduğu, yapı dinamiği teorisine dayanan “Modal Pushover Analiz” adı verilen yöntemi geliştirmişlerdir. Bu yöntemde her mod için atalet kuvveti dağılımı kullanılarak kapasite eğrileri belirlenmekte ve bu eğrilerden yararlanılarak modlara ait deprem talepleri elde edilmektedir.

Aydınoğlu [11], çok modlu davranışı gözönüne alabilen ve teorik tutarlılığı olan “Artımsal Davranış Spektrum Analizi”ni geliştirmiştir. Yöntemde doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirmelerin belirlenebilmesi için, her adımda modal kapasite diagramları iki doğru parçası ile idealleştirilmiş ve elde edilen özellikler tek serbestlik dereceli sisteme ait dinamik hareket denkleminin çözülmesi ile sonuca ulaşılmıştır.

Chopra ve Goel [12], [10] de tarif edilen “Modal Pushover Analiz” yöntemini üç boyutlu, planda düzensizliği bulunan yapılara uygulamışlar ve doğrusal olmayan dinamik analiz ile karşılaştırmışlardır.

Aydınoğlu [13], [11] de verilen “Artımsal Davranış Spektrum Analizi” yöntemini üç boyutlu sistemlerde ve ikinci mertebe etkilerini de gözönüne alarak geliştirmiştir. Yöntemi dokuz katlı ve kütle eksantrisitesi olan çelik bir binaya ve on dört açıklığa sahip bir viyadüğe uygulayarak sonuçlarını elde etmiştir. Çalışmada yüksek modların etkisinin de hesaba alınabildiği belirtilmiştir.

TDY-2007 [14] bilgilendirme eki 7B ve 7C’de Aydınoğlu [13] tarafından geliştirilen “Artımsal Davranış Spektrum Analizi” tarif edilmiştir.

Günümüzde yapılan mühendislik hesaplarında bir parametrelili zemin modeli kullanılmaktadır. Zeminden ayrılma ve zeminin doğrusal olmayan davranışı ise genellikle hesaba alınmamaktadır. Literatür tarandığında, zemin modellemek için daha gerçekçi modeller bulunabilmekte, fakat bu modellerin uygulamalarında üst yapı hesaba alınmamaktadır.

Winkler [15] tarafından 1867’de ortaya koyulan elastisite ve konsolidasyon teorisi, çok eski bir model olmasına rağmen inşaat mühendisliğinde halen yaygın olarak kullanılmaktadır.

Filonenko [16] ve Pasternak [17], hazırladıkları iki parametrelili zemin modelinden yararlanarak zemini modelleyen noktaların birbirlerine olan etkisi gözönüne almışlardır.

Vlasov ve Leontev [1] geliştirdikleri formülasyon ile sıkıştırılabilir zemin kalınlığı ve zemin katmanlarını da hesap modeline adapte etmişlerdir.

Karamanlidis [18] tarafından kübik Hermit polinomları kullanılarak iki parametrelili elastik temel için dört serbestlikli kiriş elemanının matrisi belirlenmiş, Nogami [19] tarafından düşey yerdeğıştirmelerin derinliğe uyumlu olarak değışeceğı önerilmiş ve buna uygun eleman rijitlik matrisi geliştirilmiştir. Bu modelde her zemin katmanı tek boyutlu yay eleman gibi modellenmektedir ve bu yay elemanlar kayma parametresine bağılı olarak aralarında etkileşimlidir.

Vallabhan ve Das tarafından [20] toplam potansiyel enerjinin minimum olması prensibinden yararlanılarak ve seçilmiş mod şekli esas alınarak iki parametrelili zemin elemanın rijitlik matrisi çıkarılmıştır. Kullanılan mod şekilleri temelin zati ağırlığından oluşan yerdeğıştirmelere bağılı olarak seçilmişlerdir.

Çelik ve Saygun [21] tarafından verilen yöntem ile, iki parametrelili zemine oturan ince veya kalın plak elemanın bütünleşik bir rijitlik matrisi çıkarılmıştır. Böylece zemini ayrıca modellemeye gerek kalmamaktadır.

Çelik ve Omurtag [22] tarafından elastisite modülünün karesel değışimi varsayımıyla sonlu elemanlar yönteminden yararlanarak Vlasov zeminine oturan temeller için zemin parametreleri belirlenmiştir.

Hamarat [23], [24] tarafından hazırlanan çalışmada iki parametrelili zemin üzerine oturan yapı sistemleri, dinamik etkiler altında incelenmiştir. Yapılan analizlerde SAP2000 programından ve SAP2000 ile etkileşimli çalışan Excel makrosundan yararlanılmıştır. Excel makrosu yardımıyla zemine ait zemin yüzey parametresi, γ parametresi, SAP2000 programı kullanılarak ardışık yaklaşımla belirlenebilmektedir. Yapılan çalışmada değışik büyüklükte binaların birbirine etkisi zaman tanım alanında analiz ve iki parametrelili zemin özellikleri kullanılarak ortaya koyulmuştur.

Tez sürecinde hazırlanan bilgisayar yazılımında kalın plak durumunu gözönüne alabilen bir kabuk elemanı kullanılmıştır. Ayrıca ortagonal olmayan şekiller için de geliştirilen sonlu eleman çabuk yakınsama sağlamaktadır.

Atar [25] tarafından hazırlanan çalışmada, Mindlin sonlu plak elemanın şekil değiştirme fonksiyonunun tespitinde Timoshenko çubuğunun gerçek şekil değiştirme fonksiyonu kullanılmıştır [26, 27, 28]. Elemanın çok ince plak problemlerinde kayma kilitlenmesi problemi olmadığı teorik olarak gösterilmiş [29] ayrıca yapılan sayısal örneklerle de elemanın kalın ve ince plak problemlerinde yüksek doğrulukta çalıştığı görülmektedir.

Atar[25] tarafından hazırlanan dörtgen levha sonlu elemanda alışıldığın dışında yerel eleman koordinat sistemi (ξ, η) yerine alan koordinatları kullanılmıştır [30]. Yerel eleman koordinatları (ξ, η) geniş bir şekilde kullanılmasına rağmen bazı dezavantajları bulunmaktadır. Düzgün dörtgen elemanda yerel eleman koordinat sistemi (ξ, η) ile Kartezyen koordinat sistemi (x, y) arasındaki dönüşüm doğrusal iken düzgün olmayan dörtgen elemanda bu dönüşüm doğrusal değildir [31, 32]. Bu yüzden yüksek dereceden şekil değiştirme fonksiyonuna sahip dörtgen serentipity elemanlarda düzgün olmayan şekillerde alınan sonuçlar çok kötüdür. Buna karşılık, alan koordinatları ile kartezyen koordinat sistemi (x, y) arasındaki dönüşüm her zaman doğrusaldır [42, 41]. Bu da elemanın şeklinin bozulması sonucunda oluşan performans düşüşlerinin önüne geçer. Elemanın sabit gerilme altında düzgün bir şekilde çalışması ve ayırık testlerini geçebilmesi için Wilson tarafından geliştirilen bir yöntem bu elemana uygulanmıştır [33].

Zemin modellemesinde ikinci parametre gibi önemli bir başka konu da zeminden ayrılmasıdır. Celep [34] tarafından Winkler zeminine oturan dairesel temelin davranışı zeminden ayrılma da gözönüne alınarak formüle edilmiş, elde edilen formülasyon ile temelin statik ve dinamik yükler altında davranışı incelenmiştir. Hazırlanan formülasyon temelin çapı, ağırlığı, zemin özellikleri, yayılı ve tekil dış yük özelliklerini değişke olarak kabul etmiş, bu değişkenlere farklı değerler atanarak elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Güler [35] tarafından, Celep [34] ile dairesel temel için hazırlanan formülasyon, dikdörtgen temele oturan konsol kolondan oluşan sistem için geliştirilmiştir. Güler tarafından hazırlanan model, zemin ve temel özelliklerinin yanında, kolona etkiyen

yatay kuvveti ve açısı, kolon kütlesini ve kolonun rijitliğini de gözönüne almaktadır. Hazırlanan formülasyon değişkenleri değiştirilerek, statik ve dinamik yükler altında çözüm yapılmış ve elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Tez sürecinde hazırlanan yazılım ile zemin ve yapı etkileşimi değişik zemin modelleri göz önüne alınarak dinamik analiz ile irdelenmiştir. Zaman entegrasyonunun en basit şekli, Euler-Gauss yöntemidir [36]. Euler-Gauss yöntemi, ivmenin sabit olduğu varsayımına dayanır. Buna bağlı olarak hız doğrusal, yerdeğiştirme ise ikinci derecedir. Yöntem koşulsuz yakınsama sağlar, başka bir deyişle zaman adımları arasındaki hatalar katlanarak artmaz. İvmenin sabit olması varsayımı, bu yöntemle çözülebilen problem çeşitlerini sınırlar.

Newmark-Beta metodu [37], Euler-Gauss yöntemine göre daha genelleştirilmiş bir adım adım zaman entegrasyonudur. İvmenin doğrusal olarak değiştiği kabul edildiği için, birçok yapısal problemin çözülmesinde kullanılmaktadır. Yöntemde kullanılan ve birbirine bağlı γ ve β parametreleri ile ivme değişim şeması ayarlanabilir. Yöntem seçilen β parametresine göre şartlı yakınsama sağlar, $\gamma = 0.5$ ve $\beta = 0.25$ için doğrusal problemlerde koşulsuz yakınsama sağlanmaktadır.

Newmark-Beta metodu gibi Hilber-Hughes-Taylor metodu[38], doğrusal problemlerin çözümünde koşulsuz yakınsama sağlanmaktadır. Yöntemde bulunan α parametresi ayarlanarak zaman entegrasyon şeması seçilir, $\alpha = 1$ seçildiğinde formülasyon, Newmark-Beta metodu ile uyuşur. Yöntemde ayrıca kullanılan γ ve β parametreleri α 'ya göre yöntemde önerildiği şekilde belirlenirse ve α değeri 0.67 ile 1 arasında seçilirse ikinci mertebe hesaplarda da koşulsuz yakınsama sağlanır. [39]. Tez sürecinde hazırlanan bilgisayar yazılımı birden fazla yöntem ile zaman tanım alanında analiz yapabilmektedir. Tez kapsamında verilen sonuçlar Hilber-Hughes-Taylor metodu ile elde edilmiştir.

1.4 Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Davranışı

Yapı sistemleri işletme yükleri altında genellikle doğrusal davranış gösterirler. Doğrusal sistemlerin davranışı analiz edilirken, malzemenin gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları doğrusal elastik olarak alınmakta ve yerdeğiştirmelerin çok küçük olduğu varsayılmaktadır. Dış etkiler, işletme yükünü aşarak yapının taşıma gücüne

yaklaştıkça, gerilmeler doğrusal-elastik sınırı aşmakta ve yerdeğiştirmeler önemli ölçüde artmaktadır.

Yapı tasarımında kullanılan yönetmelikler doğrusal teoriye göre sistem analizine izin verse de, doğrusal olmayan davranışın etkisini dolaylı olarak yapı analizine dahil etmektedir veya doğrusal olmayan davranışı sınırlayarak etkilerini ortadan kaldırmaktadır. Örneğin 1997 [40] ve 2007 [14] yıllarında yayınlanan deprem yönetmeliklerine göre yapıya etkiyen deprem kuvvetleri elastik spektrum ve yapı davranışı katsayısı kullanılarak elde edilmektedir. Burada, yapı davranış katsayısı “R” kullanılarak deprem sırasındaki doğrusal olmayan yapı davranışı, dolaylı yoldan göze alınmaktadır. Benzer şekilde, ikinci mertbe etkilerinin gözönüne alınabilmesi için TS500 yönetmeliği, moment büyütme yöntemini önermiştir. Ayrıca λ narinlik katsayısı aracılığı ile, yapılan kabullerin geçerli olup olmadığı yönetmelik tarafından kontrol edilmektedir. Zemin gerilmelerinin hesabında ise, çok büyük güvenlik katsayıları kullanılarak zeminin doğrusal elastik olarak davrandığı kabul edilmektedir.

Doğrusal elastik malzeme kabulü ile çözüm yapılırken büyük güvenlik katsayıları kullanılmaktadır ve birçok varsayım yapılmaktadır. Yapı sistemlerinin doğrusal elastik sınır ötesindeki davranışı gözönüne alınarak tasarlanması durumunda ise daha gerçekçi ve ekonomik çözümler elde edilebilir. Doğrusal olmayan davranışın gözönüne alınması durumunda, sistemin davranışının gerçeğe daha yakın şekilde modellenmesi genellikle karmaşık hesaplar gerektirmektedir. Ayrıca doğrusal olmayan denklem takımlarının çözülmesi sırasında da çeşitli zorluklarla karşılaşmaktadır.

1.4.1 Çözümlerin sağlaması gereken koşullar

Bir yapı sistemi, dış yükler ve iç kuvvetler altında dengededir. Yapı sistemlerinin hesabının şu üç koşulu sağlaması gerekmektedir.

1. Bünye Koşulları: Malzeme özelliklerine bağlıdır, gerilme-şekildeğiştirme bağıntılarını ifade eder.

2. Denge Koşulları: Sistemi oluşturan elemanların ve bu elemanların birleştiği düğüm noktalarının denge denklemlerinden oluşmaktadır.

3. Geometrik Uygunluk (Süreklilik) Koşulları: Elemanların ve düğüm noktalarının süreklilik denklemleri ile mesnetlerdeki geometrik koşullardır.

1.4.2 Yapı sistemlerinde doğrusallığı bozan sebepler

Yapı sisteminin doğrusal olmayan davranışına sebep olan başlıca nedenler şunlardır:

1. Malzeme doğrusal elastik olmadığı için gerilme-şekildeğiştirme bağlantılarının doğrusal olmaması.

2. Büyük yerdeğiştirmeler nedeniyle denge denklemlerinin doğrusal olmaması.

Denge denklemlerinde yerdeğiştirmelerin küçük olmadığı kabul edilen sistemlerde denge denklemleri şekildeğiştirmiş eksen üzerinde yazılmaktadır.

Geometrik uygunluk koşullarında yerdeğiştirmelerin küçük olmadığı sistemlerde ise, geometrik süreklilik denklemlerinin de şekildeğiştirmiş eksen üzerinde yazılması gerekmektedir.

Çizelge 1.1 : Yapı sistemlerinin doğrusal olmayan davranış sebepleri.

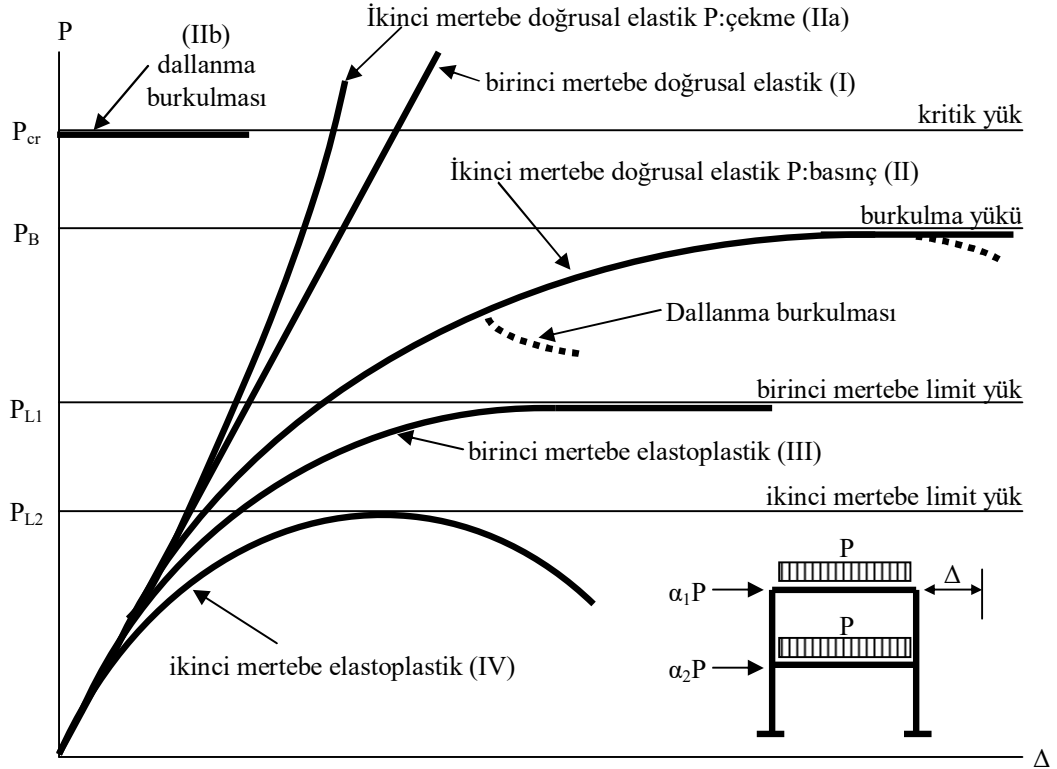
Çözümün Sağlaması Gereken Koşullar	Doğrusal Sistemler	Doğrusal Olmayan Sistemler				
		Malzeme Bakımından	Geometri Değişimleri Bakımından		Her İki Bakımdan	
			İkinci Mertebe Teorisi	Sonlu Deplasman Teorisi	İkinci Mertebe Teorisi	Sonlu Deplasman Teorisi
Bünye Denklemleri (Gerilme-Şekildeğiştirme Bağlılıkları)	Doğrusal-elastik	Doğrusal-elastik değil	Doğrusal-elastik	Doğrusal-elastik	Doğrusal-elastik değil	Doğrusal-elastik değil
Denge Denklemlerinde Yerdeğiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük değil	Küçük değil	Küçük değil	Küçük değil
Geometrik Uygunluk Koşullarında Yerdeğiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük	Küçük değil	Küçük	Küçük değil

1.4.3 Yapı sistemlerinin dış yükler altındaki doğrusal olmayan davranışı

Düşey ve yatay yükler etkisindeki bir yapı sisteminin doğrusal ve doğrusal olmayan teorilere göre hesabı ile elde edilen yük parametresi-yerdeğiştirme ($P-\Delta$) bağıntıları Şekil 1.1’de şematik olarak gösterilmişlerdir.

Malzemenin doğrusal-elastik varsayıldığı bir yapı sisteminin, artan dış yükler altında, birinci mertebe teorisine göre elde edilen davranışı şekildeki (I) doğrusu ile temsil edilmektedir. Geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisinin, diğer bir deyişle, eksenel kuvvetlerden oluşan ikinci mertebe etkilerinin hesaba katıldığı ikinci mertebe teorisinde ise, eksenel kuvvetin basınç veya çekme olmasına göre farklı

sistem davranışları ile karşılaşılabilir. Örneğin aksel kuvvetin basınç olması halinde, (II) eğrisinden görüldüğü gibi, artan dış yüklere daha hızla artan yerdeğiştirmeler karşı gelmektedir. Dış yüklerin şiddetini ifade eden yük parametresi artarak doğrusal-elastik burkulma yükü adı verilen bir P_B değerine eşit olunca, yerdeğiştirmeler artarak sonsuza gider ve sistem burkularak göçer. Bazı özel durumlarda, burkulmadan sonra, artan yerdeğiştirmeler azalan yük parametresi karşı gelebilir. Örneğin asma sistemler gibi aksel kuvvetin çekme olduğu durumlarda ise, şekilde (IIa) ile gösterilen $P-\Delta$ diyagramı pekleşen özellik gösterir. Yanal yük etkisinde olmayan ve bu nedenle burkulmadan önce şekildeğiştirmeyen sistemlerde, yük parametresinin bir P_{cr} değerinde dallanma burkulması adı verilen burkulma oluşur ve şekildeki (IIb) diyagramından görüldüğü gibi, yerdeğiştirmeler birden artarak sonsuza erişir. Dallanma burkulmasına neden olan yüke kritik yük denilmektedir. Kritik yük genellikle burkulma yükünden biraz büyük veya ona eşittir. Dallanma burkulması, bazı hallerde burkulmadan önce şekil değiştiren sistemlerde de oluşabilir, (II eğrisi).



Şekil 1.1 : Çeşitli teorilere göre elde edilen yük parametresi – yerdeğiştirme bağlantıları.

Doğrusal olmayan malzemeden yapılmış sistemlerde, artan dış yüklerle birlikte iç kuvvetler de artarak bazı kesitlerde doğrusal-elastik sınırı aşmakta ve bu kesitlerde

doğrusal olmayan (plastik) şekildeğiştirmeler meydana gelmektedir. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler genel olarak sistem üzerinde sürekli olarak yayılmaktadır. Buna karşılık, kopma sırasındaki toplam şekildeğiştirmelerin doğrusal şekildeğiştirmelere oranının büyük olduğu sünek malzemeden yapılmış sistemlerde, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin plastik mafsallarda (veya genel anlamda plastik kesit) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal-elastik davrandığı varsayılabilir. Bu varsayım plastik mafsallarda hipotezi olarak bilinmektedir. Plastik mafsallarda hipotezinin esas alındığı bir yapı sisteminin birinci merteye teorisine göre hesabında (III eğrisi), oluşan plastik mafsallar nedeniyle sistemin tümünün veya bir bölümünün mekanizma durumuna gelmesi taşıma gücünün sona erdiğini ifade eder. Bu yüke birinci merteye limit yük adı verilir.

Doğrusallığı bozan her iki etkinin birlikte gözönüne alınması halinde, yani yapı sisteminin ikinci merteye elastoplastik teoriye göre hesabı ile elde edilen P- Δ diyagramı şekilde (IV) eğrisi ile gösterilmiştir. Bu diyagram ilk kritik kesitte doğrusal-elastik sınırın aşılmasına kadar (II) eğrisini izlemekte, daha sonra oluşan plastik şekildeğiştirmeler nedeniyle yerdeğiştirmeler daha hızlı olarak artmaktadır. Plastik mafsallarda hipotezinin esas alındığı yapı sistemlerinde, dış yükler artarak bir P_{L2} sınır değerine eşit olunca, meydana gelen plastik mafsallar nedeniyle rijitliği azalan sistemin burkulma yükü dış yük parametresinin altına düşer, diğer bir deyişle, P- Δ diyagramında artan yerdeğiştirmelere azalan yükler karşı gelir. Sistemin stabilite yetersizliği nedeniyle taşıma gücünü yitirmesine sebep olan bu yük parametresine ikinci merteye limit yük denilmektedir.

Bazı hallerde, dış yükler limit yüke erişmeden önce, meydana gelen büyük yerdeğiştirmeler, büyük plastik şekildeğiştirmeler veya betonarme sistemlerdeki büyük çatlaklar yapının kullanılamaz hale gelmesine (göçmesine) neden olabilmektedir.

2. DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞ VE ARTIMSAL MOD BİRLEŞTİRME YÖNTEMİ İLE İTME ANALİZİ

Bu bölümde malzeme ve geometri bakımından doğrusal olmayan yapı sistemlerinin hesap yöntemleri özetlenecektir. Önce bir modlu statik itme analizi, daha sonra çok modlu statik itme analizi adı ile bilinen artımsal mod birleştirme yöntemi hakkında bilgi verilecektir. Yüksek modların etkin olduğu binalarda Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi İle İtme Analizi (AMBYIA) yapılması daha fazla önem kazanır.

2.1 Varsayımlar

İki bakımdan doğrusal olmayan sistemlerin hesabında esas alınan varsayımlar aşağıda sıralanmıştır:

1. Düzlem kesitler şekil değiştirdikten sonra da düzlem kalırlar.
2. Beton ve donatı çeliği arasında tam aderans vardır.
3. Çatlamış betonun çekme dayanımı ihmal edilmektedir.
4. Doğrusal olmayan şekildeğişiklikler plastik kesit adı verilen belirli kesitlerde toplanmıştır. Bu kesitler dışında sistem doğrusal-elastik davranış gösterir.
5. Akma koşulları sadece eğilme momenti ve normal kuvvete bağlıdır, kesme kuvvetinin akma koşullarına etkisi ihmal edilebilecek mertebededir. Çok eksenli eğilme durumunda akma koşulları akma yüzeyi ile idealleştirilebilmektedir ve akma vektörü bu yüzeye dik kabul edilmektedir.
6. Kolonlar için ikinci mertebe teorisi uygulanmaktadır. İkinci mertebe teorisi kapsamında, geometri değişiminin denge denklemlerine olan etkisi hesapta gözönüne alınmakta, geometrik uygunluk koşullarına etkisi ise ihmal edilmektedir.
7. Yüklerin yön ve büyüklükleri, sistemin şekildeğişikliğinden bağımsızdır.
8. Sistemi oluşturan çubuklar doğru eksenli ve sabit kesitlidir, normal kuvvet çubuk boyunca sabittir.

9. Yayılı yükler eşdeğer tekil yüklere dönüştürülerek gözönüne alınmaktadır.

2.2 Yöntemin Esasları

Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi İle İtme Analizi (AMBYIA) yönteminde, düşey yükler sabit tutulmak kaydıyla artan yatay spektral yükler için ikinci mertebe elastoplastik teoriye göre hesap yapılmaktadır. Yöntemde davranış spektrumu analizinden faydalanarak yüksek modların katkısı da göz önünde tutulmaktadır. Yöntem açıklanırken ilk olarak statik itme analizi, ardından bir modlu artımsal itme analizi ve daha sonra çok modlu artımsal itme analizinden bahsedilecektir. Son olarak da performans noktasının belirlenmesi, eleman hasar durumlarını belirlenmesi ve yapı performansının bulunması açıklanacaktır.

İtme analizi uygulanırken düşey yükler sabit tutulduğu için kat kolonlarındaki toplam düşey yük değişmemektedir. İtme analizi sırasında ikinci mertebe etkilerini doğuran normal kuvvetler değiştirilebileceği gibi, sabit normal kuvvet altında ikinci mertebe etkilerin hesaplanması ihmal edilebilecek mertebede değişiklik yapmaktadır.

Kesitlerdeki akma yüzeyleri, düzlemlerden oluşacak şekilde idealleştirilmektedir. İtme analizi sırasında yeni bir plastik kesitin oluşumu ile sisteme plastik kesitteki akma koşulunu ifade eden yeni bir doğrusallaştırılmış denklem ilave edilmektedir. Çubuk rijitlik matrisleri kurulurken yeni oluşan plastik kesite ait doğrusallaştırılmış denklem çubuğa ait yeni bir serbestlik olarak göze alınır ve indirgeme yöntemiyle yeni durum için çubuk matrisi elde edilir. Değişik etkilerin(plastik kesit, rijit uç bölgeler, mafsal ve yaylar) indirgenmesiyle elde edilen yeni çubuk elemana süper eleman denir. Süper elemana ait dış bilinmeyenler çözüldükten sonra süper eleman matrisi ile plastik kesitlerdeki şekildeğiştirme parametreleri de bulunabilir. Plastik kesite ait olan şekildeğiştirme parametreleri, plastik eğilme ve uzama şekildeğiştirmelerini ifade eder. Eğilme ve uzama şekildeğiştirmeleri arasındaki oran akma vektörüne bağlı, büyüklükleri ise plastik kesit parametresine bağlıdır. Böylece kullanılan yöntemde plastikleşen kesite ait şekildeğiştirme ve iç kuvvet gibi bilinmeyenlerin hepsi tek bir bilinmeyene bağlanmış olur.

Yapılan itme analizlerinde ardışık iki plastik kesitin oluşumu arasında sistemin doğrusal davranış gösterdiği varsayılmaktadır. Doğrusal davranış gösterilen aralıkta sistem üzerinde serbest titreşim analizi ve buna bağlı olarak davranış spektrum

analizi yapılabilir. Bu sayede sistemde oluşmuş olan plastik kesitlerin mod şekillerine ve spektral yük dağılımına olan etkisi göz önüne alınabilir. Bunun için son plastikleşme durumuna göre elde edilen sistem rijitlik matrisi indirgenerek elde edilen indirgenmiş matris üzerinden sistemin serbest titreşim karakteristikleri belirlenir, buna bağlı olarak elde edilen deprem yükü dağılımı kullanılarak yeni plastik kesit oluşma noktası bulunur.

2.3 Akma Koşulları Ve Akma Vektörü

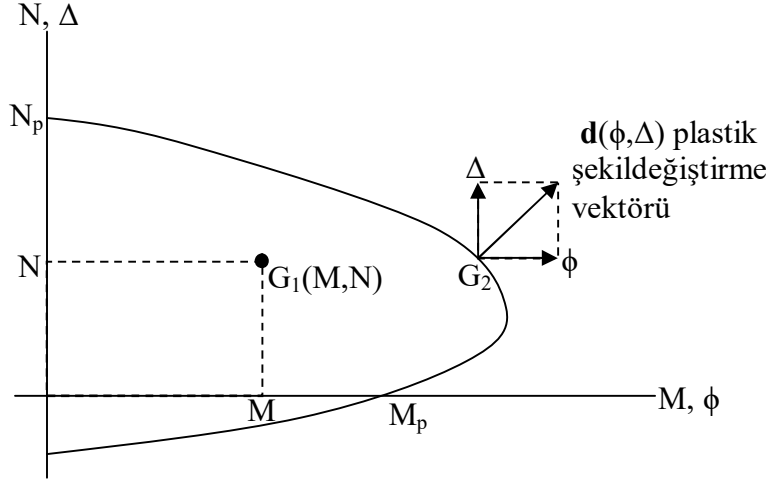
Yeterli süreklilik özelliği gösteren yapı sistemlerinde, yapıya uygulanan yüklerin artmasıyla kesitlerdeki iç kuvvetler de artar. Bir kesitin iç kuvveti akma koşulları ile belirlenen sınır duruma eriştiğinde o kesitin taşıma gücü sona erer, iç kuvvetlerle uyumlu olarak sonlu plastik şekil değiştirmeler meydana gelir.

İki eksenli eğilme durumunda çubuk sistemlerde akma koşulu şu şekilde ifade edilebilir:

$$K(N, M_2, M_3) = 0 \quad (2.1)$$

Bu bağlantıda K , eğilme momenti M_2, M_3 ve normal kuvvet N 'ye bağlı doğrusal olmayan bir fonksiyondur. Akma koşullarının tek eksenli eğilme durumunda geometrik ifadesi Şekil 2.1'de verilmiştir.

Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin plastik kesitlerde toplandığı varsayımına dayanılarak, akma eğrisi içinde kalan herhangi bir G_1 iç kuvvet durumu için şekildeğiştirmeler doğrusal elastiktir. İç kuvvetler akma eğrisi üzerine ulaştığında (G_2) kesit plastikleşmekte ve iç kuvvetlerle uyumlu olarak sonlu plastik şekildeğiştirmeler oluşmaktadır. Değişen dış yüklere bağlı olarak, bir plastikleşen kesitte iç kuvvet durumu akma eğrisinin üstünde hareket edebilir veya akma eğrisinin içine yönelebilir, fakat akma eğrisinin dışına çıkamaz.



Şekil 2.1 : Akma eğrisi ve plastik şekil değiştirme vektörü.

Plastik kesitlerde toplandığı varsayılan plastik şekil değiştirmeler $\mathbf{d}(\Delta, \phi_2, \phi_3)$ akma vektörü ile tanımlanır. Akma vektörünün ϕ bileşeni M eğilme momenti, Δ bileşeni ise N normal kuvvet doğrultusundaki sonlu plastik şekil değiştirmeleri ifade etmektedir.

İdeal elastoplastik malzeme varsayımına dayanan homojen kesitlerde akma vektörünün akma eğrisine dik olduğu gösterilmiştir[41]. Çelik malzemedan oluşan kesitlere bu varsayım tamamen geçerli olmakla beraber betonarme kesitlerde diklik özelliği ancak bazı koşullar altında geçerlidir.

Akma vektörünün akma yüzeyine dik olduğunun varsayılması durumunda, plastik şekil değiştirme bileşenleri aşağıda verildiği gibi tek bir plastik şekil değiştirme parametresine bağlı olarak ifade edilebilir:

$$\Delta = \phi \frac{\partial K}{\partial N}, \quad \phi_2 = \phi \frac{\partial K}{\partial M_2}, \quad \phi_3 = \phi \frac{\partial K}{\partial M_3} \quad (2.2)$$

Bu çalışmada kullanılan yöntemde akma yüzeyi malzeme bakımından doğrusal olmayan davranışı doğrusal hale getirmek için akma yüzeyini düzlemlerden oluşacak şekilde idealleştirmektedir. Bu varsayım ile akma koşulu

$$K(N, M_2, M_3) \approx A_1 N + A_2 M_2 + A_3 M_3 + B = 0 \quad (2.3)$$

Olarak doğrusal bir bağıntı ile tanımlanabilir. Bu bağıntı A_1, A_2, A_3 ve B katsayıları; malzeme karakteristiklerine, enkesit özelliklerine, betonarme kesitlerde boyuna donatı miktarına ve yerleşim düzenine bağlıdır.

Doğrusallaştırılmış akma koşulu için iç kuvvet durumunun akma doğrusu üzerinde kalması

$$\Delta K = A_1 \Delta N + A_2 \Delta M_2 + A_3 \Delta M_3 = 0 \quad (2.4)$$

şeklinde ifade edilir. Yük artımında ortaya çıkan normal kuvvet ve moment, ΔM ve ΔN ile ifade edilir. Buna göre iç kuvvetler doğrultusunda oluşan plastik şekildeğiştirme ifadeleri

$$\Delta = \phi \frac{\partial K}{\partial N} = \phi A_1, \quad \phi_2 = \phi \frac{\partial K}{\partial M_2} = \phi A_2, \quad \phi_3 = \phi \frac{\partial K}{\partial M_3} = \phi A_3 \quad (2.5)$$

şeklinde tek bir ϕ parametresine bağlı olarak ifade edilebilirler. Akma vektörünün normalleştirilmesi ile

$$a_1 = \frac{A_1}{\sqrt{A_1^2 + A_2^2 + A_3^2}}, \quad a_2 = \frac{A_2}{\sqrt{A_1^2 + A_2^2 + A_3^2}}, \quad (2.6)$$

$$a_3 = \frac{A_3}{\sqrt{A_1^2 + A_2^2 + A_3^2}}, \quad b = \frac{B}{\sqrt{A_1^2 + A_2^2 + A_3^2}}$$

olmak üzere akma koşulu

$$K(N, M_2, M_3) \approx a_1 N + a_2 M_2 + a_3 M_3 + b = 0 \quad (2.7)$$

olarak ifade edilebilir. Böylece şekildeğiştirme ifadeleri

$$\Delta = \phi a_1, \quad \phi_2 = \phi a_2, \quad \phi_3 = \phi a_3 \quad (2.8)$$

şeklini almış olur.

2.4 Yöntemin Formülasyonu

Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi İle İtme Analizi (AMBYIA) yönteminde, sabit düşey yükler ve artan yatay yükler altında sistemin ikinci mertebe elastoplastik teoriye göre hesabı yapılmaktadır. Kullanılan yöntemde, ardışık iki plastik kesitin oluşumu arasında sistem doğrusal davranış gösterdiği için, plastik kesitler içeren sistemin dinamik özelliklerinden yararlanılarak davranış spektrumu analizi ile yüksek modların etkisi hesaba alınabilmektedir.

2.4.1 Sistemin birim yük artımı için doğrusal olmayan hesabı

Bu bölümde üstünde plastik mafsallar bulunan sistem için birim yük artışı ($\Delta P = 1$) hesabı açıklanmıştır. Bu çalışmada sabit düşey yükler altında yatay yükler için yük artışı yapılmıştır. Düşey yükler altında plastik kesit oluşan sistemler ilk olarak düşey yükler altında yük artımı yapılmaktadır. Düşey yükler altında istenen yük parametresine ulaşıldığında, sistemde geline noktasından itibaren yatay yükler arttırılmaya başlanmaktadır.

Bu çalışmada, Matris-deplasman yöntemi ile üzerinde m adet plastikleşmiş kesit bulunan sistemin hesabı yapılmaktadır. Matris deplasman yönteminde seçilen bilinmeyenler,

1. Düğüm noktası yerdeğiştirmeleri

2. Plastikleşen kesitlere ait şekildeğiştirme bilinmeyenleri (plastik ş.d. parametreleri)

şeklindedir. Bu çalışmada kullanılan algoritmalar, plastik şekildeğiştirme bilinmeyenlerini indirgeme yöntemiyle plastik kesitin bulunduğu çubuk üstünde gözönüne almakta, böylece önceden oluşturulan sistem rijitlik matrisinin boyutları değışmemektedir.

2.4.1.1 Denge denklemleri

Sistem geneli için yazılan kuvvet ve denge denklemlerinin sistem eksen takımında gösterimi

$$[S_{dd}][d] + [P_0] = [q] \quad (2.9)$$

şeklindedir. Bu çalışmada kullanılan yöntemde plastik kesitlerin olduğu çubuklarda indirgeme yöntemiyle yeni çubuk rijitlik matrisi elde edildiğı için, genel sistem çözümü standart matrisler ile yapılmaktadır.

$[S_{dd}]$: Sistemin genel rijitlik matrisidir. Bu matris oluşturulurken kullanılan çubuk matrisleri elastik teoriye göre olmadığı için, $[S_{dd}]$ matrisi de elastik değildir. Betti Karşıtlık Teoremi uyarınca matris simetriktir. Bu matrisin $(S_{dd})_{\alpha\beta}$ elemanı, dış yükler ve diğ er yerdeğiştirme bileşenleri sıfır iken, β serbestlik numaralı yerdeğiştirme bileşeninin birim değ erinden dolayı α serbestlik numaralı yerdeğiştirme doğrultusunda oluşan iç kuvvetleri göstermektedir. $[S_{dd}]$ matrisi, sistemi oluşturan

çubuklara ait sistem eksen takımına dönüştürülmüş rijitlik matrislerinin ($[k]_{ixix}$, $[k]_{ixjx}$, $[k]_{jxix}$, $[k]_{jxjx}$) ilgili serbestliklerde süperpoze edilmesi ile elde edilir.

$[P_0]$: Sistemde bütün yerdeğiştirme serbestlikleri tutuluyken, düğüm noktalarına çubuklardaki dış yüklerden dolayı etkiyen kuvvetleri ifade eden kolon matristir.

$[q]$: Sistemde bulunan düğüm noktası yüklerinin sistem eksen takımına göre bileşenini ifade eden kolon matristir.

$[k]_{ixix}$, $[k]_{ixjx}$, $[k]_{jxix}$, $[k]_{jxjx}$: Doğru eksenli prizmatik çubuklara ait rijitlik matrislerini ifade eder. Bu çalışmada kullanılan çubuk rijitlik matrisleri, üzerinde oluşan plastik mafsalların etkileşimini ifade eden $[P_{\phi k}]_i$ ve $[P_{\phi k}]_j$ matrislerini içermektedir. Matrislerin hazırlanışı ile ilgili örnekler Bölüm 6'da mevcuttur.

$[P_{\phi k}]_i$, $[P_{\phi k}]_j$: Üzerinde k sayılı Plastikleşmiş kesit bulunan ij çubuğuna ait uç kuvvet matrisinin sistem eksen takımına dönüştürülmüş halidir. Üzerinde plastikleşen kesitler bulunan elemanlarda yönler ve plastik şekildeğiştirme parametresinin birim değerinden oluşan uç kuvvetler de EK 1'de verilmiştir.

2.4.1.2 Plastik kesitlerdeki akma koşulları

Akma koşulları, birim yük artımı sırasında plastikleşen kesitte iç kuvvetlerin akma koşullarını sağladığını ifade eden denklemlerdir. Akma koşullarını ifade eden denklemler, Girgin'de [7] kullanıldığı gibi tüm yapı rijitliğini ifade eden denklem takımına eklenebileceği gibi bu çalışmada olduğu gibi eleman rijitliğini ifade eden denklem takımına da eklenebilirler.

$[k_{\phi d}]$: Üstünde yük bulunmayan çubukta plastik şekildeğiştirmeler sıfır iken, yalnız düğüm noktası yerdeğiştirmelerine bağlı olarak plastik kesitlerde oluşan iç kuvvetleri tanımlayan matristir.

Üzerinde m adet plastik kesit bulunan ve 12 yerdeğiştirme serbestliği ile tanımlanan bir çubukta $[k_{\phi d}]$ matrisi $m \times 12$ boyutlarındadır. Bu matris, herhangi bir çubuk uç serbestliğinin birim yerdeğiştirmesi durumunda plastik kesitlerde oluşan iç kuvveti ifade eder. Bu matrisin β numaralı kolonu belirlenirken, çubuktaki β numaralı yerdeğiştirme değeri bir, diğer yerdeğiştirmeler sıfır olarak ayarlanarak bileşik eğilme etkisindeki plastik kesitte

$$a_1 \Delta N + a_2 \Delta M_2 + a_3 \Delta M_3 \quad (2.10)$$

iç kuvvet değişimlerinin alt alta yazılması ile elde edilmektedir. Akma vektörünün akma yüzeyine dik olduğu varsayımıyla Betti Karşılıklı Teoremi uyarınca,

$$[k_{d\phi}] = [k_{\phi d}]^T \quad (2.11)$$

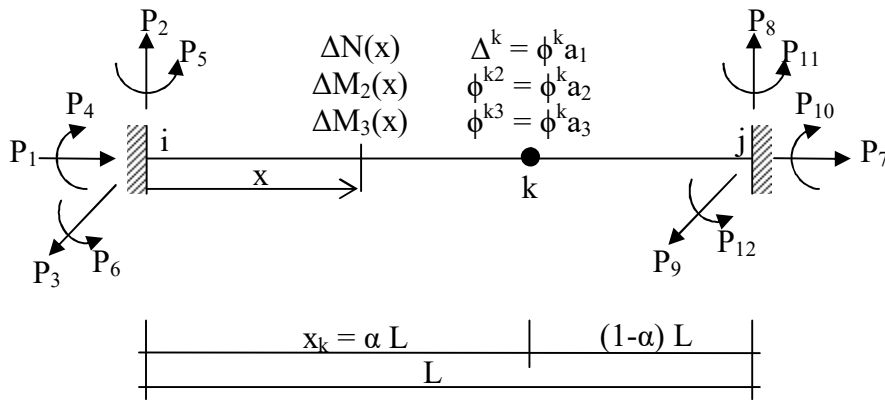
olarak hesaplanabilir.

$[k_{\phi\phi}]$: $\mathbf{m} \times \mathbf{m}$ boyutlarında, dış yük olmayan çubukta düğüm noktaları yerdeğiştirmeleri sıfır iken plastikleşen kesitlerde, herhangi bir plastik kesitteki şekildeğiştirme parametresinin birim değeri için

$$a_1 \Delta N + a_2 \Delta M_2 + a_3 \Delta M_3 \quad (2.12)$$

iç kuvvet değişimini göstermektedir. Betti Karşılıklı Teoremine göre $[k_{\phi\phi}]$ matrisi simetriktir.

Üzerinde plastikleşen kesitler bulunan bir ij çubuğunda k numaralı plastikleşen kesitteki birim şekildeğiştirmeden dolayı oluşan ΔM ve ΔN iç kuvvetlerinin birinci ve ikinci mertebe teorilerine ait ifadesi Şekil 2.2’de verilmiştir.



Şekil 2.2 : Plastikleşen kesitten dolayı oluşan iç kuvvetler(dönme vektörleri sağ el kuralına göredir).

Birinci mertebe teorisi için,

$$\Delta M_2(x) = \frac{x}{L} P_{11} - \left(1 - \frac{x}{L}\right) P_5, \quad \Delta M_3(x) = \frac{x}{L} P_{12} - \left(1 - \frac{x}{L}\right) P_6, \quad \Delta N = P_1 \quad (2.13)$$

şeklinde elde edilir. Bu bağıntıda P_1, P_5, P_6, P_{11} ve P_{12} terimleri, A.5 ve A.6'da verilen $[P_{\Phi k}]_i$ ve $[P_{\Phi k}]_j$ uç kuvvet matrislerinden elde edilebilir.

İkinci mertebe teorisi için iç kuvvetler

$$\begin{aligned} \Delta M_2(x) &= \frac{P_{11} \cdot \sin\left(\varphi \cdot \frac{x}{L}\right) - P_5 \cdot \sin\left(\varphi \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right)\right)}{\sin \varphi} - |N| \cdot (1 - \alpha) \cdot x \cdot \phi^{k2} \\ x \leq \alpha L \text{ için,} \\ \Delta M_3(x) &= \frac{P_{12} \cdot \sin\left(\varphi \cdot \frac{x}{L}\right) - P_6 \cdot \sin\left(\varphi \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right)\right)}{\sin \varphi} - |N| \cdot (1 - \alpha) \cdot x \cdot \phi^{k3} \\ \Delta M_2(x) &= \frac{P_{11} \cdot \sin\left(\varphi \cdot \frac{x}{L}\right) - P_5 \cdot \sin\left(\varphi \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right)\right)}{\sin \varphi} - |N| \cdot (L - x) \cdot \alpha \cdot \phi^{k2} \\ x > \alpha L \text{ için,} \\ \Delta M_3(x) &= \frac{P_{12} \cdot \sin\left(\varphi \cdot \frac{x}{L}\right) - P_6 \cdot \sin\left(\varphi \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right)\right)}{\sin \varphi} - |N| \cdot (L - x) \cdot \alpha \cdot \phi^{k3} \\ 0 \leq x \leq L \\ \text{için,} \quad \Delta N(x) &= P_1 \end{aligned} \quad (2.14)$$

şeklinde hesaplanır. Bu bağıntıda

$$\alpha = \frac{x_k}{L} \quad (2.15)$$

olarak tanımlanır.

$[P_{\Phi 0}]$: $\mathbf{m}$ elemandan oluşan, düğüm noktalarındaki yerdeğiştirmeler ve plastik kesitlerdeki şekildeğiştirme parametreleri sıfır iken yalnız düşey yüklerden dolayı plastik kesitlerde oluşan kuvvetlerdir. Bu matrisin elemanları,

$$a_1 \Delta N + a_2 \Delta M_2 + a_3 \Delta M_3 \quad (2.16)$$

iç kuvvet değişiminden oluşmaktadır. Yalnız düğüm noktaları üstünde tanımlı yükler bulunan sistemde $[P_{\Phi 0}]$ matrisinin elemanları sıfırdır.

Verilen denge denklemleri ve akma koşulları bir arada yazıldığında, çubuğa ait rijitlik, bilinmeyen ve dış yük matrisleri,

$$\begin{bmatrix} [k_{dd}] & [k_{d\phi}] \\ [k_{\phi d}] & [k_{\phi\phi}] \end{bmatrix}, \quad \begin{bmatrix} [d] \\ [\phi] \end{bmatrix}, \quad \begin{bmatrix} [P_o] \\ [P_{\phi o}] \end{bmatrix} \quad (2.17)$$

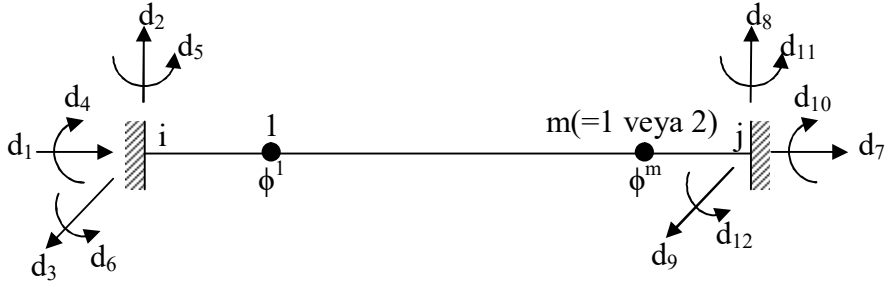
şeklini alır. Bu matrislerde plastik mafsallarda şekil değiştirme parametrelerini ifade eden değişkenler, sadece üzerinde bulunduğu çubuklar ile ilgilidir, yer değiştirme bilinmeyenleri gibi diğer çubuklarla paylaşılmamaktadır. Bu yüzden sisteme ait matrislere direk olarak yansıtılmadan çözülebilirler.

2.4.1.3 Çubuk rijitlik matrislerinin hazırlanması ve plastik kesit şekil değiştirmelerinin indirgenmesi

Önceden yapılan çalışmalarda [23, 24], plastik kesit bilinmeyenleri sistem rijitlik matrisine yeni satır ve sütun ilave edilerek yapılan hesaplara dahil edilmiştir. Bu çalışmada hazırlanan bilgisayar yazılımı, plastikleşen kesitin etkilerini, bulunduğu çubuk üstünde göze almaktadır. Plastikleşen kesitin tüm sistem ile bağlantısı, çubuk elemanın düğüm noktaları vasıtasıyla olacağından, plastik kesitin etkisini de içeren çubuk rijitlik matrislerinin kullanılması ile plastik kesitin sistemin bütününe olan etkisi hesaba katılabilir. İleride bu çalışmada kullanılan yaklaşım ile önceki çalışmalarda kullanılan yaklaşım karşılaştırılacaktır.

Bu yöntem uygulanırken çubuk ve üstünde bulunan plastik mafsallar için rijitlik ve yük matrisleri elde edilir. Bu matrisler hazırlanırken çubuk uç yer değiştirme serbestlikleri, matrisin son satırlarına gelecek şekilde düzenlenir. Elde edilen matrisler çubuk uç serbestliklerine kadar indirgenerek yeni çubuk matrisleri elde edilir. İndirgenmiş çubuk matrisleri koordinat dönüşümüne tabi tutulur ve tüm sistemin rijitlik matrisine eklenir. Tüm sistem rijitlik matrisi kurulurken ve çözülürken, plastik mafsallar ile ilgili olarak ek bir işlem yapılmaz. Bütün düğüm noktası yer değiştirmeleri elde edildikten sonra çubuğun kendi eksenindeki yer değiştirmeler hesaplanır, indirgenmiş çubuk matrisinden yararlanılarak plastik şekil değiştirme parametresi hesaplanır.

Şekil 2.3’de verilen 12 uç serbestlikli çubuğa ait denklem takımları şu şekilde hazırlanır:



Şekil 2.3 : Üzerinde **m** adet plastikleşmiş kesit bulunan 12 serbestlikli ij çubuğu.

$$\begin{bmatrix} k_{\phi 1 \phi 1} & \cdots & k_{\phi 1 \phi m} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ k_{\phi m \phi 1} & \cdots & k_{\phi m \phi m} \\ \hline k_{d 1 \phi 1} & \cdots & k_{d 1 \phi m} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ k_{d 12 \phi 1} & \cdots & k_{d 12 \phi m} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} k_{\phi 1 \delta 1} & \cdots & k_{\phi 1 \delta 12} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ k_{\phi m \delta 1} & \cdots & k_{\phi m \delta 12} \\ \hline k_{d 1 \delta 1} & \cdots & k_{d 1 \delta 12} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ k_{d 12 \delta 1} & \cdots & k_{d 12 \delta 12} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi^1 \\ \vdots \\ \phi^m \\ d_1 \\ \vdots \\ d_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P_{\phi 1,0} \\ \vdots \\ P_{\phi m,0} \\ P_{d 1,0} \\ \vdots \\ P_{d 12,0} \end{bmatrix} \quad (2.18)$$

Hazırlanan denklem takımında dış bilinmeyenler ($d_1 - d_{12}$) ana denklem takımının çözülmesiyle belirlenecektir. Bunun için denklem takımı Gauss metodu ile d_1 serbestliğine kadar indirgenir. d_1 serbestliği ve sonraki serbestliklerde kalan değerler, üzerinde plastikleşen kesit bulunan çubuk için rijitlik ve yükleme matrisini verir. Aşağıda görüldüğü gibi indirgenmiş matriste d_1 serbestliğine kadar diyagonal altı sıfır, d_1 serbestliğinden sonra d_1 serbestliğinden önceki değerler sıfırdır.

$$\begin{bmatrix} k_{\phi 1 \phi 1}^* & \cdots & k_{\phi 1 \phi m}^* \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & & k_{\phi m \phi m}^* \\ \hline & & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} k_{\phi 1 \delta 1}^* & \cdots & k_{\phi 1 \delta 12}^* \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ k_{\phi m \delta 1}^* & \cdots & k_{\phi m \delta 12}^* \\ \hline k_{\delta 1 \delta 1}^* & \cdots & k_{\delta 1 \delta 12}^* \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ k_{\delta 12 \delta 1}^* & \cdots & k_{\delta 12 \delta 12}^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P_{\phi 1,0}^* \\ \vdots \\ P_{\phi m,0}^* \\ P_{\delta 1,0}^* \\ \vdots \\ P_{\delta 12,0}^* \end{bmatrix} \quad (2.19)$$

Elde edilen rijitlik matrisi ve dış yük matrisi genel sistem eksen takımına dönüştürüldükten sonra ana sistemde kullanılır. Ana sistemin çözülmesiyle elde edilen dış bilinmeyenler indirgenmiş matrisin **m** numaralı denklemden geriye doğru çözümde kullanılarak plastik kesit şekildeğiştirme parametreleri de bulunmuş olunur.

Bu çalışmada kullanılan yöntemde [7] çalışmalarının aksine ana sistem için genişletilmiş denklem takımı tanımlarından yararlanılmamaktadır. Genişletilmiş denklem takımı yaklaşımında, plastikleşen kesit bilinmeyenlerinin ana matriste en

alta gelmesi gerekmektedir. Bu da artımsal mod birleştirme yöntemi uygulanırken her adımda tekrarlanacak olan modların bulunması işleminde daha büyük matrisler kullanılmasını zorunlu hale getirecek, ayrıca düğüm noktası optimize edilmiş sistemin optimizasyonunu bozacaktır. Bununla birlikte çok değişik analiz şekilleri gerçekleştirilen büyük çaplı programlarda, programın birçok modülü tarafından kullanılan ana matrisin değişik kurallar kullanılarak kurulması, modüller arasında bazı uyumsuzluklar ortaya çıkartabilir. Bu sebeplerden dolayı plastik kesit ile ilgili işlemlerin çubuk düzleminde gerçekleştirilmesi daha uygun olmaktadır.

2.4.1.4 Çubuk uç kuvvetlerinin bulunması

Birim yük artımı için çubuk eksen takımına göre bilinmeyen $[d]$ ve $[\phi]$ matrisleri hesaplandıktan sonra, sistemdeki herhangi bir ij çubuğuna ait uç kuvvet matrisleri

$$\begin{aligned} [P]_i &= [k]_{ii} [d]_i + [k]_{ij} [d]_j + [P_0]_i + [P_\phi]_i [\phi]_{ij} \\ [P]_j &= [k]_{ji} [d]_i + [k]_{jj} [d]_j + [P_0]_j + [P_\phi]_j [\phi]_{ij} \end{aligned} \quad (2.20)$$

bağıntılarıyla hesaplanır. Bu bağıntılarda

$[P_\phi]_i$: ij çubuğunda oluşan plastik kesitlere ait $[P_\phi]_i$ kolon matrislerinin yan yana yazılmasıyla oluşturulan dikdörtgen matris,

$[P_\phi]_j$: ij çubuğunda oluşan plastik kesitlere ait $[P_\phi]_j$ kolon matrislerinin yan yana yazılmasıyla oluşturulan dikdörtgen matris,

$[\phi]_{ij}$: ij çubuğu üstünde plastikleşen kesitlere ait bilinmeyen ϕ^k plastik şekildeğiştirme parametrelerinin alt alta yazılması ile elde edilen matristir.

Uç kuvvet hesaplandıktan sonra çubuk üstünde istenilen noktadaki iç kuvvetleri, denge denklemleri aracılığıyla hesaplanabilir.

2.4.1.5 Plastikleşen kesitin ve yük artımının belirlenmesi

Yapılan itme analizlerinde temellerdeki plastikleşme de hesaba alındığı için, zayıf temellerde düşey yükler altında plastikleşme olabilmektedir. Yapılan çalışma kapsamında geliştirilen programlarda, yanal kuvvetler için itme analizi yapılmadan önce gerekiyorsa düşey yükler altında itme analizi yapılmakta, böylece yatay yük artımına başlamadan önce plastik kesitler oluşabilmektedir.

Düşey veya yatay yük artım adımlarında, $\Delta P = 1$ yük artımına karşılık gelen yerdeğiştirme ve iç kuvvetleri belirlenir. Sistemdeki bütün kritik kesitler kontrol edilerek bir sonraki yük artımına karşı gelen plastik kesitin olduğu yer ve bunu meydana getiren yük parametresi belirlenir. Bunun için kritik kesitlerdeki akma koşulları kullanılır. Yalnız eğilme momenti etkisindeki kesitlerde,

$$M^k + \Delta P^{k+1} \Delta M_C^{k+1} = M_p \quad (2.21)$$

bağıntısı, bileşik eğilme altındaki kesitlerde

$$\begin{aligned} a_1(N^k + \Delta P^{k+1} \Delta N_C^{k+1}) + a_2(M_2^k + \Delta P^{k+1} \Delta M_{2C}^{k+1}) \\ + a_3(M_3^k + \Delta P^{k+1} \Delta M_{3C}^{k+1}) + b = 0 \end{aligned} \quad (2.22)$$

bağıntısı kullanılabilir. Bu bağıntılarda;

M_p : Kesitin eğilme momenti taşıma kapasitesi,

M^k, N^k : k sayılı plastik kesitin meydana geldiği P^k yükü altında kritik kesitlerdeki iç kuvvetleri gösterir.

$\Delta M_C^{k+1}, \Delta N_C^{k+1}$: $\Delta P^{k+1} = 1$ yük artımından dolayı kritik kesitlerdeki iç kuvvetleri gösterir.

Bütün kesitler için ΔP^{k+1} yük artımları hesaplanarak en küçük artım değeri bulunur. En küçük yük artım değerine sahip olan kesitte plastikleşme olmuş olur.

$$P^{k+1} = P^k + \Delta P^{k+1} \quad (2.23)$$

bağıntısı ile toplam yük parametresi belirlenmiş olunur.

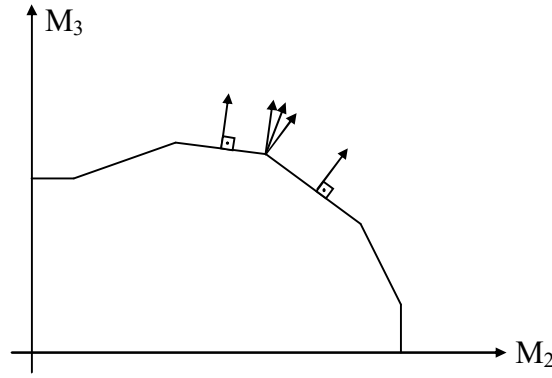
2.4.1.6 Yük artımının sonlandırılması

Yapılan çalışma için geliştirilen programda, düşey yükler altında yük parametresi $P^k = 1$ değerine ulaştığında düşey yük artımı sonlandırılır. Ardından başlayan artan yatay yükler için hesapta, performans hesabı yapılıyorsa performans noktası bulununca yük artımı sonlandırılır. Performans analizi yapılmıyorsa ve ikinci mertebe etkileri kullanılmıyorsa sistem rijitlik matrisinin herhangi bir diyagonal elemanı sıfır çıkarsa yük artımı sonlandırılır. İkinci mertebe etkileri hesaba alındığına, determinant sıfırdan küçük çıkabilmektedir. Bu durumda bulunan kontrol

yerdeğiştirmesi pozitif olarak kabul edilir fakat yük artım parametresi negatif olarak kabul edilir.

2.4.1.7 Akma yüzeyindeki tekil noktalar

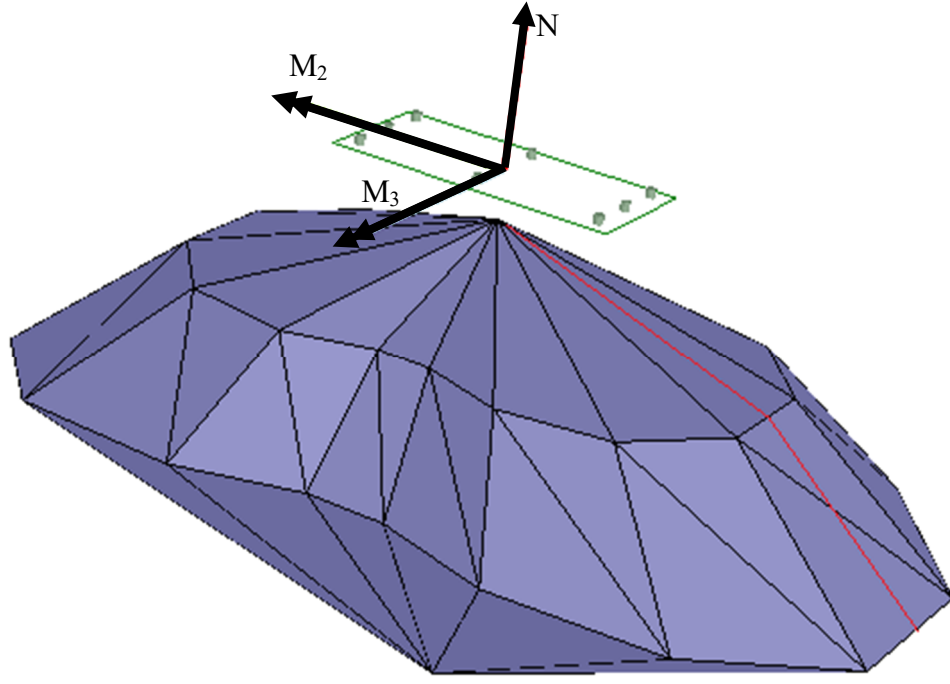
Bazı durumlarda, gerçek akma yüzeyleri üzerinde süreksizlik bölgeleri bulunabilir veya akma yüzeyinin düzlemlerden oluşacak şekilde idealleştirilmesinden dolayı yüzeyler arasında süreksizlik bölgeleri olabilir. Sözkonusu süreksizlik noktalarında veya süreksizlik çizgilerinde, akma vektörünün dış normali, komşu iki düzlemin dış normallerinin arasında kalmak üzere şekil 2.4’de görüldüğü gibi herhangi bir doğrultuda olabilir.



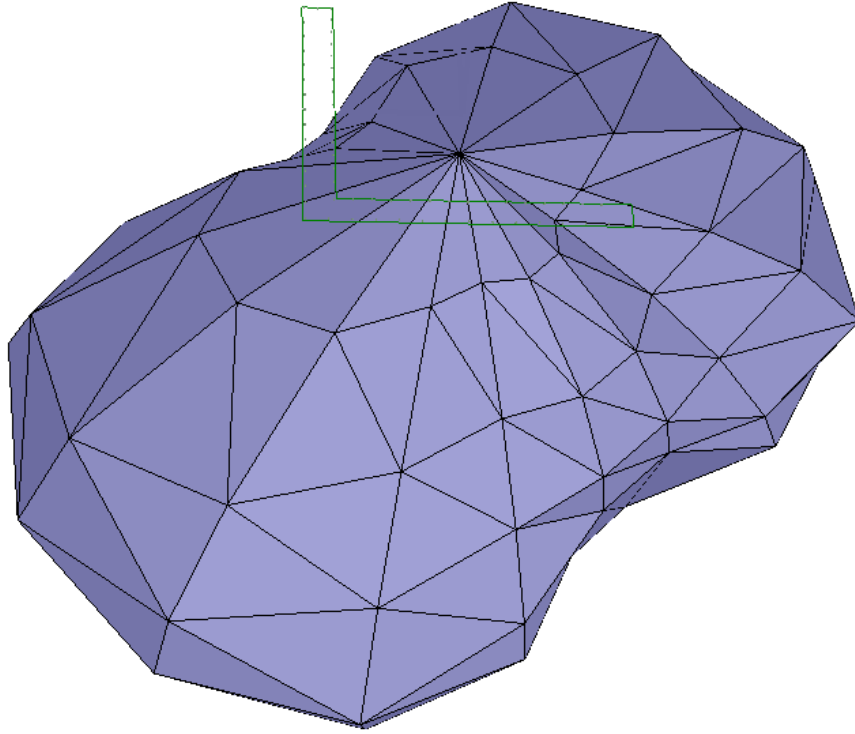
Şekil 2.4 : Belirli bir normal kuvvet düzeyi için M_2 - M_3 düzleminden alınan ara kesit.

Bu durumda, algoritmada aşağıda verilen yol uygulanmaktadır:

Şekil 2.5’de hazırlanan yazılım tarafından üretilen tipik bir kolon akma yüzeyi görülmektedir. Kolonda plastik kesit oluşumunun ardından, iç kuvvetler kolon akma yüzeyinin üzerinde kalacak şekilde hareket etmektedir. Bu çalışmada akma yüzeyleri üçgenler düzlem parçalarından oluşturulmuştur. Özellikle simetrik olmayan L, U gibi kesit şekline sahip kolon ve perdelerin gerçekçi modellenebilmesi için akma yüzeyinin parametrik üçgen yüzeylerden oluşturulması sayısal hesap bakımından daha uygun olmaktadır. Şekil 2.6’de kesiti simetrik olmayan bir perde için üçgen düzlem parçalarından oluşan akma yüzeyi görülmektedir.

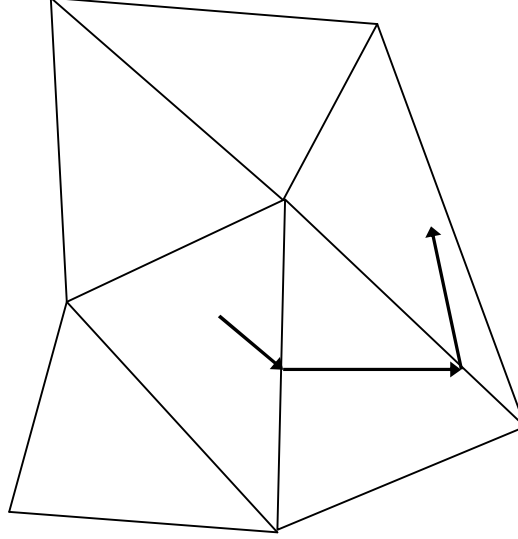


Şekil 2.5 : Program arayüzünden alınmış dikdörtgen kolona ait idealleştirilmiş akma yüzeyi.



Şekil 2.6 : L kesitli bir perde için üçgen düzlem parçalarından oluşacak şekilde hazırlanan akma yüzeyi.

İtme analizi sırasında, kolon iç kuvvetleri akma yüzeyine ulaştıktan sonra, tanımlanan akma koşulları ile sonraki adıma ait iç kuvvet değişim vektörünün, akma yüzeyi normaline dik olması sağlanır.



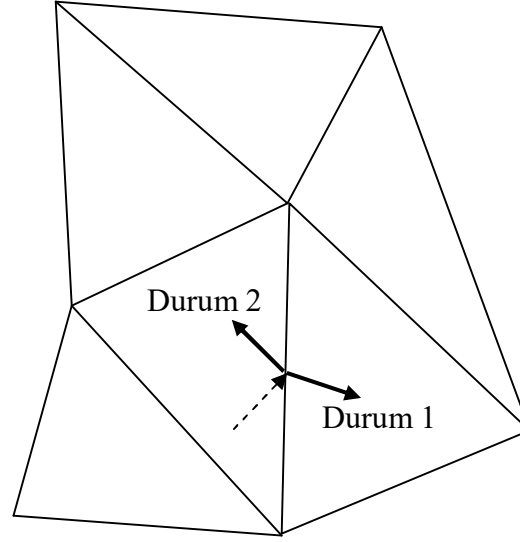
Şekil 2.7 : Akma yüzeyleri, yüzeylerin süreksiz olduğu çizgiler ve eleman iç kuvvet durumunun yüzeyler arasında yön değiştirmesi.

Üçgen düzlem parçalarından oluşacak şekilde idealleştirilmiş akma yüzeyi üzerinde hareket eden iç kuvvetler, belirli yük artım parametrelerinde düzlem arakesitlerinde yani süreksizlik bölgelerinde ise, plastik kesite ait akma koşulları, komşu üçgen yüzeye göre tekrar oluşturulur ve itme analizinde yeni adıma geçilir.

Bir sonraki yük artımında şekil 2.8’de görüldüğü gibi iki durumdan birisi ortaya çıkar:

Durum 1: İç kuvvetlerin değişim vektörünün yönü, yeni seçilen yüzeyin iç tarafına doğrudur. Bu durumda özel bir uygulama yapılmadan analize devam edilir.

Durum 2: İç kuvvetlerin değişim vektörünün yönü, yeni seçilen yüzeyin dış tarafına doğrudur. Bu durumda analiz devam etmez, bu çubuğa ait yeni akma yüzeyi tekrar oluşturularak yük artım adımı tekrarlanır. Bu durumda, alternatif olarak iki yüzeye ait akma koşulu birden çubuk üstünde tanımlanabilir, ancak bu durumda iç kuvvetler hiçbir zaman iki üçgenin birleştiği çizgiden ayrılamayacaklardır.



Şekil 2.8 : Akma vektörünün akma yüzeyleri üzerinde hareket etmesi durumu.

2.4.2 Serbest titreşim analizi

Çalışma kapsamında uygulanan çözümlerde, plastik kesitin oluşması ile deprem yüklerinin dağılımının değişmesi durumu, her plastik kesit oluşumundan sonra tekrar edilen davranış spektrum analizi ile göz önüne alınmıştır. Bunun için her plastik kesit oluşumundan sonra serbest titreşim analizi tekrarlanarak yapının modal özellikleri belirlenir. Özellikle itme analizi sırasında oluşan kat mekanizması durumu, kolonların plastikleştikten sonra yanal taşıma gücünü tamamen kaybetmemesinden dolayı yapıyı tam mekanizma haline sokmamakta fakat deprem yüklerinin dağılımını önemli miktarda değiştirmektedir.

Serbest titreşim analizi, sadece atalet kuvvetleri etkileyen serbestlikler doğrultusunda yapılır. Bunun için kütle tanımlanan serbestlikler sistem rijitlik matrisinin en altına gelecek şekilde düzenlenir ve ilk kütle serbestliğine kadar indirgeme yapılarak sistemin yoğunlaştırılmış rijitlik matrisi $[S]_D$ elde edilir. 2.24 denklemi çözülerek sisteme ait titreşim periyotları ve mod şekilleri elde edilir.

$$([S]_D - \omega^2[M])[\Phi] = [0] \quad (2.24)$$

bu bağıntıda,

$[\Phi]$: Yoğunlaştırılmış matris satır sayısında, elde edilen periyot adedi kadar kolon sayısına sahip mod şekilleri matrisi.

