

T.C
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Yığma Yapıların Lineer Olmayan Statik ve Dinamik Analizi

Erkut SAYIN

Tez Yöneticisi
Prof. Dr. Yusuf CALAYIR

DOKTORA TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

ELAZIĞ, 2009

T.C
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Yığma Yapıların Lineer Olmayan Statik ve Dinamik Analizi

Erkut SAYIN

DOKTORA TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

Bu tez, 06.10.2009 tarihinde aşağıda belirtilen jüri tarafından oy birliği / oy çokluğu ile başarılı / başarısız olarak değerlendirilmiştir.

Danışman: Prof. Dr. Yusuf CALAYIR

Üye: Prof. Dr. Adem DOĞANGÜN

Üye: Prof. Ali Sayıl ERDOĞAN

Üye: Prof. Dr. Mehmet ÜLKER

Üye: Prof. Dr. Hasan ALLİ

Bu tezin kabulü, Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulunun/...../..... tarih ve sayılı kararıyla onaylanmıştır.

TEŞEKKÜR

‘Yığma Yapıların Lineer Olmayan Statik ve Dinamik Analizi’ konulu tez çalışmamda destek ve yardımlarını esirgemeyen değerli hocam ve tez danışmanım Prof. Dr. Yusuf CALAYIR’a, değerli görüşlerinden faydalandığım Prof. Ali Sayıl ERDOĞAN’a, Doç. Dr. Ragıp İNCE’ye ve Yrd. Doç.Dr. Muhammet KARATON’a teşekkür ederim.

Ayrıca çalışmam boyunca bana her türlü desteği veren ve benim bu günlere gelmemde en büyük pay sahibi olan aileme teşekkürlerimi sunarım.

Erkut SAYIN

Elazığ, 2009

İÇİNDEKİLER

İÇİNDEKİLER.....	I
ŞEKİLLER LİSTESİ.....	III
TABLOLAR LİSTESİ.....	VII
SİMGELER LİSTESİ.....	VIII
KISALTMALAR LİSTESİ.....	X
ÖZET.....	XI
ABSTRACT.....	XII
1. GİRİŞ.....	1
1.1. Genel Bilgiler.....	1
1.2. Yığma Yapılar Konusunda Daha Önce Yapılmış Çalışmalar.....	3
1.3. Çalışmanın Kapsamı.....	8
2.YIĞMA YAPI MALZEMELERİ VE ÇEŞİTLERİ.....	9
2.1. Yığma Yapının Tanımı.....	9
2.2. Yığma Yapı Malzemeleri.....	9
2.2.1. Tuğla.....	9
2.2.1.1. Harman Tuğlası.....	9
2.2.1.2. Fabrika Tuğlası.....	11
2.2.2. Doğal Yapı Taşları.....	12
2.2.3. Kerpiç.....	12
2.2.4. Beton Briket.....	13
2.2.5. Harç.....	14
2.2.6. Beton Dolgu.....	14
2.2.7. Donatı Çeliği.....	15
2.2.8. Öngerilme Çeliği.....	15
2.3. Yığma Yapıların Sınıflandırılması.....	15
2.3.1. Donatısız Yığma Yapılar.....	15
2.3.2. Donatılı Yığma Yapılar.....	16
2.3.3. Sarılmış Yığma Yapılar.....	17
2.3.4. Öngerilmeli Yığma Yapılar.....	18
3. YIĞMA YAPI TASARIM KURALLARI VE MODELLEME TEKNİKLERİ.....	19
3.1. Yığma Yapı Tasarım Kuralları.....	19
3.2. Yığma Yapı Modelleme Teknikleri.....	26
4.YAYILI ÇATLAK MODELİ.....	28

4.1. Şekil Değiştirme Yumuşaması Öncesi Davranış.....	29
4.2. Şekil Değiştirme Yumuşaması Sırasındaki Davranış.....	29
4.3. Çatlağın Kapanması ve Tekrar Açılması.....	31
4.4. Hareket Denklemlerinin Sayısal Çözüm.....	34
5. SAYISAL UYGULAMA.....	40
5.1. Lineer Statik Analiz.....	40
5.1.1. İki Boyutlu Model.....	40
5.1.2. Üç Boyutlu Model.....	43
5.2. Statik Artımsal Analiz.....	45
5.3. Lineer ve Lineer Olmayan Dinamik Analiz.....	68
6. SONUÇ.....	102
KAYNAKLAR.....	104
ÖZGEÇMİŞ.....	111

ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil 2.1 Donatısız yığma duvar.....	16
Şekil 2.2 Donatılı yığma duvar.....	16
Şekil 2.3 Sarılmış yığma duvar.....	17
Şekil 2.4 Öngerilmeli yığma duvar.....	18
Şekil 3.1 Taşıyıcı duvarlarda toplam uzunluk sınırı.....	21
Şekil 3.2 Taşıyıcı duvarların en büyük desteklenmemiş uzunlukları ile ilgili sınırlandırmalar	22
Şekil 3.3 Taşıyıcı duvar boşlukları ile ilgili sınırlandırmalar.....	23
Şekil 3.4 Duvardaki düşey ve yatay hatıllar.....	24
Şekil 3.5 Yığma yapılarda kalkan duvar.....	25
Şekil 3.6 Yığma duvar modelleme teknikleri.....	26
Şekil 4.1 Çeşitli malzemelerin gerilme-şekil değiştirme davranışı.....	29
Şekil 4.2 Lokal eksen takımı.....	30
Şekil 4.3 Çatlakların kapanması ve yeniden açılması.....	31
Şekil 4.4 Tek eksenli gerilme – şekil değiştirme eğrisi	33
Şekil 4.5 Dinamik analiz akış diyagramı.....	38
Şekil 4.6 Dinamik analiz akış diyagramı	39
Şekil 5.1 Farklı yükleme durumları	41
Şekil 5.2 M1 modelinin sonlu eleman ağı.....	42
Şekil 5.3 Yükleme 1 ve Yükleme 2 için deforme olmuş modeller.....	42
Şekil 5.4 Yükleme 3 ve Yükleme 4 için deforme olmuş modeller	43
Şekil 5.5 M2 modelinin sonlu eleman ağı.....	44
Şekil 5.6 M2 modelinin deforme olmuş durumu	44
Şekil 5.7 M3 modelinin sonlu eleman ağı	45
Şekil 5.8 M3 modelinin yük deplasman grafiği.....	46
Şekil 5.9 M3 modeli çatlak yayılımı.....	46
Şekil 5.9 M3 modeli çatlak yayılımı (devam).....	47
Şekil 5.10 M4 modelinin sonlu eleman ağı	48
Şekil 5.11 M4 modeli çatlak yayılımı (yük değeri:100000 N).....	49
Şekil 5.12 M4 modeli çatlak yayılımı (yük değeri:200000 N).....	50
Şekil 5.13 M4 modeli çatlak yayılımı (yük değeri:300000 N).....	51
Şekil 5.14 M4 modeli çatlak yayılımı (yük değeri:400000 N).....	52
Şekil 5.15 M4 modeli çatlak yayılımı (yük değeri:500000 N).....	53

Şekil 5.16 M4 modeli çatlak yayılımı (yük değeri:600000 N).....	54
Şekil 5.17 Kullanılan duvar modellerinin özellikleri	55
Şekil 5.18 M5_80 modeli çatlak yayılımı	56
Şekil 5.19 M5_100 modeli çatlak yayılımı	57
Şekil 5.20 M5_120 modeli çatlak yayılımı	58
Şekil 5.21 M5_140 modeli çatlak yayılımı	59
Şekil 5.22 M5_160 modeli çatlak yayılımı	60
Şekil 5.23 M5_180 modeli çatlak yayılımı	61
Şekil 5.24 M5_200 modeli çatlak yayılımı	62
Şekil 5.25 Farklı hatıl konumları için duvar modelleri	63
Şekil 5.26 M6_1 modeli	64
Şekil 5.27 M6_2 modeli	65
Şekil 5.28 M6_3 modeli	66
Şekil 5.29 M6_4 modeli	67
Şekil 5.30 Erzincan depremi ivme kayıtları	69
Şekil 5.31 Bingöl depremi ivme kayıtları	70
Şekil 5.32 Dinamik analizlerde kullanılan duvar sonlu eleman modeli (M7 modeli).....	71
Şekil 5.33 645 nolu düğüm noktasının lineer yatay yer değiştirmesinin zamanla değişimi...	72
Şekil 5.34 645 nolu düğüm noktasının lineer düşey yer değiştirmesinin zamanla değişimi..	72
Şekil 5.35 645 nolu düğüm noktasının lineer olmayan yatay yer değiştirmesinin zamanla değişimi	73
Şekil 5.36 645 nolu düğüm noktasının lineer olmayan düşey yer değiştirmesinin zamanla değişimi	73
Şekil 5.37 Tek eksenli gerilme şekil değiştirme eğrisi.....	74
Şekil 5.38 645 nolu düğüm noktasının lineer ve lineer olmayan yatay yer değiştirmesinin zamanla değişimi (Erzincan depremi).....	75
Şekil 5.39 645 nolu düğüm noktasının lineer ve lineer olmayan düşey yer değiştirmesinin zamanla değişimi (Erzincan depremi).....	75
Şekil 5.40 A nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri (Erzincan depremi).....	76
Şekil 5.41 B nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri (Erzincan depremi).....	77
Şekil 5.42 C nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri (Erzincan depremi).....	78

Şekil 5.43 D nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri (Erzincan depremi).....	79
Şekil 5.44 645 nolu düğüm noktasının yatay yer değiştirmesinin zamanla değişimi (Erzincan depremi $igk=0.8, 1.0, 1.2$).....	81
Şekil 5.45 645 nolu düğüm noktasının düşey yer değiştirmesinin zamanla değişimi (Erzincan depremi $igk=0.8, 1.0, 1.2$).....	81
Şekil 5.46 A nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri (Erzincan depremi $igk=0.8, 1.0, 1.2$).....	82
Şekil 5.47 B nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri (Erzincan depremi $igk=0.8, 1.0, 1.2$).....	83
Şekil 5.48 C nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri (Erzincan depremi $igk=0.8, 1.0, 1.2$).....	84
Şekil 5.49 D nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri (Erzincan depremi $igk=0.8, 1.0, 1.2$).....	85
Şekil 5.50 $t= 3.0$ s deki çatlak yayılımı (Erzincan depremi).....	86
Şekil 5.51 $t= 4.5$ s deki çatlak yayılımı(Erzincan depremi)	87
Şekil 5.52 645 nolu düğüm noktasının lineer ve lineer olmayan yatay yer değiştirmesinin zamanla değişimi (Bingöl depremi).....	90
Şekil 5.53 645 nolu düğüm noktasının lineer ve lineer olmayan düşey yer değiştirmesinin zamanla değişimi (Bingöl depremi).....	90
Şekil 5.54 A nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmenin zamanla değişimi (Bingöl depremi).....	91
Şekil 5.55 B nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmenin zamanla değişimi (Bingöl depremi).....	92
Şekil 5.56 C nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmenin zamanla değişimi (Bingöl depremi).....	93
Şekil 5.57 D nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmenin zamanla değişimi (Bingöl depremi).....	94
Şekil 5.58 645 nolu düğüm noktasının yatay yer değiştirmesinin zamanla değişimi (Bingöl depremi $igk=0.8, 1.0, 1.2$).....	95
Şekil 5.59 645 nolu düğüm noktasının düşey yer değiştirmesinin zamanla değişimi (Bingöl depremi $igk=0.8, 1.0, 1.2$).....	95
Şekil 5.60 A nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmenin zamanla değişimi (Bingöl depremi $igk=0.8, 1.0, 1.2$).....	96

Şekil 5.61 B nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmenin zamanla değişimi (Bingöl depremi $igk=0.8, 1.0, 1.2$).....	97
Şekil 5.62 C nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmenin zamanla değişimi (Bingöl depremi $igk=0.8, 1.0, 1.2$).....	98
Şekil 5.63 D nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmenin zamanla değişimi (Bingöl depremi $igk=0.8, 1.0, 1.2$).....	99
Şekil 5.64 $t=3.5$ s deki çatlak yayılımı (Bingöl depremi).....	100
Şekil 5.65 $t=4.5$ s deki çatlak yayılımı (Bingöl depremi).....	101

TABLÖLAR LİSTESİ

Tablo 1.1 Taşıyıcı sisteme göre ülkemizdeki bina sayısı ve yüzdesi	2
Tablo 2.1 Basınç Dayanımları ve biçimlerine göre harman tuğlaları	10
Tablo 2.2 Harman tuğlasının boyutları	10
Tablo 2.3 Fabrika tuğlalarının birim hacim ağırlıkları ve basınç dayanımları	11
Tablo 2.4 Doğal yapı taşlarının minimum basınç ve eğilmede çekme dayanımları.....	12
Tablo 2.5 Taşıyıcı duvarlarda kullanılacak kerpici boyutları.....	13
Tablo 2.6 Beton briketlerin boyutları	13
Tablo 2.7 Harçlarda minimum basınç dayanımları.....	14
Tablo 2.8 Dolgu betonunun karakteristik basınç dayanımı	14
Tablo 3.1 İzin verilen en çok kat sayısı	19
Tablo 3.2 Taşıyıcı duvarların en küçük kalınlıkları	20
Tablo 5.1 Malzeme özellikleri.....	41
Tablo 5.2 Tüm yüklemeler için deplasman değerleri.....	43

SİMGELER LİSTESİ

$\{\sigma\}$	: Gerilme vektörü
$\{\varepsilon\}$	: Şekil değiştirme vektörü
$[D]$	: Malzeme matrisi
E	: Elastisite modülü
ν	: Poisson oranı
μ	: Kayma dayanım faktörü
E_n	: Yumuşamış elastisite modülü
ε_n	: Çatlak düzlemine dik yönde şekil değiştirme
ε_s	: Çatlak düzlemine normal yönde şekil değiştirme
θ	: Maksimum asal şekil değiştirme doğrultusunun açısı
T	: Transformasyon matrisi
Δt	: İntegrasyon zaman adımı
α	: Nümerik sönüm parametresi
I_{ch}	: Karakteristik uzunluk
G_f	: Kırılma enerjisi
$\{u\}$	: Yer değiştirme vektörü
$\{v\}$	: Hız vektörü
$\{a\}$	: İvme vektörü
β	: Newmark katsayısı
γ	: Newmark katsayısı
$[M]$	: Kütle matrisi
$[C]$	: Sönüm matrisi
$[K]$	: Rijitlik matrisi
$\{F\}$	: Dış yük vektörü
$\{F^i\}$	: İçsel kuvvet vektörü
$\{\tilde{u}\}$	: Tahmin edilen yer değiştirme vektörü
$\{\tilde{v}\}$	: Tahmin edilen hız vektörü
A_1	: İntegrasyon parametresi

- A_2 : İntegrasyon parametresi
- $[\hat{K}]$: Efektif rijitlik matrisi
- $\{\Delta F\}$: Dengelenmemiş kuvvet vektörü
- $\{F^{statik}\}$: Statik yük vektörü
- $\{a_g\}$: Yer hareketi ivme vektörü
- $\{\Delta u\}$: Artımsal yer değıştirme
- T_c : Çekme dayanımı azaltma katsayısı

KISALTMALAR LİSTESİ

ACI	: American Concrete Institute
AIJ	: Architectural Institute of Japan
BS	: British Standard
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik
DİE	: Devlet İstatistik Enstitüsü
TSE	: Türk Standartları Enstitüsü
UBC	: Uniform Building Code

ÖZET

DOKTORA TEZİ

Yığma Yapıların Lineer Olmayan Statik ve Dinamik Analizi

Erkut SAYIN

Fırat Üniversitesi

Fen Bilimleri Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

2009, Sayfa: 111

Bu tezde, yığma duvarların lineer olmayan statik ve dinamik analizi yapılmıştır. Duvar malzemesi için şekil değiştirme yumuşamasını göz önünde bulunduran yayılı çatlak modeli kullanılmıştır. Bu amaçla lineer olmayan statik ve dinamik analiz yapabilen bir program yazılmıştır. Program MATLAB dilinde kodlanmıştır. Ayrıca yine MATLAB dilinde duvarı iki ve üç boyutlu olarak çizebilen bir mesh programı yazılmıştır.

Tez altı bölümden oluşmaktadır. İlk bölüm giriş ve literatür çalışmalarını kapsamaktadır. İkinci bölümde yığma yapılarda kullanılan malzemeler ile ülkemizde ve dünyada inşa edilen yığma yapı çeşitleri açıklanmıştır. Üçüncü bölümde yığma yapı tasarım kuralları ve yığma yapı modelleme tekniklerine değinilmiştir. Dördüncü bölümde şekil değiştirme yumuşamasını dikkate alan yayılı çatlak modeli ve dinamik çözüm için kullanılan algoritma tanıtılmıştır. Beşinci bölümde sayısal uygulama yapılmıştır. Sayısal uygulama amacıyla pencere boşluğuna sahip bir duvarın lineer olmayan statik analizi ile lineer ve lineer olmayan dinamik analizleri yapılmıştır. Dinamik etki için, 13 Mart 1992 Erzincan ve 1 Mayıs 2003 Bingöl depremi ivme kayıtları kullanılmıştır. Lineer olmayan statik analizde boşluk boyutu, malzemenin çekme dayanımı ve hatılların duvar davranışına etkisi irdelenmiştir. Dinamik analizde ise farklı deprem kayıtlarının duvar davranışına etkisi incelenmiştir. Son bölümde ise tezden elde edilen sonuçlar özetlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Lineer ve lineer olmayan statik ve dinamik analiz, yayılı çatlak modeli, şekil değiştirme yumuşaması, yığma yapı

ABSTRACT

PhD Thesis

Non-Linear Static and Dynamic Analysis of Masonry Structures

Erkut SAYIN

Firat University

Graduate School of Natural and Applied Sciences

Department of Civil Engineering

2009, Page: 111

In this thesis, non-linear static and dynamic analyses of masonry walls are performed. Smeared crack model which includes the strain softening behavior is used for masonry wall material. For this purpose, a computer program was written in MATLAB language which has the ability of performing non-linear static and dynamic analysis. In addition, a mesh program which meshes the wall as two or three dimensional model was written in MATLAB language.

The thesis consists of six chapters. The first chapter contains introduction and literature studies. In the second chapter, materials used in masonry structures and structural systems of masonry which are built in our country and world are explained. In the third chapter, design requirements and modeling techniques of masonry structures are described. In the fourth chapter, the smeared crack model and a computation algorithm which is used in dynamic solution are explained. Numerical applications are given in the fifth chapter. For numerical applications, non-linear static and dynamic analyses of a masonry wall with a window are performed. For dynamic input, 13 March 1992 Erzincan and 1 May 2003 Bingöl earthquake records are used. In non-linear static analysis, the effects of opening dimension, tensile strength of material and bond beam on masonry wall behavior are investigated. In non-linear dynamic analysis, the effects of different earthquake records on masonry wall behavior are studied. The results are summarized in the last chapter of the thesis.

Key Words: Linear and non-linear static and dynamic analysis, smeared crack model, strain softening, masonry structure

1.GİRİŞ

1.1. Genel Bilgiler

Türkiye'nin yüzölçümünün büyük bir bölümü aktif deprem kuşağında bulunmakta ve ülkemizde yaşayan insanların büyük çoğunluğunun yaşamını sürdürdüğü yapılar birinci ve ikinci derece deprem bölgesinde yer almaktadır. Ülkemizdeki yapıların yarıya yakın bir bölümü yığma yapı olup, bu yapıların büyük çoğunluğu kırsal kesimlerde ve şehirlerin çevre mahallelerinde bulunmaktadır. Yığma binalar, ekonomik olmaları ve yerel malzeme ile kolayca inşa edilebilmelerinden dolayı dünyanın pek çok ülkesinde olduğu gibi ülkemizde de, özellikle kırsal kesimlerde yaygın olarak inşa edilmektedir. Bu durum gelecekte de geçerli olabilir, çünkü ülkemizdeki ekonomik koşullar, yığma yapı malzemelerinin kolay temin edilmesi ve yapının gerektirdiği işçiliğin basitliği yığma yapıyı özellikle konut yapımında cazip kılmaktadır.

Yığma yapı denildiğinde sadece günümüzde yapılan yapılar değil tarihi yapıları da dikkate almak gerekir. Ülkemizdeki tarihi yapıların neredeyse tamamı yığma olarak inşa edilmiştir. Bunlar arasında camiler, konaklar, saraylar, kümbetler, medreseler, kemerler, köprüler, kervansaraylar, tapınaklar, hanlar, tarihi anıtlar, manastırlar vb. söylenebilir. Tarihi ve anıtsal yapılar bir toplum için kültürel miras olarak kabul edilmektedir. Bu yapıların gelecek nesillere aktarılması ise bir insanlık görevidir. Bunların geçmiş depremlerde yıkılmayarak günümüze kadar gelmesi bundan sonra da yıkılmayacakları anlamına gelmez. Çünkü yapı malzemesinin dayanımındaki düşüşler, zamana bağlı deformasyonlar, zemin oturmaları ve düzensiz yükleme gibi nedenlerle bunların deprem dayanımları kritik bir noktaya gelmiş olabilir.

Betonarme ve çelik yapıların gerek düşey ve gerek yatay yükler altında ne şekilde davrandığı, yılların bilgi birikimi sonucu belli bir doğrulukta hesaplanabilmekte, matematiksel olarak da ifade edilebilmektedir. Yığma yapıların düşey ve özellikle yatay yükler altındaki davranışı ise betonarme yapılar ile kıyaslandığında daha belirsizdir.

Yığma yapıların diğer yapılara oranla birtakım dezavantajları vardır. Bunlar bu yapıların genellikle mühendislik hizmeti görmemiş olmaları, ağır olmaları ve gevrek malzemeden inşa edilmiş olmalarıdır. Ayrıca, yığma yapıların diğer yapılara oranla esneme ve enerji yutma yetenekleri de sınırlı olup, kullanılan malzemenin gevrek malzeme olmasından dolayı mühendislik açısından istenmeyen davranışlar göstererek, taşıma limitini aştıkları anda ani çatlamalara ve kırılmalara sebep olmaktadır. Yığma yapıların daha sünek ve daha dayanıklı hale gelmesi için yığma yapı içerisinde donatı uygulaması olumlu sonuçlar vermiştir. Bu şekilde yapılan donatılı

yığma yapıların dünya çapında birçok uygulaması söz konusudur. Sonuçta, bu yapıların depremde ortaya çıkan enerjiyi azaltma kapasiteleri düşük olduğu için büyük yatay kuvvetlere maruz kalmaktadırlar.

Bununla birlikte yığma yapılar deprem açısından tamamen olumsuz yapılar olarak düşünülmemelidir. Bütün diğer yapılarda olduğu gibi yığma yapılarda da standartlara ve yönetmeliklere uygun uygulamalar yapıldığı ve mühendislik hizmeti verildiği takdirde sağlam ve emniyetli olabilirler.

Geçmiş deneyimlere dayanılarak, mevcut olan yapı yönetmeliklerinde yığma yapılar için alt sınırlara ek olarak üst sınırlar da verilmiştir. Örneğin; betonarme yapılarda pencere, kapı gibi boşlukların konumu ve boyutunda sınırlandırma getirilmemişken, bu boşluklar yığma yapılarda en önemli sınırlandırmayı teşkil etmektedir. Deprem sırasında yığma yapıların hızla çatlayıp ağır hasarlı bir duruma ulaşmalarından dolayı, bu durumun oluşmasını önlemek için birçok ülke depremselliklerine göre, şartnamelerinde değişiklik gösteren geometrik sınırlandırmalar getirmişlerdir.

Türkiye genelinde 2000 yılında yapılan bina sayımında, belediye sınırları içerisinde toplam 7.838.675 bina tespit edilmiştir. Taşıyıcı sisteme göre, binaların %51.1'i yığma ve %48.4'ü çerçeve(iskelet) sistem olarak inşa edilmiştir. Tablo 1.1 de taşıyıcı sisteme göre ülkemizdeki bina sayısı ve yüzdesi görülmektedir.

Tablo 1.1 Taşıyıcı sisteme göre ülkemizdeki bina sayısı ve yüzdesi [1]

Bina Türü	Bina Sayısı	Bina Yüzdesi
İskelet	3.792.092	% 48.4
Yığma	4.001.954	% 51.1
Tünel Kalıp	6.378	% 0.1
Prefabrik	23.311	% 0.3
Bilinmeyen	14.940	% 0.2
Toplam	7.838.675	% 100

İnşaatların dolgu maddesi cinslerine göre ise en fazla payı %59.6 ile tuğla almaktadır. Bunu sırasıyla %18 ile briket, %9.8 ile taş ve %7.9 ile kerpiç izlemektedir [1]. Bu rakamlardan anlaşıldığı gibi deprem bölgelerinde önemli miktarda yığma yapı bulunmakta ve nüfusumuzun önemli bir kısmı bu yapılarda yaşamaktadır.

1.2. Yığma Yapılar Konusunda Daha Önce Yapılmış Çalışmalar

Yapılar için gerçekleştirilen çalışmalar incelendiğinde bunların büyük bir kısmının betonarme yapılar için olduğu görülebilir. Ülkemizde de yığma yapıların yapısal davranışları ve depreme karşı dayanıklılığı hakkında yapılan teorik ve deneysel çalışmalar betonarme yapılar için gerçekleştirilen çalışmalarla kıyaslandığında oldukça azdır. Bu çalışmaların bir kısmı aşağıda verilmiştir.

Gençer [2], pomza katkılı beton briketler ile oluşturduğu bir yığma yapıyı sarsma tablası deneyine tabii tutmuştur. Deney sonucunda elde ettiği kesme dayanım değerlerini daha önceki çalışmalarda düşey delik oranı ve harç dayanımı farklı olan tuğlalar ile elde edilen sonuçlarla karşılaştırmış ve deney yapısının kesme dayanımının ortalama bir değerde olduğunu tespit etmiştir.

Sucuoğlu ve Erberik [3], yaptıkları çalışmada 1992 yılında Erzincan'da meydana gelen depremde, hasar görmeyen üç katlı bir yığma yapının sismik performansını araştırmışlardır. Bu amaçla yapıda kullanılan malzemelerin özelliklerini deneysel olarak tespit etmişler ve doğrusal olmayan dinamik analiz gerçekleştirmişlerdir.

Erçin [4], gazbetonun fiziksel özellikleri ve üstünlüklerinden bahsetmiş donatılı gaz beton uygulamalarını tanıtarak, gazbeton bloklar kullanılarak tasarlanan bir yığma yapıyı SAP 2000 paket programı yardımıyla modelleyip çözmüş ve elde ettiği sonuçları yorumlamıştır.

Kuran [5], tuğladan yapılmış tek katlı yığma bir yapıyı sarsma tablasında test etmiş, ardından hasarlı yapıyı dört farklı türde düzenlenmiş çelik şeritlerle rehabilitasyona tabii tutarak tekrar test etmiş ve çelik şeritlerle yaptığı rehabilitasyonun dayanım, rijitlik ve sönüm oranı üzerine etkilerini incelemiştir.

Batur [6], donatısız yığma yapıları incelemiş ve konu ile ilgili Türk Standartlarını; Eurocode 8, ACI, AIJ ve BS 5628 ile karşılaştırmıştır. Standartlarımızda bulunan eksiklikleri belirtmiş ve çalışmasının sonunda 3 katlı donatısız bir yığma binanın yatay ve düşey yükler altında çözümünü yapmıştır.

Erden [7], 1 Mayıs 2003 Bingöl depreminde hasar görmüş bir yığma yapıyla aynı plana sahip yığma yapıyı ile donatısız(geleneksel) ve deprem yönetmeliğimizde belirtildiği gibi düşey hatıllar ekleyerek sarılmış yığma yapı olarak SAP 2000 programı ile modellemiş ve bu iki yapının çözümlerini birbiriyle karşılaştırmıştır.

Akgündüz [8], yaptığı çalışmada İstanbul Akatlar'da bulunan 3 katlı yığma bir yapıyı deprem yönetmeliğimizde anlatılan yapım ve tasarım kuralları doğrultusunda incelemiştir.

Baycan [9], yığma yapılar için yığma yapı elemanlarını, yığma yapı dinamik özelliklerini ve yığma yapı hasar nedenlerini içeren bir hasar tespit ve değerlendirme formu oluşturmuştur. Bu form yardımıyla İstanbul Fener-Balat bölgesindeki yığma yapıları değerlendirmiştir.

Shing ve Mehrabi [10], yığma dolgulu çerçeve yapılar için farklı modeller önermişler ve bu tür yapıların analizi için sonlu eleman modelleri geliştirmişlerdir. Çalışmalarında olması muhtemel göçme mekanizmalarından bahsederek yaptıkları deprem tepki analizi hakkında bilgi vermişlerdir.

Çöğürçü [11], yığma duvarlarda oluşan çatlakları kontrol altına almak amacıyla epoksi reçineli FRP ile yatay derz takviyesini deneysel olarak incelemiştir. Bu amaçla geometrisi ve malzeme özelliği aynı olan, ancak birinde yatay derzlerinin epoksi reçineli FRP malzemesi ile güçlendirilmiş iki yığma duvarı düzlem dışı tersinir yüklemeye tabii tutarak FRP malzemesinin yığma duvarı kırılmaya karşı ne derece güçlendirdiğini araştırmıştır.

Reis [12], UBC 97 (Uniform Building Code) ye göre donatılı altı katlı bir yığma yapının deprem hesabını yaparak SAP 2000 programı ile bu yapıyı analiz etmiştir. Ayrıca donatılı yığma yapının maliyet hesabını yaparak bunu aynı geometriye sahip betonarme çerçeveli bir bina ile karşılaştırmıştır.

Büyükgökmen [13], Amerikan (ACI 530-92) ve İngiliz (BS 5628) standartlarından faydalanarak donatılı yığma yapı tasarımını ve genel hesap esaslarını inceleyerek, iki katlı yığma bir duvarın deprem kuvvetleri etkisinde donatılı olarak hesabını yapmıştır.

Kalkan [14], yığma yapıların donatılı püskürtme betonu ile güçlendirilmesini incelemiştir. Bunun için, aynı geometri ve malzeme özelliklerine sahip iki yığma duvarı laboratuvar da inşa ederek, birini donatılı püskürtme betonu ile güçlendirdikten sonra her iki duvarı da düzlem dışı tersinir yükler altında deneye tabii tutmuştur. Deney sonucunda güçlendirilmiş duvarın sünekliğinin ve enerji yutma kapasitesinin arttığını gözlemlemiştir.

Üstündağ [15], donatısız yığma yapılar ve bu yapıların onarım ve güçlendirme şekillerini araştırarak bir ve iki katlı örnek yığma yapıların yatay ve düşey yükler altında çözümünü yapmıştır.

Tomazevic ve Lutman [16], 32 adet aynı özelliklere sahip donatılı yığma duvarın sismik davranışlarını incelemişlerdir. Bu amaçla 6 farklı tipte deney gerçekleştirmişlerdir. Deneylerde kullandıkları numunelere düşük ve yüksek yük seviyelerinde düzgün ve tekrarlı yükler uygulamışlardır. Deneylerden elde ettikleri sonuçları yorumlamışlardır.

Tanrikulu [17], çalışmasında donatılı ve donatısız yığma yapılar için bir matematiksel model önermiştir. Kat döşemelerini rijit diyafram olarak kabul ederek, donatısız durumda duvarların kendi düzlemleri içinde kayma dayanımına sahip olduklarını dikkate almıştır.

Çalışmasında eşdeğer doğrusal ve doğrusal olmayan metotlar kullanarak beş örnek problem sunmuştur.

Saberi [18], yığma yapıların deprem yükleri etkisindeki davranışını deneysel olarak araştırmıştır. Kapı ve pencere boşluğu olan bir yığma duvarı yarı-statik yöntemle deneye tabi tutmuş ve çıkan sonuçları değerlendirmiştir.

Gürel [19], çalışmasında kâgir dolgu duvarların kendi ağırlıkları, düzlemlerine dik atalet kuvvetleri, duvarların düzlemlerine dik katlar arası görelî ötelenme etkisi ve düşey atalet kuvvetlerinden oluşan birleşik yükleme etkileri altındaki davranışlarını incelemiştir.

Kaya [20], hasarlı veya kısmen yıkıma uğramış tarihi ve yığma yapıların onarım ve güçlendirme tekniklerini incelemiştir. Onarım ve güçlendirme tekniklerinde, betonarme ve çeliğin hangi durumlarda ve ne şekilde kullanılabileceğini anlatmıştır.

Bozdoğanlı [21], yaptığı çalışmada ikinci derece deprem bölgesinde yapılmış olan yığma yapıların deprem durumundaki davranışını deneysel olarak incelemiştir. Deneysel modellemede, yapının deprem kuvvetine karşı en dayanıksız olan boşluklu cephesini (kapı veya pencere) dikkate almıştır. Çalışmada deplasman kontrollü deney yöntemi kullanılmıştır.

Teomete [22], tarihi yığma yapıların sonlu elemanlarla modellenmesini araştırmıştır. Örnek yapı olarak İzmir Urla da bulunan Kamanlı Camisini seçmiştir. Yörenin depremselliği, yerel zemin koşullarını ve caminin malzeme özelliklerini incelemiştir. Bu verileri ve caminin sonlu eleman modelini paket programda oluşturmuştur. Yaptığı analizler neticesinde yapının kendi ağırlığı altında güvenilir olduğunu ancak sismik analiz sonucunda kasnak kubbe birleşim yerinde yüksek gerilmelerin olduğunu tespit etmiştir.

Vatan [23], fotogrametrik verilerden yararlanarak yığma yapıların sonlu eleman modelinin oluşturulmasını araştırmıştır. Fotogrametrinin kullanım alanlarını ve yöntemlerini tanıtmıştır. Örnek yapı olarak İstanbul da bulunan tarihi Eğrikemer su getirme yapısının üç boyutlu sonlu eleman modelini fotogrametrik yöntemle hazırlamış ve analize hazır hale getirilmiştir.

Ural [24], yığma yapıların analizi için Matlab dilinde kodlanmış doğrusal ve doğrusal olmayan analiz yapabilen iki program yazmıştır. Doğrusal analiz yapan program ile iki boyutlu bir duvar ve üç boyutlu bir kemer sisteminin lineer statik analizleri yapılmıştır. Doğrusal olmayan programda elastik ötesi davranışı temsil etmek amacıyla Drucker-Prager kriteri kullanılmıştır. Bu program ile iki boyutlu bir duvarın analizi yapılmıştır. Ayrıca yine aynı program ile harç dayanımının ve tuğla dayanımının eksele basınç altındaki yığma duvarlara etkisi araştırılmıştır.

Doğangün ve diğ. [25], ülkemizde 1992 ve 2004 yılları arasında meydana gelen depremlerde yığma yapılarda meydana gelen hasarları sebeplerine göre sınıflandırmışlardır. Bu hasarları deprem yönetmeliğimizdeki kurallar ile karşılaştırarak bu yapıların deprem dayanımları ile ilgili bazı önerilerde bulunmuşlardır.

Ural ve Doğangün [26], yığma yapı modelleme tekniklerinden biri olan basitleştirilmiş mikro modelleme tekniğini kullanarak farklı hatıl konumlarına sahip dört farklı yığma yapıyı paket program ile zaman tanım alanında analizlerini yapmışlardır. Analizler sonucunda düşey hatılların yığma yapıların deprem performansını artırdığı sonucuna varmışlardır.

Zhuge ve diğ. [27], donatısız bir yığma duvarı düzlem içi yükler altında nümerik ve deneysel olarak incelemişlerdir. Modifiye edilmiş Newton-Raphson iterasyonu ile nonlineer analizi gerçekleştirmişlerdir. Nümerik olarak elde ettikleri sonuçları deneysel olarak buldukları sonuçlarla karşılaştırarak kalibre etmişlerdir.

Zarnic ve diğ. [28], ölçeği 1/4 olan iki adet yığma duvarlı çerçeve sistemin sismik analizini sarsma tablası yardımıyla gerçekleştirmişlerdir. Deneysel olarak elde ettikleri sonuçları nümerik çözümler ile karşılaştırmışlardır.

Mehrabi ve diğ. [29], yaptıkları çalışmada yığma duvar dolgulu çerçevelerin yanal yükler altındaki performansını araştırmışlardır. Bu amaçla 1/2 ölçeğe sahip iki farklı duvar numunesinden elde ettikleri yanal dayanım değerlerini nümerik sonuçlarla karşılaştırmışlardır. Çerçeveedeki beton ve yığma biriminin modellenmesinde yayılı çatlak sonlu eleman modeli kullanmışlardır.

Benedetti ve diğ. [30], çalışmalarında ölçeği 1/2 olan 24 adet yığma yapı modeli üzerinde sarsma tablası deneyi yapmışlardır. Deney sonucunda hasar gören modellere farklı onarım ve güçlendirme teknikleri uygulamış ve tekrar sarsma tablası deneyine tabi tutmuşlardır. Çalışmanın sonunda kullandıkları güçlendirme tekniklerinin pratikte de uygulanabileceğini belirtmişlerdir.

Spence ve D'Ayala [31], 1997 Umbria-Marche (İtalya) depreminde hasar görmüş olan yığma yapılar üzerine araştırma yapmışlardır. Deprem bölgesindeki mevcut yığma yapı hasarlarını incelemişlerdir.

Puglisi ve diğ. [32], çerçevesiz yapılardaki dolgu duvarın davranışı için bir model önermişlerdir. Önerdikleri model hasar mekaniği yaklaşımına dayanmaktadır. Modeli sabit ve tekrarlı yükler altında deneye tabi tutmuşlar ve sonuçları önerdikleri model ile karşılaştırmışlardır.

Tomazevic ve Klemenc [33], çalışmalarında sarılmış yığma binaların sismik davranışlarını deneysel olarak araştırmışlardır. Bu amaçla 1/5 oranında ölçeklendirilmiş olan üç katlı yapı modellerinin her test adımıda sismik yer hareketini belirli oranda arttırarak analizlerini yapmışlardır. Yapılan deneyler ve nümerik hesaplar sonucunda sarılmış yığma yapıların sismik

davranışlarını tespit için yeni bir yöntem geliştirmiş ve davranış faktörü adı altında bir değerin hesaplarda kullanılması yönünde önerilerde bulunmuşlardır.

Bayraktar ve diğ. [34], Ağrının Doğubeyazıt ilçesinde 2 Temmuz 2004’de meydana gelen depremin yığma binalara yaptığı etkileri incelemişlerdir. Depremden etkilenen yapıların çoğunun yığma yapı olduğunu, bu yapıların çoğunun taştan ve rasgele yapıldığını, bu yapıların çatılarının ahşap dikmeler üzerine ağır kiremitle kaplandığını belirtmişlerdir. Deprem etkisi ile hasar gören yığma yapıların çatlama ve kırılma çizgileri araştırılmış, detaylandırılmış, hasar nedeni olarak tasarım hatası ve inşaat kalitesinin düşüklüğü belirtilmiştir.

Asteris ve Tzamtzis [35], donatısız yığma yapıların sonlu elemanlarla modellenmesinde makro modellemeyi dikkate alan bir algoritma geliştirmişlerdir. Kullandıkları model için anizotropik bir kırılma yüzeyi tanımlamışlardır.

Lourenço ve diğ. [36], her malzeme eksen boyunca farklı dayanımları içeren yeni bir akma kriteri sunmuşlardır. Bu akma kriteri basınçta ve çekmede iki farklı kırılma enerjisi içermektedir. Oluşturdukları modelin doğruluğunu test etmek için, üniform yüklemeye maruz yığma panellerinin mevcut deneysel verileri ile oluşturdukları modelin çözüm sonuçlarını karşılaştırmışlardır.

Berto ve diğ. [37], yaptıkları çalışmada mikro ve makro sonlu eleman modelleri vasıtasıyla yığma paneller üzerine parametrik bir çalışma yapmışlardır. Bu amaçla iki farklı hasar modeli kullanmışlardır.

Yoshimura ve Kuroki [38], 2001 yılında El Salvador’da meydana gelen depremde hasar gören yığma yapıları incelemişlerdir. Çalışmalarında bu bölgedeki yığma yapı sistemleri hakkında bilgiler vermişler, daha sonra donatısız ve donatılı yığma yapılardaki hasarları çekmiş oldukları fotoğraflar üzerinde irdelerek hasarları önleme konusunda önerilerde bulunmuşlardır.

Salinities ve diğ. [39], ikişer katlı farklı yığma modelleri oluşturarak ve her kata farklı yük uygulayarak bu modellerin elastik olmayan davranışlarını incelemişlerdir. Elastik olmayan davranış incelerken üç farklı yöntem kullanmışlardır. Bunlardan biri SAP 2000 programındaki doğrusal çerçeve modeli, diğer ikisi CAST3M programındaki biri sürekli diğeri ise ayrık modeldir.

Lourenço ve diğ. [40], yarı gevrek ortotropik malzemeler için bir düzlem gerilme modeli geliştirmişlerdir. Model her malzeme eksen için çekme ve basınç kırılma enerjisini içermektedir. Elastik olmayan davranış için ise Newton Raphson metodunu içeren plastisite teorisinden yararlanmışlardır.

Fanning ve Boothby [41], tarihi Griffith köprüsünü üç boyutlu sonlu elemanlarla modelleyerek lineer olmayan statik analizini yapmışlardır. Köprü yan duvarlarının modellenmesi

için kırılma ve ezilme davranışını hesaba katan sonlu elemanlar kullanmışlardır. Çalışmada dolgu malzemesi ise, Drucker-Prager malzeme modeliyle modellenmiştir.

Pallares ve diğ. [42], Avrupa da çok sayıda bulunan yığma bacaların deprem yükleri altındaki davranışını incelemişlerdir. Çalışmalarında, sistemin 3 boyutlu modelini oluşturmuşlar ve ürettikleri yapay deprem yükü altında çözmüşlerdir. Çözüm neticesinde bacanın yer değiştirmesi ve çatlak ilerleyişi sunulmuştur.

Zhang ve diğ. [43], 9 m uzunlukta, 2.4 m yükseklikte ve 0.19 m kalınlıkta tam ölçekli donatılı olarak inşa ettikleri bir yığma duvarın sismik yük etkisi altındaki düzlem dışı davranışını incelemişlerdir. Pencere ve kapı boşluklarının duvarın yük taşıma kapasitesini etkilediğini belirtmişlerdir.

1.3. Çalışmanın Amaç ve Kapsamı

Yığma yapılarda en önemli yapısal eleman hiç kuşkusuz taşıyıcı duvarlardır. Literatür incelendiğinde de; yapılan çalışmaların büyük çoğunluğunu taşıyıcı duvarlar üzerine yapılan araştırmalar teşkil etmektedir.

Bu tezde, yığma duvarların lineer ve lineer olmayan statik ve dinamik analizini yapabilen bir program yazılmıştır. Duvar malzemesi için şekil değiştirme yumuşamasını göz önünde bulunduran yayılı çatlak modeli kullanılmıştır. Program MATLAB dilinde kodlanmıştır. Ayrıca yine MATLAB dilinde duvarın iki ve üç boyutlu sonlu eleman modelini oluşturan bir mesh programı yazılmıştır.

Tez altı bölümden oluşmaktadır. İlk bölüm, giriş ve literatür çalışmalarını kapsamaktadır. İkinci bölümde; yığma yapılarda kullanılan malzemeler ile ülkemizde ve dünyada inşa edilen yığma yapı çeşitleri açıklanmıştır. Üçüncü bölümde; yığma yapı tasarım kuralları ve yığma yapı modelleme tekniklerine değinilmiştir. Dördüncü bölümde; şekil değiştirme yumuşamasını dikkate alan yayılı çatlak modeli ve dinamik çözüm için kullanılan algoritma tanıtılmıştır. Beşinci bölümde; sayısal uygulama yapılmıştır. Sayısal uygulamada boşluklu duvarların (pencere) lineer ve lineer olmayan statik ve dinamik analizleri yapılmıştır. Dinamik etki olarak, 13 Mart 1992 Erzincan ve 1 Mayıs 2003 Bingöl depremi ivme kayıtları kullanılmıştır. Son bölümde ise; tezden elde edilen sonuçlar özetlenmiştir.

2. YIĞMA YAPI MALZEMELERİ VE ÇEŞİTLERİ

2.1. Yığma Yapının Tanımı

Yığma binalar taşıyıcı duvarlara sahip binalardır. Yani hem düşey hem de yatay yükler için tüm taşıyıcı sistemi doğal veya yapay malzemeli taşıyıcı duvarlar ile oluşturulan yapılara yığma yapılar denir. Yığma yapıların taşıyıcı duvarları, genellikle tuğla (fabrika tuğlası, harman tuğlası), doğal yapı taşları veya beton briketlerin duvar harçlarıyla birleştirilmesi ile teşkil edilirler. Bu duvarlarda meydana gelebilecek hasarlar doğrudan taşıyıcı sistemi etkiler ve bu açıdan betonarme yapılardaki gibi taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan bölüm hasarı gibi bir ayırım yapılamaz [44]. Genellikle pencerelerinin üstünde betonarme lento bulunur. Kat seviyesinde taşıyıcı duvar üzerinde bulunan hatıl hem duvarları birbirine bağlar, hem de betonarme döşeme için mesnet meydana getirir. Bazı eski binalarda betonarme döşeme yerine, ahşap kirişler veya çelik profiller bulunur [45].

2.2. Yığma Yapı Malzemeleri

Yığma yapılarda yapı malzemesi olarak duvarlarda doğal taşlar, yapay taşlar (harman tuğlası, fabrika tuğlası, briket) ve kerpiç kullanılır. Döşemeler ahşap veya betonarme olarak inşa edilir. Damlarda ise toprak, beton veya ahşap iskelet üzerine kiremit veya çinko malzemeler kullanılır. Yığma yapılarda kullanılan malzemeler yığma yapı sınıfına bağlı olarak kâgir birim, harç, beton, donatı çeliği ve öngerilme çeliği olarak sıralanabilir.

2.2.1. Tuğla

Yığma yapı duvarlarında, harman tuğlası ve fabrika tuğlası olmak üzere iki tip tuğla kullanılmaktadır.

2.2.1.1. Harman Tuğlası

Harman tuğlası kil, killi toprak ve balçığın ayrı ayrı veya birlikte yoğrulup gerektiğinde su, kum, öğütülmüş tuğla ve kiremit tozu veya benzerleri ile karıştırılıp şekillendirildikten sonra

kurutulup genellikle harman yerinde ocaklarda pişirilmesi yolu ile elde edilen ve duvar yapımında kullanılan bir malzemedir.

Harman tuğlaları biçimlerine ve dayanımlarına göre sınıflandırılırlar. Biçimlerine göre dolu harman tuğlası (DOHT) ve delikli harman tuğlası (DEHT) olarak, basınç dayanımlarına göre ise orta dayanımlı ve az dayanımlı olarak sınıflandırılırlar. Harman tuğlalarının basınç dayanımları ve biçimleri Tablo 2.1 de verilmiştir.

Tablo 2.1 Basınç Dayanımları ve biçimlerine göre harman tuğlaları [46]

Sınıfı		Tuğla Sembolü	Ortalama Birim Hacim Ağırlığı (max.) kg/dm ³	Ortalama Basınç Dayanımı (min.) kgf/cm ²	Basınç Dayanımı (min.) kgf/cm ²
Dolu Harman Tuğlası	Orta Dayanımlı	DOHT/50	Sınıflandırılmamış	50	40
	Az Dayanımlı	DOHT/30	Sınıflandırılmamış	30	25
Delikli Harman Tuğlası	Orta Dayanımlı	DEHT/50	1,40	50	40
	Az Dayanımlı	DEHT/30	1,40	30	25

Harman tuğlaları dikdörtgenler prizması şeklinde olmalı, yüzleri ve kenarları düzgün olmalıdır. Dolu tuğlaların üst yüzünün ortasında, derinliği 10 mm'den fazla olmayan çukurluklar bulunabilir. Çukur kenarlarının, bulundukları yüzün kenarlarına uzaklığı 20 mm'den daha az olmamalıdır.

Düşey delikli harman tuğlasında bulunan delikler, tuğlanın alt ve üst yüzlerinde olabildiğince eşit aralıklarla yayılmış olmalı ve bu yüzlere dik olarak tuğlanın bütün yüksekliği boyunca devam etmelidir. Deliklerin toplam en kesit alanı bulundukları tuğla yüzü alanının %25'inden büyük olmamalıdır. Harman tuğlasının boyutları Tablo 2.2 de sunulmuştur.

Tablo 2.2 Harman tuğlasının boyutları [46]

Boyutlar (mm)		Toleranslar (mm)
Uzunluk	190	-13/+6
Genişlik	90	-5/+4
Yükseklik	50	-2/+3

2.2.1.2. Fabrika Tuğlası

Fabrika tuğlası kil, killi toprak ve balçığın ayrı ayrı veya harman edilip gerektiğinde su, kum, öğütölmüş tuğla ve kiremit tozu, kül ve benzerleri karıştırılarak makinelerle şekillendirildikten ve kurutulduktan sonra fırınlarda pişirilmesi ile elde edilen ve duvar yapımında kullanılan bir malzemedir.

