

KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

BETONARME İSTİNAT DUVARLARININ, ZEMİN ETKİLEŞİMİNİ DE DİKKATE  
ALMAK SURETİYLE, DEPREM YÜKLERİNE GÖRE DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL  
OLMAYAN DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ

DOKTORA TEZİ

İnş. Yük. Müh. Şenol GÜRİSOY

Haziran 2006

TRABZON

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**BETONARME İSTİNAT DUVARLARININ, ZEMİN ETKİLEŞİMİNİ DE  
DİKKATE ALMAK SURETİYLE, DEPREM YÜKLERİNE GÖRE DOĞRUSAL  
VE DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ**

**İnş. Yük. Müh. Şenol GÜRSOY**

**Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde  
“Doktor”  
Unvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 25.05.2006  
Tezin Savunma Tarihi : 28.06.2006**

**Tez Danışmanı : Prof. Dr. Ing. Ahmet DURMUŞ  
Jüri Üyesi : Prof. Dr. Adem DOĞANGÜN  
Jüri Üyesi : Doç. Dr. Hasan SOFUOĞLU  
Jüri Üyesi : Prof. Dr. Yusuf AYVAZ  
Jüri Üyesi : Prof. Dr. Polat SAKA**

**Enstitü Müdürü : Prof. Dr. Emin Zeki BAŞKENT**

**Trabzon 2006**

## ÖNSÖZ

Bu çalışma Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda Doktora tezi olarak gerçekleştirilmiştir.

Betonarme istinat duvarlarının, zemin etkileşimini de dikkate almak suretiyle, deprem yüklerine göre doğrusal ve doğrusal olmayan davranışlarının incelenmesi konusundaki bu çalışmayı bana önererek; çalışma programının yoğunluğuna rağmen çalışmamı başlangıcından yazımına kadar sürekli takip edip, bana araştırma zevki ve bilimsel düşünce disiplini aşılayan, tezimin her aşamasında bilgi ve tecrübesinden yararlandığım yönetici hocam Prof. Dr. Ing. Sayın Ahmet DURMUŞ'a şükran ve saygılarımı sunmayı zevkli bir görev sayarım.

Çalışmalarım sırasında kendilerine LUSAS programı hakkında danıştığım ve sıcak ilgisini gördüğüm Prof. Dr. Sayın S.Semih TEZCAN'a ve sayesinde tanışarak anılan program konusunda teknik destek aldığım Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi Deprem Araştırma Enstitüsü Öğretim elamanlarından Dr. Sayın Hafez KEYBOUR'a, Trakya Üniversitesi Çorlu Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Öğretim Elemanlarından Dr. Sayın Ertuğrul ORDU'ya ve "2004.112.001.01 Kod Nolu Proje" kapsamında çalışmamıza maddi destek sağlayan Karadeniz Teknik Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Birimine teşekkürlerimi sunarım. Tez izleme komitesi üyelerinden Prof. Dr. Sayın Adem DOĞANGÜN ve Doç. Dr. Sayın Hasan SOFUOĞLU'na, Jüri üyeliğini kabul eden Prof. Dr. Sayın Polat SAKA ve Prof. Dr. Sayın Yusuf AYVAZ'a zahmetlerinden dolayı minnettar olduğumu belirtmek isterim. Ayrıca çalışmalarım sırasında bana moral destek veren Yrd. Doç. Dr. Sayın Şener CERYAN'a teşekkür ederim.

Burada, öğrenimim boyunca bana emeği geçen hocalarımı saygı ile anarken, çalışmam süresince beni sabır ve şefkatle destekleyen eşim Gülşah ve ailemin diğer fertlerine, özellikle ömrünü bizim yetişmemiz için hasretmiş olan anne ve babama, müteşekkir olduğumu belirtir çalışmamın ülkemize yararlı olmasını gönülden dilerim.

Şenol GÜRSOY  
Trabzon, 2006

## İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa No</u>
ÖNSÖZ .....	II
İÇİNDEKİLER.....	III
ÖZET .....	VII
SUMMARY .....	VIII
ŞEKİLLER DİZİNİ .....	IX
ÇİZELGELER DİZİNİ.....	XVII
SİMGELER DİZİNİ .....	XIX
<b>1. GENEL BİLGİLER.....</b>	<b>1</b>
1.1. Giriş .....	1
1.2. İstinat Duvarları Konusunda Daha Önce Yapılan Bazı Çalışmalar.....	2
1.3. Bu Çalışmanın Amaç ve Kapsamı.....	24
<b>2. YAPILAN ÇALIŞMALAR, BULGULAR VE İRDELEMELER.....</b>	<b>26</b>
2.1. İstinat Duvarlarının Depreme Göre Tasarımında Kullanılan Bazı Analitik Yöntemler .....	26
2.1.1. Mononobe-Okabe Yöntemi .....	27
2.1.2. Steedman-Zeng Yöntemi .....	28
2.1.3. Seed-Whitman Yöntemi .....	30
2.1.4. Prakash-Saran Yöntemi .....	31
2.1.5. Richard-Elms Yöntemi .....	34
2.1.6. Whitman-Liao Yöntemi.....	36
2.1.7. Türkiye Deprem Yönetmeliğinde (TDY-98) Önerilen Yönteme Göre Hesap .....	37
2.1.8. Eurocode-8'de (2003) Önerilen Yönteme Göre Hesap .....	40
2.1.9. Analitik Yöntemlere İlişkin Geliştirilen Bilgisayar Programları.....	42
2.2. İstinat Duvarlarının Depreme Göre Sonlu Elemanlar Yöntemiyle Tasarımı ..	42
2.2.1. Sonlu Elemanlar Yöntemi ve İstinat Duvarlarına Uygulanmasına İlişkin Bazı Hatırlatmalar.....	42
2.2.2. Sonlu Elemanlar Yönteminin Analitik Yöntemlere Göre Başlıca Üstünlük ve Sakıncaları.....	43

2.3.	Yapı-Zemin Etkileşimi Konusunda Hatırlatmalar.....	44
2.3.1.	Depremden Doğan Yer Hareketlerinin Yapı-Zemin Etkileşimindeki Rolü ....	45
2.3.2.	Yapı-Zemin Etkileşiminde Kullanılan Bazı Yöntemler .....	48
2.3.2.1.	Kütlesiz temel yaklaşımı yöntemi .....	50
2.3.2.2.	Yapay Sınır Modellerine İlişkin Yöntemler .....	53
2.3.2.2.1.	Toplanmış Kütle Yöntemleri .....	53
2.3.2.2.2.	Sınır Entegral-Denklemine İlişkin Yöntem.....	56
2.3.2.2.3.	Özel Yöntemler.....	56
2.4.	Zeminin Doğrusal Olmayan Davranışı Konusunda Hatırlatmalar .....	58
2.5.	İstinat Duvarlarının Sonlu Elemanlar Yöntemiyle Tasarımında Zemin Etkileşiminin Dikkate Alınması .....	60
2.5.1.	Sonlu Elemanlar Yöntemine Göre Zemin Hareket Denklemleri.....	61
2.5.1.1.	İki Boyutlu Dörtgen Elemanlar İçin Zemin Hareket Denklemleri .....	62
2.5.1.2.	Üç Boyutlu İzoparametrik Elemanlar İçin Zemin Hareket Denklemleri.....	68
2.6.	Sayısal Uygulamalar .....	76
2.6.1.	Sayısal Uygulama I.....	78
2.6.1.1.	Analitik Yöntemlere Göre Yapısal Çözümleme.....	78
2.6.1.2.	Sonlu Elemanlar Yöntemine Yapısal Çözümleme .....	82
2.6.1.2.1.	İstinat Duvarlarının-Dolgu Zemini Etkileşimli Yapısal Çözümlemesi .....	82
2.6.1.2.1.1.	İstinat Duvarının Birim Uzunluklu İki Boyutlu Modeli Üzerinde Yapısal Çözümleme .....	82
2.6.1.2.1.2.	İstinat Duvarının Birim Uzunluklu 3 Boyutlu Modeli Üzerinde Yapısal Çözümleme .....	103
2.6.1.2.1.3.	İstinat Duvarının Tümünü Dikkate Alan 3 Boyutlu Modeli Üzerinde Yapısal Çözümleme.....	105
2.6.1.2.2.	İstinat Duvarının-Dolgu ve Temel Zemini Etkileşimli Yapısal Çözümlemesi .....	107
2.6.1.2.2.1.	İstinat Duvarının Birim Uzunluklu İki Boyutlu Modeli Üzerinde Yapısal Çözümleme .....	107
2.6.2.	Sayısal Uygulama II .....	119
2.6.3.	Sayısal Uygulama III .....	121
2.6.3.1.	Analitik Yöntemlere Göre Yapısal Çözümleme.....	122
2.6.3.2.	Sonlu Elemanlar Yöntemine Göre Yapısal Çözümleme .....	124
2.6.3.2.1.	İstinat Duvarının-Dolgu Zemini Etkileşimli Birim Uzunluklu İki Boyutlu Modeli Üzerinde Yapısal Çözümleme.....	124

2.6.3.2.2.	İstinat Duvarının-Dolgu ve Temel Zemini Etkileşimli Birim Uzunluklu İki Boyutlu Modeli Üzerinde Yapısal Çözümleme.....	135
2.6.4.	Sayısal Uygulama IV.....	142
2.6.4.1.	Analitik Yöntemlere Göre Yapısal Çözümleme.....	142
2.6.4.2.	Sonlu Elemanlar Yöntemine Göre Yapısal Çözümleme.....	145
2.6.4.2.1.	İstinat Duvarının-Dolgu Zemini Etkileşimli Birim Uzunluklu İki Boyutlu Modeli Üzerinde Yapısal Çözümleme.....	145
2.6.4.2.2.	İstinat Duvarının-Dolgu ve Temel Zemini Etkileşimli Birim Uzunluklu İki Boyutlu Modeli Üzerinde Yapısal Çözümleme.....	157
2.6.5.	Sayısal Uygulama V.....	162
2.6.5.1.	Analitik Yöntemlere Göre Toplam Zemin Basıncı Dağılımları ve Yapısal Çözümleme.....	162
2.6.5.1.1.	Analitik Yöntemlere Göre İstinat Duvarına Etkiyen Toplam Zemin Basınçları.....	162
2.6.5.1.2.	Analitik Yöntemlere Göre Yapısal Çözümleme.....	164
2.6.5.2.	Sonlu Elemanlar Yöntemine Göre Yapısal Çözümleme.....	166
2.6.5.2.1.	İstinat Duvarının-Dolgu Zemini Etkileşimli Birim Uzunluklu İki Boyutlu Modeli Üzerinde Yapısal Çözümleme.....	166
2.6.5.2.2.	İstinat Duvarının-Dolgu ve Temel Zemini Etkileşimli Birim Uzunluklu İki Boyutlu Modeli Üzerinde Yapısal Çözümleme.....	178
2.6.6.	Sayısal Uygulama VI.....	183
2.6.6.1.	Analitik Yöntemlere Göre Yapısal Çözümleme.....	183
2.6.6.2.	Sonlu Elemanlar Yöntemine Göre Yapısal Çözümleme.....	186
2.6.6.2.1.	İstinat Duvarının-Dolgu Zemini Etkileşimli Birim Uzunluklu İki Boyutlu Modeli Üzerinde Yapısal Çözümleme.....	186
2.6.6.2.2.	İstinat Duvarının-Dolgu ve Temel Zemini Etkileşimli Birim Uzunluklu İki Boyutlu Modeli Üzerinde Yapısal Çözümleme.....	197
2.6.7.	Sayısal Uygulama VII.....	202
2.6.7.1.	Analitik Yöntemlere Göre Yapısal Çözümleme.....	202
2.6.7.2.	Sonlu Elemanlar Yöntemine Göre Dolgu Zemini Etkileşimli Yapısal Çözümlemesi.....	205
<b>3.</b>	<b>SONUÇ VE ÖNERİLER</b> .....	<b>212</b>
<b>4.</b>	<b>KAYNAKLAR</b> .....	<b>215</b>
<b>5.</b>	<b>EKLER</b> .....	<b>230</b>
Ek-1	Betonarme İstinat Duvarlarının Mononobe-Okabe Yöntemine Göre Deprem Hesabı İçin Geliştirilen Bilgisayar Programı.....	230
Ek-2	Betonarme İstinat Duvarlarının Steedman-Zeng Yöntemine Göre Deprem Hesabı İçin Geliştirilen Bilgisayar Programı.....	232

Ek-3	Betonarme İstinat Duvarlarının Seed-Whitman Yöntemine Göre Deprem Hesabı İçin Geliştirilen Bilgisayar Programı.....	234
Ek-4	Betonarme İstinat Duvarlarının Prakash-Saran Yöntemine Göre Deprem Hesabı İçin Geliştirilen Bilgisayar Programı.....	235
Ek-5	Betonarme İstinat Duvarlarının Richards-Elms Yöntemine Göre Deprem Hesabı İçin Geliştirilen Bilgisayar Programı.....	237
Ek-6	Betonarme İstinat Duvarlarının Whitman-Liao Yöntemine Göre Deprem Hesabı İçin Geliştirilen Bilgisayar Programı.....	238
Ek-7	Betonarme İstinat Duvarlarının Türkiye Deprem Yönetmeliğinde (TDY-1998) Önerilen Yönteme Göre Geliştirilen Bilgisayar Programı .....	239
Ek-8	Betonarme İstinat Duvarlarının Eurocode-8'de (2003) Önerilen Yönteme Göre Geliştirilen Bilgisayar Programı .....	243
	ÖZGEÇMİŞ.....	245

## ÖZET

Yapım ve işlevleri yönünden özellik arzeden istinat duvarlarının diğer yapılar gibi depreme de dayanımlı olarak tasarlanıp inşa edilmeleri gerektiği açıktır. Oysa bu duvarların da depremlerden dolayı kabul sınırlarının ötesinde hasar gördüğü yada göçtüğü bilinmektedir. Bu durumu, yapım aşamalarında denetime gerekli özenin gösterilmiş olması durumunda, tasarımlarında kullanılan hesap yöntemlerine atfetmek mümkün olmaktadır.

Bu çalışmanın temel amacı betonarme istinat duvarlarının, zemin etkileşimini de dikkate almak suretiyle, deprem yüklerine göre doğrusal ve doğrusal olmayan davranışlarını incelemek ve bu davranışları bazı analitik yöntemlere göre geliştirilen bilgisayar programlarıyla elde edilenlerle karşılaştırmaktır.

Bu amaçla gerçekleştirilen çalışma üç asıl ve bir ekler bölümü olmak üzere toplam dört bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde istinat duvarları hakkında genel bilgiler verilmekte ve bu konuda daha önce yapılmış olan bazı çalışmalar üzerinde durulmaktadır. İkinci bölümde, istinat duvarlarının depreme göre tasarımında kullanılan bazı tanınmış analitik yöntemlere, sonlu elemanlar yöntemine, yapı-zemin etkileşimine ve zeminin doğrusal olmayan davranışına ilişkin bazı hatırlatmalar yapılmakta, betonarme konsol ve payandalı istinat duvarlarının, çeşitli koşullara göre belirlenen modellerinin, sonlu elemanlar yöntemiyle son Erzincan (1992) depreminin yatay bileşenlerine göre yapısal çözümlenmeleri de bu bölümde gerçekleştirilmekte ve elde edilen bulgular bu çalışmaya konu olan analitik yöntemlerden elde edilenlerle karşılaştırılmaktadır. Üçüncü bölüm çalışmanın bütününden çıkartılan başlıca sonuç ve önerilere ayrılmış olup bu son bölümü kaynaklar diziniyle istinat duvarlarının tanınmış analitik yöntemlerle tasarımları için geliştirilen bilgisayar programlarına ilişkin ekler bölümü izlemektedir.

Elde edilen sonuçlar, Türkiye Deprem Yönetmeliğinde bu duvarların tasarımı için önerilen yöntemin, zemin etkileşimi ve doğrusal olmayan davranışları da dikkate alarak değiştirilmesi gerektiğini göstermektedir.

**Anahtar Kelimeler:** İstinat Duvarları, Tasarım, Deprem, Analitik ve Sayısal Yöntemler, Bilgisayar Programı, Karşılaştırma.



## SUMMARY

### **Investigation of Linear and Non-Linear of Behaviours of Reinforced Concrete Retaining Walls According to the Earthquake Loads Considering Soil-Structures Interactions**

It is clear that having characteristics with regard to their construction and functions retaining walls should be designed and built like other constructions resistant to earthquakes. However, it is known that these walls also suffered damage or collapsed by reason of earthquakes beyond the accepted limits. In case of taking the required pains over the control in the phase of construction, it is possible to ascribe this case to the calculation methods used in their designs.

The principal goal of this study is, by taking soil interaction into consideration as well, to investigate the linear and non-linear behaviour of the reinforced concrete retaining walls in accordance with the earthquake load and to compare these behaviours with the ones obtained from the computer programs having been developed according to the analytical methods.

The study performed for this purpose includes three main chapters and one appendix. In the first chapter, information about retaining walls is presented and previous studies on this subject are centered. In the second chapter, some points concerning to some well-known analytic methods used in designs of retaining walls according to earthquake, finite element method, soil structure interaction and the non-linear behaviour of soil is reminded, structural solutions of the reinforced concrete cantilever and reinforced counterfort retaining walls the models of which are established according to various conditions are carried out with finite element method according to the horizontal components of the last Erzincan earthquake and the findings are compared with the ones obtained from the analytic methods dwelled on in this study. The main results and suggestions obtained from the whole study are summarised in the third chapter and this last chapter is followed by the list of references and an appendix including source code of a computer program developed for the designs of retaining walls through well-known analytic methods.

The obtained results reveal that the method proposed in Turkish Earthquake Regulation for the design of these walls should be changed by taking soil interaction and non-linear behaviours into consideration as well.

**Key Words:** Retaining Walls, Design, Earthquake, Analytical and Numerical Procedures, Computer Programs, Comparison.

## ŞEKİLLER DİZİNİ

### Sayfa No

Şekil 1.1.	İstinat duvarlarının kalıcı yerdeğiştirmelerinin hesabında kullanılan Newmarkın kayma bloğu yönteminin açıklanmasına ilişkin diyagramlar .....	5
Şekil 1.2.	Nadim ve Whitmanın çalışmalarında dikkate alınan sonlu elemanlar modeli	8
Şekil 1.3.	Whitmanın 2 serbestlik dereceli deney modeli.....	11
Şekil 2.1.	Mononobe-Okabe yöntemine göre depremde istinat duvarlarına etkiyen kuvvetler .....	27
Şekil 2.2.	İstinat duvarlarının Mononobe-Okabe yöntemine göre tasarımı.....	28
Şekil 2.3.	Steedman-Zeng yöntemine ilişkin hesap modeli .....	29
Şekil 2.4.	İstinat duvarlarının Steedman ve Zeng göre tasarımı .....	29
Şekil 2.5.	Yatay eşdeğer deprem katsayısının ( $C_h$ )=0.2 değeri için dinamik aktif itki ( $P_{ad}$ ) tatbik noktasının duvar yüksekliği/düşey kayma dalgası boyu ( $H/\lambda_o$ ) oranıyla değişimi.....	30
Şekil 2.6.	Seed-Whitman yöntemine göre istinat duvarlarına etkiyen kuvvetler.....	30
Şekil 2.7.	İstinat duvarlarının Seed-Whitman yöntemine göre tasarımı .....	31
Şekil 2.8.	Prakash-Saran yöntemine ilişkin hesap modeli .....	32
Şekil 2.9.	İstinat duvarlarının Prakash-Saran yöntemine göre tasarımı .....	32
Şekil 2.10.	Das-Puri Yöntemine ilişkin hesap modeli .....	33
Şekil 2.11.	İstinat duvarlarının Das-Puri yöntemine göre tasarımı.....	33
Şekil 2.12.	Richard-Elms yöntemine göre istinat duvarlarına etkiyen kuvvetler .....	34
Şekil 2.13.	İstinat duvarlarının TDY-98'e göre tasarımına ilişkin akış şeması .....	39
Şekil 2.14.	İstinat duvarlarının Eurocode-8 (2003)'e göre tasarımına ilişkin akış şeması.....	41
Şekil 2.15.	Kocaeli (1999) depremi Yarımca Pektim (a) ve Ambarlı Termik Santrali (b) kaydı yer ivmesi bileşenleri .....	46
Şekil 2.16.	Sönüm oranının %5 olması durumunda Kocaeli (1999) ve Erzincan (1992) depremlerinin çeşitli istasyonlardan alınan Doğu-Batı, Kuzey-Güney bileşenleri ve çeşitli zemin sınıfları için Türkiye deprem yönetmeliğinde önerilen tasarım ivme spektrumları .....	47
Şekil 2.17.	İstinat duvarı-zemin bağlaşık sistemi etkileşiminde kullanılan modellere ilişkin şematik bir örnek .....	49
Şekil 2.18.	Kütlesiz temel yaklaşımı için yapı- zemin etkileşimi modeli.....	51
Şekil 2.19.	Başlangıç sınırları a) sıfır yerdeğiştirmeler b) sıfır yüzey yerdeğiştirmeleri .....	54

Şekil 2.20.	Lysmere göre (a) yay-sönümleyicilere ilişkin (b) yerel viskoz sınırlar.....	55
Şekil 2.21.	Birbiriyle bağlantılı sınırlar .....	56
Şekil 2.22.	Bilinen algoritmaya dayalı tahmin yöntemine ilişkin şematik bir model.....	57
Şekil 2.23.	Birleştirme sınır yönteminin a) tutulmuş sınırlı bileşenine b) serbest sınırlı bileşenine ilişkin şematik modeller .....	58
Şekil 2.24.	Farklı kırılma ölçütleri için asal gerilme uzayında şematik kırılma yüzeyleri.....	59
Şekil 2.25.	Üç boyutlu asal gerilme uzayında (a) iki boyutlu asal gerilme düzleminde (b) Drucker-Prager şematik kırılma yüzeyleri .....	60
Şekil 2.26.	Sonlu elemanlar yönteminde dikkate alınan iki boyutlu izoparametrik dörtgen eleman.....	62
Şekil 2.27.	Sonlu elemanlar yönteminde dikkate alınan üç boyutlu izoparametrik eleman.....	68
Şekil 2.28.	13 Mart 1992 Erzincan depremi yer ivmesi kayıtları .....	77
Şekil 2.29.	İstinat duvarının (D1) boyutları ve dolgu zemini parametreleri.....	78
Şekil 2.30.	Farklı analitik yöntemlere göre istinat duvarına (D1) depremden dolayı etkileyen toplam zemin basıncı dağılımları .....	79
Şekil 2.31.	Farklı analitik yöntemlere göre istinat duvarına (D1) depremden dolayı etkileyen eğilme momenti dağılımları .....	80
Şekil 2.32a.	İstinat duvarının (D1) dolgu zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde dikkate alınan sonlu eleman modelleri .....	83
Şekil 2.32b.	İstinat duvarının (D1) dolgu zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde dikkate alınan sonlu eleman modelleri .....	84
Şekil 2.33.	İstinat duvarının (D1) sonlu elemanlar ve TDY-98'e göre hesaplanan statik zemin basıncı dağılımları .....	86
Şekil 2.34.	İstinat duvarının (D1) sonlu elemanlar ve analitik yöntemlere göre hesaplanan toplam zemin basınç dağılımları .....	87
Şekil 2.35.	Erzincan Depremi Doğu-Batı ve Kuzey-Güney bileşenlerine göre istinat duvarının (D1) sonlu elemanlar yöntemi ve TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanan toplam zemin basınç dağılımları .....	88
Şekil 2.36.	İstinat duvarının (D1) sonlu elemanlar yöntemi ve TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanan toplam basınç dağılımları .....	91
Şekil 2.37.	Sönümlü ve sönümsüz durumlar için istinat duvarının (D1) sonlu elemanlar yöntemi ve TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanan toplam basınç dağılımları.....	92
Şekil 2.38.	Model 1.1'deki istinat duvarının (D1) 653no'lu düğüm noktasındaki toplam zemin basıncının deprem süresince değişimi .....	93
Şekil 2.39.	Model 1.1'deki istinat duvarının (D1) 654no'lu düğüm noktasındaki toplam zemin basıncının deprem süresince değişimi .....	93

Şekil 2.40.	İstinat duvarının (D1) dolgu zeminin dikkate alınması ve alınmaması durumlarına bağlı olarak yatay yerdeğiştirmeleri.....	95
Şekil 2.41.	Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için istinat duvarının (D1) sonlu elemanlar yöntemi (model 1.1) ve TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları.....	96
Şekil 2.42.	Model 1.1'e göre istinat duvarında (D1) yükseklik boyunca normal gerilme ( $\sigma_x$ ) dağılımları .....	97
Şekil 2.43.	Model 1.1'e göre istinat duvarında (D1) yükseklik boyunca kayma gerilmesi ( $\tau_{xy}$ ) dağılımları .....	98
Şekil 2.44.	Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için D1 istinat duvarı 693 no'lu düğüm noktasında normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) deprem süresince değişimi, (kN/m <sup>2</sup> /m) .....	99
Şekil 2.45.	Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için D1 istinat duvarı 676 no'lu düğüm noktasında normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) deprem süresince değişimi, (kN/m <sup>2</sup> /m) .....	99
Şekil 2.46.	İstinat duvarının (D1) doğrusal yapısal çözümleriyle hesaplanan eş gerilme yörüngeleri.....	101
Şekil 2.47.	İstinat duvarının (D1) doğrusal olmayan yapısal çözümleriyle hesaplanan eş gerilme yörüngeleri.....	102
Şekil 2.48.	Şekil 2.32a'daki Model 1.1'e göre istinat duvarının dolgu zemini etkileşimli yapısal çözümlerinde kullanılan birim uzunluklu üç boyutlu modeli .....	103
Şekil 2.49.	İstinat duvarının (D1) TDY-98 yöntemi ve sonlu elemanlar yöntemiyle birim uzunluklu iki ve üç boyutlu modellerinin dolgu zemini etkileşimli çözümlerinden elde edilen toplam zemin basıncı dağılımları.....	104
Şekil 2.50.	Şekil 2.32a'daki Model 1.1'e göre istinat duvarının dolgu zemini etkileşimli yapısal çözümlerinde kullanılan üç boyutlu modeli .....	105
Şekil 2.51.	İstinat duvarının (D1) TDY-98 yöntemi ve sonlu elemanlar yöntemiyle tümü ile birim uzunluklu modellerinin dolgu zemini etkileşimli çözümlerinden elde edilen toplam zemin basıncı dağılımları.....	106
Şekil 2.52.	İstinat duvarının (D1) dolgu ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümlerinde kullanılan sonlu elemanlar ağı .....	108
Şekil 2.53.	İstinat duvarının (D1) dolgu ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümlerinde kullanılan sonlu elemanlar ağı .....	109
Şekil 2.54.	İstinat duvarının (D1) dolgu ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümlerinde kullanılan sonlu elemanlar ağı .....	110
Şekil 2.55.	İstinat duvarının (D1) dolgu ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümlerinde kullanılan sonlu elemanlar ağı .....	111
Şekil 2.56.	İstinat duvarının (D1) dolgu ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümlerinde kullanılan sonlu elemanlar ağı .....	112

Şekil 2.57.	İstinat duvarının (D1), farklı temel zemin türleri için, sonlu elemanlar yöntemi ve TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları.....	113
Şekil 2.58.	İstinat duvarının (D1) sonlu elemanlar yöntemiyle zemin etkileşimli çözümünden ve TDY-98'de önerilen yöntemle belirlenen toplam zemin basıncı dağılımları.....	115
Şekil 2.59.	Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için istinat duvarının (D1) sonlu elemanlar yöntemi (model 1.5) ve TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları.....	117
Şekil 2.60.	Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için istinat duvarının (D1) sonlu elemanlar yöntemi (model 1.7) ve TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları.....	118
Şekil 2.61.	İstinat duvarının (D2) boyutları ve dolgu zemini parametreleri .....	119
Şekil 2.62.	İstinat duvarının (D2) dolgu zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde dikkate alınan sonlu eleman modeli.....	120
Şekil 2.63.	İstinat duvarının (D2) deneysel, sonlu elemanlar ve farklı analitik yöntemlere göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları.....	120
Şekil 2.64.	İstinat duvarının (D3) boyutları ve dolgu zemini parametreleri .....	122
Şekil 2.65.	Analitik yöntemlere göre istinat duvarına (D3) depremden dolayı etkileyen toplam zemin basıncı dağılımları.....	123
Şekil 2.66.	Farklı analitik yöntemlere göre istinat duvarına (D3) depremden dolayı etkileyen eğilme momenti dağılımları .....	123
Şekil 2.67.	İstinat duvarının (D3) dolgu zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde dikkate alınan sonlu eleman modeli.....	125
Şekil 2.68.	İstinat duvarının (D3) sonlu elemanlar ve TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları.....	126
Şekil 2.69.	Model 3.1'deki istinat duvarının (D3) 480no'lu düğüm noktasındaki toplam zemin basıncının deprem süresince değişimi .....	127
Şekil 2.70.	Model 3.1'deki istinat duvarının (D3) 481no'lu düğüm noktasındaki toplam zemin basıncının deprem süresince değişimi .....	127
Şekil 2.71.	Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için istinat duvarının (D3) sonlu elemanlar yöntemiyle (model 3.1) hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları.....	129
Şekil 2.72.	Model 3.1'e göre istinat duvarında (D3) yükseklik boyunca normal gerilme ( $\sigma_x$ ) dağılımları .....	130
Şekil 2.73.	Model 3.1'e göre istinat duvarında (D3) yükseklik boyunca kayma gerilmesi ( $\tau_{xy}$ ) dağılımları .....	131
Şekil 2.74.	Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için D3 istinat duvarı 515 no'lu düğüm noktasında normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) deprem süresince değişimi, ( $\text{kN/m}^2/\text{m}$ ) .....	132

Şekil 2.75.	Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için D3 istinat duvarı 500 no'lu düğüm noktasında normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) deprem süresince değişimi, (kN/m <sup>2</sup> /m) .....	132
Şekil 2.76.	İstinat duvarının (D3) doğrusal yapısal çözümleriyle hesaplanan eş gerilme yörüngeleri.....	134
Şekil 2.77.	İstinat duvarının (D3) doğrusal olmayan yapısal çözümleriyle hesaplanan eş gerilme yörüngeleri.....	134
Şekil 2.78.	İstinat duvarının (D3) dolgu ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümlerinde kullanılan sonlu elemanlar ağı .....	136
Şekil 2.79.	İstinat duvarının (D3) dolgu ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümlerinde kullanılan sonlu elemanlar ağı .....	137
Şekil 2.80.	İstinat duvarının (D3) dolgu ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümlerinde kullanılan sonlu elemanlar ağı .....	138
Şekil 2.81.	İstinat duvarının (D3) sonlu elemanlar yöntemiyle zemin etkileşimli çözümünden ve TDY-98'de önerilen yöntemle belirlenen toplam zemin basıncı dağılımları.....	139
Şekil 2.82.	Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için istinat duvarının (D3) sonlu elemanlar yöntemi (model 3.3) ve TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları.....	141
Şekil 2.83.	İstinat duvarının (D4) boyutları ve dolgu zemini parametreleri .....	142
Şekil 2.84.	İki farklı analitik yöntemle göre istinat duvarına (D4) depremden dolayı etkileyen toplam zemin basıncı dağılımları .....	143
Şekil 2.85.	İki farklı analitik yöntemle göre istinat duvarına (D4) depremden dolayı etkileyen eğilme momenti dağılımları .....	144
Şekil 2.86.	İstinat duvarının (D4) dolgu zemini etkileşimli yapısal çözümlerinde dikkate alınan sonlu eleman modeli.....	146
Şekil 2.87.	İstinat duvarının (D4) sonlu elemanlar ve TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları.....	147
Şekil 2.88.	Model 4.1'deki istinat duvarının (D4) 508 no'lu düğüm noktasındaki toplam zemin basıncının deprem süresince değişimi .....	148
Şekil 2.89.	Model 4.1'deki istinat duvarının (D4) 509 no'lu düğüm noktasındaki toplam zemin basıncının deprem süresince değişimi .....	148
Şekil 2.90.	Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için istinat duvarının (D4) sonlu elemanlar yöntemine (Model 4.1) göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları.....	150
Şekil 2.91.	Model 4.1'e göre istinat duvarında (D4) yükseklik boyunca normal gerilme ( $\sigma_x$ ) dağılımları .....	151
Şekil 2.92.	Model 4.1'e göre istinat duvarında (D4) yükseklik boyunca kayma gerilmesi ( $\tau_{xy}$ ) dağılımları .....	152

Şekil 2.93.	Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için D4 istinat duvarı 543 no'lu düğüm noktasında normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) deprem süresince değişimi, (kN/m <sup>2</sup> /m) .....	153
Şekil 2.94.	Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için D4 istinat duvarı 528 no'lu düğüm noktasında normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) deprem süresince değişimi, (kN/m <sup>2</sup> /m) .....	153
Şekil 2.95.	İstinat duvarının (D4) doğrusal yapısal çözümlemesiyle hesaplanan eş gerilme yörüngeleri.....	155
Şekil 2.96.	İstinat duvarının (D4) doğrusal olmayan yapısal çözümlemesiyle hesaplanan eş gerilme yörüngeleri.....	156
Şekil 2.97.	İstinat duvarının (D4) dolgu zemini ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde kullanılan sonlu elemanlar ağı .....	158
Şekil 2.98.	İstinat duvarının (D4) sonlu elemanlar yöntemiyle zemin etkileşimli çözümünden ve TDY-98'de önerilen yöntemle belirlenen toplam zemin basıncı dağılımları.....	159
Şekil 2.99.	Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için istinat duvarının (D4) sonlu elemanlar yöntemi (Model 4.2) ve TDY-98'de önerilen yönteme göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları.....	161
Şekil 2.100.	İstinat duvarının (D5) boyutları ve dolgu zemini parametreleri .....	162
Şekil 2.101.	Farklı analitik yöntemlere göre istinat duvarına (D5) depremden dolayı etkiyen toplam zemin basıncı dağılımları .....	163
Şekil 2.102.	Farklı analitik yöntemlere göre suyun olmaması durumunda istinat duvarına depremden dolayı etkiyen eğilme momenti dağılımları .....	164
Şekil 2.103.	Farklı analitik yöntemlere göre suyun olması durumunda istinat duvarına depremden dolayı etkiyen eğilme momenti dağılımları .....	165
Şekil 2.104.	İstinat duvarının (D5) dolgu zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde dikkate alınan sonlu eleman modeli.....	167
Şekil 2.105.	İstinat duvarının (D5) sonlu elemanlar, TDY-98'de önerilen yöntem ve Westergard yöntemine göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları .....	168
Şekil 2.106.	Model 5.1'deki istinat duvarının (D5) 514no'lu düğüm noktasındaki toplam zemin basıncının deprem süresince değişimi .....	169
Şekil 2.107.	Model 5.1'deki istinat duvarının (D5) 515no'lu düğüm noktasındaki toplam zemin basıncının deprem süresince değişimi .....	169
Şekil 2.108.	Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için istinat duvarının (D5) sonlu elemanlar yöntemine (Model 5.1) göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları.....	171
Şekil 2.109.	Model 5.1'e göre istinat duvarında (D5) yükseklik boyunca normal gerilme ( $\sigma_x$ ) dağılımları .....	172
Şekil 2.110.	Model 5.1'e göre istinat duvarında (D5) yükseklik boyunca kayma gerilmesi ( $\tau_{xy}$ ) dağılımları .....	173

Şekil 2.111.	Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için D5 istinat duvarı 549 no'lu düğüm noktasında normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) deprem süresince değişimi, (kN/m <sup>2</sup> /m) .....	174
Şekil 2.112.	Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için D5 istinat duvarı 534 no'lu düğüm noktasında normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) deprem süresince değişimi, (kN/m <sup>2</sup> /m) .....	174
Şekil 2.113.	İstinat duvarının (D5) model 5.1'e göre doğrusal yapısal çözümleriyle hesaplanan eş gerilme yörüngeleri.....	176
Şekil 2.114.	İstinat duvarının (D5) model 5.1'e göre doğrusal olmayan yapısal çözümleriyle hesaplanan eş gerilme yörüngeleri.....	177
Şekil 2.115.	İstinat duvarının (D5) dolgu ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümlerinde kullanılan sonlu elemanlar ağı .....	179
Şekil 2.116.	İstinat duvarının (D5) sonlu elemanlar yöntemiyle zemin etkileşimli çözümünden ve TDY-98'de önerilen yöntemle belirlenen toplam zemin basıncı dağılımları.....	180
Şekil 2.117.	Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için istinat duvarının (D5) sonlu elemanlar yöntemi (Model 5.2) ve TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları.....	182
Şekil 2.118.	İstinat duvarının (D6) boyutları ve dolgu zemini parametreleri .....	183
Şekil 2.119.	İki farklı analitik yöntemle göre istinat duvarına (D6) depremden dolayı etkileyen toplam zemin basıncı dağılımları .....	184
Şekil 2.120.	İki farklı analitik yöntemle göre istinat duvarına (D6) depremden dolayı etkileyen eğilme momenti dağılımları .....	185
Şekil 2.121.	İstinat duvarının (D6) dolgu zemini etkileşimli yapısal çözümlerinde dikkate alınan sonlu eleman modeli.....	187
Şekil 2.122.	İstinat duvarının (D6) sonlu elemanlar ve TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları.....	188
Şekil 2.123.	Model 6.1'deki istinat duvarının (D6) 407no'lu düğüm noktasındaki toplam zemin basıncının deprem süresince değişimi .....	189
Şekil 2.124.	Model 6.1'deki istinat duvarının (D6) 285no'lu düğüm noktasındaki toplam zemin basıncının deprem süresince değişimi .....	189
Şekil 2.125.	Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için istinat duvarının (D6) sonlu elemanlar yöntemine (model 6.1) göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları.....	191
Şekil 2.126.	Model 6.1'e göre istinat duvarında (D6) yükseklik boyunca normal gerilme ( $\sigma_x$ ) dağılımları .....	192
Şekil 2.127.	Model 6.1'e göre istinat duvarında (D6) yükseklik boyunca kayma gerilmesi ( $\tau_{xy}$ ) dağılımları .....	192
Şekil 2.128.	Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için D6 istinat duvarı 427 no'lu düğüm noktasında normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) deprem süresince değişimi, (kN/m <sup>2</sup> /m) .....	193



Şekil 2.129.	Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için D6 istinat duvarı 292 no'lu düğüm noktasında normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) deprem süresince değişimi, (kN/m <sup>2</sup> /m) .....	194
Şekil 2.130.	İstinat duvarının (D6) doğrusal yapısal çözümleriyle hesaplanan eş gerilme yörüngeleri.....	195
Şekil 2.131.	İstinat duvarının (D6) doğrusal olmayan yapısal çözümleriyle hesaplanan eş gerilme yörüngeleri.....	196
Şekil 2.132.	İstinat duvarının (D6) dolgu zemini ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümlerinde kullanılan sonlu elemanlar ağı .....	198
Şekil 2.133.	İstinat duvarının (D6) sonlu elemanlar yöntemiyle zemin etkileşimli çözümünden ve TDY-98'de önerilen yöntemle belirlenen toplam zemin basıncı dağılımları.....	199
Şekil 2.134.	Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için istinat duvarının (D6) sonlu elemanlar yöntemi (model 6.2) ve TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları .....	201
Şekil 2.135.	Payandalı istinat duvarının (D7) boyutları ve dolgu zemini parametreleri .	202
Şekil 2.136.	Farklı analitik yöntemlere göre istinat duvarına (D7) depremden dolayı etkileyen toplam zemin basıncı dağılımları .....	203
Şekil 2.137.	Farklı analitik yöntemlere göre istinat duvarına (D7) depremden dolayı etkileyen eğilme momenti dağılımları .....	204
Şekil 2.138.	Payandalı istinat duvarının (D7) dolgu zemini etkileşimli yapısal çözümlerinde kullanılan üç boyutlu sonlu eleman modeli .....	206
Şekil 2.139.	Payandalı ve payandasız istinat duvarlarının (D7) sonlu elemanlar ve TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları .....	207
Şekil 2.140.	Model 7.1'deki istinat duvarının (D7) 5435no'lu düğüm noktasındaki toplam zemin basıncının deprem süresince değişimi .....	208
Şekil 2.141.	Model 7.1'deki istinat duvarının (D7) 5438no'lu düğüm noktasındaki toplam zemin basıncının deprem süresince değişimi .....	208
Şekil 2.142.	Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için payandalı istinat duvarının (D7) sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları.....	209
Şekil 2.143.	Model 7.1'e göre istinat duvarında (D7) yükseklik boyunca normal gerilme ( $\sigma_x$ ) dağılımları .....	210
Şekil 2.144.	Payandalı istinat duvarının (D7) doğrusal yapısal çözümleriyle hesaplanan x-x eksenini doğrultusundaki eş gerilme yörüngeleri .....	211
Şekil 2.145.	Payandalı istinat duvarının (D7) doğrusal olmayan yapısal çözümleriyle hesaplanan x-x eksenini doğrultusundaki eş gerilme yörüngeleri.....	211

## ÇİZELGELER DİZİNİ

### Sayfa No

Çizelge 2.1.	Türkiye Deprem Yönetmeliğinde (TDY-98) verilen etkin yer ivmesi katsayıları.....	38
Çizelge 2.2.	Eurocede-8 (2003)'e göre istinat duvarının tiplerine ilişkin yatay deprem katsayısının hesabı için r parametresinin değerleri.....	40
Çizelge 2.3.	Farklı yöntemlere göre hesaplanan toplam zemin itkileri, bu itkilerin tatbik noktaları ve devirici momentleri.....	81
Çizelge 2.4.	Richard-Elms ve Whitman-Liao yöntemlerine göre hesaplanan toplam zemin itkisi, tatbik noktası, devirici moment ve istinat duvarı tepe düğüm noktası yerdeğiştirmeleri .....	82
Çizelge 2.5.	İstinat duvarının, Erzincan depremi yatay bileşenlerine göre sonlu elemanlar ve TDY-98'de önerilen yöntemle belirlenen statik ve toplam itkileri için hesaplanan, devirici momentleri .....	89
Çizelge 2.6.	İstinat duvarının (D1), Richard-Elms, Whitman-Liao ve Sonlu elemanlar yöntemlerine göre hesaplanan, devirici momentleri ve tepe noktası yerdeğiştirmeleri.....	90
Çizelge 2.7.	Sonlu elemanlar yöntemine göre dolgu zemininin dikkate alınması ve alınmaması durumunda istinat duvarı tabanında elde edilen devirici momentleri ve tepe noktası yerdeğiştirmeleri.....	94
Çizelge 2.8.	İstinat duvarının dolgu zemini etkileşimine ilaveten temel zemini etkileşiminin dikkate alınması ve alınmaması durumlarında hesaplanan devirici momentler .....	114
Çizelge 2.9.	İstinat duvarının dolgu zemini etkileşimine ilaveten siltli-kum olan temel zemini etkileşiminin dikkate alınması ve alınmaması durumunda farklı modellerle hesaplanan devirici momentler .....	116
Çizelge 2.10.	İstinat duvarının farklı analitik yöntemler, sonlu elemanlar yöntemi ve deneysel bir yöntemle elde edilen devirici momentleri ve tepe noktası yerdeğiştirmeleri .....	121
Çizelge 2.11.	İstinat duvarının farklı analitik yöntemlere göre hesaplanan toplam zemin itkisi, tatbik noktası ve devirici momentleri.....	124
Çizelge 2.12.	İstinat duvarının (D3), TDY-98'de önerilen, Richard-Elms, Whitman-Liao ve sonlu elemanlar yöntemlerine göre hesaplanan, toplam devirici momentleri ve tepe noktası yerdeğiştirmeleri.....	128
Çizelge 2.13.	İstinat duvarının dolgu zemini etkileşimine ilaveten siltli-kum olan temel zemini etkileşiminin dikkate alınması ve alınmaması durumunda farklı modellerle hesaplanan devirici momentler .....	140
Çizelge 2.14.	Farklı analitik yöntemlere göre istinat duvarına etkiyen toplam aktif zemin itkisi, itkinin tatbik noktası ve devirici momentler .....	144

Çizelge 2.15. İstinat duvarının (D4), TDY-98’de önerilen, Richard-Elms, Whitman-Liao ve sonlu elemanlar yöntemlerine göre hesaplanan, toplam devirici momentleri ve tepe noktası yerdeğiştirmeleri.....	149
Çizelge 2.16. İstinat duvarının dolgu zemini etkileşimine ilaveten siltli-kum olan temel zemini etkileşiminin dikkate alınması ve alınmaması durumunda farklı modellerle hesaplanan devirici momentler .....	160
Çizelge 2.17. Farklı analitik yöntemlere göre suyun olmaması durumunda istinat duvarına etkiyen toplam aktif zemin itkisi, bu itkinin tatbik noktası ve devirici momentler .....	165
Çizelge 2.18. İstinat duvarının (D5), TDY-98’de önerilen, Richard-Elms, Whitman-Liao ve sonlu elemanlar yöntemlerine göre hesaplanan, toplam devirici momentleri ve tepe noktası yerdeğiştirmeleri.....	170
Çizelge 2.19. İstinat duvarının dolgu zemini etkileşimine ilaveten siltli-kum olan temel zemini etkileşiminin dikkate alınması ve alınmaması durumunda farklı modellerle hesaplanan devirici momentler .....	181
Çizelge 2.20. Farklı yöntemlere göre istinat duvarına etkiyen toplam zemin itkisi, tatbik noktası ve devirici momentler .....	185
Çizelge 2.21. İstinat duvarının (D6), TDY-98’de önerilen, Richard-Elms, Whitman-Liao ve sonlu elemanlar yöntemlerine göre hesaplanan, toplam devirici momentleri ve tepe noktası yerdeğiştirmeleri.....	190
Çizelge 2.22. İstinat duvarının dolgu zemini etkileşimine ilaveten siltli-kum olan temel zemini etkileşiminin dikkate alınması ve alınmaması durumunda farklı modellerle hesaplanan devirici momentler .....	200
Çizelge 2.23. Farklı analitik yöntemlere göre payandalı istinat duvarına etkiyen toplam aktif zemin itkisi, bu itkinin tatbik noktası ve devirici momentler	205

## SİMGELER DİZİNİ

- A : Dügüm noktasına katılan zemin alanı
- $a_{cr}$  : Kayma bloğu yatay kritik ivmesi
- $a_h$  : Yatay yer ivmesi
- $a_v$  : Düşey yer ivmesi
- $a_y$  : Akma ivmesi
- $a_{maks}$  : Maksimum yer ivmesi
- $A_o$  : Etkin yer ivmesi katsayısı
- B : Şekildeğiştirme-yerdeğiştirme matrisi
- C : Sönüm matrisi
- $C_n$  : Normal doğrultudaki sönümleyici katsayısı
- $C_t$  : Teğetsel doğrultudaki sönümleyici katsayısı
- $C_{tt}$  : Temas noktalarındaki sönüm matrisi
- $C_h$  : Zemin basıncı hesabında kullanılan yatay eşdeğer deprem etkisi katsayısı
- $C_v$  : Zemin basıncı hesabında kullanılan düşey eşdeğer deprem etkisi katsayısı
- c : Zemin kohezyonu
- $\acute{c}$  : Zemin adhezyonu
- $d_{per}$  : Kalıcı yerdeğiştirme
- $d_r$  : İstinat duvarı tepe düğüm noktası yerdeğiştirmesi
- $E_c$  : Betonun elastisite modülü
- $E_d$  : Dolgu zeminin elastisite modülü
- $E_s$  : Suya doygun zeminin elastisite modülü
- $E_v$  : Hacimsel elastisite modülü
- $E_z$  : Temel zeminin elastisite modülü
- g : Yerçekimi ivmesi
- $G_z$  : Temel zemini kayma modülü
- H : İstinat duvarı yüksekliği
- h : Toplam aktif zemin itkisinin duvar tabanından itibaren tatbik noktası

- $h_t$  : Zemin en üst tabakasının kalınlığı  
 $I$  : Yapı önem katsayısı  
 $I_1$  : Gerilme tansörünün 1.inci invaryantı  
 $i$  : İstinat duvarının aktif yada pasif basınç yüzlerindeki zemin yüzeyinin yatayla yaptığı açı  
 $J$  : Koordinat dönüşüm (Jacobian) matrisi  
 $J_2$  : Gerilme tansörünün deviatorüne ilişkin 2. inci varyantı  
 $K$  : Rijitlik matrisi  
 $K_{ad}$  : Dinamik aktif basınç katsayısı  
 $K_{as}$  : Statik aktif basınç katsayısı  
 $K_{at}$  : Toplam (statik+dinamik) aktif basınç katsayısı  
 $(K_{at})_c$  : Kohezyondan doğan toplam aktif basınç katsayısı  
 $(K_{at})_q$  : Ek yükten doğan toplam aktif basınç katsayısı  
 $(K_{at})_\gamma$  : Birim ağırlıktan doğan toplam aktif basınç katsayısı  
 $K_{pd}$  : Dinamik pasif basınç katsayısı  
 $K_{ps}$  : Statik pasif basınç katsayısı  
 $K_{pt}$  : Toplam (statik+dinamik) pasif basınç katsayısı  
 $K_{tt}$  : Temas noktalarındaki rijitlik matrisi  
 $M$  : Kütle matrisi  
 $M_{tt}$  : Temas noktalarındaki kütle matrisi  
 $N$  : Temeldeki normal kuvvet  
 $N_i$  : Şekil fonksiyonları (enterpolasyon fonksiyonları)  
 $N_D$  : Dayanım katsayısını  
 $P_{ad}$  : Dinamik aktif basınç gerilmelerinin bileşkesi  
 $p_{ad(z)}$  : Dinamik aktif basıncın derinlikle değişimi  
 $P_{as}$  : Statik aktif basınç gerilmelerinin bileşkesi  
 $P_{pd}$  : Dinamik pasif basınç gerilmelerinin bileşkesi  
 $p_{pd(z)}$  : Dinamik pasif basıncın derinlikle değişimi  
 $P_{ps}$  : Statik pasif basınç gerilmelerinin bileşkesi  
 $p_{v(z)}$  : Düşey zemin basıncının derinlikle değişimi  
 $P_{wd}$  : Suyun dinamik basınçlarının bileşkesi  
 $P_{ws}$  : Suyun statik basınçlarının bileşkesi  
 $p_{wd(z)}$  : Suyun dinamik basıncının derinlikle değişimi

- $p_{ws(z)}$  : Suyun statik basıncının derinlikle değişimi
- $P_D$  : Depreme göre emniyet katsayısını
- $Q_{ad}$  : Eşit yayılı ek yükten doğan dinamik aktif basınç gerilmelerinin bileşkesi
- $Q_{pd}$  : Eşit yayılı ek yükten doğan dinamik pasif basınç gerilmelerinin bileşkesi
- $Q_h$  : Duvara etkiyen toplam eylemsizlik kuvveti
- $q_{ad(z)}$  : Eşit yayılı ek yükten doğan dinamik aktif basıncın derinlikle değişimi
- $q_{pd(z)}$  : Eşit yayılı ek yükten doğan dinamik pasif basıncın derinlikle değişimi
- $q_o$  : Eşit yayılı ek yükün şiddeti
- $R$  : Dış yük vektörü
- $R_{za}$  : İstinat duvarlarının kesit hesaplarında kullanılan dinamik tasarım yüklerinin edilmesi için kullanılan yük azaltma katsayısı
- $t$  : Zaman
- $T$  : Kinetik enerji
- TDY : Türkiye Deprem Yönetmeliği (1998)
- $U$  : Potansiyel enerji
- $u$  : Rölatif yerdeğiştirme
- $u_n$  : Düğüm noktası yerdeğiştirme vektörü
- $u_x$  : x eksenini doğrultusundaki yerdeğiştirme
- $u_y$  : y eksenini doğrultusundaki yerdeğiştirme
- $u_z$  : z eksenini doğrultusundaki yerdeğiştirme
- $v$  : Serbest alan yerdeğiştirmesi
- $\ddot{v}$  : Serbest alan ivmeleri
- $V_{maks}$  : Maksimum zemin hızı
- $V_p$  : Boyuna deprem dalgası hızı
- $V_s$  : Enine (kayma) deprem dalgası hızı
- $W_d$  : Zemin kamasının ağırlığı
- $z$  : Zemin serbest yüzeyinden itibaren derinlik
- $z_{cd}$  : Aktif yada pasif basınç gerilmeleri bileşkesinin zemin üstünden itibaren derinliği
- $\Delta t$  : Zaman aralığı
- $\alpha$  : İstinat duvarı ön ve/veya arka yüzlerinin düşeyle yaptığı açı
- $\alpha_R, \beta_R$  : Rayleigh sönüm katsayıları
- $\gamma$  : Zeminin birim ağırlığı

- $\gamma_b$  : Su altındaki zeminin birim ağırlığı  
 $\gamma_c$  : İstinat duvarının birim ağırlığı  
 $\gamma_d$  : Zeminin kuru birim ağırlığı  
 $\gamma_s$  : Suyu doymuş zeminin birim ağırlığı  
 $\gamma_w$  : Suyun birim ağırlığı  
 $\gamma_z$  : Temel zemini birim ağırlığı  
 $\gamma_{xy}$  : x ve y doğrultuları arasındaki açı  
 $\gamma_{yz}$  : y ve z doğrultuları arasındaki açı  
 $\gamma_{zx}$  : z ve x doğrultuları arasındaki açı  
 $\delta$  : Zeminle duvar arasındaki sürtünme açısı  
 $\epsilon_x$  : x eksenine doğrultusundaki birim boy değişimi  
 $\epsilon_y$  : y eksenine doğrultusundaki birim boy değişimi  
 $\epsilon_z$  : z eksenine doğrultusundaki birim boy değişimi  
 $\epsilon_{xr}$  : x eksenine doğrultusu için rijit cisim dönmesi  
 $\epsilon_{yr}$  : y eksenine doğrultusu için rijit cisim dönmesi  
 $\epsilon_{zr}$  : z eksenine doğrultusu için rijit cisim dönmesi  
 $\eta_i, \eta_j, \eta_k$  : Ağırlık katsayıları  
 $\theta_h$  : Zemin kayma kamasının yatayla yaptığı açı  
 $\theta_v$  : Zemin kayma kamasının düşeyle yaptığı açı  
 $\lambda$  : Toplam aktif yada pasif basınç katsayılarının hesabında eşdeğer deprem katsayılarına bağlı olarak hesaplanan bir açı  
 $\lambda_o$  : Düşey doğrultudaki kayma dalgası boyunu  
 $\mu_s$  : Sürtünme katsayısı  
 $\nu_c$  : İstinat duvarının poisson oranı  
 $\nu_d$  : Dolgu zeminin poisson oranı  
 $\nu_s$  : Suyu doymuş zeminin poisson oranı  
 $\rho$  : Sınırdaki zeminin birim kütlesi  
 $\sigma_x$  : x eksenine doğrultusundaki normal gerilme  
 $\sigma_y$  : y eksenine doğrultusundaki normal gerilme  
 $\sigma_z$  : z eksenine doğrultusundaki normal gerilme

- $\tau_{xy}$  : Normali x eksenine doğrultusunda olan yüzeyde y eksenine doğrultusundaki kayma gerilmesi
- $\tau_{yz}$  : Normali y eksenine doğrultusunda olan yüzeyde z eksenine doğrultusundaki kayma gerilmesi
- $\tau_{zx}$  : Normali z eksenine doğrultusunda olan yüzeyde x eksenine doğrultusundaki kayma gerilmesi
- $\varphi$  : Zeminin iç sürtünme açısı
- $\varphi_z$  : Duvar tabanındaki zeminin iç sürtünme açısı
- $\omega$  : Açısal hız



## 1. GENEL BİLGİLER

### 1.1. Giriş

İnsanoğlu belkide istinat yapılarını varlığından itibaren çeşitli amaçlarla inşa edip kullanmaktadır. Orta Çağdan beri askeri mühendislerin sürekli olarak derin siperleri istinat yapılarıyla desteklenmesi (Önalp, 1992) bu düşüncenin doğruluğuna işaret etmektedir.

İstinat yapıları bugün de; binaların çevresinin, dolgu ve/veya kazı gerektiren zeminlerde yol inşaatlarının güvenliğinin sağlanmasında, kanal ve su depolarında, köprü kenar ayaklarında, rıhtım duvarlarında, erozyon ve taşkın önleme yapılarında, endüstri bölgelerinde kısıtlı olan depolama alanlarında mevcut olabilecek fazla hacimdeki malzemeyi depolamak gibi, bir çok amaçla yaygın olarak kullanılmaktadır. Bununla birlikte teknik literatürden bu tür özel mühendislik yapılarının depremden dolayı kabul sınırlarının ötesinde hasar gördüğü de bilinen diğer bir gerçektir. Gerçekten istinat duvarlarının depremlerde hasar görmesi yada yıkılması; köprü ve/veya limanların kullanım dışı kalmasına, yolların tahrip olmasına, büyük çaplı arazi kaymalarının meydana gelmesi gibi olaylara neden olabilmektedir. Bu durum, deprem bölgelerinde inşa edilmiş olan istinat duvarlarının deprem emniyetlerinin yeterli düzeyde olmadığını göstermektedir. Bu husus, yapım ve kullanım aşamalarında gerekli özenin gösterilmiş olması durumunda, istinat duvarlarının tasarımlarında kullanılan hesap yöntemlerine atfedilebilmektedir.

İstinat duvarlarının depreme göre ekonomik ve emniyetli bir şekilde tasarımları için, deprem sırasında duvar arkasında oluşacak basınç dağılımlarının, bu dağılımlara karşılık gelen bileşke kuvvetlerin ve tatbik noktalarının gerçekçi olarak belirlenmesi ve stabilite ile yapısal çözümlerinin birlikte değerlendirilmesi gerekmektedir. Zira yapısal olarak kusursuz olan bir istinat duvarı stabilite bakımından yetersiz olabileceği gibi, stabilite bakımından kusursuz olan bir istinat duvarı da yapısal bakımdan yetersiz kalabilmektedir (Gürsoy, 2000).

Bugüne kadar istinat duvarlarına ilişkin yapısal çözümler ve stabilite denetimleri genellikle statik yüklere göre yapılmıştır. Oysa topraklarının hemen hepsi aktif deprem kuşağında bulunan Türkiye ve Türkiye gibi ülkelerde inşa edilecek olan istinat duvarlarının yapısal çözümleri ve stabilite denetimlerinin deprem yüklerine göre de yapılması kaçınılmaz olmaktadır. Ancak tüm özel mühendislik yapılarında olduğu gibi istinat

duvarlarının deprem davranışlarının gerçekçi olarak belirlenmesi, zeminin heterojen bir yapıya sahip olması ve yer hareketlerinin karmaşıklığından dolayı, kolay olmamaktadır. Gerçekten deprem yükleri altında esnek istinat duvarlarında rölatif yerdeğiştirmeler büyük değerler almakta ve böylece problem karmaşık bir zemin-yapı etkileşimi problemine dönüşmektedir. Oysa istinat duvarlarının dinamik davranışlarını belirlemeye yönelik bir çok çalışmada genellikle bu duvarların rijit varsayıldığı dolayısıyla da duvar-zemin etkileşiminin ihmal edildiği, yer hareketinin harmonik olduğu gibi pekte gerçekçi olmayan kabuller yapılmaktadır. Kesit etkileri de bu kabullere göre belirlenmektedir. Ancak yukarıda da belirtilmeye çalışıldığı gibi genellikle belirli bir esnekliğe sahip istinat duvarlarının hareketi doğal olarak zemin hareketinden farklı olmakta, dolayısıyla da bu tür duvarlara etkiyen dinamik basınçlar rijit duvarlarınkinden önemli derecede farklı olmaktadır. Durum böyle olunca, istinat duvarlarının davranışlarının daha kesin olarak belirlenebilmesi için, gerçek bir deprem etkisi altında duvar-zemin etkileşiminin de dikkate alınması zorunlu olmaktadır. Bu tür etkileşimlerin dikkate alınmasında, sayısal yöntemlerden biri olan, sonlu elemanlar yönteminin yaygın olarak kullanıldığı bilinmektedir.

İstinat duvarlarına etkiyecek statik ve dinamik yüklerin belirlenmesi, bu yüklere göre yapısal çözümlerinin yapılması, detaylandırılması ve böylece hazırlanan tasarıma göre inşa edilmeleri yapı mühendisliğini ilgilendirdiği bilinmektedir. Bu duvarları yapımlarına göre, ağırlık, yarı ağırlık, konsol, payandalı, katlanmış plak ve ankrajlı gibi isimler altında sınıflandırılmaktadır (Özden vd., 1995; Aka vd., 1996; Gürsoy, 2000; Aka vd., 2001). Bunların yapısal çözümlerinde bazı farklılıklar bulunmakla beraber stabilite denetimlerinde bir farklılık bulunmamaktadır. Bu bölümde istinat duvarları konusunda daha önce yapılan bazı çalışmalar üzerinde durulmaktadır. Bu araştırmanın amaç ve kapsamı da bu bölümde verilmektedir.

## **1.2. İstinat Duvarları Konusunda Daha Önce Yapılan Bazı Çalışmalar**

Türkiye ve Türkiye gibi dünyanın aktif deprem kuşaklarında bulunan ülkelerde özel mühendislik yapılarından biri olan istinat duvarlarının çağdaş yönetmeliklerde öngörülen emniyete sahip olabilmeleri için deprem yüklerine göre de tasarlanmaları gerektiği açıktır. Fakat yapılan teknik literatür taramasında Türkiye’de bu konuyla doğrudan ilgili bir teze rastlanmamıştır (Şahin,1994; Solak,1996; Kanvermez,1997; Çalışan,1999). Diğer

ülkelerde ise bu konuda bugüne kadar bir çok çalışma gerçekleştirilmiş olmasına rağmen henüz herkesçe kabul edilebilen rasyonel bir tasarım yönteminin geliştirilememiş olduğu anlaşılmaktadır (Zarabi, 1973; Yang,1999; Inada, 1999; Yang, 2000; Kornkasem, 2001).

İstinat duvarlarının deprem davranışlarını doğrudan yada dolaylı olarak belirlemeye yönelik daha önce gerçekleştirilen bazı çalışmalar aşağıda verilen yedi grupta toplanabilmektedir:

- 1) Depremden dolayı istinat duvarlarına etkiyen toplam (statik+dinamik) zemin basıncının büyüklüğünü ve onun dağılımını belirlemeye,
- 2) Bir deprem sırasında istinat duvarı yerdeğiştirmesinin şekli ve büyüklüğünü belirlemeye,
- 3) İstinat duvarı davranışı ve toplam zemin basıncının deprem hareketi ile ilgisini belirlemeye,
- 4) Muhtemel dönme ve/veya ötelenme hareketlerine karşı istinat duvarı temeli emniyetini belirlemeye,
- 5) İstinat duvarına etkiyen toplam aktif itkinin yönü ve tatbik noktasını belirlemeye,
- 6) Kütle-yay yaklaşımıyla dinamik basınç kuvvetlerini belirlemeye,
- 7) İstinat duvarı-zemin ortak sisteminin bağlaşık periyot ve frekanslarını belirlemeye,

yönelik çalışmalardır. Aşağıda bu konularda gerçekleştirilen bazı araştırmalardan söz edilmektedir.

Okabe (1926); Mononobe ve Matsuo (1929), ağırlık istinat duvarlarına depremden dolayı etkiyecek zemin basınçlarını belirlemeye yönelik ilk çalışmaları yapmışlardır (Kramer, 1996). Bu çalışmada dikkate alınan temel kabuller aşağıda verilmektedir:

1. Minimum aktif zemin basınçları duvar arkasında oluşmaktadır.
2. Minimum zemin basınçları oluştuğunda duvar arkasındaki zemin kaması kırılma noktasındadır ve maksimum kayma dayanımı kırılma yüzeyi boyunca gelişmektedir.
3. Dolgudaki düzlem kırılma eğimli bir açıyla duvar temelinin uç kısmından geçmektedir.
4. Yatay ve düşey ivmeleri üniform olan zemin kaması rijit bir cisim olarak hareket etmektedir.
5. Deprem yatay itkisi duvar tabanından itibaren yüksekliğin 1/3'den etkimektedir.
6. İstinat duvarı eylemsizlik kuvveti ihmal edilebilecek düzeydedir.

Eşdeğer statik basınç adıyla anılan bu yöntem Coulomb kayma kaması teorisinden yararlanılarak geliştirilmiştir. Bu yöntemin formülüsasyonuna ilişkin bilgiler madde 2.1.1'de verilmektedir.

Westergard (1933), H duvar yüksekliğini,  $\gamma_w$  suyun birim ağırlığını,  $C_h (=a_h/g)$  yatay ivme katsayısını ve z su yüzeyinden itibaren derinliği göstermek üzere, depremden dolayı sabit derinlikli sonsuz uzun bir su haznesi düşey duvarına etkiyen dinamik su basınç dağılımının;

$$P_{wd}(z) = \frac{7}{8} \cdot C_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{z \cdot H} \quad (1.1)$$

bağıntısıyla, bileşke kuvvetin ise,

$$P_{wd} = \frac{7}{12} \cdot C_h \cdot \gamma_w \cdot H^2 \quad (1.2)$$

ifadesiyle hesaplanabileceğini belirtmektedir. Diğer taraftan bu bağıntıların, dolgu zemininin doygun olması durumunda duvarlara gelen dinamik boşluk suyu basıncının tahmin edilmesinde kullanılabileceği de vurgulanmaktadır.

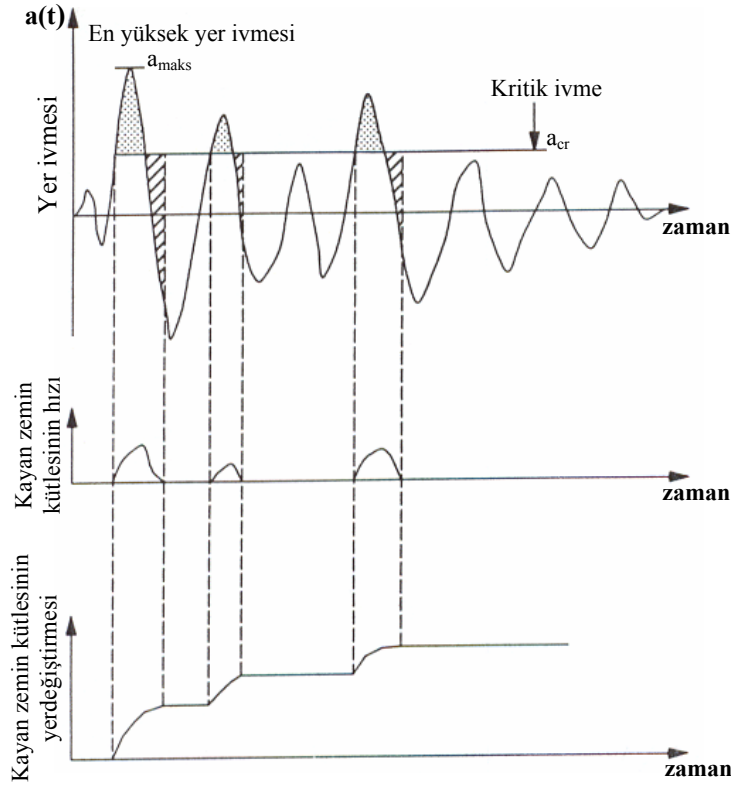
Murphy (1960), duvar göçme şeklini belirlemek amacıyla model ağırlık duvarları üzerinde sarsma tablası deneyleri yapmıştır. Bu deneyler temel uç kısmındaki zemin koşullarının duvar stabilitesinin korunması için önemli olduğunu ve bu duvarların aynı anda hem öteleme hem de dönme hareketiyle göçtüklerini göstermiştir.

Newmark (1965), yatay ivmelere bağlı olarak bir düzlem üzerindeki bloğun kayma yerdeğiştirmesinin, düzlem ve bloğun göreceli hızının tanımlanmasıyla hesaplanabileceğini belirterek tasarımda kullanılabilecek bir yaklaşımı önermiştir. Sınır denge çözümlemesi olarak da adlandırılan bu yönteme göre, kırılma yüzeyi üzerindeki kayan zemin depremden doğan eylemsizlik kuvvetlerinin etkisi altında yekpare rijit-plastik bir kütle olarak kabul edilmektedir. Zemin kütesine etkiyen deprem kuvvetleri ve statik kuvvetler toplamı kayma yüzeyi boyunca dayanımın aşılması durumunda kalıcı yerdeğiştirmelere neden olduğu sonucuna varmıştır.

Burada kayan zeminin toplam kalıcı yerdeğiştirmesinin Şekil 1.1'de de görüldüğü gibi deprem kaydında referans noktası gibi kullanılan kritik ivme ile yer ivmesinin zaman

geçmişî sayısal olarak iki defa entegre edilmek suretiyle elde edildiği belirtilmelidir. Diğer taraftan bu çalışmada verilen yer ivmesinin, taban ile kayan kütle arasındaki göreceli hız sıfır oluncaya kadar azaldığı kabul edilmektedir. Bu yaklaşım istinat duvarlarının tasarımı için Richard ve Elms tarafından temel ilke olarak benimsenerek geliştirilmiştir.

Burada kritik ivmenin iç sürtünme açısının ( $\phi$ )  $30^\circ$ ,  $35^\circ$  ve  $40^\circ$  değerleri için sırasıyla  $3.2373 \text{ m/sn}^2$ ,  $4.2183 \text{ m/sn}^2$  ve  $5.2974 \text{ m/sn}^2$  olarak dikkate alındığı da belirtilmelidir.



Şekil 1.1. İstinat duvarlarının kalıcı yerdeğiştirmelerinin hesabında kullanılan Newmarkın kayma bloğu yönteminin açıklanmasına ilişkin diyagramlar

Arango (1969), statik zemin basıncı katsayısı  $K_{as}$ 'nin standart diyagramlarından, toplam aktif (statik+dinamik) zemin basıncı katsayısını  $K_{at}$  tanımlayarak toplam aktif zemin basıncının,  $i' = i + \lambda$  ve  $\alpha' = \alpha + \lambda$  olmak üzere,

$$P_{at} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - C_v) \cdot \left[ \frac{\cos^2 \alpha'}{(\cos \lambda \cdot \cos^2 \alpha)} \right] \cdot K_{as}(i', \alpha') \quad (1.3)$$

ifadesiyle hesaplanabileceğini ileri sürmüştür.

Prakash ve Basavanna (1969), hem kayma hem de devrilme durumu için aktif zemin basıncını kuvvet dengesi ve momente göre teorik çözümlerle araştırmışlar ve Steedman ve Whitman yaklaşımına bazı ilaveler yaparak bileşke dinamik itkinin duvar tabanından itibaren tatbik noktasının  $0,3H$ 'nın üstünde olduğunu ileri sürmüşlerdir. Diğer taraftan bu araştırmacılar istinat duvarı arkasındaki basınç dağılımının duvar sürtünmesine bağlı olarak doğrusal olmadığını, ancak duvar sürtünmesinin sıfır olması durumunda bu dağılımın doğrusal olduğunu göstermişlerdir.

Scott (1973), depreme göre istinat duvarı-dolgu etkileşimini tanımlamak amacıyla Winkler yayı-istinat duvarı sistemini kayma kirişi modeliyle temsil ederek basınç dağılımı ve bileşkeleriyle ilgili olarak yeni bağıntılar önermiştir. Sinüzoidal bir taban hareketi ile doğrusal elastik dolgunun rijit bir istinat duvarına etkimesi durumunda elde edilen basınç dağılımı ve bileşkelerinin, Matsuo ve Ohara (1960) bağıntılarında elde edilenlerle pratik olarak aynı olduğunu, Mononobe-Okabe yöntemiyle elde edilenlerden ise daha büyük olduğunu belirtmiştir.

Wood (1973), elastik teoriyi kullanmış ve malzeme özelliklerinin derinlikle sabit olduğunu kabul ederek, kararlı denge durumunda dinamik itkinin yaklaşık olarak  $\gamma.H^2.a/g$  değerine eşit olduğunu, basınç dağılımı bileşkesi tatbik noktasının duvar tabanından itibaren  $0,63H$ 'da olduğu, zemin basıncı dağılımının ise parabolik olarak dikkate alınabileceğini belirtmiştir.

Richards ve Elms (1979), Newmark'ın kayma bloğu yöntemini kullanarak ağırlık istinat duvarlarının deprem yüklerine göre hesabında duvar eylemsizliğinin dikkate alınması gerektiğini belirterek, önceden belirlenen bir yerdeğiştirme için bir tasarım yöntemi önermişler ve bu yöntemin kullanılmasıyla bulunan deprem itkilerinin Mononobe-Okabe yönteminden elde edilenlerden oldukça büyük olduğunu belirtmişlerdir. Bu araştırmacılar verdikleri bağıntıların aşağıdaki koşullar altında geçerli olduğunu belirtmektedirler:

1. Deprem etkisinde istinat duvarı sadece yanal öteleme hareketi yapar,
2. Duvar dolgu zemini ivmeleri eşittir.

Richards ve Elms tarafından önerilen bu yöntem hakkındaki diğer bazı bilgiler daha sonra madde 2.1.5'de verilmektedir.

Daha öncede belirtilmeye çalışıldığı gibi burada da birçok araştırmacı tarafından yapılan deneysel ve teorik çalışmalara göre, ağırlık istinat duvarlarının sadece yanal

öteleme hareketi değil aynı zamanda hem öteleme hem de dönme hareketi yaparak yıkılmış oldukları belirtilmelidir.

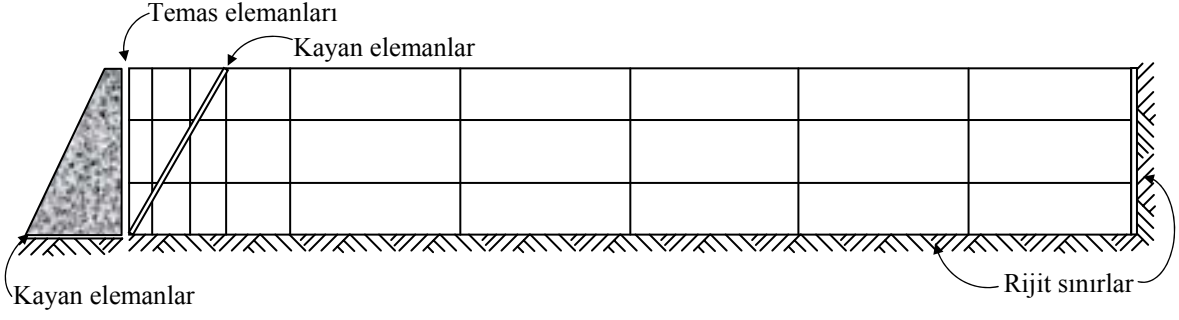
Sim ve Berill (1979), Richards-Elms tarafından önerilen yöntemin geçerliliğini araştırmak amacıyla modeller üzerinde bir dizi sarsma tablası deneyi yapmışlardır. Bu deneyler Richards-Elms yönteminin temel kabullerinin gerçekçi olduğunu ancak bu yöntemle elde edilen toplam yerdeğiştirmelerin gerçek değerlerden büyük olduğunu dolayısıyla da yöntemin emniyetli sonuçlar verdiği kanısına varmışlardır.

Chang ve Chen (1982), yatay zemin basıncı üzerindeki deprem etkisini araştırmak için sınır çözümleme yöntemine ilişkin sayısal bir çalışma yapmışlardır. Buna göre deprem etkisi, deprem katsayıları yardımıyla eşdeğer statik etki olarak dikkate alınmış ve değişik deprem katsayıları için hesaplanan  $K_{at}$  değerlerinin Mononobe-Okabe yöntemiyle elde edilenlerle, depremden dolayı zemin dayanımında azalma olmadığı durumlarda, pratik olarak aynı olduğunu göstermişlerdir.

Nadim (1982), sonlu elemanlar yöntemiyle yaptığı çözümlemede zemin elastisite modülünün derinlikle arttığını, dinamik itkinin %5 ile %15 kadar küçük olduğunu ve bileşke itkinin tatbik noktasının duvar tabanından itibaren yaklaşık olarak  $0,5H$  yüksekliğinde olduğunu belirtmiştir.

Dimarogona (1983), zemin basıncı dağılımını hesaplamak amacıyla Dubrova modeline dayanan analitik bir yöntem önermiştir. Dubrova yöntemi deprem etkisi için geliştirilmiştir. Bu yöntemle göre istinat duvarının dönme nedeniyle yıkılacağı düşünülerek, basınç dağılımı ve toplam zemin itkisinin kritik durumu hesaplanmıştır. Zemin basıncı dağılımının parabolik olduğu varsayımına dayanan bu yöntemle elde edilen sonuçların deneysel sonuçlarla uyum içerisinde olduğu gösterilmiştir.

Nadim ve Whitman (1983) sonlu elemanlar yöntemiyle ağırlık istinat duvarlarının deprem davranışı üzerine yaptıkları çalışmalarında (Şekil 1.2), dolgudaki ivme büyümesi etkisinin önemine işaret ederek, dolgu zemini doğal frekansının deprem hareketinin frekansına oranına göre belirlenen gerçek yerdeğiştirmelerin Richards-Elms yöntemiyle elde edilenlerden önemli derecede büyük olduğunu belirtmişler ve daha sonra Richards-Elms ve Wong yöntemlerinde de revizyon önermişlerdir.



Şekil 1.2. Nadim ve Whitman'ın çalışmalarında dikkate alınan sonlu elemanlar modeli

Nadim ve Whitman (1984), kaymaya karşı sınır bir sürtünme dayanımı gibi istinat duvarının tabanı için moment-dönme ilişkisinden bir göçme noktası kabul ederek, dolgunun şekildeğiştirme özeliğini de hesaba katarak, yaptıkları çalışmalarında kayma ile dönmenin herhangi bir istinat duvarının tasarımında önemli olduğunu ve kalıcı duvar şekildeğiştirmelerinin rijit-cisim kayması olarak düşünülmesi durumundakinden daha fazla olduğunu savunmuşlardır.

Musante ve Ortigosa (1984), tabandan girilen sinüzoidal bir hareketle yapmış oldukları sarsma tablası deneyleri sonucunda Mononobe-Okabe yönteminin dinamik itkilerin belirlenmesi için uygun olduğunu ve deprem esnasında ağırlık istinat duvarları göçmesinin ötelemeden ziyade dönmeden ileri geldiğini belirtmişlerdir.

Sherif ve Frang (1984), deneylerinde dolguyu tabandan sarsarken duvarı da kontrollü bir şekilde dışa doğru yavaşça hareket ettirmişlerdir. Deneyler sonucunda sallanma sırasında bileşke kuvvet yüksekliğinin yukarı doğru hareket ederek  $0.45H$  yüksekliğine ulaştığını, dolgudaki ivmenin sabit olduğunu, duvar hareketinin kayma dayanımı oluşturduğunu, pasif basınçların da oluşturulabileceğini, maksimum itkinin taban ivmesinin dolgudan dışarı doğru hareket ettirilmesiyle oluştuğu ve bu itkinin taban ivmesinin artmasıyla azaldığını savunmuşlardır.

Tajirian ve Tabatabaie (1985), esnek hacim yöntemi adını vermiş oldukları bir yöntemi titreşen temel problemlerinin çözümü için uygulamışlardır. Ayrıca bu yöntemin deprem yükü yada harmonik yüklemeler etkisindeki karmaşık geometrili temellerin tasarımı için uygun olduğunu da belirtmişlerdir. Yöntemin doğruluğunu ve etkililiğini göstermek amacıyla SASSI (A System for Analysis of Soil-Structure Interaction) adlı yapısal çözümleme programını rijit temel üzerinde inşa edilmiş dairesel bir diskin dinamik tepkisini belirlemek için kullanmışlar ve sonuçları daha önceden elde edilmiş olan güvenilir sonuçlarla karşılaştırmışlardır.



Yong (1985), yüksekliği 0,5m olan bir istinat duvarı üzerinde sarsma tablası deneyleri yapmıştır. Deneylerden elde ettiği sonuçların Wood'un kullandığı teoriyle elde ettiği sonuçları desteklediğini, ölçülen kuvvetlerin ise Mononobe-Okabe denklemiyle elde edilenlerin 2-3 katı olduğunu göstermiştir.

Medina (1985), yarı sonsuz zemin ortamındaki üç boyutlu elastik yapı-zemin etkileşimi problemlerini çözmek amacıyla sonlu eleman ve sonsuz eleman tekniğini kullanmıştır. Kullandığı sayısal modellemede bitişik zemin alanını küçük tutmuştur. Böylece sistem oldukça az serbestlik dereceleri ile karakterize edildiğinden ekonomik bir yapısal çözümlene gerçekleştirilmiştir.

Kommenović ve Savić (1986), deprem bölgelerinde inşa edilecek olan rijit istinat duvarlarının tasarımı için sundukları yöntemle, istinat duvarı yüksekliği boyunca zemin basınç dağılımı ve aktif bileşke basıncın durumunu belirlemişlerdir. Bu yöntemle göre uygun bir bilgisayar programı yazmışlar ve böylece önerilen yöntemin uygunluğunu sayısal bir örnekle göstermeye çalışmışlardır.

Andersen ve Whitman (1987), ağırlık istinat duvarları deneylerinde, maksimum zemin itkisinin, devrilme anındaki maksimum ivme ile duvar hareketinin dolgu zemini yönünde olması durumunda oluşacağını göstermişlerdir.

Andersen, vd. (1987), ağırlık istinat duvarlarının devrilme durumundaki dinamik tepkilerini daha iyi anlamak için model istinat duvarlarıyla bir dizi santrifüj deneyleri yapmışlardır. Deneyler sonucunda uygulanan taban ivmesinin dolgudan duvara doğru olması durumunda, maksimum zemin itkisinin duvarın dolguya doğru dönmesi sırasında oluştuğunu, bu andaki duvar eylemsizlik kuvvetleriyle zıt yönde olduğunu ve maksimum bileşke itkinin tatbik noktasının duvar tabanından itibaren 0,33H yüksekliğinin altında etkidiğini belirtmişlerdir. Diğer taraftan salınım sırasında dolgudan duvara doğru dönme oluştuğunda, duvar sürtünmesinin daha büyük olduğunu savunmuşlardır.

Griffiths ve Prevost (1988), Kaliforniya'daki Long-Valley barajında ölçülen deprem tepki kayıtlarını sonlu eleman modellerinin kullanılmasıyla elde edilenlerle hem zaman tanım alanında hem de frekans tanım alanında karşılaştırmışlardır. Zaman tanım alanındaki sonuçların üst ve/veya alt akıntı yönünde çok iyi sonuç verdiğini, buna karşılık düşey yönde iyi sonuç vermediğini gözlemlemişlerdir.

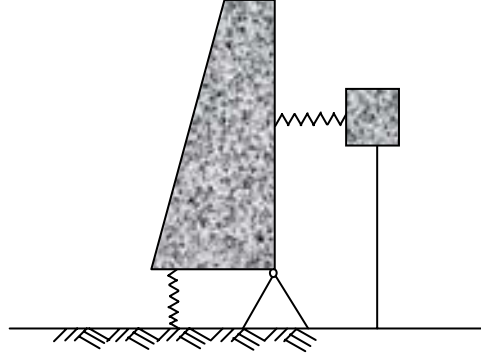
Gantes vd. (1989), betonarme konsol istinat duvarlarının deprem etkisini incelemişlerdir. Depremden oluşan zemin kuvvetlerini elde etmek için Mononobe-Okabe yöntemini kullanarak bu yöntemle göre konsol istinat duvarlarının optimum tasarımı için

bir bilgisayar programı geliştirmişlerdir. Bu program yardımıyla istinat duvarlarının tasarımı için bir takım diyagramları sunmuşlardır. Sonuç olarak küçük iç sürtünme açıları için betonarme konsol istinat duvarlarının stabilitesi üzerine depremlerin önemli etkisinin olduğunu belirtmişler ve yatay eşdeğer deprem etkisi katsayısı 0.08'i aşması durumunda, istinat duvarlarının mutlaka depreme dayanıklı olarak tasarlanmaları gerektiğini ifade etmişlerdir.

Liam Finn, vd. (1989), betonarme konsol bir istinat duvarının depremden oluşan tepkilerini modeller üzerinde santrifüj deneyleriyle incelemişlerdir. Deneyler sonucunda, konsol istinat duvarındaki eğilme momentleri, kalıcı yerdeğıştirmeleri ve dolgudaki ivmeler gibi tepkileri elde etmişlerdir. Diğer taraftan bu duvarın dinamik tepkisi TARA-3 isimli bilgisayar programındaki doğrusal olmayan dinamik gerilme analizi yöntemini kullanarak başarılı bir şekilde modellemişler ve elde edilen sonuçları deneysel sonuçlarla karşılaştırmışlardır. Sonuç olarak, santrifüj deneylerinde ölçülen eğilme momentleriyle TARA-3 programıyla hesaplananların örtüşüğünü gözlemlemişlerdir.

Pitilakis ve Moutsakis (1989), Katalama limanındaki ağırlık tipi istinat duvarı ölçümlerini iki yol izleyerek kendi sonlu elemanlar yöntemleriyle karşılaştırmışlardır. Bunlardan ilkinde hareketin sadece yatay bileşenini diğerinde ise yatay ivmenin 2/3'üne eşit düşey ivmeyi kullanmışlardır. Sözkonusu çalışmanın en önemli bulgularını; diğer yöntemlerde kabul edildiği gibi ivmenin sabit olmadığı, toplam zemin basıncının Mononobe-Okabe yöntemiyle hesap edilenden yaklaşık %30 ( $2/3P_{ad}+P_{as}$ ) daha büyük olduğu, dolgu zemininde ivme büyümesi oluştuğu, duvarın tepesinde hesaplanan ivmenin tabanında hesaplanandan %30 daha büyük olduğu, hidrostatik bir dağılımından meydana gelen toplam zemin etkisinin tatbik noktasının duvar tabanından itibaren 0,3H yükseklikte olduğu ve ivmenin düşey bileşeninin deprem basıncının büyüklüğü üzerindeki etkisinin çok küçük olduğu şeklinde özetlemek mümkün olmaktadır.

Whitman (1989), fazlanma olgusunu belirlemek için Şekil 1.3'deki modeli kullanmıştır. Bu modelin sağ taraftaki kütle ve yay dolgunun dinamik davranışını, sol taraftaki yay duvarın dönmeye karşı dayanımını ve kütleler arasındaki yay ise dolgu zemini-duvar arasındaki etkileşimi temsil etmektedir. Buna göre ivme dolgudan duvara doğru olduğunda, etkileşim yayındaki kuvvet maksimum olmakta buna karşılık ivme dolguya doğru olduğunda minimum olmaktadır. Bu durum Mononobe-Okabe yönteminin kullanılmasıyla elde edilen sonuçların tam tersi olduğunu ileri sürmüştür.



Şekil 1.3. Whitmanın 2 serbestlik dereceli deney modeli

Siddharthan, vd. (1989), deprem etkisindeki rijit istinat duvarlarının tepkisini incelemiştir. Bu incelemede doğrusal olmayan dolgu zemini davranışını ardışık yaklaşımla doğrusal çözümlmeye indirgemişlerdir. Bu amaçla duvar ve zemin elemanlarını şekildeğiştiren izoparametrik eleman olarak modellemişler ve elde edilen bulguların santrifüj deneylerinden elde edilenlerle uyum içerisinde olduğunu belirtmişlerdir.

Whitman (1990), uygun emniyet katsayıları, doğru zemin ve yer hareketi parametrelerinin girilmesiyle Mononobe-Okabe yönteminin istinat duvarlarının tasarım için emniyetli olduğunu belirtmiştir.

Elms ve Richards (1990), kendi tasarım yöntemlerinin geçerliliğini araştırmak için ağırlık istinat duvarları üzerinde sinüzoidal taban hareketiyle bir dizi deneyler yürütmüşlerdir. Deneyler sonucunda ağırlık istinat duvarlarının kayma ile yıkılacağını ve tasarım yönteminin ağırlık istinat duvarları ile beraber diğer duvar tipleri içinde kullanılabileceğini belirtmişlerdir.

Whitman ve Chirstian (1990), dinamik su basınçlarının ağırlık tipi istinat duvarlarının tasarımında fazla önemli olmadığını ifade etmişler ve su seddeleri boyunca ağırlık istinat duvarlarının, genelde gevşek dolgudaki sıvılaşma yüzünden düşük başarımlar gösterdiğini belirtmişlerdir.

Ho vd. (1990), Ekim 1987'deki California depremi etkisindeki gergili istinat duvarlarının tepkisi üzerine bir inceleme yapmışlardır. Bu incelemede yer altı zemin koşullarını, kazı geometrisini, desteklenen yerdeğiştirmeyi, gergi deney sonuçlarını, öncü ve artçı deprem ölçümlerini, kazı tepkisini ve yer hareketini dikkate almışlardır. Sonuç olarak, depremler sırasında gergili istinat duvarlarının çok iyi davranış gösterdiğini

savunmuşlardır. Diğer taraftan gergili istinat duvarlarının tasarımı için kullanılan yatay basınç dağılımında büyük bir değişkenlik olduğu gözlemlenmiştir.

Neelakantan vd. (1990), deprem etkisindeki ankrajlı istinat duvarlarının stabilitesini, göçmenin şekline karar vermek için, teorik olarak incelemişler ve bunu yaptıkları model deneylerin sonuçlarıyla karşılaştırmışlardır. Yaptıkları yapısal çözümleme sonucunda pasif kenar üzerindeki duvar sürtünmesinin deprem etkisindeki esnek istinat duvarlarının stabilitesini önemli derecede artırdığını gözlemlenmiştir. Diğer taraftan bu araştırmacılar, deprem yükleri etkisindeki kuru kohezyonsuz dolgu zeminlerini destekleyen esnek istinat duvarlarının stabilitesinin değerlendirilmesinde kullanılabilecek bazı diyagramlar sunmuşlardır.

Al-Homoud (1990), farklı deprem girdileriyle iki boyutlu sonlu elemanlar yöntemini kullanarak ağırlık istinat duvarının deprem tepkisini araştırmıştır. Diğer taraftan, bu çalışmada yanlış dinamik modelleme, temel tabanı genişliği, dolgu zemini dayanımını, girdi hareketinin genliği, girdi hareketinin etkili tekerrür sayısı ve titreşim frekansının etkisini de incelemiştir (Al-Homoud, 1993). Kullanılan modelde aşağıdaki özellikler mevcuttur.

- a) Dolgu ve temel zemini elasto-plastik bir malzeme olarak iki boyutlu sonlu elemanlarla modellenmiştir.
- b) İstinat duvarı rijit olarak modellenmiştir.
- c) Zeminin şekildeğiştirme ve dayanımı, viskoz bir kaptaki oluşturulan modelin kullanılmasıyla belirlenmiştir.
- d) Temas ve kaymayı hesaba katmak için, duvar ile zemin arasında arayüzey elemanları kullanılmıştır.
- e) Yeterli absorbe sınır koşullarının kullanılmasıyla sonlu elemanlar ağı kesilmiştir.

Bu çalışmadan elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda verilmektedir.

- 1) İstinat duvarındaki basıncın zamana bağlı değişimi duvarın taban ve tepesinde farklı olmakta, kalıcı basınçlar ise tepede maksimum değerini almaktadır.
- 2) Duvar tabanındaki moment dönme ilişkisi, taban moment kapasitesinin yaklaşık 1/3'üne kadar doğrusal kalmaktadır.
  - a) Moment dönme ilişkisi duvar tabanı iç kısmında kalkma olduğunda karmaşık hale gelmektedir.
  - b) Dinamik salınım sırasında ağırlık istinat duvarlarının dışa doğru devrilmesi tepkilerin baskın modu olduğunu göstermektedir.

Whitman (1990), istinat duvarlarının tasarımında yaygın olarak kullanılan Mononobe-Okabe yönteminin depremler sırasında gerçek durumdan oldukça farklı olduğunu belirtmiş ve bu karmaşıklığı yapılmış olan sayısal çalışmalarla, sarsma tablası ve santrifüj deneyleri sonuçlarıyla göstermiştir. Diğer taraftan Richards-Elms tarafından önerilen izin verilen yerdeğiştirmeye dayanan tasarım yönteminin kullanılmasını ve çok yüksek istinat duvarlarının incelenmesi gerektiğini belirtmiştir.

Siller ve Frawley (1992), birden fazla ankrajla desteklenmiş istinat duvarlarının deprem tepkisini sonlu elemanlar yöntemini kullanılarak incelemiştir. Bu amaçla sözkonusu istinat duvarlarının deprem tepkisi üzerine ankraj rijitliği, eğimi ve düşey alanın etkisi araştırılmış ve elde edilen bulgular ankraj rijitliğindeki artım maksimum ve kalıcı yerdeğiştirmelerde bir azalma meydana getirdiğini, ankraj eğimindeki artımla duvar yüksekliği boyunca meydana gelen yerdeğiştirmelerde de biraz azalma meydana geldiğini gözlemlemiştir. Diğer taraftan bir ankrajla desteklenmiş duvarda, iki yada dört ankrajla desteklenmiş bir duvara göre ankraj seviyesi üst kısmında daha az yerdeğiştirme ve ankraj seviyesi alt kısmında ise daha fazla yerdeğiştirme gözlemlemiştir.

Siller ve Dolly (1992), statik ve deprem etkisindeki gergili istinat duvarı tasarımları için bir sonlu eleman modeli kullanmışlardır. Elde ettikleri sonuçlara dayanarak, statik zemin basıncı tasarım kabullerinin deprem tepkisini önemli ölçüde etkilediğini göstermişlerdir.

Siddharthan, vd. (1992), kuru kohezyonsuz zeminleri destekleyen rijit istinat duvarlarının depremden meydana gelen yerdeğiştirmelerini değerlendirmek için basitleştirilmiş rijit-plastik bir model kullanmışlardır. Sonuç olarak, devrilmenin ihmal edilmesiyle hesaplanmış duvar yerdeğiştirmelerinin devrilmenin dikkate alınması durumunda hesaplananlardan önemli derecede küçük olduğunu gözlemlemişler ve duvar tepkisinin duvar sürtünmesi, titreşimin frekansı ve titreşimin düşey bileşeniyle etkilenebileceğini belirtmişlerdir.

Zhao ve Valliappan (1993), deprem etkisindeki payandalı istinat duvarlarının dinamik yapısal çözümlemesi için bir yöntem önermişlerdir. Dolgu malzemesinin durumu ve düzlem gerilme kabulüne dayandırılan bu yöntemde, istinat duvarı-zemin etkileşimi de dikkate alınarak sistemi çeşitli bölgelere ayırmışlardır. Bu çalışmada SV ve PV deprem dalgaları altında payandalı istinat duvarının sonlu elemanlar yöntemiyle çözümlemesinden elde ettikleri sonuçlara göre, dolgu zemininin yüksek frekanslı bir dalgaya maruz kalması durumunda duvar üzerindeki etkileri önemli olduğunu dolayısıyla dolgu zemini mekanik

özeliğinin değışmesinin istinat duvarlarının depreme göre tasarımında önemli olduğunu ifade etmişlerdir.