$[M]$: Kütle matrisi

2.4.3 Modal yatay yük dağılımları

Özdeğer çözümünden elde edilen mod şekilleri, aşağıdaki bağıntıyı sağlayacak şekilde normalize edilir[42]:

$$M_n = [\varphi]_n^T [M] [\varphi]_n = 1 \quad (2.25)$$

$[\varphi]_n$: n numaralı periyoda ait normalize edilmiş mod şekli

Modların katılım oranları şu şekilde hesaplanır:

$$L_n = [M] [\varphi]_n \quad (2.26)$$

Mod şekilleri 2.27'i sağlayacak şekilde birleştirildiği için modal katılım çarpanı,

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} = L_n \quad (2.27)$$

ve ilgili moda ait kütle

$$\bar{M}_n = \Gamma_n L_n = \Gamma_n^2 \quad (2.28)$$

olarak hesaplanır. Mod kütleleri ilgili moda ait spektral ivme ile çarpılarak o mod tarafından oluşturulan deprem yükü hesaplanır.

$$F_{i,n} = \Gamma_n [\varphi]_{i,n} [M]_{ii} S_{a,n} \quad (2.29)$$

F_{in} : n numaralı mod için i numaralı serbestliğe ait kuvvet.

Γ_n : Modal katılım çarpanı

$[\varphi]_{i,n}$: n numaralı mod için i numaralı serbestliğe ait yerdeğiştirme.

$[M]_{ii}$: i numaralı serbestlikte tanımlı kütle

$S_{a,n}$: n numaralı moda ait elastik spektral ivme

Spektral ivme değerleri, sönüm oranı ve titreşim periyoduna bağlı olarak, gözönüne alınan deprem yer hareketine ait elastik ivme spektrumundan alınmaktadır.

2.4.4 Birim modal davranış büyüklüklerini birleştirilmesi

Çalışma kapsamında kullanılan algoritmalar, sistem için yeterli sayıda modal yatay yük dağılımı için belirtilen birim modal davranış büyüklüklerini CQC (Complete

Quadratic Combination) modal kombinasyon kuralı ile birleştirmektedir. CQC kuralına göre k+1 sayılı yük artımında davranış büyüklükleri:

$$\Delta R_C^{k+1} = \sqrt{\sum_{i=1}^{\overline{M}} \sum_{j=1}^{\overline{M}} \rho_{ij} \Delta R_i^{k+1} \Delta R_j^{k+1}} \quad (2.30)$$

bağıntılarıyla bulunabilir. Bu bağıntıda

$\overline{M}$: gözönüne alınan mod sayısı

R_i^{k+1} : k+1 sayılı yük artımında i numaralı moda ait davranış büyüklükleri

ρ_{ij} : Çapraz korelasyon katsayısıdır ve

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1 + \beta_{ij})\beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2\beta_{ij}(1 + \beta_{ij})^2} \quad (2.31)$$

bağıntısı ile elde edilir[43]. Bu bağıntıda $\beta_{ij} = \omega_i/\omega_j$ serbest titreşim frekansının oranını belirtmektedir.

Modal davranış büyüklüklerinin işaretleri, birleştirme işleminden sonra daima pozitif olarak bulunur. Buna karşın plastikleşen kesit ile ilgili işlemlerde değerlerin işaretinin doğru elde edilmesi gerekmektedir. Bu yüzden birleştirme işlemi, modal analizin ilk bulunan sonucu olan kütlelere ait yerdeğiştirmeler üzerinde yapılır, daha sonra elde edilen birleştirilmiş yerdeğiştirmeler üzerinden yapıya ait diğer yerdeğiştirmeler ve içsel kuvvetler elde edilir.

2.5 Doğrusal Elastik Olmayan Değerlendirme Yöntemi

Yapı davranışı incelenirken, elde edilecek sonuç ne kadar çok kabule dayanıyorsa, güvenilirliği de o oranda az olacaktır. İtme analizi ile yapılan doğrusal elastik olmayan değerlendirme yöntemi, doğrusal elastik yöntemlerden çok daha gerçekçi sonuç verecektir.

Şekildeğiştirme ve yerdeğiştirme esaslı değerlendirmenin göz önüne alındığı bu yöntemde, belirli bir yatay deprem yükü dağılımı için binadaki yerdeğiştirme talebine ulaşıldığında, binanın beklenen performans hedefini sağlayıp sağlamadığı

kontrol edilir. Bu çalışmada hazırlanan programda Artımsal Mod Birleştirme Yönteminden faydalanılmıştır.

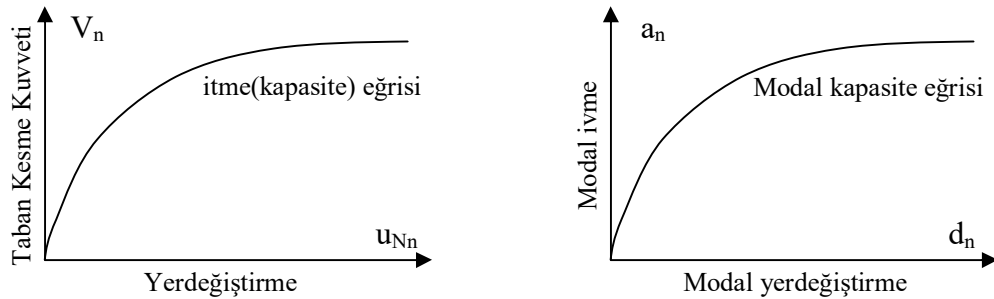
2.5.1 Performans noktasının belirlenmesi

Yöntemin esası, taşıyıcı sistem yatay yük kapasitesi ile deprem etkisi talebini aynı koordinat sisteminde ifade ederek performans noktasının bulunmasını ve bu noktada yapıda oluşan hasarın belirlenmesini öngörür. Bu işlem için başlıca şu adımlar uygulanır:

1. Kapasite eğrisi belirlenir,
2. Depreme bağlı talep eğrisi belirlenir,
3. 2007 deprem yönetmeliği ek 7C.2.1’de tarif edildiği şekilde doğrusal elastik şekil değiştirme veya 7C.2.2 de tarif edildiği şekilde eşit alanlar kuralından faydalanarak eşdeğer akma noktası koordinatları kullanılarak yapı performans noktası belirlenir,
4. Performans noktasındaki iç kuvvetler ve şekil değiştirmeler belirlenerek yapı elemanlarındaki hasar durumu bulunur,
5. Yapı elemanlarındaki hasara bakılarak bina performansı hesaplanmış olur.

2.5.1.1 Yatay yük kapasite eğrisi

Sisteme uygulanan itme analizi, yatay yük kapasite eğrisini ortaya çıkartır. Yatay yük kapasite eğrisi, uygulanan yatay yük ile sistemde belirlenen noktanın yerdeğiştirmesi arasındaki ilişkiyi gösterir. İtme analizi ayrıntıları ve yapılan kabuller, önceki bölümlerde irdelenmiştir.



Şekil 2.9 : İtme eğrisi ve modal kapasite eğrisi.

İtme veya kapasite eğrisi, yapının geometri ve malzeme özellikleri ile ilgili olup deprem özelliklerinden bağımsızdır ve V_n yatay kuvvet altında oluşan u_{Nn} yatay

yerdeşiştirmeyi ifade eder. Elde edilen eğrinin adımlarında kesitlerde plastik mafsal ortaya çıkış sırasının izlenmesi ve sistemin davranışının değerlendirilmesi mümkündür.

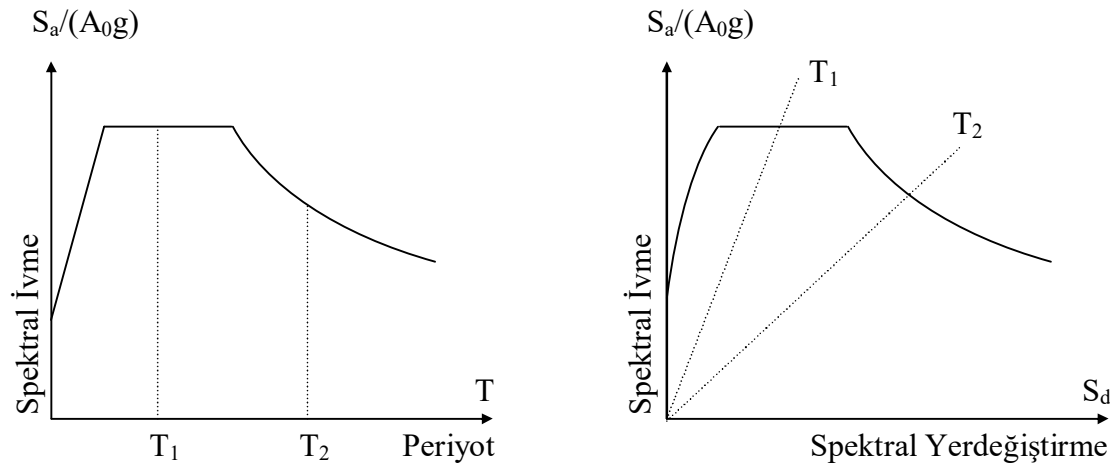
İtme eğrisi ve talep eğrisi bir arada değerlendirilmek için eksen dönüşümü uygulanır. V_n taban kesme kuvveti a modal ivmeye, u_{Nn} en st katın yerdeğiştirmesi d modal yerdeğiştirmeye dönüştürülür.

$$a_n = \frac{V_n}{\bar{M}_n} \quad (2.32)$$

$$d_n = \frac{u_{nN}}{\varphi_{nN}\Gamma_n}$$

Denklem 2.32’de $\bar{M}$, modal kötülerin yan yana gelmesiyle oluşan matris, φ_N ise mod şekillerinin yan yana gelmesiyle oluşan matrislerdir. Ayrıca modal yerdeğiştirme ve ivme değerleri, deprem kuvvetleri belirlenirken de bulunduğu için o kısımdan da kopyalanabilirler.

2.5.1.2 Deprem Etkisi Talep Eğrisi



şekil 2.10 : Spektrum eğrisinde eksen değerştirilmesi.

Tasarım depremi ile ilgili büyüklükler yönetmeliklerde spektrum eğrileri ile tanımlanmıştır. Spektrum eğrileri şekil 2.10’da görüldüğü gibi $S_a - T$ ekseninde tanımlıdır, itme eğrileri ile karşılaştırma yapılabilmesi için $S_a - S_d$ eksenine dönüştürülmelidir. Dönüştürme işlemi

$$S_d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a \quad (2.33)$$

ifadesiyle yapılabilir.

2.5.1.3 Kapasite ve talep eğrilerinin kesişmesi

Elde edilen iki eğrinin kesiştirilmesi ile bulunan denge konumu, yapının deprem talebine karşı performansını gösterir. Sistemin kapasitesi doğrusal olmayan davranışa göre hesaplanmıştır fakat deprem spektrumu elastiktir. Bu durumda iki eğrinin aynı türde ifade edilmesi gerekmektedir.

ATC40 yönetmeliği [44], depremin elastik davranışını sistemin doğrusal olmayan davranışına çevirmeyi öngörmüştür. Ancak bu dönüşüm, doğrusal olmayan davranışa bağlı olduğu için performans noktasının bulunmasında bir ardışık yaklaşım yapmak gerekmektedir.

TDY-2007 [14] bilgilendirme ekleri kısmında, kapasite eğrisinin talep eğrisi gibi elastik duruma çevrilmesi önerilir. Bu işlem için kapasite eğrisinin başlangıç teğeti ile spektrum eğrisi $S_a - S_d$ ekseninde kesiştirilerek elastik sistemin deprem talebine karşısında gösterdiği yerdeğiştirme (d_{max}^e) hesaplanır. Daha sonra eşit yerdeğiştirme kuralından yararlanılarak sistemin elasto-plastik yerdeğiştirmesi (d_{max}^{ep}) bulunur.

$$d_{max(n)}^{ep} = C_{R(n)} d_{max(n)}^e \quad (2.34)$$

Verilen bağıntıda N, ilgili mod numarasını tanımlamaktadır. C_R dönüştürme katsayısı

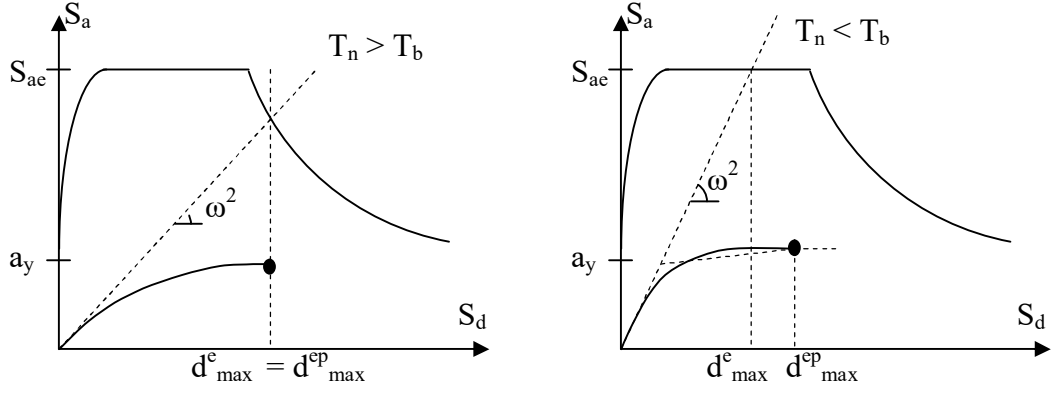
$$T_n \leq T_B \quad C_{R(n)} = \frac{1}{R_{y(n)}} \left[1 + (R_{y(n)} - 1) \frac{T_B}{T_n} \right] \quad (2.35)$$

$$T_n > T_B \quad C_{R(n)} = 1$$

şeklinde hesaplanabilir. Bağıntıda bulunun dayanım azaltma katsayısı

$$R_{y(n)} = S_{ae(n)} / a_{y(n)} \quad (2.36)$$

şeklinde bulunur.



Şekil 2.11 : Elastik spektrum eğrisi ve kapasite eğrisi kullanılarak elastoplastik yerdeğiştirmenin belirlenmesi.

Şekil 2.11’de görüldüğü gibi, a_y ivmesi, kapasite eğrisinin aynı alana sahip iki doğruya çevrilmesinden elde edilen yeni sistemden elde edilir. Başlangıçta kapasite eğrisinin performans noktası bilinmediği için bu işlem birkaç adım deneme ile gerçekleştirilir.

Kapasite eğrisi performans noktasına ulaşamıyorsa, yapı deprem talebini karşılamadan göçme durumuna geliyor demektir. Oluşan plastik mafsalların sistemi mekanizma durumuna getirmesiyle sistem performans noktasına gelmeden göçebilir.

2.5.1.4 Eleman hasar durumlarının belirlenmesi

Performans noktasının belirlenmesiyle, deprem talebine karşı yapının göstereceği elastoplastik yerdeğiştirme, plastik mafsal yerleri ve θ_p dönmeleri ve buna bağlı χ_p eğrilikleri bulunur. İlgili kesitin plastikleşinceye kadar yaptığı χ_y akma eğriliği ile toplanarak kesitin toplam eğriliği belirlenir.

$$\chi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad \chi_t = \chi_y + \chi_p \quad (2.37)$$

Kesitte bulunan normal kuvvet altında yönetmelik kurallarına göre limit eğrilikler bulunarak eleman hasar durumu belirlenir. TDY 2007’de beton lifi birim kısalması ve donatı birim uzaması-kısalmasına göre kesitte oluşacak hasar durumu belirlenmiştir.

Çizelge 2.1 : Beton ve donatı şekildeğiştirme sınır değerleri.

Şekildeğiştirme Sınırı	Hasar Sınırı	
	Betonda birim kısalma	Donatıda birim uzama-kısalma
Minimum Hasar Sınırı	$\epsilon_{cu} = 0.0035$	$\epsilon_{su} = 0.01$
Güvenlik Sınırı	$\epsilon_{cg} = \min[0.0035 + 0.010 \rho_s / \rho_{sm} ; 0.0135]$	$\epsilon_{su} = 0.04$
Göçme Sınırı	$\epsilon_{cg} = \min[0.0040 + 0.014 \rho_s / \rho_{sm} ; 0.0180]$	$\epsilon_{su} = 0.06$

Hazırlanan örneklerde, kolonların bağlı bulunduğu temel elemanının hasar durumu, kolonun hasar durumundan daha ileri ise, kolonu hasar durumu da temelin hasar durumuna eşit alınmıştır. Ayrıca zemin taşıma gücünün aşıldığı noktalara yakın kolonlar, belirgin hasar durumunda kabul edilmiştir.

2.6 Artımsal Spektrum Analizi Uygulama Adımları

Mod birleştime yöntemi ile yapılacak itme analizinin adımları şu şekilde özetlenebilir:

1. Düşey yükler altında sistemde oluşan kuvvet ve yerdeğiştirmeler belirlenir.
2. Elastik sistem ile modal analiz ve spektrum analizi yapılarak deprem kuvvet ve yerdeğiştirmeleri elde edilir.
3. Kritik kesitler için iç kuvvet değerleri hesaplanır, elde edilen iç kuvvetler kritik kesitlerin plastikleşme özelliği ile kontrol edilerek geçerli adımda her mod için aynı olan yük parametresi (**P**) belirlenir.
4. Her mod için elde edilen büyüklükler **P** ile çarpılarak saklanırlar. Bu büyüklükler; sistem nokta yerdeğiştirmeleri, toplam deprem kuvveti, kritik kesit iç kuvvetleri ve plastikleşen kesitlerin bilinmeyenleridir.
5. Her moda ait kapasite eğrisi, spektral yerdeğiştirme-spektral ivme koordinatlarına çevrilir. Aynı koordinat sisteminde ifade edilen spektrum eğrisi kullanılarak her moda ait yerdeğiştirme talebi bulunur.

6. Elde edilen yerdeğiştirme talepleri CQC mod birleştirme yöntemi ile birleştirilerek sisteme ait deprem yerdeğiştirme talebi bulunur.

7. Sisteme ait kapasite eğrisinin yerdeğiştirmesi talep yerdeğiştirmeye ulaşmamış ise en son elde edilen sistem üzerinde modal analiz ve spektrum analizi yapılarak deprem kuvvet ve yerdeğiştirmeleri elde edilir. III numaralı adıma geri dönölür.

8. Talep yerdeğiştirmesine ulaşıldığında plastikleşen kesitlerdeki toplam şekildeğiştirme hesaplanır. Toplam şekildeğiştirme, elastik şekildeğiştirme ve itme analizi sırasında oluşan plastik mafsallık şekildeğiştirmelerinin toplamıdır.

9. Performans noktasında hesaplanan donatı birim uzamaları ve beton lifi kısalmaları sınır değerler ile karşılaştırılarak eleman hasarları ve yapı performansı belirlenir

2.7 Betonarme Plakların Yük Artım Yöntemi İle Doğrusal Olmayan Analizi

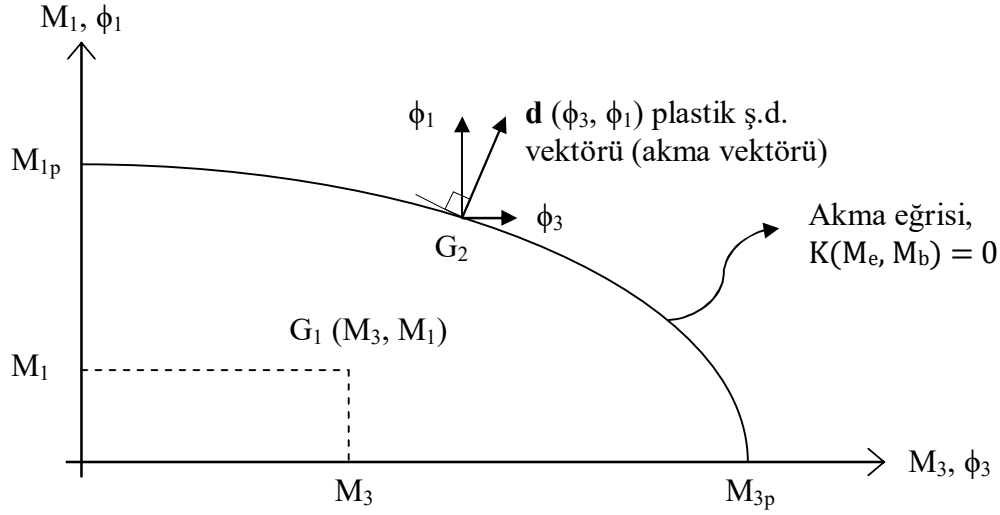
Eşdeğer ızgara sistemi olarak idealleştirilebilen radye plak veya üstyapı döşeme sistemi gibi düzlemine dik yükler etkisindeki plak sistemler ızgara sistemi olarak idealleştirilebilmekte[9], kesme kuvvetinin etkisinin terkedilmesi halinde akma koşulu Formül 2.38’de görüldüğü gibi ifade edilebilmektedir.

$$K(M_3, M_1) = 0 \quad (2.38)$$

Formül 2.38’de, $K(M_3, M_1)$, M_3 eğilme momentine ve M_1 burulma momentine bağı olarak belirlenen doğrusal olmayan bir fonksiyonu göstermektedir.

Akma koşulunun belirlendiği akma eğrisinin geometrik gösterimi Şekil 2.12’de şematik olarak verilmiştir.

Belirli bir kesitteki iç kuvvet durumu M_3 , M_1 düzlemindeki bir G noktası ile temsil edilebilir. Eğer G noktası akma eğrisi içinde bulunuyorsa, Söz konusu kesit elastik davranış gösterir. Eğer G noktası akma eğrisi üzerinde ise kesitte plastik şekildeğiştirmeler oluşur.



Şekil 2.12 : Radye temelde akma eğrisi ve akma vektörü.

Plastik kesitte oluşan sonlu plastik şekildeğiştirmeler, $\mathbf{d}(\phi_3, \phi_1)$ (akma vektörü) ile tanımlanır. Akma vektörü bileşenleri,

$$\phi_3 = \phi \frac{\partial K}{\partial M_3} \quad \phi_1 = \phi \frac{\partial K}{\partial M_1} \quad (2.39)$$

şeklinde ifade edilebilirler. Şekildeğiştirme parametresi olarak adlandırılan ϕ , akma vektörünün şiddetini belirleyen bir katsayıdır. Bu çalışmada akma vektörünün, akma eğrisine dik olduğu kabul edilmiştir.

Akma eğrisinin doğru parçalarından oluşacak şekilde idealleştirilmesi halinde, akma koşulu için

$$K(M_3, M_1) \approx A_1 M_3 + A_2 M_1 + B = 0 \quad (2.40)$$

bağlantısı yazılabilir. Burada A_1, A_2 ve B malzeme ve kesit özelliklerine bağlı sabitlerdir. Bu durumda akma vektörünün bileşenleri,

$$\phi_3 = \phi A_1 \quad \phi_1 = \phi A_2 \quad (2.41)$$

şeklinde tek bir değişkene bağlı olarak ifade edilebilirler.

Yöntemin betonarme radye temellere uygulanabilmesi için, betonarme radye temel, eşdeğer ızgara sistem olarak modellenmiştir. Çubukların eğilme ve burulma rijitlikleri, temel plağının rijitliğine, M_3 eğilme momenti ve M_1 burulma momenti arasındaki etkileşimi ifade eden akma koşulu ise her iki doğrultudaki radye temel donatısına bağlı olarak elde edilmektedir

3. ZAMAN TANIM ALANINDA DOĞRUSAL ANALİZ

Zamana bağlı yükler altında yapı sisteminin davranışı zaman tanım alanında analiz ile incelenir. Hareket denkleminin en genel hali şu şekildedir:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (3.1)$$

Burada taşıyıcı sisteme ait matrisler ve vektörler:

M: Sistemin kütle matrisi

C: Sistemin sönüm matrisi

K: Sistemin rijitlik matrisi

F: Dış yük vektörü

u, **ü** ve **ü**: Zamana bağlı yerdeğiştirme, hız ve ivme vektörleri

3.1 denklemi, ikinci dereceden bir denklem takımıdır ve sabit katsayılı diferansiyel denklem çözümlerinden yararlanılarak hesapları yapılabilir. Yapı mühendisliğinde bu denklem takımı **M**, **C** ve **K** matrislerinin özelliklerinden faydalanarak genellikle iki yöntem kullanılarak çözülür:

1. Doğrudan İntegrasyon
2. Mod birleştirme

Mod birleştirme yöntemi, serbestlik sayısı fazla fakat kütle serbestliği az olan sistemlerde sadece indirgeme yöntemi yardımıyla da hızlı ve doğru sonuçlar alınmasını sağlar. Ayrıca her moda ait sönüm ayrı olarak ele alınabilir.

Doğrudan İntegrasyon yöntemlerini, yapısal matrislerin doğrusal olmadığı durumlarda kullanmak daha avantajlıdır. Bu yöntemi kullanırken sönüm matrisi hazırlanması gerekmektedir. Sönüm matrisi, ilk iki titreşim modunun etkisini hesaba alabilen Rayleigh veya bütün modların etkisini hesaba alabilen Cauchy metodları kullanılarak hazırlanabilir.

Bu çalışmada incelenen örneklerde, yapıyla birlikte zemin de gözönüne alındığı için çok fazla düğüm noktası ortaya çıkmıştır. Fazla düğüm noktası bulunan sistemlerde mod birleştirme yönteminin uygulanması zor olduğu için ve Vlasov analizinde her adımda sistem rijitlik matrisi değiştirileceği için, doğrusal integrasyon yöntemi uygulanmıştır. Yapılan çözümlemelerde malzeme veya geometri bakımından doğrusal davranış kabulü yapılmıştır.

3.1 Doğrusal İntegrasyon İle Çözüm

3.1’de verilen diferansiyel hareket denkleminde t zamanı, çok küçük zaman dilimi Δt için $t + \Delta t$ olacak biçimde adım adım arttırılarak doğrudan sayısal İntegrasyon yapılarak çözülürse bu yöntemle doğrusal İntegrasyon yöntemi denir.

Başlangıçta $t = 0$ anında sistemin yerdeğiştirme, hız ve ivme vektörleri ${}^0\mathbf{u}$, ${}^0\dot{\mathbf{u}}$ ve ${}^0\ddot{\mathbf{u}}$ biçiminde ifade edilir. Doğrusal İntegrasyon denkleminin $t = 0$ ’dan $t = T$ anına kadar geçen sürede çözümü aranmaktadır. Zaman aralığı n adet eşit zaman dilimine bölünerek zaman aralığı

$$\Delta t = \frac{T}{n} \quad (3.2)$$

olarak tanımlanır. Hareket denklemi kullanılacak olan bir İntegrasyon şeması ile çözülür.

3.2 Merkezi Farklar Yöntemi

Hareket denklemi sabit katsayılı bir diferansiyel denklem olmakla birlikte uygun bir sonlu farklar ifadesi kullanılarak yaklaşık hız ve ivme, yerdeğiştirmeler üzerinden hesaplanabilir.

Yaygın olarak kullanılan merkezi farklar şemasına göre bir sonraki adımda meydana gelecek ivme:

$${}^t\ddot{\mathbf{u}} = \frac{1}{\Delta t^2} ({}^{t-\Delta t}\mathbf{u} - 2{}^t\mathbf{u} + {}^{t+\Delta t}\mathbf{u}) \quad (3.3)$$

hız ise:

$${}^t\dot{\mathbf{u}} = \frac{1}{2\Delta t}(-{}^{t-\Delta t}\mathbf{u} + {}^{t+\Delta t}\mathbf{u}) \quad (3.4)$$

şeklinde hesaplanabilir. Elde edilen yerdeğiştirme ve hız vektörleri denklem 3.4'e uygulanırsa,

$$\left(\frac{1}{\Delta t^2}\mathbf{M} + \frac{1}{2\Delta t}\mathbf{C}\right){}^{t+\Delta t}\mathbf{u} = {}^t\mathbf{F} - \left(\mathbf{K} - \frac{2}{\Delta t^2}\mathbf{M}\right){}^t\mathbf{u} - \left(\frac{1}{\Delta t^2}\mathbf{M} - \frac{1}{2\Delta t}\mathbf{C}\right){}^{t-\Delta t}\mathbf{u} \quad (3.5)$$

elde edilir. Yazılan denklemde tek bilinmeyen $t + \Delta t$ anındaki yerdeğiştirmedir.

Başlangıç anında 3.3 ve 3.4 denklemlerini uygulayabilmek için bir önceki adıma ait yerdeğiştirme vektörü:

$${}^{-\Delta t}\mathbf{u} = {}^0\mathbf{u} - \Delta t {}^0\dot{\mathbf{u}} + \left(\frac{1}{2}\Delta t^2\right) {}^0\ddot{\mathbf{u}} \quad (3.6)$$

olarak belirlenir.

Merkezi farklar yönteminin kararlı olabilmesi için sağlanması gereken önemli bir şart vardır. Seçilen zaman aralığı belli bir değeri geçmemelidir. Bu değer yapının en küçük periyoduna bağlı olarak:

$$\Delta t \leq \frac{T_{min}}{\pi} \quad (3.7)$$

şeklinde hesaplanır. Merkezi farklar yöntemi zaman aralığı seçimine kısıtlama getirdiği için şartlı kararlı bir yöntemdir.

3.3 Doğrudan İntegrasyon Yönteminin Uygulanması

Elastik malzeme ve birinci mertebe teorisi altında yapılan çözümlerde bazı kısaltmalar yapılarak işlemler hızlandırılabilir. Bu işlemler için şu adımlar uygulanır.

1. Sisteme ait rijitlik, kütle ve sönüm matrisi hazırlanır.
2. Başlangıç koşulları ${}^0\mathbf{u}$, ${}^0\dot{\mathbf{u}}$ ve ${}^0\ddot{\mathbf{u}}$ belirlenir.
3. Zaman adım aralığı belirlenir ve aşağıdaki parametreler hesaplanır:

$$a_0 = \frac{1}{\Delta t^2}, \quad a_1 = \frac{1}{2\Delta t}, \quad a_2 = 2a_0, \quad a_3 = \frac{1}{a_2} \quad (3.8)$$

4. 3.6 denklemi ile verilen özel başlangıç koşulu hesaplanır.

5. Etkin kütle matrisi hesaplanır: $\bar{\mathbf{M}} = a_0 \mathbf{M} + a_1 \mathbf{C}$

6. Etkin kütle matrisinin tersi hesaplanır.

7. t anı için etkin yük vektörü hesaplanır.

$${}^t\bar{\mathbf{F}} = {}^t\mathbf{F} - (\mathbf{K} - a_2 \mathbf{M}) {}^t\mathbf{u} - (a_0 \mathbf{M} - a_1 \mathbf{C}) {}^{t-\Delta t}\mathbf{u} \quad (3.9)$$

8. t + Δt anı için yerdeğiştirme hesaplanır.

$${}^{t+\Delta t}\mathbf{u} = \bar{\mathbf{M}}^{-1} {}^t\bar{\mathbf{F}} \quad (3.10)$$

9. t anı için hız ve ivme 3.3 ve 3.4 denklemleri kullanılarak hesaplanır.

10. Çözümü istenilen analiz süresinin sonuna ulaşana kadar VII-IX işlemleri tekrarlanır.

4. YAPI-TEMEL ETKİLEŞİMİNİN DİKKATE ALINMASI

Günümüzde yapılan mühendislik hesaplarında bir parametrelili zemin modeli kullanılmaktadır. Winkler modeli olarak adlandırılan bu modelde, zemin şekildeğiştirmesinin gerilme ile olan bağlantısı bir parametre ile ifade edilir.

$$t_f = C_w \times w(x) \quad (4.1)$$

Denklem 4.1’de t_f dış yükü, C_w elastik yay katsayısını, $w(x)$ ise şekil 4.1’de görüldüğü gibi zemindeki çökmeyi gösterir. Bir parametrelili zemin modelinde her noktanın çökmesi sadece o noktadaki gerilmeyi ortaya çıkartır, düğüm noktaları arasında yük dağılımı zemin aracılığı ile mümkün değildir.

Bu modellemeden daha gerçekçi olan Vlasov zemin modeli [1], iki parametre ile zemini modellemektedir. Zemindeki kayma gerilmelerinin yaptığı iş, enerji denklemlerinde ifade edilerek zeminin tabakaları, sonsuz rijit tabakaya uzaklık ve model dışında kalan alanın etkileri hesaba alınabilmektedir.

$$t_f = C_w \times w(x) - 2C_t \times w_{xx}(x) \quad (4.2)$$

Denklem 4.2’de $2C_t$, zemin ve temel özelliklerine bağlı ikinci parametreyi gösterir. Bu ifadede görüldüğü gibi zeminde oluşan gerilmeler, yerdeğiştirmenin ikinci türevi ile de ilgilidir. İkinci parametre kayma parametresidir ve zemindeki gerilmelerin yatay olarak yayılmasını ifade eder.

$2C_t$ veya k_m ile ifade edilen kayma parametresi zeminin mekanik özelliklerinin yanında süreklilik değişimine de bağlıdır. Temel altında zemin katmanlarının değişmesi ve sonsuz rijit tabakaya olan uzaklık $2C_t$ parametresinin hesabında rol oynar.

4.1 İki Parametrelili Zemin Hesabı İçin Önceden Yapılmış Çalışmalar

İki parametrelili zemin modeli (Filonenko-Borodich[16], Pasternak[17]) kullanılarak zemindeki komşu noktaların birbirlerine olan etkisi de hesaba katılabilir. Buna ek

olarak, temel altındaki zemin tabakasının derinliğinin hesapta göz önüne alınması isteniyorsa Vlasov ve Leontev[1] tarafından geliştirilen zemin modelinin esas alınması gerekmektedir. Karamanlidis[18] tarafından kübik Hermitian poligonları kullanılarak iki parametrelili elastik temel için dört serbestlikli giriş elemanın matrisi belirlenmiş, Nogami[19] tarafından düşey yerdeğıştirmelerin derinliğe uyumlu olarak değışeceği önerilmiş ve buna uygun eleman rijitlik matrisi geliştitilmiştir. Bu modelde her zemin katmanı tek boyutlu yay eleman gibi modellenmektedir ve bu yay elemanlar kayma parametresine bağı olarak aralarında etkileşimlidir.

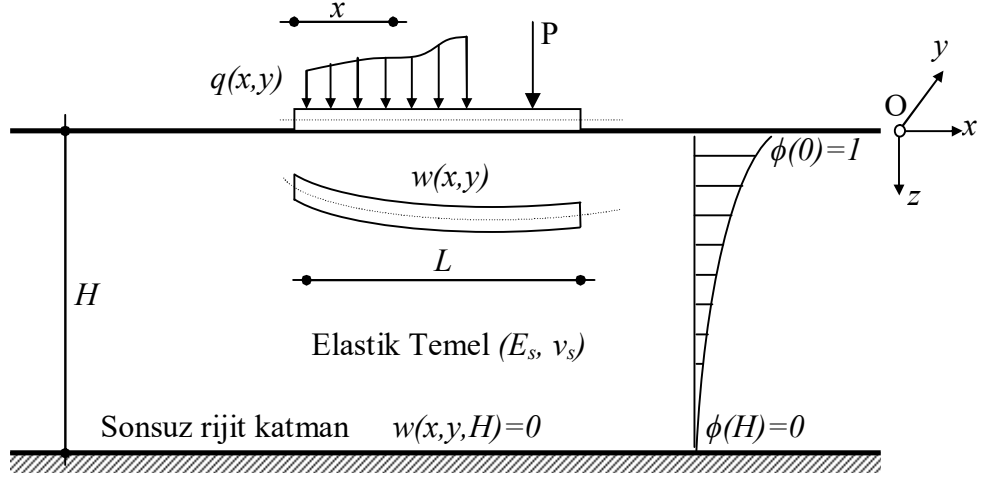
Vallabhan ve Das tarafından[20] toplam potansiyel enerjinin minimuma olması prensibinden yararlanılarak, temel altındaki zeminin yerdeğıştirmesine bağı olarak tanımlanan mod şekli esas alınarak iki parametrelili zemin elemanın rijitlik matrisi çıkarılmıştır.

Çelik ve Saygun[21] tarafından verilen yöntem ile, iki parametrelili zemine oturan ince veya kalın plak elemanın bütünleşik bir rijitlik matrisi çıkarılmıştır. Böylece zemini ayrıca modellemeye gerek kalmamaktadır.

İki parametrelili zemine oturan plakların hesabı için gerekli eleman rijitlik matrisleri literatürde birçok çalışmada verilmesine karşılık yaygın olarak kullanılan genel amaçlı yapı analizi yazılımlarının sonlu eleman kütüphanelerinde bu matrisler yer almamaktadır. Ancak, genel amaçlı yapı analizi programlarının kütüphanelerinde bulunan plak elemanlara ait rijitlik matrisleri uygun şekilde modifiye edilerek iki parametrelili zemin özellikleri kısmen göz önüne alınabilmektedir. Fakat zaman tanım alanında analiz gibi, zemin parametrelerinin zaman artımları sırasında değışikliğe uğrayacağı durumlarda, integrasyon adımları arasında güncelleme yapılamamaktadır. Tez sürecinde hazırlanan bilgisayar yazılımı kullanılarak yapılan analizlerde, integrasyon adımları arasında güncelleme yapılabilmektedir.

4.2 Vlasov Analizi İle $2C_t$ Parametresinin Belirlenmesi

Temelin altındaki zeminin, elastik, izotropik ve homojen olduğu varsayılmaktadır. Zemin tabakası H kalınlığında, E_s ve ν_s elastisite modülü ve poisson oranına sahiptir. $v(x,y,z)$ fonksiyonu zeminin şekil değıştirme fonksiyonunu ifade etmektedir.



Şekil 4.1 : Temel ve iki parametrelili Vlasov modeli.

Sonsuz rijit zemin tabakasında mod şeklini ifade eden şekildeğiştirme sıfır olmaktadır. Bunun dışında şekildeğiştirme yatayda ve düşeyde aşağıda verildiği gibi değişmektedir,

$$v(x, y, z) = w(x, y)\phi(z) \quad (4.3)$$

Burada $\phi(z)$ fonksiyonu, zemin yüzünden sonsuz rijit tabakaya doğru yer değiştirmenin değişimini göstermektedir ve zemin yüzeyinde 1, sonsuz rijit tabakada 0 değerini alır.

Toplam potansiyel enerji fonksiyonunun $w(x, y)$ 'nin varyasyonuna bağlı olarak minimize edilmesi ile, temel plağı sınırlarında,

$$D\nabla^4 w - 2C_t \nabla^2 w + C_w w = q \quad (4.4)$$

denklemini, plak sınırları dışında,

$$-2C_t \nabla^2 w + C_w w = 0 \quad (4.5)$$

denklemini elde edilir. Bu denklemlerde, D eğilme rijitliğini, q plak üzerindeki yayılı yükü, C_w zemin yatak katsayısını, $2C_t$ ise yaylar arasındaki etkileşimi ifade eden ikinci zemin parametresini (k_m) ifade etmektedir.

$0 < z < H$ aralığında $\phi(z)$ fonksiyonundan yararlanılarak potansiyel enerjinin minimize edilmesi ile,

$$\phi(z) = \frac{\sinh \gamma(1 - \frac{z}{H})}{\sinh \gamma} \quad (4.6)$$

denklemleri elde edilir. Bu denklemlerde γ , mod şekli parametresini ifade etmektedir. C_w ve $2C_t$ parametreleri, γ 'ya bağlı olarak,

$$C_w = \int_0^H \frac{(1 - \nu_s)E_s}{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} \left(\frac{d\phi}{dz} \right)^2 dz \quad (4.7)$$

$$2C_t = \int_0^H \frac{E_s}{2(1 + \nu_s)} \phi^2 dz \quad (4.8)$$

bağlantıları ile elde edilmektedir. γ değeri ise,

$$\gamma^2 = H^2 \frac{(1 - 2\nu_s)}{2(1 - \nu_s)} \frac{\iint_{-\infty}^{\infty} \left\{ \left(\frac{\partial w(x,y)}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w(x,y)}{\partial y} \right)^2 \right\} dx dy}{\iint_{-\infty}^{\infty} w^2(x,y) dx dy} \quad (4.9)$$

şeklide hesaplanmaktadır.

Yukarıdaki denklemlerden de görüldüğü gibi, C_w ve $2C_t$, malzeme özelliklerine, sıkışabilir zemin tabakası kalınlığına (H) ve γ parametresine bağlıdır. γ parametresi ise verilen yükler altında zeminin şekildeğiştirmesine bağlıdır. Hesabın başlangıcında C_w ve $2C_t$ parametreleri bilinmediğinden bir ardışık yaklaşım işlemine gerek duyulmaktadır.

4.3 Yöntemin Formülasyonu

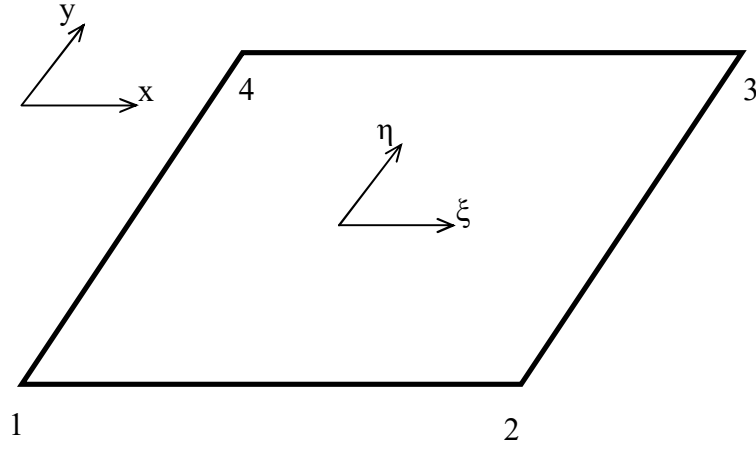
Vlasov zemin analizinin uygulanabilmesi için ilk olarak Winkler zemini ile modelleme yaparak sistem çözülür ve yerdeğiştirmeler belirlenir. Seçilen bir γ parametresi, zemin özellikleri ve katman kalınlığına bağlı olarak C_w ve $2C_t$ katsayıları yukarıda verilen denklem 4.7 ve 4.8 yardımıyla belirlenir. Bulunan C_w ve $2C_t$ kullanılarak iki parametrelili zemine ait $[C]$ ve $[C_T]$ matrisleri hesaplanır. Yeni zemin modeli ile sistemin çözülmesiyle yerdeğiştirmeler elde edilir. Denklem 4.9 da görüldüğü gibi γ parametresi elde edilen yerdeğiştirmelere bağlıdır. Denklem 4.9'da bulunan bazı terimler aşağıda görüldüğü şekilde formüle edilebilir.

$$\iint w^2 dA = \frac{1}{C} [d]^T [C] [d] \quad (4.10)$$

$$\iint \left[\left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 \right] dA = \frac{1}{2C_t} [d]^T [C_t] [d] \quad (4.11)$$

γ yerdeğiştirme parametresinin yeniden hesaplanmasıyla iterasyonun ilk adımı tamamlanmış olur. Ardışık iki yerdeğiştirme parametresi birbirine yeterince yakın olana kadar iterasyona devam edilir.

4.4 Zemin Sonlu Elemanı



Şekil 4.2 : Zemin Sonlu elemanı ve koordinat eksen sistemi.

Herhangi bir düğüm noktasında dış yükler ve iç kuvvetler denklem 4.12’de gösterildiği gibi dengededir.

$$\sum_{j=1}^n k_{ij} d_j + \sum_{j=1}^n C_{ij} d_j + \sum_{j=1}^n C_{Tij} d_j = P_i \quad (4.12)$$

Bu çalışmada kullanılan plak elemana ait birinci ve ikinci parametrelere karşı gelen eleman rijitlik matrisleri,

$$C_{ij} = C \iint w_i w_j dA \quad (4.13)$$

$$C_{Tij} = 2C_T \iint \left(\frac{\partial w_i}{\partial x} \frac{\partial w_j}{\partial x} + \frac{\partial w_i}{\partial y} \frac{\partial w_j}{\partial y} \right) dA \quad (4.14)$$

olarak ifade edilmiştir. Sağ el kuralına göre sıralanmış olan düğüm noktalarında, aşağıda verilen doğrusal şekil fonksiyonları kullanılırsa,

$$N_1 = 0.25(1 - \xi)(1 - \eta) \quad (4.15)$$

$$N_2 = 0.25(1 + \xi)(1 - \eta) \quad (4.16)$$

$$N_3 = 0.25(1 + \xi)(1 + \eta) \quad (4.17)$$

$$N_4 = 0.25(1 - \xi)(1 + \eta) \quad (4.18)$$

zemin elemanın birinci ve ikinci parametrelerine ait rijitlik matrisleri sözkonusu şekil fonksiyonları cinsinden şu şekilde ifade edilebilir:

$$C_{ij} = C \iint N_i N_j dA \quad (4.19)$$

$$C_{Tij} = 2C_T \iint \left(\frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial N_j}{\partial y} \right) dA \quad (4.20)$$

Şekil fonksiyonlarının, eleman yerel eksenlerine bağlı kısmi türevleri:

$$\frac{\partial N_i}{\partial x} = \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} \quad (4.21)$$

$$\frac{\partial N_i}{\partial y} = \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial y} + \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial y} \quad (4.22)$$

şeklindedir. Dönüşüm işlemlerini yapmak için kullanılacak olan Jakobiyen matrisinin tersi ise,

$$[J]^{-1} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \xi}{\partial x} & \frac{\partial \eta}{\partial x} \\ \frac{\partial \xi}{\partial y} & \frac{\partial \eta}{\partial y} \end{bmatrix} = \frac{1}{\det J} \begin{bmatrix} \frac{\partial y}{\partial \eta} & -\frac{\partial y}{\partial \xi} \\ -\frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial x}{\partial \xi} \end{bmatrix} \quad (4.23)$$

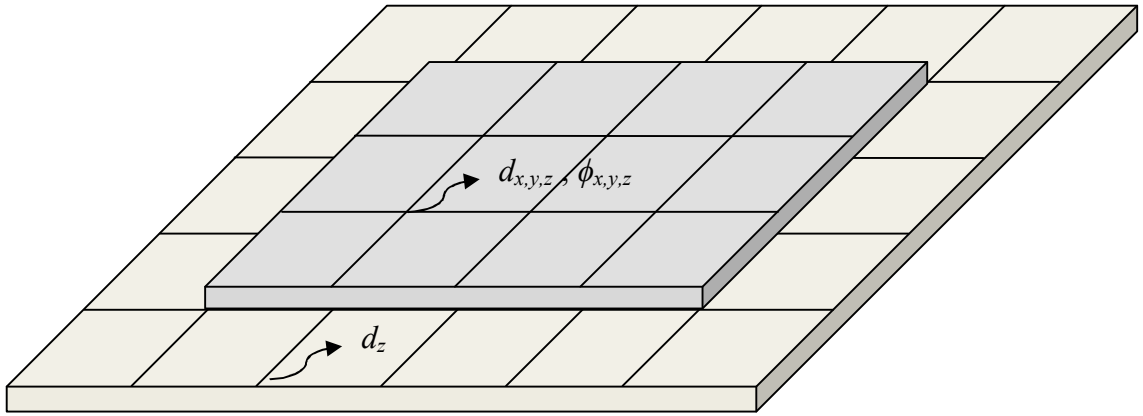
bağıntısı ile, bu matrisin determinanı ise,

$$\det J = \frac{\partial x}{\partial \xi} \frac{\partial y}{\partial \eta} - \frac{\partial x}{\partial \eta} \frac{\partial y}{\partial \xi} \quad (4.24)$$

bağıntısı ile verilmektedir. Matris formülasyonlarındaki integraller 3. dereceden Gauss sayısal integrasyonu ile kolayca hesaplanabilir.

Zeminin birinci ve ikinci parametrelerine ait eleman rijitlik matrisleri genel dörtgen elemanlar için çıkarılmıştır. Böylece, çokgenlerden oluşan temeller dışında, daire şeklindeki iki parametrelili elastik zemine oturan temellerin çözümünde de kolaylıkla kullanılabilmektedir.

4.5 Yöntemin Programa Uyarlanması



Şekil 4.3 : Temel ve zemin sonlu eleman sistemi ve yerdeğiştirme bilinmeyenleri.

Geliştirilen program tarafından temel ve zemin ayrı sonlu elemanlar olarak ele alınırlar. Yapılan diğer çalışmalarda genel olarak temel ve zemin için tek eleman kullanılmaktadır. Bu şekilde hazırlanan sonlu eleman sadece dikdörtgen şekil için çıkartılmıştır.

Program tarafından temel modellemede kullanılan dört serbestlikli genel dikdörtgen plak eleman, ortogonal olmayan şekillerde çok iyi sonuç vermektedir ve temeldeki kayma gerilmelerinin yaptığı işi de gözönüne alabilmektedir. Aynı eleman üst yapı sisteminde de kullanılmaktadır. Ayrıca gerçekte olduğu gibi matematik modelde de temel ve zeminin farklı girilmesi modellemeyi kolaylaştırmaktadır.

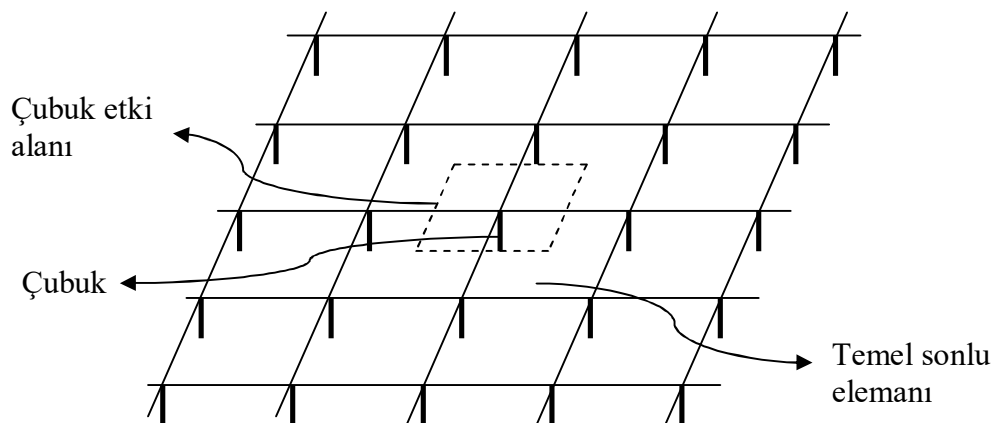
Diğer taraftan,[22] referanslarında belirtilen temel ve zemin elemanının tek sonlu eleman olarak modellenmesi, zemin elemanında dönme yerdeğiştirmesi bulunmasını sağlamaktadır. İleride de görüleceği gibi bu konuya bağlı olarak çözümlerde çok önemli bir fark ortaya çıkmamaktadır.

Temel modellemede sık düğüm noktası açarak zemin plak elemanı ve temel plak elemanının aynı şekildeğiştirmeyi yapması sağlanmaktadır. Problemler değişik

sayıda sonlu elemanlara bölünerek çözülmekte, sonuçlar değişmeyecek kadar sık eleman sayısına ulaşılan kadar nokta aralıkları küçültülmektedir. Zemin üstüne oturan plak problemleri, bir kenar 8 eşit parçaya bölünerek hesap yapılmaktadır. Daha sık sonlu eleman üretmek, problemin sonucunu değiştirmemektedir.

4.6 Zeminden Ayrılma ve Zemin Taşıma Gücünün Aşılması

Geliştirilen bilgisayar programında, zeminden ayrılma ve zemin taşıma gücünün aşılması durumunu modellemek üzere çubuk elemanlara normal kuvvet plastik mafsallı tanımlanmıştır. Çubuk eleman ile zemin modellemesi, Şekil 4.4’de gösterilmiştir.



Şekil 4.4 : Çubuk sonlu elemanlar ile temel-zemin sisteminin modellenmesi.

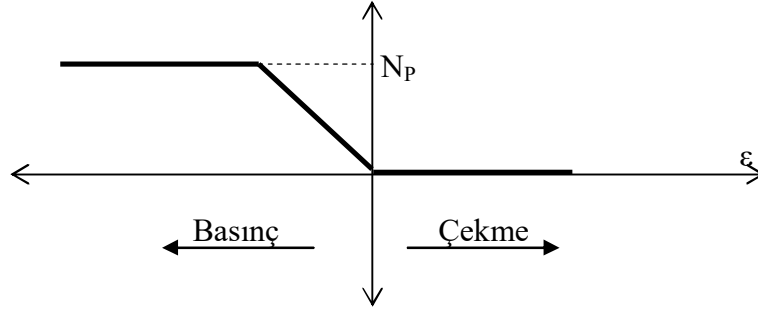
Seçilen çubuk elemanının aksenal rijitliği, çubuk etki alanı ile zemin yatak katsayısının çarpılması ile elde edilir. Çubukların sadece aksenal yük taşıması için, çubukların iki ucuna adi mafsalsal tanımlanmıştır. Çubuk orta noktasına atanan plastikleşen normal kuvvet mafsalsalından yararlanılarak, çubuğa etki eden basınç ve çekme kuvveti kontrol edilebilmektedir.

Zeminden ayrılma durumunda çubuk elemanlarda çekme kuvveti oluşacaktır. Buna bağlı olarak, çubuklara atanan normal kuvvet mafsalının çekme kapasitesi, sıfıra çok yakın bir değer olarak belirlenmiştir. Yürütülecek itme analizlerinde yük artım parametresi tanımlanabilmesi için, normal kuvvet mafsallarına sonucu değiştirmeyecek kadar küçük bir çekme kapasitesi tanımlanmıştır. Her çubuk elemanı için, etki alanının zemin taşıma gücü ile çarpılmasıyla da mafsal basınç kapasitesi hesaplanmıştır.

$$N_{P-BASINÇ} = A_{Eff} \times \sigma_g$$

$$N_{P-ÇEKME} = N_{P-BASINÇ} \times 10^{-7}$$
(4.25)

Bu şartlar altında tanımlanan plastik mafsallı, çekme kuvveti taşımaz ve eksenel basınç kuvvetinden oluşan gerilme, zemin taşıma gücünü aşamaz. Tanımlanan çubuğun kuvvet-şekildeğiştirme davranışı şekil 2.12’de gösterilmiştir.

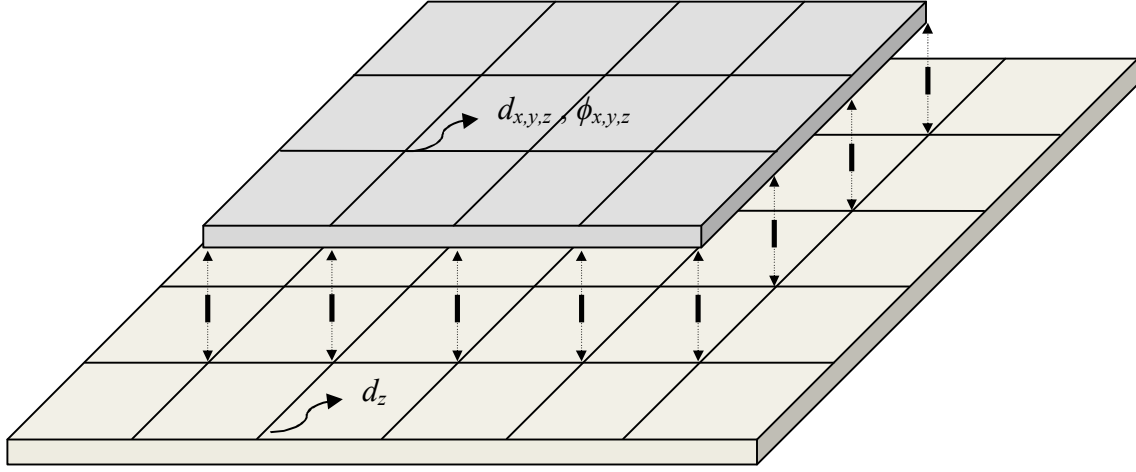


Şekil 4.5 : Zemini ifade eden çubuk elemanın davranışı.

“Kuvvet-Şekildeğiştirme diyagramının eğimi, çubuk uzama rijitliğini, başka bir deyişle zeminin eksenel rijitliğini ifade etmektedir.

4.7 Hazırlanan Programda Uygulanan Yeni Zemin Modeli

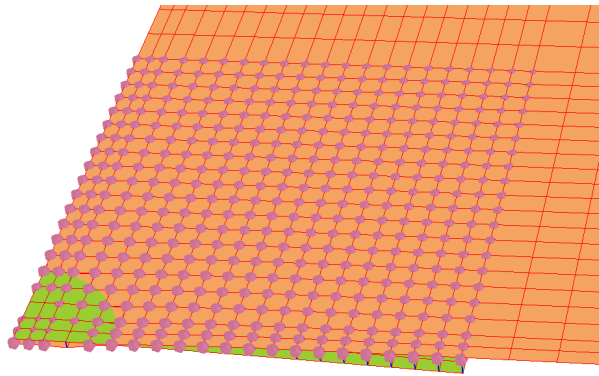
SDAP programı, farklı zemin davranışlarını göz önüne alabilecek değişik sonlu eleman tiplerine sahiptir. Bu elemanlar birlikte kullanılarak yeni bir zemin modeli türetilmiştir. Yeni zemin modeli, iki parametrelili zemin modelinin temelden ayrılmasını ve zemin taşıma gücünün aşılması durumunu gözönüne alabilmektedir. Bunun için Bölüm 4.6’da tarif edilen ve normal kuvvete bağlı plastikleşen mafsallı tanımlanmış çubuk elemanı, iki parametrelili zemin modelini temsil eden sonlu elemanların düğüm noktaları ile temel plağını temsil eden gerilme elemanlarının düğüm noktaları arasına tanımlanmaktadır.



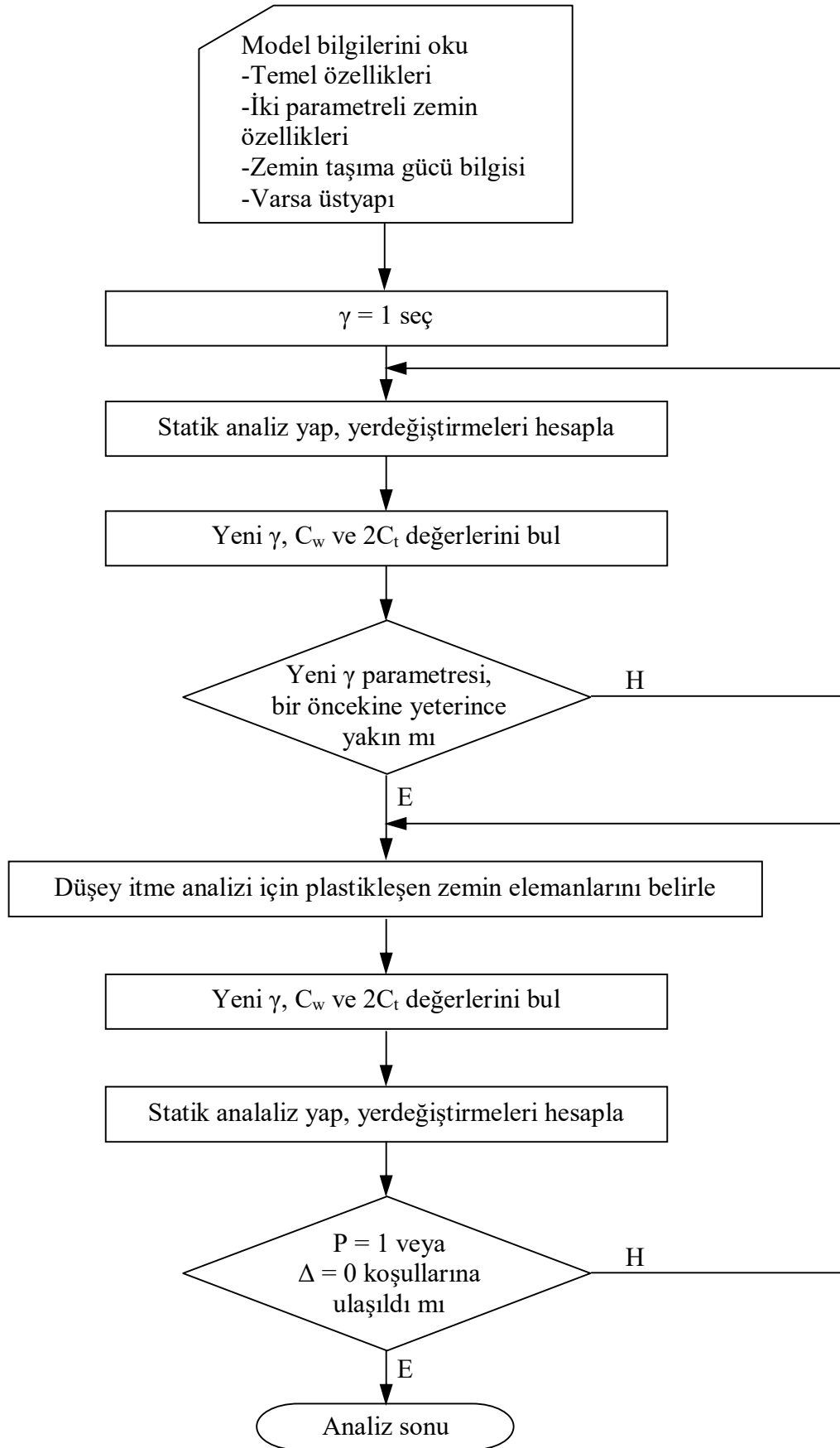
Şekil 4.6 : İki parametrelı zemin modeli ve temel plağı arasına tanımlanmış çubuk elemanlar.

Şekil 4.6’da görünen bütünleşik zemin modeli, düşey itme analizi aracılığı ile zemin taşıma gücünün aşılması veya zeminden ayrılma durumunu analiz etmek için kullanılabilmektedir. Düşey itme analizine başlamadan önce iki parametrelı zemine ait γ parametresi hesaplanmakta, itme analizinin her adımında γ parametresi güncellenmektedir. Yönteme ait akış diagramı şekil 4.8’de görülmektedir.

İtme analizi, yük parametresi birim değere ulaştığında veya zemin taşıma gücünü tamamen kaybedince sona ermektedir. İtme analizi sırasında hazırlanan rijitlik matrisinin determinantı sıfır değerini aldığında zemin taşıma gücüne erişildiği anlaşılmaktadır. Bu durum, Şekil 4.7’de görüldüğü gibi plastikleşen mafsallar grafik ekranda incelenerek de gözlemlenebilmektedir.



Şekil 4.7 : Taşıma gücü sınırına ulaşmış zemin modeli, pembe noktalar plastikleşen mafsalları göstermektedir.



Şekil 4.8 : Yeni zemin modeli çözümü için akış diyagramı.

5. SDAP PROGRAMI

SDAP programında model oluşturmak için API sistemi ile program kütüphanelerine bağlanılarak komutlar yüklenebilir. Ayrıca program Sap2000 dışa aktarma dosya biçimi olan “s2k” dosyalarını da okuyabilmektedir. “s2k” dosyasının içine programa özgü komutlar da eklenebilmektedir. Modelleme Sap2000 ortamında yapıldıktan sonra model dosyasının içine istenirse Vlasov zemin parametreleri gibi özel komutlar da eklenmekte, program dosyayı açarken yapı geometrisi okuduktan sonra özel komutları da okumaktadır.

5.1 Programda Bulunan Özellikler

Geliştirilen yapısal analiz programı, birçok sonlu eleman çeşidi içermektedir ve bu elemanlar ile oluşturulan sistemleri değişik yükler ve davranışlar altında çözmektedir. Nesnel programlama yöntemlerine uygun olarak, bütün elemanlar, yükler ve analiz çeşitleri nesne haline getirilmiştir. Nesnelere ait özellikler değiştirilerek istenilen analiz modeli oluşturulur. Programda tanımlı nesneler aşağıda belirtilmiştir.

1. Yapısal Elemanlar
 - 1.1. Yay elemanı (6 serbestlik,6 kuvvet)
 - 1.2. Çubuk Elemanı (12 serbestlik,12 iç kuvvet)
 - 1.3. Dörtgen plak/levha elemanı (24 serbestlik,32 gerilme)
 - 1.4. Katı cisim elemanı (48 serbestlik,48 gerilme)
2. Analiz Tipleri
 - 2.1. Doğrusal analiz
 - 2.2. Doğal titreşim periyotlarının belirlenmesi
 - 2.3. Tepki spektrum analizi
 - 2.4. Alt-sistem analizi
 - 2.5. Statik İtme analizi
 - 2.6. Ayrılma analizi (yay ve çubuk elemanlar için)
 - 2.7. Çok modlu uyarlama statik itme analizi ve performans noktasının bulunması
 - 2.8. Pasternak ve Vlasov zemine oturan yapı sistemlerinin analizleri
 - 2.9. İkinci mertebe teorisine göre analiz
 - 2.10. Burkulma analizi
 - 2.11. Zaman-tanım alanında analiz

3. Koşullar/Kısıtlamalar
 - 3.1. Mesnet koşulları
 - 3.2. Rijit diyafram
 - 3.3. Çubuk uç koşulları
4. Yüklemler
 - 4.1. Tekil yük
 - 4.2. Düzgün yayılı yük
 - 4.3. Trapez yük
5. Otomasyon
 - 5.1. Yapı elemanlarına sabit düşey yükler atanması
 - 5.2. Kütle atanması
 - 5.3. Zemin plaklarına yay atanması
 - 5.4. Matris optimizasyonu
 - 5.5. Eleman parçalama
 - 5.6. Donatı tanımlayarak plastik kesit özelliklerinin belirlenmesi
6. Malzeme bilgileri
 - 6.1. Doğrusal elastik kesit malzemesi
 - 6.2. İdeal elasto-plastik donatı
 - 6.3. Beton için dikdörtgen veya parabol gerilme dağılımının göze alınabilmesi
7. Kesit bilgileri
 - 7.1. Dikdörtgen, daire, boru ve T kesit
 - 7.2. Kesitlere donatı atanması
 - 7.3. Kesit karşılıklı etki yüzeyinin belirlenmesi
 - 7.4. Eğilme, yalnız eksenel kuvvet, iki eksenli eğilme-eksenel kuvvet ve eğilme-burulma etkileşimli plastik mafsallık
8. Diğer
 - 8.1. Eleman matrislerine müdahale
 - 8.2. Kesit özelliklerine müdahale

5.2 SDAP Programı Yapı Elemanları Ve Özellikleri

SDAP programında yapı sistemlerini modellemek üzere birçok eleman mevcuttur. Aşağıda bu elemanlar ve özellikleri tanıtılmıştır.

5.2.1 Femodel nesnesi

Femodel nesnesi, yapının sonlu eleman bilgilerini, yapılacak analiz bilgilerini organize eder ve saklar. Yapı modelinin oluşturulmasında kullanılan sonlu elemanlara bölmek gibi birçok yardımcı fonksiyona sahiptir. Nesnenin başlıca özellik ve fonksiyonları aşağıda verilmiştir.

Options.UseMembMass:

Program tanımlanan nesnelerden kütle oluşturabilmektedir.

(0) Kütle hesaplama

- (1) Hesaplanan kütleyi düğüm noktalarının XY serbestliğine atama
- (2) Hesaplanan kütleyi düğüm noktalarının XYZ serbestliğine atama

5.2.2 Joint nesnesi

Sonlu eleman sisteminin geometrisini tanımlamak için kullanılır. Şu özelliklere sahiptir:

P: Düğüm noktası yeri; X,Y ve Z koordinatı değerlerinden oluşmaktadır.

Kutle: Düğüm noktasına atanan dış kütleyi gösterir, 6 elemandan oluşan bir dizidir. Düğüm noktasında tanımlanan kütle hesapta her zaman dikkate alınır.

Rest: Düğüm noktasına mesnet koşulu atamak için kullanılır.

Loads: Düğüm noktasına yük atamak ve atanmış yükleri görmek için kullanılır. Düğüm noktası yükleri, yön ve yük tipini içerir.

Springs: Düğüm noktasına doğrusal veya şartlı yay atamak için kullanılır

Dyf: Düğüm noktasının bağlı olduğu diyaframı gösterir ve diyaframa düğüm noktası ataması yapar.

5.2.3 Diyafram nesnesi

Düğüm noktaları arasında rijit diyafram bağıntısı kurmaya yarar. Şu özelliklere sahiptir:

Joints: Diyaframdaki düğüm noktalarını görmeye yarar.

Cm: Diyafram ağırlık merkezini belirtir, analiz sırasında hesaplanır.

Loads: Diyaframa yük atamak ve atanmış yükleri görmek için kullanılır.

5.2.4 Spring nesnesi

Düğüm noktalarına doğrusal veya koşullu çalışan yay atamak için kullanılır. Şu özelliklere sahiptir:

Jnt: Bağlı olduğu düğüm noktasını belirtir.

Type: Yay çalışma tipini belirler. Yayların hepsi ilk durumda aktiftir. Şu değerleri alabilir:

Linear :	Doğrusal yay
UxPos :	+X yönü yerdeğiştirmesi altında çalışan yay
UxNeg :	-X yönü yerdeğiştirmesi altında çalışan yay
UyPos / UyNeg :	Y yönü yerdeğiştirmesine göre çalışan yaylar
UzPos / UzNeg :	Z yönü yerdeğiştirmesine göre çalışan yaylar
NonLinYay / ZemYay :	Modelleme sırasında atanmazlar

5.2.5 Frame nesnesi

Çubuk eleman tanımlamak için kullanılır. şu özelliklere sahiptir:

J1/J2 : Çubuk nesnesinin tanımlandığı düğüm noktaları

MafI / MafJ : Çubuğa atanan uç mafsallı koşulları.

Section : Çubuk kesiti

Loads : Çubuğa atanmış tekil ve yayılı yükler

PlasHngs : Çubuğa atanmış plastik mafsallı teorisine uygun davranıldığı varsayılan doğrusal olmayan kesitler.

Dir1 : Çubuk J1 noktasından J2 noktasına giden vektör

Dir2 : $\text{Dir3} \times \text{Dir1}$ çarpımı ile elde edilir.