Fabrika tuğlaları delik oranlarına göre; dolu tuğla, seyrek delikli tuğla ve az delikli tuğla olarak sınıflandırılırlar. Dona dayanıklılıklarına göre ise dona dayanıklı tuğla (cephe tuğlası) ve dona dayanıksız tuğla olarak iki sınıfa ayrılırlar. Fabrika tuğlalarının basınç dayanımları; yapıldığı toprağın cinsi, porozitesi, pişirilme ısısı, üretim biçimi, deliklerinin miktarı ve yerleri, yükleme yönleri, kenarlarının biçimi gibi birçok faktöre bağlıdır. Fabrika tuğlalarının birim hacim ağırlıkları ve basınç dayanımları Tablo 2.3 de verilmiştir.

Tablo 2.3 Fabrika tuğlalarının birim hacim ağırlıkları ve basınç dayanımları [47]

Tuğla Sınıfı	Birim Hacim Ağırlığı kg/m ³	Delik Oranı	Tuğla Sembolleri	Ortalama Basınç Dayanımı kgf/cm ²
Dolu Tuğla	2	%15	2/240	240
			2/180	180
			2/120	120
	1,8	%15	1.8/220	220
			1.8/150	150
			1.8/100	100
Seyrek Delikli Tuğla	1,6	%20	1.6/220	220
			1.6/150	150
			1.6/100	100
	1,4	%25	1.4/200	200
			1.4/120	120
			1.4/80	80
Az Delikli Tuğla	1,2	%35	1.2/150	150
			1.2/100	100
			1.2/60	60

2.2.2. Doğal Yapı Taşları

Doğal yapı taşları, doğada mevcut taş ocaklarından çıkarılan, homojen, atmosfer etkilerine dayanıklı ve teknolojik özellikleri bakımından yapı işlerinde kullanılmaya elverişli taştır. Yığma binaların yapımında kullanılacak doğal taşlar ocak taşı olmalı ve bünyelerinde çatlak, hava etkisi ile ayrıışmış veya ayrıışmaya başlamış kısımlar bulunmamalıdır. Elde edildikleri ocağın açık yüzeylerine yakın yerden çıkarılmış olan taşların, hava tesirleri ile ayrıışmış, bozulmuş veya rengi değışmiş kısımları temizlenerek kullanılmalıdır. Duvarlarda kullanılacak taşların boyutlarının duvar boyutları ile uyumlu olması gerekir. Ayrıca kullanılacak taşların yüksek dayanımlarının yanında işlenebilirliğinin de kolay olması ve harç ile aderansının iyi olması gerekir. Deprem yönetmeliğimize göre yığma yapılarda kullanılacak olan doğal taşlara yapının sadece bodrum ve zemin katlarındaki taşıyıcı duvarlarda müsaade edilmektedir.

Doğal yapı taşlarının cinslerine göre verilen minimum basınç ve eğilmede çekme dayanımları Tablo 2.4 de gösterilmiştir.

Tablo 2.4 Doğal yapı taşlarının minimum basınç ve eğilmede çekme dayanımları [48]

Taşın Cinsi	Min. Basınç Dayanımı (kgf/cm ²)	Eğilmede Min. Çekme Dayanımı (kgf/cm ²)
Kalker, traverten, kireç bağlayıcılı kumtaşı	350	30
Yoğun kalker, dolomit, bazalt	500	40
Silis bağlayıcılı kumtaşı, grovak	800	60
Granit, siyenit, diorit, melafir, diabaz, andezit	1200	75
Diğer tortul ve metamorfik taşlar	500	50
Diğer püskürük taşlar	1400	80

2.2.3. Kerpiç

Kerpiç bloklar, killi ve uygun nitelikte toprağın içine saman veya diğer bitkisel lifler vb. veya saz türünden bitkiler, ot, kenevir lifleri, saman, çam iğneleri, ağaç dalları, rende talaşları ve benzeri katkı maddeleri karıştırılıp su ile yoğrulup kalıplara dökülerek şekillendirmek ve açık havada kurutmak suretiyle elde edilen bir malzemedir. Kerpiç blokları boyutlarına göre ana ve kuzu olarak adlandırılırlar.

Kerpiç yapılar, deprem yönetmeliğimize göre en fazla bodrum üzerine tek katlı olarak inşa edilebilir. Kerpiçler dikdörtgen prizması şeklinde olmalıdır. Bloklarda çatlak ve kırık bulunmamalıdır. Kerpiç duvarların en zayıf taraflarından biri ıslandığında yumuşaması ve dayanımını kaybetmesidir. Islanınca gevşeyip dağılır ve sonrasında kuruyunca çatlayıp ufalanırlar. Bunu gidermek için kerpiç harcına çimento veya kireç ya da her ikisi birden katılabilir. Bu malzemeler kerpiçi oluşturan kil ve kum tanelerinin birbirine yapışmasını sağlarlar [50]. Taşıyıcı duvarlarda kullanılan kerpiğin boyutları ve özellikleri Tablo 2.5’ te verilmiştir.

Tablo 2.5 Taşıyıcı duvarlarda kullanılan kerpiğin boyutları [49]

Boyutlar (mm)	Hacim (dm ³)	Yaklaşık Ağırlık (kg)
120x190x400 (Kuzu)	9,12	10-12
120x300x400 (Ana)	14,40	15-25
120x180x300 (Kuzu)	6,48	7-11
120x250x300 (Ana)	9,00	10-15

2.2.4. Beton Briket

Beton briketler, çimento, hafif ve normal ağırlıkta agregalar, su ve gerektiğinde başka katkı maddeleri ile üretilirler. Üretimlerinde agrega olarak kum ve çakıl kullanıldığı gibi cüruf ve bims gibi doğal hafif agrega da kullanılmaktadır. Beton briketler çoğunlukla boşluklu olarak üretilirler [49]. Beton briketler dolu ve boşluklu olmak üzere iki sınıfa ayrılırlar. Basınç dayanımlarına göre BB2, BB4, BB6, BB12 olarak sınıflandırılırlar. Sembollerin yanındaki sayılar beton briketin minimum basınç dayanımını (kgf/cm²) göstermektedir [51]. Beton briketin boyutları Tablo 2.6’ da sunulmuştur.

Tablo 2.6 Beton briketlerin boyutları [51]

Uzunluk (mm)	Genişlik (mm)	Yükseklik (mm)
190-240	100	85
	150	
240-390-400	200	135
	250	
	300	

2.2.5. Harç

Yığma yapılarda, taşıyıcı duvarları oluşturan elemanları (taş, tuğla vb.) birbirine bağlayan malzemeye harç denir. Duvar harcı, TS 2717'ye uygun harç kumu ile bağlayıcı olarak çimento, kireç hamuru, söndürülmüş toz kireç ve harç çimentosunun ayrı ayrı veya bir kaçı bir arada kullanılarak ve yeteri kadar su ve gerektiğinde katkı maddeleri karıştırılarak elde edilen yapı malzemesidir. Harçlar basınç dayanımlarına göre A,B,C,D ve E sınıfı harçlar olmak üzere beş sınıfa ayrılırlar [52]. Tablo 2.7' de harçların minimum basınç dayanımları verilmiştir.

Tablo 2.7 Harçlarda minimum basınç dayanımları [52]

Harç Sınıfı	Minimum basınç dayanımı (kgf/cm ²)
A	150
B	110
C	50
D	20
E	5

2.2.6. Beton Dolgu

Ülkemizde genellikle inşası yaygın olmayan donatılı yığma yapılarda kullanılan beton dolgu malzemesi, donatıların yerleştirildiği bölgelerdeki yığma birimlerinin boşluklarını doldurmak amacıyla kullanılmaktadırlar. Kullanılacak dolgu betonunun basınç dayanımının 12 N/mm²' den az olmaması istenir [53]. Tablo 2.8' de dolgu betonunun karakteristik basınç dayanımı sunulmuştur.

Tablo 2.8 Dolgu betonunun karakteristik basınç dayanımı [53]

Beton Sınıfı	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30 veya daha yüksek
f _{ck} (N/mm ²)	12	16	20	25

2.2.7. Donatı Çeliği

Donatılı yığma yapıların taşıyıcı duvarlarında donatı çeliği kullanılmaktadır. Kullanılan bu donatı sayesinde yığma duvarın göstermiş olduğu gevrek davranış azaltılarak sünekliği artırılmaya çalışılmaktadır [53].

2.2.8. Öngerilme Çeliği

Ülkemizde yaygın olarak inşa edilmeyen öngerilmeli yığma tiplerinde öngerilme çeliği kullanılmaktadır. Bu çeliğin özellikleri TS ENV 1996-1’de belirtilmiştir.

2.3. Yığma Yapıların Sınıflandırılması

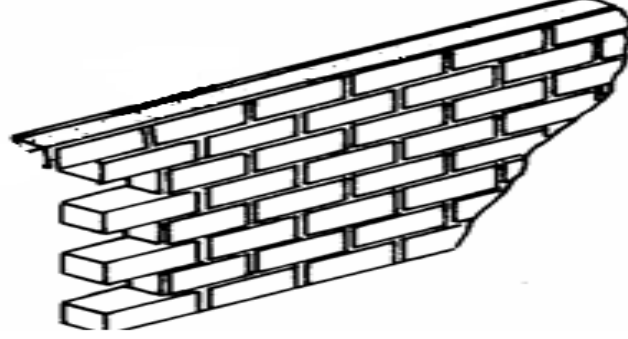
Ülkemizde inşa edilen yığma yapılar mevcut standartlara göre sadece sarılmış tipte yapılabilmekteydi. Ancak 2001 yılında Eurocode 6’nın Türkçeye çevrilmesi ile kâgir yapıların tasarımı hakkında genel kuralların verildiği TS ENV 1996-1 adı altında yeni bir standart yürürlüğe girmiştir.

Bu yeni standart ile birlikte donatısız(geleneksel) ve sarılmış yığma yapılara ilaveten donatılı ve öngerilmeli yığma yapı türleri de standartlarımızda yerlerini almış, böylece yapı sistemi olarak yığma yapılar dört gruba ayrılmıştır. Ancak deprem yönetmeliğimiz, yığma yapı olarak sadece sarılmış yığma yapının inşasını öngörmektedir.

2.3.1. Donatısız Yığma Yapılar

Donatısız yığma yapılar düşey ve yatay yükleri direkt olarak duvarlar tarafından karşılayacak şekilde tasarlanmış yapılardır. Bu yapılarda sünekliği artıracak herhangi bir malzeme kullanılmadığından, bu tür yapılar deprem gibi dinamik etkiler altında gevrek bir davranış sergilemektedir. Bu yapılarda bağlayıcı olarak kullanılan harcın kayma dayanımına etkisi ihmal edilmemelidir. Çünkü duvarlarda oluşacak kaymayı iki ünite arasında karşılayacak olan tamamen harçtır. Eğer oluşacak kayma gerilmeleri, harcın karşılayacağından fazla olursa tuğlalarda çatlaklar meydana gelecektir. Donatısız yığma yapılarda döşemenin rijit diyafram gibi çalışabilmesi için hatıl denilen kirişler kullanılmaktadır. Bu kirişlerin esas görevi, döşeme üzerine gelecek yükleri duvarlara aktarmak, döşemelerin mesnetlenmelerini sağlamak ve depremde döşemelere gelecek

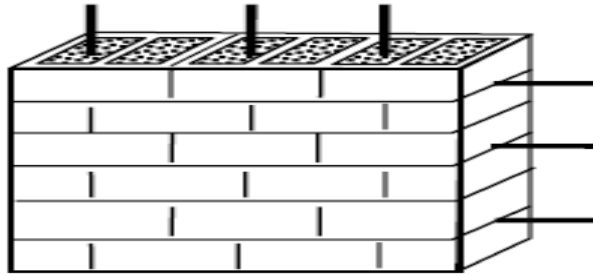
yatay yükleri döşemenin rijit diyafram gibi çalışmasını sağlayarak diğer taşıyıcı elemanlara aktarmasını sağlamaktır. Yatay hatılların düşey taşıma gücü yönünden yığma yapılara direkt olarak herhangi bir faydası yoktur. Şekil 2.1’de klasik şaşırtmalı örgü sistemiyle örülmüş donatısız yığma duvar görülmektedir.



Şekil 2.1 Donatısız yığma duvar

2.3.2. Donatılı Yığma Yapılar

Donatılı yığma yapı türünde inşa edilen yapılar ülkemiz dışında yaygın olduğu halde, bu tür yığma yapıya ülkemizde pek rastlanmamaktadır. Yığma duvarlar, düşey kuvvetleri yani basınç gerilmesi meydana getiren kuvvetleri güvenle taşımalarına rağmen kesme kuvveti meydana getiren yatay kuvvetleri taşımada yeterli güvenliğe sahip değildir. Donatılı yığma yapı düşüncesi deprem sırasında meydana gelecek kesme kuvvetlerini karşılayacak malzemelerin yığma yapılara katılması ile ortaya çıkmıştır. Bu tip yapılarda, donatılar yığma malzemesinin boşluklarından yararlanılarak düşey ve iki yığma malzemesinin arasına yerleştirilmektedir. Ayrıca yatay ve düşey donatılar birlikte kullanılarak çift sıra örgülü taşıyıcı duvar arasına yerleştirilirse bu tür yığma duvar tipine de sandviç duvar denilmektedir. Şekil 2.2’ de donatılı bir yığma duvar görülmektedir.

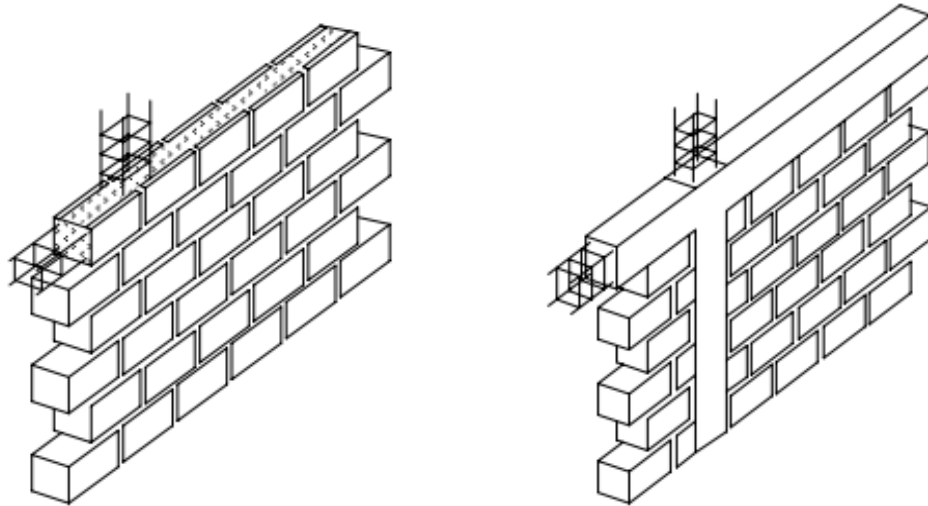


Şekil 2.2 Donatılı yığma duvar

Donatılı yığma yapılar donatısızlara oranla depremde daha güvenilir olacaktır. Bu tip yapılarda yatay kuvvetleri donatıların karşılaması sağlanmaktadır. Donatılı yığma yapılarda özel olarak imal edilmiş malzemeleri kullanmak gerekir. Bu malzemeler de donatısız yığma yapılara oranla maliyeti artırır.

2.3.3. Sarılmış Yığma Yapılar

Yığma yapıların deprem dayanımlarını arttırmak amacıyla kullanılacak bir başka yöntem de taşıyıcı duvarları düşey ve yatay betonarme elemanlarla çerçeve içine almaktır. Taşıyıcı duvarları saran bu betonarme elemanların görevi deprem etkisi altında duvarlarda oluşacak çatlakların gelişmesini engellemek ve bu çatlakları sınırlandırarak deprem etkisiyle yığma yapının tamamen göçmesini önlemektir. Bu özelliklerinin yanı sıra taşıyıcı duvarların rijitliğini arttırmak, döşemelerin duvarlar üzerine daha uygun bir şekilde mesnetlenmesini sağlamak gibi görevleri de vardır.



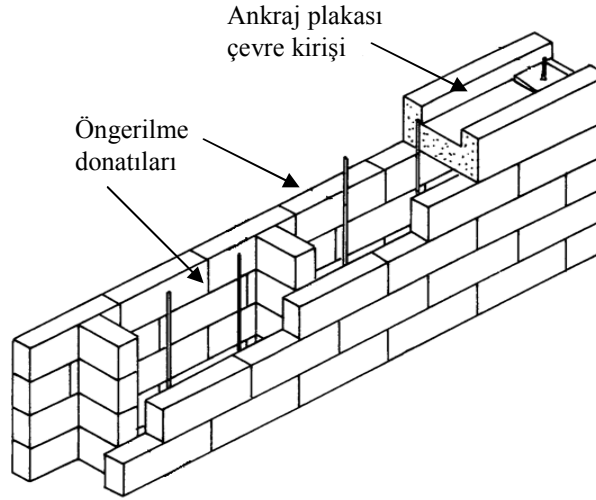
Şekil 2.3 Sarılmış yığma duvar

Donatılı yığma yapılarla sarılmış yığma yapılar karşılaştırılırsa, sarılmış yığma yapıların yapımının daha kolay olduğu, betonarme elemanların bir kafes oluşturarak birbirlerine yardımcı oldukları söylenebilir. Ancak donatılı yığma yapılar, çift sıra tuğla örülerek arasına betonarme perde duvardaki gibi yatay ve düşey donatı koyulması suretiyle veya birbirine paralel yatay ve düşey donatı konulması ile yapılır ve araları beton ya da farklı dolgu malzemeleri ile doldurulursa deprem

yükleri altında oluşacak kesme kuvvetlerini karşılamak yönünden tüm yığma yapı türlerinden daha fazla bir dayanım gösterirler [54].

2.3.4. Öngerilmeli Yığma Yapılar

Ülkemizde pek inşa edilmeyen öngerilmeli yığma yapılarda taşıyıcı duvarların eğilme, kesme ve çatlama dayanımları ve yapının genel olarak sünekliğini arttırmak için öngerilme donatıları kullanılır. Genellikle çift sıra halinde örülen sandviç duvarlarda iki duvar arasına öngerilme donatıları yerleştirilmekte, bu donatılar alttan ve üstten ankraj levhalarıyla tutturularak veya üstten ankraj levhası, alttan öngerilme çeliği bindirme ek boyu kadar uzatılarak duvar içerisine ankrajı sağlanmaktadır.



Şekil 2.4 Öngerilmeli yığma duvar [53]

3. YIĞMA YAPI TASARIM KURALLARI VE MODELLEME TEKNİKLERİ

3.1 Yığma Yapı Tasarım Kuralları

Deprem bölgelerinde yapılacak olan, hem düşey hem de yatay yükler için tüm taşıyıcı sistemi doğal veya yapay malzemeli taşıyıcı duvarlar ile oluşturulan yığma kâgir binaların boyutlandırılması ve donatılması bu konuda yürürlükte olan ilgili standart ve yönetmeliklerle birlikte, öncelikle Mart 2007 de yürürlüğe giren Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelikteki (DBYBHY) yığma binalar için depreme dayanıklı tasarım kuralları bölümünde belirtilen kurallara uygun olarak yapılmalıdır.

Yönetmeliğimizde yığma kâgir binalar için deprem bölgelerine göre yapılabilecek en fazla kat sayısı aşağıdaki tabloda verilmiştir.

Tablo 3.1 İzin verilen en çok kat sayısı [49]

Deprem Bölgesi	En Fazla Kat Sayısı
1	2
2,3	3
4	4

Tablo 3.1’ de belirtilen en fazla kat sayısı zemin kat ile üstündeki tüm katların sayısıdır. Bu katlara ek olarak yapılacak çatı katının alanı, temeldeki bina brüt alanının %25 inden büyük olmaması gerekir. Çatı katı alanı bina brüt temel alanının %25 inden büyük olduğu durumlarda bu kat tam kat olarak sayılır. Birden fazla bodrum katı yapılması durumunda da Tablo 3.1’ de verilen en fazla kat sayısı bir azaltılmalıdır. Ancak kerpiç duvarlı yığma binalar için bulunduğu deprem bölgesine bakılmaksızın, bodrum katı hariç en çok bir katlı olarak yapılabilir. Doğal taş taşıyıcı duvarlar yalnızca bodrum ve zemin katlarda, beton taşıyıcı duvarlar ise yığma binaların yalnızca bodrum katlarında kullanılabilirler.

Yığma kâgir binalarda her bir katın yüksekliği, döşeme üstünden döşeme üstüne 3 m yi geçmeyecektir. Kerpiç duvarlı yapılarda ise kat yüksekliği döşeme üstünden döşeme üstüne 2.70 m yi, eğer yapılmış ise bodrum kat yüksekliği de 2.40 m yi geçmemelidir.

Yığma yapıların taşıyıcı duvarları, planda olabildiğince düzenli ve ana eksenlere göre simetrik veya simetriğe yakın biçimde düzenlenmelidir. Taşıyıcı duvarların tamamı planda mutlaka üst üste gelecek biçimde yapılmalıdır.

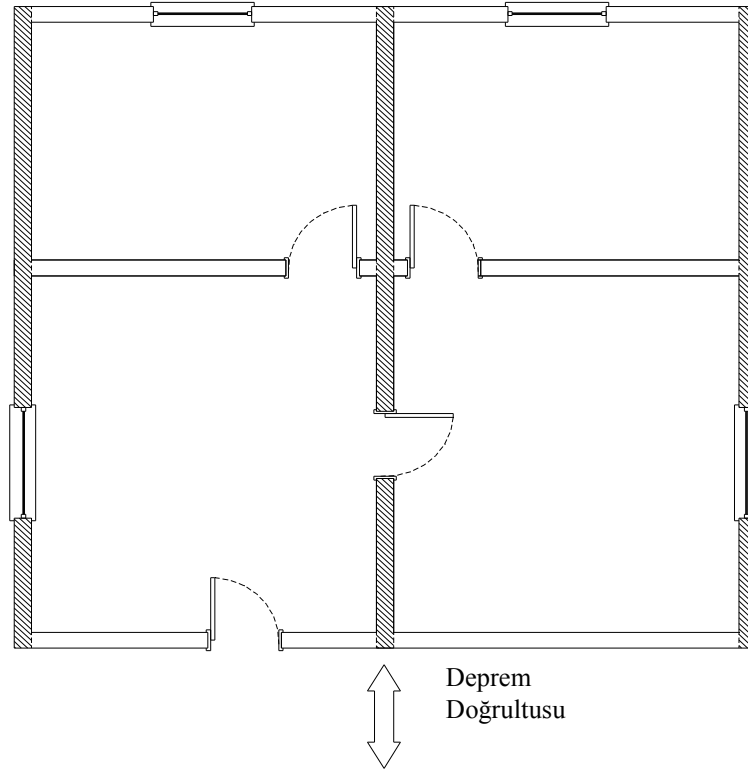
Taşıyıcı duvarların, sıva kalınlığına bakılmaksızın, en küçük kalınlıkları yığma binanın kat sayısına bağlı olarak Tablo 3.2’ de verilmektedir.

Tablo 3.2 Taşıyıcı duvarların en küçük kalınlıkları [49]

Deprem Bölgesi	İzin Verilen Katlar	Doğal Taş (mm)	Beton (mm)	Tuğla ve Gazbeton	Diğerleri (mm)
1,2,3 ve 4	Bodrum Kat	500	250	1	200
	Zemin Kat	500	-	1	200
1,2,3 ve 4	Bodrum Kat	500	250	1.5	300
	Zemin Kat	500	-	1	200
	Birinci Kat	-	-	1	200
2,3 ve 4	Bodrum Kat	500	250	1.5	300
	Zemin Kat	500	-	1.5	300
	Birinci Kat	-	-	1	200
	İkinci Kat	-	-	1	200
4	Bodrum Kat	500	250	1.5	300
	Zemin Kat	500	-	1.5	300
	Birinci Kat	-	-	1.5	300
	İkinci Kat	-	-	1	200
	Üçüncü Kat	-	-	1	200

Kerpiç duvarlı taşıyıcı dış duvarlar en az 1.5, taşıyıcı iç duvarlar en az 1 kerpiç boyu kalınlığında olmalıdır.

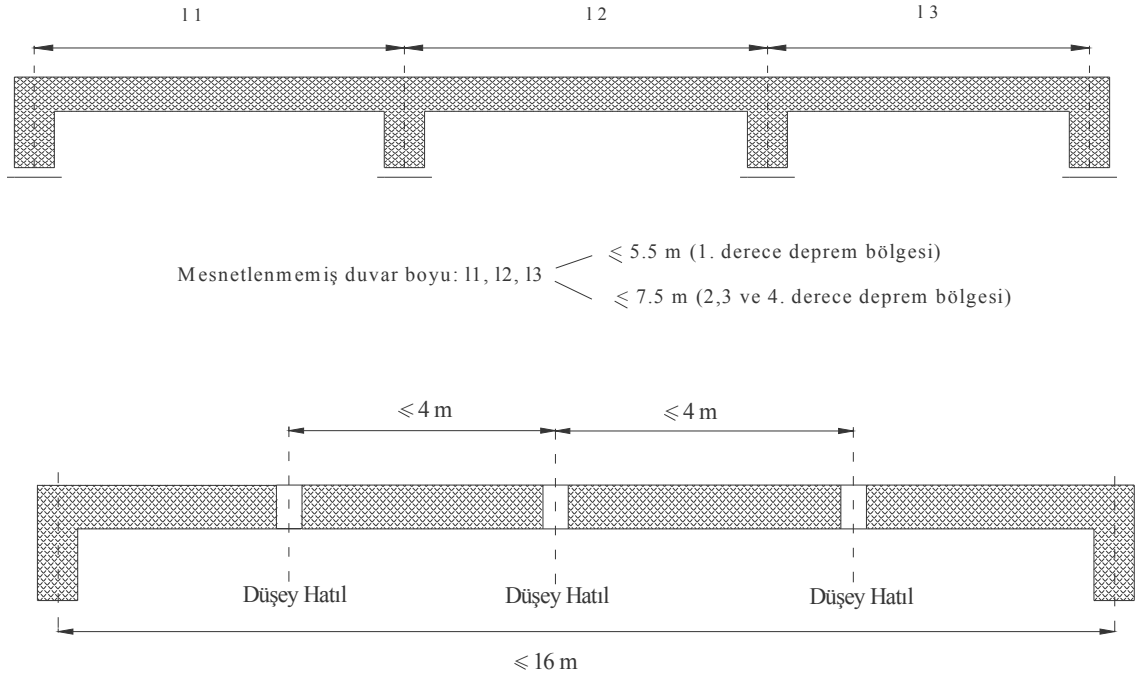
Planda birbirine dik doğrultuların her biri boyunca uzanan taşıyıcı duvarların (Şekil 3.1) pencere ve kapı boşlukları dikkate alınmadan toplam uzunluğunun brüt kat alanına (konsol döşeme alanları dışındaki alan) oranı (l_d/A) $0.2I \text{ m/m}^2$ den daha az olmamalıdır. Burada, l_d taralı alan uzunluğu (m), A brüt kat alanı (m^2) ve I bina önem katsayısını belirtmektedir.



Şekil 3.1 Taşıyıcı duvarlarda toplam uzunluk sınırı

Herhangi bir taşıyıcı duvarın planda kendisine dik olarak saplanan taşıyıcı duvar eksenleri arasında kalan desteklenmemiş uzunluğu birinci derece deprem bölgesinde en çok 5.5 m diğer deprem bölgelerinde ise en çok 7.5 m olmalıdır. Kerpiç duvarlı yığma binalarda ise desteklenmemiş duvar uzunluğu en fazla 4.5 m olmalıdır.

Ancak en büyük desteklenmemiş duvar boyu koşulunun sağlanamaması durumunda bina köşelerinde ve söz konusu duvarda planda eksenden eksene aralıkları 4 m yi geçmeyen betonarme düşey hatıllar yapılacaktır. Fakat bu tür düşey hatıllarla desteklenen duvarların toplam uzunluğu 16 m yi geçmemelidir. Şekil 3.2' de söz konusu sınırlandırmalar verilmiştir.



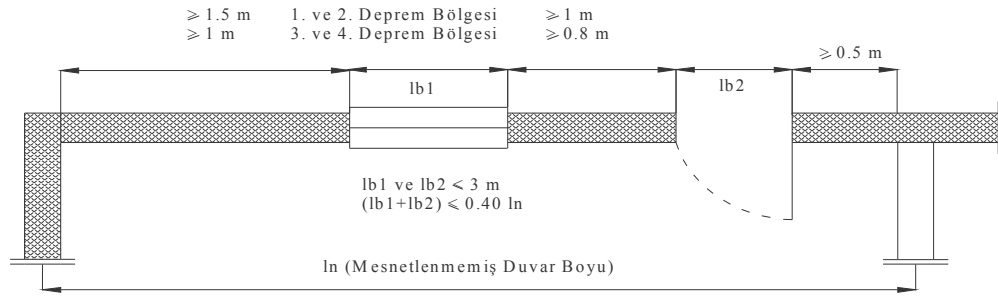
Şekil 3.2 Taşıyıcı duvarların en büyük desteklenmemiş uzunlukları ile ilgili sınırlandırmalar

Ülkemizde yığma yapılarıdaki taşıyıcı duvar boşlukları, öngörülen maksimum değerlerin çok üzerinde ve köşelere yakın olarak oluşturulmuştur. Bu durum en önemli deprem hasarlarının sebebi olarak ortaya çıkmaktadır.

Deprem yönetmeliğimizde taşıyıcı duvarlarda bırakılacak boşluklar için Şekil 3.3’ te de verildiği gibi aşağıdaki kısıtlamalar getirilmiştir.

- Bina köşesine en yakın pencere ya da kapı ile bina köşesi arasında bırakılacak dolu duvar parçasının plandaki uzunluğu birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde 1.50 m den, üçüncü ve dördüncü derece deprem bölgelerinde ise 1 m den az olmamalıdır. Kerpiç duvarlı binalarda ise tüm deprem bölgelerinde bu miktar en az 1 m olmalıdır.
- Bina köşeleri dışında pencere ve kapı boşlukları arasında kalan dolu duvar parçalarının plandaki uzunluğu birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde 1 m den, üçüncü ve dördüncü derece deprem bölgelerinde 0.80 m den az olamaz. Kerpiç duvarlı binalarda tüm deprem bölgeleri için bu miktar en az 1 m olmalıdır.
- Pencere ve kapı boşluklarının her iki yanına düşey hatılların yapılması durumunda minimum dolu duvar parçasının uzunluğu %20 azaltılabilir.

- Bina köşeleri dışında birbirini dik kesen duvarların arakesitine en yakın kapı ve pencere boşluğu ile duvarların ara kesiti arasında bırakılacak dolu duvar parçasının plandaki uzunluğu 0.50 m den az olmayacaktır. Aksi takdirde, boşlukların her iki kenarında kat yüksekliğince betonarme düşey hatıllar yapılması zorunludur.
- Kapı ve pencere boşluklarının her birinin plandaki uzunluğu 3 m den fazla olmamalıdır.
- Herhangi bir duvarın mesnetlenmemiş uzunluğu boyunca kapı ve pencere boşluklarının plandaki uzunluklarının toplamı, mesnetlenmemiş duvar uzunluğunun %40 dan fazla olmayacaktır.

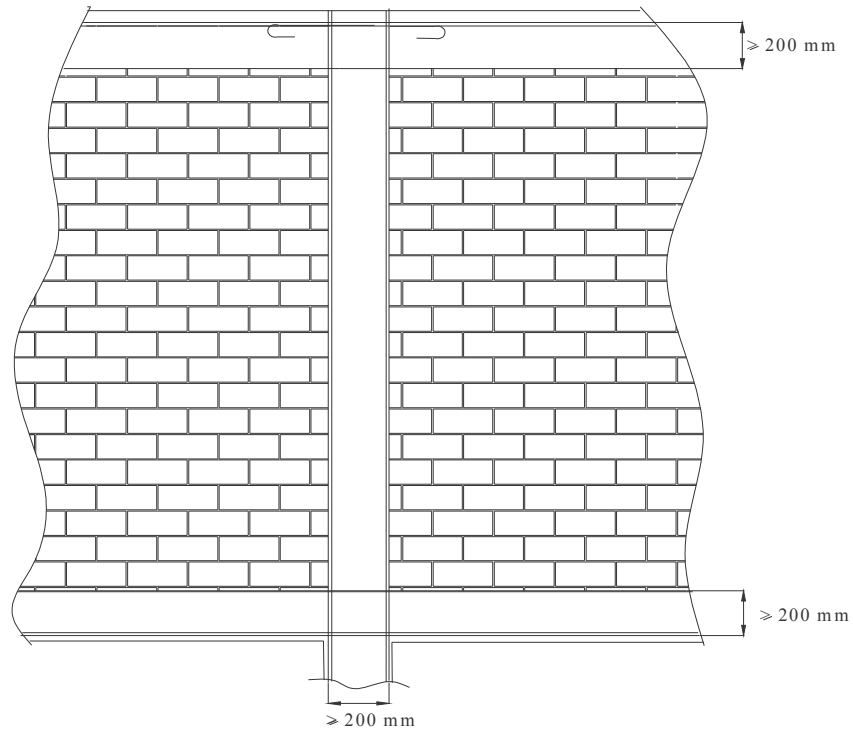


Şekil 3.3 Taşıyıcı duvar boşlukları ile ilgili sınırlandırmalar

Yığma yapılarda kullanılacak pencere ve kapı lentolarının duvarlara oturan uçlarının her birinin uzunluğu serbest lento açıklığının %15 'inden ve 200 mm 'den az olmayacaktır. Lentoların en kesit boyutları ile boyuna ve enine donatıları yatay hatıllar için verilen değerlerden az olmaması gerekir.

Yığma yapılarda kullanılan yatay hatıllar, döşemenin taşıyıcı duvarlara oturduğu yerde betonarme döşeme ile birlikte dökülmüş olmalıdır. Yatay hatılların genişliği taşıyıcı duvar genişliği kadar yükseklikleri ise en az 200 mm olmalıdır (Şekil 3.4). Hatılarda kullanılan beton kalitesi en az C16 düzeyinde olmalı taş duvarlı yapılarda en az üçü altta ve üçü üstte olmak üzere $6\phi 10$; diğer malzemeden taşıyıcı duvarlarda ise, $4\phi 10$ boyuna donatı yerleştirilmelidir. Etriye olarak ise en çok 250 mm ara ile $\phi 8$ ' lik donatı kullanılmalıdır. Bina köşelerinde, taşıyıcı duvarların ara kesitlerinde, kapı ve pencere boşluklarının her iki yanında kat yüksekliğince uzanan betonarme düşey hatıllar yapılmalıdır. Bina köşelerinde ve taşıyıcı duvarların ara kesitlerinde düşey hatılların en kesit boyutları kesişen duvarların kalınlıklarına eşit olmalıdır.

Pencere ve kapı boşluklarının her iki yanına yapılacak düşey hatılarda ise, hatılın duvara dik en kesit boyutu duvar kalınlığından, diğer en kesit boyutu ise 200 mm'den az olmayacaktır (Şekil 3.4). Düşey hatılarda da beton kalitesi en az C16 olmalıdır. Taş duvarlı yapılarda her iki duvar yüzeyine paralel olacak şekilde her bir tarafta en az üç adet olmak üzere toplamda en az 6 ϕ 12 boyuna donatı, diğer tür malzemeden yapılmış taşıyıcı duvarlarda ise, en az 4 ϕ 12 boyuna donatı ile birlikte en çok 200 mm ara ile ϕ 8' lik etriye kullanılmalıdır. Boyuna donatılar için temelde ve katlar arasında filiz bırakılmalıdır.



Şekil 3.4 Duvardaki düşey ve yatay hatıllar [49]

Yığma binalarda kullanılan döşemeler TS 500'deki kurallara göre boyut ve donatıları tasarlanmış betonarme plak ya da dişli döşemeler olmalıdır. Konsol şeklindeki balkonlar, kornişler ve çatı saçakları sadece kat döşemelerinin devamı olarak yapılmalı ve serbest konsol uzunluğu 1.5 m den fazla olmamalıdır.

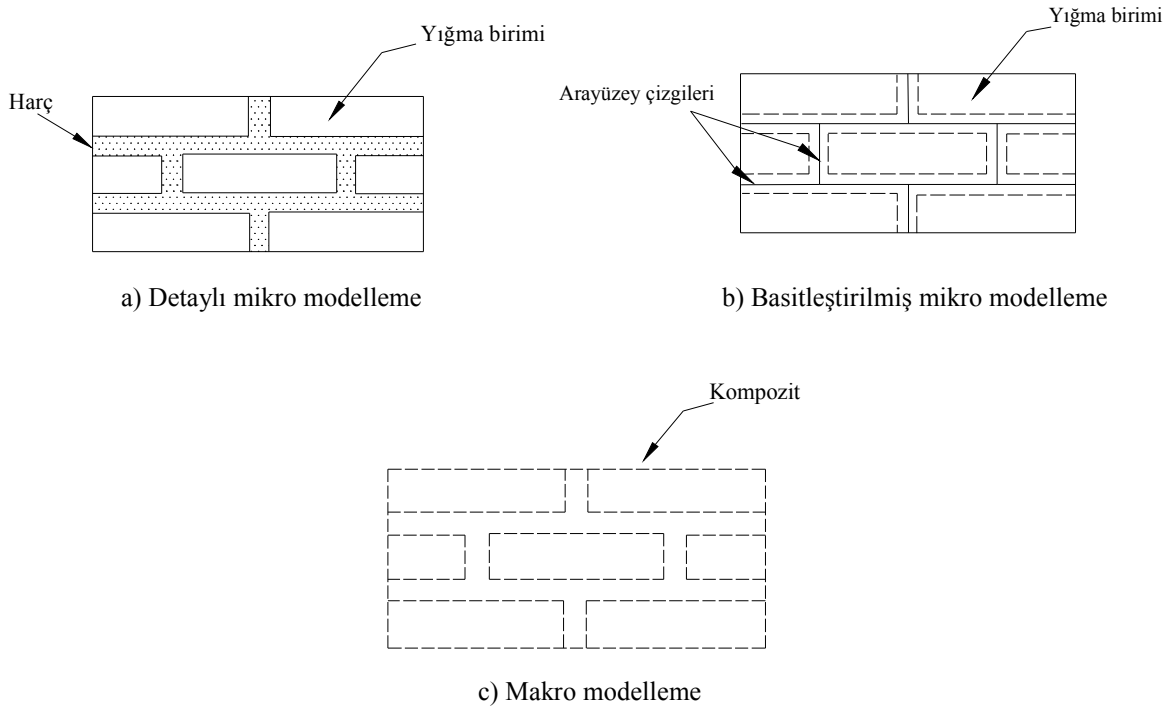
Yığma yapılarda kullanılan çatılar; betonarme teras çatı, ahşap veya çelik oturtma çatı olarak yapılabilir. En üst katta yatay hatıla oturan çatı kalkan duvarının yüksekliğinin 2 m yi

Betonarme Hatıl

Yığma yapılardaki taşıyıcı olmayan bölme duvarlarının kalınlığı en az 100 mm olmalıdır. Bu duvarlar her iki uçta taşıyıcı duvarlara düşey arakesit boyunca bağlanarak örülmelidir. Taşıyıcı olmayan duvarların üstü ile tavan döşemesinin altı arasında en az 10 mm boşluk bırakılmalı, ancak düzlemine dik deprem yüklerinin etkisi ile duvarın düzlemi dışına devrilmemesi için gerekli tedbirin alınması gerekmektedir. Bu durum kerpiç duvarlı yapılar için geçerli değildir.

3.2. Yığma Yapı Modelleme Teknikleri

Yığma duvarların modellenmesinde hassasiyet düzeyine ve istenen basitliğe bağlı olarak Şekil 3.6 da gösterilen üç teknik yaygın olarak kullanılır [55].



Şekil 3.6 Yığma duvar modelleme teknikleri [55]

Detaylı mikro modellemede, yığma birimi (unit) ve harcın malzeme özellikleri yani elastisite modülü, Poisson oranı ve birim hacim ağırlıkları ayrı ayrı değerlendirilir. Bu modelleme tekniği yığma duvarların davranışlarının modellenmesinde en iyi modelleme tekniklerinden biridir. Ancak yapının tamamının çözümünde çözüm süresi çok uzamaktadır. Bu modelleme tekniği özellikle küçük yapılar ya da dikkate alınacak yapının bir bölümünün çözümü için uygundur.

Basitleştirilmiş mikro modellemede, yığma birimlerinin boyutları harç tabakasının kalınlığının yarısı kadar genişletilerek harç tabakası ihmal edilir. Yığma birimleri birbirinden ara yüzey çizgileri ile ayrılırlar. Sistemde meydana gelecek çatlakların bu ara yüzey çizgilerinde meydana geleceği kabul edilir.

Makro modelleme ise, taş, tuğla vb. bloklar ve harç arasında ayrım yapmaksızın, yapı elemanını kompozit olarak kabul eden ve bu malzemelerin ortak özelliğini yansıtan eşdeğer bir malzeme modelidir. Büyük sistemlerin modellenmesinde bilgisayar çözüm süresini önemli ölçüde azalttığından tercih edilebilir.

Mikro ve makro modelleme tekniklerinin farklı kullanım alanlarından dolayı, bir modelleme tekniğinin diğerine göre daha üstün olduğunu söylemek doğru değildir.

4. YAYILI ÇATLAK MODELİ

Çatlağın sonlu elemanlarla modellenmesinde kırılma mekaniği teorilerinden faydalanılmaktadır. Kırılma mekaniğinde çatlaklar; ayrık (discrete) ve yayılı (smeared) olmak üzere iki ayrı model kullanılarak incelenmiştir [56-59]. Ayrık çatlak yaklaşımında, hesaplanan çekme gerilmeleri malzemenin çekme dayanımını aştığında çatlak oluşmakta ve sonlu eleman ağ sisteminde çatlağın meydana geldiği yerde iki eleman arası açılıp bir düğüm noktası yerine iki farklı düğüm noktası alınarak hesaba devam edilmektedir. Çatlak oluşumuyla birlikte sisteme yeni düğüm noktalarının ilave edilmesi, sistemdeki serbestlik derecesi sayısının artması ve bant genişliğinin büyümesi bu yöntemin sakıncalı tarafıdır [59].

Yayılı çatlak modelinde ise, bir elemanın Gauss integrasyon noktasında hesaplanan maksimum asal çekme gerilmesi malzemenin çekme dayanımını aşıyorsa, asal çekme gerilmesine dik doğrultuda çatlakların oluştuğu düşünülmektedir. Bir integrasyon noktasında çatlak oluşumundan sonra çatlağa dik doğrultudaki çekme gerilmelerinin karşılanamayacağı kabul edilerek, o noktada gerilmeler ile şekil değiştirmeler arasındaki matris değiştirilmektedir. Bu matris çatlak düzleminde tanımlanan lokal bir eksen takımına göre ifade edilmektedir. Yayılı çatlak modelinin avantajı, sisteme yeni düğüm noktaları tanımlanmadığı için sistem rijitlik matrisinin boyutunda bir değişme olmamasıdır. Modelin dezavantajı ise çatlağın geometrisi hakkında detaylı bilgi elde edilememesidir. Bu yaklaşımla elemanda kayma ve çatlama gibi lineer olmayan özellikler dikkate alınabilir.

Yayılı çatlak modeli sabit (fixed) ve dönel (rotating) doğrultulu yayılı çatlak modeli olmak üzere ikiye ayrılmaktadır [60]. Sabit doğrultulu modelde analiz boyunca ilgili integrasyon noktasında çatlak doğrultusu sabit kalırken, dönel doğrultulu modelde ise bu doğrultu ilgili integrasyon noktasında sürekli değişim göstermektedir [58,62]. Yayılı çatlak modeli ilk olarak beton yapıların nümerik modellenmesi için geliştirilmiş olmakla beraber, yığma yapıların analizinde de kullanılabilmektedir [61-63].

Bu tezde, malzeme davranışı için şekil değiştirme yumuşamasını dikkate alan yayılı çatlak modeli kullanılmıştır. Bu modeldeki malzeme davranışını; çatlama öncesi (şekil değiştirme yumuşaması öncesi), şekil değiştirme yumuşaması sırasındaki ve yumuşama sonrası davranış olmak üzere üç kısımda toplamak mümkündür.

4.1. Şekil Değiştirme Yumuşaması Öncesi Davranış

Malzemenin herhangi bir noktasındaki gerilme ve şekil değiştirmeler arasında aşağıdaki bağıntı mevcuttur.

$$\{\sigma\}=[D]\{\varepsilon\} \quad (4.1)$$

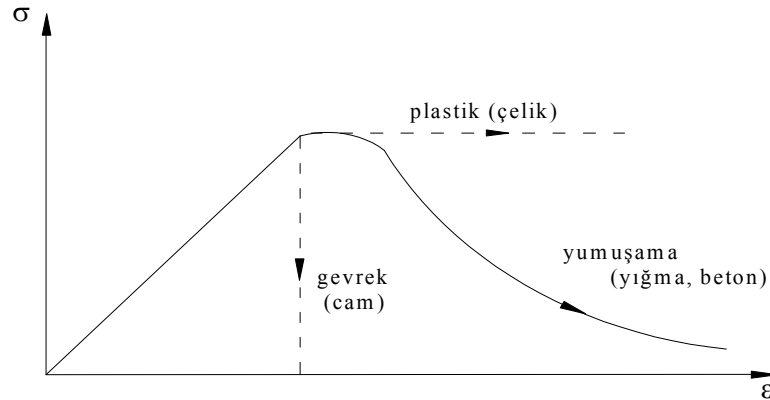
Burada $\{\sigma\}$ ve $\{\varepsilon\}$ sırasıyla gerilme ve şekil değiştirme vektörlerini, $[D]$ ise malzeme matrisini göstermektedir. Lineer elastik ve izotrop bir malzeme için düzlem gerilme haline ait $[D]$ matrisi,

$$[D] = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1-\nu)}{2} \end{bmatrix} \quad (4.2)$$

bağıntısı ile verilebilir. Bu bağıntıda E elastisite modülünü ν ise Poisson oranını temsil etmektedir.

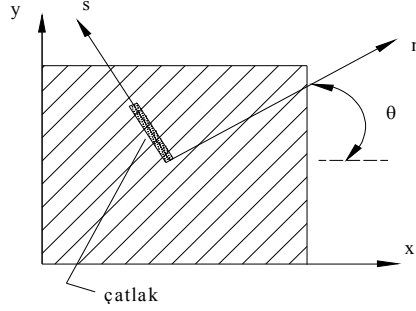
4.2. Şekil Değiştirme Yumuşaması Sırasındaki Davranış

Malzemedeki çekme gerilmeleri maksimum dayanıma yaklaştığında malzeme içerisinde mikro çatlaklar oluşmaya başlar. Maksimum dayanım sınırı aşıldıktan sonra mevcut çatlakların genişlemesi ve birleşmesiyle gerilmede tedrici bir azalma meydana gelir. Malzemenin bu davranışı şekil değiştirme yumuşaması olarak adlandırılmaktadır. Şekil 4.1 de çeşitli malzemelerin gerilme-şekil değiştirme davranışı verilmiştir.



Şekil 4.1 Çeşitli malzemelerin gerilme-şekil değiştirme davranışı [64]

Yayıllı mikro çatlak bandının asal çekme şekil değıştirmesi yönüne dik doğrultuda ortaya çıktığı kabul edilmektedir (Şekil 4.2). Lokal eksen takımı olarak ifade edilen malzeme referans eksen takımı, asal şekil değıştirmeler ile aynı doğrultuda seçilir.