Budhu vd. (1993), ankraj kopmalarının sıvılaşmadan önce gelip gelmeyeceğine karar verebilmek amacıyla orta şiddetli ve şiddetli depremler etkisindeki ankrajlı istinat duvarlarının eylemsizlik kuvvetlerinden dolayı büyük yerdeğıştirmelerle oluşan göçme şeklini incelemişler ve bugünkü statik tasarım uygulamalarıyla önerilen tasarım yöntemini karşılaştırmak amacıyla bir tasarım örneğı sunmuşlardır. Diğer taraftan sunmuş oldukları analitik yöntemi doğrulamak amacıyla, bir takım sarsma tablası deneyleri yapmışlardır. Sonuç olarak sınır çözümlenmeye dayandırılan bu yöntemle, ankrajlı istinat duvarlarının optimum tasarımı için kabul edilebilir bir tasarım görüşü sunulmuş ve ankrajlı istinat duvarlarının deprem dayanımını çok küçük masraflarla arkadan güçlendirilen gergiyle önemli derecede artırılacağını belirtmişlerdir.

Bangash vd. (1993), gergili istinat duvarlarının dinamik tepkisini araştırmak amacıyla sonlu elemanlar yöntemini kullanan FLEX isimli yapısal çözümlenme programıyla bir çalışma yürütmüşlerdir. Elde edilen sonuçlardan maksimum dinamik yüklerin tepe kısımdaki iki gergide artma eğiliminde olduğunu, Mononobe-Okabe yönteminin dolgu zemini yüzeyinin yatay ve iç sürtünme açısının 30° fazla olması durumunda emniyetli tarafta olabileceğini ve dinamik zemin basıncı dağılımının yatay zemin koşulları için dikdörtgen olduğunu belirtmişlerdir. Diğer taraftan istinat duvarı-zemin sisteminin tepkisi, desteklenen serbest alan kenarının tepkisine önemli derecede bağılı olduğundan, yatay yüzeyli dolgu girdi frekansının desteklenen serbest alan kenarının doğal frekansına yaklaştığında rezonans durumu ortaya çıktığı gözlemlenmiştir. Diğer taraftan aynı gerilme parametreleri için duvarın üst kısmındaki maksimum yerdeğıştirmenin dolguya doğru %17 ile %21 kadar arttığını ve duvar üst kısmında maksimum kalıcı yerdeğıştirmenin zayıf zeminler için yaklaşık olarak 1cm kadar olduğunu ifade etmişlerdir.

Whitman (1993), ağırlık istinat duvarlarının depremden meydana gelen devrilmesinin tahminini incelemiştir. Irmak kenarlarındaki ağırlık istinat duvarlarında sıvılaşma nedeniyle oluşan hasarlar hariç, bu tür istinat duvarlarının depremlerde çok iyi davranış gösterdiğini belirtmiştir.

Zhao ve Xu (1994), payandalı istinat duvarlarının depreme göre yapısal çözümlenmesini sonlu elemanlar yöntemiyle gerçekleştirmişlerdir. Bu çalışmadan;

- 1) Zemin rijitliğinin payandalı istinat duvarları deprem tepkilerine sınırlı etkisi olduğunu,

- 2) Payandalı istinat duvarlarının depreme göre tasarımında sonlu elemanlar yönteminin uygun olduğunu,
- 3) Düşey P deprem dalgasının payandalı istinat duvarlarının tasarımında çok önemli olduğunu,
- 4) Gelen deprem dalgası tipinin payandalı istinat duvarlarının tasarımında dikkatli bir şekilde değerlendirilmesi gerektiğini,
- 5) Düşey SV deprem dalgasından meydana gelen yatay ve düşey ivmelerin duvar yüksekliği boyunca eşit yayılı olduğu gibi düşey PV dalgasından meydana gelen düşey ivmenin de duvar yüksekliği boyunca eşit yayılı olduğu yatay ivme dağılımının ise eşit yayılı olmadığı,

kanısına varmışlardır.

Veletsos ve Younan (1994a), yersarsıntısı nedeniyle elastik tabakalı dolgu zemininden bir istinat duvarında oluşan dinamik zemin basıncıları dağılımlarını ve bunlardan meydana gelen bileşke kuvvetleri değerlendirmek amacıyla istinat duvarı-zemin sisteminin dinamik modelini sunmuşlardır. Bu modele göre, zemin tabakası kütsüz yaylardan ziyade yarısonsuz yatay çubukların elastik olarak desteklendiği düşünülerek karmaşık olan istinat duvarı-zemin sistemlerinin yapısal çözümlemesine uygulamışlar ve hem harmonik hemde deprem titreşimlerini dikkate alarak kapsamlı sayısal çözümler gerçekleştirmişlerdir.

Veletsos ve Younan (1994b), depreme maruz rijit-düşey istinat duvarlarına etkiyen dinamik basınçlar ve bundan dolayı meydana gelen bileşke kuvvetlerle ilgili bir değerlendirme yapmışlardır. Bu yapısal çözümleri daha önceleri Scott (1973) tarafından önerilen modelin kullanılmasıyla elde edilenlerle karşılaştırmışlardır. Sonuç olarak, istinat duvarı-zemin sisteminin davranışını daha iyi tahmin eden alternatif iki modelin yorumunu sunmuşlardır. Buna göre, birinci modelin özelliklerini frekansa bağlı parametrelerle, ikincisinde ise frekanstan bağımsız sabit parametrelerle tanımlamışlardır.

Veletsos vd. (1995), deprem nedeniyle viskoelastik bir katıdan istinat duvarına gelen dinamik basınçlar ve bunlardan dolayı oluşan bileşke kuvvetlerle ilgili yapısal çözümler gerçekleştirmişlerdir. Buna göre, istinat duvarının rijit olduğu ve tabanlarından dönmeye karşı elastik olarak sınırlandırıldığı kabul etmişlerdir. Diğer taraftan incelenen sistemden elde edilen önemli sonuçların karmaşık istinat duvarı-zemin sistemlerinin yapısal çözümlemesi için iskelet olarak önermişlerdir.

Stadler vd. (1995), santrifüj deneyleri ile konsol bir istinat duvarına etki eden dinamik zemin basıncını araştırmışlar ve ölçülen statik basınçların hesapla elde edilenlerden düşük olduğunu gözlemlemişlerdir. Diğer taraftan sürtünmesiz duvar için basınç dağılımının derinlikle doğrusal olduğunu, sürtüneli duvar için ise duvar tepesinin yaklaşık olarak üçte birlik kısmına kadar doğrusal olarak arttığını ve maksimum dinamik basıncın %30~50 oranında başlangıç statik basıncından büyük olduğunu, statik basınç dağılımının duvar-zemin arayüzeyindeki sürtünme açısının büyüklüğü ile etkilendiğini belirtmişlerdir.

Sêco e Pinto (1995), ağırlık istinat duvarlarının deprem davranışı ile ilgili olarak sayısal ve deneysel yöntemlerle yaptığı çalışmada, düğüm noktası yatay ve düşey ivmelerinin duvar tepesinden tabana doğru, maksimum kayma gerilmelerinin ise duvar tabanından tepesine doğru arttığını ve yapılan çözümlerinin 50 modu için titreşime esas doğal frekansların 1,11~8,81 Hz arasında olduğunu belirtmiştir.

Crespellani vd., (1996), deprem etkisindeki dolgu destekleyen ağırlık istinat duvarlarının kalıcı yerdeğiştirmelerini hesaplamak için ampirik bir bağıntı önermişlerdir. Buna göre,  $N_D$  dayanım katsayısını (ivme tasarımı) ve  $P_D$  depreme göre emniyet katsayısını göstermek üzere, duvarın kalıcı yerdeğiştirmesinin;

$$d = 0,038 * P_D^{0,977} * N_D^{-1,338} \quad (1.4)$$

ifadesiyle hesaplanabileceğini belirtmişlerdir.

Wu ve Liam Finn (1996), Wood (1973) tarafından önerilen yöntemle çok iyi bir şekilde uyum içinde olan basitleştirilmiş doğrusal elastik bir çözümü rijit istinat duvarlarının depremden doğan dinamik basınçları için sunmuşlardır. Diğer taraftan sonlu elemanlar yöntemiyle doğrusal olmayan zeminler ve homojen olmayan elastik malzemeleri genişletilmiş yapısal çözümlerinde kullanılmışlardır. Elde edilen sonuçlardan, elastik durumlar için sonlu eleman yapısal çözümlerinin kesin sonuçlar verdiğini, basınçların eşit yayılı elastik dolgu için Wood tarafından önerilen yöntemle yapılan çözümden elde edilenlerin %5'i civarında olduğunu, modların birleştirilmesiyle gerçekleştirilen yapısal çözümlerinin çok çabuk bir şekilde yakınsadığını, harmonik hareket için 1.mod ile elde edilen dinamik basınçların toplam basıncın %75~80'i civarında, 10 modun kullanılması durumunda ise toplam basıncın %90 mertebesinde olduğunu, kuvvetli salınım altında oluşan dinamik basınçların olduğundan daha küçük olarak elde edileceğini göstermişlerdir.



Steedman ve Zeng (1996), eşdeğer statik bir model için geliştirmiş oldukları bir yöntemi salınım yapan yekpare istinat duvarlarının kalıcı yerdeğiştirmelerini tahmin etmek için sunarak bu yöntemin Newmark'ın kayma bloğu yönteminin bir devamı özeliğinde olduğunu belirtmişlerdir. Sözkonusu yöntemin geçerliliğini ağırlık istinat duvarı deneysel bulgularıyla karşılaştırarak elde edilen bulguların deneysel bulgularla örtüştüğünü göstermişlerdir. Diğer taraftan bu yöntemin, geleneksel tasarım yöntemlerindeki, özellikle deprem hareketinin tanımlanmasında olduğu gibi eğik duvarların tasarımında kısmi güvenlik katsayılarının azaltılması için bir engelin olmadığını ifade etmişlerdir.

Wu ve Prakash (1996), rijit istinat duvarlarının depremler sırasında hem kayma hem de salınım yerdeğiştirmelerini incelemişlerdir. Diğer taraftan bazı depremlerden elde edilen arazi verilerini, hesaplanmış yerdeğiştirmeler ile gözlemlenmiş yerdeğiştirmeleri karşılaştırmak için, değerlendirmişlerdir. Varılan sonuçlardan, Richard-Elms yönteminde salınım hareketinin ihmal edilmesi durumunda hesaplanan yerdeğiştirmelerle bu yöntemle göre hesaplananlar arasında fark olduğunu belirtmişlerdir.

Alampalli ve Elgamal (1996), betonarme konsol istinat duvarı-zemin sistemlerinin dinamik titreşimine ilişkin karakteristikleri incelemek için bire bir ölçekli deney yapmışlardır. Deneylerinde betonarme konsol istinat duvarı-zemin sistemlerini, tanımlanmış ve kaydedilmiş modal karakteristikler olmak üzere, iki farklı deney tekniği ile incelemişlerdir. Sonuç olarak, büyük kütleli ağır yapılar için çarpma etkisinin karşılanmasının güç olacağını ve deneye tabi tutukları istinat duvarları yüksekliği boyunca harekette üç boyutlu değişim izlendiğini belirtmişlerdir.

Siddharthan ve El-Gamal (1996), depremden meydana gelen köprü kenar ayağı dolgu zemini oturmalarını hesaplamak için basitleştirilmiş bir yöntem önermişlerdir. Bu yöntemde dolgu zemini büyümesi, doğrusal olmayan zemin özellikleri ve ayak geometrisi gibi başlangıç parametrelerini dikkate almışlardır. Diğer taraftan pratikte kullanılacak olan bu bağıntıları 1994 Northridge depreminden toplanmış kapsamlı veri tabanlarına dayanılarak geliştirmişler ve deprem etkisindeki 4~10m dolgu yükseklikli köprü kenar ayaklarının oturmalarını değerlendirmek için kullanmışlardır. Bu araştırmacılar, önerilen yöntemin geçmişte yapılmış olan çalışmalardan en önemli farkının düşey ivme etkilerinin de dikkate alınmış olması olduğunu belirtmişlerdir.

Fishman ve Richards (1996), köprü kenar ayaklarının kritik başlangıç ivmesine karar vermek için analitik bir yöntem önermişlerdir. Bu yöntemde muhtemel kaymayı, taşıma kapasitesini ve göçmenin değişik şekillerini dikkate almışlardır. Elde edilen sonuçlardan,

kenar ayaklarının 0,15g'den daha büyük başlangıç ivmelerde tehlikede olduğunu, başlangıç kaymanın oldukça doğru olarak tahmin edileceğini, tahmin edilmiş başlangıç kayması ile depremler sonrasında arazi üzerinde gözlenenler arasında çok iyi uyum olduğunu ve kenar ayak üstündeki ek yükün köprü davranışını önemli ölçüde iyileştirdiğini belirtmişlerdir.

Munaf vd. (1997), model istinat duvarları üzerinde yapmış oldukları sarsma tablası deneylerinde duvar hareketinin temel modunun devrilme olduğu gözlemlemişlerdir.

Steedman (1997), deprem nedeniyle meydana gelen istinat duvarı yerdeğiştirmesini incelemiştir. Zira 1995'deki Kobe depreminde bir çok rıhtım duvarının hasar görmesi nedeniyle Mononobe-Okabe yaklaşımının istinat duvarlarının tasarımıda gerekli emniyeti sağlayamadığını belirterek, uygun yerdeğiştirme mekanizmalarının da dikkate alınarak tasarımlarının yapılması gerektiğini belirtmiştir. Diğer taraftan boşluk suyu basıncının artmasından dolayı rijitlik ve dayanım azalması nedeniyle istinat duvarı temeli ve dolguda daha karmaşık bir sayısal yaklaşım gerektiğini ifade etmişlerdir.

Kumar ve Prakash (1997), yapı-zemin etkileşimini dikkate alarak yapıların doğal frekans tepkilerini incelemişler ve yapı-zemin etkileşiminin doğal frekans üzerinde önemli etkisinin olduğunu göstermişlerdir. Diğer taraftan yapıların temel doğal frekansının, zemin kayma modülünün artmasıyla doğrusal olarak artmayacağını gözlemlemişlerdir.

Viladkar vd. (1997), yapıdan uygun mesafede yerleştirilmiş olan zemin yapay sınırlarını sonlu elemanlar yöntemiyle incelemişlerdir. Bu amaçla zemin kütesinin doğrusal elastik ve elasto-plastik karakteristikleri düşünerek zaman-tanım alanında gerçekleştirdikleri bu yapısal çözümlemede, zemin kütesinin yapay sınırlarının yapıya olan gerçek mesafesini sönümün farklı değerleri için belirlemişler ve kullandıkları modelin doğrusal ve doğrusal olmayan zemin davranışları ile yüklemenin her tipi için emniyetli bir biçimde kullanılabileceği ifade etmişlerdir.

Zeng (1998), üç santrifüj deneyinden elde edilen verileri kullanarak deprem yüklemesi altındaki ağırlık rıhtım duvarlarının davranışını incelemiştir. Çalışmasında arazide gözlemlenmiş benzer göçme şekillerini santrifüj deneylerinde tekrarlamıştır. Deneyler sonucunda dolguda meydana gelen boşluk basıncı artışıyla hem kırılma kaması açısının hem de istinat duvarına etkiyen yatay zemin itkisinin arttığını, kuru dolgulu ağırlık istinat duvarlarının yanal yerdeğiştirmesinin Newmark'ın yöntemi kullanılarak hesaplanabileceğini, buna karşın doygun dolgulu istinat duvarında bu yöntemle hesaplanılmasının güç olduğunu, taban salınımından oluşan boşluk basınçlarının artışı ve

tekrarlı kayma gerilmelerinin zemin dayanım ve/veya rijitliğinde önemli azalmaya yol açabileceğini dolayısıyla istinat duvarı titreşimlerinin temel frekanslarını azaltacağını belirtmiştir.

Gazetas ve Mylonakis (1998), depremden dolayı meydana gelen zararlı dinamik yapı-zemin etkileşimini göstermek için Kobe 1995'de Hanshin otoyolunun yıkılmasını incelemişler ve elde edilen sonuçlardan bu yol için bu düşüncenin doğruluğunu göstermişlerdir.

Huang vd. (1998), çalışmalarında bir veri tabanının, sayısal çözümlerinin kullanılmasıyla mevcut tasarım diyagramlarının değiştirilmesiyle meydana getirilebileceğini belirtmişlerdir. Daha sonra bu veri tabanlarını bütün bir tasarım modelindeki tüm bilgileri içermesi için merkezi bir havuzda toplamışlardır. Bu sistemin kullanılmasıyla, daha önceden tanımlanmış her yeterli emniyet katsayılarını, hızlı tasarımlar için, optimum boyutlardan elde etmişlerdir.

Zhang vd. (1998), depremler sırasında rijit duvarlarına etkiyen zemin basınçlarını belirlemek amacıyla bir eşdeğer statik yöntem önermişlerdir. Buna göre dinamik zemin basıncının deprem sırasında duvar-zemin rölatif yerdeğiştirmesiyle oluşan üç etmeden meydana geldiğini ifade ederek, bunlardan ilk ikisine eşdeğer statik yöntemle ilişkin bağıntılarla, diğerine ise rijitlik ve yanal zemin tepki katsayılarının belirlenmesiyle karar verilebileceğini ileri sürmüşlerdir.

Madabhushi ve Zeng (1998), deprem yüklerine maruz ağırlık rıhtım duvarlarının tepkilerini tahmin edebilmek için SWANDYNE isimli sonlu elemanlar programını kullanmışlar ve elde edilen sonuçları santrifüj deneyleriyle karşılaştırmışlardır. Sayısal modelden elde ettikleri sonuçların hem kuru hemde doymun durumlar için deneysel verilerle çok iyi uyum içerisinde olduğunu ifade etmişlerdir.

Al-Homoud, Whitman (1999), iki boyutlu analitik sonlu eleman modelini, kuru kum üzerinde inşa edilmiş rijit karayolu köprüsü kenar ayağının deprem tepkisini incelemek için geliştirmişlerdir. Bu amaç için geliştirdikleri analitik modele göre elde ettikleri sonuçları, doğruluğu daha önceden kanıtlanmış FLEX isimli bilgisayar programı ve santrifüj deneylerinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırmışlardır. Elde edilen sonuçlardan dinamik salınım sırasında köprü kenar ayağının dışa doğru devrilmesinin hakim mod olduğunu ve salınımın sonunda dışa doğru kalıcı devrilme ile göçtüklerini belirtmişlerdir.

Steedman (1999), rijit ve esnek istinat duvarlarında yapı-zemin etkileşiminin dikkate alınmasıyla ilgili bir model sunmuştur. Buna göre elasto-plastik teoriyi, zemin ve duvar

arasındaki arayüzey üzerindeki gerilme durumunu incelemek için kullanmış ve duvarın tepesindeki dönmeleri tahmin etmiştir. Diğer taraftan, taban salınımının üç farklı durumunu, model santrifüj deneylerinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmış ve bu sonuçların çok iyi uyum içerisinde olduğunu gözlemlemiştir. Elde edilen sonuçlardan dolgu zeminindeki göçmenin, duvarın arka yüzünde meydana gelen yanal gerilmelerdeki artım nedeni ve kalıcı duvar hareketiyle oluştuğunu belirtmiştir.

Huang vd. (1999), çalışmalarında diğer mühendisler tarafından kişisel bilgisayarlardan internet ağı yoluyla kolaylıkla girilebilecek olan bir mühendislik uygulamasını meydana getirmeyi amaçlamışlardır. Bu amaçla, alışlagelmiş konsol istinat duvarlarının tasarım için, çeşitli veri tabanları ve standart profillerini oluşturmuşlar ve internet teknolojisi vasıtasıyla kişisel bilgisayardan bir istinat duvarının tasarımının yerine getirilebilmesi için elde edilen bu bilgileri merkezi bir havuzda toplamışlardır. Böylece istinat duvarı optimum boyutlarını, yeterli emniyet için gerekli olan ek kuvvetlerin mevcut duvarların durumunu içeren toplam veri tabanlarından elde edilebileceğini ifade etmişlerdir.

Fujiwara vd. (1999), büyük depremler sırasında ağırlık tipi istinat duvarlarına etkimesi muhtemel olan dinamik zemin basınçlarını santrifüj deneyleriyle incelemiştir. Deneyler sonucunda, model rıhtım duvarları üzerine etkileyen ölçülmüş zemin basınçlarının Mononobe-Okabe yöntemiyle elde edilenlerden daha küçük olduğunu ve iki değer arasındaki farklılığın deprem ivmesindeki bir artım ile daha büyük olacağını gözlemlemiştir. Diğer taraftan, depremler nedeniyle özellikle rıhtım duvarlarında sınırlama olayını dikkate alan depreme göre bir tasarım yönteminin geliştirilmesinin geoteknik mühendislerinin acil görevlerinden birisi olduğunu ifade etmişlerdir. Zira ağırlık tipi istinat duvarlarının bir deprem sırasında geleneksel tasarım yöntemleriyle hiçbir yatay yerdeğiştirmeye izin vermediğini dolayısıyla da geleneksel yöntemlerin genellikle gerçekçi ve ekonomik olmadığını ve istinat duvarı ile zemin arasındaki dinamik etkileşimin tam olarak anlaşılmadığını belirtmişlerdir.

Wu ve Prakash (1999), deprem nedeniyle rijit istinat duvarlarının zemine batmasının yerdeğiştirmeler üzerindeki etkisini incelemiştir. Bu incelemeyi Eurocode-8 (1994)'de önerilen yöntemle yapmışlardır. Sonuç olarak, zemine batmış istinat duvarlarının depremler sırasında çok daha fazla yerdeğiştirme yaptığını, eğimli drenajların yerdeğiştirmeleri önemli derecede azalttığını ve Eurocode-8'in bazı koşullarının tekrar gözden geçirilmesi gerektiğini belirtmişlerdir.

Watanabe vd. (1999), depremden doğan zemin basıncını belirlemek için model istinat duvarıyla sarsma tablası deneyleri yapmışlardır. Deneyler sonucunda dinamik zemin basıncı ve eylemsizlik kuvvetleri arasındaki faz farkının eylemsizlik kuvvetinin büyüklüğüyle değiştiğini gözlemlemişlerdir. Elde edilen sonuçlardan dolgu zemininin kırılmasından sonra düşük frekanslarda ölçülen dinamik zemin basıncının Mononobe-Okabe denklemleriyle tahmin edilene yakın olduğunu belirtmişlerdir.

Cardoso, vd. (1999), Eurocode-8'e göre ağırlık istinat duvarının depreme göre tasarımı için taban kaymasıyla ilgili olarak bir uygulamasını yapmışlardır. Bu amaçla kısmi emniyet katsayılarını iki farklı yol izleyerek incelemişler ve emniyet katsayısının her bir durumunu pratikte yaygın olarak kullanılan sınır değerlerle karşılaştırmışlardır. Elde edilen sonuçlardan, ağırlık istinat duvarının depreme göre tasarımı için Eurocode'in doğrudan uygulanması durumunda, toplam aktif itki tasarımı ile kalıcı yerdeğişmeler oluştuğunu ve emniyet katsayılarının oldukça geniş bir aralıkta farklı değerler alacağını ve bu katsayıların 1,1'den daha küçük olabileceğini belirtmişlerdir.

Caltabiano, vd. (1999), deprem etkisindeki rijit istinat duvarlarının kayma tepkilerini tanımlamış oldukları bir modelle incelemişlerdir. Bu amaçla rijit istinat duvarlarının kayma tepkisinin yapısal çözümlenmesi için dinamik denge denklemlerini farklı deprem türleri için zaman tanım alanında ifade etmişlerdir. Diğer taraftan sistemin tepkisi üzerine yer hareketi özelliklerinin etkisini değerlendirmek için parametrik bir çalışma yapılmıştır. Elde ettikleri sonuçlardan, önermiş oldukları modelin istinat duvarlarının tasarımında kullanılabileceğini ifade etmişlerdir.

Fahjan ve Börekçi (2000), iki boyutlu karşılıklı etkileşim yöntemini üç boyutlu bir baraj-rezervuar sisteminde hidrodinamik basınç dağılımını belirlemek için uygulamışlardır. Bu amaçla rezervuar alanı memba yüzeyindeki düzgün en kesiti sonsuz bir alana bitişik düzensiz geometrilerin sonlu bir bölgesi olarak idealleştirmişlerdir. Diğer taraftan rezervuar serbest yüzey hidrodinamik basınç tepkisi, baraj-rezervuar etkileşimini, sönümleyiciler ve yayılım sınır koşullarına bağlı olarak üç boyutlu Helmholtz denklemiyle ifade edilmişlerdir. Sonuç olarak, önerdikleri üç boyutlu etkileşim modelinin sonlu bir rezervuardaki hidrodinamik basınçların tahmininde kullanılabileceğini belirtmişlerdir.

Kuzmin, (2000), üç boyutlu yer altı yapılarının dinamik tepkisinin hesaplanması için sayısal bir yöntem sunmuştur. Bu amaçla P, SV, SH dalgalarının bir kombinezonuyla deprem yükleri etkisindeki gömülü silindirik kabukların eksenel simetrik olmayan dinamik davranışını incelemiştir. Sayısal çalışmadan elde ettiği sonuçlardan, zemin cinsinin önemli

olduğunu, kohezyonlu zeminlerde gerilmeler ve şekildeğiştirmeler kohezyonsuzlardan daima yüksek olduğunu, aksenel simetriye ilişkin salınımlarda gerilmelerin zeminin bütün tipleri için esnekliğe ilişkin olandan daima büyük olduğunu belirtmiştir. Diğer bir deyişle gerilme ve şekildeğiştirmelerin çok gevşek killerde sıkı killerden ve az kohezyonsuz kumlardakinden daha büyük olduğunu ifade etmiştir.

Caltabiano vd. (2000), deprem etkisindeki istinat duvarlarının ek yükün olması durumundaki stabilitesini incelemişlerdir. Bu amaçla istinat duvarı-zemin sisteminin eşdeğer statik dengesine dayandırılan bir yapısal çözümleme yöntemi geliştirmişlerdir. Geliştirilen bu yöntem istinat duvarı eylemsizlik etkisini dikkate almakla beraber ek yük olması durumunda da uygulanabileceğini belirtmişlerdir. Diğer taraftan bu yöntemdeki bağıntıların kırılma yüzeyi eğimi ve akma ivmesinin doğrudan hesaplanması için de kullanılabileceğini ileri sürmüşlerdir.

Zeng ve Steedman (2000), deprem yüklerine maruz rijit temeller üzerinde inşa edilmiş ağırlık istinat duvarlarının dönmeye ilişkin yerdeğiştirmelerini hesaplamak için bir dönme bloğu yöntemi geliştirmişlerdir. Bu yöntemde, Newmark'ın eşdeğer kayma bloğu yöntemine benzer olarak, sınır bir ivme değeri aşıldığında açılma hızı sıfıra ininceye kadar rijit duvar dönmelerinde başlayacağı kabul etmişlerdir. Diğer taraftan önerdikleri yöntemi santrifüj deneylerinden elde ettikleri sonuçlarla karşılaştırmışlardır. Sonuç olarak, bu yöntemle istinat duvarı şekildeğiştirmesi üzerine yer hareketi karakteristikleri etkisinin belirlenebileceğini, hatta karmaşık olan istinat duvarı kayma ve dönmelerinin birlikte dikkate alınması için de uygulanabileceği belirtmişlerdir.

Ashour ve Norris (2000), zemin-kazık etkileşimi sisteminin yatay tepkisini hesaplamak için sonlu elemanlar yöntemini kullanmışlardır. Bu amaçla kazığı elastik zemin üzerine oturan davranışı doğrusal olmayan kiriş olarak dikkate almışlardır. Elde edilen sonuçlar, modellerinin kum, kil ve tabakalı zeminler oluşan arazi deneylerinden elde edilenlerle uyum içinde olduğunu belirterek bu şekilde zemin ve kazık özelliklerindeki değişimlerin de dikkate alınabileceğini savunmuşlardır.

Kutunis ve Elmas (2001), deprem yüklerine maruz doğrusal olmayan yapı-zemin etkileşimini alt sistem yaklaşımıyla zaman tanım alanında incelemişlerdir. Bu amaçla sonsuz rijit zemini, doğrusal yapı-zemin etkileşimi ve doğrusal olmayan yapı-zemin etkileşimi durumları için farklı ivme değerleri (0.15g, 0.30g ve 0.45g), farklı zemin rijitlikleri ve farklı dalga hızlarıyla ( $V_s=200\text{m/sn}$ ,  $300\text{m/sn}$  ve  $500\text{m/sn}$ ) dikkate almışlardır. Diğer taraftan yapısal çözümlerinde yayılım koşulunun tam olarak

sağlandığını, zemin plastik davranışının Von Mises kırılma kriteriyle belirlendiğini, zemin ayrılma etkisinin ve yapı ağırlığının ihmal edildiğini belirtmişlerdir.

Theodorakopoulos vd. (2001a), üniform yarısız ve tamamen doymuş boşluklu zemin tabakasından rijit-düşey bir konsol istinat duvarına etkiyen dinamik zemin basınçlarına karar verebilmek için düzlem şekil değiştirme durumunu analitik olarak incelemişlerdir. Elde edilen sonuçlara dayanarak zeminin titreşim sönümünü, gerilmelerini, yer değiştirmelerini ve istinat duvarına etkiyen basınç ve itkileri ifade etmişlerdir.

Theodorakopoulos vd. (2001b), boşluklu zemin ortamından rijit konsol istinat duvarlarına etkiyen dinamik basınçlarını frekans alanında incelemişlerdir. Bu amaçla yapmış oldukları parametrik çalışmalar ile değişik parametrelerin (frekans, kayma modülü, poisson oranı, boşlukluluk ve geçirimsizlik) sınır değerlerini belirlemişlerdir. Diğer taraftan belirlenen parametrelerin sınır değerleri için istinat duvarı gerilmelerini, toplam itkiyi ve tepe noktası yer değiştirmesini hesaplamışlardır. Elde edilen sonuçlardan, düşük permeabiliteler ve kayma modülünün büyük değerlerinde, hem katı hemde sıvıda yaklaşık frekansların düşünülen problemdeki ilk rezonans frekansından daha büyük olduğunu gözlemlemişlerdir.

Geneş ve Koçak (2002), iki boyutlu yapı-zemin etkileşimi problemlerinin yapısal çözümlemesi için sonlu ve sınır elemanlar yöntemlerine dayalı bir bilgisayar programı geliştirmişlerdir. Sonlu eleman yöntemini yakın zemin bölgesi elemanları ve yapının modellenmesinde, sınır eleman yöntemi ve viskoz sınır koşullarıyla da sonsuza uzanan zemin elemanlarını modellemişlerdir. Elde edilen sonuçların teknik literatürle uyum içinde olduğunu göstermişler ve bu tip modellemenin yapı-zemin etkileşimi problemlerinin yapısal çözümlemesi için güvenle kullanılabileceğini ifade etmişlerdir. Bununla beraber, bu tip modelleme de özellikle tabakalı zeminlerde, zemin tabakalarının ara yüzeylerinin sınır eleman yöntemiyle modellenmesinin oldukça zor olduğunu belirtmişlerdir.

Klar vd. (2004), sıvılaştıran zeminlerde tekil kazıkların, kazık-zemin etkileşimi de dikkate alarak, deprem tepkisini iki farklı model kullanarak sonlu elemanlar yöntemiyle incelemişlerdir. Bunlardan birinci modelde, her bir derinlikteki boşluk suyu basıncını bir boyutlu akımdan elde edilen sonuç olarak, diğerinde ise boşluk suyu basıncını üç boyutlu akımdan elde edilen sonuç olarak dikkate almışlardır. Diğer taraftan zemin davranışının doğrusal olmadığını kabul etmişlerdir. Sonuç olarak, kazıklara yakın meydana gelen boşluk basıncının başlangıç değeri altında olması durumunda her iki modelin birbiriyle uyum içinde olan tepkilerinin hesaplanacağını, boşluk basıncının bu başlangıç değerini

aşması durumunda ise üç boyutlu akım modelinin kullanılması gerektiğini ileri sürmüşlerdir.

Gazetas vd. (2004), çeşitli tiplerdeki esnek istinat duvarlarına etkiyen dinamik zemin basınçlarının büyüklük ve dağılımını sonlu elemanlar yöntemini kullanarak incelemişlerdir. Yapısal çözümlerinde kullandıkları taban titreşimini ya şiddetli yada kısa süreli, 0.4g'lik en yüksek yer ivmesine sahip düşük hakim frekanslı, orta şiddetli tipik deprem hareketleri olarak seçmişlerdir. Diğer taraftan, zemin davranışını kuru ve doğrusal olarak da dikkate alarak elde ettikleri bulgulara göre esnek istinat duvarlarının bir çok durumda Mononobe-Okabe yönteminden daha düşük dinamik basınçların etkisinde kalacağını ve bu durumun özellikle yüksek frekanslı titreşimlerde duvar ile zemin arasında ayrılma ve kayma meydana geldiği zaman geçerli olduğunu ifade etmişlerdir.

### **1.3. Bu Çalışmanın Amaç ve Kapsamı**

Bu çalışmanın temel amacı bir taraftan betonarme istinat duvarlarının, zemin etkileşimini de dikkate almak suretiyle, deprem yüklerine göre doğrusal ve doğrusal olmayan davranışlarını incelemek, diğer taraftan deprem bölgelerinde inşa edilecek istinat duvarlarının, Türkiye Deprem Yönetmeliğine (TDY-1998) uygun olarak, tasarımlarında kullanılacak bir bilgisayar programı (Ek-7) geliştirmektir. Bu amaçla bu çalışmada önce istinat duvarlarının deprem yüklerine göre tasarımları için geliştirilmiş teknik literatürde mevcut sonlu elemanlar yöntemi ve bazı analitik yöntemler üzerinde durulmaktadır. Daha sonra dikkate alınan analitik yöntemler, bunlara göre geliştirilmiş olan bilgisayar programları yardımıyla, kendi aralarında ve LUSAS (2006) yapısal çözümleme programının kullandığı sonlu elemanlar yöntemiyle karşılaştırılmaktadır.

Bu çalışma üç asıl ve bir ekler bölümü olmak üzere toplam dört bölümden oluşmaktadır.

Birinci bölümde istinat duvarları hakkında genel bilgiler verilmekte ve bu konuda daha önce yapılan bazı çalışmalar üzerinde durulmaktadır.

İkinci bölümde ilk aşamada, istinat duvarlarının depreme göre tasarımında yaygın olarak kullanılan bazı analitik yöntemler ile sonlu elemanlar yöntemine ilişkin bazı bilgiler verilmekte ve yapı-zemin etkileşimi de burada irdelenmektedir. İkinci aşamada, zeminin doğrusal olmayan davranışıyla ilgili bilgiler verilmektedir. Üçüncü aşamada ise betonarme istinat duvarlarının sonlu elemanlar yöntemiyle doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal



özümlemesi zemin ve duvara ilişkin farklı parametrelerle, zemin etkileşimini de dikkate alarak, Erzincan depremi Doğu-Batı bileşenine göre yedi ayrı sayısal uygulama gerçekleştirilmektedir. Gerçekleştirilen bu uygulamalardan elde edilen bulgular bu çalışmaya konu olan analitik yöntemlerden elde edilenlerle karşılaştırılarak irdelenmektedir.

Çalışmanın bütününden çıkartılan bazı sonuç ve öneriler üçüncü bölümde özetlenmekte ve bu son bölümü kaynaklar diziniyle istinat duvarlarının analitik yöntemlerle tasarımları için, Mononobe-Okabe, Steedman-Zeng, Seed-Whitman, Prakash-Saran, Richards-Elms, Whitman-Liao, Türkiye Deprem Yönetmeliğinde (TDY-1998) ve Eurocode-8'de Önerilen (2003), yöntemlerine göre geliştirilen bilgisayar programlarına ilişkin toplam sekiz ek bölüm izlemektedir.

## 2. YAPILAN ÇALIŞMALAR, BULGULAR VE İRDELEMELER

### 2.1. İstinat Duvarlarının Depreme Göre Tasarımında Kullanılan Bazı Analitik Yöntemler

Deprem bölgelerindeki istinat duvarlarına yer hareketinden dolayı etkiyen dinamik zemin basınçlarının, dağılım ve büyüklük olarak statik basınçlarından farklı olduğu bilinmektedir. Depremden meydana gelen bu dinamik basınçlar nedeniyle istinat duvarlarında meydana gelebilecek hasarları azaltmak için bu basınçların doğru bir şekilde belirlenmesi gerektiği de açıktır. Bu durum dinamik yükün frekansının istinat duvarı-dolgu zemini ve temel zemini bağlaşıp sisteminin doğal frekansına yakın olması durumunda çok daha önemli olmaktadır.

Deprem etkisiyle meydana gelen basınç dağılımları ve bunlardan doğan kuvvetler;

- Zemin hareketlerinin karakteristiklerine,
- Dolgu zemini özelliklerine,
- İstinat duvarının fiziksel ve geometrik özelliklerine,
- Yapının önem katsayısı ve deprem bölge katsayısı gibi parametrelere,

bağlı olarak belirlenmektedir.

İstinat duvarlarının depreme göre tasarımında yaygın olarak kabul edilen temel felsefe, depremden dolayı duvara etkimesi muhtemel yüklerin tahmin edilmesi ve emniyetin bu yüklere göre sağlanması şeklindedir. Zira depremler sırasında istinat duvarlarına etkiyen yüklerin belirlenmesi oldukça karmaşık işlemlerin yapılmasını gerektirmektedir. Özellikle esnek duvarların hareketi zemin hareketinden farklı olmakta dolayısıyla da bu tür duvarlara etkiyen dinamik basınçlar rijit duvarlarındakinden çok değişik kalmaktadır. Bilindiği gibi deprem etkisinde kalan rijit istinat duvarlarının her noktası yer hareketini aynen taklit etmekte, esnek duvarlarda ise duvarın her noktasındaki hareket genellikle yer hareketinden farklı olmaktadır. Durum böyle olunca duvar davranışlarının incelenmesinde bunların rijitlik ve esnekliğinin dikkate alınması gerekmektedir.

Yukarıda da belirtilmeye çalışıldığı gibi istinat duvarlarına depremden dolayı etkiyen dinamik zemin basınçlarının dinamik yöntemlerle belirlenmesi oldukça karmaşık işlemlerin yapılmasını gerektirmektedir. Bu nedenle duvara etkiyen basınçların belirlenmesinde genellikle yer hareketinin harmonik olduğu kabul edilmekte ve yapısal

özmlernde de eŖdeęer statik yöntemler kullanılmaktadır. Daha önce de belirtilmeye alıŖıldığı gibi yapısal zmlernde duvarın rijit yada esnek olduğu kabulleri yapılmaktadır. Burada verilen yöntemlerde istinat duvarlarının rijit olduğu kabul edilmektedir.

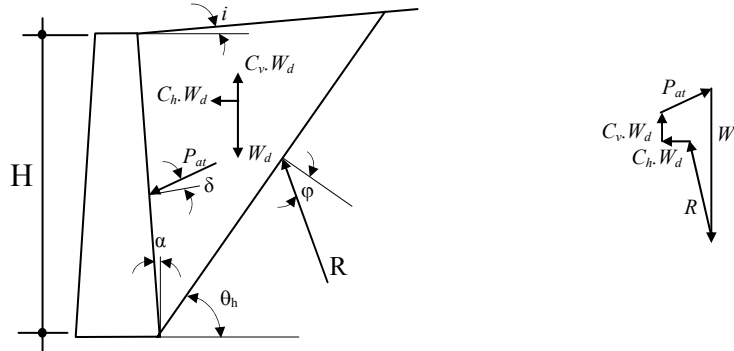
AŖaęıda istinat duvarlarına etkiyecek dinamik basınç dağılımının belirlenmesinde kullanılan;

- Mononobe-Okabe Yöntemiyle Hesap,
- Steedman-Zeng Yöntemiyle Hesap,
- Seed-Whitman Yöntemiyle Hesap,
- Prakash-Saran Yöntemiyle Hesap,
- Richard-Elms Yöntemiyle Hesap,
- Whitman-Liao Yöntemiyle Hesap,
- Türkiye Deprem Yönetmeliğinde nerilen Yönteme (TDY-1998) Göre Hesap,
- Eurocode-8'de nerilen Yönteme (2003) Göre Hesap,

analitik yöntemlerin temel ilkeleri üzerinde durulmaktadır.

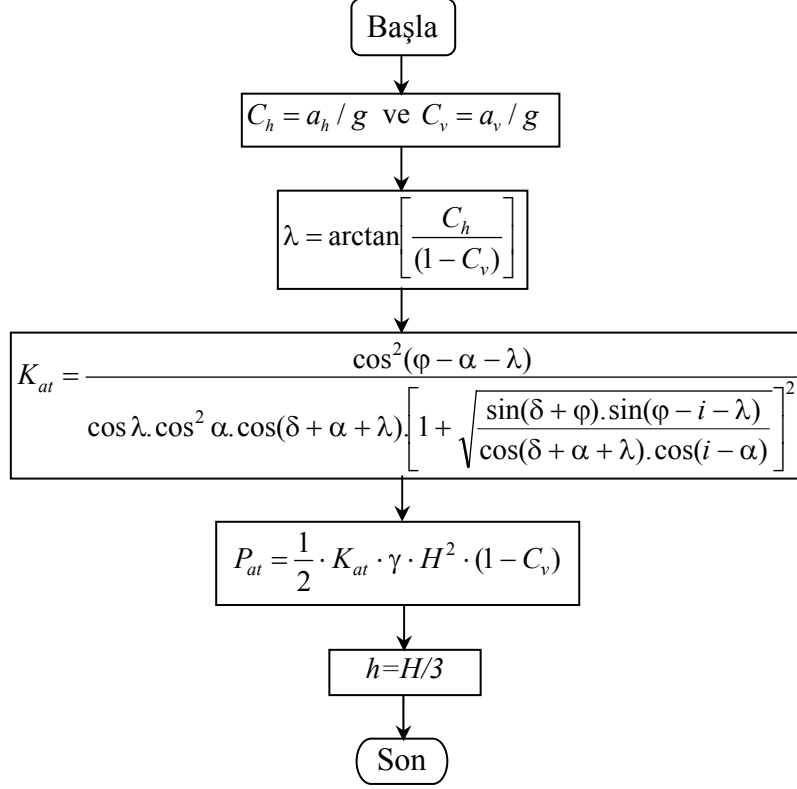
### 2.1.1. Mononobe-Okabe Yöntemi

Mononobe-Okabe istinat duvarlarına depremden dolayı etkiyecek zemin basınçlarını belirlemeye yönelik ilk alıŖmayı yapmıŖlardır (Mononobe, 1924; Okabe, 1924; Bowles, 1997). Dolgu zemininin kuru ve kohezyonsuz olması durumunda Coulomb kayma kaması teorisinden yararlanılarak geliŖtirilen bu yönteme göre, depremden dolayı istinat duvarlarına etkiyen kuvvetler Ŗekil 2.1'de verilmektedir.



Ŗekil 2.1. Mononobe-Okabe yöntemine göre depremden dolayı istinat duvarlarına etkiyen kuvvetler

Bu yöntemle göre istinat duvarına, depremden dolayı, etkiyen zemin basınçlarının hesabında izlenen yol Şekil 2.2’de verilmektedir.



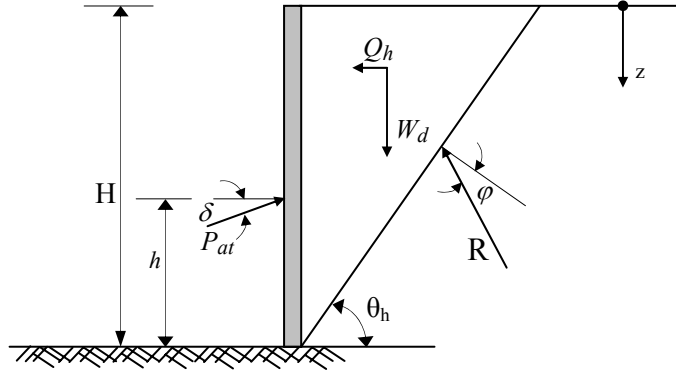
Şekil 2.2. İstinat duvarlarının Mononobe-Okabe yöntemine göre tasarımı

Fang ve Chen, Mononobe-Okabe yöntemiyle ilgili olarak yaptıkları irdelemelere bağlı olarak, yayınlamış oldukları teknik notta (Fang ve Chen, 1995) aktif zemin itkisinin hesaplanılmasında  $(1-C_v)$ 'nin yerine  $(1+C_v)$ 'nin kullanılmasını önermişlerdir.

Burada Mononobe-Okabe yönteminin oldukça pratikliği yanında sonuçlarına olan güvenden dolayı istinat duvarlarına etkiyen deprem yüklerini belirlemede yaygın olarak kullanıldığı ve TDY-98’de önerilen yöntemde de bundan esinlendiği belirtilmelidir.

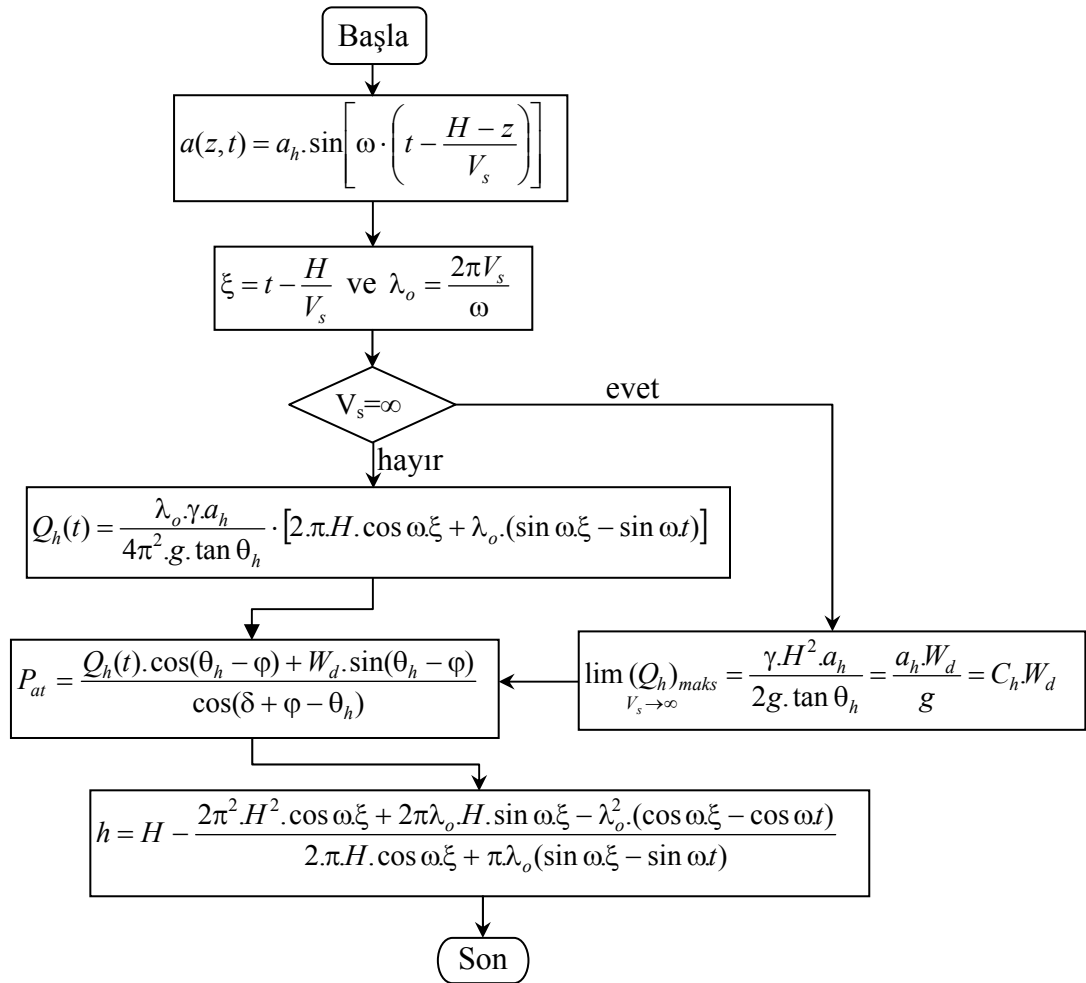
### 2.1.2. Steedman-Zeng Yöntemi

Steedman ve Zeng istinat duvarlarına, depremden dolayı, etkiyen zemin basınçlarının hesabı için dolgu zeminindeki ivme büyütmesi ve faz farklarını dikkate alarak Şekil 2.3’deki model yardımıyla bir yöntem geliştirmişlerdir (Steedman ve Zeng, 1989; Steedman, Zeng, 1990).



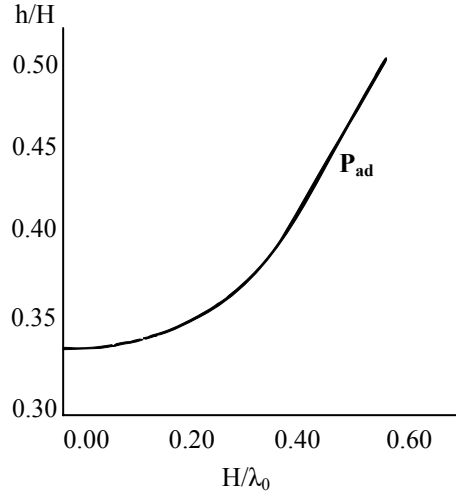
Şekil 2.3. Steedman-Zeng yöntemine ilişkin hesap modeli

Bu yöntemde göre istinat duvarına, depremden dolayı, etkiyen zemin basınçlarının hesabında izlenen yol Şekil 2.4'de verilmektedir. Yöntemin geliştirilmesinde duvarın tabandan harmonik yatay bir ivmeyle hareket ettiği kabul edilmiştir.



Şekil 2.4. İstinat duvarlarının Steedman ve Zeng göre tasarımı

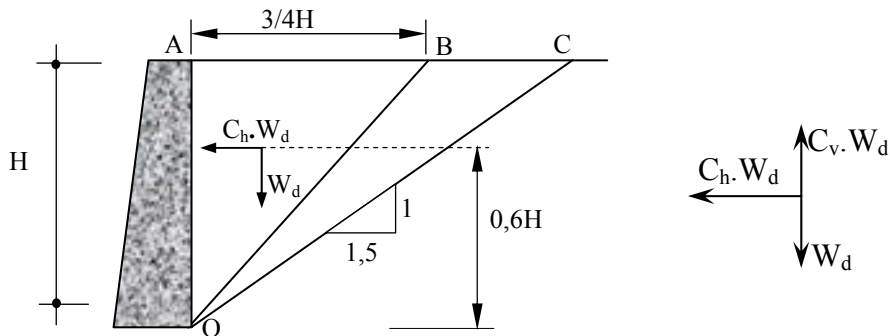
Burada çok düşük frekanslı hareketler için dinamik itkinin tatbik noktasının  $h = H/3$  olacağını, yüksek frekanslı hareketlerde tatbik noktası yerinin duvar yüksekliği/düşey kayma dalgası boyu oranına bağlı olarak Şekil 2.5'deki gibi değiştiği belirtilmelidir.



Şekil 2.5. Yatay eşdeğer deprem katsayısının ( $C_h$ )=0.2 değeri için dinamik aktif itki ( $P_{ad}$ ) tatbik noktasının duvar yüksekliği/düşey kayma dalgası boyu ( $H/\lambda_0$ ) oranıyla değişimi

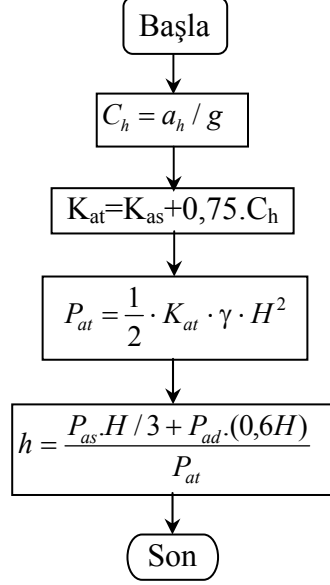
### 2.1.3. Seed-Whitman Yöntemi

Seed ve Whitman yatay yüzeyli kuru kohezyonsuz dolgulu istinat duvarlarının tasarımı için basit bir yöntem önermişlerdir (Seed ve Whitman, 1970). Buna göre statik yükler için yeterli emniyette tasarlanan istinat duvarlarının çoğu kez depreme göre de yeterli emniyete sahip olduğunu belirtmektedirler. Buna gerekçe olarak da maksimum yer ivmesinin depremler sırasında bir an oluşacağını dolayısıyla bunun 0.85 katının etkili yer ivmesi olarak kullanılmasının yeterli olacağını göstermektedirler. Bu yöntemde dikkate alınan OAB zemin kaması ve bu kamaya etkileyen kuvvetler Şekil 2.6'da verilmektedir.



Şekil 2.6. Seed-Whitman yöntemine göre istinat duvarlarına etkileyen kuvvetler

Bu yöntemle göre istinat duvarına, depremden dolayı, etkiyen zemin basınçlarının hesabında izlenen yol Şekil 2.7’de verilmektedir.



Şekil 2.7. İstinat duvarlarının Seed-Whitman yöntemine göre tasarımı

Burada  $C_v$  düşey eşdeğer deprem etkisi ivme katsayısının sıfır kabul edilmiş olduğunu ve kayma kamasının yatay itkinin büyüklüğüne bağlı olarak, OC doğru parçasıyla sınırlı olacağını belirtmek uygun olmaktadır.

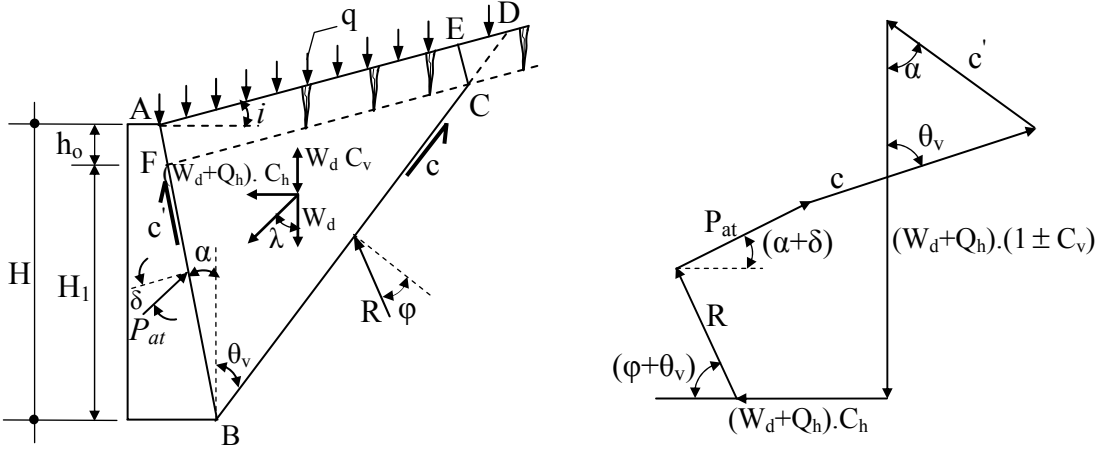
#### 2.1.4. Prakash-Saran Yöntemi

Daha önce de belirtildiği gibi madde 2.1.1’de verilen Mononobe-Okabe, 2.1.2’de verilen Steedman-Zeng ve madde 2.1.3’de verilen Seed-Whitman yöntemlerinde dolgu zeminlerinin kohezyonsuz olduğu kabul edilmiştir. Prakash ve Saran ise Şekil 2.8’deki modeli kullanarak geliştirdikleri yöntemde zemin kohezyonunu da dikkate almışlardır (Prakash ve Saran, 1966; Saran, Prakash, 1968). Bu şekildeki AECD bölümü kohezyonlu zeminler için kırılma bölgesidir.

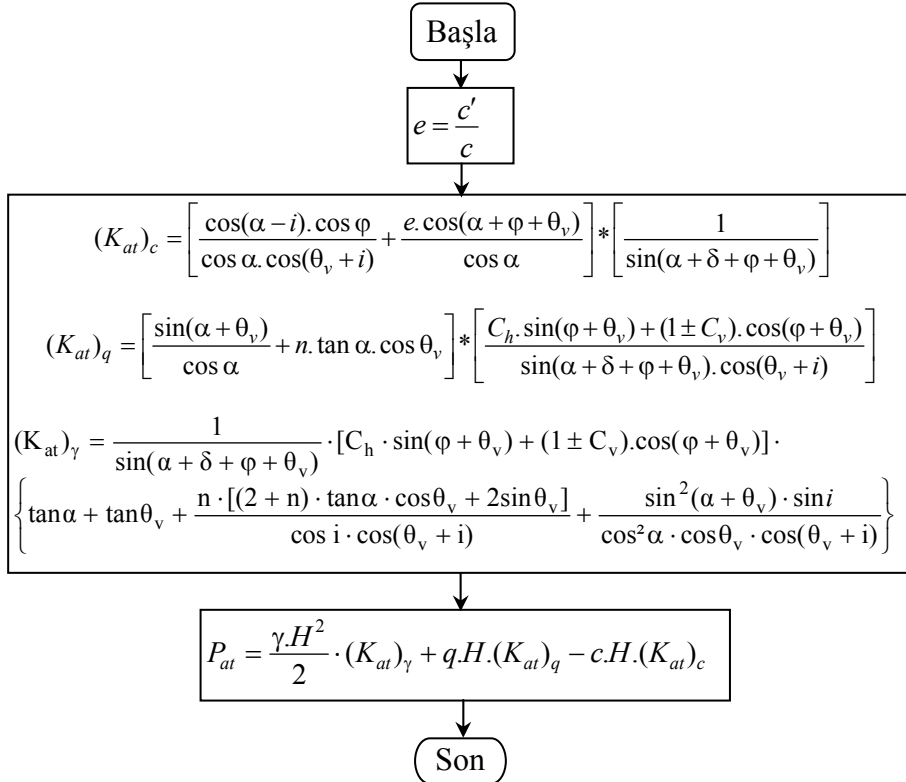




Burada, Das ve Puri'nin bu yöntemle ilgili olarak yaptıkları irdelemelere bağlı olarak, yayınlamış oldukları teknik nota aktif zemin itkisinin hesabında dolgu zemini eğimini ve depremin düşey bileşenini de dikkate almış oldukları belirtilmelidir (Das ve Puri, 1996). Buna göre Şekil 2.10'da gösterilen ABCE kayma kamasında  $\alpha \geq 0$  ve dolgu zemini eğimi  $0 \leq i \leq \varphi$  olmak koşuluyla, toplam zemin basınçlarının hesabında izlenen yol Şekil 2.11'de verilmektedir.



Şekil 2.10. Das-Puri Yöntemine ilişkin hesap modeli



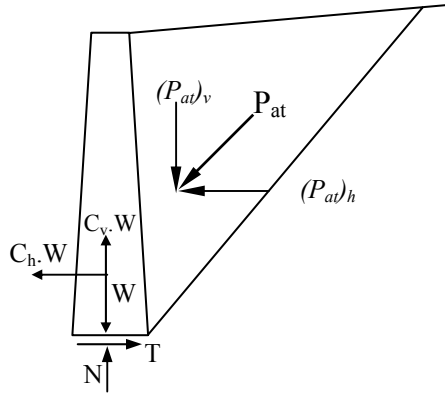
Şekil 2.11. İstinat duvarlarının Das-Puri yöntemine göre tasarımı

### 2.1.5. Richard-Elms Yöntemi

Daha önce madde 2.1.1, 2.1.2, 2.1.3 ve 2.1.4 verilen istinat duvarlarına ilişkin tasarım yöntemlerinde, deprem yükleri nedeniyle istinat duvarlarında meydana gelebilecek kalıcı yerdeğiştirmeler dikkate alınmamıştır. Oysa sözkonusu yerdeğiştirmelerin istinat duvarlarının deprem sonrası kullanılır kalmaları bakımından önemli olduğu açıktır. Her tür istinat duvarı için izin verilen yerdeğiştirmelerin farklı olduğu da bilinmektedir. Teknik literatürde istinat duvarlarının kalıcı yerdeğiştirmelerinin tahmini için çeşitli yöntemler mevcuttur. Aşağıda bunlardan bazılarının temel ilkeleri üzerinde durulmaktadır.

Richard ve Elms ağırlık duvarlarının depreme göre tasarımı için kalıcı yerdeğiştirmelerini dikkate alan bir yöntemi geliştirmişlerdir (Richard ve Elms, 1979). Bu yönteme göre kalıcı yerdeğiştirmeler, Newmark (1965) yöntemine benzer şekilde kayma kamasının, duvarla birlikte hareket eden kayan bir blok olarak kabulüyle hesaplanmaktadır.

Bu yöntemin uygulaması istinat duvar-dolgu zemini sistemi için akma ivmesinin belirlenmesini gerektirmektedir. Şekil 2.12’de dikkate alınan istinat duvarında aktif kama dolguya doğru bir ivmeyle hareket ettiğinde, bileşke eylemsizlik kuvvetleri dolgudan uzaklaşacak şekilde yönde etkimektedir. Duvarın taban üzerinde kayması ancak sahip olduğu yeterli büyüklükteki akma ivmesine ulaşmasıyla meydana gelmektedir.



Şekil 2.12. Richard-Elms yöntemine göre istinat duvarlarına etkiyen kuvvetler

Richard ve Elms maksimum yerdeğiştirmeleri gerçeğe yakın olarak belirleyebilmek için düşey taban ivmesi etkilerini de dikkate alıp deprem kayıtlarını bir araya toplayarak oluşturulan bir zarf eğrisini kullanmışlardır. Buna göre  $a_y$  akma ivmesini,  $a_{maks}$  maksimum yer ivmesini ve  $V_{maks}$  maksimum zemin hızı göstermek üzere; maksimum ivmeden daha

küçük başlangıç ivmeleri için muhtemel duvar hareketine ilişkin aşağıdaki bağıntıları önermişlerdir (Kramer, 1996). Gerçekten ivme akma ivmesine ulaştığında, yatay ve düşey denge denklemlerinden,

$$P_{(at)_h} = P_{at} \cdot \cos(\delta + \alpha) \quad \text{ve} \quad P_{(at)_v} = P_{at} \cdot \sin(\delta + \alpha) \quad (2.1)$$

olmak üzere,

$$T = C_h \cdot W + (P_{at})_h \quad (2.2)$$

$$N = (1 - C_v) \cdot W + (P_{at})_v \quad (2.3)$$

olarak elde edilmektedir.  $\varphi_z$  duvarın tabanındaki iç sürtünme açısını göstermek üzere, kayma anında

$$T = N \cdot \tan \varphi_z \quad (2.4)$$

değerini almaktadır. N ve T'nin yukarıdaki değerleri bu ifadede yerine konular ve gerekli düzenlemeler yapıldıktan sonra akma ivmesi ( $a_y$ ) yalnız bırakılırsa,

$$a_y = \left[ \tan \varphi_z + \frac{P_{at} \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot \tan \varphi_z - P_{at} \cdot \cos(\delta + \alpha)}{W} \right] \cdot g \quad (2.5)$$

olarak elde edilmektedir. Buna göre  $a_{maks} \geq 0,3g$  ve  $a_y/a_{maks} < 0,4$  ise duvarın kayma emniyetinin sağlandığı kabul edilmektedir. Durum böyle olunca kayma emniyeti için gerekli duvar ağırlığı;

$$\lambda = \frac{C_h}{(1 - C_v)} \quad (2.6)$$

eşdeğer deprem katsayısını göstermek üzere,

$$W = \left[ \frac{[\cos(\delta + \alpha) - \sin(\delta + \alpha) \cdot \tan \varphi_z]}{[(1 - C_v) \cdot (\tan \varphi_z - \tan \lambda)]} \right] \cdot P_{at} \quad (2.7)$$

bağıntısıyla elde edilmektedir.

Richard ve Elms, 2.1 bağıntısındaki  $P_{at}$ 'nin Mononobe-Okabe yönteminde verilen bağıntıyla hesaplanabileceğini ifade etmişler, istinat duvarının kalıcı yerdeğiştirmesinin belirlenmesi için ise,

$$d = 0,087 \cdot \frac{V_{\max}^2 \cdot a_{\max}^3}{a_y^4} \quad (2.8)$$

ifadesinin kullanılabileceğini önermişlerdir (Kramer, 1996).

Özetle, bu tasarım yaklaşımı izin verilen bir sınır yerdeğiştirme tercihinin dayanmakta ve bunun sağlanabilmesi için gerekli duvar ağırlığını hesaplamaktadır.

Burada bu yöntemle, düşey ivme katsayısının ( $C_v$ ) sıfır olarak dikkate alındığı ancak köprü kenar ayakları gibi özel istinat duvarlarında eylemsizlik kuvvetlerinin ihmal edilmemesi gerektiği de belirtilmelidir.

### 2.1.6. Whitman-Liao Yöntemi

Whitman ve Liao, Richard-Elms tarafından önerilen tasarım yöntemini irdelerek bu yöntemin kalıcı yerdeğiştirmelerin hesabı için aşırı derecede emniyetli olduğunu dolayısıyla da sonuçlarının ekonomik olmadığını ileri sürmüşlerdir (Whitman ve Liao, 1984). Buna gerekçe olarak da kullanılan yer hareketi kayıtlarıyla hesaplanan kalıcı yerdeğiştirmeyle yöntemin verdiği yerdeğiştirmelerin arasındaki farkın büyük olduğunu, duvar devrilmesinin düşünülmediğini ve yöntemin dinamik zemin basıncı hesabında gerekli olan bir çok parametreyi de ihmal ettiğini göstermişlerdir. Liao-Whitman devrilme ve kayma etkilerini birlikte dikkate alarak yaptıkları çalışmalarda, devrilme mekanizmalarından meydana gelen duvar yerdeğiştirmelerinin genellikle kayma modellerinden meydana gelenlerden daha fazla olduğunu savunmuşlar ve düşey ivmenin ihmal edilmesinin sonuçları fazla değiştirmeyeceğini özellikle maksimum ivmenin

$a_{\max} \geq 0.5g$  ve  $a_y/a_{\max} \geq 0.4$  ifadelerini sağlaması durumunda bu etkinin dikkate alınmayabileceğini ileri sürerek, kalıcı yerdeğiştirmenin,

$$d = \frac{37.V_{maks}^2}{a_{maks}} \cdot \exp\left(\frac{-9,4 \cdot a_y}{a_{maks}}\right) \quad (2.9)$$

bağıntısıyla hesaplanabileceğini belirtmişlerdir. Yer hareketinin rastgele hareket olduğunu dikkate alarak;  $\bar{M}$  ortalama model hatasını ve  $\bar{Q}$  ortalama deprem rastgelelik katsayısını göstermek üzere, ortalama kalıcı yerdeğiştirmenin,

$$\bar{d} = \frac{37.V_{\max}^2}{a_{\max}} \cdot \exp\left(\frac{-9,4 \times \bar{a}_y}{a_{\max}}\right) \cdot \bar{Q} \cdot \bar{M} \quad (2.10)$$

ifadesiyle hesaplanmasını ve bu bağıntıda  $\bar{M} = 3.5$ ,  $\bar{Q} = 1$  ve  $\bar{a}_y = a_y(\bar{\phi}, \bar{\delta})$  olarak kullanılmasını önermektedirler.

### 2.1.7. Türkiye Deprem Yönetmeliğinde (TDY-98) Önerilen Yönteme Göre Hesap

Aktif deprem kuşağında bulunan ülkelerde, depreme dayanıklı yapı tasarımı, yapım ve kullanımına ilişkin yönetmelikler mevcut olduğu bilinmektedir. Her ülkenin ekonomisi, yapım teknolojisi, maruz bulunduğu deprem tehlikesi, deprem kayıtlarının yeterlilik düzeyi, bölgelere göre beklenen deprem büyüklüğü ve zemin durumu gibi etkenler birbirinden çok farklı olduğundan, bir ülkenin yönetmeliğinin başka ülkede aynen uygulanması genellikle uygun olmamaktadır. Türkiye’de deprem bölgelerinde inşa edilecek yapılara ilişkin esaslar Türkiye Deprem Yönetmeliğinde (TDY-98) verilmektedir. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Yönetmelik adıyla da anılan bu yönetmelik, Türkiye’yi depremselliklerine göre çeşitli deprem bölgelerine ayırarak bu bölgelerdeki yapıların başta stabilite olmak üzere yeterli dayanım, dayanıklılık, rijitlik ve sünekliliğe sahip olabilmeleri için gerekli hesap, tasarım ve yapım kurallarını içermektedir.

Deprem mühendisliğinin ve onun pratik sonuçlarını içeren deprem yönetmeliklerinin temel felsefesinin, yapıların küçük depremlerde hiç hasar görmemesi, orta büyüklükteki depremlerde taşıyıcı olmayan kısımlarının hasarının kabul edilmesi ancak taşıyıcı eleman

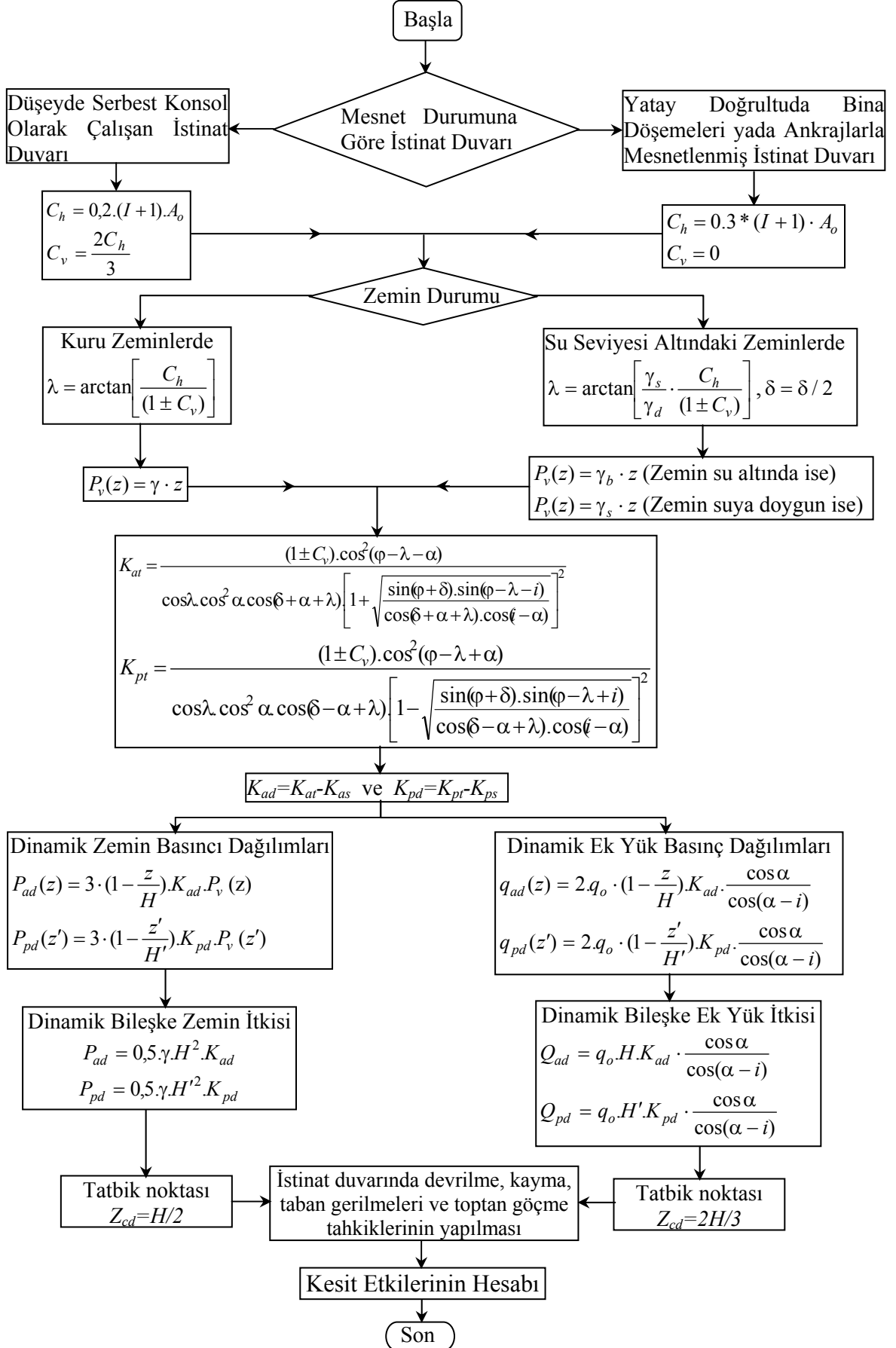
hasarlarının onarılabilecek düzeyde olması ve büyük depremlerde onarılamayacak derecede hasar görmesi ancak enkaz haline gelmelerinin önlenmesi olduğu bilinmektedir. Bu felsefenin gereği yeni araştırmalardan elde edilen sonuçlara göre sözkonusu yönetmeliklerde gerekli değişiklikler yapılmaktadır. Türkiye Deprem Yönetmeliği de şimdiye kadar bir çok kez değiştirilmiştir. Bugün yürürlükte bulunan yönetmelik bu çalışmada TDY-98 olarak anılmaktadır. Günümüzde bu yönetmelikte de bir takım değişiklikler için çalışmalar yapılmaktadır.

Bugün yürürlükte bulunan TDY-98'e göre istinat duvarlarının tasarımına ilişkin akış şeması Şekil 2.13'de verilmektedir. Bu şekilde; *I* yapı önem katsayısını,  $A_o$  etkin yer ivmesi katsayısını,  $\gamma_s$  ve  $\gamma_b$  sırasıyla suya doygun ve su altındaki zeminlerin birim ağırlıklarını,  $K_{as}$  ve  $K_{ps}$  ise yine sırasıyla  $K_{at}$  ve  $K_{pt}$  ifadelerinde  $\lambda=C_v=0$  konularak hesaplanan statik aktif ve pasif basınç katsayılarını göstermektedir. Yönetmelik bu hesaplarda yapı önem katsayısının  $I=1$  olarak alınmasını önermektedir. Türkiye Deprem Bölgeleri için tasarımda kullanılacak etkin yer ivmesi katsayıları ( $A_o$ ) ise aşağıdaki Çizelge 2.1'de verilmektedir. Şekilden görüldüğü gibi tasarımda düzgün yayılı ek yük, tabakalı zemin ve yeraltı suyunun bulunması durumları da sözkonusu basınçların hesabında dikkate alınabilmektedir. Bu şekildeki bağıntılarda bulunan  $\pm$  işaretleri en elverişsiz durumu belirleyecek şekilde kullanılacaktır.

Burada anılan yönetmeliğe göre konsol istinat duvarlarının depreme göre tasarımında, yatay zemin basıncının yanında duvarın kendi kütesine ilişkin deprem kuvvetlerinin ihmal edilebileceğini, kaymaya ve devrilmeye karşı güvenlik katsayılarının sırasıyla en az **1.1** ve **1.3** olarak alınabileceği belirtilmelidir.

Çizelge 2.1. Türkiye Deprem Yönetmeliğinde (TDY-98) verilen etkin yer ivmesi katsayıları

Deprem Bölgesi	Etkin Yer İvmesi Katsayısı ( $A_o$ )
<i>I.</i>	0,40
<i>II.</i>	0,30
<i>III.</i>	0,20
<i>IV.</i>	0,10



Şekil 2.13. İstinat duvarlarının TDY-98'e göre tasarımına ilişkin akış şeması

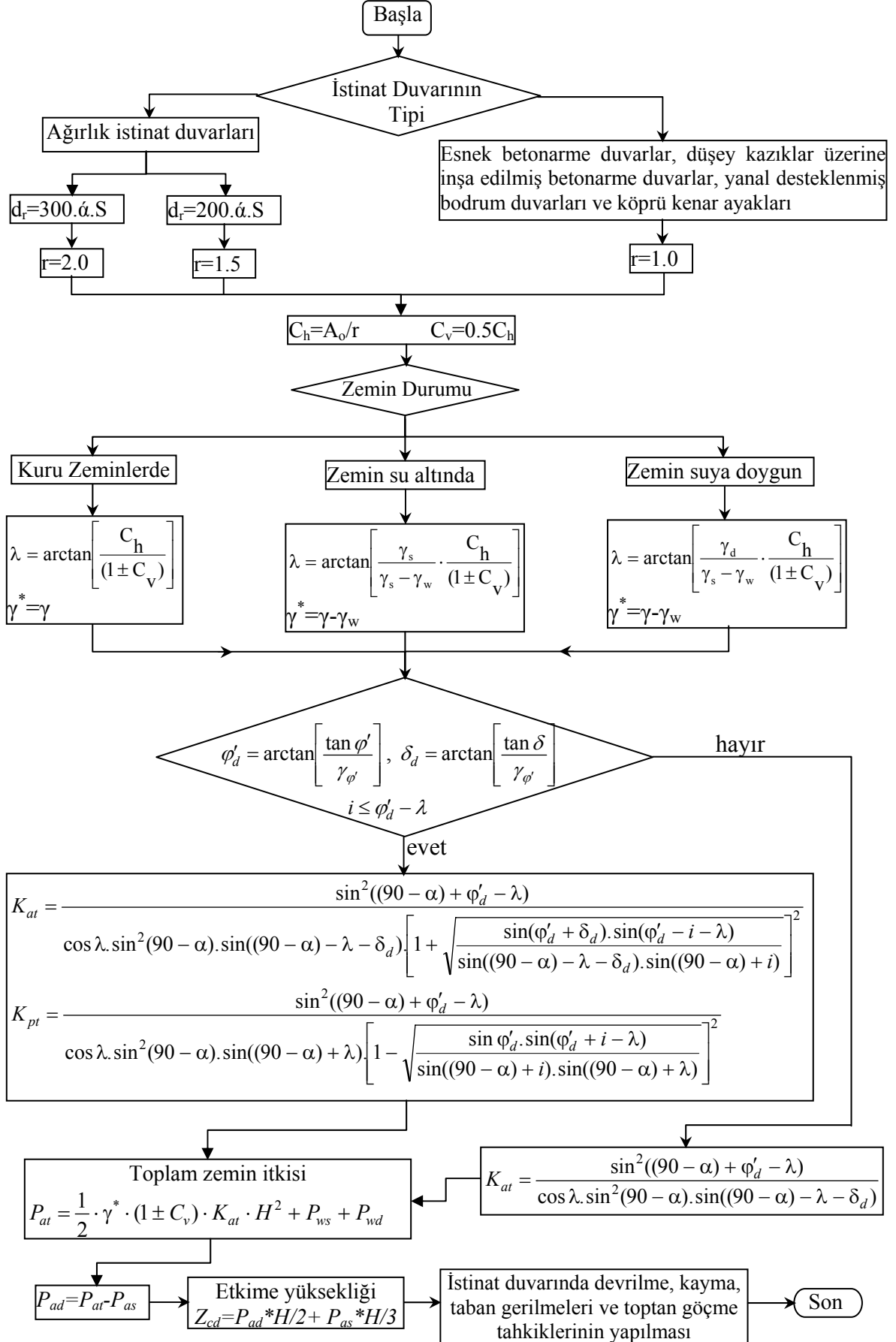
### 2.1.8. Eurocode-8'de (2003) Önerilen Yönteme Göre Hesap

Eurocode-8 (2003)'in Avrupa Birliği ülkeleri için geçerli bir yönetmelik olduğu bilinmektedir. Bu yönetmelikte de istinat duvarlarının depreme göre tasarımına ilişkin sanki statik adıyla anılan (eşdeğer statik) bir yöntem önerilmektedir. Bu yöntemle göre depreme dayanımlı istinat duvarı tasarımı için hesap adımları Şekil 2.14'de verilmektedir. Bu şekilde  $\gamma_{\phi}$  dolgu zeminine ilişkin bir katsayı,  $d_r$  istinat duvarı tepe noktasına ait yerdeğiştirmeyi,  $\delta$  zemin tasarım ivmesinin yerçekimi ivmesine oranını,  $r$  yatay deprem katsayısına ( $C_h$ ) ilişkin bir parametreyi göstermekte olup tasarımlarda kullanılması önerilen değerleri ise, istinat duvarlarının tipine göre, aşağıdaki Çizelge 2.2.'de verilmektedir.

Çizelge 2.2. Eurocode-8 (2003)'e göre istinat duvarının tiplerine ilişkin yatay deprem katsayısının hesabı için  $r$  parametresinin değerleri

İstinat Duvarı Tipi	$r$
İzin verilen yerdeğiştirmesi $d_r=300.\acute{a}.S$ (mm) olan ağırlık istinat duvarları	2
İzin verilen yerdeğiştirmesi $d_r=200.\acute{a}.S$ (mm) olan ağırlık istinat duvarları	1.50
Esnek betonarme duvarlar, düşey kazıklar üzerine inşa edilmiş betonarme duvarlar, yanıl desteklenmiş bodrum duvarları ve köprü kenar ayakları	1





Şekil 2.14. İstinat duvarlarının Eurocode-8 (2003)'e göre tasarımına ilişkin akış şeması

### **2.1.9. Analitik Yöntemlere İlişkin Geliştirilen Bilgisayar Programları**

Bu başlık altında bu çalışmaya konu olan ve daha önceki başlıklar altında istinat duvarlarının tasarımı için bağıntıları ve akış şemaları verilen analitik yöntemlere (bkz. madde 2.1, Şekil 2.2, Şekil 2.4, Şekil 2.7, Şekil 2.9, Şekil 2.11, Şekil 2.13 ve Şekil 2.14) ilişkin Maple V programlama dilinde (Char vd., 1991) yazılmış olan bilgisayar programı listeleri Ek-1, Ek-2, Ek-3, Ek-4, Ek-5, Ek-6, Ek-7 ve Ek-8'de verilmektedir.

### **2.2. İstinat Duvarlarının Depreme Göre Sonlu Elemanlar Yöntemiyle Tasarımı**

Analitik yöntemlerle istinat duvarlarına etkiyen dinamik basınçların dağılımı ve depreme göre pratik hesapları madde 2.1'de verilmiştir. Ancak bu duvarların davranışlarının daha gerçekçi olarak belirlenmesi için bunların zemin etkileşimlerinin de gerçek davranışlarını temsil eden matematik modellerle dikkate alınması gerekmektedir. Oysa bu çalışmaya konu olan analitik yöntemlerle sözkonusu etkileşimlerin, özellikle üç boyutlu duvar modelleri için, dikkate alınması imkansız denecek kadar zor olmaktadır. Buna karşılık, istinat duvarlarının sonlu elemanlar yöntemiyle tasarımda sözkonusu etkileşimler dikkate alınabilmektedir. Aşağıdaki başlıklar altında bu yöntemle ilişkin bazı bilgiler verilmektedir.

#### **2.2.1. Sonlu Elemanlar Yöntemi ve İstinat Duvarlarına Uygulanmasına İlişkin Bazı Hatırlatmalar**

Bilindiği gibi mühendislikte fiziksel bir olay, belirli bir bölge içerisinde geçerli olan, bir diferansiyel denklem yada denklem takımlarıyla gösterilmekte ve bu denklemlerin belirli sınır koşulları altında çözümleri aranmaktadır.

Bilindiği üzere mühendislik sistemlerinin çözümü başlıca dört aşamada yapılmaktadır. Bunlar;

- a) Sistemi temsil eden bir model seçimi,
- b) Denge denklemlerinin yazımı,
- c) Denge denklemlerinin çözümü,
- d) Sonuçların değerlendirilmesi ve yorumlanması,

şeklinde özetlemek mümkün olmaktadır.

Bu tür mühendislik problemleri bilgisayarlar kullanılmaya başlamadan önce analitik yöntemlerle çözümleniyordu. Günümüzde ise bu problemler sonlu elemanlar gibi sayısal yöntemleri kullanan bilgisayar programlarıyla kolaylıkla çözümlenebilmektedir. Bu çözümlmelerden elde edilen sonuçlar gerçek sistem yerine kullanılan model için geçerli olacağından seçilen modelin gerçek sistemi olabildiğince doğru olarak temsil etmesi kaçınılmaz olmaktadır. Doğru ve yeterli bir matematiksel model oluşturmanın ön koşulu ise yapısal çözümlemede kullanılan yonteme ilişkin özelliklerin eksiksiz olarak bilinmesini gerektirmektedir.

Bilindiği üzere sonlu elemanlar yönteminde sürekli ortam olarak kabul edilen sistem belirli geometriye sahip elemanlara bölünmekte ve bu elemanlara ilişkin denklemler düğüm noktalarındaki değerler cinsinden bir cebrik denklem takımına dönüştürülmektedir.

Sayısal yöntemlerden en yaygın kullanılanlardan biri olan sonlu elemanlar yöntemiyle istinat duvarlarının tasarımı ilk kez Clough tarafından 1971'de yapılmıştır (Clough ve Duncan, 1971). Yöntemin matematiksel temelini kurmasına ve sonlu eleman tiplerinin geliştirilmesine de 1970'li yıllarda başlanmıştır. Yöntem o yıllardan beri yapı-zemin etkileşimi problemlerinde de başarıyla kullanılmaktadır.

Günümüzde bu tür problemlerin çözümünde kullanılabilen LUSAS, ANSYS, ABAQUS ve SAP serisi gibi pek çok geniş kapsamlı bilgisayar programları mevcuttur. Bu programların geliştirilmesine bugün de devam edilmektedir.

### **2.2.2. Sonlu Elemanlar Yönteminin Analitik Yöntemlere Göre Başlıca Üstünlük ve Sakıncaları**

a) Sonlu elemanlar yönteminin analitik yöntemlere göre başlıca üstünlükleri:

- Düzensiz yapı geometrilerinin kolayca modelleyebilmesi,
- Yapı-zemin sisteminin etkileşim modelinin oluşturulabilmesi,
- Duvar ile zemin arayüzeylerinin geçiş elemanlarıyla dikkate alınabilmesi,
- Zeminin doğrusal olmayan davranışının dikkate alınabilmesi,
- Kalıcı şekil değiştirmelerin dikkate alınabilmesi,
- Dinamik zemin davranışı ve sıvılaşılabilen zemin davranışlarının dikkate alınabilmesi,
- Deprem doğan yer hareketlerinin uygun bir şekilde temsil edilebilmesi,

şeklinde özetlenebilmektedir.

b) Sonlu elemanlar yönteminin analitik yöntemlere göre başlıca sakıncaları ise:

- Zemin modelleri için gerekli zemin parametrelerinin her zaman mevcut olmaması,
- Yer hareketinin değişerek yayılan bir hareket olmasından dolayı yapı tepkilerinin stokastik oluşu,
- İstinat duvarlarının deprem davranışlarını doğru olarak belirlediği kanıtlanmış olan modellerin azlığı,

olarak sıralamak mümkün olmaktadır.

### 2.3. Yapı-Zemin Etkileşiminin Konusunda Hatırlatmalar

Herhangi bir deprem sırasında yapıların tepkisi kendi özellikleriyle yer hareketinin ve zeminin özelliklerine bağlı olduğu bilinmektedir. Bununla beraber, depreme göre yapısal çözümlenelerde yapıların genellikle zemin yüzeyine çok yakın bir kaya olmadıkça zemine ankastre mesnetlendiği, dolayısıyla da depremden doğan yer hareketinin üzerindeki yapıdan etkilenmediği, diğer bir deyişle zeminin yapının davranışı üzerinde etkisi olmadığı kabul edilmektedir. Oysa gerçek durumun böyle olmadığı bilinmektedir. Zira deprem sırasında genellikle yapı ve zemin farklı şekillerde hareket ettiğinden zemin yapının yapı da zeminin davranışını etkilemektedir (Celep ve Kumbasar, 1993; Celep ve Kumbasar, 1996). Bu durum bugün yürürlükte bulunan bazı deprem yönetmeliklerine de yansıtılmaya çalışılmıştır (Eurocode-8, 2003; FEMA, 1997).

Türkiye için 1998'de yürürlüğe giren Deprem Yönetmeliğinde ise yapı-zemin etkileşimine ilişkin herhangi bir kısıtlama yada yönlendirme bulunmamaktadır.

Yapı-zemin etkileşiminin ihmal edilmesi hususu bazı durumda yeterli yaklaşım olmakla beraber, yüksek binalar, barajlar, asma köprüler, viyadükler, su kuleleri, bacalar, nükleer güç reaktörleri ve istinat duvarları gibi mühendislik yapılarının depreme göre tasarımında maalesef bu yaklaşım yeterli olmayabilmektedir. Zira yapı-zemin temas yüzeyindeki hareket serbest alan hareketi şeklinde olmamaktadır. Diğer bir deyişle sözkonusu temas yüzeyinde alınan kayıtlar, yapının mevcut olup olmama durumuna göre birbirinden farklı olmaktadır. Bu durum serbest alan hareketine göre hesaplanan yapı tepkisinin, ancak gerçek tepkiyi belirlemede kullanılabilecek bir yaklaşımdan ibaret olabileceğini göstermektedir. Diğer taraftan, yer hareketi için elde edilen bilgilerin asal

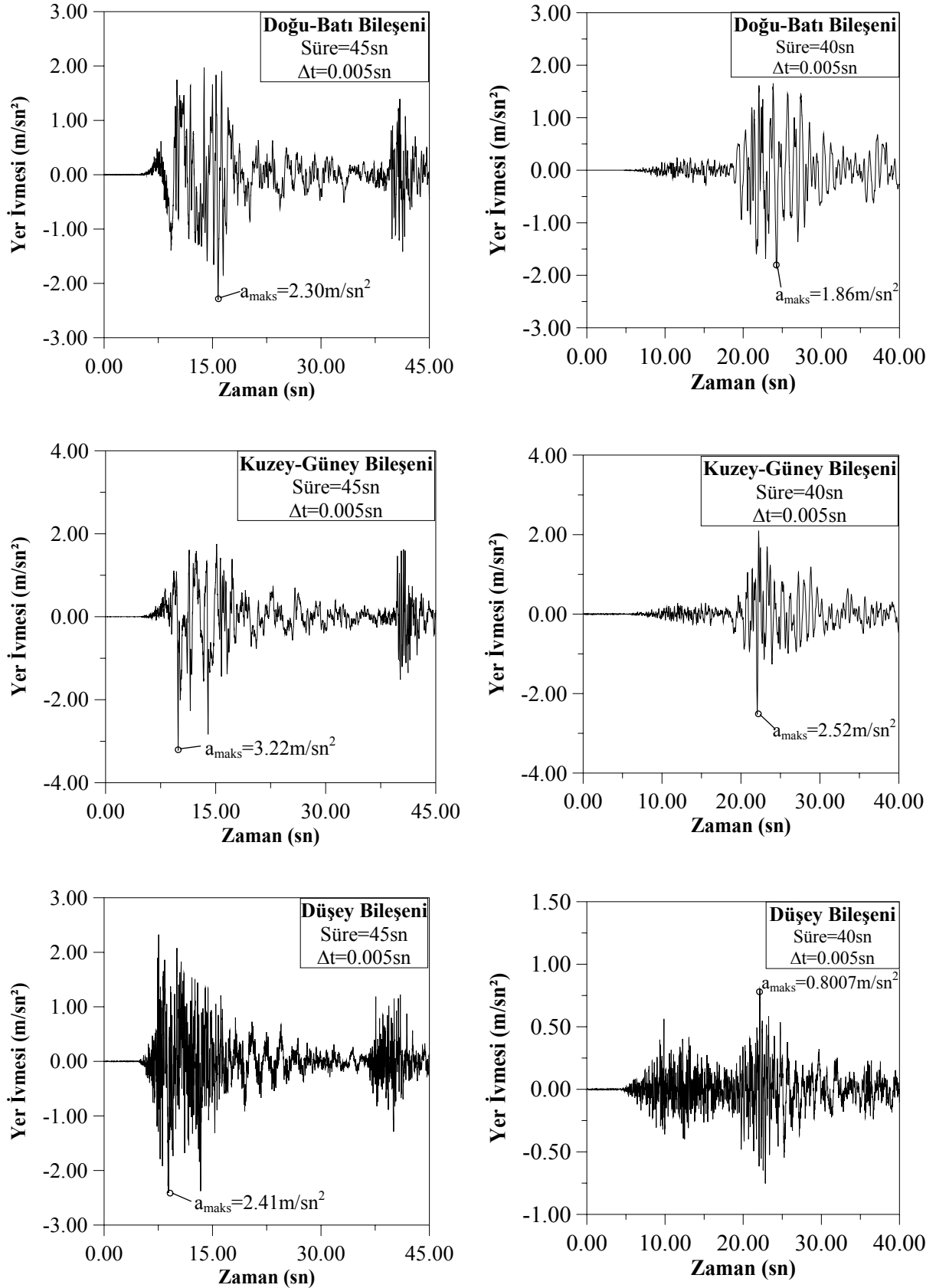
kayaya ilişkin olmadığı aksine yeryüzü ölçümlerinden elde edildiği düşünüldüğünde bu yaklaşımın bu bakımdan da gerçekçi olmadığı ortaya çıkmaktadır.

Burada serbest alan hareketinin, herhangi bir kazı yada yapının olmaması durumunda zemin yada kayada meydana gelen hareket olduğu belirtilmelidir.

Eğer hafif ve esnek bir yapı kayaç türü bir zemin üzerinde inşa edilmişse, yapının tabanındaki hareketi serbest alan deprem hareketi sayan bir kabul geçerli olmaktadır. Bununla beraber kaya ve beton ağırlık barajlar gibi çok rijit ve ağır yapılar zayıf zeminlere oturuyorsa bunların temellerindeki hareket artık yapı serbest alan hareketinden önemli derecede farklı olmaktadır. Diğer bir deyişle deprem esnasında zemin, yapının periyotları, sönüm oranları ve mod şekilleri gibi dinamik özelliklerinde önemli değişiklikler meydana getirmektedir (Gürsoy ve Durmuş, 2002). Durum böyle olunca etkileşimin genellikle yapı rijitliği ve zemin şekil değiştirebilirliği arttıkça arttığını söylemek mümkün olmaktadır. Ancak her iki durumda da bu etkileşimin olumlu yada olumsuz yönde etkiyeceği hususunda peşinen bir şey söylemek zor olmaktadır. Özetle yapıların dinamik özellikleri, yapı esnekliğine ve temel zemini cinsine de bağlı olarak, farklı değerler almaktadır. Diğer bir deyişle esnek yapılarda dinamik özellikler yapı-zemin bağlaşıklık sistemine ilişkin özellikler olmaktadır.