Dir3 : **Dir1** ile **+Z** vektörünün çarpımı ile elde edilir. Eğer **Dir1** vektörü **+Z** ye eşit ise **+Y**, **-Z**'ye eşit ise **-Y** olarak atanır.

CekmeCub: Çubuk elemanların sadece çekme veya basınç altında çalışması için bu değeri ayarlanır. “0” değerinde hem çekme hem basınç durumunda çalışır, “1” değerinde sadece çekme durumunda çalışır, “2” değerinde ise sadece basınç durumunda çalışır. Halat davranışı modellemek için “1”, iki plağın arasında fiktif basınç elemanı tanımlamak için “2” elemanı kullanılır.

ElasBag : Çubuk uçlarında elastik birleşim tanımlamak için kullanılabilen 6×2 lik bir matristir. Matrisin sütunları çubuğun i ve j ucunu ifade eder. Matrisin satırları sırasıyla N, V2, V3, T, M2 ve M3'e karşılık gelen mafsalları ifade eder.

IkinciMertebeEtkileriDevredisi : Kiriş gibi ikinci mertebe etkileri ihmal edilmesi istenen çubuklarda 1 değeri atanır.

KesBuyCarp : Kesite ait mekanik büyüklükler değiştirilmek isteniyorsa kullanılır. 6 sayıdan oluşan bir dizidir, dizinin elemanları sırasıyla alan, elastisite modülü, kayma modülü, burulma atalet momenti, 2 ve 3 eksenleri etrafında atalet momenti çarpanı olarak atanır.

KiiOverwrite : 6×6 boyutlarında bir matristir, i ucundaki birim yerdeğiştirmelerden oluşan i ucundaki kuvvetleri ifade eden rijitlik matrisini değiştirmek için kullanılır. Yeni tanımlanan matris yerel eksenlerdedir, mafsallı koşulları ve koordinat dönüşümü tanımlanan matrise işlenir. Benzer şekilde KijOverwrite ve KjjOverwrite matrisleri de tanımlanabilir.

PlasHngs : Çubuğa plastik kesit atamak ve atanmış kesitleri incelemek amacıyla kullanılır. Plastik kesit hakkında daha ayrıntılı açıklama ilerde yapılacaktır.

RotationInRad : Çubuğun Dir1 eksenini etrafında ne kadar döndürüleceğini belirtir.

Tag : Çubuk nesnesinde herhangi bir değişken tanımlamak için kullanılır.

5.2.6 Shell nesnesi

Yüzeysel sonlu elemanları tanımlamak için kullanılır. Yüzeysel sonlu elemanlar, plak, levha ve zemin modellemede kullanılır. Programda kullanılan plak elemanı, Atar[25] tarafından hazırlanan çalışmada geliştirilmiştir. Bu eleman Reissner/Mindlin teorisi esas alınarak hazırlanmıştır. Söz konusu eleman kalın plak teorisine uygundur ve kayma kilitlenmesi olmaması için şekildeğiştirme fonksiyonunun tespitinde Timoshenko çubuğunun gerçek şekildeğiştirme fonksiyonu[45,44,45] kullanılmıştır. Elemanın çok ince plak çözümlerinde kayma kilitlenmesi problemi olmadığı teorik olarak gösterilmiştir[29]. Yapılan sayısal örneklerle de elemanın kalın ve ince plak problemlerinde yüksek doğrulukta çalıştığı görülmektedir.

Section: Yüzeysel sonlu elemanlara kesit atamak için kullanılır. Plak ve levha elemanlar için, kesit kalınlığı ve malzeme özelliğini, zemin elemanı için zemin parametreleri C_w ve C_p yi bellekte saklar.

j0, j1, j2 ve j3: Sonlu elemanda, sağ el kuralına göre sıralanmış aynı düzlemde bulunan köşe düğüm noktaları.

Dir1: XY düzlemindeki plaklarda **X** vektörü, bu düzlem dışındaki plaklarda **Dir3** $\times$ **Z** çarpımıyla belirlenen vektördür.

Dir2: $\text{Dir3} \times \text{Dir1}$ bağıntısı ile hesaplan vektördür.

Dir3: Plak yüzeyine dik yön vektörü, $(\mathbf{j1-j0}) \times (\mathbf{j2-j0})$ vektörel çarpımıyla belirlenir.

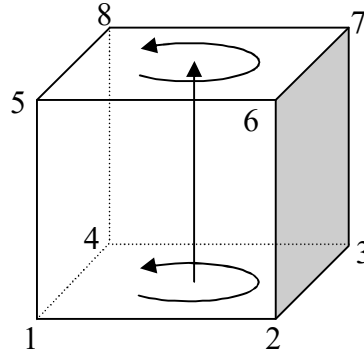
Kijkl: 24×24 boyutlarındaki eleman rijitlik matrisidir

KijklOverWrite: Kijkl matrisinin yerine hesaplarda başka bir matris kullanılması isteniyorsa bu değişkene atama yapılır.

5.2.7 Solid nesnesi

Üç boyutlu gerilme probleminin çözümü için kullanılan hacim elemanıdır.

J: Şekil 5.1 de gösterildiği gibi sağ el kuralına uygun olarak sıralanmış düğüm noktaları



Şekil 5.1 : Solid elemanı düğüm noktaları dizilimi.

Material: Solid elemanın malzeme özellikleri

5.3 Sdap Programı Yardımcı Tasarım Nesneleri

5.3.1 Framesection nesnesi

Çubuk elemanlara ait kesit bilgilerini saklar. Altı tip çubuk nesnesi bulunmaktadır:

SectBox: Kutu kesit tanımlamak için kullanılır. b, bIn, h ve hIn değişkenleri sırasıyla kesitin genişliğini, boşluk genişliğini, yüksekliğini ve boşluk yüksekliğini belirtir.

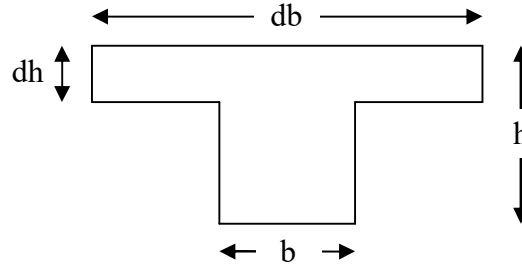
SectCirc: Dairesel kesit tanımlamak için kullanılır. r değişkeni ile kesitin yarıçapı tanımlanır.

SectGen: Genel kesit tanımlamak için kullanılır. a, c2, c3, i1, i2 ve i3 değişkenleri sırasıyla kesit alan, kayma alanı(yön 2 ve 3), burulma atalet momenti ve eğilme atalet momentini(yön 2 ve 3) belirtir.

SectPipe: Boru kesit tanımlamak için kullanılır. r_{In} ve r_{Out} değişkenleri sırasıyla iç ve dış yarıçapı tanımlar.

SectRect: Dikdörtgen kesit tanımlamak için kullanılır. b ve h değişkenleri sırasıyla kesitin genişlik ve yüksekliğini tanımlar.

SectTee: T kesit tanımlamak için kullanılır. Kullanılan büyüklüklerin tanımları şekil 5.2’de verilmiştir.



Şekil 5.2 : T kesiti değişken tanımları.

EtriyeHacmi: Eleman hasar sınırlarının hesaplanması için kullanılır. Plastikleşen kesitte birim eleman uzunluğuna denk gelen etriye hacmi, V_2 ve V_3 kuvvetleri için ayrı ayrı belirtilir.

I1Over, I2Over ve I3Over: Program tarafından hesaplanan kesit atalet momentleri yerine, kullanılmak istenen değerler yazılır.

Ayrıca düzlem eleman kesitleri şu fonksiyonları sağlar:

Area(): Kesit alanı

C2(),C3(): Kesit ağırlık merkezi

Cevre(): Kesit çevresi

HasarSiniri(): TDY 7.6.9’a göre hasar durumları

I1(),I2() ve I3(): Kesit atalet momentleri

ShearArea2(), ShearArea3(): Kesit kayma alanları

W2hAlt(), W2hUst(),W3hAlt(), W3hUst(): Mukavemet momentleri

5.3.2 Designbase nesnesi

Betonarme çubuk kesitlerini tasarlamak için kullanılır. Kesitteki donatı özellikleri saklanır, kesitin kapasitesi, mafsal özellikleri bu nesnede hesaplanır.

DsgnSect: Tasarımda kullanılan kesiti saklar.

DonatiYer: Donatıların yerleşim düzenini saklar

DilimSa: Kapasite yüzeyi oluşturulurken kullanılacak olan dilim sayısını

Name: Tasarım kesitinin ismini ifade eder

EgrilikV3AltAkma, EgrilikV3UstAkma: Kirişin alt ve üst donatısının akmaya ulaştığı durumdaki eğriliktir. Analiz sırasında gerekli olduğu durumlarda program tarafından hesaplanmaktadır.

5.3.3 DesignNM2M3 nesnesi

Designbase nesnesindeki özelliklere sahiptir. Bunlara ek olarak moment-normal kuvvet etkileşimli mafsallık özelliklerini taşır. Betonarme kolon ve kirişlerin plastik mafsallarını tanımlamak için kullanılmaktadır.

5.3.4 DesignM3T nesnesi

Designbase nesnesindeki özelliklere sahiptir. Buna ek olarak eğilme momenti-burulma momenti etkileşimli mafsallık tanımlamakta kullanılır. Izgara sistemi olarak idealleştirilmiş radye temeldeki plastik mafsalları tanımlamak için kullanılmaktadır. Bu mafsallık karşılıklı etki diyagramı otomatik olarak hesaplanmaz, veri giriş bilgisi olarak verilir.

5.4 Sdap Programı Analiz Tipleri

5.4.1 Loadcase nesnesi

Yükleme nesneleri, kullanıcı tarafından üretilip programa eklenebileceği gibi yapılan analize göre program tarafından otomatik olarak da üretilebilir. Şu özellikleri bulunur:

Type: Yüklemeler; öz ağırlık, hareketli yükler, serbest titreşim, eşdeğer statik deprem yükleri, spektral analiz, rüzgar yükleri olabilir.

JointReact: Analizden sonra hesaplanan mesnet reaksiyonlarını saklar. Her düğüm noktasına karşı gelen 6 sütuna sahip bir reaksiyon vektörü bulunmaktadır. Sonucu elde edilmek istenen düğüm noktası için, JointReact[Joint.AnalNo] şeklinde karşı gelen reaksiyon bulunur.

JointShellForces: Sonlu eleman çözümlerinde düğüm noktalarına ait ortalama kuvveti saklar. Birim plak uzunluğuna karşı gelen kuvvet plak kalınlığına bölünerek düğüm noktalarındaki ortalama gerilmeler de hesaplanabilir. 8 sütuna sahip kuvvet vektörü elemanları sırasıyla N11, N22, N12, M11, M22, M12, Q13 ve Q23 dür. Sonucu elde edilmek istenen düğüm noktası için, JointShellForces [Joint.AnalNo] şeklinde karşı gelen kuvvet vektörü bulunur.

ShellForces: Sonlu eleman kuvvetlerinin saklandığı vektörlere ulaşmak için kullanılır. Belli bir sonlu elemanın n numaralı düğüm noktasına ait kuvvetleri elde etmek için ShellForces [Shell.AnalNo][n] şeklinde çağrılmalıdır.

SolidStress: Solid elemanlara ait gerilmeleri elde etmek için kullanılır. Sonuç vektör elemanları sırasıyla σ_{11} , σ_{22} , σ_{33} , τ_{12} , τ_{13} ve τ_{23} gerilme değerlerini verir. Belli bir solid elemanın n numaralı düğüm noktasına ait değerleri elde etmek için SolidStress[Solid.AnalNo][n] şeklinde çağrılmalıdır.

JointSolidStress: Belli bir düğüm noktasındaki ortalama solid gerilmesini verir. Sonucu elde edilmek istenen düğüm noktası için, JointSolidStress[Joint.AnalNo] şeklinde karşı gelen gerilme vektörü bulunur.

ActiveFrames ve ActiveSprings özellikleri: Hesabı yapılmış olan analizde çubuk ve yay elemanların rijitliğinin hesaba alınıp alınmadığını belirtmek için kullanılır. Zeminden ayrılma analizlerinde bir yayın o adımda aktif olup olmadığı kontrol edilmek isteniyorsa, ActiveSprings[Spring.AnalNo] değerine bakılır. Bu değer “1” ise yay aktif demektir.

FrameRijBil: Belirli bir yükleme için çözüm yapılırken kullanılan çubuk rijitliklerine, FrameRijBil[Frame.AnalNo] nesnesi ile ulaşılır. Doğrusal olmayan analiz gibi rijitliklerin sürekli değiştiği analiz şekillerinde her adımda kullanılan çubuk rijitlikleri, gözönüne alınan yükleme durumu içinde saklanır.

JointDsp: Düğüm noktası yerdeğiştirmelerine, JointDsp[Joint.AnalNo] şeklinde ulaşılır.

Name: Yükleme ismi.

Ozdeger: Loadcase nesnesinde serbest titreşim analizi sonucu elde edilen mod şekilleri saklanır. Her mod şekli için bir Loadcase nesnesi oluşturulur ve Ozdeger

değişkeni atanır. Ozdeger, $1/\omega^2$ 'ye eşittir. Söz konusu değişken, burkulma analizinde yük parametresini gösterir.

SefWeightFac: Yükleme için ağırlık çarpanı, elemanların ağırlıkları hesaplanarak SefWeightFac değeri ile çarpılır ve yük olarak sisteme eklenir.

Solved: Yükleme sorunu çıkmadan çözüldüğünü belirtir.

Valid: Yükleme kurallara uygun olduğunu gösterir.

5.4.2 Analcase nesnesi

Bütün analiz tiplerinin alt özelliğidir. Hazırlanan yüklemeler için öntanımlı olarak doğrusal analiz yapılır. Doğrusal analizler tamamlandıktan sonra tanımlı diğer analizlere geçilir.

Name: Yapılan analize isim vermek için kullanılmaktadır.

Valid: Tanımlanan analizin geçerli olup olmadığını belirler.

Type: Yapılan analiz tipi tanımlanır.

5.4.3 Analsecondord nesnesi

İkinci mertebe analiz yapmak için kullanılır. Doğrusal analizden elde edilen normal kuvvete bağlı olarak çubuklara ait ikinci mertebe rijitlikler hesaplanır. Sistemin tekrar çözülmesiyle ikinci mertebe sonuçlar elde edilir.

LoadUse: Normal kuvvetin alınacağı yükleme

LoadOut: İkinci mertebe hesap sonuçlarının saklandığı yükleme

5.4.4 Analsoilspring nesnesi

Zeminden ayrılma analizleri yapmak için kullanılır. Temelin zeminden ayrılması ve kablo tipi sistemlerin sadece çekme altında çalışması gibi davranışlar bu analizde hesaba alınabilir. Ayrılma analizinde kullanılacak SPRING elemanlarının TYPE değeri, FRAME elemanlarının CEKMECUB değeri ayarlanmalıdır.

LCaseIn: Analizin yapılacağı dış yüklemeyi gösterir

LCaseOut: Ayrılma analizine göre elde edilen sonuçların saklandığı yüklemeyi gösterir

MaxAdım: Analizde gözönüne alınacak maksimum adım sayısını gösterir. Çözülen problemde ayrılma yüzeyi düğüm noktasının üstüne denk geliyorsa, sözkonusu düğüm noktası ardışık analiz adımlarında döngüsel olarak ayrılma ve birleşme halini alabilir. Bu yüzden analiz belli bir adım sayısına ulaşınca kesilmelidir. Genellikle 8-10 adım ayrılma analizi yapılması yeterli olur.

5.4.5 Analbuckling nesnesi

Tanımlanan yapı sistemine ait burkulma modlarını ve katsayılarını belirlemek için kullanılır. Bunun için değişik yöntemler kullanılabilir. Çözülen sistemin büyüklüğüne göre bunlardan birisi seçilebilir.

BuclingFrames: Yapının burkulma modlarının bulunması için yapıya ait geometrik matris hazırlanır. Tüm modların bulunması için geometrik matris hazırlanırken bütün çubukların etkisi matrise katılır. Büyük sistemlerde ilgilenilmeyen modların ortaya çıkmaması için sadece istenilen çubuklar ile geometrik matris hazırlanabilir. **BuclingFrames** özelliği ayarlanılarak istenilen çubukların burkulması incelenebilir.

Lamdaİlk: Yük artırımı yöntemi kullanılıyorsa ilk yük artım katsayısı belirlenebilir, belirlenmezse ilk katsayı “1” olarak gözönüne alınır. İlk yük artım katsayısı sistemde önemli bir kolon baz alınarak $\pi^2 EI/L^2$ olarak seçilebilir. İlk yük artım parametresi iyi seçilirse çok az sayıda iterasyon yapılarak sonuca ulaşılır.

LoadUse: Çubuklara ait ikinci mertebe matrisleri hazırlanırken kullanılan normal kuvvetlerin alınacağı yükleme belirlenir, boş bir değer yollanırsa çubukların normal kuvveti birim olduğu durum için matrisler hazırlanır.

LoadModes: Analiz sonucu elde edilen mod şekilleri ve katsayılarını saklar

MaxIter: Yükleme ile analiz yapılırken kullanılacak olan maksimum mod sayısını gösterir

MaxModes: Saklanacak maksimum burkulma modu sayısını gösterir

Yontem: Burkulma analizi, üç farklı yöntemle yapılabilir.

“0” ile belirtilen yöntem seçilirse, tanımlanan dış yükün değişik çarpanları için sistem rijitlik matrisi tekrar hesaplanır. Sistem rijitlik matrisinin determinantını sıfır yapan çarpan bulunarak sistemin burkulma yükü parametresi bulunmuş olunur.

“1” ile belirtilen yöntem seçilirse, dış yüke ait geometrik matris ve doğrusal sistem rijitlik matrisi oluşturulur. Sistem rijitlik matrisinin tersi alınarak fleksibilite matrisi bulunur. Flexibilite matrisi ile geometrik matris çarpılarak elde edilen matrise ait özdeğer, iteratif bir yöntemle çözülerek sisteme ait birinci burkulma moduna ait yük parametresi bulunmuş olunur.

“2” ile belirtilen yöntem seçilirse, “1” yöntemi ile açıklandığı şekilde matrisler hazırlanır, fakat özdeğerlerin hepsini bulan bir yöntemden yararlanılır. Bu yüzden “2” yöntemi büyük sistemlere uygulanmaz.

5.4.6 AnalTimeHistBase nesnesi

SDAP programında iki çeşit zaman tanım alanında analiz özelliği bulunmaktadır, doğrusal ve doğrusal olmayan. Bu iki analiz tipine ait ortak değişkenler AnalTimeHistBase içinde tutulurlar.

Rec: RunFreedom şeklinde saklanan dış etkilerdir.

LCaseOut: Analizden sonra elde edilen sonuçlar Loadcase şeklinde bu değişkende saklanır

5.4.6.1 TimeHistoryFunc Tipi

Analiz için kayıt değerlerini tutar. Kayıtlar ivme veya dışyük olarak kullanılabilirler.

Accel: Değer ve uygulama zamanını saklar. Değerler ivme yada dışyük olarak kullanılırlar.

Name: İvmeye verilen isim

XCarpan: Değerler için kullanılacak çarpan

5.4.6.2 RunFreedom

Kullanılan dış etki hakkında bilgi saklar. Dış etkiler, zamana bağlı yer ivmesi veya dışyükler olabilirler.

acc: TimeHistoryFunc şeklinde saklanan ivme bilgisi

ExtLoadJoint: Dış yüklerin uygulanacağı düğüm noktaları. Girilmezse, tanımlanan kütlelere ivme olarak uygulanır.

Yon: Dış yük veya ivmenin uygulanacağı yön.

5.4.7 Analtimhistlin nesnesi

Zamana bağılı olarak verilen dışyük veya yer ivmesi için yapı davranışını belirlemek için yapılan doğrusal analizdir. Bu hesap yöntemi kare matris üstünde yapılmaktadır. Bu yüzden çok büyük yapılar üstünde de uygulanabilir.

AType: Analizde kullanılacak hesaplama tipi, mod birleştirme yöntemi ile veya Hibler-Hughes-Taylor yöntemi ile hesap yapılabilir.

Hibler-Hughes-Taylor yöntemi[HHT]: Sayısal entegrasyon yapmak için kuvvetli bir yöntemdir, koşulsuz yakınsama sağlar. α katsayısı ile entegrasyon şemasına müdahale edilebilir, genellikle sıfır seçilir. SonumKats değişkeni ile Rayleigh sönüm katsayısı hesaplanır. SonumKats değerlerinin yapıya ait ivme/yüklemeye yönündeki periyotlar olarak seçilirse sönüm daha doğru hesaba alınmış olunur. Doğrusal olmayan hesap yapılacaksa bir tip doğrusal entegrasyon yöntemi olan Hibler-Hughes-Taylor'u kullanmak uygundur.

Mod Birleştirme Yöntemi: Yapıya ait modlar bulunur, her mod için bir serbestlikli zaman entegrasyon hesabı yapılır ve standart mod birleştirme yöntemleri ile bulunan yerdeğiştirmeler gerçek uzay boyutuna geri çevrilir. Her modun özel sönümü bu yöntem ile daha doğru hesaplanabilir.

5.4.8 ANALTIMEHISTNONLIN nesnesi

Zaman entegrasyonu sırasında bazı doğrusal olmayan özellikler hazırlanan program tarafından göz önüne alınabilir. Bunlar zeminden ayrılma ve iki parametrelili zemin özelliklerinin değişmesidir. Sistem matrisi bu analizde sparse olarak hazırlandığı için büyük sistemleri de çözmek için uygundur. Doğrusal problemlerin de sparse matris kullanılarak çözülebilmesi için bu analiz metodunun içine doğrusal davranış özelliği de eklenmiştir.

HHTAlpha: Doğrusal olmayan zaman entegrasyonunda kullanılan HHT yöntemi için seçilen α katsayısı, "0" olarak bırakılması genellikle uygun olur.

IntType: Hesaplarda kullanılan entegrasyon şeması, "Houbolt", "Hibler-Hughes-Taylor" veya "Merkezi Ortalama" yöntemi kullanılabilir. Bu çalışma süresince yapılan uygulamalarda, HHT yöntemi oldukça iyi sonuçlar vermiştir.

SonumKutRij: Sönüm matrisi, kütle ve rijitlik matrisleri belli katsayılarla çarpılıp toplanarak oluşturulur. SonumKutRij değişkeninin X değeri kütle matrisinin, Y

değeri rijitlik matrisinin çarpanıdır. X ve Y değeri sıfır atanarak sönüm ihmal edilmiş olunur.

NonLin: NonLinAnal şeklindeki bu özellik, yapılacak doğrusal/doğrusal olmayan hesabın özelliklerini tutar.

IlkYerdegistirme: Hesap başlangıç koşulları istenirse tanımlanabilir.

IlkYerdegistirmeLCas: Önceden çözülen bir analizin sonucu bu analizin başlangıç koşulu olarak kullanılabilir. Örneğin sabit düşey yük altında yapılan analizi sonucu, deprem analizi için bir başlangıç koşulu olarak seçilebilir.

COVerWrite: Sönüm matrisi tanımlanmak istenirse doldurulur.

5.4.9 Analvlasov nesnesi

Hazırlanan yapı ve zemin sonlu eleman modeli üstünde Vlasov analizi yapılmak istendiği durumda Analvlasov analiz nesnesi oluşturulur.

Es: Zemine ait elastirite modülü

vs: Zemine ait kayma modülü

LoadUse: Vlasov analizinin yapılacağı yükleme durumu

GammaIlk: Analizlerde kullanılacak ilk γ parametresi, eğer atama yapılmazsa $\gamma=1$ değeri ile analize başlanılır.

HSoil: Vlasov analizinde kullanılan sıkışabilir katman kalınlığı

GammaFound: Analiz sonucu elde edilen γ parametresi

FinalCwCp: Analiz sonucu elde edilen C_w ve C_p parametreleri

5.4.10 Analdinamik nesnesi

Dinamik analiz nesnesi ile yapıya ait titreşim periyotları ve mod şekilleri ortaya çıkartılır. Kütleye sahip serbestlikler sonda tanımlanarak indirgeme işlemiyle elde edilen yoğunlaştırılmış matris kullanılır.

MaxPerSa: Kullanılacak en fazla mod sayısı.

Sonum: Elastik sönüm büyüklüğü

Analizden sonra şu çıktılar oluşturulur:

DinamikSerb: Analiz sırasında kullanılan serbestlik sayısını belirtir.

PeriyotSa: Hesaplanan mod sayısını gösterir.

PeriyotBil: Bulunan modlara ait bilgileri belirtir. X değeri özdeğer, Y değeri frekans, Z değeri periyodu belirtir.

OzVektor: Normalleştirilmiş özvektörleri gösterir. Her özvektör $\phi^T m \phi = 1$ koşulunu sağlayacak biçimde normalleştirilmiştir.

Fn: Mod katılımları, her modun 6 yön için katılım oranını gösterir.

rn: Her yön için modların kütle katılım oranları.

Roi: CQC yöntemi ile mod birleştirmek için gerekli olan matris

5.4.11 Analdeprem nesnesi

Dinamik analiz nesnesi kullanılarak tepki spektrumu veya eşdeğer deprem yöntemi ile deprem yükleri ve tesirlerinin bulunması için kullanılır.

DinAnal: Yapının doğal titreşim modları ile ilgili bilgilerin alınacağı nesne.

EsdegerDepYukuBul: Eşdeğer deprem yükü hesabı yap

EsdTepeDepYuk: Eşdeğer deprem yükü hesabında ek tepe yükü kullanılıp kullanılmayacağı.

Run: Kullanılan spektrumlar ve ilgili büyüklüklerin tanımlandığı liste.

Analizden sonra şu çıktılar oluşturulur:

TotalSpektLoad: Her moda ait toplam deprem yükü

SpectLoad: Mod birleştirme ile elde edilen her serbestliğe ait dış yükler.

EqQuakeLoad: Eşdeğer deprem yükü yöntemi ile bulunan her serbestliğe ait dış yükler.

LCaseAllModes: Her mod şekil değiştirmesinin yüklendiği sonuç nesnesi.

5.4.12 Analpush nesnesi

Dinamik analiz ve deprem analizinden yararlanılarak, veya statik yükler altında itme analizi yapmak için kullanılır. Sabit düşey yükler altında itme analizi ile birim yüke ulaşıldıktan sonra yatay itme analizine başlanılır. Buna bağlı olarak sabit düşey yükler altında plastikleşme olabilir veya yatay yük artırımına geçilmeden önce yapı göçebilir.

LCCnst: Sabit düşey yükleme

LCIncrmnt: Sabit yatay yükler altında itme analizi yapılacaksa, yatay yüklemenin tanıtılması için kullanılır.

ADepIncrmnt: Uyarlamalı itme analizi yapılacaksa, bu değişkene bir deprem analizi atanır.

ControlJoint: İtme analizi için kontrol noktası.

ControlDir: İtme analizi yönü.

APerf: İtme analizi ile birlikte performans analizi de yapılacaksa, performans analizi bu değişkene atanır.

ContinuePreviousPush: Düşey yükler altında itme analizi yapılması gerekiyorsa düşey yükler için hazırlanan itme analizi bu değişkene atanır.

Analizden sonra şu çıktılar oluşturulur:

StepLin: Düşey yükler altında plastikleşme olmuyorsa, düşey yükün yüklenmesi elde edilen sonuçların saklandığı nesne

PushStep: İtme analizinin sonuçlarının saklandığı dizi.

YerdKuv(): İtme eğrisinin tamamının elde edildiği fonksiyon.

5.4.13 ANALPERFORMNONLIN Nesnesi

Yapı performans seviyesini belirlemek için kullanılır.

APush: Performans analizi için kullanılacak itme analizini tanımlar.

Ao: Performans analizi için yer ivmesi

Analizden sonra şu çıktılar oluşturulur:

HngHasar: Her plastik mafsallık için hesaplanan hasar durumu

YapiHasar: Yapı performans seviyesi

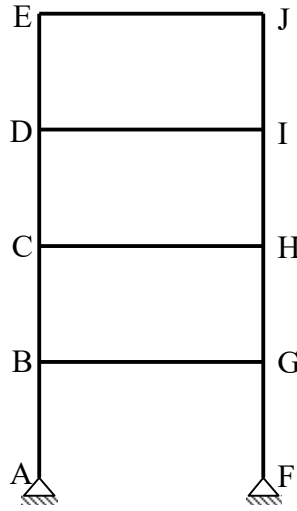
PerfRapor: Performans noktasının detaylı çıktısı

5.5 Sdap Programında Kullanılan Matris Optimizasyon Algoritması

SDAP programı ile büyük yapı sistemlerinin çözülebilmesi için bir matris optimizasyon algoritması geliştirilmiştir. Optimize edilmiş matris sistemleri, bellekte

çok daha az yer kaplarlar ve buna bağlı olarak Gauss indirgemesi sırasında daha az işleme ihtiyaç duyarlar.

Geliştirilen algoritma serbestliğe sahip noktalarının birbirleriyle olan ilişkisini derecelendirmeye dayalıdır. Her serbestlik noktasına, yapı elemanıya bağlı olduğu diğer noktalara göre bir puan verilir. Puanı en az olan serbestlik noktasından numaralandırmaya başlanılır ve bağlı olduğu serbestlik noktalarına yine puanlarına göre numara verilir.



Şekil 5.3 : Optimizasyon yapılacak 4 katlı yapı sistemi.

Örneğin, Şekil 5.3’de tanımlanan yapı için ilk olarak serbestlik noktalarının bağlantı durumuna göre puanlama tablosu hazırlanır. Hazırlanan tablo örneği Çizelge 5.1’de verilmiştir. Çizelgede her serbestlik noktasının bağlı olduğu serbestlik noktası sayısı “n” ile gösterilmiştir.

Çizelgede bulunan ve “n2” ile ifade edilen “2. Kademe Bağlı Olduğu Serbestlik Noktası Sayısı” değerleri, her noktanın “n” değerine, bu noktaların bağlı olduğu serbestlik noktalarının “n” değeri eklenerek hesaplanır.

Tabloda görüldüğü gibi bağlı olduğu serbestlik noktası sayısı en az olan düğüm noktaları, A ve F’dir. İlk olarak

$$A = 1$$

seçildiğinde A’ya bağlı tek serbestlik noktası olan B’ye

$$B = 2$$

numarası verilir. A'ya başka eleman bağlı olmadığı için 2. serbestlik noktası yani B ile ilgili işleme başlanır.

Çizelge 5.1 : Düğüm noktası bağlantı tablosu.

Serbestlik Noktaları	Bağlı Olduğu S.N.	n	n2
A	B	1	1+3=4
B	A,C,G	3	3+1+3+3=10
C	B,D,H	3	3+3+3+3=12
D	C,E,I	3	3+3+3+2=11
E	D,J	2	2+3+2=7
F	G	1	1+3=4
G	B,F,H	3	3+1+3+3=10
H	C,G,I	3	3+3+3+3=12
I	D,H,J	3	3+3+3+2=11
J	E,I	2	2+3+2=7

B serbestlik noktasına bağlı olan A serbestlik noktasına önceden numara verildiği için tekrar numara verilmez. C ve G serbestlik noktalarına bakıldığında, ikisinin de bağlı olduğu serbestlik noktası sayısı eşittir. Bu yüzden 2. kademe bağlı olduğu serbestlik noktası sayıları karşılaştırılır, G'nin 2. kademe bağlı serbestlik noktası sayısı C'den daha az olduğu görülmektedir. Bu yüzden

$$G = 3$$

seçilir. Son B'ye bağlı son düğüm noktası olan C'ye ise

$$C = 4$$

numarası atanarak 3. serbestlik noktası yani G ile ilgili işlemlere başlanır. Benzer şekilde devam edildiğinde,

$$F = 5, H = 6, D = 7, I = 8, E = 9 \text{ ve } J = 10$$

numaralarını alır. Çizelge 5.2 ve 5.3'de optimize edilmemiş ve optimize edilmiş matrisler gösterilmektedir.

Çizelge 5.2 : Optimize edilmemiş matris.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
A	X	X								
B	.	X	X				X			
C		.	X	X			*	X		
D			.	X	X		*	*	X	
E				.	X		*	*	*	X
F						X	X	*	*	*
G		.				.	X	X	*	*
H			.				.	X	X	*
I				.				.	X	X
J					.				.	X

Üst üçgen kullanılarak hazırlanan Gauss indirgemesi için, matris sisteminde “X” ile gösterilen dolu hücrelerin yanısıra bant genişliği büyük olduğu için “*” ile gösterilen ve ilk değeri sıfır olan hücreler de kullanılacaktır. “.” ile gösterilen Alt üçgene ait hücreler simetriden dolayı hesaplarda kullanılmayacaktır. Optimize edilmemiş matriste 12 adet ilk değeri sıfır olan hücre bulunmakta iken optimize edilmiş matriste 6 adet ilk değeri sıfır olan hücre bulunmaktadır. Bunun sonucu olarak optimize edilmemiş sistemi çözmek için daha fazla bilgisayar belleği ve işlem gücü gerekmektedir. Ayrıca daha fazla işlem yapılacağı için, sayısal hataların yığılma olasılığı da artacaktır.

Çizelge 5.3 : Optimize edilmiş matris.

	1(A)	2(B)	3(G)	4(C)	5(F)	6(H)	7(D)	8(I)	9(E)	10(J)
1(A)	X	X								
2(B)	.	X	X	X						
3(G)		.	X	*	X	X				
4(C)		.		X	*	X	X			
5(F)			.		X	*	*			
6(H)			.	.		X	*	X		
7(D)				.			X	X	X	
8(I)						.	.	X	*	X
9(E)							.		X	X
10(J)								.	.	X

SDAP yazılımında optimizasyon işlemleri, serbestlik noktaları üzerinden yapılmaktadır. Bunun yerine serbestlikler üzerinden de aynı işlem yapılabilir. Bu durumda serbestlik noktalarının bağılılıkları tablosu yerine serbestlik bağılılık tablosu hazırlanır ve serbestlikler numaralandırılır. Ancak, serbestlik bağlantıları da serbestlik noktası bağlantıları gibi yapı elemanları üstünden olacağı için ek bir avantaj sağlamayacaktır.

Birbirine bağlı olmayan iki yapının hesabı gibi özel durumlar için, optimizasyon sona erince serbestlik noktaları tekrar kontrol edilmeli, numara verilmeyen serbestlik noktası varsa optimizasyon algoritması yine en az bağılılığı olan numara verilmemiş serbestlik noktasından tekrar başlatılmalıdır.

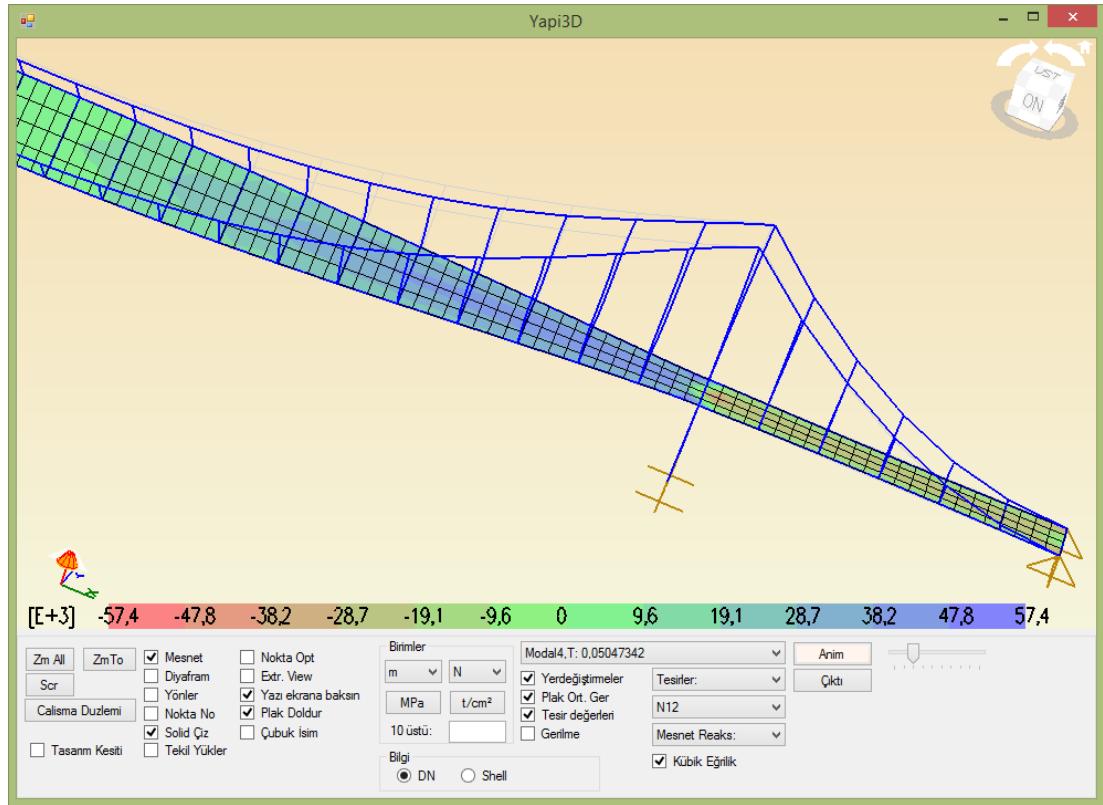
Bina tipi yapıların matrisleri optimize edilirken, mesnete bağlı kolonların alt noktası bir serbestlik noktasına bağlı olacaktır. Bu gibi durumlarda başlangıç için en dış

noktanın seçilmesi daha iyi sonuç vermektedir. Bu yüzden nokta seçiminde 1. ve 2. kademedan bağılıkları aynı sayıda olan noktalar için nokta pozisyonuna göre bir kriter daha tanımlamak uygun olmaktadır. SDAP yazılımı, bu durumda X koordinatı en küçük olan noktayı seçmektedir. Yukarıda açıklanan örnekte, A ve F noktaları arasından A seçilmiştir.

5.6 Program Arayüzleri

Programda değişik sonuçların görülmesi ve çıktı alınabilmesi için çeşitli arayüzler bulunmaktadır.

5.6.1 Analiz sonuçları grafik penceresi



Şekil 5.4 : OpenGL ile hazırlanmış grafiksel çıktı penceresi.

Bu pencere ile analizden sonra elde edilen sonuçlar grafiksel olarak görülebilir. Ayrıca analize başlanılmadan önce hazırlanan sistem görülür, sistemin ekran görüntüsü alınabilir.

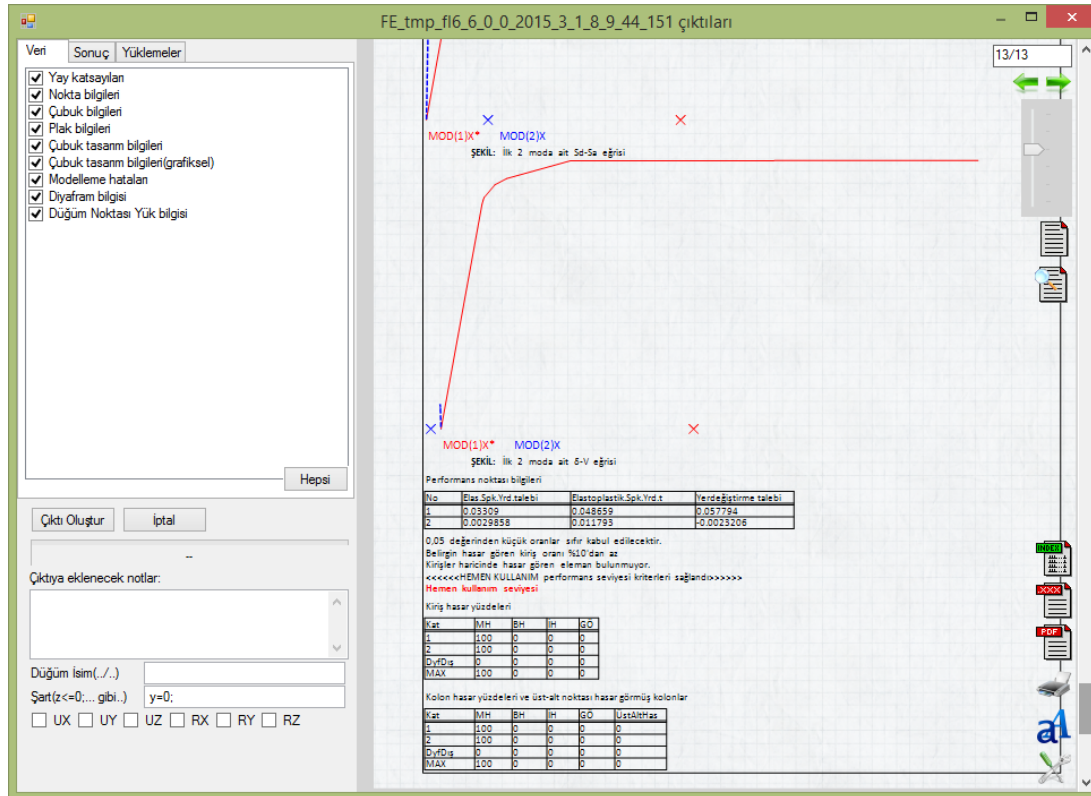
Bu pencere çağrılmak için yeni bir “SonElForms.FYapi3D” form nesnesi oluşturulur.

C# dilinden şu şekilde çağrılabilir:

```
new SonElForms.FYapi3D(f).ShowDialog(this);
```

New FYapi3D(f).ShowDialog(Me)

5.6.2 Analiz sonuçları çıktı penceresi



Şekil 5.5 : Yazıcı çıktıyı oluşturma penceresi.

Bu pencere kullanılarak hesap sonuçları pdf,doc,csv,html ve gpr olarak elde edilebilir. Çıktı almaya en uygun pdf tipidir, diğer tiplerde bazı grafikler ve sayfa düzenleri aktarılamamaktadır.

Bu pencere çağrılmak için yeni bir “SonElForms.FOut” form nesnesi oluşturulur.

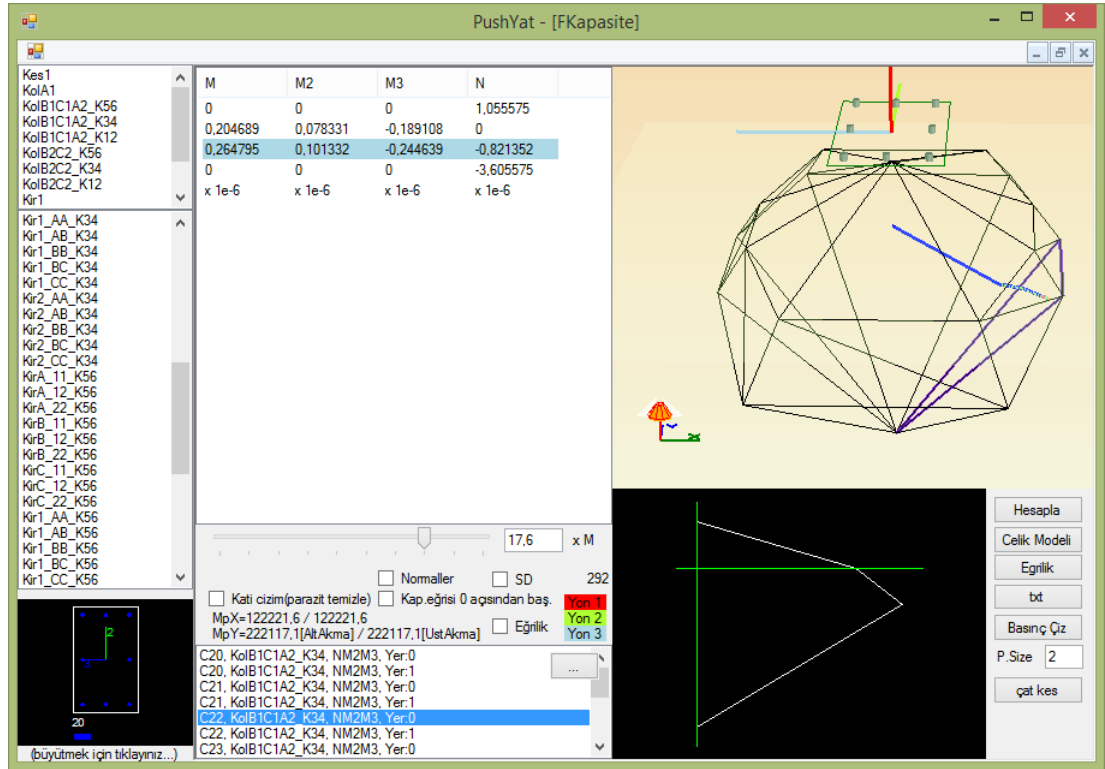
C# dilinden şu şekilde çağrılabilir:

```
new SonElForms.FOut(f).ShowDialog(this);
```

Visual Basic Net dilinden ise şu şekilde çağrılabilir:

```
New FOut(f).ShowDialog(Me)
```

5.6.3 Kesit kapasitesi penceresi



Şekil 5.6 : Kesit kapasitesi ve itme analizi boyunca kesit tesirleri.

Bu pencere kullanılarak kesite ait kapasite yüzeyleri incelenebilir ve itme analizi boyunca kesit tesirlerinin değişimi gözlenebilir. Kesit tesirlerinin kolon akma yüzeyine ulaştığı noktalarda kolon akma yüzeyi mor renk ile gösterilmektedir.

Bu pencere çağrılmak için yeni bir “SonElForms.FKkesit” form nesnesi oluşturulur.

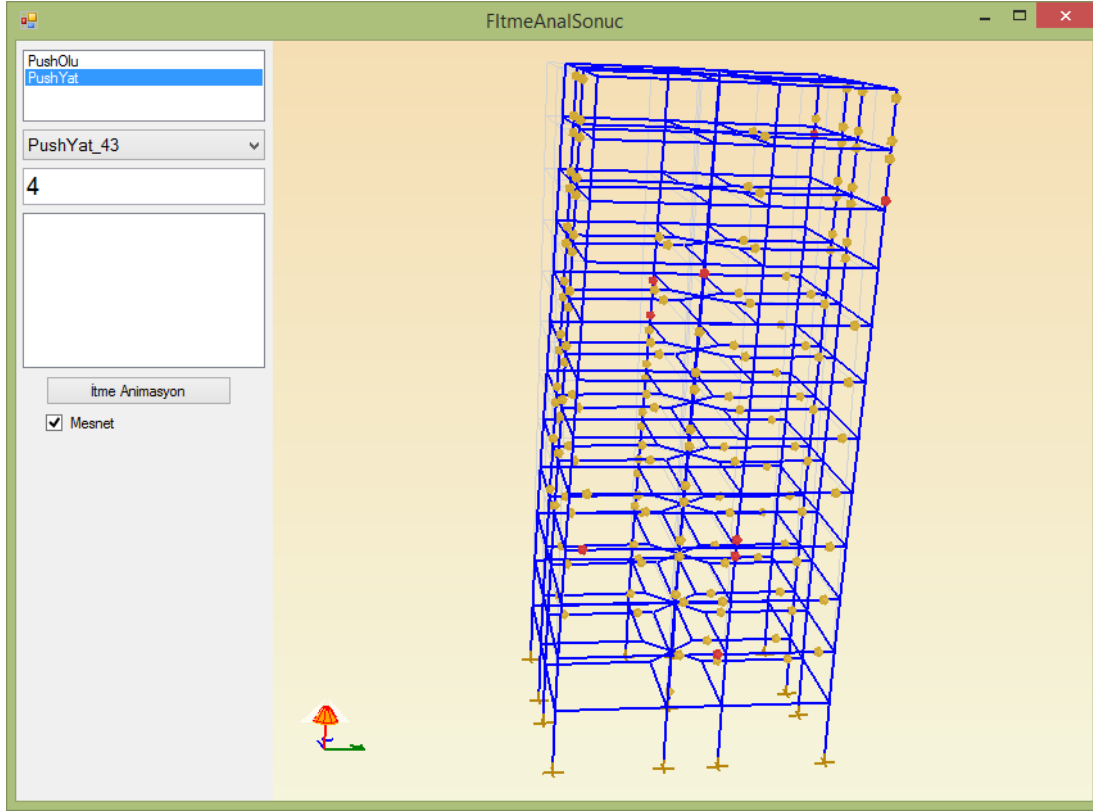
C# dilinden şu şekilde çağrılabilir:

```
new SonElForms.FKkesit(f).ShowDialog(this);
```

Visual Basic Net dilinden ise şu şekilde çağrılabilir:

```
New FKkesit(f).ShowDialog(Me)
```

5.6.4 İtme analizi adımları penceresi



Şekil 5.7 : İtme analizi ara adımları ve plastik mafsallar.

Bu pencere kullanılarak itme analizi boyunca elde edilen plastik mafsalların çıkış sırası izlenebilir ve her adımda yapıdaki yerdeğişirmeler görülür.

Bu pencere çağrılmak için yeni bir “FitmeAnalSonuc.FOut” form nesnesi oluşturulur.

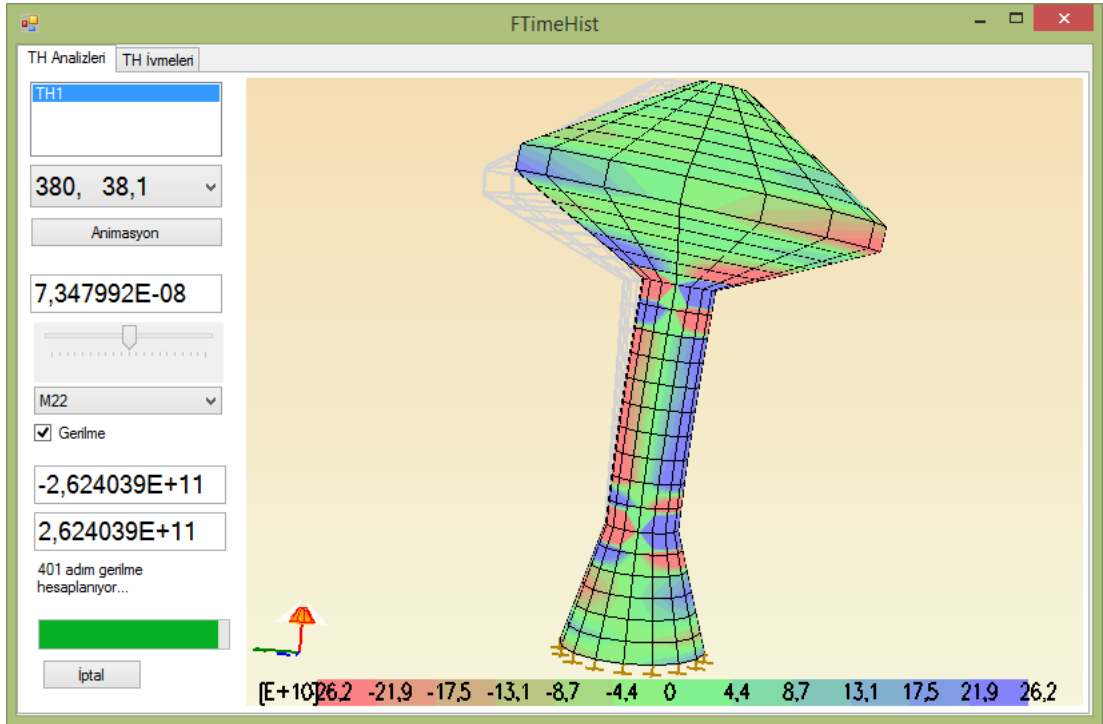
C# dilinden şu şekilde çağrılabilir:

```
new SonElForms.FitmeAnalSonuc(f).ShowDialog(this);
```

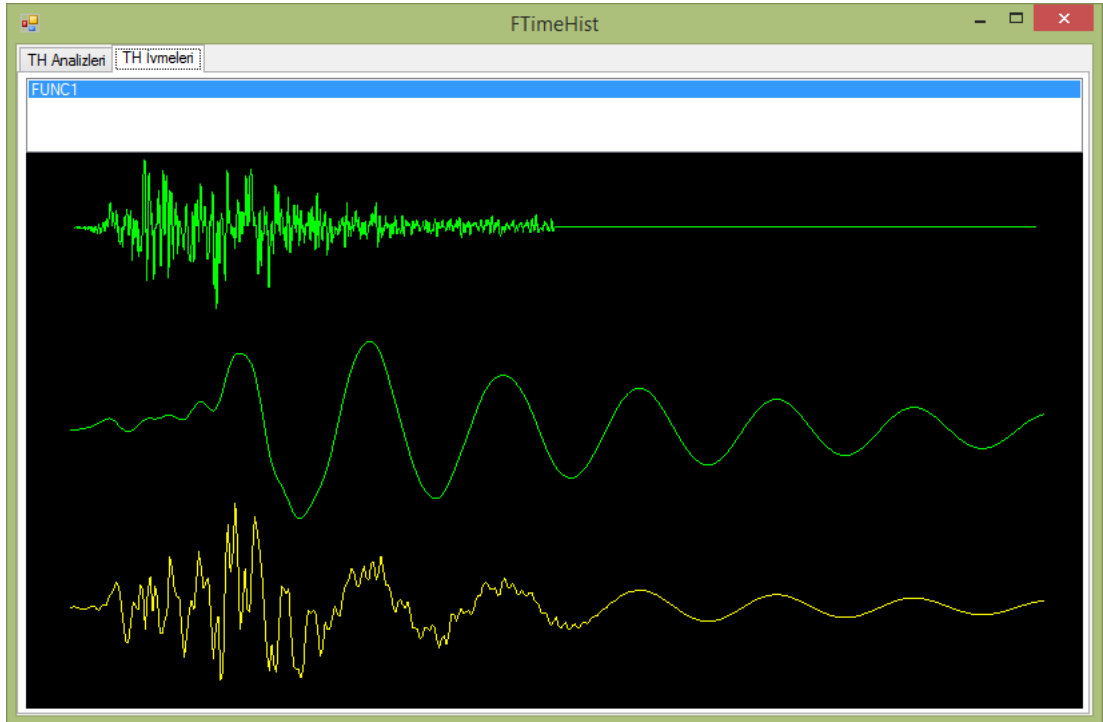
Visual Basic Net dilinden ise şu şekilde çağrılabilir:

```
New FitmeAnalSonuc(f).ShowDialog(Me)
```

5.6.5 Zaman tanım alanında analiz sonuçları penceresi



Şekil 5.8 : Bir su kulesinin zaman tanım analizi ara adımı ve oluşan plak gerilmeleri.



Şekil 5.9 : Analiz ivmesi ve kontrol noktası yerdeğiştirmesi.

Şekil 5.8 ve 5.9’da görüldüğü gibi bu pencere yardımıyla zaman tanım alanında analiz boyunca elde edilen yerdeğiştirmeler ve kesit tesirleri görülebilir. Bir veya

daha fazla tanımlı yer ivmeleri ve analiz boyunca elde edilen kontrol noktası yerdeğiştirmesi görülebılır.

Bu pencere çağrılmak için yeni bir “FTimeHist.FOut” form nesnesi oluşturulur.

C# dilinden şu şekilde çağrılabilir:

```
new FTimeHist.FItmeAnalSonuc(f).ShowDialog(this);
```

Visual Basic Net dilinden ise şu şekilde çağrılabilir:

```
New FTimeHist(f).ShowDialog(Me)
```

5.7 Programın Başka Yazılımlar Tarafından Kütüphane Olarak Kullanılması

Hazırlanan program temel olarak iki bölümden oluşmaktadır. Hesap ve analiz nesneleri kütüphane olarak hazırlanmıştır. Çözülen problemler ise arayüz kısmına entegre edilmiştir. Hesap kütüphaneleri başka bir yazılım tarafından da kullanılabilir. Kütüphaneler Microsoft .NET Framework 4.0 ortamında yazıldığı için, kütüphaneye bağlanacak olan programlar da .NET Framework 4.0 ile uyumlu olmalıdır. Diğer yazılımlardan SDAP programını kullanabilmek için kullanılacak olan kütüphaneler Çizelge 5.4’de verilmiştir.

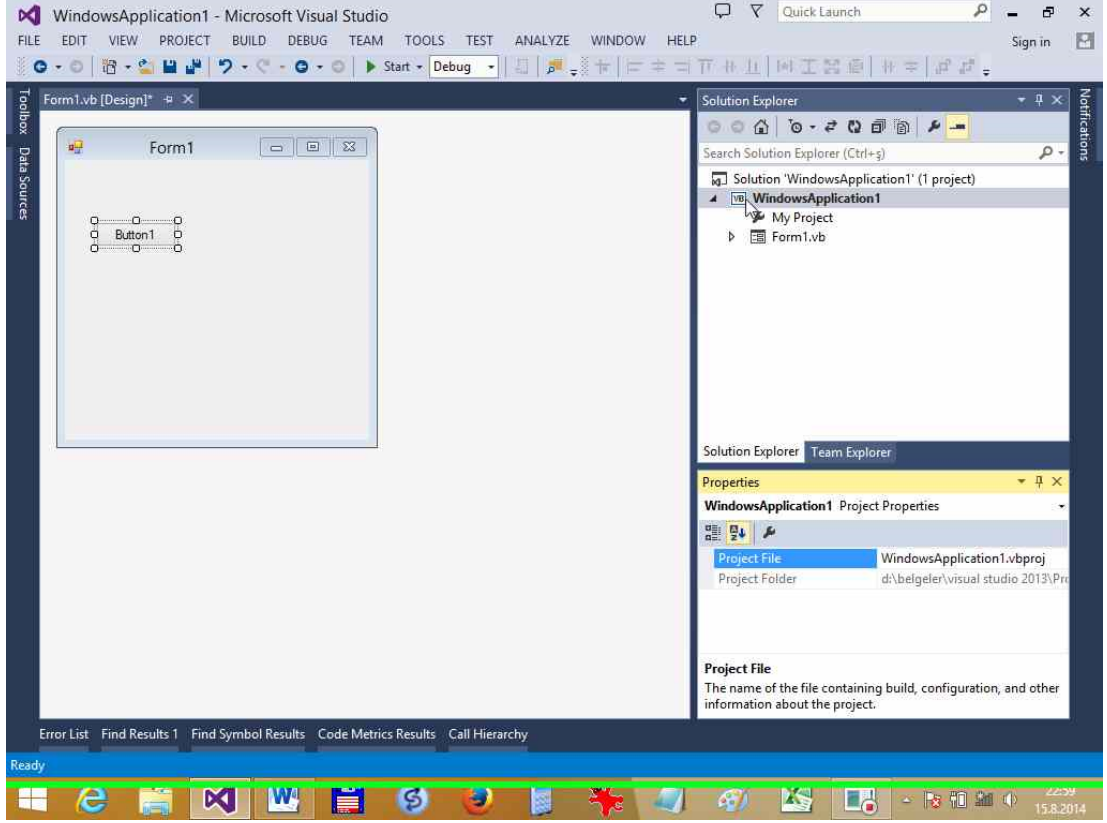
Çizelge 5.4 : Eklemesi gereken kütüphaneler.

	Kütüphane	Amaç
1	Genel.dll	Alt düzey programlar
2	Document.dll	Çıktı hazırlamak için gereken altyapı
3	SonluEleman.dll	Sonlu eleman tanım ve hesapları
4	SonElForms.dll	Sonlu elemanları görsel hale getirmek için gerekli kütüphane
5	OpenTK.dll	Üç boyutlu çizimler için alt kütüphane
6	OpenTK.GIControl.dll	Üç boyutlu çizimleri ekrana aktarmak için altyapı
7	GenelKesit.dll	Mukavemet ve betonarme hesapları için altyapı

Belirtilen kütüphaneler referans olarak projeye eklenmelidir. Ayrıca Intel’e ait MKL kütüphanesinden de yararlanılmak isteniyorsa ilgili MKL kütüphane dosyaları, program kütüphanelerinin yanında bulundurulmalıdır. MKL kütüphaneleri, bilgisayarın bütün işlem gücünü paralel algoritmalar kullanarak açığa çıkarmaktadır. Paralel algoritmalar, denklem takımı çözümlerinde birden fazla işlemciden yararlanmaktadırlar. MKL kütüphanesi kullanılarak büyük denklem takımları onlarca kat daha hızlı çözülebilir.

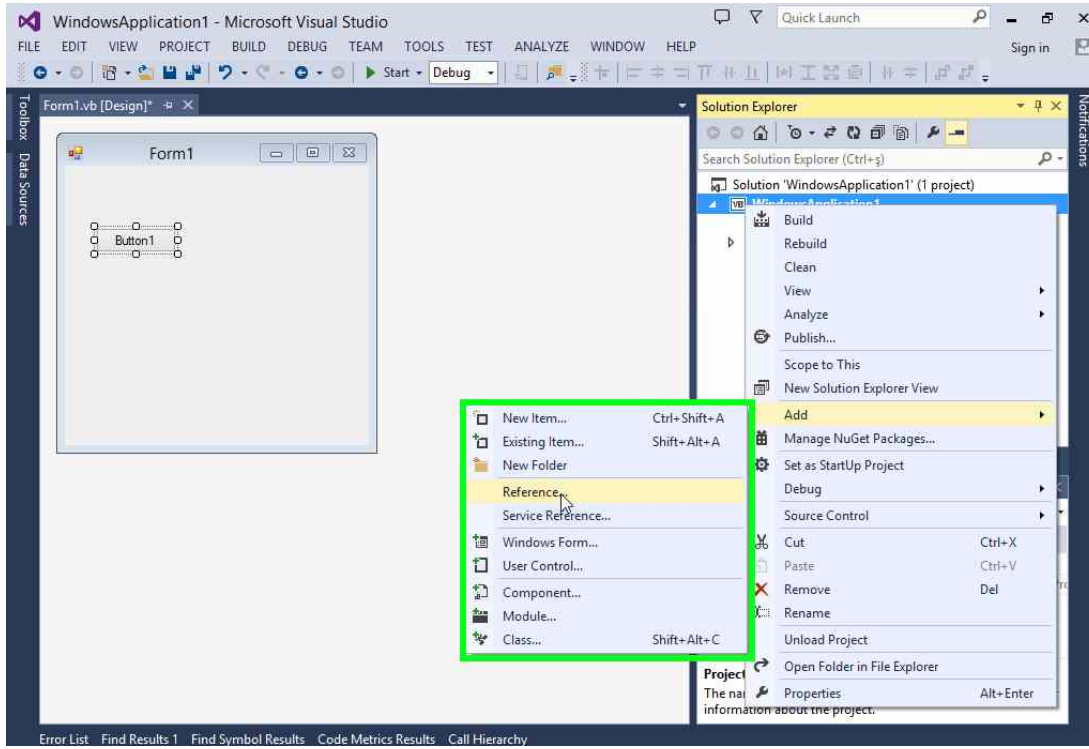
Visual Basic .NET ortamından kütüphaneye bağlanmak için izlenecek adımlar şu şekildedir:

1. Hazırlanan proje sağ tıklanır.



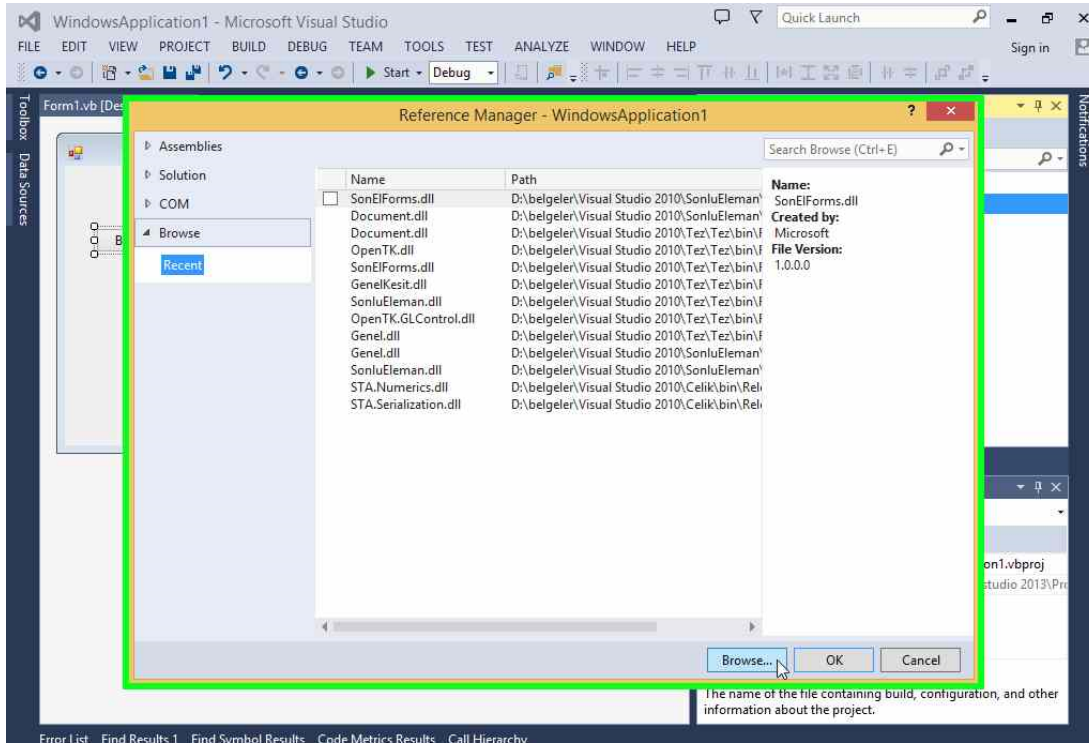
Şekil 5.10 : Visual Basic düzenleyicisi.

2. “Add” başlığından “Reference” seçeneği seçilir.

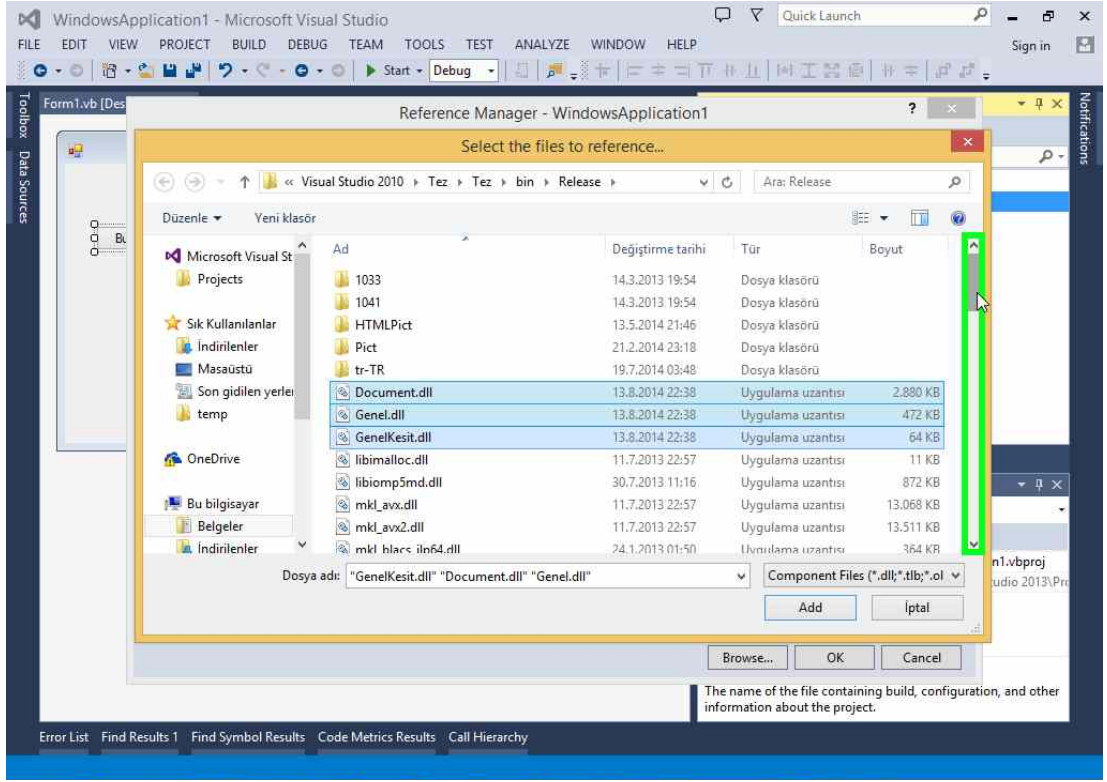


Şekil 5.11 : Referas Ekleme menüsü.

3. Açılan pencerede “Browse” düğmesi kullanılarak gerekli kütüphaneler eklenir.

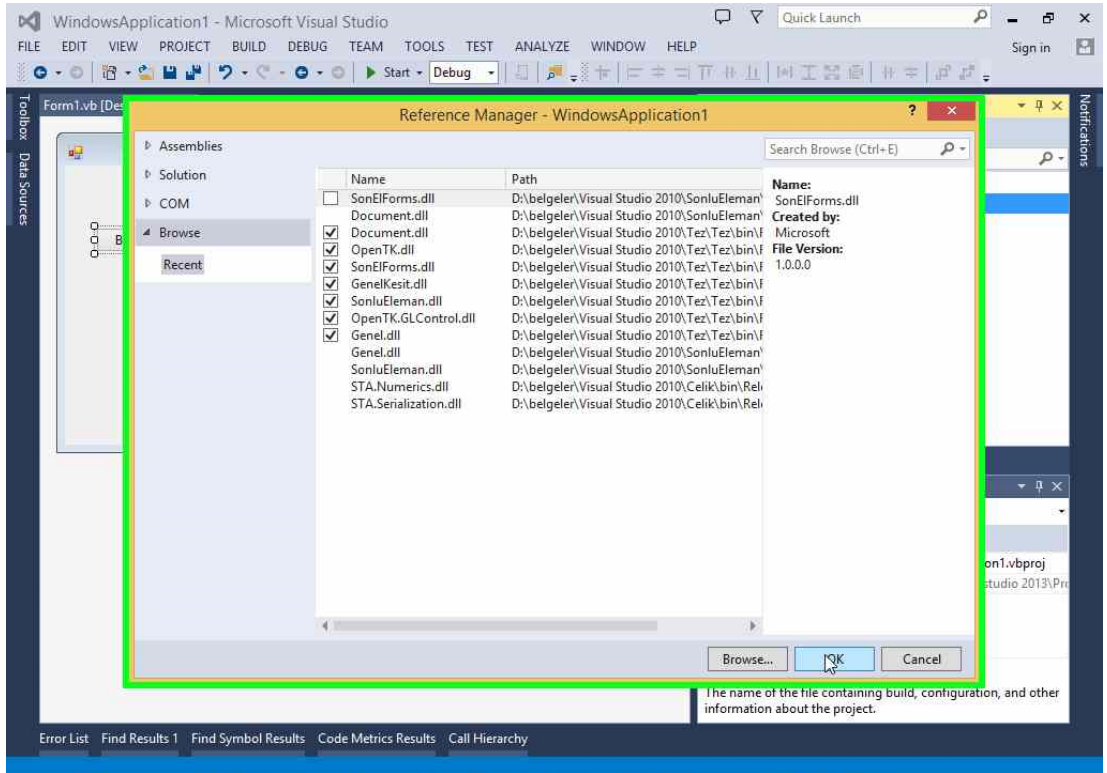


Şekil 5.12 : Referans Seçme Penceresi.