Şekil 4.2 Lokal eksen takımı

Lokal eksen takımında gerilme-şekil değıştirme matrisi (4.3) denklemindeki gibi tanımlanabilir [65].

$$[D]_{ns} = \begin{bmatrix} \frac{E\eta}{1-\eta\nu^2} & \frac{E\eta\nu}{1-\eta\nu^2} & 0 \\ \frac{E\eta\nu}{1-\eta\nu^2} & \frac{E}{1-\eta\nu^2} & 0 \\ 0 & 0 & \mu \frac{E}{2(1+\nu)} \end{bmatrix} \quad \eta = \frac{E_n}{E} \quad (4.3)$$

Bu denklemde, η ($0 \leq \eta \leq 1$) parametresi, çatlak düzlemine dik doğrultudaki yumuşamış elastisite modülünün (E_n) başlangıç elastisite modülüne (E) oranını temsil etmektedir. μ ise kayma dayanım faktörü olup (shear resistance factor), dönel (rotating) çatlak modeli için (4.4) denklemindeki gibi tanımlanabilir.

$$\mu = \frac{1+\nu}{1-\eta\nu^2} \left(\frac{\eta\varepsilon_n - \varepsilon_s}{\varepsilon_n - \varepsilon_s} - \eta\nu \right) \quad (4.4)$$

Burada ε_n ve ε_s sırasıyla çatlak düzlemine dik ve paralel normal şekil değıştirmeleri belirtmektedir. Lokal eksen takımından elde edilen $[D_{ns}]$ matrisi, dönüşüm matrisi kullanılarak global eksen takımındaki $[D_{xy}]$ matrisine dönüştürülür.

$$[D_{xy}] = [T]^T [D_{ns}] [T] \quad (4.5)$$

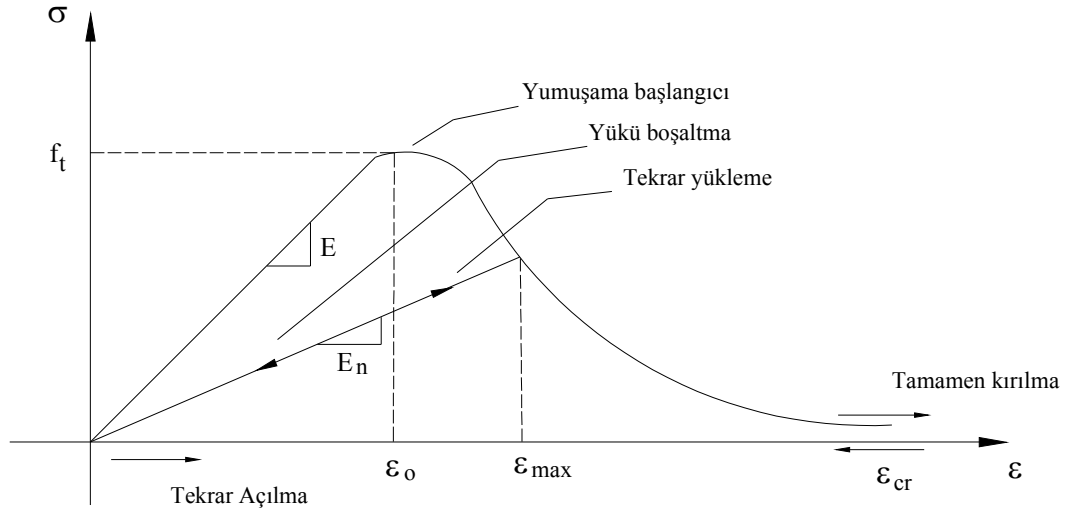
Denklem (4.5)'de $[T]$ dönüşüm matrisi olup, bu matrisin açık hali (4.6) denkleminde verilmiştir.

$$T = \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & \sin \theta \cos \theta \\ \sin^2 \theta & \cos^2 \theta & -\sin \theta \cos \theta \\ -2 \sin \theta \cos \theta & 2 \sin \theta \cos \theta & \cos^2 \theta - \sin^2 \theta \end{bmatrix} \quad (4.6)$$

Bu denklemde, θ maksimum asal şekil değiştirme doğrultusunun açısını belirtmektedir.

4.3. Çatlağın Kapanması ve Tekrar Açılması

Yumuşama davranışı tuğla, harç, seramik ve beton gibi yarı gevrek malzemeler için belirgin bir özelliktir. Yumuşama bölgesinde şekil değiştirmenin artışı ile birlikte yumuşamış elastisite modülü E_n ile η ve μ parametreleri kademeli olarak azalır ve tamamen kırılmadan sonra ($\varepsilon_n > \varepsilon_{cr}$) sıfır değerini alabilirler. Bu durumda lokal eksen takımında gerilme-şekil değiştirme matrisini belirten (4.3) denklemini yukarıdaki parametrelerin yeni değerlerine göre güncelleştirilir. Şekil 4.3' de çatlakların kapanması ve yeniden açılması verilmiştir.



Şekil 4.3 Çatlakların kapanması ve yeniden açılması

Şekil 4.3' de verilen gerilme - şekil değiştirme eğrisinde aşağıdaki bağıntılar kullanılmıştır.

$$\sigma(\varepsilon) = E \varepsilon, \quad \varepsilon \leq \varepsilon_o \quad (4.7a)$$

$$\sigma(\varepsilon) = f_t \left[2e^{-a(\varepsilon - \varepsilon_o)} - e^{-2a(\varepsilon - \varepsilon_o)} \right], \quad \varepsilon_o \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{cr} \quad (4.7b)$$

Deprem yüklemesi altında bir elemanın ilgili integrasyon noktasında hesaplanan ε_n normal şekil değiştirmesinin değeri büyüyebilir veya küçülebilir. Buna bağlı olarak da çatlakta açılma veya kapanma meydana gelebilir. Çatlağın açık veya kapalı olma durumu daha önce çatlamış elemanın ilgili integrasyon noktasında hesaplanan çatlak düzlemine dik ε_n şekil değiştirmesinin değerine bağlı olarak tespit edilir. Buna göre hesaplanan normal şekil değiştirme değerinin sıfırdan büyük olduğu durumda çatlağın açık olduğu kabul edilir. Hesaplanan normal şekil değiştirme değeri sıfırdan küçük veya sıfıra eşit olduğu durumlarda ise, çatlağın kapalı olduğu kabul edilir ve yumuşamış elastisite modülü başlangıç elastisite modülü E ile değiştirilir.

Önceden çatlak oluşmuş bir elemanın ilgili integrasyon noktasında boşaltma/yeniden yükleme sırasında çatlak düzlemine dik ε_n şekil değiştirmesinin değeri Şekil 4.3' de belirtilen ve daha önce oluşmuş $\varepsilon_{\max}$ değerini aşmazsa yeni bir E_n sekant modülü değeri hesaplanmaz ve önceki değer dikkate alınır.

Ancak bu değer $\varepsilon_{\max}$ değerini aşarsa, yeni bir E_n değeri hesaplanarak işleme öyle devam edilir. Yukarıda anlatılan bütün durumlar için $[D_{ns}]$ bünye matrisi güncelleştirilir.

Şekil 4.3'de, ε_{cr} kopma şekil değiştirmesini belirtmektedir. ε_{cr} sonlu eleman uygulamalarında (4.8) denklemindeki gibi tanımlanır.

$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon_o + \frac{\ln\left(\frac{1 + \sqrt{1 - \delta}}{\delta}\right)}{a} \quad (4.8)$$

Bu denklemde, δ değeri $0.02 f_t$ ye eşit olarak alınmıştır. Bu durumda (4.8) denklemi,

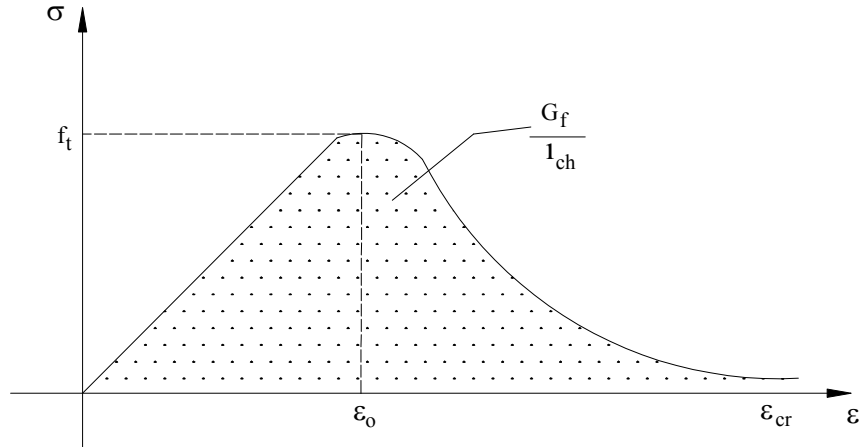
$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon_o + \frac{4.6}{a} \quad (4.9)$$

eşitliğine dönüşür.

Burada, a değeri boyutsuz bir sabit olup aşağıdaki denklem ile ifade edilebilir [65].

$$a = \frac{3}{\varepsilon_o \left[\frac{2EG_f}{l_{ch} f_t^2} - 1 \right]} \quad (4.10)$$

Denklem (4.10)' da l_{ch} karakteristik eleman boyutunu, G_f kırılma enerjisini, f_t ise malzemenin çekme dayanımını temsil etmektedir. Şekil 4.4' te tek eksenli gerilme – şekil değiştirme eğrisi verilmiştir.



Şekil 4.4 Tek eksenli gerilme – şekil değiştirme eğrisi [66]

Karakteristik eleman boyutu, kırılma enerjisinin (G_f) birim hacme düşen enerjiye (g_t) oranıdır [67]. Burada, g_t gerilme – şekil değiştirme eğrisi altında kalan toplam alanı belirtmektedir.

$$g_t = \frac{G_f}{l_{ch}} \quad (4.11)$$

4.4. Hareket Denklemlerinin Sayısal Çözümü

Bir yapı sisteminin sönümlü haldeki lineer olmayan hareket denklemi,

$$[M]\{a\}+[C]\{v\}+\{F^i\}=\{F\} \quad (4.12)$$

eşitliğiyle verilebilir. Burada $[M]$ ve $[C]$ sırasıyla sistemin kütle ve sönüm matrislerini, $\{F^i\}$ ve $\{F\}$ ise sırasıyla sistemin içsel kuvvet ve dış yük vektörlerini temsil etmektedir. Deprem yer hareketi durumunda dış yük vektörü,

$$\{F\}=\{F^{statik}\}-[M]\{a_g\} \quad (4.13)$$

şeklinde ifade edilebilir. Bu denklemde; $\{F^{statik}\}$ sistemin statik yük vektörünü, $\{a_g\}$ ise yer hareketi ivme vektörünü temsil etmektedir. Yapı sisteminde rijitlik orantılı sönüm dikkate alınmaktadır. Bu durumda,

$$[C]=b[K] \quad (4.14)$$

olarak yazılır. Burada, $[K]$ rijitlik matrisini, b ise yapının temel modunda istenen sönüm oranına bağlı olarak belirlenen orantı faktörünü göstermektedir.

Hareket denklemlerinin sayısal çözümü için Miranda [68] tarafından önerilen HHT- α algoritmasının geliştirilmiş formu kullanılmıştır. Bu algoritma Newmark ortalama ivme yöntemine dayanmaktadır. Newmark yönteminde i zaman adımını göstermek üzere $(i+1)$. zaman adımındaki yer değiştirme ve hızlar için sırasıyla,

$$u_{i+1}=u_i+\Delta t v_i+\frac{1}{2}\Delta t^2[(1-2\beta)a_i+2\beta a_{i+1}] \quad (4.15)$$

$$v_{i+1}=v_i+\Delta t[(1-\gamma)a_i+\gamma a_{i+1}] \quad (4.16)$$

eşitlikleri kullanılmaktadır. Bu denklemlerde u , v ve a sırasıyla yer değiştirme, hız ve ivmeyi; β ve γ Newmark katsayılarını, Δt ise integrasyon zaman adımını göstermektedir.

Söz konusu integrasyon algoritması kullanılarak, (4.12) eşitliğiyle verilen sistem hareket denklemi,

$$[M]\{a\}_{i+1} + (1 + \alpha)[C]\{v\}_{i+1} - \alpha[C]\{v\}_i + (1 + \alpha)\{F^i\}_{i+1} - \alpha\{F^i\}_i = (1 + \alpha)\{F\}_{i+1} - \alpha\{F\}_i \quad (4.17)$$

şeklinde yeniden yazılabilir [64]. Burada α nümerik sönümü kontrol eden bir parametredir. İkinci mertebeden doğru çözümleri ve şartsız stabiliteyi sağlamak için

$$\alpha \in \left[-\frac{1}{3}, 0\right] \quad \beta = \frac{1}{4}(1 - \alpha^2) \quad \gamma = \frac{1}{2} - \alpha \quad (4.18)$$

olarak seçilmelidir. Lineer olmayan denge denklemlerini çözmek için tahmin-düzeltilme (predict-corrector) tekniği, Newton-Raphson metodu ile birlikte kullanılmaktadır. i. zaman adımındaki çözümler biliniyorsa, i+1. zaman adımı için tahmin edilen yer değiştirme ve hız vektörleri,

$$\{\tilde{u}\}_{i+1} = \{u\}_i + \Delta t \{v\}_i + \frac{1}{2} \Delta t^2 (1 - 2\beta) \{a\}_i \quad (4.19)$$

$$\{\tilde{v}\}_{i+1} = \{v\}_i + \Delta t (1 - \gamma) \{a\}_i \quad (4.20)$$

olarak hesaplanabilir. Burada, $\{\tilde{u}\}$ ve $\{\tilde{v}\}$ ifadeleri sırasıyla tahmin edilen yer değiştirme ve hız vektörlerini göstermektedir. (4.19) ve (4.20) denklemleri, (4.15) ve (4.16) denklemlerinde yerine yazılırsa,

$$\{u\}_{i+1} = \{\tilde{u}\}_{i+1} + \beta \Delta t^2 \{a\}_{i+1} \quad (4.21)$$

$$\{v\}_{i+1} = \{\tilde{v}\}_{i+1} + \Delta t \gamma \{a\}_{i+1} \quad (4.22)$$

denklemleri elde edilir. Bu denklemler (4.17) eşitliğinde yerlerine yazılarak sayısal integrasyon işlemine geçilir. Sayısal integrasyon algoritmasının işlem adımları aşağıda verilmiştir. Yapı sisteminin dinamik analizi için akış diyagramı ise Şekil 4.5 ve 4.6' da sunulmuştur.

Algoritmanın işlem adımları:

1.Adım: İntegrasyon parametreleri hesaplanır.

$$A_1 = \frac{1}{\beta \Delta t^2}; \quad A_2 = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \quad (4.23)$$

2.Adım: $\{u\}_i^n, \{v\}_i^n$ ve $\{a\}_i^n$ bilinmektedir. İterasyon sayısını gösteren n parametresi 1 olarak alınır.

3.Adım: t_{i+1} anındaki tepkiler aşağıdaki gibi tahmin edilir.

$$\{u\}_{i+1}^n = \{\tilde{u}\}_{i+1} \quad (4.24)$$

$$\{v\}_{i+1}^n = \{\tilde{v}\}_{i+1} \quad (4.25)$$

$$\{a\}_{i+1}^n = \{0\} \quad (4.26)$$

4.Adım: Efektif dinamik rijitlik matrisi ve dengelenmemiş kuvvet vektörü hesaplanır.

$$[\hat{K}]_{i+1}^n = A_1 [M] + (1 + \alpha) A_2 [C]_{i+1}^n + (1 + \alpha) [K]_{i+1}^n \quad (4.27)$$

$$\begin{aligned} \{\Delta F\}_{i+1}^n &= (1 + \alpha) \{F\}_{i+1} - \alpha \{F\}_i - (1 + \alpha) \{F^i\}_{i+1}^n + \alpha \{F^i\}_i - [M] \{a\}_{i+1}^n \\ &\quad - (1 + \alpha) [C]_{i+1}^n \{v\}_{i+1}^n + \alpha [C]_i \{v\}_i \end{aligned} \quad (4.28)$$

Burada $[\hat{K}]$ ve $\{\Delta F\}$ sırasıyla efektif rijitlik matrisini ve dengelenmemiş kuvvet vektörünü ifade etmektedir.

5.Adım: Artımsal yer değiştirmeler hesaplanır.

$$[\hat{K}]_{i+1}^n \{\Delta u\}_{i+1}^n = \{\Delta F\}_{i+1}^n \quad (4.29)$$

Bu denklemde, $\{\Delta u\}$ artımsal yer değiştirmeyi göstermektedir.

6.Adım: Yer değiştirme, hız ve ivme vektörleri güncelleştirilir.

$$\{u\}_{i+1}^{n+1} = \{u\}_{i+1}^n + \{\Delta u\}_{i+1}^n \quad (4.30)$$

$$\{v\}_{i+1}^{n+1} = \{\tilde{v}\}_{i+1} + A_2 (\{u\}_{i+1}^{n+1} - \{\tilde{u}\}_{i+1}) \quad (4.31)$$

$$\{a\}_{i+1}^{n+1} = A_1 (\{u\}_{i+1}^{n+1} - \{\tilde{u}\}_{i+1}) \quad (4.32)$$

7.Adım: İterasyonun yakınsaklığı kontrol edilir.

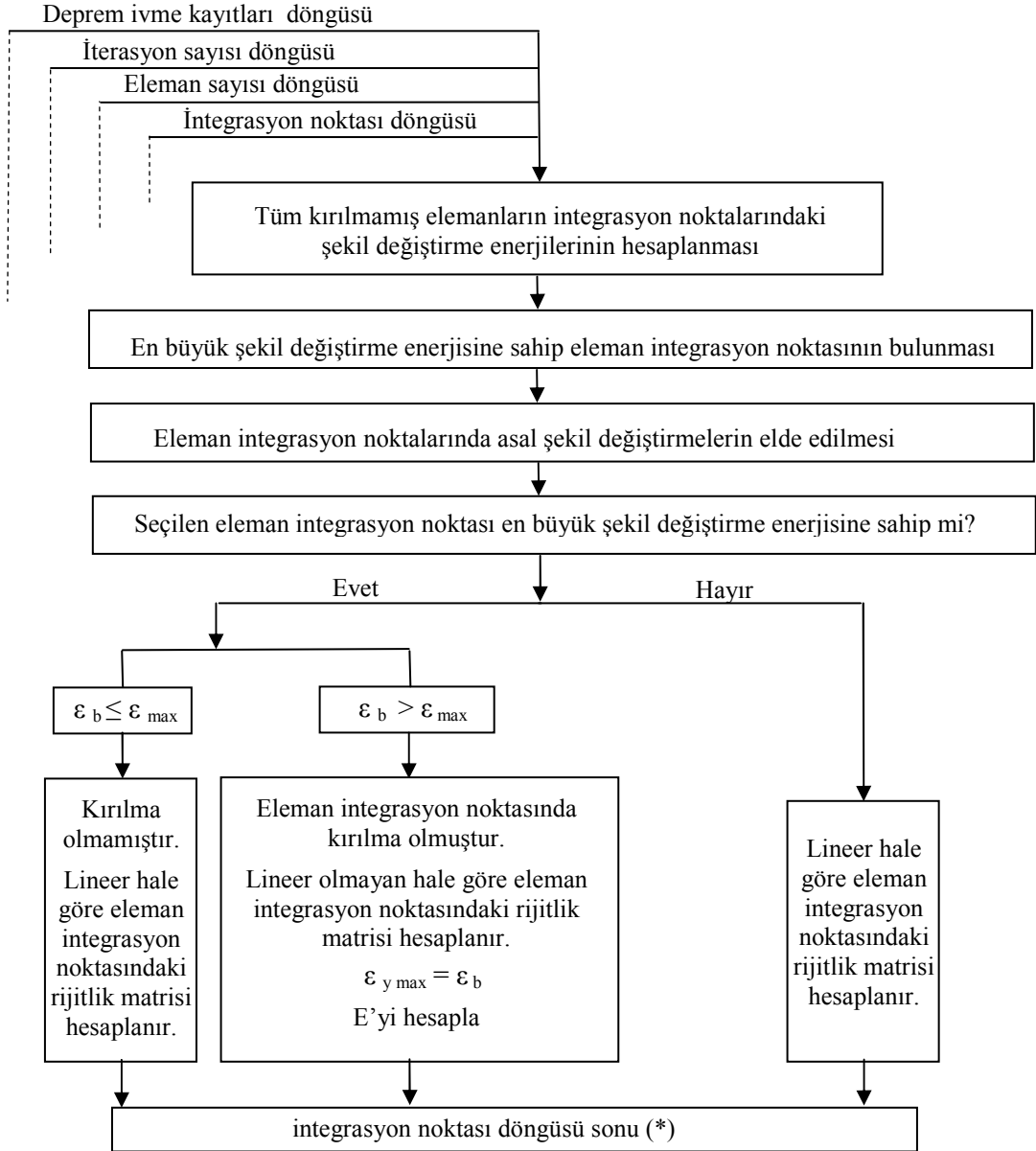
* Eğer $\|\{\Delta u\}_{i+1}^n\| / \|\Sigma\{\Delta u\}_{i+1}^n\| \leq \text{Tolerans}$, ise yakınsaklık sağlanmaktadır.

$\{u\}_{i+1}^n = \{u\}_{i+1}^{n+1}$, $\{v\}_{i+1}^n = \{v\}_{i+1}^{n+1}$, $\{a\}_{i+1}^n = \{a\}_{i+1}^{n+1}$ olarak atama yapılır.

** Eğer $\|\{\Delta u\}_{i+1}^n\| / \|\Sigma\{\Delta u\}_{i+1}^n\| > \text{Tolerans}$, ise yakınsaklık sağlanmamıştır.

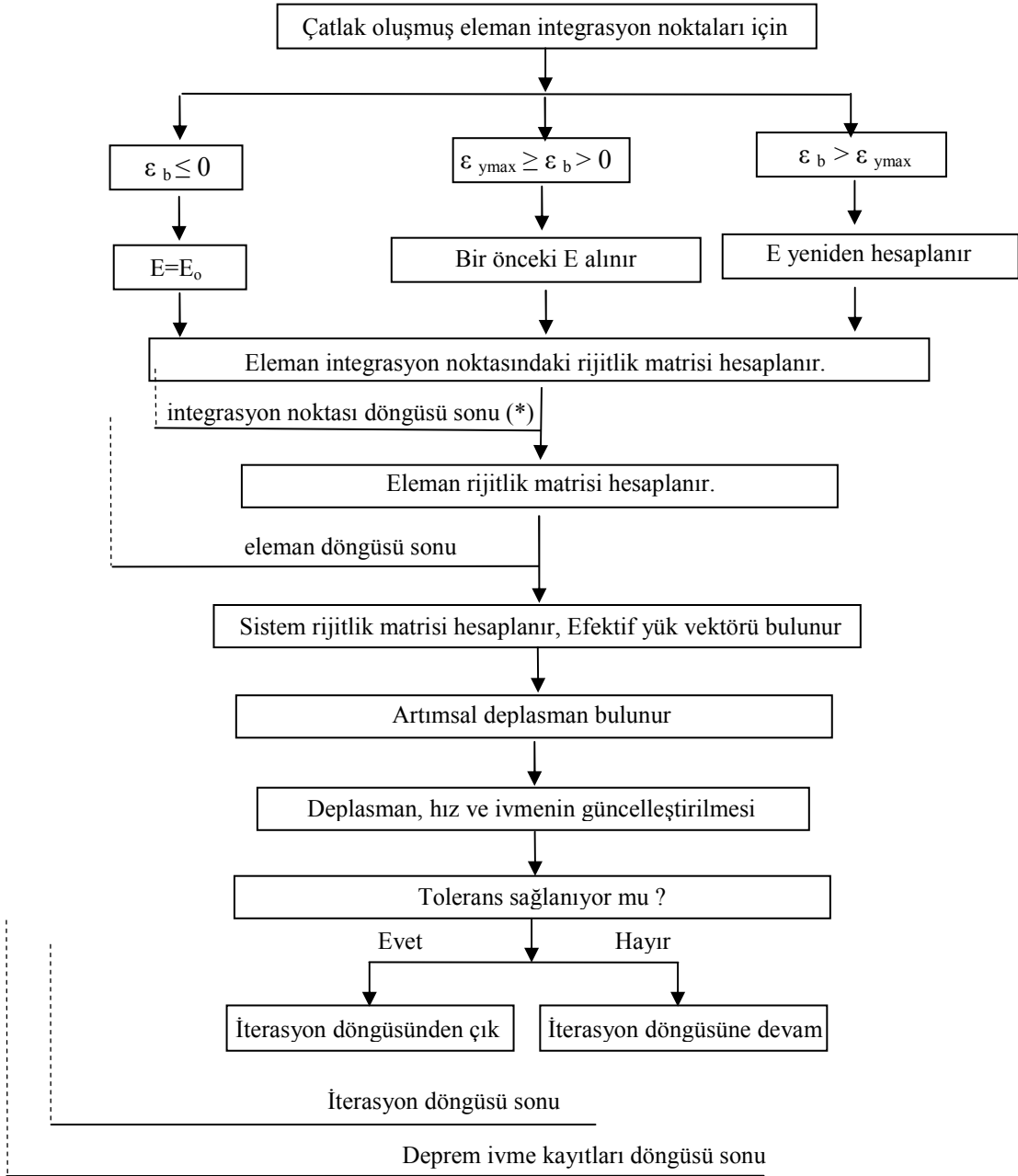
n=n+1 alınarak 4.adıma dñnñlñr.

8.Adım: i=i+1 alınır ve 2. adıma dñnñlñr.



ϵ_b : Bulunan şekil değiştirme
 ϵ_{max} : Lineer haldeki maksimum şekil değiştirme
 $\epsilon_{y\max}$: Yeni max. şekil değiştirme

Şekil 4.5 Dinamik analiz akış diyagramı



Şekil 4.6 Dinamik analiz akış diyagramı

5. SAYISAL UYGULAMA

Bu çalışma kapsamında, yığma duvarların lineer ve lineer olmayan statik ve dinamik analizini yapabilen bir program yazılmıştır. Program MATLAB dilinde kodlanmıştır. Ayrıca yine MATLAB dilinde duvarı istenen boyutlarda iki ve üç boyutlu olarak çizebilen ve istenen sayıda elemana ayırabilen bir mesh programı yazılmıştır. Yazılan mesh programı yığma duvarı hem mikro (tuğla ve harç ayrı) hem de makro (kompozit) olarak modelleyebilmektedir.

Mesh programı ile ana program için gerekli olan düğüm noktası koordinatları, eleman birleşim özellikleri, sınırlandırılan düğüm noktaları ve hangi yönde sınırlandırıldıkları ile malzeme özellikleri veri dosyası olarak hazırlanmaktadır. Ana program hazırlanan bu veri dosyasını kullanarak analiz işlemine başlamaktadır.

Analizlerde dört düğüm noktalı ve her düğüm noktasında iki serbestlik derecesi bulunan dörtgen (quadrilateral) elemanlar kullanılmıştır. Eleman rijitlik matrisleri 2x2 Gauss integrasyon kuralı ile bulunmuştur. Elemanların her bir integrasyon noktasındaki şekil değiştirmeler hesaplanmış ve bu şekil değiştirmeler yardımıyla asal şekil değiştirmeler elde edilmiştir. Tüm eleman boyutları maksimum kabul edilebilir eleman boyut kriterini aşmayacak şekilde seçilmiştir. Karakteristik eleman boyutu (l_{ch}) her bir integrasyon noktasında ayrı ayrı hesaplanmış ve o integrasyon noktasında hesaplanan alanın karekökü alınarak bulunmuştur. Sistemin sonlu eleman çözümüne kırılmamış malzeme elastik rijitlik matrisi ile başlanmış daha sonra yumuşamanın olabileceği bütün eleman integrasyon noktaları arasında en büyük çekme şekil değiştirme enerjisine ($\sigma_i \epsilon_i / 2$) sahip elemanın integrasyon noktası seçilerek iterasyona başlanılmıştır. Bundan sonraki her iterasyonda da kırılmamış elemanlar arasındaki en büyük şekil değiştirmeye sahip elemanın integrasyon noktası kullanılarak analize devam edilmiştir. Duvardaki çatlak yayılımı her iterasyonda yeni yumuşayan bir eleman integrasyon noktası kullanılarak sağlanmıştır.

5.1. Lineer Statik Analiz

5.1.1 İki Boyutlu Model

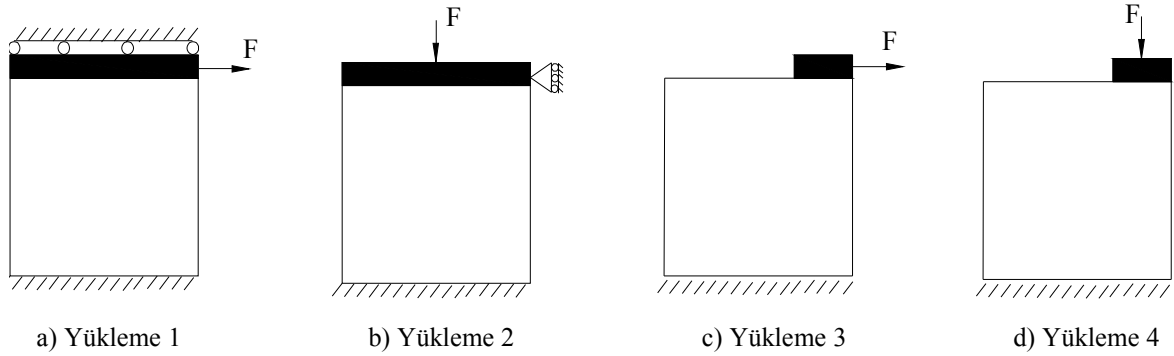
Yazılan programı test etmek amacıyla 18 sıra $21 \times 5.2 \times 10$ (cm³) boyutlarındaki tuğla ile 1 cm kalınlığındaki harç tabakasından meydana gelen dolu bir yığma duvar kullanılmıştır.

Modelin tabanında yer alan bütün düğüm noktalarının tüm serbestlikleri tutulmuştur. Duvarın üstünde yer alan ilgili düğüm noktalarının serbestlikleri ise yükleme 1 için sadece x yönünde, yükleme 2 için sadece y yönünde, yükleme 3 ve 4 için ise tüm yönlerde serbest bırakılmıştır [55]. Kullanılan duvarın malzeme özellikleri Tablo 5.1 de verilmiştir.

Tablo 5.1 Malzeme özellikleri

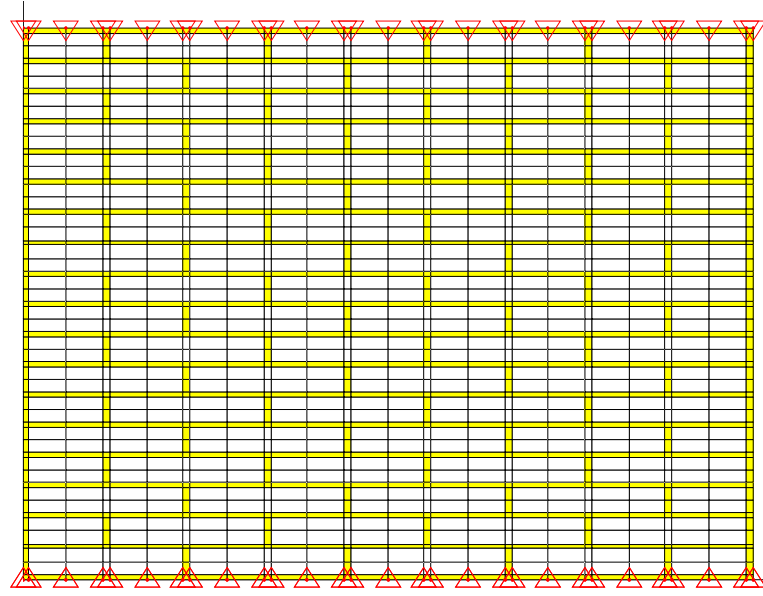
	Elastisite Modülü (N/mm ²)	Poisson Oranı
Tuğla	20000	0.15
Harç	2000	0.125

Modeli oluşturulan yığma duvar örneği dört farklı yükleme durumu için kontrol edilmiştir. Birinci ve ikinci yüklemelerde yatay ve düşey yönde düzgün yayılı yük; üçüncü ve dördüncü yüklemelerde ise, modelin sağ üst kısmına yatay ve düşey yönde tekil yük uygulanmıştır. Yükün duvara rijit bir plak yardımıyla uygulandığı kabul edilerek her düğüm noktasının altındaki alan ile orantılı olarak dağıtılmıştır. Tüm yükleme durumlarında 1000 kN lık yük değeri kullanılmıştır. Yükleme durumları Şekil 5.1’de gösterilmiştir.



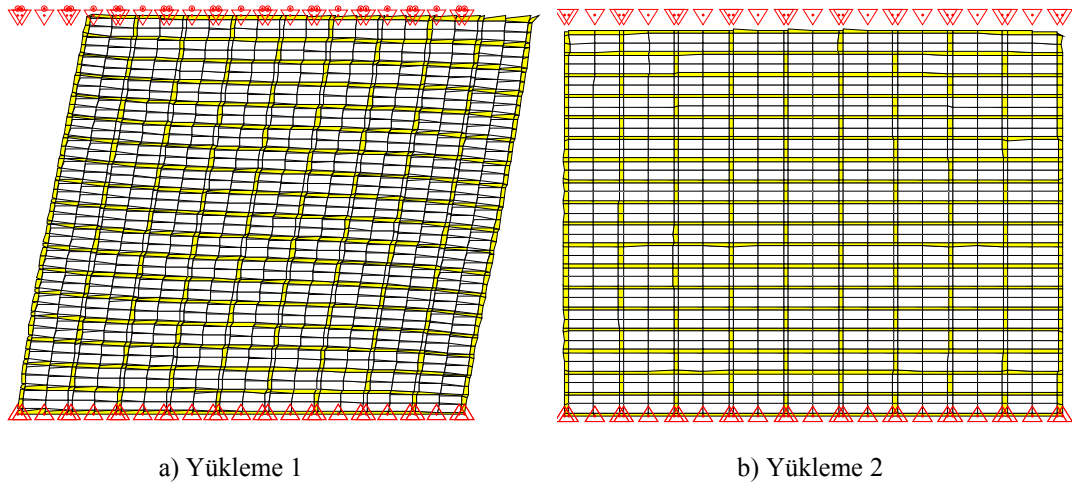
Şekil 5.1 Farklı yükleme durumları

MATLAB da yazılan mesh programı ile oluşturulan yığma duvarın sonlu eleman ağı Şekil 5.2’de verilmiştir. Tuğla ve harcın ayrı ayrı modellendiği yığma duvar örneğinde düğüm noktası sayısı 1624, eleman sayısı ise 1540 dır.

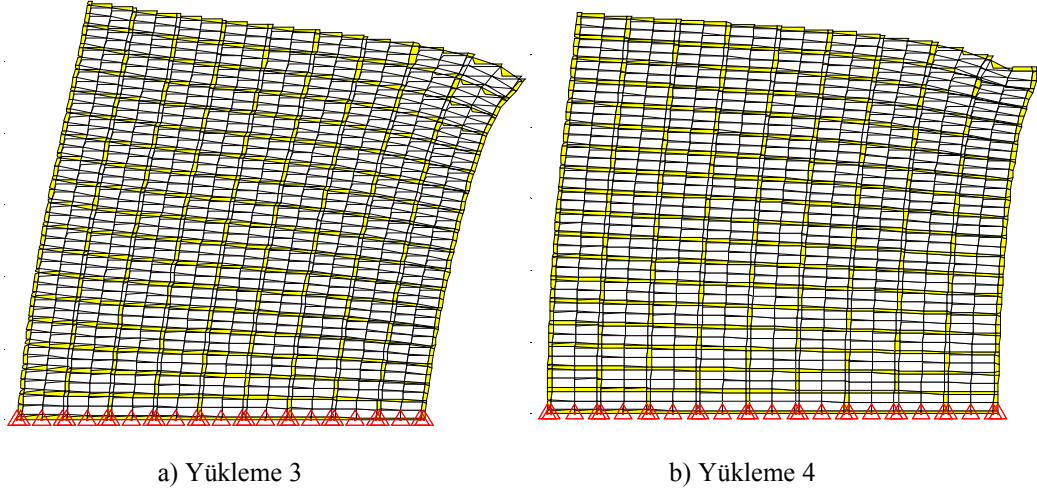


Şekil 5.2 M1 modelinin sonlu eleman ağı

Dört yükleme durumu için elde edilen deforme olmuş modeller üniform yük için Şekil 5.3 de, tekil yük için Şekil 5.4’de gösterilmiştir. Yükleme 1 ve 2’ ye ait deformasyonlu durumlarda üniform bir deformasyon gözlenirken, Yükleme 3 ve 4 ait deformasyonlu durumlarda yükün uygulandığı bölgelerde yerel deformasyonlar daha belirgin olarak ortaya çıkmaktadır.



Şekil 5.3 Yükleme 1 ve Yükleme 2 için deforme olmuş modeller



Şekil 5.4 Yüklem 3 ve Yüklem 4 için deforme olmuş modeller

Analiz sonucu Masonry-lin programından elde edilen deplasman değerleri Diana paket programından elde edilen değerler ile karşılaştırılmış ve Tablo 5.2 de sunulmuştur.

Tablo 5.2 Tüm yüklemeler için deplasman değerleri

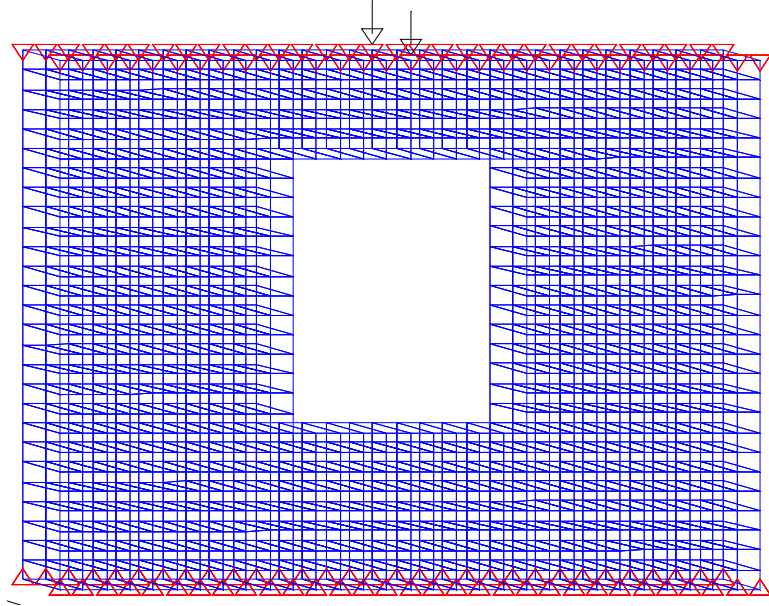
	Yüklem 1	Yüklem 2	Yüklem 3	Yüklem 4
Masonry-lin (mm)	5.33	1.34	12.92	4.67
Diana (mm)	5.33	1.34	12.92	4.67

Masonry-lin programı yukarıda verilen doğrusal elastik analizler neticesinde paket program ile tam bir uyum içerisinde olduğu görülmüştür. Bu durum MATLAB dilinde kodlanan programın doğruluğunu göstermektedir.

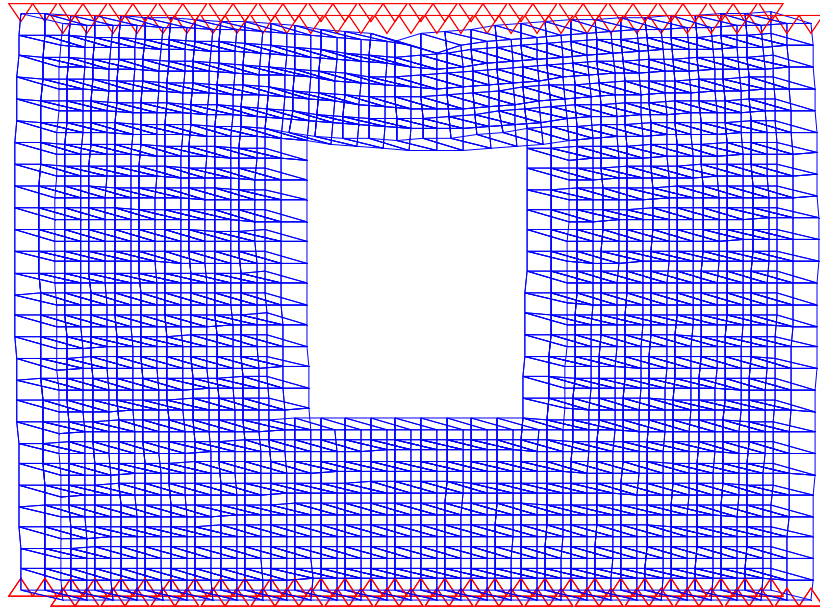
5.1.2 Üç Boyutlu Model

Yazılan program üç boyutlu model için de test edilmiştir. Bu amaçla 300 cm uzunluğunda, 270 cm yüksekliğinde 19 cm kalınlığında içerisinde 100x140 cm boyutlarında pencere boşluğu bulunan duvar makro modelleme ile modellenmiştir. Duvar sekiz düğüm noktalı katı (solid) eleman ile oluşturulmuş olup kullanılan eleman sayısı 670, düğüm noktası sayısı ise 1502 dir. Modelin alt kısmında bulunan bütün düğüm noktalarına ait tüm serbestlikler tutulmuş üst kısmında ise ilgili düğüm noktalarının x ve z yönündeki serbestlikleri tutulmuştur. Modelde kullanılan malzemenin elastisite modülü $18 \times 10^5 \text{ N/cm}^2$, Poisson oranı 0.2 ve birim hacim kütlesi $18 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^2$ olarak seçilmiştir.

Şekil 5.5’de MATLAB’da yazılan mesh programıyla çizilen modelin sonlu eleman ağı görülmektedir. Model makro modelleme yaklaşımına göre modellenmiştir. Şekil 5.5’de görüleceği gibi duvarın orta bölgesinde bulunan iki noktaya düşey yönde 100 kN’luk tekil yükler uygulanmıştır. Üç boyutlu modelin doğrusal elastik analiz sonucunda deforme olmuş hali ise Şekil 5.6’ da verilmiştir.



Şekil 5.5 M2 modelinin sonlu eleman ağı

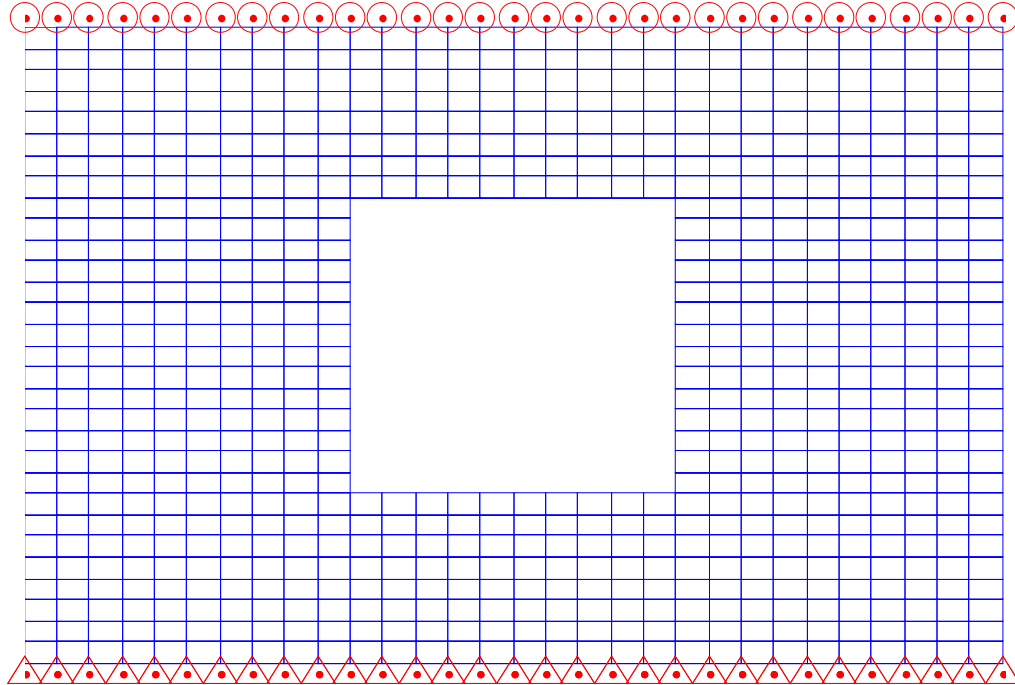


Şekil 5.6 M2 modelinin deforme olmuş durumu

Yükün uygulandığı yerdeki düğüm noktalarında masonry-lin programıyla elde edilen düşey deplasman değerleri 2.9 mm dir. Bu değer paket program ile elde edilen değerle aynıdır. Bu da MATLAB dilinde kodlanan programın hem iki boyutlu hem de 3 boyutlu modellerde doğruluğunu göstermektedir.

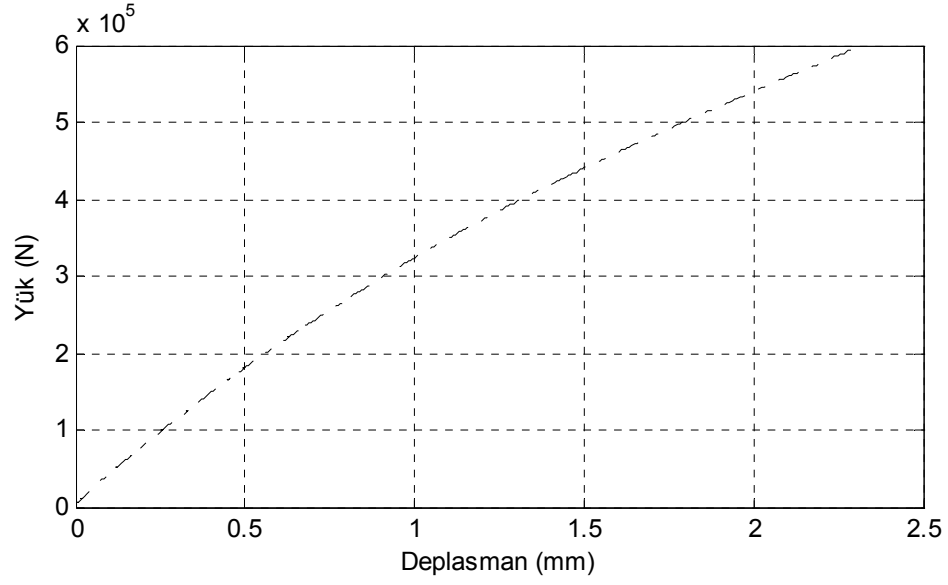
5.2 Statik Artımsal Analiz

Sayısal uygulama için duvar, makro modelleme yaklaşımı ile modellenmiştir. Duvar modelinde 844 adet düğüm noktası ve 760 adet dörtgen (quadrilateral) eleman kullanılmıştır. Model 300x300 cm boyutlarında olup yatay yönde tam ortada olmak üzere içerisinde 100x140 cm boyutlarında pencere boşluğu bulunmaktadır. Duvarın kalınlığı ise 19 cm olarak alınmıştır. Duvarın elastisite modülü $18 \times 10^5 \text{ N/cm}^2$, Poisson oranı 0.2, birim hacim kütlesi $1.8 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$ ve çekme dayanımı ise 210 N/cm^2 olarak seçilmiştir. Modelin tabanında yer alan tüm düğüm noktalarının x ve y yönündeki serbestlikleri ile duvarın üst çizgisinde yer alan tüm düğüm noktalarının y yönündeki serbestlikleri tutulmuştur. Yükleme olarak duvarın sol üst köşesindeki 814 nolu düğüm noktasına +x yönünde artımsal bir kuvvet uygulanmıştır. Şekil 5.7’de analizde kullanılan duvarın sonlu eleman ağı verilmiştir.



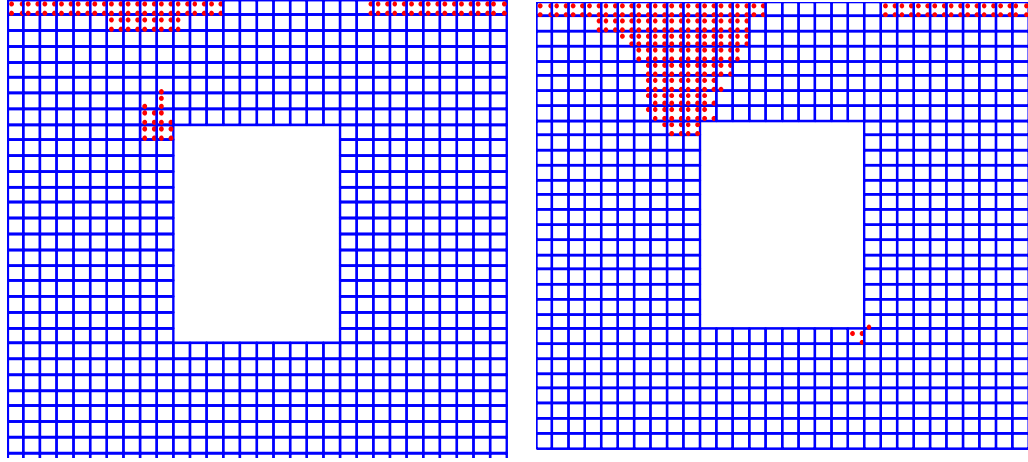
Şekil 5.7 M3 modelinin sonlu eleman ağı

Yapılan analiz neticesinde M3 modelinden elde edilen yük deplasman grafiği Şekil 5.8’ de verilmiştir.



Şekil 5.8 M3 modelinin yük deplasman grafiği

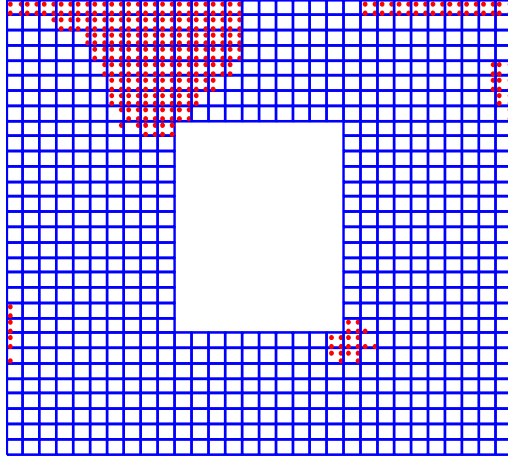
Statik artımsal yük durumları için M3 modelinde meydana gelen çatlakların yayılımı Şekil 5.9’da verilmiştir.