### **2.3.1. Depremden Doğan Yer Hareketlerinin Yapı-Zemin Etkileşimindeki Rolü**

Yapıların tasarım, yapım ve kullanım aşamalarında deprem hareketinin bilinmesinin önemli olduğu açıktır. Gerçekten Kocaeli (1999) depreminde olduğu gibi son on yılda Türkiye’de meydana gelen diğer birçok depremde, yerel zemin koşullarının yapıların deprem davranışı üzerindeki etkisinin önemli olduğunu ortaya koymuştur (Durmuş, 1992; TMMOB, 1993; Durmuş, vd., 1999). Diğer bir deyişle yumuşak bir zemine oturan bir yapının deprem tepkisinin kayaç yada çok rijit bir zemine oturması durumundaki tepkisinden farklı olmaktadır. Bu nedenle depreme dayanımlı yapı tasarımında rol oynayan yapı çevresindeki serbest zemin hareketinin iyi tahmin edilmesi gerekmektedir. Zira yapısal çözümlerlerde kullanılan deprem kayıtlarının daha sonra aynı yerde oluşacak deprem kayıtlarının aynısı olacağı ve aynı depremin birbirinden farklı yerlerde alınan kayıtlarının da birbirlerine benzeyeceğinin bir garantisi bulunmamaktadır (Şekil 2.15). Bu şekilde Kocaeli (1999) depreminde farklı yerlerden alınan ivme kayıtlarından herhangi

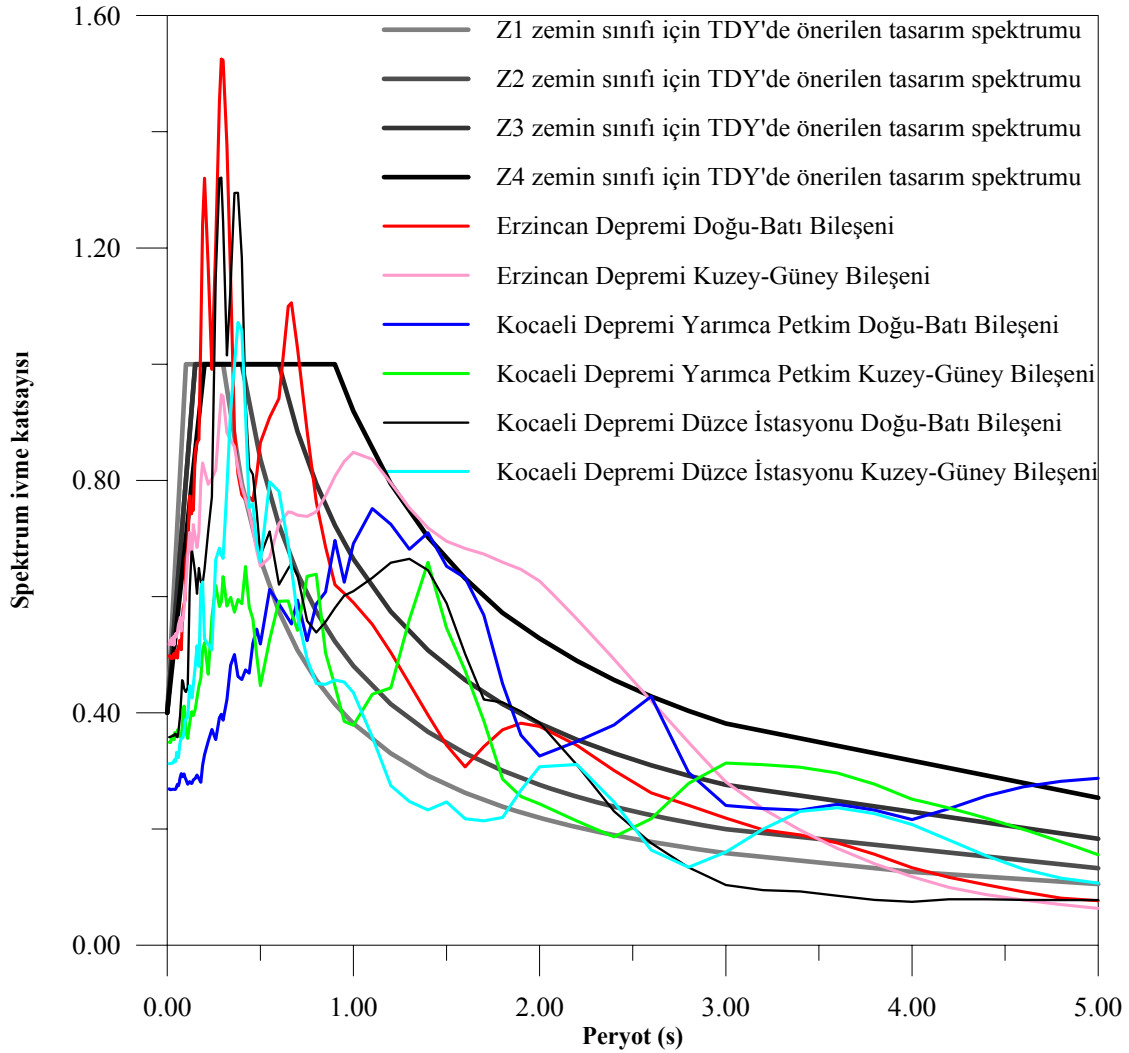


a) Yarımcı Petkim kaydı yer ivmesi bileşenleri

b) Ambarlı Termik Santralı kaydı yer ivmesi bileşenleri

Şekil 2.15. Kocaeli (1999) depremi Yarımcı Pektim (a) ve Ambarlı Termik Santralı (b) kaydı yer ivmesi bileşenleri

birine göre gerçekleştirilen tasarımın diğeri için geçerli olmayabileceği görülmektedir. Diğer taraftan bir yapı modelinin, sözkonusu kayıtlara göre, yapısal çözümlemesini yapmak o yapıyla ilgili sınırlı bilgiler vermektedir. Oysa tasarımda yapıların genel karakteristiklerinin dikkate alınması gerekmektedir. Bu belirsizliklerden dolayı yapısal çözümlemelerde tasarım spektrumları kullanılmaktadır. Bilindiği gibi yürürlükte bulunan Türkiye Deprem Yönetmeliğinde (TDY-98) önerilen tasarım spektrumu Şekil 2.16'da verilmektedir. Bu şekilden de anlaşılacağı gibi yapısal çözümlemelerde bunun kullanılması durumunda yapı tepkisi spektrumun yükselen kolunda artmakta, alçalan kolunda ise azalmaktadır. Ancak tasarım spektrumuna göre gerçekleştirilen yapısal çözümlemeler her zaman emniyetli tarafta kalmamaktadır (bkz. Şekil 2.16).



Şekil 2.16. Sönüm oranının %5 olması durumunda Kocaeli (1999) ve Erzincan (1992) depremlerinin çeşitli istasyonlardan alınan Doğu-Batı, Kuzey-Güney bileşenleri ve çeşitli zemin sınıfları için Türkiye deprem yönetmeliğinde önerilen tasarım ivme spektrumları

Durum böyle olunca özel bir inceleme yapılmadığı takdirde, tasarım spektrumunun yapı-zemin etkileşimini de kapsadığı düşüncesiyle yeni bir etkileşim dikkate alınmayabilir.

### **2.3.2. Yapı-Zemin Etkileşiminde Kullanılan Bazı Yöntemler**

Herhangi bir dinamik yükün etkisindeki bir sistemin hareketine etki eden en önemli parametrelerin kütle, sönüm oranı ve rijitlik olduğu bilinmektedir. Bu bakımdan yapı-zemin bağlaşıklık sisteminin incelenmesi için seçilen matematik modelin bu üç özeliği de uygun şekilde temsil etmesi önem taşımaktadır. Yapının bu özelliklerinin oldukça kolay olarak belirlenebilmesine karşılık, zemin için bunların belirlenmesi yapınıninkiler kadar kolay olmamaktadır. Bu problemin çözümü için teknik literatürde önerilen yöntemleri; altsistem ve doğrudan çözüm yaklaşımlarına dayalı yöntemler olmak üzere başlıca iki grupta toplamak mümkün olmaktadır. Bunlardan alt sistem yaklaşımına dayalı yöntemlerde zemin ve yapı ayrık sistemler olarak düşünülüp, rijitlik ve sönüm değerleri belirlenen zeminin varlığının yapıya etkisi incelenmektedir. Diğer bir deyişle, bu yaklaşımla yapısal çözümlemenin ilk adımında zeminin serbest alan hareketine yapı ile zemin temas noktalarında kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisiyle karar verilmekte ve böylece yarı sonsuz zemin ortamının dinamik özellikleri yapı-zemin ara yüzeyinde tanımlanan kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisiyle gösterilmektedir. İkinci adımdaysa yapı ilk adımdan elde edilen serbest alan hareketiyle incelenmektedir. Doğrudan çözüm yaklaşımına dayalı yöntemlerle ise; sonlu farklar, sonlu elemanlar ve sınır elemanlar gibi sayısal yöntemler yardımıyla yapı-zemin bağlaşıklık sistemi birlikte düşünülerek bunların etkileşimi doğrudan dikkate alınmaktadır. Altsistem yaklaşımlarının en önemli üstünlüklerinden biri zemin sisteminin birkaç yay ve sönümle ifade edilerek çözümü için gerekli işlemlerin kısaltılmasıyla hesap kolaylığı sağlanmasıdır (Wolf ve Song, 2002). Ancak bu yaklaşımda yapı-zemin etkileşiminde kullanılan değişkenlerin yüklenme frekansına bağlı olarak değişimi çözümün frekans tanım alanında gerçekleştirilmesi zaman tanım alanına göre daha kolay olmaktadır.

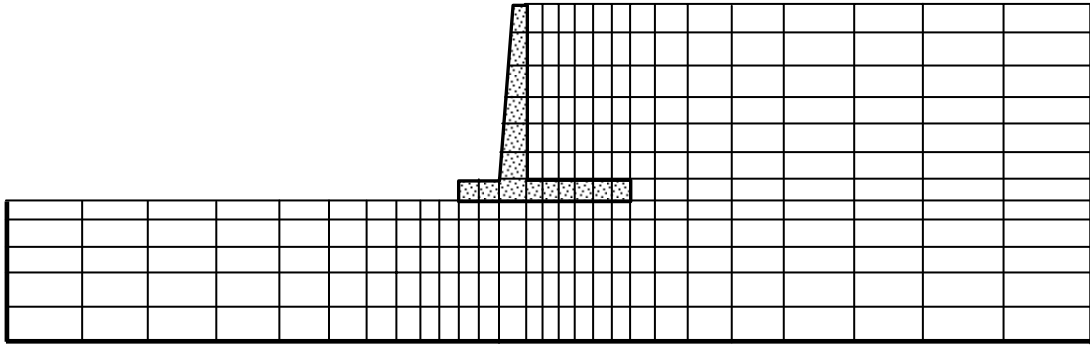
Burada alt sistem yaklaşımında özellikle doğrusal olmayan davranışların dikkate alındığı durumlarda, sistemin özelliklerinin belirlenmesinde ve çözümün frekans tanım alanında bile gerçekleştirilmesinde bir çok güçlüğü bulunduğu belirtilmelidir. Oysa doğrudan çözüm yaklaşımında ise, gerek zeminin gerekse de yapının doğrusal olmayan davranışlarının oldukça gerçekçi bir şekilde dikkate alınabilmesi, zeminde oluşan gerilme



dağılımlarının kolaylıkla belirlenebilmesi ve bu yaklaşımın hem frekans ve hem de zaman tanım alanında yapısal çözümlere imkan tanımaktadır (Wolf, 1996; Borja vd., 1999).

Daha öncede belirtildiği gibi esnek ve rijit zemine oturan yapıların deprem davranışları birbirinden önemli derecede farklı olmaktadır. Bu çalışmanın sayısal uygulamalarında sözkonusu etkileşim doğrudan çözüm yaklaşımına dayalı yöntemler kullanılmak suretiyle dikkate alınmaktadır. Aşağıdaki Şekil 2.17’de bu çözümlemede kullanılan modellere şematik bir örnek teşkil etmektedir.

Burada genel olarak doğrudan çözüm yaklaşımları ile alt sistem yaklaşımlarının birbirleriyle uyumlu sonuçlar verdiğini, sonlu elemanlar gibi doğrudan çözüm yaklaşımda yapılacak hatalardan kurtulmak için sonuçların alt sistem yaklaşımlarındaki sonuçlarla karşılaştırılmasının faydalı olacağını belirtmek uygun olmaktadır.



Şekil 2.17. İstinat duvarı-zemin bağlaşik sistemi etkileşiminde kullanılan modellere ilişkin şematik bir örnek

Bu modellemede, eleman boyutlarının en küçük kayma dalgası boyunun 1/12’sinden küçük kalması koşuluyla, bağlaşik sistem sonlu elemanlara bölünmektedir. Bu elemanların birbirine düğüm noktalarından birleştiği kabul edilmekte, modellemede farklı sonlu elemanlar kullanılabilen, zemindeki geometrik süreksizlikler ve mekanik özelliklerin değişimi kolaylıkla dikkate alınabilmektedir (Doğangün, 1995; Doğangün ve Durmuş, 1994; Karaca, 1999). Ancak bu tür bir çözümlemede yapıyla etkileşen zeminin sınırlandırılması bir problem olarak ortaya çıkmaktadır. Bu konuda yapılan parametrik çalışmalara göre, zemin sonlu eleman ağının, özellikle sönümün önemli olduğu yüksek frekanslı yer hareketlerinde, yapının temel genişliğinin 10 katı civarında genişliğin sağ ve sol ucundan itibaren uzatılmasının yeterli olacağı belirtilmektedir (Tehranizadeh, 1998;

Roesset ve Kausel, 1976). Derinliği ise yapının yüksekliğine bağlı olarak seçilerek sonuçların yakınsamasına göre belirlenmektedir.

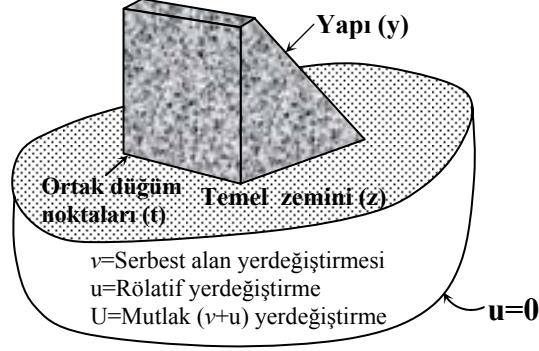
Burada matematik modelin sözkonusu etkileşimi gerçekçi bir şekilde temsil etmesi gerektiğini, aksi halde model üzerinde elde edilen sonuçların gerçekle ilgisinin olmayacağını belirtmek uygun olmaktadır.

### 2.3.2.1. Kütlesiz temel yaklaşımı yöntemi

Yapı-zemin etkileşiminin sayısal yöntemlerden biri olan sonlu elemanlar yöntemiyle incelendiği durumlarda yaygın olarak “kütlesiz temel” olarak bilinen yaklaşım kullanılmaktadır (Clough ve Penzien, 1993; Chopra, 1995; Wilson, 2002). Genellikle yapı-zemin sisteminin kütle, rijitlik ve sönüm matrisleri zemin-yapı bağlaşıklık sistemine ilişkin (Şekil 2.18) özelliklerden elde edilmektedir. İki sistem ara yüzeydeki ortak serbestlik derecelerine katılan sözkonusu matrisler, her iki sistemden katkı almaktadır. Yapı-zemin etkileşimi, genellikle üç boyutlu yapı-zemin sistemleri için kullanılan, bağlaşıklık hareket denklemlerine dayandırılmaktadır. Bu ifade, matematiksel olarak basit, teorik olarak doğru, otomatikleştirmek için kolay ve genel amaçlı yapısal çözümleme programları içerisinde kolaylıkla kullanılmaktadır. Ayrıca verilen bağıntılar sadece bir kaynaktan yayılan deprem etkisi altında değil, her çeşit deprem dalgalarından meydana gelen zemin hareketleri için de geçerli olmaktadır. Bu modelde düğüm noktaları, yapı ve zeminin arayüzeyindeki ortak olan temas noktalarında “t” ile, yapı içerisindeki diğer noktalarda “y” ile ve zemin içerisindeki diğer noktalarda ise “z” ile tanımlanmaktadır. Buna göre U mutlak yerdeğiştirmeyi, M, C ve K sırasıyla yapı-zemin modelinin kütle, sönüm ve rijitlik matrislerini,  $M_{tt}$ ,  $C_{tt}$  ve  $K_{tt}$  ise yine sırasıyla temas noktalarındaki kütle, sönüm ve rijitlik matrislerini göstermek üzere, sistemin denge denklemi,

$$\begin{bmatrix} M_{yy} & 0 & 0 \\ 0 & M_{tt} & 0 \\ 0 & 0 & M_{zz} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{U}_y \\ \ddot{U}_t \\ \ddot{U}_z \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{yy} & K_{yz} & 0 \\ K_{tz} & K_{tt} & K_{tz} \\ 0 & K_{zt} & K_{zz} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} U_y \\ U_t \\ U_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.11)$$

şeklinde ifade edilebilmektedir. Bu ifade hareketin sönümsüz, serbest olduğunu ve temel sınırındaki yerdeğiştirmelerin de bilinmesi gerektiğini göstermektedir. Diğer taraftan doğrudan yapı-zemin etkileşimi probleminin çözümünden kaçınmak için, yapı dışındaki



Şekil 2.18. Kütlesiz temel yaklaşımı için yapı-zemin etkileşimi modeli

temelin dinamik tepkisinin de hesaplanması gerekmektedir. Bu durumda, serbest alan çözümü bir boyutlu zemin modelinden elde edilebilmektedir. Burada temas noktalarındaki kütle ( $M_{tt}$ ) ve rijitlikleri ( $K_{tt}$ ),

$$M_{tt} = M_{tt}^{(y)} + M_{tt}^{(z)} \quad \text{ve} \quad K_{tt} = K_{tt}^{(y)} + K_{tt}^{(z)} \quad (2.12)$$

şeklinde belirlenebilmektedir. Üç boyutlu serbest alan çözümünde ise serbest alan yerdeğiştirmeleri ( $v$ ) ve serbest alan ivmeleri ( $\ddot{v}$ ) ile belirlenebilmektedir.  $U$  ve  $\ddot{U}$  sırasıyla mutlak yerdeğiştirmeleri ve ivmeleri göstermek üzere,

$$\begin{bmatrix} U_y \\ U_t \\ U_z \end{bmatrix} \equiv \begin{bmatrix} u_y \\ u_t \\ u_z \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} v_y \\ v_t \\ v_z \end{bmatrix} \quad \text{ve} \quad \begin{bmatrix} \ddot{U}_y \\ \ddot{U}_t \\ \ddot{U}_z \end{bmatrix} \equiv \begin{bmatrix} \ddot{u}_y \\ \ddot{u}_t \\ \ddot{u}_z \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \ddot{v}_y \\ \ddot{v}_t \\ \ddot{v}_z \end{bmatrix} \quad (2.13)$$

şeklinde belirlenebilmekte ve bu durumda (2.11) denklemini,

$$\begin{bmatrix} M_{yy} & 0 & 0 \\ 0 & M_{tt} & 0 \\ 0 & 0 & M_{zz} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{u}_y \\ \ddot{u}_t \\ \ddot{u}_z \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{yy} & K_{yt} & 0 \\ K_{ty} & K_{tt} & K_{tz} \\ 0 & K_{zt} & K_{zz} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_y \\ u_t \\ u_z \end{bmatrix} = \\ - \begin{bmatrix} M_{yy} & 0 & 0 \\ 0 & M_{tt} & 0 \\ 0 & 0 & M_{zz} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{v}_y \\ \ddot{v}_t \\ \ddot{v}_z \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} K_{yy} & K_{yt} & 0 \\ K_{ty} & K_{tt} & K_{tz} \\ 0 & K_{zt} & K_{zz} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_y \\ v_t \\ v_z \end{bmatrix} \quad (2.14)$$

şeklinde yazmak mümkün olmaktadır. Serbest alan yerdeğişmesinin ( $v_t$ ) yapı tabanı üzerinde sabit olması halinde,  $v_y$  terimi yapının rijit cisim hareketine karşılık gelmektedir. Durum böyle olunca (2.14) denklemi, yapının rijit cisim hareketi gereği yapıya ilişkin ifade

$$\begin{bmatrix} K_{yy} & K_{yt} \\ K_{ty} & K_{tt}^{(y)} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} v_y \\ v_t \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.15)$$

olarak yazılabildiğinden temelin dinamik serbest alan hareketinin ifadesi,

$$\begin{bmatrix} M_{tt}^{(z)} & 0 \\ 0 & M_{zz} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{v}_t \\ \ddot{v}_z \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{tt}^{(z)} & K_{tz} \\ K_{tz} & K_{zz} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} v_t \\ v_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.16)$$

şeklini almaktadır. Buna göre (2.15) denkleminin sağ tarafı,

$$R = \begin{bmatrix} M_{yy} & 0 & 0 \\ 0 & M_{tt}^{(y)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{v}_y \\ \ddot{v}_t \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.17)$$

şeklinde yazılabilmektedir. (2.14) denkleminin sağ tarafı temel kütesini içermediğinden, sönümü de dikkate alarak yapı-zemin bağlaışık sistemi için üç boyutlu dinamik denge denklemleri, bir eklenmiş kütle sistemi olarak,  $M$ ,  $C$  ve  $K$  sırasıyla sisteme ilişkin kütle, sönüm ve rijitlik matrislerini göstermek üzere;

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -m_x \cdot \ddot{v}_x(t) - m_y \cdot \ddot{v}_y(t) - m_z \cdot \ddot{v}_z(t) \quad (2.18)$$

şeklinindedir. Yapı-zemin sisteminin için rölatif yerdeğişmeleri ( $u$ ) temel zemini sınırlarında sıfır olarak alınması gerekmektedir. Yapının olmaması durumunda,  $\ddot{v}_x(t)$ ,  $\ddot{v}_y(t)$  ve  $\ddot{v}_z(t)$  ifadeleri ivmelerin temas noktalarındaki serbest alan bileşenleridir.

Burada etkileşim kuvvetinin, zaman tanım alanındaki yapısal çözümlemede birim darbe yükü davranış matrisi ve yerdeğişirme vektörüyle, frekans tanım alanındaki çözümlemede ise dinamik rijitlik matrisi ve yerdeğişirme vektörüyle gösterildiğini belirtmek uygun olmaktadır.

### 2.3.2.2. Yapay Sınır Modellerine İlişkin Yöntemler

Esnek yapılarda yapının her noktasındaki hareket genellikle yer hareketinden farklı olduğundan yapı-zemin etkileşimi ortaya çıkmakta diğer bir deyişle zemin yapının yapı da zeminin davranışını etkilemektedir. Durum böyle olunca, yapıların davranışlarının daha iyi belirlenebilmesi için, gerçek bir deprem etkisi altında sözkonusu etkileşimin de dikkate alınması gerekmektedir.

Daha öncede belirtildiği gibi deprem etkisindeki yapı-zemin sisteminin doğrudan çözüm yaklaşımıyla yapısal çözümlenmesinin, alt sistem yaklaşımına göre, bir çok üstünlüğü bulunmakla beraber, yapı-zemin etkileşim probleminin bu yöntemle çözümünde, sonlu yapı ve yarı sonsuz zeminden oluşan bağlaşıklık sistemin, zemin kısmının doğru olarak modellenmesi zorunlu olmaktadır. Zemine gömülü yapılarda bu hususun çok daha önemli olduğu açıktır. Yapısal çözümlenelerde kullanılacak sonlu elemanlar modelinin oluşturulması için yarı sonsuz zemin ortamının belirli bir boyutla sınırlandırıldığı bilinmektedir. Bu sınırlandırma, doğrusal olmayan davranışın dikkate alınmak istendiğinde çok daha önemli olmaktadır. Yapısal çözümlenmede kullanılacak olan matematik modellerde seçilen sınıra bitişik zemin kütesinin sonuçlar üzerindeki olumsuz etkisinin kabul sınırları içerisinde kalması gerektiğini belirtmek için duraksamaya gerek bulunmamaktadır.

Yukarıda belirtilmeye çalışılan problemlerin çözümünde kullanılmak üzere teknik literatürde önerilen yöntemleri,

1. Toplanmış kütle yöntemleri
2. Sınır entegral-denklemler yöntemi
3. Özel yöntemler

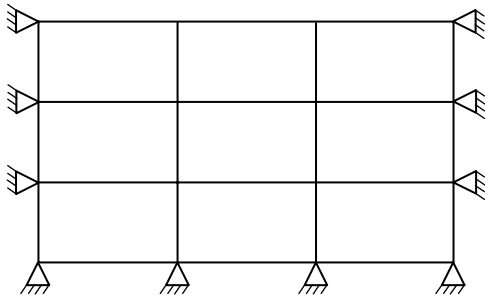
olmak üzere başlıca üç grupta toplamak mümkün olmaktadır.

#### 2.3.2.2.1. Toplanmış Kütle Yöntemleri

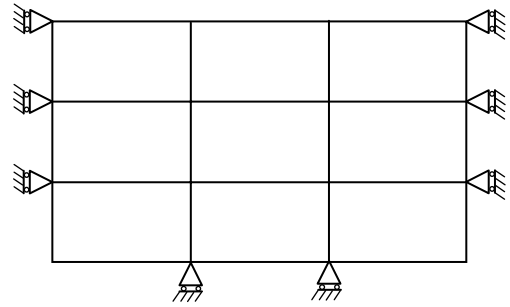
Bu yöntemde, dikkate alınmayan yarı sonsuz zemin özellikleri sınır noktalarında toplanmakta, ve kullanılan modellere ilişkin sınırlar; başlangıç, yerel viskoz ve birbirini tutan sınırlar adıyla anılmaktadır.

### A) Başlangıç Sınırları

Başlangıç sınırları, yarı sonsuz zemin kütesinin yapay sınırlarla kesilmesi suretiyle oluşturulmaktadır. Bu modellemede sıfır yerdeğiştirme ya sınırdaki noktaların tutulmasıyla belirtilmekte yada sıfır yüzey yerdeğiştirmeleri sınırlara teğet hareket eden silindirik mesnetlerin kullanılmasıyla uygulanmaktadır (Şekil 2.19). Uygulaması çok kolay olan bu başlangıç sınırı tekniğinin sönümün varlığı ve yapıdan yeterli bir uzaklıkta seçilmesi durumunda iyi sonuçlar verdiği belirtilmiştir (Wolf, 1988). Bununla beraber bu modelin en büyük sakıncası, sınırların yapının tepkisini değiştirmemesi için yapıdan ne kadar uzakta yerleştirileceğinin kesin olarak bilinmemesidir.



a) Sıfır yerdeğiştirmeler



b) Sıfır yüzey yerdeğiştirmeleri

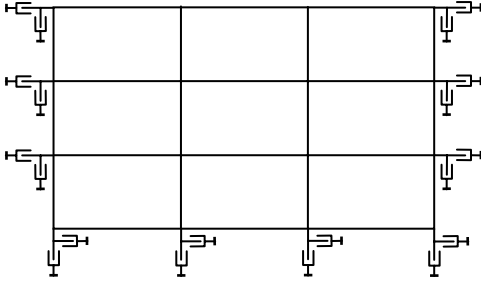
Şekil 2.19. Başlangıç sınırları a) sıfır yerdeğiştirmeler b) sıfır yüzey yerdeğiştirmeleri

### B) Yerel Viskoz Sınırlar

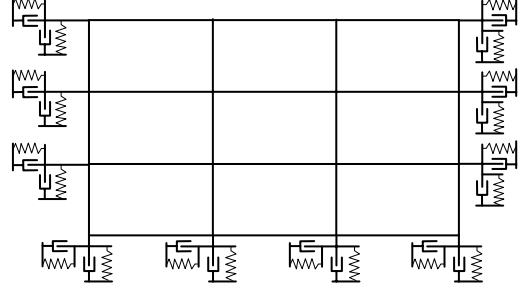
Yerel viskoz sınırlar, seçilen yapay sınırdaki her bir serbestlik derecesinin birbirine birleştirilmemesiyle elde edilmektedir. Lysmer ve Kuhlemeyer (1969) tarafından önerilen bu modellemede, yapay sınırdaki noktalar, her bir serbestlik derecesine karşılık basit sönümleyicilerden oluşmaktadır (Şekil 2.20). Bu modele göre,  $A$ , düğüm noktasına katılan zemin alanını,  $\rho$ , sınırdaki zeminin birim kütesini ve  $V_p$  ve  $V_s$  sırasıyla boyuna (P) ve enine (S) deprem dalgası hızlarını göstermek üzere, normal ( $C_n$ ) ve teğetsel ( $C_t$ ) doğrultudaki sönümleyici katsayıları,

$$C_n = A \cdot \rho \cdot V_p$$

$$C_t = A \cdot \rho \cdot V_s \quad (2.19)$$



a) Lysmere göre yerel viskoz sınırlar



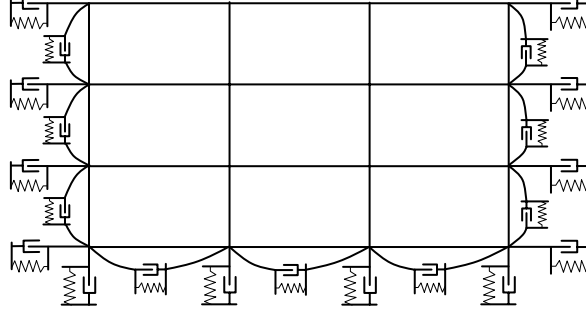
b) Yay-sönümleyici sınırlar

Şekil 2.20. Lysmere göre (a) yay-sönümleyicilere ilişkin (b) yerel viskoz sınırlar

ifadesiyle hesaplanmaktadır. Bu tip modellemede sınıra normal doğrultuda çarpan dalgaların tamamen geçtiği, eğik çarpanların ise bir kısmının yansıdığı kabul edilmektedir. Bu tür sönümlerin elastik sistemlere ilişkin sonlu eleman ağında kalıcı yerdeğiştirmelere yol açacağı da ileri sürülmektedir (Wolf, 1988). Buna gerekçe olarak da dengeleyici kuvvetlerin sönümleyiciler tarafından sağlanmış olması gösterilmektedir. Basit viskoz sönümleyici modelin (bkz. Şekil 2.20a) sakıncası üzerine sönümleyicilerle birlikte yayları kullanmıştır (bkz. Şekil 2.20b). Bu modelin başlıca sakıncası yapı-zemin bağlaışık sisteminin zaman tanım alanında çözümlemesine imkan tanımamasıdır.

### C) Birbirini Tutan Sınırlar

Birbirini tutan sınırlar yansıma olmaması durumunda, çözüm sonuçlarını bütün geliş açıları için cisim ve yüzey dalgalarının etkileyeceği varsayımına dayanmaktadır. Buna göre Şekil 2.21'de verilen sistem, sınırdaki bütün düğüm noktalarında her bir serbestlik derecesine karşılık gelen yay-sönümleyici sistemlerinden oluşmaktadır. Bütün serbestlik dereceleri özellikleri periyoda bağlı olan, yapay sınıra yerleştirilen, yay-sönümleyicilerle birleştirildiği varsayılmaktadır. Bu modelin en önemli sakıncası da yerel viskoz sınırlara sahip modellemede olduğu gibi sadece frekans alanında çözümlemeye imkan tanımış olmasıdır.



Şekil 2.21. Birbiriyle bağlantılı sınırlar

### 2.3.2.2.2. Sınır Entegral-Denklemine İlişkin Yöntem

Bu yöntemde, dalga yayılma problemine ilişkin denklemler genellikle sınır entegral denklemleri olarak bilinmekte ve bunlar sınır entegral-denklemlerin analitik çözümünde, sonlu eleman modelinde sınır elemanlar yönteminde olduğu gibi ayrık olarak kullanılabilirdiğinden, her bir yüzeye uygulanabilmektedir. Diğer taraftan bu denklemler birbirini tutan sınırlarda kullanılan yay-sönümleyici sisteminin özelliklerini hesaplamak için de kullanılabilir.

Hem sınır entegral denklemi hem de sınır eleman yöntemlerinin yerdeğiştirme problemlerinin çözümünde kullanıldığı bilinmektedir. Ancak frekans tanım alanında rahatlıkla kullanılan bu yöntemler zaman tanım alanındaki çözümlerinde doğrudan kullanılamamaktadır. Bununla beraber bunları  $t$  yada  $(t+\Delta t)$  yada birleşik  $t+(t+\Delta t)$  anındaki entegrasyonunun kullanılmasıyla adım adım entegrasyonla zaman tanım alanında doğrudan ifade etmek de mümkün olmaktadır.

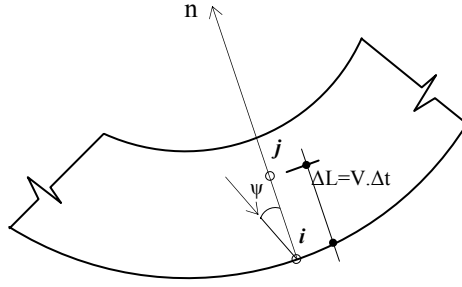
### 2.3.2.2.3. Özel Yöntemler

Özel yöntemler adıyla anılan yöntemlerin en önemli üstünlüğü hem frekans tanım alanında ve hem de zaman tanım alanındaki yapısal çözümlerinde kullanılabilir olmalarıdır. Kullanımı kolay olan bu yöntemle oldukça iyi sonuçlar da elde edilmektedir. Bunlar bilinen algoritmaya dayalı tahmin ve birleştirme sınırı yöntemleri olmak üzere iki grupta toplanabilmektedir. Aşağıdaki başlıklar altında bu yöntemlere ilişkin bazı bilgiler verilmektedir.



### A) Bilinen Algoritmaya Dayalı Tahmin Yöntemi

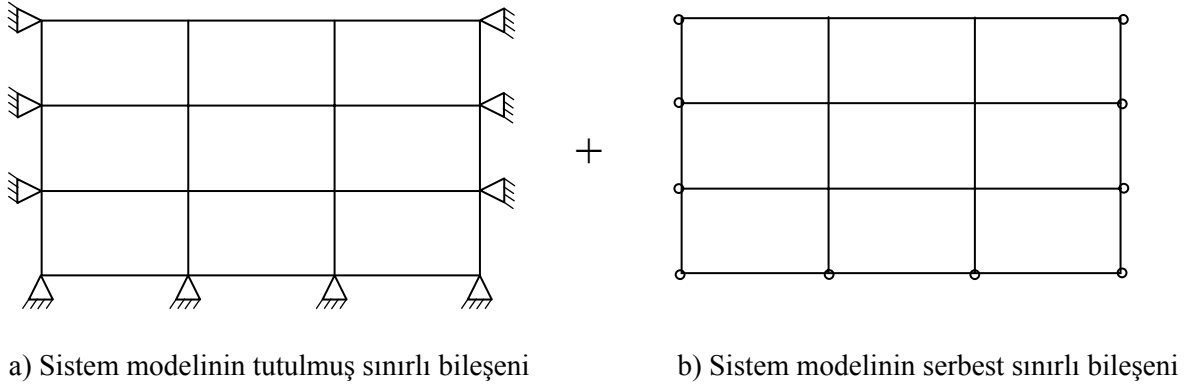
Bu yöntem belirli zaman adımları için yapay sınırdaki sınır koşullarını bir önceki zaman adımından elde edilen değerler yardımıyla tahmin edilebileceği esasına dayanmaktadır. Hem cisim hem de yüzey dalgaları için uygulanabilen ve çok basit olan bu yöntemle oldukça iyi sonuçlar elde edilebilmektedir (Liao ve Wong, 1984). Bu yöntemle göre dalga hızı ( $V$ ) ve  $\Delta t$  zaman adımının belli olması durumunda, Şekil 2.22’de verilen elemanın  $i$  düğüm noktasından çizilen normalin daha sonra  $N$  nci zaman adımında  $i$  düğüm noktasındaki yerdeğiştirmenin ( $N-1$ ) nci zaman adımındaki  $j$  düğüm noktasındaki yerdeğiştirmenin pratik olarak eşit olduğu varsayılmaktadır. Kaynak (Liao ve Wong, 1984)’de  $V=V_s$  olması halinde bu yöntemin çok iyi sonuç verdiği belirtilmektedir.



Şekil 2.22. Bilinen algoritmaya dayalı tahmin yöntemine ilişkin şematik bir model

### B) Birleştirme Sınır Yöntemi

Birleştirme sınır yönteminde, sistemi temsil eden model biri tutulmuş sınırlı diğeri serbest sınırlı olmak üzere iki bileşen olarak düşünülmektedir (Şekil 2.23). Her bir bileşen ayrı ayrı çözüldükten sonra birleştirilerek sisteme ilişkin sonuçlar elde edilmektedir (Wolf, 1988).



Şekil 2.23. Birleştirme sınır yönteminin a) tutulmuş sınırlı bileşeni b) serbest sınırlı bileşeni ilişkine şematik modeller

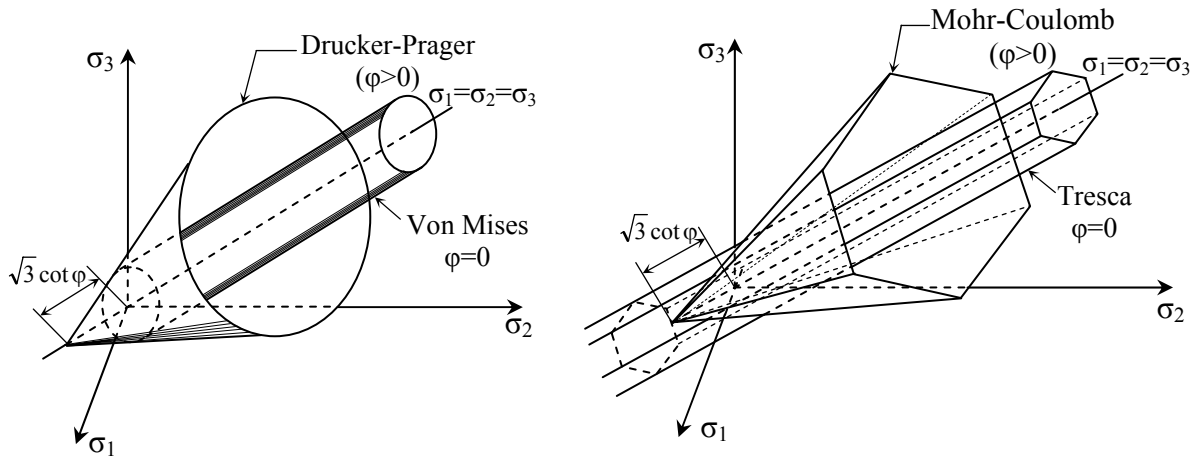
#### 2.4. Zeminin Doğrusal Olmayan Davranışı Konusunda Hatırlatmalar

Daha öncede belirtilmeye çalışıldığı gibi zemine ilişkin sonlu eleman ağının seçilmesinde en önemli husus, zemin ortamda yayılan deprem dalgalarının seçilen sonlu eleman ağında gerçek yayılımı temsil edecek bir modelin oluşturulmasıdır. Aksi takdirde yapısal çözümleme gerçeklikten uzaklaşmaktadır (Kuhlmeyer ve Lysmer, 1973). Bu bağlamda seçilen sonlu eleman ağında kullanılan en küçük eleman boyutunun, dikkate alınan en büyük frekanslı dalga boyuna oranı belli bir değeri geçmemesi gerekmektedir. Buna göre doğru sonuç elde edebilmek için seçilen sonlu eleman boyutunun en büyük frekanslı dalga boyuna oranının  $1/10$ 'dan küçük seçilmesi zorunlu olmaktadır (Lysmer ve Kuhlmeyer, 1969). Diğer taraftan bu oranın kesinlikle tabakalı zeminlerde  $1/8$ 'den, tabakasız zeminlerde ise  $1/5$ 'den daha büyük seçilmemesi gerektiği ileri sürülmektedir (Kuhlmeyer ve Lysmer, 1973).

Bir yapının çeşitli yükler altında yapısal çözümlemesi gerçekleştirilirken oluşan şekildeğişirmelerin genellikle yapının boyutlarına oranla çok küçük değerler aldığı kabulüyle denge denklemleri şekildeğişirmemiş sisteme göre yazılmaktadır. Ancak bazı durumlarda sözkonusu yapıda oluşan şekildeğişirmeler, yapının boyutlarına oranla ihmal edilemeyecek değerlere ulaşabilmektedir. Bu durum artan yükler altında her sistemin doğrusal davranıştan uzaklaşma eğiliminde olduğunu göstermektedir. Diğer taraftan depremden doğan dinamik yükler etkisindeki yapıların geometrik ve/veya malzemeye bağlı doğrusal olmayan davranış göstermesi olasılıkları yüksek olmaktadır. Durum böyle olunca sisteme ilişkin elemanların doğrusal olmayan davranışlarının doğrusal davranışlarından farklı olacağı açıktır.

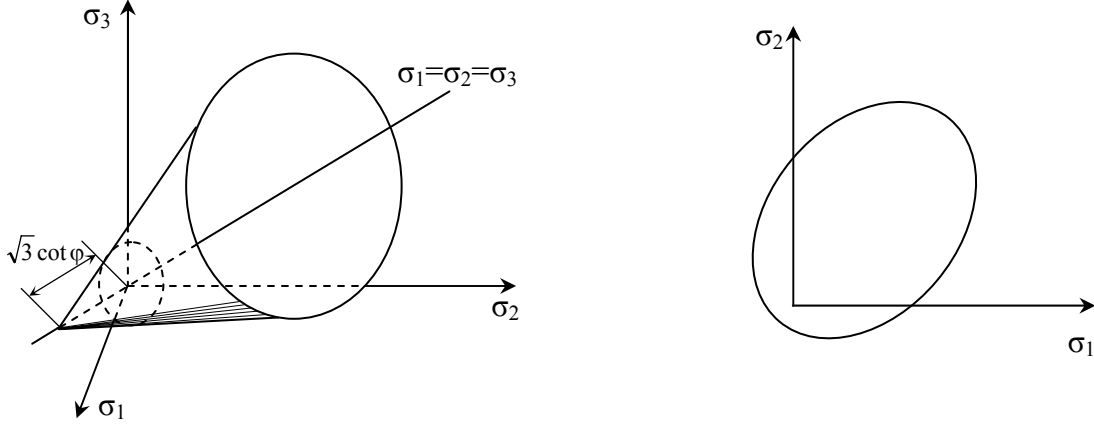
Çeşitli yükler altında doğrusal bölgeden doğrusal olmayan bölgeye geçen bir malzemenin gerilme-şekildeğiştirme bağıntısının kırılma (akma) ölçütlerini sağlaması gerekmektedir. Bu nedenle malzeme türü ve yükleme tipine bağlı olarak uygun kırılma ölçütlerinin (Durmuş, 1980; Koçak, 1999) seçilmesi yapısal çözümlemede doğru sonuca ulaşılması için önemli olmaktadır. Bu amaçla Mohr-Coulomb kayma gerilmesi ölçütü, Drucker-Prager kırılma ölçütü, maksimum kayma gerilmesi (Tresca) ölçütü ve biçim değiştirme enerjisi (Von Mises) ölçütü gibi çeşitli ölçütler kullanılmaktadır (Şekil 2.24).

Burada bir malzeme için uygun olan kırılma kriterinin bütün malzemeler için aynı duyarlılıkta sonuç vermeyeceğini belirtmek uygun olmaktadır.



Şekil 2.24. Farklı kırılma ölçütleri için asal gerilme uzayında şematik kırılma yüzeyleri

Zeminlerin genellikle yapı sistemlerine göre daha farklı bir yapıya sahip olması nedeniyle bunlar doğrusal olmayan davranışının, yapı-zemin etkileşimi açısından, dikkate alınması önemli olmaktadır. Zeminin diğer malzemelere göre davranışının farklı olmasının nedeni, gerilme düzeyine bağlı olarak kayma dayanımlarının artması ve çekme gerilmelerine karşı gösterdiği davranışın basınç durumundakinden çok farklı olmasıdır. Bu nedenle bu koşulları sağlayacak bir kırılma ölçütünün dikkate alınması kaçınılmaz olmaktadır. Bu amaçla zemin elemanları için genellikle Drucker-Prager elastoplastik kırılma ölçütü kullanılmaktadır (Chen ve Mizuno, 1990; Livaoglu, 2005). Durum böyle olunca bu çalışmamızda da zeminin doğrusal olmayan davranışı Drucker-Prager kırılma ölçütüyle ifade edilmektedir (Şekil 2.25).



a) Üç boyutlu asal gerilme uzayında

b) İki boyutlu asal gerilme düzleminde

Şekil 2.25. Üç boyutlu asal gerilme uzayında (a) iki boyutlu asal gerilme düzleminde (b) Drucker-Prager şematik kırılma yüzeyleri

Bu şekle göre Drucker-Prager kırılma ölçütüne ilişkin kırılma yüzeyi ( $f$ );  $\varphi$ , iç sürtünme açısını,  $c$ , zemin kohezyonunu,  $I_1$  gerilme tansörünün 1.inci invaryantını,  $J_2$  bu tansörün deviatörüne ilişkin 2. inci varyantını göstermek ve

$$\alpha = \frac{2 \cdot \sin \varphi}{\sqrt{3} \cdot (3 - \sin \varphi)} \quad k = \frac{6 \cdot c \cdot \cos \varphi}{\sqrt{3} \cdot (3 - \sin \varphi)} \quad (2.20)$$

olmak üzere

$$f(I_1, J_2) = \alpha \cdot I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (2.21)$$

olarak ifade edilmektedir.

## 2.5. İstinat Duvarlarının Sonlu Elemanlar Yöntemiyle Tasarımında Zemin Etkileşiminin Dikkate Alınması

Diğer esnek yapılarda olduğu gibi esnek istinat duvarlarında da dinamik özellikleri esnekliğe dolayısıyla da periyot, mod şekli, sönüm oranı gibi dinamik özelliklere bağlı olarak değişen zemin etkileşiminin dikkate alınması gerekmektedir. Zira rijit istinat duvarlarında dinamik basınçlar analitik yöntemlerle oldukça doğru olarak belirlenebildiği

halde bu yöntemlerde zemin etkileşimi dikkate alınmadığından esnek yapılarda dinamik basınçların gerçekçi olarak belirlenmesi mümkün olamadığından bu tür yapıların yapısal çözümlemesinde sayısal yöntemlerin kullanılması tercih edilmektedir.

Bu çalışmada da, deprem etkisindeki esnek istinat duvarlarının yapısal çözümlemesinde, zemin etkileşimini de dikkate alabilen, sonlu elemanlar yöntemini kullanan LUSAS paket programı kullanılmaktadır. Bu programla zemine ilişkin sönüm karakteristikleri, zeminin doğrusal ve doğrusal olmayan davranışları, zemin özelliklerinin derinlikle değişimi dikkate alınabildiği gibi her sonlu eleman ağı için farklı zemin özellikleri de tanımlanabilmektedir. Bu yöntemle istinat duvarlarının depreme göre yapısal çözümlemesinde kullanılan eleman tipleri, LUSAS bilgisayar programının kullanımına ilişkin kaynaklarda (FEA 2005a; FEA 2005b; FEA 2005c) mevcuttur.

### **2.5.1. Sonlu Elemanlar Yöntemine Göre Zemin Hareket Denklemleri**

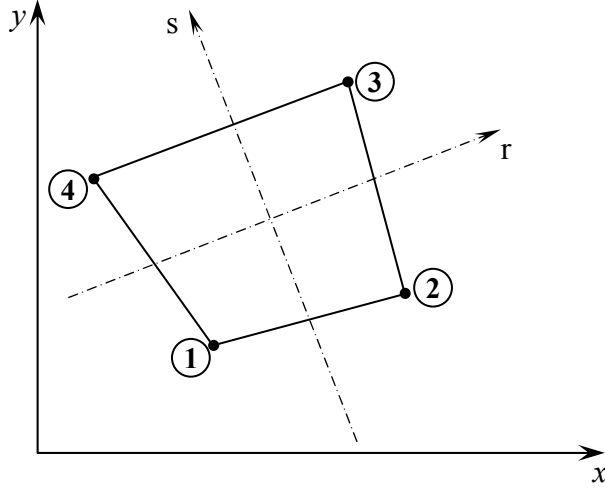
Bu çalışmanın sayısal uygulamalarına konu olan yapısal çözümlemelerde, iki boyutlu zemin elemanları dört düğüm noktalı doğrusal dörtgen (quadrilateral) ve üç boyutlu zemin elemanlar ise sekiz düğüm noktalı doğrusal izoparametrik (hexahedral) elemanlarla modellenmektedir. Her düğüm noktasında sadece yerdeğiştirmelere izin verilen duvar ve zemin elemanların değme (birleşim) yüzeylerindeki zemin basınç dağılımlarının hesabı için, özel bağlantı elemanları (Joint) kullanılmaktadır. Bu elemanlar iki düğüm noktası arasındaki sınır koşullarını idealleştirmektedir. Doğrusal ve doğrusal olmayan dinamik yapısal çözümlemeler için kütle, sönüm ve rijitliklerin tanımlanması da bu elemanlar yardımıyla sağlanmaktadır. Gerçekten bu bağlantı elemanları, iki ve üç boyutlu olarak, sınır koşulları ve doğrusal olmayan (elasto-plastik) malzeme özelliklerine bağlı olarak basınç ve çekmedeki davranışların dikkate alınmasına imkan tanımaktadır. LUSAS yapısal çözümleme programında yapı ve zemin etkileşim için geliştirilen modellerde kullanılan iki ve üç boyutlu bağlantı elemanları;

- 1) Standart doğrusal bağlantı elemanı
- 2) Genel doğrusal bağlantı elemanı
- 3) Standart doğrusal olmayan (elasto-plastik) bağlantı elemanı
- 4) Genel doğrusal olmayan (elasto-plastik) bağlantı elemanı
- 5) Sürtünmesiz bağlantı için doğrusal olmayan bağlantı elemanı
- 6) Sürtünmeli bağlantı için doğrusal olmayan bağlantı elemanı

olarak sınıflandırılabilir (FEA, 2005d).

### 2.5.1.1. İki Boyutlu Dörtgen Elemanlar İçin Zemin Hareket Denklemleri

Bu çalışmada, iki boyutlu zemin hareket denklemlerinin elde edilmesi için dikkate alınan izoparametrik dörtgen, iki boyutlu 4 düğüm noktalı sonlu elemanlar ve bunlara ilişkin genel (x,y) ve yerel (r,s) eksen takımları Şekil 2.26'da verilmektedir.



Şekil 2.26. Sonlu elemanlar yönteminde dikkate alınan iki boyutlu izoparametrik dörtgen eleman

Yerel eksen takımlarındaki koordinatlar boyutsuz olup -1 ile +1 arasında değişen değerler almaktadır. İki boyutlu elemanın şekil fonksiyonları (enterpolasyon fonksiyonları) ( $N_i$ ), dört düğüm noktası için,

$$N_1 = \frac{1}{4} \cdot (1-r) \cdot (1-s)$$

$$N_2 = \frac{1}{4} \cdot (1+r) \cdot (1-s)$$

$$N_3 = \frac{1}{4} \cdot (1+r) \cdot (1+s)$$

$$N_4 = \frac{1}{4} \cdot (1-r) \cdot (1+s)$$

(2.22)

şeklindedir. Bunlarda kısaca,

$$N_i = \frac{1}{4} \cdot (1 \mp r) \cdot (1 \mp s) \quad (2.23)$$

olarak yazılabilmektedir. Belirli koşulları sağlamak zorunda olan bu fonksiyonların, çeşitli eleman tipleri için, elde edilmesi kaynaklarda mevcuttur (Bathe, 1982, Kasımzade, 2004; Henwood ve Bonet, 1996).

Yukarıda da belirtildiği gibi izoparametrik dörtgen sonlu eleman formülasyonun kullanılması durumunda, yerel koordinat sisteminde tanımlanan, şekil fonksiyonları hem eleman koordinatlarının ve hem de yerdeğiştirmelerin enterpolasyonu için geçerli olmaktadır. Bu durumda genel koordinatlarda elemanın herhangi bir noktasının konumu ( $x$ ,  $y$ );  $x_i$  ve  $y_i$  ( $i=1,2,\dots,4$ ) yerel koordinatlarına bağlı olarak,

$$\begin{aligned} x &= N_1 \cdot x_1 + N_2 \cdot x_2 + N_3 \cdot x_3 + N_4 \cdot x_4 \\ y &= N_1 \cdot y_1 + N_2 \cdot y_2 + N_3 \cdot y_3 + N_4 \cdot y_4 \end{aligned} \quad (2.24)$$

bağıntılarıyla, yerdeğiştirmeler ( $u_x$ ,  $u_y$ ) ise  $u_{xi}$  ve  $u_{yi}$  ( $i=1,2,\dots,4$ ) yerel koordinatlarına bağlı olarak;

$$\begin{aligned} u_x &= N_1 \cdot u_{x1} + N_2 \cdot u_{x2} + N_3 \cdot u_{x3} + N_4 \cdot u_{x4} \\ u_y &= N_1 \cdot u_{y1} + N_2 \cdot u_{y2} + N_3 \cdot u_{y3} + N_4 \cdot u_{y4} \end{aligned} \quad (2.25)$$

bağıntılarıyla belirlenebilmektedir. Bu yerdeğiştirmelerin elemanın hareket denkleminde kullanıldığı bilinmektedir.

Genel gerilme-şekildeğiştirme bağıntısı,  $\sigma_x$  ve  $\sigma_y$  sırasıyla  $x$  ve  $y$  eksenleri doğrultusundaki normal gerilmeleri  $\tau_{xy}$  kayma gerilmesini ve  $\gamma_{xy}$  ise bu kayma gerilmesine karşılık gelen açısal şekildeğiştirmeyi göstermek üzere,

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 0 \\ 1 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \cdot E_v \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} +\frac{4}{3} & -\frac{2}{3} & 0 \\ -\frac{2}{3} & +\frac{4}{3} & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot G \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (2.26)$$

şeklinde yazılabilmektedir.

Şekildeğiştirme-yerdeğiştirme matrisinin belirlenmesindeki işlem adımları aşağıda verilmektedir.

Birinci adımda şekil fonksiyonlarının türevleri 2 doğrultu ve 4 düğüm noktası için 2x4 boyutunda bir P matrisinde toplanmaktadır. Bu P matrisinin 1. ve 2. satırlarının elemanları sırasıyla,

$$\sum_1^8 \frac{\partial N(i)}{\partial r} \quad (2.27)$$

$$\sum_1^8 \frac{\partial N(i)}{\partial s}$$

bağıntılarıyla hesaplanabilmekte olup bu matris,

$$P = \frac{1}{4} \cdot \begin{bmatrix} -(1-s) & (1-s) & (1+s) & -(1+s) \\ -(1-r) & -(1+r) & (1+r) & (1-r) \end{bmatrix}_{2 \times 4} \quad (2.28)$$

şeklinde belirlenmektedir.

İkinci adımda koordinat dönüşüm (Jacobian) matrisi (J) belirlenmektedir. Genel koordinatlarla yerel koordinatlar arasındaki ilişkinin ise,

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial r} \\ \frac{\partial}{\partial s} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial r} & \frac{\partial y}{\partial r} \\ \frac{\partial x}{\partial s} & \frac{\partial y}{\partial s} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \\ \frac{\partial}{\partial y} \end{bmatrix} \quad (2.29)$$

şeklinde olduğu bilinmektedir. Bu bağıntının ilk çarpanı durumundaki matris, koordinat dönüşüm matrisi olarak adlandırılmaktadır. Bu matrisin şekil fonksiyonlarının türevlerine bağlı olarak yazılışı,

$$J = \begin{bmatrix} \sum_1^8 \frac{\partial N(i)}{\partial r} x_i & \sum_1^8 \frac{\partial N(i)}{\partial r} y_i \\ \sum_1^8 \frac{\partial N(i)}{\partial s} x_i & \sum_1^8 \frac{\partial N(i)}{\partial s} y_i \end{bmatrix} \quad (2.30)$$



şeklindedir. Durum böyle olunca, birinci adımda belirlenen şekil fonksiyonlarının türevlerinin bu bağıntıda yerine konmasıyla 2x2 boyutundaki koordinat dönüşüm matrisi,

$$\mathbf{J} = \begin{bmatrix} P(1,1)x_1 + P(1,2)x_2 + P(1,3)x_3 + P(1,4)x_4 & P(1,1)y_1 + P(1,2)y_2 + P(1,3)y_3 + P(1,4)y_4 \\ P(2,1)x_1 + P(2,2)x_2 + P(2,3)x_3 + P(2,4)x_4 & P(2,1)y_1 + P(2,2)y_2 + P(2,3)y_3 + P(2,4)y_4 \end{bmatrix}_{2 \times 2} \quad (2.31)$$

şeklinde belirlenmektedir.

Üçüncü adımda ikinci adımda belirlenmiş olan koordinat dönüşüm matrisinin tersi alınmak suretiyle; yerel koordinatlardan genel koordinatlara,

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \\ \frac{\partial}{\partial y} \end{bmatrix} = \mathbf{J}^{-1} \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial r} \\ \frac{\partial}{\partial s} \end{bmatrix} \quad (2.32)$$

şeklinde geçilebilmektedir.

Dördüncü adımda,  $u_x$  ve  $u_y$  yerdeğiştirmelerine (2.32) bağıntısıyla verilen dönüşüm;

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial u_x}{\partial x} \\ \frac{\partial u_x}{\partial y} \end{bmatrix} = \mathbf{J}^{-1} \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial u_x}{\partial r} \\ \frac{\partial u_x}{\partial s} \end{bmatrix}, \quad \begin{bmatrix} \frac{\partial u_y}{\partial x} \\ \frac{\partial u_y}{\partial y} \end{bmatrix} = \mathbf{J}^{-1} \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial u_y}{\partial r} \\ \frac{\partial u_y}{\partial s} \end{bmatrix} \quad (2.33)$$

şeklinde uygulanmaktadır. Bu dönüşümler, düğüm noktaları yerdeğiştirmelerine bağlı olarak,  $\mathbf{D} = \mathbf{J}^{-1} \cdot \mathbf{P}$ 'yi göstermek üzere,

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial u_x}{\partial x} \\ \frac{\partial u_x}{\partial y} \end{bmatrix} = \mathbf{D} \cdot \begin{bmatrix} u_{x1} \\ u_{x2} \\ u_{x3} \\ u_{x4} \end{bmatrix}, \quad \begin{bmatrix} \frac{\partial u_y}{\partial x} \\ \frac{\partial u_y}{\partial y} \end{bmatrix} = \mathbf{D} \cdot \begin{bmatrix} u_{y1} \\ u_{y2} \\ u_{y3} \\ u_{y4} \end{bmatrix} \quad (2.34)$$

şeklinde yapılabilmektedir.

Beşinci adımda şekildeğiştirme vektörü,  $\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y$ 'yi göstermek üzere ve iki eksene göre dönmeleri de dikkate almak suretiyle,

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_v \\ \varepsilon_{xr} \\ \varepsilon_{yr} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial u_x}{\partial x} & \frac{\partial u_y}{\partial y} \\ 0 & -\frac{1}{2} \cdot \frac{\partial u_y}{\partial x} \\ \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial u_x}{\partial y} & 0 \end{bmatrix} \quad (2.35)$$

şeklinde ifade edilebilmektedir. Bu ifadede B şekildeğiştirme-yerdeğiştirme matrisini,  $u_n$  ise düğüm noktası yerdeğiştirme vektörünü göstermek üzere,

$$\varepsilon = B u_n \quad (2.36)$$

şeklinde de yazılabilmektedir. Burada seçilen zemin elemanı için B matrisi 3x8 boyutundadır. Bunlardan şekildeğiştirme-yerdeğiştirme matrisi,  $V=0.5 \cdot D$ 'yi göstermek üzere,

$$B = \begin{bmatrix} D(1,1) & D(2,1) & D(1,2) & D(2,2) & D(1,3) & D(2,3) & D(1,4) & D(2,4) \\ 0 & -V(2,1) & 0 & -V(2,2) & 0 & -V(2,3) & 0 & -V(2,4) \\ V(1,1) & 0 & V(1,2) & 0 & V(1,3) & 0 & V(1,4) & 0 \end{bmatrix}_{3 \times 8} \quad (2.37)$$

şeklinde belirlenmektedir. Düğüm noktası yerdeğiştirme vektörünün ( $u_n$ ) transpozesi ise bu çalışmada seçilen eleman için,

$$u_n^T = [u_{x1} \quad u_{y1} \quad u_{x2} \quad u_{y2} \quad u_{x3} \quad u_{y3} \quad u_{x4} \quad u_{y4}]_{1 \times 8} \quad (2.38)$$

şeklinde olan 1x8 boyutunda bir vektör olmaktadır.

Bu işlemlere göre eleman rijitlik matrisi (K);

$$K = \int_v B^T E B dV \quad (2.39)$$

şeklinde yazılabilmektedir. Bu ifade, yerel koordinatlarda

$$dV = \det J dr ds \quad (2.40)$$

olarak yerine konulduğunda,

$$K = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 B^T . E . B . \det J dr ds \quad (2.41)$$

şeklini almaktadır. Bunun yerine genellikle,

$$K = \sum_i \sum_j \eta_i . \eta_j . B_{ij}^T . E . B_{ij} . \det J_{ij} \quad (2.42)$$

şeklindeki ifade kullanılmaktadır. Bu ifadedeki  $\eta_i$  ve  $\eta_j$  katkı (ağırlık) katsayıları, seçilen  $r_i$  ve  $s_j$  integrasyon noktalarına bağlı olarak, kaynaklardan alınmaktadır (Bathe, 1982).

Bu 2.41 bağıntısı açık yazıldığında eleman rijitlik matrisinin 8x8 boyutunda olduğu görülmektedir.

Seçilen eleman için kütle matrisi ise,

$$M = \rho \cdot \int_v N^T . N . dV \quad (2.43)$$

bağıntısıyla belirlenmektedir. Bu bağıntıda da,  $dV$  yerine (2.40) bağıntısındaki değeri konmak suretiyle yerel koordinatlarda,

$$M = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 N^T . N . \det J dr ds \quad (2.44)$$

şeklinde yazılabilmektedir. Bunun yerine genellikle rijitlik matrisindeki benzer olarak,

$$M = \sum_i \sum_j \eta_i . \eta_j . N_{ij}^T . N_{ij} . \det J_{ij} \quad (2.45)$$

şeklindeki ifade kullanılmaktadır.

Seçilen elemanın 2.42 bağıntısıyla bilinen rijitlik ve 2.45 bağıntısıyla bilinen kütle matrislerine göre potansiyel ve kinetik enerjiler sırasıyla,

$$U = \frac{1}{2} \cdot u^T \cdot K \cdot u \quad (2.46)$$

$$T = \frac{1}{2} \cdot v^T \cdot M \cdot v \quad (2.47)$$

ifadeleriyle belirlenmektedir. Bu enerji ifadelerinden, R dış yük vektörünü göstermek üzere, sönümsüz sistemin hareket denklemi,

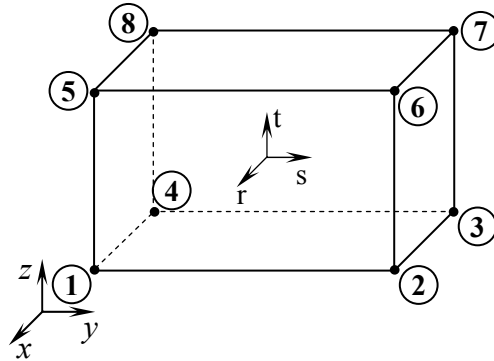
$$M \ddot{u} + K u = R \quad (2.48)$$

şeklinde yazılabilmektedir.

Burada bu denklemin bir elemana ilişkin olduğunu eleman sayısının fazla olması halinde bu hareket denklemindeki matrislerin genel rijitlik ve kütle matrisleri olacağını belirtmek uygun olmaktadır.

### 2.5.1.2. Üç Boyutlu İzoparametrik Elemanlar İçin Zemin Hareket Denklemleri

Bu çalışmada, zemin hareket denklemlerinin sonlu elemanlarla elde edilmesi için dikkate alınan izoparametrik, 3 boyutlu 8 düğüm noktalı elemanlar ve bu elemanlar için dikkate alınan genel (x,y,z) ve yerel (r,s,t) eksen takımları Şekil 2.27'de verilmektedir.



Şekil 2.27. Sonlu elemanlar yönteminde dikkate alınan üç boyutlu izoparametrik eleman

Yerel eksen takımlarındaki koordinatları boyutsuz olup -1 ile +1 arasında değişen değerler alan üç boyutlu elemanın şekil fonksiyonları ( $N_i$ ), sekiz düğüm noktası için,

$$\begin{aligned}
N_1 &= (0.125) \cdot (1+r) \cdot (1-s) \cdot (1-t) \\
N_2 &= (0.125) \cdot (1+r) \cdot (1+s) \cdot (1-t) \\
N_3 &= (0.125) \cdot (1-r) \cdot (1+s) \cdot (1-t) \\
N_4 &= (0.125) \cdot (1-r) \cdot (1-s) \cdot (1-t) \\
N_5 &= (0.125) \cdot (1+r) \cdot (1-s) \cdot (1+t) \\
N_6 &= (0.125) \cdot (1+r) \cdot (1+s) \cdot (1-t) \\
N_7 &= (0.125) \cdot (1-r) \cdot (1+s) \cdot (1+t) \\
N_8 &= (0.125) \cdot (1-r) \cdot (1-s) \cdot (1+t)
\end{aligned} \tag{2.49}$$

şeklindedir. Bunlarda kısaca,

$$N_i = \frac{1}{8} \cdot (1 \mp r) \cdot (1 \mp s) \cdot (1 \mp t) \tag{2.50}$$

olarak yazılabilmektedir. Belirli koşulları sağlamak zorunda olan bu fonksiyonların, çeşitli eleman tipleri için, elde edilmesi ilgili kaynaklarda mevcuttur (Bathe; 1982, Kasımzade, 2004; Yerli, 1998).

Yukarıda da belirtildiği gibi izoparametrik sonlu eleman formülasyonun kullanılması durumunda, yerel koordinat sisteminde tanımlanan, şekil fonksiyonları hem eleman koordinatlarının ve hem de yerdeğiştirmelerin enterpolasyonu için geçerli olmaktadır. Bu durumda genel koordinatlarda elemanın herhangi bir noktasının konumu ( $x$ ,  $y$  ve  $z$ );  $x_i$ ,  $y_i$  ve  $z_i$  ( $i=1,2,\dots,8$ ) yerel koordinatlarına bağlı olarak,

$$\begin{aligned}
x &= N_1 \cdot x_1 + N_2 \cdot x_2 + N_3 \cdot x_3 + N_4 \cdot x_4 + N_5 \cdot x_5 + N_6 \cdot x_6 + N_7 \cdot x_7 + N_8 \cdot x_8 \\
y &= N_1 \cdot y_1 + N_2 \cdot y_2 + N_3 \cdot y_3 + N_4 \cdot y_4 + N_5 \cdot y_5 + N_6 \cdot y_6 + N_7 \cdot y_7 + N_8 \cdot y_8 \\
z &= N_1 \cdot z_1 + N_2 \cdot z_2 + N_3 \cdot z_3 + N_4 \cdot z_4 + N_5 \cdot z_5 + N_6 \cdot z_6 + N_7 \cdot z_7 + N_8 \cdot z_8
\end{aligned} \tag{2.51}$$

bağıntılarıyla, yerdeğiştirmeler ( $u_x$ ,  $u_y$  ve  $u_z$ ) ise  $u_{xi}$ ,  $u_{yi}$  ve  $u_{zi}$  ( $i=1,2,\dots,8$ ) yerel koordinatlarına bağlı olarak,

$$\begin{aligned}
u_x &= N_1 u_{x1} + N_2 u_{x2} + N_3 u_{x3} + N_4 u_{x4} + N_5 u_{x5} + N_6 u_{x6} + N_7 u_{x7} + N_8 u_{x8} \\
u_y &= N_1 u_{y1} + N_2 u_{y2} + N_3 u_{y3} + N_4 u_{y4} + N_5 u_{y5} + N_6 u_{y6} + N_7 u_{y7} + N_8 u_{y8} \\
u_z &= N_1 u_{z1} + N_2 u_{z2} + N_3 u_{z3} + N_4 u_{z4} + N_5 u_{z5} + N_6 u_{z6} + N_7 u_{z7} + N_8 u_{z8}
\end{aligned} \tag{2.52}$$

bağıntılarıyla belirlenebilmektedir. Bu yerdeğiştirmelerin zemin elemanın rijitlik ve kütle matrisleri ile birlikte hareket denkleminde kullanıldığı bilinmektedir.

Genel gerilme-şekildeğiştirme bağıntısı,  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  ve  $\sigma_z$  sırasıyla x, y ve z eksenleri doğrultusundaki normal gerilmeleri  $\tau_{xy}$ ,  $\tau_{yz}$  ve  $\tau_{zx}$  kayma gerilmelerini ve  $\gamma_{xy}$ ,  $\gamma_{yz}$  ve  $\gamma_{zx}$  ise bu kayma gerilmelerine karşılık gelen açısız şekildeğiştirmeleri göstermek üzere,

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \cdot E_v \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} +\frac{4}{3} & -\frac{2}{3} & -\frac{2}{3} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{2}{3} & +\frac{4}{3} & -\frac{2}{3} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{2}{3} & -\frac{2}{3} & +\frac{4}{3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \cdot G \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} \tag{2.53}$$

şeklinde yazılabilmektedir.

Şekildeğiştirme-yerdeğiştirme matrisinin belirlenmesindeki işlem adımları aşağıda verilmektedir.

Birinci adımda şekil fonksiyonlarının türevleri 3 doğrultu ve 8 düğüm noktası için 3x8 boyutunda bir P matrisinde toplanmaktadır. Bu P matrisinin 1. 2. ve 3. satırlarının elemanları sırasıyla,

$$\begin{aligned}
&\sum_1^8 \frac{\partial N(i)}{\partial r} \\
&\sum_1^8 \frac{\partial N(i)}{\partial s} \\
&\sum_1^8 \frac{\partial N(i)}{\partial t}
\end{aligned} \tag{2.54}$$

bağıntılarıyla hesaplanabilmektedir. Bu P matrisinin transpozese,

$$P^T = \frac{1}{8} \cdot \begin{bmatrix} (1-s).(1-t) & -(1+r).(1-t) & -(1+r).(1-s) \\ (1+s).(1-t) & (1+r).(1-t) & -(1+r).(1+s) \\ -(1+s).(1-t) & (1-r).(1-t) & -(1-r).(1+s) \\ -(1-s).(1-t) & -(1-r).(1-t) & -(1-r).(1-s) \\ (1-s).(1+t) & -(1+r).(1+t) & (1+r).(1-s) \\ (1+s).(1+t) & (1+r).(1+t) & (1+r).(1+s) \\ -(1+s).(1+t) & (1-r).(1+t) & (1-r).(1+s) \\ -(1-s).(1+t) & -(1-r).(1+t) & (1-r).(1-s) \end{bmatrix}_{8 \times 3} \quad (2.55)$$

şeklindedir.

İkinci adımda koordinat dönüşüm (Jacobian) matrisi (J) belirlenmektedir. Genel koordinatlarla yerel koordinatlar arasındaki ilişkinin ise,

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial r} \\ \frac{\partial}{\partial s} \\ \frac{\partial}{\partial t} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial r} & \frac{\partial y}{\partial r} & \frac{\partial z}{\partial r} \\ \frac{\partial x}{\partial s} & \frac{\partial y}{\partial s} & \frac{\partial x}{\partial s} \\ \frac{\partial x}{\partial t} & \frac{\partial y}{\partial t} & \frac{\partial z}{\partial t} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \\ \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial z} \end{bmatrix} \quad (2.56)$$

şeklinde olduğu bilinmektedir. Bu bağıntının ilk çarpanı durumundaki matris, koordinat dönüşüm matrisi olarak adlandırılmaktadır. Bu matrisin şekil fonksiyonlarının türevlerine bağlı olarak yazılışı,

$$J = \begin{bmatrix} \sum_1^8 \frac{\partial N(i)}{\partial r} x_i & \sum_1^8 \frac{\partial N(i)}{\partial r} y_i & \sum_1^8 \frac{\partial N(i)}{\partial r} z_i \\ \sum_1^8 \frac{\partial N(i)}{\partial s} x_i & \sum_1^8 \frac{\partial N(i)}{\partial s} y_i & \sum_1^8 \frac{\partial N(i)}{\partial s} z_i \\ \sum_1^8 \frac{\partial N(i)}{\partial t} x_i & \sum_1^8 \frac{\partial N(i)}{\partial t} y_i & \sum_1^8 \frac{\partial N(i)}{\partial t} z_i \end{bmatrix}_{3 \times 3} \quad (2.57)$$

şeklindedir. Durum böyle olunca, birinci adımda belirlenen şekil fonksiyonlarının türevlerinin bu bağıntıda yerine konmasıyla 3x3 boyutundaki koordinat dönüşüm matrisi,

$$\mathbf{J} = \begin{bmatrix} P(1,1)x_1 + P(1,2)x_2 + P(1,3)x_3 & P(1,1)y_1 + P(1,2)y_2 + P(1,3)y_3 & P(1,1)z_1 + P(1,2)z_2 + P(1,3)z_3 \\ + P(1,4)x_4 + P(1,5)x_5 + P(1,6)x_6 & + P(1,4)y_4 + P(1,5)y_5 + P(1,6)y_6 & + P(1,4)z_4 + P(1,5)z_5 + P(1,6)z_6 \\ + P(1,7)x_7 + P(1,8)x_8 & + P(1,7)y_7 + P(1,8)y_8 & + P(1,7)z_7 + P(1,8)z_8 \\ \\ P(2,1)x_1 + P(2,2)x_2 + P(2,3)x_3 & P(2,1)y_1 + P(2,2)y_2 + P(2,3)y_3 & P(2,1)z_1 + P(2,2)z_2 + P(2,3)z_3 \\ + P(2,4)x_4 + P(2,5)x_5 + P(2,6)x_6 & + P(2,4)y_4 + P(2,5)y_5 + P(2,6)y_6 & + P(2,4)z_4 + P(2,5)z_5 + P(2,6)z_6 \\ + P(2,7)x_7 + P(2,8)x_8 & + P(2,7)y_7 + P(2,8)y_8 & + P(2,7)z_7 + P(2,8)z_8 \\ \\ P(3,1)x_1 + P(3,2)x_2 + P(3,3)x_3 & P(3,1)y_1 + P(3,2)y_2 + P(3,3)y_3 & P(3,1)z_1 + P(3,2)z_2 + P(3,3)z_3 \\ + P(3,4)x_4 + P(3,5)x_5 + P(3,6)x_6 & + P(3,4)y_4 + P(3,5)y_5 + P(3,6)y_6 & + P(3,4)z_4 + P(3,5)z_5 + P(3,6)z_6 \\ + P(3,7)x_7 + P(3,8)x_8 & + P(3,7)y_7 + P(3,8)y_8 & + P(3,7)z_7 + P(3,8)z_8 \end{bmatrix} \quad (2.58)$$

şeklini almaktadır.

Üçüncü adımda ikinci adımda belirlenmiş olan koordinat dönüşüm matrisinin tersi alınmak suretiyle; yerel koordinatlardan genel koordinatlara,

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \\ \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial z} \end{bmatrix} = \mathbf{J}^{-1} \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial r} \\ \frac{\partial}{\partial s} \\ \frac{\partial}{\partial t} \end{bmatrix} \quad (2.59)$$

şeklinde geçilebilmektedir.

Dördüncü adımda,  $u_x$ ,  $u_y$  ve  $u_z$  yerdeğiştirmelerine (2.59) bağıntısıyla verilen dönüşüm;

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial u_x}{\partial x} \\ \frac{\partial u_x}{\partial y} \\ \frac{\partial u_x}{\partial z} \end{bmatrix} = \mathbf{J}^{-1} \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial u_x}{\partial r} \\ \frac{\partial u_x}{\partial s} \\ \frac{\partial u_x}{\partial t} \end{bmatrix}, \quad \begin{bmatrix} \frac{\partial u_y}{\partial x} \\ \frac{\partial u_y}{\partial y} \\ \frac{\partial u_y}{\partial z} \end{bmatrix} = \mathbf{J}^{-1} \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial u_y}{\partial r} \\ \frac{\partial u_y}{\partial s} \\ \frac{\partial u_y}{\partial t} \end{bmatrix}, \quad \begin{bmatrix} \frac{\partial u_z}{\partial x} \\ \frac{\partial u_z}{\partial y} \\ \frac{\partial u_z}{\partial z} \end{bmatrix} = \mathbf{J}^{-1} \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial u_z}{\partial r} \\ \frac{\partial u_z}{\partial s} \\ \frac{\partial u_z}{\partial t} \end{bmatrix} \quad (2.60)$$



şeklinde uygulanmaktadır. Bu dönüşümler, düğüm noktaları yerdeğiştirmelerine bağlı olarak,  $D=J^{-1}.P$ 'yi göstermek üzere,

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial u_x}{\partial x} \\ \frac{\partial u_x}{\partial y} \\ \frac{\partial u_x}{\partial z} \end{bmatrix} = D \cdot \begin{bmatrix} u_{x1} \\ u_{x2} \\ u_{x3} \\ u_{x4} \\ u_{x5} \\ u_{x6} \\ u_{x7} \\ u_{x8} \end{bmatrix}, \quad \begin{bmatrix} \frac{\partial u_y}{\partial x} \\ \frac{\partial u_y}{\partial y} \\ \frac{\partial u_y}{\partial z} \end{bmatrix} = D \cdot \begin{bmatrix} u_{y1} \\ u_{y2} \\ u_{y3} \\ u_{y4} \\ u_{y5} \\ u_{y6} \\ u_{y7} \\ u_{y8} \end{bmatrix}, \quad \begin{bmatrix} \frac{\partial u_z}{\partial x} \\ \frac{\partial u_z}{\partial y} \\ \frac{\partial u_z}{\partial z} \end{bmatrix} = D \cdot \begin{bmatrix} u_{z1} \\ u_{z2} \\ u_{z3} \\ u_{z4} \\ u_{z5} \\ u_{z6} \\ u_{z7} \\ u_{z8} \end{bmatrix} \quad (2.61)$$

şeklinde yapılabilmektedir.

Beşinci adımda şekildeğiştirme vektörü,  $\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$ 'yi göstermek üzere ve üç eksene göre dönmeleri de dikkate almak suretiyle,

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_v \\ \varepsilon_{xr} \\ \varepsilon_{yr} \\ \varepsilon_{zr} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial u_x}{\partial x} & \frac{\partial u_y}{\partial y} & \frac{\partial u_z}{\partial z} \\ 0 & -\frac{1}{2} \cdot \frac{\partial u_y}{\partial z} & \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial u_z}{\partial y} \\ \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial u_x}{\partial z} & 0 & -\frac{1}{2} \cdot \frac{\partial u_z}{\partial x} \\ -\frac{1}{2} \cdot \frac{\partial u_x}{\partial y} & \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial u_y}{\partial x} & 0 \end{bmatrix}_{3 \times 3} \quad (2.62)$$

şeklinde ifade edilebilmektedir. Bu ifadeye B şekildeğiştirme-yerdeğiştirme matrisini,  $\mathbf{u}_n$  ise düğüm noktası yerdeğiştirme vektörünü göstermek üzere,

$$\varepsilon = B \mathbf{u}_n \quad (2.63)$$

şeklinde de yazılabilmektedir. Burada seçilen izoparametrik zemin elemanı için B matrisi 4x24 boyutundadır. Bunlardan şekildeğiştirme-yerdeğiştirme matrisi,  $V=0.5 \cdot D$ 'yi göstermek üzere,

$$B = \begin{bmatrix} D(1,1) & D(2,1) & D(3,1) & D(1,2) & D(2,2) & D(3,2) & D(1,3) & D(2,3) \\ 0 & -V(3,1) & V(2,1) & 0 & -V(3,2) & V(2,2) & 0 & -V(3,3) \\ V(3,1) & 0 & -V(1,1) & V(3,2) & 0 & -V(1,2) & V(3,3) & 0 \\ -V(2,1) & V(1,1) & 0 & -V(2,2) & V(1,2) & 0 & -V(2,3) & V(1,3) \\ \\ D(3,3) & D(1,4) & D(2,4) & D(3,4) & D(1,5) & D(2,5) & D(3,5) & D(1,6) \\ V(2,3) & 0 & -V(3,4) & V(2,4) & 0 & -V(3,5) & V(2,5) & 0 \\ -V(1,3) & V(3,4) & 0 & -V(1,4) & V(3,5) & 0 & -V(1,5) & V(3,6) \\ 0 & -V(2,4) & V(1,4) & 0 & -V(2,5) & V(1,5) & 0 & -V(2,6) \\ \\ D(2,6) & D(3,6) & D(1,7) & D(2,7) & D(3,7) & D(1,8) & D(2,8) & D(3,8) \\ -V(3,6) & V(2,6) & 0 & -V(3,7) & V(2,7) & 0 & -V(3,8) & V(2,8) \\ 0 & -V(1,6) & V(3,7) & 0 & -V(1,7) & V(3,8) & 0 & -V(1,8) \\ V(1,6) & 0 & -V(2,6) & V(1,7) & 0 & -V(2,7) & V(1,8) & 0 \end{bmatrix} \quad (2.64)$$

şeklinde belirlenmektedir. Düğüm noktası yerdeğiştirme vektörünün ( $u_n$ ) transpozesi ise bu çalışmada seçilen eleman için,

$$u_n^T = \begin{bmatrix} u_{x1} & u_{y1} & u_{z1} & u_{x2} & u_{y2} & u_{z2} & u_{x3} & u_{y3} & u_{z3} & u_{x4} & u_{y4} & u_{z4} \\ u_{x5} & u_{y5} & u_{z5} & u_{x6} & u_{y6} & u_{z6} & u_{x7} & u_{y7} & u_{z7} & u_{x8} & u_{y8} & u_{z8} \end{bmatrix} \quad (2.65)$$

şeklinde olan 1x24 boyutunda bir vektör olmaktadır.

Bu işlemlere göre eleman rijitlik matrisi (K);

$$K = \int_v B^T . E . B . dV \quad (2.66)$$

şeklinde yazılabilmektedir. Bu ifade, yerel koordinatlarda

$$dV = \det J dr ds dt \quad (2.67)$$

olarak yerine konulduğunda,

$$K = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 B^T . E . B . \det J dr ds dt \quad (2.68)$$

şeklindedir. Bunun yerine genellikle,

$$K = \sum_i \sum_j \sum_k \eta_i \cdot \eta_j \cdot \eta_k \cdot B_{ijk}^T \cdot E \cdot B_{ijk} \cdot \det J_{ijk} \quad (2.69)$$

şeklindeki ifade kullanılmaktadır. Bu ifadedeki  $\eta_i$ ,  $\eta_j$  ve  $\eta_k$  ağırlık katsayıları, seçilen  $r_i$ ,  $s_j$ ,  $t_k$  integrasyon noktalarına bağlı olarak, kaynaklardan alınmaktadır (Bathe, 1982).

Bu 2.69 bağıntısı açık yazıldığında eleman rijitlik matrisinin 24x24 boyutunda olduğu görülmektedir.

Seçilen zemin elemanı için kütle matrisi ise,

$$M = \rho \cdot \int_v N^T \cdot N \cdot dV \quad (2.70)$$

bağıntısıyla belirlenmektedir. Bu bağıntıda da,  $dV$  yerine (2.67) bağıntısındaki değeri konmak suretiyle yerel koordinatlarda,

$$M = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 N^T \cdot N \cdot \det J \cdot dr \cdot ds \cdot dt \quad (2.71)$$

şeklinde yazılabilmektedir. Bunun yerine genellikle rijitlik matrisindeki benzer olarak,

$$M = \sum_i \sum_j \sum_k \eta_i \cdot \eta_j \cdot \eta_k \cdot N_{ijk}^T \cdot N_{ijk} \cdot \det J_{ijk} \quad (2.72)$$

şeklindeki ifade kullanılmaktadır.

Seçilen elemanın 2.69 bağıntısıyla bilinen rijitlik ve 2.72 bağıntısıyla bilinen kütle matrislerine göre potansiyel ve kinetik enerjiler sırasıyla,

$$U = \frac{1}{2} \cdot u^T \cdot K \cdot u \quad (2.73)$$

$$T = \frac{1}{2} \cdot v^T \cdot M \cdot v \quad (2.74)$$

ifadeleriyle belirlenmektedir. Bu enerji ifadelerinden, R dış yük vektörünü göstermek üzere, sönümsüz sistemin hareket denklemi,

$$M\ddot{u} + Ku = R \quad (2.75)$$

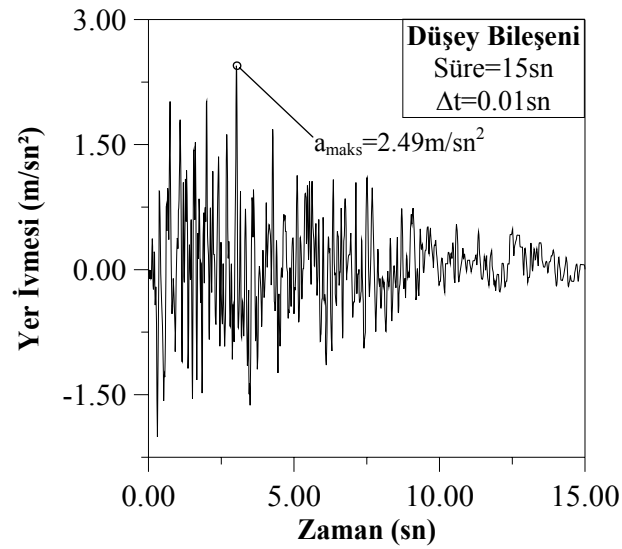
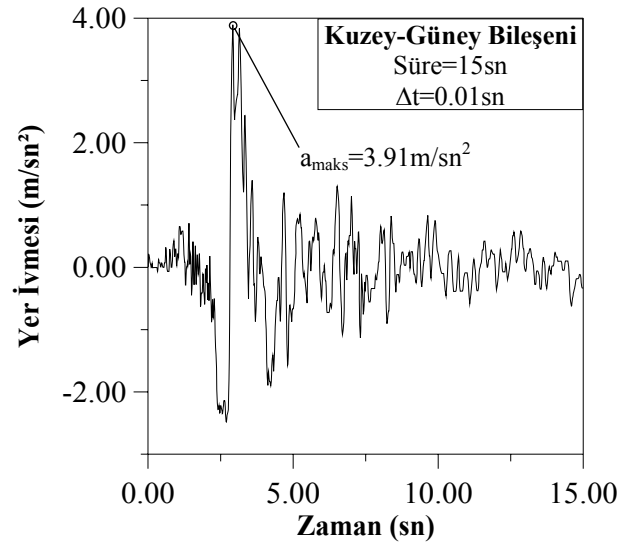
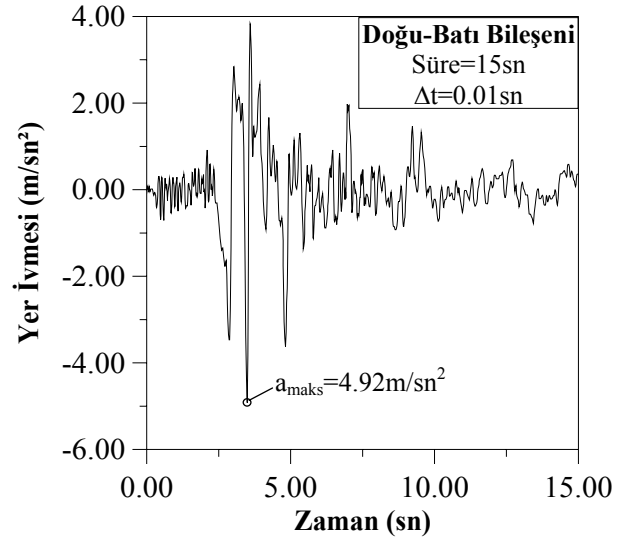
şeklinde yazılabilmektedir.

## 2.6. Sayısal Uygulamalar

Bu başlık altında ilk aşamada bu çalışmaya konu olan betonarme istinat duvarlarının sayısal uygulamaları; daha önceki başlıklarda bağıntıları ve akış şemaları verilmiş olan analitik yöntemlere (bkz. madde 2.1, Şekil 2.2, Şekil 2.4, Şekil 2.7, Şekil 2.9, Şekil 2.11, Şekil 2.13 ve Şekil 2.14) göre Maple V programlama dilinde yazılmış olan listeleri Ek-1, Ek-2, Ek-3, Ek-4, Ek-5, Ek-6, Ek-7 ve Ek-8’de verilen bilgisayar programları kullanılarak, ikinci aşamada ise sonlu elemanlar yöntemini kullanan genel amaçlı yapısal çözümleme programıyla (LUSAS, 2006), 13 Mart 1992 Erzincan depremine göre, yapılmaktadır. Bu uygulamalardan elde edilen sonuçlar karşılaştırılmaktadır.

Bu depremin özellikleri ve meydana getirdiği hasarların mühendislik açısından değerlendirilmesine ilişkin ayrıntılı bilgiler teknik literatürde mevcuttur (Bayülke,1993; Durmuş, 1993; Durmuş, 1997; TMMOB, 1992; TMMOB, 1993).

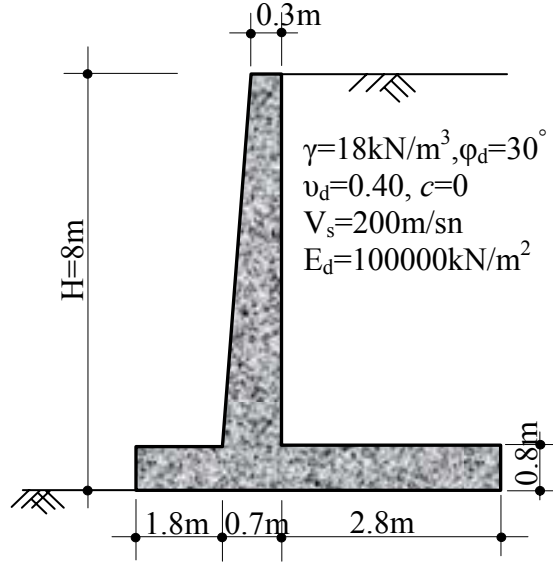
Erzincan (1992) depreminin ivme kayıtları Şekil 2.28’de verilmektedir. Bu şekilden maksimum yer ivmesinin Doğu-Batı bileşeninde 3,48.saniyede  $4,92\text{m/sn}^2$  ( $\approx 0,5g$ ) olarak meydana geldiği görülmektedir.



Şekil 2.28. 13 Mart 1992 Erzincan depremi yer ivmesi kayıtları

### 2.6.1. Sayısal Uygulama I

Bu sayısal uygulamaya konu olan istinat duvarı boyutları ve dolgu zeminine ilişkin parametreler Şekil 2.29'da verilmektedir. Duvarın, elverişsiz durumlara göre yapısal çözümlenmesinde dolgu zemininin birim ağırlığı  $\gamma=18\text{kN/m}^3$ , iç sürtünme açısı  $\phi_d=30^\circ$ , kohezyonu  $c=0$ , elastisite modülü  $E_d=100000\text{ kN/m}^2$ , Poisson oranı  $\nu_d=0,40$  ve temel taban zemini arasındaki sürtünme katsayısının  $\mu_s = 0,55$  olduğu, duvarın 1.derece deprem bölgesinde inşa edileceği, inşasında malzeme olarak C20-S420 kullanılacağı, betonarmenin birim ağırlığının  $\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$ , elastisite modülünün  $E_c=2,85 \times 10^7\text{kN/m}^2$ , Poisson oranının  $\nu_c=0,2$  olduğu ve pasif itkinin ihmal edilebilecek düzeyde olduğu kabul edilmektedir. Bu duvar D1 olarak adlandırılmaktadır.

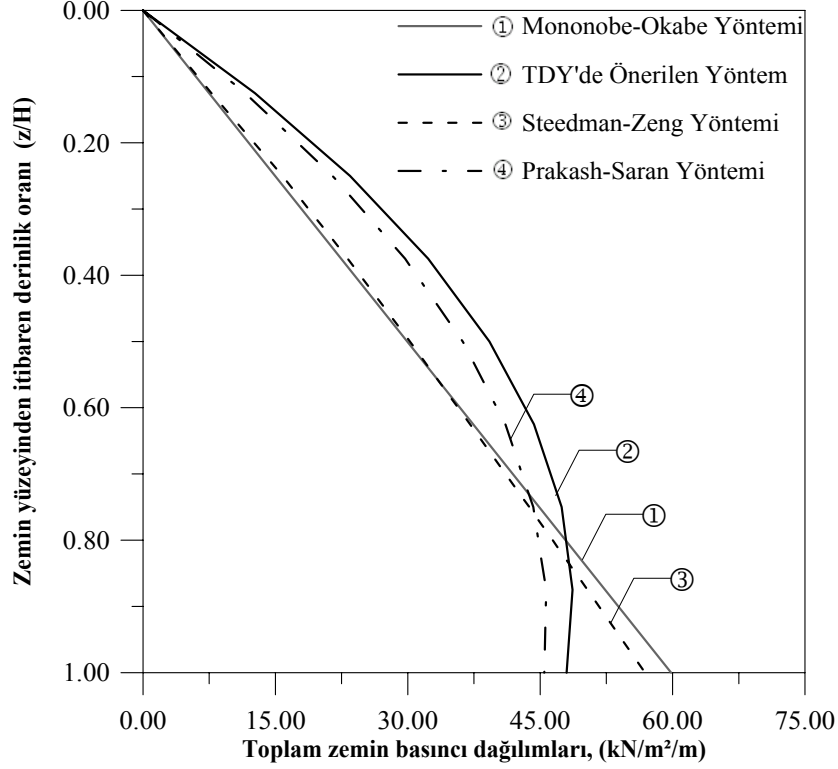


Şekil 2.29. İstinat duvarının (D1) boyutları ve dolgu zemini parametreleri

#### 2.6.1.1. Analitik Yöntemlere Göre Yapısal Çözümleme

Bilindiği gibi istinat duvarlarının yapısal çözümlemesinde bunların birim uzunluklarına ilişkin modeller dikkate alınmaktadır.

Bu modele göre Mononobe-Okabe, Steedman-Zeng, Prakash-Saran Yöntemlerine ve TDY-98'de önerilen yöntemle (bkz. madde 2.1) bu istinat duvarına etkiyen toplam aktif zemin basınçlarının derinlikle değişimleri Şekil 2.30'da verilmektedir.