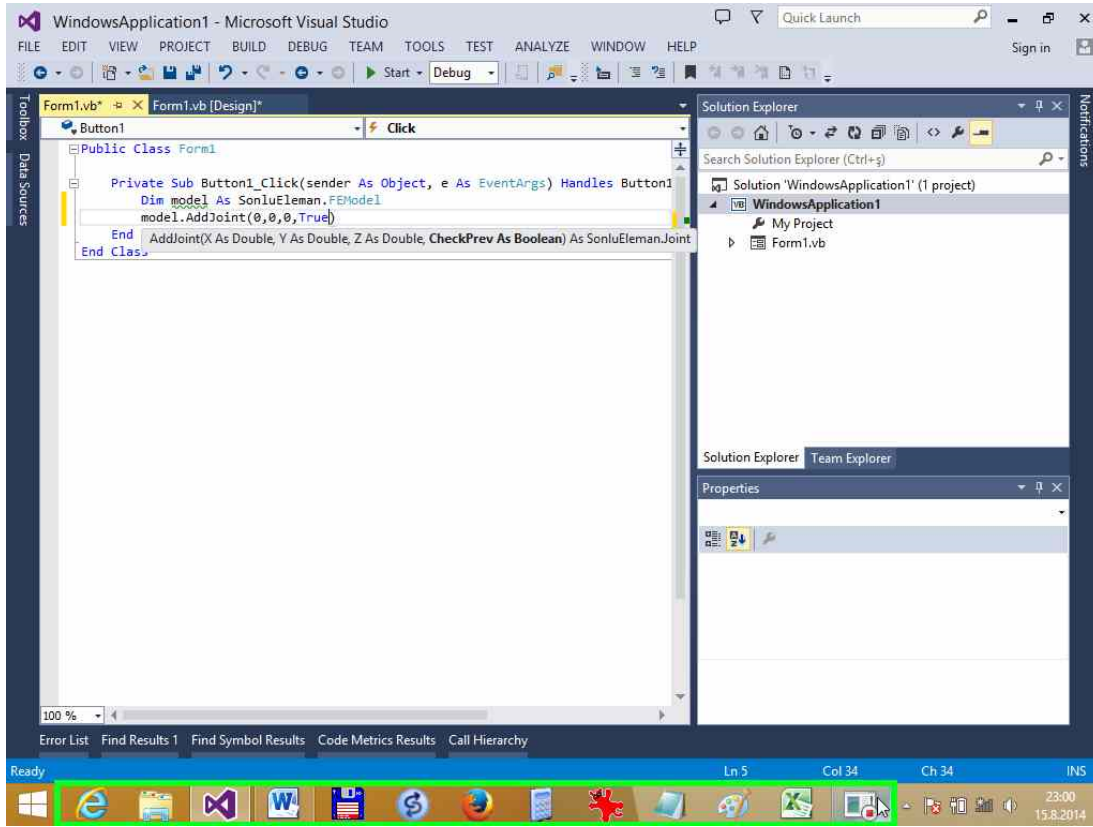
Şekil 5.13 : Dosya seçme penceresi.

4. Seçim işlemi tamamlandıncı “OK” düğmesine basılır.



Şekil 5.14 : Eklenen referanslar.

5. Kütüphaneler eklendikten sonra sonlu eleman sistemi kullanılabilir.



Şekil 5.15 : Kodlama penceresi.

Visual Basic.NET ve C# dilleri ile hazırlanan örnek kod, bölüm 6’da gösterilmiştir.

6. PROGRAM İLE YAPILAN SAYISAL ÖRNEKLER

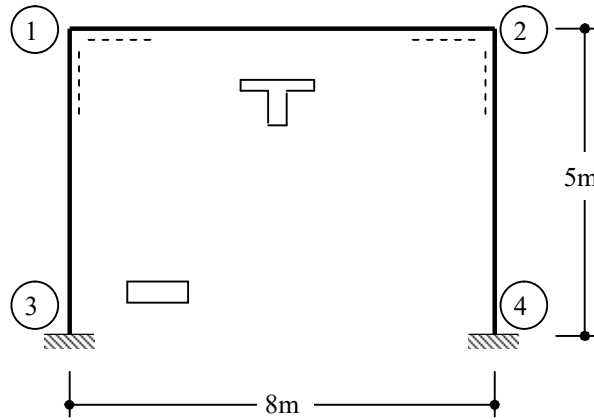
Bu bölümde tez kapsamında geliştirilen SDAP programı ile yapılan örnek çözümler incelenecektir. Örnekler çeşitli tez çalışmalarından ve makalelerden alınmıştır.

6.1 Örnek 1: Bir Katlı Bir Açıklıklı Düzlem Çerçevenin İtme Analizi

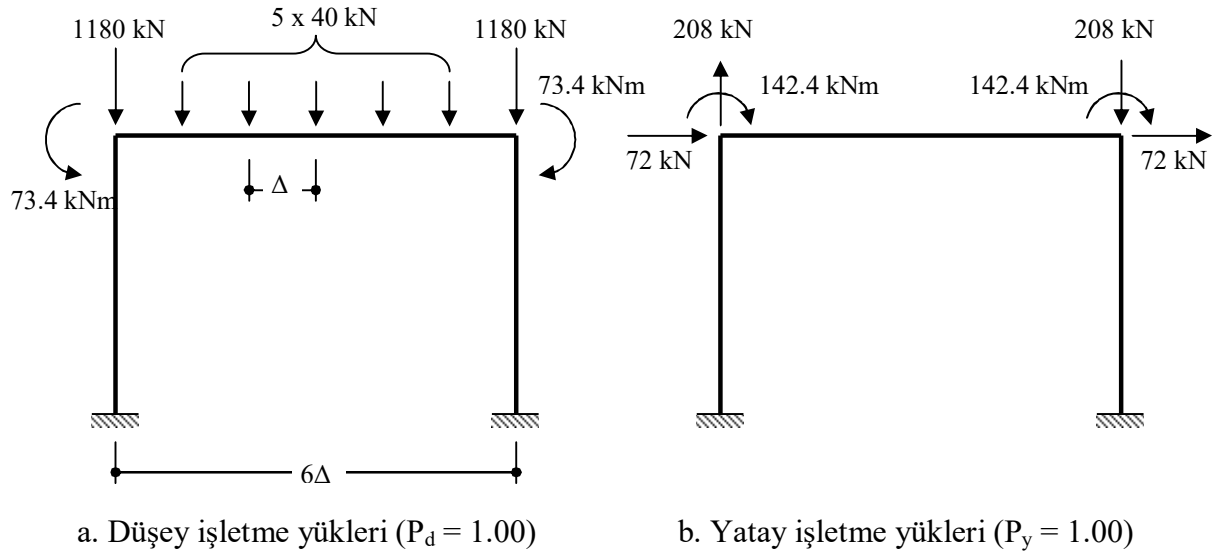
6.1.1 Problem tanımı

Bu örnekte bir katlı bir açıklıklı bir çerçeve sisteminin II.mertebe limit yükü bulunarak yöntemin uygulanması ayrıntılı olarak incelenecektir. Bu problem Girgin [7] tarafından çözülmüş olup sonuçları bu tez kapsamında geliştirilen programdan elde edilen sonuçlarla karşılaştırılacaktır. Söz konusu çerçeve, referans olan tezin yazıldığı sırada yürürlükte olan TS500 Betonarme yapılar standardına ve 1975 Deprem yönetmeliğine uygun olarak tasarlanan 6 katlı bir binanın en alt katında bulunmaktadır. Örnekte bu çerçevenin göçme güvenliği tayin edilecektir. Hazırlanan bilgisayar programı aşağıda açıklamaları verilen işlemleri üç boyutlu uzayda gerçekleştirmektedir, fakat anlatım kolaylığı olması için sadece ilgilenilen düzleme ait serbestliklerin değerleri daha basit notasyonlar kullanılarak verilecektir.

Sistemde düşey yükler sabit tutulurken yatay yükler artırılması ile itme eğrisi elde edilecektir.



Şekil 6.1 : Sistemin Geometrik Özellikleri ve düğüm noktası numaraları.



Şekil 6.2 : Düşey ve yatay işletme yükleri.

Sistemin düşey ve yatay işletme yükleri, üst yapıdan etkiyen yüklerden oluşan etkiler gözönüne alınarak hesaplanmıştır.

Kiriş ve kolon enkesitlerinin boyutları ve donatıları Çizelge 6.1 ve 6.2’de verilmiştir.

Çizelge 6.1 : Kiriş ve kolon enkesitleri.

Çubuk	h (mm)	b (mm)	b_w (mm)	h_f (mm)
1 – 2	800	1250	300	150
3 – 1, 2 – 4	650	300	-	-

Çizelge 6.2 : Kiriş ve kolon donatıları.

Çubuk	Yer	Boyuna Donatı		Etriye
1 – 2	Mesnet	üst	$3\phi 14 + 4\phi 20$	$\phi 10/150$
		alt	$5\phi 16$	
	Açıklık	üst	$3\phi 14$	$\phi 10/200$
		alt	$5\phi 16$	
3 – 1, 2 – 4	Çubuk boyunca	$4\phi 22 + 4\phi 20$		$\phi 10/200 - 100$

Beton çeliği (BÇIII) : $f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$, $E_s = 200 \text{ GPa}$, $\epsilon_{su} = 0.01$

Beton (C20) : $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$, $E_c = 28.5 \text{ GPa}$, $\epsilon_{co} = 0.002$, $\epsilon_{cu} = 0.006$

Mevcut bir yapının davranışı inceleneceği için malzeme katsayıları kullanılmamıştır.

6.1.2 Kolon ve kiriş karşılıklı etki diyagramları

Yapılan doğrusal olmayan analizde kullanılan kolon karşılıklı etki diyagramı ve bu akma yüzeyine ait parametreler Şekil 6.6 ve Çizelge 6.3’de karşılaştırmalı olarak verilmiştir.

Çizelge 6.3 : Kolon kapasite bilgileri ve karşılaştırması.

	Bu çalışma		Girgin	
Nokta	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)
Eksenel Basınç	0	-4481.41	0	-4480.92
Maksimum Moment	526.54	-1768.04	524.02	-1792.368
Yalnız Eğilme	330.7	0	341.38	0
Eksenel Çekme	0	1166.41	0	1165.04

Çizelge 6.4 : 1-2 Kirişinin eğilme momenti taşıma kapasitesi. (kNm)

	Tez		Girgin	
	Mesnet	Açıklık	Mesnet	Açıklık
Üst	-520.787	-144.715	-537.67	-160.67
Alt	319.418	319.012	331.9	332.21

6.1.3 Çubuk eksen takımındaki rijitlik matrisleri

Bu çalışmada hazırlanan programda malzeme bakımından doğrusal olmayan analiz yapılırken çubuk üstünde oluşan plastik mafsalların etkisi indirgeme yöntemi ile çubuk rijitlik matrisinin içerisine entegre edilmektedir. Bu amaçla, 12 serbestlikli çubuk elemana, yeni serbestlik olarak bir veya birden çok plastik mafsal serbestliği tanımlanmakta, oluşan yeni çubuk matrisi, plastik mafsallara ait satır ve sütunların indirgenmesi ile tekrar 12 serbestlikli çubuk matrisi elde edilmektedir.



Şekil 6.3 : Düzlem çerçeve analizi için çubuk yerel yön tanımları.

İkinci mertebe teorisine ve çatlamış kesite göre hazırlanmış çubuk rijitlik matrisleri aşağıda verilmiştir. Sistem düzlem olduğu için d_1 , d_2 , d_4 , d_7 , d_8 ve d_{10} yerdeğiştirmelerine ait sonuçlar hesaplarda gösterilecektir.

Çizelge 6.5 : Çubuk 1-2 için çatlamış kesitli II. mertebe eleman rijitlik matrisi(N,m).

	d ₁	d ₂	d ₄	d ₇	d ₈	d ₁₀
d ₁	0	0	0	0	0	0
d ₂		3007197	12028780	0	-3007197	12028780
d ₄			63002750	0	-12028780	33227540
d ₇				0	0	0
d ₈					3007197	-12028780
d ₁₀						63002750

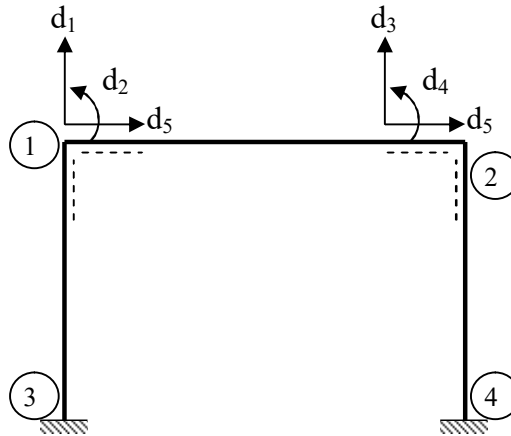
Çizelge 6.6 : Çubuk 3-1 ve 1-2 için 2.mertebe çatlamış kesitli II.mertebe eleman rijitlik matrisi. (N,m).

	d ₁	d ₂	d ₄	d ₇	d ₈	d ₁₀
d ₁	1111500000	0	0	-1111500000	0	0
d ₂		8388766	21611915	0	-8388767	21611915
d ₄			71610153	0	-21611915	36449421
d ₇				1111500000	0	0
d ₈					8388766	-21611915
d ₁₀						71610153

Çizelge 6.7 : Çubuk 1-2 için yük matrisi(N,m).

	d ₁	d ₂	d ₄	d ₇	d ₈	d ₁₀
P	0	100000	161291	0	100000	-161291

6.1.4 Sistem rijitlik matrisi



Şekil 6.4 : Düğüm noktası numaralandırması ve bilinmeyenler.

Düğüm noktası numaralandırması, program tarafından otomatik olarak yapılmıştır. Programda dinamik analiz özellikleri de bulunduğu için diyafram atanmış olan serbestliklere en son numara verilmiştir.

Çizelge 6.8 : Sistem rijitlik matrisi ve çözüm sonrası elde edilen yerdeğiştirmeler(kN,m).

Serbestlik	d ₁	d ₂	d ₃	d ₄	d ₅	P _d	P _y
d ₁	1114507	-12028	-3007	-12028	0	-0.00115	0.00025
d ₂		134612	12028	33227	-21611	0.00081	0.002977
d ₃			1114507	12028	0	-0.00115	-0.00025
d ₄				134612	-21611	-0.00081	0.002977
d ₅					16777	0	0.016253

Elde edilen doğrusal denklem çözülerek yerdeğiştirme bilinmeyenleri ve çubuk iç kuvvetleri süperpozisyon ile bulunmuştur. Çubuklarda tanımlanan plastik mafsallardaki iç kuvvetlere ve kesitlerin kapasitelerine göre plastik mafsalların oluşum durumu belirlenecektir.

Çizelge 6.9 : Çubuk İç Kuvvetler(kN,m).

Çubuk	Yer	P _d		P _y		P _d + 1.388 P _y	
		N	M	N	M	N	M
1-2	0	0.00	-131.43	0.00	280.46	0.00	257.93
1-2	8	0.00	-131.43	0.00	-280.46	0.00	-520.79
3-1	0	-1280.00	29.54	278.12	-242.74	-893.9	-307.45
3-1	5	-1280.00	-58.03	278.12	138.06	-893.9	133.64
2-4	0	-1280.00	-58.03	-278.12	-138.06	-1666.1	-249.7
2-4	5	-1280.00	29.54	-278.12	242.74	-1666.1	366.52

Aşağıda ayrıntılı olarak gösterildiği gibi sistemde 1.388 yatay yük parametresinde ilk plastik mafsall oluşmaktadır.

6.1.5 İlk plastik mafsallı oluşturan yük parametresinin belirlenmesi

Sistemde tanımlanan bütün plastik mafsallarda doğrusallaştırılmış akma koşulu kontrol edilerek ilk plastik mafsallı oluşturan en küçük yatay yük artım parametresi bulunması gerekmektedir.

Doğrusallaştırılmış akma koşulu:

$$a_1(M_{x0} + \Delta M_{x1} \cdot \Delta P_{y1}) + a_2(M_{z0} + \Delta M_{z1} \cdot \Delta P_{y1}) + a_3(N_0 + \Delta N_1 \cdot \Delta P_{y1}) + b = 0$$

olarak tanımlanmıştır. Burada M_{x0} , M_{z0} , N_0 büyüklükleri $P_d = 1.00$ düşey yüklerinden, M_{x1} , M_{z1} , N_1 büyüklükleri $P_y = 1.00$ yatay yük artımından meydana gelen iç kuvvetleridir. Denklemde tek bilinmeyen olan ΔP_{y1} hesaplanarak söz konusu kesitin plastikleşmesi için gereken yük parametresi bulunmuş olunur.

Hesaplanan düzlem çerçeve sisteminde çubuklarda $M_z = 0$ olduğu için akma koşulu:

$$a_1(M_{x0} + \Delta M_{x1} \cdot \Delta P_{y1}) + a_3(N_0 + \Delta N_1 \cdot \Delta P_{y1}) + b = 0$$

şeklini alır. Kiriş elemanında $N = 0$ olduğu için $a_1=1.0$ olur. b parametresi kirişin plastikleşme momentine eşit olur ve akma koşulu

$$M_{x0} + \Delta M_{x1} \cdot \Delta P_{y1} = M_p$$

olarak ifade edilebilir.

1-2 Çubuğu $x=0$ (sol uç)

$P_d = 1$ ve $P_y = 1$ için bulunan eğilme momentleri sırasıyla -131.43 ve 280.46 kNm'dir. Bu mafsallık için geçerli akma koşulu çözülürse:

$$-131.43 + 280.46 \Delta P_{y1} = 319.418 \quad \rightarrow \quad \Delta P_{y1} = 1.607$$

olarak hesaplanır.

1-2 Çubuğu $x=8$ (sağ uç)

Bulunan momentler akma koşullarında yerine konulursa:

$$-131.43 - 280.46 \Delta P_{y1} = -520.787 \quad \rightarrow \quad \Delta P_{y1} = 1.388$$

olarak bulunur.

3-1 Çubuğu $x=0$ (sol kolon alt ucu)

Sol kolonun alt ucunda bulunan iç kuvvetleri:

$$P_d = 1 \text{ için } M_{x0} = 29.54 \text{ kNm}, \quad N_0 = -1280 \text{ kN}$$

$$P_{y1} = 1 \text{ için } \Delta M_{x1} = -242.74 \text{ kNm}, \quad N_1 = 278.12 \text{ kN}$$

Geliştirilen program algoritması, kolon akma kesitini ifade eden her yüzeyde doğrusallaştırılmış akma koşuluna göre ΔP_{y1} yük artımı hesaplanmaktadır. Bu yük artımlarından en küçüğü ilk plastik mafsallık oluşturan yük parametresidir. Ayrıca bu yük parametresine göre elde edilen iç kuvvet durumunu da akma yüzeyinin içine düşüp düşmediği kontrol edilir.

Hesaplar sonucunda Şekil 6.6 :’da görülen akma yüzeyi en küçük yük artım katsayısını vermiş ve yük artım vektörüyle tam olarak kesişmiştir. Bu yüzeyde

$$a_1 = -0.9944, \quad a_3 = 0.1049, \quad b = -318.872$$

olarak tanımlanmış ve

$$-0.9944 (29.54 - 242.74 \Delta P_{y1}) + 0.1049 (-1280 + 278.12 \Delta P_{y1}) - 318.872 = 0$$

denklemini çözülerek

$\Delta P_{y1} = 1.783$ olarak bulunmuştur.

2-4 Çubuğu $x=0$ (sağ kolon üst ucu)

1-3 kolonuna uygulanan işlemler bu kolona da uygulanırsa:

$$\begin{array}{lll} P_d = 1 \text{ için} & M_{x0} = -58.03 \text{ kNm}, & N_0 = -1280 \text{ kN} \\ P_{y1} = 1 \text{ için} & \Delta M_{x1} = -138.06 \text{ kNm}, & N_1 = -278.12 \text{ kN} \end{array}$$

olarak belirlenen iç kuvvetleri altında:

$$-0.9828 (-58.03 - 138.06 \Delta P_{y1}) - 0.1846 (-1280 - 278.12 \Delta P_{y1}) - 827.294 = 0$$

Akma koşulundan yük artım parametresi $\Delta P_{y1} = 2.854$ olarak hesaplanır.

İlk mafsallın oluşumu

Tanımlanan bütün plastik mafsall kesitlerinde yapılan kontrol ile ilk plastik mafsallın: $\Delta P_{y1} = 1.388$ yük parametresinde kirişin sağ ucunda oluştuğu görülmüştür. Bu yük parametresine karşı gelen iç kuvvetler Çizelge 6.9 da gösterilmiştir.

6.1.6 İkinci adım: ΔP_{y2} için hesap

Sistemde ilk plastik mafsallın oluşumundan sonra, plastik mafsallın dönmesine ait yeni bilinmeyen ilgili çubuğa (kirişe) serbestlik eklenerek ve indirgeme yoluyla çubuğun temel serbestliklerinin sayısı arttırılmayacaktır. Bu durumda çerçeve sisteminde bir kiriş için 6 bilinmeyen varken yeni eklenen 7. bilinmeyen, oluşan plastik mafsallın dönmesine ait bilinmeyen olacaktır. Plastik mafsalla ait akma koşulunun ve ek bilinmeyenin eleman rijitlik matrisinde gözönüne alınabilmesi için birim dönmeler meydana gelen iç kuvvetlerin hesaplanması gerekmektedir. Bu durumda momentlerin nasıl hesaplanacağı aşağıda açıklanmıştır.

$$\phi_{x1} = a_1 = -1.0 \text{ (} M_x = M_{L2} < 0 \text{)}$$

$$\Delta_1 = a_3 = 0.0$$

değerleri kullanılarak birim değişken (birim dönme) için çubuk uç kuvvetleri $[P_{\phi 1}]_1$ ve $[P_{\phi 1}]_2$ elde edilir.

$$[P_{\phi 1}]_1 = \begin{bmatrix} 0 \\ -12028780 \\ -33227540 \end{bmatrix} \quad [P_{\phi 1}]_2 = \begin{bmatrix} 0 \\ 12028780 \\ -63002750 \end{bmatrix}$$

Birim dönmelerden oluşan iç kuvvetler kullanılarak $[k_{d\phi}]$ rijitlik matrisi bulunur:

$$[k_{d\phi}] = \begin{bmatrix} 0 \\ -12028780 \\ -33227540 \\ 0 \\ 12028780 \\ -63002750 \end{bmatrix}$$

Ayrıca rijitlik matrisinin ϕ_{x1} bilinmeyenine karşı gelen iç kuvvet $k_{\phi\phi}$ değerlerinin bulunduğu $[k_{\phi\phi}]$ matrisinin de belirlenmesi gerekmektedir. 1-2 çubuğunun üstünde tek plastik mafsalları tanımlandığı için bu matris de tek elemandan oluşacaktır.

$$\phi_{x1} = a_1 = -1 \text{ ve } \Delta_1 = a_3 = 0$$

şekildeğiştirme bileşenlerinden dolayı ilk plastik kesitte

$$a_1 \Delta M_x + a_3 \Delta N = -\Delta M_x$$

iç kuvveti değişimi oluşmaktadır.

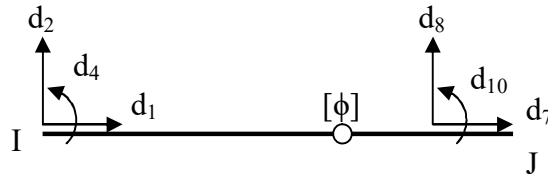
$$\Delta M_x = \frac{x}{L} P_{10} - \left(1 - \frac{x}{L}\right) P_4$$

ifadesinde plastik mafsalları yeri $x=L$, $\alpha=1.00$ yerine koyulduğunda

$$k_{\phi\phi}[1,1] = -\Delta M_x = 63002750 \text{ olarak elde edilir.}$$

Çubuk Matrisinin Hazırlanması

Plastik mafsaldaki birim dönme için uç kuvvetleri, kiriş rijitlik matrisine yeni bir satır ve sütun olarak eklenir ve indirgeme işlemi yapılır:



Şekil 6.5 : Çubuğun herhangi bir noktasında oluşan plastik mafsalları ve birim değişkenler.

Çizelgede 6.10’da görüldüğü gibi çubuk rijitlik matrisine plastik mafsalları ait birim dönme eklenmiştir. Elde edilen matrisi 7 değişkeni vardır. Bunlardan 6 tanesi temel bilinmeyenler, bir tanesi ise çubukta oluşan plastik mafsalları ait dönmedir. Bundan yararlanılarak plastik mafsalları, çubuğun alt sistemi kabul eden bir formülasyon uygulanabilir ve denklem takımı indirgemeye tabi tutulabilir.

Çizelge 6.10 : Birim mafsalsal dönmesine ait satır e sütunun çubuk rijitlik matrisine eklenmesi.

	ϕ_{x1}	d_1	d_2	d_4	d_7	d_8	d_{10}
ϕ_{x1}	63002750	0	-12028780	-33227540	0	12028780	-63002750
d_1	0	0	0	0	0	0	0
d_2	-12028780	0	3007197	12028780	0	-3007197	12028780
d_4	-33227540	0	12028780	63002750	0	-12028780	33227540
d_7	0	0	0	0	0	0	0
d_8	12028780	0	-3007197	-12028780	0	3007197	-12028780
d_{10}	-63002750	0	12028780	33227540	0	-12028780	63002750

Çizelge 6.11 : Bir adım indirgenmiş rijitlik matrisi.

	ϕ_{x1}	d_1	d_2	d_4	d_7	d_8	d_{10}
ϕ_{x1}	63002750	0	-12028780	-33227540	0	12028780	-63002750
d_1	0	0	0	0	0	0	0
d_2	0	0	710606	5684822	0	-710606	0
d_4	0	0	5684822	45478604	0	-5684822	0
d_7	0	0	0	0	0	0	0
d_8	0	0	-710606	-5684822	0	710606	0
d_{10}	0	0	0	0	0	0	0

İndirgeme sonucunda elde edilen 6 bilinmeyenli yeni matris, çubuğun plastik mafsalsal etkisini de içeren rijitlik matrisidir. Söz konusu etkiyi içeren yeni çubuğa süper eleman denilecektir. İndirgeme yapıldıktan sonra elde edilen matris, Betty karşılık teoremi'ne uygun olarak simetriktir. Ayrıca çubuğun sağ ucuna tanımlanan plastik mafsalsal sadece dönme bileşenine sahip olduğu için sağ uç dönme rijitliğini ifade eden d_6 serbestliğine ait satırda bütün terimler sıfır çıkmıştır.

Elde edilen yerel koordinatlardaki rijitlik matrisi, sistem koordinatlarına dönüştürülür ve sistem rijitlik matrisine yerleştirilir. Daha sonra sisteme ait genel denklem takımı çözülerek yerdeğiştirme bilinmeyenleri elde edilir.

Çizelge 6.12 : Sistem rijitlik matrisi ve çözüm sonrası elde edilen yerdeğiştirmeler. (kN,m).

Serbestlik	d_1	d_2	d_3	d_4	d_5	P_{y2}
d_1	1112211	-5685	-711	0	0	0.000225
d_2	0	117089	5685	0	-21612	-0.007534
d_3	0	0	1112211	0	0	-0.00023
d_4	0	0	0	71610	-21612	-0.012283
d_5	0	0	0	0	16778	0.03411

Plastik Mafsal Bilinmeyenlerinin Bulunması

Çubuk uç yerdeğiştirmelerinin bulunmasının ardından indirgenmiş eleman rijitlik matrislerinden yararlanılarak (süper eleman) plastik mafsal dönmeleri bulunabilir.

Çizelge 6.13 : İndirgenmiş rijitlik matrisi ve yerdeğiştirme bilinmeyeni.

ϕ_{x1}	d_1	d_2	d_4	d_7	d_8	d_{10}	d
63002750	0	-12028780	-33227540	0	12028780	-63002750	ϕ
0	0	0	0	0	0	0	0.03411
0	0	710606	5684822	0	-710606	0	0.000225
0	0	5684822	45478604	0	-5684822	0	-0.007534
0	0	0	0	0	0	0	0.03411
0	0	-710606	-5684822	0	710606	0	-0.00023
0	0	0	0	0	0	0	-0.012283

Denklem takımının birinci satırı çözülürse:

$$63002750 \phi_{x1} + (-12028780) 0.000225 + (-33227540)(-0.007534) \\ + 12028780 \cdot (-0.00023) + (-63002750) (-0.012283) = 0$$

mafsal bilinmeyeni $\phi_{x1} = -0.01617$ olarak bulunur.

İç Kuvvetlerinin Hesabı

İç kuvvetler bulunurken çubuk yerdeğiştirmeleri, ilgili rijitlik terimi ile çarpılmalıdır. Başka bir deyişle, plastik mafsal dönmesinin oluşturduğu iç kuvvet de gözönüne alınmalıdır. Sistem üstünde P_{y2} yükleme durumu için yayılı yük bulunmadığından, doğrusal enterpolasyon ile çubuk boyunca oluşan iç kuvvetler belirlenebilir.

$$[P_i] = [k_{ii}][d_i]_{y2} + [k_{ij}][d_j]_{y2} + [k_{d\phi}][\phi]_{y2}$$

$$[P_j] = [k_{ji}][d_i]_{y2} + [k_{jj}][d_j]_{y2} + [k_{d\phi}][\phi]_{y2}$$

$$[P_i] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 3007197 & 12028780 \\ 0 & 12028780 & 63002750 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.03411 \\ 0.000225 \\ -0.007534 \end{bmatrix} \\ + \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & -3007197 & 12028780 \\ 0 & 12028780 & 33227540 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.03411 \\ -0.00023 \\ -0.012283 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ -12028780 \\ -33227540 \end{bmatrix} [-0.01617]$$

$$[P_j] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & -3007197 & -12028780 \\ 0 & 12028780 & 33227540 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.03411 \\ 0.000225 \\ -0.007534 \end{bmatrix}$$

$$+ \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 3007197 & -12028780 \\ 0 & -12028780 & 63002750 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.03411 \\ -0.00023 \\ -0.012283 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ 12028780 \\ -33227540 \end{bmatrix} [-0.01617]$$

Yukarıdaki işlemler yapıldığında

$$[P_i] = \begin{bmatrix} 0.0 \\ -42500 \\ -340000 \end{bmatrix} \quad \text{ve} \quad [P_i] = \begin{bmatrix} 0.0 \\ -42500 \\ 0.0 \end{bmatrix}$$

olarak bulunur.

İkinci mafsallın oluşumu

Önceki adımda olduğu şekilde kesitlerin kontrol edilmesi sonucu, ikinci plastik kesitin 1-2 çubuğunun 1 ucunda ve

$$\Delta P_{y2} = 0.1808$$

$$P_d = 1, \quad P_{y2} = P_{y1} + \Delta P_{y2} = 1.56$$

yük parametresinde oluşmaktadır.

6.1.7 Üçüncü adım: ΔP_{y3} için hesap

Önceki adımlarda yapılan işlemler tekrarlandığında 3-1 çubuğunun 3 ucunda plastik kesitin oluştuğu görülür.

Üçüncü plastik mafsallın oluşmasına neden olan yatay yük parametresi

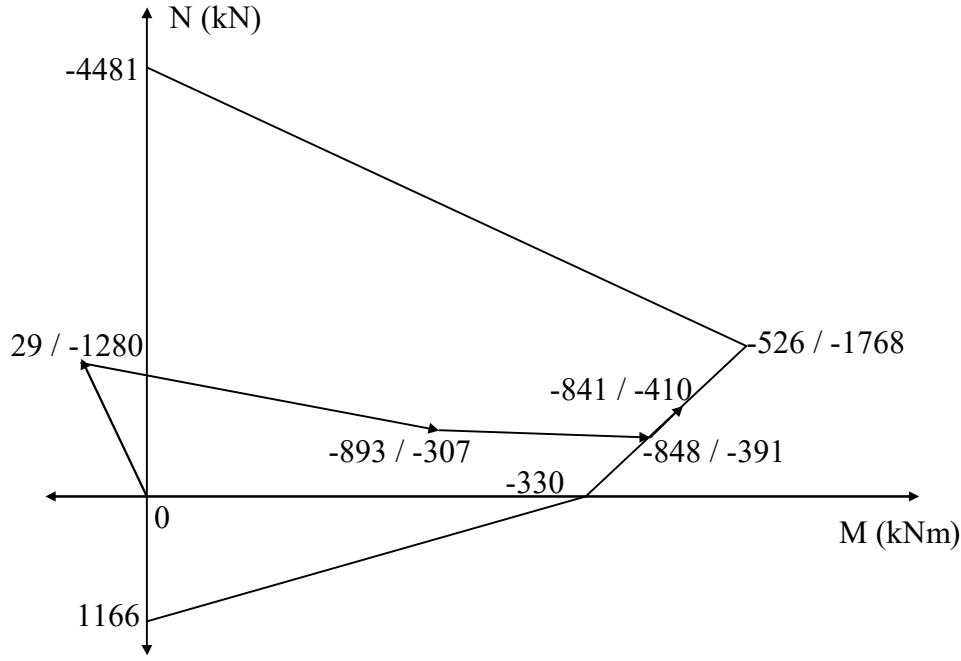
$$\Delta P_{y3} = 0.032$$

$$P_d = 1, \quad P_{y3} = P_{y2} + \Delta P_{y3} = 1.601$$

olarak hesaplanmıştır.

3-1 kolonu alt ucunda oluşan plastik mafsallın II.mertebe itme analizi boyunca davranışı Şekil 6.6'da gösterilmiştir.

Şekil 6.6'da itme analizinin her adımında kolonda oluşan iç kuvvetler görülmektedir. P_d noktası düşey yüklerden oluşan iç kuvveti, 1. ve 2. plastik mafsallar, sistemin değişik noktalarında plastik mafsall oluştuğunda kolona etkiyen iç kuvvet durumunu göstermektedir.



Şekil 6.6 : Kolon karşılıklı etki diyagramı ve iç kuvvetlerin itme analizi süresince değişimi.

Büyütülmüş kısımda, pembe ile gösterilen doğru, kolonda plastik mafsall oluştuğu adımdaki iç kuvvet değişimini göstermektedir. Şekilden de görüldüğü gibi, üçüncü plastik mafsall söz konusu kolonun alt ucunda (3-1 çubuğu $x=0.0$) oluşmuştur. Bu nokta da, kolon rijitlik matrisine oluşan plastiksaldaki akma koşulu ve buna karşı gelen dönme bir satır ve sütun olarak eklenmiş, bu sayede bir sonraki yük artımı ile bulunan iç kuvvetlerin akma yüzeyinin üstünde kalması sağlanmıştır. Başka bir deyişle, bir sonraki yük artımı sonucu elde edilen iç kuvvet durumu, akma yüzeyinin normaline dik olacaktır. Şekilde görüldüğü gibi turuncu ile gösterilen bir sonraki yük artımına ait iç kuvvet vektörü akma yüzeyine paraleldir.

4. adımda diğer kolonda da plastik mafsall oluşmuş ve sistem mekanizma durumuna gelmiştir.

6.1.8 Dördüncü adım: ΔP_{y4} için hesap

Üçüncü adımda elde edilen kesit iç kuvveti, kolon için doğrusallaştırılmış akma koşulunun:

$$a_1 = 0.9945, \quad a_3 = -0.105, \quad b = 318872$$

kısmına karşı gelmektedir. Bu adım sonunda oluşan iç kuvvetleri Çizelge 6.15’de verilmiştir.

Sistem tekrar çözüldükten sonra dördüncü plastik mafsalsın oluşmasına neden olan yatay yük parametresi

$$\Delta P_{y4} = 0.048$$

$$P = 1 \quad , \quad P_{y4} = P_{y3} + \Delta P_{y4} = 1.649$$

olarak bulunmuştur.

Dördüncü adımdan sonra 2-4 çubuğunu 4 ucunda plastik mafsalsın oluştuğu görülmektedir. Oluşan plastik mafsals ile burkularak göçmüştür. İndirgeme sırasında pozitif olması gereken ve 1 düğüm noktasının yatay rijitliğini temsil eden diyagonal terimi -511998 şeklinde negatif değer almıştır.

Böylece sistem ikinci mertebe limit yüke erişmiştir. İtme analizi ara adımları ve analiz sonucunda elde edilen kesit zorları Çizelge 6.14, 6.15 ve 6.16'da gösterilmiştir.

Çizelge 6.14 : İkinci mertebe limit yük için plastik kesitlerdeki kesit zorlarının karşılaştırılması.

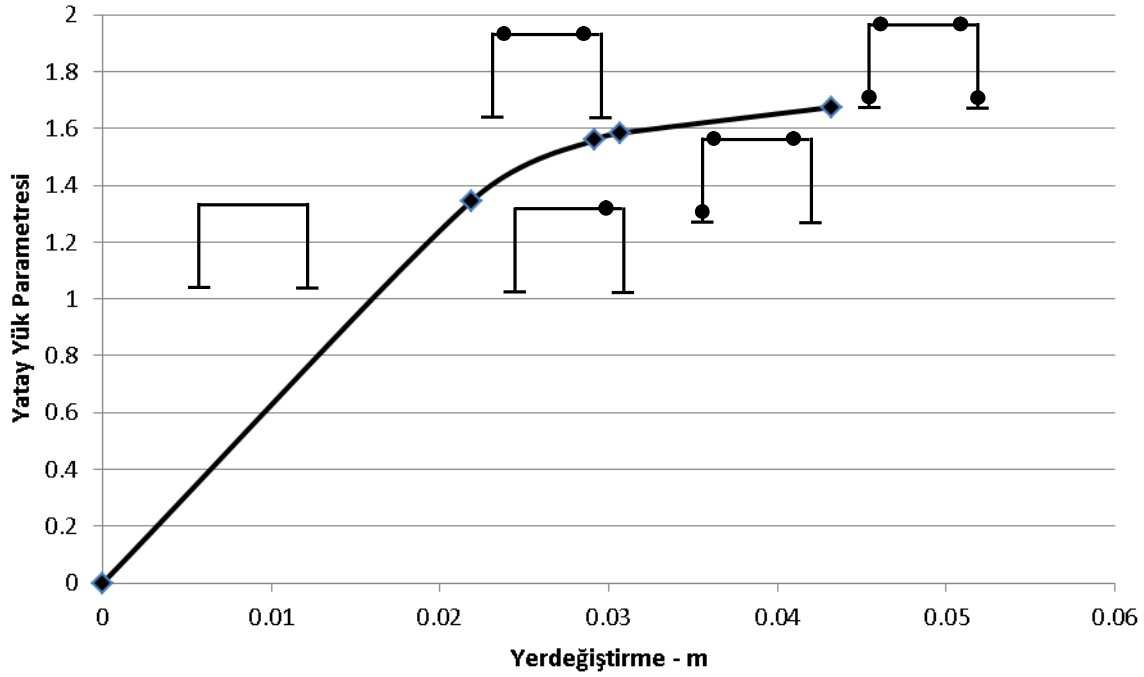
Çubuk	Yer [m]	Bu çalışma		Girgin	
		M[kNm]	N[kN]	M[kNm]	N[kN]
1-2	0	319.42	0	331.900	0
	8	-520.79	0	-537.670	0
3-1	0	-408.73	-831.9	-425.530	-825.870
	5	157.94	-831.9	(belirtilmemiş)	(belirtilmemiş)
2-4	0	-212.51	-1728.1	(belirtilmemiş)	(belirtilmemiş)
	5	503.82	-1728.1	519.060	-1743.740

Çizelge 6.15 : Bu çalışmada hesaplanan yatay yük artımlarından dolayı kritik kesitlerde oluşan kesit zorları.

Çubuk	Yer [m]	$\Delta P_{y2} = 1$		$\Delta P_{y3} = 1$		$\Delta P_{y4} = 1$	
		M[Nm]	N[N]	M[Nm]	N[N]	M[Nm]	N[N]
1-2	0	340100	0	0	0	0	0
	8	0	0	0	0	0	0
3-1	0	-462570	250510	-581260	208000	22069	208000
	5	197670	250510	-142400	208000	-142400	208000
2-4	0	142400	-250510	142400	-208000	142400	-208000
	5	289480	-250510	581260	-208000	1376400	-208000

Çizelge 6.16 : Girgin tarafından hesaplanan yatay yük artırımlarından dolayı kritik kesitlerde oluşan kesit zorları.

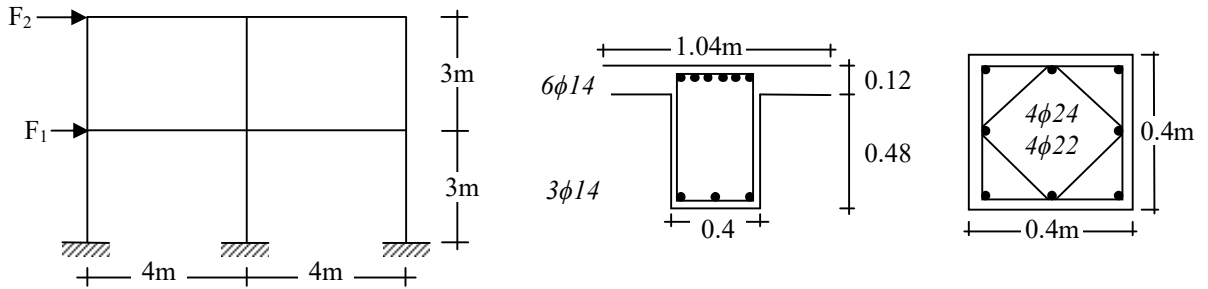
Çubuk	Yer [m]	$\Delta P_{y2} = 1$		$\Delta P_{y3} = 1$		$\Delta P_{y4} = 1$	
		M[Nm]	N[N]	M[Nm]	N[N]	M[Nm]	N[N]
1-2	0	340072	0	0	0	0	0
	8	0	0	0	0	0	0
3-1	0	-462573	250509	-581256	208000	21195	208000
	5	197672	250509	-142400	208000	-142400	208000
2-4	0	142400	-250509	142400	-208000	142400	-208000
	5	289476	-250509	581256	-208000	1375259	-208000



Şekil 6.7 : İtme analizi boyunca elde edilen mafsallar ve yerdeğıştirmeler.

6.2 Örnek 2: İki Katlı İki Açıklıklı Betonarme Düzlem Çerçevenin Performans

Noktasının Belirlenmesi



Şekil 6.8 : İki açıklıklı iki katlı betonarme çerçeve sistemi.

Şekilde verilen ve Celep [45] tarafından incelenen çerçevenin I.mertebe teorisine göre statik itme analizi sonucu elde edilecek P-d eğrisi çizilerek tasarım depremine göre performansı bulunacaktır. Çerçevenin birinci derece deprem bölgesinde olduğu kabul edilecek, etkin yer ivme katsayısı $A_0 = 0.4$ ve tasarım spektrumu Z2 zemin sınıfına göre $T_A = 0.15$ ve $T_B = 0.4$ olarak alınacaktır. Malzeme olarak C25 sınıfı beton ve S420 sınıfı çelik kullanılmıştır. Çerçevenin toplam ağırlığı 960kN olarak verilmiştir.

Kolonların aksenal kuvvetleri ihmal edilerek, kiriş mesnet negatif moment kapasitesi 207kNm, pozitif moment kapasitesi 98kNm ve kolon moment kapasitesi 167kNm olarak hesaplanmıştır. Aynı değerler Celep tarafından sırasıyla 210, 100 ve 170 kNm olarak verilmiştir.

Celep tarafından çözülen örnekte, statik itme analizi, yatay yükler $F_2 = 2F_1$ kabul edilerek yapılmıştır. Hazırlanan programda yükler otomatik olarak belirlendiği için bu oran korunmamıştır.

Doğrusal analiz sonucu çerçeve doğal titreşim periyotları sırasıyla 0.2736 ve 0.097 sn olarak bulunmuştur. Celep tarafından 0.273sn olarak bulunan periyot ile bir modlu statik itme analizi yapıldığı için, hazırlanan programda çok modlu deprem analizi özelliği devre dışı bırakılmıştır.

Programda elde edilen modal vektör

$$\Phi^T = [-0.002219 \quad -0.003937]$$

şeklindedir. Bu modal vektör esas alınarak, 2007 deprem yönetmeliği formül 2.14 ve 7.3'e göre modal kütle:

$$M_1 = \sum m_i \Phi_{i1}^2 = (0.5 \times 0.002219^2 + 0.5 \times 0.003937^2) \frac{W}{g} = 1.0212 \times 10^{-5} \frac{W}{g}$$

şeklinde hesaplanır. Buna bağlı olarak

$$L_1 = \sum m_i \Phi_{i1} = (0.5 \times 0.002219 + 0.5 \times 0.003937) \frac{W}{g} = -0.003078 \frac{W}{g}$$

ve etkin kütle:

$$\bar{M}_1 = \frac{L_1^2}{M_1} = 0.9277 \frac{W}{g} = 90823kg$$

bu moda ait katkı çarpanı ise:

$$\Gamma_1 = \frac{L_1}{M_1} = -301.41$$

şeklinde hesaplanır.

$$\Gamma_1 \Phi_2 = -301.41 \times -0.03937 = 1.1866$$

Gerekli parametreler belirlendikten sonra itme eğrisine uygulanan koordinat dönüşümü ile, koordinatları “modal yerdeğiştirme – modal ivme” olan modal kapasite diyagramı aşağıdaki şekilde elde edilebilir:

$$S_{di} = d_i / (\Gamma_1 \Phi_2)$$

$$S_{ai} = F_i / (\bar{M}_1 g)$$

Benzer şekilde, istem depremine ait olan spektrum, zaman-spektrum katsayısı koordinat takımından spektral ivme-spektral yerdeğiştirme koordinat takımına çevrilmelidir. Bunun için:

$$A(T) = A_o I S(T) \text{ ve } S_{ae}(T) = A(T) g$$

olmak üzere, spektrumdaki zaman değerlerine

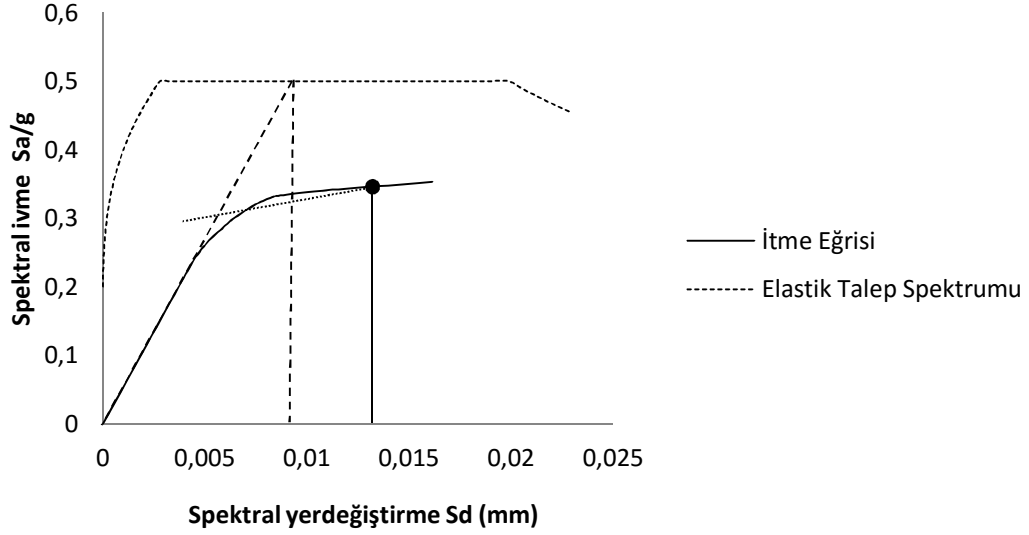
$$S_{di} = S_{ae} (T / 2\pi)^2$$

dönüşümü, spektrumdaki katsayı değerlerine

$$S_{ai} = S_{ae} (T)$$

dönüşümü uygulanmıştır.

Dönüşümlerin uygulanmasıyla birlikte istem spektrumu ve statik itme eğrisi aynı koordinat takımında ifade edilmiş olur.



Şekil 6.9 : Sistem performans noktasının bulunması.

Performans noktası bulunurken ilk olarak itme eğrisinin başlangıç noktasından çizilen teğetin elastik spektrum ile kesişim noktası belirlenir. İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme bu kesişim noktasının apsisidir. Bahsedilen değer

$$S_{de1} = 9.7 \text{ mm}$$

olarak hesaplanmıştır. Karşılaştırılma yapılan örnekte elastik spektral yerdeğiştirme değeri 9.39 mm olarak hesaplanmıştır. Bu değer kullanılarak 2007 deprem yönetmeliği bölüm 7C.2.2(c) de tarif edilen eşit alanlar kuralı ile eşdeğer akma ivmesi

$$a_{y1} = 0.227g$$

olarak belirlenmiştir. Buna bağlı olarak deprem yönetmeliği formül 7C.5'e göre birinci moda ait dayanım azaltma katsayısı

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} = \frac{0.5g}{0.227g} = 2.21 \quad (7)$$

ve birinci moda ait spektral yerdeğiştirme oranı

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B/T_1^{(1)}}{R_{y1}} = 1.23 \quad (7)$$

olarak hesaplanmıştır. Problemin alındığı referansta ise C_{R1} değeri 1.19 olarak belirtilmiştir. Deprem yönetmeliği formül 7C.1'e göre doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme değeri ise

$$S_{di1} = C_{R1} S_{del} = 0.012 \quad (7)$$

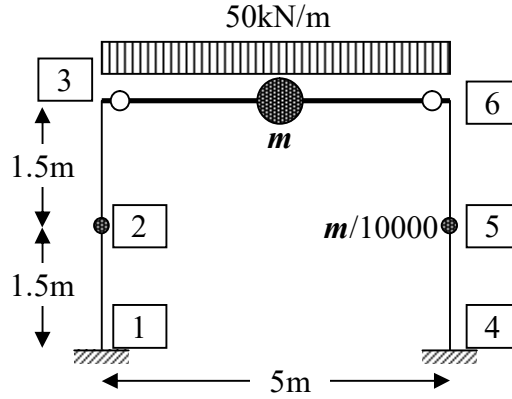
olarak hesaplanarak bu yerdeğiştirmeye ait spektral ivme

$$a_{y1} = 0.23g \quad (7)$$

olarak statik itme eğrisinden elde edilmiştir.

Ardışık yaklaşımın ikinci adımına, bulunan $S_{di1} = 0.012$ ve $a_{y1} = 0.23g$ değerleri ile başlandığında aynı değerler elde edilmiştir. Statik itme eğrisi üzerinde bulunan bu noktaya ait spektral yerdeğiştirme 11.64mm ve spektral ivme 0.338g'dir. Problemin alındığı referansta bu değerler 11.17mm ve 0.338g olarak belirlenmiştir.

6.3 Örnek 3: Bir Kath Ve Bir Açıklıklı Yapı Sisteminin Bir Ve Üç Serbestlikli Olarak Çok Modlu Uyarlamalı Artımsal İtme Analizi İle İrdelenmesi



Şekil 6.10 : Bir açıklıklı çerçeve, düğüm noktası numaraları ve yükleri.

Şekil 6.10'de görülen çerçevenin kapasite eğrisi çok modlu artımsal itme analizi ile belirlenecektir. Elde edilen kapasite eğrisi spektral ivme-spektral yerdeğiştirme koordinatlarında ifade edilecek, kolon ortalarında tanımlı çok küçük kütlelerin bulunup bulunmaması durumunun sonuçları nasıl değiştirdiği irdelenecektir. Sistemde tanımlanan m kütlesi $25 \text{ kNs}^2/\text{m}$ 'dir. Çözülecek ilk örnekte sadece kirişte bulunan m kütlesi kullanılacaktır. İkinci örnekte ise 2 ve 5 numaralı düğüm noktalarında ek olarak $m/10000$ kütlesi kullanılacaktır

Binanın deprem hesapları, TDY Z1 zemin cinsi için ikinci derece deprem bölgesinde olduğu varsayılarak yapılmıştır.

Hazırlanan modelde kullanılan C16 betonu ve S420 çeliği için malzeme ve kesit bilgileri aşağıda verilmiştir:

Beton çeliği (BÇIII) : $f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$, $E_s = 200 \text{ GPa}$, $\epsilon_{su} = 0.02$

Beton (C16) : $f_{ck} = 16 \text{ N/mm}^2$, $E_c = 27 \text{ GPa}$, $\epsilon_{co} = 0.0021$, $\epsilon_{cu} = 0.006$

Sisteme ait enkesit ve donatı bilgileri ise sırasıyla Çizelge 6.17 ve Çizelge 6.18’de verilmiştir.

Çizelge 6.17 : Kiriş ve kolon enkesitleri.

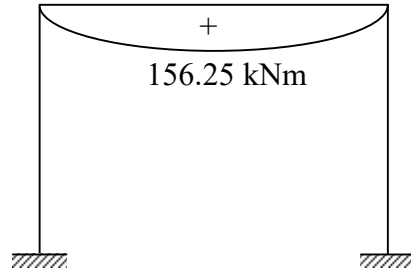
Çubuk	h (mm)	b (mm)	b _w (mm)	h _f (mm)
Kiriş	600	1040	400	120
Sol Kolon	300	300	-	-
Sağ Kolon	400	400	-	-

Çizelge 6.18 : Kolon donatıları.

Çubuk	Yer	Boyuna Donatı	Etriye	Mp - kNm
Sol Kolon	Çubuk boyunca	8 ϕ 20	ϕ 10/200 - 100	100.467
Sağ Kolon	Çubuk boyunca	12 ϕ 20	ϕ 10/200 - 100	207.072

Çözümlenen sistemde kirişin iki ucu mafsallıdır ve çubukların aksenal rijitliğinin sonsuz olduğu varsayılmıştır. Bu kabul itme analizi iki adımda bitmesi amacı ile yapılmıştır. Örnekte ayrıca kolon ortalarında tanımlanan kütlelerin etkisi de irdelenecektir. Kolonlarda eğilme momenti-normal kuvvet etkileşimi ihmal edilecektir.

Şekil 6.11’de sisteme ait sabit düşey yük moment diyagramı görülmektedir.

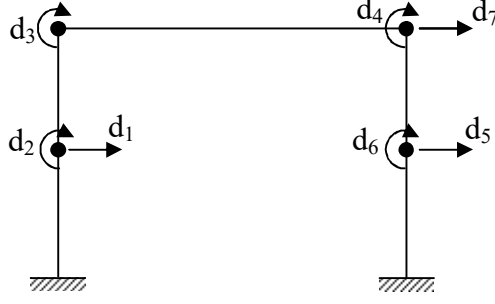


Şekil 6.11 : Düşey yükler altında çerçevede oluşan eğilme momenti diyagramı.

Bir kütleli sistem için itme analizi:

Sistemin düğüm noktalarında sadece yatay yerdeğiştirmeler ve dönmeler tanımlıdır. Kirişin iki ucundaki düğüm noktasının ötelemesi aynı olduğu için sistemde toplam 7 adet bilinmeyen vardır.

Şekil 6.12’de sisteme ait bilinmeyenler ve numaraları görülmektedir.



Şekil 6.12 : Sisteme ait yerdeğiştirme bilinmeyenleri ve numaraları.

Kütle atanmış serbestlikler sistem rijitlik matrisinin sonuna atanmış ve elde edilen doğrusal sistem rijitlik matrisi Çizelge 6.19’de gösterilmiştir.

Çizelge 6.19 : Bilinmeyenler ve sistem rijitlik matrisi($\times 10$ [kN][m]).

	d ₁	d ₂	d ₃	d ₄	d ₅	d ₆	d ₇
d ₁	12960		4860				-6480
d ₂		9720	2430				-4860
d ₃	4860	2430	4860				-4860
d ₄				15360	15360	7680	-15360
d ₅				15360	40960		-20480
d ₆				7680		30720	-15360
d ₇	-6480	-4860	-4860	-15360	-20480	-15360	26960

Sistemin yatay doğrultuda kütle bulunan bilinmeyene kadar indirgenmesiyle elde edilen denge denklemi:

$$\mathbf{m} = [25] \quad \mathbf{k} = [8425] \quad \mathbf{f} = [1/8425]$$

şeklindedir. Bulunan rijitlik serbest titreşim denkleminde yerine koyulursa

$$\frac{1}{\omega^2} = 0.00296 \quad \omega = 18.3575 \quad T = 0.342 \quad \Phi = [1]$$

olarak mod şekli ve periyot elde edilir. Mod şekli denklem 2.25’de verildiği gibi normalleştirilirse,

$$\Phi^T \mathbf{m} \Phi = 1 \rightarrow \Phi = [0.00632]$$

$$\mathbf{m} \Phi = [158.11]$$

elde edilir. Mod çarpanı ve modun kütle katılımı ise

$$f_n = 158.11 \quad r_n = \frac{158.11^2}{25000} = 1$$

şeklinde elde edilir. Bulunan periyot 0.342 sn için TDY Z1 zemini spektrum katsayısı 2.25’dir, buradan spektral ivme ve yerdeğiştirme:

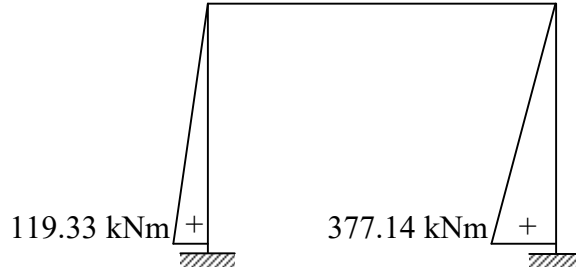
$$S_a = 2.25 A_0 I g / R = 2.25 \times 0.3 \times 9.81 = 6.619 \text{ m/s}^2$$

$$S_d = S_a / \omega^2 = 6.619 \times 0.00296 = 0.01964 \text{ m}$$

$$F_{dep} = 158.11 \times 6.619 \times 0.00632 \times 25 = 165.490 \text{ kN}$$

$$d_7 = 165.490 / 8425 = 0.01964 \text{ m}$$

olarak hesaplanır. Elde edilen spektral ivmeler yapıya uygulanırsa aşağıda verilen moment diyagramı bulunur:



Şekil 6.13 : Yatay yükler altında çerçevede oluşan eğilme momenti diyagramı.

Bir Kütleli Sistemde İlk Plastik Mafsal Oluşturan Yük Parametresinin Hesabı

Sol kolon mesnetinde plastik mafsal oluşması için gerekli yük parametresi:

$$100.467 / 119.33 = 0.841$$

Sağ kolon mesnetinde plastik mafsal oluşması için gerekli yük parametresi:

$$207.072 / 377.14 = 0.549$$

olarak hesaplanır. Buna göre ilk adımda geçerli olan yük parametresi $P_1 = 0.549$ ’dur.

Sağ kolona plastik mafsal atanması ile elde edilecek sisteme ait rijitlik matrisi Çizelge 6.20’de gösterilmiştir.

Çizelge 6.20 : Seçilen serbestlikler ve sistem rijitlik matrisi($\times 10$ [kN][m]).

	d ₁	d ₂	d ₃	d ₄	d ₅	d ₆	d ₇
d ₁	12960		4860				-6480
d ₂		9720	2430				-4860
d ₃	4860	2430	4860				-4860
d ₄				15360	15360	7680	-15360
d ₅				15360	25600	7680	-20480
d ₆				7680	7680	26880	-15360
d ₇	-6480	-4860	-4860	-15360	-20480	-15360	26960

Sistemin yatay doğrultuda kütle bulunan bilinmeyene kadar indirgenmesiyle elde edilen denge denklemi:

$$\mathbf{m} = [25] \quad \mathbf{k} = [2025] \quad \mathbf{f} = [1/2025]$$

şeklindedir. Bulunan rijitlik serbest titreşim denkleminde yerine koyulursa

$$\frac{1}{\omega^2} = 0.01234 \quad \omega = 9 \quad T = 0.69813 \quad \Phi = [1]$$

olarak mod şekilleri ve periyotlar elde edilir. Mod şekli denklem 2.25’de verildiği gibi normalleştirilirse,

$$\Phi^T \mathbf{m} \Phi = 1 \rightarrow \Phi = [0.0063245]$$

$$\mathbf{m} \Phi = [158.113]$$

elde edilir. Mod çarpanı ve modun kütle katılımı ise

$$f_n = 158.113 \quad r_n = \frac{158.113^2}{25000} = 1$$

şeklinde elde edilir. Bulunan periyot 0.6981 sn için TDY Z1 zemini spektrum katsayısı 1.272’dir, buradan spektral ivme ve yerdeğiştirme:

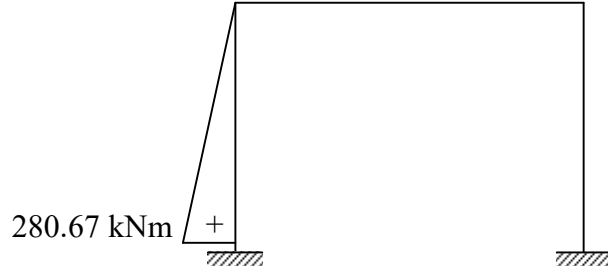
$$S_a = 1.272 A_0 I g / R = 1.272 \times 0. \times 9.81 = 3.742 \text{ m/s}^2$$

$$S_d = S_a / \omega^2 = 3.742 \times 0.01234 = 0.0462 \text{ m}$$

$$F_{dep} = 0.0063245 \times 25 \times 158.113 \times 3.742 = 93.557 \text{ kN}$$

$$d_{3-6} = 93.557 / 2025 = 0.0462 \text{ m}$$

olarak hesaplanır. Elde edilen spektral ivmeler yapıya uygulanırsa aşağıda verilen moment diyagramı bulunur:



Şekil 6.14 : İkinci adımda yatay yükler altında oluşan eğilme momenti diyagramı.

Sol kolon mesnetinde bu durumda plastik mafsall oluşması için gerekli yük parametresi:

$$(100.467 - 0.549 \times 119.33) / 280.67 = 0.124$$

olarak hesaplanır. Sol kolonda da mafsall oluşmasıyla sistem mekanizma durumuna gelir. Yapılan iki adımlık itme analizine ait taban-kesme kuvveti ve spektral bilgiler Çizelge 6.21’de verilmiştir.

Çizelge 6.21 : Bir kütleli sistem için kapasite eğrisi bilgileri.

Adım	Yerdeğiştirme[m]	Taban Kesme Kuvveti[kN]	Spektral Yerdeğiştirme[m]	Spektral İvme/g
1	0.010785	90.864	0.010785	0.37062
2	0.016538	102.513	0.016538	0.41814

Kolon ortasında kütle tanımlanmış sistemin statik itme analizi:

Kolonlar ortasında tanımlanan kütleler ile birlikte yapıda toplam üç kütle bulunmaktadır. Yapı için üç adet titreşim periyodu bulunacaktır ve buna bağlı olarak çıkan büyüklükler CQC metodu ile birleştirilecektir. Kirişe ait kütle $25 \text{ kNs}^2/\text{m}$ iken kolon ortalarına $0.0025 \text{ kNs}^2/\text{m}$ kütle tanımlanmıştır. Kütle atanmış serbestlikler sistem rijitlik matrisinin sonuna atanmış ve elde edilen doğrusal sistem rijitlik matrisi Çizelge 6.22’de gösterilmiştir.

Çizelge 6.22 : Bilinmeyenler ve sistem rijitlik matrisi($\times 10$ [kN][m]).

	d ₂	d ₃	d ₄	d ₆	d ₇	d ₁	d ₅
d ₂	9720	2430			-4860		
d ₃	2430	4860			-4860	4860	
d ₄			15360	7680	-15360		15360
d ₆			7680	30720	-15360		
d ₇	-4860	-4860	-15360	-15360	26960	-6480	-20480
d ₁		4860			-6480	12960	
d ₅			15360		-20480		40960

Sistemin yatay doğrultuda kütle bulunan bilinmeyene kadar indirgenmesiyle elde edilen denge denklemi:

$$\mathbf{m} = \begin{bmatrix} 25 & & \\ & 0.0025 & \\ & & 0.0025 \end{bmatrix} \quad \mathbf{k} = \begin{bmatrix} 38514.28 & -23142.85 & -73142.85 \\ & 74057.14 & 0 \\ & & 234057.14 \end{bmatrix}$$

şeklindedir. Bulunan rijitlik serbest titreşim denkleminde yerine koyulursa

$$\boldsymbol{\omega}^T = \begin{bmatrix} 18.357 \\ 5442.71 \\ 9675.93 \end{bmatrix} \quad \mathbf{T}^T = \begin{bmatrix} 0.3422 \\ 0.0011 \\ 0.00064 \end{bmatrix} \quad \boldsymbol{\Phi} = \begin{bmatrix} 0.9146 & 0.0000312 & -0.0000312 \\ 0.2858 & -0.999999 & 0.00000452 \\ 0.2858 & 0.0000142 & 0.9999999 \end{bmatrix}$$

olarak mod şekilleri ve periyotlar elde edilir. CQC kuralına göre birleştirme yapabilmek için frekans oranları matrisi:

$$\mathbf{B}_{ij} = \begin{bmatrix} 1 & 0.00337 & 0.00189 \\ 296.48 & 1 & 0.5625 \\ 527.08 & 1.7778 & 1 \end{bmatrix}$$

ve çapraz korelasyon katsayıları matrisi:

$$\mathbf{R}_{oij} = \begin{bmatrix} 1 & 0.00000393 & 0.00000165 \\ 0.00000393 & 1 & 0.0274 \\ 0.00000165 & 0.027407 & 1 \end{bmatrix}$$

şeklindedir. Mod şekli denklem 2.25’de verildiği gibi normalleştirilirse,

$$\boldsymbol{\Phi}^T \mathbf{m} \boldsymbol{\Phi} = 1 \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{\Phi} = \begin{bmatrix} 0.00632 & 0.0000197 & -0.0000197 \\ 0.00197 & -0.63245 & 0.00000285 \\ 0.00197 & 0.000009 & 0.6324 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{m} \boldsymbol{\Phi} = \begin{bmatrix} 158.112 & 0.4941 & -0.494 \\ 0.00494 & -1.581 & 0.00000714 \\ 0.00494 & 0.0000225 & 1.581 \end{bmatrix}$$

elde edilir. Mod çarpanı ve modun kütle katılımı ise

$$\mathbf{f}_n = [158.122 \quad -1.087 \quad 1.087] \quad \mathbf{r}_n = [0.9999 \quad 0.00005 \quad 0.00005]$$

Modların kütle katılımlarından görüldüğü gibi birinci modun kütle katılımı diğer modların 20bin katı kadardır. Elde edilen modlar için spektral büyüklükler Çizelge 6.23 de verilmiştir.

Çizelge 6.23 : Her mod için spektral büyüklük.

Mod	T [sn]	S_a [m/s ²]	S_d [m]	F_{3-6} [kN]
1	0.3422	6.616	0.0196	165.49
2	0.00115	2.992	10.08×10^{-8}	-1.6×10^{-3}
3	0.000649	2.9704	31.68×10^{-9}	-1.6×10^{-3}

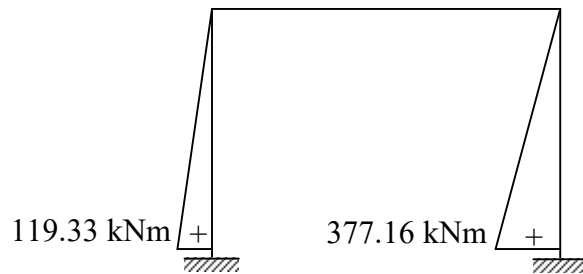
Hesaplanan yerdeğiştirmeler CQC kuralı ile birleştirilirse deprem yerdeğiştirmesi,

$$\boldsymbol{\delta}^T = [0.01964 \quad 0.0061384 \quad 0.0061384] \quad [m]$$

ve buna bağlı deprem yükleri

$$\mathbf{F}^T = [165.496 \quad 5.1712 \quad 5.1712] \quad [kN]$$

olarak bulunur. Bir kütleli sistemde analiz yapılırken d_{3-6} serbestliğine ait deprem kuvveti 165.490kN olarak belirlenmişti. Kolon ortasında bulunan kütlelerin deprem kuvvetine ve yerdeğiştirmelere katkısının olmadığı rahatlıkla görölmektedir. Elde edilen spektral ivmeler yapıya uygulanırsa aşağıda verilen moment diyagramı bulunur:



şekil 6.15 : Yatay yükler altında çerçevede oluşan eğilme momenti diyagramı.

Üç Kütleli Sistemde İlk Plastik Mafsal Oluşturan Yük Parametresinin Hesabı

Sol kolon mesnetinde plastik mafsal oluşması için gerekli yük parametresi:

$$100.467 / 119.33 = 0.841$$

Sağ kolon mesnetinde plastik mafsal oluşması için gerekli yük parametresi:

$$207.072 / 377.16 = 0.549$$

olarak hesaplanır. Buna göre ilk adımda geçerli olan yük parametresi $P_1 = 0.549$ 'dir.

Çıkan yük parametresi bir kütleli sistem ile aynıdır. Sağ kolona plastik mafsal atanması ile elde edilecek sisteme ait rijitlik matrisi Çizelge 6.24'de gösterilmiştir.