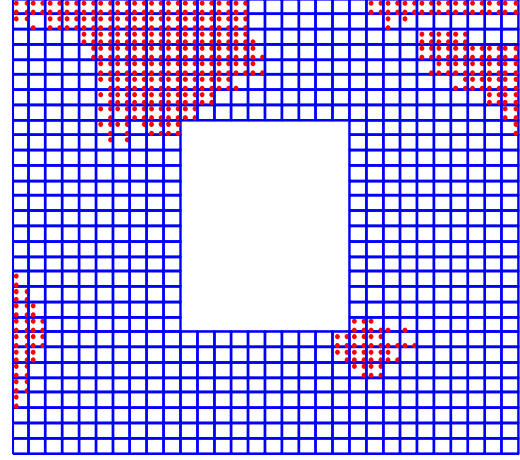
a) yük değeri: 100000 N

b) yük değeri: 200000 N

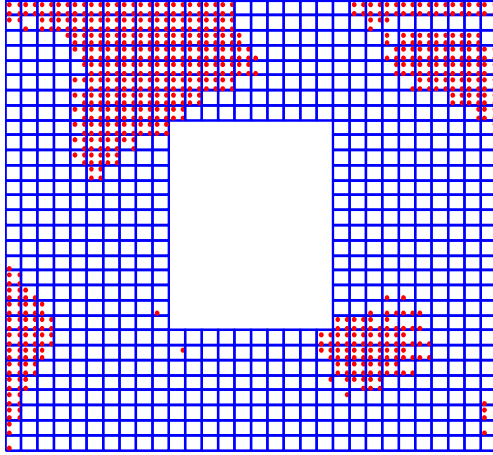
Şekil 5.9 M3 modeli çatlak yayılımı



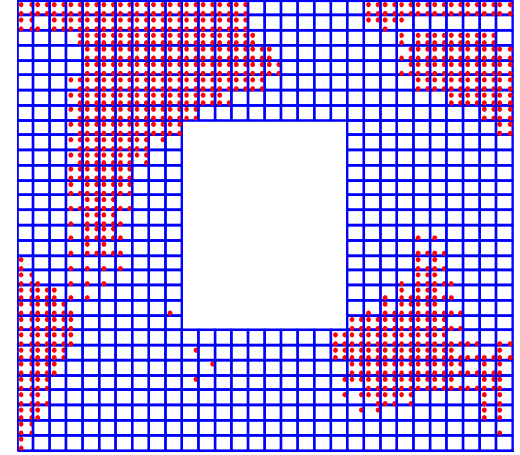
c) yük değeri:300000 N



d) yük değeri:400000 N



e) yük değeri:500000 N



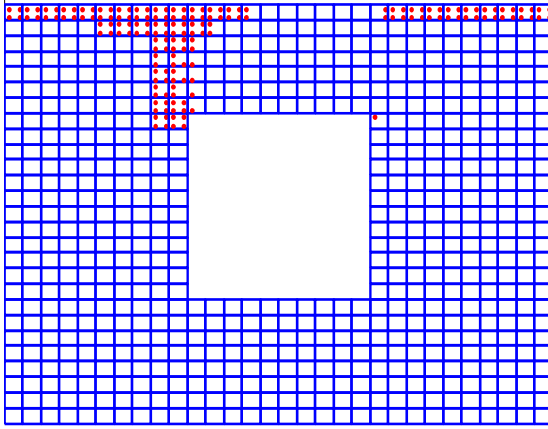
f) yük değeri:600000 N

Şekil 5.9 M3 modeli çatlak yayılımı (devam)

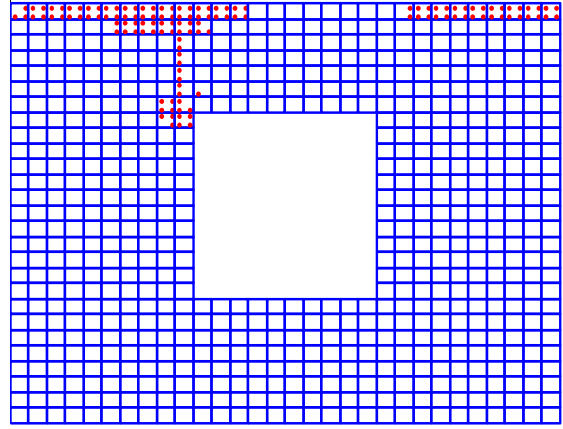
M3 modeline ait çatlak ilerleyişi incelendiğinde yığma duvarlarda deprem etkisiyle oluşan diyagonal çatlaklarda olduğu gibi çatlakların duvarın üst kısmı ile pencere kenarının sol üst ve sağ alt kısmından başlayarak yükün şiddetine bağlı olarak duvar içinde ilerlediği görülmektedir.

A blue grid with a white rectangular hole in the center. The top edge is decorated with a row of red circles, and the bottom edge is decorated with a row of red triangles.

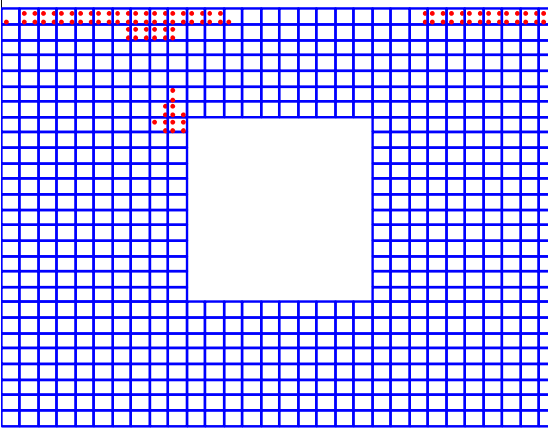
Statik artımsal yük durumları için M4 modelinde meydana gelen çatlakların yayılımı malzemenin çekme dayanımına bağlı olarak Şekil 5.11–5.16’da verilmiştir. Çatlaklar benzer bölgelerde meydana gelmekle beraber, çekme dayanımının azalmasına bağlı olarak çatlak bölgesinde artış görülmektedir.



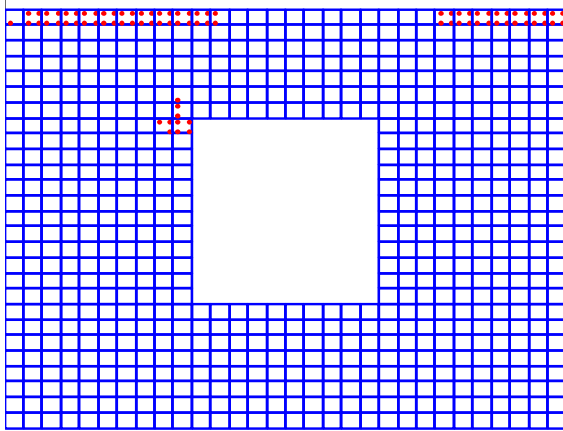
a) $f_t=180$ N/cm



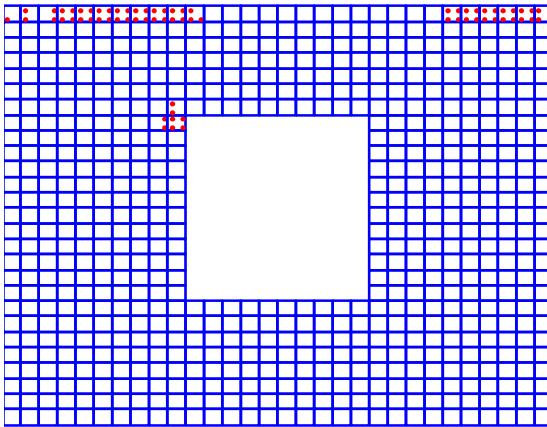
b) $f_t=190$ N/cm



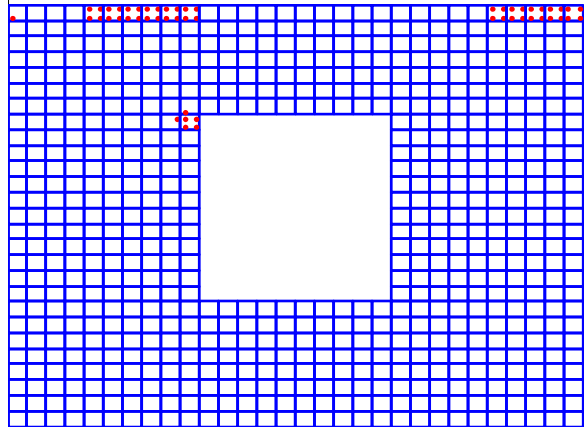
c) $f_t=200$ N/cm



d) $f_t=210$ N/cm

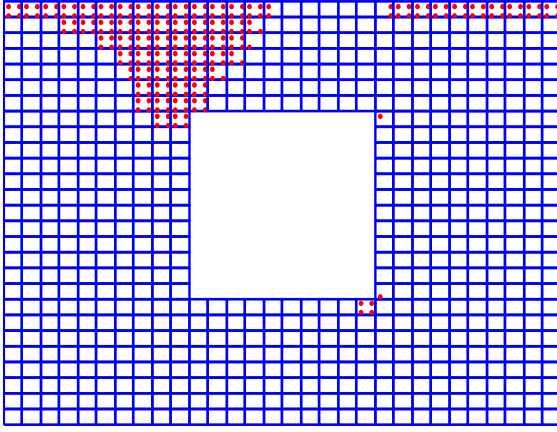


e) $f_t=220$ N/cm

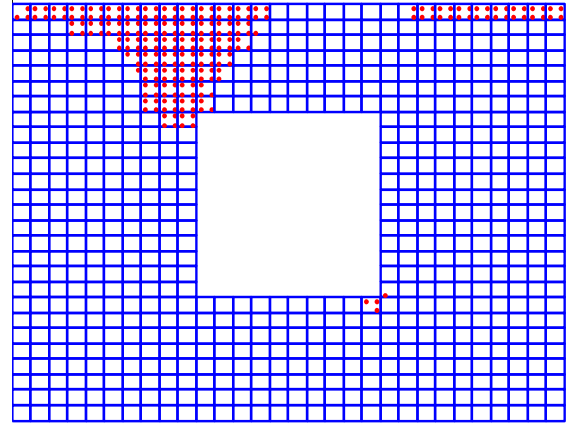


f) $f_t=230$ N/cm

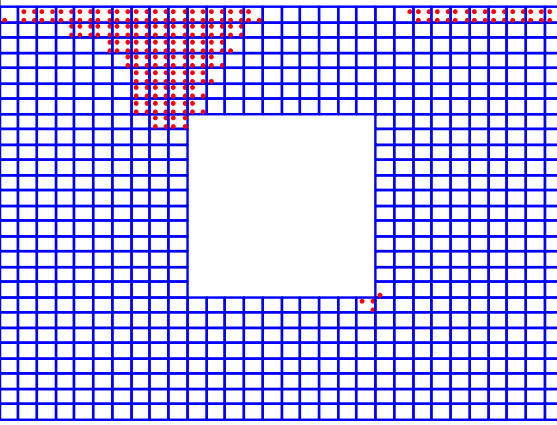
Şekil 5.11 M4 modeli çatlak yayılımı (yük değeri: 100000 N)



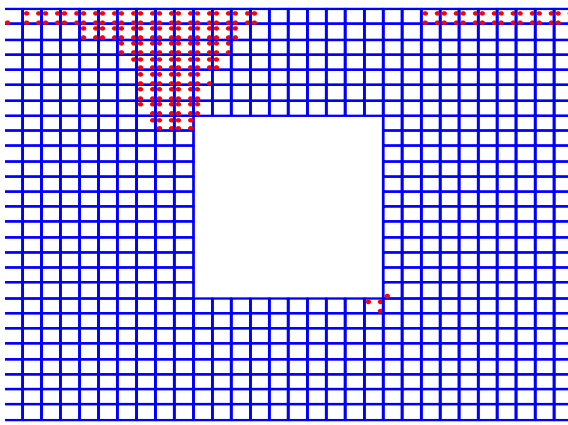
a) $f_t=180$ N/cm



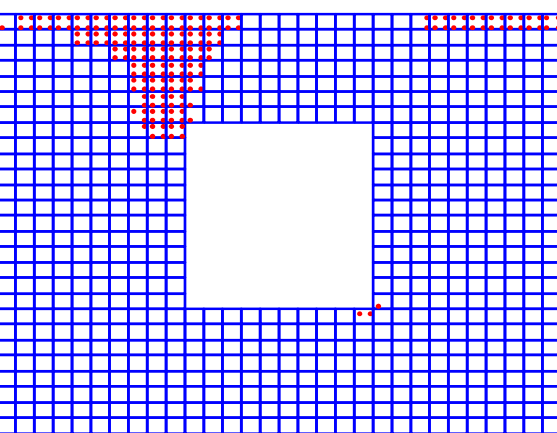
b) $f_t=190$ N/cm



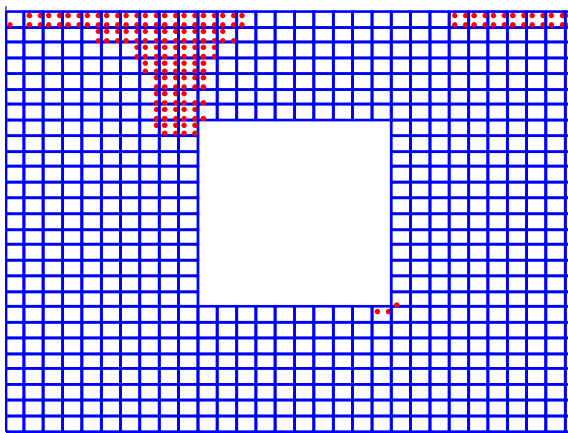
c) $f_t=200$ N/cm



d) $f_t=210$ N/cm

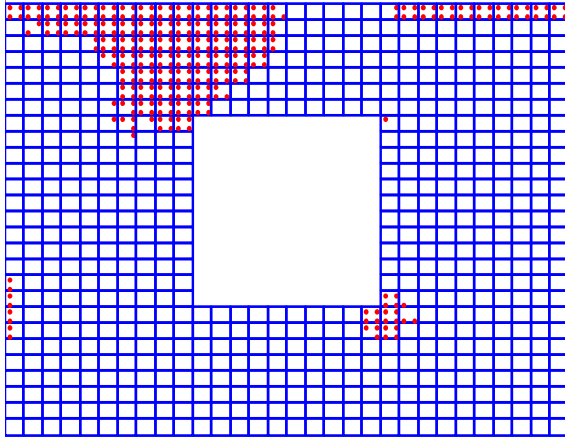


e) $f_t=220$ N/cm

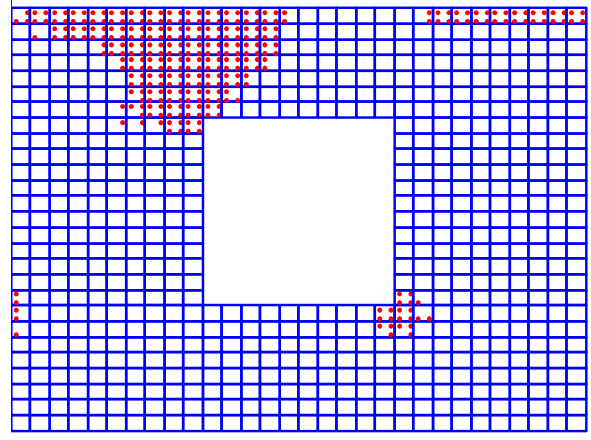


f) $f_t=230$ N/cm

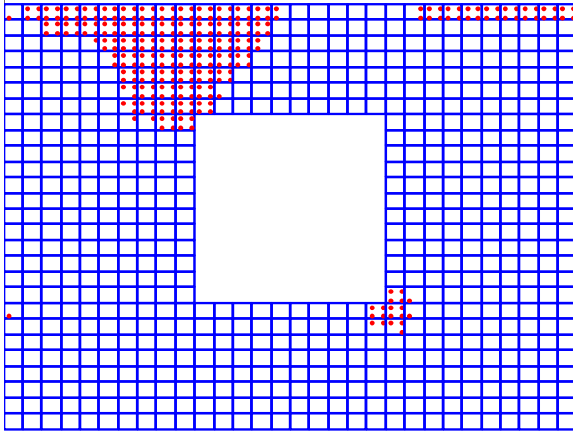
Şekil 5.12 M4 modeli çatlak yayılımı (yük değeri:200000 N)



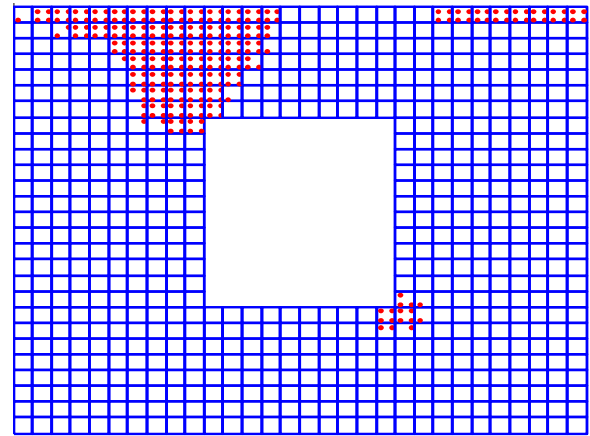
a) $f_t=180$ N/cm



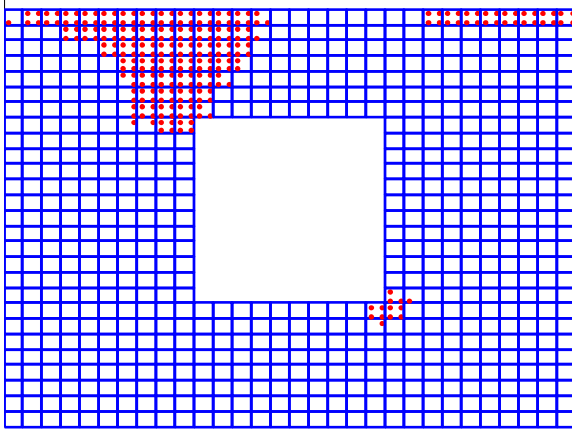
b) $f_t=190$ N/cm



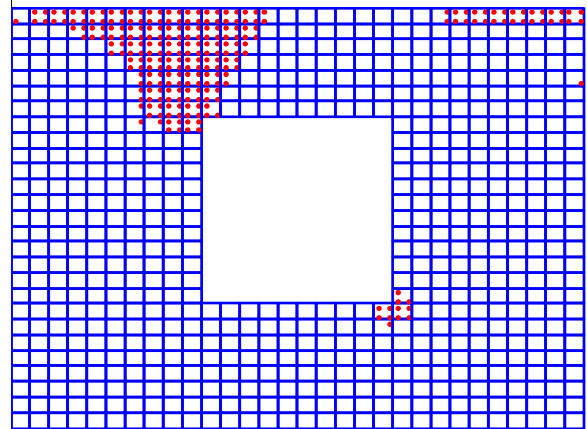
c) $f_t=200$ N/cm



d) $f_t=210$ N/cm

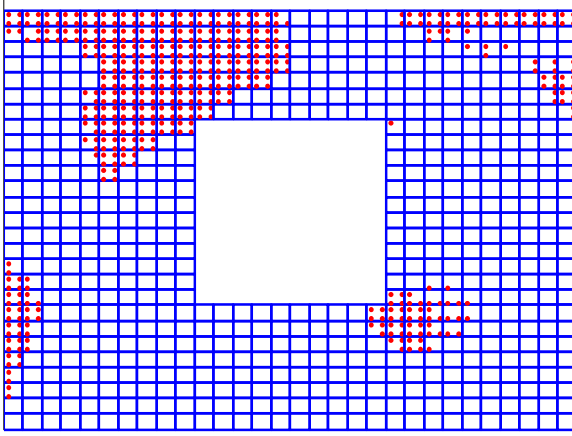


e) $f_t=220$ N/cm

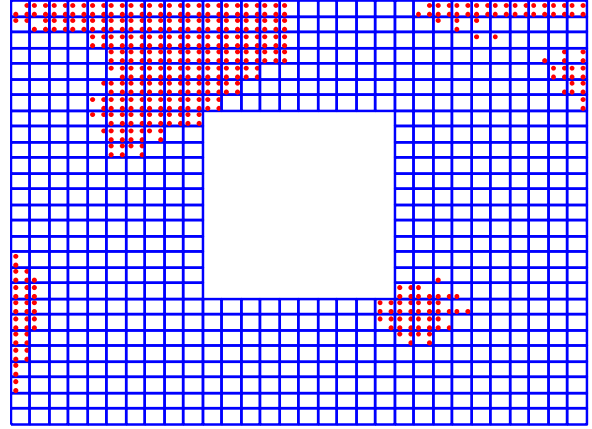


f) $f_t=230$ N/cm

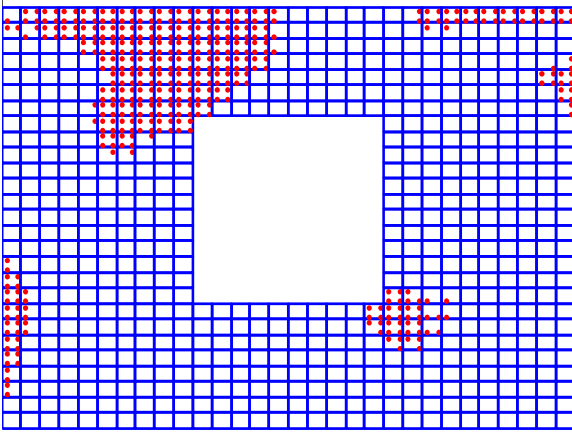
Şekil 5.13 M4 modeli çatlak yayılımı (yük değeri:300000 N)



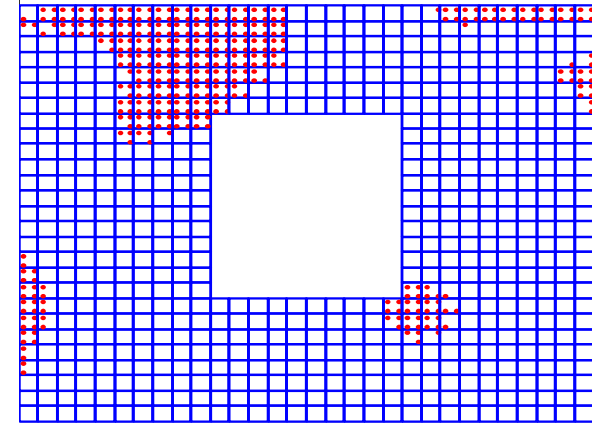
a) $f_t=180$ N/cm



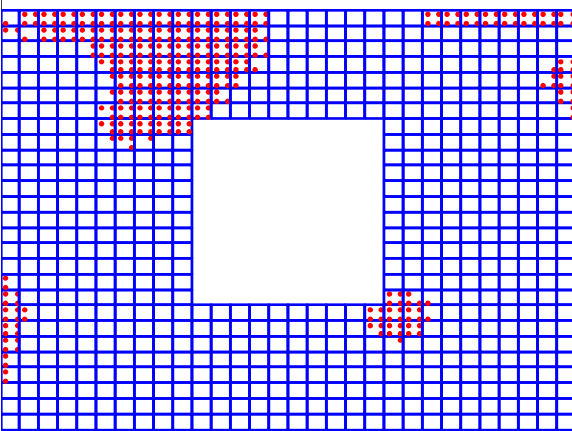
b) $f_t=190$ N/cm



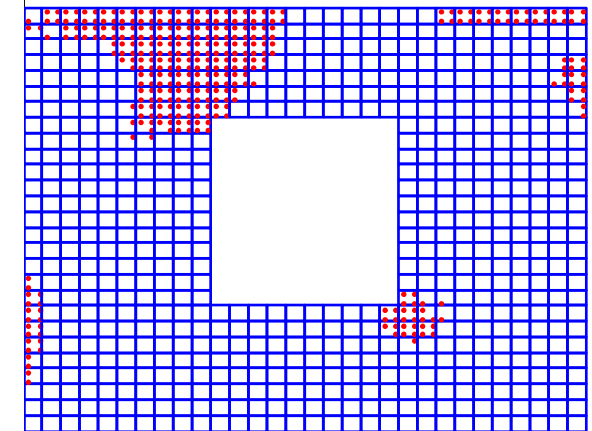
c) $f_t=200$ N/cm



d) $f_t=210$ N/cm

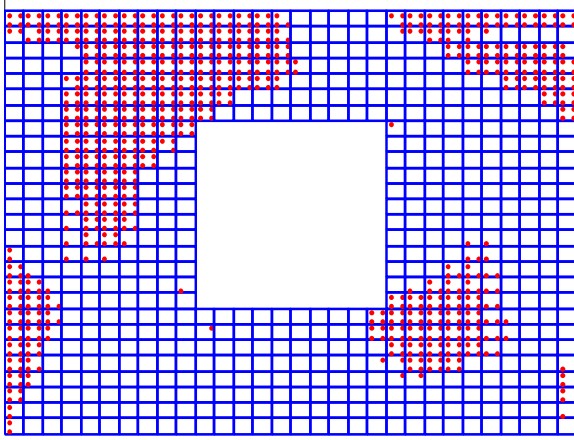


e) $f_t=220$ N/cm

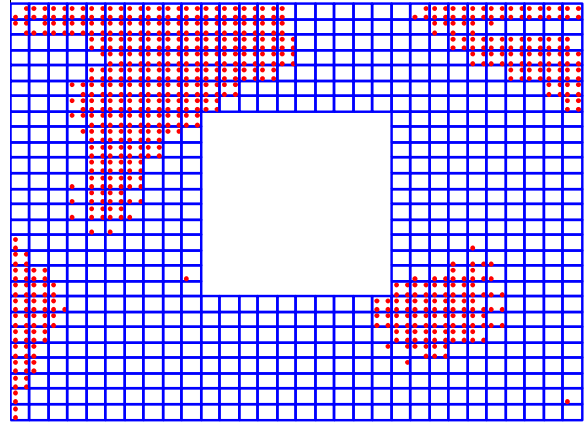


f) $f_t=230$ N/cm

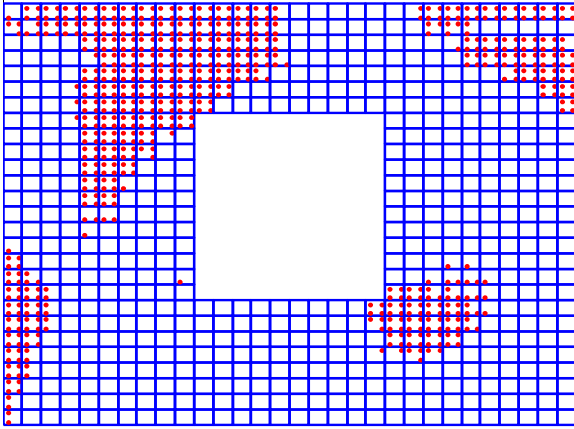
Şekil 5.14 M4 modeli çatlak yayılımı (yük değeri:400000 N)



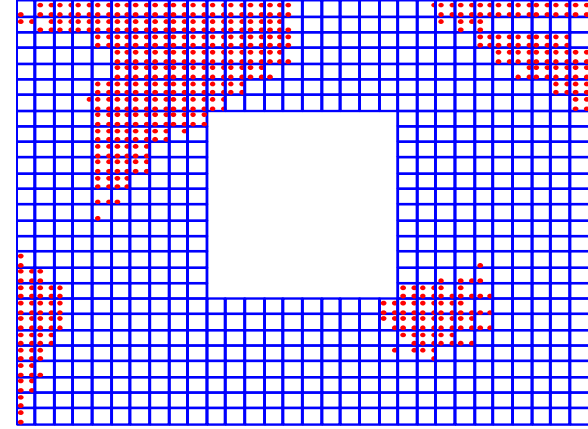
a) $f_t=180$ N/cm



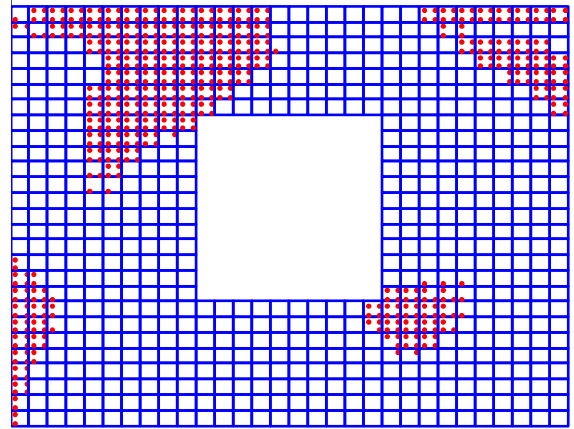
b) $f_t=190$ N/cm



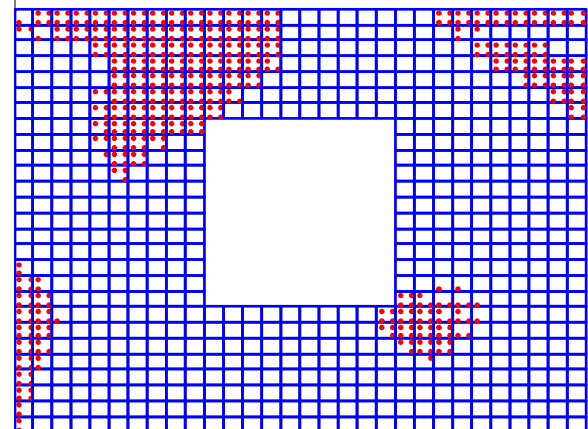
c) $f_t=200$ N/cm



d) $f_t=210$ N/cm

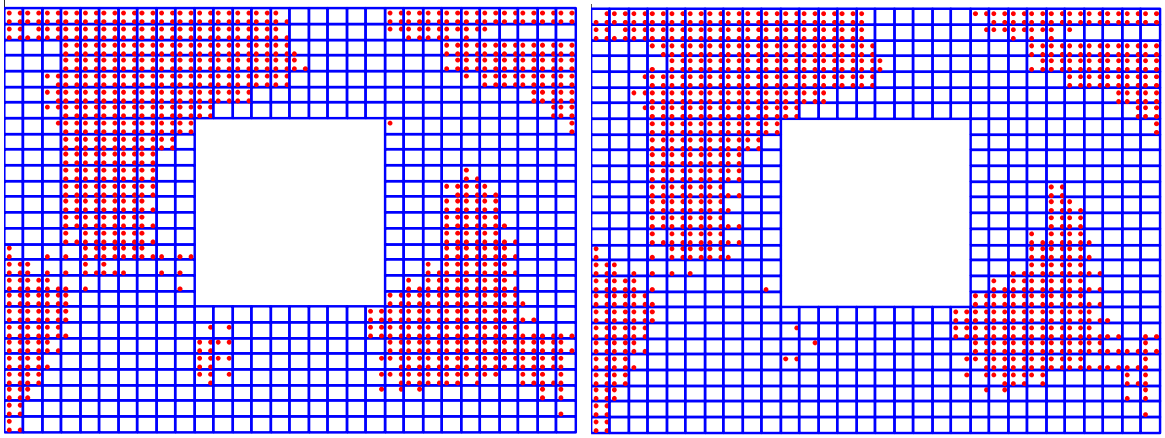


e) $f_t=220$ N/cm



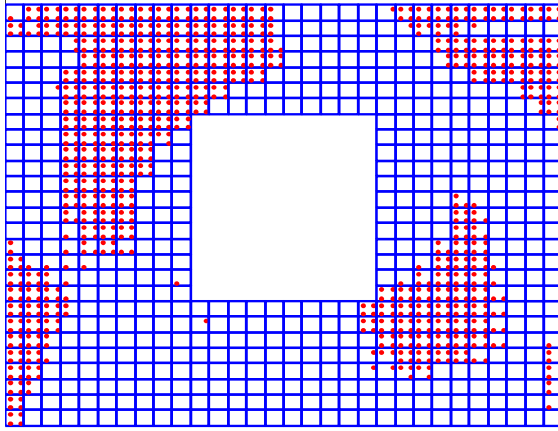
f) $f_t=230$ N/cm

Şekil 5.15 M4 modeli çatlak yayılımı (yük değeri:500000 N)

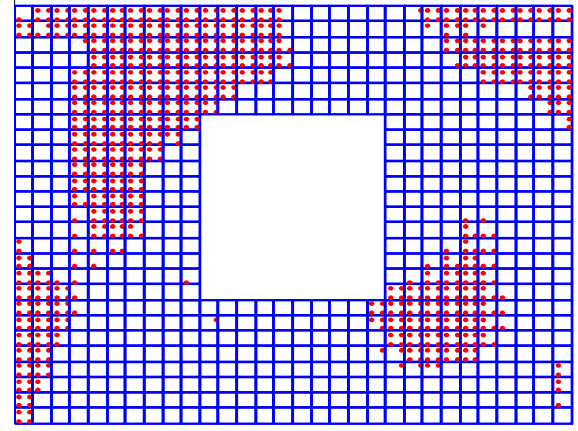


a) $f_t=180$ N/cm

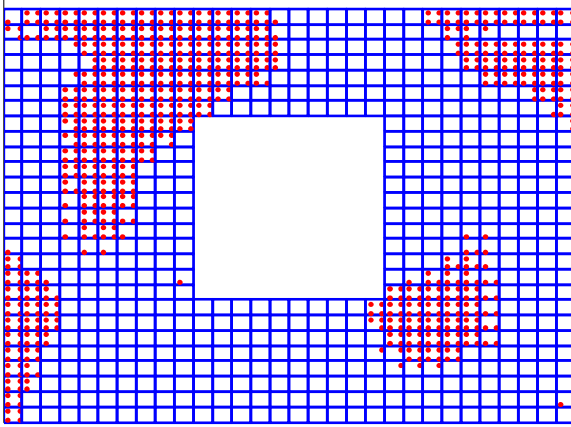
b) $f_t=190$ N/cm



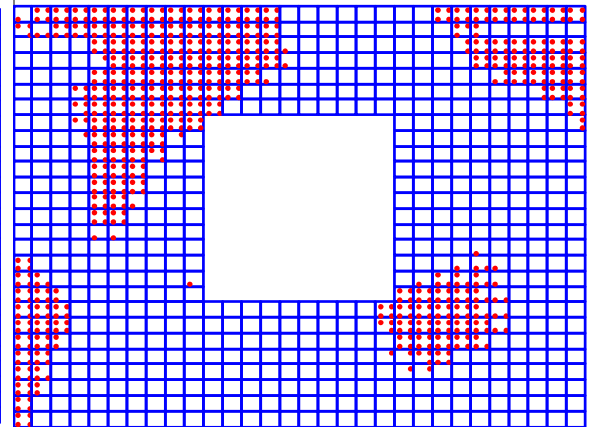
c) $f_t=200$ N/cm



d) $f_t=210$ N/cm



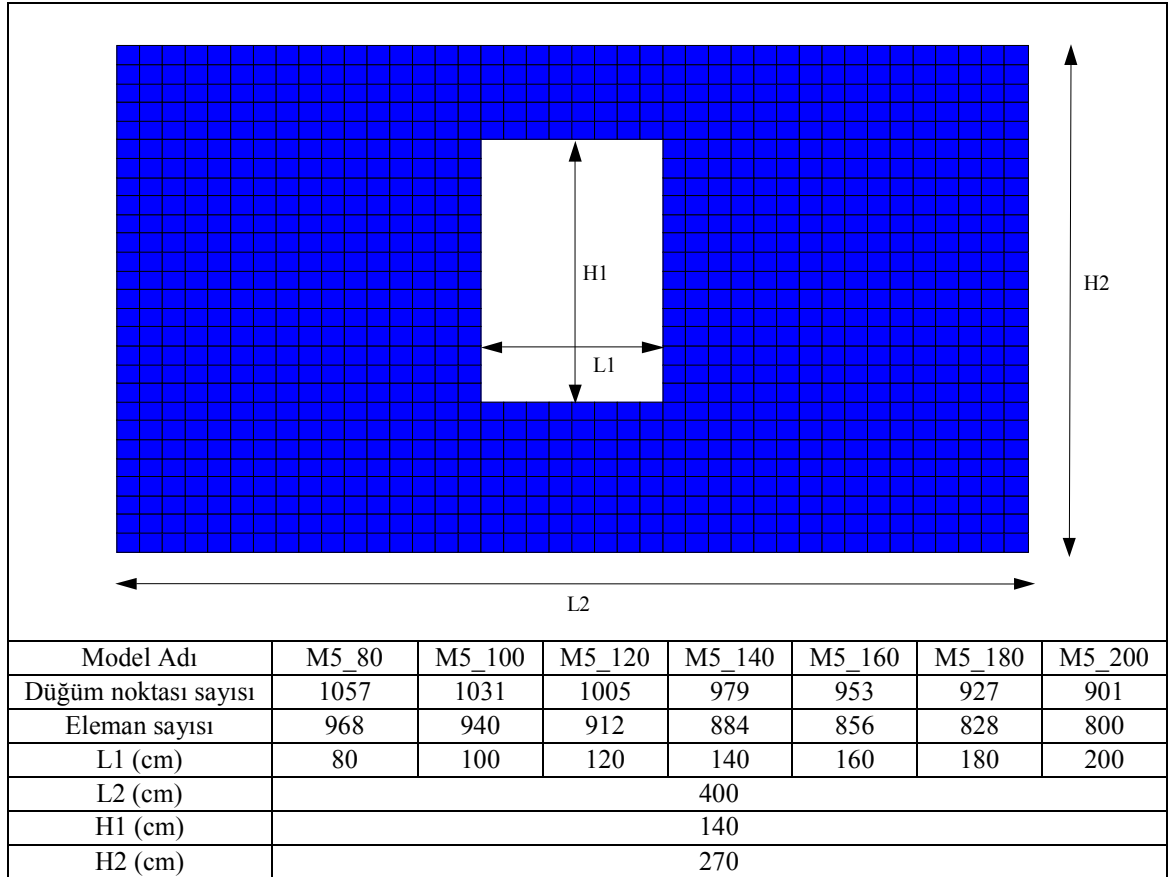
e) $f_t=220$ N/cm



f) $f_t=230$ N/cm

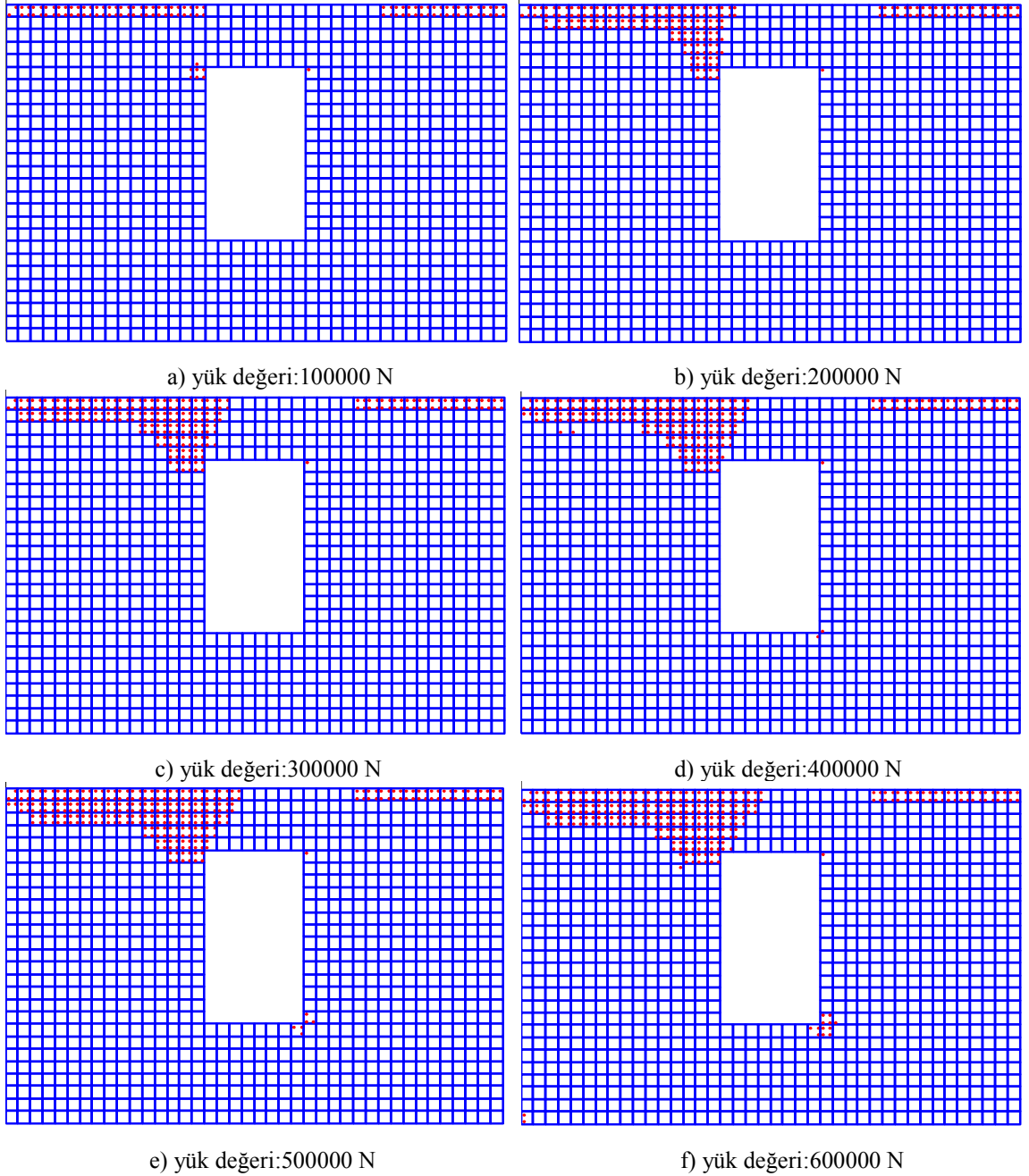
Şekil 5.16 M4 modeli çatlak yayılımı (yük değeri:600000 N)

Statik Artımsal Analiz için üçüncü sayısal uygulama olarak; pencere boşluğunun yığma duvarın davranışına etkisi incelenmiştir. Deprem yönetmeliğimize (2007) göre bina köşesine en yakın pencere ya da kapı ile bina köşesi arasında bırakılacak dolu duvar parçasının plandaki uzunluğu birinci ve ikinci derece deprem bölgesinde 1.5 m den, üçüncü ve dördüncü derece deprem bölgesinde 1 m den az olmamalıdır. Bu amaçla bina köşesi ile duvar içindeki boşluk arasındaki dolu duvar parçasının uzunluğu azaltılarak 7 farklı örnek makro modelleme tekniği ile oluşturulmuştur. Kullanılan duvar modellerinin özellikleri Şekil 5.17’ de verilmiştir. Modeller 400x270 cm boyutunda olup içerisinde bulunan pencere boşluğu tedrici olarak artırılmıştır. Duvarın kalınlığı ise 19 cm olarak alınmıştır. Duvara ait malzeme özellikleri $f_t=210 \text{ N/cm}^2$ olmak üzere diğer malzeme parametreleri önceki artımsal analizlerdeki gibi alınmıştır. Modellerin tabanında yer alan tüm düğüm noktalarının x ve y yönündeki serbestlikleri ile duvarın en üstündeki tüm düğüm noktalarının y yönündeki serbestlikleri tutulmuştur. Yükleme olarak duvarın sol üst köşesindeki düğüm noktasına +x yönünde artımsal bir kuvvet uygulanmıştır.

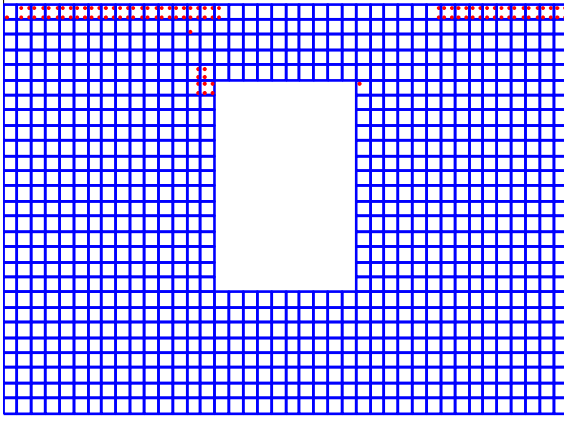


Şekil 5.17 Kullanılan duvar modellerinin özellikleri

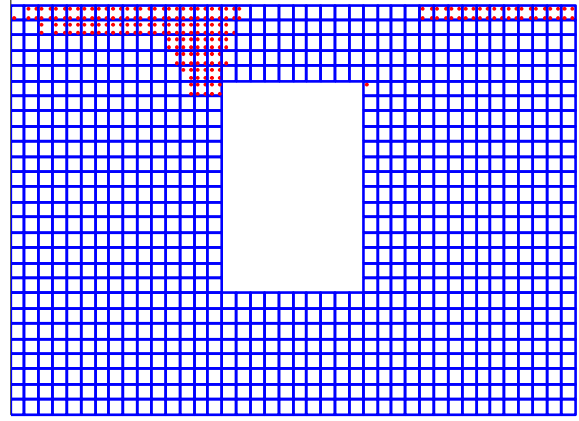
Yapılan çözümlerden farklı L1 uzunlukları için duvar modellerinde meydana gelen çatlak yayılımı Şekil 5.18 – Şekil 5.24’ de verilmiştir. M5 duvar modellerinde oluşan hasarlar incelendiğinde; hasarın genellikle pencere boşluğu ve duvar köşesi arasında kalan duvar parçasında yoğunlaştığı görülmüştür. Hasarların yayılış doğrultuları benzer olarak ortaya çıkmakla birlikte; boşluk miktarının artışına (duvar parçası uzunluğunun azalmasına) bağlı olarak, hasar bölgelerinde artış olmaktadır.