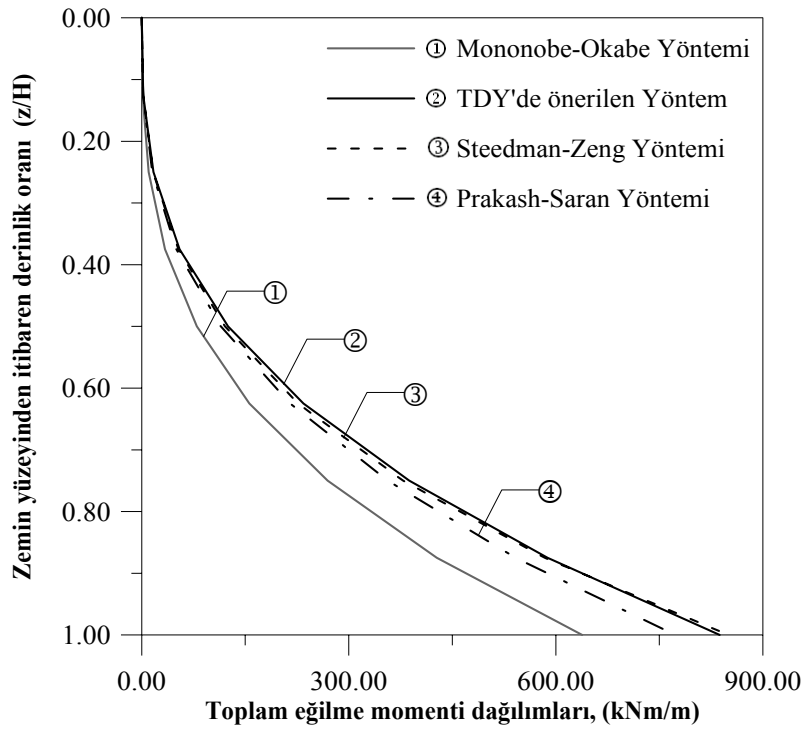


Şekil 2.30. Farklı analitik yöntemlere göre istinat duvarına (D1) depremden dolayı etkiyen toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden; Mononobe-Okabe ve Steedman-Zeng yöntemlerine göre toplam aktif zemin basıncının zemin üst yüzünden itibaren tabana kadar sürekli arttığı, Prakash-Saran yöntemi ve TDY-98'de önerilen yöntemlerine göre ise zemin üst yüzünden itibaren yaklaşık olarak derinliğin ortasına kadar arttığı daha sonra azaldığı, Steedman-Zeng ve Mononobe-Okabe yöntemlerinin birbirine çok yakın sonuçlar verdiği, duvar derinliği boyunca TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanan toplam aktif basınç dağılımının genellikle daha büyük olduğu, bununla beraber duvar tabanına yakın olan bölgede ( $z/H > 0,75$ ) Steedman-Zeng ve Mononobe-Okabe yöntemlerine göre daha küçük değerler aldığı, istinat duvarı tabanı üst yüzeyinde Mononobe-Okabe yöntemiyle hesaplanan basınçların TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanana göre %25, Steedman-Zeng yöntemiyle hesaplanana göre ise %5.2 daha büyük olduğu görülmektedir.

Burada Steedman-Zeng yöntemine göre hesaplanan basınç dağılımının, zemin rijitliğinin göreceli olarak küçük değerleri için hemen hemen duvar ortasına kadar büyük değerler aldığını daha sonra bu değerlerin küçüldüğünü, duvar derinliğinin ortasından sonra ise zemin rijitliğinin artmasıyla bu basınçların büyüdüğü ancak kayma dalgası hızının büyümesiyle derinlik oranının yaklaşık 0,75 değerine kadar toplam aktif zemin basınçlarının küçük kaldığını, bu orandan sonra ise arttığını belirtmek uygun olmaktadır (Gürsoy ve Durmuş, 2002).

Farklı yöntemlere göre; depremden dolayı istinat duvarına etkiyen eğilme momentinin duvar derinliğiyle değişimi de Şekil 2.31’de verilmektedir. Bu şekilden Mononobe-Okabe yöntemi hariç diğer yöntemlerle elde edilen sonuçların birbirine çok yakın değerler verdiği görülmektedir.



Şekil 2.31. Farklı analitik yöntemlere göre istinat duvarına (D1) depremden dolayı etkiyen eğilme momenti dağılımları

TDY-98 ve Eurocode-8’de önerilen yöntemler, Mononobe-Okabe, Steedman-Zeng, Seed-Whitman, Prakash-Saran ve Das-Puri yöntemlerine göre, depremden dolayı bu istinat duvarına gelen toplam aktif zemin itkisi, bu itkinin duvar tabanından itibaren tatbik noktası ve devirici moment; hesaplanarak Çizelge 2.3’de verilmektedir. Bu çizelgeden görüldüğü



gibi Eurocode-8’de önerilen yöntemle göre hesaplanan toplam aktif zemin itkisi ve devirici moment diğer yöntemlere göre hesaplanarlardan daha büyük olmakta ve en küçük değeri Mononobe-Okabe yöntemi vermektedir. Oysa Mononobe-Okabe yöntemi duvar tabanında en büyük basınç değerini vermektedir (bkz. Şekil 2.30). Bu bulgu istinat duvarlarının depreme göre tasarımında kullanılacak yöntem seçiminin önemli olduğunu ortaya koymaktadır.

Çizelge 2.3. Farklı yöntemlere göre hesaplanan toplam zemin itkileri, bu itkilerin tatbik noktaları ve devirici momentleri

<b>Kullanılan Yöntem</b>	<b>Toplam Aktif Zemin İtkisi (kN)</b>	<b>Zemin İtkisinin Duvar Tabanından İtibaren Tatbik Noktası (m)</b>	<b>Devirici Moment (kNm)</b>
<i>TDY-98’de Önerilen Yöntem</i>	273.344	3.063	837.375
<i>Eurocode-8 Önerilen Yöntem</i>	294.159	3.13	920.64
<i>Mononobe-Okabe Yöntemi</i>	239.359	2.667	638.29
<i>Steedman-Zeng Yöntemi</i>	253.823	3.35	850.209
<i>Seed-Whitman Yöntemi</i>	261.12	3.231	843.776
<i>Prakash-Saran Yöntemi</i>	253.823	3.045	772.804
<i>Das-Puri Yöntemi</i>	273.343	-	-

Burada Steedman-Zeng yöntemine göre hesaplanan toplam aktif itkinin duvar tabanından itibaren tatbik noktasının kayma dalgası hızının artmasıyla azaldığını, zemin rijitliğinin artmasıyla ise arttığı belirtilmelidir.

Daha öncede açıklanmaya çalışıldığı gibi yukarıdaki Çizelge 2.3’de verilen yöntemler deprem yükleri nedeniyle istinat duvarlarında meydana gelen kalıcı yerdeğıştirmeleri dikkate almamaktadır. Burada istinat duvarlarının kalıcı yerdeğıştirmelerinin tahminine de imkan veren Richard-Elms ve Whitman-Liao yöntemleri üzerinde durulmaktadır. Bu yöntemlerle sayısal uygulamalarda Erzincan (1992) depreminin Şekil 2.28’de görülen kayıtlarındaki maksimum ivmeleri ile sırasıyla depremin Doğu-Batı ve Kuzey-Güney bileşenlerine ilişkin maksimum hızları 84.54cm/sn, 108.45cm/sn olarak kullanılmaktadır. Bu yöntemlerden elde edilen bulgular, Çizelge 2.4’de TDY-98’de önerilen yöntemden elde edilenlerle karşılaştırılmaktadır.

Burada bu bulguların çalışmanın daha sonraki başlıklarında sonlu elemanlarla elde edilenlerle de karşılaştırılacağı belirtilmelidir.

Çizelge 2.4. Richard-Elms ve Whitman-Liao yöntemlerine göre hesaplanan toplam zemin itkisi, tatbik noktası, devirici moment ve istinat duvarı tepe düğüm noktası yerdeğiştirmeleri

<b>Kullanılan Yöntem</b>	<b>Toplam Aktif Zemin İtkisi (kN)</b>	<b>İtkinin Duvar Tabanından İtibaren Tatbik Noktası (m)</b>	<b>Devirici Moment (kNm)</b>	<b>İstinat Duvarı Tepe Düğüm Noktası Yerdeğiştirmesi (cm)</b>
<b>TDY-98'de Önerilen Yöntem</b>	273.344	3.063	837.375	-
<b>Richard-Elms Yöntemi</b>	278.56	2.667	742.83	39.958
<b>Whitman-Liao Yöntemi</b>	278.56	2.667	742.83	10.204

Bu çizelgeden TDY-98'de önerilen yöntemle hesaplanan itkinin diğeri yöntemlerle hesaplanandan daha küçük olmasına karşın devirici momentin diğeri yöntemlerle hesaplanandan daha büyük olduğu, Whitman-Liao yöntemiyle hesaplanan istinat duvarı tepesi yerdeğiştirmesinin Richard-Elms Yöntemiyle hesaplanandan önemli derecede küçük olduğu görülmektedir.

Burada Whitman-Liao yönteminde istinat duvarı tepesi için izin verilen yerdeğiştirme değerlerinin ( $d_i$ ), %5 aşılma olasılığı için  $d_i=4*d$  ve %10 aşılma olasılığı için ise  $d_i=2.5*d$  olduğu belirtilmelidir (Kramer, 1996).

## 2.6.1.2. Sonlu Elemanlar Yöntemine Göre Yapısal Çözümleme

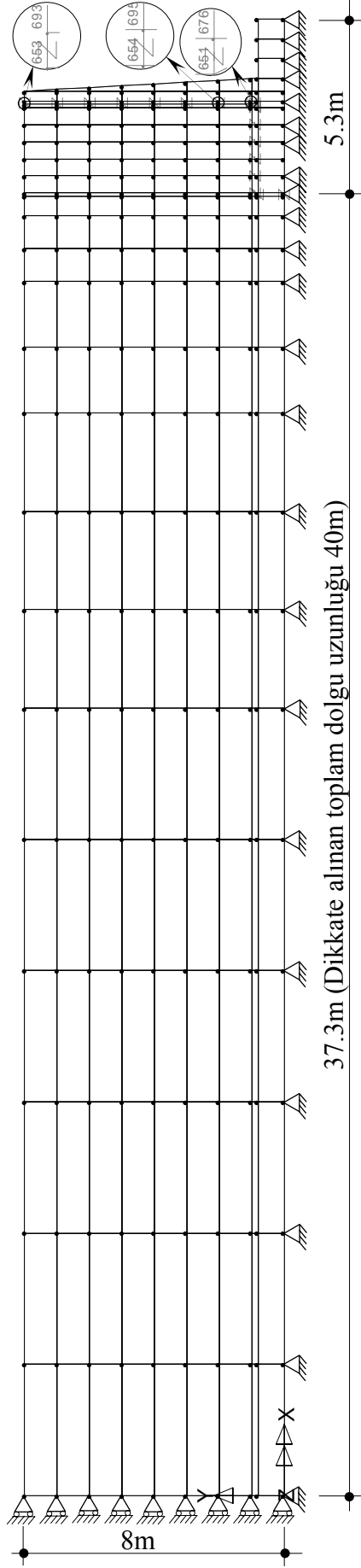
### 2.6.1.2.1. İstinat Duvarlarının-Dolgu Zemini Etkileşimli Yapısal Çözümlemesi

#### 2.6.1.2.1.1. İstinat Duvarının Birim Uzunluklu İki Boyutlu Modeli Üzerinde Yapısal Çözümleme

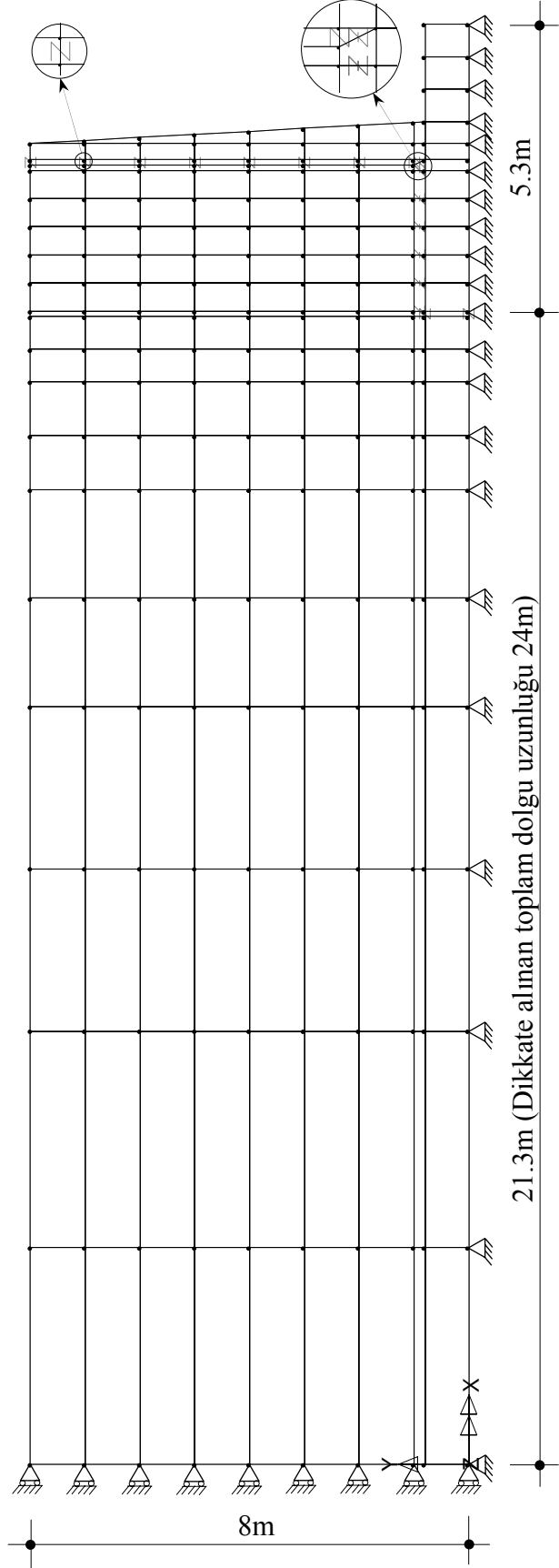
##### A) Doğrusal Yapısal Çözümler

Bu uygulamaya konu olan istinat duvarının (D1) sonlu elemanlar yöntemiyle yapısal çözümlemesi için dikkate alınan sonlu eleman ağırları Şekil 2.32a ve Şekil 2.32b'de verilmektedir.

Bu şekillerden görüldüğü gibi istinat duvarı-dolgu zemini etkileşimini dikkate almak için temas yüzeylerinde elasto-plastik bağlantı elemanları kullanılmaktadır (LUSAS, 2006).

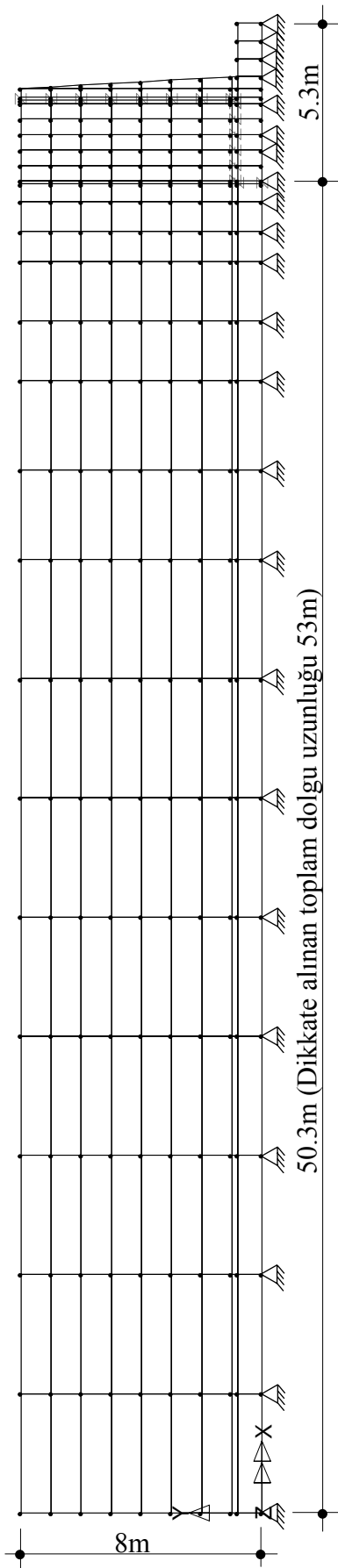


**Model 1.1**

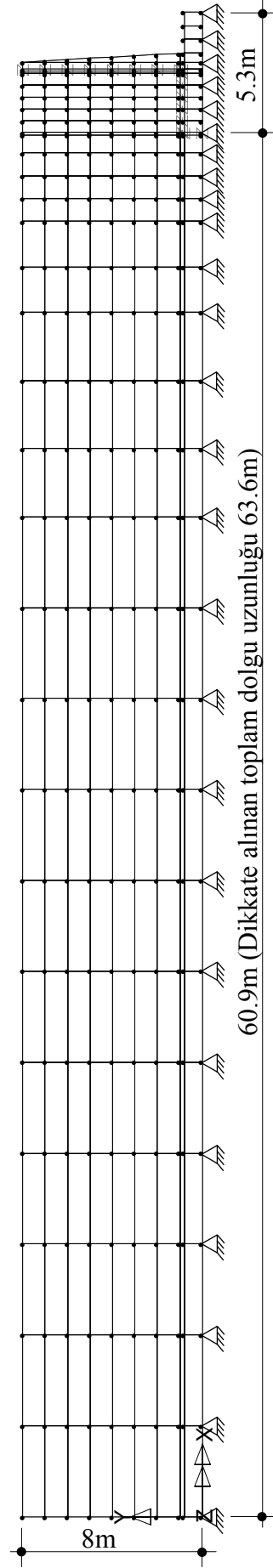


**Model 1.2**

Şekil 2.32a. İstinat duvarının (D1) dolgu zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde dikkate alınan sonlu eleman modelleri



**Model 1.3**



**Model 1.4**

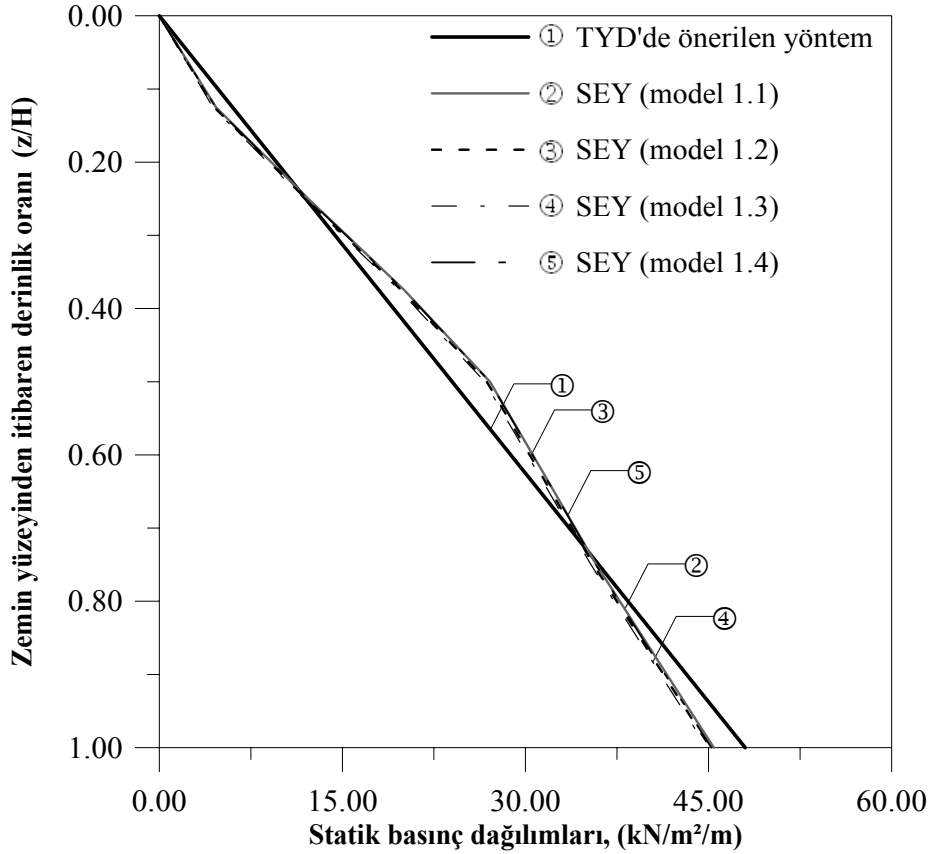
Şekil 2.32b. İstinat duvarının (D1) dolgu zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde dikkate alınan sonlu eleman modelleri

İstinat duvarı-dolgu zemini etkileşiminin dikkate alınmasında teknik literatürde çeşitli kabuller yapılmaktadır (bkz. madde 2.3.2). Bunlardan birincisinde dikkate alınan zemin kütlesi yapay sınırlarda toplanmakta ve bu sınırlardaki düşey yerdeğiştirmeler sıfır kabul edilmektedir (Woodward ve Griffiths, 1996a; Addenbrooke vd., 2000; Ellis ve Springman, 2001; Carrubba ve Colonna, 2000). Bu kabulün en önemli sakıncası, yapının tepkisini değiştirmemesi için, yapay sınırların yapıdan ne kadar uzakta yerleştirileceğinin kesin olarak bilinmemesidir. Yapılan bir takım çalışmalarla bu sakınca kısmen de olsa ortadan kaldırılmıştır (Bakeer vd., 1990; Tehranizadeh, 1998). İkincisinde ise oluşturulan yapay sınırlarda bir takım sönümleyiciler kullanılarak yayılan deprem dalgalarının sönümlenerek tekrar geriye yansımadağı kabul edilmektedir (Toki ve Fu, 1987; Woodward ve Griffiths, 1996b; Cooper ve Lyons, 1999; Maheshwari, vd., 2004). Bu kabulün en önemli sakıncası ise sadece frekans alanındaki özellikleri belirlemeye uygun olmasına karşılık diğer durumlarda uygulanmasının zor oluşudur. Üçüncüsünde ise yapay sınır kullanmadan deprem dalgalarının belli mesafeden sonra etkisinin yayılım sönümü nedeniyle kaybolacağı ve geri yansımadağı kabul edilmektedir (Zheng ve Takeda, 1995). Bu kabulün en önemli sakıncası ise eleman sayısı artacağından yapısal çözümlemedeki işlem zamanını artırmasıdır.

Bu sayısal uygulamada (D1) Şekil 2.32a'daki model 1.1'de dolgu zemini uzunluğunun, teknik literatürdeki öneriler dikkate alınarak, duvar yüksekliğinin 5 katı, model 1.2'de duvar yüksekliğinin 3 katı, model 1.3'de duvar taban genişliğinin 10 katı ve model 1.4'de ise duvar taban genişliğinin 12 katı olarak seçilmiştir.

Seçilen bu modellerin, Erzincan depremi (1992) Doğu-Batı bileşeni dikkate alınmak suretiyle sonlu elemanlar yöntemi (SEY) ve TDY-98'de önerilen yöntemle gerçekleştirilen statik ve dinamik yapısal çözümlerinden elde edilen statik basınç dağılımları Şekil 2.33'de statik+dinamik basınç dağılımları ise Mononobe-Okabe yönteminden elde edilenlerle birlikte Şekil 2.34'de verilmektedir.

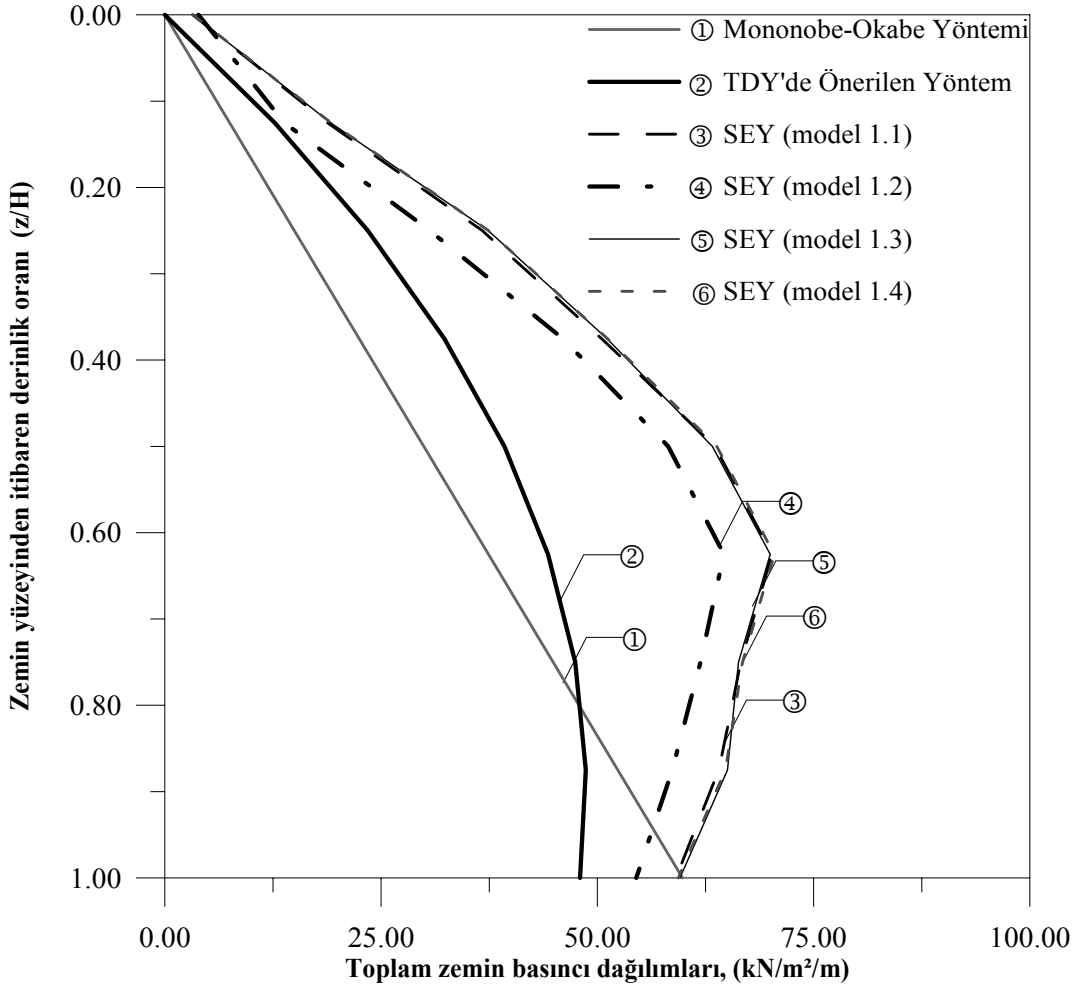
Sonlu elemanlar yöntemiyle yapısal çözümlemede kullanılan adım adım integrasyon için gerekli Rayleigh sönüm katsayıları (Roesset, vd., 1973; Bathe, 1982; Celep ve Kumbasar, 1996) model 1.1 için  $\alpha_R=0.0564315$   $\beta_R=0.041058$ , model 1.2 için  $\alpha_R=0.0564164$   $\beta_R=0.0410698$ , model 1.3 için  $\alpha_R=0.0564313$   $\beta_R=0.041058$ , model 1.4 için  $\alpha_R=0.0564341$   $\beta_R=0.0410506$  olarak hesaplanmış ve kayıt zaman aralığı ise  $\Delta t=0.01$ sn olarak dikkate alınmıştır.



Şekil 2.33. İstinat duvarının (D1) sonlu elemanlar ve TDY-98'e göre hesaplanan statik zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden seçilen dört farklı modele göre (bkz. Şekil 2.32a ve Şekil 2.32b) sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanan statik basınçların derinlikle değişimleri arasındaki farkın yok denecek kadar küçük olduğu diğer bir değişle dört farklı sonlu eleman ağıyla elde edilen dağılımların pratik olarak çakıştığı, TDY-98'de önerilen yöntemle hesaplanan basınç değerlerinin duvar yüksekliğinin pratik olarak merkezi 1/3 bölgesinde daha küçük diğer bölgelerde ise daha büyük değerler verdiği görülmektedir.

Burada sözkonusu modellerde farklı kayıt zaman aralığı ( $\Delta t=0.005s$ ) ve eleman ağı sıklığının durumu için sonuçların önemli ölçüde değişmediği belirtilmelidir.



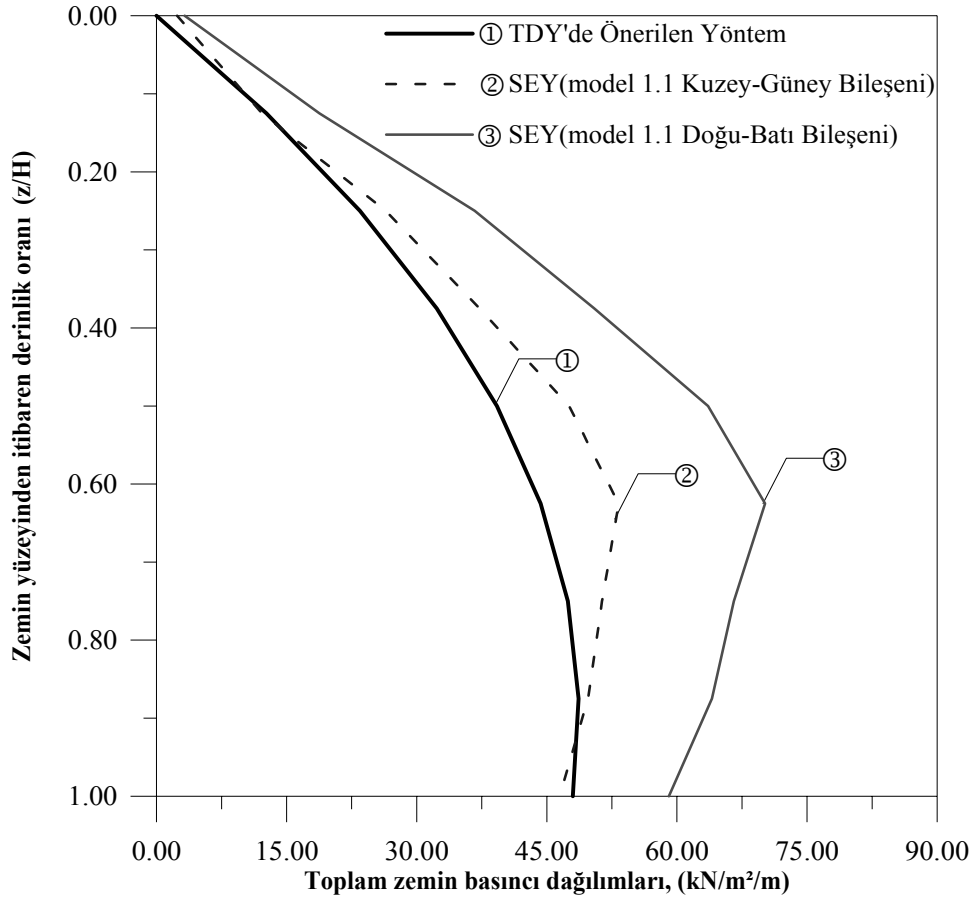
Şekil 2.34. İstinat duvarının (D1) sonlu elemanlar ve analitik yöntemlere göre hesaplanan toplam zemin basınç dağılımları

Bu şekilden de dört farklı modele göre sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanan toplam (statik+dinamik) basınçların derinlikle duvar üzerindeki dağılımları arasındaki farkın %36'yı geçmediği, dört farklı modelden elde edilen dağılımların, model 1.2'den elde edilen dışında, pratik olarak çakıştığı, TDY-98'de önerilen yöntemine göre hesaplanan basınç dağılımının duvar tabanındaki değerinin diğer modellerden tabanda en büyük değer verenlerden %24 daha küçük değer verdiği ve Mononobe-Okabe yöntemine göre hesaplanan duvar tabanındaki basınç değerinin model 1.2 hariç diğer modellerle pratik olarak çakıştığı, model 1.1'den elde edilen basınç dağılımının yapay sınırların dikkate alınmadığı model 1.3 ve model 1.4'den elde edilenlerle hemen hemen aynı olduğu görülmektedir. Elde edilen bu bulgular eleman sayısı az olan model 1.1'in hesap süresinin kısa olması bakımından yapısal çözümlerinde bu modelin uygun olacağını

göstermektedir. Bu nedenle bundan sonraki sayısal uygulamalarda sadece bu modelden elde edilen bulgular analitik yöntemlerinkilerle karşılaştırılacaktır.

Burada dört farklı modelle göre sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanan istinat duvarına etkiyen basınç dağılımlarının Erzincan depremi Doğu-Batı bileşenine göre elde edildiğini, dolayısıyla da bu doğrultudaki maksimum yer hareketi ivmesinin ( $a_{maks}=0.5g$ ) TDY-98'de 1. derece deprem bölgesi için önerilen ivme değerinden (0.4g) büyük olduğunu belirtmek uygun olmaktadır.

Depremi etkisini göstermek için, farklı deprem ve/veya aynı depremin farklı bileşeniyle bu duvarın model 1.1'e göre yapısal çözümlemesi sonlu elemanlar yöntemiyle Erzincan depreminin Kuzey-Güney bileşeni için de gerçekleştirilerek Şekil 2.35'de verilmektedir.



Şekil 2.35. Erzincan Depremi Doğu-Batı ve Kuzey-Güney bileşenlerine göre istinat duvarının (D1) sonlu elemanlar yöntemi ve TDY-98'de önerilen yöntemle hesaplanan toplam zemin basınç dağılımları



Bu şekilden görüldüğü gibi model 1.1'in sonlu elemanlar yöntemine göre Erzincan Depremi Doğu-Batı ve Kuzey-Güney bileşenleri dikkate alınarak gerçekleştirilen yapısal çözümleme bulgularının birbirinden önemli derecede farklı olmakta ve Kuzey-Güney bileşeniyle elde edilen bulgular TDY-98'de önerilen yöntemle elde edilenlere yaklaşmaktadır. Bu durum TDY-98'de önerilen yöntemle yada sonlu elemanlar yöntemiyle depremin Kuzey-Güney bileşenine göre tasarlanan bu duvarın depremin Doğu-Batı bileşeni için aranan emniyete sahip olmayacağını göstermektedir. Zira yüksekliğin üçte birinde daha küçük olmak üzere sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanan basınç değerleri duvar tabanında TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanandan %27 daha büyük değer vermektedir.

Burada zaman tanım alanında sonlu elemanlar yöntemiyle elde edilen basınç dağılımlarının dikkate alınan düğüm noktalarında deprem süresince oluşan maksimum değerlere karşılık geldiğini belirtmek uygun olmaktadır.

Statik ve toplam (statik+dinamik) itkilerden meydana gelen devirici moment değerleri; TDY-98'de önerilen yöntem ve sonlu elemanlar yöntemiyle Erzincan depremi yatay bileşenleri dikkate alınmak suretiyle model 1.1, model 1.2, model 1.3, model 1.4'e göre hesaplanarak Çizelge 2.5'de verilmektedir.

Çizelge 2.5. İstinat duvarının, Erzincan depremi yatay bileşenlerine göre sonlu elemanlar ve TDY-98'de önerilen yöntemle belirlenen statik ve toplam itkileri için hesaplanan, devirici momentleri

Kullanılan Yöntem			Devirici Moment (kNm)	
<i>TDY-98'de Önerilen Yöntemine Göre</i>			Statik	512
			Toplam	837.375
<i>Sonlu Elemanlar Yöntemine Göre</i>	Erzincan Depremi Doğu-Batı Bileşenine Göre Hesap	model 1.1	Statik	411.564
			Toplam	1196.427
		model 1.2	Statik	408.514
			Toplam	1081.354
		model 1.3	Statik	400.776
			Toplam	1194.008
		model 1.4	Statik	408.558
			Toplam	1199.155
	Erzincan Depremi Kuzey-Güney Bileşenine Göre Hesap	model 1.1	Statik	411.564
			Toplam	841.211

Bu çizelgeden görüldüğü gibi sonlu elemanlar yöntemiyle Erzincan depremi Doğu-Batı bileşeni dikkate alınmak suretiyle model 1.4'e göre (bkz. Şekil 2.32b) hesaplanan istinat duvarı devirici momenti en büyük değeri almaktadır. Bu değer diğer modellerden elde edilenlerin en küçüğünden daha büyük olmaktadır. Erzincan depremi Kuzey-Güney bileşeni dikkate alınmak suretiyle model 1.1'e göre hesaplanan devirici moment ise depremin Doğu-Batı bileşenine göre hesaplanandan %41 daha küçük kalmaktadır.

Bu istinat duvarının, deprem yüklerine göre Richard-Elms, Whitman-Liao ve sonlu elemanlar yöntemleriyle hesaplanan, yerdeğiştirmeleri Çizelge 2.6'da verilmektedir.

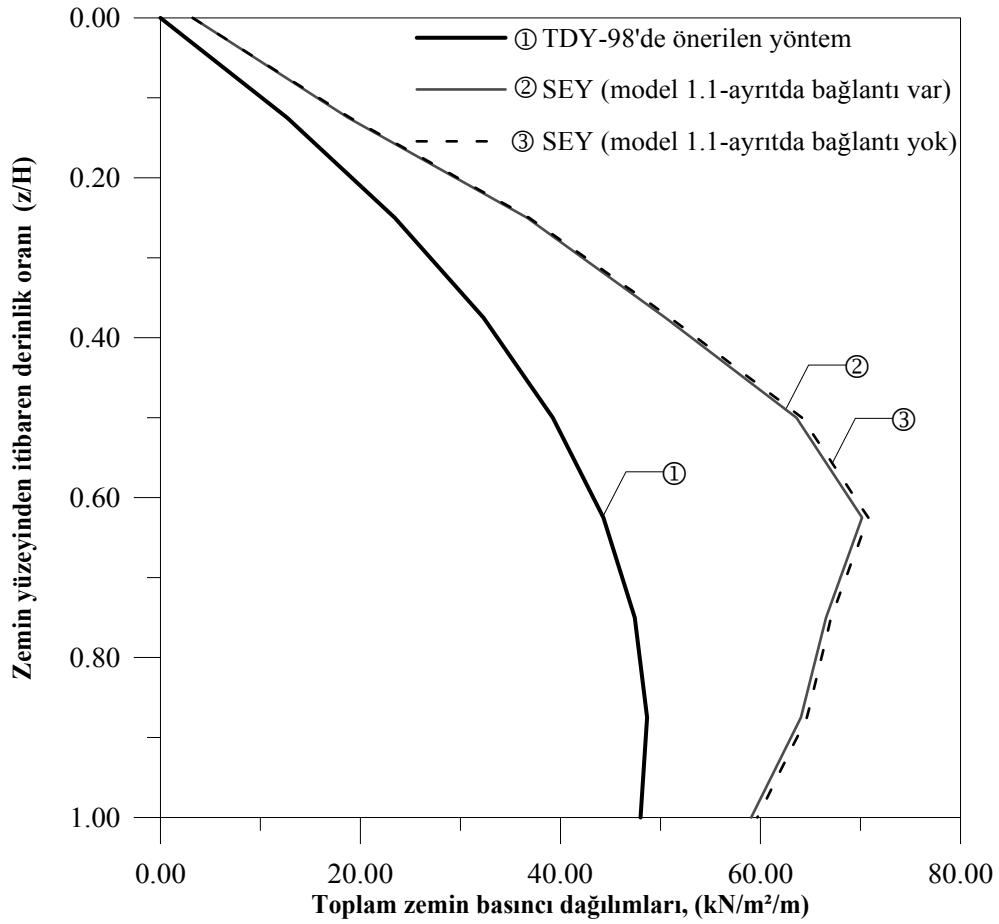
Çizelge 2.6. İstinat duvarının (D1), Richard-Elms, Whitman-Liao ve Sonlu elemanlar yöntemlerine göre hesaplanan, devirici momentleri ve tepe noktası yerdeğiştirmeleri

Kullanılan Yöntem		Devirici Moment (kNm)	İstinat Duvarı Tepe Düşüm Noktası Yerdeğiştirmesi (cm)
<i>Richard-Elms Yöntemine Göre</i>		742.83	39.958
<i>Whitman-Liao Yöntemine Göre</i>		742.83	10.204
<b>Sonlu Elemanlar</b>	Erzincan Depremi Doğu-Batı Bileşenine Göre Hesap	model 1.1	1196.427
		model 1.2	1081.354
		model 1.3	1194.008
		model 1.4	1199.155
	Erzincan Depremi Kuzey-Güney Bileşenine Göre Hesap	model 1.1	849.879

Bu çizelgeden de, sözkonusu analitik yöntemlerle hesaplanan devirici moment değerleri bu sayısal uygulama için sonlu elemanlar yöntemiyle gerçekleştirilen model 1.1'e göre hesaplanandan % 61 daha küçük olduğu ve istinat duvarı tepe noktası yerdeğiştirmesi Richard-Elms yöntemi hariç birbirleriyle uyum içinde olduğu ve duvar tepesinin sonlu elemanlar yöntemiyle Erzincan Depremi Kuzey-Güney bileşenine göre hesaplanan yerdeğiştirmesinin en küçük olduğu görülmektedir.

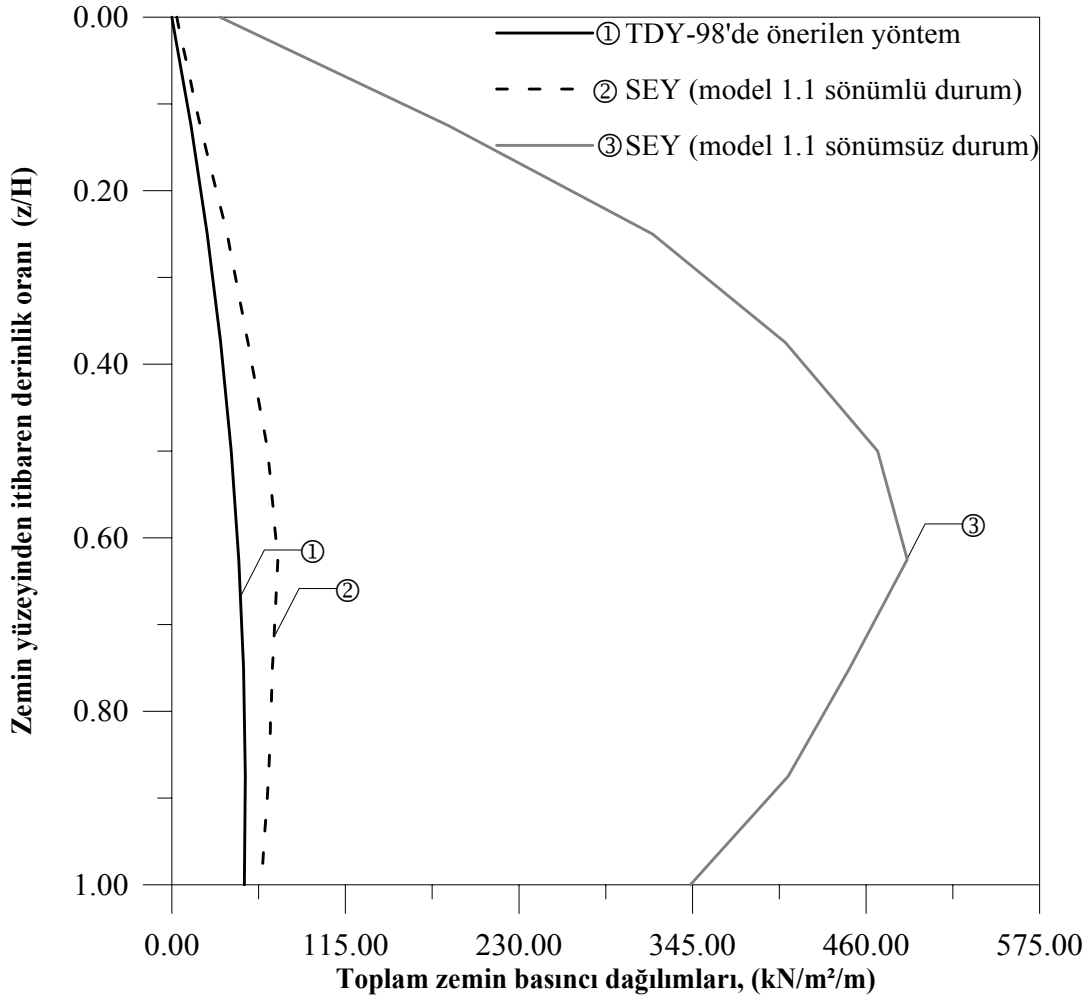
Burada gerçekleştirilen yapısal çözümlerlerde duvar ile dolgu zemini ayrıt düşüm noktasında bağlantı elemanın kullanıldığını ve sönümün de dikkate alındığını belirtmek uygun olmaktadır.

Model 1.1'e göre (bkz. Şekil 2.32a) duvar-dolgu zemini ayrıtındaki düğüm noktasında bağlantı elemanı olması ve olmaması durumunda, model 1.1' etkiyen basınçlar Şekil 2.36'da ve sönümün dikkate alınması ve alınmaması durumunda etkiyenler ise Şekil 2.37'de verilmektedir.



Şekil 2.36. İstinat duvarının (D1) sonlu elemanlar yöntemi ve TDY-98'de önerilen yönteme göre hesaplanan toplam basınç dağılımları

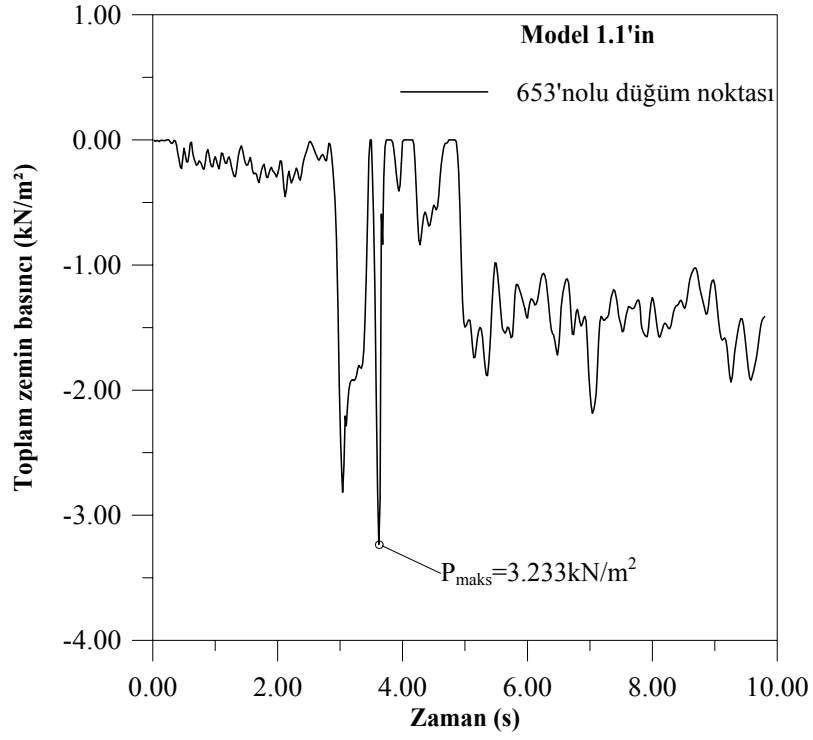
Bu şekilden, istinat duvarı ile dolgu zemini ayrıtındaki düğüm noktasında bağlantı elemanı olması ve olmaması durumunda sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanan toplam basınçların derinlikle değişimlerinin pratik olarak çakıştığı görülmektedir.



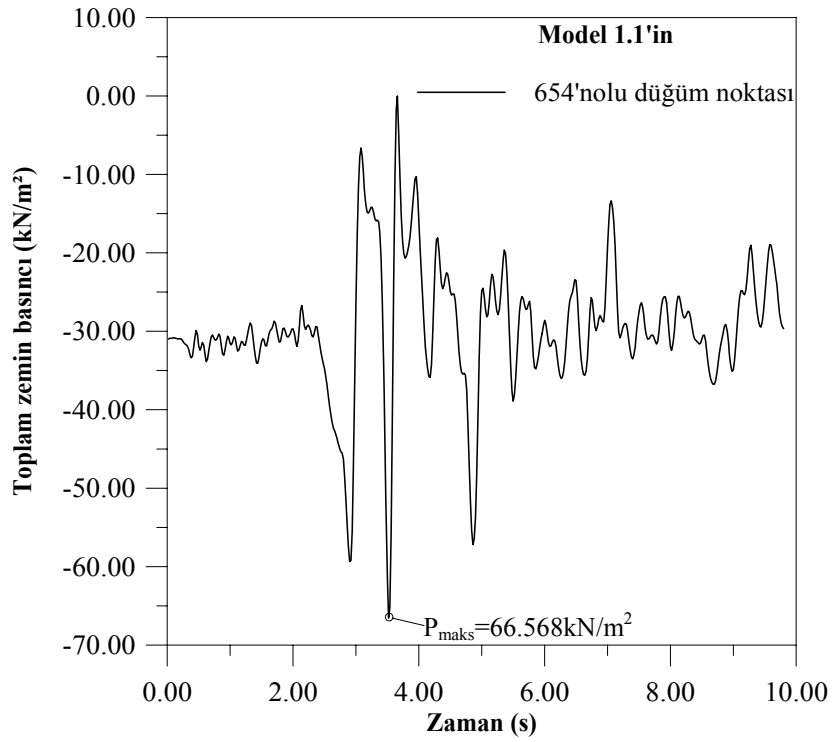
Şekil 2.37. Sönümlü ve sönümsüz durumlar için istinat duvarının (D1) sonlu elemanlar yöntemi ve TDY-98'de önerilen yöntemle hesaplanan toplam basınç dağılımları

Bu şekilden de görüldüğü gibi model 1.1'in sonlu elemanlar yöntemine göre sönümlü ve sönümsüz durumları dikkate alınarak gerçekleştirilen yapısal çözümlemesi sonucu elde edilen sönümsüz durumdaki toplam basınçlarının dolgu zemini derinliği boyunca istinat duvarına etkiyen dağılımları göreceli olarak çok büyük çıkmaktadır. Bu husus duvar emniyeti yönünden istinat duvarlarının sönümlerinin doğru olarak belirlenmesinin önemini ortaya koymaktadır. Zira sönümün olmadığı kabulüyle yapılan tasarımın emniyetli olacağı ancak ekonomik olmayacağı açıktır.

Bu sayısal uygulamada dikkate alınan istinat duvarının (D1) model 1.1'deki 653 ve 654 no'lu düğüm noktalarında (bkz. Şekil 2.32a) deprem süresince oluşan zemin toplam basıncının değişimi sırasıyla Şekil 2.38 ve Şekil 2.39'da verilmektedir.



Şekil 2.38. Model 1.1'deki istinat duvarının (D1) 653no'lu düğüm noktasındaki toplam zemin basıncının deprem süresince değişimi



Şekil 2.39. Model 1.1'deki istinat duvarının (D1) 654no'lu düğüm noktasındaki toplam zemin basıncının deprem süresince değişimi

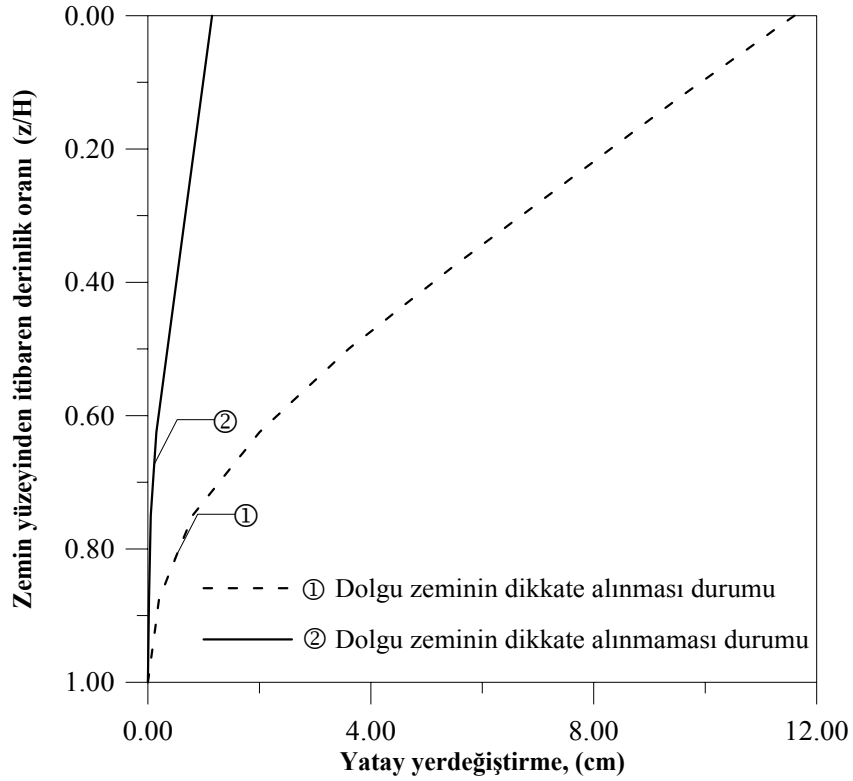
Yukarıda da belirtilmeye çalışıldığı gibi bu şekillerde görülen toplam basınç değişimleri bağlantı elemanlarının bulunduğu düğüm noktalarına ilişkindir. Daima basınç olan bu gerilmelerin maksimum değeri akselogramdaki maksimum ivme civarında oluşmaktadır. Görüldüğü gibi basınç genliklerinin  $2s_n \sim 5s_n$  arasında büyük olduğu, deprem süresince duvar tepesindeki bağlantı elemanında meydana gelen toplam basınç değişiminin Şekil 2.28’de verilen akselograma benzemediği, duvar orta noktası civarındaki düğüm noktasındaki bağlantı elemanında (bkz. Şekil 2.39) ise bu basınç değişiminin akselograma benzer olduğu görülmektedir. Bu bulgu tepe noktası yerdeğiştirmesinin diğerlerine göre daha büyük olmasıyla açıklanabilmektedir.

Duvarın sonlu elemanlar yöntemiyle, Erzincan depremi Doğu-Batı bileşeni dikkate alınmak suretiyle, model 1.1’e göre dolgu zeminin dikkate alınması ve alınmaması durumlarında gerçekleştirilen yapısal çözümlere göre duvar tabanında hesaplanan devirici momentler Çizelge 2.7’de ve duvarın yatay yerdeğiştirme dağılımları ise Şekil 2.40’da verilmektedir.

Çizelge 2.7. Sonlu elemanlar yöntemine göre dolgu zemininin dikkate alınması ve alınmaması durumunda istinat duvarı tabanında elde edilen devirici momentleri ve tepe noktası yerdeğiştirmeleri

<b>Kullanılan Model</b>	<b>Devirici Moment (kNm)</b>	<b>İstinat Duvarı Tepe Düğüm Noktası Yerdeğiştirmesi (cm)</b>
<i>Dolgu Zemininin Dikkate Alınması</i>	1196.427	11.6
<i>Dolgu Zemininin Dikkate Alınmaması</i>	202.7	1.15

Bu çizelgeden de bu istinat duvarının sonlu elemanlar yöntemine göre dolgu zeminin dikkate alınmaması durumunda devirici moment değerinin dikkate alınması durumundakinden çok küçük olduğu, istinat duvarı tepe düğüm noktası yerdeğiştirmesinin ise, dolgu zemininin dikkate alınması durumunda hesaplanandan önemli derecede küçük olduğu görülmektedir. Bu hususlar istinat duvarlarının depreme göre yapısal çözümlerinde dolgu zemininin mutlaka dikkate alınması gerektiğini göstermektedir.



Şekil 2.40. İstinat duvarının (D1) dolgu zeminin dikkate alınması ve alınmaması durumlarına bağlı olarak yatay yerdeğiştirmeleri

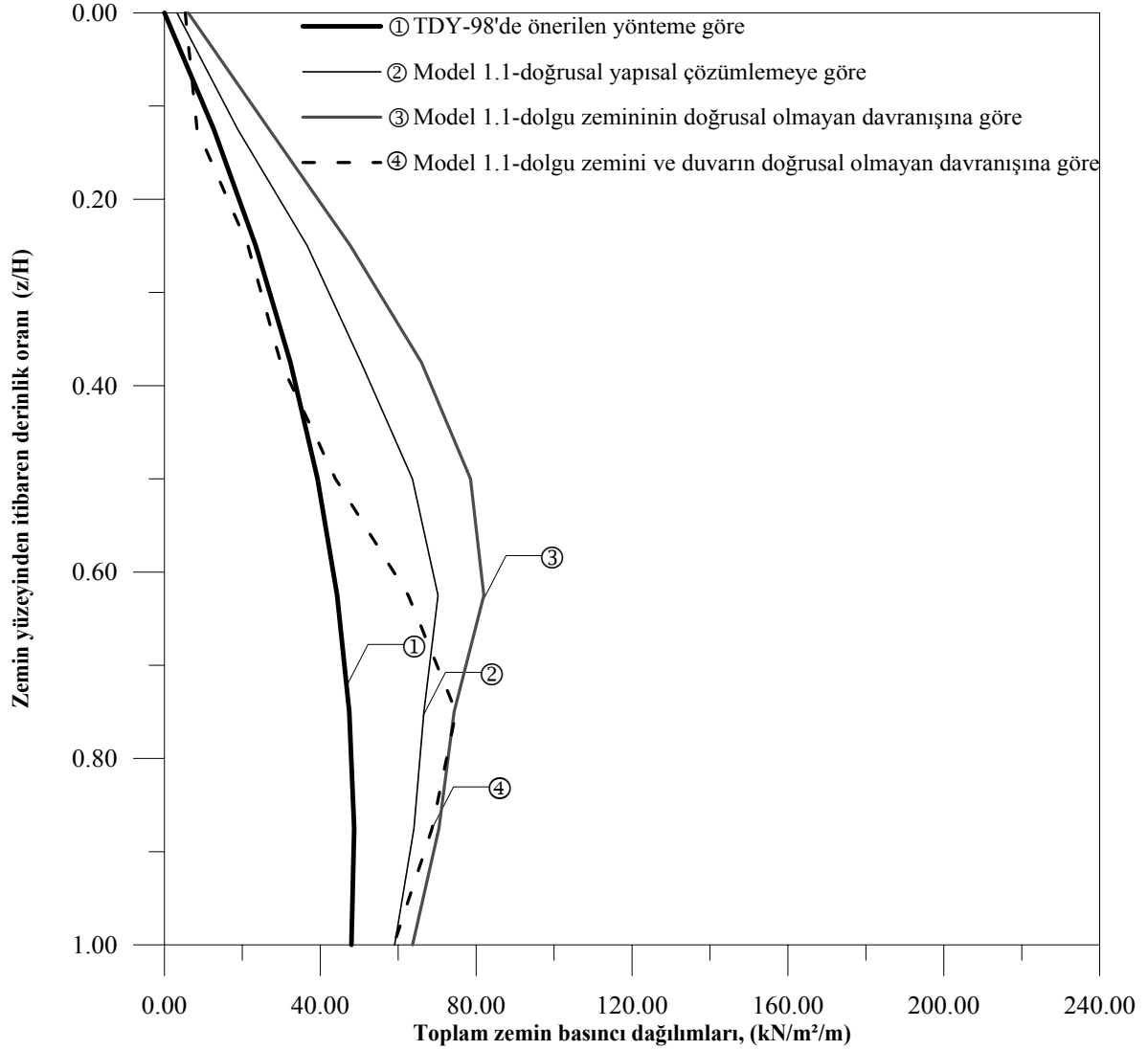
Bu şekilden görüldüğü gibi model 1.1'e göre elde edilen duvar tepe noktası yerdeğiştirmesinin, dolgu zemininin dikkate alınmadığı durumdaki yerdeğiştirmesinin 10 katı civarında olmakta dolayısıyla da duvarın özel periyodunu önemli derecede artırmaktadır.

## B) Doğrusal Olmayan Yapısal Çözümler

Sayısal uygulamada I'de dikkate alınan istinat duvarının (D1) doğrusal olmayan yapısal çözümü için zemin elamanı Drucker-Prager kırılma ölçütüyle, istinat duvarı elamanları ise, TS 500-2000'deki C20 beton sınıfı için basınç ve çekme dayanımlarına ilişkin kırılma değerleri kullanılarak modellenmektedir.

Sonlu elemanlar yöntemiyle (SEY) Erzincan depreminin doğu-batı bileşeni kullanılmak suretiyle gerçekleştirilen doğrusal olmayan yapısal çözümlerde model 1.1

(bkz. Şekil 2.32a) kullanılmaktadır. Bu hesaplamalarda önce sadece dolgu zemininin daha sonra ise hem dolgu zemini hem de istinat duvarının doğrusal olmayan davranışı dikkate alınmaktadır. Bu suretle elde edilen toplam zemin basıncı dağılımları, doğrusal davranış varsayımıyla ve TDY-98'de önerilen yöntem yardımıyla hesaplananlarla birlikte Şekil 2.41'de verilmektedir.



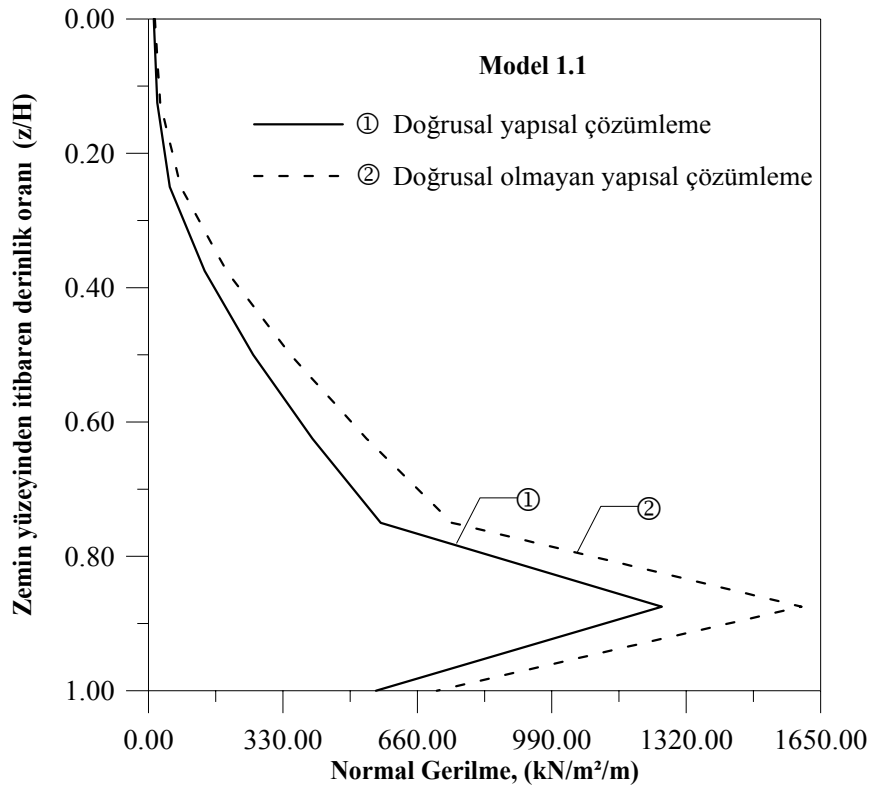
Şekil 2.41. Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümlemeler için istinat duvarının (D1) sonlu elemanlar yöntemi (model 1.1) ve TDY-98'de önerilen yöntemle hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden D1 istinat duvarının, sadece dolgu zeminin doğrusal olmayan davranışının dikkate alındığı durumda toplam basınç dağılımı değerleri doğrusal varsayımıyla elde edilenlerden büyük, TDY-98'de önerilen yöntemle göre

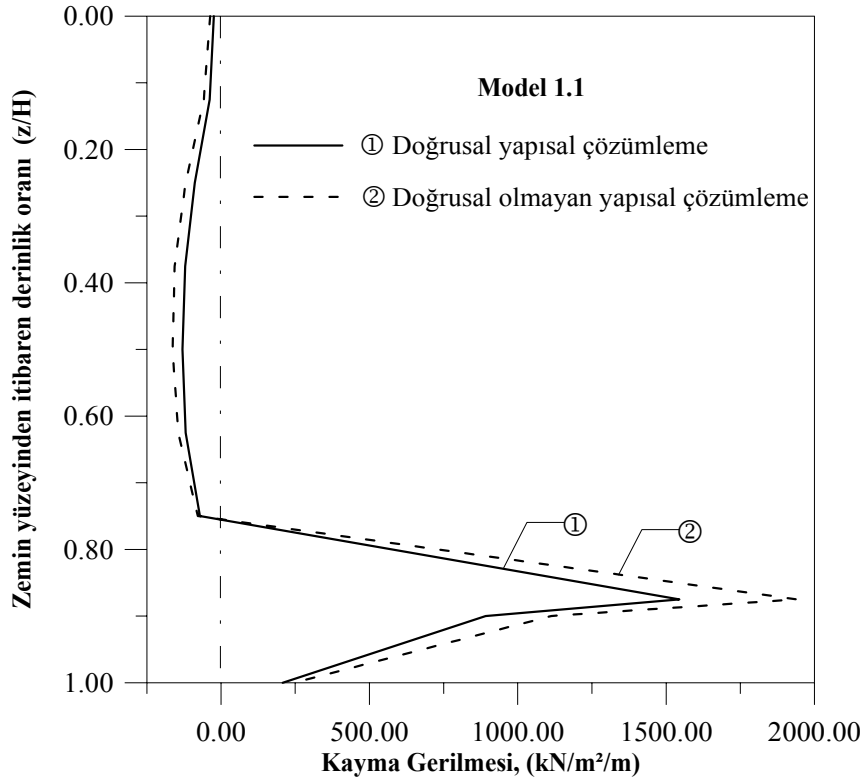


hesaplanarlardan ise çok daha büyük olduğu görölmektedir. Diğer taraftan dolgu zemininin ve duvarın doğrusal olmayan yapısal çözümlerinden elde edilen toplam zemin basıncı dağılımının hem doğrusal durumdaki hem de sadece zeminin doğrusal olmadığı durumdaki dağılımlardan önemli derecede küçük olduğu, TDY-98’de önerilen yöntemle göre hesaplanandan ise büyük olduğu anlaşılmaktadır. Bu durum istinat duvarlarının tasarımlarında doğrusal olmayan etkilerin dikkate alınmasının önemini ortaya koymaktadır. Durum böyle olunca bundan sonraki sayısal uygulamalarda yapısal çözümler en büyük basınç değerlerini veren dolgu zeminin doğrusal olmaması durumu için gerçekleştirilmektedir.

Bu istinat duvarında doğrusal ve doğrusal olmayan durumlar için derinlik boyunca, model 1.1’e göre, hesaplanan normal gerilme ( $\sigma_x$ ) ve kayma gerilmesinin ( $\tau_{xy}$ ) dağılımları sırasıyla Şekil 2.42 ve Şekil 2.43’de verilmektedir.



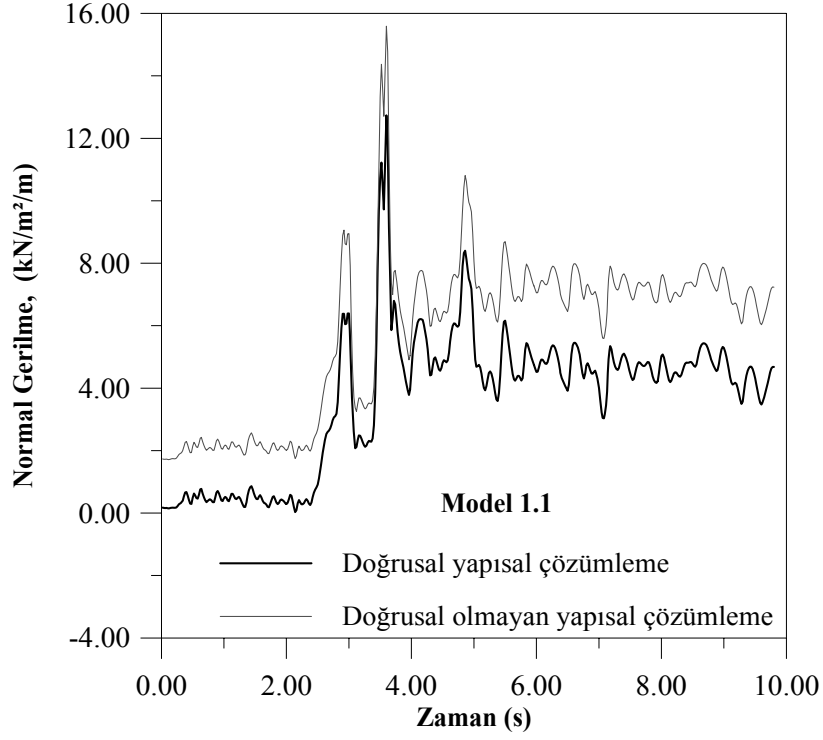
Şekil 2.42. Model 1.1’e göre istinat duvarında (D1) yükseklik boyunca normal gerilme ( $\sigma_x$ ) dağılımları



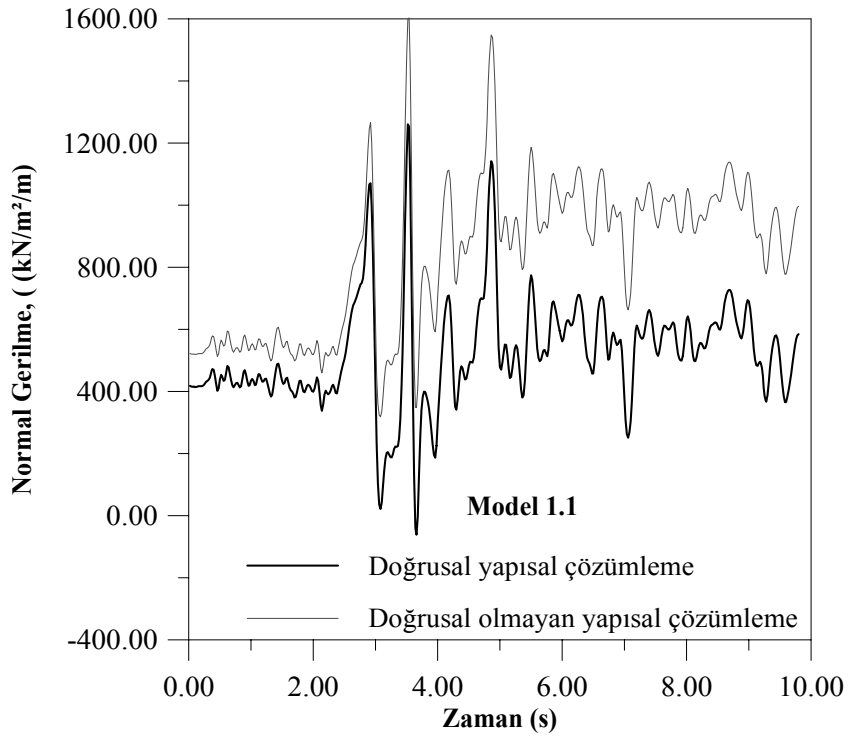
Şekil 2.43. Model 1.1'e göre istinat duvarında (D1) yükseklik boyunca kayma gerilmesi ( $\tau_{xy}$ ) dağılımları

Bu şekillerden görüldüğü gibi normal gerilme ( $\sigma_x$ ) ve kayma gerilmesi dağılımlarının, istinat duvarı gövdesiyle temelin birleşim bölgesi civarında maksimum olduğu görülmektedir.

Bu istinat duvarının dolgu zemininin doğrusal ve doğrusal olmayan durumlar için, model 1.1'deki (bkz. Şekil 2.32a) duvarın tepe düğüm noktası (693 nolu) ve duvar gövdesiyle temelin birleşim bölgesi civarındaki düğüm noktasında (676 nolu), normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) deprem süresince değişimi sırasıyla Şekil 2.44 ve Şekil 2.45'de verilmektedir.



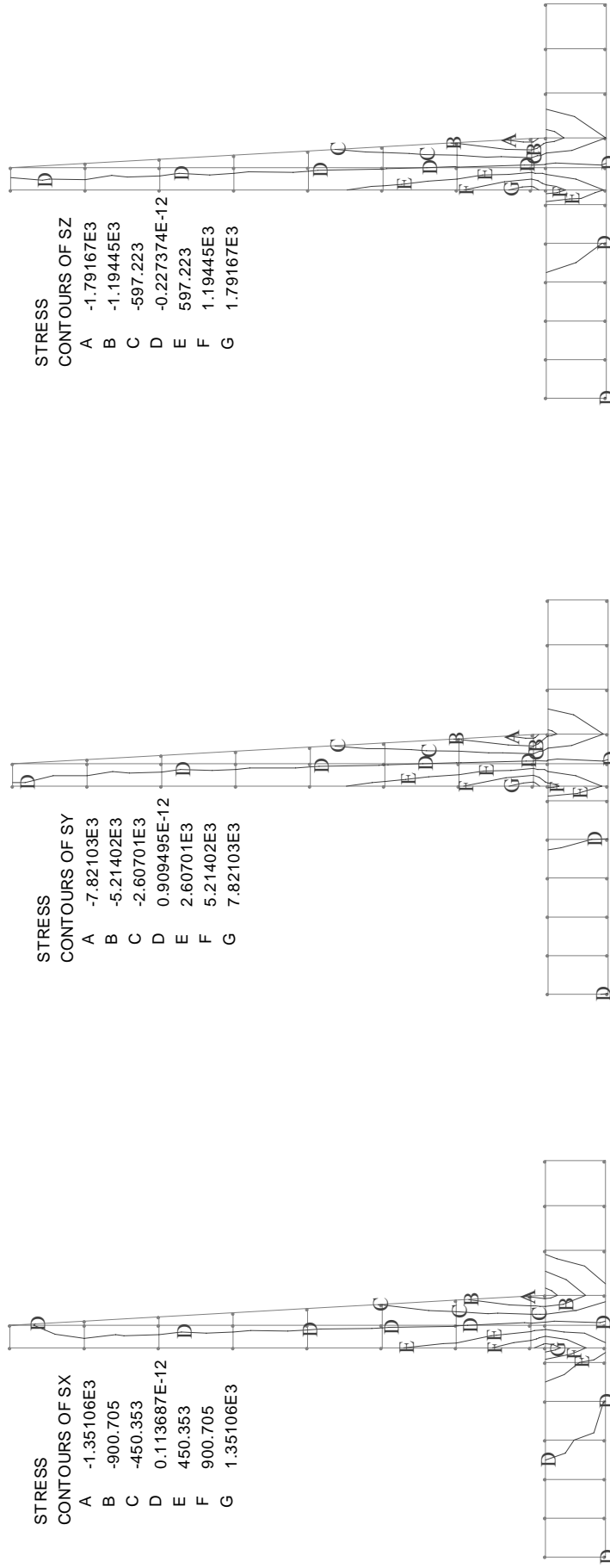
Şekil 2.44. Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için D1 istinat duvarı 693 no'lu düğüm noktasında normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) deprem süresince değişimi, (kN/m<sup>2</sup>/m)



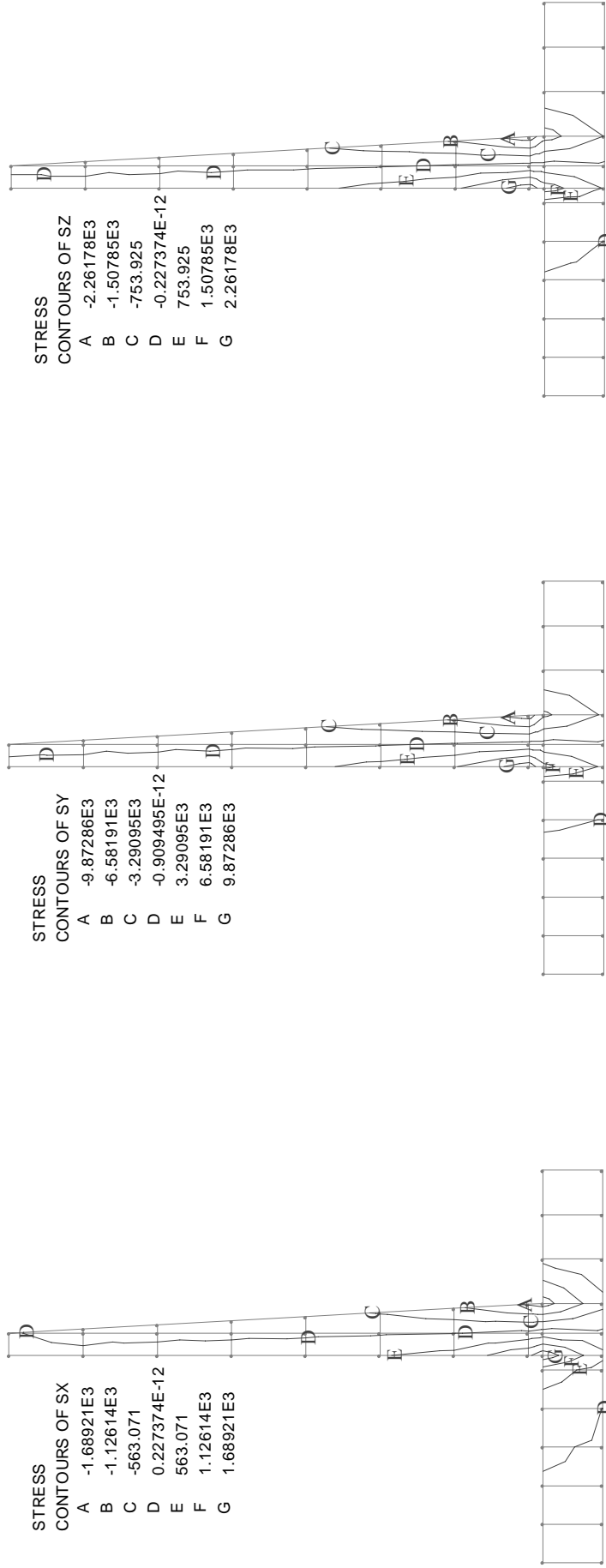
Şekil 2.45. Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için D1 istinat duvarı 676 no'lu düğüm noktasında normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) deprem süresince değişimi, (kN/m<sup>2</sup>/m)

Bu şekillerden dolgu zemininin doğrusal olmayan davranışına ilişkin yapısal çözümlere göre deprem süresince elde edilen normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) değişimi doğrusal yapısal çözümlere göre elde edilenlerden büyük olduğu, sözkonusu düğüm noktalarındaki maksimum normal gerilmenin deprem ivme kaydının maksimum olduğu 3,48.sn civarında meydana geldiği, deprem süresince istinat duvarı tepe düğüm noktasında (693) meydana gelen normal gerilmenin değişiminin Şekil 2.28’de verilen akselogramdan farklı olduğu bununla beraber istinat duvarı gövdesi ve temel birleşim bölgesi civarındaki (bkz. Şekil 2.32a) düğüm noktasında (676) meydana gelen normal gerilmenin değişiminin ise akselogramın ters işaretlisine benzer olduğu görülmektedir.

D1 istinat duvarının model 1.1’e göre doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümlerinden duvarın x-x, y-y ve z-z eksenleri doğrultularındaki eş gerilme yörüngeleri sırasıyla Şekil 2.46 ve Şekil 2.47’de verilmektedir. Doğrusal yapısal çözümlerden hesaplanan gerilmeler x-x, y-y ve z-z eksenleri doğrultusunda maksimum değerleri sırasıyla  $1616\text{kN/m}^2$ ,  $9228\text{kN/m}^2$  ve  $2097\text{kN/m}^2$ ’dir. Doğrusal olmayan yapısal çözümlerden hesaplananlar ise x-x, y-y ve z-z eksenleri doğrultusunda maksimum değerleri yine sırasıyla  $2031\text{kN/m}^2$ ,  $11690\text{kN/m}^2$  ve  $2657\text{kN/m}^2$  olarak elde edilmektedir. Bu gerilme yörüngelerinden doğrusal olmayan yapısal çözümlerden elde edilenlerde doğrusal davranış varsayımına göre elde edilenlerden daha büyük olduğu, her iki varsayımına göre duvar tepe noktası civarının çekme etkisinde kaldığı ve bu gerilmelerin daima betonun basınç ( $20000\text{kN/m}^2$ ) ve çekme ( $1600\text{kN/m}^2$ ) dayanımının altında olduğu görülmektedir.



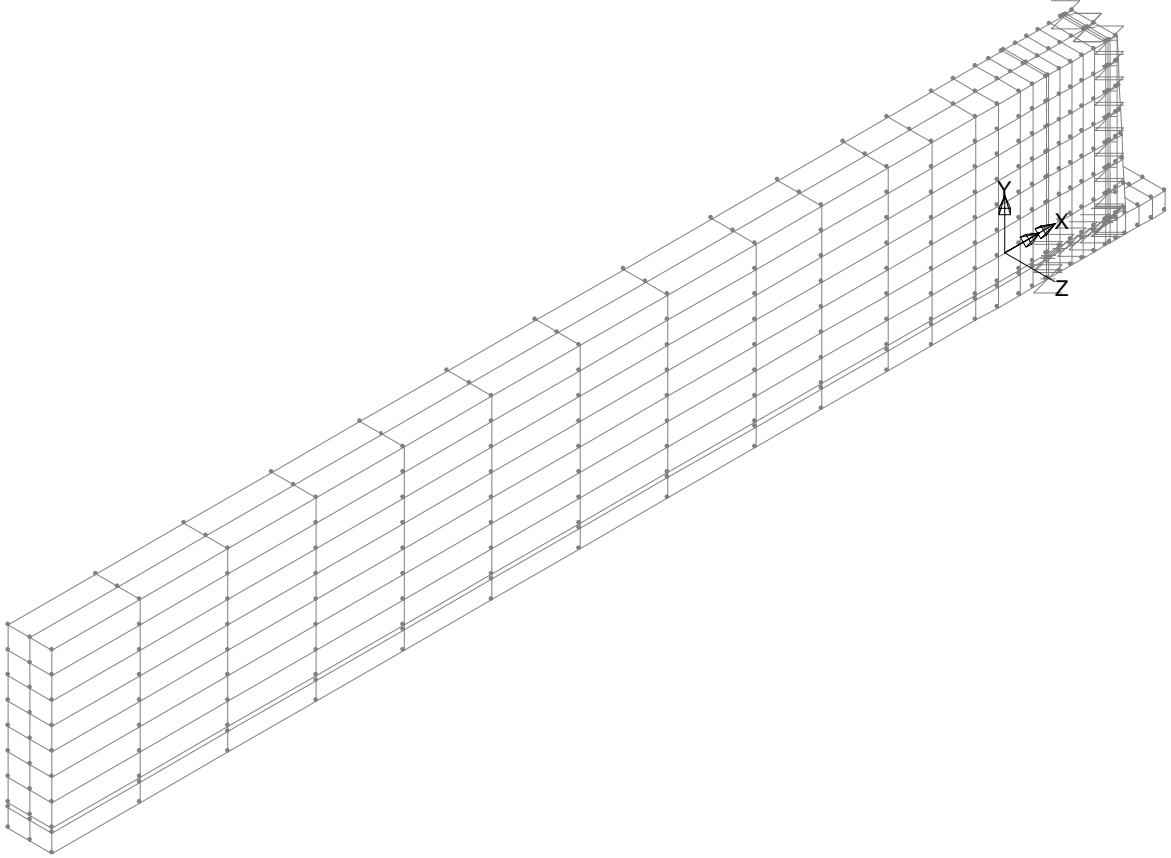
Şekil 2.46. İstinat duvarının (D1) doğrusal yapısal çözümlenmesiyle hesaplanan eş gerilme yörüngeleri



Şekil 2.47. İstinat duvarının (D1) doğrusal olmayan yapısal çözümlemesiyle hesaplanan eş gerilme yörengeleri

### 2.6.1.2.1.2. İstinat Duvarının Birim Uzunluklu 3 Boyutlu Modeli Üzerinde Yapısal Çözümleme

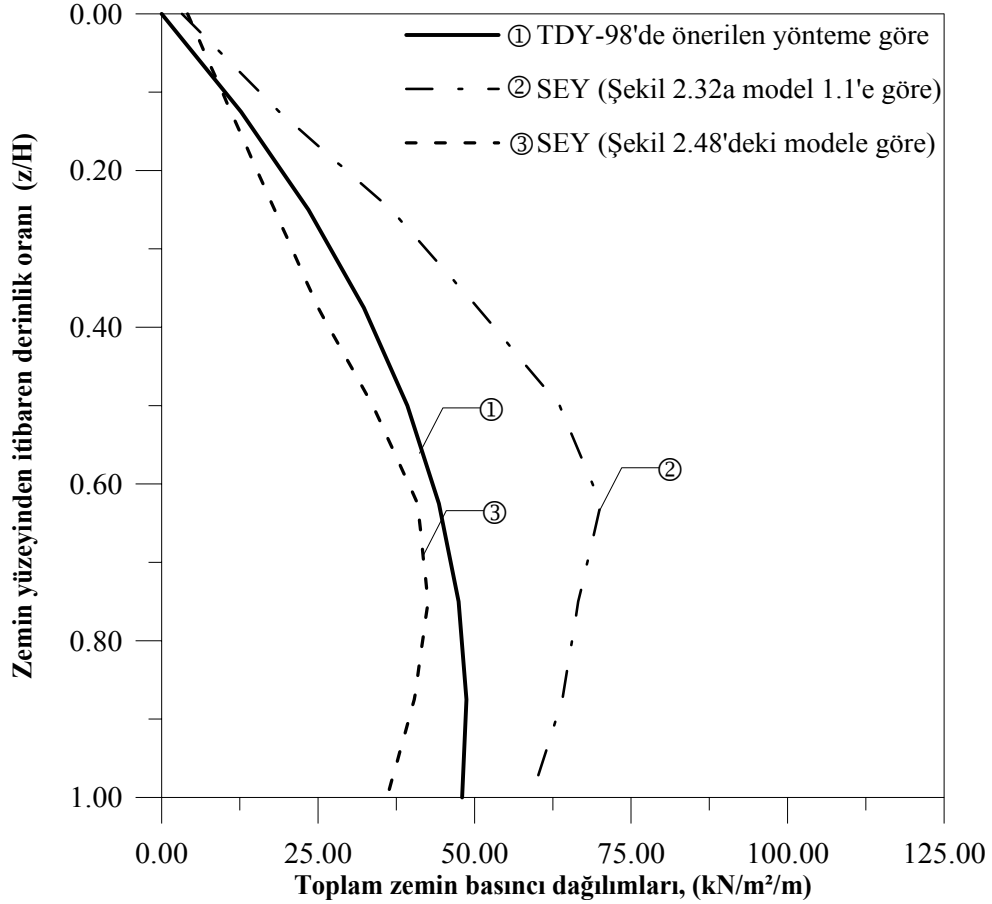
İstinat duvarının (D1) birim uzunluklu üç boyutlu dolgu zemini etkileşimli yapısal çözümlemesi için sonlu elemanlar ağıyla oluşturulan modeli aşağıdaki Şekil 2.48’de verilmektedir.



Şekil 2.48. Şekil 2.32a’daki Model 1.1’e göre istinat duvarının dolgu zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde kullanılan birim uzunluklu üç boyutlu modeli

Bu şekilden görüldüğü gibi, birim uzunluklu iki boyutlu modele benzer şekilde, bu modelde de duvar ile dolgu zemini arasında bağlantı elemanı kullanılmaktadır.

İstinat duvarının birim uzunluklu iki ve üç boyutlu modelleri üzerinde gerçekleştirilen çözümlemelerden elde edilen bulguların karşılaştırılmasının sağlıklı olabilmesi için her iki modelde kullanılan eleman boyutlarının birbirine eşit olması gereği açıktır. Bu nedenle Şekil 2.48’deki eleman boyutları Şekil 2.32a model 1.1’dekiyle aynı seçilmiştir. Bu modellerin çözümlemesinden elde edilen toplam zemin basıncı dağılımları TDY-98’de önerilen yöntemle hesaplananlarla birlikte Şekil 2.49’da verilmektedir.



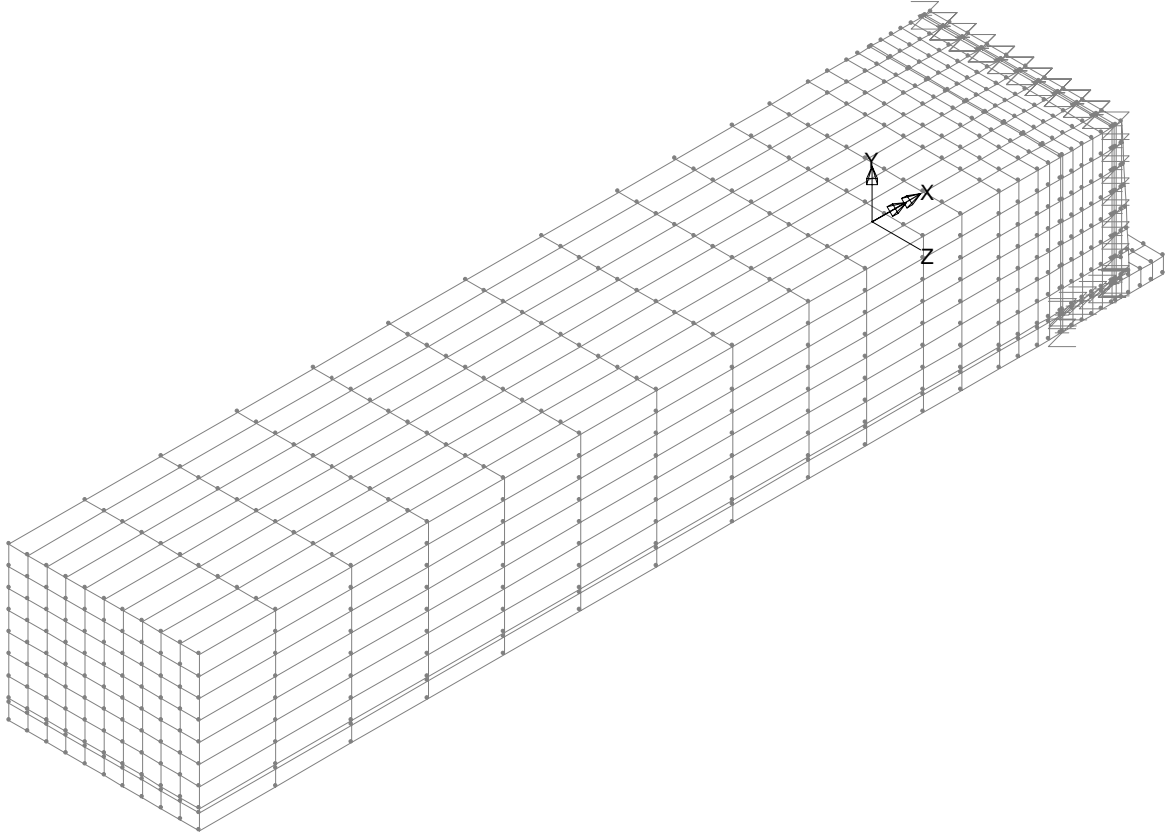
Şekil 2.49. İstinat duvarının (D1) TDY-98 yöntemi ve sonlu elemanlar yöntemiyle birim uzunluklu iki ve üç boyutlu modellerinin dolgu zemini etkileşimli çözümlerinden elde edilen toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden görüldüğü gibi duvarın üç boyutlu birim uzunluğuna ilişkin model üzerinde (bkz. Şekil 2.48) gerçekleştirilen çözümlerden elde edilen toplam zemin basıncı dağılımlarının diğerlerine göre elde edilenlerden önemli derecede küçük olduğu görülmektedir. Öyle ki duvar tabanında TDY-98'de önerilen yöntemle belirlenen basınç değeri Şekil 2.48'deki modele göre belirlenenden %30 civarında büyük olmaktadır. Bu da TDY-98 yöntemiyle tasarlanan istinat duvarlarının birim uzunluklu üç boyutlu modele göre tasarlanandan daha emniyetli, iki boyutlu tasarlanana göre ise emniyetsiz olduğuna işaret etmektedir. Durum böyle olunca bundan sonraki sayısal uygulamalarda, emniyetli tarafta kalarak basitleştirmek düşüncesiyle, yapısal çözümler duvarın birim uzunluklu iki boyutlu modeli üzerinde gerçekleştirilerek elde edilen bulgular analitik yöntemlerden elde edilenlerle karşılaştırılacaktır.



### 2.6.1.2.1.3. İstinat Duvarının Tümünü Dikkate Alan 3 Boyutlu Modeli Üzerinde Yapısal Çözümleme

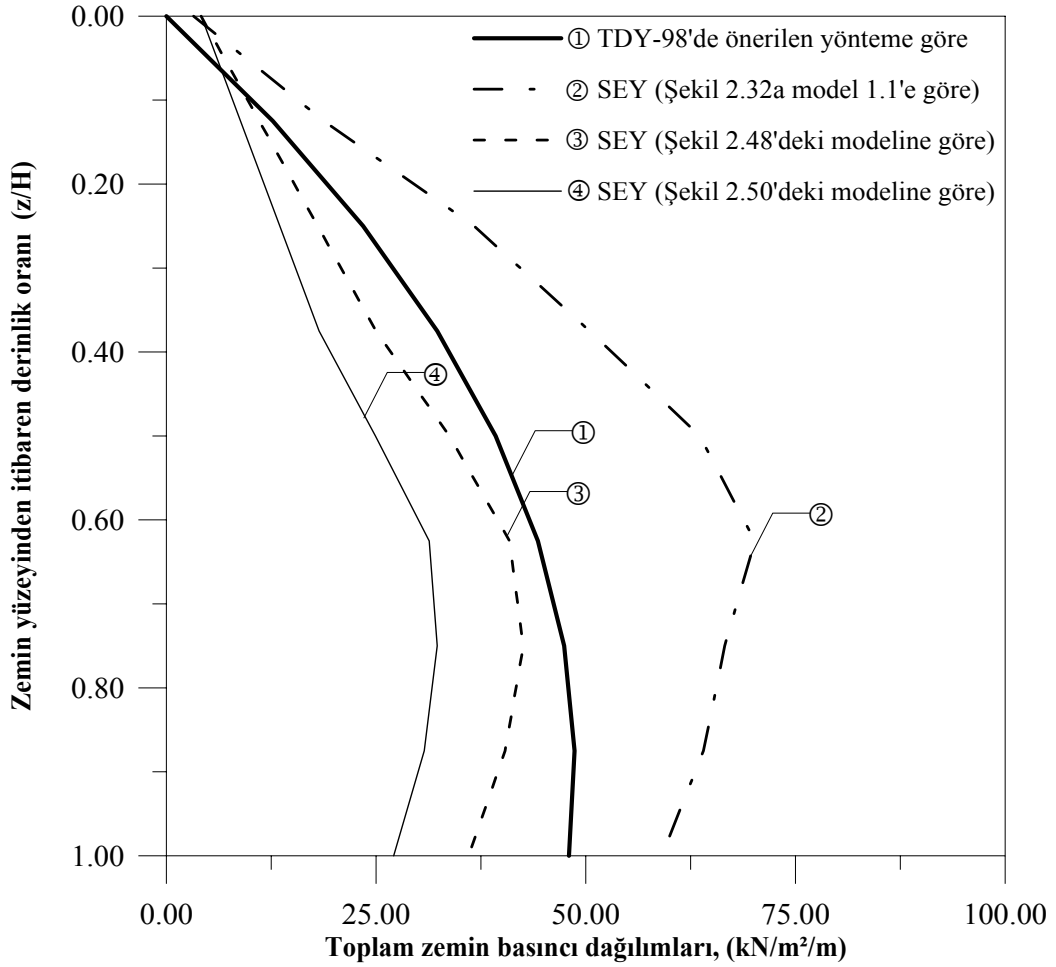
İstinat duvarının (D1) dolgu zemini etkileşimli yapısal çözümlemesi sonlu elemanlar ağıyla oluşturulan 3 boyutlu modeli aşağıdaki Şekil 2.50’de verilmektedir.