Sistemin yatay doğrultuda kütle bulunan bilinmeyene kadar indirgenmesiyle elde edilen denge denklemi:

$$\mathbf{m} = \begin{bmatrix} 25 & & \\ & 0.0025 & \\ & & 0.0025 \end{bmatrix} \quad \mathbf{k} = \begin{bmatrix} 34857.14 & -23142.85 & -51200 \\ & 74057.14 & 0 \\ & & 102400 \end{bmatrix}$$

şeklindedir.

Çizelge 6.24 : Seçilen serbestlikler ve sistem rijitlik matrisi($\times 10$ [kN][m]).

	d ₂	d ₃	d ₄	d ₆	d ₇	d ₁	d ₅
d ₂	9720	2430			-4860		
d ₃	2430	4860			-4860	4860	
d ₄			15360	7680	-15360		15360
d ₆			7680	26880	-15360		7680
d ₇	-4860	-4860	-15360	-15360	26960	-6480	-20480
d ₁		4860			-6480	12960	
d ₅			15360	7680	-20480		25600

Bulunan rijitlik serbest titreşim denkleminde yerine koyulursa

$$\boldsymbol{\omega}^T = \begin{bmatrix} 8.999 \\ 5442.71 \\ 6400.08 \end{bmatrix} \quad \mathbf{T}^T = \begin{bmatrix} 0.6981 \\ 0.00115 \\ 0.00098 \end{bmatrix} \quad \boldsymbol{\Phi} = \begin{bmatrix} 0.8614 & -0.000031 & -0.00005 \\ 0.2691 & 0.999999 & 0.00004 \\ 0.4307 & -0.000056 & 0.9999999 \end{bmatrix}$$

olarak mod şekilleri ve periyotlar elde edilir. CQC kuralına göre birleştirme yapabilmek için frekans oranları matrisi:

$$\mathbf{B}_{ij} = \begin{bmatrix} 1 & 0.00165 & 0.001406 \\ 604.75 & 1 & 0.8504 \\ 711.132 & 1.1758 & 1 \end{bmatrix}$$

ve çapraz korelasyon katsayıları matrisi:

$$\mathbf{R}_{oij} = \begin{bmatrix} 1 & 0.00000134 & 0.00000105 \\ 0.00000134 & 1 & 0.2744 \\ 0.00000105 & 0.27448 & 1 \end{bmatrix}$$

şeklindedir. Mod şekli denklem 2.25’de verildiği gibi normalleştirilirse,

$$\boldsymbol{\Phi}^T \mathbf{m} \boldsymbol{\Phi} = 1 \rightarrow \boldsymbol{\Phi} = \begin{bmatrix} 0.00632 & -0.0000197 & -0.0000316 \\ 0.00197 & 0.6324 & 0.00002581 \\ 0.003162 & -0.0000357 & 0.63244 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{m} \boldsymbol{\Phi} = \begin{bmatrix} 158.11 & -0.494 & -0.7905 \\ 0.00494 & 1.5811 & 0.0000645 \\ 0.0079 & -0.0000892 & 1.5811 \end{bmatrix}$$

elde edilir. Mod çarpanı ve modun kütle katılımı ise

$$\mathbf{f}_n = [158.12 \quad 1.086 \quad 0.7906] \quad \mathbf{r}_n = [0.99993 \quad 0.00005 \quad 0.00002]$$

Önceki adıma benzer şekilde birinci modun etkisi diğer modlara oranla oldukça yüksektir. Elde edilen modlar için spektral büyüklükler Çizelge 6.25 de verilmiştir.

Çizelge 6.25 : Her mod için spektral büyüklük.

Mod	T [sn]	S _a [m/s ²]	S _d [m]	F ₃₋₆ [kN]
1	0.6981	3.7416	0.0462	93.56
2	0.00115	2.9928	10.08×10 ⁻⁸	-1.6
3	0.000981	2.98528	72.88×10 ⁻⁹	-1.84

Hesaplanan yerdeğiştirmeler CQC kuralı ile birleştirilirse deprem yerdeğiştirmesi,

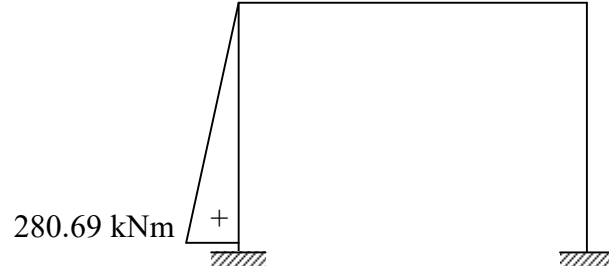
$$\boldsymbol{\delta}^T = [0.0462 \quad 0.0144 \quad 0.02304] \quad [m]$$

ve buna bağlı deprem yükleri

$$\mathbf{F}^T = [93.56 \quad 0.0029 \quad 0.0046] \quad [N]$$

olarak bulunur. Bir kütleli sistemde ikinci adımda bulunan deprem kuvveti 93.557 kN olarak belirlenmişti. Önceki adımda olduğu gibi deprem kuvvet ve

yerdeşistirmeleri aynı çıkmıştır. Elde edilen spektral ivmeler yapıya uygulanırsa aşağıda verilen moment diyagramı bulunur:



şekil 6.16 : İkinci adımda yatay yükler altında oluşan eğilme momenti diyagramı.

Sol kolon mesnetinde plastik mafsall oluşması için gerekli yük parametresi:

$$(100.467 - 0.549 \times 119.33) / 280.69 = 0.1245$$

olarak hesaplanır. Sol kolonda da mafsall oluşmasıyla sistem mekanizma durumuna gelir. Yapılan iki adımlık itme analizine ait taban-kesme kuvveti ve spektral bilgiler Çizelge 6.26’de verilmiştir.

Çizelge 6.26 : Üç kütleli sistem için kapasite eğrisi bilgileri.

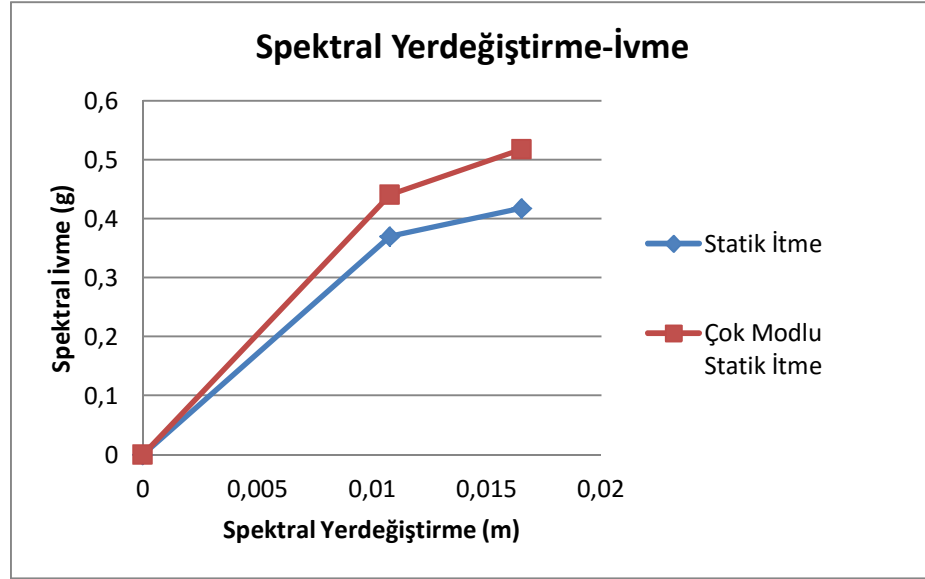
Adım	Yerdeğıştirme[m]	Taban Kesme Kuvveti[kN]	Spektral Yerdeğıştirme[m]	Spektral İvme/g
1	0.010785	90.867	0.010784	0.44114
2	0.016538	102.516	0.016537	0.51813

İki yapının çözülmesiyle elde edilen yerdeğıştirme ve taban kesme kuvvetleri Çizelge 6.27’de karşılaştırılmıştır

Çizelge 6.27 : İki sistem büyüklükleri farklarının karşılaştırması.

Adım	Yerdeğıştirme[%]	Taban Kesme Kuvveti[%]	Spektral Yerdeğıştirme[%]	Spektral İvme[%]
1	0	0.003301	0.009272	19.027
2	0	0.002926	0.00604	23.913

Yapılan analizler sonucu elde edilen kapasite eğrileri arasında fark olmamasına karşılık Spektral Yerdeğiştirme-İvme Eğrileri Şekil 6.17’de görüldüğü gibi değişmektedir.



Şekil 6.17 : Bir ve üç kütleli sisteme ait spektral yerdeğiştirme ve ivme grafikleri.

6.4 Örnek 4: İki Parametrelili Zemin Modeli İle Dikdörtgen Radye Temel Çözümü

Geliştirilen bilgisayar yazılımı ile iki parametrelili zemin üstüne oturan dikdörtgen radye plağı çözülecektir. Sözkonusu plak Vallabhan [20] tarafından tekil yük ve yayılı yük altında çözülmüş, daha sonra, literatürden birçok çalışmada sonuçları kullanılmıştır. Problem değişik zemin tabakası kalınlıkları için çözülmüştür. Temel plağı ebatları Şekil 6.18’de verilmiştir.

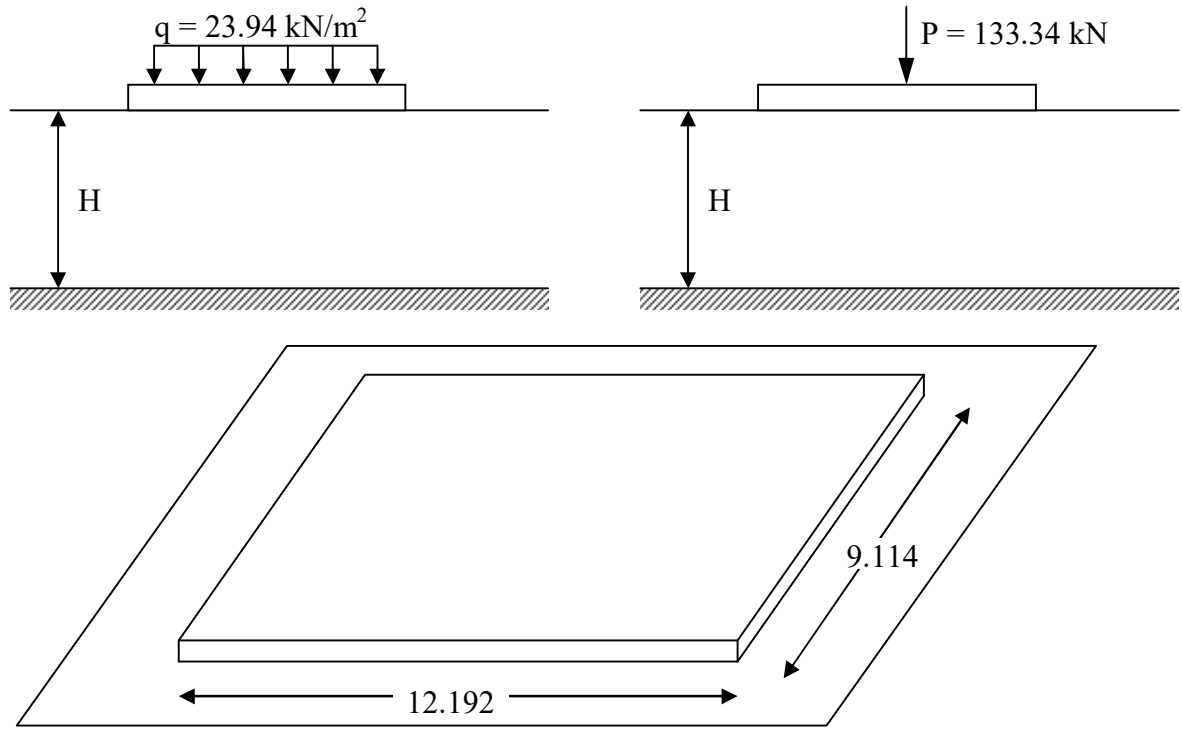
Zemin malzeme özellikleri:

$$E_s = 68.950 \text{ kN/m}^2 \text{ ve } \nu_s = 0.25$$

şeklinde, temel plağı malzeme özellikleri ise

$$E_p = 20.685.000 \text{ kN/m}^2 \text{ ve } \nu_p = 0.2$$

şeklinde, temel plağı kalınlığı 0.1524m, boyutları $9.114 \times 12.192\text{m}$ ’dir. Zemin etkileşimli, tekil yük ve yayılı yük ile yüklenmiş plak için yapılan Vlasov analizleri sonucu Çizelge 6.28 ve 6.29’da verilmiştir.



Şekil 6.18 : Düzgün yayılı yük ve tekil yük ile yüklenmiş radye temel plağı.

Çizelge 6.28 : Sistemin 23.94 kN/m² düzgün yayılı yük altında analiz sonuçları ve oransal olarak farklar.

H (m)	Analiz	C(kN/m ³)	C _T (kN/m)	γ	d(cm)
3.084	Bu çalışma	27.209	13.410	0.5712	0.0870
	Vallabhan	27.206	13.452	0.5724	0.0872
		0,01%	-0,31%	-0,21%	-0,23%
	Çelik	27.192	13.413	0.5766	0.0853
		0,06%	-0,02%	-0,95%	1,95%
6.096	Bu çalışma	13.743	25.311	0.8996	0.1539
	Vallabhan	13.757	25.141	0.9297	0.1524
		-0,1%	0,67%	-3,35%	0,97%
	Çelik	13.757	25.205	0.9194	0.1526
		-0,1%	0,42%	-2,2%	0,84%
9.144	Bu çalışma	9294	36.158	1.1114	0.1917
	Vallabhan	9430	34.753	1.2644	0.1890
		-1,46%	3,89%	-13,77%	1,41%
	Çelik	9377	35.293	1.2064	0.1893
		-0,89%	2,39%	-8,55%	1,25%
15.24	Bu çalışma	5626	58.839	1.2057	0.2290
	Vallabhan	6366	47.366	1.9419	0.2070
		-13,15%	19,5%	-61,06%	9,61%
	Çelik	5964	52.332	1.6193	0.2212
		-6,01%	11,06%	-34,3%	3,41%

Çizelge 6.29 : Sistemin 113.34 kN tekil yük altında analiz sonuçları ve oransal olarak farklar.

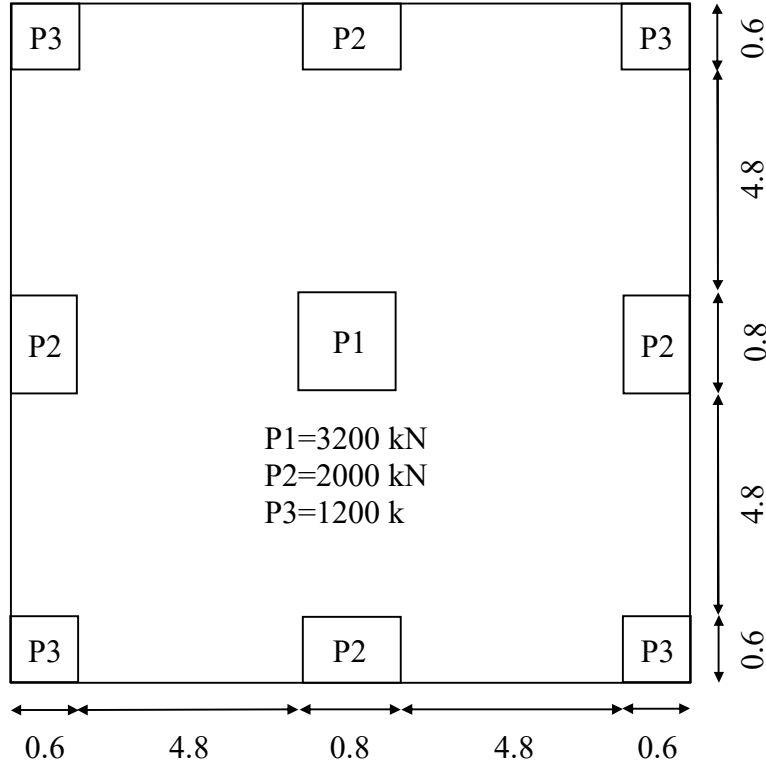
H (m)	Analiz	C(kN/m ³)	C _T (kN/m)	γ	d(cm)
3.084	Bu çalışma	32.639	9168	2.0466	0.0939
	Vallabhan	31.610	9565	1.9078	0.0480
		3,15%	-4,33%	6,78%	48,88%
	Çelik	31.898	9456	1.9478	0.0818
		2,27%	-3,14%	4,83%	12,89%
6.096	Bu çalışma	25.720	11.113	3.7566	0.0963
	Vallabhan	32.918	11.959	3.4737	0.0975
		-27,99%	-7,61%	7,53%	-1,25%
	Çelik	24.256	11.798	3.5249	0.0845
		5,69%	-6,16%	6,17%	12,25%
9.144	Bu çalışma	25.351	11.252	5.6043	0.0963
	Vallabhan	23.376	12.082	5.1669	0.0975
		7,79%	-7,38%	7,8%	-1,25%
	Çelik	23.737	12.906	5.2434	0.0846
		6,37%	-14,7%	6,44%	12,15%
15.24	Bu çalışma	25.340	11.256	9.3391	0.0963
	Vallabhan	23.350	12.194	8.6079	0.0975
		7,85%	-8,33%	7,83%	-1,25%
	Çelik	23.710	12.929	8.7369	0.0846
		6,43%	-14,86%	6,45%	12,15%

Elde edilen sonuçlar daha önceden yapılan çalışmalarla genellikle uyumlu sonuçlar vermekle birlikte bazı durumlarda sistematik olarak farklar artmaktadır. Yayılı yük ile yüklenmiş temelde, tekil yüke oranla daha az kayma gerilmesi bulunur, buna bağlı olarak zemine ait 2.parametrenin önemi azalır. Sonuç olarak yayılı yük durumunda temeldeki çökme Winkler zeminine yakın olur, başka bir deyişle C, C_T ve γ parametreleri yakın olmadığı halde yerdeğiştirmeler yakın bulunur.

6.5 Örnek 5: Kolonlu Radye Temel Sistemi

Geliştirilen program ile Çelik[22] tarafından çözümlenen kolonlar tarafından yüklenen radye plağı çözülmüştür. Radye plağına ait temel planı şekil 6.19'da gösterilmiştir.

Radye plağı, değişik temel kalınlıkları ve sıkıştırılabilir katman kalınlıkları altında analiz edilmiştir. Elde edilen sonuçlar Çelik tarafından elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır.



Şekil 6.19 : Temel planı ve kolon yerleşimi.

Temel malzeme özellikleri, $E_p = 20 \text{ GPa}$, $\nu_p = 0.16$

Zemin malzeme özellikleri, $E_s = 80 \text{ MPa}$, $\nu_s = 0.125$

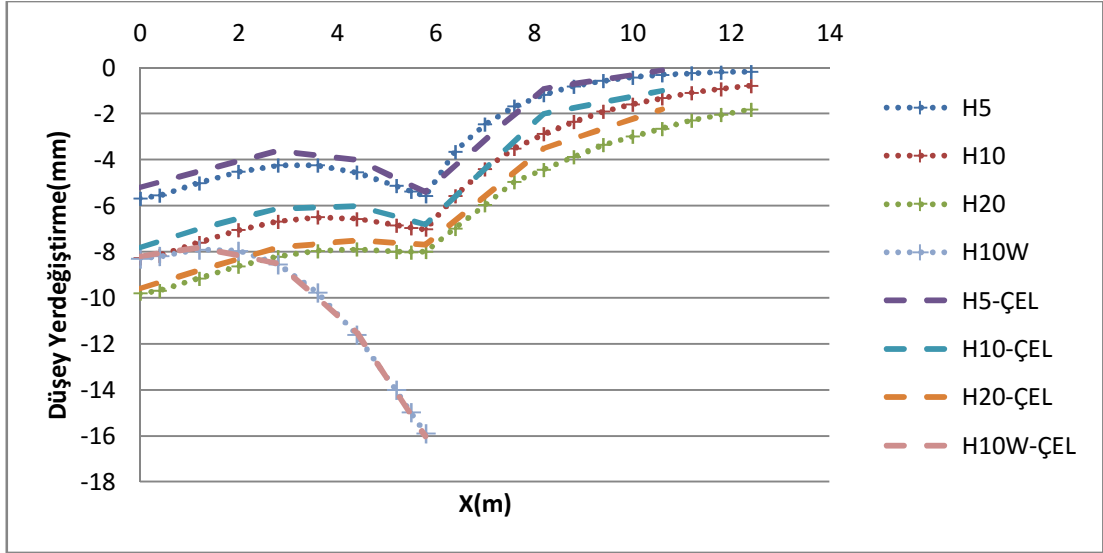
Zemin sonlu elemanı, temelden itibaren 11 parça olarak modellenmiştir. Bir parçanın genişliği “a” kadar seçilmiştir. Parça genişliği, sıkıştırılabilir zemin kalınlığına göre değişmektedir.

H=5m için a=0.6m,

H=10m için a=0.9m,

H=20m için a=1.8m

seçilmiştir. Temel yüksekliği $h=0.6\text{m}$ için elde edilen sonuçlar Çizelge 6.30 ve Şekil 6.20’de gösterilmiştir. Ayrıca H=10m için elde edilen zemin yatak katsayısı kullanılarak Winkler zemin modeli ile tekrar çözüm yapılmıştır.



Şekil 6.20 : Temel merkez çizgisinden geçen doğru (Y=0) üstündeki yerdeğistirmeler.

Çizelge 6.30 : Elde edilen sonuçları karşılaştırılması.

H (m)	Analiz	C(kN/m ³)	C _T (kN/m)	γ	d(mm)
5	Çelik	19733	22901	1.118	5.2
	Bu Çalışma	17037	25514	1.108	5.7
	Fark %	13,66	11,41	0,89	9,62
10	Çelik	10087	43348	1.327	7.8
	Bu Çalışma	8762	47642	1.367	8.2
	Fark %	13,14	9,91	3,01	5,13
20	Çelik	5572	73214	1.894	9.6
	Bu Çalışma	4960	78124	2.025	9.8
	Fark %	10,98	6,71	6,92	2,08
10(W)	Çelik	10087	-	-	8.3
	Bu Çalışma	10087	-	-	8.2
	Fark %	0	-	-	1.2

Elde edilen orta nokta çökmeleri, C, C_T ve γ parametreleri Çizelge 6.30'da gösterilmiştir.

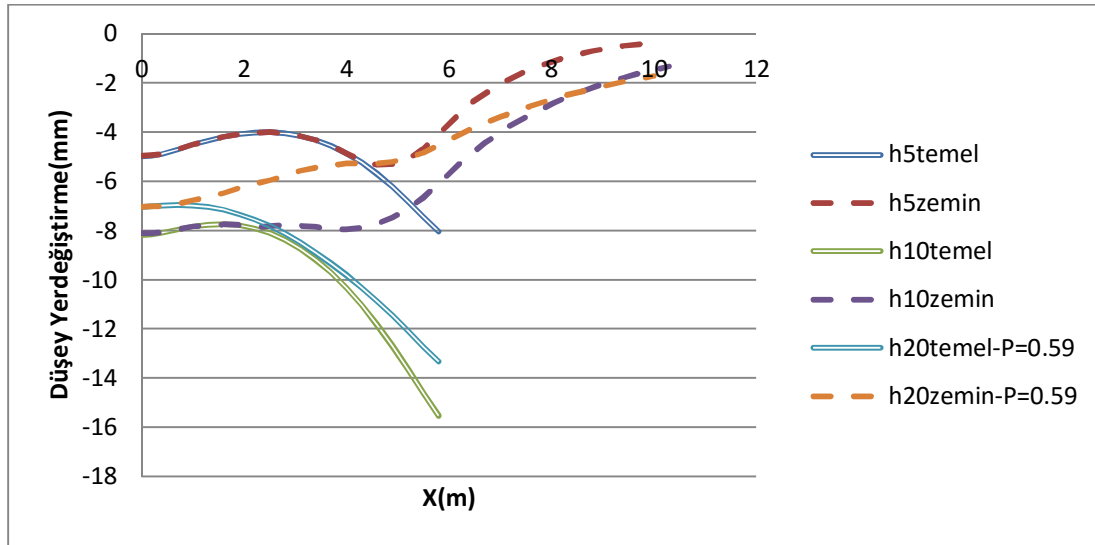
Winkler zemini ile yapılan çözümlerde fark ortaya çıkmamıştır. Elde edilen sonuç, temel betonarme kısmını modellemek için kullanılan gerilme elemanının benzer davranış sergilediğini göstermektedir. Bununla birlikte Vlasov zemin analizinde elde edilen yerleştirmelerde %10'a varan fark bulunmaktadır. Çelik[22] tarafından yapılan çalışmada zemin elemanı temel elemanı ile birlikte hesaplanmakta, buna bağlı olarak zemin düğüm noktalarında çökme rijitliğine ek olarak dönme rijitliği ortaya çıkmaktadır. Bu çalışmada zemin elemanı ile temel elemanı farklı olduğu için zemin elemanı düğüm noktasında dönme dikkate alınmamaktadır. Ancak sonlu

eleman ağıının sıklaştırılması ile fark azalmaktadır. Bu fark γ parametresini değiştirmekte, buna bağlı olarak C ve C_T değerleri değişmektedir.

Çelik[22] tarafından verilen C ve C_T değerleri ile yapılan analiz sonucunda, referans çalışma ile aynı sonuçlar bulunmuştur.

Çalışmanın ikinci bölümünde yüklere ve zemin yatak katsayısına uygun zemin taşıma gücü seçilerek hesaplar tekrarlanmıştır. Temele gelen toplam yük 16000kN, temel alanı 134,56m² dir. Yapı ortalama ağırlığı 119kN/m² olup bu yaklaşık olarak 10 katlı bir binaya denk gelmektedir. Bu yükler altında seçilmesi gereken temel yüksekliği yaklaşık 1m civarındadır. Çelik tarafından seçilen temel kalınlığı yapı tasarımı açısından yetersiz olduğu için düşük zemin taşıma gücüne sahip zemin sistemi çözüme ulaşmamaktadır. Bu durumlar gözönünde tutularak zemin taşıma gücü 200kN/m² olarak seçilmiştir.

Sistemde yük parametresi arttırıldıkça temel kenarından içeriye doğru zemin taşıma gücünün aşıldığı gözlemlenmiş, buna bağlı olarak sıkıştırılabilir katman kalınlığı 20m olarak seçilen sistemde tam yükleme yapılamadan zemin taşıma gücünü tamamen kaybetmiştir. Şekil 6.21’de zemin ve temele ait yerdeğiştirmeler son adımda gösterilmiştir. h=5 ve 10m için yük parametresi 1’e ulaşılmışken h=20m için yük parametresi 0.59’a ulaşıldığında sistem stabilitesini kaybetmiştir.

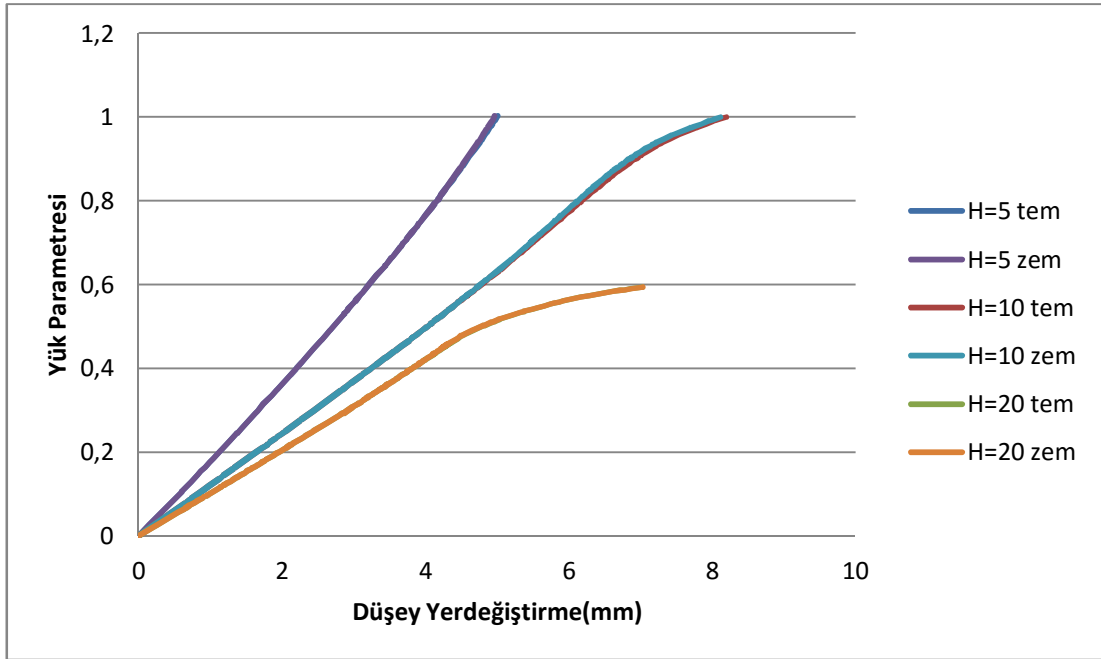


Şekil 6.21 : Temel merkez çizgisinden geçen doğru (Y=0) üstündeki yerdeğiştirmeler.

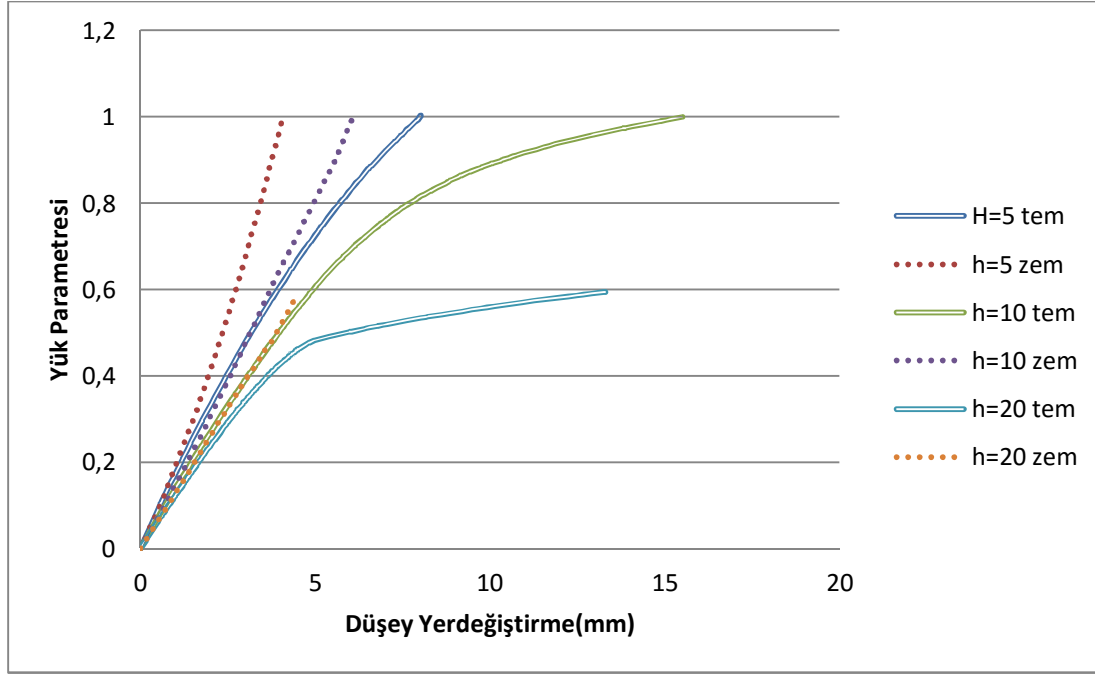
Şekil 6.21’de görüldüğü gibi H=5m sıkıştırılabilir katman kalınlığı durumunda X=4m çizgisine kadar temel ve zemin birlikte hareket etmiş, daha dış noktalarda

temel ile zemin arasında bulunan çubuk elemanı taşıma gücüne eriştiği için aradaki bağ kopmuştur. Bu durumda temelde kısmen zemin taşıma gücü aşılmış durumdadır. Fakat yük parametresi 1'e ulaşıldığı için temel ve zemin sistemi, yapıdan gelen yükleri karşılayabilmektedir. Benzer durum H=10m seçildiğinde de ortaya çıkmaktadır.

H=20m sıkıştırılabilir katman kalınlığı için, temel altında bulunan ve zemin taşıma gücünü kontrol eden çubuk elemanların hepsi taşıma gücüne ulaşmış, buna bağlı olarak yük parametresi 1'e ulaşılardan temel sistemi stabilitesini kaybetmiştir.

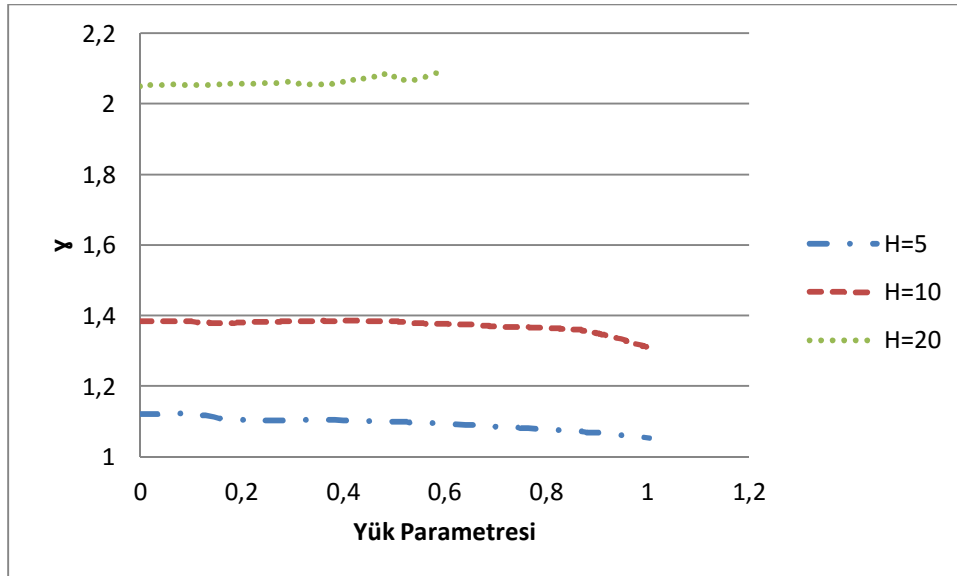


Şekil 6.22 : X=0 ve Y=0m noktasında zemin ve temel yerdeğiştirmesi.



Şekil 6.23 : X=5.8 ve Y=0m noktasında zemin ve temel yerdeğiştirmesi.

İtme analizi boyunca radye plak ortası ve kenarındaki yük parametresi-yerdeğiştirme grafiği Şekil 6.22 ve 6.23’de gösterilmiştir. Yük parametresi arttıkça, ilk olarak temel kenarında zemin taşıma gücü aşılmıştır. En son orta noktalarda taşıma gücüne ulaşılmıştır. Buna paralel olarak Şekil 6.22’de temel ve zemin yerdeğiştirmeleri neredeyse aynı çıkmış; Şekil 6.23’de ise temel düğüm noktaları yerdeğiştirmeleri arasında, arada tanımlanan çubuk elemanın taşıma gücüne erişmesiyle, önemli miktarda farklılık çıkmıştır.



Şekil 6.24 : İtme analizi boyunca γ parametresi değişimi.

Şekil 6.24’de de görüldüğü gibi itme analizi boyunca γ parametresinde büyük bir değişim olmamaktadır.

6.6 Örnek 6: Dört Açıklıklı Çelik Izgara Sistemin Düşey Yükler Altında İtme Analizi

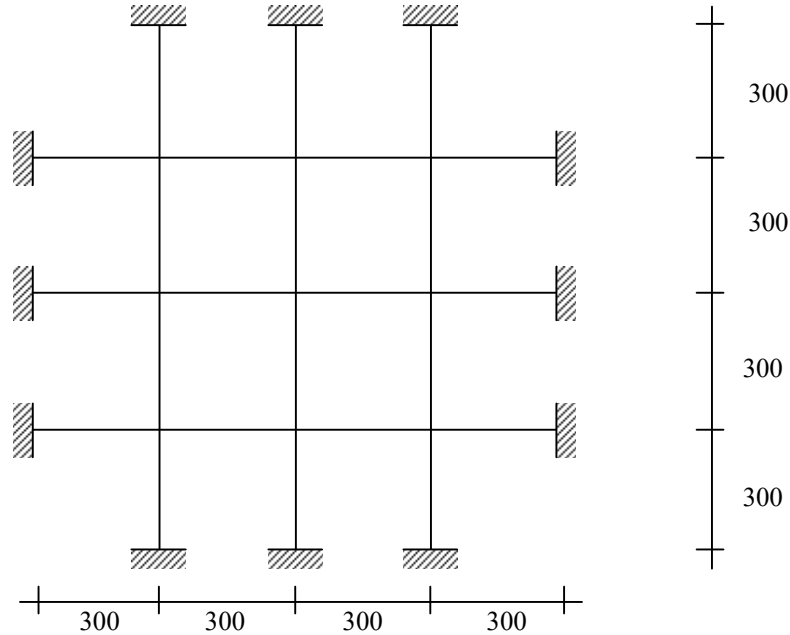
Eröz [9] tarafından çözülen çelik enkesitli ızgara sistemi bu çalışma kapsamında geliştirilen bilgisayar yazılımı yardımı ile çözülecektir. Düşey yüklerin orantılı olarak arttırılması sureti ile gerçekleştirilen statik itme analizinde eğilme-burulma etkileşimi göz önüne alınmıştır. Sistemin boyutları ve enkesit özellikleri Şekil 6.25 de verilmiştir. Benzer taşıyıcı sistem temel plaklarının doğrusal olmayan analizinde de kullanılmaktadır.

Izgara sisteme her düğüm noktasına 72kN tekil yük atanmıştır. Kullanılan St37 çeliğinin malzeme özellikleri aşağıda verilmiştir:

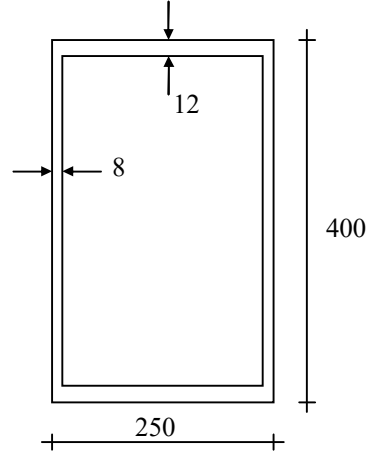
Akma gerilmesi $\sigma_y = 240 \text{ N/mm}^2$

Elastisite modülü: $E = 210 \text{ GPa}$

Kayma modülü $G = 81 \text{ GPa}$



Şekil 6.25 : Dört açıklıklı ızgara sistemi.



Şekil 6.26 : Izgara kirişi enkesiti.

Şekil 6.26’de tanımlanan kesite ait eğilme ve burulma rijitliğinden yararlanılarak plastikleşme momentleri aşağıdaki şekilde bulunmuştur.

Eğilme rijitliği: $EI = 62360 \text{ kNm}^2$

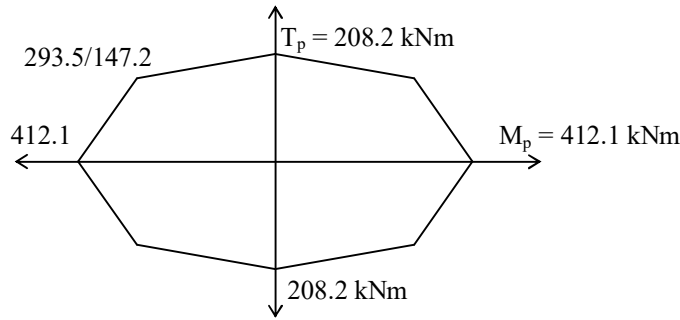
Burulma rijitliği: $GJ = 20775 \text{ kNm}^2$

Eğilme kapasitesi: $M_p = \sigma_y W_p = 415.1 \text{ kNm}$

Burulma kapasitesi: $T_p = 2 \sigma_y F t_{\min} / \alpha = 208.2 \text{ kNm}$

Von Mises hipotezine göre $\alpha = \sqrt{3}$ olarak alınmalıdır.

Izgara sistemin karşılıklı etki diyagramı şekil 6.27’de verilmiştir.



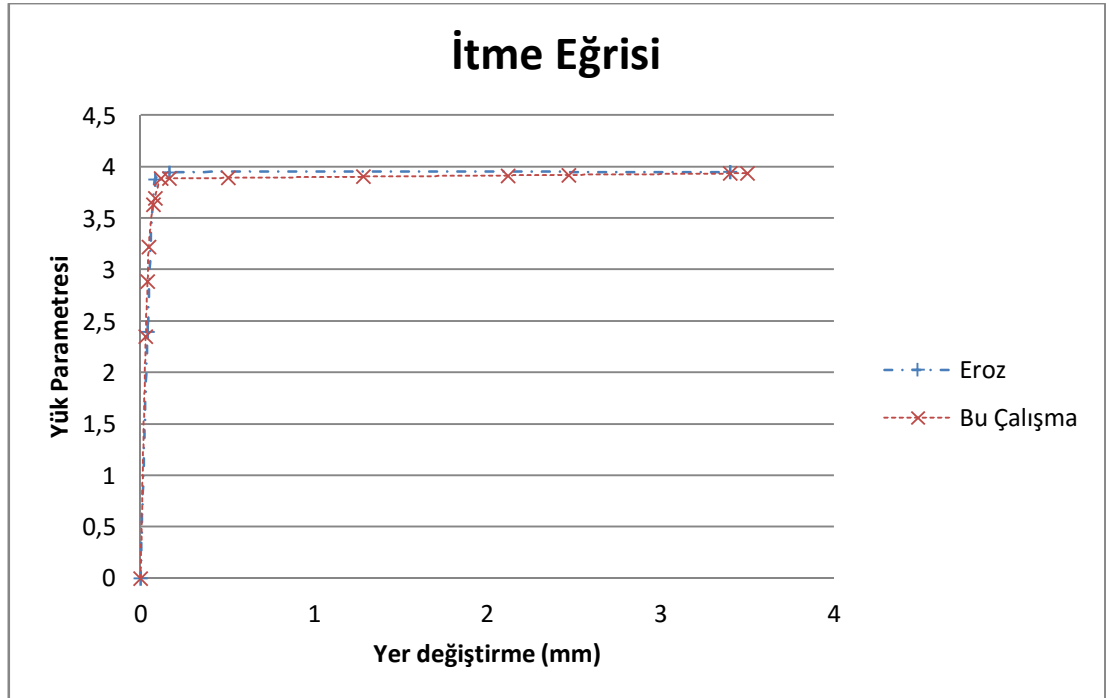
Şekil 6.27 : Çelik kutu kesit için karşılıklı etki diyagramı.

Tanımlanan problem için yapılan itme analizi sonucu Çizelge 6.31’de Eröz tarafından verilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

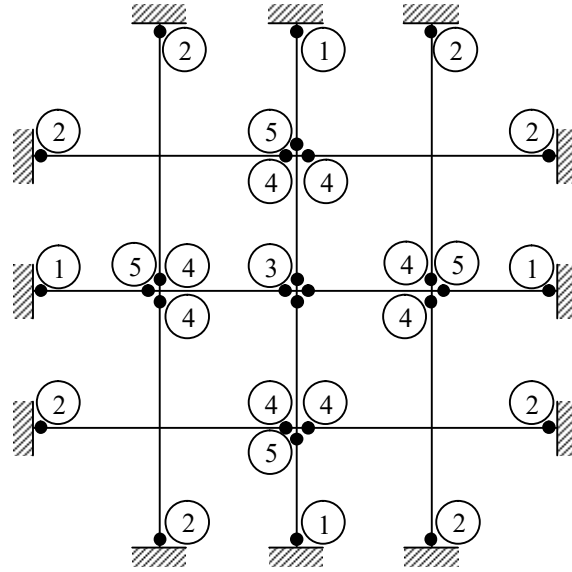
Çizelge 6.31 : Izgara sistem için itme analizi.

Yerdeğiştirme (mm)	Eröz, A.	Bu çalışma
0,03		2,351
0,041	2,394	2,885
0,048		3,225
0,072		3,635
0,083	3,877	3,698
0,116		3,887
0,166	3,948	3,888
0,505		3,893
1,285		3,905
2,12		3,917
2,47		3,922
3,4	3,95	3,936
3,5		3,938

Yapılan çalışmalar sonucu elde edilen itme eğrileri Şekil 6.28’de verilmiştir. Çözülen sistemin plastik mafsall oluşma sırası ise Şekil 6.29 de gösterilmiştir. İlk plastik kesit 2.351 yük parametresinde merkez kiriş sisteminin mesnetlerinde oluşmuştur. Sistem 3.966 yük parametresinde birinci merteye limit yüke ulaşarak mekanizma durumuna gelmiştir.



Şekil 6.28 : İki çalışmada elde edilen itme eğrileri.

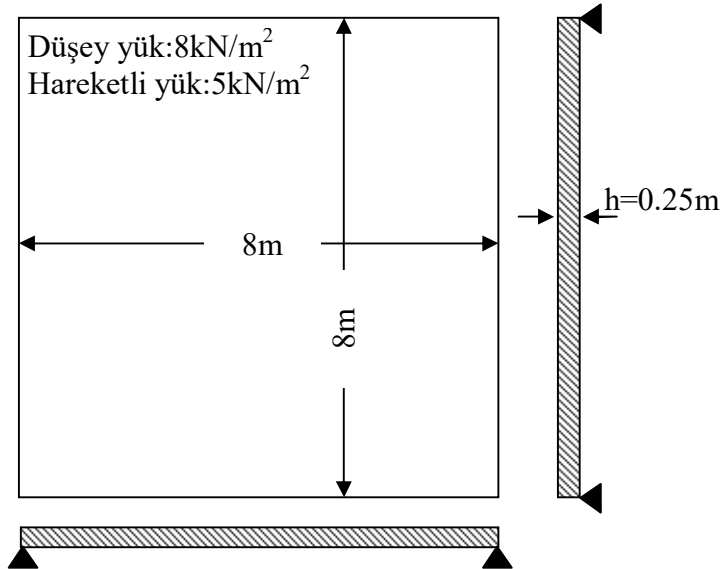


Şekil 6.29 : Plastik mafsalların oluşma sırası.

Yapılan itme analizinde plastik mafsalların oluşma sırası ve yük parametresi, Eröz [9] tarafından belirlenen sırayla aynı çıkmıştır.

6.7 Örnek 7: Basit Mesnetli Betonarme Döşemenin İtme Analizi

Bu örnekte, elastik yöntemler ile boyutlandırılmış betonarme bir plağın taşıma gücü ve göçme yükü parametresi belirlenecektir. Plağın geometrisi ve yükleri Şekil 6.30'da gösterilmiştir.



Şekil 6.30 : Betonarme döşemenin geometrisi, mesnet koşulları ve yükleri.

Döşeme sistemine ait yükler ve malzeme özellikleri aşağıda gösterilmiştir.

Beton Çeliği (BÇ III)

$$f_{yk} = 420 \text{ MPa}$$

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{su} = 0.01$$

Betonarme Betonu (C25)

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$E_c = 30250 \text{ MPa}$$

$$\nu = 1/6$$

$$\varepsilon_{co} = 0.002$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.006$$

İşletme yükü

$$p = g + q = 13 \text{ kN/m}^2$$

Tasarım yükü

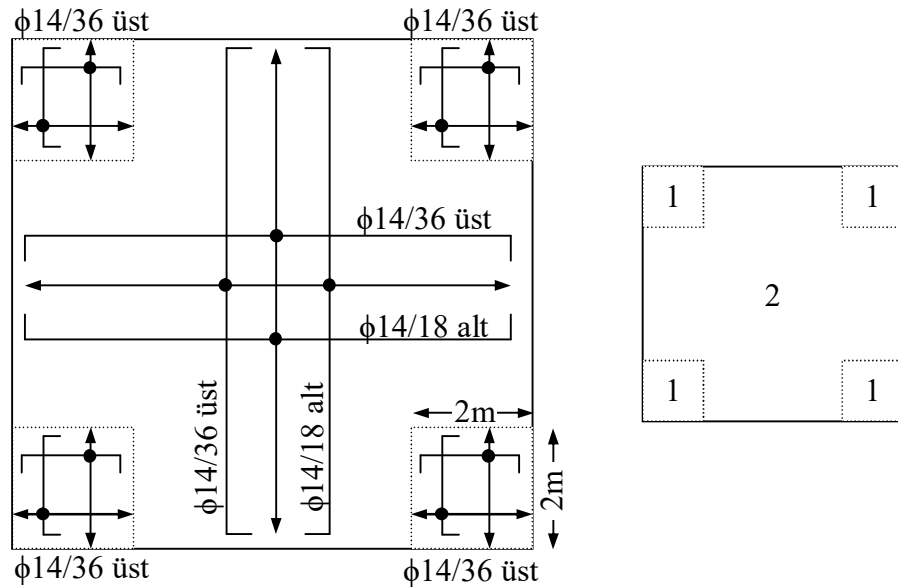
$$P_d = 1.4g + 1.6q = 22 \text{ kN/m}^2$$

İtme analizinde malzeme güvenlik katsayıları kullanılmamıştır. Döşemede kullanılan donatı düzeni Şekil 6.31’de gösterilmiştir.

Çizelge 6.32 : 1m şerit genişliği için döşeme plastikleşme kapasitesi.

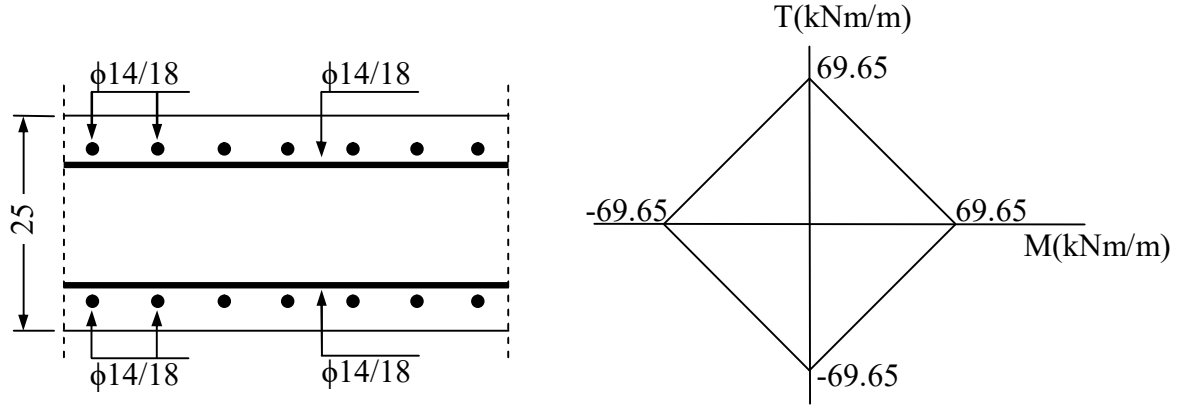
Düzen	Yüzey	Donatı	As(cm ²)	Eroz-Mp (kNm/m)	Mp
1	Üst	φ14/18	8.55	69.65	68.93
1	Alt	φ14/18	8.55	69.65	68.93
2	Üst	φ14/36	4.275	35.37	35.62
2	Alt	φ14/18	8.55	69.65	68.93

Tanımlanan donatı düzenine göre 1m’lik şerit genişliği için eğilme kapasitesi Çizelge 6.32’de verilmiştir.



Şekil 6.31 : Betonarme döşeme sisteminde kullanılan donatı düzeni ve açılımı.

Belirlenen donatı düzeleri için betonarme kesitler ve kapasite diagramları ise Şekil 6.32 ve 6.33’de verilmiştir.



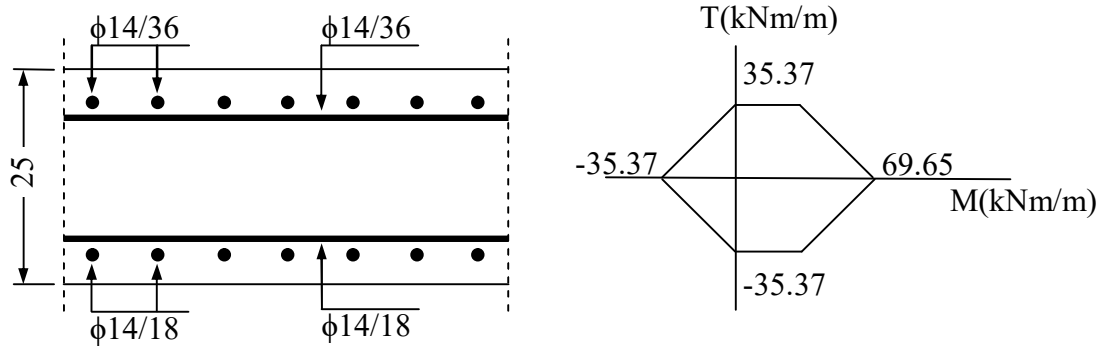
Şekil 6.32 : Döşeme köşelerinde kullanılan donatı düzeni “1” için kesit ve kapasite diagramı.

Tanımlanan malzeme özelliklerine göre 1m genişliğide kesit için,

Plak rijitliği: $D = Eh^3 / 12(1-\nu^2) = 40500 \text{ kNm}^2/\text{m}$

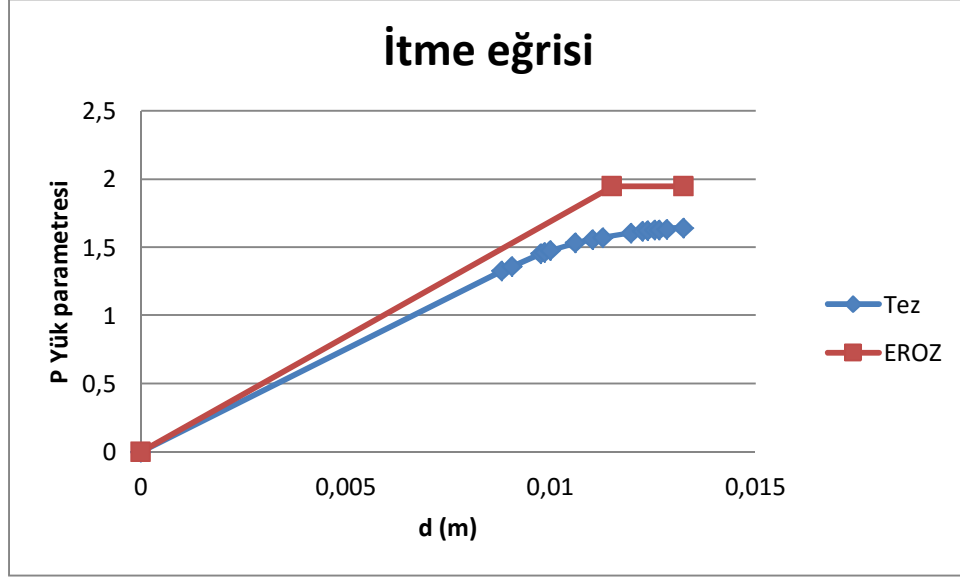
Eşdeğer çubuk eğilme rijitliği: $EI = D.a = 40500 \text{ kNm}^2$

Eşdeğer çubuk burulma rijitliği: $GJ = (1-\nu) EI = 33750 \text{ kNm}^2$



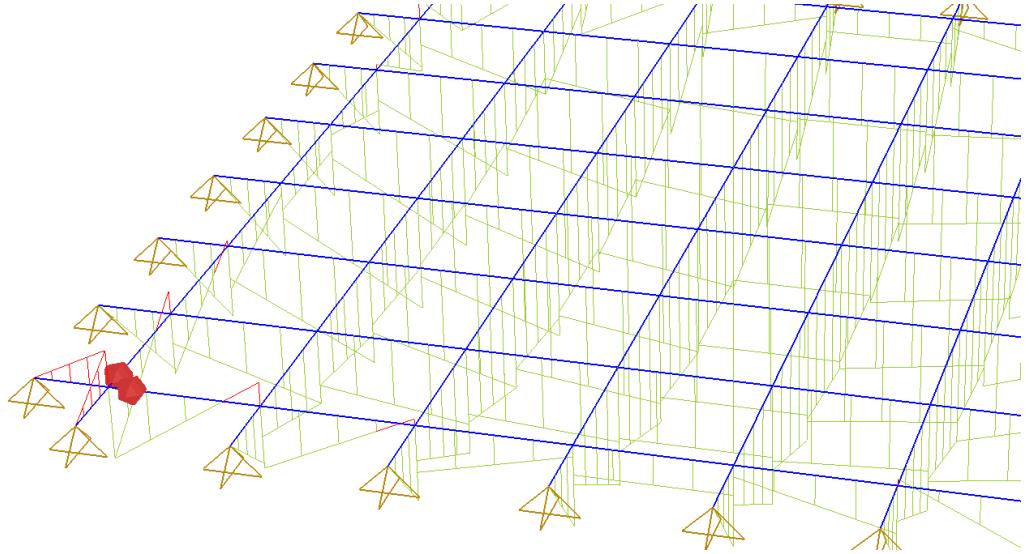
Şekil 6.33 : Döşeme açıklıklarında kullanılan donatı düzeni “2” için kesit ve kapasite diagramı.

Belirlenen kesitler ve malzeme özellikleri için itme analizi sonucu Şekil 6.34’de verilmiştir.



Şekil 6.34 : Hazırlanan yazılım ve Eroz tarafından elde edilen itme eğrisi.

Yapılan itme analizi sonucunda göçme yükü parametresi 1.64 olarak elde edilmiştir. Belirlenen değer Eröz[9] tarafından bulunan 1.948 göçme yükü parametresinden daha küçüktür. Göçme yüküne ulaşıldığında belirlenen yerdeğiştirme 1.32 cm değeri, Eröz tarafından belirlenen 1.2 cm değerine yakın olmakla birlikte 1. mertebe limit yükler arasında %15 kadar fark bulunmaktadır. Ayrıca Eröz tarafından yapılan hesaplarda plastik mafsalların hepsi nerdeyse aynı yük parametresinde ortaya çıkmıştır.



Şekil 6.35 : İlk plastik mafsallın oluşumu.

Ortaya çıkan farktan dolayı ilk plastik mafsalsın oluştuğu y¼k parametresi elle yapılan hesapla kontrol edilmiştir. şekil 6.35’de oluşan ilk plastik mafsalsın yeri g¼r¼lmektedir.

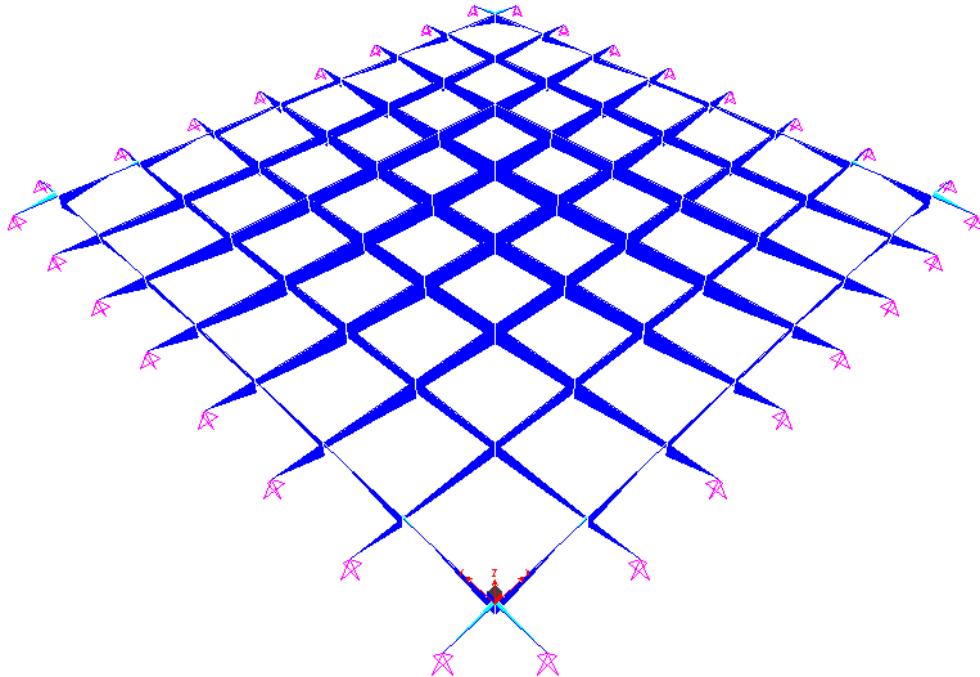
İlk plastik mafsalsın oluştuğu noktada d¼řey y¼kler altında elde edilen eğilme momenti 21.265 kNm, burulma momenti ise -32.075 kNm’dir. Aynı sistem Sap2000 programında ç¼z¼ld¼ę¼nde elde edilen eğilme ve burulma momentleri sırasıyla 21.509 kNm ve -32.956 kNm, kontrol noktası yerdeğiştirmesi ise 0.00671m’dir. Bu sonuçlar hazırlanan yazılım tarafından belirlenen sonuçlara oldukça yakındır. Bu adımda elde edilen eğilme momenti diagramı şekil 6.36’de verilmiştir.

Plastikleşen nokta “donatı d¼zeni 1” ile ifade edilen mesnet kesitine karşılık gelmektedir. Bu noktadaki eğilme momenti (+), burulma momenti (-) işaretli olduğu için akma y¼zeyi

$$a_1 = 1 \quad a_2 = -1 \quad b = 69650$$

katsayıları ile ifade edilir.

Akma y¼zeyi ile i kuvvet vekt¼r¼ M = 27.767 kNm ve T = -41.882 kNm noktasında keşişmektedir. Bu keşişim noktası için gerekli y¼k parametresi 1.306’dır.



şekil 6.36 : Sap2000 programı ile elde edilen moment diagramı.

Çizelge 6.33 : Kiriş enkesit boyutları.

Kat	Aks	h (mm)	b (mm)	h _w (mm)	b _w (mm)
1-6	A	600	660	300	150
	B,C	600	1020	300	150
	1	600	600	300	150
	2	600	900	300	150

Çizelge 6.34 : Kolon enkesit boyutları.

Kat	A1	B1	C1	A2	B2	C2
6-5	400/300	400/300	400/300	400/300	400/300	400/300
4-3	400/300	500/300	500/300	500/300	600/300	600/300
2-1	400/300	600/300	600/300	600/300	800/300	800/300

Çizelge 6.35 : X doğrultu kirişleri donatı düzeni.

			Katlar		
Aks	Yer		6 – 5	4 – 3	2 – 1
A	Mesnet(1)	Üst	2φ12,2φ18	3φ14,2φ20	3φ14,2φ22
		Alt	3φ16	4φ16	4φ16
	Açıklık(1-2)	Üst	2φ12	3φ14	3φ14
		Alt	3φ16	4φ16	4φ16
	Mesnet(2)	Üst	2φ12,3φ18	3φ14,3φ20	3φ14,3φ22
		Alt	3φ16	4φ16	4φ16
B	Mesnet(1)	Üst	2φ12,2φ18	3φ14,2φ20	3φ16
		Alt	4φ16	4φ16	4φ16
	Açıklık(1-2)	Üst	2φ12	3φ14	3φ16
		Alt	4φ16	4φ16	4φ16
	Mesnet(2)	Üst	2φ12,3φ18	3φ14,4φ22	3φ16,5φ22
		Alt	4φ16	4φ16	4φ16
C	Mesnet(1)	Üst	2φ12,3φ18	3φ14,4φ22	3φ16,5φ22
		Alt	4φ16	4φ16	4φ16
	Açıklık(1-2)	Üst	2φ12	3φ14	3φ16
		Alt	4φ16	4φ16	4φ16
	Mesnet(2)	Üst	2φ12,3φ18	3φ14,4φ22	3φ16,5φ22
		Alt	4φ16	4φ16	5φ16

Yapıda kullanılan malzeme özellikleri şu şekildedir:

Beton Çeliği (BÇ III)

$$f_{yk} = 420 \text{ MPa}$$

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{su} = 0.01$$

Betonarme Betonu (C20)

$$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$$

$$E_c = 2.85 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{co} = 0.002$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.006$$

İtme analizinde malzeme güvenlik katsayıları kullanılmamıştır.

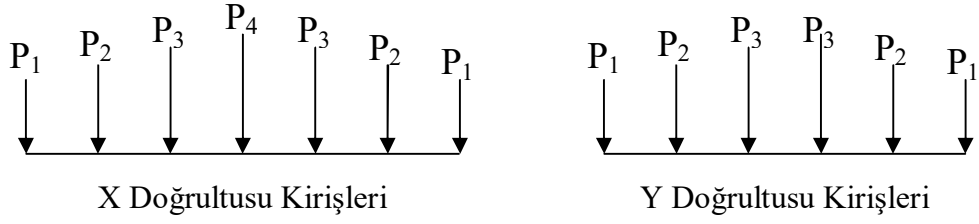
Yapıya etkiyen düşey yükler $e_d = 1.0$ güvenlik katsayısı kullanılarak hesaba alınmıştır. Bu yüklerin dağılımı Çizelge 6.38 ve Şekil 6.38 de tanımlanmıştır.

Çizelge 6.36 : X doğrultu kirişleri donatı düzeni.

Aks	Yer		Katlar		
			6 – 5	4 – 3	2 – 1
1	Mesnet(A)	Üst	2 ϕ 12,2 ϕ 18	2 ϕ 14,3 ϕ 20	3 ϕ 14,2 ϕ 22
		Alt	3 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16
	Açıklık(A-B)	Üst	2 ϕ 12	2 ϕ 14	4 ϕ 16
		Alt	3 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16
	Mesnet(B)	Üst	2 ϕ 12,2 ϕ 18	2 ϕ 14,3 ϕ 20	3 ϕ 14,3 ϕ 22
		Alt	3 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16
	Açıklık(B-C)	Üst	2 ϕ 12	2 ϕ 14	3 ϕ 14
		Alt	3 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16
	Mesnet(C)	Üst	2 ϕ 12,2 ϕ 14	2 ϕ 14,2 ϕ 20	3 ϕ 14,1 ϕ 22
		Alt	3 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16
2	Mesnet(A)	Üst	2 ϕ 12,2 ϕ 18	2 ϕ 14,2 ϕ 20	3 ϕ 14,2 ϕ 22
		Alt	3 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16
	Açıklık(A-B)	Üst	2 ϕ 12	2 ϕ 14	4 ϕ 16
		Alt	3 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16
	Mesnet(B)	Üst	2 ϕ 12,2 ϕ 18	2 ϕ 14,2 ϕ 20	3 ϕ 14,2 ϕ 22
		Alt	3 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16
	Açıklık(B-C)	Üst	2 ϕ 12	2 ϕ 14	3 ϕ 14
		Alt	3 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16
	Mesnet(C)	Üst	2 ϕ 12,2 ϕ 18	2 ϕ 14,2 ϕ 20	3 ϕ 14,2 ϕ 22
		Alt	3 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16

Çizelge 6.37 : Kolon donatı düzeni.

Kolonlar	Katlar		
	6 – 5	4 – 3	2 – 1
A1	4 ϕ 18,4 ϕ 16	4 ϕ 18,4 ϕ 16	4 ϕ 18,4 ϕ 16
B1	8 ϕ 16	8 ϕ 20	4 ϕ 22,4 ϕ 20
C1	4 ϕ 16,4 ϕ 14	8 ϕ 20	8 ϕ 20
A2	4 ϕ 16,4 ϕ 14	4 ϕ 18,4 ϕ 16	8 ϕ 18
B2, C2	4 ϕ 16, 4 ϕ 14	8 ϕ 20	6 ϕ 16, 4 ϕ 20

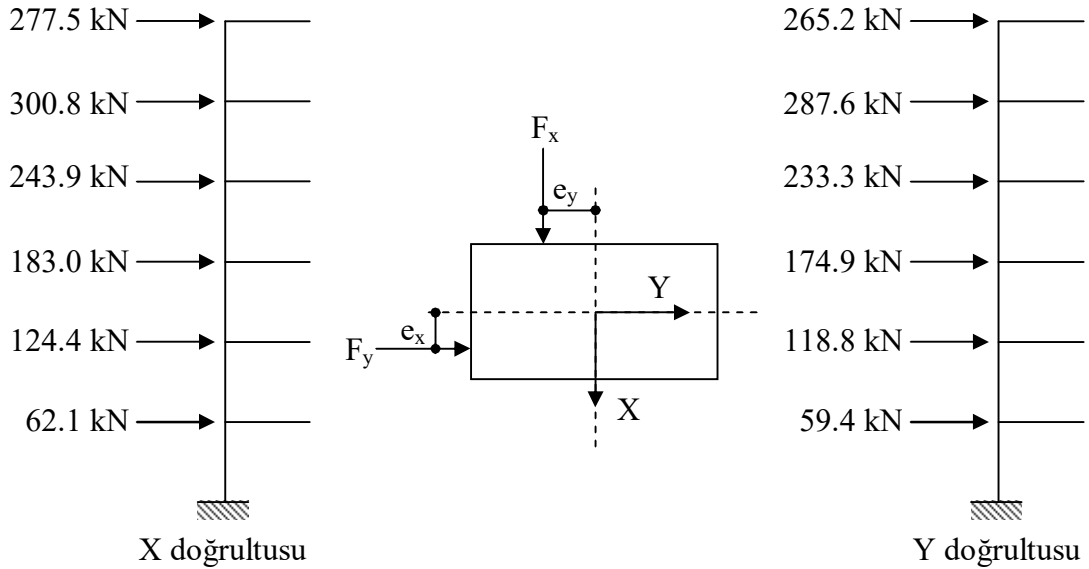


Şekil 6.38 : Kiriş yüklerinin dağılımı.

Çizelge 6.38 : Kiriş düşey işletme yükleri.