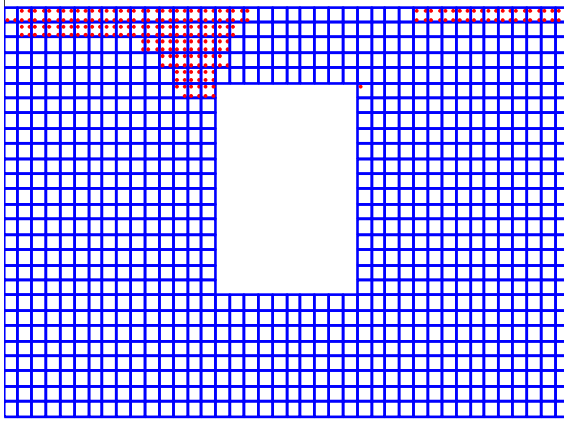
Şekil 5.18 M5_80 modeli çatlak yayılımı



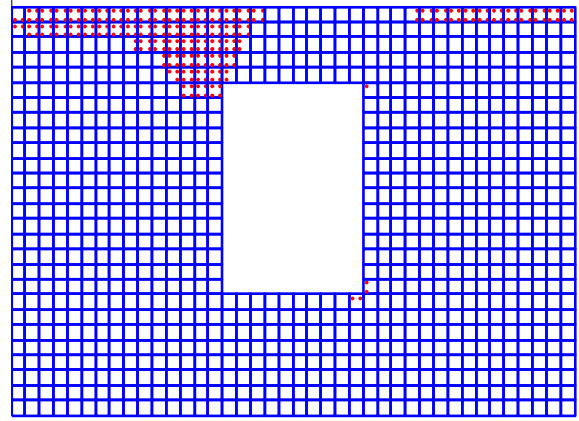
a) yük değeri:100000 N



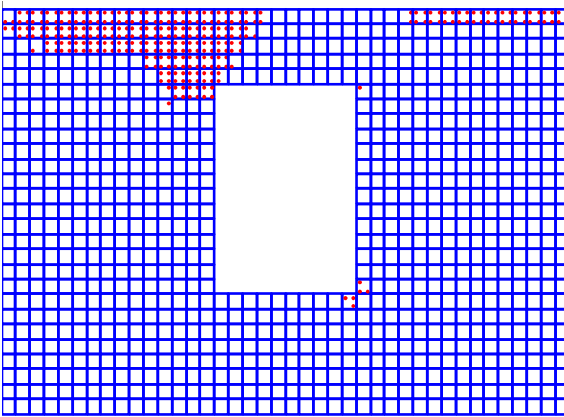
b) yük değeri:200000 N



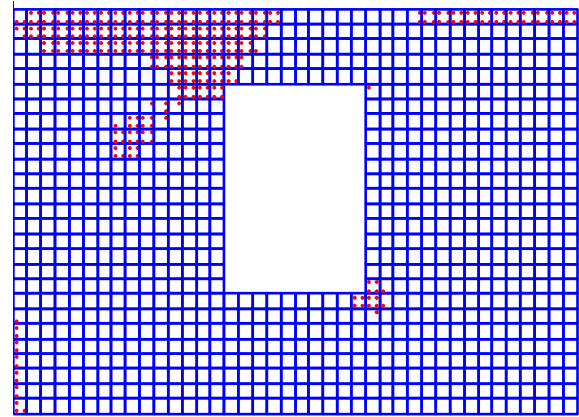
c) yük değeri:300000 N



d) yük değeri:400000 N

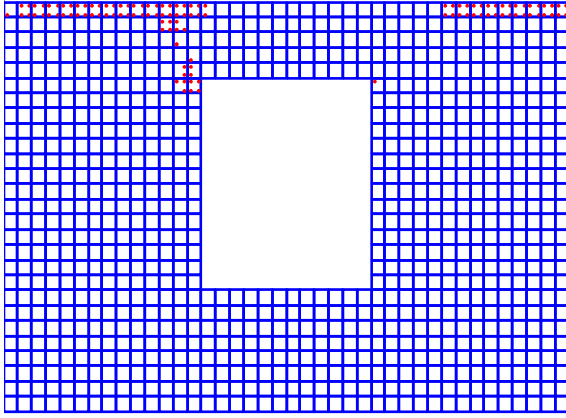


e) yük değeri:500000 N

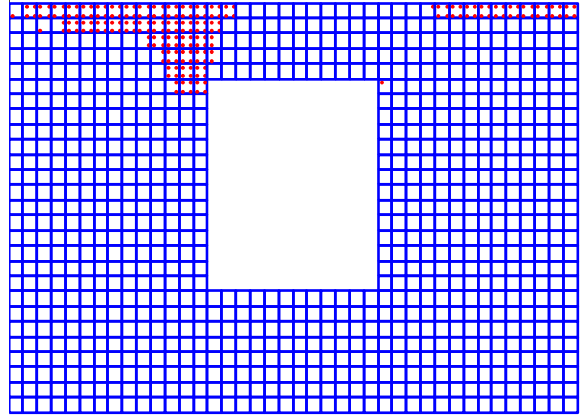


f) yük değeri:600000 N

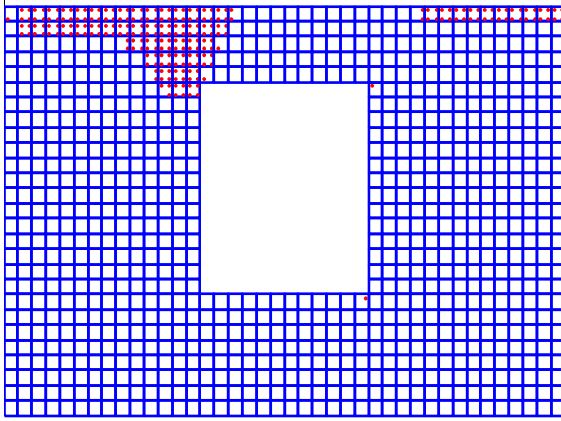
Şekil 5.19 M5_100 modeli çatlak yayılımı



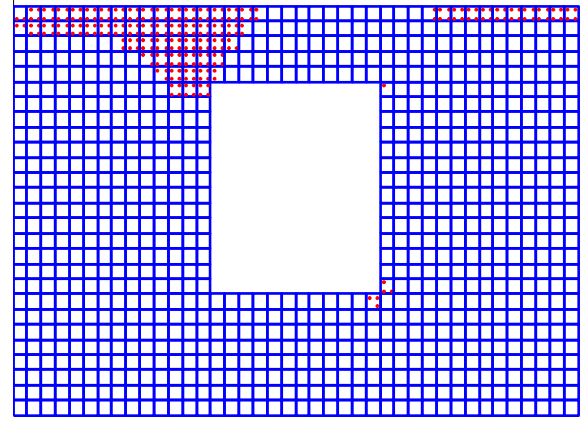
a) yük değeri:100000 N



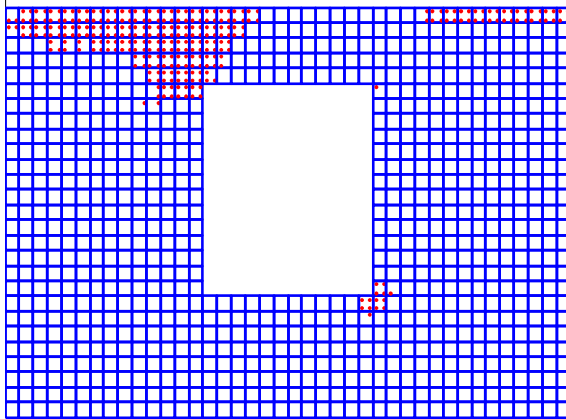
b) yük değeri:200000 N



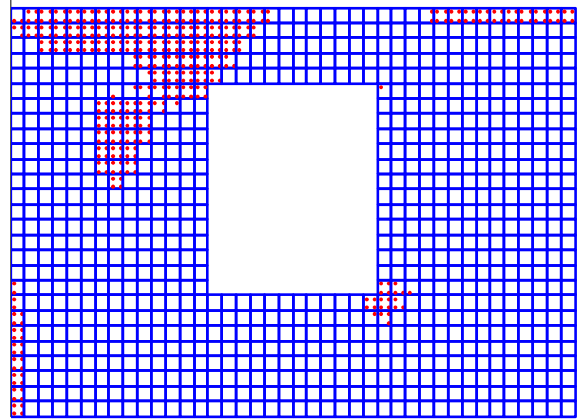
c) yük değeri:300000 N



d) yük değeri:400000 N

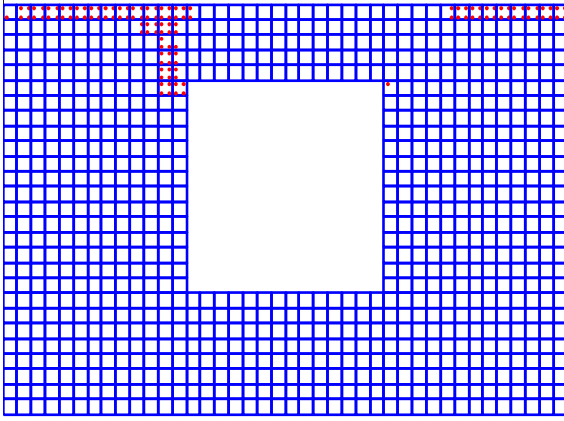


e) yük değeri:500000 N

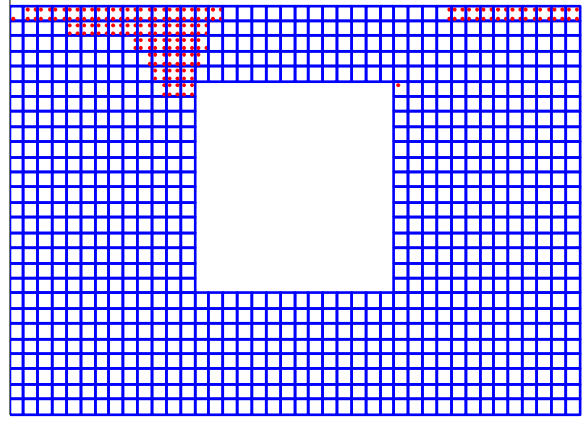


f) yük değeri:600000 N

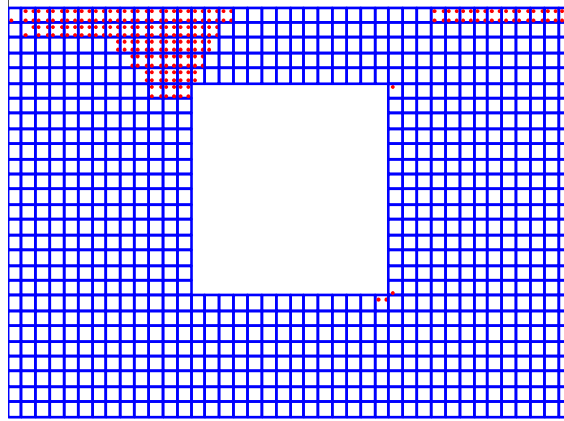
Şekil 5.20 M5_120 modeli çatlak yayılımı



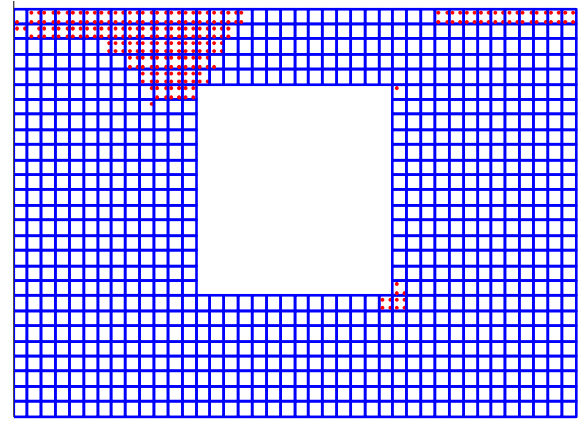
a) yük değeri:100000 N



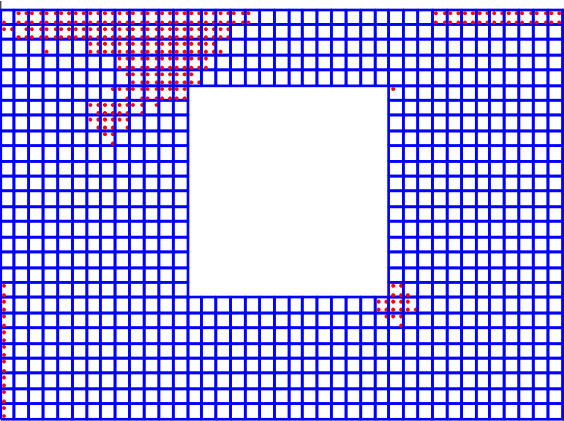
b) yük değeri:200000 N



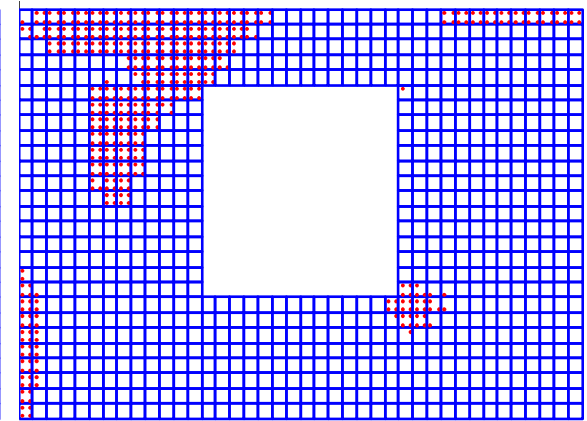
c) yük değeri:300000 N



d) yük değeri:400000 N

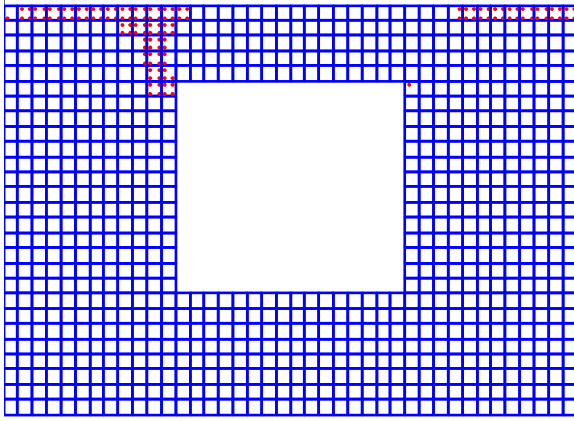


e) yük değeri:500000 N

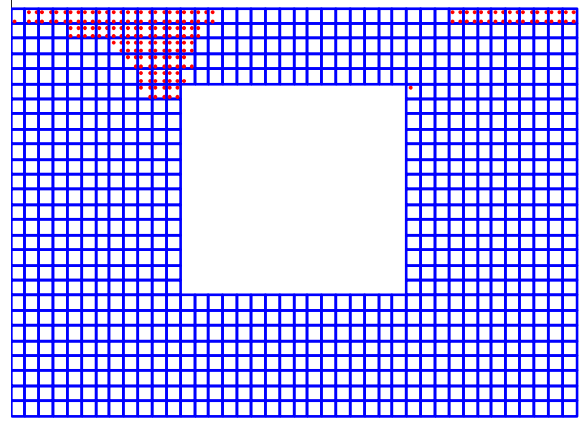


f) yük değeri:600000 N

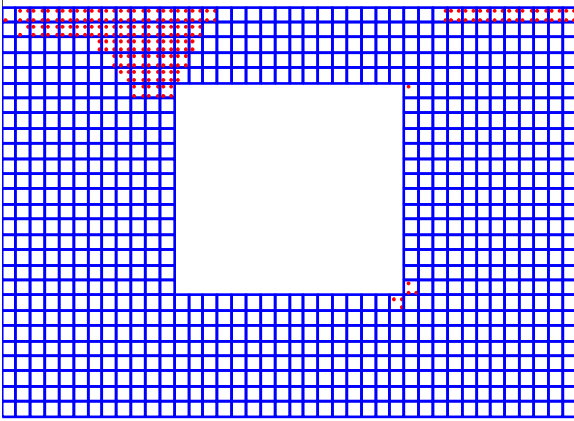
Şekil 5.21 M5_140 modeli çatlak yayılımı



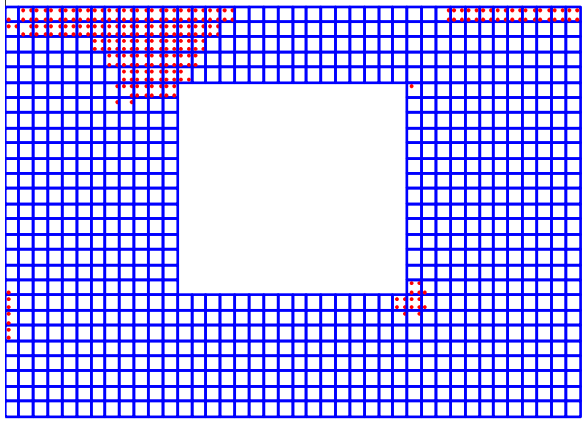
a) yük değeri:100000 N



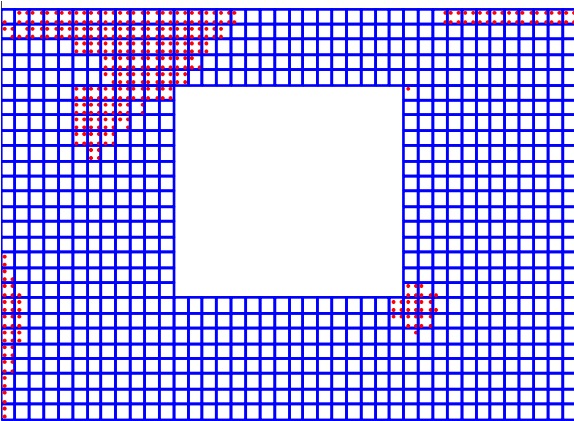
b) yük değeri:200000 N



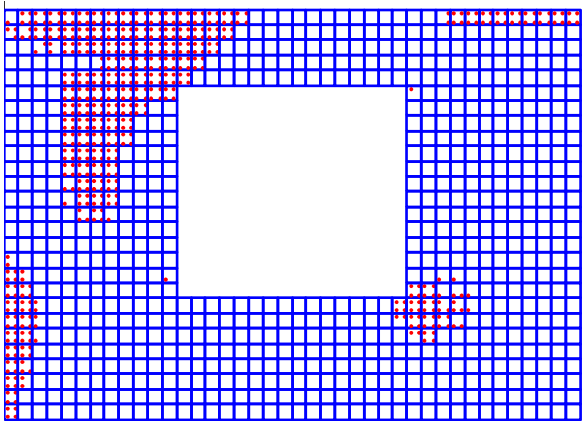
c) yük değeri:300000 N



d) yük değeri:400000 N

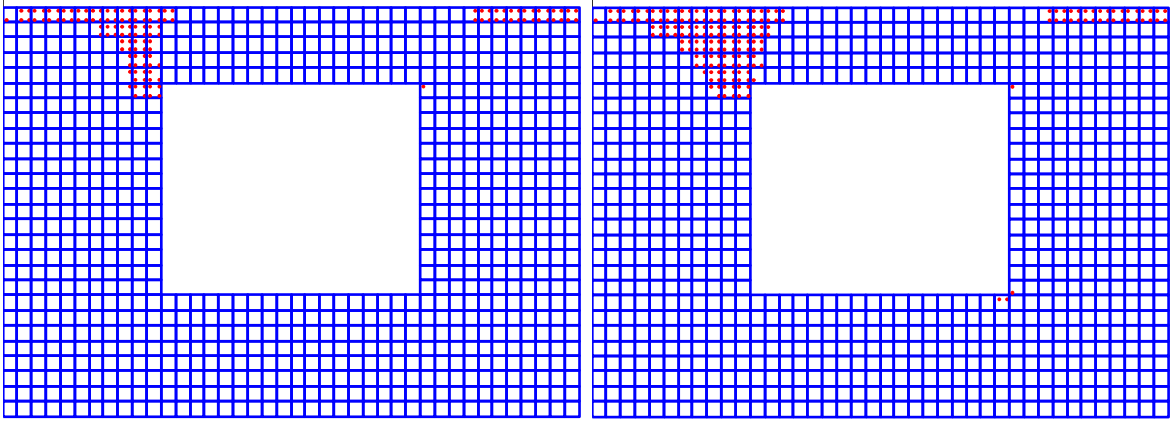


e) yük değeri:500000 N



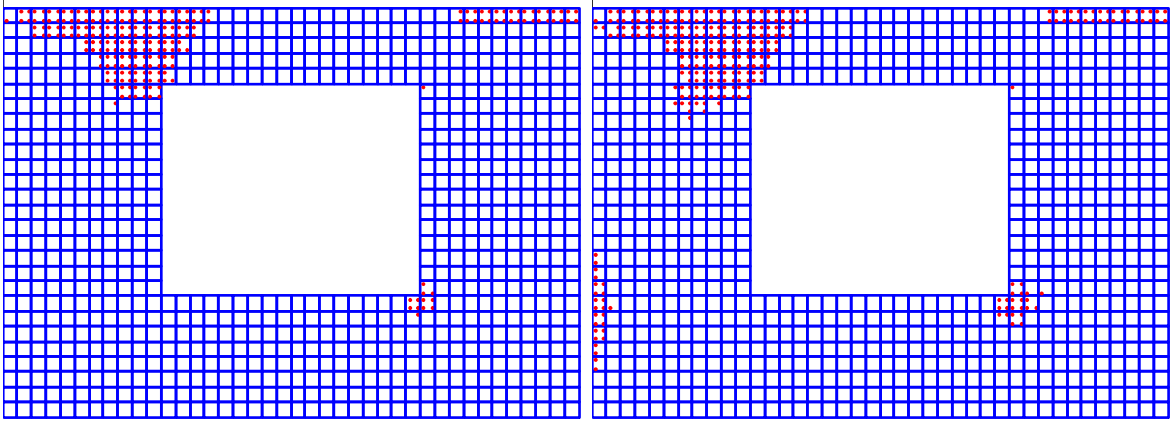
f) yük değeri:600000 N

Şekil 5.22 M5_160 modeli çatlak yayılımı



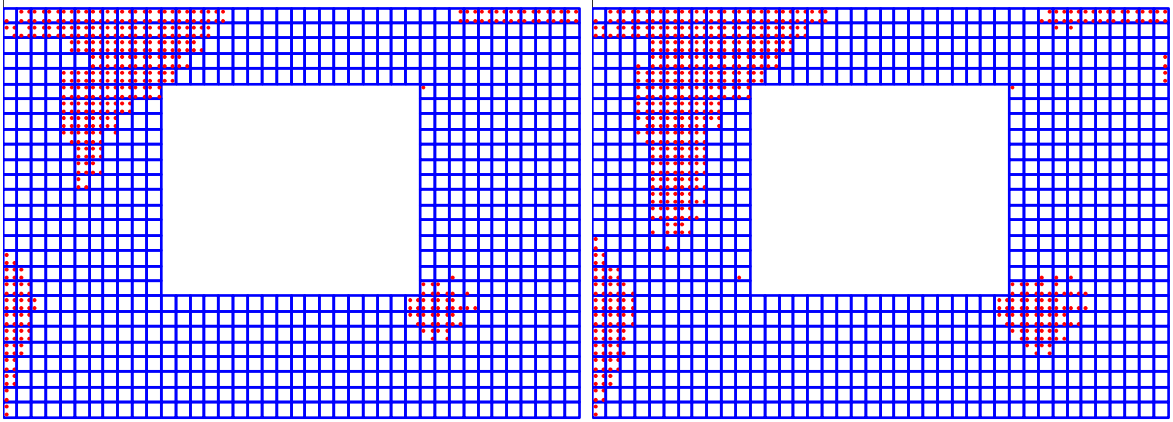
a) yük değeri:100000 N

b) yük değeri:200000 N



c) yük değeri:300000 N

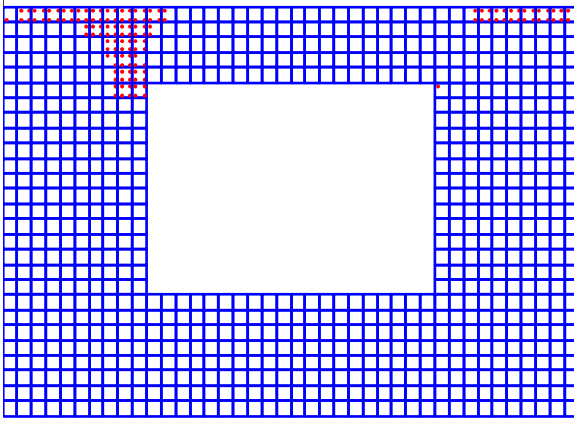
d) yük değeri:400000 N



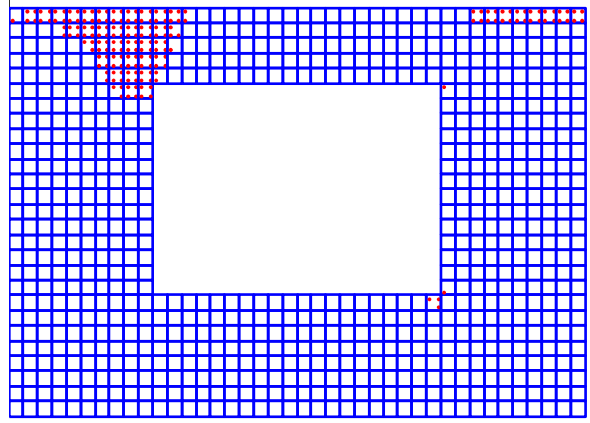
e) yük değeri:500000 N

f) yük değeri:600000 N

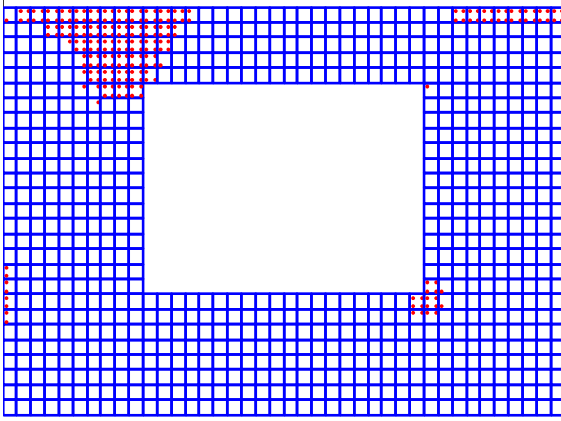
Şekil 5.23 M5_180 modeli çatlak yayılımı



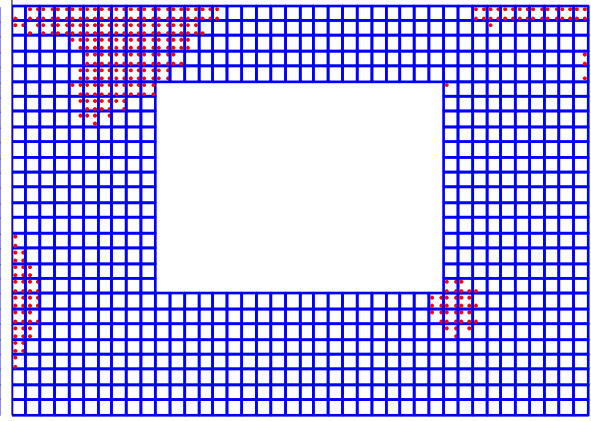
a) yük değeri:100000 N



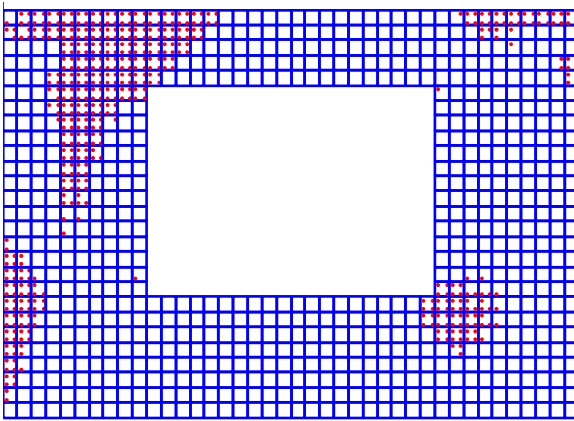
b) yük değeri:200000 N



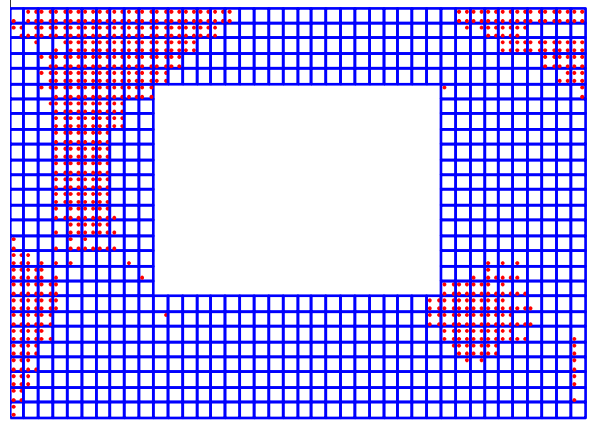
c) yük değeri:300000 N



d) yük değeri:400000 N



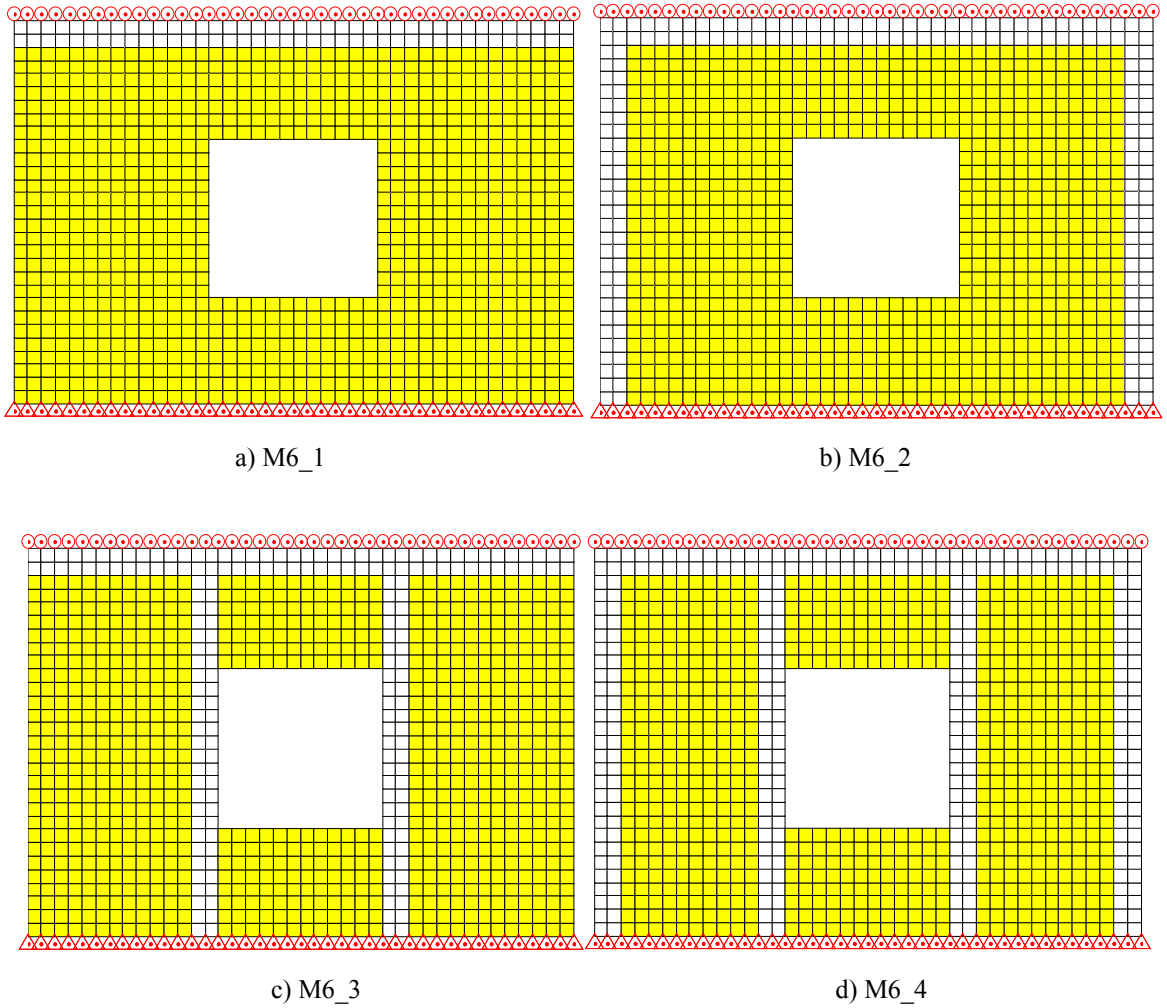
e) yük değeri:500000 N



f) yük değeri:600000 N

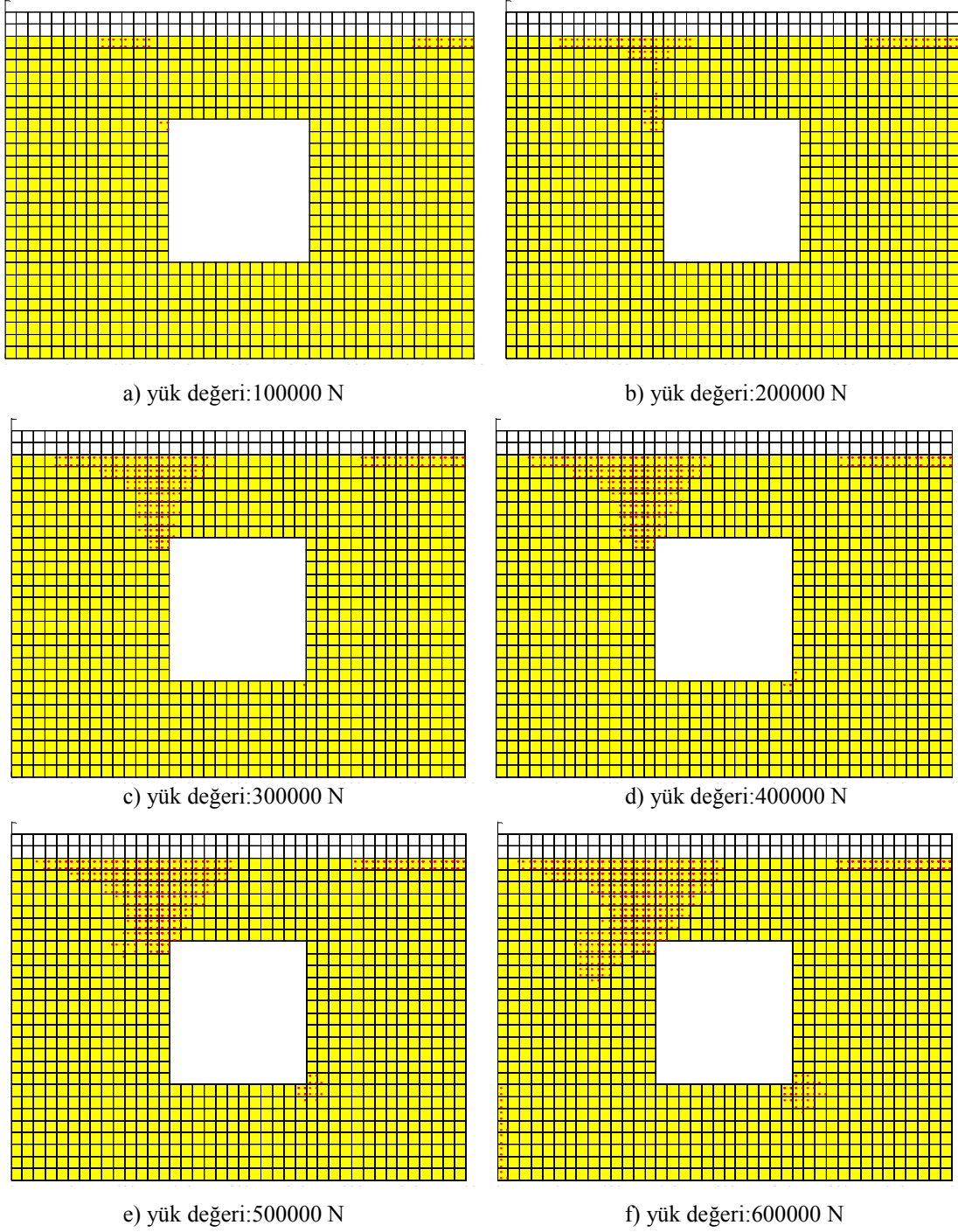
Şekil 5.24 M5_200 modeli çatlak yayılımı

Statik Artımsal Analiz için dördüncü sayısal uygulama olarak yığma duvarlarda kullanılan hatılların duvarın davranışına etkisi incelenmiştir. Bu amaçla hatıl konumlarına göre dört farklı duvar modeli hazırlanmıştır. Hazırlanan tüm modeller 400 cm uzunluğunda, 290 cm yüksekliğinde ve 19 cm kalınlığında olup içerisinde 120x120 cm boyutlarında pencere boşluğu bulunmaktadır. Modellerde kullanılan hatıllar Deprem yönetmeliğimizdeki (2007) minimum koşulları (en az 20 cm yükseklikte) sağlamaktadır. Modellerde kullanılan hatılların doğrusal elastik davrandıkları kabul edilmiştir. Tüm modellerin tabanında yer alan düğüm noktalarının x ve y yönündeki serbestlikleri ile duvarın en üstündeki düğüm noktalarının y yönündeki serbestlikleri tutulmuştur. Yükleme olarak duvarın sol üst köşesindeki 1069 nolu düğüm noktasına +x yönünde artımsal bir kuvvet uygulanmıştır. Şekil 5.25’de farklı hatıl konumları için analizde kullanılan modeller görülmektedir.

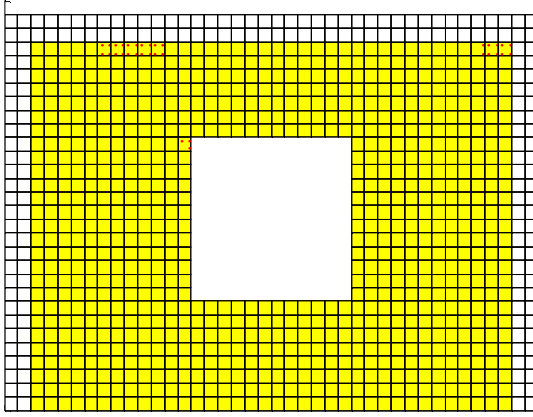


Şekil 5.25 Farklı hatıl konumları için duvar modelleri

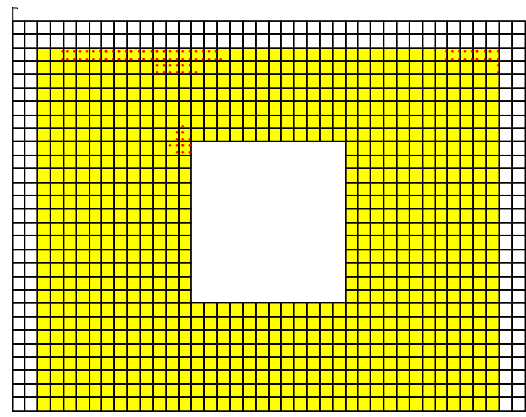
Analiz sonucunda farklı hatıl konumları için M6 modellerinde meydana gelen çatlak yayılımı Şekil 5.26 – Şekil 5.29’ da verilmiştir. Hatıllar, çatlakların yayılışını ve hasar biçimini etkilemektedir. Bu elemanlar hasar bölgelerini sınırlandırmakta ve yayılış doğrultusunu değiştirmesine sebep olabilmektedir.



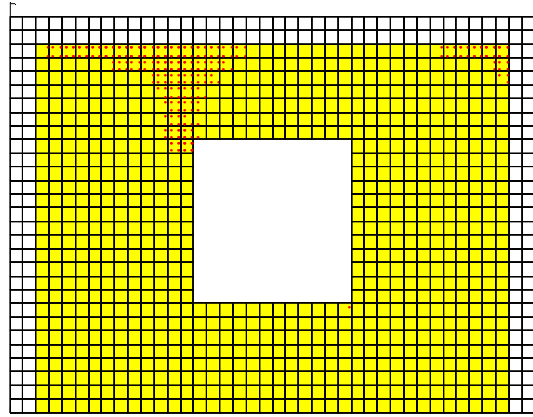
Şekil 5.26 M6_1 modeli



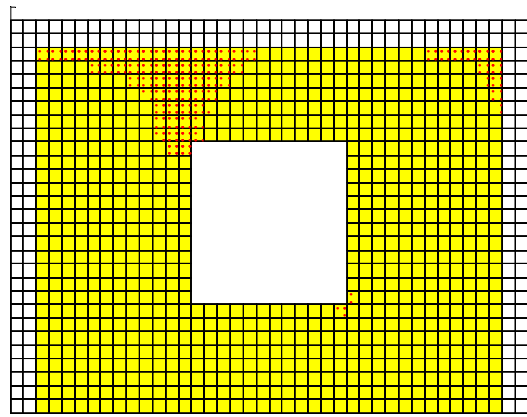
a) yük değeri:100000 N



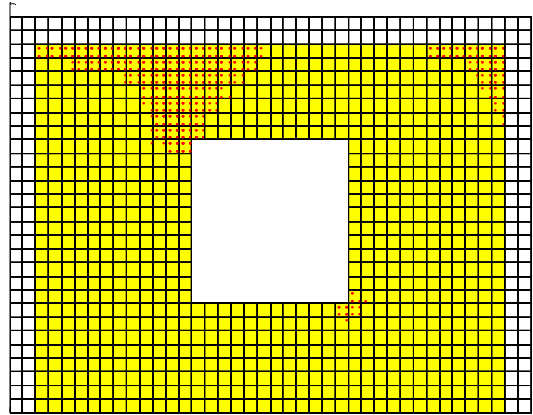
b) yük değeri:200000 N



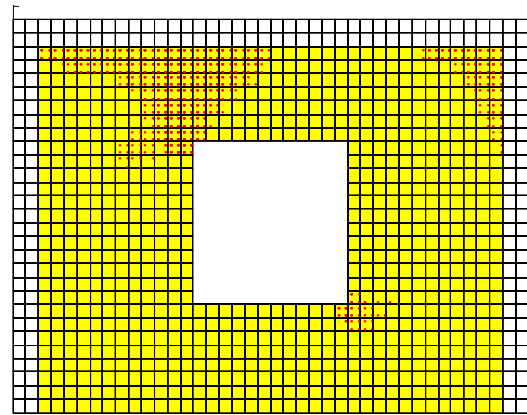
c) yük değeri:300000 N



d) yük değeri:400000 N

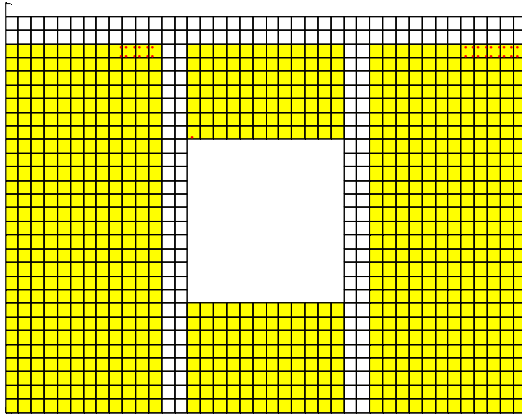


e) yük değeri:500000 N

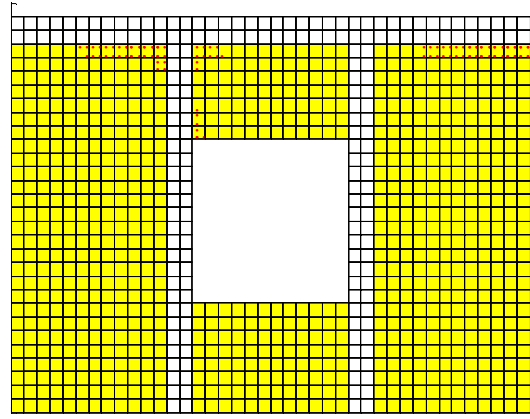


f) yük değeri:600000 N

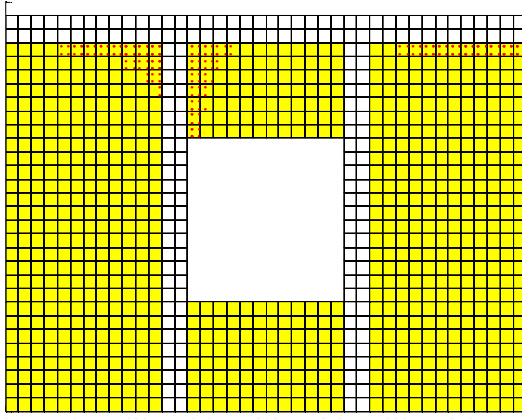
Şekil 5.27 M6_2 modeli



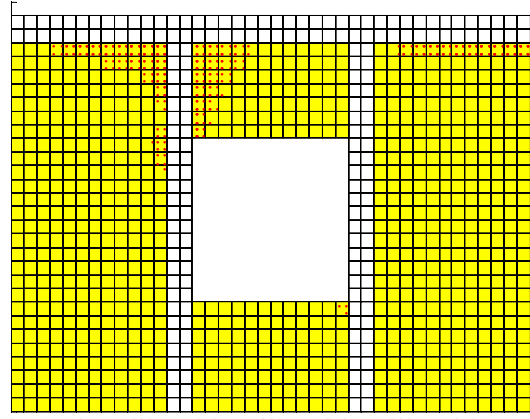
a) yük değeri:100000 N



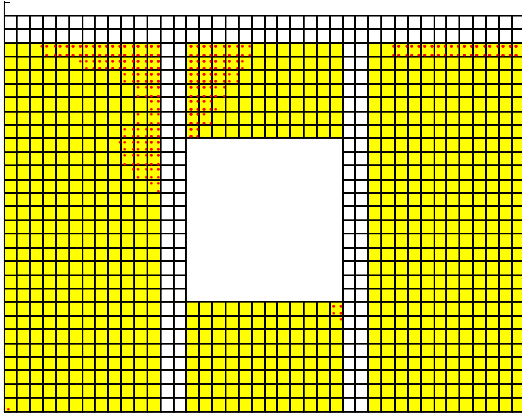
b) yük değeri:200000 N



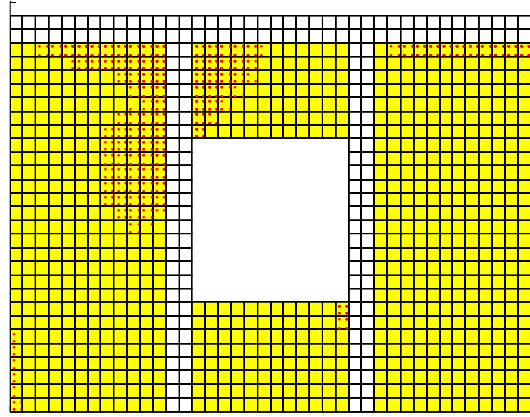
c) yük değeri:300000 N



d) yük değeri:400000 N

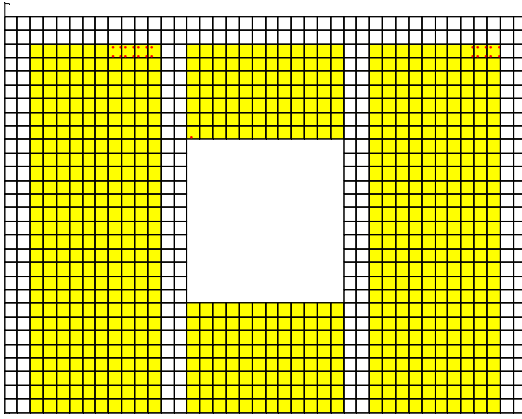


e) yük değeri:500000 N

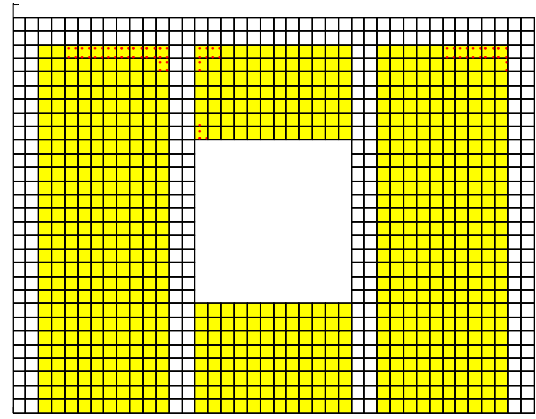


f) yük değeri:600000 N

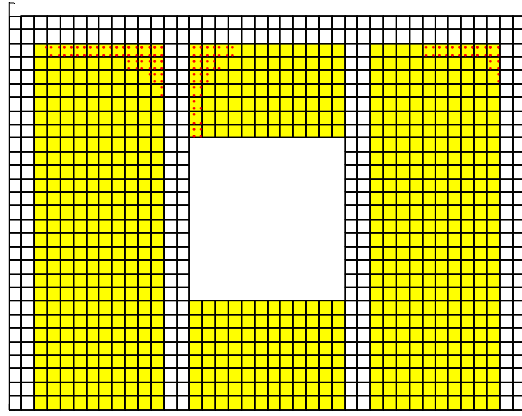
Şekil 5.28 M6_3 modeli



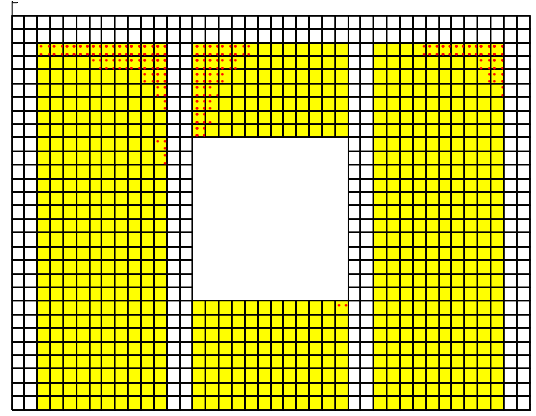
a) yük değeri:100000 N



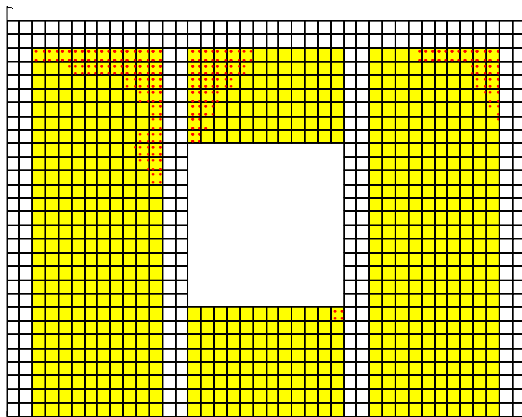
b) yük değeri:200000 N



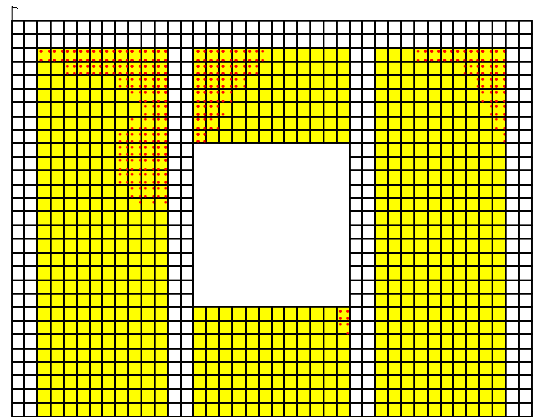
c) yük değeri:300000 N



d) yük değeri:400000 N



e) yük değeri:500000 N



f) yük değeri:600000 N

Şekil 5.29 M6_4 modeli

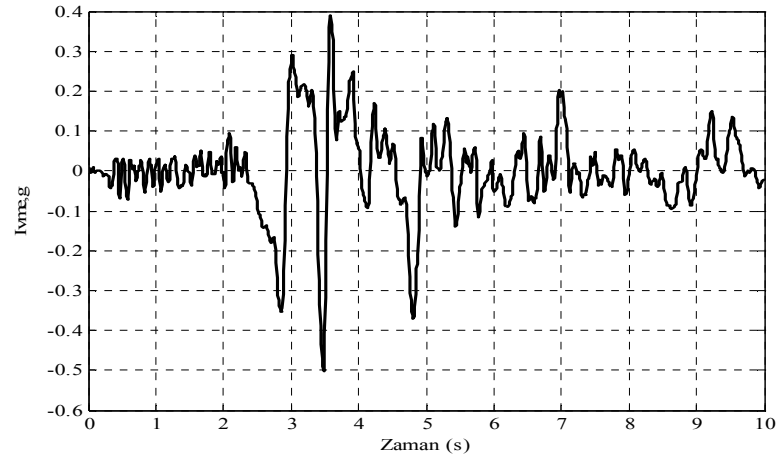
5.3. Lineer ve Lineer Olmayan Dinamik Analiz

Bu sayısal uygulamada pencere boşluğu bulunan bir yığma duvarın lineer ve lineer olmayan dinamik analizleri yapılmıştır. Modelde tuğla ve harç ayrı ayrı modellenmiştir. Duvarın modellenmesinde $30 \times 13.5 \times 19$ (cm³) boyutlarında tuğla ve 1.5 cm kalınlığında harç kullanılmıştır. Yığma duvarda kullanılacak tuğla için, elastisite modülü 19×10^5 N/cm², Poisson oranı 0.20, birim hacim kütlesi 1.8×10^{-3} kg/cm³, çekme dayanımı 220 N/cm² ve kırılma enerjisi 1.5 N/cm olarak alınmıştır. Harç malzemesi için ise elastisite modülü 16×10^5 N/cm², Poisson oranı 0.20, birim hacim kütlesi 1.6×10^{-3} kg/cm³, çekme dayanımı 180 N/cm² ve kırılma enerjisi de 1 N/cm olarak seçilmiştir. Modelin tabanında yer alan tüm düğüm noktalarının x ve y yönündeki serbestlikleri ile duvarın en üstündeki tüm düğüm noktalarının y yönündeki serbestlikleri tutulmuştur.