Şekil 2.50. Şekil 2.32a’daki Model 1.1’e göre istinat duvarının dolgu zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde kullanılan üç boyutlu modeli

Görüldüğü gibi, birim uzunluklu modele benzer şekilde, bu modelde de duvar ile dolgu zemini arasında bağlantı elemanı kullanılmaktadır.

İstinat duvarının tümü ve birim uzunluklu modelleri üzerinde gerçekleştirilen çözümlemelerden elde edilen bulguların karşılaştırılmasının sağlıklı olabilmesi için her iki modelde kullanılan eleman boyutlarının birbirine eşit olması gereği açıktır. Bu nedenle Şekil 2.50’deki eleman boyutları Şekil 2.32a model 1.1’dekiyle aynı seçilmiştir. Bu modellerin çözümlemesinden elde edilen toplam zemin basıncı dağılımları TDY-98’de önerilen yöntemle hesaplananlarla birlikte Şekil 2.51’de verilmektedir.



Şekil 2.51. İstinat duvarının (D1) TDY-98 yöntemi ve sonlu elemanlar yöntemiyle tümü ile birim uzunluklu modellerinin dolgu zemini etkileşimli çözümlerinden elde edilen toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden, duvarın tümüne ilişkin model üzerinde (bkz. Şekil 2.50) gerçekleştirilen çözümlerden elde edilen toplam zemin basıncı dağılımlarının diğerlerine göre elde edilenlerden önemli derecede küçük olduğu görülmektedir. Öyle ki duvar tabanında TDY-98'de önerilen yöntemle belirlenen basınç değeri Şekil 2.50'deki modele göre belirlenenen %80 civarında büyük olmaktadır. Bu da TDY-98 yöntemiyle tasarlanan istinat duvarlarının üç boyutlu modellere göre tasarlanandan daha emniyetli, iki boyutlu tasarlanana göre ise emniyetsiz olduğuna işaret etmektedir. Durum böyle olunca bundan sonraki sayısal uygulamalarda, emniyetten taviz vermemek düşüncesiyle, yapısal çözümler duvarın birim uzunluklu iki boyutlu model üzerinde gerçekleştirilerek elde edilen bulgular analitik yöntemlerden elde edilenlerle karşılaştırılacaktır.

Burada LUSAS programıyla üç boyutlu modellerde olduğu gibi doğrusal olmayan modeller üzerinde gerçekleştirilen yapısal çözümlerinin de bilgisayar kapasitesine bağlı olarak değişmekle beraber 12-24 saat civarında zaman aldığı ve çıktı boyutlarının ise 4GB civarında olduğunu belirtmek uygun olmaktadır.

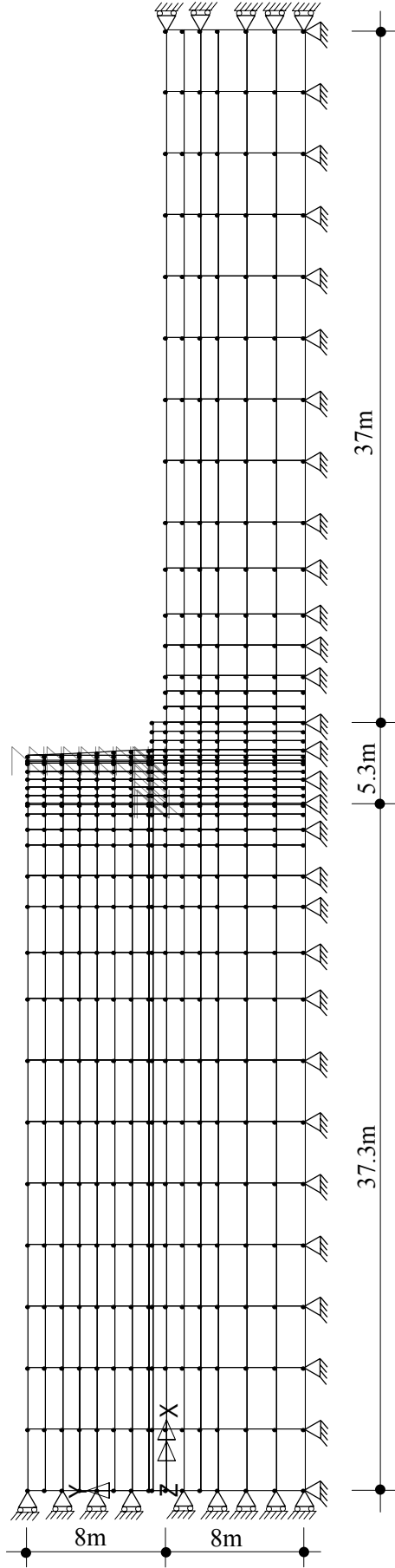
### **2.6.1.2.2. İstinat Duvarının-Dolgu ve Temel Zemini Etkileşimli Yapısal Çözümlemesi**

#### **2.6.1.2.2.1. İstinat Duvarının Birim Uzunluklu İki Boyutlu Modeli Üzerinde Yapısal Çözümleme**

##### **A) Doğrusal Yapısal Çözümler**

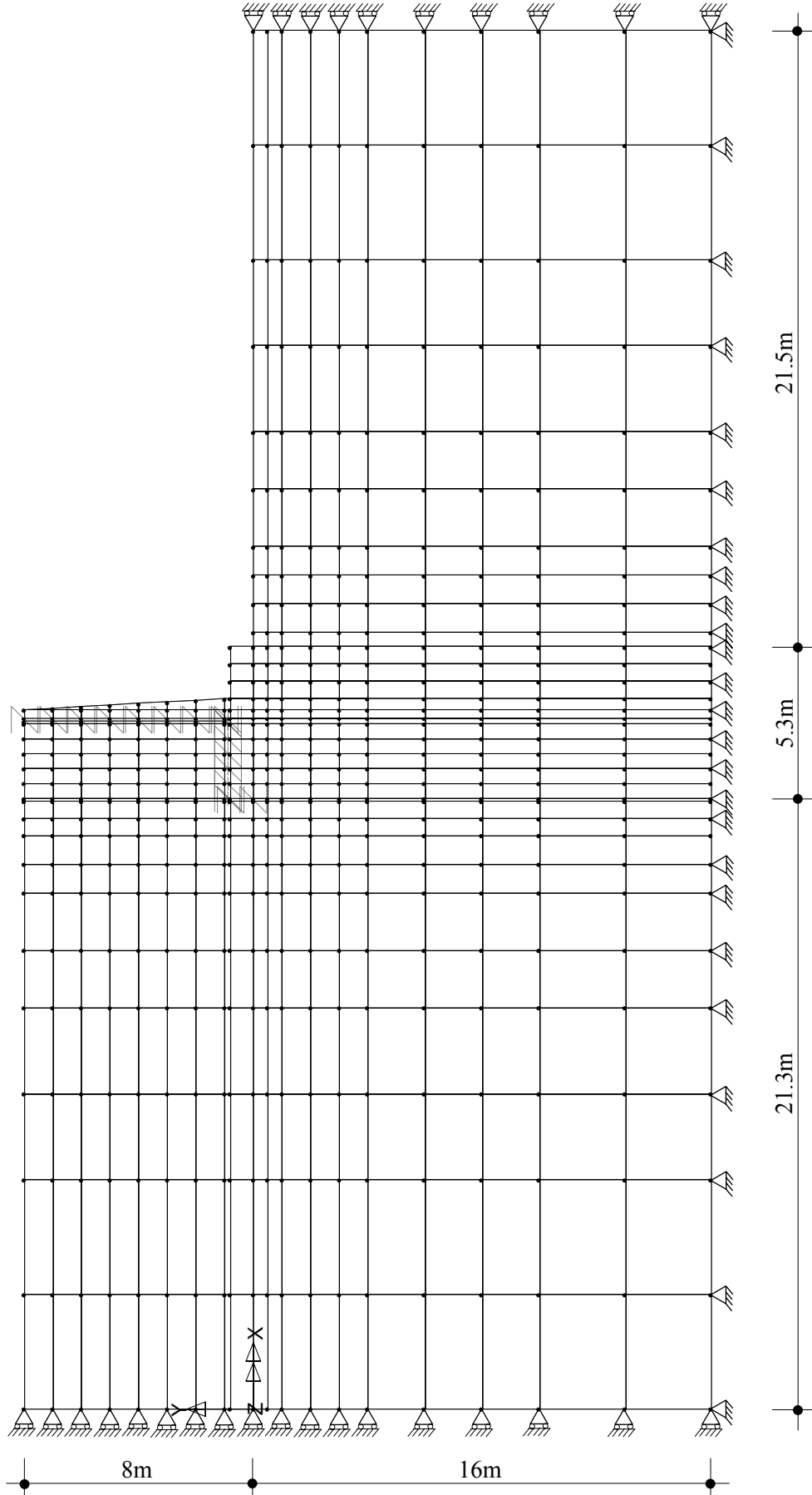
Sayısal uygulama I için seçilen istinat duvarının (D1) duvar-dolgu ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümleri için kullanılan sonlu eleman modelleri Şekil 2.52, Şekil 2.53, Şekil 2.54, Şekil 2.55 ve Şekil 2.56'da verilmektedir. Bu şekillerden de görüldüğü gibi bundan önceki çözümlerden farklı olarak dolgu zeminine ilaveten temel zeminin de duvarla etkileşimi dikkate alınmaktadır. Bunlardan Şekil 2.52'de verilen model 1.5, Şekil 2.53'de verilen model 1.6, Şekil 2.54'de verilen model 1.7, Şekil 2.55'de verilen model 1.8 ve Şekil 2.56'da verilen model 1.9'daki dolgu zemini uzunlukları sırasıyla duvar yüksekliğinin 5 katı, 3 katı, 3 katı, duvar taban genişliğinin 10 katı ve 12 katı, temel zemini derinliği ise yine sırasıyla duvar yüksekliğine eşit, duvar yüksekliğinin 2katı, 2 katı, duvar yüksekliğine eşit ve eşit olarak seçilmiştir.

Bu yapısal çözümlerinde, temel zemininin siltli-kum olduğu varsayımıyla zemin elastisite modülü  $E_z=20 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ , iç sürtünme açısı  $\phi_z=28^\circ$ , Poisson oranı  $\nu_z=0.35$ , birim ağırlığı  $\gamma_z=19 \text{ kN/m}^3$  ve duvar tabanı ile zemin arasındaki sürtünme katsayısı  $\mu_s=0.50$ , temel zemininin orta sert kil olduğu varsayımıyla zemin elastisite modülü  $E_z=35 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ , iç sürtünme açısı  $\phi_z=28^\circ$ , Poisson oranı  $\nu_z=0.45$  ve birim ağırlığı  $\gamma_z=21 \text{ kN/m}^3$  ve duvar tabanı ile zemin arasındaki sürtünme katsayısı  $\mu_s=0.40$ , temel zemininin granit türü kayaç olduğu varsayımıyla zemin elastisite modülü  $E_z=77 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ , Poisson oranı  $\nu_z=0.1$  ve birim ağırlığı  $\gamma_z=28 \text{ kN/m}^3$  ve duvar tabanı ile zemin arasındaki sürtünme katsayısı  $\mu_s=0.60$ , olarak alınmıştır.



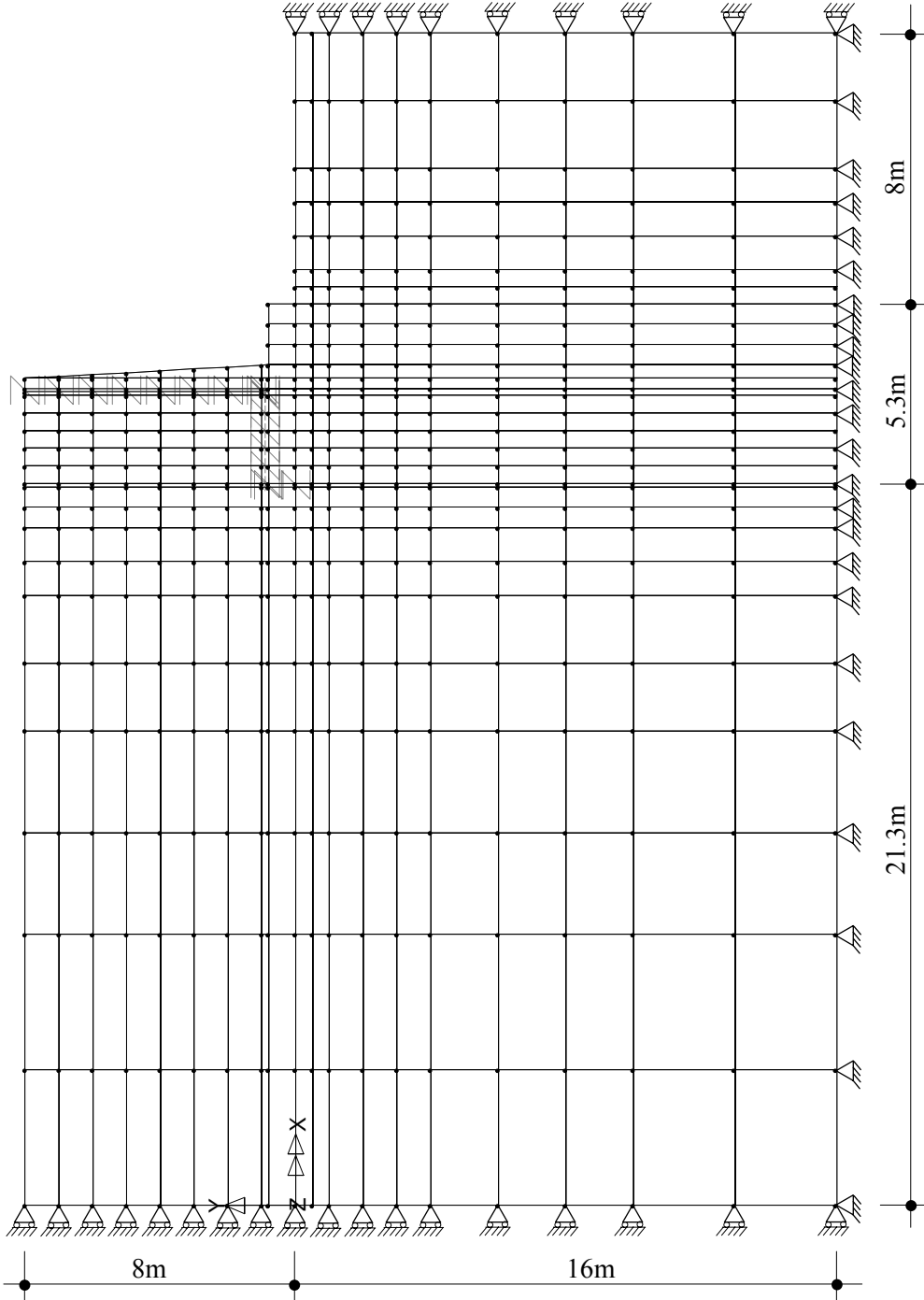
**Model 1.5**

Şekil 2.52. İstinat duvarının (D1) dolgu ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde kullanılan sonlu elemanlar ağı



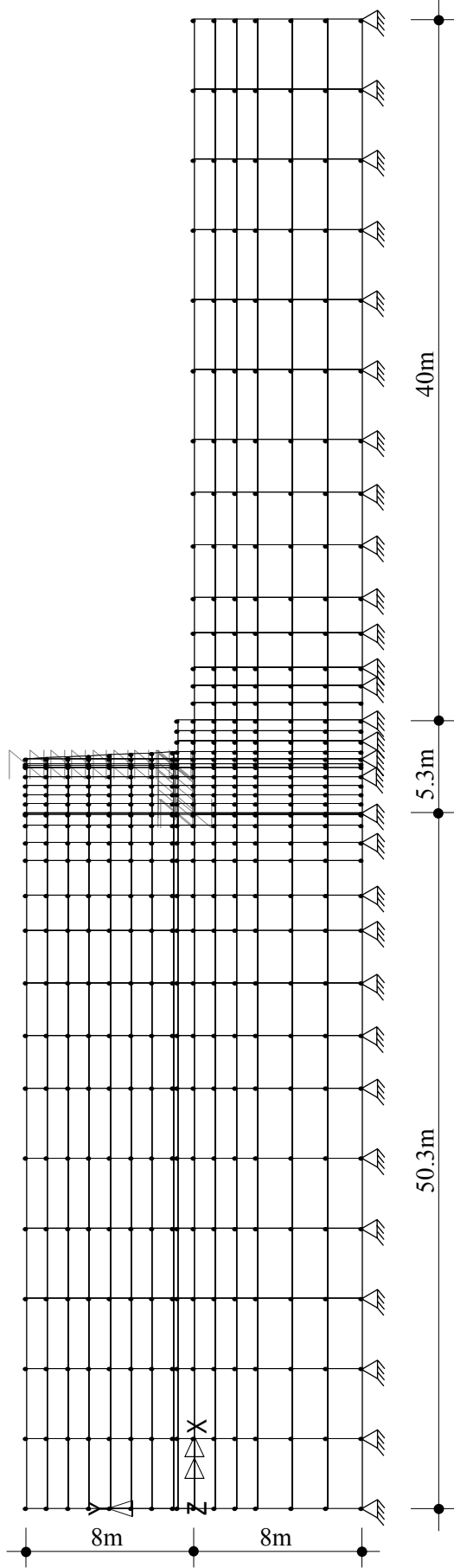
**Model 1.6**

Şekil 2.53. İstinat duvarının (D1) dolgu ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde kullanılan sonlu elemanlar ağı



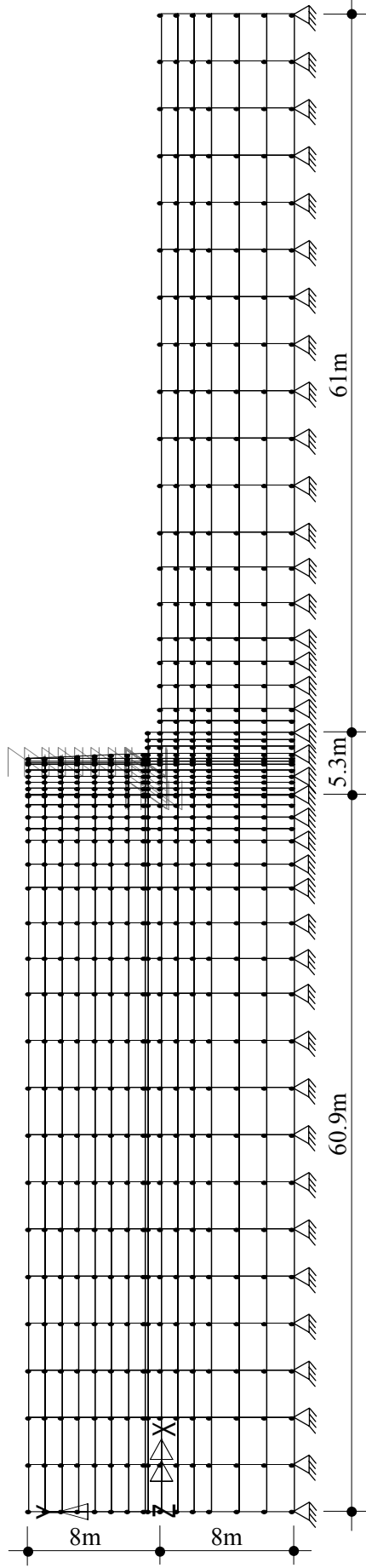
**Model 1.7**

Şekil 2.54. İstinat duvarının (D1) dolgu ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde kullanılan sonlu elemanlar ağı



**Model 1.8**

Şekil 2.55. İstinat duvarının (D1) dolgu ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde kullanılan sonlu elemanlar ağı



**Model 1.9**

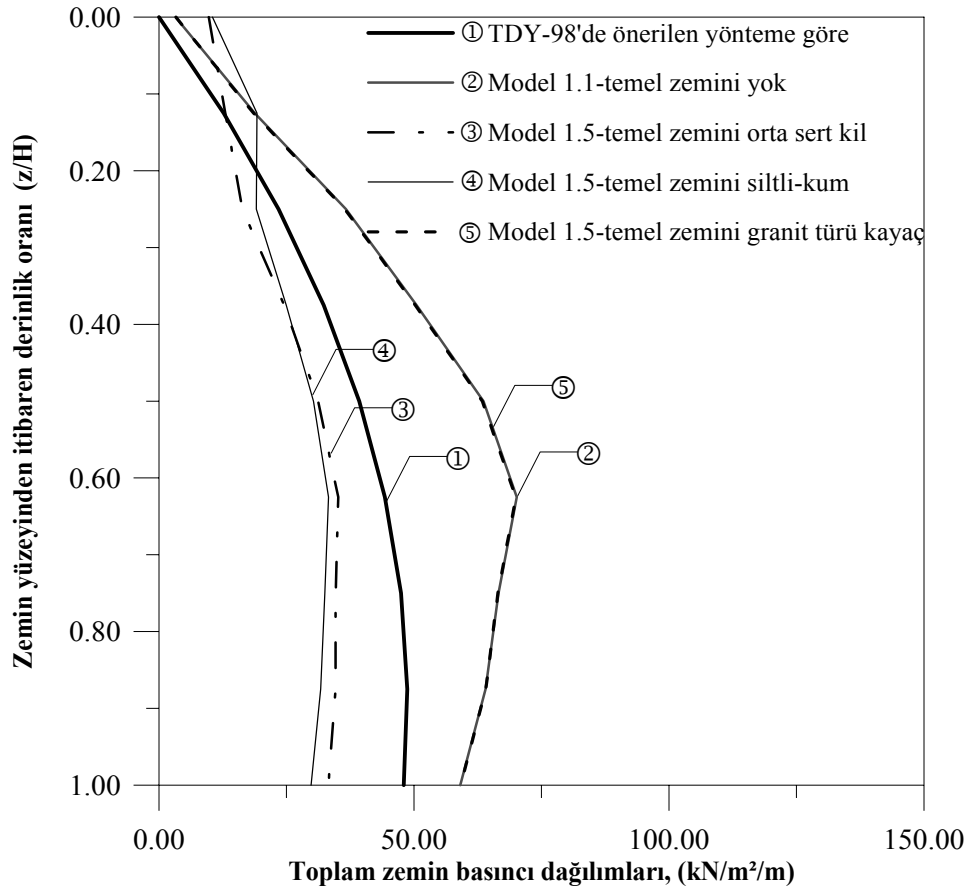
Şekil 2.56. İstinat duvarının (D1) dolgu ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde kullanılan sonlu elemanlar ağı



Şekil 2.52’de verilen model 1.5’e göre yukarıda verilen üç farklı zemin için Erzincan depremi (1992) Doğu-Batı bileşeni dikkate alınmak suretiyle sonlu elemanlar yöntemi (SEY) ve TDY-98’de önerilen yöntemle gerçekleştirilen yapısal çözümlerinden elde edilen toplam zemin basıncı dağılımları Şekil 2.57’de verilmektedir

Sonlu elemanlar yöntemiyle yapısal çözümlemede kullanılan adım adım integrasyon için gerekli Rayleigh sönüm katsayıları model 1.5 için temel zemininin siltli kum olması durumunda  $\alpha_R=0.0191172$   $\beta_R=0.1208$ , temel zemininin orta sert kil olması durumunda  $\alpha_R=0.0253448$   $\beta_R=0.0954321$  ve temel zemininin granit türü kayaç olması durumunda  $\alpha_R=0.0563549$   $\beta_R=0.0411093$ , temel zemininin siltli kum olması durumunda model 1.6 için  $\alpha_R=0.0170963$   $\beta_R=0.122686$ , model 1.7 için  $\alpha_R=0.0173369$   $\beta_R=0.119764$ , model 1.8 için  $\alpha_R=0.0183638$   $\beta_R=0.129198$ , model 1.9 için  $\alpha_R=0.018696$   $\beta_R=0.125502$  olarak hesaplanan değerler kullanılmış ve kayıt zaman aralığı ise  $\Delta t=0.01$ sn olarak dikkate alınmıştır.

Burada yukarıda anılan beş farklı modele göre hesaplanan sönüm katsayılarının duvar, temel ve dolgu zemininin karakteristiklerine göre elde edildiği belirtilmelidir.



Şekil 2.57. İstinat duvarının (D1), farklı temel zemin türleri için, sonlu elemanlar yöntemi ve TDY-98’de önerilen yöntemle hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden, görüldüğü gibi temel zemini etkileşiminin dikkate alınması durumunda model 1.5'e göre, farklı zemin türleri için hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları kayaç türü zemin hariç, gözardı edilmeyecek derecede azalmaktadır. TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanan basınç değerinin duvar tabanında temel zemininin siltli-kum ve orta sert kil olması durumundaki modellerden maksimum %60 civarında daha büyük değer verdiği ve kayaç türü zeminin kullanılması durumunda elde edilen toplam zemin basıncı dağılımının temel zemini etkileşiminin dikkate alınmadığı durumdaki ile pratik olarak çakıştığı görülmektedir. Bu bulgu seçilen modellerin çözümünde yapılan varsayımların doğruluğuna ve temel zemini türünün duvarların tasarımında önemli olduğuna dolayısıyla da TDY-98'de verilen özellikle Z3 ve Z4 zemin sınıfları için etkileşimin dikkate alınması gerektiğine işaret etmektedir.

Erzincan depremi Doğu-Batı bileşeni dikkate alınarak, Şekil 2.52'deki model 1.5'e göre farklı temel zemini türlerine ilişkin temel zemini etkileşiminin dikkate alınması ve alınmaması durumları için hesaplanan devirici momentler aşağıdaki Çizelge 2.8'de verilmektedir.

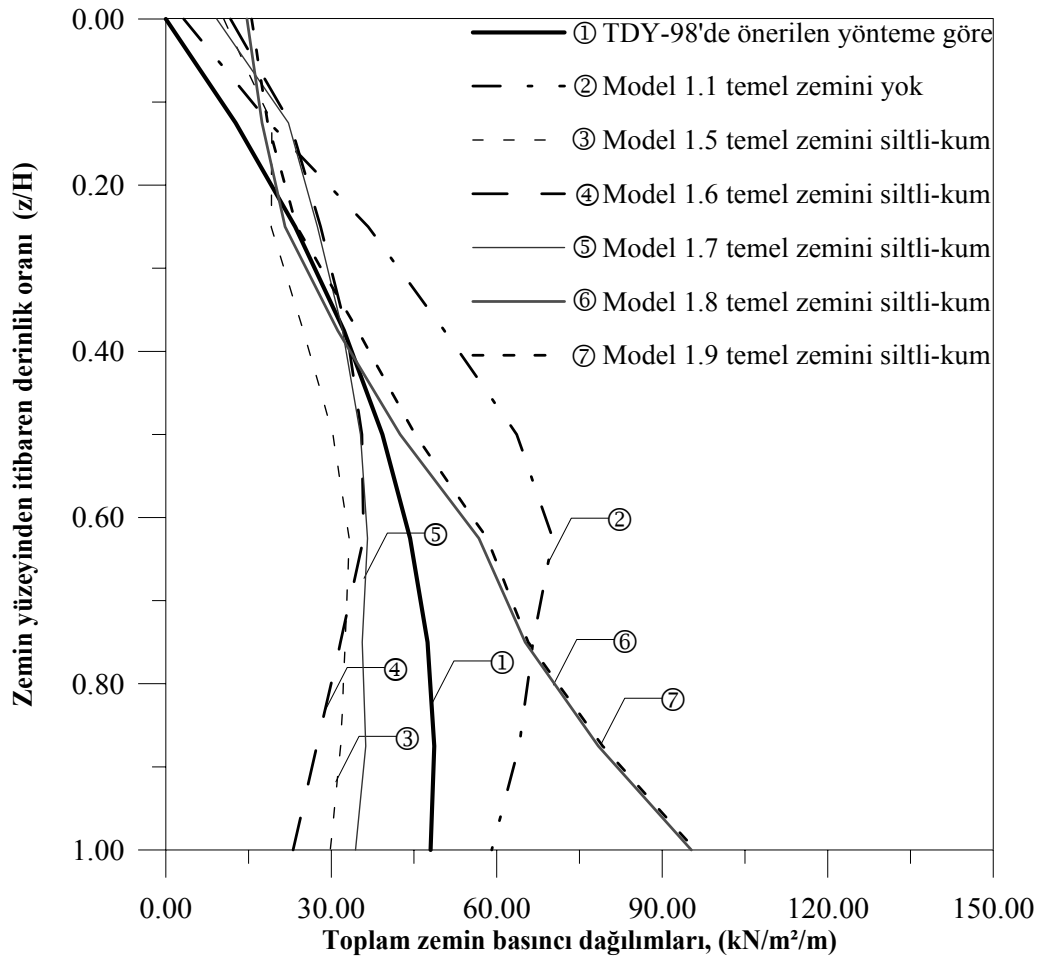
Çizelge 2.8. İstinat duvarının dolgu zemini etkileşimine ilaveten temel zemini etkileşiminin dikkate alınması ve alınmaması durumlarında hesaplanan devirici momentler

<b>Kullanılan Model</b>		<b>Devirici Moment (kNm)</b>
<b><i>Temel Zemini Etkileşiminin Dikkate Alınmaması Durumu (Model 1.1)</i></b>		1196.427
<b><i>Temel Zemini etkileşiminin Dikkate Alınması Durumu (Model 1.5)</i></b>	Orta Sert Killi zemin	730.479
	Siltli-Kum zemin	746.228
	Granit türü kayaç zemin	1250.561

Bu çizelgeden istinat duvarının (D1) sonlu elemanlar yöntemine göre temel zeminin dikkate alınması durumundaki, kayaç türü zemin hariç, devirici moment değerinin dikkate alınmaması durumundakinden oldukça küçük olduğu ve temel zeminin dikkate alınmaması durumundaki devirici moment değeri ile temel zeminin kayaç olması durumundaki devirici moment değerinin birbirine yakın olduğu görülmektedir. Bu husus temel zemini türünün istinat duvarlarının davranışını etkilediğini, dolayısıyla da depreme göre yapısal

çözümlerinin dolgu ve temel zeminine ilişkin parametrelerin doğru seçilerek yapılması gerektiğine işaret etmektedir.

Sonlu elemanlar yöntemiyle Erzincan depreminin Doğu-Batı bileşeni için, temel zemininin siltli-kum olması durumunda istinat duvarına (D1), beş farklı modele göre (bkz. Şekil 2.52, Şekil 2.53, Şekil 2.54, Şekil 2.55 ve Şekil 2.56), etkiyen toplam zemin basıncı dağılımları TDY-98’de önerilen yöntem yardımıyla hesaplananlarla birlikte Şekil 2.58’de verilmektedir.



Şekil 2.58. İstinat duvarının (D1) sonlu elemanlar yöntemiyle zemin etkileşimli çözümünden ve TDY-98’de önerilen yöntemle belirlenen toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden de görüldüğü gibi duvarın, temel zeminine etkileşiminin dikkate alındığı durumda, beş farklı modele göre sonlu elemanlar yöntemiyle temel zeminin siltli-kum olması durumunda hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımlarında, model 1.8 ve model

1.9 hariç, gözardı edilmeyecek derecede bir azalma meydana geldiği ve TDY-98'de önerilen yonteme göre duvar tabanında hesaplanan basıncın diğer modellerden elde edilenlerden daha büyük olduğu görülmektedir. Diğer taraftan model 1.8 ve model 1.9'un kullanılması durumunda elde edilen toplam zemin basıncı dağılımlarının diğer modellere göre elde edilenlerden farklı olduğu ve bu modellerden elde edilen dağılımların birbirlerine yakın olduğu görülmektedir. Bu durum istinat duvarı modeli seçiminin önemini ortaya koymaktadır.

Erzincan depremi Doğu-Batı bileşeninden dolayı duvar dolgu zemini etkileşimine ilaveten temel zemini etkileşiminin de dikkate alınması ve alınmaması durumlarında duvara etkiyen toplam devirici momentler Çizelge 2.9'da verilmektedir.

Çizelge 2.9. İstinat duvarının dolgu zemini etkileşimine ilaveten siltli-kum olan temel zemini etkileşiminin dikkate alınması ve alınmaması durumunda farklı modellerle hesaplanan devirici momentler

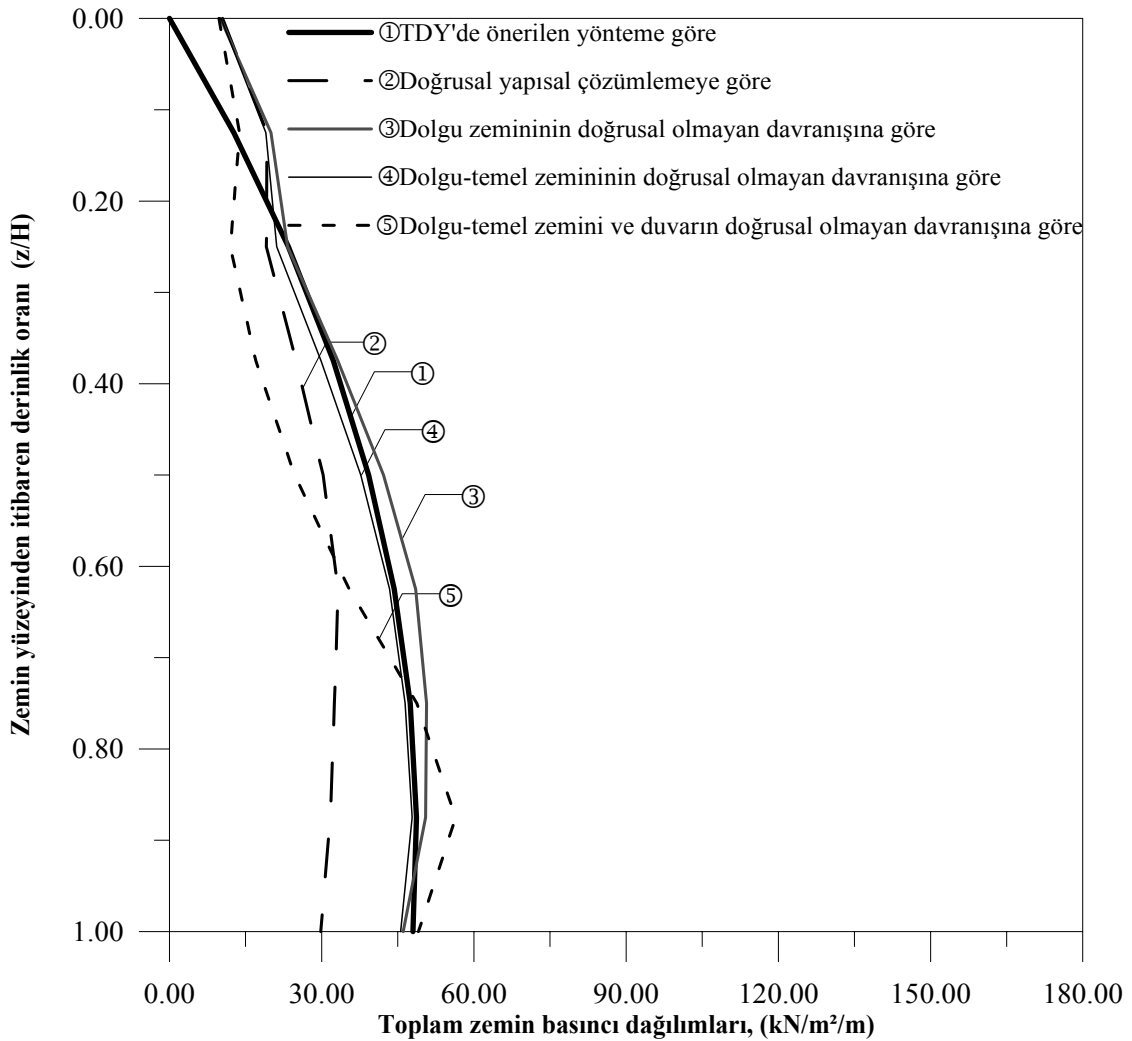
<b>Kullanılan Modeller</b>		<b>Devirici Moment (kNm)</b>
<b>Temel Zemini etkileşiminin Dikkate Alınmaması Durumu (Model 1.1)</b>		1196.427
<b>Temel Zemini Etkileşiminin Dikkate Alınması Durumu</b>	Model 1.5	746.228
	Model 1.6	880.057
	Model 1.7	973.306
	Model 1.8	1274.843
	Model 1.9	1334.398

Bu çizelgeden, duvarın beş farklı modele göre temel zeminin dikkate alınması durumundaki devirici momentlerin, model 1.8 ve model 1.9 hariç, temel zeminin dikkate alınmaması durumundaki devirici moment değerinden küçük olduğu görülmektedir.

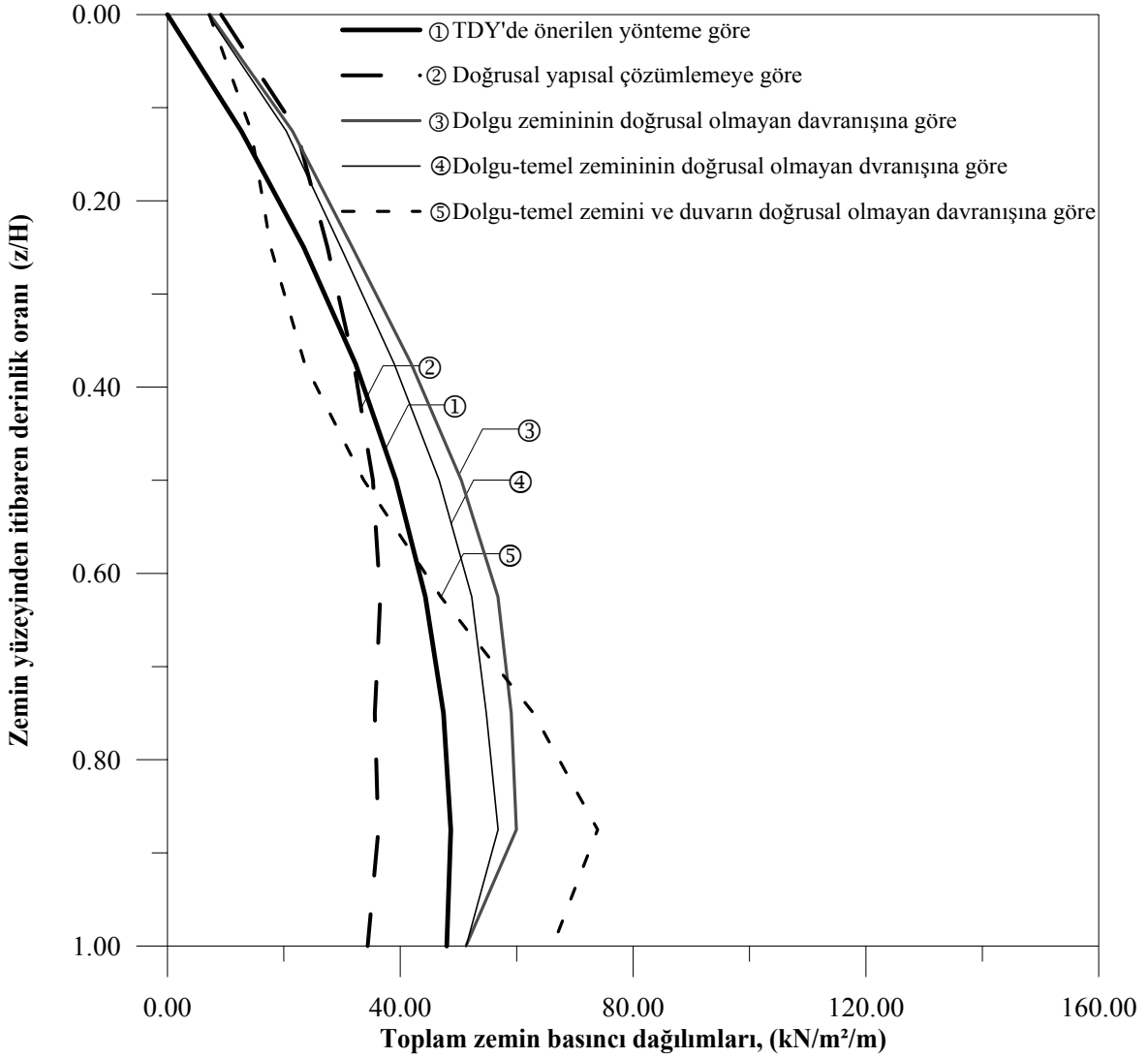
#### B) Doğrusal Olmayan Yapısal Çözümler

İstinat duvarının (D1) doğrusal olmayan yapısal çözümlemesi için zemin elamanları Drucker-Prager kırılma ölçütüyle, duvar elamanları ise, kaynak (TS 500-2000)'deki C20 beton sınıfına ilişkin parametreler kullanılarak modellenmektedir.

Sonlu elemanlar yöntemiyle Erzincan depreminin doğu-batı bileşeni kullanılmak suretiyle gerçekleştirilen doğrusal olmayan yapısal çözümlerinde daha önce verilmiş olan model 1.5 ve model 1.7 (bkz. Şekil 2.52 ve Şekil 2.54) kullanılmaktadır. Bu çözümlerinde önce sadece dolgu zemininin doğrusal olmayan davranışı daha sonra ise sırasıyla dolgu-temel zemini ve dolgu-temel zemini-istinat duvarının doğrusal olmayan davranışları dikkate alınmaktadır. Bu suretle elde edilen toplam zemin basıncı dağılımları, doğrusal davranış varsayımıyla ve TDY-98'de önerilen yöntem yardımıyla hesaplananlarla birlikte Şekil 2.59 ve Şekil 2.60'da verilmektedir.



Şekil 2.59. Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için istinat duvarının (D1) sonlu elemanlar yöntemi (model 1.5) ve TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları



Şekil 2.60. Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümlemeler için istinat duvarının (D1) sonlu elemanlar yöntemi (model 1.7) ve TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları

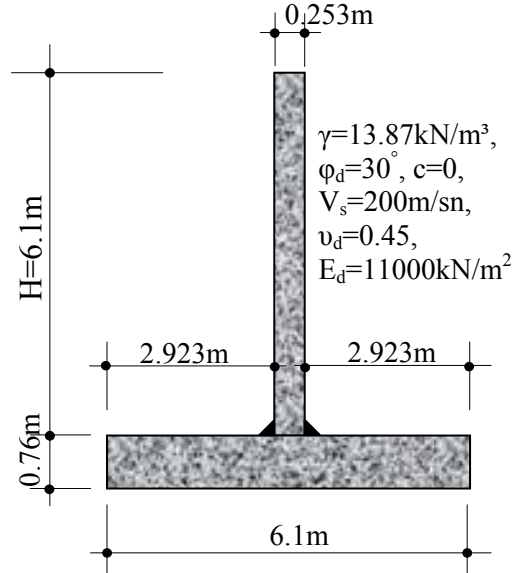
Bu şekillerden D1 istinat duvarının, sadece dolgu zemininin doğrusal olmayan davranışının dikkate alındığı durumda elde edilen toplam zemin basınç dağılımı değerleri, doğrusal varsayımıyla ve TDY-98'de önerilen yöntemle göre elde edilenlerden büyük olduğu görülmektedir. Diğer taraftan dolgu zemininin ve duvarın doğrusal olmayan yapısal çözümlemesinden elde edilen toplam zemin basıncı dağılımının hem doğrusal durumdaki hem de sadece dolgu zeminin doğrusal olmadığı durumdaki dağılımlardan önemli derecede küçük olduğu, TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanandan ise genellikle büyük olduğu anlaşılmaktadır. Bu durum istinat duvarlarının tasarımlarında, duvarın emniyeti bakımından, doğrusal olmayan etkilerin dikkate alınmasının önemini ortaya koymaktadır.

Durum böyle olunca bundan sonraki sayısal uygulamalara konu olarak seçilen istinat duvarlarının yapısal çözümlenmeleri, en büyük basınç değerlerini verdiği için, dolgu zemininin doğrusal olmaması durumu için gerçekleştirilmektedir.

### 2.6.2. Sayısal Uygulama II

Bu sayısal uygulamaya konu olan istinat duvarının (D2) boyutları ve dolgu zeminine ilişkin parametreler Şekil 2.61’de verilmektedir. Duvarın, elverişsiz durumlara göre yapısal çözümlenmesinde dolgu zemininin birim ağırlığı  $\gamma=13.87\text{kN/m}^3$ , iç sürtünme açısı  $\phi_d=30^\circ$ , kohezyonu  $c=0$ , elastisite modülü  $E_d=11000\text{kN/m}^2$ , Poisson oranı  $\nu_d=0.45$  olduğu, duvarın inşasında kullanılan betonarmenin birim ağırlığının  $\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$ , elastisite modülünün  $E_c=3 \times 10^7\text{kN/m}^2$ , Poisson oranının  $\nu_c=0.2$  olduğu kabul edilmektedir.

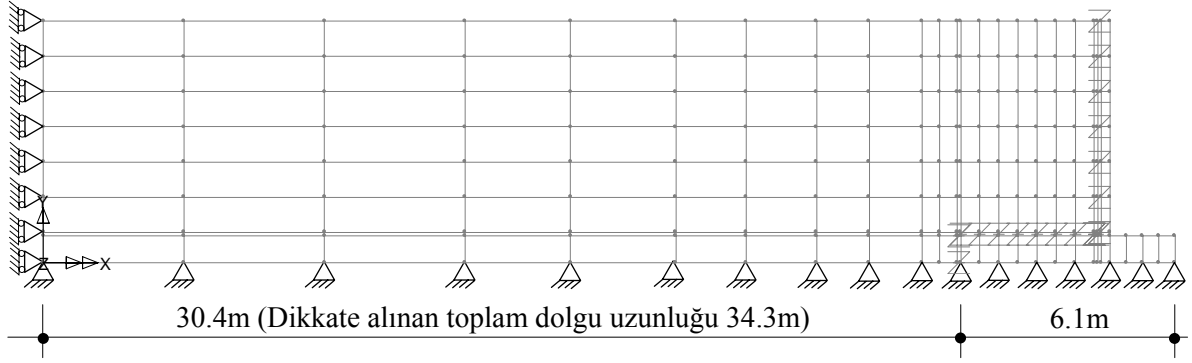
Bu sayısal uygulamada seçilen sonlu elemanlar modeli analitik yöntemlerle beraber bazı deneysel çalışmalarla (Dewoolkar vd. 1998; Dewoolkar vd. 1999; Dewoolkar vd. 2000; Dewoolkar vd. 2001) karşılaştırılmaktadır.



Şekil 2.61. İstinat duvarının (D2) boyutları ve dolgu zemini parametreleri

Bu uygulamaya konu olan istinat duvarının (D2) sonlu elemanlar yöntemiyle yapısal çözümlenmesi için dikkate alınan sonlu eleman ağı Şekil 2.62’de verilmektedir.

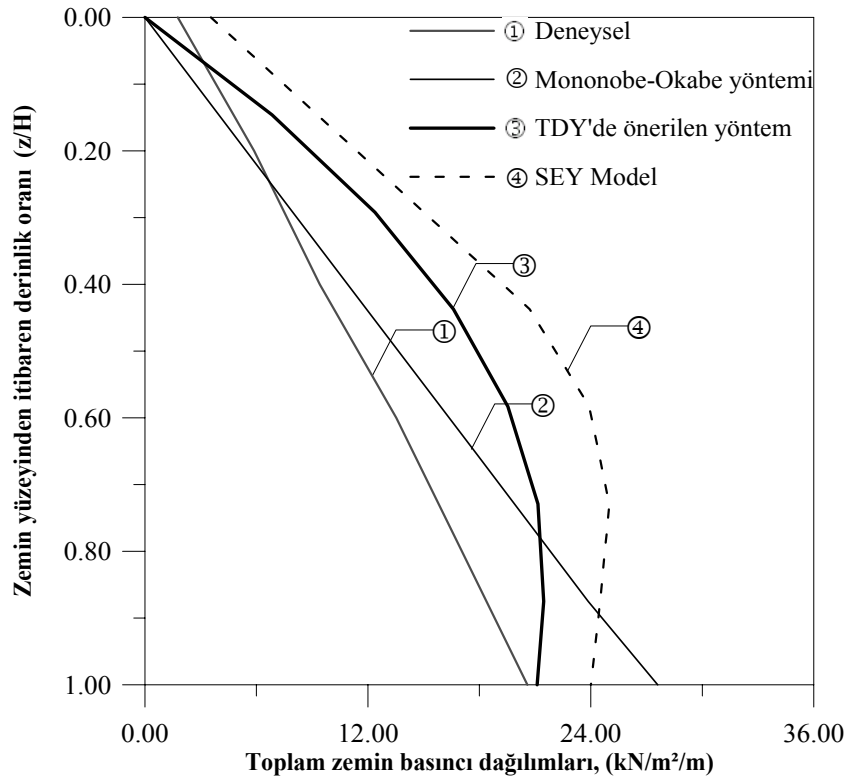
Burada Sonlu elemanlar yöntemine göre dikkate alınan dolgu zemini uzunluğunun duvar yüksekliğinin 5 katı olduğunu belirtmek uygun olmaktadır.



Şekil 2.62. İstinat duvarının (D2) dolgu zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde dikkate alınan sonlu eleman modeli

Bu modelin, Erzincan depremi (1992) Doğu-Batı bileşeni dikkate alınmak suretiyle sonlu elemanlar yöntemi, Mononobe-Okabe yöntemi ve TDY-98'de önerilen yöntemle gerçekleştirilen yapısal çözümlerinden elde edilen toplam basınç dağılımları deneysel çalışmalardan (Dewoolkar vd. 2000) elde edilenlerle birlikte Şekil 2.63'de verilmektedir.

Sonlu elemanlar yöntemiyle yapısal çözümlemede kullanılan adım adım integrasyon için gerekli Rayleigh sönüm katsayıları bu model için  $\alpha_R=0.884567$   $\beta_R=0.00276811$  olarak hesaplanmış ve kayıt zaman aralığı ise  $\Delta t=0.01$ s olarak dikkate alınmıştır.



Şekil 2.63. İstinat duvarının (D2) deneysel, sonlu elemanlar ve farklı analitik yöntemlere göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları



Bu şekilden TDY-98’de önerilen yöntem ve sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanan toplam zemin basınç dağılımlarının birbirleriyle uyum içinde olduğu, aradaki farkın depremin karakteristiğinden kaynaklandığı dolayısıyla TDY-98’deki koşulların dikkate alınması durumundaki sonlu elemanlar yöntemiyle elde edilen dağılımların oldukça yakın olacağı ve deneysel çalışmayla elde edilen toplam zemin basıncı dağılımının genellikle küçük değerler aldığı görülmektedir. Durum böyle olunca sonlu elemanlar yöntemiyle istinat duvarlarının tasarımlarının emniyetli bir şekilde yapılabileceği anlaşılmaktadır. Zira analitik yöntemlerde dikkate alınamayan doğrusal olmayan davranışlar sonlu elemanlar yöntemiyle kolaylıkla dikkate alınabilmektedir.

Depreme göre analitik yöntemler (TDY-98’de önerilen yöntem, Richard-Elms yöntemi, Whitman-Liao yöntemi), sonlu elemanlar yöntemi ve deneysel bir yöntem (Dewoolkar vd. 2000) göre hesaplanan istinat duvarı devirici momentleri ve tepe noktası yerdeğiştirmeleri Çizelge 2.10’da verilmektedir. Bu çizelgeden sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanan devirici momentin diğere yöntemlerle hesaplanandan daha büyük olduğu, en küçük değerin ise deneysel yolla elde edildiğı ve Richard-Elms yöntemiyle elde edilen istinat duvarı tepe noktası yerdeğiştirmesinin en büyük değeri aldığı görülmektedir.

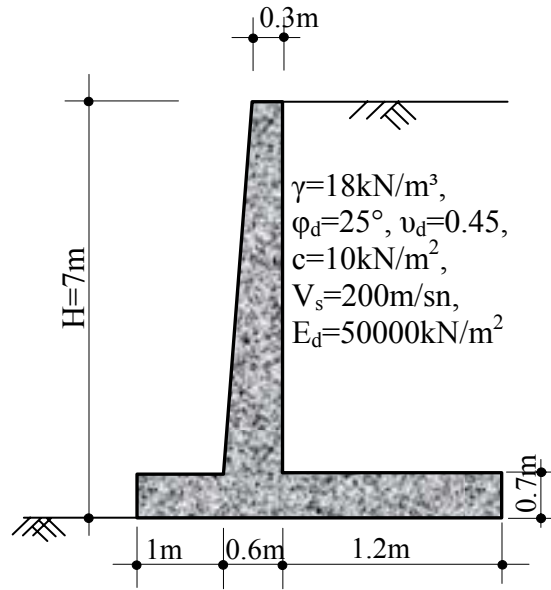
Çizelge 2.10. İstinat duvarının farklı analitik yöntemler, sonlu elemanlar yöntemi ve deneysel bir yöntemle elde edilen devirici momentleri ve tepe noktası yerdeğiştirmeleri

<b>Kullanılan Yöntem</b>	<b>Devirici Moment (kNm)</b>	<b>İstinat Duvarı Tepe Düşüm Noktası Yerdeğiştirmesi (cm)</b>
<i>TDY-98’de Önerilen Yöntem</i>	282.79	-
<i>Richard-Elms Yöntemi</i>	214.01	26.99
<i>Whitman-Liao Yöntemi</i>	214.01	6.78
<i>Sonlu Elemanlar Yöntemi</i>	546.37	11.89
<i>Deneysel Bir Yöntem</i>	202.91	7.19cm

### 2.6.3. Sayısal Uygulama III

Bu sayısal uygulamaya konu olan istinat duvarı boyutları ve dolgu zeminine ilişkin parametreler Şekil 2.64’de verilmektedir. Duvarın, elverişsiz durumlara göre yapısal çözümlenmesinde dolgu zemininin birim ağırlığı  $\gamma=18\text{kN/m}^3$ , iç sürtünme açısı  $\phi_d=25^\circ$ , kohezyonu  $c=10\text{ kN/m}^2$ , elastisite modülü  $E_d=50000\text{kN/m}^2$ , Poisson oranı  $\nu_d=0.45$  ve

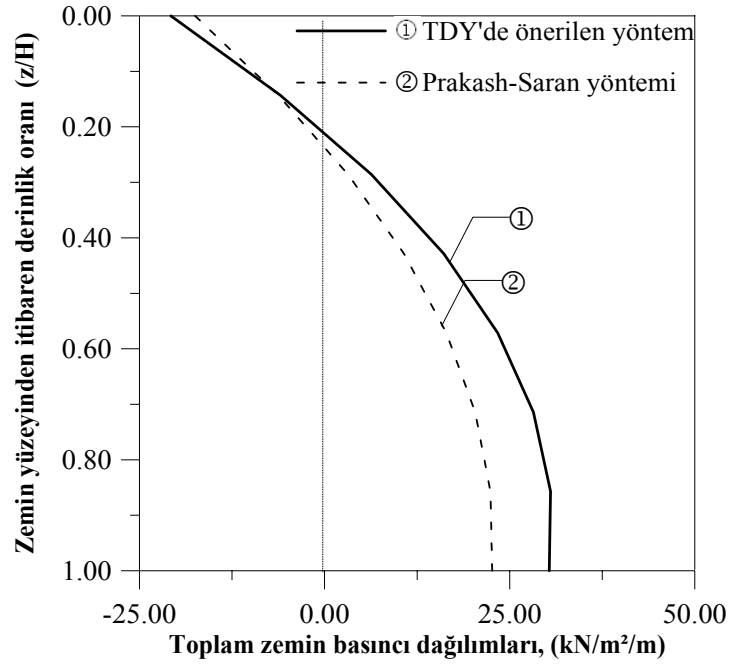
temel taban zemini arasındaki sürtünme katsayısının  $\mu_s = 0.55$  olduğu, duvarın 1.derece deprem bölgesinde inşa edileceği, inşasında malzeme olarak C20-S420 kullanılacağı, betonarmenin birim ağırlığının  $\gamma_c = 25\text{kN}/\text{m}^3$ , elastisite modülünün  $E_c=2.85 \times 10^7\text{kN}/\text{m}^2$ , Poisson oranının  $\nu_c=0.2$  olduğu ve pasif itkinin ihmal edilebilecek düzeyde olduğu kabul edilmektedir. Bu istinat duvarı D3 olarak adlandırılmaktadır.



Şekil 2.64. İstinat duvarının (D3) boyutları ve dolgu zemini parametreleri

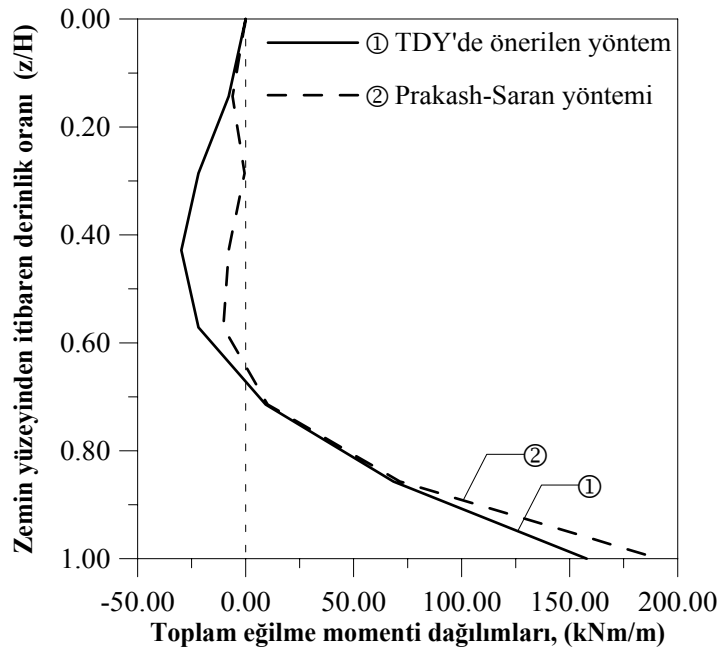
### 2.6.3.1. Analitik Yöntemlere Göre Yapısal Çözümleme

Prakash-Saran Yöntemi ve TDY-98'de önerilen yöntemle göre (bkz. madde 2.1) bu istinat duvarına etkiyen toplam aktif zemin basınçlarının derinlikle değişimleri Şekil 2.65'de verilmektedir. Bu şekilden; Prakash-Saran yöntemi ve TDY-98'de önerilen yöntemlerine göre toplam aktif zemin basıncının zemin üst yüzünden itibaren derinlik oranının ( $z/H$ ) yaklaşık olarak 0,75 kadar arttığı ve duvar derinliği boyunca TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanan toplam aktif basınç dağılımının genellikle daha büyük olduğu görülmektedir.



Şekil 2.65. Analitik yöntemlere göre istinat duvarına (D3) depremden dolayı etkiyen toplam zemin basıncı dağılımları

TDY-98'de önerilen yöntem ve Prakash-Saran yöntemine göre; depremden dolayı istinat duvarına etkiyen eğilme momentinin duvar derinliğiyle değişimi ise Şekil 2.66'da verilmektedir.



Şekil 2.66. Farklı analitik yöntemlere göre istinat duvarına (D3) depremden dolayı etkiyen eğilme momenti dağılımları

Bu şekilden duvar derinliği boyunca Prakash-Saran yöntemiyle hesaplanan toplam eğilme moment dağılımının TDY-98’de önerilen yöntemle hesaplanandan genellikle daha büyük olmakla beraber farkın önemli olmadığı görülmektedir.

TDY-98, Prakash-Saran ve Das-Puri, yöntemlerine göre, depremten dolayı bu istinat duvarına gelen toplam aktif zemin itkisi, bu itkinin duvar tabanından itibaren tatbik noktası ve devirici momentleri Çizelge 2.11’de verilmektedir. Bu çizelgeden görüldüğü gibi Das-Puri yöntemine göre hesaplanan toplam aktif zemin itkisi diğerlerine göre daha büyük olmaktadır. Prakash-Saran yöntemine göre hesaplanan devirici moment de TDY-98’de önerilenden daha büyüktür.

Çizelge 2.11. İstinat duvarının farklı analitik yöntemlere göre hesaplanan toplam zemin itkisi, tatbik noktası ve devirici momentleri

<b>Kullanılan Yöntem</b>	<b><i>Toplam Aktif Zemin İtkisi (kN)</i></b>	<b><i>İtkinin Duvar Tabanından İtibaren Tatbik Noktası (m)</i></b>	<b><i>Devirici Moment (kNm)</i></b>
<b><i>TDY-98’de Önerilen Yöntem</i></b>	104.768	1.51	157.875
<b><i>Prakash-Saran Yöntemi</i></b>	125.647	1.523	191.401
<b><i>Das-Puri Yöntemi</i></b>	165.725	-	-

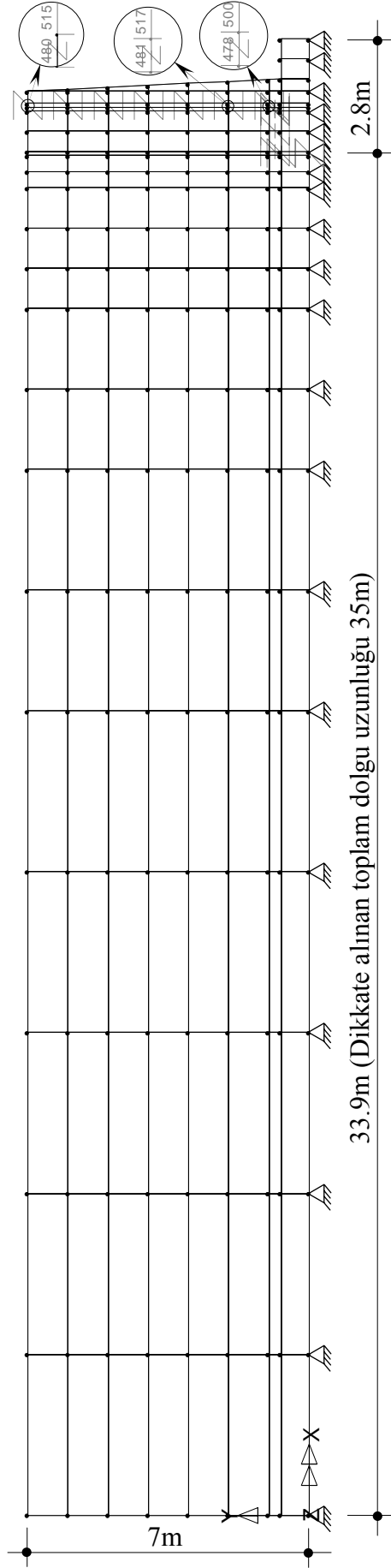
Burada zemin kohezyonunun sadece TDY-98’de önerilen yöntem ve Prakash-Saran yönteminde (bkz.madde 2.1) dikkate alındığını belirtmek uygun olmaktadır.

### **2.6.3.2. Sonlu Elemanlar Yöntemine Göre Yapısal Çözümleme**

#### **2.6.3.2.1. İstinat Duvarının-Dolgu Zemini Etkileşimli Birim Uzunluklu İki Boyutlu Modeli Üzerinde Yapısal Çözümleme**

##### **A) Doğrusal Yapısal Çözümler**

Bu uygulamaya konu olan istinat duvarının (D3) sonlu elemanlar yöntemiyle yapısal çözümlemesi için dikkate alınan sonlu eleman ağı Şekil 2.67’de verilmektedir. Bu şekilde dolgu zemini uzunluğu, daha önce belirtilmeye çalışılan nedenlerle, yine duvar yüksekliğinin 5 katı olarak seçilmiştir.

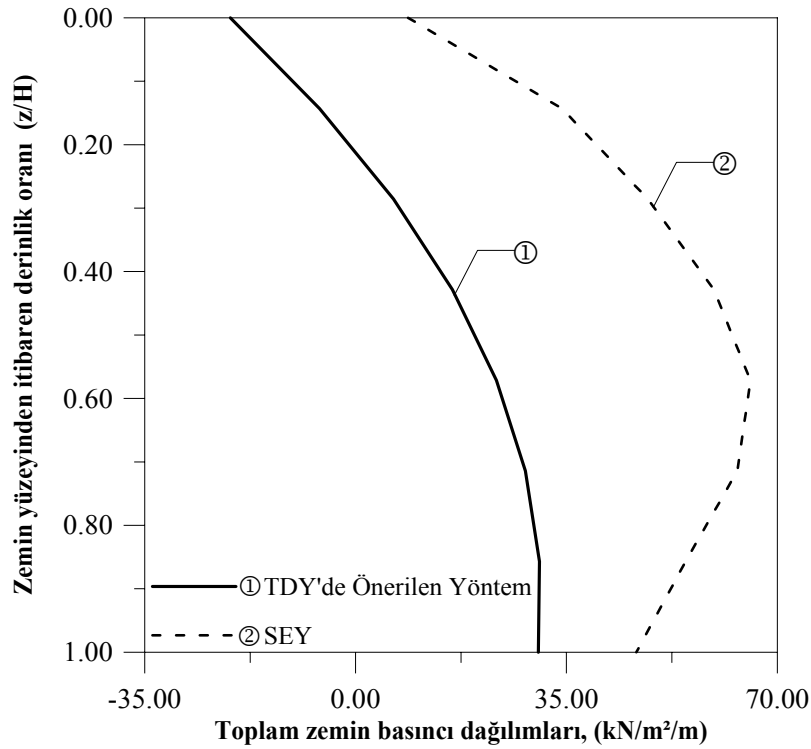


**Model 3.1**

Şekil 2.67. İstinat duvarının (D3) dolgu zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde dikkate alınan sonlu eleman modeli

Sonlu elemanlar yöntemiyle yapısal çözümlemede kullanılan adım adım integrasyon için gerekli Rayleigh sönüm katsayıları bu model için  $\alpha_R=0.0652722$   $\beta_R=0.035317$  olarak hesaplanmış ve kayıt zaman aralığı ise  $\Delta t=0.01s$  olarak dikkate alınmıştır.

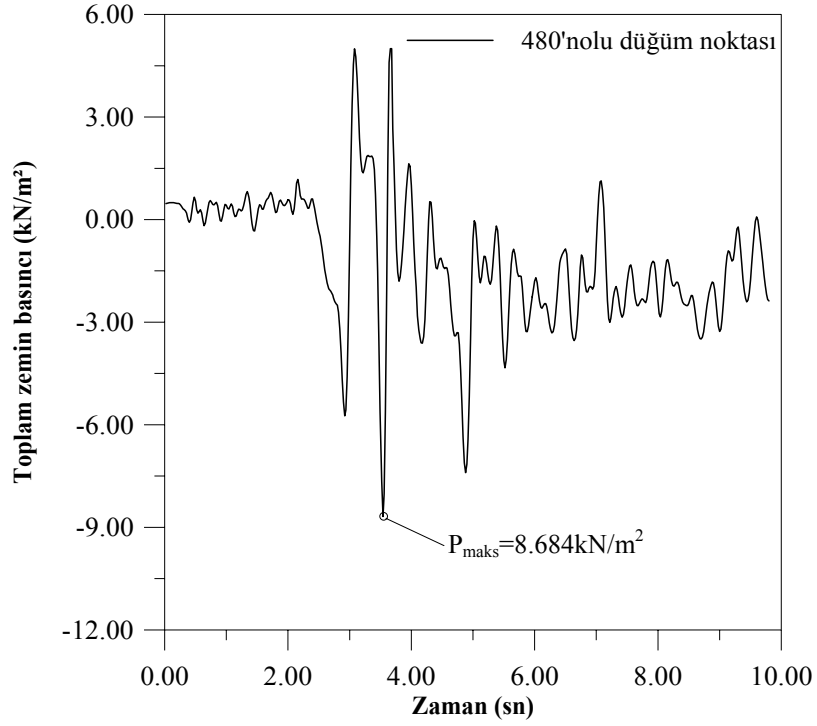
Bu modelin, Erzincan depremi (1992) Doğu-Batı bileşeni dikkate alınmak suretiyle sonlu elemanlar yöntemi ve TDY-98'de önerilen yöntemle gerçekleştirilen yapısal çözümlerinden elde edilen toplam basınç dağılımları Şekil 2.68'de verilmektedir.



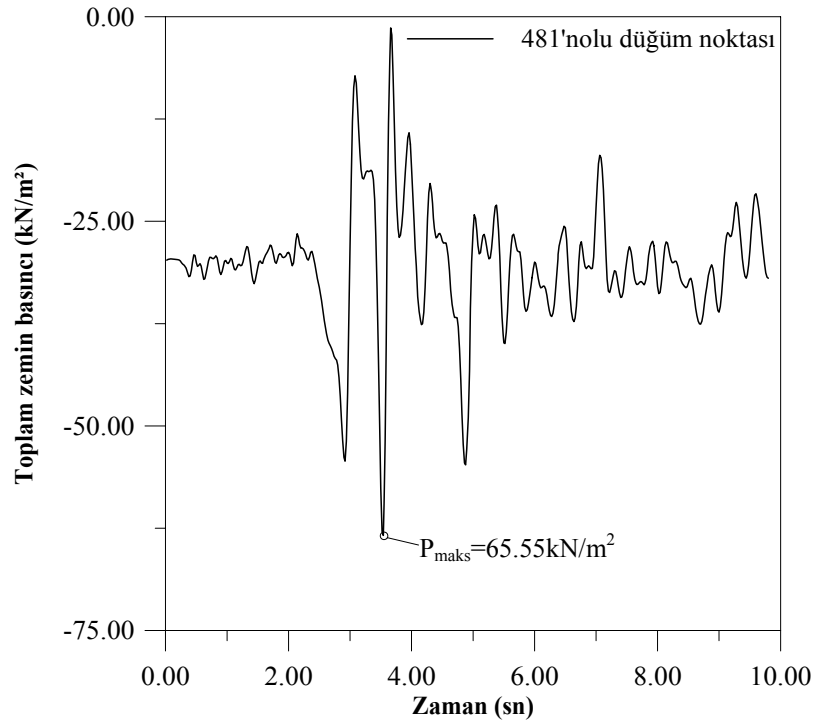
Şekil 2.68. İstinat duvarının (D3) sonlu elemanlar ve TDY-98'de önerilen yöntemle hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden, sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanan toplam basınçların derinlikle dağılımlarının TDY-98'de önerilen yöntemine göre hesaplanan dağılımlarından daha büyük olduğu ve TDY-98'de önerilen yöntemine göre hesaplanan basınç dağılımının duvar tabanındaki değerinin bile sonlu elemanlar yöntemiyle elde edildenden %53.5 daha küçük değer verdiği görülmektedir.

Bu sayısal uygulamada dikkate alınan istinat duvarının (D3) model 3.1'deki 480 ve 481 no'lu düğüm noktalarında (bkz. Şekil 2.67) deprem süresince oluşan toplam zemin basıncının değişimi sırasıyla Şekil 2.69 ve Şekil 2.70'de verilmektedir.



Şekil 2.69. Model 3.1'deki istinat duvarının (D3) 480no'lu düğüm noktasındaki toplam zemin basıncının deprem süresince değişimi



Şekil 2.70. Model 3.1'deki istinat duvarının (D3) 481no'lu düğüm noktasındaki toplam zemin basıncının deprem süresince değişimi

Bu şekillerden, maksimum basınç değerinin akselogramdaki maksimum ivme civarında meydana geldiği, basınç genliklerinin  $2s_n \sim 5s_n$  arasında büyük olduğu, deprem süresince duvar tepesindeki bağlantı elemanı ve duvar orta noktası civarında düğüm noktasındaki bağlantı elemanında (bkz. Şekil 2.67) meydana gelen toplam basınç değişiminin Şekil 2.28’de verilen akselograma benzediği görülmektedir. Bu bulgu sayısal uygulama-1’den farklı olarak zeminin basınç gerilmeleriyle beraber çekme gerilmeleri de taşıdığını göstermektedir. Bu durum dolgu zemininin kohezyonlu oluşuna atfedilebilmektedir.

Bu istinat duvarının (D3), deprem yüklerine göre analitik yöntemler (TDY-98’de önerilen, Richard-Elms, Whitman-Liao) ve sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanan, toplam devirici momentleri ve tepe noktası yerdeğiştirmeleri Çizelge 2.12’de verilmektedir.

Çizelge 2.12. İstinat duvarının (D3), TDY-98’de önerilen, Richard-Elms, Whitman-Liao ve sonlu elemanlar yöntemlerine göre hesaplanan, toplam devirici momentleri ve tepe noktası yerdeğiştirmeleri

<b>Kullanılan Yöntem</b>	<b>Devirici Moment (kNm)</b>	<b>İstinat Duvarı Tepe Noktası Yerdeğiştirmesi (cm)</b>
<b><i>TDY-98’de Önerilen Yöntem</i></b>	157.875	-
<b><i>Richard-Elms Yöntemi</i></b>	351.41	8.656
<b><i>Whitman-Liao Yöntemi</i></b>	351.41	1.61
<b><i>Sonlu Elemanlar Yöntemi (Erzincan Depremi Doğu-Batı Bileşenine Göre Hesap)</i></b>	799.057	12.085

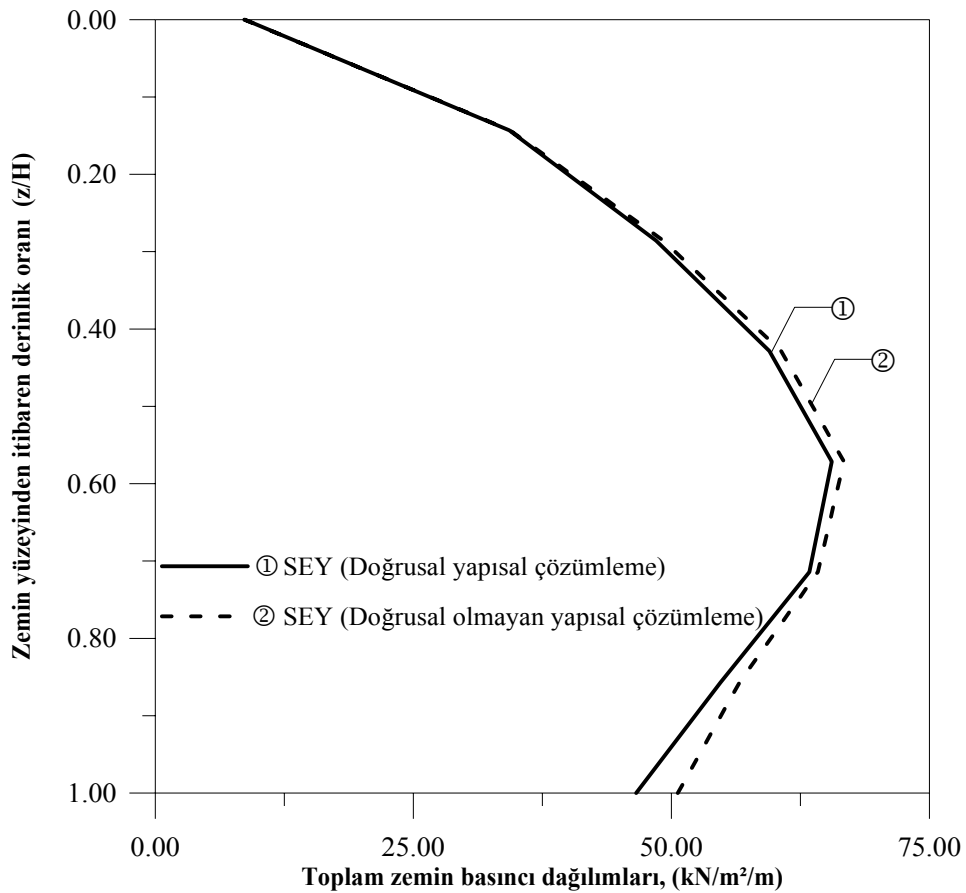
Bu çizelgeden de adı geçen analitik yöntemlerle hesaplanan devirici moment değerleri sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanandan daha küçük olduğu ve tepe noktası yerdeğiştirmesinin Whitman-Liao yöntemi hariç birbirlerine yakın olduğu ve Whitman-Liao yöntemiyle hesaplanan yerdeğiştirmenin diğerlerine göre son derece küçük olduğu görülmektedir.



## B) Doğrusal Olmayan Yapısal Çözümler

Sayısal uygulamada III'de (bkz. Şekil 2.64 ve Şekil 2.67) dikkate alınan istinat duvarının (D3) doğrusal olmayan yapısal çözümü için, daha önce de belirtildiği gibi, sadece dolgu zemini elamanları Drucker-Prager kırılma ölçütü kullanılarak modellenmektedir.

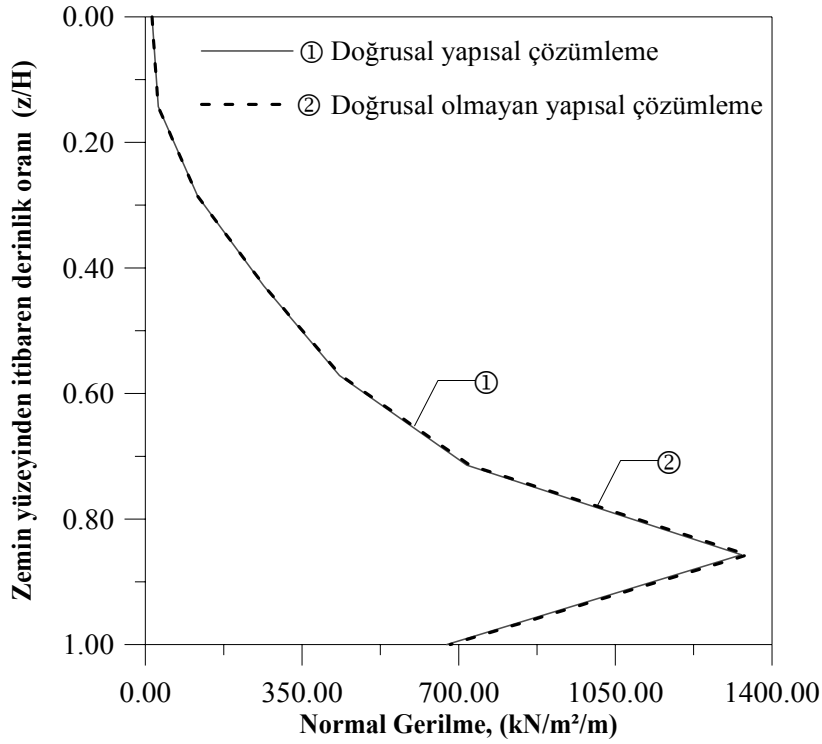
Sonlu elemanlar yöntemiyle (SEY) Erzincan depreminin doğu-batı bileşeni kullanılmak suretiyle gerçekleştirilen doğrusal olmayan yapısal çözümlerinde model 3.1 (bkz. Şekil 2.67) kullanılmaktadır. Bu hesaplamalarda sadece dolgu zemininin doğrusal olmayan davranışı dikkate alınmaktadır. Bu suretle derinlik boyunca elde edilen toplam zemin basıncı dağılımları, doğrusal davranış varsayımıyla hesaplananlarla birlikte Şekil 2.71'de verilmektedir.



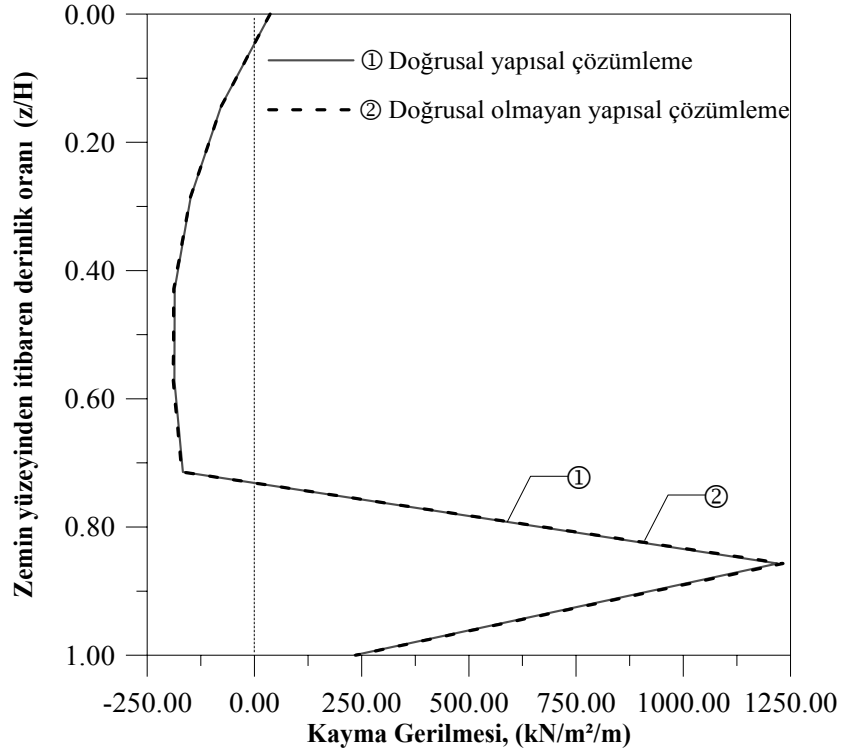
Şekil 2.71. Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için istinat duvarının (D3) sonlu elemanlar yöntemiyle (model 3.1) hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden, D3 istinat duvarının dolgu zemininin doğrusal olmayan davranış gösterdiği varsayımıyla elde edilen toplam basınç dağılımı pratik olarak doğrusal varsayım ile elde edilenlerle çakıştığı görülmektedir. Oysa dolgu zemininin kohezyonsuz olması durumunda bu iki farklı varsayıma göre elde edilen dağılımlar arasındaki fark önemli olmaktadır (bkz. Şekil 2.41).

Bu istinat duvarında doğrusal ve doğrusal olmayan durumlar için derinlik boyunca, model 3.1'e göre, hesaplanan normal gerilme ( $\sigma_x$ ) dağılımları Şekil 2.72'de ve kayma gerilmesinin ( $\tau_{xy}$ ) dağılımları ise ve Şekil 2.73'de verilmektedir.



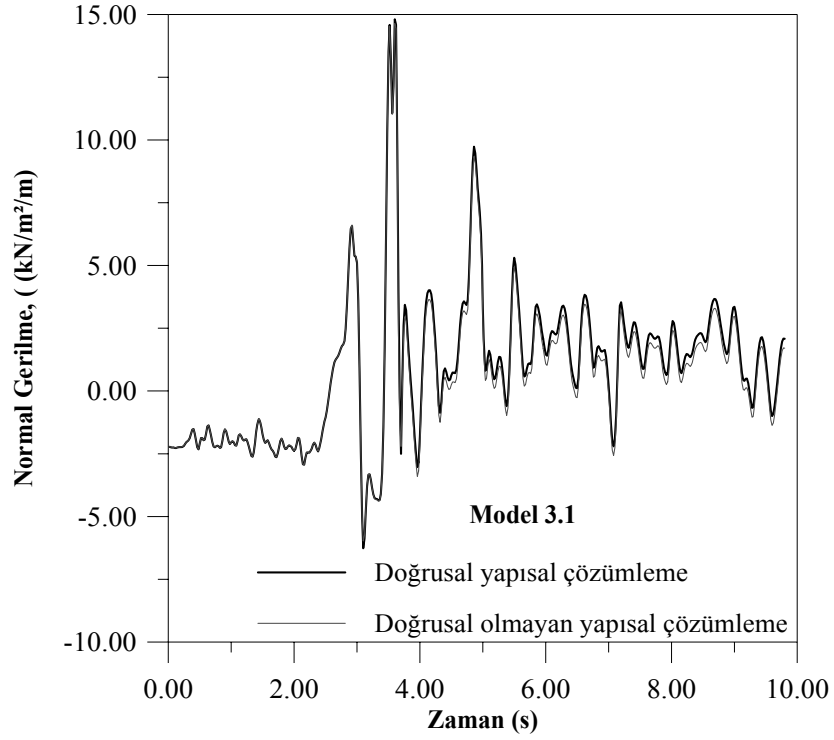
Şekil 2.72. Model 3.1'e göre istinat duvarında (D3) yükseklik boyunca normal gerilme ( $\sigma_x$ ) dağılımları



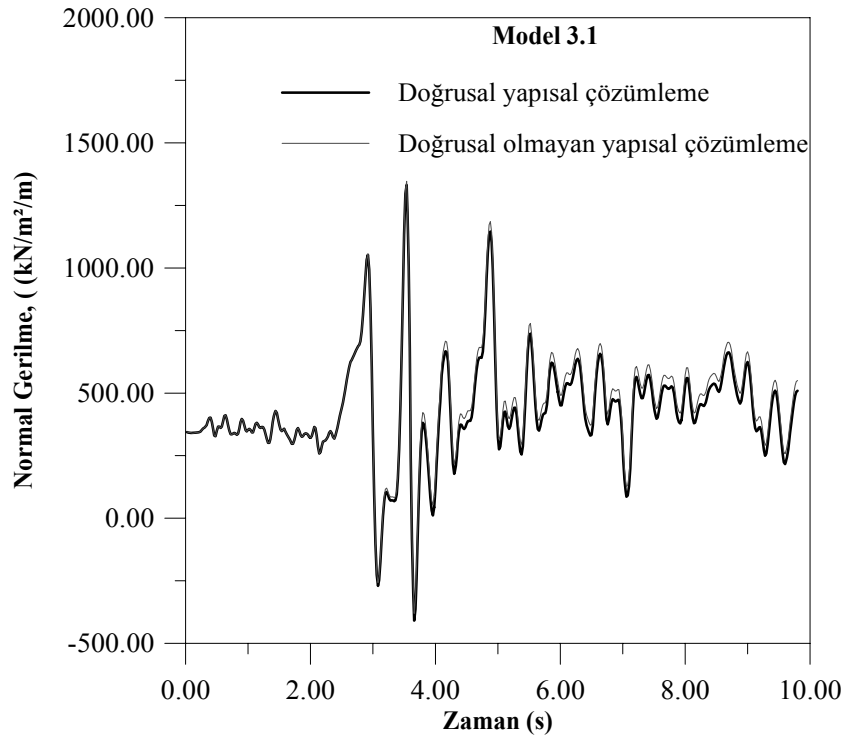
Şekil 2.73. Model 3.1'e göre istinat duvarında (D3) yükseklik boyunca kayma gerilmesi ( $\tau_{xy}$ ) dağılımları

Bu şekillerden, normal gerilme ( $\sigma_x$ ) ve kayma gerilmesi dağılımlarının, istinat duvarı gövdesiyle temelin birleşim bölgesi civarında maksimum olduğu görülmektedir.

Bu istinat duvarının (bkz. Şekil 2.67, model 3.1) dolgu zemininin doğrusal ve doğrusal olmayan durumlar için, tepe düğüm noktası (515 nolu) ve duvar gövdesiyle temelin birleşim bölgesi civarındaki düğüm noktasında (500 nolu), normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) deprem süresince değişimi sırasıyla Şekil 2.74' ve 2.75'de verilmektedir.



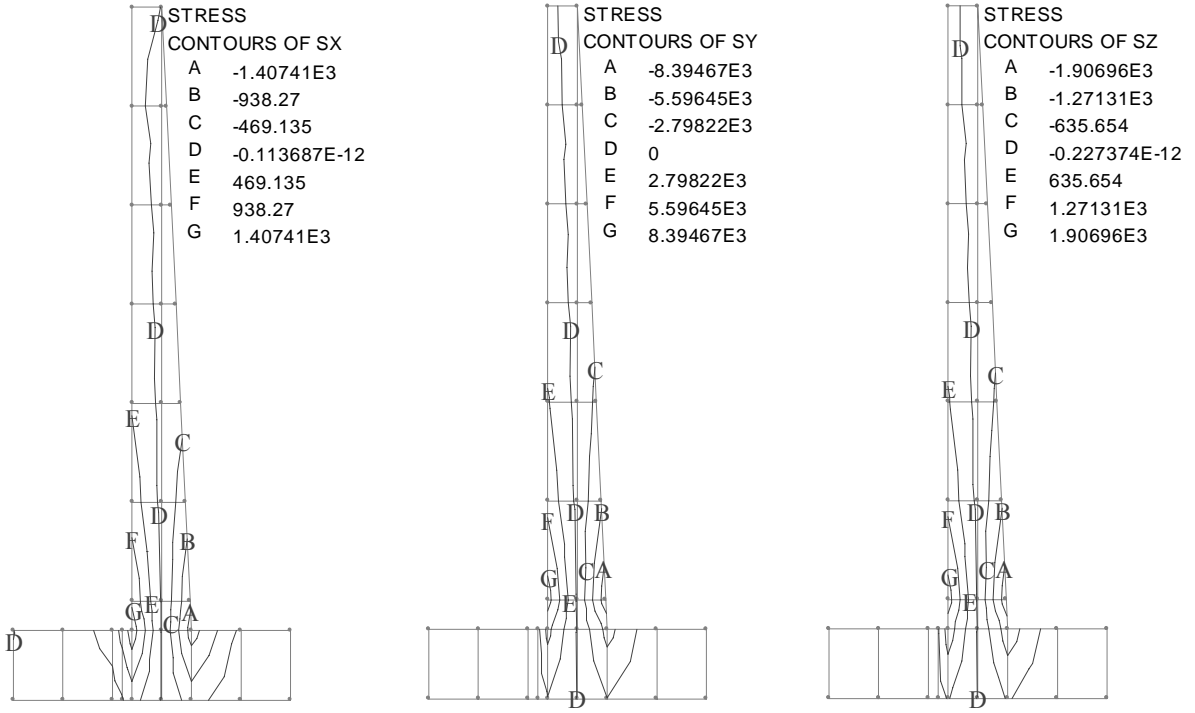
Şekil 2.74. Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için D3 istinat duvarı 515 no'lu düğüm noktasında normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) deprem süresince değişimi, (kN/m<sup>2</sup>/m)



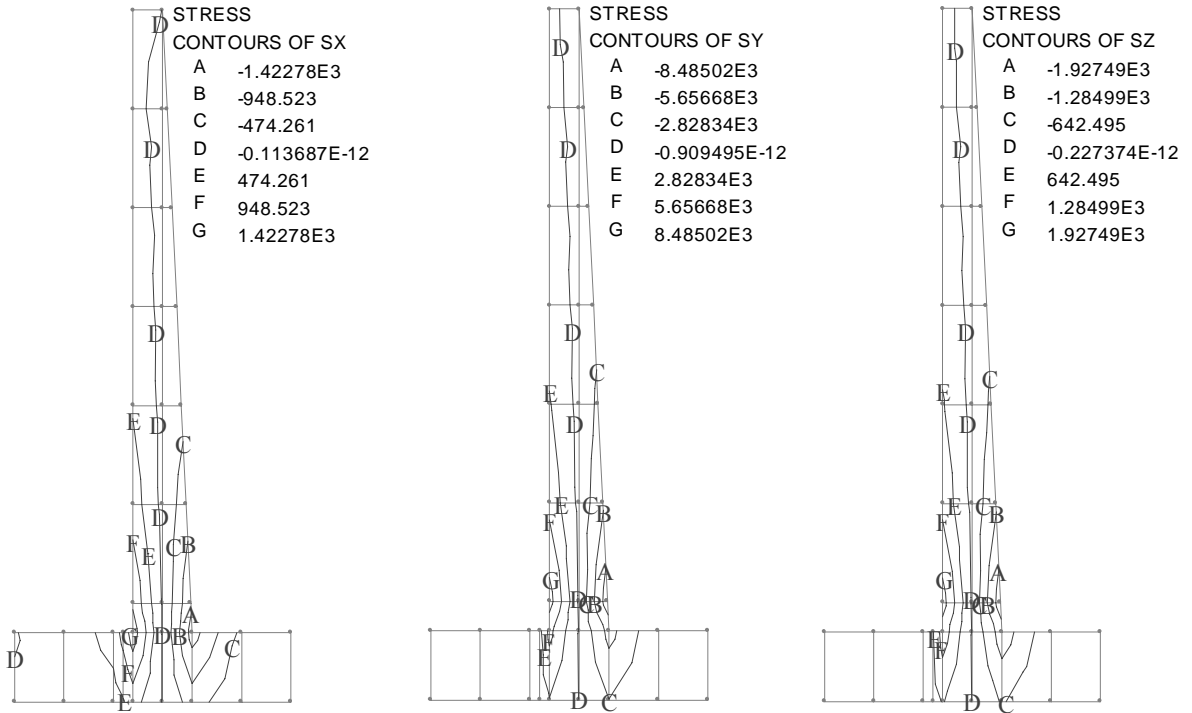
Şekil 2.75. Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için D3 istinat duvarı 500 no'lu düğüm noktasında normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) deprem süresince değişimi, (kN/m<sup>2</sup>/m)

Bu şekillerden görüldüğü gibi dolgu zemininin doğrusal olmayan davranışına ilişkin yapısal çözümlere göre deprem süresince elde edilen normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) değişimi doğrusal yapısal çözümlere göre elde edilenlerle pratik olarak çakışmaktadır. Söz konusu düğüm noktalarındaki maksimum normal gerilmenin deprem ivme kaydının maksimum olduğu 3,48.sn civarında meydana geldiği, deprem süresince istinat duvarı tepe düğüm noktasında (515 nolu) ve duvar gövdesi ve temel birleşim bölgesi civarındaki (bkz. Şekil 2.67) düğüm noktasında (500 nolu) meydana gelen normal gerilmenin değişimlerinin akselogramın ters işaretlisine benzer olduğu görülmektedir. Bu bulgu kohezyonlu zeminlerdeki doğrusal olmayan davranışların kohezyonsuz zeminlerdeki (bkz. Sayısal Uygulama-I) kadar önemli olmadığını göstermektedir.

Bu istinat duvarının model 3.1'e göre doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümlerinden duvarın x-x, y-y ve z-z eksenleri doğrultularındaki eş gerilme yörüngeleri sırasıyla Şekil 2.76 ve Şekil 2.77'de verilmektedir. Doğrusal yapısal çözümlerden hesaplanan gerilmeler x-x, y-y ve z-z eksenleri doğrultusunda maksimum değerleri sırasıyla  $1676\text{kN/m}^2$ ,  $9556\text{kN/m}^2$  ve  $2177\text{kN/m}^2$ 'dir. Doğrusal olmayan yapısal çözümlerden hesaplananlar ise x-x, y-y ve z-z eksenleri doğrultusunda maksimum değerleri yine sırasıyla  $1694\text{kN/m}^2$ ,  $9661\text{kN/m}^2$  ve  $2201\text{kN/m}^2$  olarak elde edilmektedir. Bu gerilme yörüngelerinden doğrusal olmayan yapısal çözümlerden elde edilenlerde doğrusal davranış varsayımına göre elde edilenlerden daha büyük olduğu, her iki varsayıma göre duvar tepe noktası civarının çekme etkisinde kaldığı ve bu gerilmelerin daima betonun basınç ( $20000\text{kN/m}^2$ ) ve çekme ( $1600\text{kN/m}^2$ ) dayanımının altında olduğu görülmektedir.