Yer	Aks	P ₁ (kN)	P ₂ (kN)	P ₃ (kN)	P ₄ (kN)
Çatı Katı	A	2.82	10.13	16.74	19.97
	B, C	3.95	16.88	30.10	36.56
	1	2.82	10.13	16.60	-
	2	3.95	16.88	29.82	-
Normal Kat	A	7.15	20.13	28.70	32.89
	B, C	4.61	20.88	38.02	46.40
	1	7.15	20.13	28.52	-
	2	4.61	20.88	37.65	-

Birinci derece deprem bölgesi için, sistemin 1. özel titreşim periyoduna bağlı olarak hesaplanan eşdeğer deprem kuvvetlerinden oluşan ve Şekil 6.39’da görülen yatay işletme yüklerinin yapı ağırlık merkezine $\pm$ %5 dışmerkezlilik ile etki ettiği gözönünde tutulmuştur.

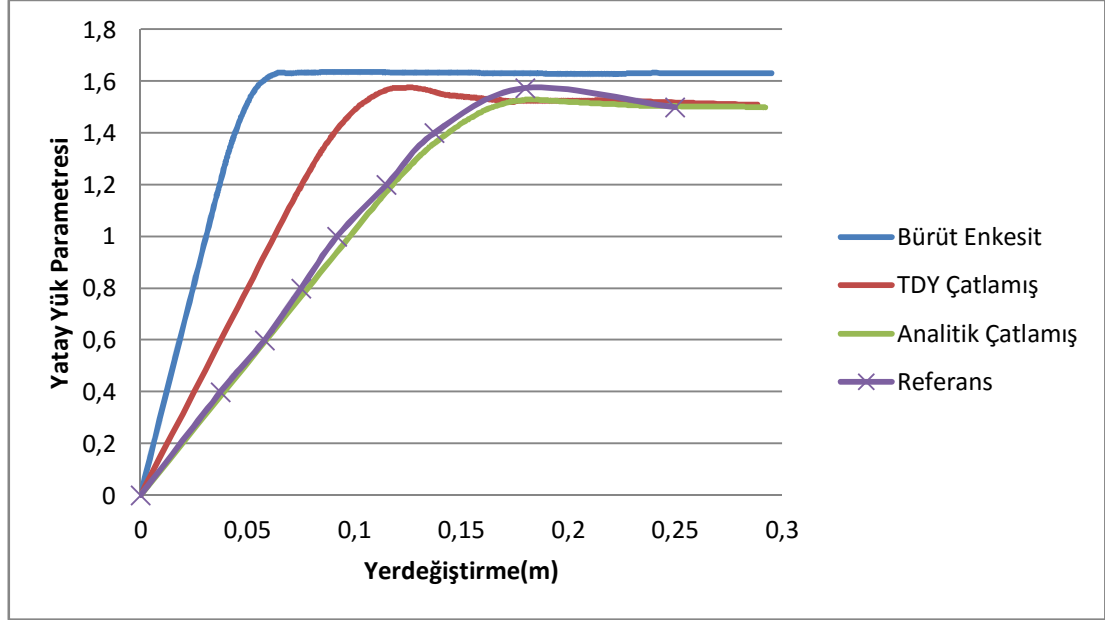


Şekil 6.39 : Yapıya X ve Y doğrultularında etkiyen yatay işletme yükleri.

Analize başlandığında, ilk olarak sabit düşey yük analizi yapılarak kolonlara etkiyen normal kuvvet belirlenmiştir. Kolonlarda normal kuvvet etkisi altında çatlamış kesit

rijitliği belirlenmiştir. Kirişlerde ise mesnet bölgesinde kesitin üst kısımda basınç bölgesi olacak şekilde çatlamış kesit rijitliği belirlenmiştir.

Analizin ikinci bölümünde, sabit düşey yükler ve yatay yükler altında sistem zlmş, daha sonra ikinci mertebe teorisi kullanılarak itme analizi yapılmıştır.



Şekil 6.40 : II. Mertebe teorisine göre elde edilen itme eğrileri.

Yapılan analizlerde kesit rijitliği betonarme brt kesite göre, TDY 2007 bölüm 6'da verilen çatlamış kesit atalet momentine göre ve donatı-beton elastik sınırına bağlı matematik model kurularak belirlenmiştir. Yapılan kabullerin itme eğrileri arasında önemli bir fark ortaya çıkardığı görülmüş, sonuçlar Girgin tarafından verilen sonuçlar ile karşılaştırılmış ve Şekil 6.40'da verilen sonuçlar elde edilmiştir.

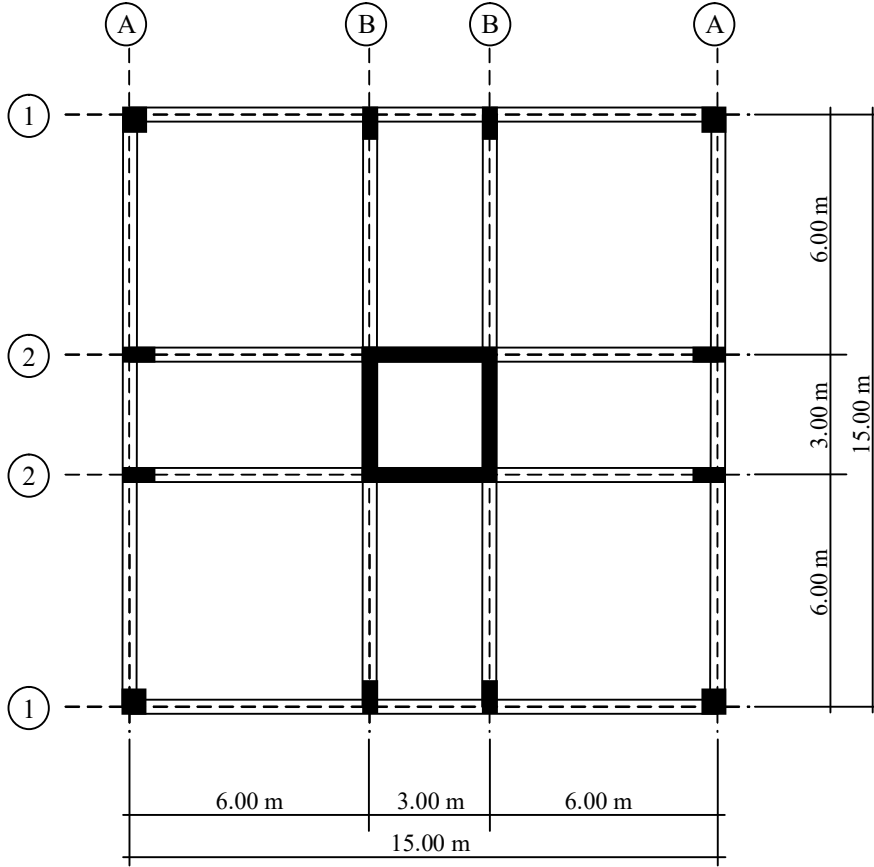
6.9 rnek 9: 12 Katlı ekirdek Perdeli Uzak ereve Ve Radye Temel Sistemi

Girgin [7] tarafından verilen çekirdek perdeli ve uzak çerçeveli yapı, TS500 ve TDY 75 kullanılarak boyutlandırılmıştır. Birinci ve ikinci mertebe kuramına göre kapasitesi belirlenen yapıya temel sistemi de dahil edilerek yapı davranışındaki değişim ortaya çıkartılacaktır.

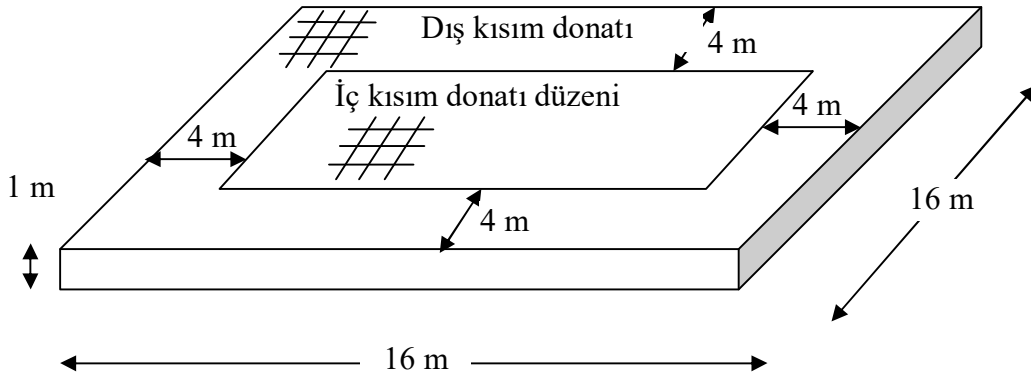
Yapı taşıyıcı sistemi, gelen düşey ve yatay yükleri güvenli olarak temel üzerinden zemine aktaracak şekilde tasarlanmalıdır. Temelin ve zeminin yapı sistemine olan davranışı itme ve performans analizlerinde mutlaka gözönüne alınmalıdır.

Hazırlanan bu örnekte, temel sistemi, temel kalınlığı ve demir dağılımına göre, eşdeğer ızgara sistemi olarak modellenecek ve ızgara sistemine eğilme momenti-burulma etkileşimli mafsallar tanımlanmıştır.

Modellemede tanımlanan zemin yatak katsayısı değiştirilerek zemin rijitliğinin yapı sistemine etkisi araştırılmıştır. Şekil 6.41’de binaya ait kalıp planı ve Şekil 6.42’de temel donatı düzeni görülmektedir.



Şekil 6.41 : Tipik Döşeme Kalıp Planı Şeması.



Şekil 6.42 : Bina altına tasarlanan temel.

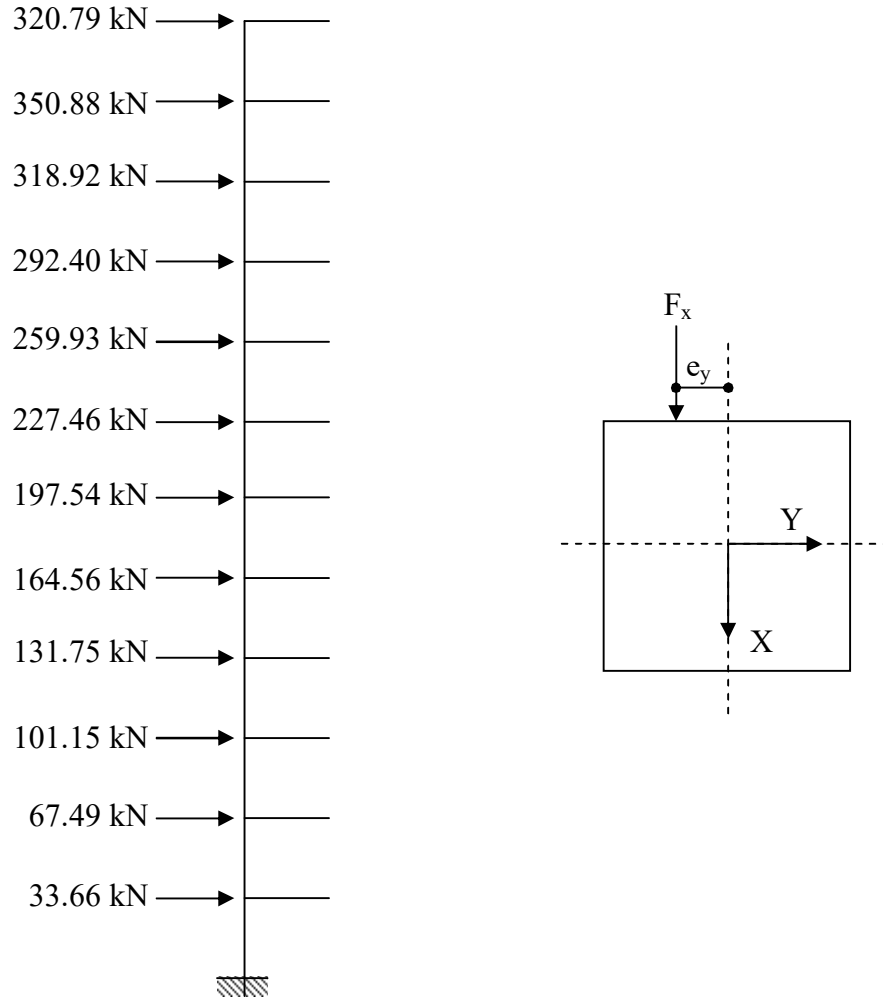
12 katlı yapı altına TS500 yönetmeliğine göre tasarlanan donatı düzeni iki kısımdan oluşmaktadır. Temel genelinde X ve Y yönünde alt demir olarak $\phi 20/20$, üst demir olarak $\phi 16/20$ donatı kullanılmıştır. Dış kısımda ek demir kullanılmamıştır.

İç kısımda dağıtma donatısına ek olarak alt yüzeye X ve Y yönünde $\phi 20/33$ donatı eklenmiştir.

1m derinliğinde temel plağında 1m plak şeridi için X ve Y yönündeki moment kapasiteleri Çizelge 6.39 de verilmiştir.

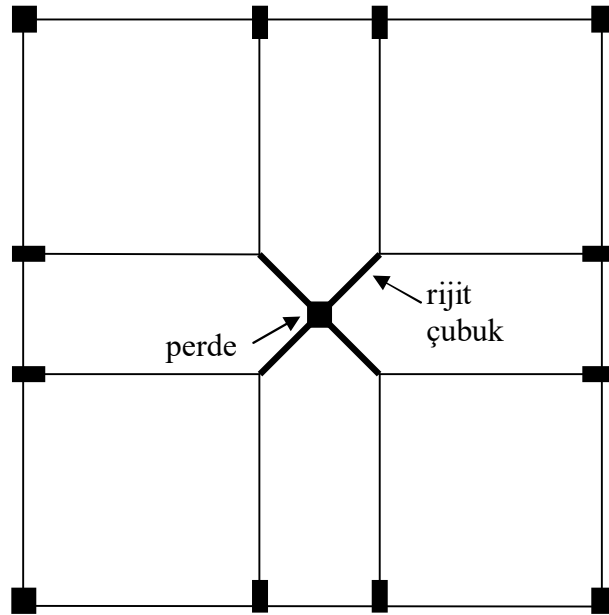
Çizelge 6.39 : 1m plak şeridi için kesit donatısı ve moment kapasiteleri.

Yüzey	Yön	Donatı		Kapasite (Nm)	
		Dış Kısım	İç Kısım	Dış Kısım	İç Kısım
Üst	X	$\phi 16/20$	$\phi 16/20$	399085	399994
	Y	$\phi 16/20$	$\phi 16/20$	399085	399994
Alt	X	$\phi 20/20$	$\phi 20/20 + \phi 20/33$	616991	976566
	Y	$\phi 20/20$	$\phi 20/20 + \phi 20/33$	616991	976566



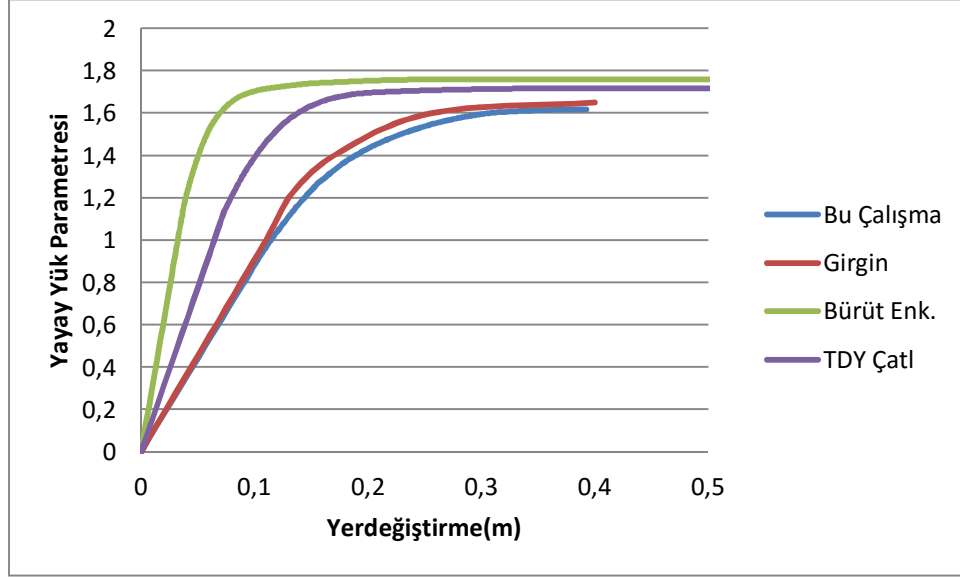
Şekil 6.43 : Yapıya etkiyen yatay işletme yükleri.

Yapı sistemi iki yönden simetrik olduğu için, iki yönde de etkiyen kuvvetler aynıdır. Birinci derece deprem bölgesinde tasarlanan yapı için yatay yükler Şekil 6.43 de verilmiştir. Yatay yükler %5 eksantrisite ile yapıya etkittirilmiştir.



Şekil 6.44 : Üstyapı hesap modeli.

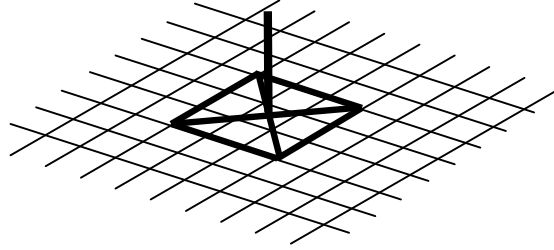
Yapılan analizlerde kesit rijitliği betonarme bürüt kesite göre, TDY 2007 bölüm 6’da verilen çatlamış kesit atalet momentine göre ve donatı-beton elastik sınırına bağlı matematik model kurularak belirlenmiştir.



Şekil 6.45 : II. Mertebe teorisine göre elde edilen itme eğrileri.

Yapılan kabullerin itme eğrileri arasında önemli bir fark ortaya çıkardığı görülmüş, sonuçlar Girgin tarafından verilen sonuçlar ile karşılaştırılmış ve Şekil 6.45’de verilen sonuçlar elde edilmiştir.

Yapı-zemin etkileşimi gözönüne alınabilmesi için, temel sistemi üst yapı ile birlikte aynı hesap modelinde tanımlanmıştır. Radye temel, eşdeğer çubuk sistemi olarak modellenmiştir. Çubuk yüksekliği, radye temel yüksekliği ile aynı seçilmiştir. Çubuk genişliği, temel genişliği çubuk sayısına bulunarak elde edilmiştir.



Şekil 6.46 : Perde altı için temel hesap modeli.

Temel modellemede, perdeyi ifade eden çubuk elemanın, temel elemanları ile aynı düğüm noktasını paylaşmasına izin verilmemiştir. Perde geometrisine bağlı olarak tanımlanan rijit çubuk elemanları aracılığı ile perde ve temel etkileşime girmektedir.

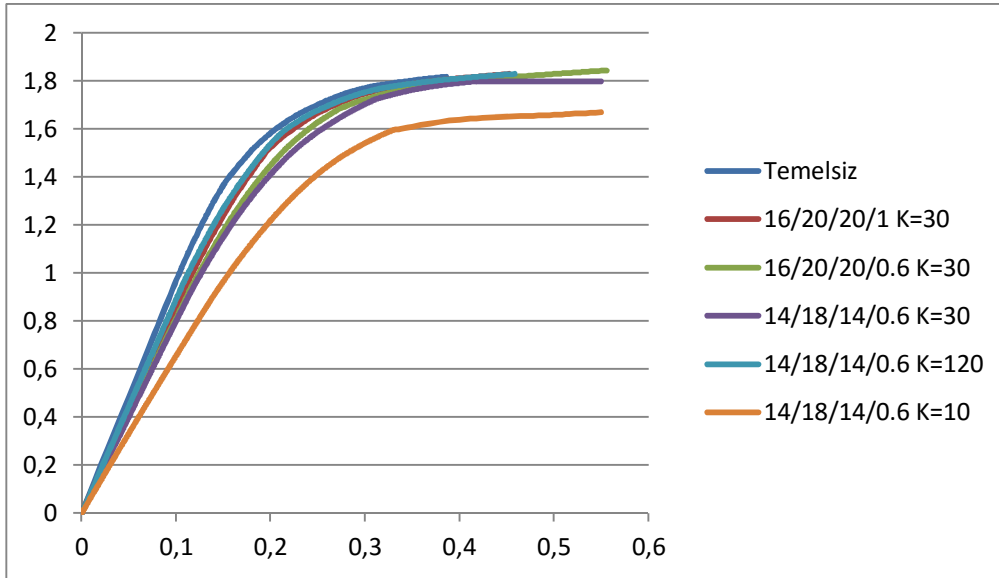
Analiz, değişik temel yükseklikleri ve donatı düzeni ile tekrarlanmıştır. Çizelge 6.39 de verilen donatı düzeni, sırasıyla temel geneline üst ve alt yüzeye uygulanan 20cm aralıklı ana demiri, temelin iç kısmına alt yüzeye X ve Y yönünde uygulanan ek

donatıyı göstermektedir. Elde edilen sonuçlar Şekil 6.47 ve Çizelge 6.40 de verilmiştir.

Hesaplar birinci merteye ve ikinci merteye teorisine göre tekrarlanarak sonuçlar karşılaştırılmıştır. Karşılaştırmada yapı limit yükü ve deprem yönetmeliği bölüm 7'ye göre yapı göçme noktası için yük parametresi ve yerdeğiştirme verilmiştir. İtme eğrisinin göçme yük parametresine ulaştığı noktada eğri altında kalan alanlar bulunarak yapının göçme anına kadar sönümleyebildiği enerji miktarı karşılaştırılmıştır.

6.9.1 Temel sisteminin değiştirilmesiyle elde edilen itme eğrileri

Bu bölümde yapı sistemi yedi değişik temel sistemine göre statik itme analiziyle çözümlenip sonuçları karşılaştırılmıştır.

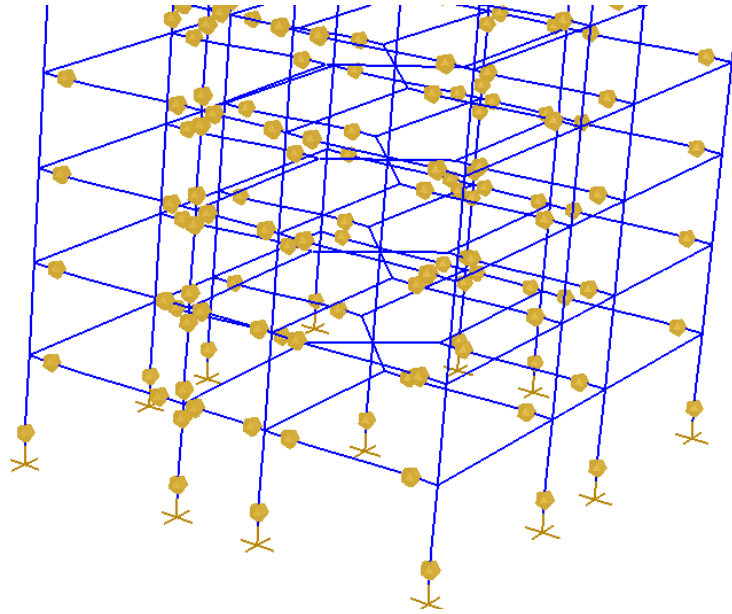


Şekil 6.47 : Birinci merteye itme analizi.

Şekil 6.47'da değişik temel durumlarına ait birinci merteye statik itme eğrileri görülmektedir. Çizelge 6.40'da ise bu itme eğrilerine karşılık gelen limit duruma ait yük katsayıları ve göçme durumu için yük katsayıları, yerdeğiştirme ve itme eğrisi altında kalan alan verilmiştir.

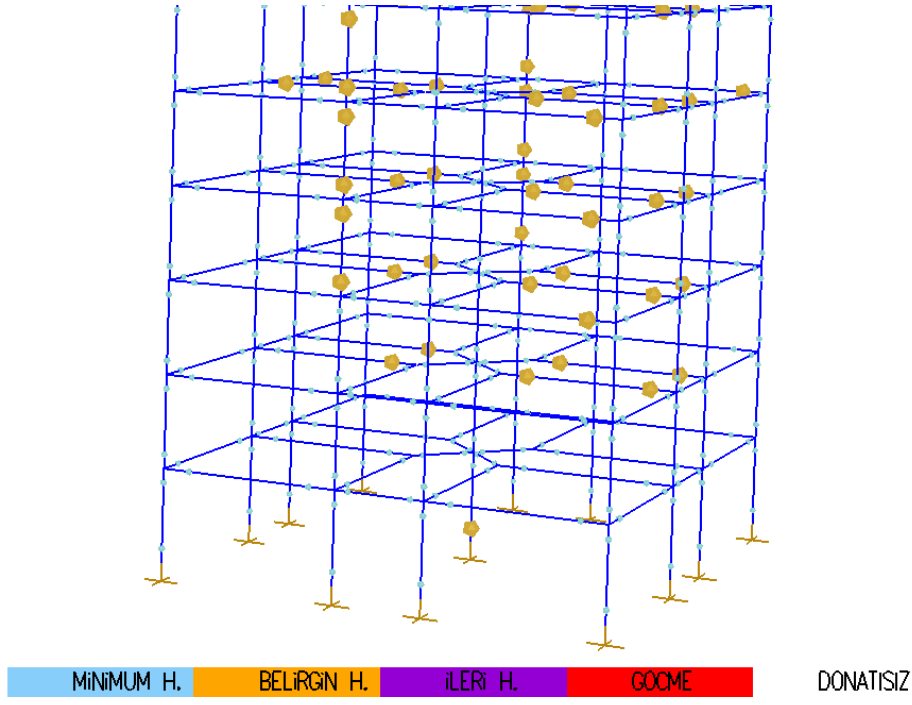
Çizelge 6.40 : 1.mertebe teorisine göre limit ve göçme durumları.

No	Temel Sistemi			Limit Durum		Göçme Durumu		
	Donatı Çapı	Yüks. (m)	K_0 (N/m ³)	Yük Kats.	Yerd. (m)	Yük Kats.	Yerd. (m)	μ
1	Ankastre	-	-	1.82	∞	1.76	0.289	1.59
2	Φ16/20/20	1.0	$30 \cdot 10^6$	1.83	∞	1.733	0.288	1.39
3	Φ16/20/20	0.6	$30 \cdot 10^6$	1.84	∞	1.628	0.250	1.26
4	Φ14/18/14	0.6	$30 \cdot 10^6$	1.80	∞	1.433	0.205	1.15
5	Φ14/18/14	0.6	$120 \cdot 10^6$	1.83	∞	1.540	0.200	1.19
6	Φ14/18/14	0.6	$10 \cdot 10^6$	1.67	∞	1.213	0.199	1.11

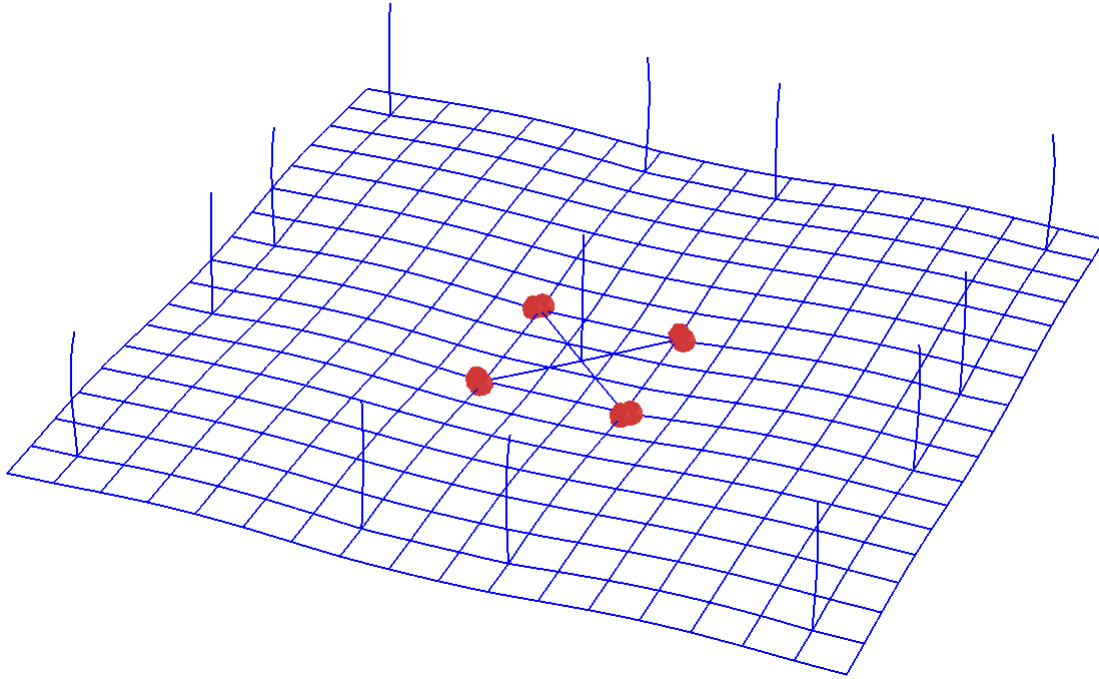


Şekil 6.48 : Durum 1 için (ankastre) göçme anında oluşan plastik mafsallar.

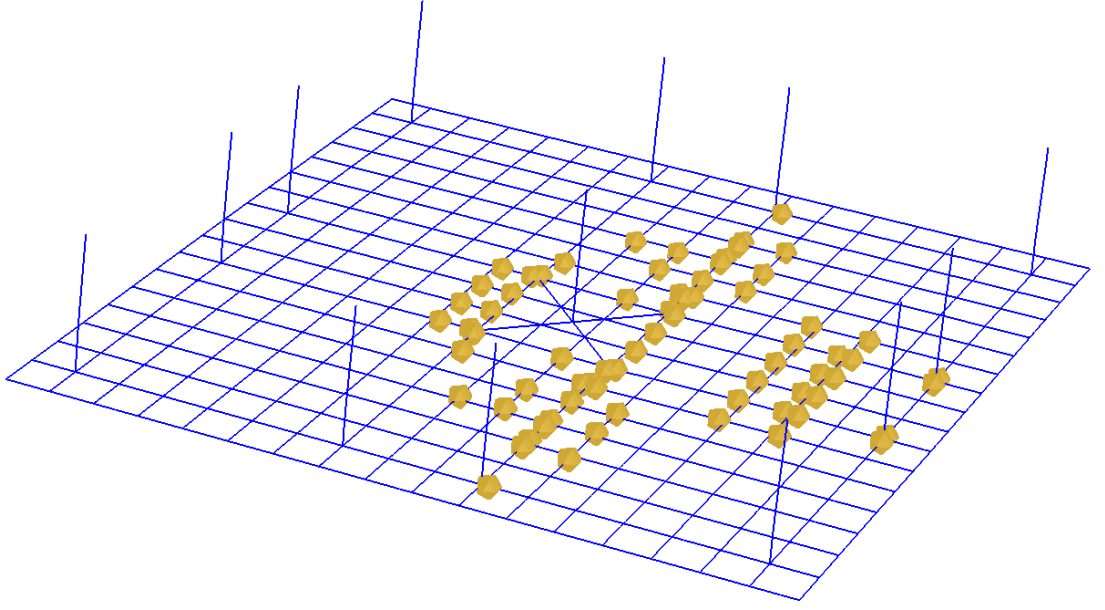
Şekil 6.48 ve 6.49’de ankastre sisteme ait göçme anında oluşan plastik mafsallar ve yapı elemanlarının hasar durumları gözükmemektedir. Perdeyi ifade eden çubukta mesnet noktasında plastikleşme ve hasar durumu oluşmuştur.



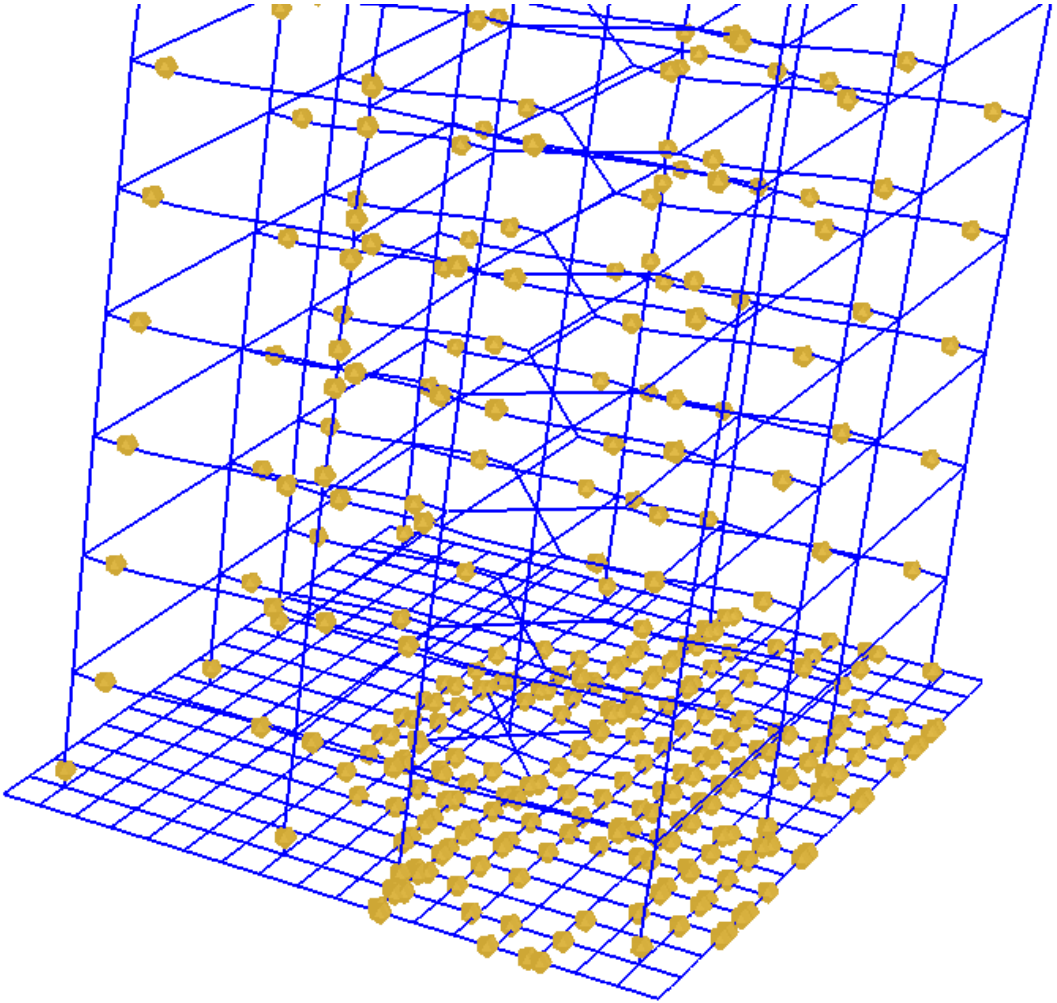
Şekil 6.49 : Durum 1 için göçme anında mafsallarda oluşan hasar durumu.



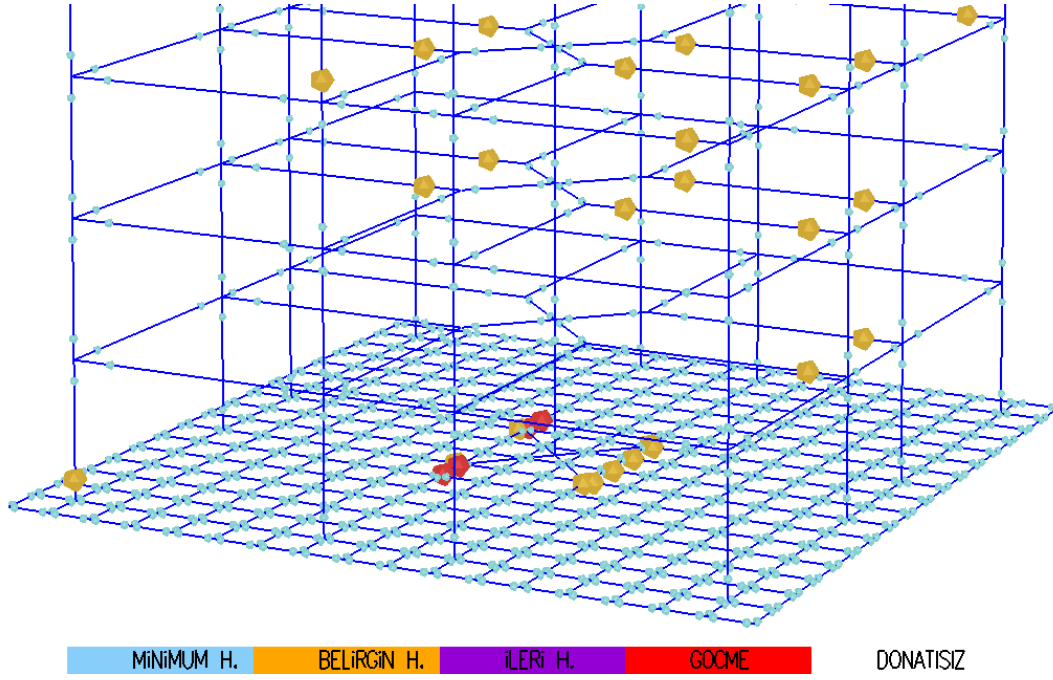
Şekil 6.50 : Durum 2 için (1 metre temel yüksekliği) düşey yük parametresi değerine ulaştığında temelde oluşan plastik mafsallar.



Şekil 6.51 : Durum 2 için sabit düşey yükler ve artan yatay yükler altında üst yapıda plastik mafsall oluşmadan önce temeldeki plastik mafsallar.



Şekil 6.52 : Durum 2 için yapı göçme durumunda oluşan plastik mafsallar.

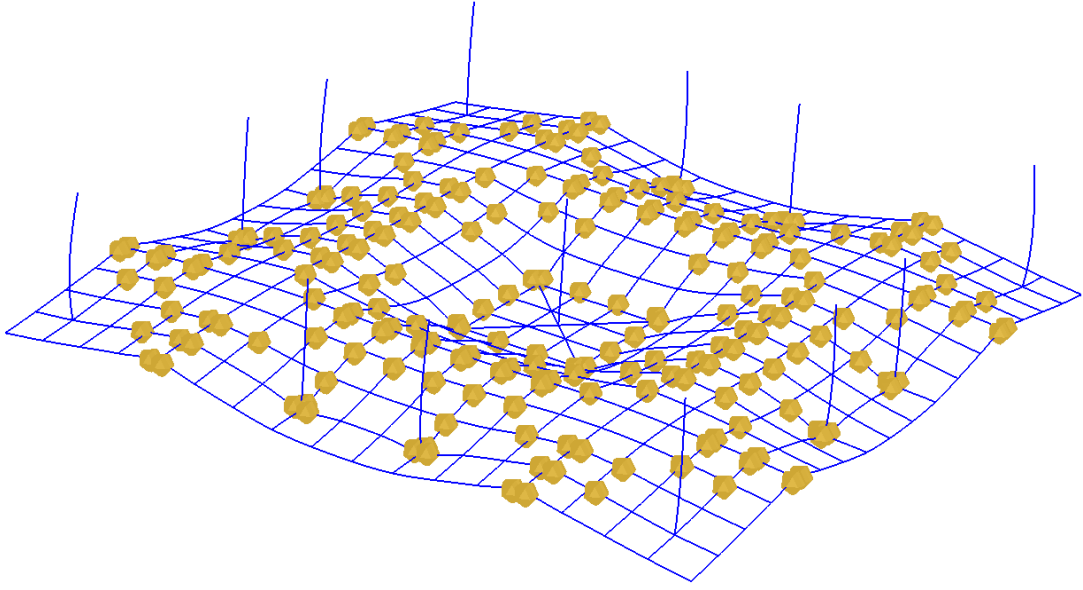


Şekil 6.53 : Durum 2 için göçme anında oluşan hasar.

Şekil 6.50 incelendiğinde düşey yükler altında sadece kutu perdenin köşelerinde plastik mafsall oluştuğu görülmektedir. Oluşan plastik mafsallar minimum hasar sınırı içindedir.

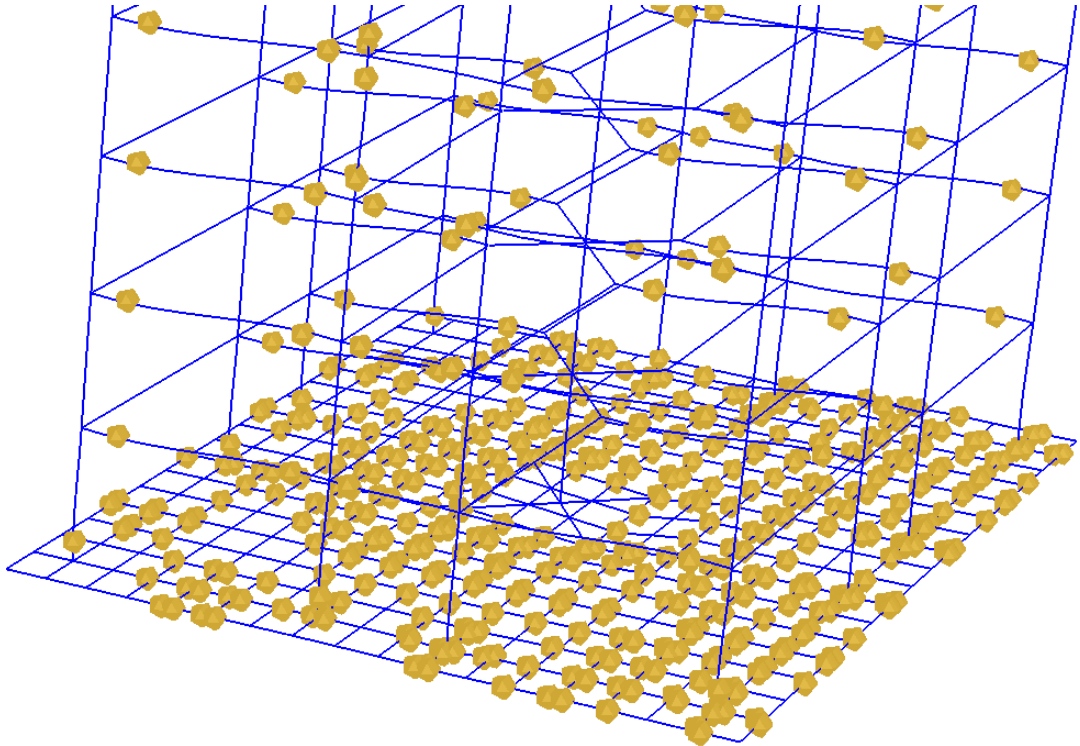
Yatay yük parametresi 0.88 değerine ulaştığında üst yapıda plastikleşme başlamaktadır. Bu durumda yapı halen Hemen Kullanım performans seviyesindedir. Temellerde oluşan plastik mafsallar Şekil 6.51’de görülmektedir.

Yatay yük parametresinin 1.733 değerinde yapı göçme durumuna ulaşmıştır. Bu durumda oluşan plastik mafsallar Şekil 6.52’de, yapı elemanlarının hasar seviyesi de Şekil 6.53’de görülmektedir. Perde sistemi hasar görmemiştir.

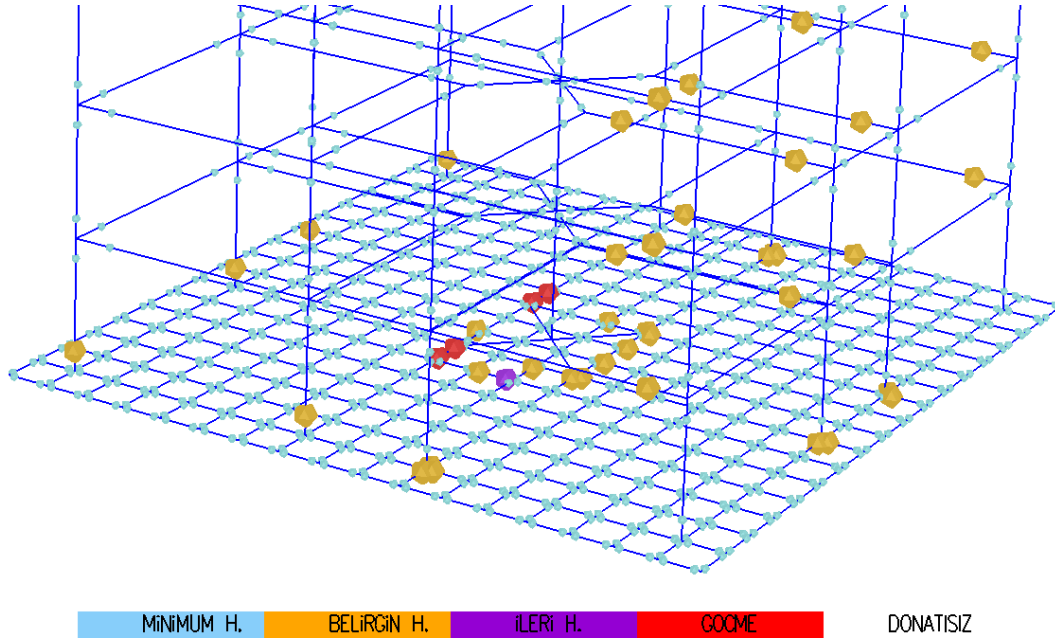


Şekil 6.54 : Durum 3 için (0.6 metre temel yüksekliği) düşey yük parametresi değerine ulaştığında temelde oluşan plastik mafsallar.

Şekil 6.54'e bakıldığında düşey yükler altında temelde yoğun şekilde plastikleşme görülmektedir. Göçme durumunu ifade eden Şekil 6.55'e bakıldığında temelin neredeyse her yerinin plastikleştiği görülmektedir. Ayrıca Şekil 6.56'e bakıldığında perdenin çevresinde temel sisteminde hasar oluştuğu, kolonların bir kısmında temelde hasar oluşturduğu görülmektedir. Perde sistemi hasar görmemiştir.



Şekil 6.55 : Durum 3 için yapı göçme durumunda oluşan plastik mafsallar.



Şekil 6.56 : Durum 3 için göçme anında oluşan hasar.

6.9.2 Elde edilen sonuçların değerlendirilmesi

Yapılan birinci mertebeli statik itme analizleri ile şu sonuçlar ortaya çıkmaktadır:

1. Yeterli yükseklikte tasarlanan radye temel, kolonlar için ankastre mesnet gibi davranmaktadır.
2. Zemin yatak katsayısı yükseldikçe, temelde gerilmeler dağılmadan zemine aktarılmaktadır. Bunun sonucu olarak temelde hasar oluşmamakta ve radye temel, kolonlar için ankastre mesnet gibi davranmaktadır.
3. Beklendiği gibi aynı kesite sahip temel sisteminde kullanılan demir miktarı azaltıldıkça göçme yükü parametresi azalmaktadır.
4. Ankastre durumda, kalın radye temel seçilirse veya zemin yatak katsayısı kaya zemin gibi çok yüksek seçilirse, göçme durumunda statik itme eğrisinin altında kalan alan, yumuşak temel sistemine göre daha fazladır. Bu da yapıya daha yüksek enerji etkidiğinde göçme olduğunu gösterir.
5. Temel sistemi dahil edilen yapı modellerinde, sabit düşey yükler altında plastikleşme olmuştur. Oluşan plastik mafsallar minimum hasar bölgesi içinde olduğu için yapı performansını etkilememektedir.

6. Temel kalınlığı yeterli miktarda seçildiğinde temel sabit düşey yükler altında neredeyse elastik davranmaktadır. Radye plak kalınlığı, bina kat sayısının santimetre cinsinden yaklaşık 10 katı olarak seçilmesi önerilmektedir.

7. Temel plak kalınlığı küçük seçildiğinde, sabit düşey yükler altında temelde geniş alanlarda plastikleşme olmaktadır. Plastikleşen kesitler minimum hasar sınırı içinde bulunduğu için düşey yükler altında yapı performansına etkisi olmamaktadır.

8. Artan yatay yükler altında temel kalınlığı yapı davranışını önemli biçimde değiştirmiştir. Temel kalınlığı 0.6m seçilen sistemde, perde taşıma gücünü çabuk yitirdiği için kolonların altında da hasar oluşmuştur.

9. Aynı demir alanı kullanıldığı halde temel kalınlığının 1m'den 0.6m'ye düşürülmesi, göçme durumunda sönmölen enerji miktarını %20 kadar azaltmıştır. Buna karşılık ankastre durum ile 1m temel kalınlığı arasında %8 fark bulunmaktadır.

10. Temel kalınlığının 1m seçildiği 1 numaralı modelde ve zemin yatak katsayısının $120 \cdot 10^6 \text{ N/m}^3$ seçildiği 7 numaralı modelde perde tabanında plastik mafsall oluşmuştur. Buna karşılık temel sisteminin hesaba alındığı diğer modellerde perdede hasar ortaya çıkmamıştır. Perde sistemi minimum hasar sınırı içinde kalmıştır.

11. Temel sisteminin hesaba alındığı modellerde perdenin iç kısmında kalan temel alanı zarar görmemiştir. Perde kenarları düzlem olarak eğildiği için perde içinde kalan temel alanına eğilme etkileri gelmemektedir.

12. Zemin yatak katsayısının değişimi, yapı performansını etkilemektedir. Zemin yatak katsayısı arttıkça, sistemin davranışı ankastre sisteme benzemekte, buna bağlı olarak temel sisteminde hasar oluşmamaktadır. Zemin yatak katsayısı azaldıkça, üstyapıdan gelen kuvvetler temel üzerinden zemine aktarıldığı için, aktarımı yapan temel sistemi hasar görmektedir.

13. Temel sisteminde kesit veya donatı açısından ortaya çıkan zayıflık, perde sisteminin devre dışı kalmasına yol açmaktadır. Buna bağlı olarak çerçeve sistemi daha etkin olarak çalışmaktadır.

6.10 Örnek 10: 12 Katlı Çekirdek Perdeli Uzay Çerçevesinin Performans Analizi

Örnek 9’da verilen 12 katlı bina için, 3.derece deprem bölgesinde değişik temel ve zemin durumları göz önüne alınarak performans analizi yapılmıştır. Temel ve zemin durumları değiştirilen yapı sistemi 1,2,3,4,5,6 ve 7 olarak adlandırılmış, bu yapılara ait özellikler ve hasar durumunu ifade eden derecelendirmeler Çizelge 6.43’de gösterilmiştir.

Performans değerlendirmesinde TDY 2007, herhangi bir kolon göçme bölgesinde çıktığında yapıyı göçme durumunda olarak değerlendirdiği için, yapıya ait hasar yoğunluğunu tam olarak ifade etmemektedir. Bu sebeple yapıya ait hasar yoğunluğunu ifade eden bir derecelendirme sistemi geliştirilmiştir. Geliştirilen derecelendirme sisteminde kat içinde oluşan eleman hasar oranlarına göre yapı toplam hasarı artmaktadır. Böylece kat içinde göçme bölgesinde olan kolonların deprem kuvvetinin ne kadarını taşıdığı da sonucu etkiler duruma gelmiştir.

Çözülen sistemlerde oluşan hasar durumlarını inceleyebilmek için, eleman hasarlarına bağlı olarak yapı için bir hasar derecesi(HD) hesaplanmıştır. Hasar derecesi hesaplamak için çizelge 6.41’deki Hasar Çarpanları(HÇ) kullanılmıştır.

Çizelge 6.41 : Eleman hasar durumuna karşılık gelen puanlar.

Eleman Tipi	Hasar Durumu	Hasar Çarpanı
Kiriş	Belirgin H.	1
Kiriş	İleri H.	2
Kiriş	Göçme D.	4
Kolon	Belirgin H.	3
Kolon	İleri H.	6
Kolon	Göçme D.	10
Kolon	Üst/Alt plast.	10

Hasar derecesi hesaplanırken, her katta elemanlar hasar durumlarına göre gruplandırılmıştır. Grup içinde bulunan kiriş oranı veya kolon kesme kuvveti oranı, gruba ait hasar çarpanı ile çarpılarak kat hasar derecesi elde edilir.

$$HD_{kat} = \sum_{HD} \frac{\sum_{kır=1}^n HÇ}{n} + \sum_{HD} \frac{\sum_{kol=1}^n V_d HÇ}{V_{kat}} + \frac{\sum V_{kol-üap}}{V_{kat}} HÇ \quad (6.1)$$

Denklem 6.1’de V_d , kolona ait kesme kuvvetini; $HÇ$, Çizelge 6.41’de verilen hasar çarpanını; $V_{kol-üap}$, üst ve alt noktası plastikleşmiş kolon tarafından taşınan kesme

kuvvetini; V_{kat} , kat kesme kuvvetini ve HD ise her hasar derecesini belirtmektedir.

Hasar derecesi en büyük olan kat, yapıya ait hasar derecesini de göstermektedir.

2 numaralı yapıya ait hasar derecesi hesaplaması Çizelge 6.42 de verilmiştir. En büyük hasar derecesi 2. katta ortaya çıktığı için yapıya ait hasar derecesi 7.10 olarak kabul edilerek diğer yapı sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.

Çizelge 6.42 : 2 numaralı yapı için hasar derecesi hesaplanması.

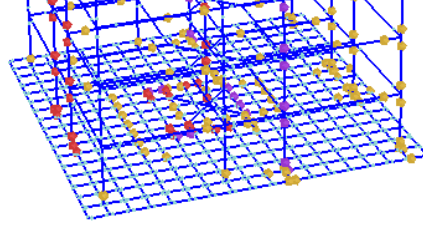
K.	BH-Kir		İH-Kir		GB-Kir		BH-Kol		İH-Kol		GB-Kol		Ü/A plas		HD
	n_{or}	HÇ	n_{or}	HÇ	n_{or}	HÇ	V_{or}	HÇ	V_{or}	HÇ	V_{or}	HÇ	V_{or}	HÇ	
1	0,3	1	0	2	0	4	1	3	0	6	0	10	0	10	3,3
2	0,5	1	0	2	0	4	0	3	0	6	0	10	0	10	0,5
3	0,4	1	0	2	0	4	0,089	3	0	6	0	10	0	10	0,6678
4	0,3	1	0	2	0	4	0,058	3	0	6	0	10	0,058	10	1,0657
5	0,3	1	0	2	0	4	0,065	3	0	6	0	10	0,065	10	1,1450
6	0,3	1	0	2	0	4	0,071	3	0	6	0	10	0,071	10	1,2272
7	0,3	1	0	2	0	4	0,166	3	0	6	0	10	0,061	10	1,4191
8	0,3	1	0	2	0	4	0,191	3	0	6	0	10	0,191	10	2,7831
9	0,2	1	0	2	0	4	0,404	3	0	6	0	10	0,226	10	3,6775
10	0,2	1	0	2	0	4	0,309	3	0	6	0	10	0,309	10	4,2296
11	0,2	1	0	2	0	4	0,407	3	0	6	0	10	0,407	10	5,4911
12	0,1	1	0	2	0	4	0,538	3	0	6	0	10	0,538	10	7,1008

Hasar derecesi en az olan yapı modeli en güvenli olandır.

Çizelge 6.43 : Analizi yapılan bina özellikleri.

Yapı	Donatı Çapı	Temel Kal.(m)	$K_0(N/m^3)$	T(sn)	HD
1	Ankastre	-	-	1.68	4.22
2	Φ16/20/20	1.2	$15 \cdot 10^6$	1.89	7.10
3	Φ16/20/20	0.6	$15 \cdot 10^6$	1.96	16.52
4	Φ14/16/16	1.2	$15 \cdot 10^6$	1.89	5.44
5	Φ16/20/20	1.2	$30 \cdot 10^6$	1.80	5.49
6	Φ16/20/20	0.6	$30 \cdot 10^6$	1.86	5.88
7	Φ14/16/16	1.2	$30 \cdot 10^6$	1.80	5.51

Çizelge 6.43’de görüldüğü gibi seçilen temel kalınlığı yapı hasar durumunu önemli oranda etkilemektedir. 3 numaralı yapıya ait temel donatısı 4 numaralı yapıya göre daha fazla olmasına rağmen temelinin daha fazla hasar gördüğü Şekil 6.57 ve 6.57’de görülmektedir. 3 numaralı yapı modelinde perde altındaki hasar bölgesi daha geniş durumdadır, ayrıca kolon altlarında da temel hasar almıştır.



MINIMUM H.

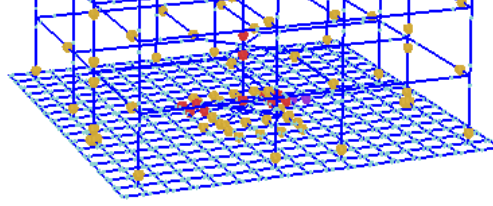
BELİRGİN H.

İLERİ H.

GOCME

DONATISIZ

Şekil 6.57 : 3 numaralı yapıya ait temel hasar durumu.



MINIMUM H.

BELİRGİN H.

İLERİ H.

GOCME

DONATISIZ

Şekil 6.58 : 4 numaralı yapıya ait temel hasar durumu.

Yapılan analizler ile şu sonuçlar ortaya çıkmaktadır.

1. Yapıya ait 1. doğal titreşim periyodu beklendiği gibi temel rijitliği ve zemin yatak katsayısı ile ters orantılıdır.

2. Ankastre kabulü ile çözülen yapı periyodu düşük çıktığı için en büyük deprem kuvvetine maruz kalmıştır. Fakat temel sisteminin performansı hesaba alınmadığı için gerçekçi olmayan bir biçimde hasar derecesi daha az çıkmıştır. Temel sisteminin hesaba alınması, yapı modelindeki hasarı önemli oranda etkilemektedir. Temel modeli hesaba alınmadığı takdirde, yapıya ait performans seviyesi gerçeklikten çok uzak biçimde hesaplanacaktır.

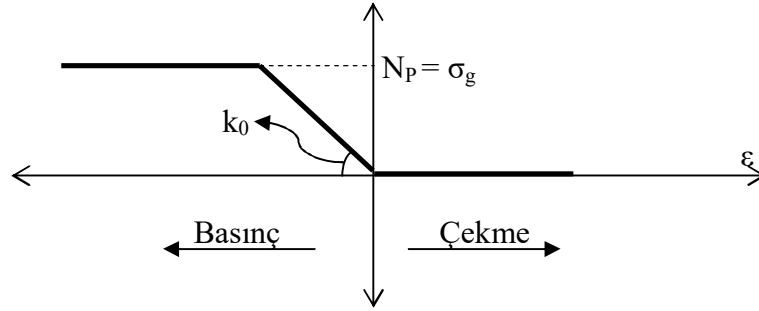
3. Radye temel kalınlığının yaklaşık olarak yapı kat sayısının metre cinsinden onda biri olarak seçilmesi önerilmektedir. Bu durumda yapının, zayıf zemin durumundan ve az donatı seçiminden etkilenmediği görülmektedir. Temel kalınlığı 0.6m seçilen modeller incelendiğinde, perdenin altında daha büyük bir alada hasar olduğu görülmüş, ayrıca kolon altlarında da hasar ortaya çıkmıştır.

4. Zemin yatak katsayısının değişmesi, zayıf temeli olan sistemi etkilemesine rağmen rijit temele sahip sistemi fazla etkilememiştir. Bu açıda değerlendirildiğinde zeminde sıvılaşma durumu içinde temelin kalın seçilmesi yapı güvenliğini arttırmaktadır.

6.11 Örnek 11: 12 Katlı Çekirdek Perdeli Uzak Çerçevenin Doğrusal Olmayan Zemin Modeli İle İncelenmesi

Zemin özellikleri yapı performansını önemli biçimde etkilediği halde yapılan performans hesaplarında genellikle göz önüne alınmamaktadır. Hazırlanan bu örnekte zemin davranışının yapı performansına etkisi incelenmiştir. Tez süresince geliştirilen program yardımı ile zeminin doğrusal olmayan davranışı da tanımlanabilmektedir. Bunun için basınç ve çekme kapasitesi tanımlanabilen normal kuvvet mafsalı kullanılmıştır.

Normal kuvvet mafsalının çekme kapasitesi 0.001N olarak atanmıştır. Böylece yapılan analizlerde zemin çekme bölgesi oluşur oluşmaz zemini ifade eden çubuklar plastikleşmiş olmaktadır.



Şekil 6.59 : Zemin elemanı davranışı.

Normal kuvvet mafsalının basınç kapasitesi ise, Bölüm 4'te tanımlanan çubuk efektif alanının zemin taşıma gücü ile çarpılması ile elde edilir.

Hazırlanan örnekte radye temel 1'er metre sıklıkla sonlu eleman ağına bölünmüştür. Buna göre bir düğüm noktasının altında kalan çubuk elemanın düşey rijitliği,

$$k_{\text{çub}} = k_0 \times A = k_0 \quad (6.2)$$

basınç kapasitesi,

$$N_{P-\text{çub}} = \sigma_g \times A = \sigma_g \quad (6.3)$$

olarak hesaplanır. Bir zemin elemanında basınç kapasitesi aşıldığında, bu eleman ve buna bağlı olan kolonlar belirgin hasar durumunda sayılırlar.

Örnek 6'da tanımlanan ankastre mesnetli 12 katlı perdeli bina değişik zemin özellikleri ile, Girgin tarafından belirlenmiş aralarındaki oran sabit kalacak şekilde

artan deprem yükleri ve artımsal itme analizi yapılarak göçme yükü hesaplanmış, sonuçlar çizelge 6.44, 6.45, 6.46 ve 6.47 de gösterilmiştir.

Yapı ağırlığı 35474kN, kat alanı 225 m², temel alanı 289 m², bir katın ortalama ağırlığı 13.1 kN/m², düşey yüklerden zeminde oluşan ortalama gerilme 122kN/m² dir.

Çizelge 6.44 : Sabit yükler altında zemin taşıma gücü değiştirilerek elde edilen göçme yükleri.

k_o $\times 10^6$ N/m ³	σ_{Zem} kN/m ²	H_{TEM} m	D.Y. altında plast.	Göçme Şekli	Göçme Yükü kN
30	100	0.6	Evet	Stab.	-
		1.2	Evet	Stab.	-
30	150	0.6	Evet	Stab.	2017
		1.2	Hayır	Stab.	2193
30	200	0.6	Hayır	Göç.	4152
		1.2	Hayır	Göç.	4185
30	300	0.6	Hayır	Göç.	4345
		1.2	Hayır	Göç.	4351
30	400	0.6	Hayır	Göç.	4345
		1.2	Hayır	Göç.	4351
30	500	0.6	Hayır	Göç.	4345
		1.2	Hayır	Göç.	4351

Çizelge 6.45 : $A_0 = 0.4g$ deprem ivmesi etkisinde zemin taşıma gücü değiştirilerek elde edilen göçme yükü.

k_o $\times 10^6$ N/m ³	σ_{Zem} kN/m ²	H_{TEM} m	D.Y. altında plast.	Göçme Şekli	Göçme Yükü kN
30	100	0.6	Evet	Stab.	-
		1.2	Evet	Stab.	-
30	150	0.6	Evet	Stab.	1547
		1.2	Hayır	Stab.	1723
30	200	0.6	Hayır	Göç.	3341
		1.2	Hayır	Göç.	3426
30	300	0.6	Hayır	Göç.	3207
		1.2	Hayır	Göç.	3480
30	400	0.6	Hayır	Göç.	3192
		1.2	Hayır	Göç.	3480
30	500	0.6	Hayır	Göç.	3192
		1.2	Hayır	Göç.	3480

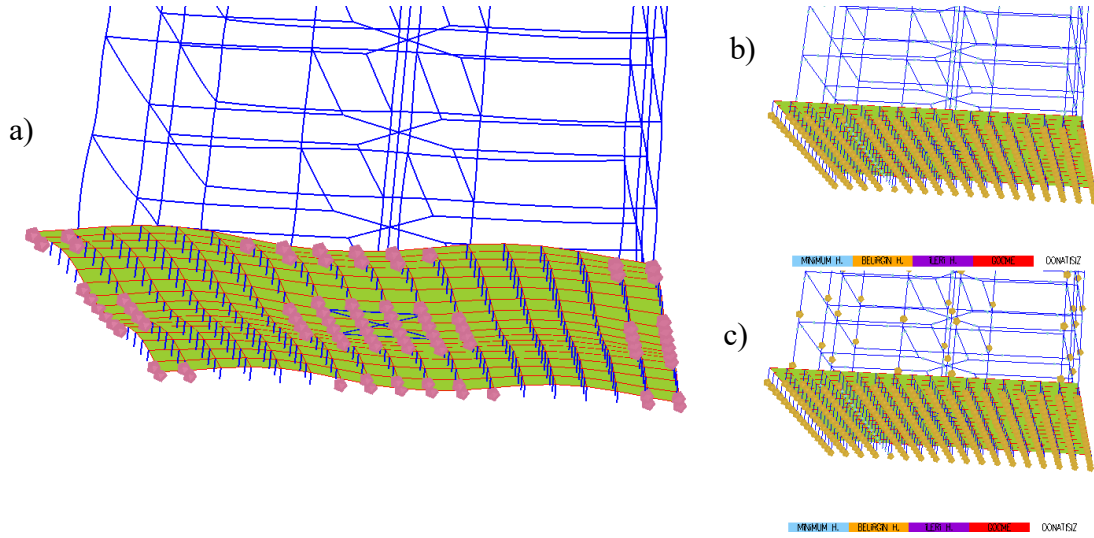
Çizelge 6.46 : Sabit yükler altında zemin yatak katsayısı değiştirilerek elde edilen göçme yükü.

k_o $\times 10^6 \text{ N/m}^3$	σ_{Zem} kN/m^2	H_{TEM} m	D.Y. altında plast.	Göçme Şekli	Göçme Yükü kN
10	200	0.6	Hayır	Göç.	4108
		1.2	Hayır	Göç.	4182
15	200	0.6	Hayır	Göç.	4110
		1.2	Hayır	Göç.	4183
20	200	0.6	Hayır	Göç.	4128
		1.2	Hayır	Göç.	4168
30	200	0.6	Hayır	Göç.	4152
		1.2	Hayır	Göç.	4185
40	200	0.6	Hayır	Göç.	4114
		1.2	Hayır	Göç.	4182
50	200	0.6	Hayır	Göç.	4123
		1.2	Hayır	Göç.	4173

Çizelge 6.47 : $A_0 = 0.4g$ deprem ivmesi etkisinde zemin yatak katsayısı değiştirilerek elde edilen göçme yükü.

k_o $\times 10^6 \text{ N/m}^3$	σ_{Zem} kN/m^2	H_{TEM} m	D.Y. altında plast.	Göçme Şekli	Göçme Yükü kN
10	200	0.6	Hayır	Göç.	3876
		1.2	Hayır	Göç.	3912
15	200	0.6	Hayır	Göç.	3611
		1.2	Hayır	Göç.	3800
20	200	0.6	Hayır	Göç.	3469
		1.2	Hayır	Göç.	3663
30	200	0.6	Hayır	Göç.	3341
		1.2	Hayır	Göç.	3426
40	200	0.6	Hayır	Göç.	3177
		1.2	Hayır	Göç.	3271
50	200	0.6	Hayır	Göç.	3123
		1.2	Hayır	Göç.	2906

Yapılan analizler sonucu elde edilen plastikleşmiş kesit dağılımları Şekil 6.60 da gösterilmiştir.



Şekil 6.60 : Sabit yükler altında $k_o = 30 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ ve $\sigma_{Zem} = 150 \text{ kN/m}^2$ zemin özellikleri ve 0.6m temel kalınlığı için sabit düşey yükler altında zemin taşıma gücünün aşıldığı noktalar ve hasar durumları.

Sabit yükler altında zemin taşıma gücünün aşıldığı noktalara oturan kolonlar, yapıda belirgin hasar almış olarak kabul edilmiştir. Şekil 6.60(a) da sabit düşey yükler altında zemin taşıma gücünün aşıldığı noktalar görülmektedir. 6.60(b) de ise eleman bazında hesaplanan hasar durumları görülmektedir. Buna göre üst yapıda hiçbir hasar bulunmamaktadır. Fakat zemin taşıma gücünün aşıldığı kolon bölgelerinde, ilgili kolonlar belirgin hasar bölgesinde sayılacağı için 6.60(c) de görüldüğü şekilde kolon hasar durumu belirlenmiştir.

Yapılan analizler sonucunda şu sonuçlara ulaşılmıştır:

1. Zemin taşıma gücünün yapı performansına önemli etkileri bulunmaktadır.
2. Taşıma gücü düşük zeminlerde, betonarme elemanlarda hasar meydana gelmeden itme analizi sırasında zemin taşıma gücüne ulaşarak yapı sistemi göçmüştür. Temel altında çok büyük bölgelerde zemin taşıma gücünü yitirmiştir.
3. Zemin taşıma gücünün, ortalama zemin gerilmesinden (122 kN/m^2) daha küçük seçildiği durumda, sabit düşey yükler altında yapılan itme analizinde yük parametresi birim değere ulaşmadan yapı göçmüştür.
4. Artımsal itme analizi ile performans hesaplanırken, zemin yatak katsayısı artırıldıkça, sistemin rijitliğinin artması ile deprem yükleri artmıştır. Ayrıca zemin yatak katsayısının artması ile zemindeki yük dağılımı azalacağı için zemin gerilmeleri artmış, buna bağlı olarak da yapı hasarı artmıştır. Bu durumun

sonucunda, zemin taşıma gücü artırılmadan zemin yatak katsayısı artırıldığında, yapı performansının azaldığı gözlenmiştir.

6.12 Örnek 12: 12 Katlı Çekirdek Perdeli Uzak Çerçevenin İki Parametrelili Doğrusal Olmayan Zemin Modeli İle İncelenmesi

Tez kapsamında önerilen zemin modeli, iki parametrelili zemin özellikleri, zeminden ayrılma ve zemin taşıma gücünün aşılması durumunu göz önüne alabilmektedir. Örnek 9’da özellikleri verilen 12 katlı yapının göçme yükü ve performansı önerilen zemin modeli kullanılarak tekrar hesaplanmış, sonuçlar karşılaştırılmıştır.