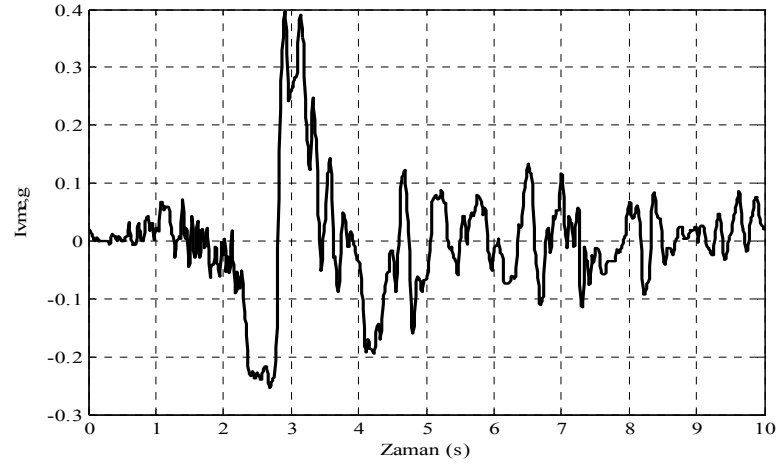
Dinamik analizlerde sistemin kendi ağırlığı etkisindeki statik çözümler başlangıç şartları olarak hesaba katılmıştır. Hesaplarda rijitlik orantılı sönüm matrisi kullanılmıştır. Sönüm katsayısı duvarın temel modunda %5' lik sönüm oranı dikkate alınarak hesaplanmıştır. Bu dinamik analiz için 13 Mart 1992 de Erzincan'da meydana gelen ve aletsel büyüklüğü 6.8 olan depremin ivme kayıtları kullanılmıştır. Deprem ivme kayıtlarının zaman adımı 0.01 s dir. İntegrasyon zaman adımı ise 0.001 s gibi oldukça küçük bir değer seçilmiştir. HHT- α metodunda kullanılan sayısal sönümleme parametresi α ise -0.1 olarak alınmıştır

Erzincan depreminin doğu-batı doğrultusundaki en büyük ivmesi 0.50g, kuzey-güney doğrultusundaki en büyük ivmesi 0.40g ve düşey doğrultudaki en büyük ivmesi ise 0.25g dir. Şekil 5.30' da sırasıyla bu depremin doğu-batı, kuzey-güney ve düşey ivme grafikleri verilmiştir.

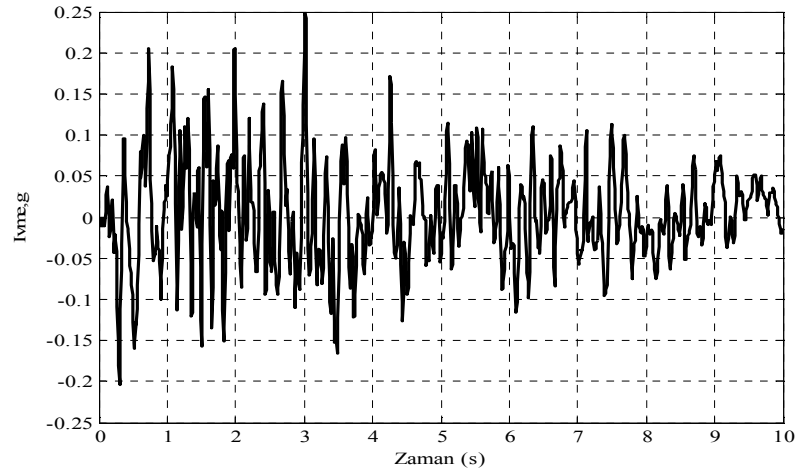
Ayrıca farklı deprem etkilerinin kullanılan model üzerinde etkisini incelemek amacıyla 1 Mayıs 2003'de Bingöl de meydana gelen ve aletsel büyüklüğü 6.1 olan depremin ivme kayıtları da kullanılmıştır. Bu depremin doğu-batı bileşeninin maksimum genliği 0.55g, kuzey-güney bileşeninin maksimum genliği 0.28g, düşey bileşeninin maksimum genliği ise 0.48g dir. Bingöl depreminin ivme kayıtları Şekil 5.31' de verilmiştir.



a) Doğu-batı bileşeni

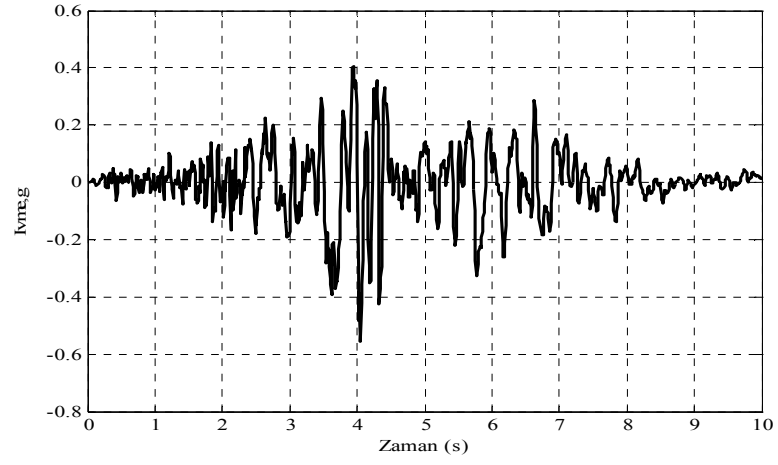


b) Kuzey-güney bileşeni

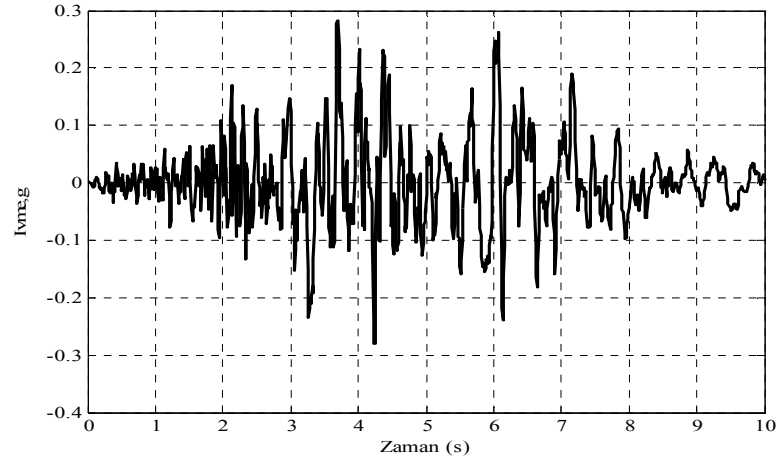


c) Düşey bileşeni

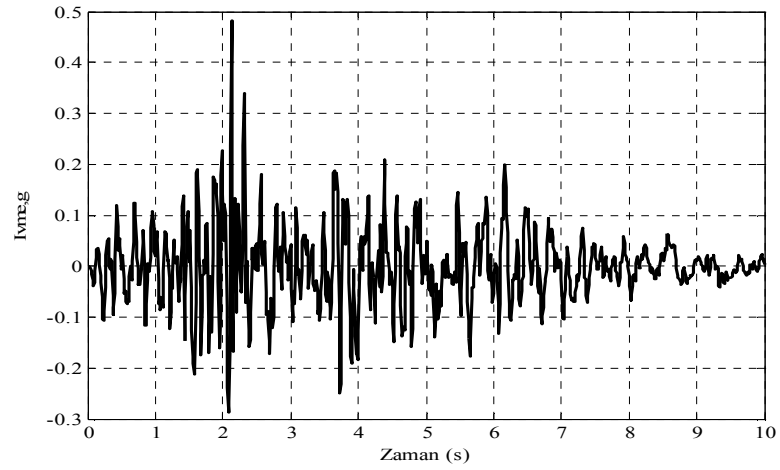
Şekil 5.30 Erzincan depremi ivme kayıtları



a) Doğu-batı bileşeni



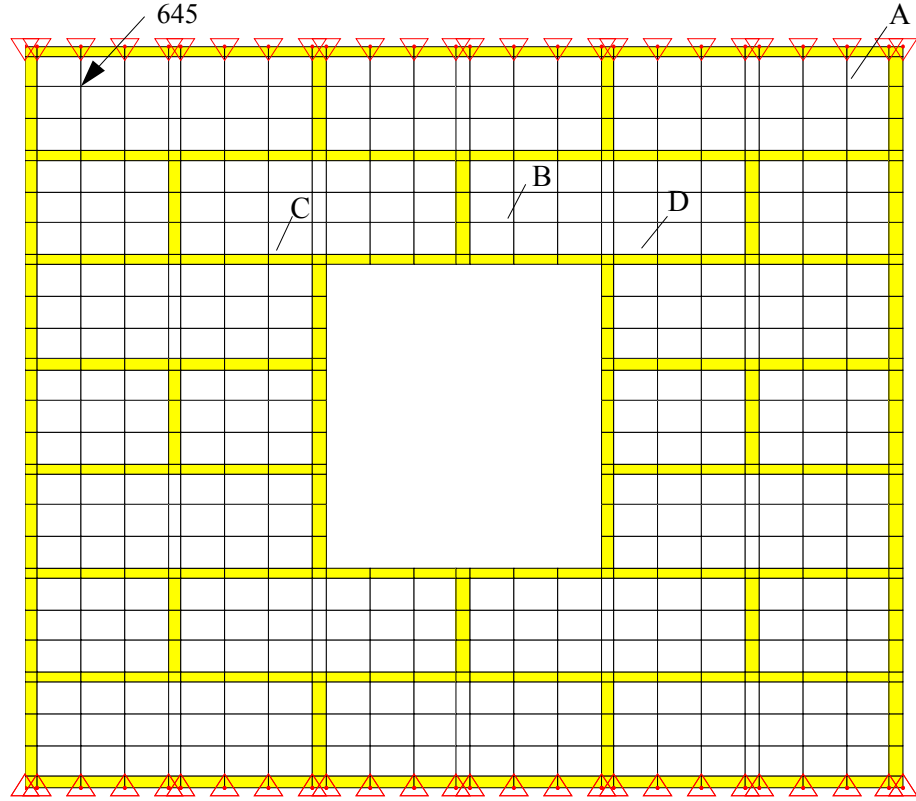
b) Kuzey-güney bileşeni



c) Düşey bileşeni

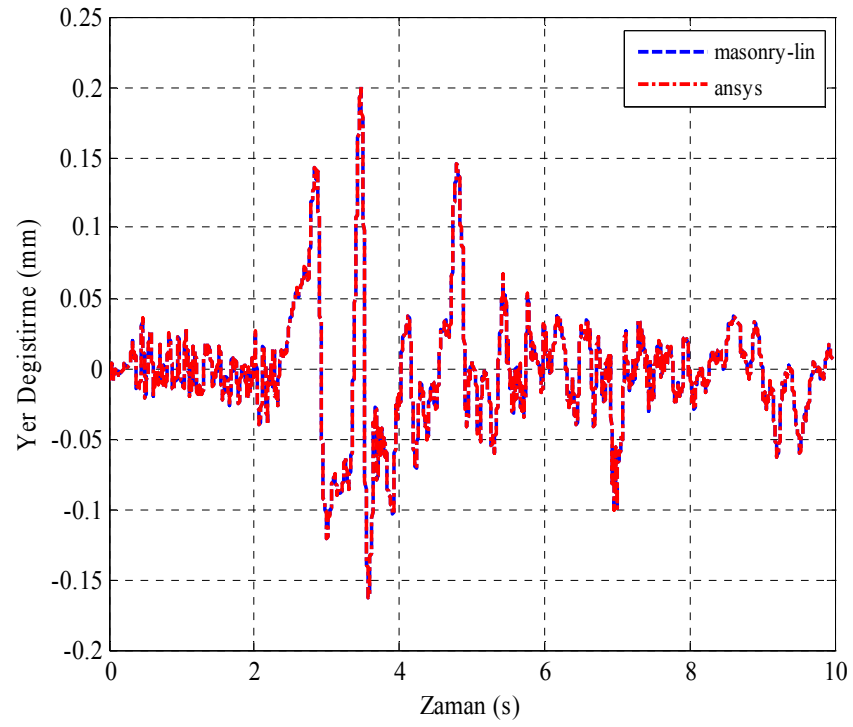
Şekil 5.31 Bingöl depremi ivme kayıtları

Sayısal uygulama amacıyla seçilen duvarda 720 adet düğüm noktası ve 648 adet dörtgen eleman kullanılmıştır. Dinamik analiz için Erzincan depreminin doğu-batı ivme bileşeni modelin x doğrultusuna düşey ivme bileşeni ise modelin y doğrultusuna etki ettirilmiştir. Şekil 5.32’de analizde kullanılan duvarın sonlu eleman ağı verilmiştir. Tepki büyüklüklerinin zamanla değişim grafiklerini çizmek üzere sonlu eleman ağının üzerinde gerilme ve yer değiştirme grafiklerinin çizildiği 645 nolu düğüm noktası ile gerilmelerin elde edildiği A,B,C ve D nolu integrasyon noktaları işaretlenmiştir.

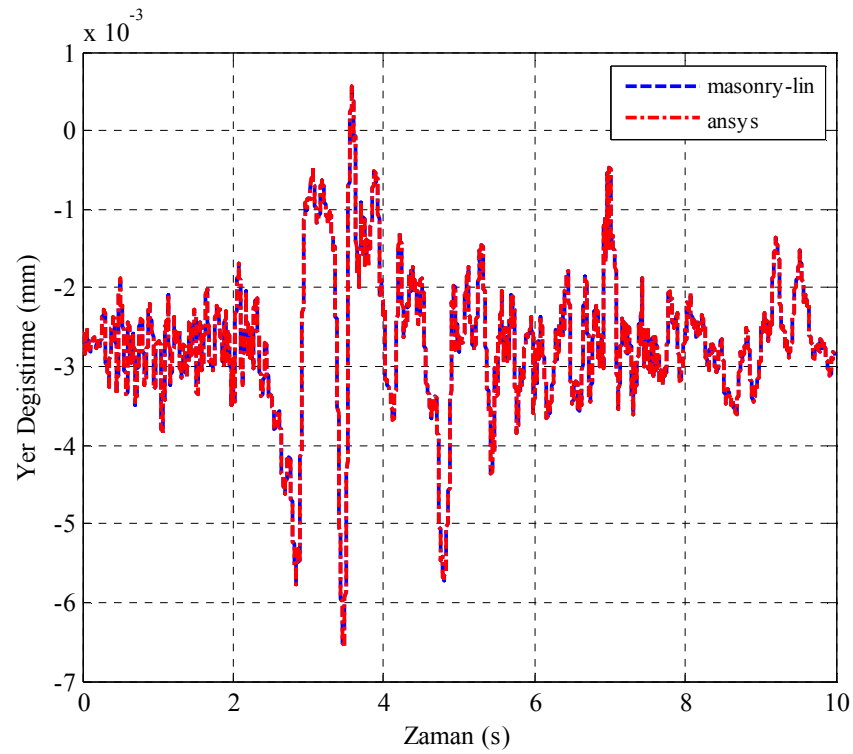


Şekil 5.32 Dinamik analizlerde kullanılan duvar sonlu eleman modeli (M7 modeli)

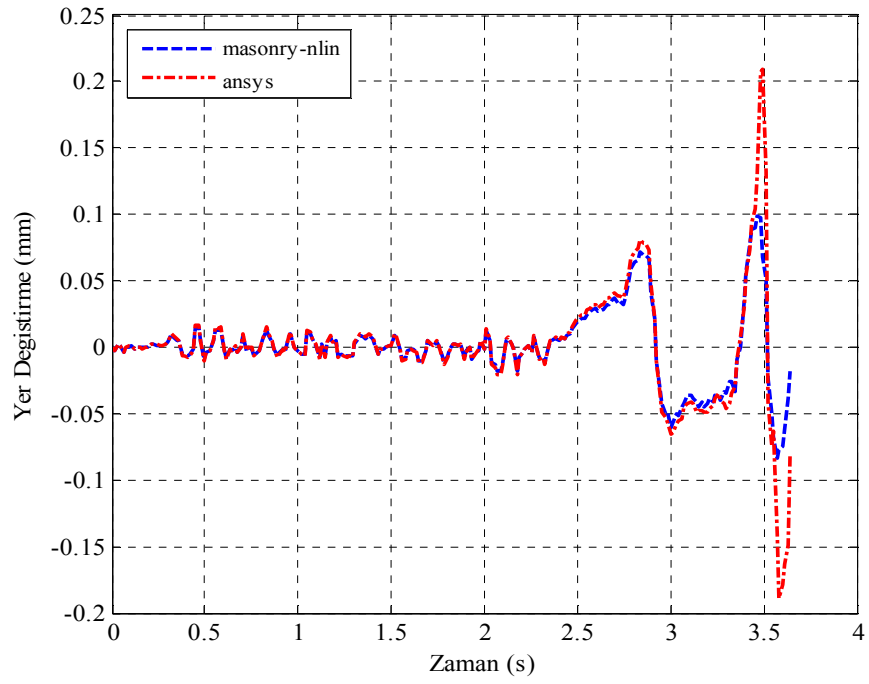
M7 modeli kullanılarak lineer dinamik analizden elde edilen 645 nolu düğüm noktasının yatay ve düşey yer değiştirme zaman grafikleri Şekil 5.33 ve 5.34’ de sunulmuştur. Şekillerden de görüleceği gibi yazılan masonry-lin programı ve Ansys paket programı çözümleri birbirine oldukça yakın sonuçlar vermektedir. Lineer olmayan dinamik çözümleri karşılaştırmak amacıyla; aynı model kullanılarak, Erzincan depreminin söz konusu ivme kayıtları 0.4 katsayısı ile ölçeklendirilerek lineer olmayan dinamik çözümler elde edilmiştir. Çözümlere ait 645 nolu düğüm noktasının yatay ve düşey yer değiştirme zaman grafikleri Şekil 5.35 ve Şekil 5.36’da verilmiştir.



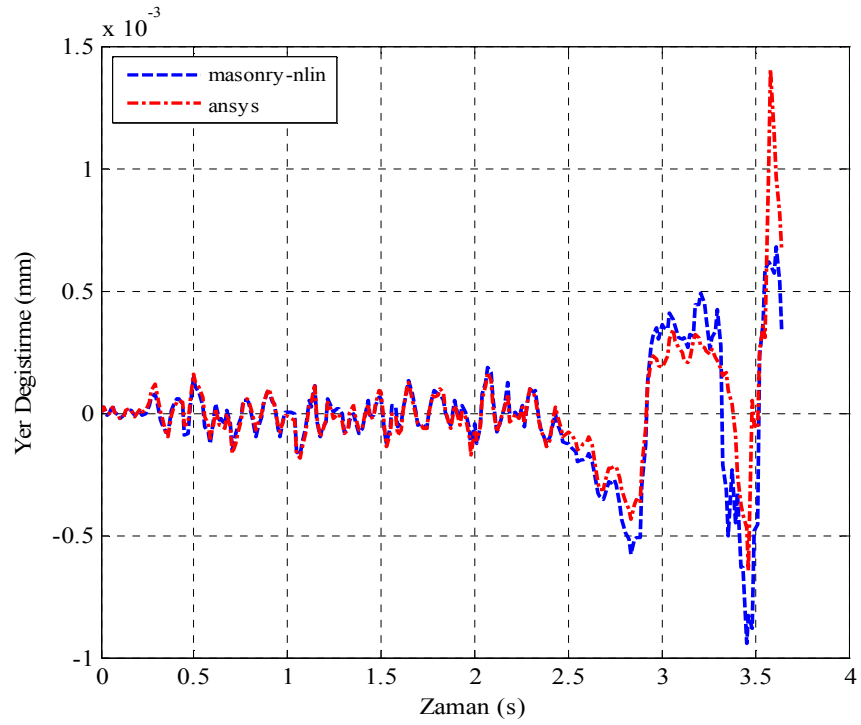
Şekil 5.33 645 nolu düğüm noktasının lineer yatay yer değıştirmesinin zamanla değışimi



Şekil 5.34 645 nolu düğüm noktasının lineer düşey yer değıştirmesinin zamanla değışimi

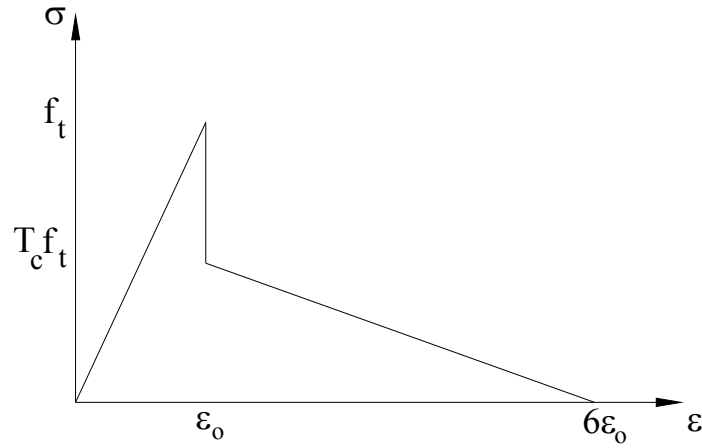


Şekil 5.35 645 nolu düğüm noktasının lineer olmayan yatay yer değıştirmesinin zamanla değışimi



Şekil 5.36 645 nolu düğüm noktasının lineer olmayan düşey yer değıştirmesinin zamanla değışimi

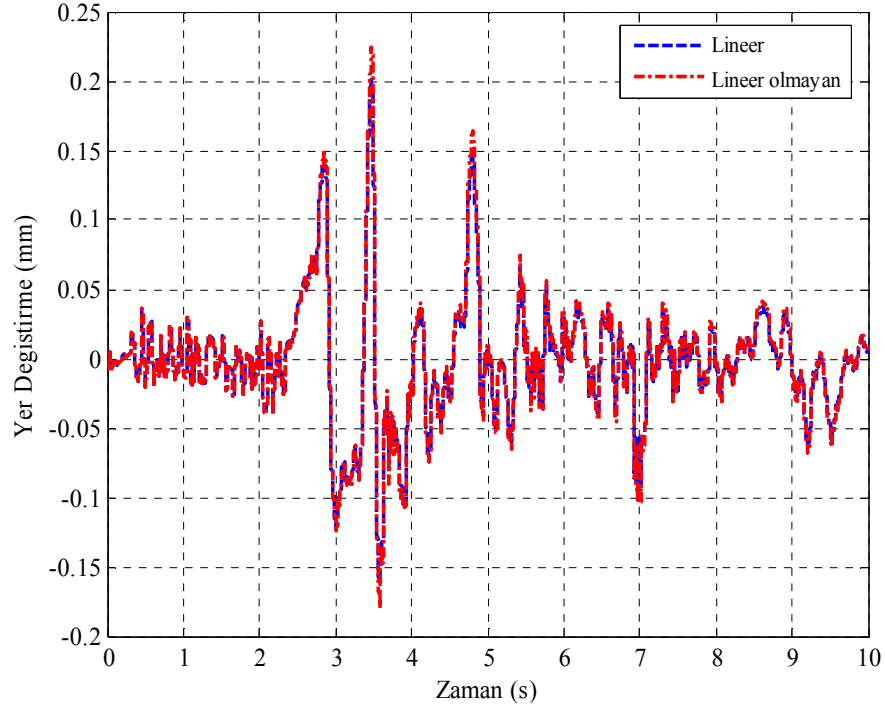
Çözümler incelendiğinde (Şekil 5.35-5.36) yer değiştirme değerlerinin ilk kırılmanın meydana geldiği $t=2.82$ s anına kadar yazılan masonry-nlin programı ve Ansys paket programı çözümlerinin birbirine yakın devam ettiği ve bu zamandan sonra ise modeldeki kırılmanın artmasıyla grafiklerin birbirinden ayrıldığı görülür. Bunun sebebi ise, Ansys paket programı ile yazılan programın çözüm kabullerinin farklı olmasıdır. Ansys programı çözümleri sabit çatlak doğrultulu (fixed crack model) üç boyutlu eleman kullanılarak elde edilmiştir. Kullanılan elemanın tek eksenli gerilme-şekil değiştirme eğrisi (Şekil 5.37) yumuşama bölgesinde iki doğrulu olup, malzemedeki şekil değiştirme lineer haldeki maksimum şekil değiştirmenin 6 katını aştığında tamamen göçmenin olduğu kabul edilmektedir. Malzemenin kırılma sürecindeki iteratif çözüm işleminde sistemde birden fazla çatlak oluşumuna izin verilmektedir. Yazılan programda ise; çözümler dönel çatlak modeline (rotating crack model) dayanan iki boyutlu eleman kullanılarak elde edilmiştir. Söz konusu elemanın tek eksenli gerilme-şekil değiştirme eğrisi yumuşama bölgesinde eksponansiyel olarak seçilmiştir. Malzemenin kırılma sürecindeki iteratif çözüm işleminde sistemdeki çatlak ilerleyişi her bir iterasyonda yeni bir çatlak olabilecek şekilde sınırlandırılmıştır.



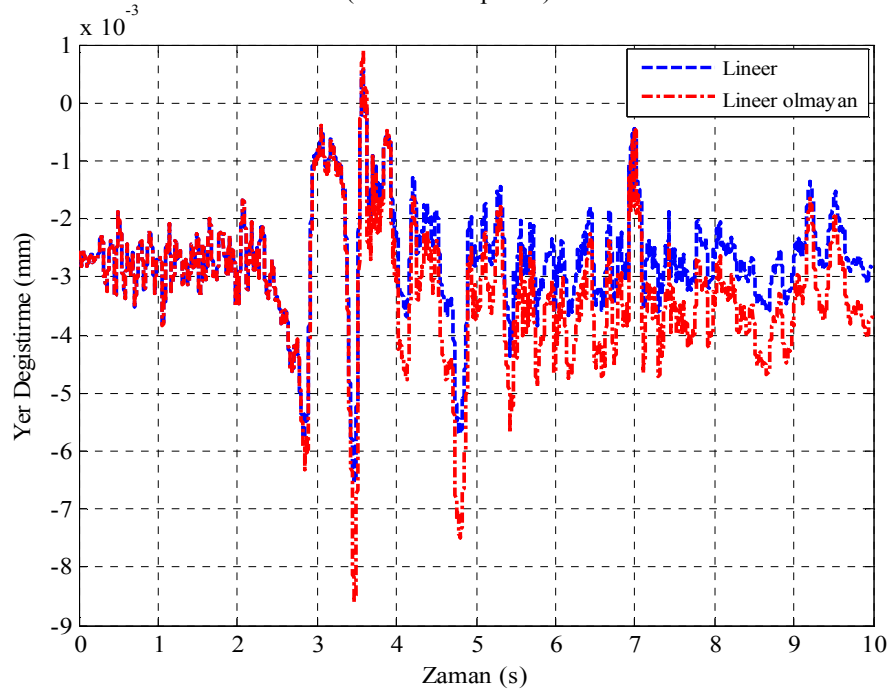
Şekil 5.37 Tek eksenli gerilme şekil değiştirme eğrisi

Masonry-nlin programı kullanılarak M7 modeli için 645 nolu düğüm noktasında elde edilen lineer ve lineer olmayan yatay ve düşey yer değiştirme çözümleri ise Şekil 5.38 ve Şekil 5.39’ da sunulmuştur. Lineer ve lineer olmayan çözümler incelendiğinde yer değiştirme değerlerinin ilk çatlağın meydana geldiği $t=2.56$ s kadar aynı değerlere sahip olduğu bu zamandan sonra ise modelde meydana gelen çatlakların artmasıyla grafiklerin birbirinden ayrıldığı görülebilir. Lineer ve lineer olmayan analizlerden elde edilen yatay ve düşey yer değiştirme değerlerinin mutlak

maksimumları karşılaştırıldığında lineer olmayan çözümlerin daha büyük olduğu ve aralarındaki farkın sırasıyla %12 ve %28 civarında olduğu belirlenmiştir.

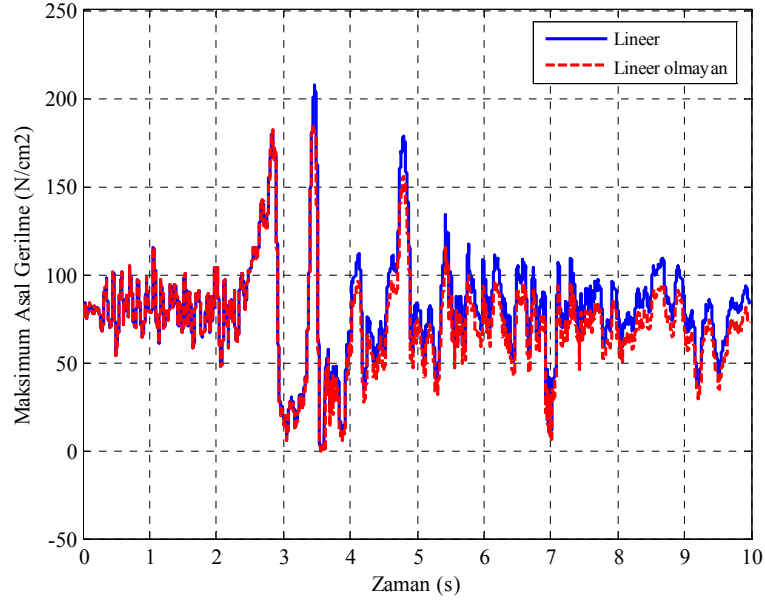


Şekil 5.38 645 nolu düğüm noktasının lineer ve lineer olmayan yatay yer değiştirmesinin zamanla değişimi (Erzincan değişimi)

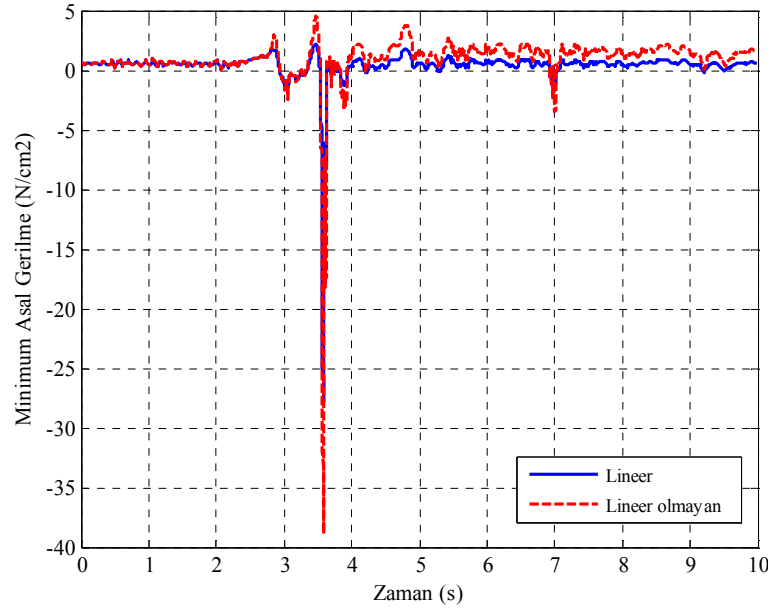


Şekil 5.39 645 nolu düğüm noktasının lineer ve lineer olmayan düşey yer değiştirmesinin zamanla değişimi (Erzincan değişimi)

A,B,C ve D nolu integrasyon noktalarında elde edilen maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişim grafikleri ise Şekil 5.40 - 5.43' de verilmiştir. Gerilmelerin zamanla değişim grafikleri benzerlik arz etmekle birlikte, genliklerde artış veya düşüşler oluşmaktadır. Lineer olmayan çözümler incelendiğinde maksimum asal gerilmelerin pik değerlerinin malzemenin çekme dayanımının altında olduğu görülür.

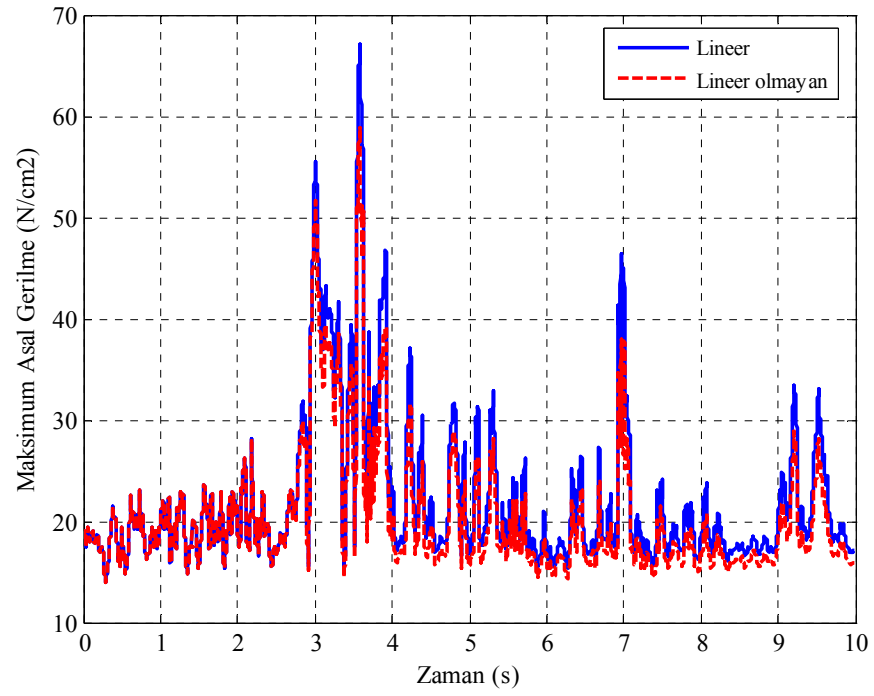


a) Maksimum asal gerilme

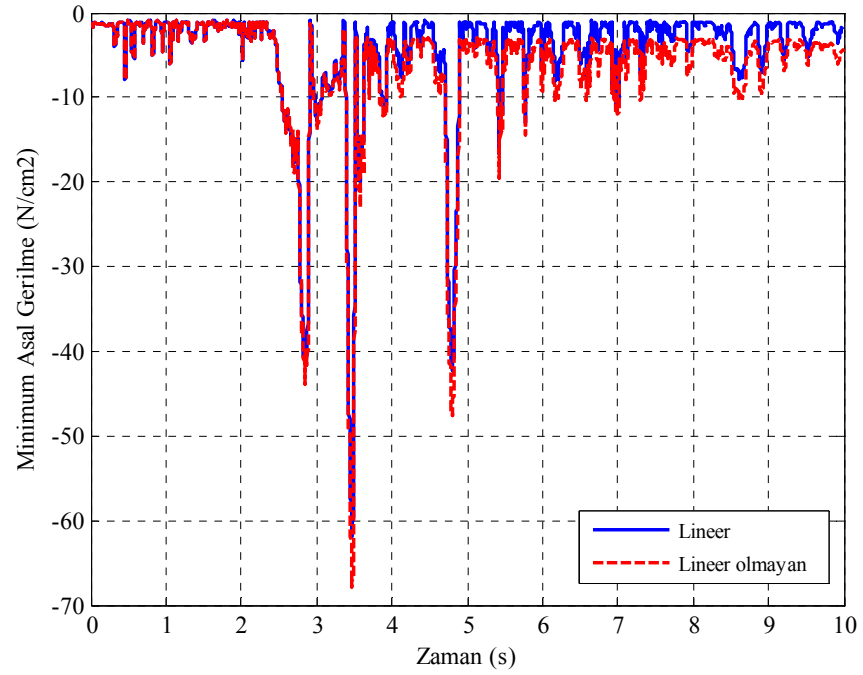


b) Minimum asal gerilme

Şekil 5.40 A nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri (Erzincan depremi)

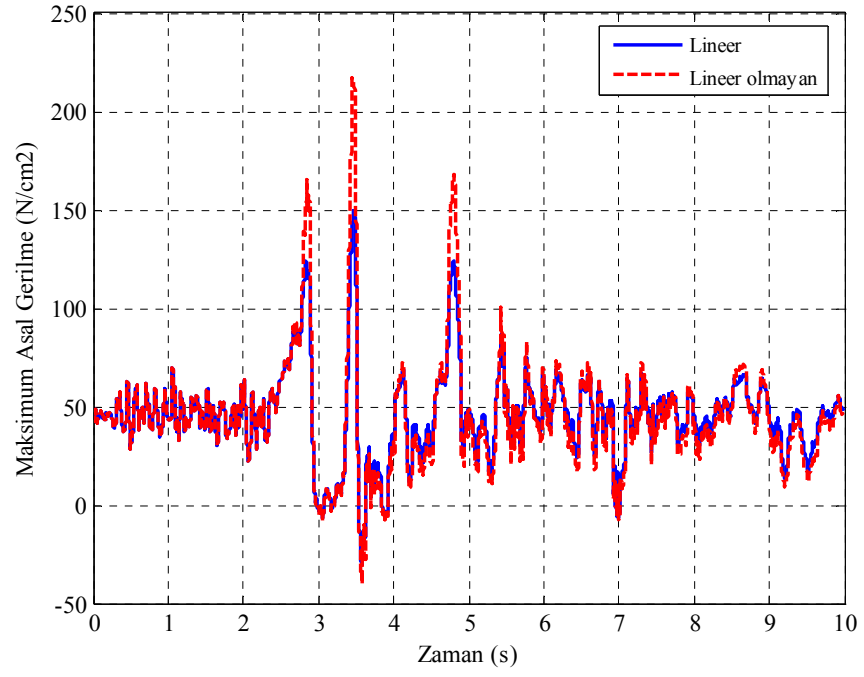


a) Maksimum asal gerilme

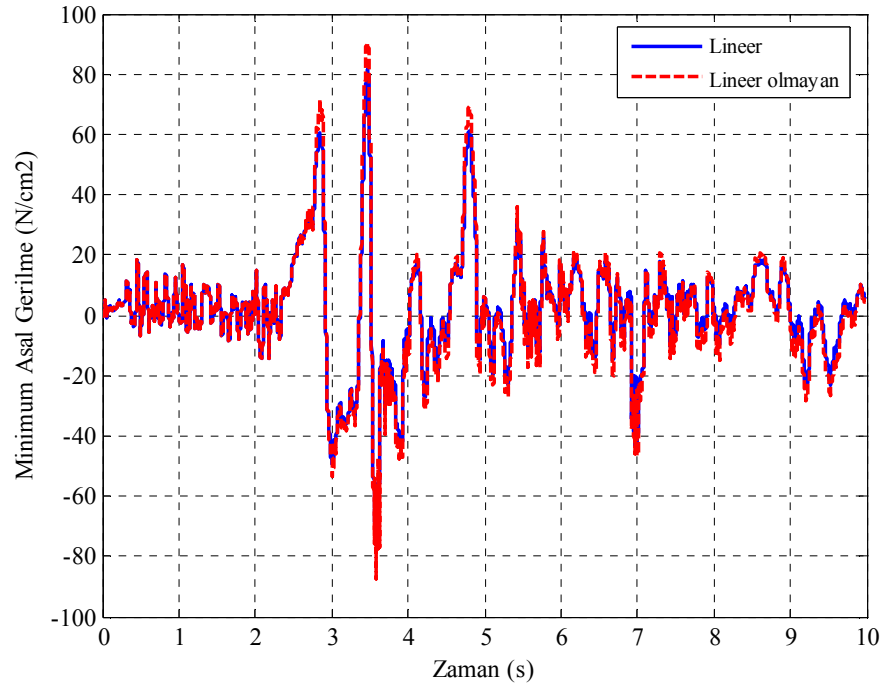


b) Minimum asal gerilme

Şekil 5.41 B nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri (Erzincan depremi)

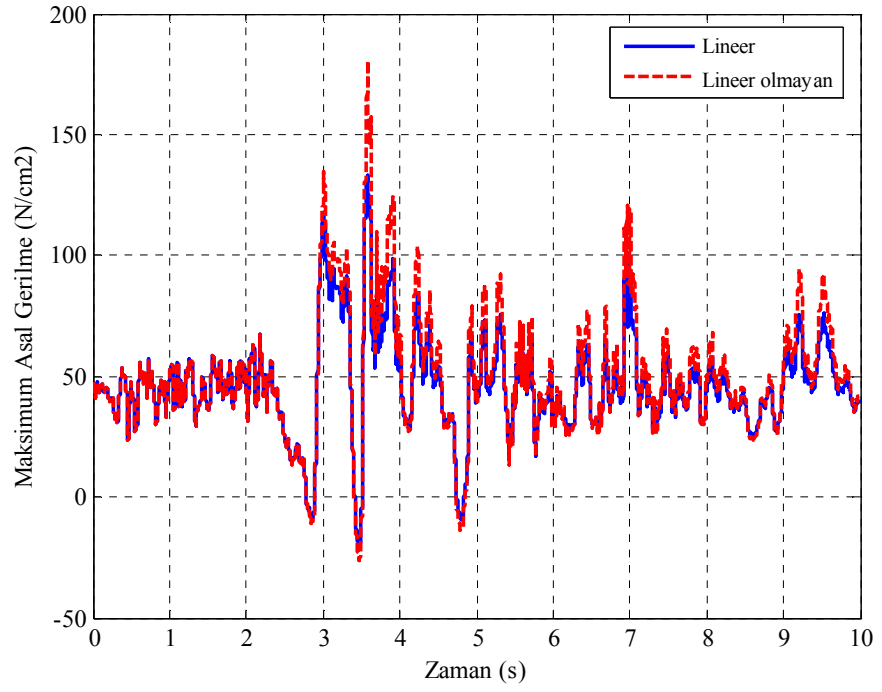


a) Maksimum asal gerilme

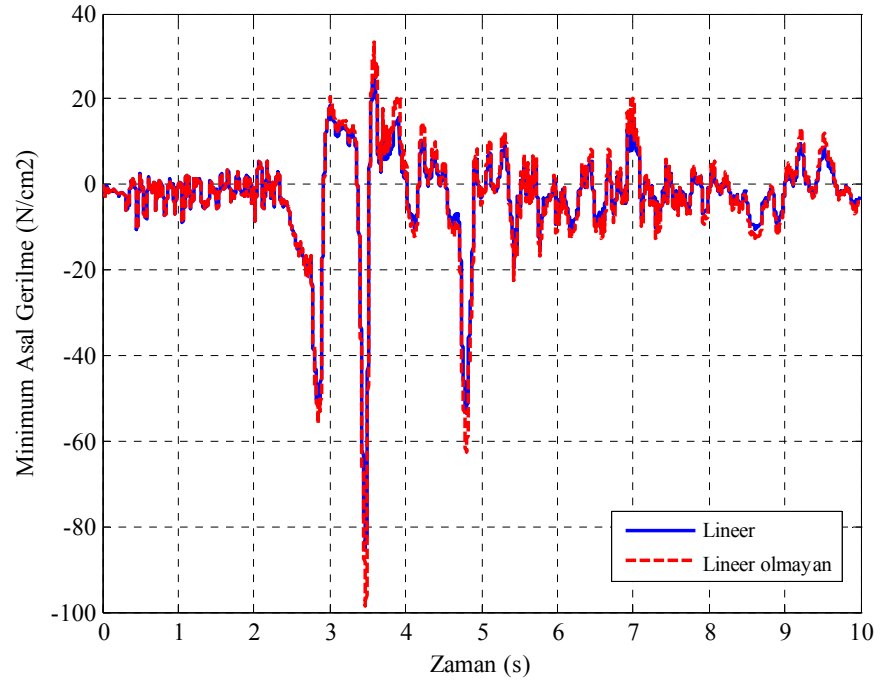


b) Minimum asal gerilme

Şekil 5.42 C nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri (Erzincan depremi)



a) Maksimum asal gerilme



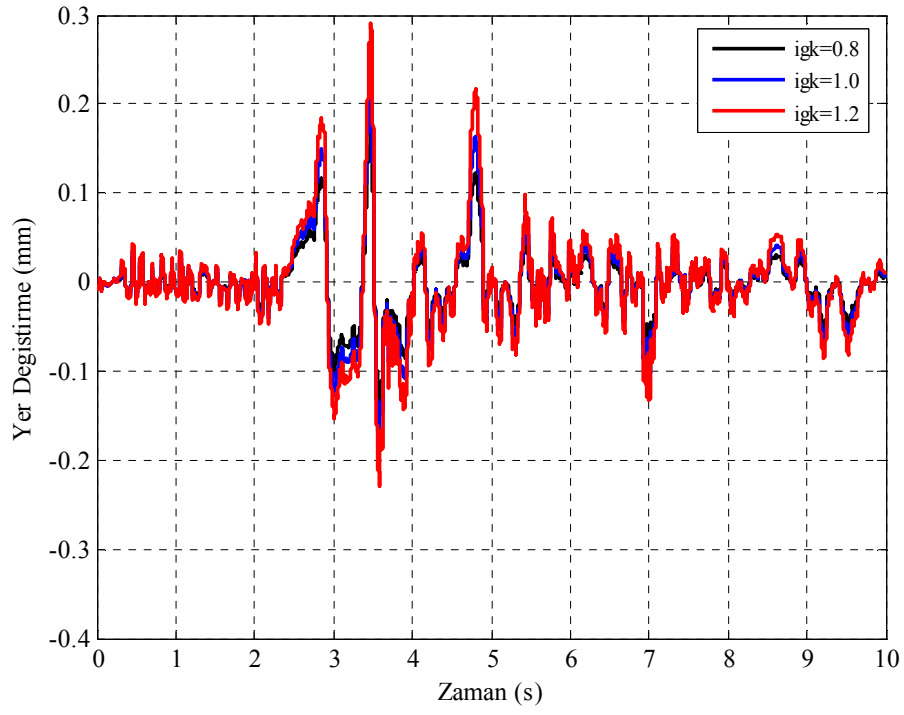
b) Minimum asal gerilme

Şekil 5.43 D nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri (Erzincan depremi)

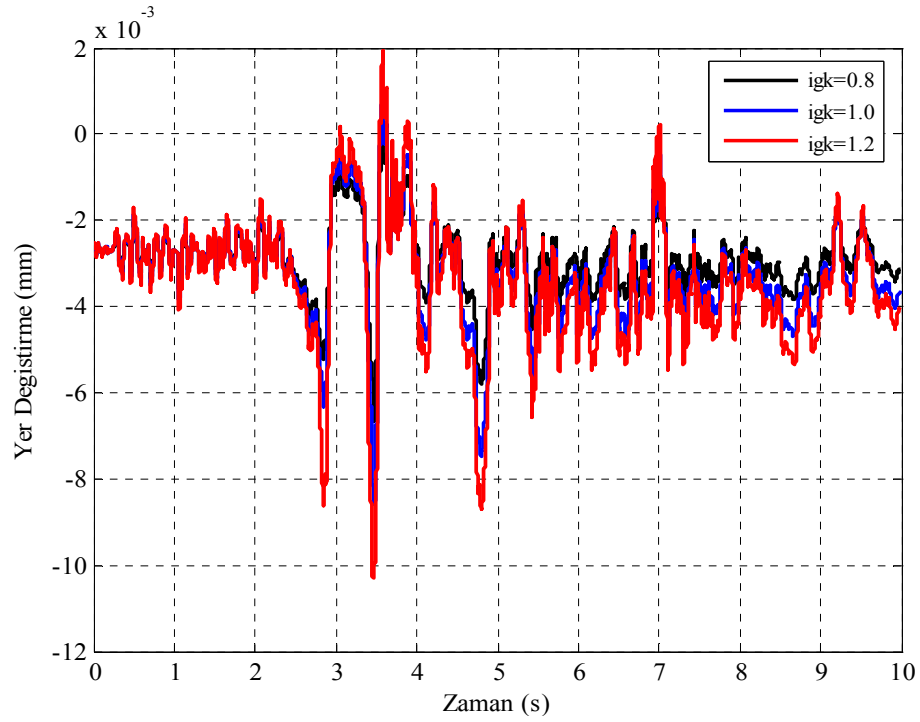
Lineer olmayan çözümler Erzincan depreminin ivme genlikleri (igk) değiştirilerek tekrarlanmıştır. Bu amaçla ivme genlik katsayısı olarak 0.8 ve 1.2 değerleri kullanılarak ilave analizler yapılmış ve 645 nolu düğüm noktasının yer değiştirme-zaman grafikleri Şekil 5.44 ve Şekil 5.45’ de sunulmuştur. İvme genlik katsayılarının elde edilen çözümleri frekans açısından etkilemediği ancak genlikleri igk’ nın büyümesiyle artırdığı görülmektedir. En büyük ve en küçük genlik katsayıları için elde edilen yatay ve düşey yer değiştirme değerlerinin mutlak maksimumları karşılaştırıldığında sırasıyla %68 ve %101’ lik bir fark olduğu belirlenmiştir.