Şekil 2.76. İstinat duvarının (D3) doğrusal yapısal çözümlenmesiyle hesaplanan eş gerilme yörüngeleri



Şekil 2.77. İstinat duvarının (D3) doğrusal olmayan yapısal çözümlenmesiyle hesaplanan eş gerilme yörüngeleri

### 2.6.3.2.2. İstinat Duvarının-Dolgu ve Temel Zemini Etkileşimli Birim Uzunluklu İki Boyutlu Modeli Üzerinde Yapısal Çözümleme

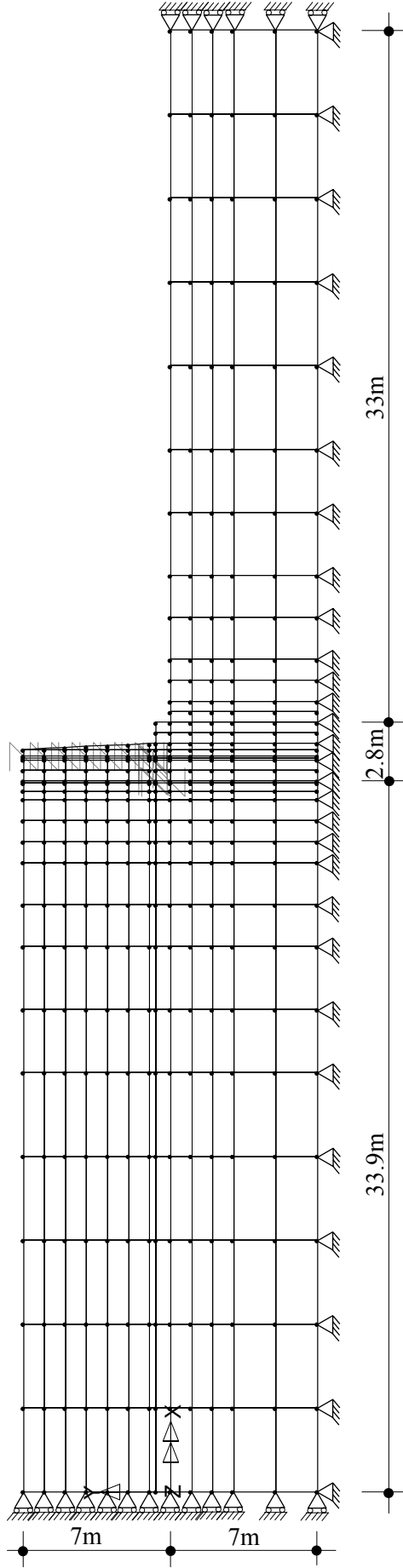
#### A) Doğrusal Yapısal Çözümler

Sayısal uygulama III (bkz. Şekil 2.64) için seçilen istinat duvarının (D3) duvar-dolgu ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümleri için kullanılan sonlu eleman modelleri Şekil 2.78, Şekil 2.79 ve Şekil 2.80'de verilmektedir. Bunlardan Şekil 2.78'de verilen model 3.2, Şekil 2.79'da verilen model 3.3 ve Şekil 2.80'de verilen model 3.4'deki dolgu zemini uzunlukları tüm modeller için duvar yüksekliğinin 5 katı, temel zemini derinliği ise sırasıyla duvar yüksekliğine eşit, duvar yüksekliğinin 1.5 katı ve duvar yüksekliğinin 2 katı olarak seçilmektedir.

Bu yapısal çözümlerde, temel zemininin siltli-kum olduğu varsayımıyla elastisite modülü  $E_z=20 \times 10^3$  kN/m<sup>2</sup>, iç sürtünme açısı  $\phi_z=28^\circ$ , Poisson oranı  $\nu_z=0.35$ , birim ağırlığı  $\gamma_z=19$  kN/m<sup>3</sup> ve duvar tabanı ile zemin arasındaki sürtünme katsayısı  $\mu_s=0.50$  olarak alınmaktadır.

Sonlu elemanlar yöntemiyle yapısal çözümlemede kullanılan adım adım integrasyon için gerekli Rayleigh sönüm katsayıları temel zemininin siltli kum olması durumunda model 3.2 için  $\alpha_R=0.0288474$   $\beta_R=0.0716108$ , model 3.3 için  $\alpha_R=0.0262283$   $\beta_R=0.0767658$  ve model 3.4 için  $\alpha_R=0.0246744$   $\beta_R=0.0799508$  olarak hesaplanan değerler kullanılmış ve kayıt zaman aralığı ise  $\Delta t=0.01$  s olarak dikkate alınmıştır.

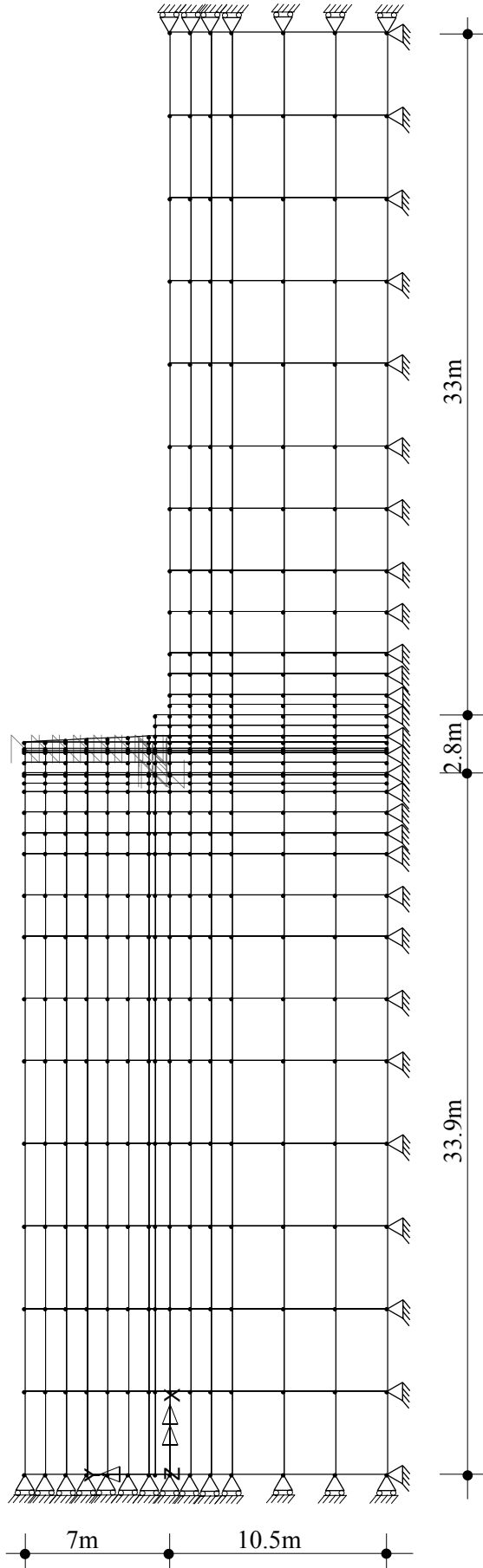
Burada yukarıda anılan üç farklı modele göre hesaplanan sönüm katsayılarının duvar, dolgu ve temel zemininin karakteristiklerine göre elde edildiğini belirtmek uygun olmaktadır.



**Model 3.2**

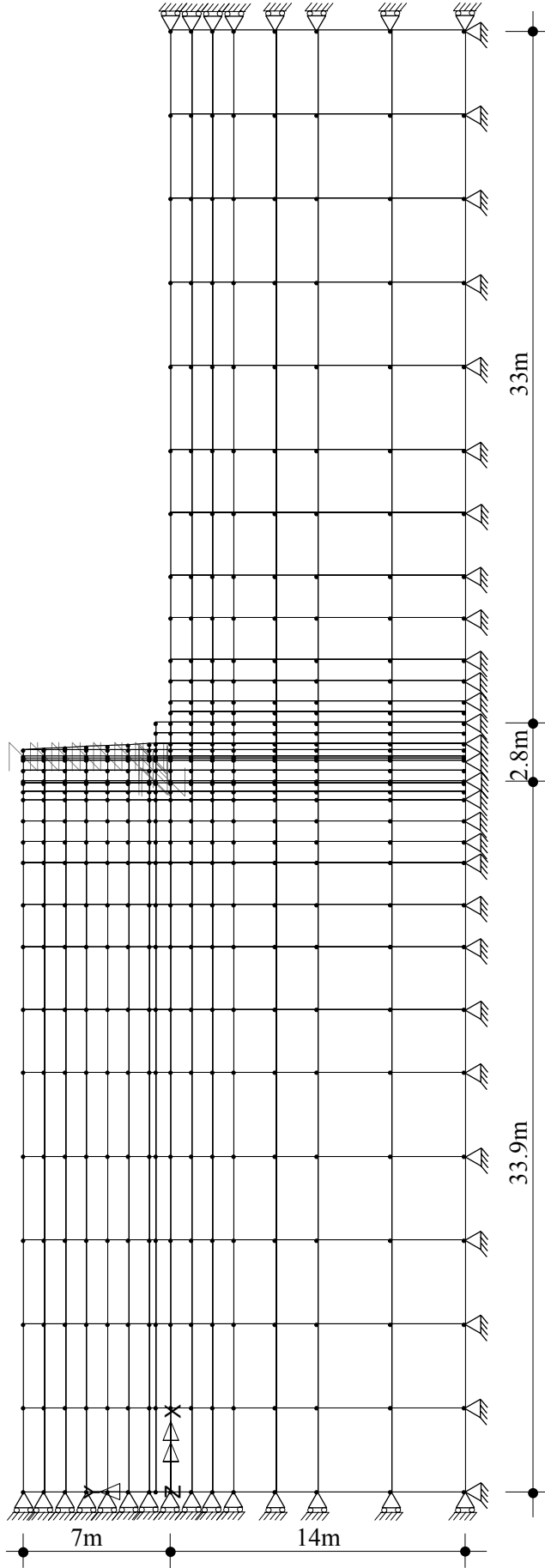
Şekil 2.78. İstinat duvarının (D3) dolgu ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde kullanılan sonlu elemanlar ağı





**Model 3.3**

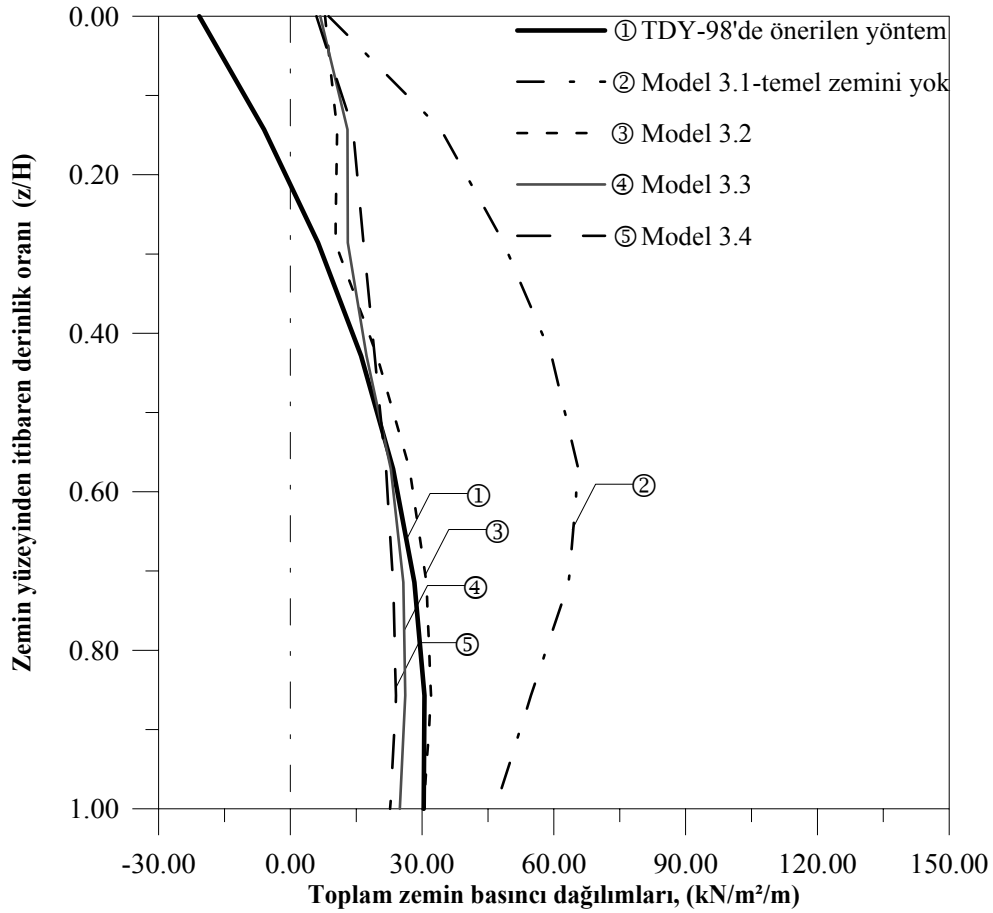
Şekil 2.79. İstinat duvarının (D3) dolgu ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde kullanılan sonlu elemanlar ağı



**Model 3.4**

Şekil 2.80. İstinat duvarının (D3) dolgu ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde kullanılan sonlu elemanlar ağı

Sonlu elemanlar yöntemiyle Erzincan depreminin Doğu-Batı bileşeni için, temel zemininin siltli-kum olması durumunda istinat duvarına (D3), üç farklı modele göre (bkz. Şekil 2.78, Şekil 2.79 ve Şekil 2.80), etkiyen toplam zemin basıncı dağılımları TDY-98'de önerilen yöntem yardımıyla hesaplananlarla birlikte Şekil 2.81'de verilmektedir.



Şekil 2.81. İstinat duvarının (D3) sonlu elemanlar yöntemiyle zemin etkileşimli çözümünden ve TDY-98'de önerilen yöntemle belirlenen toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden, duvarın temel zemini etkileşiminin dikkate alındığı durumda, üç farklı modele göre sonlu elemanlar yöntemiyle temel zeminin siltli-kum olması durumunda hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımlarında gözardı edilmeyecek derecede bir azalma meydana geldiği görülmektedir. Bu durum bundan önceki sayısal uygulama I'de olduğu gibi bu tür yapılarda temel zemini etkileşiminin yapı davranışını olumlu yönde etkilediğini göstermektedir. Diğer taraftan model 3.2'ye göre elde edilen toplam zemin basıncı dağılımı ile model 3.4'e göre elde edilen toplam zemin basıncı dağılımının birbirine yakın

olduğu ve istinat duvarı yüksekliğince model 3.2'ye göre hesaplanan basınç dağılımının genelde daha büyük değerler aldığı görülmektedir. Durum böyle olunca elde edilen sonuçlar hem hesap zamanı hem de eleman sayısı bakımından sonraki sayısal uygulamalarda istinat duvarı-dolgu ve temel zemini etkileşimli hesap için her iki modelin ortalaması olan temel zemini derinliği istinat duvarı yüksekliğinin 1.5 katı alınarak gerçekleştirilen çözümlerden elde edilen bulgular analitik yöntemlerden elde edilenlerle karşılaştırılmaktadır.

Erzincan depremi Doğu-Batı bileşeninden dolayı duvar-dolgu zemini etkileşimine ilaveten temel zemini etkileşiminin de dikkate alınması ve alınmaması durumlarında duvara etkiyen toplam devirici momentler aşağıdaki Çizelge 2.13'de verilmektedir.

Çizelge 2.13. İstinat duvarının dolgu zemini etkileşimine ilaveten siltli-kum olan temel zemini etkileşiminin dikkate alınması ve alınmaması durumunda farklı modellerle hesaplanan devirici momentler

<b>Kullanılan Model</b>		<b>Devirici Moment (kNm)</b>
<b><i>Sadece Dolgu Zemini Etkileşiminin Dikkate Alınması Durumu (Model 3.1)</i></b>		799.057
<b><i>Dolgu+Temel Zemini Etkileşiminin Dikkate Alınması Durumu</i></b>	Model 3.2	201.181
	Model 3.3	176.067
	Model 3.4	174.611

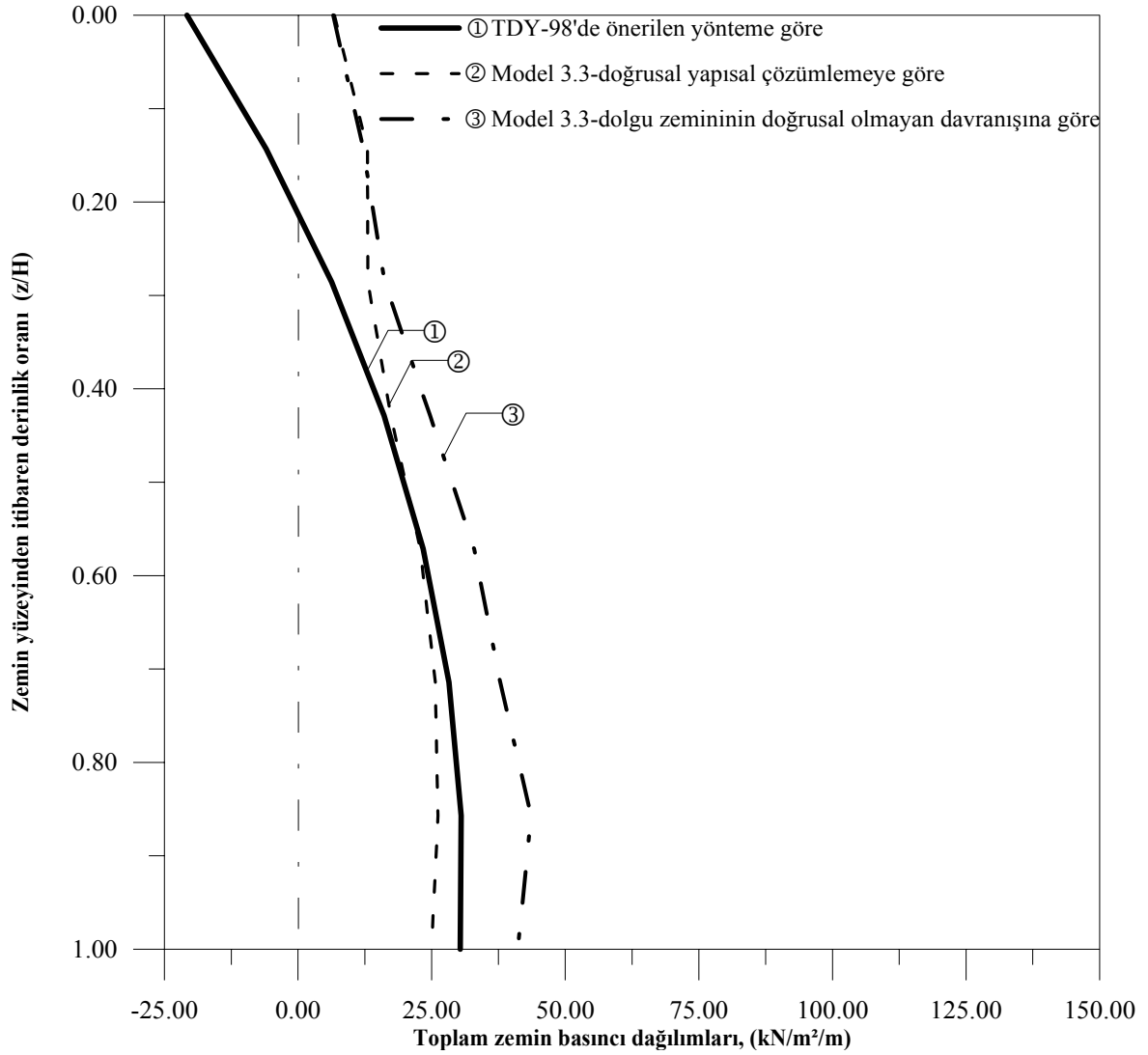
Bu çizelgeden duvarın üç farklı modele göre temel zeminin dikkate alınması durumundaki devirici momentlerin temel zeminin dikkate alınmaması durumundaki devirici moment değerinden çok küçük olduğu görülmektedir.

#### B) Doğrusal Olmayan Yapısal Çözümler

İstinat duvarının (D3) doğrusal olmayan yapısal çözümlemesi için zemin elamanları Drucker-Prager kırılma ölçütü kullanılarak modellenmektedir.

Sonlu elemanlar yöntemiyle Erzincan depreminin doğu-batı bileşeni kullanılmak suretiyle gerçekleştirilen doğrusal olmayan yapısal çözümlemelerde daha önce verilmiş olan model 3.3 (bkz. Şekil 2.79) kullanılmaktadır. Bu çözümlemelerde sadece dolgu

zemininin doğrusal olmayan davranışı dikkate alınmakta ve elde edilen toplam zemin basıncı dağılımları, doğrusal davranış varsayımıyla ve TDY-98'de önerilen yöntem yardımıyla hesaplananlarla birlikte Şekil 2.82'de verilmektedir.

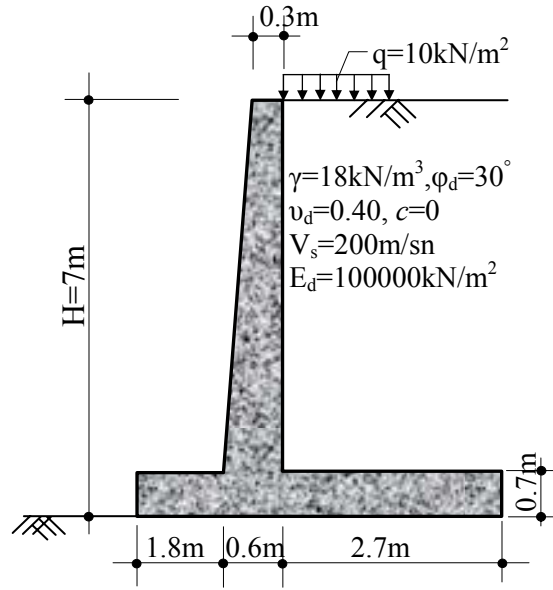


Şekil 2.82. Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için istinat duvarının (D3) sonlu elemanlar yöntemi (model 3.3) ve TDY-98'de önerilen yöntemle hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden; D3 istinat duvarının sadece dolgu zemininin doğrusal olmayan davranışının dikkate alındığı durumda elde edilen toplam zemin basınç dağılımı değerleri, doğrusal varsayımla ve TDY-98'de önerilen yöntemle elde edilenlerden büyük olduğu görülmektedir. Öyle ki duvar tabanında gerilme oranı 0.35 olmaktadır.

### 2.6.4. Sayısal Uygulama IV

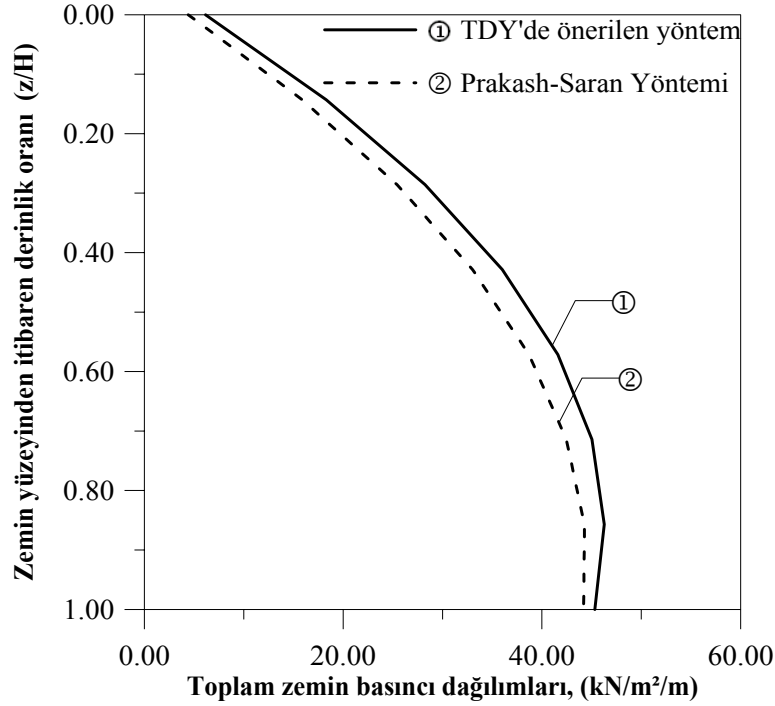
Bu sayısal uygulamaya konu olan istinat duvarı boyutları ve dolgu zeminine ilişkin parametreler Şekil 2.83’de verilmektedir. Duvarın, elverişsiz durumlara göre yapısal çözümlenmesinde dolgu zemininin birim ağırlığı  $\gamma=18\text{kN/m}^3$ , iç sürtünme açısı  $\phi_d=30^\circ$ , kohezyonu  $c=0$ , elastisite modülü  $E_d=100000\text{ kN/m}^2$ , Poisson oranı  $\nu_d=0.40$  ve temel taban zemini arasındaki sürtünme katsayısının  $\mu_s = 0.55$  olduğu, duvarın 1.derece deprem bölgesinde inşa edileceği, inşasında malzeme olarak C25-S420 kullanılacağı, betonarmenin birim ağırlığının  $\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$ , elastisite modülünün  $E_c=3 \times 10^7\text{kN/m}^2$ , Poisson oranının  $\nu_c=0.2$  olduğu ve pasif itkinin ihmal edilebilecek düzeyde kaldığı kabul edilmekte ve bu duvar D4 olarak adlandırılmaktadır.



Şekil 2.83. İstinat duvarının (D4) boyutları ve dolgu zemini parametreleri

#### 2.6.4.1. Analitik Yöntemlere Göre Yapısal Çözümleme

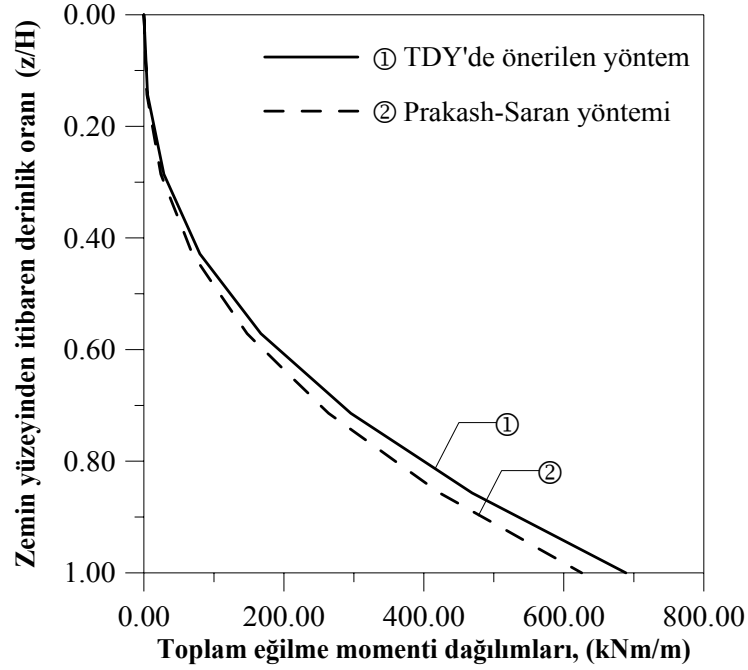
Prakash-Saran Yöntemi ve TDY-98’de önerilen yöntemle (bkz. madde 2.1) bu istinat duvarına etkiyen toplam aktif zemin basınçlarının derinlikle değişimleri Şekil 2.84’de verilmektedir.



Şekil 2.84. İki farklı analitik yöntemle göre istinat duvarına (D4) depremden dolayı etkiyen toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden; Prakash-Saran yöntemi ve TDY-98'de önerilen yöntemlerine göre toplam aktif zemin basıncının zemin üst yüzünden itibaren derinlik oranının ( $z/H$ ) yaklaşık olarak 0,75 değerine kadar arttığı daha sonra azaldığı ve duvar derinliği boyunca TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanan toplam aktif basınç dağılımının daha büyük olduğu, ancak aradaki farkın önemli olmadığı görülmektedir.

TDY-98'de önerilen yöntem ve Prakash-Saran yöntemine göre; depremden dolayı istinat duvarına etkiyen eğilme momentinin duvar derinliğiyle değişimi de Şekil 2.85'de verilmektedir. Bu şekilden de duvar derinliği boyunca TDY-98'de önerilen yöntemle hesaplanan toplam devirici moment dağılımının Prakash-Saran yöntemiyle hesaplanandan daha büyük ancak aradaki farkın ihmal edilebilecek düzeyde olduğu görülmektedir.



Şekil 2.85. İki farklı analitik yöntemle göre istinat duvarına (D4) depremden dolayı etkiyen eğilme momenti dağılımları

TDY-98 ve Eurocode-8'de önerilen yöntemler ve Prakash-Saran yöntemine göre, depremden dolayı bu istinat duvarına gelen toplam aktif zemin itkisi, bu itkinin duvar tabanından itibaren tatbik noktası ve devirici moment Çizelge 2.14'de verilmektedir. Bu çizelgeden görüldüğü gibi TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanan toplam aktif zemin itkisi ve devirici moment diğer yöntemlere göre hesaplanarlardan daha büyük olmakta ve en küçük değeri Eurocode-8'de önerilen yöntem vermektedir. Oysa sayısal uygulama-I'de Eurocode-8'de önerilen yöntem en büyük aktif zemin itkisi ve devirici moment değerleri vermiştir (bkz. Çizelge 2.3). Bu bulgu istinat duvarlarının depreme göre tasarımında kullanılacak yöntem seçiminin önemli olduğunu ortaya koymaktadır.

Çizelge 2.14. Farklı analitik yöntemlere göre istinat duvarına etkiyen toplam aktif zemin itkisi, itkinin tatbik noktası ve devirici momentler

Kullanılan Yöntem	Toplam Aktif Zemin İtkisi (kN)	İtkinin Duvar Tabanından İtibaren Tatbik Noktası (m)	Devirici Moment (kNm)
<i>TDY-98'de Önerilen Yöntem</i>	242.498	2.84	688.775
<i>Eurocode-8'de Önerilen Yöntem</i>	225.22	2.74	617.1
<i>Prakash-Saran Yöntemi</i>	225.18	2.779	625.681



Burada TDY-98'de ve Eurocode-8 önerilen yöntemler ve Prakash-Saran yönteminde (bkz. madde 2.1) ek yük olması durumunun dikkate alındığını Mononobe-Okabe ve Steedman-Zeng yöntemlerinde ise böyle bir yükün dikkate alınmadığını belirtmek uygun olacaktır.

#### **2.6.4.2. Sonlu Elemanlar Yöntemine Göre Yapısal Çözümleme**

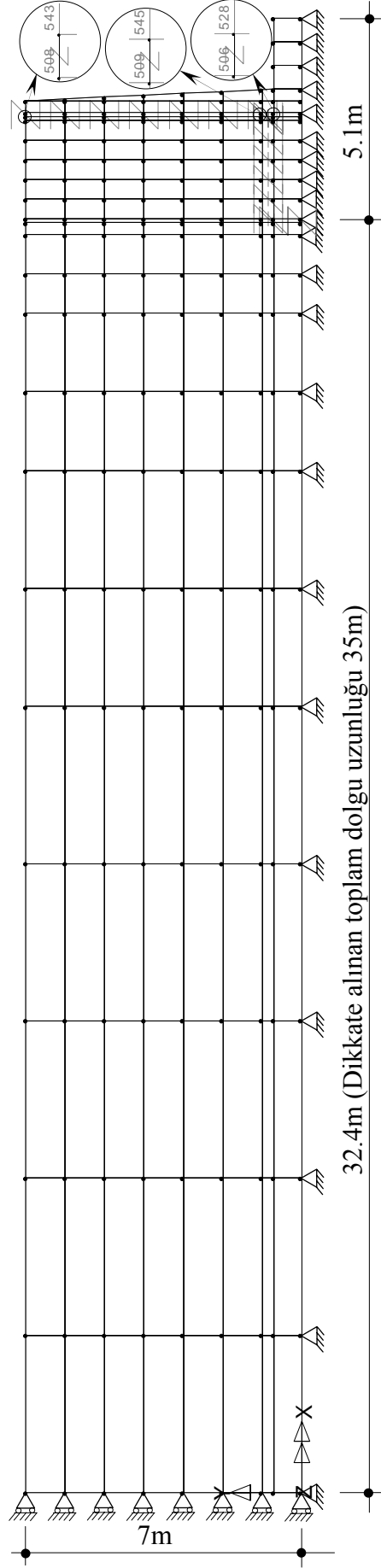
##### **2.6.4.2.1. İstinat Duvarının-Dolgu Zemini Etkileşimli Birim Uzunluklu İki Boyutlu Modeli Üzerinde Yapısal Çözümleme**

###### **A) Doğrusal Yapısal Çözümler**

Bu uygulamaya konu olan istinat duvarının (D4) sonlu elemanlar yöntemiyle yapısal çözümlenmesi için dikkate alınan sonlu eleman ağları Şekil 2.86'da verilmektedir. Bunun çözümlenmesinde dolgu zemini uzunluğu duvar yüksekliğinin 5 katı olarak seçilmektedir.

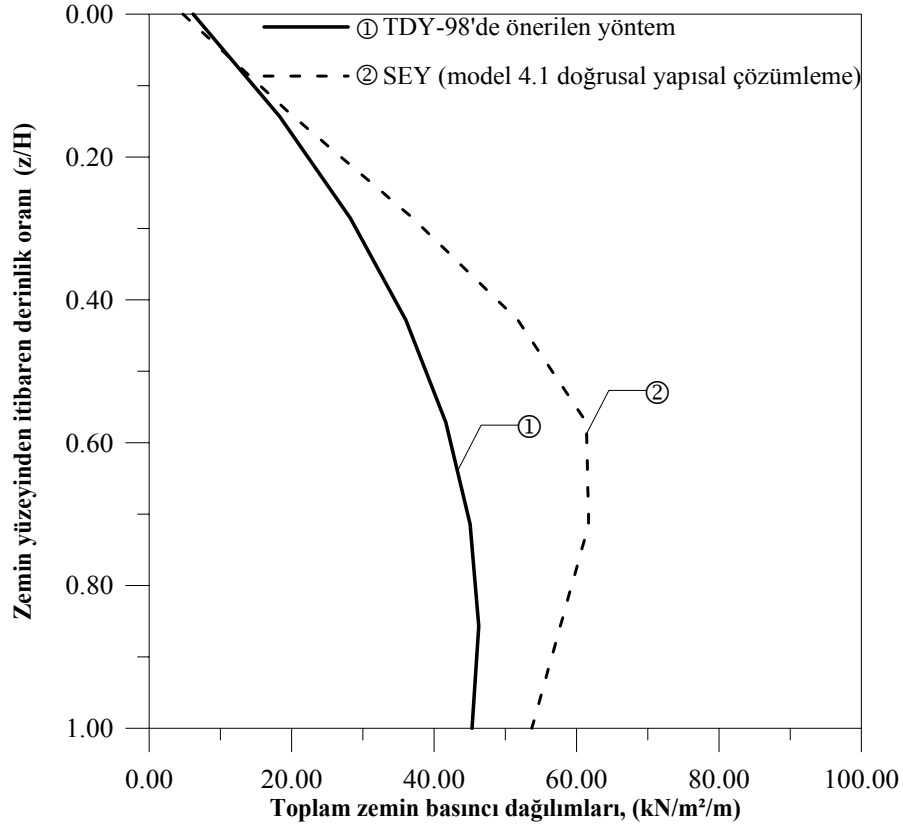
Sonlu elemanlar yöntemiyle yapısal çözümlenmede kullanılan adım adım integrasyon için gerekli Rayleigh sönüm katsayıları model 4.1 için  $\alpha_R=0.0599915$   $\beta_R=0.0386977$  olarak hesaplanmakta ve kayıt zaman aralığı ise  $\Delta t=0.01$ sn olarak dikkate alınmaktadır.

Bu modelin, Erzincan depremi (1992) Doğu-Batı bileşeni dikkate alınmak suretiyle sonlu elemanlar yöntemi ve TDY-98'de önerilen yöntemle gerçekleştirilen yapısal çözümlerinden elde edilen toplam basınç dağılımları Şekil 2.87'de verilmektedir.



**Model 4.1**

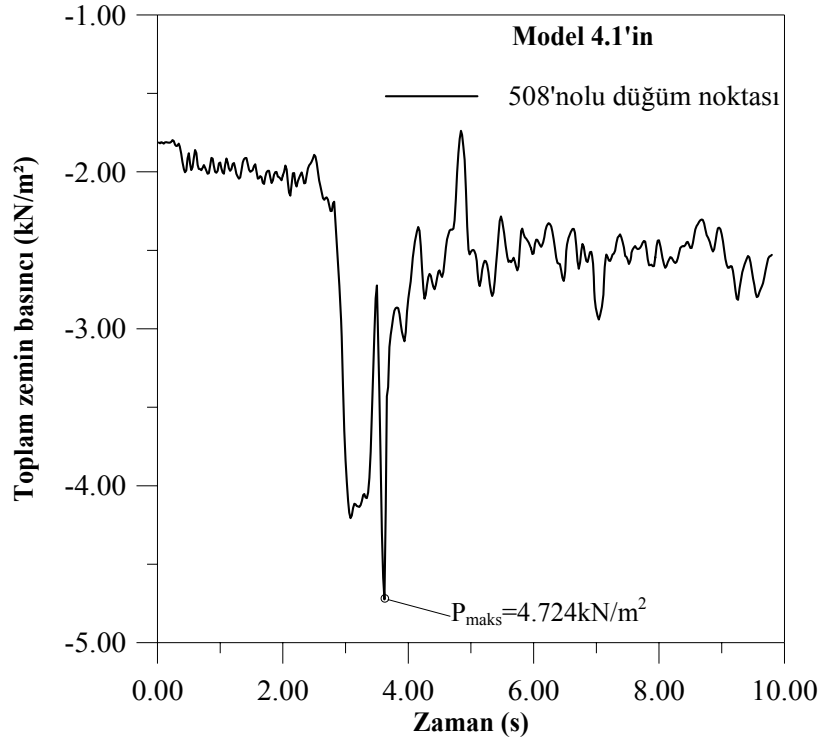
Şekil 2.86. İstinat duvarının (D4) dolgu zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde dikkate alınan sonlu eleman modeli



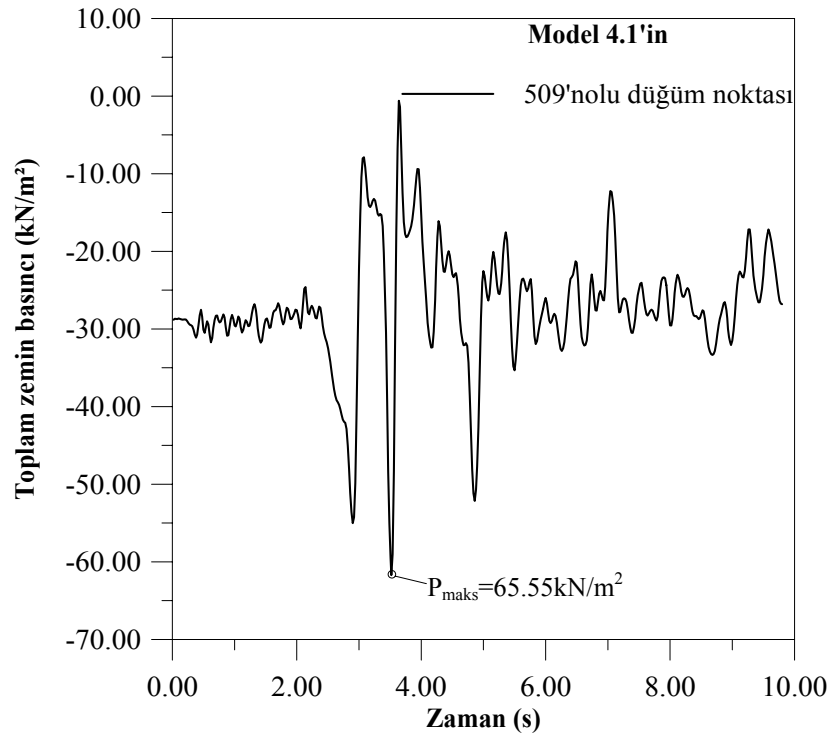
Şekil 2.87. İstinat duvarının (D4) sonlu elemanlar ve TDY-98'de önerilen yöntemle hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden; sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanan toplam basınçların derinlikle dağılımlarının TDY-98'de önerilen yöntemine göre hesaplanarlardan genellikle daha büyük olduğu ve TDY-98'de önerilen yöntemine göre hesaplanan basınç dağılımının duvar tabanındaki değerinin sonlu elemanlar yöntemiyle elde edilenden %19 civarında daha küçük değer verdiği görülmektedir.

Bu sayısal uygulamada dikkate alınan istinat duvarının (D4) model 4.1'deki 508 ve 509 no'lu düğüm noktalarında (bkz. Şekil 2.86) deprem süresince oluşan zemin toplam basıncının değişimi sırasıyla Şekil 2.88 ve Şekil 2.89'da verilmektedir.



Şekil 2.88. Model 4.1'deki istinat duvarının (D4) 508no'lu düğüm noktasındaki toplam zemin basıncının deprem süresince değişimi



Şekil 2.89. Model 4.1'deki istinat duvarının (D4) 509no'lu düğüm noktasındaki toplam zemin basıncının deprem süresince değişimi

Bu şekillerden görüldüğü gibi maksimum basınç değerinin akselogramdaki maksimum ivme civarında meydana geldiği, basınç genliklerinin  $2s_n \sim 5s_n$  arasında büyük olduğu, deprem süresince duvar tepesindeki bağlantı elemanında meydana gelen toplam basınç değişiminin Şekil 2.28’de verilen akselograma benzemediği, duvar orta noktası civarındaki düğüm noktasındaki bağlantı elemanında (bkz. Şekil 2.86) ise bu basınç değişiminin akselograma benzer olduğu görülmektedir. Bu bulgu tepe noktası yerdeğiştirmesinin diğerlerine göre daha büyük olmasıyla açıklanabilmektedir.

Bu istinat duvarının (D4), deprem yüklerine göre TDY-98’de önerilen, Richard-Elms, Whitman-Liao ve sonlu elemanlar yöntemleriyle hesaplanan, toplam devirici momentleri ve yerdeğiştirmeleri Çizelge 2.15’de verilmektedir.

Çizelge 2.15. İstinat duvarının (D4), TDY-98’de önerilen, Richard-Elms, Whitman-Liao ve sonlu elemanlar yöntemlerine göre hesaplanan, toplam devirici momentleri ve tepe noktası yerdeğiştirmeleri

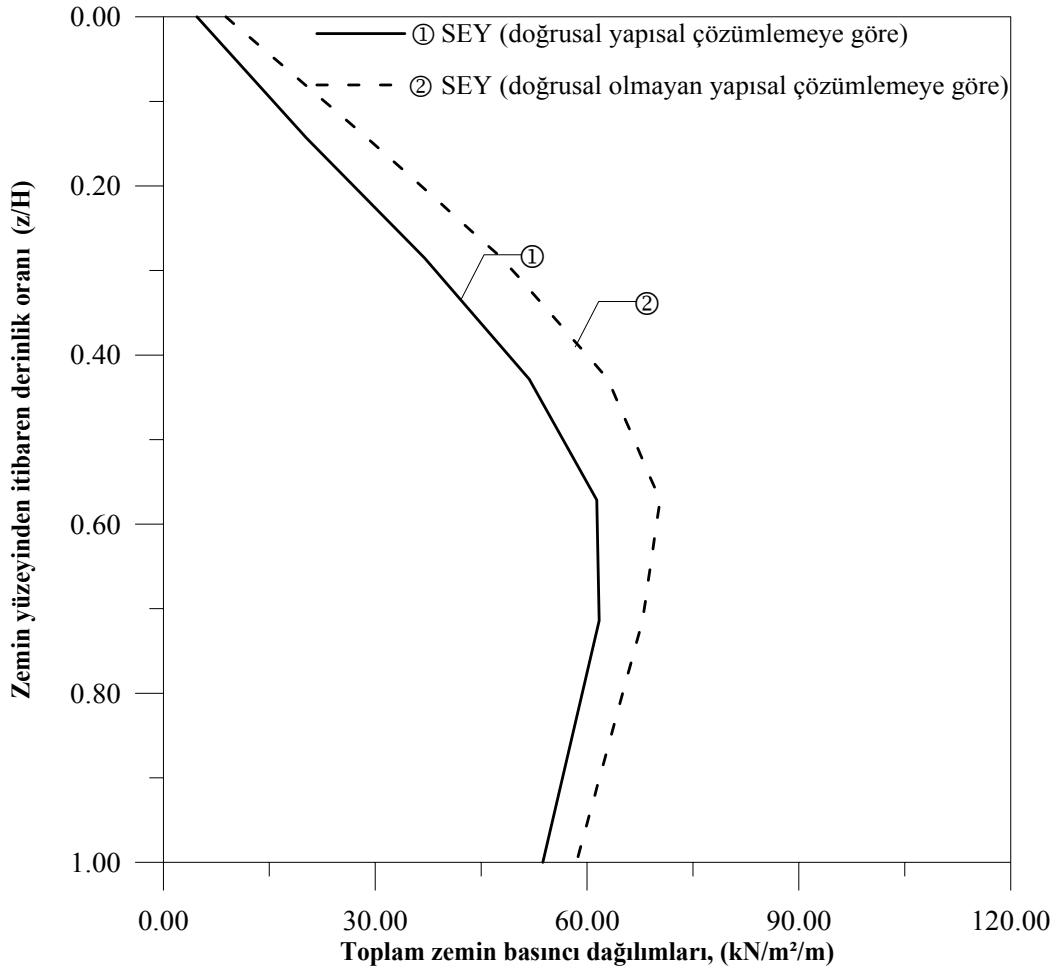
<b>Kullanılan Yöntem</b>	<b>Devirici Moment (kNm)</b>	<b>İstinat Duvarı Tepe Düğüm Noktası Yerdeğiştirmesi (cm)</b>
<i>TDY-98’de Önerilen Yönteme Göre</i>	688.775	-
<i>Richard-Elms Yöntemine Göre</i>	523.66	24.249
<i>Whitman-Liao Yöntemine Göre</i>	523.66	6.023
<i>Sonlu Elemanlar Yöntemi (Erzincan Depremi Doğu-Batı Bileşenine Göre Hesap)</i>	956.513	8.8cm

Bu çizelgeden adı geçen analitik yöntemlerle hesaplanan devirici moment değerleri bu sayısal uygulama için sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanandan daha küçük olduğu ve istinat duvarı tepe noktası yerdeğiştirmesi Richard-Elms yöntemi hariç birbirleriyle uyum içinde olduğu ve duvar tepesinin Whitman-Liao yöntemiyle hesaplanan yerdeğiştirmesinin en küçük değeri aldığı görülmektedir.

#### B) Doğrusal Olmayan Yapısal Çözümler

Sayısal uygulamada IV’de dikkate alınan istinat duvarının (D4) doğrusal olmayan yapısal çözümlemesi için, daha önce de belirtildiği gibi, dolgu zemin elamanı Drucker-Prager kırılma ölçütü kullanılarak modellenmektedir.

Sonlu elemanlar yöntemiyle Erzincan depreminin doğu-batı bileşeni kullanılmak suretiyle gerçekleştirilen doğrusal olmayan yapısal çözümlerde model 4.1 kullanılmaktadır (bkz. Şekil 2.86). Bu çözümlerde sadece dolgu zemininin doğrusal olmayan davranışı dikkate alınmaktadır. Bu suretle elde edilen toplam zemin basıncı dağılımları, doğrusal davranış varsayımıyla belirlenenlerle birlikte Şekil 2.90'da verilmektedir.

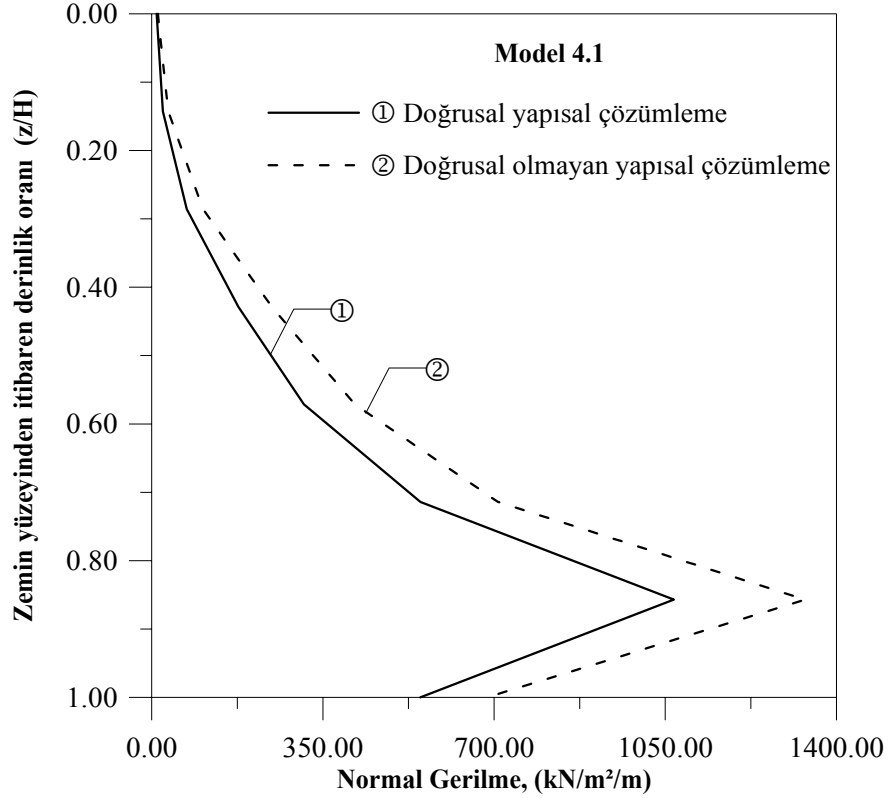


Şekil 2.90. Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için istinat duvarının (D4) sonlu elemanlar yöntemine (Model 4.1) göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları

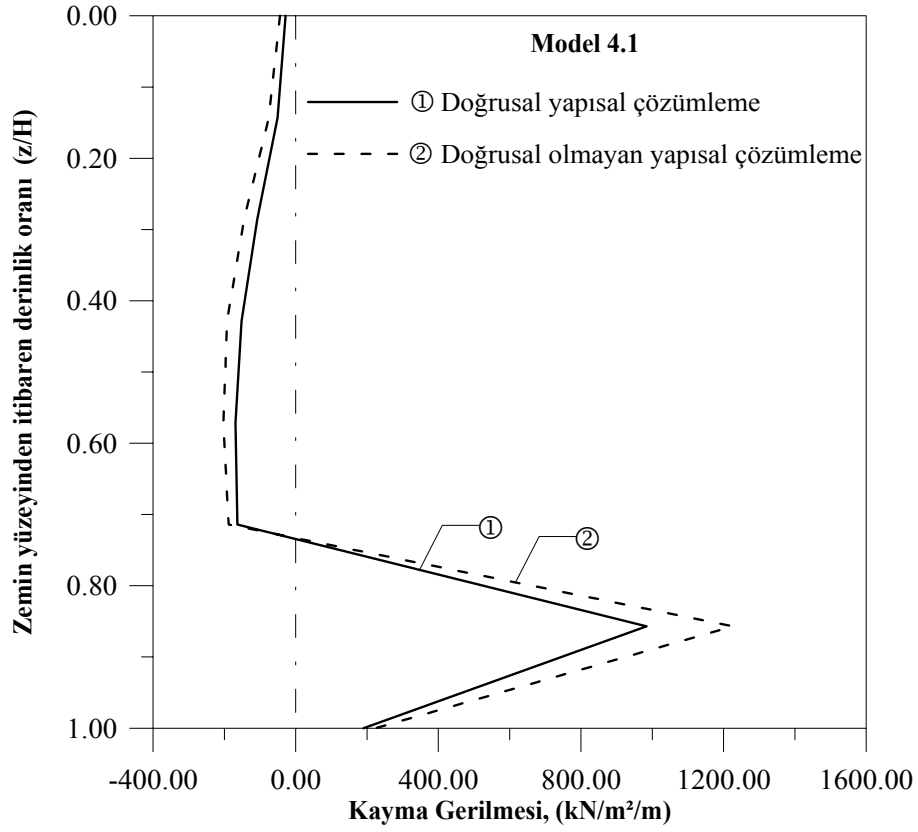
Bu şekilden D3 istinat duvarının, sadece dolgu zeminin doğrusal olmayan davranışının dikkate alındığı durumda toplam basınç dağılımı değerleri doğrusal varsayımıyla elde edilenlerden büyük olduğu görülmektedir. Bu durum istinat duvarlarının

tasarımlarında doğrusal olmayan etkilerin dikkate alınmasının önemini ortaya koymaktadır.

Bu istinat duvarında doğrusal ve doğrusal olmayan durumlar için derinlik boyunca, model 4.1'e göre, hesaplanan normal gerilme ( $\sigma_x$ ) ve kayma gerilmesinin ( $\tau_{xy}$ ) dağılımları sırasıyla Şekil 2.91 ve Şekil 2.92'de verilmektedir.



Şekil 2.91. Model 4.1'e göre istinat duvarında (D4) yükseklik boyunca normal gerilme ( $\sigma_x$ ) dağılımları

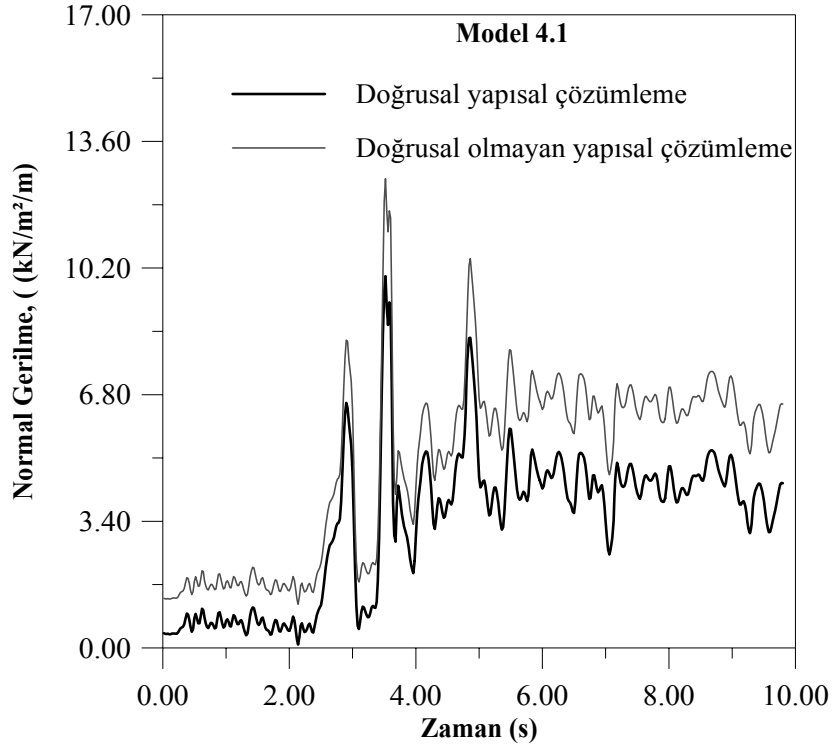


Şekil 2.92. Model 4.1'e göre istinat duvarında (D4) yükseklik boyunca kayma gerilmesi ( $\tau_{xy}$ ) dağılımları

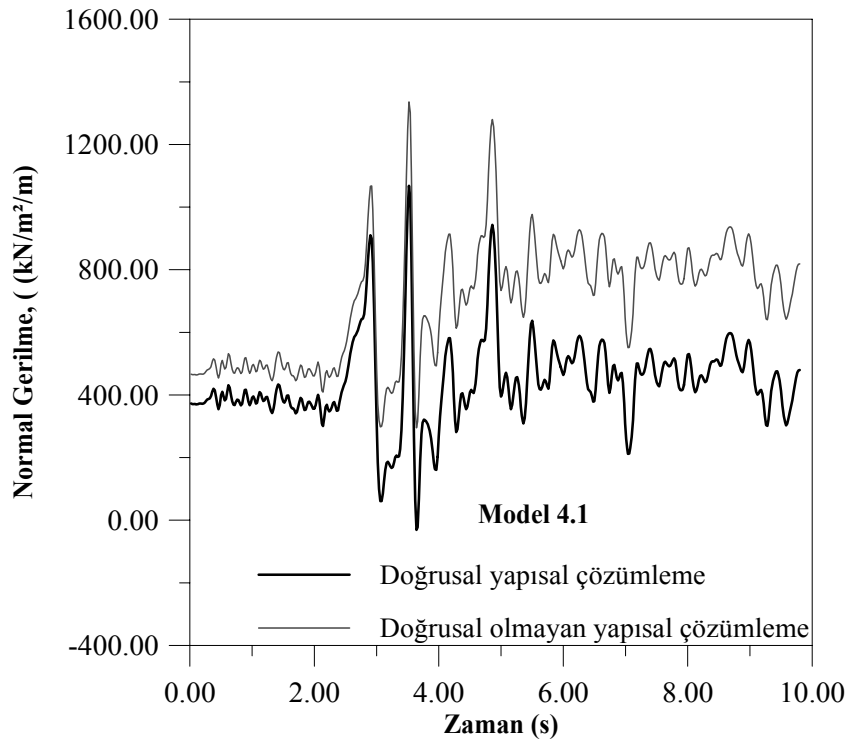
Bu şekillerden normal gerilme ( $\sigma_x$ ) ve kayma gerilmesi dağılımlarının, istinat duvarı gövdesiyle temelin birleşim bölgesi civarında maksimum olduğu görülmektedir.

Bu istinat duvarının dolgu zemininin doğrusal ve doğrusal olmayan durumlar için, model 4.1'deki (bkz. Şekil 2.86) duvarın tepe düğüm noktası (543 nolu) ve duvar gövdesiyle temelin birleşim bölgesi civarındaki düğüm noktasında (528 nolu), normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) deprem süresince değişimi sırasıyla Şekil 2.93' ve 2.94'de verilmektedir.





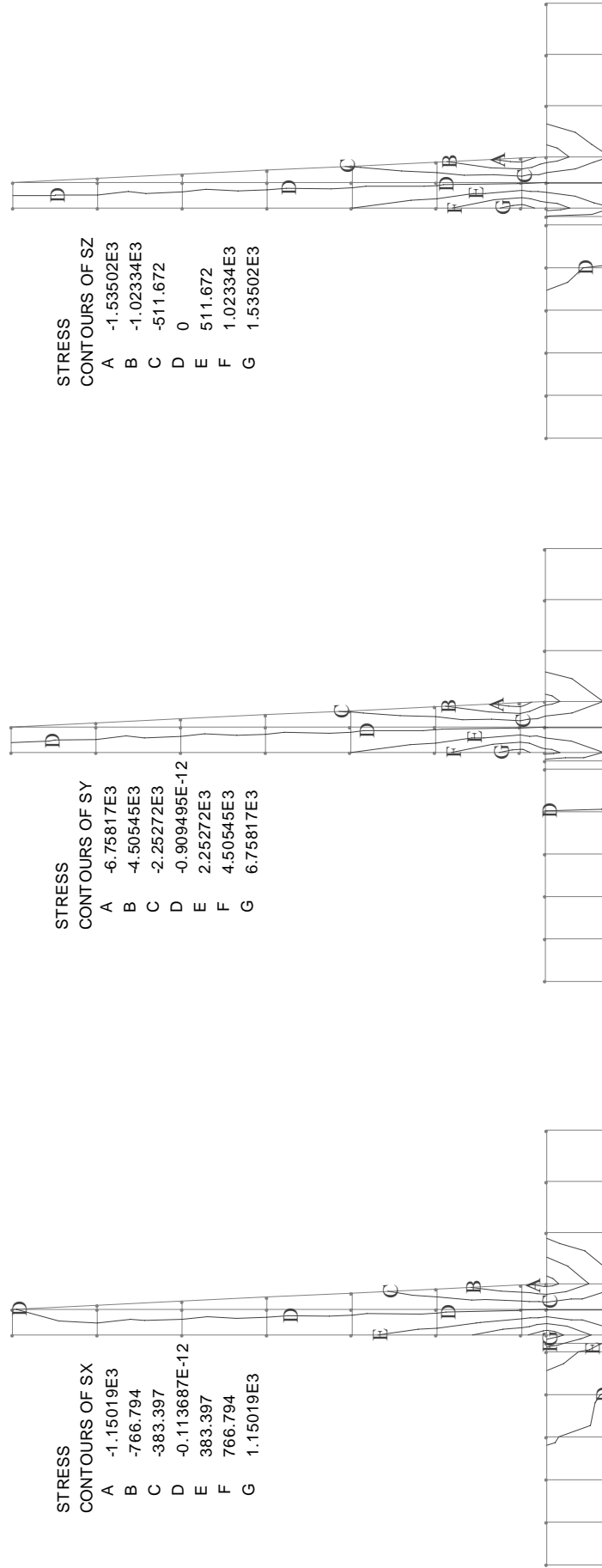
Şekil 2.93. Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için D4 istinat duvarı 543 no'lu düğüm noktasında normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) deprem süresince değişimi, (kN/m<sup>2</sup>/m)



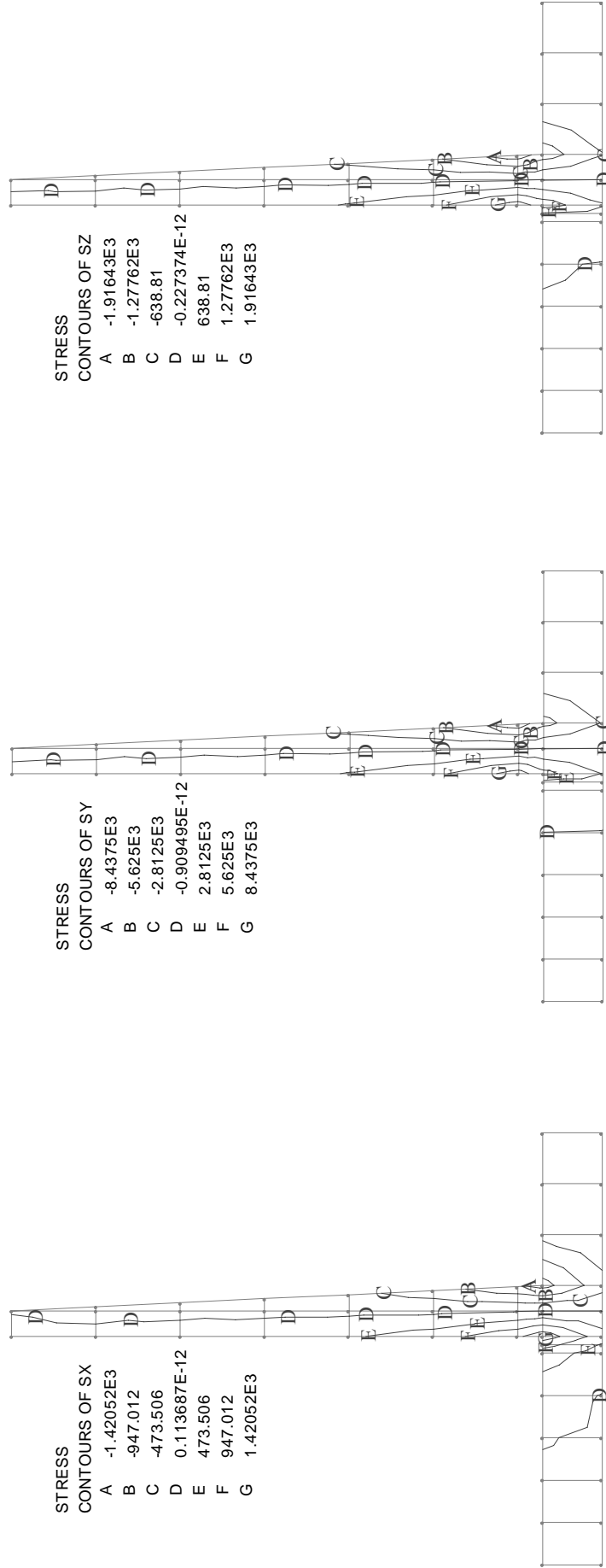
Şekil 2.94. Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için D4 istinat duvarı 528 no'lu düğüm noktasında normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) deprem süresince değişimi, (kN/m<sup>2</sup>/m)

Bu şekillerden dolgu zemininin doğrusal olmayan davranışına ilişkin yapısal çözümlmeye göre deprem süresince elde edilen normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) değişimi doğrusal yapısal çözümlmeye göre elde edilenlerden büyük olduğu, sözkonusu düğüm noktalarındaki maksimum normal gerilmenin deprem ivme kaydının maksimum olduğu 3,48.sn civarında meydana geldiği, deprem süresince istinat duvarı tepe düğüm noktasında (543 nolu) meydana gelen normal gerilmenin değişiminin Şekil 2.28’de verilen akselogramdan farklı olduğu bununla beraber istinat duvarı gövdesi ve temel birleşim bölgesi civarındaki (bkz Şekil 2.86) düğüm noktasında (528 nolu) meydana gelen normal gerilmenin değişiminin ise akselogramın ters işaretlisine benzer olduğu görülmektedir.

D4 istinat duvarının model 4.1’e göre doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümlmelerinden duvarın x-x, y-y ve z-z eksenleri doğrultularındaki eş gerilme yörüngeleri sırasıyla Şekil 2.95 ve Şekil 2.96’da verilmektedir. Doğrusal yapısal çözümlmeden hesaplanan gerilmeler x-x, y-y ve z-z eksenleri doğrultusunda maksimum değerleri sırasıyla  $1383\text{kN/m}^2$ ,  $8018\text{kN/m}^2$  ve  $1818\text{kN/m}^2$ ’dir. Doğrusal olmayan yapısal çözümlmeden hesaplananlar ise x-x, y-y ve z-z eksenleri doğrultusunda maksimum değerleri yine sırasıyla  $1716\text{kN/m}^2$ ,  $9980\text{kN/m}^2$  ve  $2264\text{kN/m}^2$  olarak elde edilmektedir. Bu gerilme yörüngelerinden doğrusal olmayan yapısal çözümlmeden elde edilenlerin doğrusal davranış varsayımına göre elde edilenlerden daha büyük olduğu, her iki varsayımına göre duvar tepe noktası civarının çekme etkisinde kaldığı ve bu gerilmelerin daima betonun basınç ( $25000\text{kN/m}^2$ ) ve çekme ( $1800\text{kN/m}^2$ ) dayanımının altında olduğu görülmektedir.



Şekil 2.95. İstinat duvarının (D4) doğrusal yapısal çözümlemesiyle hesaplanan eş gerilme yörüngeleri



Şekil 2.96. İstinat duvarının (D4) doğrusal olmayan yapısal çözümlemesiyle hesaplanan eş gerilme yörüngeleri

### 2.6.4.2.2. İstinat Duvarının-Dolgu ve Temel Zemini Etkileşimli Birim Uzunluklu İki Boyutlu Modeli Üzerinde Yapısal Çözümleme

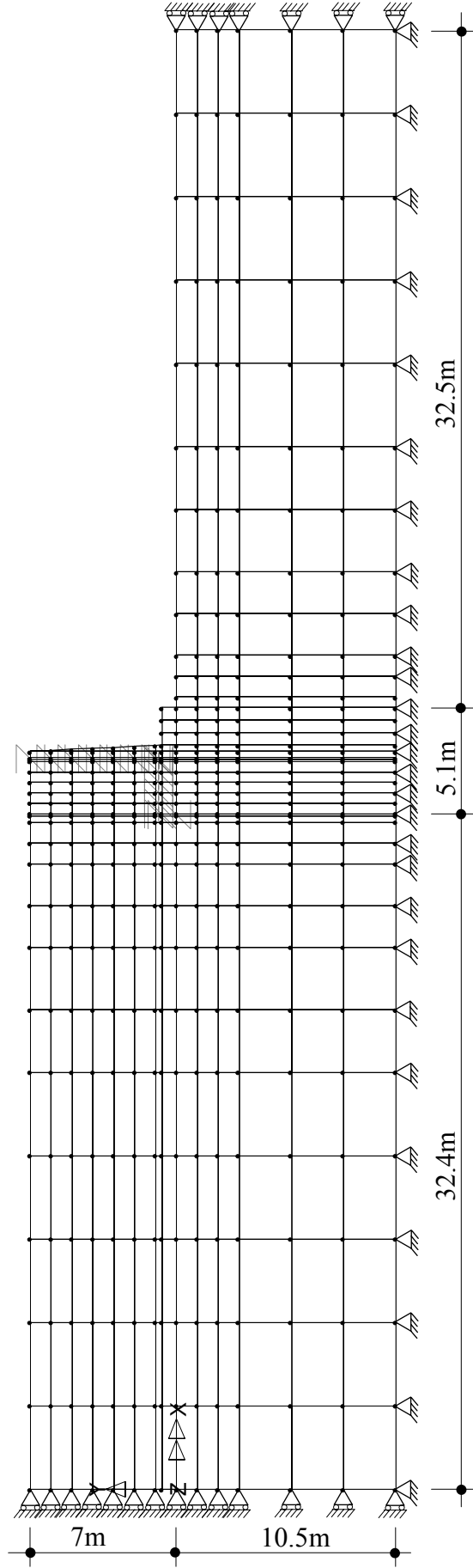
#### A) Doğrusal Yapısal Çözümler

Sayısal uygulama IV (bkz. Şekil 2.83) için seçilen istinat duvarının (D4) duvar-dolgu zemini ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümleri için kullanılan sonlu eleman ağı Şekil 2.97’de verilmekte ve bu model 4.2 olarak adlandırılmaktadır. Bu şekilden de görüldüğü gibi bundan önceki çözümlerden farklı olarak dolgu zeminine ilaveten temel zeminin de duvarla etkileşimi dikkate alınmaktadır.

Burada Şekil 2.97’de verilen model 4.2’deki dolgu zemini uzunluğu duvar yüksekliğinin 5 kat ve temel derinliğinin ise duvar yüksekliğinin 1.5 katı olarak seçildiği belirtilmelidir.

Bu yapısal çözümlerde, temel zemininin siltli-kum olduğu varsayımıyla elastisite modülü  $E_z=20 \times 10^3$  kN/m<sup>2</sup>, iç sürtünme açısı  $\phi_z=28^\circ$ , Poisson oranı  $\nu_z=0.35$ , birim ağırlığı  $\gamma_z=19$  kN/m<sup>3</sup> ve duvar tabanı ile zemin arasındaki sürtünme katsayısı  $\mu_s=0.50$  olarak alınmaktadır.

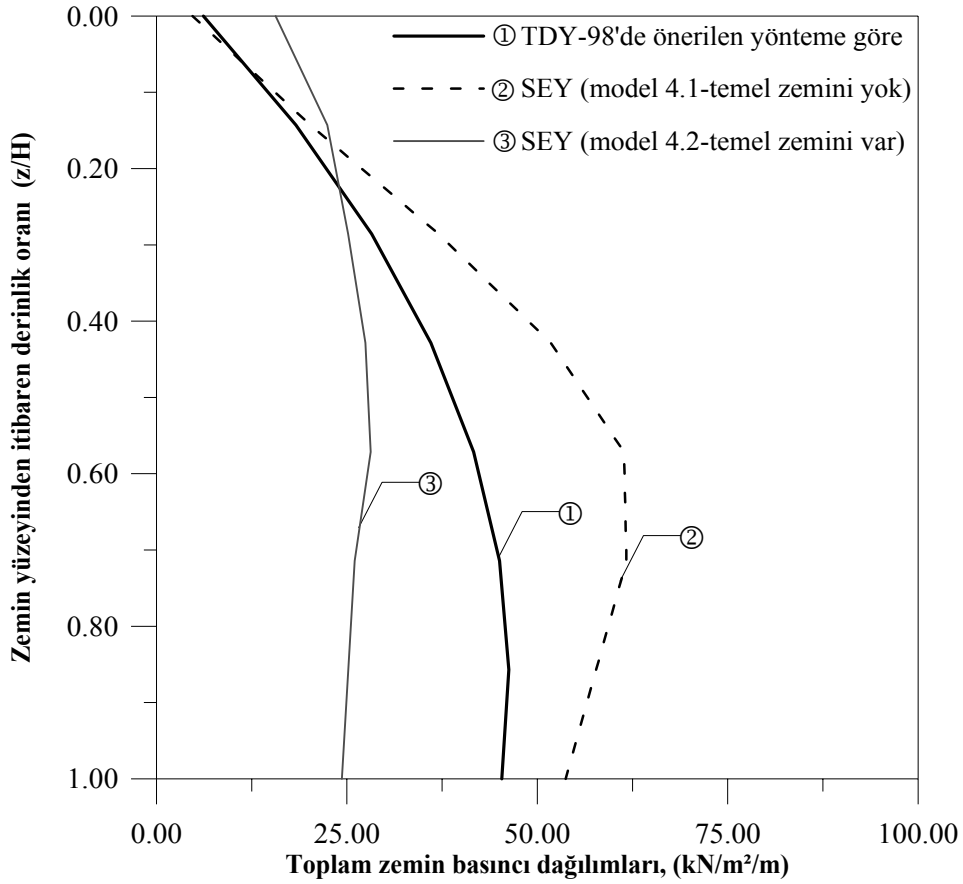
Sonlu elemanlar yöntemiyle yapısal çözümlemede kullanılan adım adım integrasyon için gerekli Rayleigh sönüm katsayıları temel zemininin siltli-kum olması durumunda model 4.2 için  $\alpha_R=0.0187126$   $\beta_R=0.12199$  olarak hesaplanan değerler kullanılmakta ve kayıt zaman aralığı ise  $\Delta t=0.01$  sn olarak dikkate alınmaktadır.



**Model 4.2**

Şekil 2.97. İstinat duvarının (D4) dolgu zemini ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde kullanılan sonlu elemanlar ağı

Sonlu elemanlar yöntemiyle Erzincan depreminin doğu-batı bileşeni için, temel zemininin siltli-kum olması durumunda istinat duvarına (D4) etkiyen toplam zemin basıncı dağılımları TDY-98’de önerilen yöntem yardımıyla hesaplananlarla birlikte Şekil 2.98’de verilmektedir.



Şekil 2.98. İstinat duvarının (D4) sonlu elemanlar yöntemiyle zemin etkileşimli çözümünden ve TDY-98’de önerilen yöntemle belirlenen toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden duvarın, temel zemini etkileşiminin dikkate alındığı durumda, sonlu elemanlar yöntemiyle temel zeminin siltli-kum olması kabulüyle hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımlarında diğerlerine göre gözardı edilmeyecek derecede bir azalma meydana geldiği ve TDY-98’de önerilen yöntemle duvar tabanında hesaplanan basıncın bu duruma göre elde edilenden daha büyük olduğu görülmektedir.

Erzincan depremi Doğu-Batı bileşeninden dolayı duvar dolgu zemini etkileşimine ilaveten temel zemini etkileşiminin de dikkate alınması ve alınmaması durumlarında duvara etkiyen toplam devirici momentler Çizelge 2.16'da verilmektedir.

Çizelge 2.16. İstinat duvarının dolgu zemini etkileşimine ilaveten siltli-kum olan temel zemini etkileşiminin dikkate alınması ve alınmaması durumunda farklı modellerle hesaplanan devirici momentler

<b>Kullanılan Model</b>	<b>Devirici Moment (kNm)</b>
<b><i>Sadece Dolgu Zemini Etkileşiminin Dikkate Alınması Durumu (Model 4.1)</i></b>	956.513
<b><i>Dolgu+Temel Zemini Etkileşiminin Dikkate Alınması Durumu (Model 4.2)</i></b>	328.825

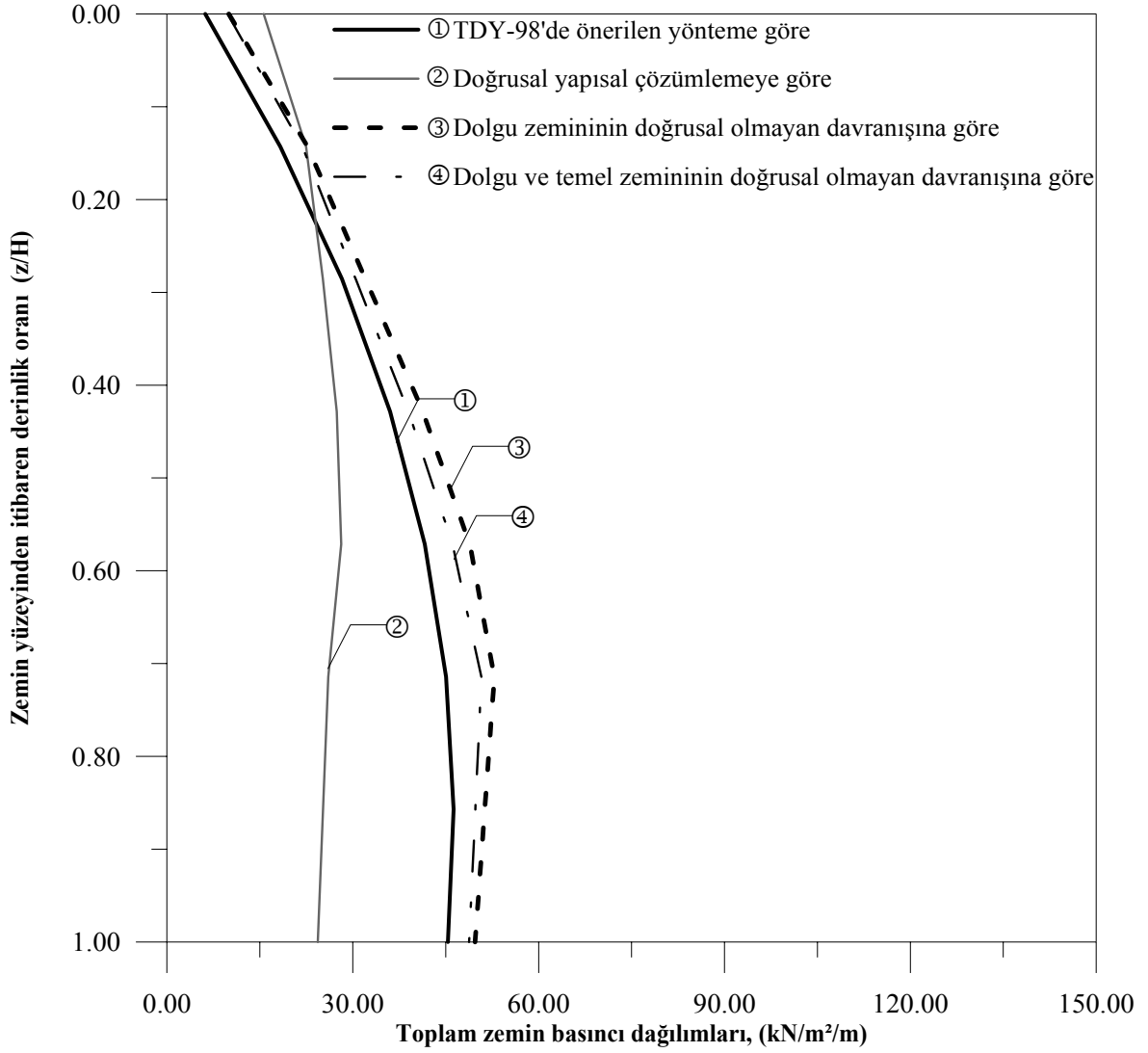
Bu çizelgeden dolgu zemini-duvar etkileşimine ilaveten temel zemini etkileşiminin de dikkate alınması durumunda devirici momentlerin temel zeminin etkileşiminin dikkate alınmaması durumundaki devirici moment değerinden çok küçük olduğu görülmektedir.

#### B) Doğrusal Olmayan Yapısal Çözümler

İstinat duvarının (D4) doğrusal olmayan yapısal çözümü için dolgu zemini ve temel zemini elemanları Drucker-Prager kırılma ölçütü kullanılarak modellenmektedir.

Sonlu elemanlar yöntemiyle Erzincan depreminin doğu-batı bileşeni kullanılmak suretiyle gerçekleştirilen doğrusal olmayan yapısal çözümlerde daha önce verilmiş olan model 4.2 (bkz. Şekil 2.97) kullanılmaktadır. Bu çözümlerde önce sadece dolgu zemininin doğrusal olmayan davranışı daha sonra ise dolgu zemini ve temel zemininin doğrusal olmayan davranışları dikkate alınmaktadır. Bu suretle elde edilen toplam zemin basıncı dağılımları, doğrusal davranış varsayımıyla ve TDY-98'de önerilen yöntem yardımıyla belirlenenlerle beraber Şekil 2.99'da verilmektedir.



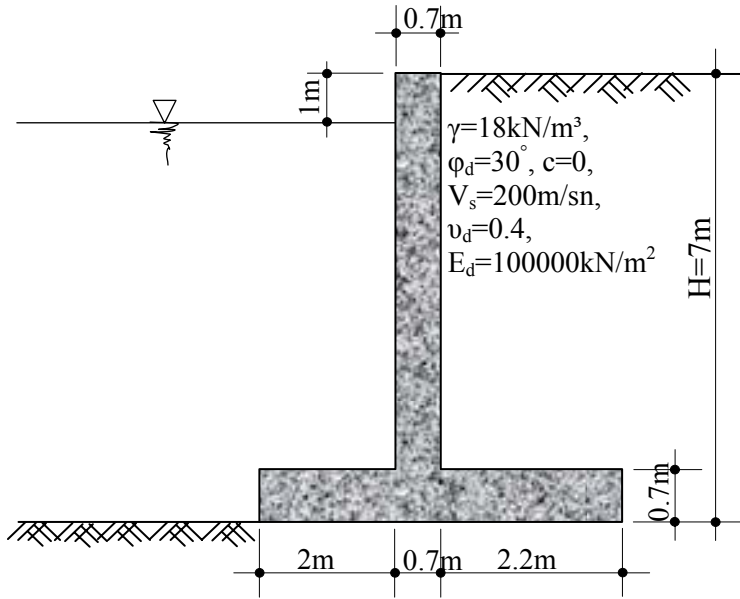


Şekil 2.99. Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için istinat duvarının (D4) sonlu elemanlar yöntemi (Model 4.2) ve TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden D4 istinat duvarının, sadece dolgu zemininin doğrusal olmayan davranışının dikkate alındığı durumda elde edilen toplam zemin basınç dağılımı değerleri, doğrusal varsayımıyla ve TDY-98'de önerilen yöntemle göre elde edilenlerden sadece %8 civarında daha büyük olduğu görülmektedir.

### 2.6.5. Sayısal Uygulama V

Bu sayısal uygulamaya konu olan istinat duvarı boyutları ve dolgu zeminine ilişkin parametreler Şekil 2.100'de verilmektedir. Duvarın, elverişsiz durumlara göre yapısal çözümlenmesinde dolgu zemininin birim ağırlığı  $\gamma=18\text{kN/m}^3$ , iç sürtünme açısı  $\varphi_d=30^\circ$ , kohezyonu  $c=0$ , elastisite modülü  $E_d=100000\text{ kN/m}^2$ , Poisson oranı  $\nu_d=0.40$  ve temel taban zemini arasındaki sürtünme katsayısının  $\mu_s = 0.55$  olduğu, duvarın 1.derece deprem bölgesinde inşa edileceği, inşasında malzeme olarak C20-S420 kullanılacağı, betonarmenin birim ağırlığının  $\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$ , elastisite modülünün  $E_c=2.85 \times 10^7\text{kN/m}^2$ , Poisson oranının  $\nu_c=0.2$  olduğu ve pasif itkinin ihmal edilebilecek düzeyde kaldığı kabul edilmekte ve bu duvar D5 olarak adlandırılmaktadır.



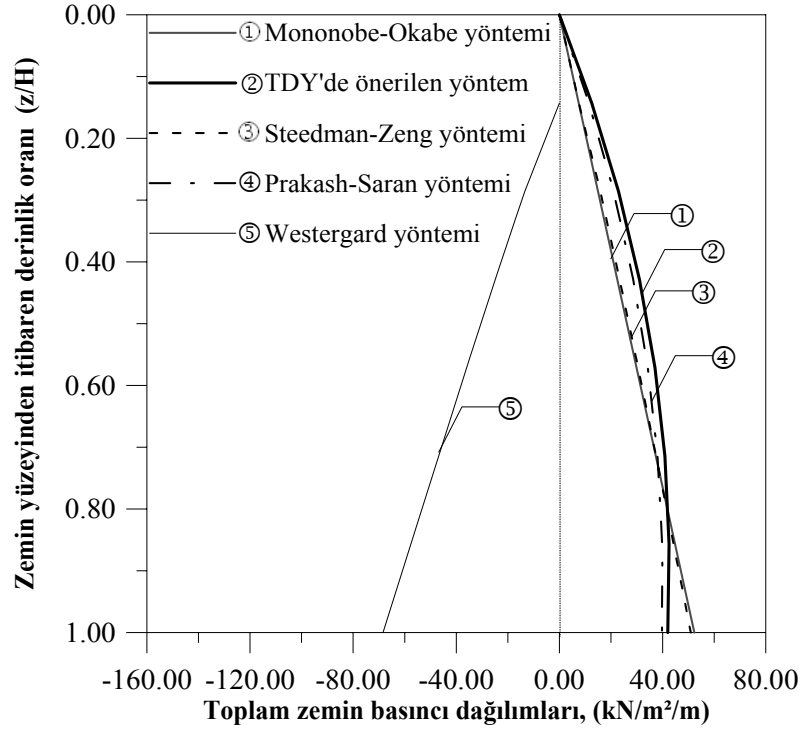
Şekil 2.100. İstinat duvarının (D5) boyutları ve dolgu zemin parametreleri

#### 2.6.5.1. Analitik Yöntemlere Göre Toplam Zemin Basıncı Dağılımları ve Yapısal Çözümleme

##### 2.6.5.1.1. Analitik Yöntemlere Göre İstinat Duvarına Etkiyen Toplam Zemin Basıncıları

Mononobe-Okabe, Steedman-Zeng, Prakash-Saran Yöntemleri ve TDY-98'de önerilen yöntemle bu istinat duvarına etkiyen toplam zemin basınçlarının derinlikle

değişimleri Şekil 2.101'de verilmektedir. Diğer taraftan bu duvara etkiyen suyun hidrodinamik basınçları Westergard önerdiği bağıntılar yardımıyla hesaplanmaktadır (Doğangün, Durmuş, 1996; Doğangün, Durmuş, 1997).



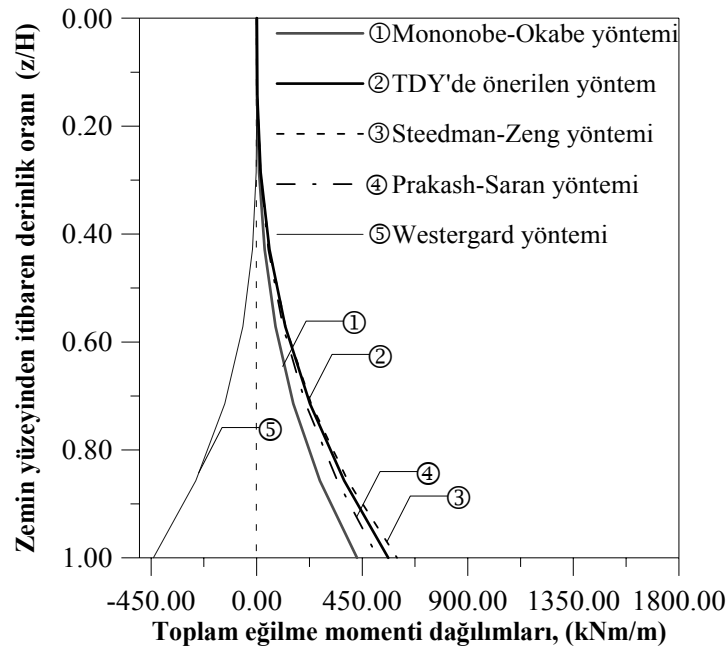
Şekil 2.101. Farklı analitik yöntemlere göre istinat duvarına (D5) depremden dolayı etkiyen toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden; Mononobe-Okabe ve Steedman-Zeng yöntemlerine göre toplam zemin basıncının duvar üst yüzünden itibaren tabana kadar sürekli arttığı, Prakash-Saran yöntemi ve TDY-98'de önerilen yöntemlerine göre ise duvar üst yüzünden itibaren yaklaşık olarak derinliğin ortasına kadar arttığı daha sonra azaldığı, Steedman-Zeng ve Mononobe-Okabe yöntemlerinin birbirine çok yakın sonuçlar verdiği, duvar derinliği boyunca TDY-98'de önerilen yönteme göre hesaplanan toplam basınç dağılımının genellikle daha büyük olduğu, bununla beraber duvar tabanına yakın olan bölgede ( $z/H > 0,75$ ) Steedman-Zeng ve Mononobe-Okabe yöntemlerine göre daha küçük değerler aldığı, istinat duvarı tabanı üst yüzeyinde Mononobe-Okabe yöntemiyle hesaplanan basınçların TDY-98'de önerilenle hesaplanandan %24, Steedman-Zeng yöntemiyle hesaplanandan ise %21 daha büyük olduğu görülmektedir.

### 2.6.5.1.2. Analitik Yöntemlere Göre Yapısal Çözümleme

#### \*Duvar Ön Yüzünde Suyun Olmaması Durumu

Farklı analitik yöntemlere göre; depremden dolayı istinat duvarı ön yüzünde suyun olmaması durumunda meydana gelen eğilme momentinin duvar derinliğiyle değişimi de Şekil 2.102'de verilmektedir. Bu şekilden Mononobe-Okabe yöntemi hariç diğer yöntemlerle elde edilen bulguların birbirine çok yakın olduğu görülmektedir.



Şekil 2.102. Farklı analitik yöntemlere göre suyun olmaması durumunda istinat duvarına depremden dolayı etkiyen eğilme momenti dağılımları

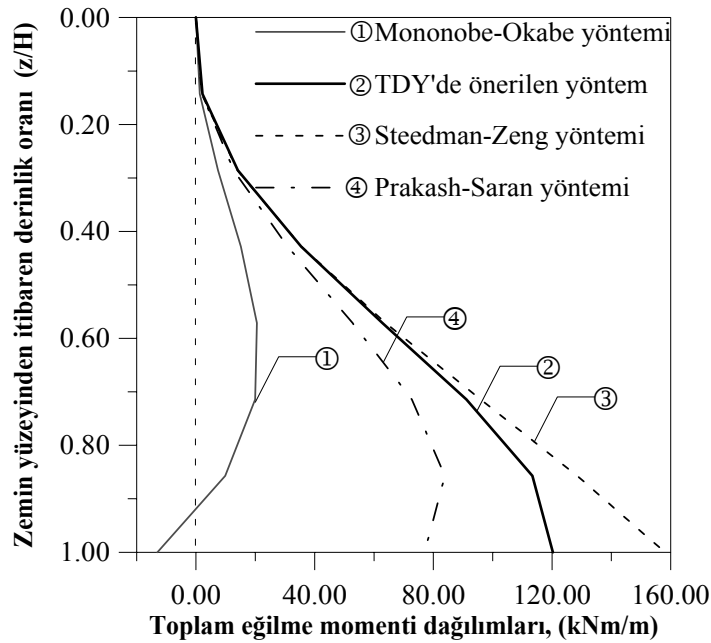
TDY-98 ve Eurocode-8'de önerilen yöntemler, Mononobe-Okabe, Steedman-Zeng, Seed-Whitman, Prakash-Saran ve Das-Puri yöntemlerine göre, depremden dolayı bu istinat duvarına gelen toplam aktif zemin itkisi, bu itkinin duvar tabanından itibaren tatbik noktası ve devirici moment Çizelge 2.17'de verilmektedir. Bu çizelgeden görüldüğü gibi Eurocode-8'de önerilen yönteme göre hesaplanan toplam aktif zemin itkisi ve devirici moment diğer yöntemlere göre hesaplananlardan daha büyük olmakta ve en küçük değeri Mononobe-Okabe yöntemi vermektedir.

Çizelge 2.17. Farklı analitik yöntemlere göre suyun olmaması durumunda istinat duvarına etkiyen toplam aktif zemin itkisi, bu itkinin tatbik noktası ve devirici momentler

Kullanılan Yöntem	Toplam Aktif Zemin İtkisi (kN)	İtkinin Duvar Tabanından İtibaren Tatbik Noktası (m)	Devirici Moment (kNm)
<i>TDY98'de Önerilen Yöntem</i>	209.279	2.681	560.976
<i>Eurocode-8'de Önerilen Yöntem</i>	225.21	2.73	616.75
<i>Mononobe-Okabe Yöntemi</i>	183.259	2.333	427.605
<i>Steedman-Zeng Yöntemi</i>	194.334	3.081	598.729
<i>Seed-Whitman Yöntemi</i>	199.92	2.827	565.264
<i>Prakash-Saran Yöntemi</i>	194.334	2.664	517.718
<i>Das-Puri Yöntemi</i>	209.278	-	-

\*Duvar Ön Yüzünde Suyun Olması Durumu

Farklı yöntemlere göre; depremde dolayı duvar ön yüzünde suyun olması durumunda meydana gelen eğilme momentinin duvar derinliğiyle değişimi de Şekil 2.103'de verilmektedir. Bu şekilden duvar derinliği boyunca Steedman-Zeng yöntemiyle hesaplanan toplam devirici moment dağılımının daha büyük değerler aldığı görülmektedir.



Şekil 2.103. Farklı analitik yöntemlere göre suyun olması durumunda istinat duvarına depremde dolayı etkiyen eğilme momenti dağılımları

## 2.6.5.2. Sonlu Elemanlar Yöntemine Göre Yapısal Çözümleme

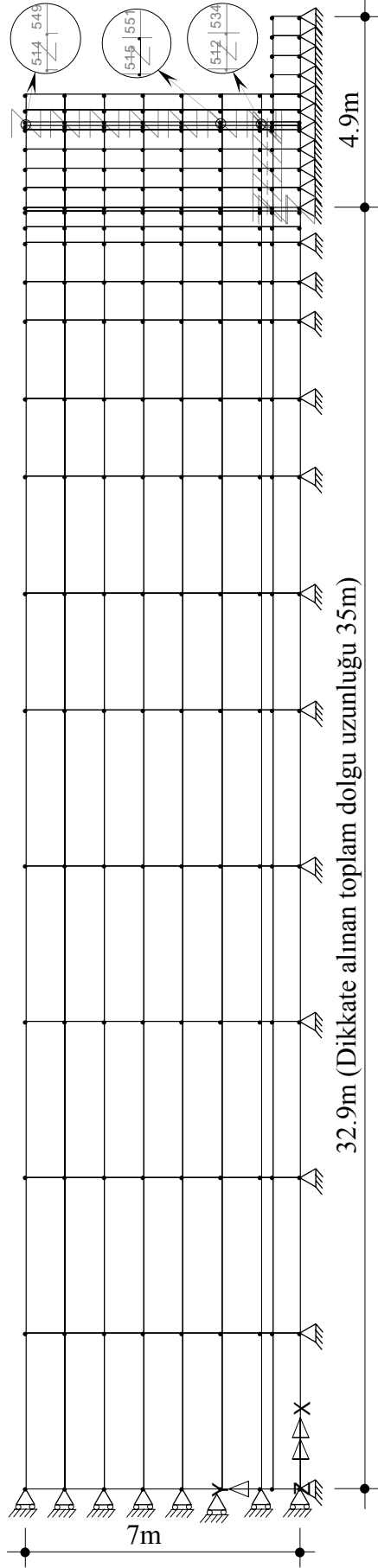
### 2.6.5.2.1. İstinat Duvarının-Dolgu Zemini Etkileşimli Birim Uzunluklu İki Boyutlu Modeli Üzerinde Yapısal Çözümleme

#### A) Doğrusal Yapısal Çözümlenmeler

Bu uygulamaya konu olan istinat duvarının (bkz. Şekil 2.100) sonlu elemanlar yöntemiyle yapısal çözümü için dikkate alınan sonlu eleman ağı Şekil 2.104'de verilmektedir. Bu duvarın (D5) Şekil 2.104'de verilen model 5.1'deki dolgu zemini uzunluğu duvar yüksekliğinin 5 katı olarak seçilmektedir.