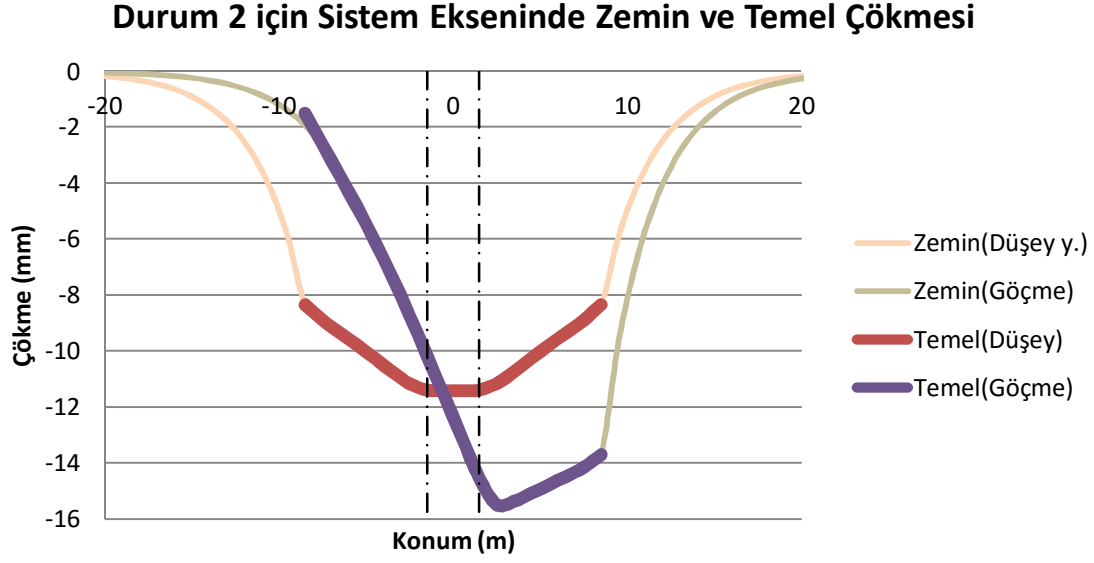
İncelenen zemin tabakasının elastisite modülü $E_s = 68950 \text{ kN/m}^2$, poisson oranı $\nu_s = 0.25$ ’dir. Temel kalınlığı 1m olarak seçilmiştir. Temelde plastikleşmenin göze alınabilmesi için, radye temel sistemi eşdeğer çubuk sistemine çevrilmiştir. Temel sisteminin altında 1m aralıklı sonlu eleman ağı oluşturulmuş, analiz süresini kısaltmak için temel dışında kalan zemin tabakasında sonlu eleman ağı sıklığı 5m’ye çıkartılmıştır. Çizelge 6.48’de verilen zemin özellikleri için zemin tabakası sonlu eleman ağı 1m olarak seçildiğinde elde edilen göçme yükü 4268 kN olarak hesaplanmış, fark %0.3 oranında olduğu için hazırlanan tablolarda zeminde sık sonlu eleman ağı kullanılmamıştır.

Sabit yükler altında sıkıştırılabilir katman kalınlığı ve zemin taşıma gücü değiştirilerek elde edilen göçme yükü çizelge 6.48’de verilmiştir.

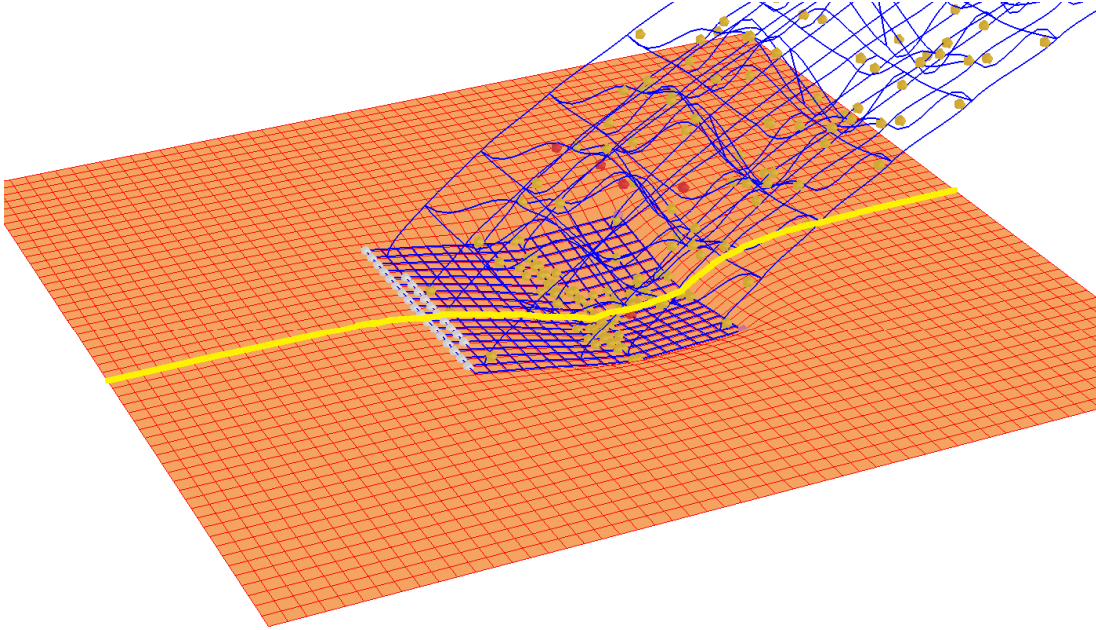
Çizelge 6.48 : Sabit yükler altında sıkıştırılabilir katman kalınlığı ve zemin taşıma gücü değiştirilerek elde edilen göçme yükü.

	H_{zem} (m)	σ_T (kN/m ³)	Göçme Y. (kN)	Yerd. (m)	μ
1	10	100	4188.345	0.29927	1.46
2	10	300	4253.57	0.29384	1.42
3	20	100	3587.958	0.21531	1.23
4	20	300	4242.079	0.29457	1.41

Çizelge 6.48’de verilen “Durum 2” için temel orta çizgisinde düşey yükleme ve artan yatay yükler altında göçme anında zemin ve temel çökmesi şekil 6.61 ve 6.62’de görülmektedir. Şekil 6.61’de kutu perdenin başlangıç ve bitiş noktaları kesikli çizgi ile gösterilmiştir.



Şekil 6.61 : Çizelge 6.48 durum 2 için temel orta çizgisinde zemin ve temel çökmesi grafiği.



Şekil 6.62 : Çizelge 6.48 durum 2 için temel orta çizgisinde zemin ve temel çökmesi görseli.

Şekil 6.62'deki beyaz noktalar zeminden ayrılmayı, turuncu noktalar ise temeldeki plastik mafsalları göstermektedir. Sarı ile çizilen çizgi üstündeki düğüm noktalarının çökme değerleri, Şekil 6.61'de gösterilmiştir.

$A_0 = 0.4g$ deprem ivmesi etkisinde sıkıştırılabilir katman kalınlığı ve zemin taşıma gücü değiştirilerek elde edilen göçme yükü çizelge 6.49'de verilmiştir.

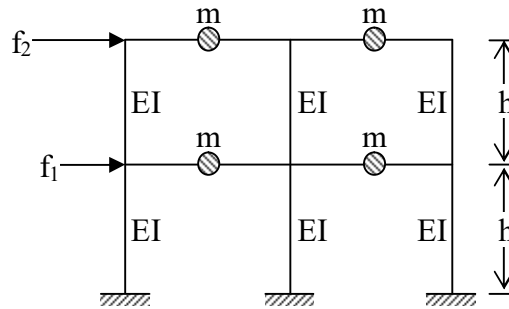
Çizelge 6.49 : $A_0 = 0.4g$ deprem ivmesi etkisinde sıkıştırılabilir katman kalınlığı ve zemin taşıma gücü değiştirilerek elde edilen göçme yükü.

	H_{zem} (m)	σ_T (kN/m ³)	Göçme Y. (kN)	Yerd. (m)	μ
1	10	100	2421.68	0.16237	1.55
2	10	300	2465.217	0.17144	1.62
3	20	100	2089.154	0.1133	1.26
4	20	300	2355.907	0.16389	1.63

Tanımlanan modellerin çözülmesiyle şu sonuçlar ortaya çıkmaktadır:

1. Zemin taşıma gücünün artmasıyla yapı göçme yükü beklendiği gibi artmıştır.
2. Sıkıştırılabilir katman kalınlığının artması ile düşey yerdeğiştirmeler artmış, buna bağlı olarak zemin taşıma gücüne daha çabuk ulaşmış ve yapının göçme yükü azalmıştır.
3. Temelde plastikleşme, perde kesitinin dışında ortaya çıkmıştır.
4. Artan yatay yükler etkisi altında temel kenar alanında, zeminden ayrılma durumu ortaya çıkmıştır.
5. En büyük çökme değeri, perdenin dış kısmında ortaya çıkmıştır. Bu kısımda düşey yükler ve yatay yüklerin etkisi en olumsuz durumdadır.

6.13 Örnek 13: Zaman Tanım Alanında Analiz



Şekil 6.63 : İki katlı iki açıklıklı çerçeve.

Şekil 6.63’da görünen ve Omurtag [46] tarafından incelenen binada $m=50.000$ kg ve kolon rijitliği 100000 kNm² dir. Yapıya $T=0.3$ sn süreyle sabit yanal yükler $f_1 = 200$ kN ve $f_2 = 400$ kN etki etmektedir. Yapının hareketi kayma çerçevesi varsayımı ile irdelenecektir.

Sisteme ait hareket denklemi:

$$\begin{bmatrix} 100 & 0 \\ 0 & 100 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 266666 & -133333 \\ -133333 & 266666 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \end{bmatrix} \quad (6.4)$$

şeklindedir. İlk olarak $t = 0$ anı için ${}^0\mathbf{\ddot{u}}$ vektörü hesaplanır.

$$\begin{bmatrix} 100 & 0 \\ 0 & 100 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 266666 & -133333 \\ -133333 & 266666 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 200 \\ 400 \end{bmatrix} \quad \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2 \\ 4 \end{bmatrix} \text{ m/s}^2$$

Daha sonra 3.6 formülüyle belirtilen özel başlangıç koşulu uygulanır.

$${}^{-\Delta t}\mathbf{u} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} - 0.02 \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} + 0.0002 \begin{bmatrix} 2 \\ 4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0004 \\ 0.0008 \end{bmatrix}$$

- t anındaki başlangıç koşulu yerdeğiştirmeleri belirlendikten sonra 3.3 denkleminde göre t anındaki ivme bulunabilir. Bunun için etkin kütle matrisi:

$$\bar{\mathbf{M}} = 2500 \begin{bmatrix} 100 & 0 \\ 0 & 100 \end{bmatrix} + 25 \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 250000 & 0 \\ 0 & 250000 \end{bmatrix}$$

$$\bar{\mathbf{M}}^{-1} = \begin{bmatrix} 4 & 0 \\ 0 & 4 \end{bmatrix} \times 10^{-6}$$

şeklindedir.

İlk adımda ($t = 0$ anı) etkin yük vektörü:

$${}^t\bar{\mathbf{F}} = {}^t\mathbf{F} - (\mathbf{K} - a_2\mathbf{M}) {}^t\mathbf{u} - (a_0\mathbf{M} - a_1\mathbf{C}) {}^{t-\Delta t}\mathbf{u}$$

$${}^0\bar{\mathbf{F}} = \begin{bmatrix} 200 \\ 400 \end{bmatrix} - \left(\begin{bmatrix} 266666 & -133333 \\ -133333 & 266666 \end{bmatrix} - 5000 \begin{bmatrix} 100 & 0 \\ 0 & 100 \end{bmatrix} \right) \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$- \left(2500 \begin{bmatrix} 100 & 0 \\ 0 & 100 \end{bmatrix} - 25 \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \right) \begin{bmatrix} 0.0004 \\ 0.0008 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 100 \\ 200 \end{bmatrix}$$

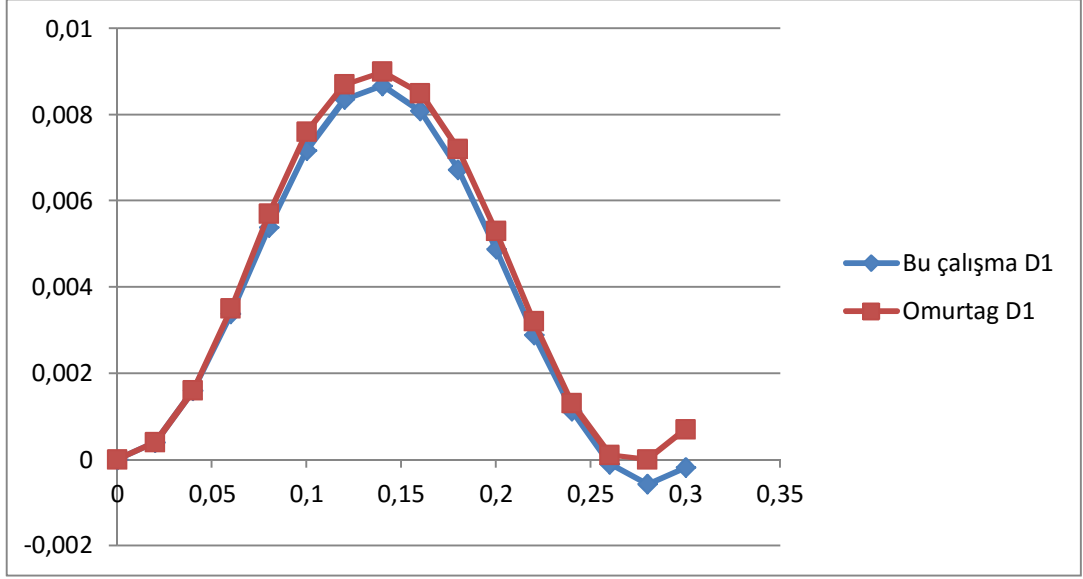
olarak belirlenir. Bu adımdaki yerdeğiştirme:

$${}^{t+\Delta t}\mathbf{u} = \bar{\mathbf{M}}^{-1} {}^t\bar{\mathbf{F}}$$

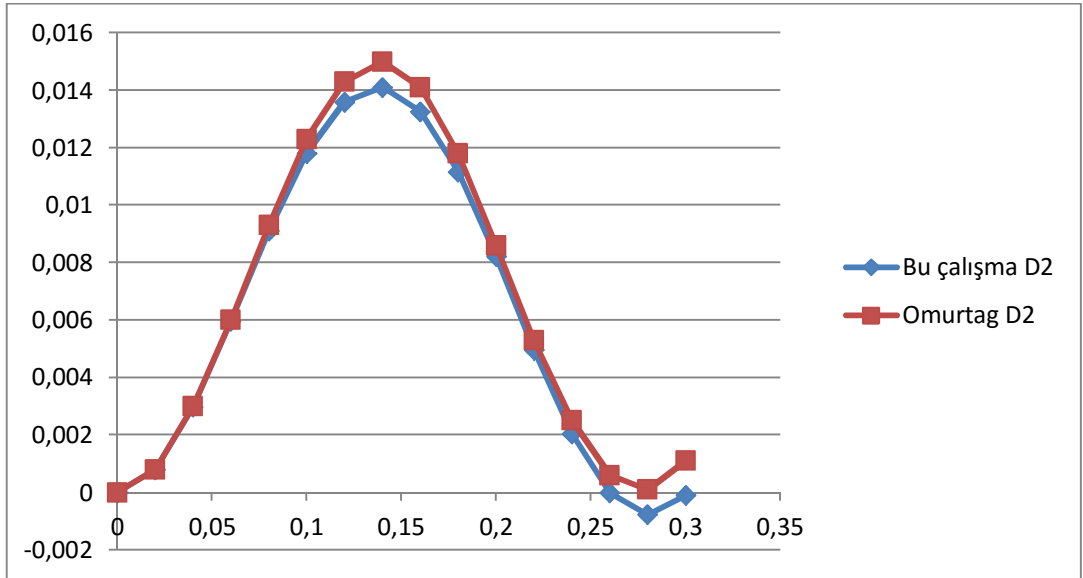
$$\Delta t\mathbf{u} = \begin{bmatrix} 4 & 0 \\ 0 & 4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 100 \\ 200 \end{bmatrix} \times 10^{-6} = \begin{bmatrix} 0.0004 \\ 0.0008 \end{bmatrix}$$

olarak bulunur.

Bu şekilde analiz $T = 0.3\text{sn}$ 'ye kadar devam ettirilerek Şekil 6.64 ve 6.65 de gösterilen kat yerdeğiştirmeleri elde edilmiştir.



Şekil 6.64 : 1.kat için elde edilen yerdeğiştirmeler ve Omurtag tarafından verilen değerler ile karşılaştırılması.



Şekil 6.65 : 2.kat için elde edilen yerdeğiştirmeler ve Omurtag tarafından verilen değerler ile karşılaştırılması.

6.14 Örnek 14: İki parametrelili Zemine Oturan İki Binanın Önceden Kaydedilmiş Deprem Hareketi Altında Davranışı

İki parametrelili zemin modelinden yararlanılarak 8 katlı ve 3 katlı iki binanın birbiriyle etkileşimi hazırlanan program aracılığı ile incelenecektir. Program tarafından, önceden tanımlanan yer ivmesi altında zaman tanım alanında çözüm yapılarak her analiz adımında iki parametrelili zemine ait katsayılar yeniden

hesaplanarak deprem süresince zemin davranışındaki değişim hesaba alınabilmektedir.

Binalar arasındaki mesafe ve sıkıştırılabilir zemin tabakası kalınlığı değiştirilerek yapılan çözümler karşılaştırılacaktır. Elde edilen sonuçlar Hamarat[23] tarafından yapılan tez çalışmasında bulunan sonuçlar ile karşılaştırılacaktır.

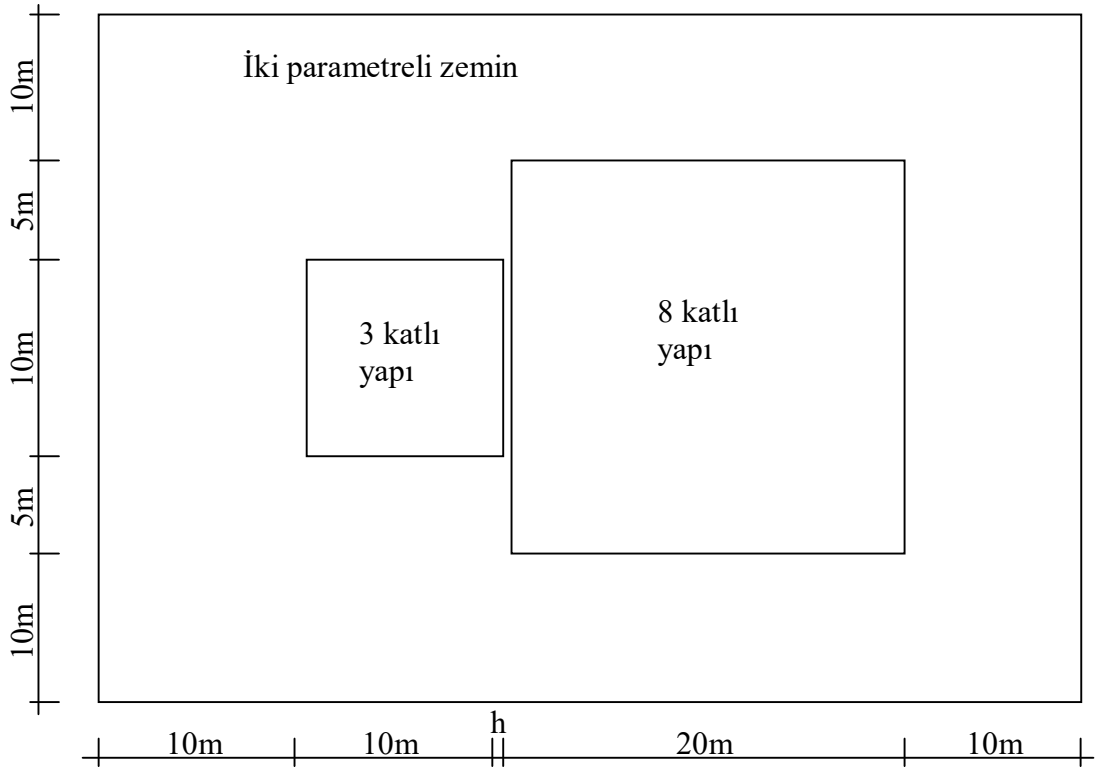
Kocaeli[47] depremine ait doğu-batı ve düşey yöndeki ivme kayıtlarının 13.sn sinden sonraki 15 saniyelik bölümü yapılan analizlerde kullanılmıştır. Yatay ivme, yapıların bitişik olduğu doğrultuda verilmiştir. İkinci parametrenin değişimini gözlemleyebilmek için, düşeydeki sabit yük ve hareketli yüklerden oluşan yerdeğiştirmeler analizin başlangıç koşulu olarak seçilmiştir. Düşey kütle tanımında hareketli yük çarpanı kullanılmayarak düşey yüke uygun kütle seçilmiştir. Ayrıca düşey deprem ivmesine yerçekimi ivmesi eklenmiştir. Yatay doğrultuda kütle hesabında, sabit düşey yükler ve hareketli yüklerin %30'u alınmıştır.

Zaman İntegrasyon yöntemi olarak Hilber-Hughes-Taylor yöntemi [38] kullanılmıştır ve bu yöntemdeki α integrasyon şeması katsayısı koşulsuz yakınsamayı sağlayan 0 olarak seçilmiştir. Zaman integrasyonunda zaman artımı olarak $\Delta t=0.005s$ seçilmiştir. Yapının sönümü önceden yapılan çalışmalarla karşılaştırılması açısından ihmal edilmiştir.

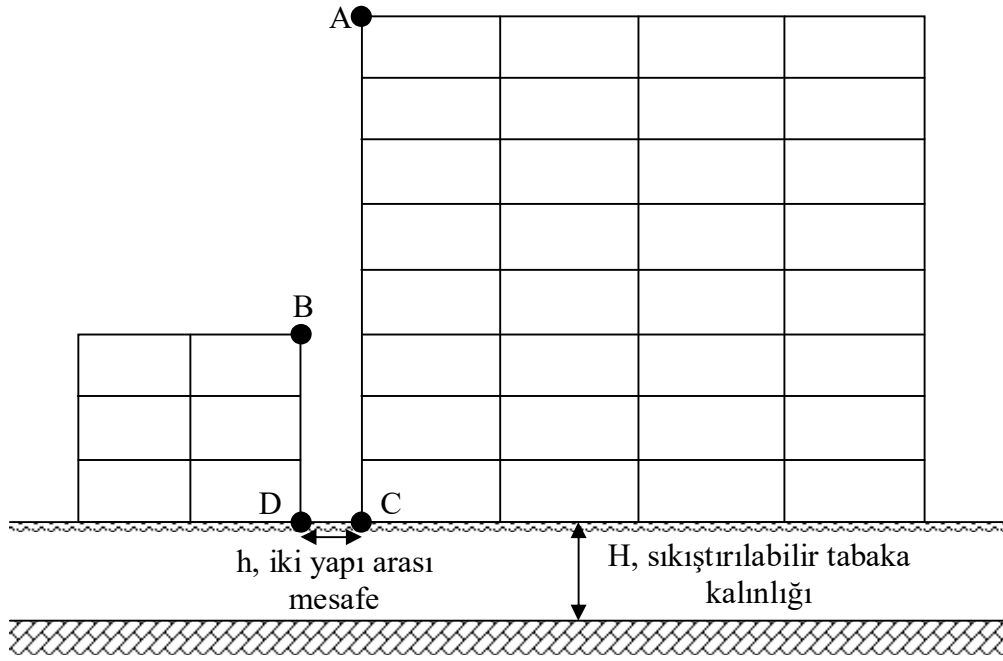
İncelenen zemin tabakasının elastisite modülü $E_s = 68950 \text{ kN/m}^2$, poisson oranı $\nu_s = 0.25$ 'dir. Binaların geometrisi Hasgül [46]'den alınmıştır. Binaya ait malzeme ve kesit özellikleri Çizelge 6.50'de verilmiştir.

Çizelge 6.50 : Binalara ait özellikler.

			3 katlı bina	8 katlı bina
f _{ck}		(Mpa)	20	25
Elastisite Modülü		(Mpa)	28000	30000
Poisson Oranı			0,2	0,2
Döşeme Yükleri	Sabit Yükler	(kN/m ²)	Öz ağırlık: 3,00	
			Kaplama vb.: 1,5	
	Hareketli Yükler	(kN/m ²)	Ara katlar: 2,00	
			Çatı katları: 1,00	
Dış kirişlerde duvar yükü		(kN/m)	6,00	
Kat yüksekliği		(m)	3,00	
Döşeme kalınlığı		(m)	0,12	
Temel kalınlığı		(m)	0,5	0,75



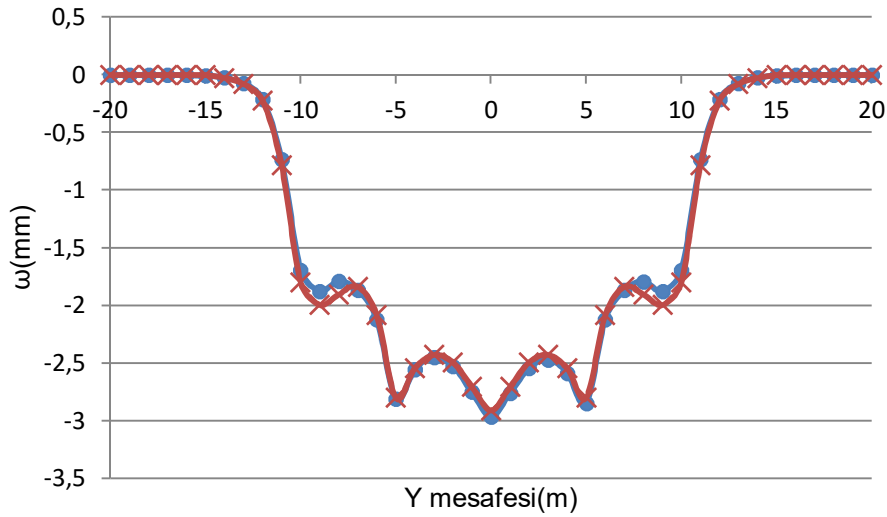
Şekil 6.66 : Yapı oturma planı ve modellenen zemin.



Şekil 6.67 : Sonuçlarda incelenen düğüm noktaları.

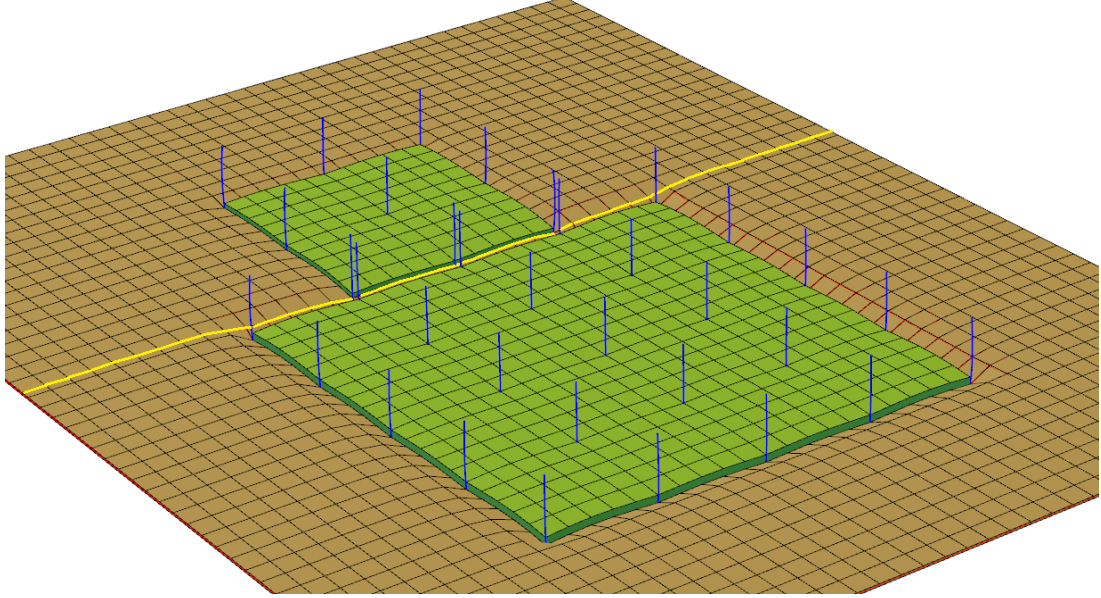
6.14.1 Düşey yükler altında analiz

Geliştirilen bilgisayar yazılımının doğru sonuç verip vermediğinin anlaşılması için, ilk olarak düşey yükler altında Şekil 6.67’te verilen D noktasında, $x=20\text{m}$ aksında zeminde oluşan yerdeğiştirmeler, Hamarat tarafından elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.



Şekil 6.68 : $x=20\text{m}$ için sonuçlar; ×:Hamarat, •:Yapılan çalışma.

Şekil 6.68’de zemindeki yerdeğiştirmeleri verilen kesitte üç katlı binaya ait üç adet kolon bulunmaktadır. Bu kolonlar $y=-5$, 0 ve 5 m akslarından geçmektedir. Şekil 6.69’da görüldüğü gibi $y=10$ m aksında da önemli ölçüde çökme meydana gelmiştir.



Şekil 6.69 : $x=20$ m çizgisi üstünde zemin şekildeğiştirmesi.

Şekil 6.69’da 3 ve 8 katlı binaların altındaki ve temel zemini dışındaki zemin çökmeleri perspektif olarak gösterilmiştir. 8 katlı binanın köşe kolonları $x=20$ m aksından geçmediği halde, iki parametrelili zemin kabulünün bir sonucu olarak, bu aks üzerinde de yerdeğiştirme oluşturduğu Şekil 6.68 ve Şekil 6.69’da görölmektedir.

6.14.2 Zaman tanım alanındaki analizler

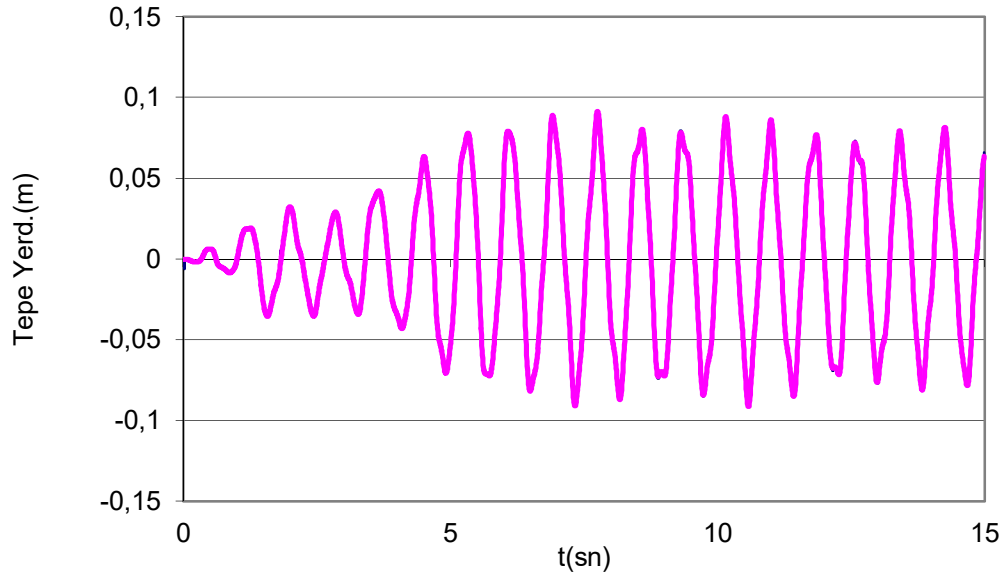
Bina sisteminin 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin doğu-batı bileşeni yatay ivme kaydı ve düşey ivme kaydı altındaki davranışı Zaman Tanım Alanında Analiz ile incelenmiştir. Çözümlerde sönüm etkileri ihmal edilmiştir.

Hamarat [23] tarafından yapılan çalışmada, Zaman entegrasyonuna başlamadan önce zemine ait parametreler belirlenmiş ve analiz boyunca değıştirilmemiştir. Sözkonusu modelde ayrıca, Winkler zemini düğüm noktalarında tanımlanan tekil yaylarla temsil edilmiştir. Buna göre oluşturulan model ilk olarak düşey yükler için çözülmüş, daha sonra elde edilen zemin parametrelerine bağılı olarak yatay ve düşey ivme kayıtları için hesaplar tekrarlanmıştır. Sonuçlar irdelenirken, düşey yükler altında bulunan değışerler ile zaman entegrasyonu ile elde edilen değışerler toplanmıştır.

Bu çalışmada ise Winkler zemini tekil yaylar yerine sürekli ortam olarak temsil edilmiş, ayrıca, zaman entegrasyonu süresince zemin parametrelerinin değişimi gözönüne alınmıştır. Buna göre, ilk olarak düşey yükler altında bina–zemin sistemi çözülerek zaman entegrasyonunun başlangıç koşulları belirlenmiştir. Daha sonra, aynı anda tanımlanan yatay ve düşey deprem ivme kayıtları için zaman tanım alanındaki analizler gerçekleştirilmiştir.

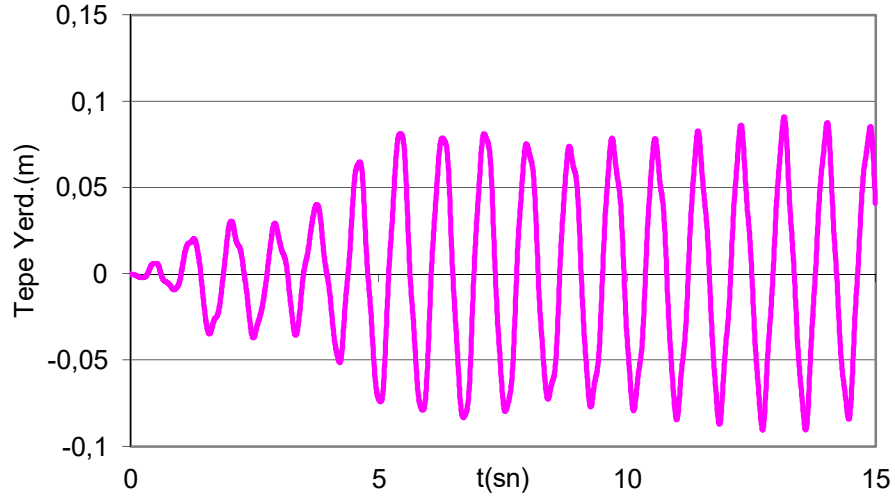
6.14.3 Sonuçların Karşılaştırılması

Farklı sıkışabilir tabaka kalınlıkları için yapılan analizlerin sonucunda elde edilen Bina sisteminin C noktasının yerdeğiştirme geçmişleri sırası ile Şekil 6.70, Şekil 6.71 ve Şekil 6.72’da verilmiştir.

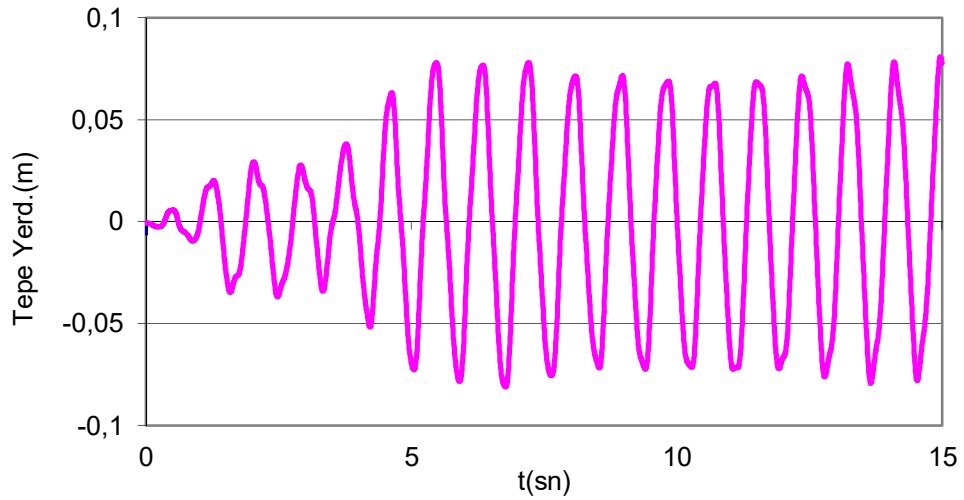


Şekil 6.70 : 8 katlı yapıda bulunan C noktasının, ankastre mesnetli kolon için zaman tanım alanında analizi sonucu elde edilen yerdeğiştirme geçmişi.

C noktasına ait yerdeğiştirme geçmişleri her iki çalışmada da aynı bulunmuştur. İlk olarak ankastre mesnetli kolon çözümü incelenerek, iki çalışma arasında zemin parametrelerinin gözönüne alınış şekline göre farklılık olup olmadığı kontrol edilmiş, daha sonra parametrelerin zaman artımındaki değişimleri de gözönüne alınarak, sözkonusu değişimlerin sonuçlara etkisi tartışılmıştır.



Şekil 6.71 : İki yapı arası mesafe 0.5m ve sıkışabilir zemin kalınlığı 3m için C noktasının zaman tanım alanında analizi sonucu elde edilen yerdeğiştirme geçmişi.



Şekil 6.72 : İki yapı arası mesafe 0.5m ve sıkışabilir zemin kalınlığı 6m için C noktasının zaman tanım alanında analizi sonucu elde yerdeğiştirme geçmişi.

6.14.4 Zemin parametresinin değişiminin irdelenmesi

Önceki bölümlerde söz edildiği gibi, bu çalışmada zaman entegrasyonunun her adımında zemin parametreleri tekrar hesaplanmaktadır. Analizin her adımında sıkışabilir zemin tabakasının kalınlığına bağlı olarak yeni bir γ mod parametresi hesaplanmakta, bu parametreye bağlı olarak da temel altı zemininin k ve $2t$ değerleri hesaplanmaktadır. Elde edilen bu değerlere bağlı olarak zemin sonlu elemanlarına ait rijitlik matrisleri tekrar hesaplanmakta, zaman entegrasyonunun bir sonraki adımına geçilmektedir.

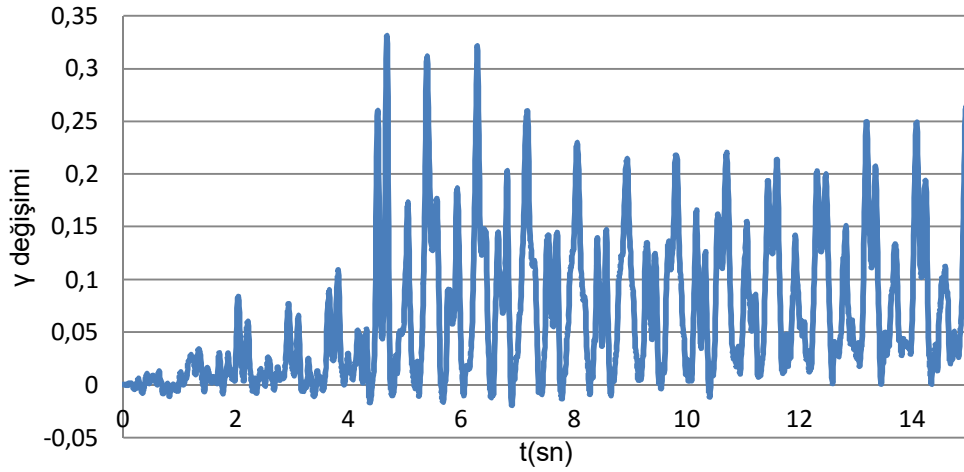
İki bina arasındaki mesafenin 0.5m ve sıkışabilir zemin tabakası kalınlığı 6m olması durumu için yapılan hesapta, ilk adımda zemin parametrelerinin başlangıç değerleri

$$\gamma=0.654$$

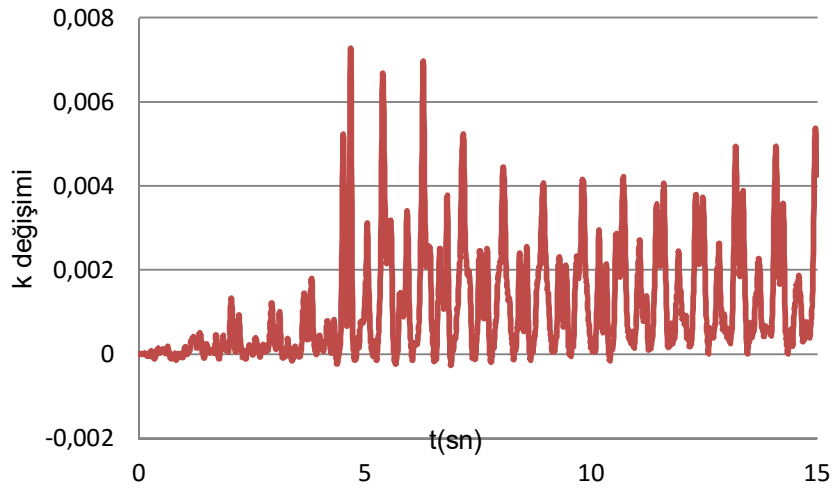
$$k=13841 \text{ kN/m}^3$$

$$2t=52209 \text{ kN/m}$$

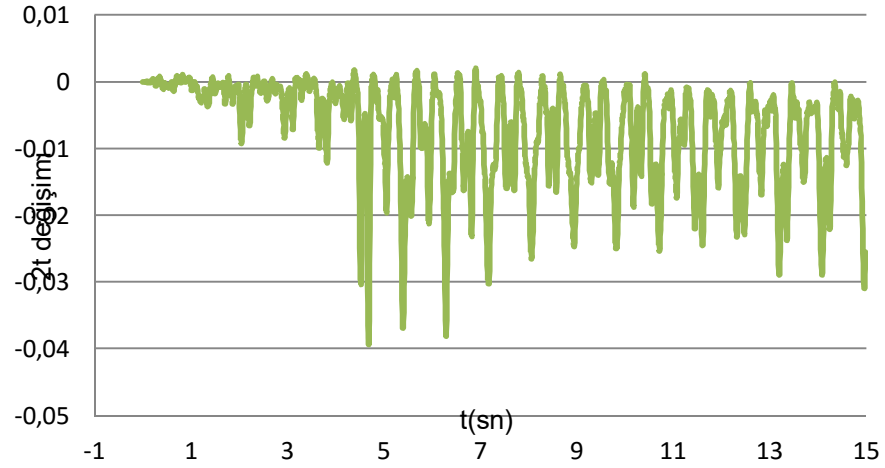
şeklindedir. Zaman entegrasyonu sırasında elde edilen, zemin parametrelerindeki değişim oranları sırası ile Şekil 6.73, Şekil 6.74 ve Şekil 6.75’de verilmiştir.



Şekil 6.73 : İki bina arasındaki mesafe 0.5m ve sıkışabilir zemin tabakası kalınlığı 6m için γ parametresinin orantısal olarak değişimi.



Şekil 6.74 : İki bina arasındaki mesafe 0.5m ve sıkışabilir zemin tabakası kalınlığı 6m için k parametresinin orantısal olarak değişimi.



Şekil 6.75 : İki bina arası mesafe 0.5m ve sıkışabilir zemin tabakası kalınlığı 6m için 2t parametresinin orantısal olarak değişimi.

Şekil 6.73, Şekil 6.74 ve Şekil 6.75 incelendiğinde, γ parametresindeki 0.33 oranında değişime karşılık, k parametresinde 0.008, 2t parametresinde ise 0.04 oranında değişim olmaktadır.

Farklı sıkışabilir zemin tabakası kalınlıkları için elde edilen sonuçlar Çizelge 6.51 ve 6.52’de gösterilmiştir.

Çizelge 6.51 : Zaman Tanım Alanında analizde hesaplanan zemin parametrelerinin başlangıç ve maksimum değerleri.

Bina			γ	k kN / m ³	2t kN / m
H	h				
3	0.5	t ₀	0.531	27626	26580
		t _{max}	0.804	27808	26682
6	0.5	t ₀	0.654	13841	52209
		t _{max}	0.868	13942	52315
12	0.5	t ₀	0.877	6974	100108
		t _{max}	1.057	7051	100290

Çizelge 6.52 : Başlangıç adımına göre zemin parametrelerindeki maksimum oransal değişim.

Bina		γ	k	2t
H	h			
3	0.5	0.515	0.006	0.004
6	0.5	0.3315	0.0073	0.002
12	0.5	0.205	0.0111	0.0018

Zemin noktalarının düşey yerdeğiştirmeleri arttıkça zeminde oluşan gerilmeler de artacaktır. Çizelge 6.53’de 8 katlı binaya ait C noktasının ve 3 katlı binaya ait D noktasının düşey yerdeğiştirmeleri gösterilmiştir.

Çizelge 6.53 : 0.5m mesafeli C ve D noktaları için düşey yerdeğiştirmeler(m).

	Winkler	Ayrı	H = 3	H = 6	H = 12
C	0.00262	0.0086	0.0089	0.012	0.0168
D	0.001	0.0033	0.0057	0.0097	0.0154

Çizelge 6.54 : C ve D noktaları için göreceli yerdeğiştirmeler.

	Winkler	Ayrı	H = 3	H = 6	H = 12
C	1	3.28	3.41	4.6	6.4
D	1	3.3	5.7	9.7	15.4

Çizelge 6.53 ve 6.54’de, ilk sütunda Winkler modeli, ikinci sütunda $H = 3m$ sıkışabilir zemin tabakası ile binaların ayrı ayrı modellenmesi, diğeri sütunlarda ise değışik sıkıştırılabilir zemin tabakaları ile iki binanın birlikte modellenmesi sonucunda elde edilen değışerler gösterilmiştir.

Yapı sistemlerinin yapı-zemin etkileşimini gözönüne alınarak çözümlerinde genellikle Winkler tipi zemin olarak bilinen bir parametrelili zemin modeli kullanılmaktadır. İki parametrelili zemin modellerinde ise, zemindeki komşu noktaların etkileşimi gözönüne alındığından daha gerçekli çözümler vermektedir. Bu çalışmada, zaman tanım alanındaki analizlerle, bitişik yapıların deprem sırasındaki etkileşimleri ve iki parametrelili zemine ait davranış parametrelerinin, binaların bütünleşik davranışlarına olan etkileri incelenmiştir. Çizelge 6.52 ve 6.53’de verilen karşılaştırmalarda, binaların birbirine olan etkisi nedeniyle yerdeğıştirmelerin arttığı ve bunda sıkışabilir zemin tabakası kalınlığının öneminin büyük olduğı gözlenmektedir. Zemin nokta yerdeğıştirmeleri arttıkça zeminde oluşan gerilmelerde artacağı için ikinci parametre önem taşımaktadır.

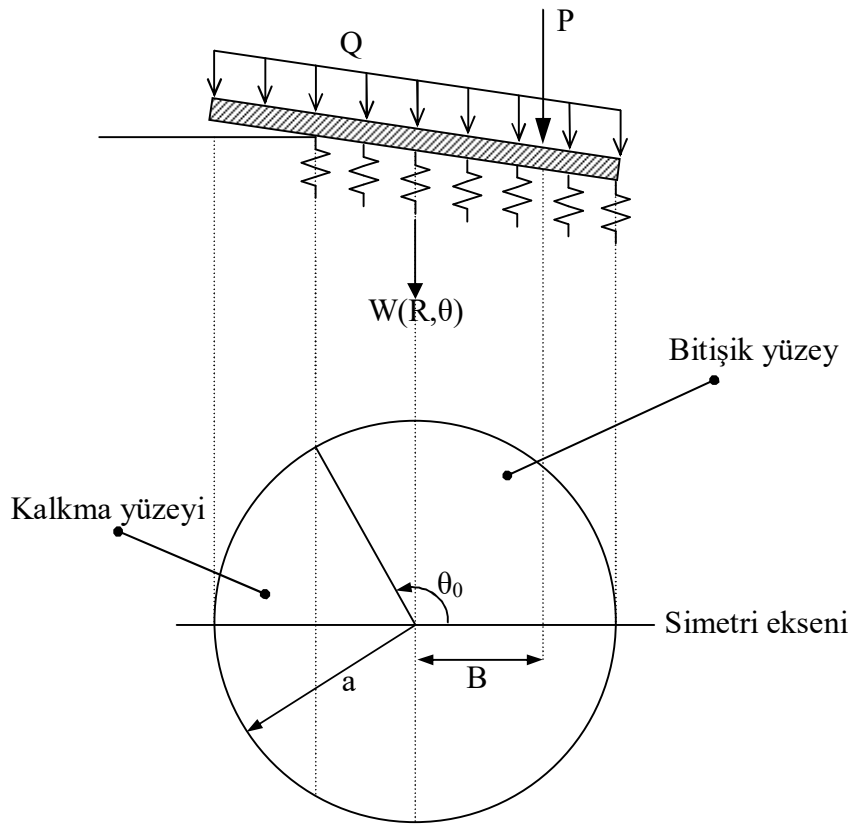
İki parametrelili zemin modelinde incelenen komşu binaların birbirine göre durumları da sonuçları önemli ölçüde değıştirmektedir. Çizelge 6.52’e göre 8 katlı yapının C düğüm noktasının yerdeğıştirmesi %3.4 oranında değışirken, 3 katlı binanın D noktasının yerdeğıştirmesi %42 oranında değışmektedir. Bu sonuca göre, ağırlığı büyük olan binalara komşu olarak inşa edilen binalar ile ilgili deprem hesaplarında, binaların etkileşimi mutlaka göz önüne alınmalıdır.

Bununla birlikte, verilen örnek için, zaman tanım alanında yapılan analizlerde γ parametresinin zaman artımı adımlarında yenilenmesinin düşey parametrelerin değışmesi üstünde önemli bir etkisinin olmadığı Çizelge 6.51 ve 6.52’de görülmektedir. Daha genel sonuçlara varılabilmesi için, farklı bina ve kat sayıları ile

farklı tipteki sıkışabilir tabaka kalınlıkları için hesapların tekrarlanması gerekmektedir.

6.15 Örnek 15: Statik Yükler Etkisinde Dairesel Temel Sisteminin Sadece Basınç Altında Çalışan Zemin Kabulü ile Zeminden Ayrılma Analizi

Sadece basınç altında çalışan Winkler zeminine oturan rijit dairesel temel sistemi Celep ve Güler[34] tarafından sistem davranışı formülüze edilerek incelenmiştir. İki bilinmeyen ile ifade edilen sistemde temel orta noktasının çökmesi ve dönmesi hesaba alınmıştır.

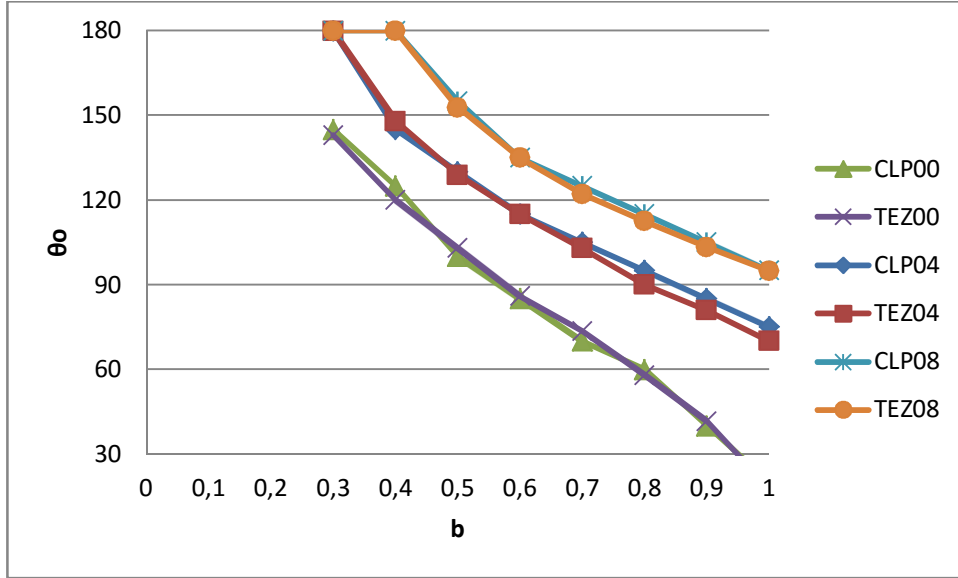


Şekil 6.76 : Çekme gerilmesi almayan zemine oturan dairesel plak.

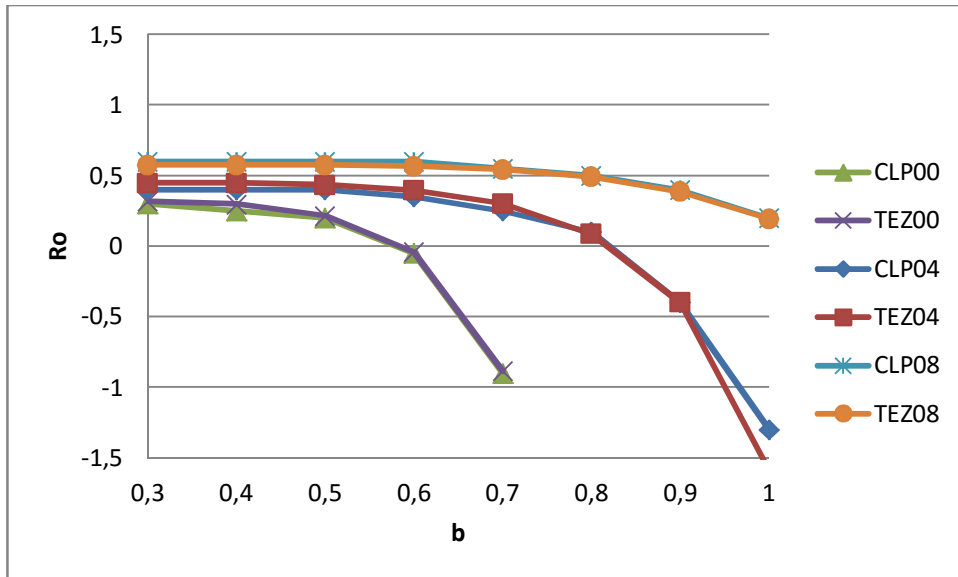
Şekil 6.76’de gösterilen dairesel plak, düzgün yayılı yükün ve tekil yükün etkisi altındadır. Yayılı yükün büyüklüğü, tekil yükün yeri ve büyüklüğü, plak çapı ve zemin yatak katsayısı değiştirilerek elde edilen durumlar için sistemin kalkma yüzeyini tarif eden θ_0 açısı, merkez noktasının boyutsuz çökmesi (R_0) ve dönmesi (R_1) incelenecektir. Bu işlemlerin sistematik ve boyutsuz biçimde yapılabilmesi için büyüklükler bazı parametrelere bağlı olarak tanımlanmıştır.

$$q = \frac{\pi a^2 Q}{Mg} \quad p = \frac{P}{Mg} \quad b = \frac{B}{a} \quad k_f = \frac{K_f a^3}{Mg} \quad (6.5)$$

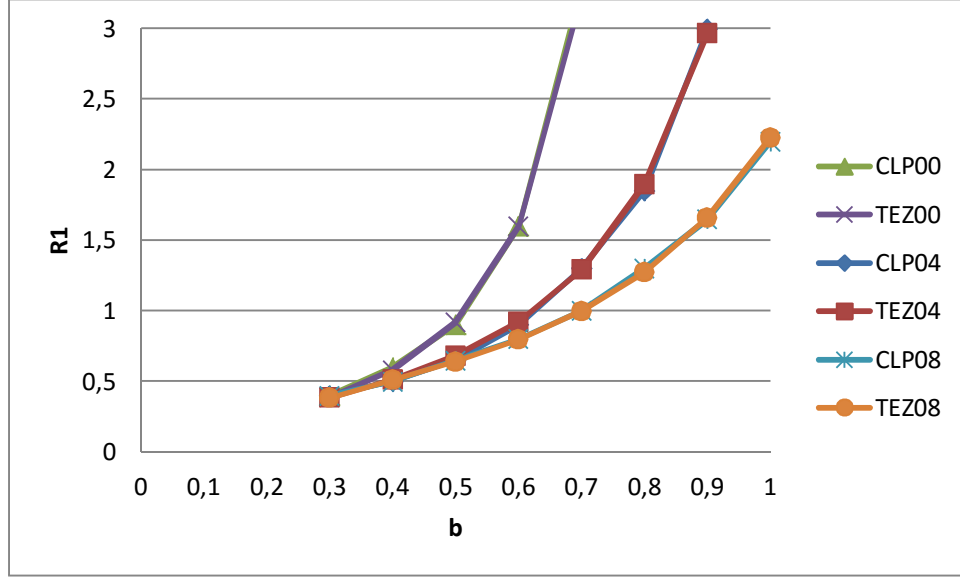
Elde edilen sonuçlar bahsedilen yayındaki sonuçlarla Şekil 6.77, 6.78 ve 6.79’de karşılaştırılmıştır. Şekillerden de görülebileceği gibi, iki çalışmanın sonuçları birbiriyle uyumludur.



Şekil 6.77 : Temele uygulanan yükün eksantrisitesini ifade eden b değerlerinin değiştirilmesi ve boyutsuz yayılı yükün 0.0, 0.4 ve 0.8 alınmasıyla elde edilen kalkma yüzeyi.



Şekil 6.78 : Temele uygulanan yükün eksantrisitesini ifade eden b değerlerinin değiştirilmesi ve boyutsuz yayılı yükün 0.0, 0.4 ve 0.8 alınmasıyla elde edilen temel merkez noktası boyutsuz çökmesi.



Şekil 6.79 : Temele uygulanan yükün eksantrisitesini ifade eden b değerlerinin değiştirilmesi ve boyutsuz yayılı yükün 0.0, 0.4 ve 0.8 alınmasıyla elde edilen temel merkez noktası boyutsuz dönmesi.

Gerçekleştirilen analizler sonucu elde edilen sonuçlar değerlendirildiğinde, şu yorumlar yapılabilir:

1. Yayılı yükün şiddetinin artırılmasıyla temeldeki kalkma yüzeyi azalmıştır.
2. Yayılı yükün artırılmasıyla temel merkezindeki çökme artmıştır.
3. Yayılı yükün artırılmasıyla temel merkezindeki dönme azalmıştır.
4. Tekil yük ile oluşturulan eksantrisite artırıldıkça temeldeki kalkma yüzeyi artmıştır.
5. Tekil yük ile oluşturulan eksantrisite artırıldıkça temel merkezindeki çökme azalmıştır.
6. Tekil yük ile oluşturulan eksantrisite artırıldıkça temeldeki dönme artmıştır.
7. Elde edilen sonuçlar referanstaki çalışmayı da destekler niteliktedir.

yapı, kolon üstünde U_x ve U_y yatay yerdeğiştirmesi, temel orta noktasında W_o düşey çökme, θ_x ve θ_y dönme hareketlerini yapabilmektedir.

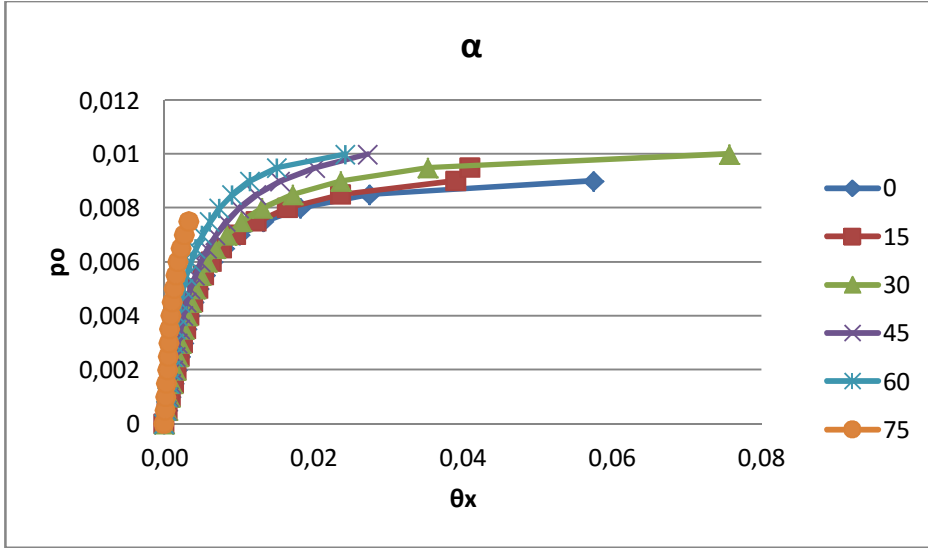
Yapı sistemi değişik yükleme ve geometri varyasyonları altında birçok kez çözümlü sonuçları incelenmiştir. Bu işlemi sistematik ve boyutsuz olarak yapabilmek için birtakım değişkenler kullanılmıştır.

$$a = \frac{A}{L} \quad b = \frac{B}{L} \quad k_x = \frac{K_x}{K_f AB} \quad k_y = \frac{K_y}{K_f AB} \quad (6.6)$$

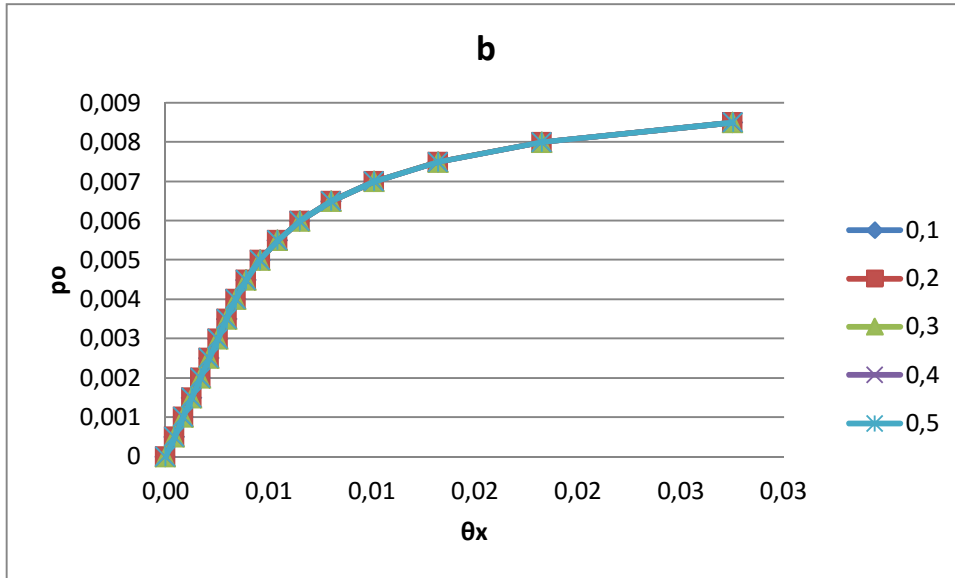
$$q_o = \frac{Q_o}{K_f L} \quad p_o = \frac{P_o}{K_x L} \quad m_c = \frac{M_c g}{K_f LAB} \quad m_p = \frac{M_p}{M_c} \quad (6.7)$$

Çözümlerde kolon narinliği üstündeki düşey yüke göre hesaba alınmıştır. Yapılan hesaplarda zeminden ayrılma göz önüne alınmıştır. Narinlik ve zeminden ayrılma özellikleri incelenen modeli belirgin şekilde doğrusal olmayan davranış içine sokmaktadır. Sistemin hesaplanması için doğrusal olmayan denklemlerin iteratif biçimde çözülmesi gerekmektedir. Bunun için temelin zeminden ayrılma durumu tahmin edilerek sistem çözülmeli, yapılan tahmin çözüm sonucuna uyuşmuyorsa yeni bir tahmin ile sistem tekrar çözülmelidir. Elde edilen zeminden ayrılma durumu, tahmin edilen duruma yeterince yakın olunca hesap sona erdirilmelidir. Ayrıca iterasyon adımlarında yapılan her çözüm, ikinci mertebe etkilerini de hesaba alabilmelidir. Sistem izostatik olduğu için kolona etkiyen normal kuvvet analiz adımlarında değişmeyecek, böylece narinlik etkileri kolayca hesaba alınabilecektir.

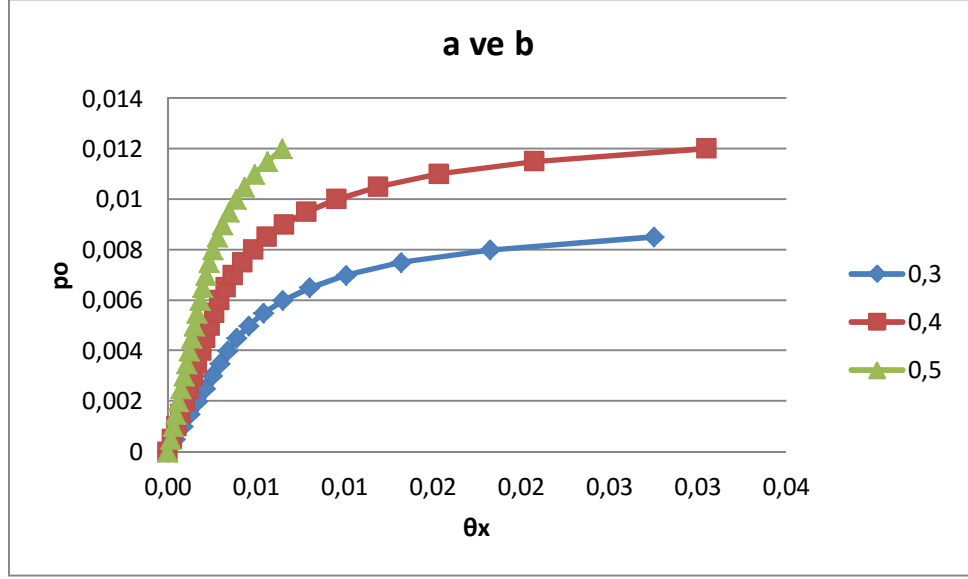
Sistemin statik yükler altında davranışı, Şekil 6.80, 6.81, 6.82 ve 6.83'de gösterilmiştir. Aksi belirtilmedikçe çözümlerde temel boyutlarını belirleyen a ve b katsayıları 0.3, temel üstü yayılı yükü belirleyen q_o katsayısı 0.0002, kolon ve temelin kütlesini belirleyen m_c ve m_p katsayıları sırasıyla 0.001 ve 2, kolon rijitliğini belirleyen k_x ve k_y katsayıları 0.1, tekil yükün X eksenine yaptığı α açısı ise 0 derece olarak kabul edilmiştir. Artan tekil yükler altında sistemde sırasıyla α , b ve q_o katsayıları değiştirilerek temelde Y eksenine çevresindeki dönmeyi ifade eden θ_x incelenmiştir.



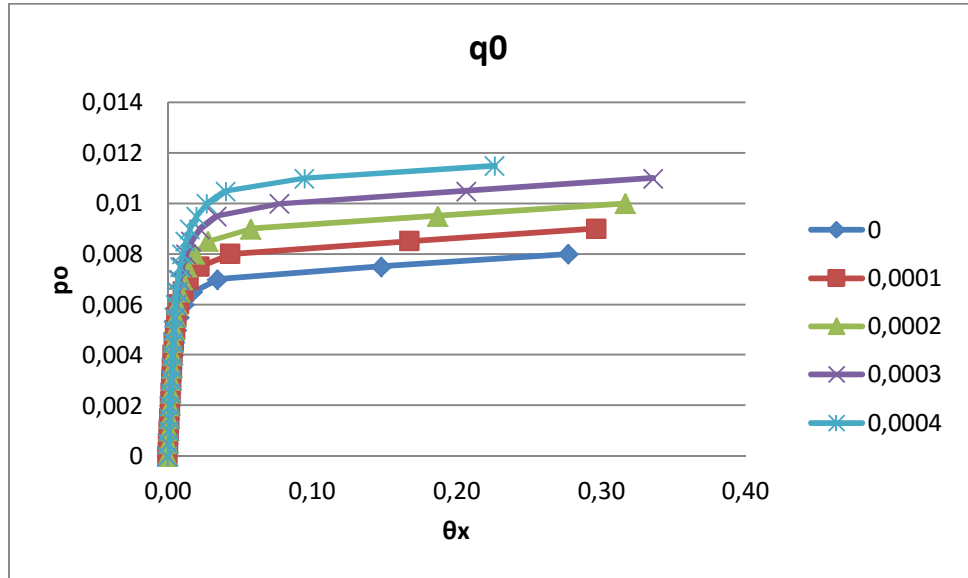
Şekil 6.81 : Sistemde α açısının değiştirilmesi ile elde edilen yük-dönme grafiği.



Şekil 6.82 : Sistemde b temel genişliği katsayısının değiştirilmesi ile elde edilen yük-dönme grafiği.

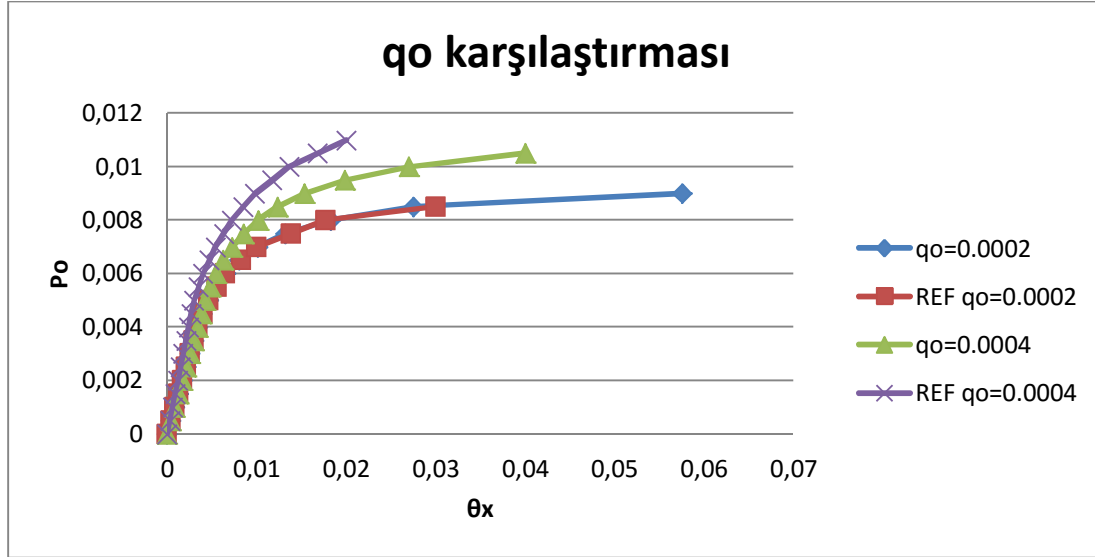


Şekil 6.83 : Sistemde a ve b temel ebatları katsayılarının birlikte değiştirilmesi ile elde edilen yük-dönme grafiği.