Model üzerinde gösterilen integrasyon noktalarında (A,B,C ve D) elde edilen maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri farklı ivme genlik katsayıları için Şekil 5.46–5.49’ da verilmiştir. Çözümler frekans açısından birbirlerine benzerlik gösterirken genlik yönünden farklılık göstermektedir. İvme genlik katsayısı 1 için A integrasyon noktasındaki pik maksimum asal gerilmenin, igk=0.8 ve 1.2 için elde edilen maksimum asal gerilmelerden sırasıyla %13 daha büyük ve %1.2 daha küçük; pik minimum asal gerilmeden ise, igk=1 sonuçları igk=0.8 ve 1.2 için elde edilen minimum asal gerilmelerden sırasıyla %70 daha küçük ve %87 daha büyük olduğu görülmüştür.

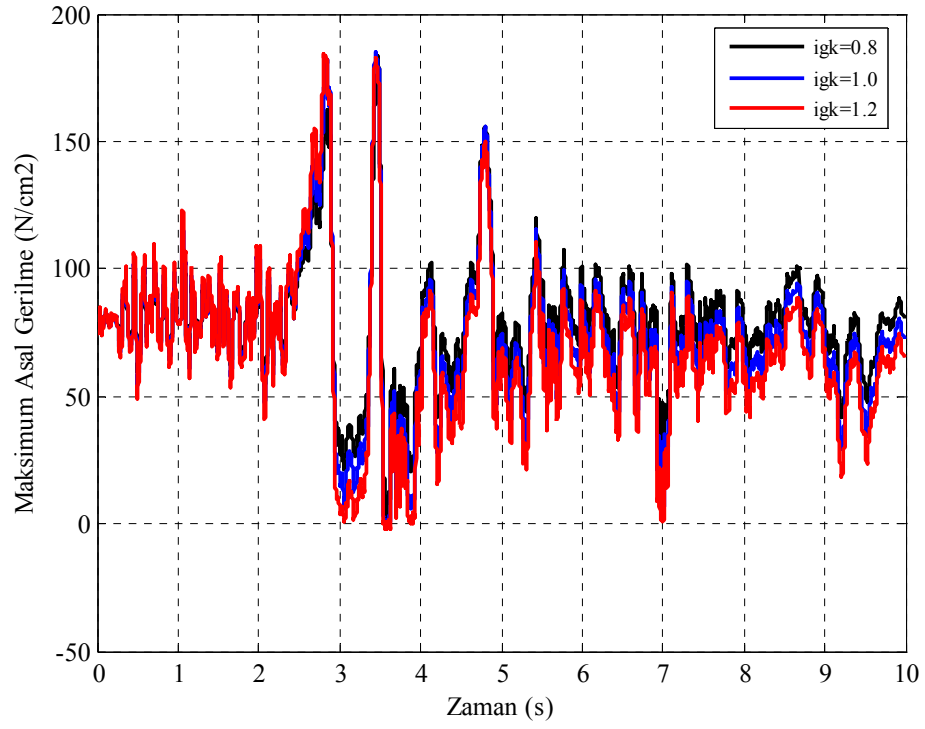
Lineer olmayan dinamik analiz sonucunda M7 modelinde meydana gelen ilk çatlak $t=2.56$ s de duvardaki pencere boşluğunun sol üst köşesinde ortaya çıkmaktadır. Analizin ilerleyen zaman dilimlerinde çatlamış eleman sayısı artmakta ve çatlak yayılmaktadır. Kırılmış elemanlar analizin değişik zamanlarında kapanma ve yeniden açılma durumuna gelebilmektedir. Kırılma zaman ilerledikçe pencere boşluğunun diğer köşelerinde de oluşmakta ve diyagonal şekilde ilerlemektedir. Bunun yanında, duvarın köşelerinde yeni kırılmalar meydana gelmektedir. İvme genlik katsayısının değiştirilmesiyle elde edilen çözümlerde de ilk çatlak aynı yerde meydana gelmekle birlikte, ilk çatlak anı farklı zamanlarda (igk=0.8 için $t=2.66$ s; igk=1.2 için $t=2.45$ s) ortaya çıkmaktadır. Zaman ilerledikçe çatlaklar aynı bölgelerde genişleyerek yayılmakla beraber aynı zaman diliminde igk=0.8 için daha az kırılmanın olduğu, igk=1.2 için ise kırılma bölgesinin daha büyük olduğu gözlenmiştir. Üç ivme genlik katsayısı (igk=0.8, 1, 1.2) için $t=3.0$ s ve 4.5 s zamanlarındaki çatlak yayılımı Şekil 5.50 ve Şekil 5.51’ de görülmektedir.



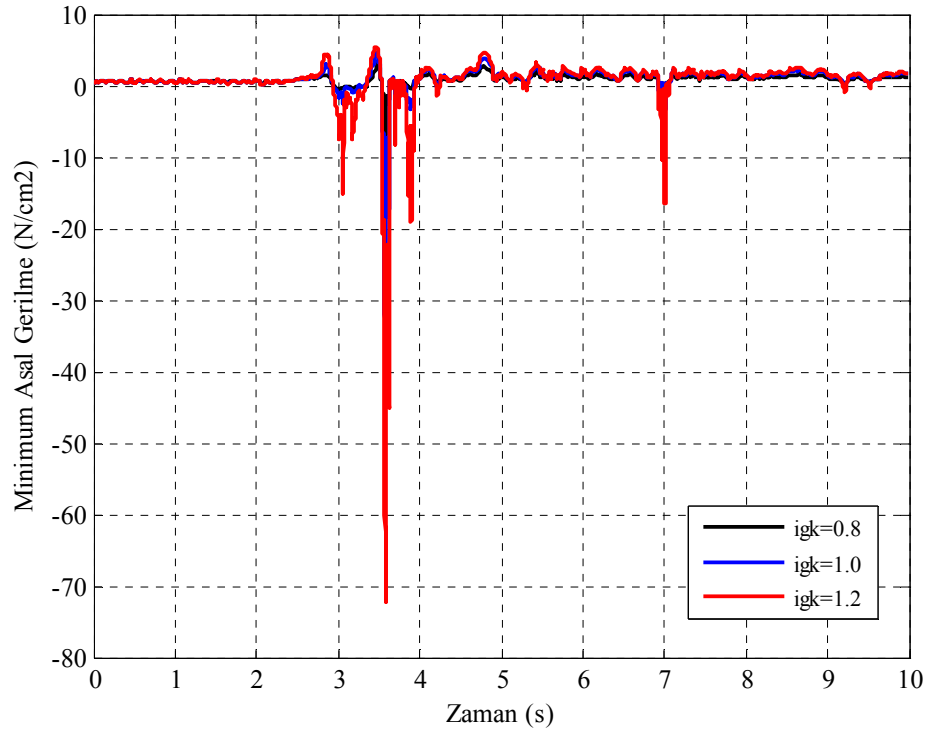
Şekil 5.44 645 nolu düğüm noktasının yatay yer değıştirmesinin zamanla değışimi (Erzincan depremi igk=0.8, 1.0, 1.2)



Şekil 5.45 645 nolu düğüm noktasının düşey yer değıştirmesinin zamanla değışimi (Erzincan depremi igk=0.8, 1.0, 1.2)

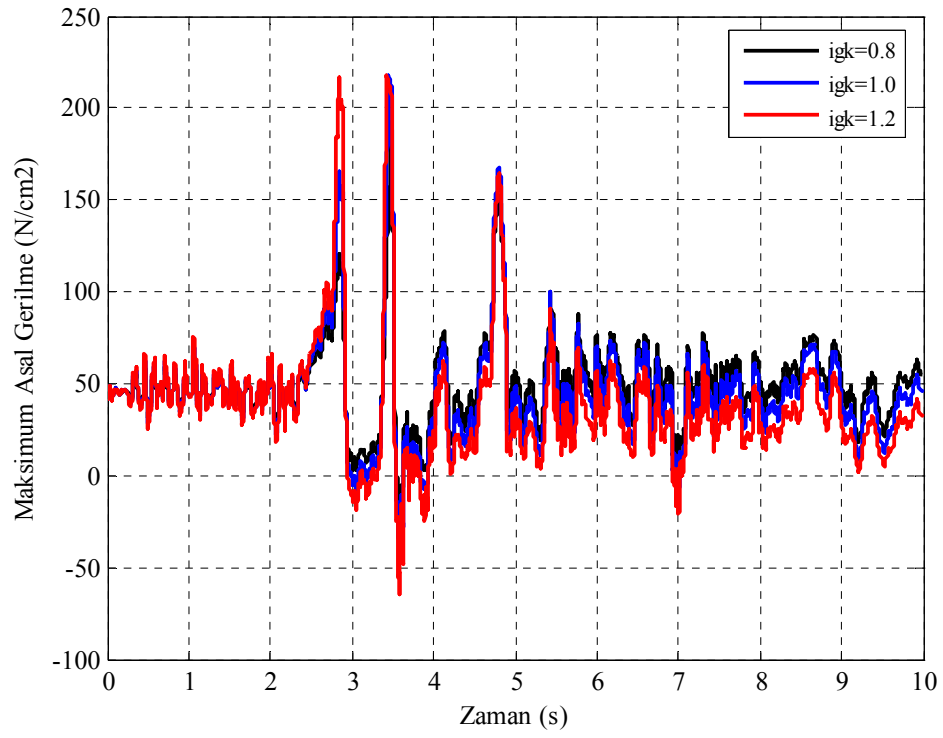


a) Maksimum asal gerilme

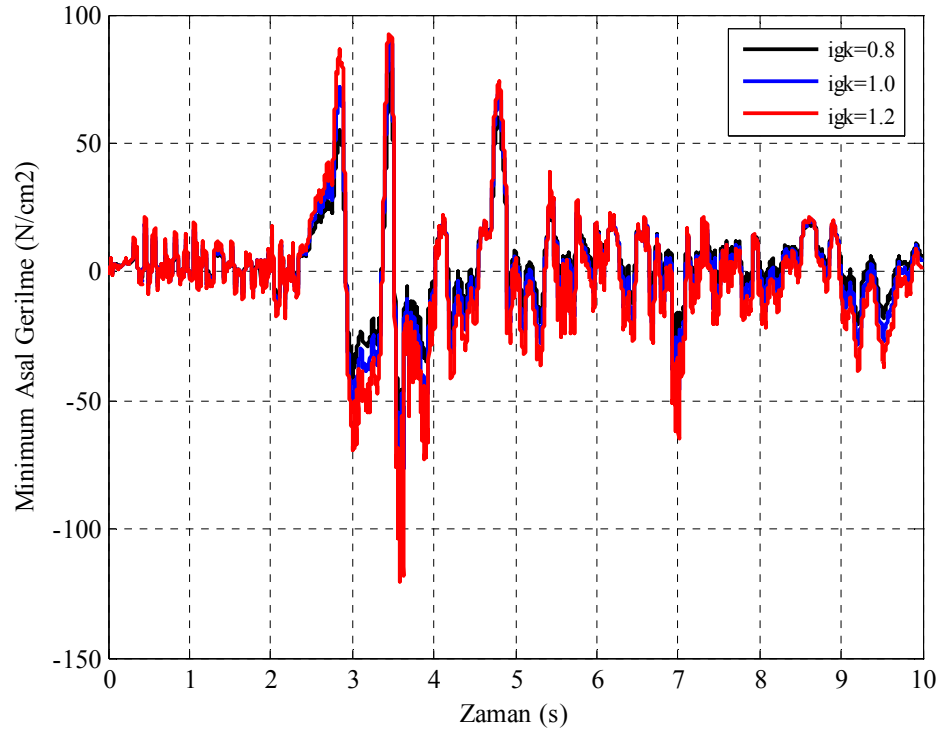


b) Minimum asal gerilme

Şekil 5.46 A nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri (Erzincan depremi igk=0.8, 1.0, 1.2)

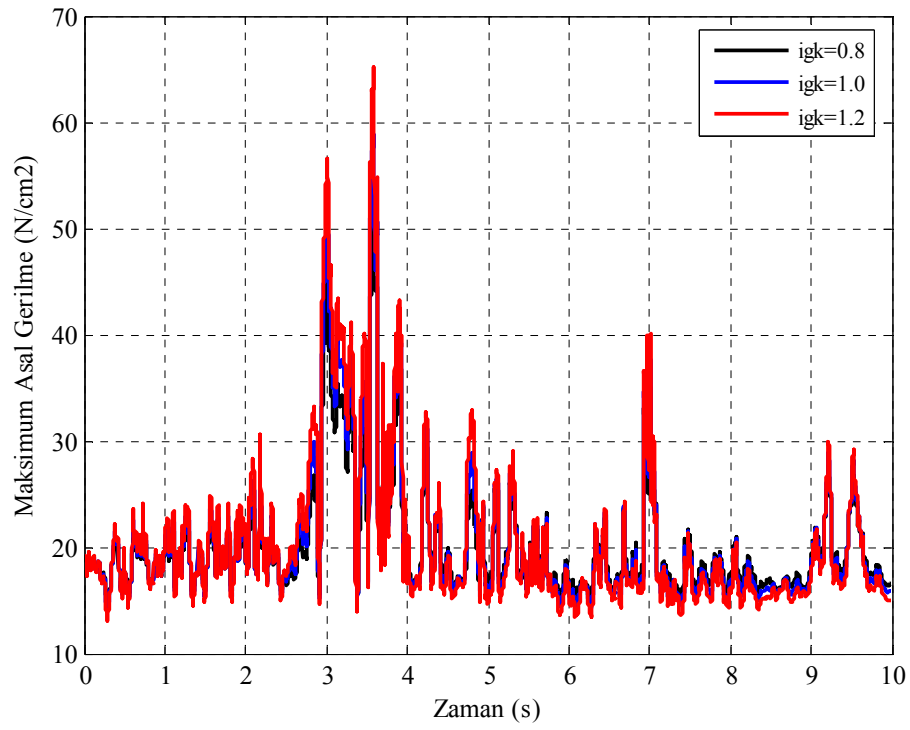


a) Maksimum asal gerilme

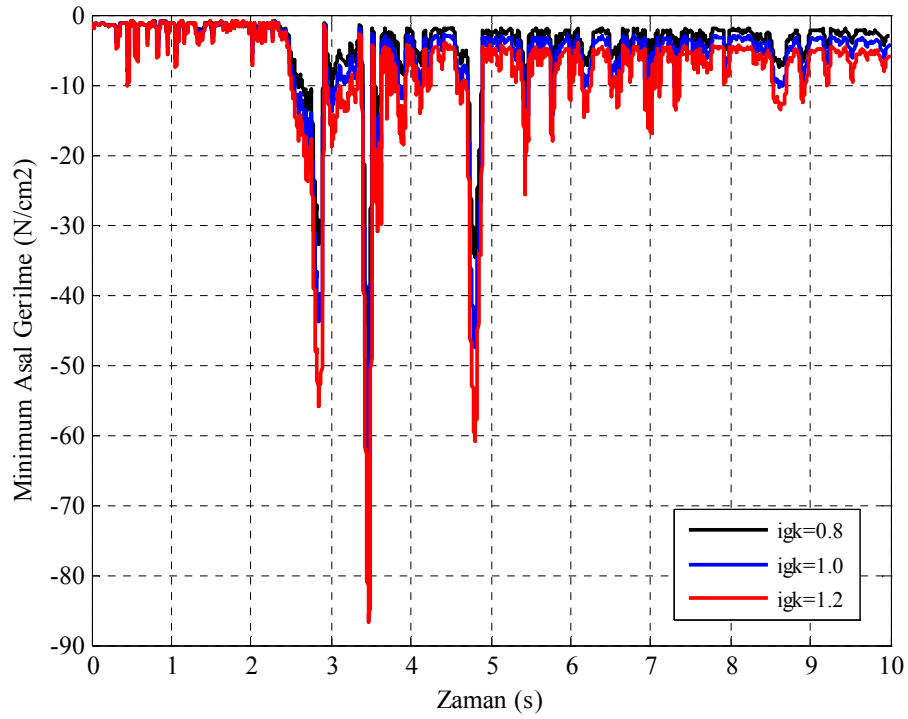


b) Minimum asal gerilme

Şekil 5.47 B nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri (Erzincan depremi igk=0.8, 1.0, 1.2)

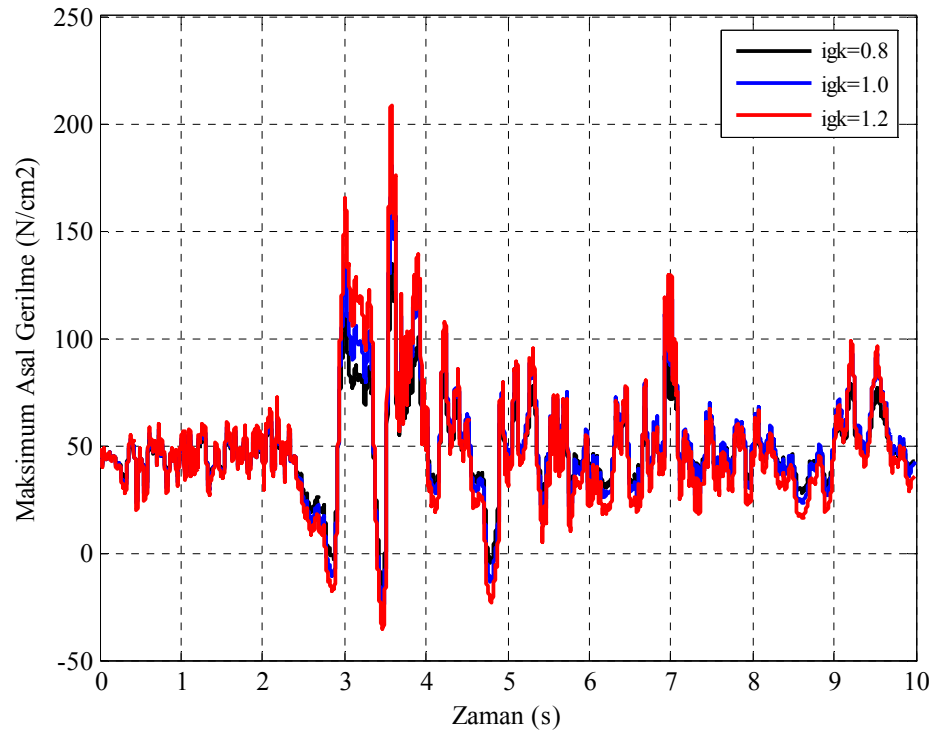


a) Maksimum asal gerilme

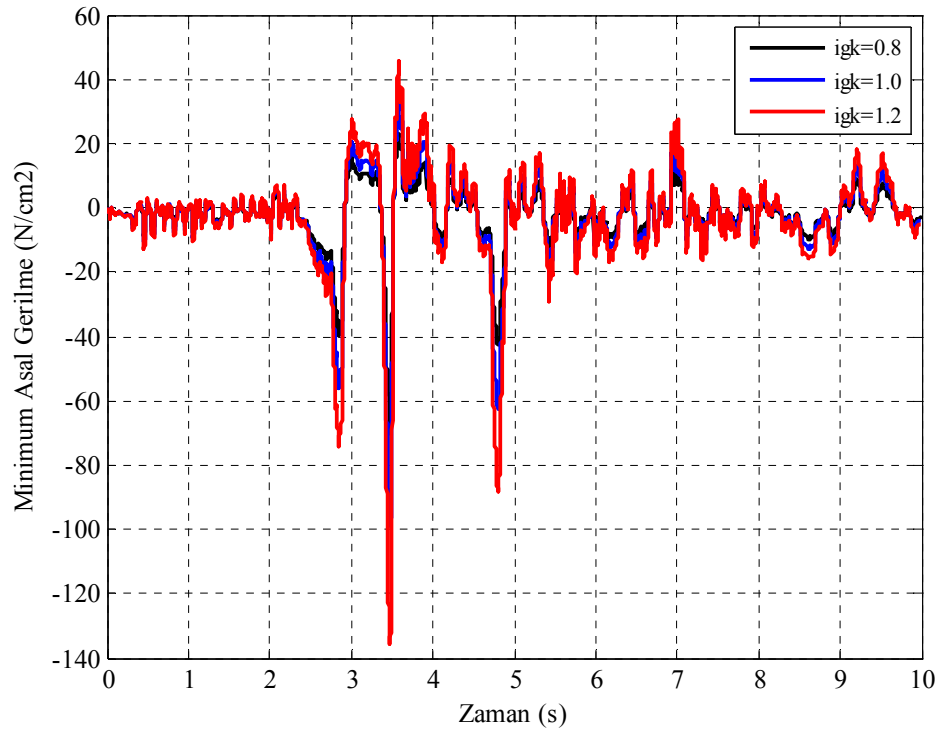


b) Minimum asal gerilme

Şekil 5.48 C nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri (Erzincan depremi $igk=0.8, 1.0, 1.2$)

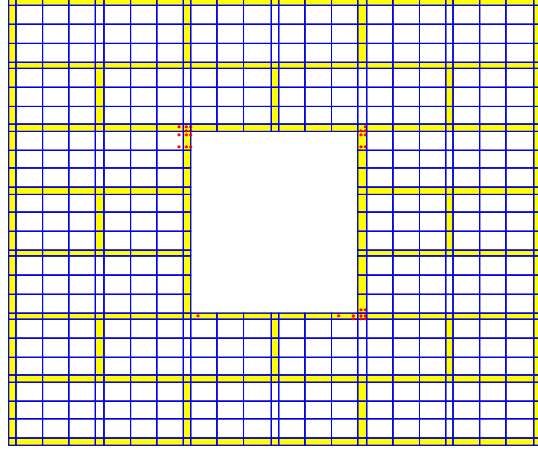


a) Maksimum asal gerilme

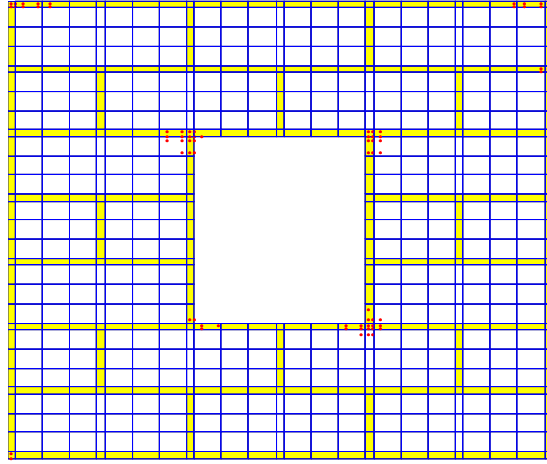


b) Minimum asal gerilme

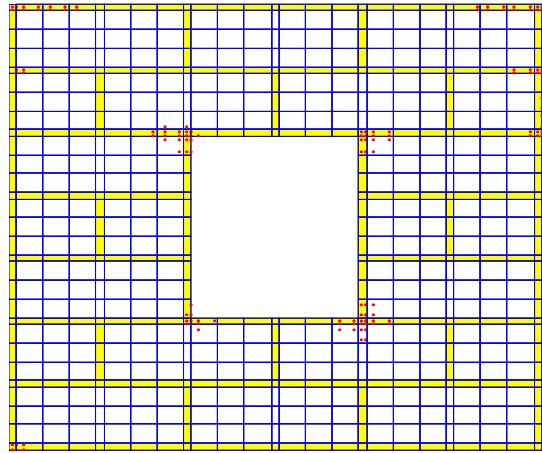
Şekil 5.49 D nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri (Erzincan depremi igk=0.8, 1.0, 1.2)



a) $igk=0.8$

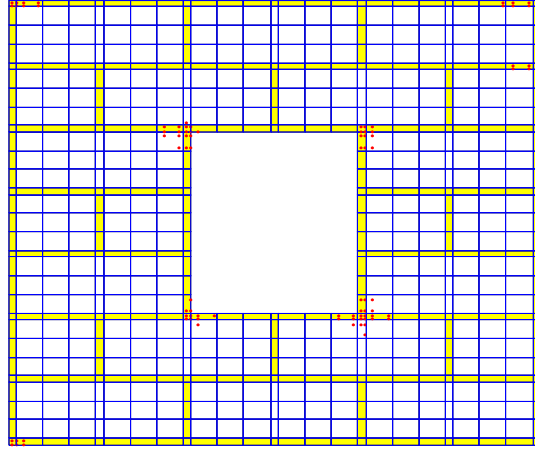


b) $igk=1.0$

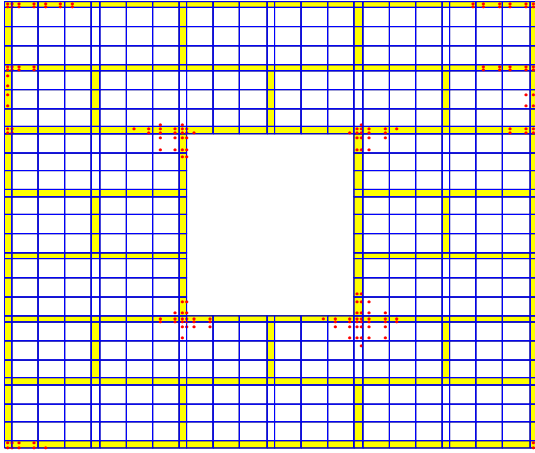


c) $igk=1.2$

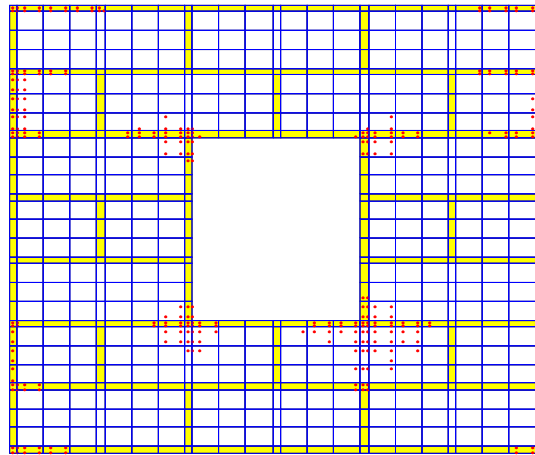
Şekil 5.50 $t= 3.0$ s deki çatlak yayılımı (Erzincan depremi)



a) $igk=0.8$



b) $igk=1.0$



c) $igk=1.2$

Şekil 5.51 $t=4.5$ s deki çatlak yayılımı (Erzincan depremi)

Lineer olmayan dinamik analizde ikinci sayısal uygulama olarak, aynı modele (M7) Bingöl depreminin doğu-batı ivme bileşeni modelin x doğrultusuna düşey ivme bileşeni ise modelin y doğrultusuna etki ettirilmiştir. Bingöl depreminin ilgili ivme kayıtları Şekil 5.31’ de verilmiştir. Lineer ve lineer olmayan dinamik analiz sonuçları kullanılarak 645 nolu düğüm noktasının yer değiştirme zaman grafikleri Şekil 5.52 ve Şekil 5.53’ de sunulmuştur. Lineer ve lineer olmayan çözümlere ait yer değiştirme değerlerinin ilk kırılmanın meydana geldiği $t=1.70$ s anına kadar aynı değerlere sahip olduğu, bu andan sonra ise modelde meydana gelen kırılmaların artmasıyla grafiklerin birbirinden ayrıldığı görülebilir. Lineer ve lineer olmayan analizlerden elde edilen yatay ve düşey yer değiştirme değerlerinin mutlak maksimumları karşılaştırıldığında sırasıyla %31 ve %28 ’lik bir fark olduğu belirlenmiştir.

A,B,C ve D nolu integrasyon noktalarında elde edilen maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri Şekil 5.54 – 5.57’ de verilmiştir. Lineer olmayan çözümler incelendiğinde maksimum asal gerilmelerin pik değerlerinin malzemenin çekme dayanımının altında olduğu görülür.

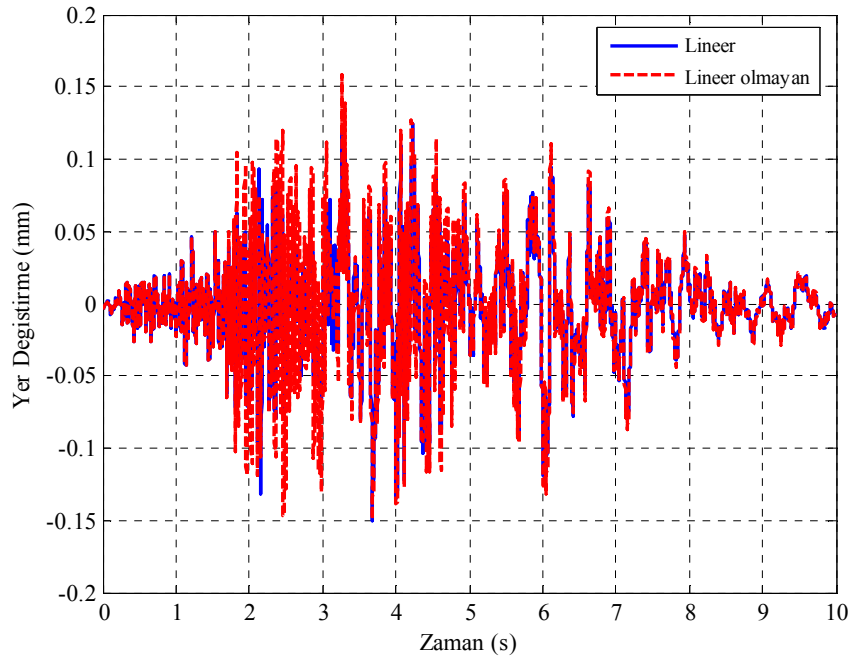
Lineer olmayan çözümler Bingöl depreminin ivme genlikleri (igk) değiştirilerek tekrarlanmıştır. Bu amaçla ivme genlik katsayısı olarak 0.8 ve 1.2 değerleri kullanılarak ilave analizler yapılmış ve 645 nolu düğüm noktasının yer değiştirme zaman grafikleri Şekil 5.58 ve Şekil 5.59’ da sunulmuştur. Farklı ivme genlik katsayıları için elde edilen çözümlerin frekans içeriği açısından benzerlik gösterdiği, ancak igk’ nın büyümesiyle genliklerin büyümeğe başladığı gözlenmektedir. En büyük ve en küçük ivme genlik katsayılarına ait yatay ve düşey yer değiştirme değerlerinin mutlak maksimumları karşılaştırıldığında sırasıyla %167 ve %52 ’lik bir fark olduğu belirlenmiştir.

Model üzerinde gösterilen integrasyon noktalarında (A,B,C ve D) ivme genlik katsayısına bağlı olarak elde edilen maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri Şekil 5.60– 5.63’ de verilmiştir. Elde edilen üç çözüm de frekans açısından birbirlerine benzerlik gösterirken, genlik yönünden farklılık göstermektedir. İvme genlik katsayısının 1 olması haline ait D integrasyon noktasındaki pik maksimum asal gerilmenin, $igk=0.8$ ve 1.2 için sırasıyla % 30 daha büyük ve %48 daha küçük; pik minimum asal gerilmenin de $igk=0.8$ ve 1.2 için sırasıyla % 23 daha küçük ve % 226 daha büyük olduğu görülmüştür.

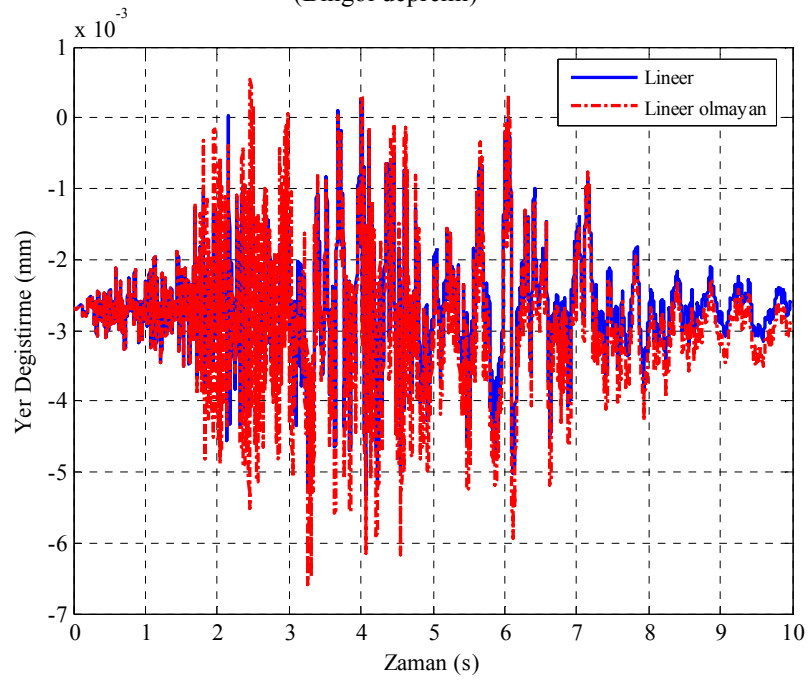
Lineer olmayan dinamik analiz sonucunda $igk=1$ için M7 modelinde meydana gelen ilk çatlak $t=1.70$ s anında duvardaki pencere boşluğunun sağ üst köşesinde ortaya çıkmaktadır. Analizin ilerleyen zaman dilimlerinde çatlamış eleman sayısı artmakta ve çatlak yayılmaktadır. Kırılmış elemanlar analizin değişik zamanlarında kapanma ve yeniden açılma durumuna

gelebilmektedir. Kırılma, zaman ilerledikçe pencere boşluğunun diğer köşelerinde de oluşmakta ve diyagonal şekilde ilerlemektedir. Ayrıca duvarın köşelerinde deprem etkisine bağlı olarak yeni kırılmalar meydana gelmektedir. İvme genlik katsayısının değiştirilmesiyle elde edilen çözümlerde de ilk çatlak aynı yerde meydana gelmekle birlikte farklı zamanlarda ($igk=0.8$ için $t=1.81$ s; $igk=1.2$ için $t=1.13$ s) ortaya çıkmaktadır. Zaman ilerledikçe meydana gelen diğer çatlaklar da aynı bölgelerde görülmekle beraber; $igk=0.8$ için aynı zaman diliminde daha az kırılmanın olduğu, $igk=1.2$ için ise kırılma bölgesinin daha büyük olduğu gözlenmiştir. Üç ivme genlik katsayısı ($igk=0.8, 1, 1.2$) için $t= 3.5$ s ve 4.5 s zamanlarındaki çatlak yayılımı Şekil 5.64 – 5.65’ de görülmektedir.

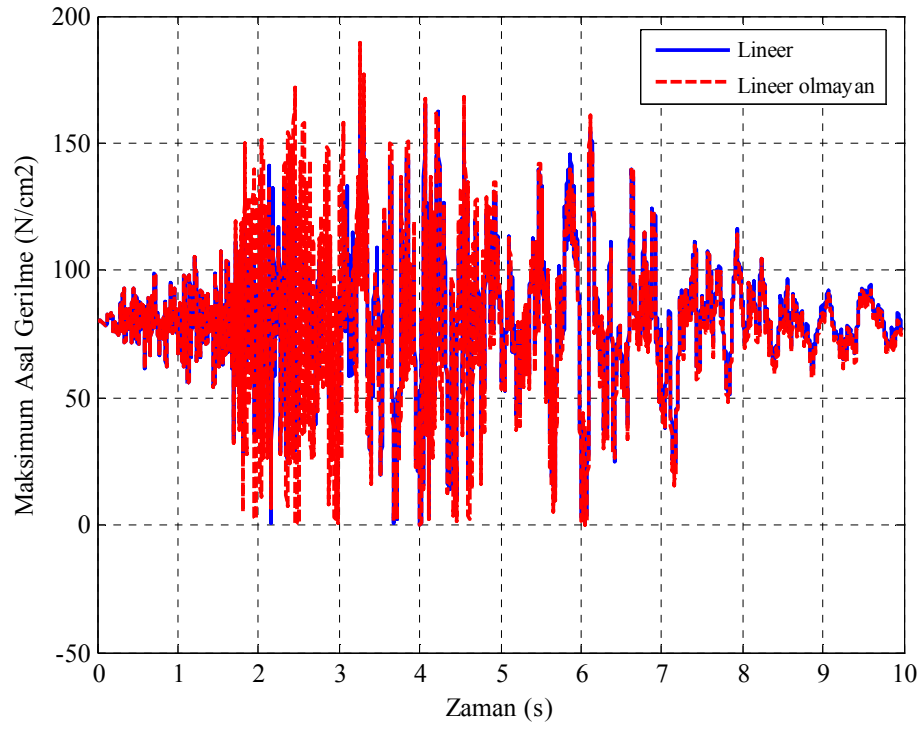
Bingöl ve Erzincan depremleri için elde edilen çözümler birbirleriyle karşılaştırıldığında; gerek tepki büyüklüklerinin zamanla değişimleri (hem frekans içeriği hem de genlik açısından) gerekse hasar bölgelerinde oluşan çatlak yoğunlaşması farklılık göstermektedir. Ayrıca duvarlarda ilk hasarın meydana geldiği yer ve hasar zamanı farklılık göstermektedir. Sonuç olarak deprem karakteristikleri çözümleri önemli ölçüde etkilemektedir.



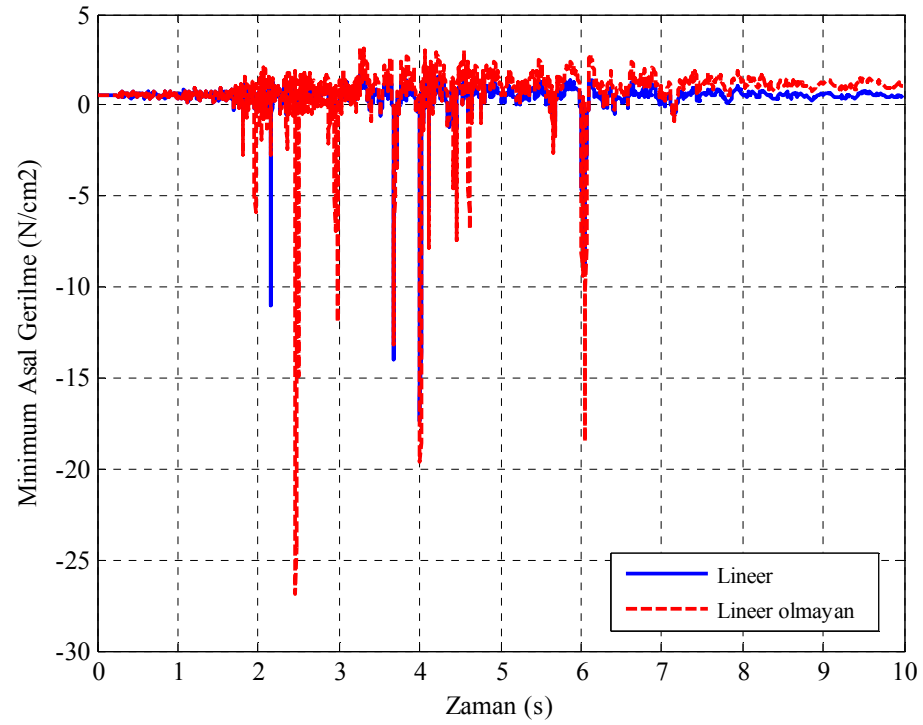
Şekil 5.52 645 nolu düğüm noktasının lineer ve lineer olmayan yatay yer değiştirmesinin zamanla değişimi (Bingöl depremi)



Şekil 5.53 645 nolu düğüm noktasının lineer ve lineer olmayan dikey yer değiştirmesinin zamanla değişimi (Bingöl depremi)

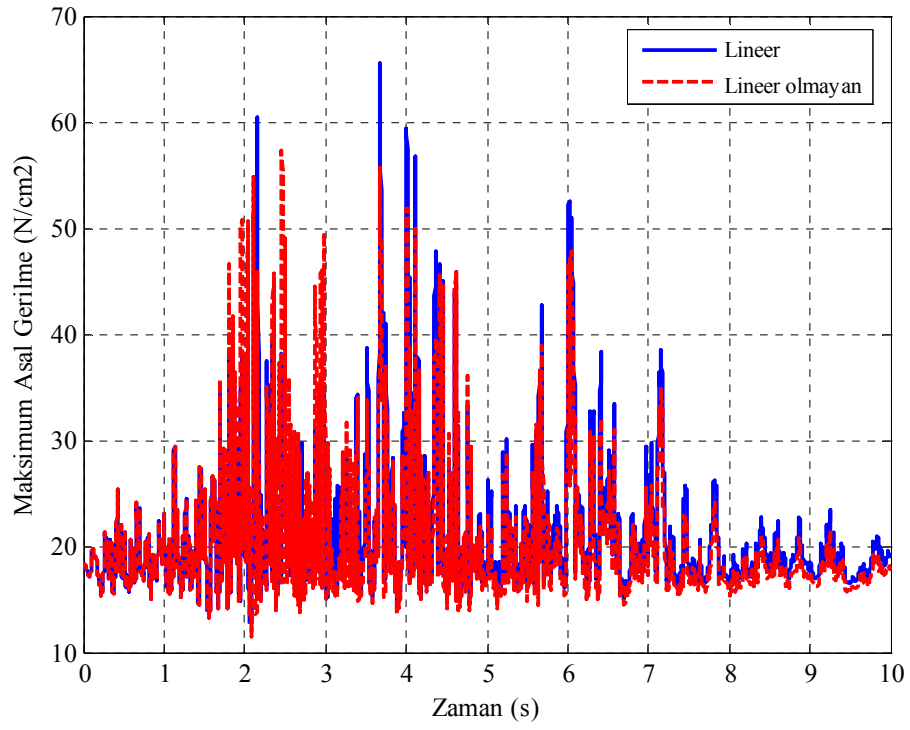


a) Maksimum asal gerilme

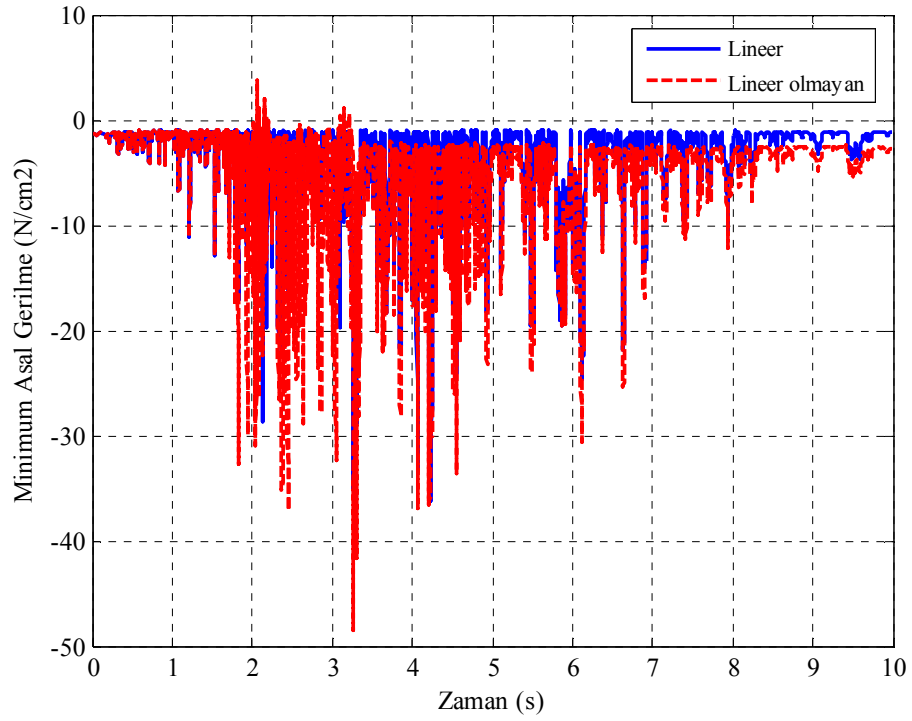


b) Minimum asal gerilme

Şekil 5.54 A nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri (Bingöl depremi)

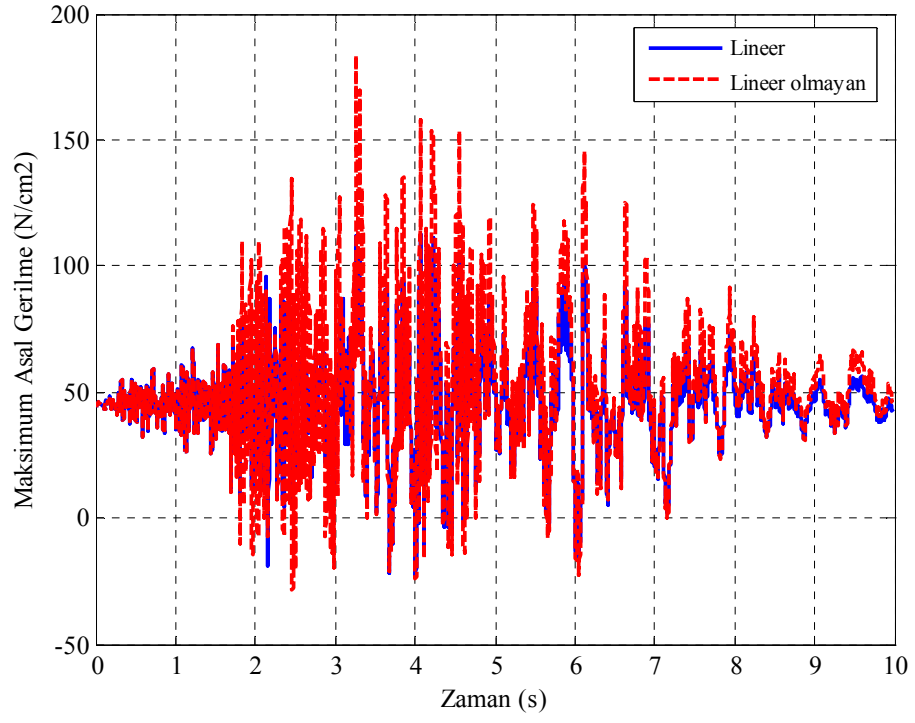


a) Maksimum asal gerilme

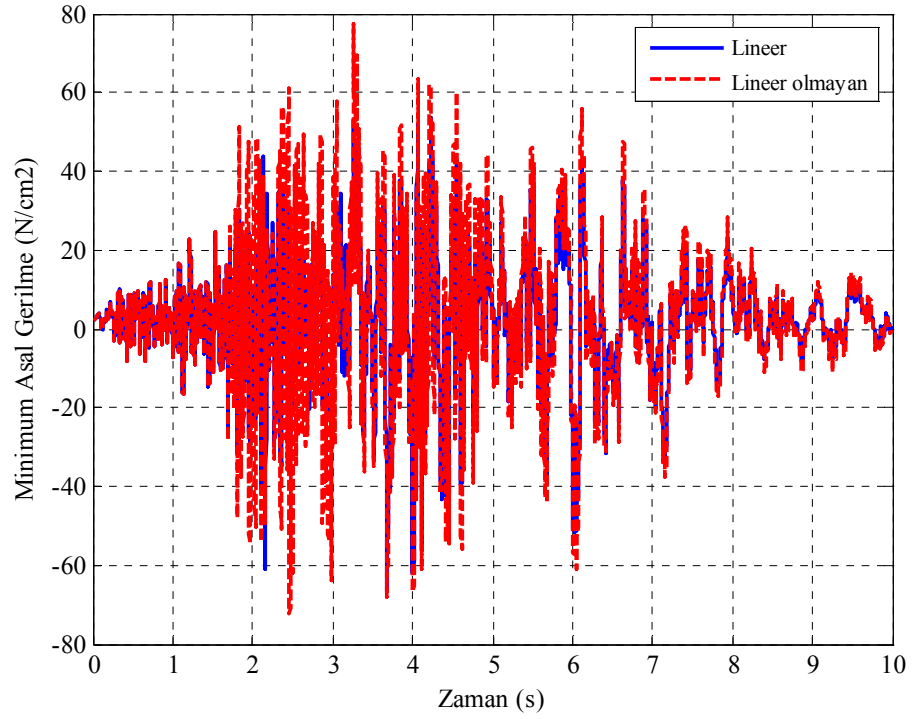


b) Minimum asal gerilme

Şekil 5.55 B nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri (Bingöl depremi)