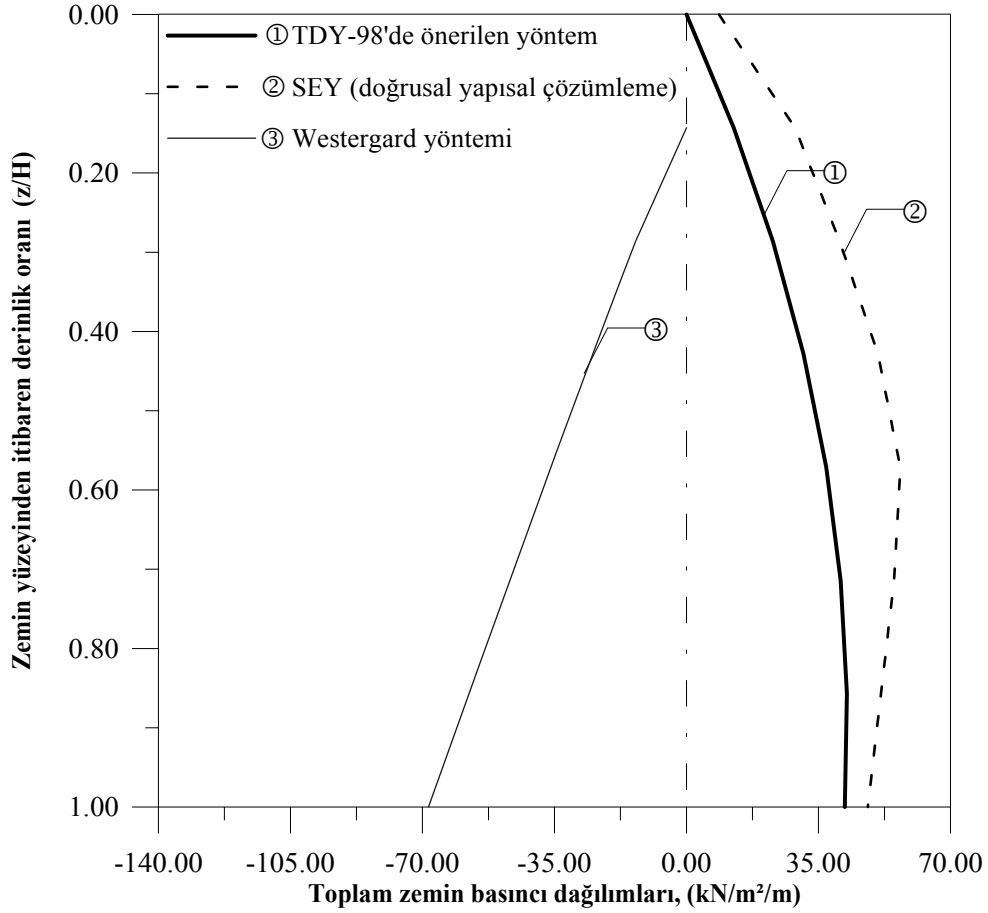
Sonlu elemanlar yöntemiyle yapısal çözümlemede kullanılan adım adım integrasyon için gerekli Rayleigh sönüm katsayıları model 5.1 için  $\alpha_R=0.0615329$   $\beta_R=0.0377065$  olarak hesaplanmış ve kayıt zaman aralığı ise  $\Delta t=0.01$  sn olarak dikkate alınmıştır.

Bu modelin, Erzincan depremi (1992) Doğu-Batı bileşeni dikkate alınmak suretiyle sonlu elemanlar yöntemi ve TDY-98'de önerilen yöntemle gerçekleştirilen yapısal çözümlemesinden elde edilen toplam basınç dağılımları Westergard yönteminden elde edilenlerle birlikte Şekil 105'de verilmektedir.



**Model 5.1**

Şekil 2.104. İstinat duvarının (D5) dolgu zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde dikkate alınan sonlu eleman modeli

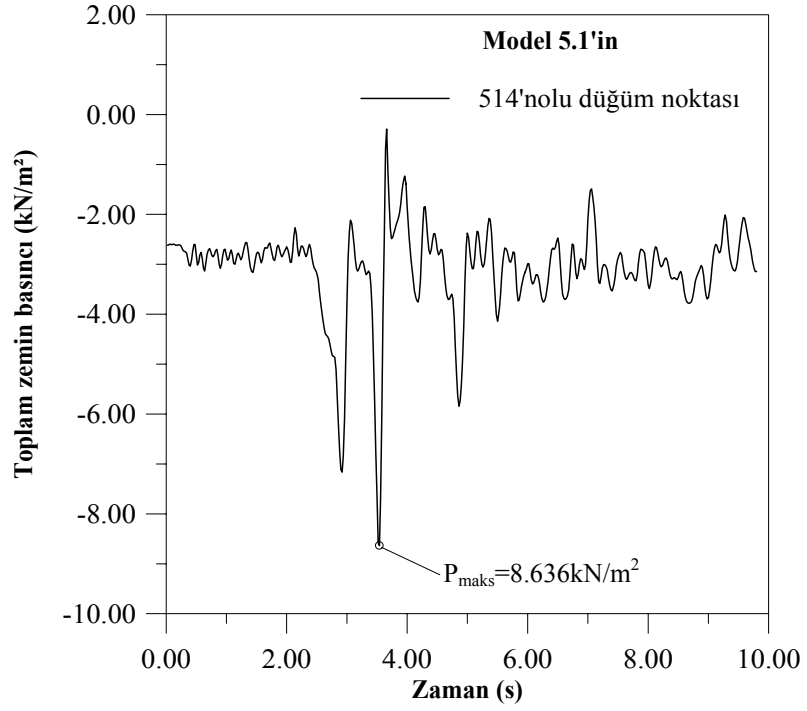


Şekil 2.105. İstinat duvarının (D5) sonlu elemanlar, TDY-98'de önerilen yöntem ve Westergard yöntemine göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları

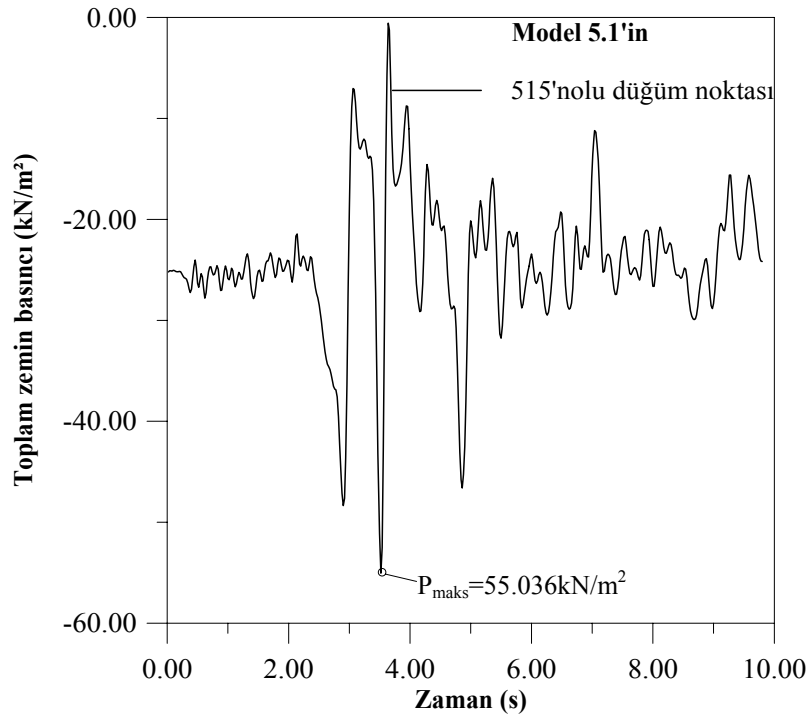
Bu şekilden; sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanan toplam basınçların derinlikle dağılımlarının TDY-98'de önerilen yöntemine göre hesaplanandan daha büyük olduğu ve TDY-98'de önerilen yöntemine göre hesaplanan basınç dağılımının duvar tabanındaki değerinin sonlu elemanlar yöntemiyle elde edilenden %15 civarında daha küçük değer verdiği görülmektedir.

Bu sayısal uygulamaya konu olan istinat duvarının model 5.1'deki 514 ve 515 no'lu düğüm noktalarında (bkz. Şekil 2.104) deprem süresince oluşan zemin toplam basıncının değişimi sırasıyla Şekil 2.106 ve Şekil 2.107'de verilmektedir.





Şekil 2.106. Model 5.1'deki istinat duvarının (D5) 514no'lu düğüm noktasındaki toplam zemin basıncının deprem süresince değişimi



Şekil 2.107. Model 5.1'deki istinat duvarının (D5) 515no'lu düğüm noktasındaki toplam zemin basıncının deprem süresince değişimi

Bu şekillerden; maksimum basınç değerinin yine akselogramdaki maksimum ivme civarında meydana geldiği, basınç genliklerinin  $2s_n \sim 5s_n$  arasında büyük olduğu, deprem süresince duvar tepesindeki bağlantı elemanı ve duvar orta noktası civarındaki düğüm noktasındaki bağlantı elemanında meydana gelen toplam basınç değişiminin Şekil 2.28’de verilen akselograma benzediği görülmektedir.

Bu istinat duvarının (D5), deprem yüklerine göre TDY-98’de önerilen, Richard-Elms, Whitman-Liao ve sonlu elemanlar yöntemleriyle hesaplanan, toplam devirici momentleri ve yerdeğiştirmeleri Çizelge 2.18’de verilmektedir.

Çizelge 2.18. İstinat duvarının (D5), TDY-98’de önerilen, Richard-Elms, Whitman-Liao ve sonlu elemanlar yöntemlerine göre hesaplanan, toplam devirici momentleri ve tepe noktası yerdeğiştirmeleri

<b>Kullanılan Yöntem</b>	<b>Devirici Moment (kNm)</b>	<b>İstinat Duvarı Tepe Düğüm Noktası Yerdeğiştirmesi (cm)</b>
<i>TDY-98’de Önerilen Yöntemine Göre</i>	560.976	-
<i>Richard-Elms Yöntemine Göre</i>	570.454	11.891
<i>Whitman-Liao Yöntemine Göre</i>	570.454	2.509
<i>Sonlu Elemanlar Yöntemi (Erzincan Depremi Doğu-Batı Bileşenine Göre Hesap)</i>	606.143	7.084

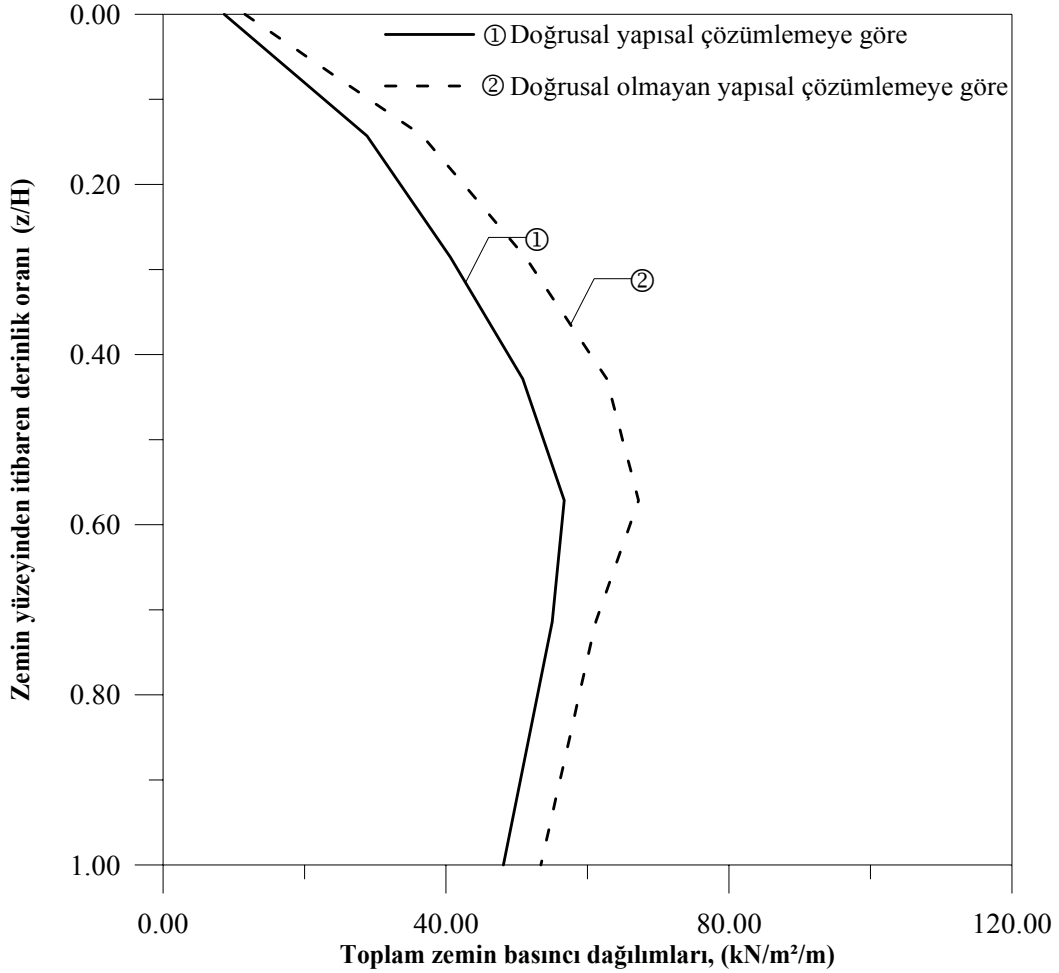
Bu çizelgeden sözkonusu analitik yöntemlerle hesaplanan devirici moment değerleri bu sayısal uygulama için sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanandan daha küçük olduğu ve duvar tepesinde Whitman-Liao yöntemiyle hesaplanan yerdeğiştirmenin en küçük değeri aldığı görülmektedir.

## B) Doğrusal Olmayan Yapısal Çözümlenmeler

Sayısal uygulamada V’de dikkate alınan istinat duvarının (D5) doğrusal olmayan yapısal çözümlenmesi için, daha önce de belirtildiği gibi, sadece dolgu zemini elemanları Drucker-Prager kırılma ölçütü kullanılarak modellenmektedir.

Sonlu elemanlar yöntemiyle Erzincan depreminin doğu-batı bileşeni kullanılmak suretiyle gerçekleştirilen doğrusal olmayan yapısal çözümlenelerde model 5.1 (bkz. Şekil

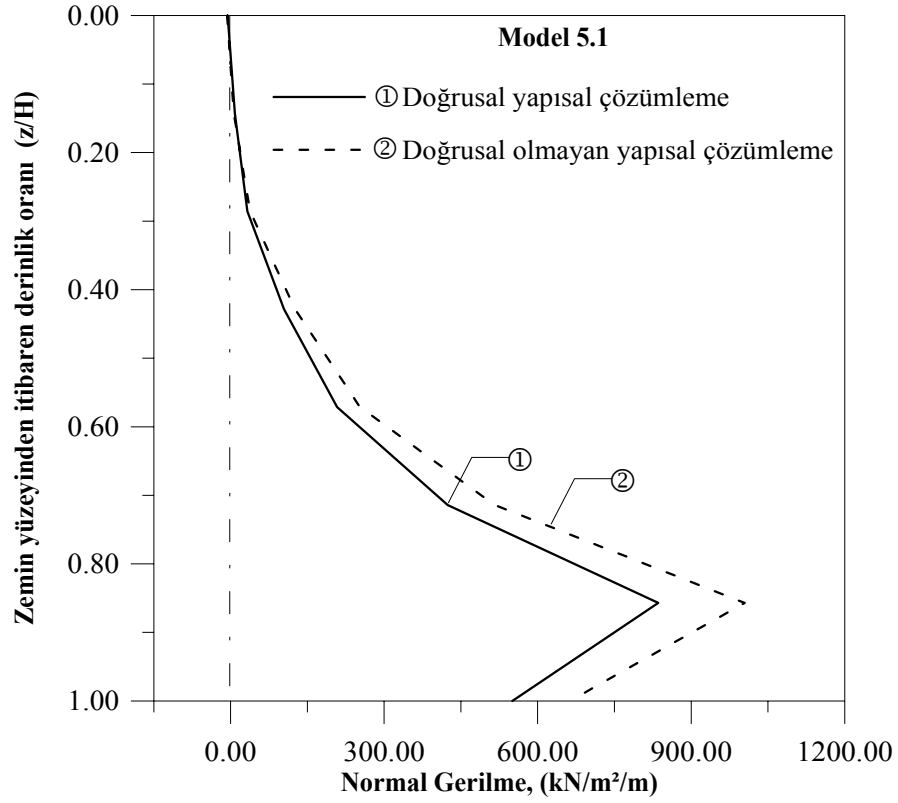
2.104) kullanılmaktadır. Bu çözümlerle sadece dolgu zemininin doğrusal olmayan davranışı dikkate alınmaktadır. Bu suretle elde edilen toplam zemin basıncı dağılımları, doğrusal davranış varsayımıyla hesaplananlarla birlikte Şekil 2.108’de verilmektedir.



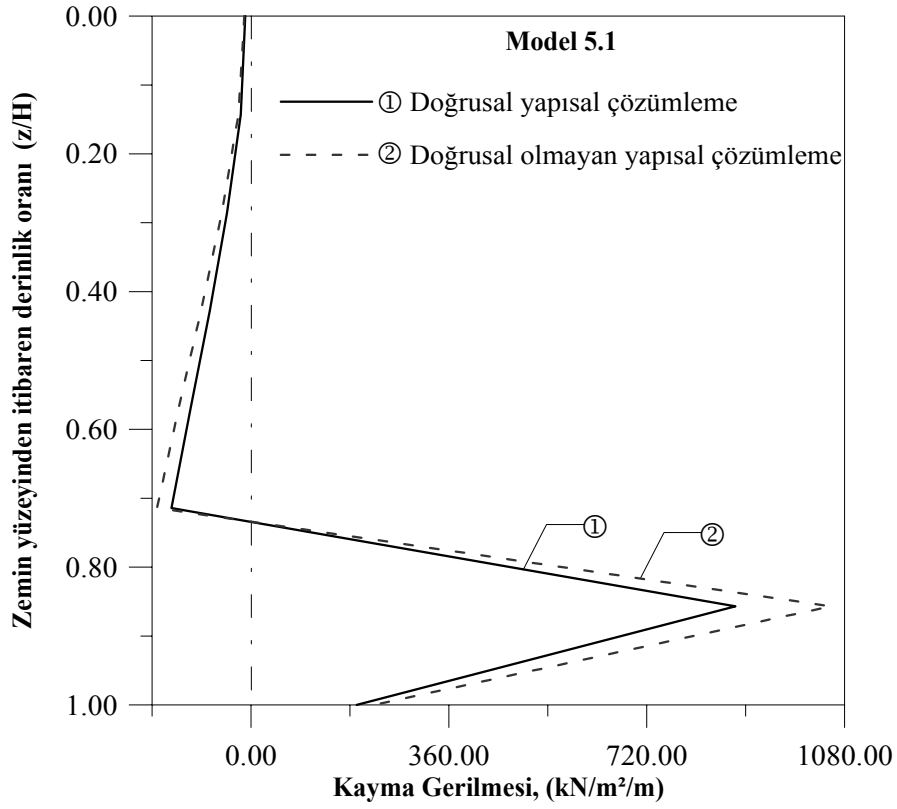
Şekil 2.108. Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için istinat duvarının (D5) sonlu elemanlar yöntemine (Model 5.1) göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden D5 istinat duvarının, dolgu zeminin doğrusal olmayan davranışının dikkate alındığı durumda toplam basınç dağılımı değerleri doğrusal varsayımıyla elde edilenlerden daha büyük olduğu görülmektedir. Bu bulgu dolgu zemininin sıkışmış olmasına atfedilebilmektedir. Bu durum istinat duvarlarının tasarımlarında doğrusal olmayan etkilerin dikkate alınmasının önemini ortaya koymaktadır.

Bu istinat duvarında doğrusal ve doğrusal olmayan durumlar için derinlik boyunca, model 5.1'e göre, hesaplanan normal gerilme ( $\sigma_x$ ) ve kayma gerilmesinin ( $\tau_{xy}$ ) dağılımları sırasıyla Şekil 2.109 ve Şekil 2.110'da verilmektedir.



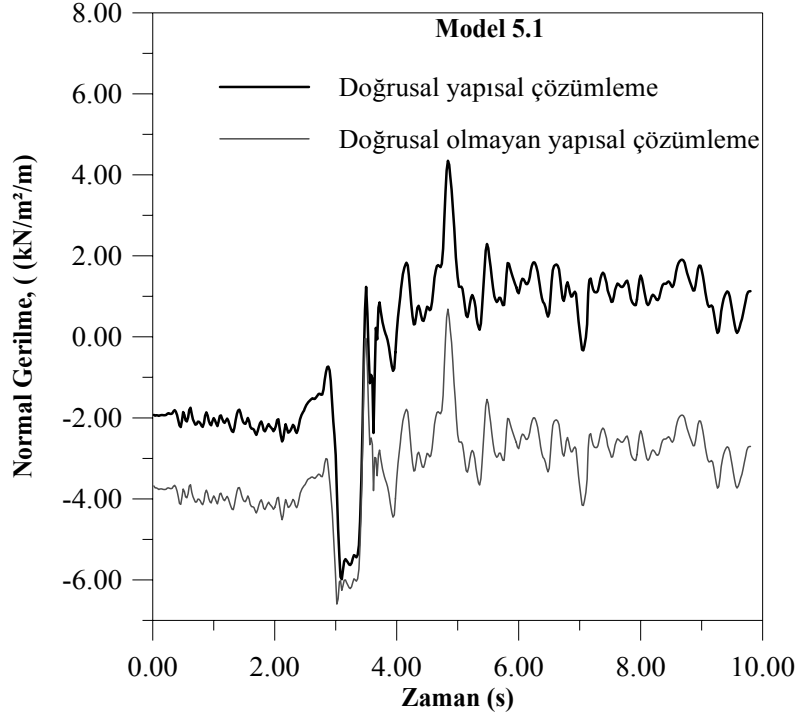
Şekil 2.109. Model 5.1'e göre istinat duvarında (D5) yükseklik boyunca normal gerilme ( $\sigma_x$ ) dağılımları



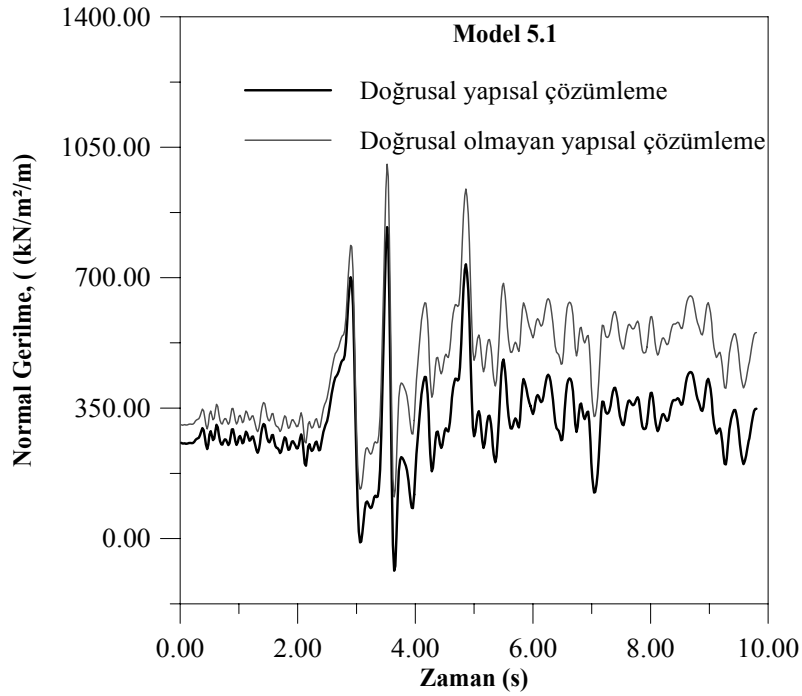
Şekil 2.110. Model 5.1'e göre istinat duvarında (D5) yükseklik boyunca kayma gerilmesi ( $\tau_{xy}$ ) dağılımları

Bu şekillerden normal gerilme ( $\sigma_x$ ) ve kayma gerilmesi dağılımlarının, istinat duvarı gövdesiyle temelin birleşim bölgesi civarında maksimum olduğu görülmektedir.

Bu istinat duvarının dolgu zemininin doğrusal ve doğrusal olmayan durumlar için, model 5.1'deki (bkz. Şekil 2.104) duvarın tepe düğüm noktası (549 nolu) ve duvar gövdesiyle temelin birleşim bölgesi civarındaki düğüm noktasında (534 nolu), normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) deprem süresince değişimi sırasıyla Şekil 2.111 ve Şekil 2.112'de verilmektedir.



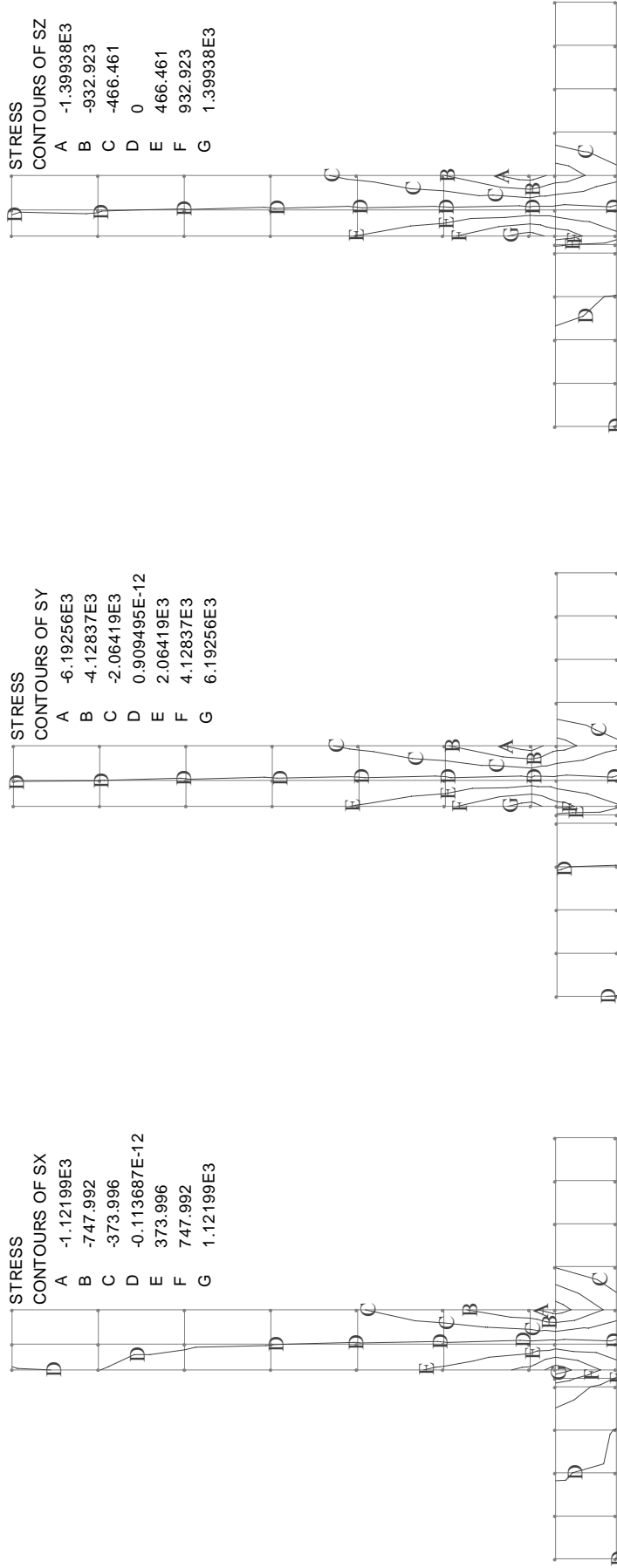
Şekil 2.111. Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için D5 istinat duvarı 549 no'lu düğüm noktasında normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) deprem süresince değişimi, ( $\text{kN/m}^2/\text{m}$ )



Şekil 2.112. Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için D5 istinat duvarı 534 no'lu düğüm noktasında normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) deprem süresince değişimi, ( $\text{kN/m}^2/\text{m}$ )

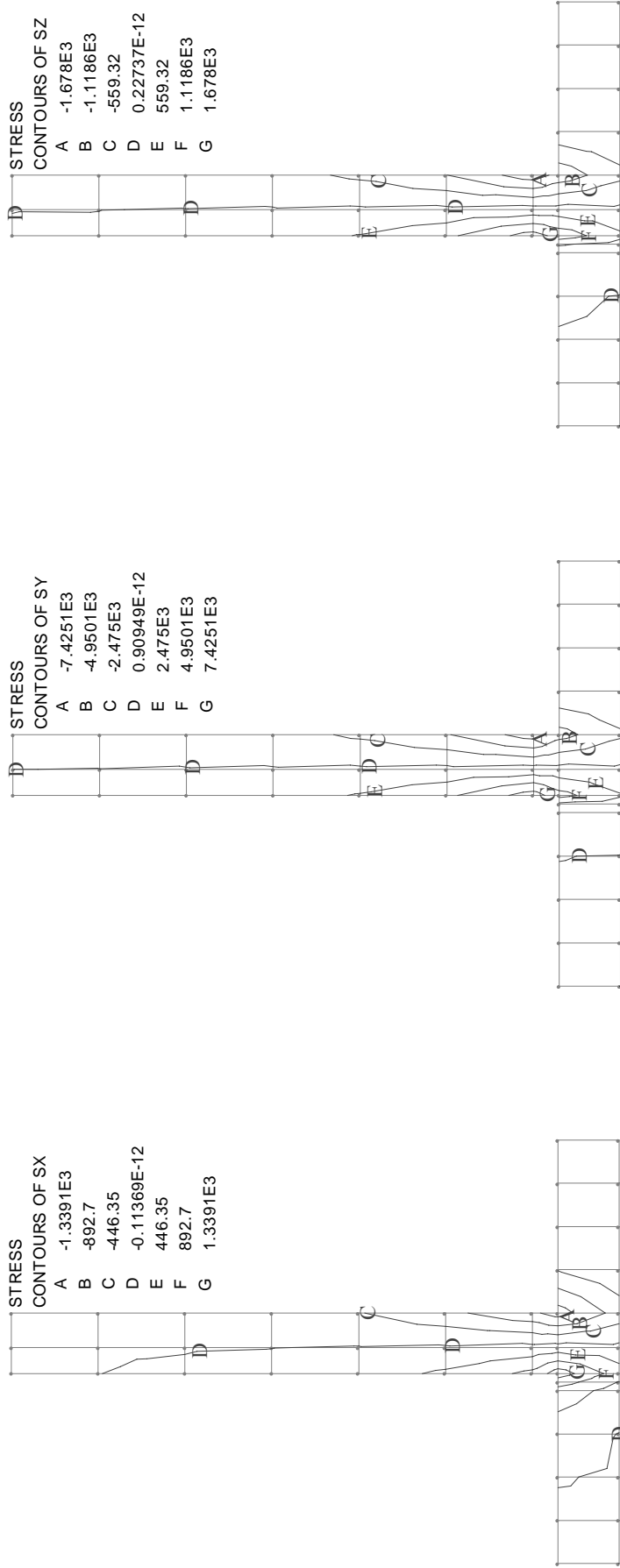
Bu şekillerden; dolgu zemininin doğrusal olmayan davranışına ilişkin yapısal çözümlmeye göre deprem süresince elde edilen normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) değişimi doğrusal yapısal çözümlmeye göre elde edilenlerden büyük olduğu, sözkonusu düğüm noktalarındaki maksimum normal gerilmenin deprem ivme kaydının maksimum olduğu 3,48.sn civarında meydana geldiği, deprem süresince istinat duvarı tepe düğüm noktasında (549 nolu) meydana gelen normal gerilmenin değişiminin Şekil 2.28’de verilen akselogramdan farklı olduğu bununla beraber istinat duvarı gövdesi ve temel birleşim bölgesi civarındaki (bkz Şekil 2.104) düğüm noktasında (534 nolu) meydana gelen normal gerilmenin değişiminin ise akselogramın ters işaretlisine benzer olduğu görülmektedir.

Bu istinat duvarının model 5.1’e göre doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümlmelerinden duvarın x-x, y-y ve z-z eksenleri doğrultularındaki eş gerilme yörüngeleri sırasıyla Şekil 2.113 ve Şekil 2.114’de verilmektedir. Doğrusal yapısal çözümlmeden hesaplanan gerilmeler x-x, y-y ve z-z eksenleri doğrultusunda maksimum değerleri sırasıyla  $1319\text{kN/m}^2$ ,  $7293\text{kN/m}^2$  ve  $1667\text{kN/m}^2$ ’dir. Doğrusal olmayan yapısal çözümlmeden hesaplananlar ise x-x, y-y ve z-z eksenleri doğrultusunda maksimum değerleri yine sırasıyla  $1582\text{kN/m}^2$ ,  $8715\text{kN/m}^2$  ve  $1993\text{kN/m}^2$  olarak elde edilmektedir. Bu gerilme yörüngelerinden doğrusal olmayan yapısal çözümlmeden elde edilenlerin doğrusal davranış varsayımına göre elde edilenlerden daha büyük olduğu, her iki varsayıma göre duvar tepe noktası civarının çekme etkisinde kaldığı ve bu gerilmelerin daima betonun basınç ( $20000\text{kN/m}^2$ ) ve çekme ( $1600\text{kN/m}^2$ ) dayanımının altında olduğu görülmektedir.



Şekil 2.113. İstinat duvarının (D5) model 5.1'e göre doğrusal yapısal çözümlemeyle hesaplanan eş gerilme yörüngeleri





Şekil 2.114. İstinat duvarının (D5) model 5.1'e göre doğrusal olmayan yapısal çözümlemesiyle hesaplanan eş gerilme yörengeleri

### 2.6.5.2.2. İstinat Duvarının-Dolgu ve Temel Zemini Etkileşimli Birim Uzunluklu İki Boyutlu Modeli Üzerinde Yapısal Çözümleme

#### A) Doğrusal Yapısal Çözümler

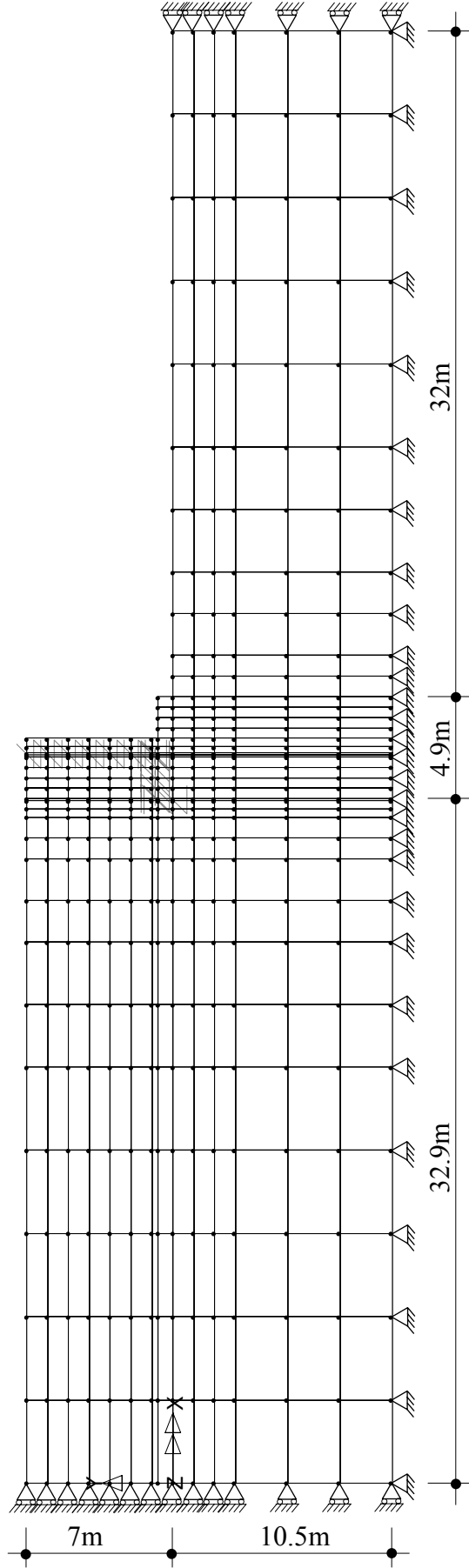
Sayısal uygulama V (bkz. Şekil 2.100) için seçilen istinat duvarının (D5) duvar-dolgu zemini ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümleri için kullanılan sonlu eleman ağı Şekil 2.115'de verilmektedir. Bu şekilde görülen model 5.2'deki dolgu zemini uzunluğu duvar yüksekliğinin 5 katı ve temel zemini derinliği ise duvar yüksekliğinin 1.5 katı olarak seçilmiştir.

Bu yapısal çözümlerde, temel zemininin siltli-kum olduğu varsayımıyla elastisite modülü  $E_z=20 \times 10^3$  kN/m<sup>2</sup>, iç sürtünme açısı  $\phi_z=28^\circ$ , Poisson oranı  $\nu_z=0.35$  ve birim ağırlığı  $\gamma_z=22$  kN/m<sup>3</sup> olarak alınmıştır.

Sonlu elemanlar yöntemiyle yapısal çözümlemede kullanılan adım adım integrasyon için gerekli Rayleigh sönüm katsayıları temel zemininin siltli-kum olması durumunda model 5.2 için  $\alpha_R=0.0196281$   $\beta_R=0.11341$  olarak hesaplanan değerler kullanılmakta ve kayıt zaman aralığı ise  $\Delta t=0.01$  sn olarak dikkate alınmaktadır.

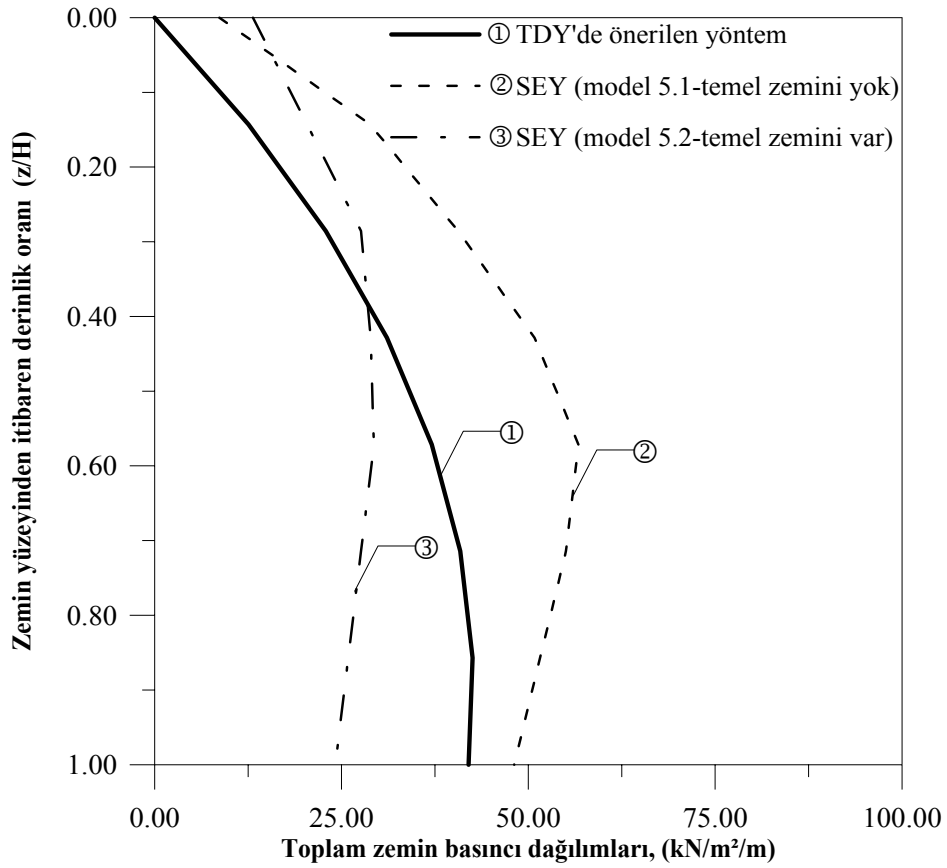
Burada yukarıda anılan modele göre hesaplanan sönüm katsayılarının duvar, temel ve dolgu zemininin karakteristiklerine göre elde edildiğini belirtmek uygun olmaktadır.

Sonlu elemanlar yöntemiyle Erzincan depreminin doğu-batı bileşeni için, temel zemininin siltli-kum olması durumunda istinat duvarına (D5) etkiyen toplam zemin basıncı dağılımları TDY-98'de önerilen yöntem yardımıyla hesaplananlarla birlikte Şekil 2.116'da verilmektedir.



**Model 5.2**

Şekil 2.115. İstinat duvarının (D5) dolgu ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde kullanılan sonlu elemanlar ağı



Şekil 2.116. İstinat duvarının (D5) sonlu elemanlar yöntemiyle zemin etkileşimli çözümünden ve TDY-98'de önerilen yöntemle belirlenen toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden duvarın, temel zemini etkileşiminin dikkate alındığı durumda, sonlu elemanlar yöntemiyle temel zeminin siltli-kum olması kabulüyle hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımlarında diğerlerine göre gözardı edilmeyecek derecede bir azalma meydana geldiği ve TDY-98'de önerilen yöntemle göre duvar tabanında hesaplanan basıncın bu duruma göre elde edilenden daha büyük olduğu görülmektedir.

Erzincan depremi Doğu-Batı bileşeninden dolayı duvar dolgu zemini etkileşimine ilaveten temel zemini etkileşiminin de dikkate alınması ve alınmaması durumlarında duvara etkiyen toplam devirici momentler Çizelge 2.19'da verilmektedir.

Çizelge 2.19. İstinat duvarının dolgu zemini etkileşimine ilaveten siltli-kum olan temel zemini etkileşiminin dikkate alınması ve alınmaması durumunda farklı modellerle hesaplanan devirici momentler

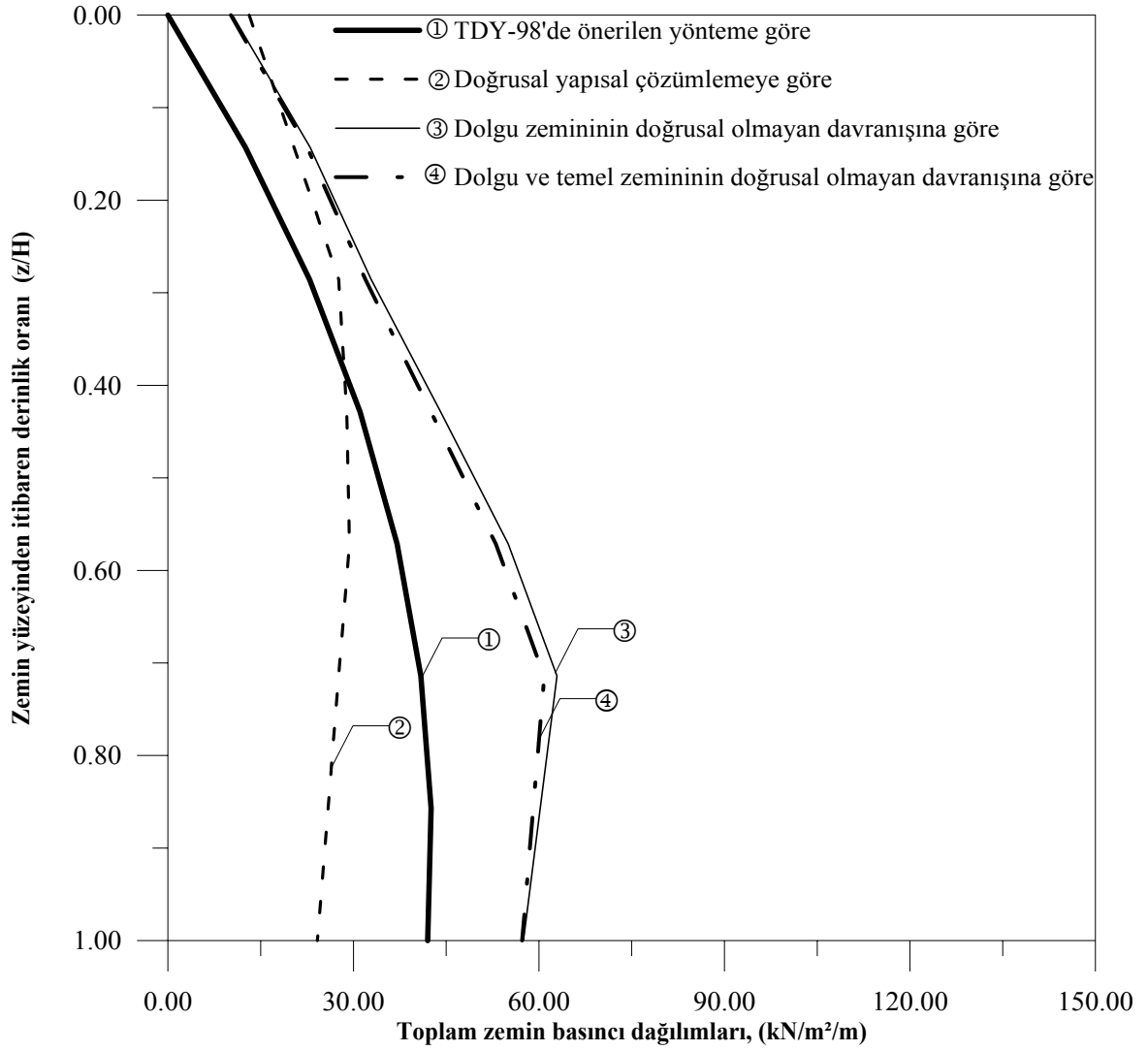
<b>Kullanılan Model</b>	<b>Devirici Moment (kNm)</b>
<i>Sadece Dolgu Zemini Etkileşiminin Dikkate Alınması Durumu (Model 5.1)</i>	606.143
<i>Dolgu+Temel Zemini Etkileşiminin Dikkate Alınması Durumu (Model 5.2)</i>	283.453

Bu çizelgeden duvarın, temel zemini etkileşiminin dikkate alındığı durumundaki devirici momentleri temel zemini etkileşiminin dikkate alınmadığı durumundaki devirici moment değerinden çok küçük olduğu görülmektedir.

#### B) Doğrusal Olmayan Yapısal Çözümler

İstinat duvarının (D5) doğrusal olmayan yapısal çözümü için dolgu zemini ve temel zemini elamanları Drucker-Prager kırılma ölçütü kullanılarak modellenmektedir.

Sonlu elemanlar yöntemiyle Erzincan depreminin Doğu-Batı bileşeni kullanılmak suretiyle gerçekleştirilen doğrusal olmayan yapısal çözümlerde daha önce verilmiş olan model 5.2 (bkz. Şekil 2.115) kullanılmaktadır. Bu çözümlerde önce sadece dolgu zemininin doğrusal olmayan davranışı daha sonra ise dolgu zemini ve temel zemininin doğrusal olmayan davranışları dikkate alınmaktadır. Bu suretle elde edilen toplam zemin basıncı dağılımları, doğrusal davranış varsayımıyla ve TDY-98'de önerilen yöntem yardımıyla hesaplananlarla birlikte Şekil 2.117'de verilmektedir.

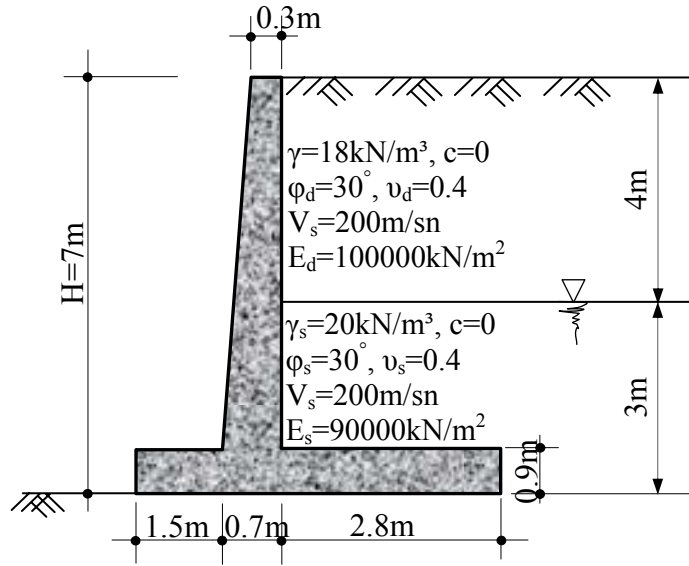


Şekil 2.117. Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözülemeler için istinat duvarının (D5) sonlu elemanlar yöntemi (Model 5.2) ve TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden istinat duvarının, sadece dolgu zemininin doğrusal olmayan davranışının dikkate alındığı durumda elde edilen toplam zemin basınç dağılımı değerleri, doğrusal varsayımıyla ve TDY-98'de önerilen yöntemle göre elde edilenlerden büyük olduğu görülmektedir. Öyle ki duvar tabanında gerilme oranı 0.37 olmaktadır.

### 2.6.6. Sayısal Uygulama VI

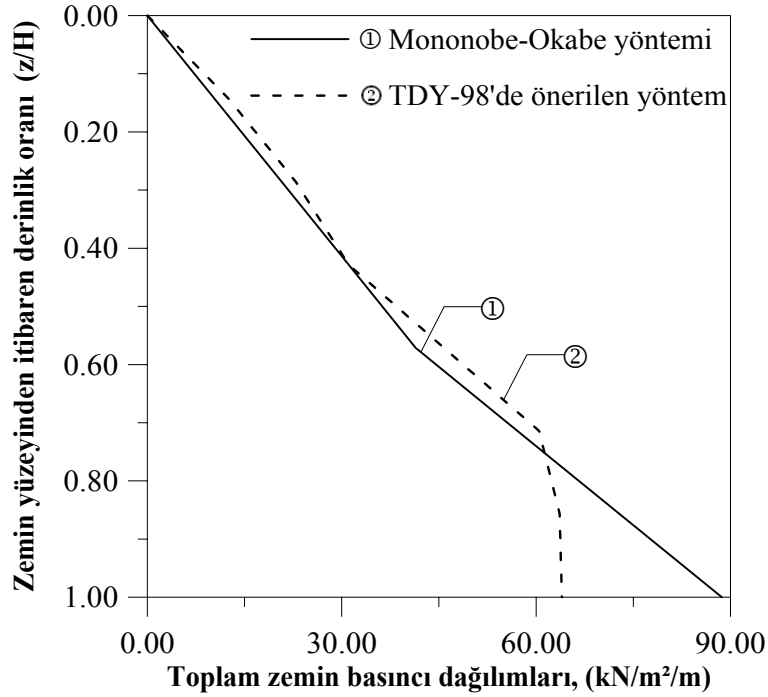
Bu sayısal uygulamaya konu olan istinat duvarı boyutları ve dolgu zeminine ilişkin parametreler Şekil 2.118’de verilmektedir. Duvarın, elverişsiz durumlara göre yapısal çözümlenmesinde dolgu zemininin doğal birim ağırlığı  $\gamma=18\text{kN/m}^3$ , doymun birim ağırlığı  $\gamma_s=20\text{kN/m}^3$ , iç sürtünme açısı  $\phi_d=30^\circ$ , kohezyonu  $c=0$ , elastisite modülü  $E_d=1000000\text{kN/m}^2$ , Poisson oranı  $\nu_d=0.40$  ve temel taban zemini arasındaki sürtünme katsayısının  $\mu_s = 0.50$  olduğu, duvarın 1.derece deprem bölgesinde inşa edileceği, inşasında malzeme olarak C20-S420 kullanılacağı, betonarmenin birim ağırlığının  $\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$ , elastisite modülünün  $E_c=2.85 \times 10^7\text{kN/m}^2$ , Poisson oranının  $\nu_c=0.2$  olduğu ve pasif itkinin ihmal edilebilecek düzeyde kaldığı kabul edilmekte ve bu duvar D6 olarak adlandırılmaktadır.



Şekil 2.118. İstinat duvarının (D6) boyutları ve dolgu zemin parametreleri

#### 2.6.6.1. Analitik Yöntemlere Göre Yapısal Çözümleme

Mononobe-Okabe Yöntemi ve TDY-98’de önerilen yöntemle (bkz. madde 2.1) bu istinat duvarına etkiyen toplam aktif zemin basınçlarının derinlikle değişimleri Şekil 2.119’da verilmektedir.

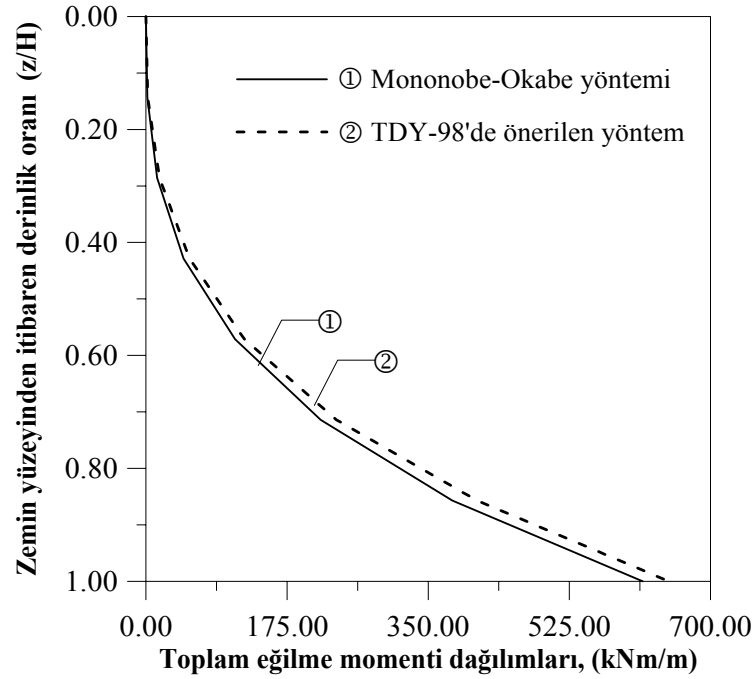


Şekil 2.119. İki farklı analitik yöntemle göre istinat duvarına (D6) depremten dolayı etkiyen toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilde; Mononobe-Okabe yöntemine göre toplam aktif zemin basıncının zemin üst yüzünden itibaren tabana kadar sürekli arttığı, TDY-98'de önerilen yöntemle göre ise zemin üst yüzünden itibaren derinlik oranının (z/H) yaklaşık olarak 0.75 değerine kadar arttığı ve duvar derinliği boyunca TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanan toplam basınç dağılımının genellikle daha büyük olduğu, bununla beraber duvar tabanına yakın olan bölgede (z/H > 0,75) Mononobe-Okabe yöntemine göre daha küçük değerler aldığı, istinat duvarı tabanı üst yüzeyinde Mononobe-Okabe yöntemiyle hesaplanan basınçların TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanandan %26 civarında daha büyük olduğu görülmektedir.

Mononobe-Okabe ve TDY-98'de önerilen yöntemle göre; depremten dolayı istinat duvarına etkiyen eğilme momentinin duvar derinliğiyle değişimi de Şekil 2.120'de verilmektedir. Bu şekilde TDY-98'de önerilen yöntemle elde edilen devirici moment değerlerinin Mononobe-Okabe yöntemiyle elde edilenden daha büyük olduğu görülmektedir.





Şekil 2.120. İki farklı analitik yöntemle göre istinat duvarına (D6) depremden dolayı etkiyen eğilme momenti dağılımları

TDY-98 ve Eurocode-8'de önerilen yöntemler ve Mononobe-Okabe yöntemine göre, depremde dolayı bu istinat duvarına gelen toplam aktif zemin itkisi, bu itkinin duvar tabanından itibaren tatbik noktası ve devirici moment Çizelge 2.20'de verilmektedir. Bu çizelgeden görüldüğü gibi Eurocode-8'de önerilen yöntemle göre hesaplanan devirici moment diğer yöntemlere göre hesaplananlardan daha büyük olmasına karşın toplam zemin itkisi daha küçük olmaktadır.

Çizelge 2.20. Farklı yöntemlere göre istinat duvarına etkiyen toplam zemin itkisi, tatbik noktası ve devirici momentler

<b>Kullanılan Yöntem</b>	<b>Toplam Aktif Zemin İtkisi (kN)</b>	<b>İtkinin Duvar Tabanından İtibaren Tatbik Noktası (m)</b>	<b>Devirici Moment (kNm)</b>
<i>TDY-98'de Önerilen Yöntem</i>	269.878	2.403	648.447
<i>Eurocode-8'de Önerilen Yöntem</i>	237.73	2.74	651.38
<i>Mononobe-Okabe Yöntemi</i>	277.936	2.217	616.125

## 2.6.6.2. Sonlu Elemanlar Yöntemine Göre Yapısal Çözümleme

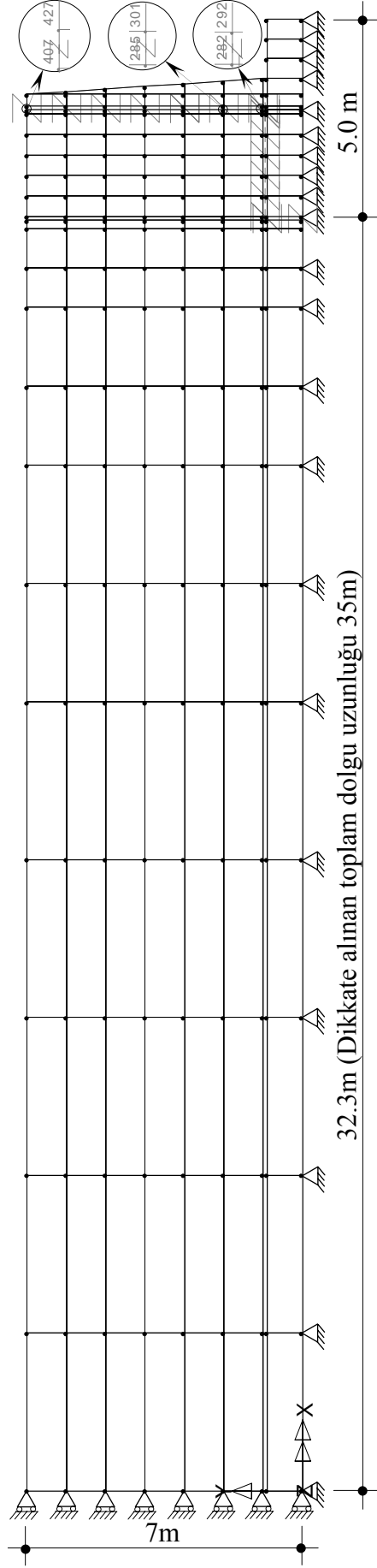
### 2.6.6.2.1. İstinat Duvarının-Dolgu Zemini Etkileşimli Birim Uzunluklu İki Boyutlu Modeli Üzerinde Yapısal Çözümleme

#### A) Doğrusal Yapısal Çözümlenmeler

Bu uygulamaya konu olan istinat duvarının (D6) sonlu elemanlar yöntemiyle yapısal çözümlenmesi için dikkate alınan sonlu eleman ağı Şekil 2.121’de verilmektedir. Bu şekilde model 6.1’deki dolgu zemini uzunluğu duvar yüksekliğinin 5 katı olarak seçilmiştir.

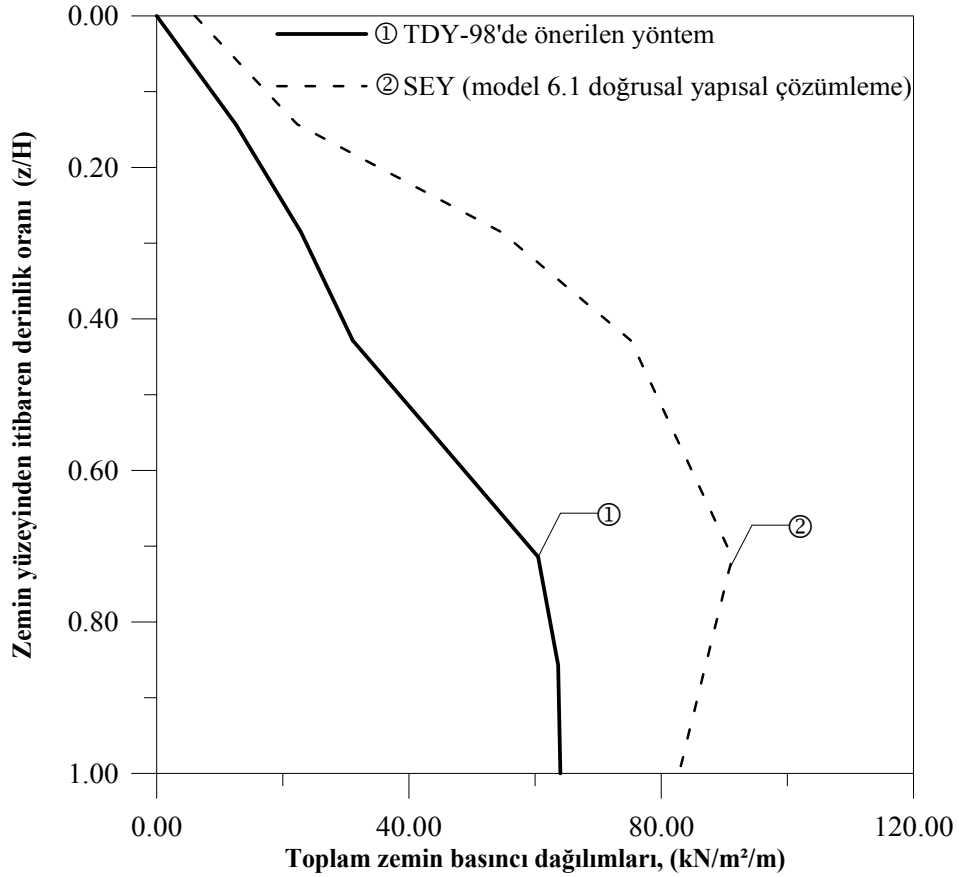
Sonlu elemanlar yöntemiyle yapısal çözümlenmede kullanılan adım adım integrasyon için gerekli Rayleigh sönüm katsayıları model 6.1 için  $\alpha_R=0.0599279$   $\beta_R=0.0385763$  olarak hesaplanmış ve kayıt zaman aralığı ise  $\Delta t=0.01$ sn olarak dikkate alınmıştır.

Seçilen bu modelin, Erzincan depremi (1992) Doğu-Batı bileşeni dikkate alınmak suretiyle sonlu elemanlar yöntemi ve TDY-98’de önerilen yöntemle gerçekleştirilen yapısal çözümlenmesinden elde edilen toplam basınç dağılımları Şekil 2.122’de verilmektedir.



**Model 6.1**

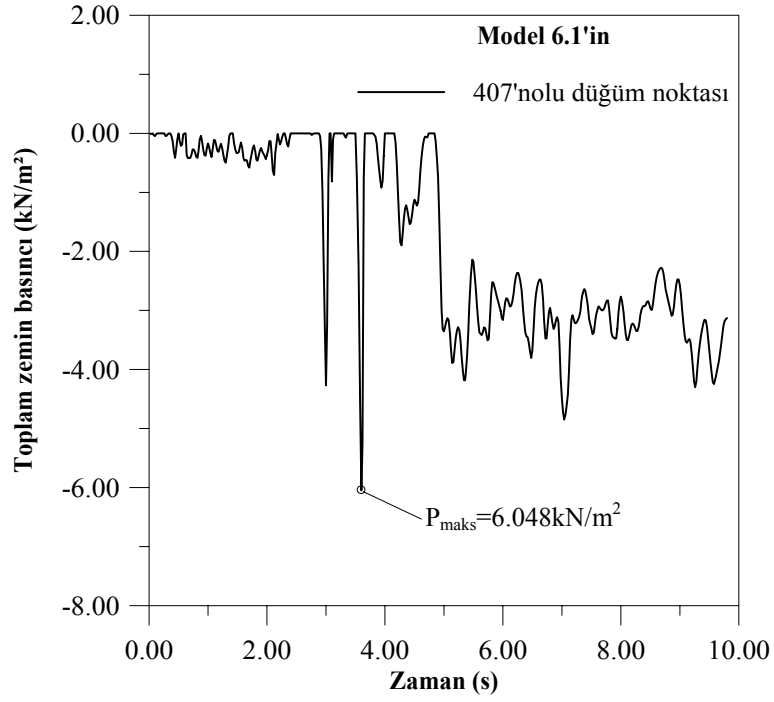
Şekil 2.121. İstinat duvarının (D6) dolgu zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde dikkate alınan sonlu eleman modeli



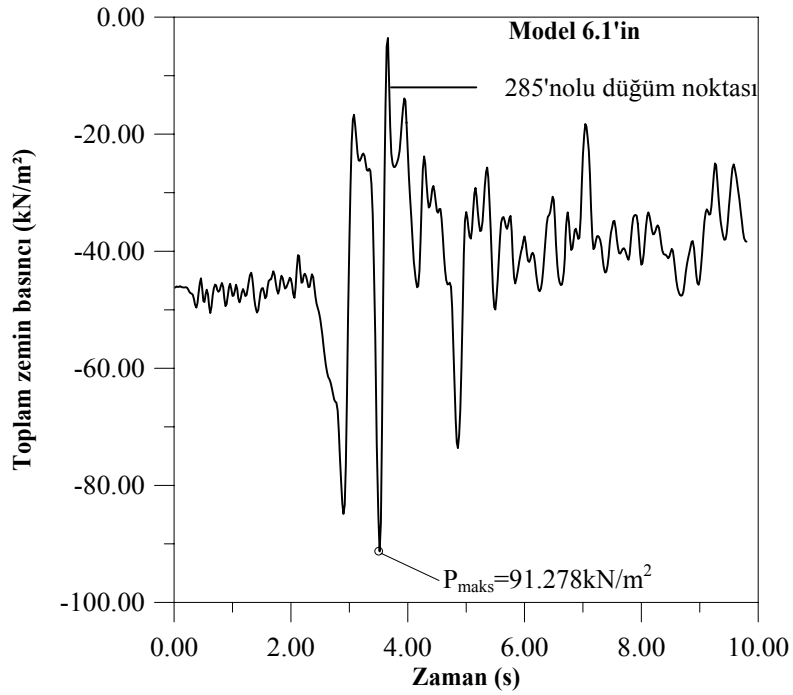
Şekil 2.122. İstinat duvarının (D6) sonlu elemanlar ve TDY-98'de önerilen yöntemle hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden; sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanan toplam basınçların derinlikle dağılımlarının TDY-98'de önerilen yöntemine göre hesaplanarlardan daha büyük olduğu ve TDY-98'de önerilen yöntemine göre hesaplanan basınç dağılımının duvar tabanındaki değerinin sonlu elemanlar yöntemiyle elde edilenden %30 civarında daha küçük değer verdiği görülmektedir. Bu bulgu tabakalı zemin ve zemin suyunun olması durumlarının, LUSAS sonlu elemanlar paket programıyla, yapısal çözümlerlerde kolaylıkla dikkate alınabileceğini göstermektedir.

Bu sayısal uygulamada dikkate alınan istinat duvarının (D6) model 6.1'deki 407 ve 285 no'lu düğüm noktalarında (bkz. Şekil 2.121) deprem süresince oluşan zemin toplam basıncının değişimi sırasıyla Şekil 2.123 ve Şekil 2.124'de verilmektedir.



Şekil 2.123. Model 6.1'deki istinat duvarının (D6) 407no'lu düğüm noktasındaki toplam zemin basıncının deprem süresince değişimi



Şekil 2.124. Model 6.1'deki istinat duvarının (D6) 285no'lu düğüm noktasındaki toplam zemin basıncının deprem süresince değişimi

Bu şekillerden; maksimum basınç değerinin akselogramdaki maksimum ivme civarında meydana geldiği, basınç genliklerinin 2sn~5sn arasında büyük olduğu, deprem süresince duvar tepesindeki bağlantı elemanında meydana gelen toplam basınç değişiminin Şekil 2.28’de verilen akselograma benzemediği, duvar orta noktası civarındaki düğüm noktasındaki bağlantı elemanında (bkz Şekil 2.121) ise bu basınç değişiminin akselograma benzer olduğu görülmektedir. Bu bulgu tepe noktası yerdeğiştirmesinin diğerlerine göre daha büyük olmasıyla açıklanabilmektedir.

Bu duvarın (D6), deprem yüklerine göre TDY-98’de önerilen, Richard-Elms, Whitman-Liao ve sonlu elemanlar yöntemleriyle hesaplanan, toplam devirici momentleri ve yerdeğiştirmeleri Çizelge 2.21’de verilmektedir.

Çizelge 2.21. İstinat duvarının (D6), TDY-98’de önerilen, Richard-Elms, Whitman-Liao ve sonlu elemanlar yöntemlerine göre hesaplanan, toplam devirici momentleri ve tepe noktası yerdeğiştirmeleri

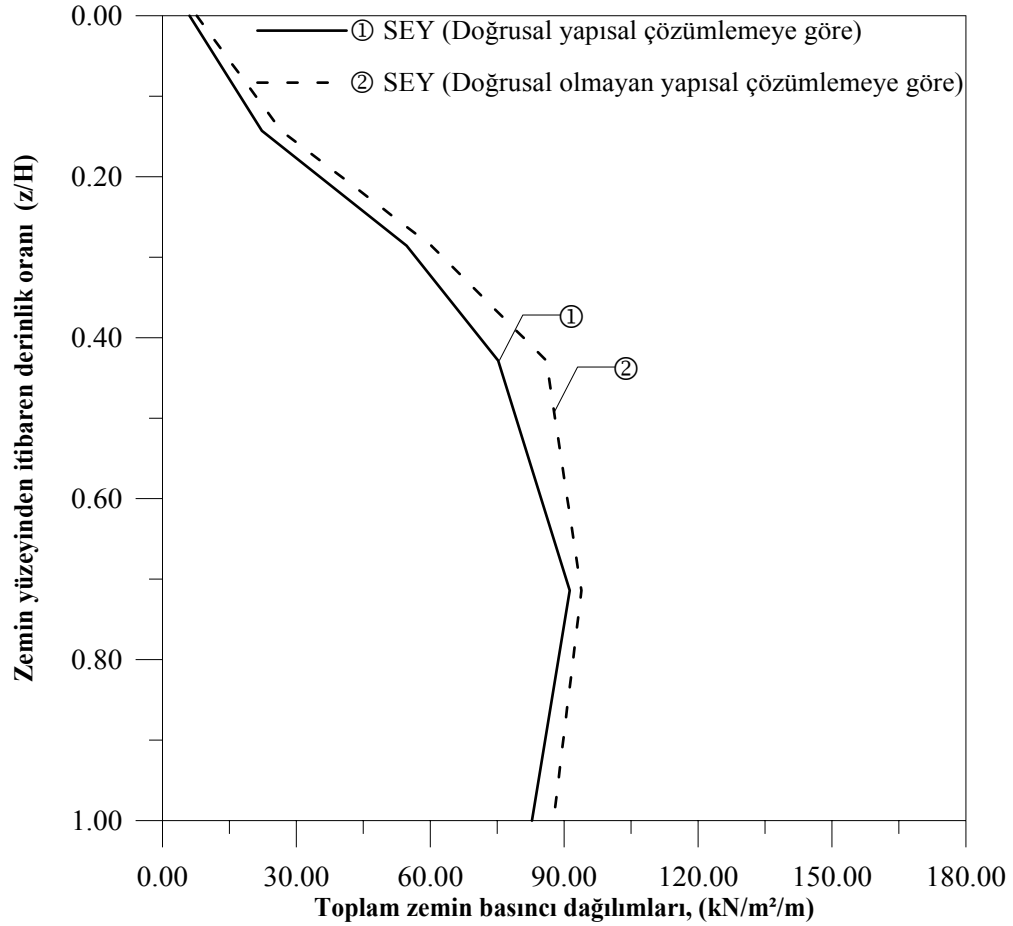
<b>Kullanılan Yöntem</b>	<b>Devirici Moment (kNm)</b>	<b>İstinat Duvarı Tepe Düğüm Noktası Yerdeğiştirmesi (cm)</b>
<i>TDY-98’de Önerilen Yöntemine Göre</i>	648.447	-
<i>Richard-Elms Yöntemine Göre</i>	659.316	73.091
<i>Whitman-Liao Yöntemine Göre</i>	659.316	17.783
<i>Sonlu Elemanlar Yöntemi (Erzincan Depremi Doğu-Batı Bileşenine Göre Hesap)</i>	921.192	7.1

Bu çizelgeden sözkonusu analitik yöntemlerle hesaplanan devirici moment değerleri bu sayısal uygulama için sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanandan daha küçük olduğu buna karşın duvar tepesi yerdeğiştirmesinin daha büyük olduğu görülmektedir. Bu bulgu dolgu zemininin kısmen suya doymuş olmasıyla açıklanabilmektedir.

## B) Doğrusal Olmayan Yapısal Çözümler

Sayısal uygulamada VI’da dikkate alınan istinat duvarının (D6) doğrusal olmayan yapısal çözümlemesi için, daha önce de belirtildiği gibi, dolgu zemini elamanı Drucker-Prager kırılma ölçütü kullanılarak modellenmektedir.

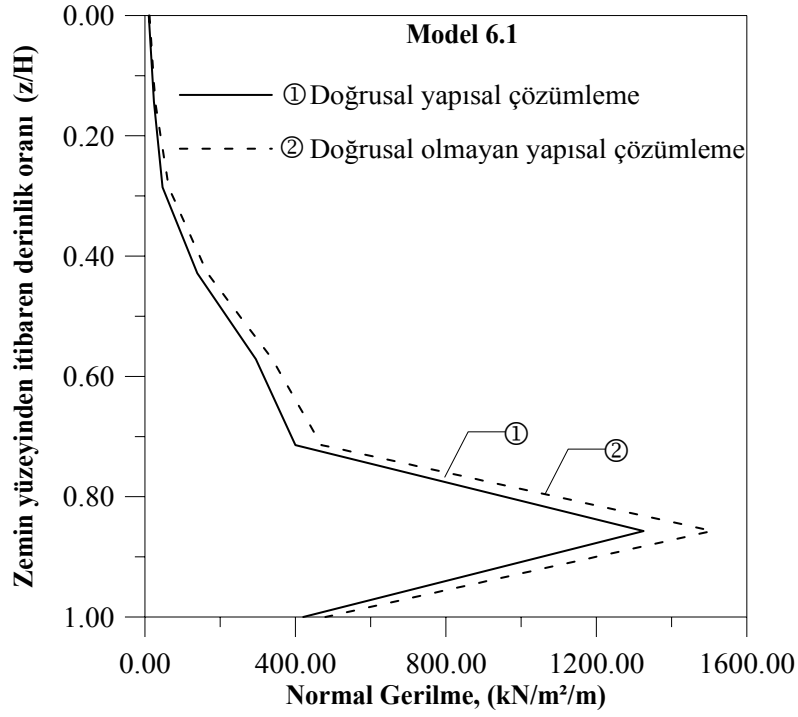
Sonlu elemanlar yöntemiyle Erzincan depreminin doğu-batı bileşeni kullanılmak suretiyle gerçekleştirilen doğrusal olmayan yapısal çözümlelerde model 6.1 kullanılmaktadır. Bu çözümlelerde sadece dolgu zemininin doğrusal olmayan davranışı dikkate alınmaktadır. Bu suretle elde edilen toplam zemin basıncı dağılımları, doğrusal davranış varsayımıyla belirlenenlerle birlikte Şekil 2.125’de verilmektedir.



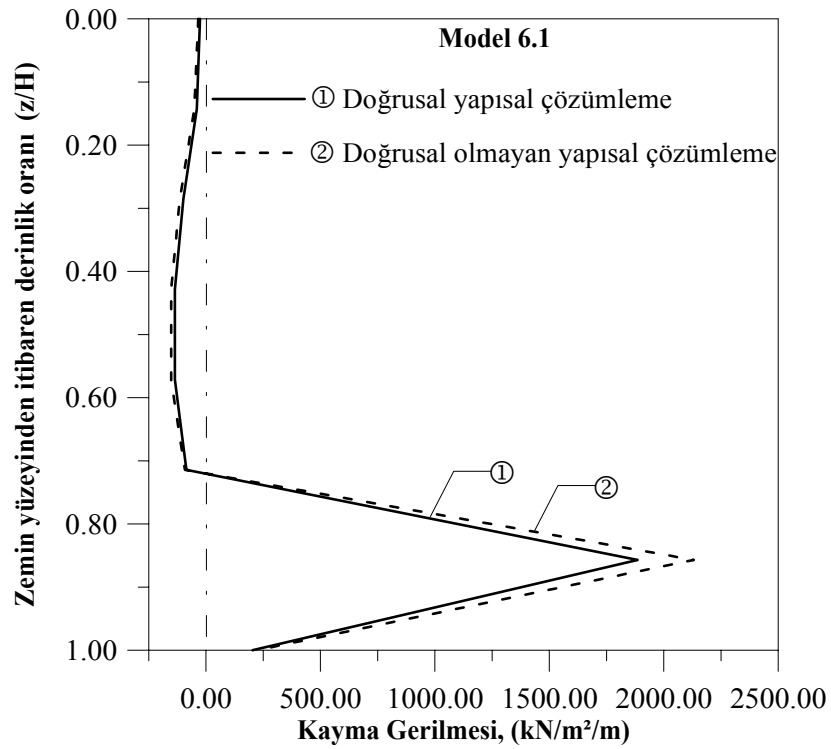
Şekil 2.125. Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için istinat duvarının (D6) sonlu elemanlar yöntemine (model 6.1) göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden D6 istinat duvarının, sadece dolgu zeminin doğrusal olmayan davranışının dikkate alındığı durumda toplam basınç dağılımı değerleri doğrusal varsayımıyla elde edilenlerden büyük olduğu ancak farkın önemli olmadığı görülmektedir.

Bu istinat duvarında doğrusal ve doğrusal olmayan durumlar için derinlik boyunca, hesaplanan normal gerilme ( $\sigma_x$ ) ve kayma gerilmesinin ( $\tau_{xy}$ ) dağılımları sırasıyla Şekil 2.126 ve Şekil 2.127’de verilmektedir.



Şekil 2.126. Model 6.1'e göre istinat duvarında (D6) yükseklik boyunca normal gerilme ( $\sigma_x$ ) dağılımları

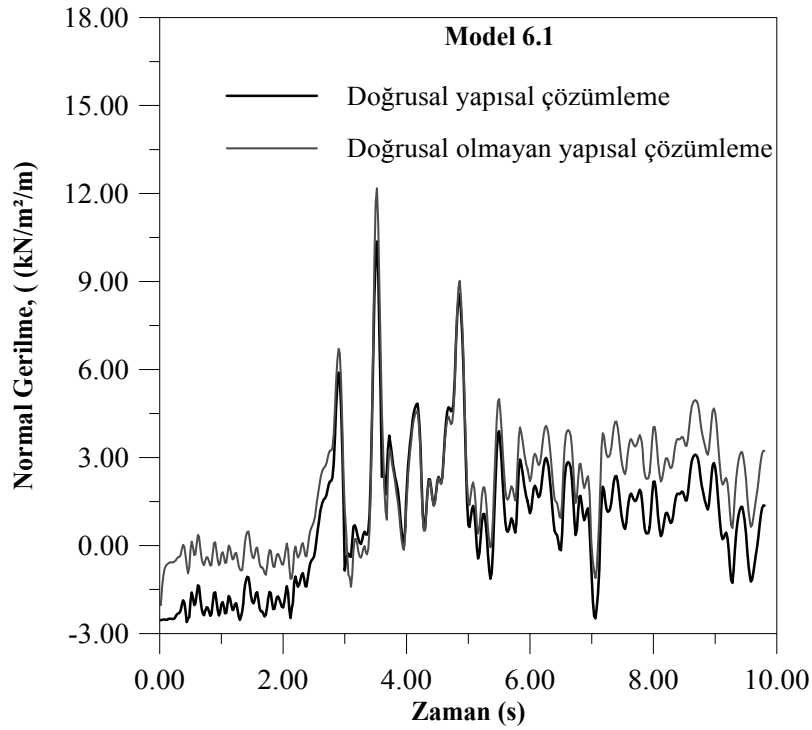


Şekil 2.127. Model 6.1'e göre istinat duvarında (D6) yükseklik boyunca kayma gerilmesi ( $\tau_{xy}$ ) dağılımları

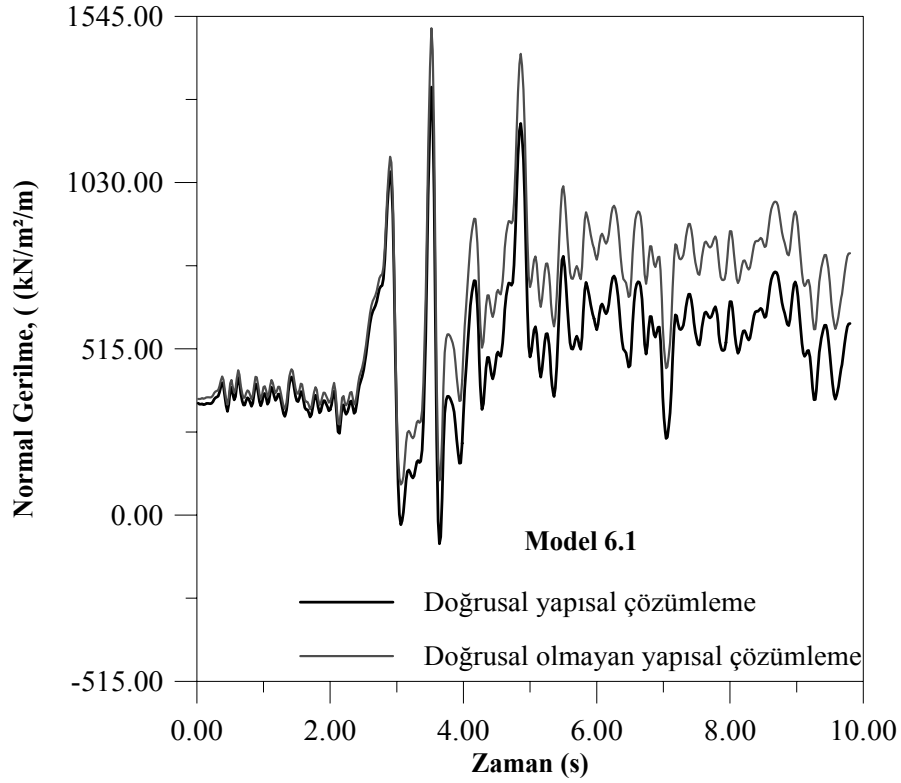


Bu şekillerden normal gerilme ( $\sigma_x$ ) ve kayma gerilmesi dağılımlarının, istinat duvarı gövdesiyle temelin birleşim bölgesi civarında maksimum olduğu görülmektedir.

Bu istinat duvarının dolgu zemininin doğrusal ve doğrusal olmayan durumlar için, model 6.1'deki (bkz. Şekil 2.121) duvarın tepe düğüm noktası (427 nolu) ve duvar gövdesiyle temelin birleşim bölgesi civarındaki düğüm noktasında (292 nolu), normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) deprem süresince değişimi sırasıyla Şekil 2.128 ve Şekil 2.129'da verilmektedir.



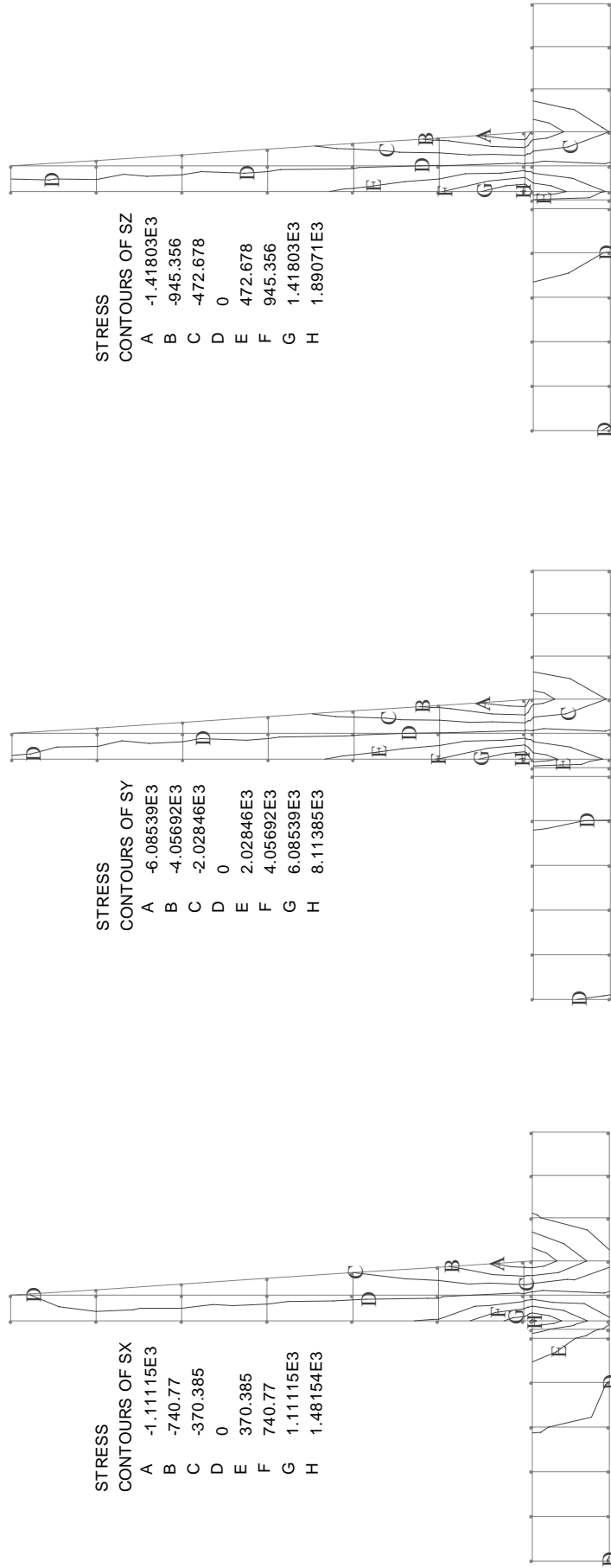
Şekil 2.128. Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için D6 istinat duvarı 427 no'lu düğüm noktasında normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) deprem süresince değişimi, (kN/m<sup>2</sup>/m)



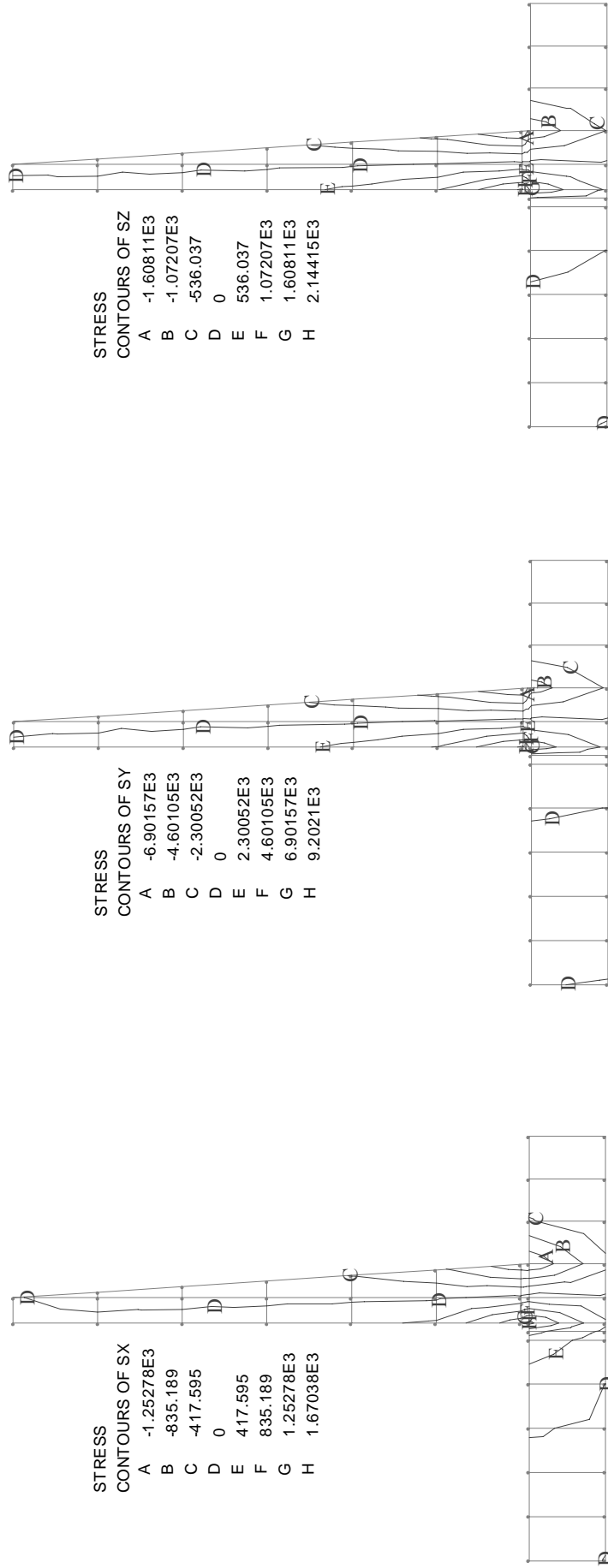
Şekil 2.129. Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için D6 istinat duvarı 292 no'lu düğüm noktasında normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) deprem süresince değişimi, (kN/m<sup>2</sup>/m)

Bu şekillerden; dolgu zemininin doğrusal olmayan davranışına ilişkin yapısal çözümlere göre deprem süresince elde edilen normal gerilmenin ( $\sigma_x$ ) değişimi doğrusal yapısal çözümlere göre elde edilenlerden büyük olduğu, sözkonusu düğüm noktalarındaki maksimum normal gerilmenin deprem ivme kaydının maksimum olduğu 3,48.s civarında meydana geldiği, deprem süresince istinat duvarı tepe düğüm noktasında (427 nolu) meydana gelen normal gerilmenin değişiminin Şekil 2.28'de verilen akselogramdan farklı olduğu bununla beraber istinat duvarı gövdesi ve temel birleşim bölgesi civarındaki (bkz Şekil 2.121) düğüm noktasında (292 nolu) meydana gelen normal gerilmenin değişiminin ise akselogramın ters işaretlisine benzer olduğu görülmektedir.

D6 istinat duvarının model 6.1'e göre doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümlerinden duvarın x-x, y-y ve z-z eksenleri doğrultularındaki eş gerilme yörüngeleri sırasıyla Şekil 2.130 ve Şekil 2.131'de verilmektedir.



Şekil 2.130. İstinat duvarının (D6) doğrusal yapısal çözümlemesiyle hesaplanan eş gerilme yörüngeleri



Şekil 2.131. İstinat duvarının (D6) doğrusal olmayan yapısal çözümlemesiyle hesaplanan eş gerilme yörüngeleri

Bu şekillerden görüldüğü gibi doğrusal yapısal çözümlemeden hesaplanan gerilmeler x-x, y-y ve z-z eksenleri doğrultusunda maksimum değerleri sırasıyla  $1544\text{kN/m}^2$ ,  $8375\text{kN/m}^2$  ve  $1940\text{kN/m}^2$ 'dir. Doğrusal olmayan yapısal çözümlemeden hesaplananlar ise x-x, y-y ve z-z eksenleri doğrultusunda maksimum değerleri yine sırasıyla  $1748\text{kN/m}^2$ ,  $9517\text{kN/m}^2$  ve  $2204\text{kN/m}^2$  olarak elde edilmektedir. Bu gerilme yörüngelerinden doğrusal olmayan yapısal çözümlemeden elde edilenlerin doğrusal davranış varsayımına göre elde edilenlerden daha büyük olduğu, her iki varsayıma göre duvar tepe noktası civarının çekme etkisinde kaldığı ve bu gerilmelerin daima betonun basınç ( $20000\text{kN/m}^2$ ) ve çekme ( $1600\text{kN/m}^2$ ) dayanımının altında olduğu görülmektedir.

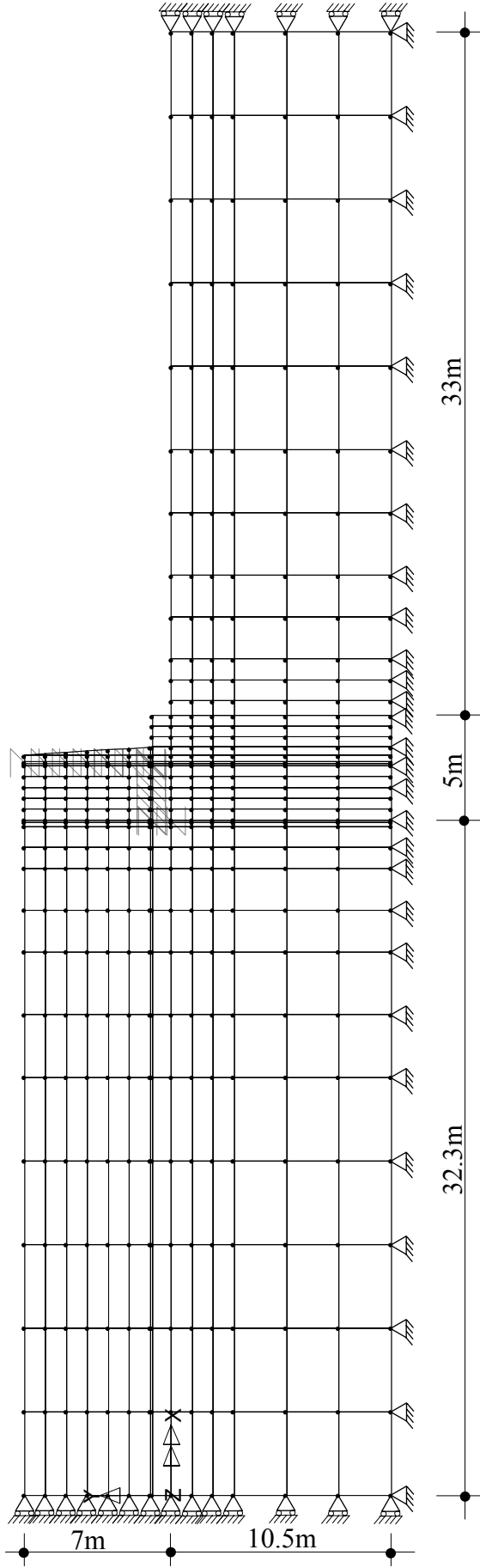
#### 2.6.6.2.2. İstinat Duvarının-Dolgu ve Temel Zemini Etkileşimli Birim Uzunluklu İki Boyutlu Modeli Üzerinde Yapısal Çözümleme

##### A) Doğrusal Yapısal Çözümler

Sayısal uygulama VI (bkz. Şekil 2.118) için seçilen istinat duvarının (D6) duvar-dolgu zemini ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümleri için kullanılan sonlu eleman ağı Şekil 2.132'de verilmektedir. Bu şekilde görülen model 6.2'deki dolgu zemini uzunluğu duvar yüksekliğinin 5 katı ve temel zemini derinliği ise duvar yüksekliğinin 1.5 katı olarak seçilmiştir.