Şekil 6.84 : Sistemde q_0 yayılı yük katsayısının değiştirilmesi ile elde edilen yük-dönme grafiği.

Elde edilen değerler Güler[35] tarafından yapılan çalışmalarla karşılaştırılmıştır. Bahsedilen çalışmada benzer şekilde α , a ve q_0 katsayıları değiştirilerek θ_x - p_0 diyagramları çizilmiştir. Verilen diyagramlarda α ve a arasında uyumsuzluk olduğu için sadece q_0 katsayısı değiştirilerek elde edilen sonuçlar bu çalışmada elde edilen sonuçlarla Şekil 6.85’de karşılaştırılmıştır.



Şekil 6.85 : Referans alınan kaynakta bulunan sonuçların karşılaştırılması.

Elde edilen sonuçlar incelendiğinde, temel üstünde tanımlanan yayılı yükün küçük değerleri için büyük oranda yakınlık elde edilmekle birlikte yayılı yük arttıkça temelde elde edilen dönmede farklılık ortaya çıkmaktadır. Karşılaştırma yapılan yayındaki diğer çizelgeler ile yakınlık sağlanamamıştır. Söz konusu yayında verilen çizelgelerde uyumsuzluk bulunduğu için verilen değerlerden yararlanılmamıştır.

Yürütülen analizler sonucu elde edilen değerler incelendiğinde, şu sonuçlar çıkartılabilir:

1. Tekil yükün X eksenini ile yaptığı açığı ifade eden α açısının artması ile tekil yükün X yönündeki izdüşüm kuvveti azalmaktadır. Buna bağlı olarak temeldeki θ_x dönmesi de azalmıştır.

2. Karşılaştırma yapılan yayında “b” parametresinin değiştirilmesi ile de değişik sonuçlar elde edilmiştir. Bu çalışmada ise “b” parametresinin değişmesi herhangi bir değişikliğe yol açmamıştır. Verilen formülasyonlar incelenirse “L” parametresi sabit tutulduğunda “b” parametresi doğru orantılı olarak temel uzunluğu “B” yi; “ k_x ”, “A” ve “ K_f ” sabit tutulduğunda ters orantılı olarak “ K_x ” parametresini; “ p_0 ” sabit tutulduğunda doğru orantılı olarak “ P_0 ” parametresini değiştirmektedir. Kolon sistemi izostatik olduğu için kolon altında oluşan moment kolon rijitliğinden bağımsızdır. Yayında verilen değerler $\alpha=0$ açısına göre olduğu için temel boyutu arttırıldıkça dik yöndeki moment de doğru orantılı olarak arttırılmaktadır, bu yüzden temelde oluşan dönme değerleri değişmemektedir.

3. a ve b parametreleri birlikte arttırıldığında temele denk gelen zemin alanı ve temel ağırlığı da artacağı için beklendiği gibi temeldeki dönme açısı azalmıştır.

4. Temele etkiyen yayılı yükün artırılmasıyla temelde daha fazla düşey yerdeğiştirme olacağı için zeminden ayrılma daha geç olacaktır. Buna bağlı olarak Şekil 6.84 de görüldüğü şekilde temelde oluşan dönme miktarı azalmıştır.

6.17 Örnek 2’de Çözülen İki Katlı Bir Açıklıklı Sistemin Visual Basic NET Ve C# Kodları Aracılığı İle Programa Tanıtılması

Örnek 2’de tanıtılan sistemin Visual Basic Net ve C# programlama dilleri ile programlanması irdelenecektir. Hazırlanan sonlu eleman yazılımı, program kütüphanesi haline getirildiği için başka programlar tarafından çağrılabilir.

6.17.1 Örnek 2’nin C# programlama dilinde hazırlanması

```
//DEMİR ÇAPLARINI SAKLAYAN DİZİ TANIMLANMASI
double[] Fi = GenelKesit.Betonarme.Fi;
//BOŞ MODEL OLUŞTURMA KOMUTU
SonluEleman.FEModel f = new FEModel();
//İLK MALZEMENİN KULLANILMASI, YENİ MALZEME EKLEMeye GEREK YOK
Material beton = f.Materials[ 0 ];
//MALZEME'YE C25 BETONU ÖZELLİKLERİ ATAMASI
beton.ChangeMainMat(Material.AnaMalzSinif.C25);
//ÇELİK MALZEMESİNİN TANIMLANMASI
beton.ChangeBar(Material.DonatiSinif.S420);
//MALZEME GÜVENLİK KATSAYILARININ AYARLANMASI
//beton.GuvFakBet = 1; beton.GuvFakCel = 1;
//KOLON KESİTİNİN TANIMLANMASI
SectRect Kolon = (SectRect)f.AddFrameSec("kolon", 0.4, 0.4, beton);
//KİRİŞ KESİTİNİN TANIMLANMASI
SectTee Kiriş = (SectTee)f.AddFrameSec("Kiris", FrameSection.Type.Tee, beton, 0.4,
0.6, 1.04, 0.12);
//KOLONLAR İÇİN N-M2-M3 TİP MAFSALI TANIMLANMASI
DesignNM2M3 KolDes = new DesignNM2M3("KolKes", Kolon, 3, Fi[ 24 ], 3, Fi[ 22 ],
0.04);
//2 VE 3 NUMARALI DONATI ÇUBUĞUNUN ÇAPININ 22MM OLARAK DEĞİŞTİRİLMESİ
KolDes.ChangeBars(2, 22, 3, 22);
//OTOMATİK OLARAK AKMA SINIRININ BULUNMASI YERİNE MANUEL OLARAK BELİRLENMESİ
KolDes.KapaV3AltAkmaOverrideForM3Hinge = 170000; //PROGRAM 198000 OLARAK HESAPLIYOR
KolDes.KapaV3UstAkmaOverrideForM3Hinge = 170000; //PROGRAM 198000 OLARAK HESAPLIYOR
//TANIMLANAN MAFSALIN MODELE EKLENMESİ
f.FrameDesInfs.Add(KolDes);
//KİRİŞ KESİTİNİN TANIMLANMASI
DesignNM2M3 KirMesDes = new DesignNM2M3("KirMesKes", Kiriş, 6, Fi[ 14 ] * 1.1, 3,
Fi[ 14 ], 0.01);
//OTOMATİK OLARAK AKMA SINIRININ BULUNMASI YERİNE MANUEL OLARAK BELİRLENMESİ
KirMesDes.KapaV3AltAkmaOverrideForM3Hinge = 100000; //PROGRAM 99K OLARAK HESAPLIYOR
KirMesDes.KapaV3UstAkmaOverrideForM3Hinge = 210000; //PROGRAM 212K OLARAK HESAPLIYOR
//TANIMLANAN MAFSALIN MODELE EKLENMESİ
f.FrameDesInfs.Add(KirMesDes);
//İLK YÜKLEMENİN KULLANILMASI, YENİ YÜKLEMeye GEREK YOK
LoadCase olu = f.LoadCases[ 0 ];
//GLOBAL SERBESTLİKLERİN TANIMLANMASI
f.Tutulu = Restraint.FrameXZ;
```

```

//KOLONLARIN EKLENMESİ
f.AddFrame(0, 0, 0, 3, Kolon);
f.AddFrame(4, 0, 0, 3, Kolon);
f.AddFrame(8, 0, 0, 3, Kolon);
f.AddFrame(0, 0, 3, 3, Kolon);
f.AddFrame(4, 0, 3, 3, Kolon);
f.AddFrame(8, 0, 3, 3, Kolon);
//SİSTEMDE BULUNAN BÜTÜN ELEMANLARA TEK SEFERDE PLASTİK MAFSAL ATANMASI
f.Edit.AssignPlasHngToEmptyFrames(KolDes, FramePlasHinge.HingeTypes.M3, 0, 1);
//KİRİŞİN EKLENMESİ
f.AddFrame(0, 0, 3, 4, 0, 3, Kiris);
//KİRİŞE DÜZGÜN YAYILI YÜK EKLENMESİ
f.Frames.Last.AddLoad(60000, 60000, 0, 1, olu, Frame.Load.Direction.Gravity);
f.AddFrame(4, 0, 3, 8, 0, 3, Kiris);
f.Frames.Last.AddLoad(60000, 60000, 0, 1, olu, Frame.Load.Direction.Gravity);
f.AddFrame(0, 0, 6, 4, 0, 6, Kiris);
f.Frames.Last.AddLoad(60000, 60000, 0, 1, olu, Frame.Load.Direction.Gravity);
f.AddFrame(4, 0, 6, 8, 0, 6, Kiris);
f.Frames.Last.AddLoad(60000, 60000, 0, 1, olu, Frame.Load.Direction.Gravity);
//SİSTEMDE BULUNAN BÜTÜN ELEMANLARA TEK SEFERDE PLASTİK MAFSAL ATANMASI
f.Edit.AssignPlasHngToEmptyFrames(KirMesDes, FramePlasHinge.HingeTypes.M3, 0, 1);
//BETONARME ÇERÇEVE VARSAYIMLARININ AYARLANMASI(RİJİT DİYAFRAM VE MESNET)
f.Edit.AssignConcStruc();

double kutle = 480000 / Bir.g981;
//2 VE 7. DÜĞÜM NOKTALARINA X YÖNÜNDE MANUEL KÜTLE ATAMA
f.Joints[ 1 ].Kutle = new double[] { kutle, 0, 0, 0, 0, 0 };
f.Joints[ 6 ].Kutle = new double[] { kutle, 0, 0, 0, 0, 0 };
//DİNAMİK ANALİZ TANIMLANMASI
AnalDinamik adin = new AnalDinamik("din", true);
//DİNAMİK ANALİZİN, ANALİZ AĞACINA EKLENMESİ
f.AnalCases.Add(adin);
//TEPKİ SPEKTRUMU ANALİZİ TANIMLANMASI
AnalDeprem adep = new AnalDeprem("dep", adin, new AnalDeprem.Spectrum("tdy",
AnalDeprem.Spectrum.SpectTypes.TDY2007z2), 0.2 * Bir.g981 / 8, Restraint.UX);
//ANALİZ AĞACINA EKLENMESİ
f.AnalCases.Add(adep);
//İTME ANALİZİNİN TANIMLANMASI
AnalPush apush = new AnalPush("push", f.LoadCases[ 0 ], adep, f.Joints[ 6 ],
Vec3.VecX);
//UYARLAMALI ARTİMSAL ÖZELLİĞİNİN BELİRLENMESİ
apush.UyarlamaliArtimsal = true;
//ANALİZ AĞACINA EKLENMESİ
f.AnalCases.Add(apush);
//PERFORMANS ANALİZİNİN TANIMLANMASI
AnalPerformNonlin aperf = new AnalPerformNonlin("perf", apush, 0.2);
//ANALİZ AĞACINA EKLENMESİ
f.AnalCases.Add(aperf);
//MATRİSLERİN DİSKE YAZILMASI, İTME ANALİZİNDE SORUN OLDUĞU İÇİN KAPATILMASI
f.Options.SaveResultsDisabled = true;
//ANALİZE BAŞLANMASI
f.RunAnal();

//ANALİZDEN SONRA ÜÇ BOYUTLU PENCERENİN GÖSTERİLMESİ
new SonElForms.FYapi3D(f).ShowDialog(this);

//ANALİZDEN SONRA ÇIKTI HAZIRLAMA PENCERENİN GÖSTERİLMESİ
new SonElForms.FOut(f).ShowDialog(this);

```

6.17.2 Örnek 2'nin Visual Basic Net dilinde hazırlanması

```
//DEMİR ÇAPLARINI SAKLAYAN DİZİ TANIMLANMASI
Dim Fi As Double() = Betonarme.Fi
//BOŞ MODEL OLUŞTURMA KOMUTU
Dim f As SonluEleman.FEModel
//İLK MALZEMENİN KULLANILMASI, YENİ MALZEME EKLEMeye GEREK YOK
Dim beton As Material = f.Materials(0)
//MALZEME'YE C25 BETONU ÖZELLİKLERİ ATAMASI
beton.ChangeMainMat(Material.AnaMalzSinif.C25)
//ÇELİK MALZEMESİNİN TANIMLANMASI
beton.ChangeBar(Material.DonatiSinif.S420)
//KOLON KESİTİNİN TANIMLANMASI
Dim Kolon As SectRect = f.AddFrameSec("kolon", 0.4, 0.4, beton)
//KİRİŞ KESİTİNİN TANIMLANMASI
Dim Kiriş As SectTee = CType(f.AddFrameSec("Kiriş", FrameSection.Type.Tee,
beton, New Double()() = { 0.4, 0.6, 1.04, 0.12 }), SectTee)
//KOLONLAR İÇİN N-M2-M3 TİP MAFSALI TANIMLANMASI
Dim KolDes As DesignNM2M3 = New DesignNM2M3("KolKes", Kolon, 3,
OrnekBase.Fi(24), 3, OrnekBase.Fi(22), 0.04)
//2 ve 3 numaralı donatı çubuğunun çapının 22mm olarak değiştirilmesi
KolDes.ChangeBars(New Integer()() = { 2, 22, 3, 22 })
//OTOMATİK OLARAK AKMA SINIRININ BULUNMASI YERİNE MANUEL OLARAK BELİRLENMESİ
KolDes.KapaV3AltAkmaOverrideForM3Hinge = 170000//PROGRAM 198K OLARAK HESAPLIYOR
KolDes.KapaV3UstAkmaOverrideForM3Hinge = 170000//PROGRAM 198K OLARAK HESAPLIYOR
//TANIMLANAN MAFSALIN MODELE EKLENMESİ
f.FrameDesInfs.Add(KolDes)
//KİRİŞ KESİTİNİN TANIMLANMASI
Dim KirMesDes As DesignNM2M3 = New DesignNM2M3("KirMesKes", Kiriş, 6,
OrnekBase.Fi(14) * 1.1, 3, OrnekBase.Fi(14), 0.01)
//OTOMATİK OLARAK AKMA SINIRININ BULUNMASI YERİNE MANUEL OLARAK BELİRLENMESİ
KirMesDes.KapaV3AltAkmaOverrideForM3Hinge = 100000//PROGRAM 99K HESAPLIYOR
KirMesDes.KapaV3UstAkmaOverrideForM3Hinge = 210000//PROGRAM 212K HESAPLIYOR
//TANIMLANAN MAFSALIN MODELE EKLENMESİ
f.FrameDesInfs.Add(KirMesDes)
//İLK YÜKLEMENİN KULLANILMASI, YENİ YÜKLEMeye GEREK YOK
Dim olu As LoadCase = f.LoadCases(0)
//GLOBAL SERBESTLİKLERİN TANIMLANMASI
f.Tutulu = Restraint.FrameXZ
//KOLONLARIN EKLENMESİ
f.AddFrame(0.0, 0.0, 0.0, 3.0, Kolon)
f.AddFrame(4.0, 0.0, 0.0, 3.0, Kolon)
f.AddFrame(8.0, 0.0, 0.0, 3.0, Kolon)
f.AddFrame(0.0, 0.0, 3.0, 3.0, Kolon)
f.AddFrame(4.0, 0.0, 3.0, 3.0, Kolon)
f.AddFrame(8.0, 0.0, 3.0, 3.0, Kolon)
//SİSTEMDE BULUNAN BÜTÜN ELEMANLARA TEK SEFERDE PLASTİK MAFSAL ATANMASI
f.Edit.AssignPlasHngToEmptyFrames(KolDes, FramePlasHinge.HingeTypes.M3, New
Double()() = { 0.0, 1.0 })
//KİRİŞİN EKLENMESİ
f.AddFrame(0.0, 0.0, 3.0, 4.0, 0.0, 3.0, Kiriş)
//KİRİŞE DÜZGÜN YAYILI YÜK EKLENMESİ
f.Frames.Last.AddLoad(60000.0, 60000.0, 0.0, 1.0, olu,
Frame.Load.Direction.Gravity)
f.AddFrame(4.0, 0.0, 3.0, 8.0, 0.0, 3.0, Kiriş)
f.Frames.Last.AddLoad(60000.0, 60000.0, 0.0, 1.0, olu,
Frame.Load.Direction.Gravity)
f.AddFrame(0.0, 0.0, 6.0, 4.0, 0.0, 6.0, Kiriş)
f.Frames.Last.AddLoad(60000.0, 60000.0, 0.0, 1.0, olu,
Frame.Load.Direction.Gravity)
f.AddFrame(4.0, 0.0, 6.0, 8.0, 0.0, 6.0, Kiriş)
f.Frames.Last.AddLoad(60000.0, 60000.0, 0.0, 1.0, olu,
Frame.Load.Direction.Gravity)
```

```

//SİSTEMDE BULUNAN BÜTÜN ELEMANLARA TEK SEFERDE PLASTİK MAFSAL ATANMASI
f.Edit.AssignPlasHngToEmptyFrames(KirMesDes, FramePlasHinge.HingeTypes.M3, New
Double())() = { 0.0, 1.0 })
//BETONARME ÇERÇEVE VARSAYIMLARININ AYARLANMASI(RİJİT DİYAFRAM VE MESNET)
f.Edit.AssignConcStruc()
Dim kutle As Double = 480000 / Bir.g981;
//2. DÜĞÜM NOKTASINA 6 ADET KÜTLE SERBESTLİĞİ TANIMLANMASI
f.Joints(1).Kutle = New Double(6)
//X SERBESTLİĞİNE MANUEL KÜTLE DEĞERİNİN ATANMASI
f.Joints(1).Kutle(0) = kutle
//7. DÜĞÜM NOKTASINA 6 ADET KÜTLE SERBESTLİĞİ TANIMLANMASI
f.Joints(6).Kutle = New Double(6)
//X SERBESTLİĞİNE MANUEL KÜTLE DEĞERİNİN ATANMASI
f.Joints(6).Kutle(0) = kutle
//DİNAMİK ANALİZ TANIMLANMASI
Dim adin As AnalDinamik = New AnalDinamik("din", True)
//DİNAMİK ANALİZİN, ANALİZ AĞACINA EKLENMESİ
f.AnalCases.Add(adin)
//TEPKİ SPEKTRUMU ANALİZİ TANIMLANMASI
Dim adep As AnalDeprem = New AnalDeprem("dep", adin, New
AnalDeprem.Spectrum("tdy", AnalDeprem.Spectrum.SpectTypes.TDY2007z2),
0.24516625, Restraint.UX)
f.AnalCases.Add(adep)
//ANALİZ AĞACINA EKLENMESİ
Dim apush As AnalPush = New AnalPush("push", f.LoadCases(0), adep,
f.Joints(6), Vec3.VecX)
//UYARLAMALI ARTİMSAL ÖZELLİĞİNİN BELİRLENMESİ
apush.UyarlamaliArtımsal = True
//ANALİZ AĞACINA EKLENMESİ
f.AnalCases.Add(apush)
//PERFORMANS ANALİZİNİN TANIMLANMASI
Dim aperf As AnalPerformNonlin = New AnalPerformNonlin("perf", apush, 0.2)
//ANALİZ AĞACINA EKLENMESİ
f.AnalCases.Add(aperf)
//MATRİSLERİN DİSKE YAZILMASI, İTME ANALİZİNDE SORUN OLDUĞU İÇİN KAPATILMASI
f.Options.SaveResultsDisabled = True
//ANALİZİN BAŞLATILMASI
f.RunAnal()

//ANALİZDEN SONRA ÜÇ BOYUTLU PENCERENİN GÖSTERİLMESİ
New FYapi3D(f).ShowDialog(Me)

//ANALİZDEN SONRA ÇIKTI HAZIRLAMA PENCERENİN GÖSTERİLMESİ
New FOut(f).ShowDialog(Me)

```

7. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRMELER

7.1 Çalışmanın Kapsamı

Doktora tezi olarak hazırlanan bu çalışmada, iki parametrelili zemin modelinin üst yapının doğrusal ve doğrusal olmayan davranışını araştırmak üzere, literatürde bulunan çeşitli formülasyon ve algoritmalar, bütünleşik bir bilgisayar yazılımı haline getirilmiştir.

Mevcut iki parametrelili zemin modelleri üzerindeki araştırmalar genellikle zemin-plak etkileşimi ile sınırlı kalmış, üst yapının davranışına olan etkileri yeteri kadar araştırılmamıştır. Çalışmada radye plakların eşdeğer ızgara çubuk sistemi olarak idealleştirilmesi suretiyle temel sisteminin doğrusal olmayan davranışı da gözönüne alınmıştır. İki parametrelili zemin modeli ve temel plağının doğrusal olmayan davranışı üst yapı ile birlikte gözönüne alındığında, özellikle yapı ve deprem mühendisliği açısından daha anlamlı analiz ve değerlendirmeler yapılabilmektedir.

Çalışmada ayrıca çekme almayan ve basınç etkisinde ideal elastoplastik davranış gösteren bir zemin modeli de önerilmiş, sözkonusu zemin modelinin temel ve üst yapının davranışına olan etkileri araştırılmıştır. Winkler modeliden farklı olarak, iki parametrelili zemin modellerinde komşu noktalar arasındaki etkileşim de dikkate alınabildiğinden, özellikle deprem etkilerindeki komşu yapıların birbiri ile etkileşimi de gözönüne alınabilmektedir.

İki parametrelili zemin modellemelerinden en bilinenleri Pasternak ve Vlasov modelleridir. Bu modellerden Pasternak modelinde zemin kayma parametresi olarak bilinen ve Winkler modelindeki C_w ye ek olarak göz önüne alınan $2C_t$ katsayısı sabit alınmakta, buna karşılık Vlasov modelinde sıkıştırılabilir zemin tabakası kalınlığına ve zemin yüzeyindeki şekil değiştirme yüzeyine bağlı olarak değişmektedir. Bu modelde hesabın başlangıcında şekil değiştirme yüzeyi bilinmediğinden bir ardışık yaklaşım yöntemine gerek duyulmaktadır. Tez kapsamında Vlasov modeli esas alınmış ve tüm algoritmalar gerekli ardışık yaklaşım işlemini gerçekleştirecek şekilde düzenlenmiştir.

Zemin ve yapı etkileşimi problemlerinde Winkler tipi zeminlerin çekme almadığı kabul edildiğinden, bazı yükleme durumlarında zeminden ayrılma da sözkonusu olmaktadır. Geometrik olarak doğrusal olmayan zeminden ayrılma problemleri de tez kapsamında değerlendirilmiş ve buna uygu bir algoritma yazılıma eklenmiştir.

Tez kapsamında ayrıca, zemin modellerinin yapı davranışına olan etkilerinin daha iyi anlaşılması ve daha anlamlı karşılaştırmaların yapılabilmesi amacıyla bir performans değerlendirme önerisi de verilmiştir.

Çok modlu itme analizi algoritmasında akma koşullarını belirleyen akma yüzeyleri çok sayıda düzlemlerden oluşacak şekilde idealleştirilmiştir. Böylece doğrusal olmayan akma koşulları daha hassas bir şekilde doğrusallaştırılmıştır. İtme analizi algoritmasında, her bir plastik kesitin oluşumundan sonra gözönüne alınması gereken plastik kesitteki şekildeğiştirme parametresi, çubuk bazında, sözkonusu akma koşulunu ifade eden denklemin özel bir algoritmayla indirgenmesi sureti ile alınmıştır. Böylece sistem rijitlik matrisinin boyutunu değişmemesi yani bilinmeyen sayısının artmaması sağlanmıştır. Şekildeğiştirme parametrelerinin kapasitelerinin aşılp aşılmadığı her adımda kontrol edilmesi gerektiğinden, denklem sistemi çözümünden sonra, çubuk bazıda gerçekleştirilen yerine koyma işlemi ile sözkonusu parametreler de itme adımlarının arasında kolaylıkla elde edilebilmektedir.

Çalışmanın sayısal araştırmalar bölümünde önce eleman bazında yapılan doğrulama örneklerine yer verilmiştir. Doğrulama örneklerinden sonra ise literatürde zemin-temel-yapı etkileşimi dikkate alınmadan incelenen yapı sistemleri, geliştirilen program yardımı ile çözülerek, tez kapsamında verilen zemin ve temel modellerinin yapının davranışına olan etkileri karşılaştırılmış ve irdelenmiştir. Yine bu bölümde iki parametrelili Vlasov zeminine oturan komşu yapıların deprem etkisi altındaki davranışları ve birbirleri ile olan etkileşimleri programın içerdiği doğrusal dinamik analiz modülü yardımı ile araştırılmıştır.

7.2 Sayısal Uygulamalar Ve Elde Edilen Sonuçlar

Aşağıdaki bölümde tez kapsamında gerçekleştirilen sayısal uygulamalar özetlenmiş, daha sonra sözkonusu uygulamalardan elde edilen sonuçlar maddeler halinde sıralanmıştır.

Örnek 1’de Girgin[7] tarafından matrisleri açık olarak verilen tek açıklıklı örnek yapı, doğrulama örneği olarak kullanılmıştır. İlk olarak kesit kapasiteleri karşılaştırılmıştır. Yapılan karşılaştırmalarda moment değerleri en fazla %5 oranında fark göstermektedir. Benzer şekilde itme analizi sırasında oluşan plastik mafsallı sıralaması ve yerleri aynı olmuş, ikinci merteye limit yüke ulaşıldığında kesit tesirleri arasındaki fark en fazla %5 oranında ortaya çıkmıştır.

Örnek 2’de iki katlı ve iki açıklıklı ve Celep [45] tarafından incelenen çerçevenin I.mertebe teorisine göre statik itme analizi sonucu elde edilecek P-d eğrisi elde edilmiş ve tasarım depremine göre performansı hesaplamıştır. Celep tarafından birinci moda ait spektral yerdeğiştirme oranı $C_{R1} = 1.19$ olarak hesaplanırken hazırlanan çalışmada 1.23 olarak elde edilmiştir. Bulunan performans noktasına ait spektral yerdeğiştirme 11.64mm ve spektral ivme 0.346g’dir. Problemin alındığı referansta bu değerler 11.17mm ve 0.338g olarak belirlenmiştir.

Örnek 3’de tek açıklıklı bir çerçeve iki farklı şekilde çözülmüştür. İlk çözümde çerçevenin bütün kütlesi kirişin ortasında tanımlanarak tek serbestlik dereceli sistem için tek modlu itme analizi yapılarak performans noktası belirlenmiştir. İkinci çözümde ise kolon ortalarına çok küçük bir kütle tanımlanarak üç serbestlik için çok modlu itme analizi yapılarak performans noktası belirlenmiştir. Beklendiği gibi iki analiz sonucunda elde edilen performans noktaları oldukça yakın olarak bulunmuştur. Bu örnekte çok modlu artımsal itme analizi yapılırken her adımda elde edilen matrisler açık olarak verilmiştir.

Örnek 4’de iki parametrelili zemin üstüne oturan dikdörtgen radye plağı incelenmiştir. Söz konusu plak Vallabhan [20] tarafından tekil yük ve yayılı yük altında çözülmüş, daha sonra, literatürden birçok çalışmada sonuçları kullanılmıştır. Problem değişik zemin tabakası kalınlıkları için çözülmüştür. Yayılı yük için yapılan çözümde zemine ait birinci parametre C, %0.01-%13 arasında farklı bulunmuş, 2. parametre C_T , %0.3-%20 arasında farklı bulunmuş, yerdeğiştirme ise %0,2-%9,6 arasında fark göstermiştir. Benzer farklar Çelik[22]-Vallabhan arasında yapılan karşılaştırmalarda da bulunmaktadır. Bu çalışmada zemine ait dönme yerdeğiştirmeleri hesaba alınmadığı için belli miktar fark ortaya çıkmıştır. Benzer şekilde Çelik ve Vallabhan tarafından kullanılan temel rijitlik matrisleri de farklı olduğu için bir miktar fark ortaya çıkmıştır.

Örnek 5'te Çelik[22] tarafından çözümlenen kolonlar tarafından yüklenen radye plağı çözülmüştür. Zemin noktalarında hesaplanan dönme değerleri bu çalışmada hesaba alınmadığı için zemin rijitliğini kontrol eden γ parametresi bir miktar değişmekte, buna bağlı olarak yerdeğiştirme sonuçları %1,2-%9,6 arasında fark göstermektedir. γ parametresi Çelik tarafından hesaplandığı şekilde programa tanıtıldığında, aynı yerdeğiştirme sonuçları elde edilmektedir. Bu sonuç, bu çalışmada kullanılan kalın plak elemanının ve zemin sonlu elemanının Çelik [21] tarafından kullanılan ile aynı karakteristikte olduğunu göstermektedir.

Örnek 6'da Eröz[9] tarafından hazırlanmış çelik enkesitli ızgara sistemin doğrusal olmayan davranışı düşey yüklerin artırılmasıyla oluşan moment ve burulma etkileri altında incelenmiştir. Bahsedilen çalışmada oluşan plastik mafsallar aynı sıra ile elde edilmiş, elde edilen statik itme eğrisinde ise yük parametreleri ise %0.3 oranında farklılık göstermiştir.

Örnek 7'de, elastik yöntemler ile boyutlandırılmış betonarme bir plağın taşıma gücü ve göçme yükü parametresi belirlenmiştir. Yapılan itme analizi sonucunda göçme yükü parametresi 1.64 olarak elde edilmiştir. Belirlenen değer Eröz[9] tarafından bulunan 1.948 göçme yükü parametresinden daha küçüktür. Göçme yüküne ulaşıldığında belirlenen yerdeğiştirme 1.32 cm değeri, Ero tarafından belirlenen 1.2 cm değerine yakın olmakla birlikte 1. mertebe limit yükler arasında %15 kadar fark bulunmaktadır. Ayrıca plastik mafsalların oluşma sırası da farklılık göstermektedir. Bu sonuçlar karşısında üçüncü bir program ile ilk plastik mafsall oluşum parametresi ve yeri kontrol edilmiştir. Sap2000 programı ile yapılan analiz sonuçları ve hazırlanan program ile elde edilen sonuçlar karşılaştırılmış, ilk plastik mafsall noktasında elde edilen moment değerleri %2.7 oranında farklılık göstermiştir. Bu nokta için elde edilen ilk yük artım katsayısı 1,306 olup, program tarafından bulunan 1,326 değerine oldukça yakındır. Eröz tarafından belirlenen 1.948 yük parametresinde, mesnet bölgesinde ortaya çıkan kesit zorları, kapasite diyagramının dışına çıkmaktadır. Üçüncü program ile elde edilen sonuçlara binaen hazırlanan programdan elde edile sonuçlar tutarlı kabul edilmiştir.

Örnek 8'de 6 katlı bina değişik çatlamış kesit kabulleri ile malzeme bakımından doğrusal olmayan analiz ile incelenmiştir. Yapılan kabuller sonucu göçme yükü parametresi değişmemiş, fakat limit yüke ulaşıldığında oluşan yerdeğiştirmelerde büyük orada fark ortaya çıkmıştır. Deprem yönetmeliği ve birçok kaynakta belirtilen

yaklaşık çatlamış kesit rijitliği, gerçek davranışı ortaya koymamaktadır. Bunun yerine kesitte bulunan donatı düzeni ve eksenel kuvvete bağlı olarak kurulan bir matematik modelden kesit rijitlikleri belirlemelidir. Bu şekilde belirlenen kesit rijitlikleri ile elde edilen itme eğrileri, Girgin tarafından bulunan sonuçlar ile uyuşmaktadır.

Örnek 9’da 12 katlı ve çekirdekli betonarme binanın, temel sisteminin doğrusal olmayan davranışı ve zeminden ayrılma da gözönüne alınarak ve temel sisteminin değişmesine bağlı olarak göçme yükü mukayese edilmiştir.

Yukarıda özetlenen sayısal uygulamalardan elde edilen sonuçlar aşağıda maddeler halinde sıralanmıştır:

1. Yapılan karşılaştırmalar sonucunda radye temel yeterli yükseklikle tasarlandığında, ankastre çözüm ile aynı performansı sağladığı görülmüştür.

2. Zemin yatak katsayısı yükselmesiyle, zemin daha rijit davrandığı için zemine aktarılan yükler temel tarafından taşınmadan direk zemine aktarılmakta, buna bağlı olarak temelde hasar oluşmamakta ve yapı sistemi ankastre mesnetli gibi davranmaktadır. Tabi bu durumda zemin taşıma gücü de artmaktadır. Zemin taşıma gücündeki artmaya bağlı olarak yapı performansının değişmesi örnek 7’de incelenmiştir.

3. Beklendiği gibi aynı kesite sahip temel sisteminde kullanılan demir miktarı azaltıldıkça göçme yükü parametresi azalmaktadır. Temel kalınlığının azalması, göçme yükü parametresini ve itme eğrisi altında kalan alanı daha fazla azaltmaktadır.

4. Temel sistemi ile birlikte yapılan çözümde, sabit düşey yükler altında plastikleşme olmuştur. Fakat temel sistemi hasar görmemiştir.

5. Temel kalınlığı ince seçilirse, perde taşıma gücünü çabuk yitirdiği için kolonların altında da hasar oluşmuştur. Temel sisteminde kesit veya donatı açısından ortaya çıkan zayıflık, perde sisteminin devre dışı kalmasına yol açmaktadır. Buna bağlı olarak çerçeve sistemi daha etkin olarak çalışmaktadır.

6. Zemin yatak katsayısının değişimi, yapı performansını etkilemektedir.

Örnek 10’de ise örnek 9’da verilen 12 katlı bina için, 3.derece deprem bölgesinde değişik temel ve zemin durumları göz önüne alınarak performans analizi yapılmıştır. Yapı elemanlarına ait hasar durumu TDY 2007’e göre belirlenmiştir. Fakat hasar

durumunu belirlemek için yönetmelikte tanıtılan sistem kullanılmamıştır. TDY 2007, herhangi bir kolon göçme bölgesinde çıktığında yapıyı göçme durumunda olarak değerlendirdiği için, yapıya ait hasar yoğunluğunu tam olarak ifade etmemektedir. Bu sebeple yapıya ait hasar yoğunluğunu ifade eden bir derecelendirme sistemi geliştirilmiştir. Geliştirilen derecelendirme sisteminde kat içinde oluşan eleman hasar oranlarına göre yapı toplam hasarı artmaktadır. Yapılan karşılaştırmalar şu sonuçları ortaya koymuştur:

1. Yapıya ait 1. doğal titreşim periyodu beklendiği gibi temel rijitliği ve zemin yatak katsayısı ile ters orantılıdır.

2. Temel modeli hesaba alınmadığı takdirde, yapıya ait performans seviyesi gerçeklikten çok uzak biçimde hesaplanacaktır.

3. Radye temel kalınlığı (t)

$$t = 0.1 \times (\text{kat sayısı}) \text{ [m]}$$

şeklinde seçildiği durumda yapı performansında önemli miktarda artış olmuştur.

4. Zemin yatak katsayısının değişmesi, yukarıda verilen bağıntıya göre belirlenmiş temel sisteminde sınırlı etki göstermekle birlikte daha ince temel sisteminde önemli etki göstermiştir.

Örnek 11’de zemin taşıma gücünün yapı performansına etkisi gözönüne alınmıştır. Zemin yayları, çekme kuvveti altında çalışmayan ve zemin taşıma gücüne göre belli basınç kapasitesine çubuk elemanlar olarak tanımlanmışlardır. Yapılan analizler sonucunda şu sonuçlara ulaşılmıştır:

1. Zemin taşıma gücünün yapı performansına önemli etkileri bulunmaktadır.

2. Taşıma gücü düşük zeminlerde, betonarme elemanlarda hasar meydana gelmeden itme analizi sırasında zemin taşıma gücüne ulaşarak yapı sistemi göçmüştür.

3. Zemin taşıma gücünün, ortalama zemin gerilmesinden daha küçük seçildiği durumda, sabit düşey yükler altında yapılan itme analizinde yük parametresi birim değere ulaşmadan yapı göçmüştür.

Örnek 12’de önerilen zemin modeli ile yapılan analizlerin sonuçları değerlendirilmiştir. Değişik sıkıştırılabilir katman kalınlıkları ve zemin taşıma gücü

durumları için yapılan analizlerde, elde edilen göçme yükleri karşılaştırılmıştır. Hazırlanan tezde önerilen zemin modelinin uygulamasında herhangi bir sorunla karşılaşmamıştır. Yapılan analizler sonucunda şu sonuçlara ulaşılmıştır:

1. Zemin taşıma gücünün artmasıyla yapı göçme yükü beklendiği gibi artmıştır. Sıkıştırılabilir katman kalınlığı 20m için zemin taşıma gücünün 100 kN/m^3 den 300 kN/m^3 e çıkartılmasıyla göçme yükü 3587 kN'dan 4242 kN'a çıkmıştır.

2. Sıkıştırılabilir katman kalınlığının artması ile düşey yerdeğistirmeler artmış, buna bağlı olarak zemin taşıma gücüne daha çabuk ulaşmış ve yapını göçme yükü azalmıştır.

3. Temelde plastikleşme, perde kesitinin dışında ortaya çıkmıştır.

4. Artan yatay yükler etkisi altında temel kenar alanında, zeminden ayrılma durumu ortaya çıkmıştır.

5. En büyük çökme değeri, perdenin dış kısmında ortaya çıkmıştır. Bu kısımda düşey yükler ve yatay yüklerin etkisi en olumsuz durumdadır.

Örnek 13'de Omurtag [46] tarafından incelenen binanın davranışı Zaman Tanım Alanında Analiz ile ele alınmıştır. Elde edilen maksimum yerdeğistirmeler arasındaki fark %3,6 kadardır ve aynı zaman diliminde ortaya çıkmıştır.

Örnek 14'de iki parametrelili zemin modelinden yararlanılarak 8 katlı ve 3 katlı iki binanın birbiriyle etkileşimi hazırlanan program aracılığı ile Zaman Tanım Alanında Analiz yapılarak irdelenmiştir. Hamarat [23] tarafından incelenen örnekte zemin parametrelerini kontrol eden γ parametresi ilk adımda hesaplanıp analiz süresince sabit tutulurken, hazırlanan programda her zaman aralığında γ parametresi yeniden hesaplanmıştır. Elde edilen yerdeğistirme değeri ve sonuçları, referans çalışma ile tamamen aynı olarak bulunmuştur. İki yapının birbirlerine olan etkileşimi göz önüne alındığında, sıkıştırılabilir katman kalınlığına da bağlı olarak, elde edilen yerdeğistirmeler 3.4 kat ile 15.4 kat arasında farklılık göstermiştir. Özellikle ağırlığı az olan yapı etkileşimden önemli şekilde etkilenmiştir.

Örnek 15'de Celep ve Güler[34] tarafından incelenmiş olan sadece basınç altında çalışan Winkler zeminine oturan rijit dairesel temel sistemi davranışı formülize edilerek incelenmiştir. Rijit temel plağı üstünde parametrik olarak değışen yayılı yük ve tekil yük bulunmaktadır. Ayrıca temel çapı, yükün yeri gibi özellikler de

parametrik olarak ayarlanabilmektedir. Yapılan hesaplamalar sonucunda, kalkma açıları ve yerdeğiştirmeler referans çalışma ile tamamen aynı bulunmuştur.

Örnek 16’de Güler ve Celep[35] tarafından incelenmiş olan sadece basınç altında çalışan Winkler zeminine oturan rijit dikdörtgen temel sistemi ve üstünde tekil kütle bulunan kolon davranışı formülüze edilerek incelenmiştir. Kolon ebatları, yüksekliği, temel ebatları, kolon üstündeki tekil yükün kuvveti ve açısı, zemin özellikleri gibi birçok büyüklük parametrik olarak sistemde kontrol edilebilmektedir. Değişik durumlar için yapılan analizler sonucunda bazı durumlarda aynı sonuçlar alınırken bazı durumlarda farklı sonuçlar alınmaktadır. Örneğin temel üstünde bulunan hareketli yükü kontrol eden q_0 parametresi 0.0002 alınarak elde edilen sonuçlar tamamen aynı olmasına karşılık söz konusu parametre 0.0004 alındığında aynı yatay tekil yük değerine karşı gelen dönme değerleri %50 oranında değişiklik göstermiştir. Ayrıca hesap sonucunu değiştirmeyecek olan tekil yükün ve temel uzunluğunun aynı anda değişmesi beklendiği gibi hesaplarda bir değişikliğe yol açmazken referans yayında değişiklik ortaya çıkartmaktadır. Yine referans yayında değişik parametreler sırayla değiştirilerek elde edilen değerler kendi içinde karşılaştırıldığında bazı çizelgelerin uyumsuz olduğu gözlenmiş, bu yüzden hazırlana program tarafından elde edilen sonuçlar doğru kabul edilmiştir.

Örnek 17’de ise örnek 2’de çözölen sistemin hazırlanan sonlu eleman kütöphanesi kullanılarak Visual Basic Net ve C# programlama dilleriyle nasıl oluşturulduğu ayrıntılı olarak anlatılmıştır.

7.3 Tez Konusu İle İlgili İleride Yapılabilecek Çalışmalar

Bu çalışmada, yapı, temel ve zemin etkileşimi, ileri hesap yöntemleri kullanılarak ele alınmıştır. Kullanılan sonlu eleman tipi, hesap yöntemleri ve yapılan kabuller ayrıntılı biçimde açıklanmıştır. Açıklanan yöntemler ile birçok örnek çözölmüş, elde edilen sonuçlar birbirleriyle ve gerekli olduğu durumlarda literatürde bulunan sonuçlarla karşılaştırılmışlardır.

Yapılan çalışmalar ile ilgili öneriler ve ileride yapılabilecek çalışmalar aşağıda maddeler halinde sıralanmıştır:

1. Önerilen zemin modelinde, zeminden ayrılma ve zemin taşıma gücünün aşılması durumunu idealleştirebilmek için zemin ve plak arasına iki ucu mafsallı

çubuk elemanı tanımlanmış, çubuğa da kuvvet mafsalı atanmıştır. İleride yapılacak olan çalışmalarda zemin taşıma gücünün aşılması durumunda, iki parametrelili zemin sonlu elemanının şekil fonksiyonu hazırlanırken, sözkonusu aşılmanın olduğu bölümlerdeki düğüm noktalarının bulunduğu bölgelerdeki şekil fonksiyonunun ve türevinin değerleri sıfır kabul edilerek rijitlik matrisi hazırlanabilir. Böylece zemin sonlu elemanı temel ile birlikte aynı düğüm noktası yerdeğiştirmesine sahip olduğu halde (çökme yaptığı halde) sistem rijitliğine iki parametre açısından da ek bir katkı sağlamayacaktır. Temelden ayrılma durumunda ise zeminin sürekliliği ve temelden ayrılma durumunun görülebilmesi açısından temel ve zemin arasında bulunan çubuk eleman yaklaşımı kullanılmaya devam edilebilir.

2. Tez kapsamında gerçekte sürekli bir ortam olan Mindlin plağı, doğrusal olmayan etkilerin hesaba katılabilmesi amacıyla eşdeğer çubuk ızgara sistem olarak idealleştirilmiştir. Buna karşılık yazılıma doğrusal olmayan bir Mindlin plağına ait sonlu elemanın eklenmesi ile daha gerçekçi sonuçlar elde edilebilir.

3. Bu çalışmada zemin sonlu elemanı şekildeğiştirme fonksiyonu doğrusal olarak seçilmiştir. Doğrusal şekildeğiştirme fonksiyonunda sadece çökmeler gözönüne alınmakta, dönmeler gözönüne alınamamaktadır. Bu yüzden yapılan hesaplamalarda sık sonlu eleman ağı kullanılmıştır. İleride yapılacak çalışmalarda, zemin sonlu elemanına ait şekil fonksiyonu plak elemana ait şekil fonksiyonları ile bütünleşik olarak değerlendirilerek düğüm noktalarındaki dönme değişkenleri de şekil fonksiyonuna dahil edilebilir.

4. Yapı performansı değerlendirilirken, birbirleriyle aynı performans düzeyine sahip olan yapıların karşılaştırılabilmesi için, eleman hasarlarına bağlı bir puanlama sistemi önerilmiştir. Önerilen sistem çok miktarda değişik yapı sistemi üstünde denenerek geliştirilebilir, geliştirilmiş puanlama sisteminden de yapı tasarımı sırasında farklı seçeneklerin karşılaştırılmasında yararlanılabilir. Örneğin TDY-2007 ye göre tasarlanan yapı performans analizine tabi tutulduğunda, yönetmeliğin hedefi olan Can Güvenliği veya Hemen Kullanım performans seviyesini sağlar. Tasarlanan yapı için birdençok taşıyıcı sistem seçildiğinde, bu sistemlerin hepsi aynı performans düzeyini sağlayacaklardır. Hangi yapının daha güvenli olduğuna karar vermek için tezde önerilen puanlama sisteminin geliştirilmiş hali kullanılabilir. Geliştirilmiş puanlama sistemi, yapısal elemanlardaki hasarların yanısıra kat ötelemeleri, eleman şekildeğiştirmeleri, yapısal olmayan elemanlardaki hasar gibi durumları da

puanlamaya dahil edebilir. Böylece mevcut alternatifler sadece yapı performansının Can Güvenliğini sağlayıp sağlamadığı açısından değil, birçok açıdan çok boyutlu olarak değerlendirilmiş olunur.

5. Yapılan çalışmalarda zaman tanım alanında analiz malzeme bakımından doğrusal kabul ile yapılmıştır. İki parametrelili zemin modelinde zemine ait C_w ve $2C_t$ parametreleri zaman entegrasyonu adımları arasında elde edilen yeni zemin yüzey yerdeğiştirme fonksiyonu değerlerine göre güncellenmiştir. Bunun yanında üst yapı ve temel sisteminin doğrusal olmayan davranışı da daha gerçekçi sonuçlar elde etmek için zaman tanım alanında yapılan dinamik analize dahil edilmelidir.

6. Tez süresince geliştirilen yazılım kütüphane olarak tasarlanmıştır. Hazırlanan kütüphane, başka yazılımlar tarafından kullanılabilir. Nasıl kullanılacağı hakkında ayrıntılı olarak bilgilendirme yapılmış, iki ayrı programlama dili ile de örnek hazırlanmıştır. İleride üçüncü şahıslar tarafından yapılacak olan çalışmalarda, hazırlanan kütüphaneden yararlanılarak değişik modellemeler yapılabilir. Yapılan analizlerin sonuçları görsel olarak elde edilebilir, hesaplamalar Excel, Word, PDF ve HTML olarak dışa aktarılabilir. Bunun yanında programın sonlu eleman kütüphanesine dışarıdan yeni sonlu elemanlar tanımlanabilecek şekilde programa eklenti yapılarak, yeni sonlu elemanların geliştirilmesi için altyapı hazırlanabilir.

7. Çalışmada iki parametrelili zeminlere ait sonlu eleman tipi verilmekle birlikte sayısal uygulama olarak yalnız Winkler zemininden ayrılma problemi çözülmüştür. İki parametrelili zeminden ayrılma kriteri Winkler zemininden farklı olarak yerdeğiştirmelerin pozitif çıkması ile değil gerilmelerin pozitif çıkması ile değerlendirilmelidir. Geliştirilen yazılım buna açık olup gerilmeye bağlı olan sözkonusu ayrılma kriteri kolayca eklenebilir.

8. Tez kapsamında geliştirilen yazılım grafik etkileşimli bir yazılım olup, mevcut kapsamı ile benzer konularda araştırma yapacak lisansüstü öğrencilerinin ve diğer araştırmacıların kullanımına açıktır.

KAYNAKLAR

- [1] **Vlasov, VZ. ve Leont'ev, A.** (1966). Beams plates and shells on elastic foundations. *Israel Programme for Scientific Translations*, Kudüs, İsrail.
- [2] **Özer, E.** (1969). *Lineer Olmayan Sistemlerin Hesabı İçin Bir Metot*, (Doktora Tezi), İTÜ.
- [3] **Özer, E.** (1987). Determination of Second Order Limit Load by a Method of Load Increments. *Bulletin of the Technical University of İstanbul*, Vol. 40, No. 4, pp: 815-836.
- [4] **Çakıroğlu, A., Özden, E. ve Özmen, G.** (1992). *Yapı sistemlerinin Hesabı İçin Matris Metodları ve Elektronik Hesap Makinesi Programları, Cilt I*, İstanbul: İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Matbaası.
- [5] **Çakıroğlu, A., Özden, E. ve Özmen, G.** (1992). *Yapı sistemlerinin Hesabı İçin Matris Metodları ve Elektronik Hesap Makinesi Programları, Cilt II*, İstanbul: İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Matbaası.
- [6] **İrtem, E.** (1991). *Uzay Çubuk Sistemlerde İkinci Mertebe Limit Yükün Hesabı İçin Bir Yük Artım Yöntemi*, (Doktora Tezi), İTÜ.
- [7] **Girgin, K.** (1996). *Betonarme Yapı Sistemlerinde İkinci Mertebe Limit Yükün ve Göçme Güvenliğinin Belirlenmesi İçin Bir Yük Artım Yöntemi*, (Doktora Tezi), İTÜ.
- [8] **Timoshenko, S.** (1940). *Theory of Plates and Shells*, Newyork: Mc Graw Hill.
- [9] **Eröz, A.** (1995). *Düzleme Dik Yükler Etkisinde Düzlem Sistemlerin Elastoplastik Hesabı İçin Bir Yük Artım Yöntemi ve Betonarme Döşemelerin Göçme Yüklerinin Belirlenmesi*, (Yüksek Lisans Tezi), İTÜ.
- [10] **Chopra, A.K. ve Goel, R.K.** (2002). A modal pushover analysis for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31(3) pp: 561-582.
- [11] **Aydinoğlu, M. N.** (2003). An incremental response spectrum analysis based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 1(1) pp: 3-36.
- [12] **Goel, R.K. ve Chopra, A.K.** (2005). Extension of Modal Pushover Analysis to compute member forces. *Earthquake Spectra*, Vol. 21(1) pp: 125-139.
- [13] **Aydinoğlu, M. N.** (2004). An improved pushover procedure for engineering practice: Incremental Response Spectrum Analysis (IRSA), *International Workshop on Performance-based Seismic Design: Concepts and Implementation*, edited by P. Fajfar and H. Krawinkler, Bled, Slovenia, 28 Haziran-1 Temmuz.

- [14] **Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik** (2007). *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü*, Ankara.
- [15] **Winkler, E.** (1867). *Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit*, Prag, Çek Cumhuriyeti.
- [16] **Filonenko-Borodich, MM.** (1940). Some approximate theories of the elastic foundation. *Uchenyie Zapiski Moscovskogo Gosudarstvennogo Universiteta Mekhanika*, Vol. 46, pp: 3-18.
- [17] **Pasternak, PL.** (1954). On a new method of analysis of an elastic foundation by means of two foundation constants. *Gosudarstvennoe Izdatelstvo Literaturi po Stroitelstvu i Arkhitekture Moscow*.
- [18] **Karamanlidis, D. ve Prakash, V.** (1988). Buckling and vibration analysis of flexible beams resting on an elastic half-space. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 16(8), pp: 1103-1114.
- [19] **Nogami, T. ve Lam, YC.** (1987). Two parameter layer model for analysis of slabs on elastic foundations. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 113(9) pp: 1279-1291.
- [20] **Vallabhan, CVG. ve Das, YC.** (1988). Parametric study of beams on elastic foundations. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 114(14) pp: 2072-2082.
- [21] **Çelik, M. ve Saygun, A.** (1999). A method for the analysis of plates on a two-parameter foundation. *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 36, pp: 2891-2915.
- [22] **Çelik, M. ve Omurtag, MH.** (2005). Determination of the Vlasov Foundation Parameters Quadratic Variation of Elasticity Modulus Using- FE Analysis. *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 19(6) pp: 619-632.
- [23] **Hamarat, A.** (2012). *İki parametrelili zeminler üzerine oturan yapı sistemlerinin dinamik analizi*, (Yüksek Lisans Tezi), İTÜ.
- [24] **Hamarat, M.A., Karaköse, Ü.H. ve Orakdöğen, E.** (2012). Seismic analysis of structures resting on two parameter elastic foundation, *15th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE)*, Bled, Slovenia, 24 Eylül-28 Eylül.
- [25] **Atar, Z.** (2009). *Perde çubuk sistemlerin sonlu elemanlar ile hesabı*, (Yüksek Lisans Tezi), İTÜ.
- [26] **Cheung, YK. and Wanji, C.** (1995). Refined nine-parameter triangular thin plate bending element by using refined direct stiffness method. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 38(2) pp: 238-298.
- [27] **Wanji, C. ve Cheung, YK.** (1998). Refined triangular discrete Kirchhoff plate element for thin plate bending, vibration and buckling. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 41(8) pp: 1507-1525.

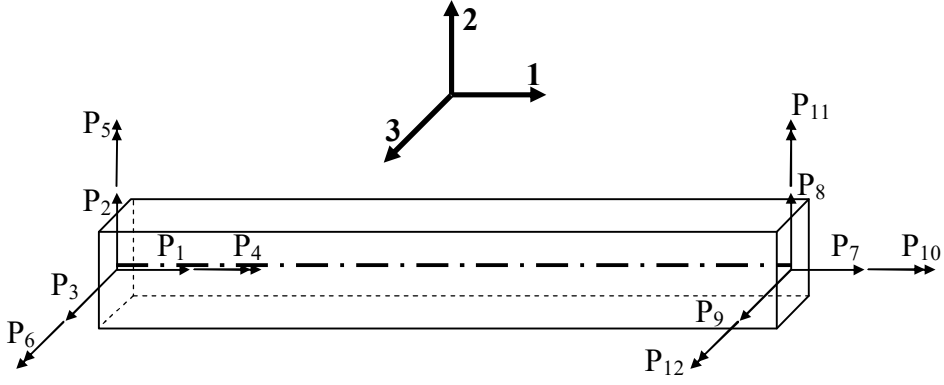
- [28] **Wanji, C. ve Cheung, YK.** (1997). Refined quadrilateral discrete Kirchhoff thin plate bending element. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 40(21) pp: 3937-3953.
- [29] **Wanji, C. ve Cheung, YK.** (2000). Refined quadrilateral element based on Mindlin/Reissner plate theory. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 47(1-3) pp: 605-627.
- [30] **Xiao-Ming, C., Song, C., Yu-Qiu, L., ve Zhen-Han, Y.** (2002). *Membrane elements insensitive to distortion using the quadrilateral area coordinate method*, Beijing 100084, China: Department of Civil Engineering, Tsinghua University.
- [31] **Long, Y.Q., Li, J.X., Long, Z.F., ve Cen, S.** (1999). Area coordinates used in quadrilateral elements. *Communications Numerical Meth Engineering*, Vol. 19(8) pp: 533-45.
- [32] **Long, Z.F., Li, J.X., Cen, S., ve Long, Y.Q.** (1999). Some basic formulae for Area coordinates used in quadrilateral elements. *Communications Numerical Meth Engineering*, Vol. 19(12) pp: 841-52.
- [33] **Wilson, E.L., Taylor, R.L., Doherty, W.P. ve Ghabussi, T.** (1973). Incompatible displacement models. *Numerical and Computer Methods*, edited by Fenven S.T., Berkeley.
- [34] **Celep, Z. ve Güler, K.** (2004). Static and dynamic responses of a rigid circular plate on a tensionless Winkler foundation. *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 276 pp: 449-458.
- [35] **Güler, K. ve Celep, Z.** (2005). Response of a rectangular plate-column system on a tensionless Winkler foundation subjected to static and dynamic loads. *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 21(6) pp: 699-712.
- [36] **Euler, L.** (1768). *Institutionum calculi integralis, Cilt I*, Ghent: Ghent Üniversitesi Matbaası.
- [37] **Newmark, N.M.** (1959). A method of computation for structural dynamics. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 85 pp: 67-94.
- [38] **Hilber, H.M., Hughes, T.J.R ve Talor, R.L.** (1977). Improved Numerical Dissipation for Time Integration Algorithms in Structural Dynamics. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 5 pp: 282-292.
- [39] **OpenSees.** (t.y.). *Hilber-Hughes-Taylor Method*. Alındığı tarih: 26.04. 2015, adres: http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Hilber-Hughes-Taylor_Method
- [40] **Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik** (1997). *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü*, Ankara.
- [41] **Çakıroğlu, A. ve Özer, E.** (1980). *Malzeme ve geometri bakımından lineer olmayan sistemler*, İstanbul: İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Matbaası.
- [42] **Wilson, E.** (2002). *CSI Analysis Reference Manual*, Berkeley, California: Computers and Structures, Inc.
- [43] **Wilson, E.** (2002). *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures*, Berkeley, California: Computers and Structures, Inc.

- [44] **ATC-40** (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, *Applied Technology Council*, California.
- [45] **Celep, Z.** (2014). *Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme*, İstanbul: Beta Yayınevi.
- [46] **Omurtag, M.** (2012). *Çubuk Sonlu Elemanlar*, İstanbul: Birsen Yayınevi.
- [47] **Kocaeli Depremi İvme Kayıtları.** (t.y.). *Peer strong motion database*. Alındığı tarih: 20.10.2011, adres: <http://peer.berkeley.edu/smcat>

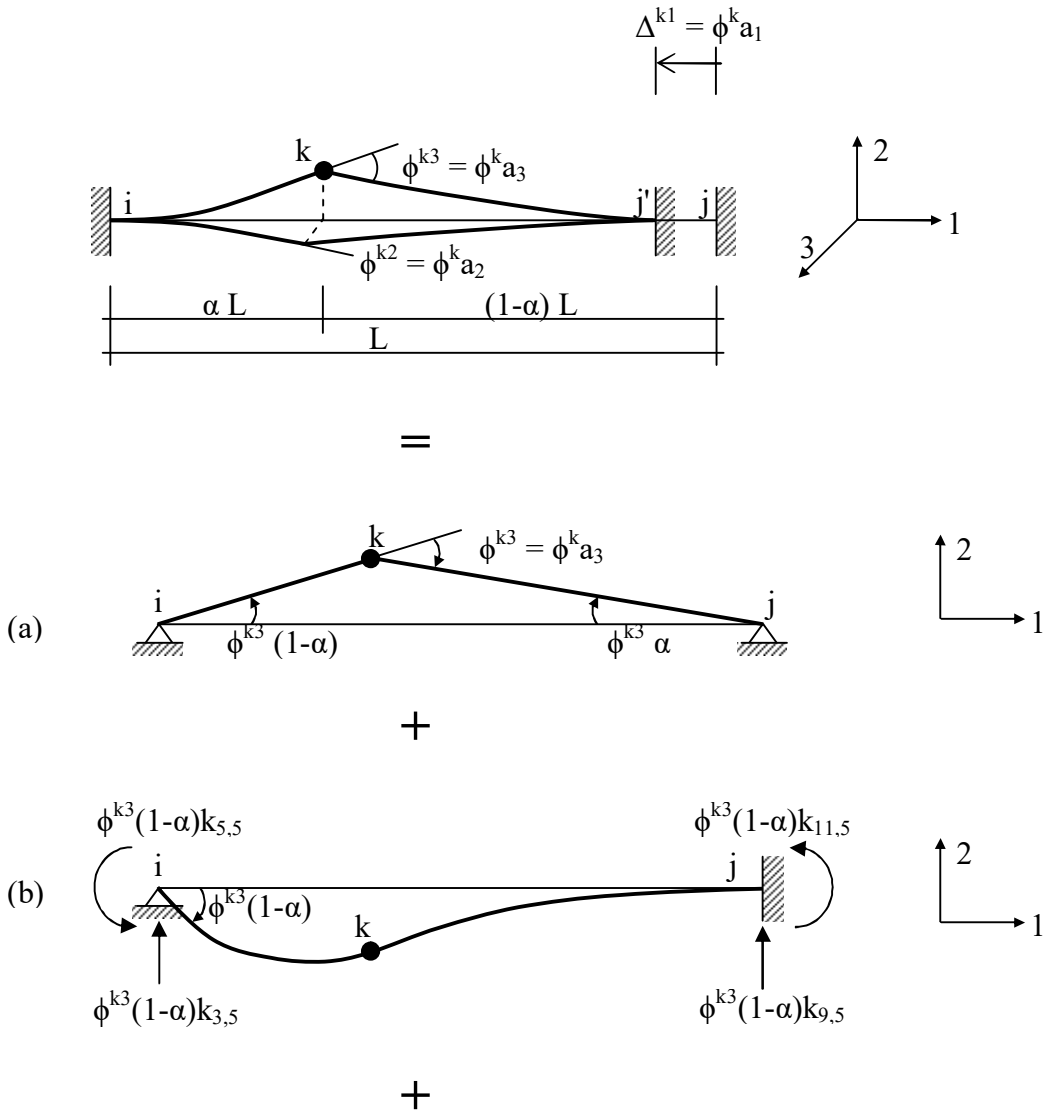
EKLER

EK A: Plastik şekildeğiştirme parametresinin birim değeriinden oluşan uç kuvvetler

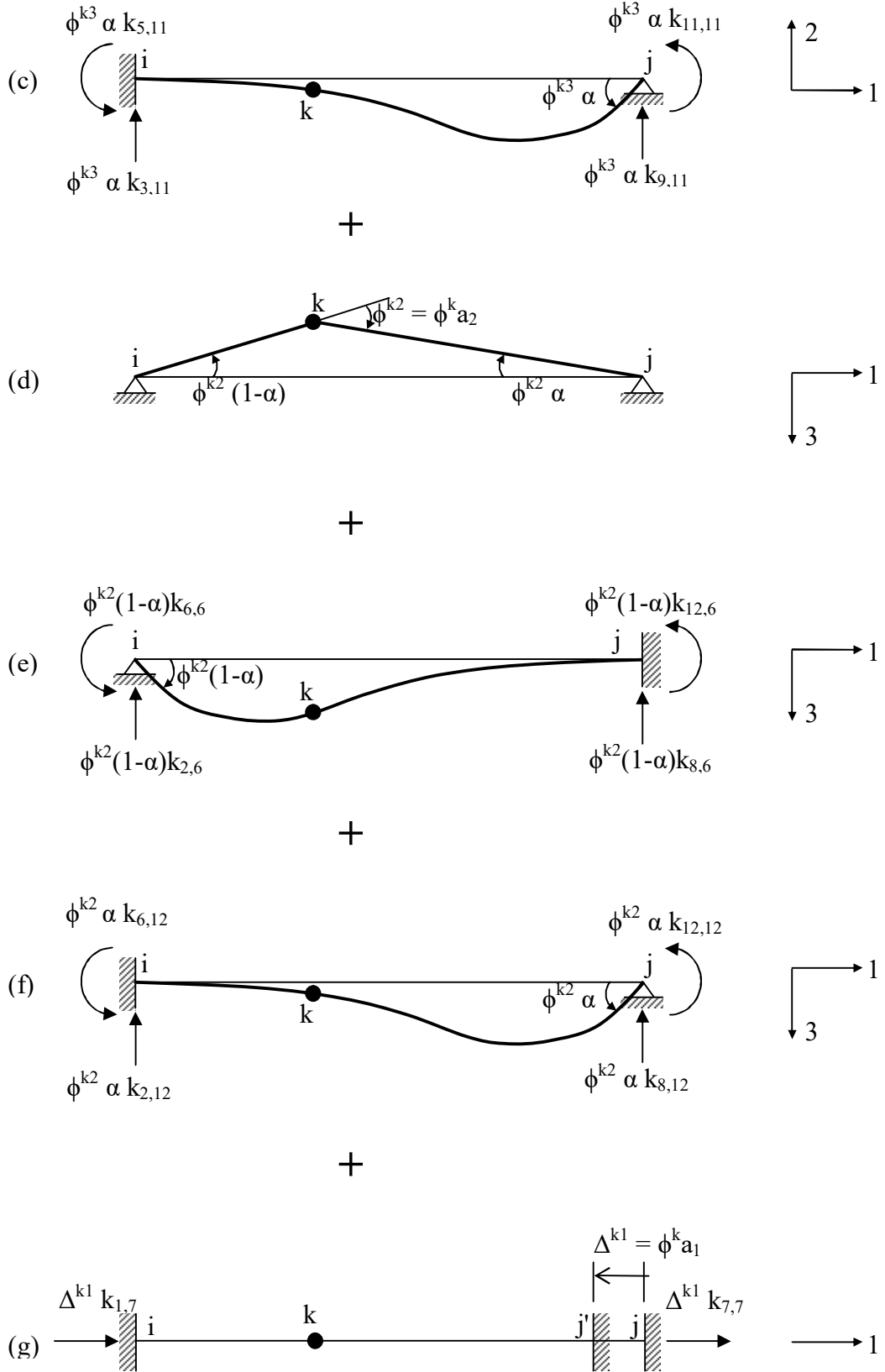
EK A



Şekil A.1 : Çubuk yönleri ve buna bağlı çubuk uç kuvvetleri.



Şekil A.2 : Plastik şekildeğiştirme parametresinin birim değerinden oluşan uç kuvvetler.



Şekil A.2(devam): Plastik şekildeğiştirme parametresinin birim değerinden oluşan uç kuvvetler.

Şekil A2’de verilen durumların süperpozisyonu ile elde edilen $[P_{\phi k}]_i$ ve $[P_{\phi k}]_j$ matrisleri:

$$[P_{\phi k}]_i = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \\ P_5 \\ P_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\Delta^k k_{1,7} \\ \phi[\alpha k_{2,12} - (1 - \alpha)k_{2,6}] \\ -\phi^{k^2}[\alpha k_{3,11} - (1 - \alpha)k_{3,5}] \\ 0 \\ \phi^{k^2}[\alpha k_{5,11} - (1 - \alpha)k_{5,5}] \\ \phi^{k^3}[\alpha k_{6,12} - (1 - \alpha)k_{6,6}] \end{bmatrix} \quad (\text{A.1})$$

$$[P_{\phi k}]_j = \begin{bmatrix} P_7 \\ P_8 \\ P_9 \\ P_{10} \\ P_{11} \\ P_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\Delta^k k_{77} \\ -\phi^{k^3}[\alpha k_{8,12} - (1 - \alpha)k_{9,5}] \\ \phi^{k^2}[\alpha k_{9,11} - (1 - \alpha)k_{9,5}] \\ 0 \\ \phi^{k^2}[\alpha k_{11,11} - (1 - \alpha)k_{11,5}] \\ \phi^{k^3}[\alpha k_{12,12} - (1 - \alpha)k_{12,6}] \end{bmatrix} \quad (\text{A.2})$$

Bu matrislerin doğru eksenli prizmatik çubukta birinci mertebe teorisine göre açılımı:

$$[P_{\phi k}]_i = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \\ P_5 \\ P_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\Delta^k EF/L \\ \phi^{k^3}(12\alpha - 6)EI_3/L^2 \\ -\phi^{k^2}(12\alpha - 6)EI_2/L^2 \\ 0 \\ \phi^{k^2}(6\alpha - 4)EI_2/L \\ \phi^{k^3}(6\alpha - 4)EI_3/L \end{bmatrix} \quad (\text{A.3})$$

$$[P_{\phi k}]_j = \begin{bmatrix} P_7 \\ P_8 \\ P_9 \\ P_{10} \\ P_{11} \\ P_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta^k EF/L \\ -\phi^{k^3}(12\alpha - 6)EI_3/L^2 \\ \phi^{k^2}(12\alpha - 6)EI_2/L^2 \\ 0 \\ \phi^{k^2}(6\alpha - 4)EI_2/L \\ \phi^{k^3}(6\alpha - 4)EI_3/L \end{bmatrix} \quad (\text{A.4})$$

şeklindedir. Benzer şekilde ikinci mertebe teorisine göre açılımı:

$$[P_{\phi k}]_i = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \\ P_5 \\ P_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\Delta^k EF/L \\ \phi^{k3}(2\alpha - 1)(b_{11} + b_{12})_3/L \\ -\phi^{k2}(2\alpha - 1)(b_{11} + b_{12})_2/L \\ 0 \\ \phi^{k2}[(\alpha - 1)b_{11} + \alpha b_{12}]_2 \\ \phi^{k3}[(\alpha - 1)b_{11} + \alpha b_{12}]_3 \end{bmatrix} \quad (\text{A.5})$$

$$[P_{\phi k}]_j = \begin{bmatrix} P_7 \\ P_8 \\ P_9 \\ P_{10} \\ P_{11} \\ P_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta^k EF/L \\ -\phi^{k3}(2\alpha - 1)(b_{11} + b_{12})_3/L \\ \phi^{k2}(2\alpha - 1)(b_{11} + b_{12})_2/L \\ 0 \\ \phi^{k2}[\alpha b_{11} + (\alpha - 1)b_{12}]_2 \\ \phi^{k3}[\alpha b_{11} + (\alpha - 1)b_{12}]_3 \end{bmatrix} \quad (\text{A.6})$$

$$b_{11} = \frac{EI}{L} \cdot \frac{\varphi \sin \varphi - \varphi^2 \cos \varphi}{2(1 - \cos \varphi) - \varphi \sin \varphi}, \quad b_{12} = \frac{EI}{L} \cdot \frac{\varphi^2 - \varphi \sin \varphi}{2(1 - \cos \varphi) - \varphi \sin \varphi} \quad (\text{A.7})$$

şeklindedir. A.7 bağıntısındaki φ parametresi Normal kuvvet ve kesit eğilme rijitliğine bağlıdır,

$$\varphi = L \sqrt{\frac{|N|}{EI}} \quad (\text{A.8})$$

olarak tanımlanır.

ÖZGEÇMİŞ



Ad Soyad : Onur Avcioğlu
Doğum Yeri ve Tarihi : Ankara 11.08.1979
E-Posta : avcioglu@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

Lisans : 2003, Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği
Yüksek lisans : 2005, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği

MESLEKİ DENEYİM VE ÖDÜLLER:

2004 yılından bu zamana kadar yapı mühendisliği ile ilgili yazılım geliştirme, birçok proje için teknik danışmanlık.

TEZDEN TÜRETİLEN YAYINLAR, SUNUMLAR VE PATENTLER:

- **Avcioğlu, O.,** Orakdöğen, E., (2015). Vlasov Zeminine Oturan Yapıların Zaman Tanım Alanında Analizi, *Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi*, Vol. 21(3) pp: 103-108.