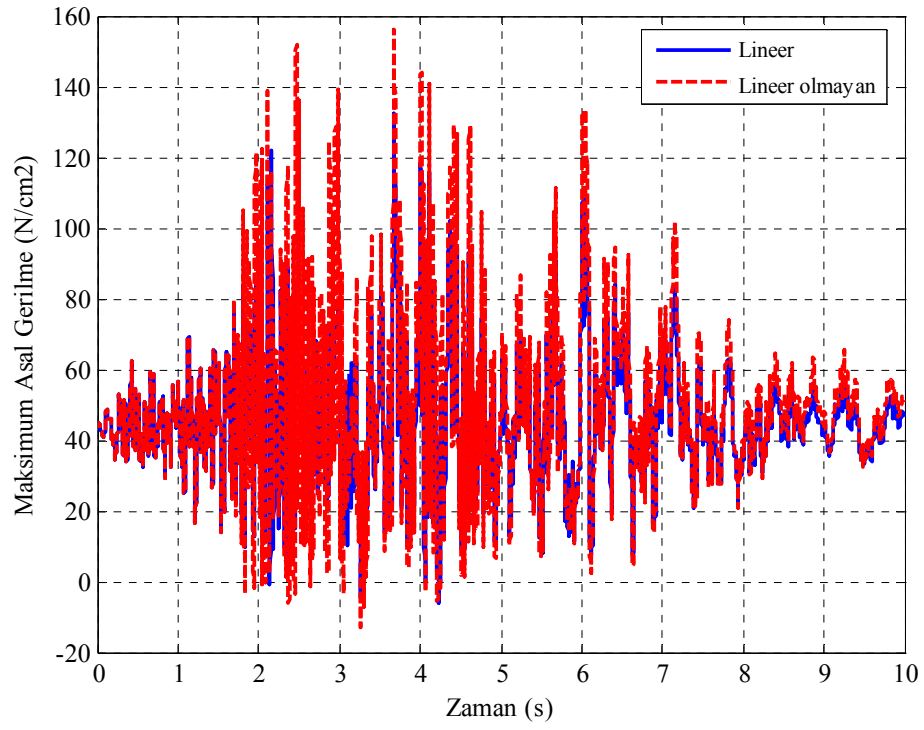


a) Maksimum asal gerilme

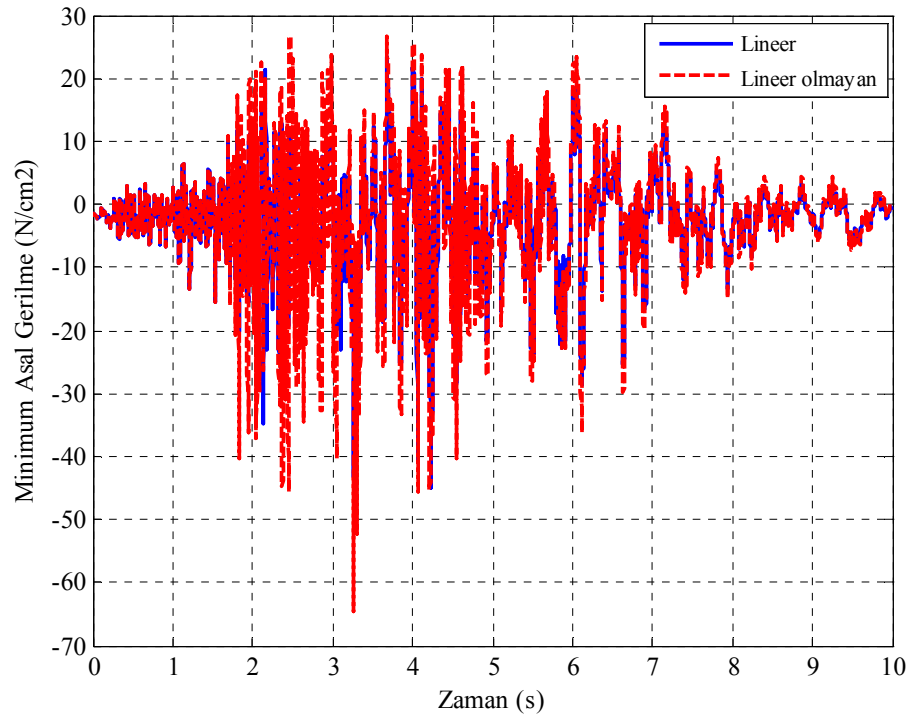


b) Minimum asal gerilme

Şekil 5.56 C nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri (Bingöl depremi)

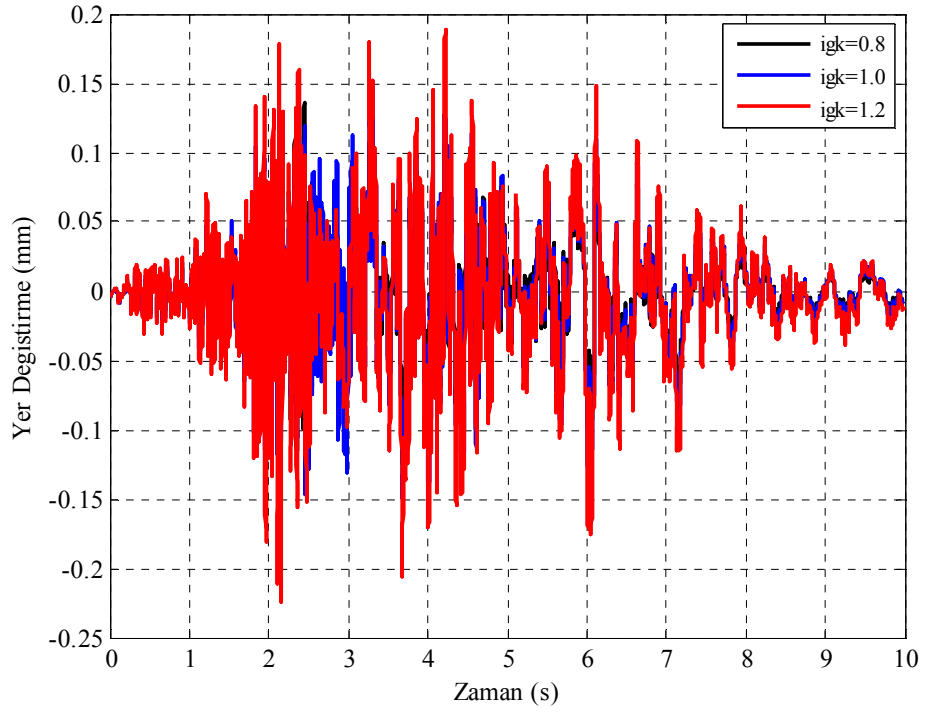


a) Maksimum asal gerilme

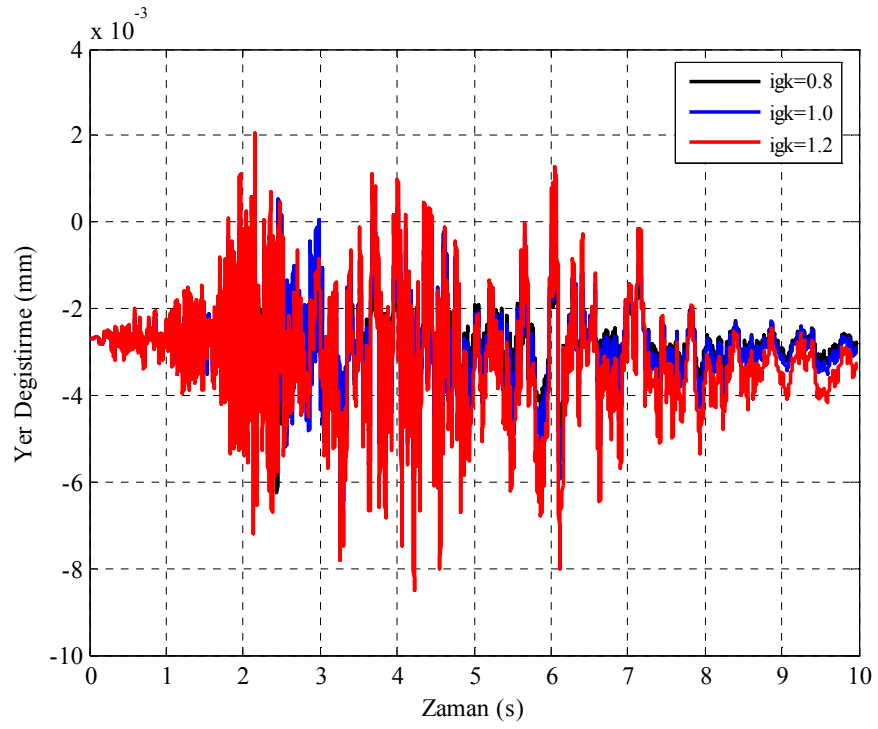


b) Minimum asal gerilme

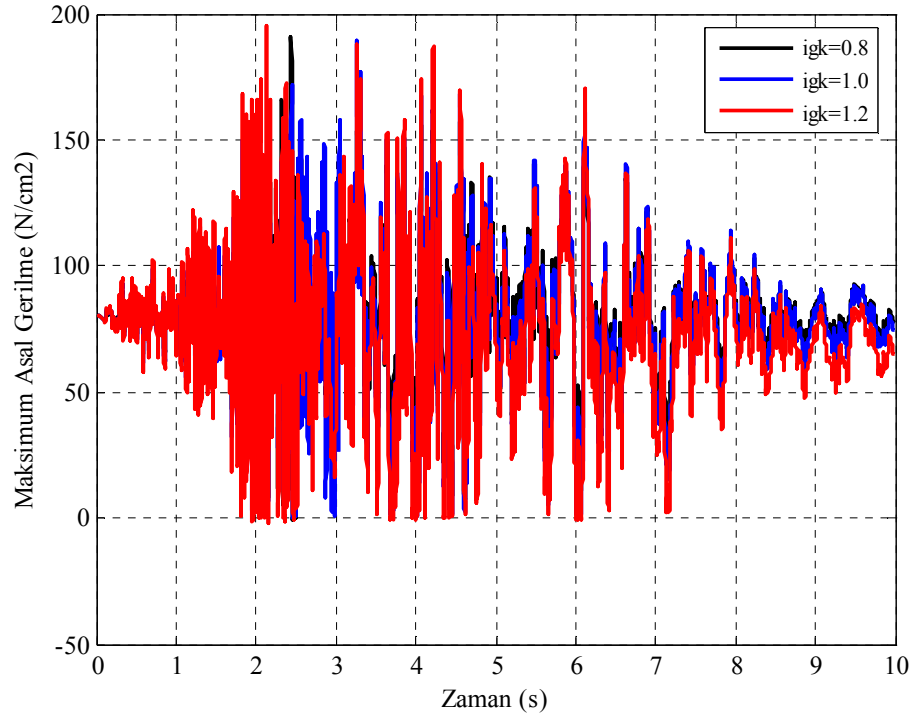
Şekil 5.57 D nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri (Bingöl depremi)



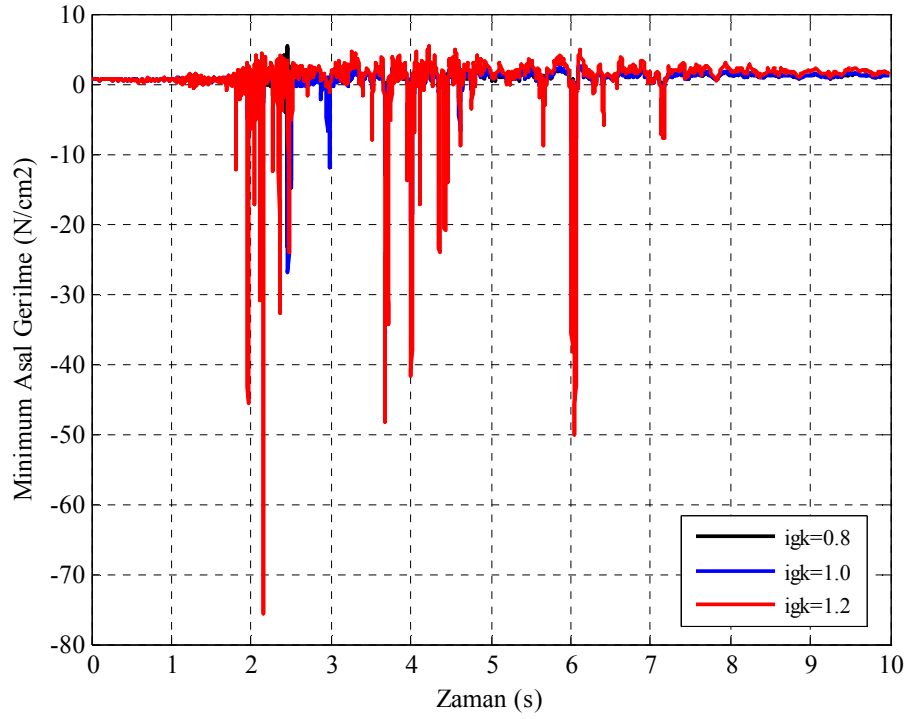
Şekil 5.58 645 nolu düğüm noktasının yatay yer değıştirmesinin zamanla değışimi
(Bingöl depremi $igk=0.8, 1.0, 1.2$)



Şekil 5.59 645 nolu düğüm noktasının düşey yer değıştirmesinin zamanla değışimi
(Bingöl depremi $igk=0.8, 1.0, 1.2$)

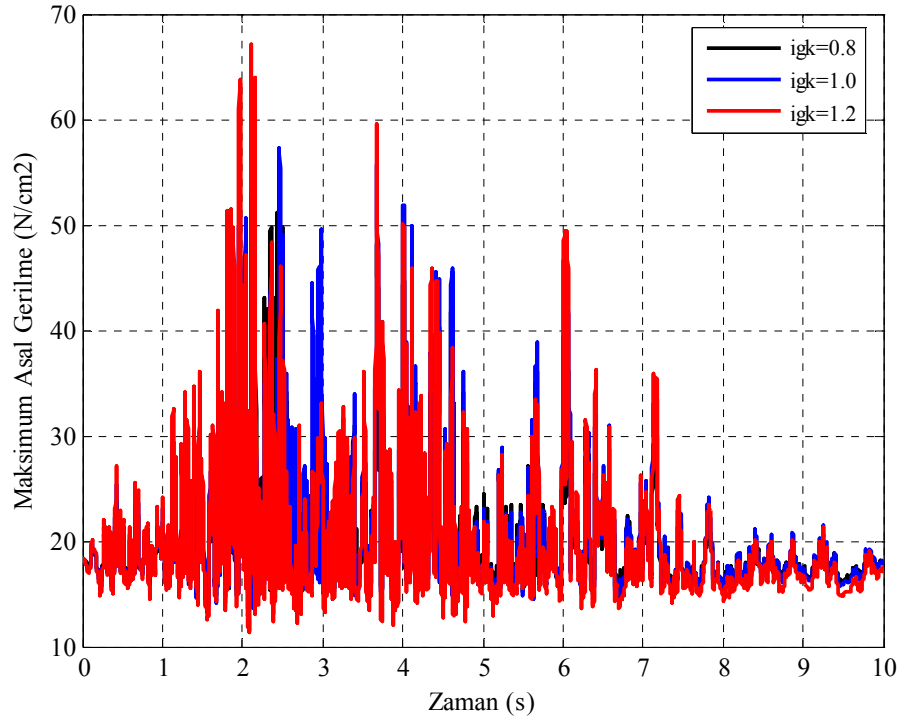


a) Maksimum asal gerilme

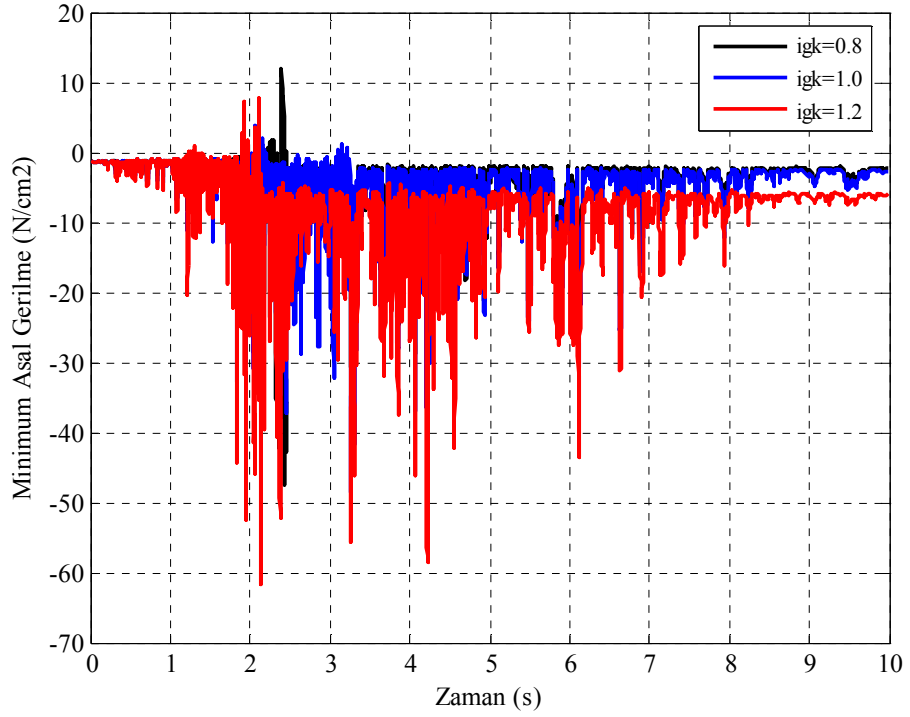


b) Minimum asal gerilme

Şekil 5.60 A nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri (Bingöl depremi $igk=0.8, 1.0, 1.2$)

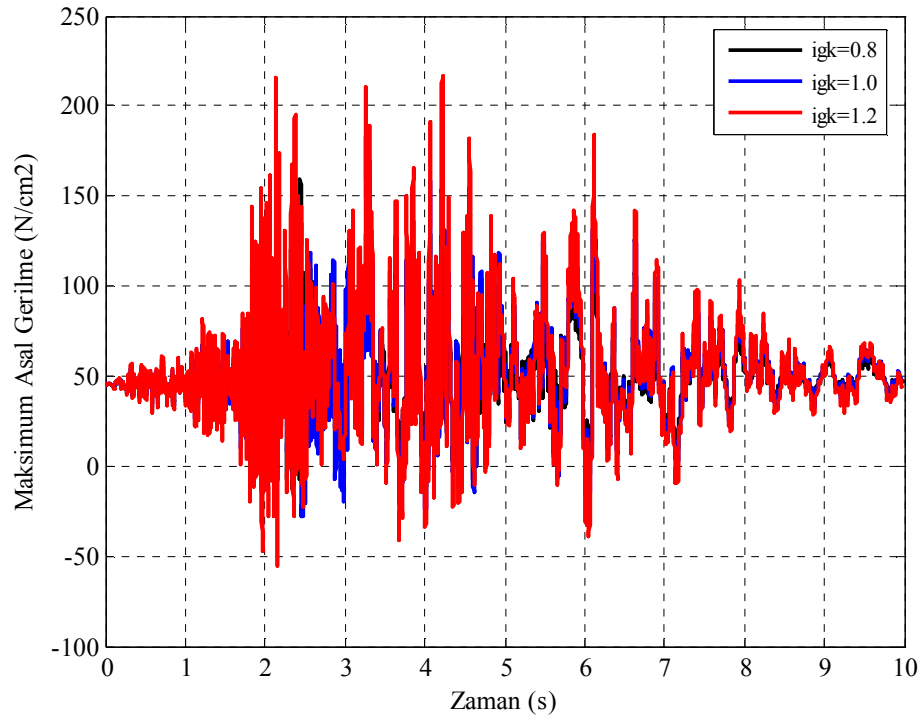


a) Maksimum asal gerilme

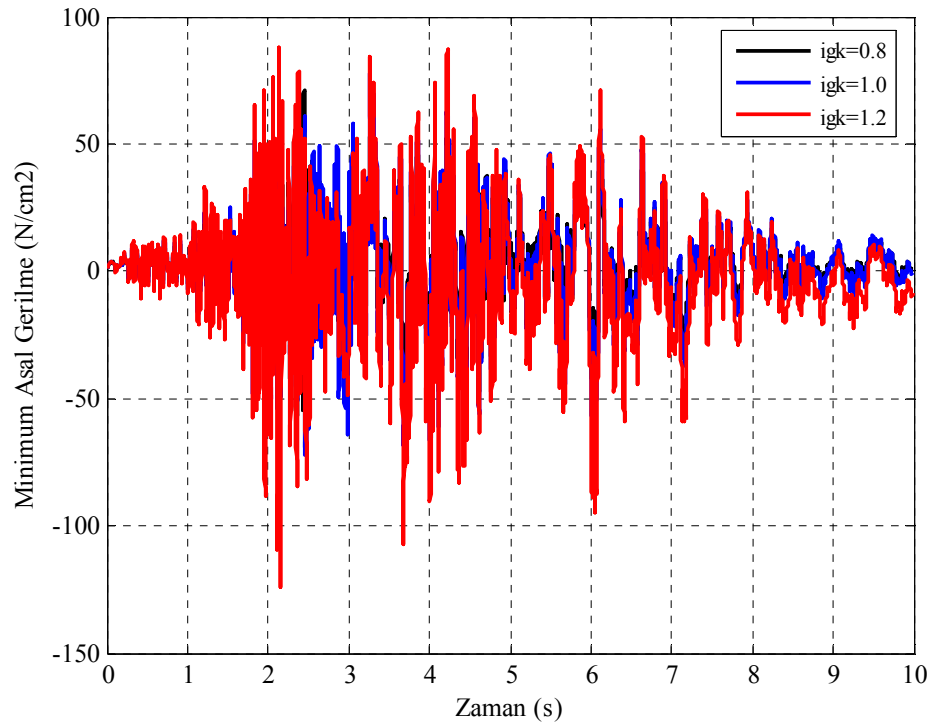


b) Minimum asal gerilme

Şekil 5.61 B nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri (Bingöl depremi $igk=0.8, 1.0, 1.2$)

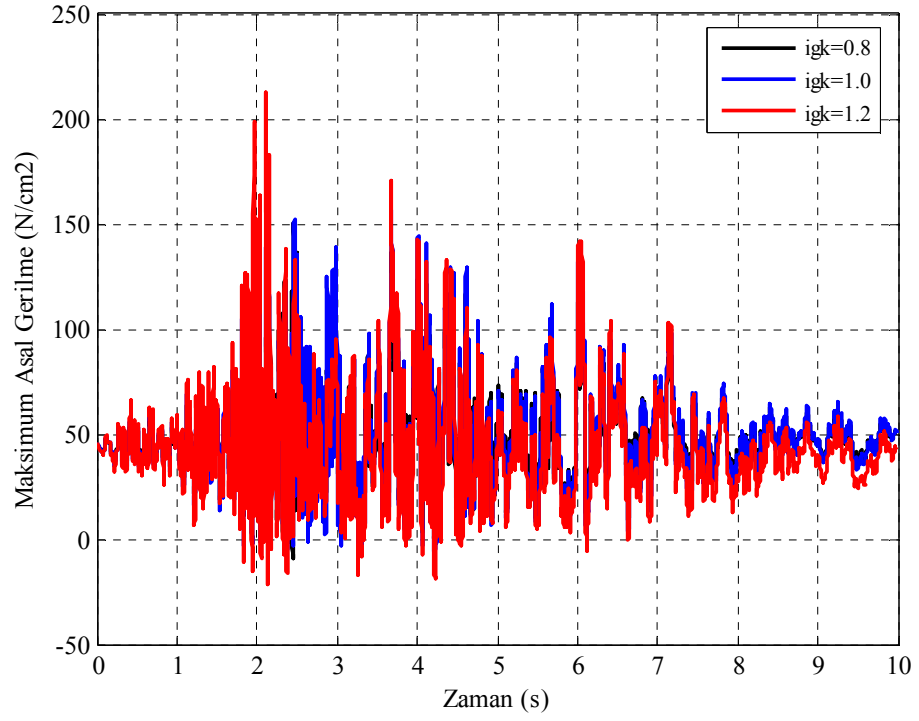


a) Maksimum asal gerilme

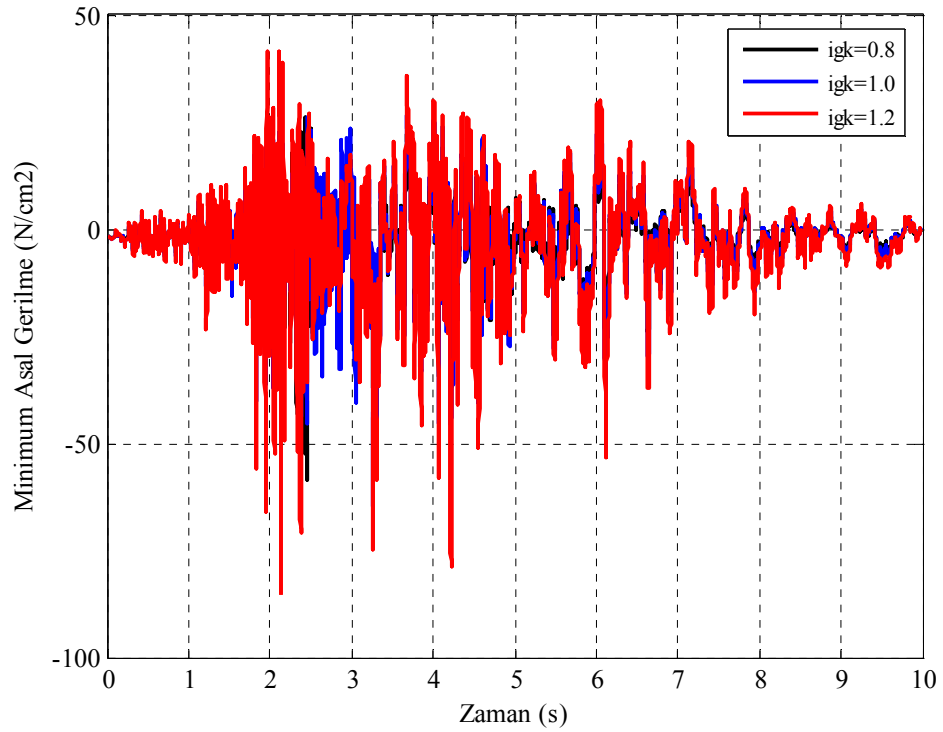


b) Minimum asal gerilme

Şekil 5.62 C nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri (Bingöl depremi igk=0.8, 1.0, 1.2)

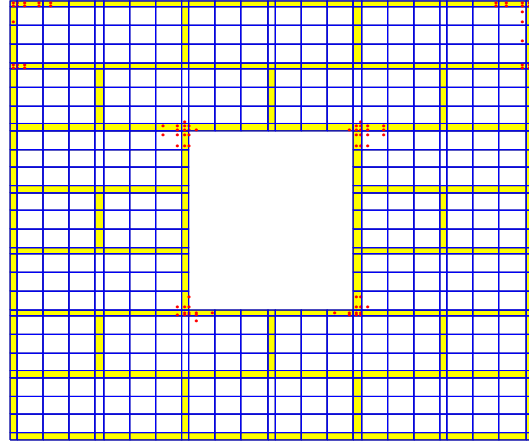


a) Maksimum asal gerilme

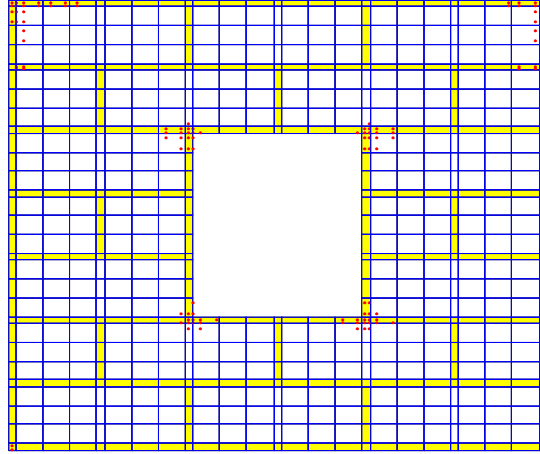


b) Minimum asal gerilme

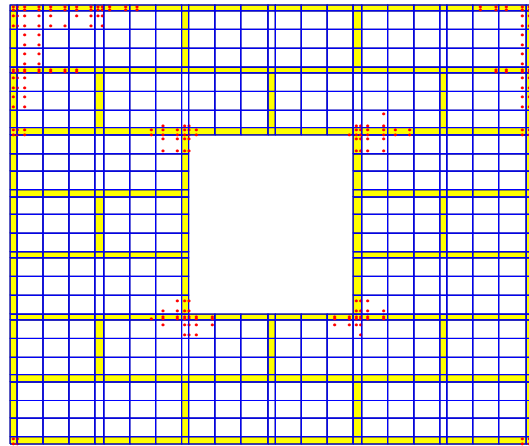
Şekil 5.63 D nolu integrasyon noktasındaki maksimum ve minimum asal gerilmelerin zamanla değişimleri (Bingöl depremi $igk=0.8, 1.0, 1.2$)



a) $igk=0.8$

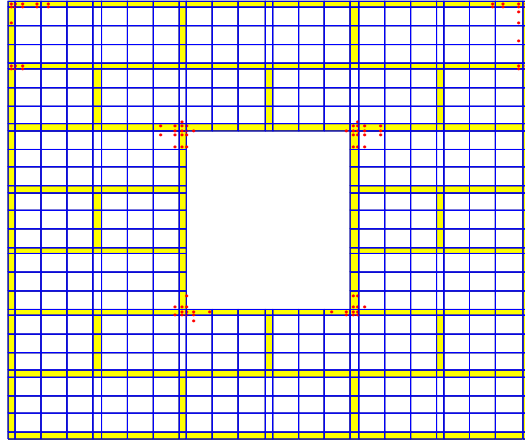


b) $igk=1.0$

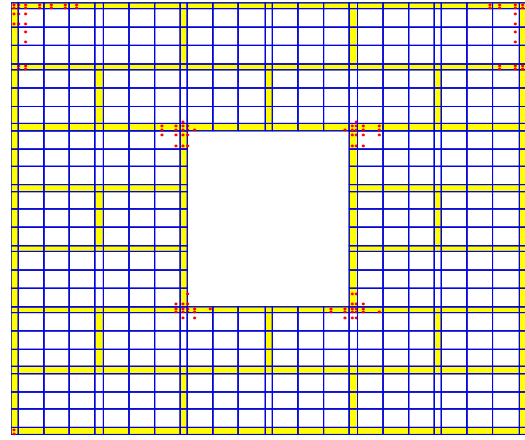


c) $igk=1.2$

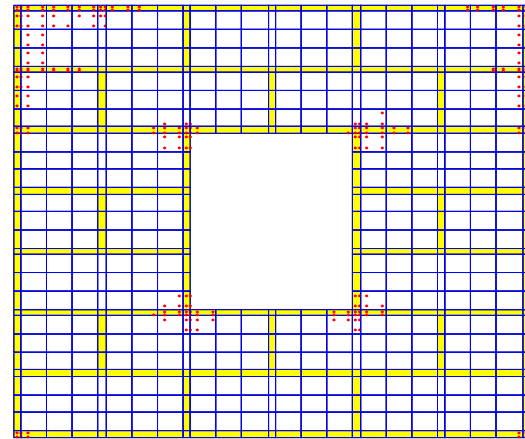
Şekil 5.64 $t=3.5$ s deki çatlak yayılımı (Bingöl depremi)



a) $igk= 0.8$



b) $igk= 1.0$



c) $igk=1.2$

Şekil 5.65 $t= 4.5$ s deki çatlak yayılımı (Bingöl depremi)

6. SONUÇ

Türkiye'nin yüzölçümünün büyük bir bölümü aktif deprem kuşağında bulunmakta ve ülkemizde yaşayan insanların büyük çoğunluğunun yaşamını sürdürdüğü yapılar birinci ve ikinci derece deprem bölgesinde yer almaktadır. Ülkemizdeki yapıların yarıya yakın bir bölümü yığma yapı olup, bu yapıların büyük çoğunluğu kırsal kesimlerde ve şehirlerin çevre mahallelerinde bulunmaktadır. Yığma binalar, ekonomik olmaları ve yerel malzeme ile kolayca inşa edilebilmelerinden dolayı dünyanın pek çok ülkesinde olduğu gibi ülkemizde de, özellikle kırsal kesimlerde yaygın olarak inşa edilmektedir. Yığma yapı denildiğinde sadece günümüzde yapılan yapılar değil tarihi yapıları da saymak gerekir. Toplumlar için kültürel miras olarak kabul edilen tarihi ve anıtsal yapıların neredeyse tamamı yığma olarak inşa edilmiştir.

Bu çalışma kapsamında yığma duvarlar için lineer ve lineer olmayan statik ve dinamik analiz yapabilen bir program yazılmıştır. Yazılan program MATLAB dilinde kodlanmıştır. Duvar malzemesi için şekil değiştirme yumuşamasını göz önünde bulunduran yayılı çatlak modeli kullanılmıştır. Ayrıca yine MATLAB'de duvarın iki ve üç boyutlu sonlu eleman modelini oluşturan bir mesh programı yazılmıştır. Statik artımsal analiz için pencere boşluğuna sahip bir duvarın sol üst köşesindeki ilgili düğüm noktasına x yönünde artımsal yük uygulanmıştır. Lineer olmayan dinamik analiz için ise 1992 Erzincan ve 2003 Bingöl depreminin ivme kayıtları kullanılmıştır. Öncelikle yazılan programın doğruluğunu test etmek amacıyla; örnek duvarın lineer ve lineer olmayan dinamik analizleri yapılmış mevcut paket programın sonuçlarıyla karşılaştırılarak yazılan programın uygunluğu belirlenmiştir. Daha sonra örnek duvar için parametrik çalışmaya geçilmiştir. Duvarın malzeme ve boyut parametrelerine bağlı olarak statik artımsal analizleri ile lineer olmayan dinamik analizleri yapılmıştır. Dinamik analizlerde söz konusu deprem ivme kayıtları ölçeklendirilerek (0.8, 1.0 ve 1.2) kullanılmıştır.

Statik artımsal analiz için yapılan çözümler incelendiğinde, yığma duvarlarda deprem etkisiyle oluşan diyagonal çatlaklarda olduğu gibi, duvarın üst kısmı ile pencere köşe kısımlarından başlayarak yükün şiddetine bağlı olarak çatlakların duvar içinde ilerlediği görülmüştür. Farklı çekme dayanımlarına sahip yığma duvarlarda oluşan hasar durumu incelendiğinde, duvarlarda meydana gelen hasarların benzer bölgelerde meydana geldiği ancak malzemenin çekme dayanımının azalmasına bağlı olarak hasarın büyüdüğü ve daha hızlı yayıldığı gözlenmiştir. Yığma duvarda bulunan pencere boşluğu miktarının artışına bağlı olarak duvarda meydana gelen hasar durumunun incelendiği çalışmada, 7 farklı model dikkate alınmıştır. Elde edilen çözümlerden

hasarın daha çok pencere boşluğu ve duvar köşelerinde yoğunlaştığı ve duvar içindeki boşluk miktarının artmasıyla hasar bölgesinin büyüdüğü ve daha hızlı yayıldığı ayrıca duvar içinde yeni hasar bölgelerinin oluştuğu görülmüştür. Yığma duvara değişik konumlarda yerleştirilen hatıllar çatlak yayılımını ve hasar biçimini etkilemektedir. Ayrıca, bu hatıllar duvarda oluşan hasar bölgelerini sınırlandırmakta ve yayılım doğrultusunun değişmesine sebep olabilmektedir.

Lineer olmayan dinamik analiz çözümleri Erzincan ve Bingöl deprem ivme kayıtları kullanılarak elde edilmiştir. Söz konusu kayıtlar ölçeklendirilerek ($igk=0.8, 1.0, 1.2$) yapıya uygulanmıştır. Elde edilen çözümler incelendiğinde, lineer haldeki maksimum asal gerilmelere ait pik değerlerin malzemenin çekme dayanımını aşarak malzemede çekme kırılmasına sebep olabildiği, minimum asal gerilmelerin pik değerlerinin ise malzemenin basınç dayanımının altında kaldığı görülmüştür.

Tepki büyüklüklerinin (yer değiştirme, asal gerilmeler) zaman ile değişim grafikleri incelendiğinde; her iki deprem ivme kayıtları için duvarda ilk çatlak oluşana kadar lineer ve lineer olmayan dinamik çözümlerin aynı olduğu görülmüştür. Çatlakların artmasıyla birlikte lineer ve lineer olmayan çözümler arasındaki farklar belirgin hale gelmiştir. Çatlaklar, genellikle duvardaki pencere köşelerinde ortaya çıkmakta ve dinamik etkiye bağlı olarak pencere boşluğu ile duvar köşeleri arasında yayılarak genişlemektedir. İvme genlik katsayısının artışı duvardaki ilk çatlak anını küçültmektedir. Ayrıca, ivme genlik katsayısının artışına bağlı olarak çatlak yayılım hızı ve yayılma bölgesi artış göstermiştir. Bingöl ve Erzincan depremleri için elde edilen çözümler birbirleriyle karşılaştırıldığında; gerek tepki büyüklüklerinin zamanla değişimleri (hem frekans içeriği hem de genlik açısından) gerekse hasar bölgelerinde oluşan çatlak yoğunlaşması farklılık göstermektedir. Farklı deprem kayıtları için duvarda meydana gelen ilk çatlak yeri ve zamanı değişiklik göstermiştir. Sonuç olarak, deprem karakteristikleri çözümleri önemli ölçüde etkilemektedir.

KAYNAKLAR

1. DİE, Bina Sayımı–2000, T.C. Başbakanlık Devlet İstatistik Enstitüsü Yayınları, Ankara
2. Gençler, Ö., 2000, Pomza Katkılı Bimsbeton Bloklar ile Yapılmış Yığma Yapı Üzerinde Deprem Etkisinin Araştırılması, Yüksek Lisans Tezi, Süleyman Demirel Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 76s.
3. Sucuoğlu, H. ve Erberik, A., 1997, Performance Evaluation of a Three-Storey Unreinforced Masonry Buildings During the 1992 Erzincan Earthquake, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.26, 319-336.
4. Erçin, A. E., 2003, Bloklu Bir Yığma Yapının Deprem Etkisi Altındaki Davranışı, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 137s.
5. Kuran, F., 2006, Yığma Yapıların Çelik Şeritlerle Rehabilitasyonu, Yüksek Lisans Tezi, Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 197s.
6. Batur, A., 1999, Donatısız Yığma Binaların Yatay Yükler Altındaki Davranışı ve Bazı Ülkelerin Şartnamelerinin İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 68s.
7. Erden, G., 2004, Donatısız ve Sarılmış Yığma Yapıların Deprem Davranışlarının İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 127s.
8. Akgündüz, N., 2004, Deprem Bölgelerinde Yığma Yapı Tasarımının Yönetmeliğe Göre İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 192s.
9. Baycan, A., 2004, Yığma Yapılarda Hasar Tespiti ve Derlendirilmesi, Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 142s.
10. Shing, P.B. and Mehrabi, A., 2002, Behavior and Analysis of Masonry Infilled Frames, Prog. Structural Engineering Materials, Vol.4, 320-331.

11. ögürcü, M, T., 2007, Yığma Yapıların Yatay Derz Güçlendirme Yöntemiyle Güçlendirilmesi, Doktora Tezi, Selçuk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 205s.
12. Reis, E, M., 2001, Earthquake Design of Reinforced Masonry Buildings, Master of Science, Boğaziçi University, 136p.
13. Büyükökmek, D., 2001, Donatılı Yığma Yapı Tasarımı, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 127s.
14. Kalkan, N., 2008, Düzlem Dışı Tersinir Yüklenen Yığma Yapıların Donatılı Püskürtme Betonu İle Güçlendirilmesi, Doktora Tezi, Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 178s.
15. Üstündağ, C., 2000, Bir-İki Katlı Yığma Binaların Yatay Yükler Altındaki Davranışı ve Kesme Güvenliğinin Sağlanması, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 65s.
16. Tomazevic, M., Lutman, M. and Petkovic, L., 1996, Seismic Behavior of Masonry Walls: Experimental Simulation, Journal of Structural Engineering, Vol.122, No.9, 1040-1047.
17. Tanrıkuu, K., 1991, Models for Nonlinear Earthquake Analysis of Brick Masonry Buildings, Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 145s.
18. Saberi, M., 1998, Deprem Yükleri Altında Yığma Binaların Davranışı, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 55s.
19. Gürel, M.A., 2001, Kagir Dolgu Duvarların Düzlemlerine Dik Deprem Etkileri Altında Davranışı, Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 140s.
20. Kaya, E., 2003, Yığma Yapıların Çelik ve Betonarme Takviyesi, Uygulanabilirliği ve Yapım Hataları, Yüksek Lisans Tezi, Ege Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 112s.
21. Bozdoğangil, A.T., 1998, Deprem Yükleri Altında Yığma Duvarların Dayanımı ve Takviyesi, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 52s.

22. Teomete, E., 2004, Finite Element Modeling of Historical Masonry Structures; Case Study: Urla Kamanlı Mosque, Yüksek Lisans Tezi, İzmir Teknoloji Enstitüsü, 158s.
23. Vatan, M., 2005, Yığma Yapıların Sonlu Elemanlar Yöntemine Dayalı Analiz Modelinin Oluşturulmasında Fotogrametrik Verilerin Kullanılması, Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 75s.
24. Ural, A., 2009, Yığma Yapıların Doğrusal Olmayan Elastik Ötesi Davranışlarının İncelenmesi, Doktora Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 229s.
25. Doğangün, A., Ural, A. ve Livaoglu, R., 2008, Seismic Performance of Masonry Buildings During Recent Earthquakes in Turkey, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
26. Ural, A. ve Doğangün, A., 2007, Mikro Modelleme Tekniği Kullanılarak Yığma Yapıların Deprem Performanslarının İncelenmesi, Uluslararası Deprem Sempozyumu, Kocaeli.
27. Zhuge, Y., Thambiratnam, D. and Corderoy, J., 1998, Nonlinear Dynamic Analysis of Unreinforced Masonry, Journal of Structural Engineering, Vol.124, No.3, 270-277.
28. Zarnic, R., Gostic, S., Crewe, A. and Taylor, C., 2001, Shaking Table Tests of 1/4 Reduced Scale Models of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frame Buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 30, 819-834.
29. Mehrabi, A. and Shing, P. B., 1997, Finite Element Modeling of Masonry Infilled RC Frames, Journal of Structural Engineering, Vol.123, No.5, 604-613.
30. Benedetti, D., Carydis, P. and Pezzoli, P., 1998, Shaking Table Tests on 24 Simple Masonry Buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 27, 67-90
31. Spence, R. and D' Ayala, D., 1999, Damage Assessment and Analysis of the 1997 Umbria-Marche Earthquakes, Structural Engineering International, Vol.9, 229-233.

32. Puglisi, M., Uzcategui, M. and Lopez, J., 2008, Modeling of Masonry of Infilled Frames, Part II: Cracking and Damage, *Engineering Structures*, Vol.31, 119-124.
33. Tomazevic, M. and Klemenc, I., 1997, Verification of Seismic Resistance of Confined Masonry Buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, 1073-1088
34. Bayraktar, A., Nart C. and Yalçın, A., 2007, Damages of Masonry Buildings during the July 2, 2004 Dogubeyazıt (Ağrı) Earthquake in Turkey, *Engineering Failure Analysis*, Vol.14, 147-157.
35. Asteris, P.G. and Tzamtzis, A. D., 2003, On the Use of A Regular Yield Surface for the Analysis of Unreinforced Masonry Walls, *Electronic Journal of Structural Engineering*, 3, 23-42.
36. Lourenço, P.B., Rots, J.G. and Blaauwendraad, J., 1998, Continuum Model for Masonry: Parameter Estimation and Validation, *Journal of Structural Engineering*, Vol.124, No.6, 642-652.
37. Berto, L., Sactta, A., Scotta, R. and Vitaliani, R., 2004, Shear Behaviour of Masonry Panel: Parametric FE Analyses, *International Journal of Solids and Structures*, Vol.41, 4383-4400.
38. Yoshimura, K. and Kuroki, M., 2001, Damage to Masonry Building Structures Caused by the El Salvador Earthquake of January 13, 2001, *Journal of Natural Disaster Science*, Vol.23, No.2, 53-63.
39. Salinities, T., Karatostas, C., Lekidis, V. and Anthoine, A., 2003, Comparative Inelastic Pushover Analysis of Masonry Frames, *Engineering Structures*, Vol. 25, 1515-1523.
40. Lourenço, P.B., Borst, R. and Rots, J., 1997, A Plane Stress Softening Plasticity Model for Orthotropic Materials, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol.40, 4033-4052.
41. Fanning, P. J. and Boothby, T. E., 2001, Longitudinal and Transverse Effects in Masonry Arch Bridge Assessment, *Construction and Building Materials*, 60, 15-51.
42. Pallares, F. J, Agüero, A. and Martin, M., 2006, Seismic Behavior of Industrial Masonry Chimneys, *International Journal of Solids and Structures*, Vol.43, 2076-2090.

43. Zhang, X., Singh, S., Bull, D. and Cooke. N., 2001, Out of Plane Performance of Reinforced Masonry Walls with Openings, Journal of Structural Engineering, Vol.127, 51-57.
44. Bayülke, N., 2001, Depremlerde Hasar Gören Yapıların Onarım Ve Güçlendirilmesi, İnşaat Müh. Odası İzmir Şubesi no:15, İzmir, 319s.
45. Celep, Z. ve Kumbasar, N., 2004, Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, İstanbul, 860s.
46. TS 704, Duvarlar İçin Harman Tuğlaları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
47. TS 705, Duvarlar İçin Dolu ve Delikli Fabrika Tuğlaları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
48. TS 2513, Doğal Yapı Taşları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
49. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik, 2007, Ankara
50. Bayülke, N., 1980, Yığma Yapılar, Ankara, 111s.
51. TS 406, Beton Bloklar-Briketler Duvarlar İçin, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
52. TS 2848, Kâgir Duvar Harçları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
53. TS ENV 1996-1-1, 2001, Kâgir Yapıların Tasarımı, (Eurocode 6), Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
54. Bayülke N., 1992, Yığma Yapılar, Afet İşleri Genel Müdürlüğü Deprem Dairesi Başkanlığı, Ankara
55. Lourenço, P.B., 1996, Computational Strategies for Masonry Structures, Delft University, PhD Thesis, Netherlands, 220s.

56. Ghrib, F. and Tinawi, R., 1995, An Application of Damage Mechanics for Seismic Analysis of Concrete Gravity Dams, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, 157-173.
57. Bhattacharjee, S. S., 1993, Smeared Fracture Analysis of Concrete Gravity Dams for Static and Seismic Loads, McGill University, PhD Thesis, Montreal, Canada.
58. Bhattacharjee, S. S., and Léger, P., 1993, Seismic Cracking and Energy Dissipation in Concrete Gravity Dams, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 22, 991-1007.
59. Skrikerud, P.E. and Bachmann, H., 1986, Discrete Crack Modeling for Dynamically Loaded Unreinforced Concrete Structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.14, 297-315
60. Rots, J. G., 1988, Computational Modeling of Concrete Fracture, Thesis Report, Civil Engineering Department of Delft University.
61. Rots, J. G., 1991, Numerical Simulation of Cracking in Structural Masonry, *Heron*, 36, No.2, 49-63.
62. Lofti, H. R. and Shing, P. B., 1991, An Appraisal of Smeared Crack Models for Masonry Shear Wall Analysis, *Computers and Structures*, Vol.41, No.3, 413-425.
63. Shing, P. B. and Cao L., 1997, Analysis of Partially Grouted Masonry Shear Walls, Department of Civil. Environmental & Architectural Engineering, University of Colorado, 46p.
64. Rots, J. G., 1997, Structural Masonry, TNO Building and Construction Research, Netherlands, 152p.
65. Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S. and Onate, E., 1989, A Plastic Damage Model for Concrete, *International Journal Solids Structures*, Vol.25, 299-326.
66. Oliver, J., 1989, A Consistent Characteristic Length for Smeared Cracking Models, *International Journal for Numerical Methods*, Vol.28, 461-474

67. Bazant, Z. P. and Cabot, G. P., 1989, Measurement of Characteristic Length of Nonlocal Continuum, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.115, 754-766.
68. Miranda, I., Ferencz, R. M. and Hughes, T.J.R., 1989, An Improved Implicit–Explicit Time Integration Method for Structural Dynamics, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.18, 643–653.
69. Diana, 2008, Finite Element Analysis Program, TNO DIANA.
70. Matlab, The Mathworks Company, lisans no: 585775.
71. ANSYS 10 Volume Theory User's Manual.

ÖZGEÇMİŞ

Erkut SAYIN, 1977 yılında Elazığ'da doğmuştur. İlköğrenimini Elazığ Evren Paşa ve Diyarbakır İnönü ilkokullarında, orta ve lise öğrenimini ise Diyarbakır Anadolu Lisesinde tamamlamıştır. 2001 yılında Fırat Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği bölümünden Mühendislik Fakültesi birincisi olarak mezun olmuştur. Aynı yıl yüksek lisans eğitimine başlamış ve İnşaat Mühendisliği bölümüne araştırma görevlisi olarak atanmıştır. 2003 yılında Fırat Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında Doktora Programına başlamıştır.

Yazar, halen Fırat Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde araştırma görevlisi olarak görev yapmaktadır.