Bu yapısal çözümlerde, temel zemininin siltli-kum olduğu varsayımıyla elastisite modülü  $E_z=20 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ , iç sürtünme açısı  $\phi_z=28^\circ$ , Poisson oranı  $\nu_z=0.35$ , doymun birim ağırlığı  $\gamma_z=21\text{kN/m}^3$  ve duvar tabanı ile zemin arasındaki sürtünme katsayısı  $\mu_s=0.50$  olarak alınmıştır.

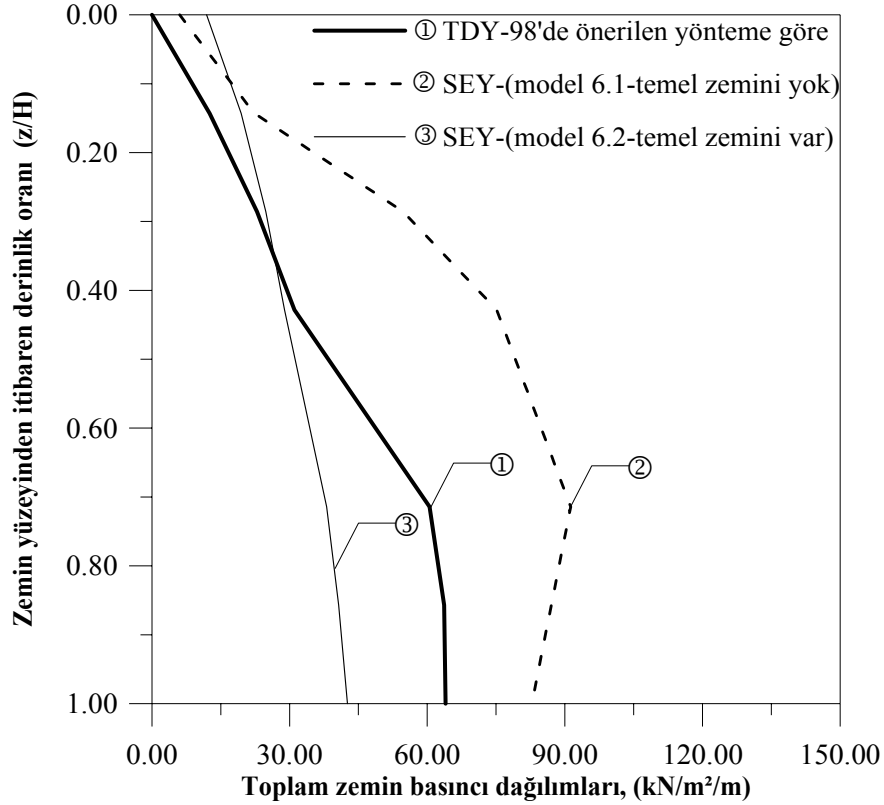
Sonlu elemanlar yöntemiyle yapısal çözümlemede kullanılan adım adım integrasyon için gerekli Rayleigh sönüm katsayıları temel zemininin siltli-kum olması durumunda model 6.2 için  $\alpha_R=0.0188505$   $\beta_R=0.120313$  olarak hesaplanan değerler kullanılmakta ve kayıt zaman aralığı ise  $\Delta t=0.01\text{sn}$  olarak dikkate alınmaktadır.



**Model 6.2**

Şekil 2.132. İstinat duvarının (D6) dolgu zemini ve temel zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde kullanılan sonlu elemanlar ağı

Sonlu elemanlar yöntemiyle Erzincan depreminin doğu-batı bileşeni için, temel zemininin siltli-kum olması durumunda istinat duvarına (bkz. Şekil 2.132) etkiyen toplam zemin basıncı dağılımları TDY-98’de önerilen yöntem yardımıyla hesaplananlarla birlikte Şekil 2.133’de verilmektedir.



Şekil 2.133. İstinat duvarının (D6) sonlu elemanlar yöntemiyle zemin etkileşimli çözümünden ve TDY-98’de önerilen yöntemle belirlenen toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden duvarın, temel zemini etkileşiminin dikkate alındığı durumda, sonlu elemanlar yöntemiyle temel zeminin siltli-kum olması kabulüyle hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımlarında diğerlerine göre gözardı edilmeyecek derecede bir azalma meydana geldiği ve TDY-98’de önerilen yöntemle göre duvar tabanında hesaplanan basıncın bu duruma göre elde edilenden daha büyük olduğu görülmektedir.

Erzincan depremi Doğu-Batı bileşeninden dolayı duvar dolgu zemini etkileşimine ilaveten temel zemini etkileşiminin de dikkate alınması ve alınmaması durumlarında duvara etkiyen toplam devirici momentler Çizelge 2.22’de verilmektedir.

Çizelge 2.22. İstinat duvarının dolgu zemini etkileşimine ilaveten siltli-kum olan temel zemini etkileşiminin dikkate alınması ve alınmaması durumunda farklı modellerle hesaplanan devirici momentler

<b>Kullanılan Model</b>	<b>Devirici Moment (kNm)</b>
<i>Sadece Dolgu Zemini Etkileşiminin Dikkate Alınması Durumu (Model 6.1)</i>	921.192
<i>Dolgu+Temel Zemini Etkileşiminin Dikkate Alınması Durumu (Model 6.2)</i>	520.649

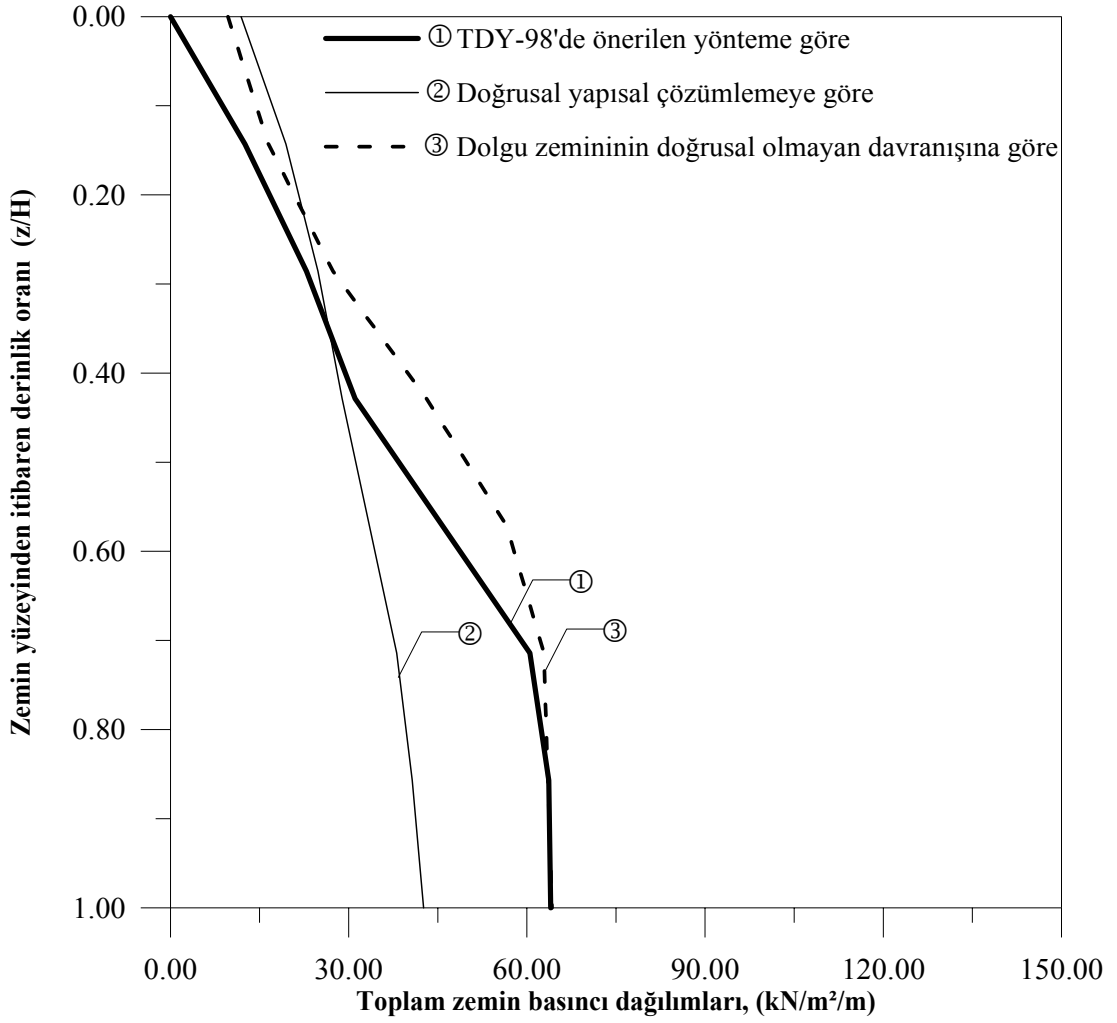
Bu çizelgeden duvarın temel zemini etkileşiminin dikkate alındığı durumundaki devirici moment değeri temel zemini etkileşiminin dikkate alınmadığı durumundaki devirici moment değerinden küçük olduğu görülmektedir.

#### B) Doğrusal Olmayan Yapısal Çözümler

İstinat duvarının (D6) doğrusal olmayan yapısal çözümü için dolgu ve temel zemini elamanları Drucker-Prager kırılma ölçütü kullanılarak modellenmektedir.

Sonlu elemanlar yöntemiyle Erzincan depreminin doğu-batı bileşeni kullanılmak suretiyle gerçekleştirilen doğrusal olmayan yapısal çözümlerde model 6.2 (bkz. Şekil 2.132) kullanılmaktadır. Bu çözümlerde sadece dolgu zemininin doğrusal olmayan davranışı dikkate alınmaktadır. Bu suretle elde edilen toplam zemin basıncı dağılımları, doğrusal davranış varsayımıyla ve TDY-98'de önerilen yöntem yardımıyla belirlenenlerle birlikte Şekil 2.134'de verilmektedir.

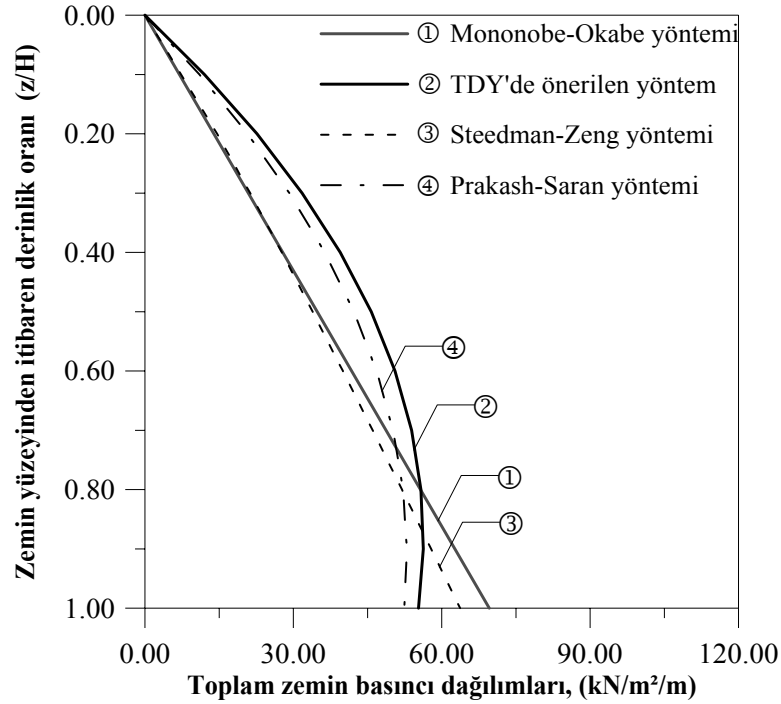




Şekil 2.134. Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için istinat duvarının (D6) sonlu elemanlar yöntemi (model 6.2) ve TDY-98'de önerilen yönteme göre hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden D6 istinat duvarının, sadece dolgu zemininin doğrusal olmayan davranışının dikkate alındığı durumda elde edilen toplam zemin basınç dağılımı değerleri, doğrusal varsayımıyla ve TDY-98'de önerilen yönteme göre elde edilenlerden genellikle büyük olduğu ve duvar tabanında TDY-98'de önerilen yöntemle elde edilen değer ile pratik olarak çakıştığı görülmektedir.

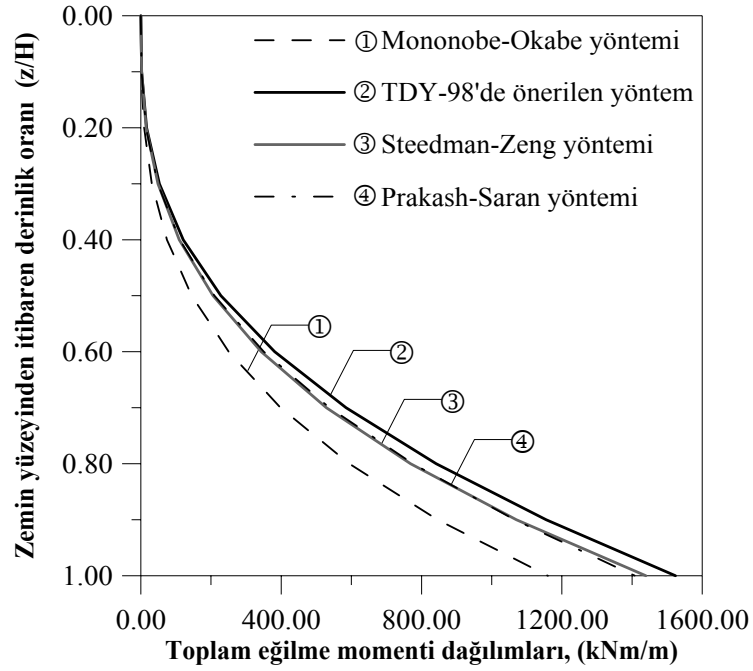




Şekil 2.136. Farklı analitik yöntemlere göre istinat duvarına (D7) depremden dolayı etkileyen toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden; Mononobe-Okabe ve Steedman-Zeng yöntemlerine göre toplam aktif zemin basıncının zemin üst yüzünden itibaren tabana kadar sürekli arttığı, Prakash-Saran yöntemi ve TDY-98'de önerilen yöntemlerine göre ise zemin üst yüzünden itibaren derinlik oranının ( $z/H$ ) yaklaşık olarak 0.75 değerine kadar arttığı daha sonra azaldığı, Steedman-Zeng ve Mononobe-Okabe yöntemlerinin birbirine çok yakın sonuçlar verdiği, duvar derinliği boyunca TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanan toplam basınç dağılımının genellikle daha büyük olduğu, bununla beraber duvar tabanına yakın olan bölgede ( $z/H > 0,75$ ) Steedman-Zeng ve Mononobe-Okabe yöntemlerine göre daha küçük değerler aldığı, istinat duvarı tabanı üst yüzeyinde Mononobe-Okabe yöntemiyle hesaplanan basınçların TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanarlardan %26, Steedman-Zeng yöntemiyle hesaplanarlardan ise %15 daha büyük değer verdiği görülmektedir.

Farklı yöntemlere göre; depremden dolayı istinat duvarına etkileyen eğilme momentinin duvar derinliğiyle değişimi de Şekil 2.137'de verilmektedir. Bu şekilden de Mononobe-Okabe yöntemi hariç diğer yöntemlerle elde edilen bulguların birbirine çok yakın olduğu görülmektedir.



Şekil 2.137. Farklı analitik yöntemlere göre istinat duvarına (D7) depremden dolayı etkiyen eğilme momenti dağılımları

TDY-98 ve Eurocode-8'de önerilen yöntemler, Mononobe-Okabe, Steedman-Zeng, Seed-Whitman, Prakash-Saran ve Das-Puri yöntemlerine göre, depremden dolayı bu istinat duvarına gelen toplam zemin itkisi, bu itkinin duvar tabanından itibaren tatbik noktası ve devirici moment Çizelge 2.23'de verilmektedir. Bu çizelgeden görüldüğü gibi Eurocode-8'de önerilen yöntemle hesaplanan toplam aktif zemin itkisi ve devirici moment diğer yöntemlere göre hesaplanarlardan daha büyük olmakta ve en küçük değeri Mononobe-Okabe yöntemi vermektedir.

Çizelge 2.23. Farklı analitik yöntemlere göre payandalı istinat duvarına etkiyen toplam aktif zemin itkisi, bu itkinin tatbik noktası ve devirici momentler

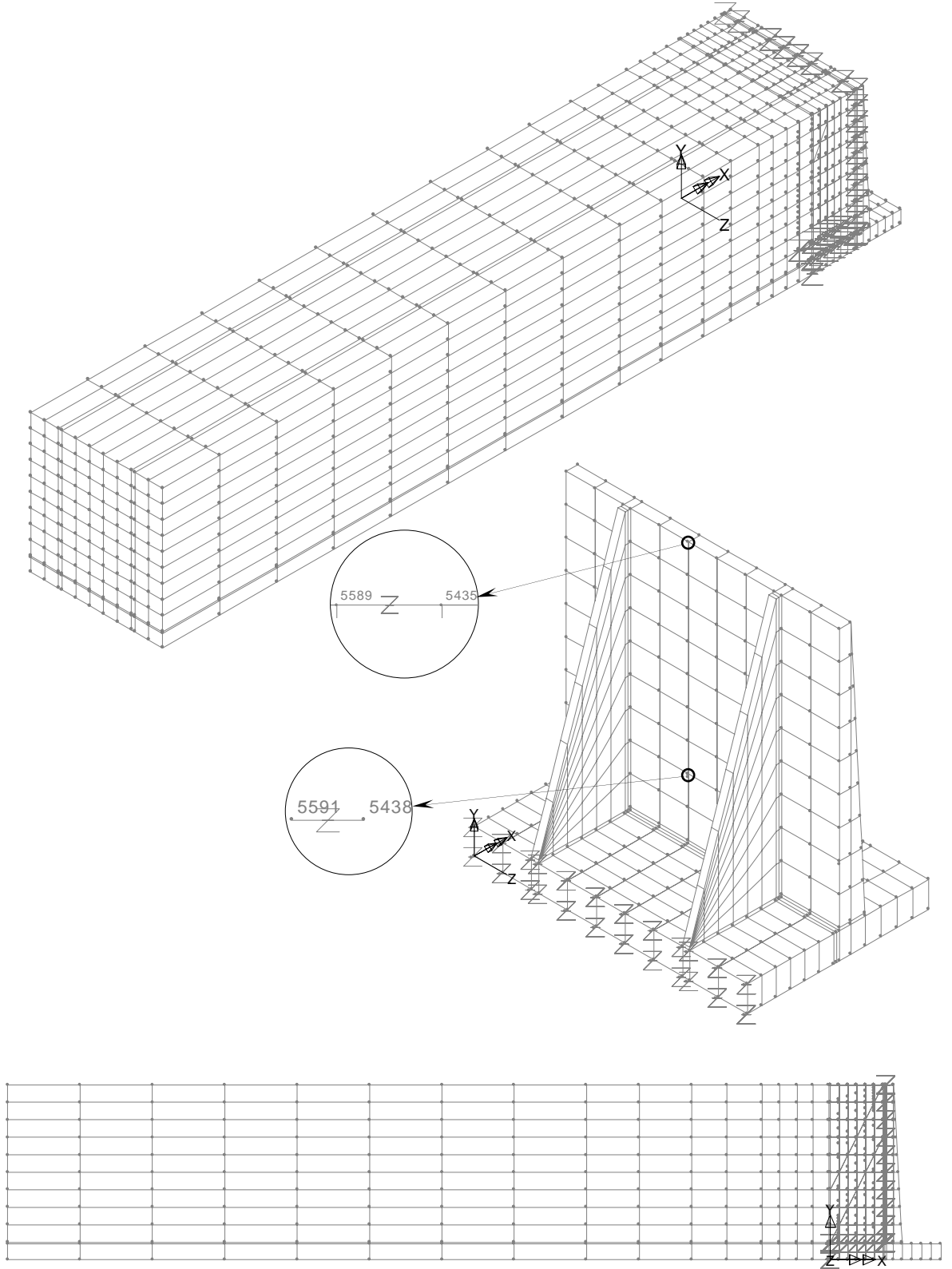
<b>Kullanılan Yöntem</b>	<b>Toplam Aktif Zemin İtkisi (kN)</b>	<b>İtkinin Duvar Tabanından İtibaren Tatbik Noktası (m)</b>	<b>Devirici Moment (kNm)</b>
<i>TDY-98'de Önerilen Yöntem</i>	397.005	3.839	1524.136
<i>Eurocode-8 Önerilen Yöntem</i>	430.865	3.93	1693.3
<i>Mononobe-Okabe Yöntemi</i>	348.046	3.333	1160.154
<i>Steedman-Zeng Yöntemi</i>	368.887	3.902	1439.344
<i>Seed-Whitman Yöntemi</i>	384.533	4.082	1569.776
<i>Prakash-Saran Yöntemi</i>	368.887	3.816	1407.764
<i>Das-Puri Yöntemi</i>	397.004	-	-

### 2.6.7.2. Sonlu Elemanlar Yöntemine Göre Dolgu Zemini Etkileşimli Yapısal Çözümlemesi

#### A) Doğrusal Yapısal Çözümlemeler

Bu uygulamaya konu olan payandalı istinat duvarının (D7) sonlu elemanlar yöntemiyle yapısal çözümlemesi için dikkate alınan sonlu eleman ağı Şekil 2.138'de verilmektedir. Bu şekildeki model 7.1'de dolgu zemini uzunluğu duvar yüksekliğinin 5 katı olarak seçilmektedir.

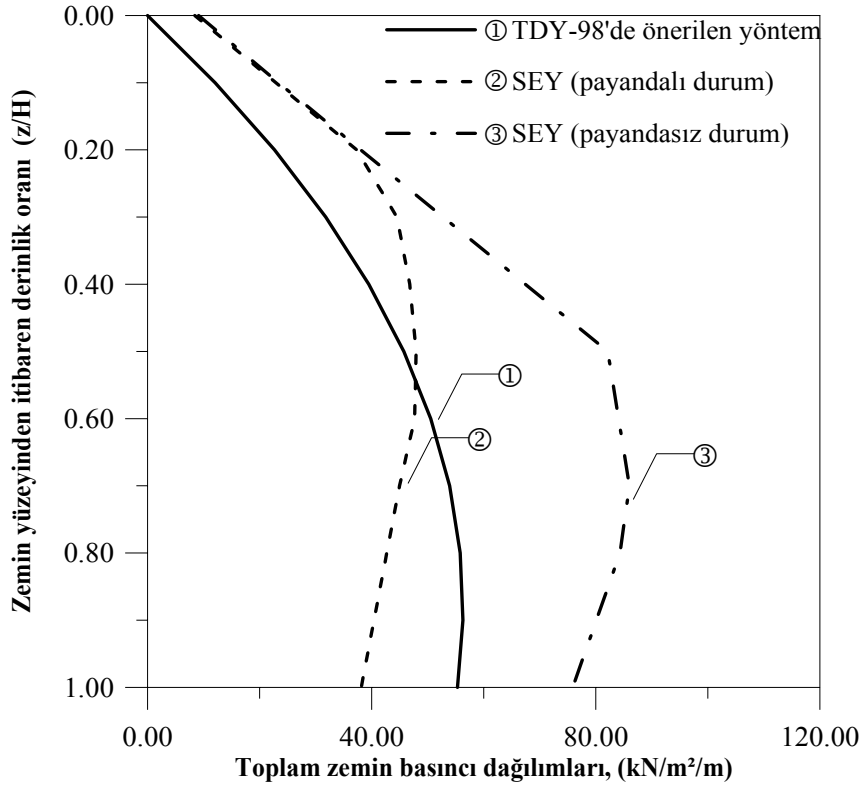
Sonlu elemanlar yöntemiyle yapısal çözümlemede kullanılan adım adım integrasyon için gerekli Rayleigh sönüm katsayıları model 7.1 için  $\alpha_R=1.55536$   $\beta_R=0.00156944$  olarak hesaplanmış ve kayıt zaman aralığı ise  $\Delta t=0.01$  sn olarak dikkate alınmaktadır.



**Model 7.1**

Şekil 2.138. Payandalı istinat duvarının (D7) dolgu zemini etkileşimli yapısal çözümlemesinde kullanılan üç boyutlu sonlu eleman modeli

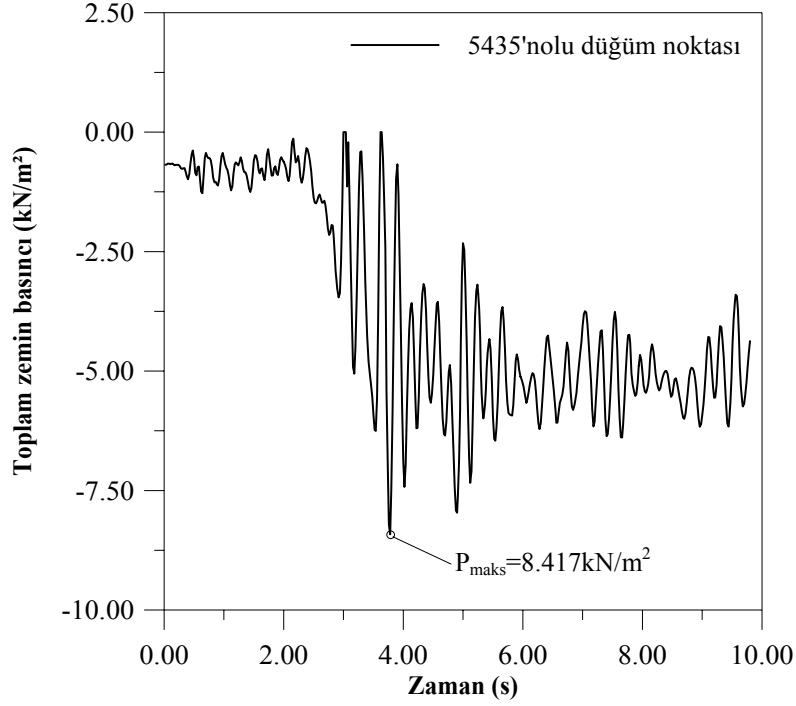
Bu modelin, Erzincan depremi (1992) Doğu-Batı bileşeni dikkate alınmak suretiyle sonlu elemanlar yöntemi (SEY) ve TDY-98'de önerilen yöntemle gerçekleştirilen yapısal çözümlerinden elde edilen toplam basınç dağılımları Şekil 2.139'da verilmektedir.



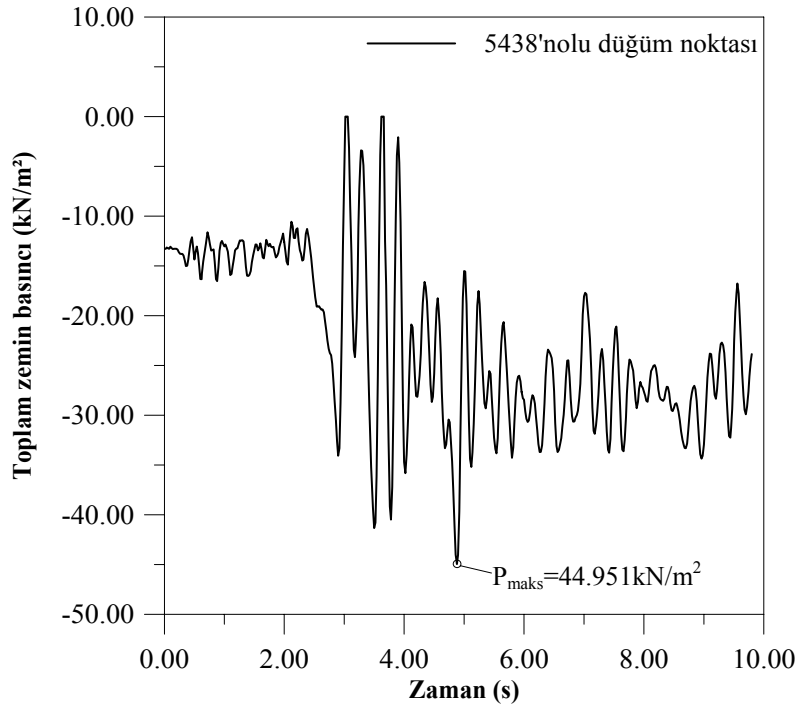
Şekil 2.139. Payandalı ve payandasız istinat duvarlarının (D7) sonlu elemanlar ve TDY-98'de önerilen yöntemle hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden de payandasız istinat duvarının sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanan toplam zemin basıncının derinlikle dağılımlarının payandalı istinat duvarı ve TDY-98'de önerilen yöntemle göre hesaplanandan büyük olduğu görülmektedir. Bu durum payandaların istinat duvarlarının davranışına olumlu yönde etki yaptığını dolayısıyla da payandaların önemini ortaya koymaktadır.

Bu sayısal uygulamada dikkate alınan istinat duvarının (D7) model 7.1'deki 5435 ve 5438no'lu düğüm noktalarında (bkz. Şekil 138) deprem süresince oluşan zemin toplam basıncının değişimi sırasıyla Şekil 140 ve Şekil 141'de verilmektedir. Bu şekillerden; maksimum basınç genliklerinin 2sn~5sn arasında büyük olduğu, deprem süresince bu bağlantı elemanlarında meydana gelen toplam basınç değişiminin Şekil 2.28'de verilen akselograma benzemediği görülmektedir.



Şekil 2.140. Model 7.1'deki istinat duvarının (D7) 5435no'lu düğüm noktasındaki toplam zemin basıncının deprem süresince değişimi



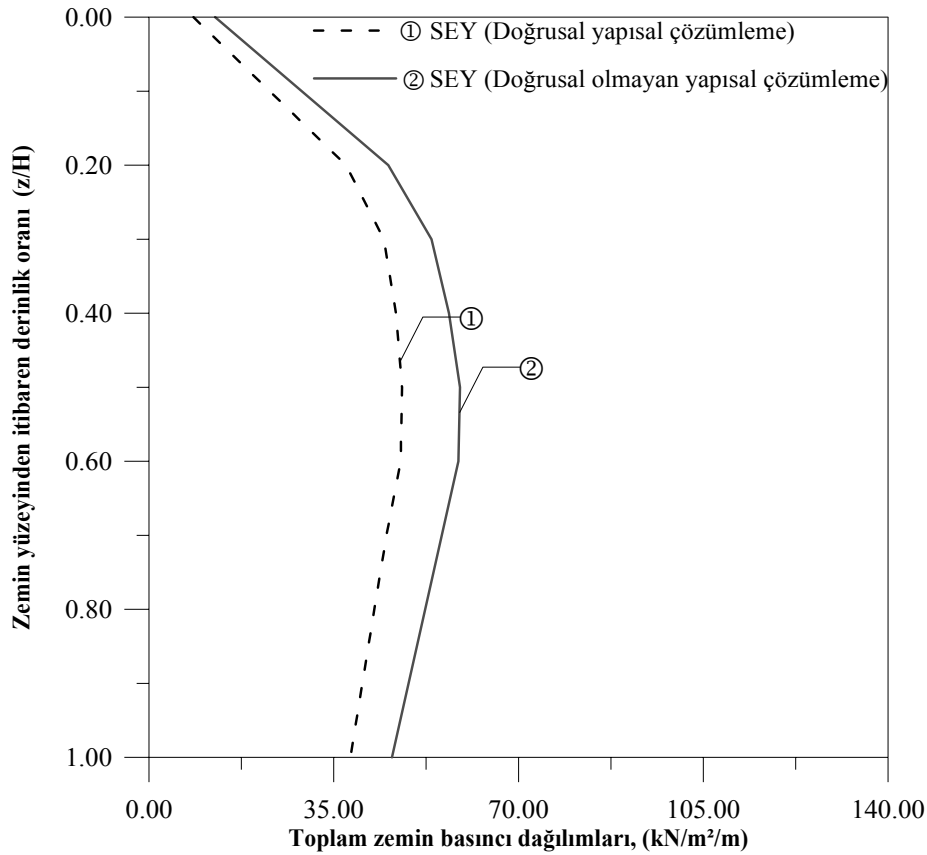
Şekil 2.141. Model 7.1'deki istinat duvarının (D7) 5438no'lu düğüm noktasındaki toplam zemin basıncının deprem süresince değişimi



## B) Doğrusal Olmayan Yapısal Çözümler

Sayısal uygulamada VII’de dikkate alınan istinat duvarının (D7) doğrusal olmayan yapısal çözümü için, daha önce de belirtildiği gibi, dolgu zemini elamanı Drucker-Prager kırılma ölçütü kullanılarak modellenmektedir.

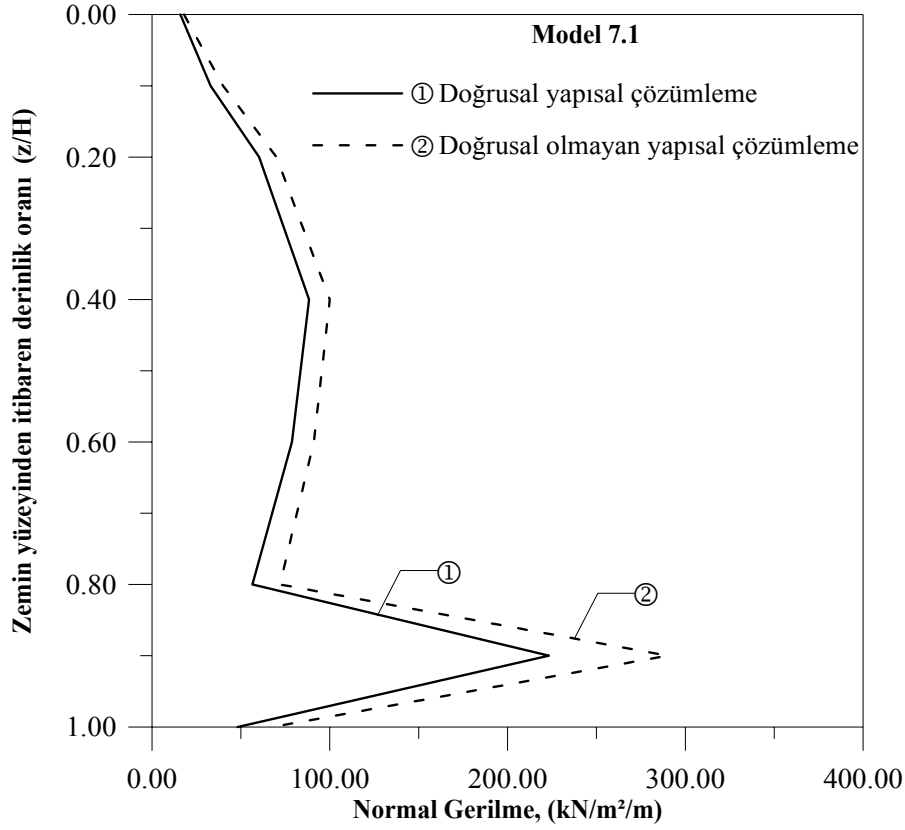
Sonlu elemanlar yöntemiyle Erzincan depreminin doğu-batı bileşeni kullanılmak suretiyle gerçekleştirilen doğrusal olmayan yapısal çözümlerinde model 7.1 kullanılmaktadır. Bu çözümlerinde sadece dolgu zemininin doğrusal olmayan davranışı dikkate alınmaktadır. Bu suretle elde edilen toplam zemin basıncı dağılımları, doğrusal davranış varsayımıyla belirlenenlerle birlikte Şekil 2.142’de verilmektedir.



Şekil 2.142. Doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümler için payandalı istinat duvarının (D7) sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanan toplam zemin basıncı dağılımları

Bu şekilden görüldüğü gibi D7 istinat duvarının, sadece dolgu zeminin doğrusal olmayan davranışının dikkate alındığı durumda toplam basınç dağılımı değerleri doğrusal varsayımıyla elde edilenlerden daha büyük olmaktadır.

Bu istinat duvarında doğrusal ve doğrusal olmayan durumlar için derinlik boyunca, model 7.1'e göre, hesaplanan normal gerilme ( $\sigma_x$ ) dağılımları Şekil 2.143'de verilmektedir.

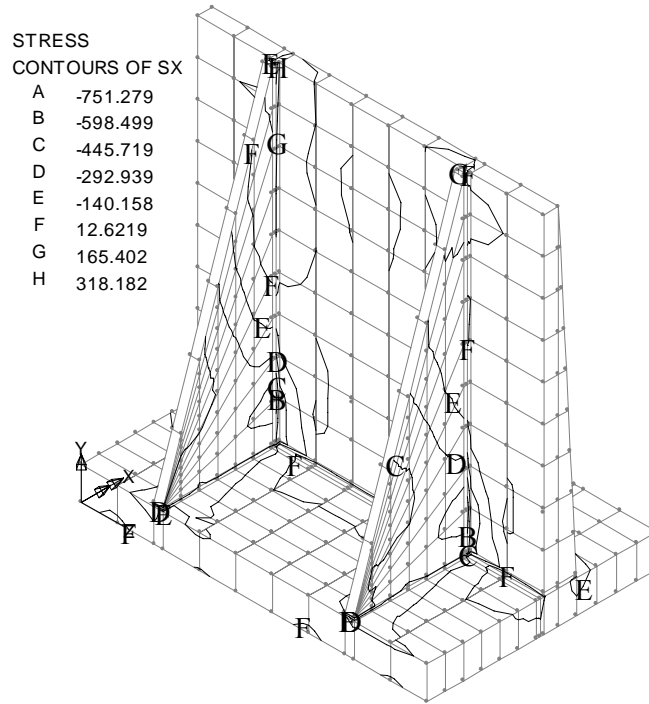


Şekil 2.143. Model 7.1'e göre istinat duvarında (D7) yükseklik boyunca normal gerilme ( $\sigma_x$ ) dağılımları

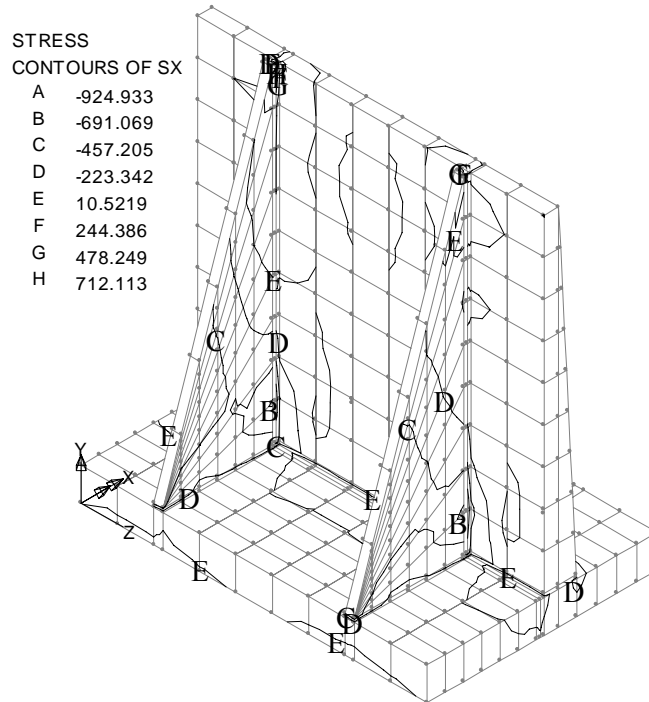
Bu şekilden normal gerilme ( $\sigma_x$ ) dağılımlarının, istinat duvarı gövdesiyle temelin birleşim bölgesi civarında maksimum olduğu ve diğer sayısal uygulamalardan farklı olarak gerilme değerlerinin daha küçük olduğu görülmektedir. Bu durum payandaların katkısına atfedilebilmektedir.

D7 istinat duvarının model 7.1'e göre doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümlerinden duvarın x-x eksenini doğrultusundaki eş gerilme yörüngeleri sırasıyla Şekil 2.144 ve Şekil 2.145'de verilmektedir. Bu şekillerden görüldüğü gibi doğrusal yapısal çözümlerden hesaplanan gerilmeler x-x eksenini doğrultusunda maksimum değeri 827kN/m<sup>2</sup>'dir. Doğrusal olmayan yapısal çözümlerden hesaplananlar ise x-x, eksenini doğrultusunda maksimum değeri 1042kN/m<sup>2</sup> olarak elde edilmektedir. Bu gerilme yörüngelerinden doğrusal olmayan yapısal çözümlerden elde edilenlerin doğrusal davranış varsayımına göre elde edilenlerden daha büyük olduğu ve bu gerilmelerin daima

betonun basınç ( $20000\text{kN/m}^2$ ) ve çekme ( $1600\text{kN/m}^2$ ) dayanımının altında olduğu görülmektedir.



Şekil 2.144. Payandalı istinat duvarının (D7) doğrusal yapısal çözümüyle hesaplanan x-x eksenine doğrultusundaki eş gerilme yörüngeleri



Şekil 2.145. Payandalı istinat duvarının (D7) doğrusal olmayan yapısal çözümüyle hesaplanan x-x eksenine doğrultusundaki eş gerilme yörüngeleri

### 3. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmanın temel amacı betonarme istinat duvarlarının, zemin etkileşimini de dikkate almak suretiyle, deprem yüklerine göre doğrusal ve doğrusal olmayan davranışlarını incelemek ve bu davranışları bazı tanınmış analitik yöntemler ve Türkiye Deprem Yönetmeliğinde (TDY-98) önerilen yöntemlere göre hazırlanan bilgisayar programları yardımıyla karşılaştırmaktır. Bu amaçla çalışmanın birinci bölümünde istinat duvarları hakkında genel bilgiler verilmiş, bu konuda daha önce yapılan bazı çalışmalar üzerinde durulmuştur. İkinci bölümünde istinat duvarlarının depreme göre tasarımında yaygın olarak kullanılan bazı analitik yöntemlere, sonlu elemanlar yöntemine, yapı-zemin etkileşimine ve zeminin doğrusal olmayan davranışına ilişkin bazı bilgiler verilmiş, betonarme istinat duvarlarının, farklı koşullara göre belirlenen modellerinin, sonlu elemanlar yöntemiyle doğrusal ve doğrusal olmayan yapısal çözümlenmeleri de bu bölümde gerçekleştirilmiş ve elde edilen bulgular bu çalışmaya konu olan analitik yöntemlerden elde edilenlerle karşılaştırılmıştır.

Bu çalışmanın tümünden çıkartılabilecek bazı sonuç ve öneriler aşağıda özetlenmektedir.

- 1) Özel mühendislik yapılarından olan betonarme istinat duvarlarında meydana gelen olaylar basit bir bağıntı ve yorumlarla çözümlenebilecek nitelikte değildir. Tüm yapılarda olduğu gibi bunların da özellikle depreme göre tasarımlarında doğrusal olmayan davranışların dikkate alınması gerekmektedir.
- 2) Dolgu zemininin kohezyonsuz olması durumunda, aynı yükleme ve sınır koşulları için, doğrusal olmayan yapısal çözümlenmelerden elde edilen toplam zemin basınçları ve duvarda meydana gelen gerilmeler daha büyük olmaktadır.
- 3) Temel zemini-duvar etkileşimini dikkate alarak, kayaç türü temel zemini hariç, gerçekleştirilen yapısal çözümlenmeler temel zemini esnekliği arttıkça duvar tepe noktası yerdeğiştirmesinin arttığını, gerilmelerin ise azaldığını göstermekte dolayısıyla da bu etkileşimin önemli olduğunu ortaya koymaktadır.
- 4) Temel zemininin türü duvarın dinamik davranışlarını etkilemektedir. Bu etkileşimde duvarın periyodu özellikle TDY-98'deki sınıflandırmaya göre Z3 ve Z4 zemin sınıfları için önemli derecede artması bu tür zeminlerde etkileşimin gözardı edilmemesi gerektiğini göstermektedir.

- 5) İstinat duvarının sonlu elemanlar yöntemiyle temel zemini etkileşiminin dikkate alınmaması durumunda, Erzincan depremi Kuzey-Güney bileşenine göre, gerçekleştirilen doğrusal yapısal çözümlerinden elde edilen toplam zemin basıncı dağılımıyla TDY-98’de önerilen yöntemle elde edilen dağılım birbirine yakın olmaktadır. Bu da eleman ağıının uygun seçilmesi durumunda sonlu elemanlar yöntemiyle tasarlanan istinat duvarın emniyetinin TDY-98’de önerilen yöntemle göre tasarlananların emniyetini sağlayacağını göstermektedir.
- 6) İstinat duvarının, dolgu zemininin kohezyonlu olması durumunda, bu zeminin doğrusal ve doğrusal olmayan davranış gösterdiği varsayımlarıyla elde edilen toplam basınç dağılımları pratik olarak çakışmaktadır. Oysa dolgu zemininin kohezyonsuz olması durumunda bu iki farklı varsayıma göre elde edilen dağılımlar arasındaki fark büyük olmakta ve bu durum kohezyonsuz zeminlerdeki doğrusal olmayan davranışın kohezyonlu zeminlerinkinden çok daha önemli olduğunu ve tasarımlarda ihmal edilmemesi gerektiğini göstermektedir.
- 7) Farklı sonlu eleman ağlarıyla gerçekleştirilen parametrik çözümler duvar zemin etkileşimi için dolgu zemini uzunluğunun duvar yüksekliğinin 5 katı, temel zemini derinliğinin ise duvar yüksekliğinin 1.5 katı kadar alınmasının yeterli olduğunu göstermektedir.
- 8) İstinat duvarının; sonlu elemanlar yöntemiyle temel zeminin dikkate alınmadığı durumundaki doğrusal yapısal çözümlerden elde edilen devirici momentin değeri temel zeminin dikkate alındığı durumundakinden ve TDY-98’de önerilen yöntemle elde edilenlerden daha büyük olmaktadır.
- 9) İstinat duvarının; sonlu elemanlar yöntemiyle dolgu zemininin doğrusal olmayan davranışına göre çözümlerinden elde edilen devirici moment doğrusal çözümlerden ve analitik yöntemlerle elde edilenlerden daha büyük olmaktadır.
- 10) Zaman tanım alanında depreme göre doğrusal olmayan yapısal çözümlerden elde edilen normal gerilmeler doğrusal davranış varsayımıyla gerçekleştirilen çözümlerden elde edilenlerden daha büyük olmaktadır. Bu durum doğrusal yapısal çözümlerden elde edilen bulgulara göre sağlanan stabilite denetimlerinin doğrusal olmayan çözümlerden elde edilenlere göre sağlamayacağını ve belirlenen boyutların da yeterli olmayacağını göstermektedir.

- 11) Boyutları ve dolgu zemini özellikleri aynı olan payandalı ve payandasız istinat duvarlarının doğrusal ve doğrusal olmayan çözümlenmeleri payandalılardaki basınç dağılımı ve gerilmelerin payandasızlardakinden çok küçük olduğunu göstermektedir. Bu durum ancak payandaların duvar rijitliğini artırmasıyla açıklanabilmektedir.
- 12) Bu çalışmada kullanılan bilgisayar programıyla (LUSAS) tabakalı zeminler, ek yük, temel zemini etkileşimi, doğrusal olmayan davranışlar, zemin kohezyonu ve zemin suyu gibi durumlar yapısal çözümlenmelerde kolaylıkla dikkate alınabilmektedir.
- 13) Bu çalışmanın birinci sayısal uygulamasına konu olan istinat duvarının birim uzunluğu ve bütününe iki ve üç boyutlu yapısal çözümlenmelerinden elde edilen bulguların karşılaştırılması emniyetten taviz vermemek için boyutlandırılarda duvarın birim uzunluklu iki boyutlu modelinin yapısal çözümlenmesinden elde edilen kesit etkilerinin kullanılması gerektiğini ve bu boyutlandırmanın Türkiye Deprem Yönetmeliğinde (TDY-98) önerilen yöntemle yapılan boyutlandırmadan daha emniyetli olduğunu göstermektedir.

Özetle, bu çalışmada betonarme konsol ve payandalı istinat duvarlarının, zemin etkileşimini de dikkate almak suretiyle, deprem yüklerine göre doğrusal ve doğrusal olmayan davranışları sonlu elemanlar yöntemini kullanan LUSAS programıyla incelenmiş ve bu incelemeler Türkiye Deprem Yönetmeliğinde önerilen yöntem ve diğer bazı tanınmış analitik yöntemlere göre hazırlanan bilgisayar programları yardımıyla karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırmalar Türkiye Deprem Yönetmeliğinde önerilen yöntemin zemin etkileşimi ve doğrusal olmayan davranışları da dikkate alarak iyileştirilmesini göstermektedir. Ancak, bu sonuçların bu çalışmaya konu olan istinat duvarları için geçerli olduğunu bu bakımdan bunları genellemeden önce farklı istinat duvarları üzerinde daha çok sayıda deneysel ve teorik çalışmaların yapılmasının yararlı olacağı savunulmakla beraber bu sonuçların önemli derecede değişmeyeceğine de inanıldığı belirtilmelidir.

#### 4. KAYNAKLAR

- Addenbrooke, T.I., Potts, D.M., Dabee, B., 2000. Displacement Flexibility Number for Multipropped Retaining Wall Design, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126, 8, 718-726.
- Alampalli, S., Elgamal, A.W., 1996. In-Situ Dynamic Response of Cantilever Walls, Analysis and Design of Retaining Structures Against Earthquakes Geotechnical Special Publication-ASCE, New York, USA, 60, 57-76.
- Al Homoud, Azm S., Whitman, R.V., 1999. Seismic Analysis and Design of Rigid Bridge Abutments Considering Rotation and Sliding Incorporating Non-Linear Soil Behavior, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 18, 247-277.
- Al Homoud, Azm S., 1993. Dynamic Lateral Earth Pressure and Seismic Response of Retaining Structures-An Overview, 2.Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul, 618-628.
- Al Homoud, Azm S., 1990. Evaluating Tilt of Gravity Retaining Wall during Earthquakes, PhD Thesis, MIT, Cambridge, USA.
- Aka, İ., Keskinel, F., Arda, S.T., 1996. Betonarme Yapı Elemanları, Birsen Yayınevi, İstanbul, 324 s.
- Aka, İ., Keskinel, F., Çılı, F., Çelik, O.C., 2001. Betonarme-Betonarmeye Giriş-Betonarme Yapı Elemanları-Betonarme Taşıyıcı Sistemler, Birsen Yayınevi, İstanbul, 637 s.
- Andersen, G.V., Whitman, R.V., 1987. Response of Centrifuge Modeled Gravity Retaining Wall to Seismic Shaking, Description of Tests and Initial Analysis of Results, Rpt. R87-14. MIT, Cambridge, USA.
- Andersen, G.V., Whitman, R.V., Germaine, J.T., 1987. Tilting Response of Centrifuge Modeled Gravity Retaining Wall to Seismic Shaking: Description of Tests and Initial Analysis of Results, Rpt. R87-14. MIT, Cambridge, USA.
- Ashour, M., Norris, G., 2000. Modelling Lateral Soil-Pile Response Based on Soil-Pile Interaction, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126, 5, 420-428.
- Bakeer, R.M., Bhatia, S.K., Ishibashi, I., 1990. Dynamic Earth Pressure with Various Gravity Wall Movements, Geotechnical Special Publication-ASCE, New York, USA, 25, 887-899.

- Bangash, A.A., Denby, G.M., Fragaszy, R.J., 1993. Non-Linear Dynamic Response of Tiedback Walls, Retaining Structures, Thomas Telford, London, 768-779.
- Bathe, K.J., 1982. Finite Elements Procedures in Engineering Analysis, Prentice-Hall Englewood Cliffs, 735 s.
- Bayülke, N., 1993. 13 Mart 1992 Erzincan Depremi Raporu, TC. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü Deprem Araştırma Dairesi, Ankara, 285 s.
- Borja, I.R., Chao, Y.H., Monta, J.F., Lin, H.C., 1999. SSI Effects on Ground Motion at Lotung LSST Site, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 125, 760-770.
- Bowles, J.E., 1997. Foundation Analysis and Design, Fifth Edition, McGraw-Hill, 1175 s.
- Budhu, M., Neelakantan, G., Richards, R., 1993. Balanced Seismic Design-Improving the Seismic Efficiency of Anchored Retaining Walls, Retaining Structures, Thomas Telford, London, 140-147.
- Caltabiano, S., Cascone, E., Maugeri, M., 1999. Sliding Response of Rigid Retaining Walls, Proceeding of The Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisboa, PORTUGAL, 1, 285-290.
- Caltabiano, S., Cascone, E., Maugeri, M., 2000. Seismic Stability of Retaining Walls with Surcharge, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 20, 469-476.
- Cardoso, A.S., Matos Fernandes, M., Mateus de Brito, J.A., 1999. Application of Structural Eurocodes to Gravity Retaining Wall Seismic Design Conditioned by Base Sliding, Proceeding of The Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisboa, PORTUGAL, 1, 413-420.
- Carrubba, P., Colonna, P., 2000. A Comparison of Numerical Methods for Multi-Tied Walls, Computers and Structures, 27, 117-140.
- Celep, Z., Kumbasar, N., 1993. Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Sema Matbaacılık, İstanbul, 343 s.
- Celep, Z., Kumbasar, N., 1996. Yapı Dinamiği ve Deprem Mühendisliğine Giriş, Sema Matbaacılık, İstanbul, 422 s.
- Char, B.W., Geddes, G.H., Gonnet, G.H., Leong, B.L., Monagan, M.B., Watt, S.M., 1991. Maple V Library Reference Manual, Springer-Verlag, New York, 195 s.



- Chen, C.P., Mizuna, E., 1990. *Nonlinear Analysis of Soil Mechanics*, Elsevier Science Publisher, Amsterdam, 661s.
- Chopra, A.K., 1995. *Dynamics of Structures; Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 728 s.
- Clough, R., Penzien, J., 1993. *Dynamics of Structures, Second Edition*, McGraw-Hill, Inc., ISBN 0-07-011394-7.
- Clough, G.W., Duncan, J.M., 1971. *Finite Element Analyses of Retaining Wall Behavior, Soil Mechanics and Foundations ASCE Division*, 97, 12, 1657-1673.
- Cooper, P.A., Lyons, L.P.R., 1999. *Dynamic Soil-Structure Interaction Analysis of Devonport Royal Dockyard Nuclear Facilities Using Lusas*, NAFEMS World Congress, Newport RI, 585-600.
- Crespellani, T., Madiati, C., Vannucchi, G., 1996. *Earthquake Destructiveness Potential Factor and Permanent Displacements of Gravity Retaining Walls, Analysis and Design of Retaining Structures Against Earthquakes Geotechnical Special Publication-ASCE*, New York, USA, 60, 124-133.
- Çalışan, O., 1999. *A Model Study On the Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls, Doktora Tezi, ODTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü*, Ankara.
- Das, B.M., Puri, V.K., 1996. *Static and Dynamic Active Earth Pressure, Geotechnical and Geological Engineering*, 14, 4, 353-366.
- Dewoolkar, M.M., Ko, H.Y., Pak, R.Y.S., 1998. *Effect of Flexural Stiffness on Static and Dynamic Behavior of Cantilever Retaining Walls, Geotechnical Special Publication-ASCE*, Virginia, USA, 2, 1083-1094.
- Dewoolkar, M.M., Ko, H.Y., Pak, R.Y.S., 1999. *Centrifuge Modelling of Models of Seismic Effects on Saturated Earth Structures, Geotechnique*, 49, 2, 247-266.
- Dewoolkar, M.M., Ko, H.Y., Pak, R.Y.S., 2000. *Experimental Developments for Studying Static and Seismic Behavior of Retaining Walls with Liquefiable Backfills, Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19, 583-593.
- Dewoolkar, M.M., Ko, H.Y., Pak, R.Y.S., 2001. *Seismic Behavior of Cantilever Retaining Walls With Liquefiable Backfills, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127, 5, 424-435.

- Dimarogona, P.D., 1983. Distribution of Lateral Earthquake Pressure on a Retaining Wall, Soil and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 23, 4, 1-10.
- Doğangün, A., Durmuş, A., 1994. Esnek Cidarlı Dikdörtgen Su Depolarının Deprem Etkisi Altında Davranışları, İnşaat Mühendisliğinde Bilgisayar Kullanımı IV. Sempozyumu Bildiriler Kitabı, İstanbul, 171-180.
- Doğangün, A., 1995. Dikdörtgen Kesitli Su Depolarının Sonlu Elamanlar Yöntemiyle Depo-Sıvı-Zemin Etkileşimini Dikkate Alarak Analitik Yöntemlerle Karşılaştırmalı Deprem Hesabı, Doktora Tezi, KTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Doğangün, A., Durmuş, A., Ayvaz, Y., 1996. Static and Dynamic Analysis of Rectangular Tanks by Using the Lagrangian Fluid Finite Element, Computers and Structures, 59, 3, 547-552.
- Doğangün, A., Durmuş, A., Ayvaz, Y., 1997. Earthquake Analysis of Flexible Rectangular Tanks Using the Lagrangian Fluid Finite Element, European Journal of Mechanics-A/Solids, 6, 1, 165-182.
- Durmuş, A., 1980. İki Eksenli Basınca Maruz Betonun Mekanik Davranışı, II. Ulusal Mekanik Kongresi, Bildiriler Kitabı, KTÜ-Trabzon, 249-261.
- Durmuş, A., 1993. 13 Mart 1992 Erzincan Depreminde Betonarme Yapıların Davranışlarının Değerlendirilmesi, İnşaat Mühendisliğinde Gelişmeler 1. Teknik Kongresi, Gazi Magusa-KKTC, 93-101.
- Durmuş, A., 1992. Yapıların Erzincan (1992) Depreminde Kullanım Dışı Kalma Nedenleri, Prof. Dr. Rıfat YARAR Sempozyumu, Bildiriler Kitabı, İTÜ-İstanbul, I, 531-544.
- Durmuş, A., Doğangün, A., Hüsem, M., Pul, S., 1999. 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depreminin Mühendislik Açısından Öndeğerlendirme Raporu, TMMOB İnşaat Mühendisler Odası Trabzon Şubesi, 53 s.
- Durmuş, A., 1997. Reasons For Being Out of Service for Reinforced Concrete Structures in Erzincan Earthquake, Proceedings of the Fourth International Conference on Civil Engineering, Tehran, I, 428-438.
- Ellis, E.A., Springman, S.M., 2001. Modelling of Soil-Structure Interaction for a Piled Bridge Abutment in Plane Strain FEM Analyses, Computers and Geotechnics, 28, 79-98.

- Elms, D.G., Richards, R., 1990. Seismic Design of Retaining Walls, Geotechnical Special Publication, Publication-ASCE, New York, USA, 25, 854-871.
- Euroce-8 2003. Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures-Part 5: Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects, 44 s.
- Fahjan, Y.M., Börekçi, O., 2000. 3-D DRM Dam-Reservoir Interaction Modeling, IV. International Congress Advances in Civil Engineering, Gazi Magusa-KKTC, 1343-1351.
- Fang, Y.S., Chen, T.J., 1995. Modification of Mononobe-Okabe Theory, Geotechnique, 45 1, 165-167.
- FEA LTD., 2005a. Lusas Theory Manual 1. Version 13.7-6.
- FEA LTD., 2005b. Lusas Theory Manual 2. Version 13.7-6.
- FEA LTD., 2005c. Lusas User Guide. Version 13.7-6.
- FEA LTD., 2005d. Lusas Element Library. Version 13.7-6.
- FEMA 368, 1997. Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1: Provision, NEHRP, Washington DC.
- FEMA 369, 1997. Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 2: Commentary, NEHRP, Washington DC.
- Fishman, K.L., Richards, R., 1996. Seismic Analysis and Model Studies of Bridge Abutments, Analysis and Design of Retaining Structures Against Earthquakes Geotechnical Special Publication-ASCE, New York, USA, 60, 77-99.
- Fujiwara, T., Horikoshi, K., Sueoka, T., 1999. Centrifuge Modeling of Dynamic Earth Pressure Acting on Gravity Type Wall During Large Earthquake, Proceeding of The Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisboa, PORTUGAL, 1, 401-406.
- Gantes, C.J., Kanellaidis, G., Kallivokas, D., 1989. Impact of Earthquakes on Cantilever Retaining Walls, Journal of Structural-Engineering, 115, 10, 2566-2578.
- Gazetas, G., Mylonakis, G., 1998. Seismic Soil-Structure Interaction: New Evidence and Emerging Issues, Geotechnical Special Publication-ASCE, Virginia, USA, 2, 1119-1174.

- Gazetas, G., Psarropoulos, P.N., Anastasopoulos, I., Gerolymos, N., 2004. Seismic Behaviour of Flexible Retaining Systems Subjected to Short-Duration Moderately Strong Excitation, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 24, 537-550.
- Geneş, M.C., Koçak, S., 2002. Yapı-Zemin Etkileşimi İçin Bir Birleştirilmiş Model, Gümüşhane ve Yöresinin Kalkınması Sempozyumu, Gümüşhane, I, 101-111.
- Griffiths, D.V., Prevost, J.H., 1988. Two and Three Dimensional Dynamic Finite Element Analyses of the Long Valley Dam, Geotechnique, 38, 3, 367-388.
- Gürsoy, Ş., 2000. Deprem Bölgelerindeki Betonarme İstinat Duvarlarının Analitik ve Sayısal Yöntemleri Kullanan Bilgisayar Yardımıyla Projelendirilmesi, Yüksek Lisans Tezi, KTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Gürsoy, Ş., Durmuş, A., 2002. İstinat Duvarlarına Deprem Etkisiyle Uygulanan Dinamik Basınçların Farklı Yöntemlerle Parametrik Olarak İncelenmesi, Fırat University Journal of Science and Engineering, 14, 2, 81-96.
- Gürsoy, Ş., Durmuş, A., 2002. Betonarme İstinat Duvarlarının Zemin Etkileşimini de Dikkate Alarak Çeşitli Yöntemlerle Karşılaştırmalı Deprem Hesabı, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 9.Ulusal Kongresi, Eskişehir, I, 228-237.
- Henwood, D., Bonet, J., 1992. Finite Elements, Macmillan, 205 s.
- Ho, C.L., Denby, G.M., Fragaszy, R.J., 1990. Seismic Performance of Tied-Back Walls, Geotechnical Special Publication-ASCE, New York, USA, 25, 843-853.
- Huang, Y.P., Chen, C.C., Huang, C.Y., Kuo, Y.C., Chen, K.H., 1998. Database for Retaining Wall Design, Advances in Engineering Software, 29, 7-9, 619-626.
- Huang, Y.P., Huang, C.Y., Chen, S.S., Kuo, Y.C., Lin, W.C., 1999. The World Wide Web and Databases for Retaining Wall Design, Advances in Engineering Software, 30, 799-808.
- Inada, N., 1999. Nonlinear Seismic Behavior of Retaining Wall-Soil Systems, MS Thesis, Houston, Texas, USA.
- Kanvermez, E., 1997. Deprem Riski Analizi İle İstanbul ve Çevresinde İstinat Duvarları Tasarımı, Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

- Karaca, Z., 1999. Betonarme Silindirik Siloların Deprem Etkisindeki Davranışlarının Analitik ve Sayısal Yöntemlerle Karşılaştırmalı Olarak İncelenmesi, Doktora Tezi, KTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Kasımzade 2004. Sonlu Elemanlar Metodu Temelleri ve Yapı Mekaniği Uygulamaları, Birsen Yayınevi, İstanbul, 826 s.
- Klar, A., Baker, R., Frydman, S., 2004. Seismic Soil-Pile Interaction in Liquefiable Soil, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 24, 551-564.
- Koçak, A., 1999. Tarihi Yapıların Statik ve Dinamik Yükler Altında Lineer ve Nonlineer Analizi Küçük Ayasofya Camii Örneği, Doktora Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Kommenović, M., Savić, L., 1986. A Procedure For Designing of Rigid Retaining Walls in Seismic Zones, Proceedings of the 8<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, 5, 8.3/105-112.
- Kornkasem, W., 2001. Seismic Behavior of Pile-Supported Bridges, PhD Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, Illinois, USA.
- Kramer, S.L., 1996. Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J, 653 s.
- Kuhlameyer, L.R., Lysmer, J., 1973. Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Proceeding of the ASCE, 99, 421-427.
- Kumar, S., Prakash, S., 1997. Natural Frequency Response of Structures Considering Soil-Structure Interaction, Proceedings of Discussion Special Technical Session on Earthquake Geotechnical Engineering During Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg Germany, 225-233.
- Kutaniş, M., Elmas, M., 2001. Non-Linear Seismic Soil-Structure Interaction Analysis Based on the Substructure Method in the Time Domain, Turk Journal of Engineering and Environ Sci, 25, 617-626.
- Kuzmin, M., 2000. Dynamic Response of Buried Thick Cylindrical Shells Interacting With Elastic Ground, Advances in Civil Engineering 4<sup>th</sup> International Congress, Gazi Magusa-KKTC, 763-770.
- Liam Finn, W.D., Yogendrakumar, M., Otsu, H., Steedman, R.S., 1989. Seismic Response of A Cantilever Retaining Wall: Centrifuge Model Test and Dynamic Analysis,

Proceedings of The Fourth International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Mexico City, Mexico, 331-341.

Liao, Z.P., Wong, H.L. 1984. A Transmitting Boundary for the Numerical Simulation of Elastic Wave Propagation, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 3, 174-183.

Livaoğlu, R., 2005. Ayaklı Depoların Sıvı-Yapı-Zemin Etkileşimleri Dikkate Alınarak Deprem Davranışlarının İncelenmesi, Doktora Tezi, KTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.

LUSAS, 2006. LUSAS User and Theory Manuals, Versions 13.7-6, FEA Ltd, Kingston upon Thames.

Lysmer, J., Kuhlemeyer, L.R., 1973. Finite Dynamic Model for Infinite Media, *ASCE Engineering Mechanics Division Journal*, 95, 859-877.

Madabhushi, S.P.G., Zeng, X., 1998. Seismic Response of Gravity Quay Walls, II: Numerical Modelling, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124, 5, 418-427.

Maheshwari, B.K., Truman, K.Z., El Naggar, M.H., Gould, P.L., 2004. Three-Dimensional Nonlinear Analysis for Seismic Soil-Pile-Structure Interaction, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24, 343-356.

Medina, F., 1985. Numerical Modeling for Soil-Foundation Interaction, *Vibration Problems in Geotechnical Engineering Proceeding of a Symposium Sponsored by the Geotechnical Engineering Division in Conjunction with the ASCE Convention in Detroit, Michigan, October 22*, 108-116.

Mononobe, N., 1924. Consideration into Earthquake Vibrations and Vibration Theories, *Journal of Japan Soc. Civ. Eng.*, 10, 5, 1063-1094.

Mononobe, N., Matsuo, H., 1929. On the Determination of Earth Pressures During Earthquakes, 9. *Proceeding of World Engineering Congress*, 9, 177-185.

Munaf. Y., Koseki, J., Tateyama, M., Kojima, K., Sato, T., 1997. Model Tests on Seismic Performance of Retaining Walls, *Bulletin ERS*, 30, 3-18.

Murphy, V.A., 1960. The Effect of Ground Characteristics on the Aseismic Design of Structures, *Proceedings Second World Conference On Earthquake Engineering*, 1, 231-236.

- Musante, H., Ortigosa, P., 1984. Seismic Analysis of Gravity Retaining Walls, Proceedings of the Eight World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, 469-476.
- Nadim, F., 1982. A Numerical Model for Evaluation of Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls, Sc.D. Res. Report R82-33, Dept. of Civil Eng., MIT, Cambridge, USA.
- Nadim, F., Whitman, R.V., 1983. Seismically Induced Movement of Retaining Walls, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 109, 915-931.
- Nadim, F., Whitman, R.V., 1984. Couple Sliding and Tilting of Gravity Walls During Earthquakes, Proc. 8<sup>th</sup> World Conf. on Earthquake Eng., San Francisco, 3, 477-484.
- Neelakantan, G., Budhu, M., Richards, R.J.R., 1990. Mechanics and Performance of a Tied-Back Wall Under Seismic Loads, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 19, 3, 315-331.
- Newmark, N.M., 1965. Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Geotechnique, 15, 2, 139-160.
- Okabe, S., 1924. General Theory of on Earth Pressures and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam, Journal of Japan Soc. Civ. Eng., 10, 5, 1277-1323.
- Okabe, S., 1926. General Theory of Earth Pressures, Journal of Japan Soc. Civil Eng., 12, 1, 311.
- Önalp, A., 1992. İnşaat Mühendislerine Geoteknik Bilgisi, KTÜ Mühendislik Mimarlık Fakültesi, Trabzon, 2, 730-778.
- Özden, K., Eren, İ., Öztürk, T., Trupia, L.A., 1995. Betonarme İstinat Duvarları ve Perdeleri, İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul, 294 s.
- Pitilakis, K., Moutsakis, A., 1989. Seismic Analysis and Behaviour of Gravity Retaining Walls-The Case of Kalatama Harbour Quay Wall, Soil and Foundations, Japanese Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, 29, 1, 1-17.
- Prakash, S., Basavanna, B.M., 1969. Earth Pressure Distribution Behind Retaining Wall During Earthquake, Proceedings 4<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, 5, 133-148.
- Prakash, S., Saran, S., 1966. Static and Dynamic Earth Pressures Behind Retaining Walls, Proceeding of the Third Symposium on Earthquake Engineering, University of Roorkee, Roorkee, India, 1, 277-288.

- Richard, R.J., Elms, D., 1979. Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls, Journal of Geotechnical Engineering. Division ASCE, 105, GT4, 449-464.
- Roesset, J.M., Whitman, R.V., Dobry, R., 1973. Modal Analysis for Structures with Foundation Interaction, Journal of the Structural Division ASCE, 99, 399-416.
- Roesset, J.M., Kausel, E., 1976. Dynamic Soil-Structure Interaction, Proc. Second International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, Virginia, 2, 3-19.
- Saran, S., Prakash, S., 1968. Dimensionless Parameters for Static and Dynamic Earth Pressure for Retaining Walls, Indian Geotechnical Journal, 7, 259-310.
- Saran, S., Prakash, S., 1996. Analysis and Design of Substructures: Limit State Design, Balkema Publishers, Rotterdam, 120-143.
- Scott, R.F., 1973. Earthquake Induced Pressures on Retaining Walls, Proc. 5<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, 2, 1611-1620.
- Sêco e Pinto, P.S., 1995. Seismic Behavior of Gravity Retaining Structures, Proceedings of Is-Tokyo'95/ The First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, 2, 1165-1170.
- Seed, H.B., Whitman, R.V., 1970. Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads. ASCE Special Conf. Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, Cornell, 103-147.
- Sherif, M.A., Frang, Y.S., 1984. Dynamic Earth Pressures on Walls Rotating About the Top, Soils and Foundations, 24, 4, 109-117.
- Siddharthan, R., Norris, G.M., Maragakis, E.A., 1989. Deformation Response of Rigid Retaining Walls to Seismic Excitation, Proceedings of The Fourth International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Mexico City, Mexico, 315-330.
- Siddharthan, R., Ara, S., Norris, G.M., 1992. Simple Rigid Plastic Model for Seismic Tilting of Rigid Walls, Journal of Structural-Engineering, 118, 2, 469-487.
- Siddharthan, R.V., El-Gamal, M., 1996. Earthquake-Induced Ground Settlements of Bridge Abutment Fills, Analysis and Design of Retaining Structures Against Earthquakes Geotechnical Special Publication-ASCE, New York, USA, 60, 100-123.



- Siller, T.J., Dolly, M.O., 1992. Design of Tied-Back Walls for Seismic Loading, Journal of Geotechnical Engineering, 118, 11, 1804-1821.
- Siller, T.J., Frawley, D.D., 1992. Seismic Response of Multianchored Retaining Walls, Journal of Geotechnical Engineering, 118, 11, 1787-1803.
- Sim, L.C., Berrill, J.B., 1979. Shaking Table Test on a Model Retaining Wall, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 12, 3, 122-126.
- Solak, T., 1996. Assessment of the Seismic Effect on Retaining Walls Supporting Dry Cohesionless Backfill By Finite Element Method, Yüksek Lisans Tezi, ODTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.
- Stadler, A.T., Dewoolkar, M.M., Ko, H.Y., Pak, R.Y.S., 1995. Seismic Earth Pressure Studies on a Cantilever Retaining Wall by Centrifuge Modeling, Proceedings of Is-Tokyo'95/The First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, 2, 14-16, 723-728.
- Steedman, R.S., Zeng, X., 1989. The Influence of Phase on the Calculation of Pseudo-Static Earth Pressure on the Retaining Wall, Rpt CUED/D-soils TR222, Engineering Dept., Cambridge Univ., UK.
- Steedman, R.S., Zeng, X., 1990. The Seismic Response of Waterfront Retaining Walls, Geotechnical Special Publication-ASCE, New York, USA, 25, 872-886.
- Steedman, R.S., 1997. Seismically Induced Displacement of Retaining Walls, Proceedings of Discussion Special Technical Session on Earthquake Geotechnical Engineering During Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg Germany, 351-360.
- Steedman, R.S., Zeng, X., 1996. Rotation of Large Gravity Walls on Rigid Foundation Under Seismic Loading, Analysis and Design of Retaining Structures Against Earthquakes Geotechnical Special Publication-ASCE, New York, USA, 60, 38-56.
- Steedman, R.S., 1999. Seismic Soil-Structure Interaction of Rigid and Flexible Retaining Walls, Proceeding of The Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisboa, PORTUGAL, 3, 949-956.
- Şahin, A., 1994. Deprem Yükleri Altındaki Kargir ve Betonarme İstinat Duvarlarının Riski ve Maliyet Analizi, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Tajirian, F.F., Tabatabaie, M., 1985. Vibration Analysis of Foundations on Layered Media, Vibration Problems in Geotechnical Engineering Proceeding of a Symposium

Sponsored by the Geotechnical Engineering Division in Conjunction with the ASCE Convention in Detroit, Michigan, 27-46.

Tehranizadeh, M., 1998. Dynamic Behavior of Tall Building Soil-Structure Interaction, *Advances in Civil and Structural Engineering Computing for Practice*, Civil-Comp Press, Edinburgh, 281-288.

TDY, 1998. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara, 85 s.

Theodorakopoulos, D.D., Chassiakos, A.P., Beskos, D.E., 2001a. Dynamic Pressures on Rigid Cantilever Walls Retaining Poroelastic Soil Media. Part I. First Method of Solution, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21, 315-338.

Theodorakopoulos, D.D., Chassiakos, A.P., Beskos, D.E., 2001b. Dynamic Pressures on Rigid Cantilever Walls Retaining Poroelastic Soil Media. Part II. Second Method of Solution, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21, 339-364.

TMMOB, 1993. 13 Mart 1992 Erzincan Depremi, İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi, İstanbul, 48 s.

TMMOB 1992. 13 Mart 1992 Erzincan Depremi Mühendislik Raporu, İnşaat Mühendisleri Odası Ankara Şubesi, Ankara, 102 s.

Toki, K., Fu, C.S., 1987. Generalized Method for Non-Linear Seismic Response Analysis of a Three Dimensional Soil-Structure Interaction System, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 15, 945-961.

TS 500. Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, Şubat 2000, 67 s.

TS 498. Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, Kasım 1997.

Vatani Oskouei, A., 1997. Su Çatlak ve Kavitasyon Etkileri Altındaki Beton Ağırlık Barajların Lineer ve Lineer Olmayan Dinamik Analizi, Doktora Tezi, KTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.

Veletsos, A.S., Younan, A.H., 1994a. Dynamic Modelling and Response of Soil-Wall Systems, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 120, 2155-2179.

Veletsos, A.S., Younan, A.H., 1994b. Dynamic Soil Pressures on Rigid Vertical Walls, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 23, 275-301.

- Veletsos, A.S., Parikh, V.H., Younan, A.H., 1995. Dynamic Response of A Pair of Walls Retaining A Viscoelastic Solid, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 24, 1567-1589.
- Viladkar, M.N., Godbole, P.N., Garg, S.K., 1997. Boundary Simulation for Dynamic Soil-Structure Interaction Problems, Proceedings of Discussion Special Technical Session on Earthquake Geotechnical Engineering During Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg Germany, 371-379.
- Watanabe, K., Kobayashi, Y., Towhata, I., Maede, T., 1999. Shaking Table Tests on Seismic Earth Pressure Exerted on Retaining Wall Model, Proceeding of The Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisboa, PORTUGAL, 1, 297-302.
- Westergaard, 1933. Water Pressures on Dams During Earthquakes, Transactions, ASCE, 98, 418-472.
- Whitman, R.V., 1990. Seismic Design and Behavior of Gravity Retaining Walls, Geotechnical Special Publication-ASCE, New York, USA, 25, 817-842.
- Whitman, R.V., Liao, S., 1984. Seismic Design of Gravity Retaining Walls, Proc. 8<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, 3, 533-540.
- Whitman, R.V., Christian, J.T., 1990. The Seismic Response of Retaining Structures, Symposium Seismic Design for World Port 2020, Port of Los Angeles, .
- Whitman, R.V., 1993. Predicting Earthquake-Induced Tilt of Gravity Retaining Walls, Retaining Structures, Thomas Telford, London, 750-758.
- Whitman, R.V., 1989. Seismic Design of Gravity Retaining Walls, Proceedings International Conference Earthquake Resistant Design and Construction, Berlin.
- Wilson, E.L., 2002. Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures a Physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA, 423 s.
- Wolf, J.P., 1988. Soil-Structure Interaction Analysis in Time Domain, Prentice-Hall.
- Wolf, J.P., Song, C.H., 2002. Some Cornerstone of Dynamic Soil-Structure Interaction, Engineering Structures, 24, 13-28.
- Wood, J.H., 1973. Earthquake induced Soil Pressures on Structures Rpt. No. EERL73-05, CIT Pasadena, CA.

- Woodward, P.K., Griffiths, D.V., 1996a. Comparison of the Pseudo-Static and Dynamic Behavior of Gravity Retaining Walls, Geotechnical and Geological-Engineering, 14, 269-290.
- Woodward, P.K., Griffiths, D.V., 1996b. Influence of Viscous Damping in the Dynamic Analysis of an Earth Dam Using Simple Constitutive Models, Computers and Geotechnics, 19, 3, 245-263.
- Wu, Y., Prakash, S., 1996. On Seismic Displacements of Rigid Retaining walls, Analysis and Design of Retaining Structures Against Earthquakes Geotechnical Special Publication-ASCE, New York, USA, 60, 21-37.
- Wu, G., Finn Liam, W.D., 1996. Seismic Pressures Against Rigid Walls, Analysis and Design of Retaining Structures Against Earthquakes Geotechnical Special Publication-ASCE, New York, USA, 60, 1-18.
- Wu, Y., Prakash, S., 1999. Effect of Submergence on Seismic Displacements of Rigid Retaining Walls, Proceeding of The Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisboa, Portugal, 1, 277-283.
- Yang, D.S., 1999. Deformation-Based Seismic Design Models for Waterfront Structures, PhD Thesis, Oregon State University, USA.
- Yang, M.Z., 2000. Evaluation of Factors Affecting Earth Pressures on Buried Box Culverts, PhD Thesis, The University of Tennessee, Knoxville, USA
- Yerli, H.R., 1998. İki ve Üç Boyutlu Dinamik Yapı-Zemin Etkileşimi Problemlerinin Sonlu ve Sonsuz Elemanlar Kullanılarak Analizi, Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana.
- Yong, P.M.F., 1985. Dynamic Earth Pressures Against a Rigid Earth Retaining Wall, Central Laboratories Rpt. 5-8515, Ministry of Works and Development, Lower Hutt, New Zealand.
- Zarabi, K., 1973. Sliding of Gravity Retaining Wall During Earthquakes Considering Vertical Acceleration and Changing Inclination of Failure Surface, SM Thesis, Department of Civil Engineering, MIT, Cambridge.
- Zeng, X., 1998. Seismic Response of Gravity Quay Walls. I: Centrifuge Modelling, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124, 5, 406-417.
- Zeng, X., Steedman, R.S., 2000. Rotating Block Method for Seismic Displacement of Gravity Walls, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 709-717.

- Zhang, J.M., Shamoto, Y., Tokimatsu, K., 1998. Earth Pressures on Rigid Walls during Earthquakes, *Geotechnical Special Publication-ASCE, Virginia, USA*, 2, 1057-1070.
- Zhao, C., Valliapan, S., 1993. Dynamic Analysis of a Reinforced Retaining Walls Using Finite and Infinite Elements Coupled Method, *Computers and Structures*, 47, 2, 239-244.
- Zhao, C., Xu, T.P., 1994. Effects of Backfill Soils and Incident Wave Types on Seismic Response of a Reinforced Retaining Wall, *Computers and Structures*, 53, 1, 105-117.
- Zheng, J., Takeda, T., 1995. Effects of Soil-Structure Interaction on Seismic Response of PC Cable-Stayed Bridge, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 14, 427-437.

## 5. EKLER

### Ek-1 Betonarme İstinat Duvarlarının Mononobe-Okabe Yöntemine Göre Deprem Hesabı İçin Geliştirilen Bilgisayar Programı

```
#####  
# MONONOBE-OKABE YÖNTEMİNE GÖRE #  
# İSTİNAT DUVARLARININ TASARIMI #  
#####  
> alfa:=0: gama:=18; sa:=30; i:=0: zd:=1: delta:=0; H:=5;  
Ch:=0.16:  
> Cv:=Ch/2:  
> Kas:=evalf((cos(sa*Pi/180-  
alfa*Pi/180)^2)/((cos(alfa*Pi/180)^2)*(cos(delta*Pi/180+alfa*Pi/  
/180))*((1+sqrt((sin(sa*Pi/180+delta*Pi/180)*sin(sa*Pi/180-  
i*Pi/180)))/(cos(delta*Pi/180+alfa*Pi/180)*cos(i*Pi/180-  
alfa*Pi/180))))^2));  
> if zd=1  
> then  
> lamda1:=evalf((arctan(Ch/(1-Cv)))*180/Pi);  
> print ('lamda1'=lamda1);  
> kat1:=evalf(((1-Cv)*(cos(sa*Pi/180-lamda1*Pi/180-  
alfa*Pi/180)^2))/(cos(lamda1*Pi/180)*(cos(alfa*Pi/180)^2)*cos(d  
elta*Pi/180+alfa*Pi/180+lamda1*Pi/180)*(1+sqrt((sin(sa*Pi/180+d  
elta*Pi/180)*sin(sa*Pi/180-lamda1*Pi/180-  
i*Pi/180)))/(cos(delta*Pi/180+alfa*Pi/180+lamda1*Pi/180)*cos(i*P  
i/180-alfa*Pi/180))))^2):  
> Kat:=kat1;  
> else  
> lamda2:=evalf(arctan((gamas*Ch)/(gamab*(1-Cv)))*180/Pi);  
> print ('lamda2'=lamda);  
> kat2:=evalf(((1-Cv)*(cos(sa*Pi/180-lamda2*Pi/180-  
alfa*Pi/180)^2))/(cos(lamda2*Pi/180)*(cos(alfa*Pi/180)^2)*cos(d  
elta/2*Pi/180+alfa*Pi/180+lamda2*Pi/180)*(1+sqrt((sin(sa*Pi/180  
+delta/2*Pi/180)*sin(sa*Pi/180-lamda2*Pi/180-  
i*Pi/180)))/(cos(delta/2*Pi/180+alfa*Pi/180+lamda2*Pi/180)*cos(i  
*Pi/180-alfa*Pi/180))))^2));  
> Kat:=kat2;  
> end if;  
> Kad:=Kat-Kas;  
> z:=1;
```

**Ek-1'in devamı**

```
> for z from 1 by 1 to H do
> Pasz:=gama*z*Kas;
> Patz:=gama*z*Kat;
> Mtz:=((Patz*z/2)*(z/3));
> Z:=z+1;
> Print ('z'=z , 'Pa'=Pa , 'Pad(z) '=Pad);
> od;
> Pad:=(gama*H^2*Kad)/2;
> Pat:=(gama*H^2*Kat)/2;
> Pas:=(gama*H^2*Kas)/2;
> Md:=(1/3)*H*Pat;
> h:=evalf(H/3);
```

## Ek-2 Betonarme İstinat Duvarlarının Steedman-Zeng Yöntemine Göre Deprem Hesabı İçin Geliştirilen Bilgisayar Programı

```
#####
# STEEDMAN-ZENG YÖNTEMİNE GÖRE İSTİNAT DUVARLARININ TASARIMI #
#####
> alfa:=0: Ch:=0.16: gama:=18; sa:=30; i:=0: delta:=0: H:=8;
g:=9.81: K:=150000: t:=1: Vs:=200: Cv:=0:
> lamda:=evalf((arctan(Ch/(1-Cv)))*180/Pi);
> C1E:=evalf(sqrt((tan(sa*Pi/180-lamda*Pi/180-
i*Pi/180))*((tan(sa*Pi/180-lamda*Pi/180-
i*Pi/180))+cot(sa*Pi/180-lamda*Pi/180-
alfa*Pi/180)))*(1+(tan(delta*Pi/180+lamda*Pi/180+alfa*Pi/180))*
(cot(sa*Pi/180-lamda*Pi/180-alfa*Pi/180))))):
> C2E:=evalf(1+((tan(delta*Pi/180+lamda*Pi/180+alfa*Pi/180))*((t
an(sa*Pi/180-lamda*Pi/180-i*Pi/180))+cot(sa*Pi/180-
lamda*Pi/180-alfa*Pi/180))))):
> teta:=evalf((sa-lamda)+((arctan(((tan(sa*Pi/180-
lamda*Pi/180-i*Pi/180))+C1E)/C2E))*180/Pi));
> Wd:=evalf((gama*H^2)/(tan(teta*Pi/180)^2));
> Kas:=evalf((sin(teta*Pi/180-
sa*Pi/180))/(tan(teta*Pi/180)*cos(delta*Pi/180+sa*Pi/180-
teta*Pi/180))):
> Qh:=Ch*Wd:
> z:=1;
> for z from 1 by 1 to H do
> mz:=evalf(((gama*H*z)/(g*tan(teta*Pi/180)))-
(z^2/(2*g*tan(teta*Pi/180))))):
> w:=evalf(sqrt(K/mz)):
> Pasz:=evalf(gama*z*Kas);
> Tsz:=Pasz*z/2;
> Msz:=((Pasz*z/2)*(z/3));
> Kadz:=evalf((cos(teta*Pi/180-
sa*Pi/180)/(tan(teta*Pi/180)*cos(delta*Pi/180+sa*Pi/180-
teta*Pi/180)))*sin(w*(t-(z/Vs))*Pi/180)):
> Padz:=evalf(gama*z*Kadz*Ch):
> Patz:=evalf(Pasz+Padz);
> Mdz:=evalf(int(Padz*cos(delta*Pi/180)*(z-z1),z1=0..z2));
> Mtz:=Msz+Mdz;
> Z:=z+1;
> od;
> Pas:=evalf((gama*H^2*Kas)/2);
```



**Ek-2'in devamı**

```
> Pat:=evalf(((Qh*cos(teta*Pi/180-  
sa*Pi/180)+(Wd*sin(teta*Pi/180-  
sa*Pi/180)))/cos(delta*Pi/180+sa*Pi/180-teta*Pi/180));  
> Kat:=(2*Pat)/(gama*H^2);  
> Pad:=Pat-Pas;  
> hd:=evalf((int(Padz*cos(delta*Pi/180)*(H-  
x),x=0..H)/(Pad*cos(delta*Pi/180))):  
> h:=evalf((H/3*Pas+hd*Pad)/Pat);  
> Md:=Pat*h;
```

### Ek-3 Betonarme İstinat Duvarlarının Seed-Whitman Yöntemine Göre Deprem Hesabı İçin Geliştirilen Bilgisayar Programı

```
#####
# SEED-WHİTMAN YÖNTEMİNE GÖRE İSTİNAT DUVARLARININ TASARIMI #
#####

> alfa:=0; gama:=18; sa:=40; i:=0; delta:=0; H:=5; Ch:=0.16;
Cv:=0;
> Kas:=evalf(cos(sa*Pi/180-
alfa*Pi/180)^2/(((cos(alfa*Pi/180)^2)*cos(delta*Pi/180+alfa*Pi/
180))*(1+sqrt((sin(sa*Pi/180+delta*Pi/180)*sin(sa*Pi/180-
i*Pi/180))/(cos(delta*Pi/180+alfa*Pi/180)*cos(i*Pi/180-
alfa*Pi/180))))^2));

> Kat:=Kas+(0.75*Ch);
> Kad:=Kat-Kas;
> Pad:=(gama*H^2*Kad)/2;
> Pas:=(gama*H^2*Kas)/2;
> Pat:=(gama*H^2*Kat)/2;
> h:=evalf((H/3*Pas+0.6*H*Pad)/Pat);
> Md:=Pat*h;
```

**Ek-4 Betonarme İstinat Duvarlarının Prakash-Saran Yöntemi Yöntemine Göre Deprem Hesabı İçin Geliştirilen Bilgisayar Programı**

```
#####
# PRAKASH-SARAN YÖNTEMİNE GÖRE İSTİNAT DUVARLARININ TASARIMI #
#####
> alfa:=0; gama:=18; sa:=30; i:=0; delta:=0; H:=5; Ch:=0.16;
H1:=5; ho:=0; c:=0; q:=0; Cv:=0;
> n:=ho/H1;
> lamda:=evalf((arctan(Ch/(1-Cv)))*180/Pi);
> C1E:=evalf(sqrt((tan(sa*Pi/180-lamda*Pi/180-
i*Pi/180))*((tan(sa*Pi/180-lamda*Pi/180-
i*Pi/180))+cot(sa*Pi/180-lamda*Pi/180-
alfa*Pi/180)))*(1+(tan(delta*Pi/180+lamda*Pi/180+alfa*Pi/180))*
(cot(sa*Pi/180-lamda*Pi/180-alfa*Pi/180)))));
> C2E:=evalf(1+((tan(delta*Pi/180+lamda*Pi/180+alfa*Pi/180))*((t
an(sa*Pi/180-lamda*Pi/180-i*Pi/180))+cot(sa*Pi/180-
lamda*Pi/180-alfa*Pi/180)))));
> teta:=evalf((sa-lamda)+((arctan((-tan(sa*Pi/180-
lamda*Pi/180-i*Pi/180))+C1E)/C2E))*180/Pi);
> tetal:=90-teta;
> beta:=tetal+sa+alfa;
> Kasc:=evalf(((cos(beta*Pi/180)*sec(alfa*Pi/180))+cos(sa*Pi/18
0)*sec(tetal*Pi/180))/sin(beta*Pi/180+delta*Pi/180));
> Kasq:=evalf(((n+1)*(tan(alfa*Pi/180)+tan(tetal*Pi/180))*cos(
tetal*Pi/180+sa*Pi/180))/sin(beta*Pi/180+delta*Pi/180));
> Kaskama:=evalf((((n+1)*(tan(alfa*Pi/180)+tan(tetal*Pi/180)))+
(n^2*tan(alfa*Pi/180))*cos(tetal*Pi/180+sa*Pi/180))/sin(beta*P
i/180+delta*Pi/180));
> Katc:=evalf(((cos(beta*Pi/180)*sec(alfa*Pi/180))+cos(sa*Pi/18
0)*sec(tetal*Pi/180))/sin(beta*Pi/180+delta*Pi/180));
> Katq:=evalf((((n+1)*tan(alfa*Pi/180)+tan(tetal*Pi/180))*cos
(tetal*Pi/180+sa*Pi/180)+(Ch*sin(tetal*Pi/180+sa*Pi/180)))/sin
(beta*Pi/180+delta*Pi/180));
> Katgama:=evalf((((n+1)*(tan(alfa*Pi/180)+tan(tetal*Pi/180)))+
(n^2*tan(alfa*Pi/180))*cos(tetal*Pi/180+sa*Pi/180)+(Ch*sin(te
tetal*Pi/180+sa*Pi/180)))/sin(beta*Pi/180+delta*Pi/180));
> Kadgama:=Katgama-Kaskama;
> Po:=3*(1-((H/2)/H))*Kadgama*gama*(H/2);
> qadz0:=2*q*Kadgama*(cos(alfa*Pi/180)/(cos(alfa*Pi/180-
i*Pi/180)));
> z:=1;
> for z from 1 by 1 to H do
```

**Ek-3'ün devamı**

```

> Pasz:=gama*z*Kasgama ;
> Padz:=(3*(1-(z/H))*Kadgama*gama*z) ;
> Patz:=Pasz+Padz ;
> Msz:=((Pasz*z/2)*(z/3)) ;
> Mdz:=(4*Po)/H^2*((H*z^3)/6)-(z^4/12) ;
> Mtz:=Msz+Mdz ;
> Z:=z+1 ;
> od ;
> Pas:=evalf((gama*H^2*Kasgama)/2+(q*H*Kasq)-(c*H*Kasc)) ;
> Pat:=evalf((gama*H^2*Katgama)/2+(q*H*Katq)-(c*H*Katc)) ;
> Pad:=Pat-Pas ;
> h:=(1/3*H*Pas)+(1/2*H*Pad)/Pat ;
> Md:=Pat*h ;

```

### Ek-5 Betonarme İstinat Duvarlarının Richard-Elms Yöntemine Göre Deprem Hesabı İçin Geliştirilen Bilgisayar Programı

```
#####
# RICHARD-ELMS YÖNTEMİNE GÖRE İSTİNAT DUVARLARININ TASARIMI #
#####
>alfa:=0; gama:=2000; sa:=40; i:=0; delta:=20; sat:=35;H:=17.5;
zd:=1; Vmax:=0.816; amax:=3.406; W:=3200000; Ch:=0.375; Cv:=0;
g:=9.81;
> Kas:=evalf((cos(sa*Pi/180-
alfa*Pi/180)^2)/((cos(alfa*Pi/180)^2)*(cos(delta*Pi/180+alfa*Pi
/180))*((1+sqrt((sin(sa*Pi/180+delta*Pi/180)*sin(sa*Pi/180-
i*Pi/180))/(cos(delta*Pi/180+alfa*Pi/180)*cos(i*Pi/180-
alfa*Pi/180))))^2)));
> for f from 1 by 1 to 20 do
> lamda:=evalf((arctan(Ch/(1-Cv)))*180/Pi);
> Kat:=evalf(cos(sa*Pi/180-lamda*Pi/180-
alfa*Pi/180)^2/(cos(lamda*Pi/180)*(cos(alfa*Pi/180)^2)*cos(delt
a*Pi/180+alfa*Pi/180+lamda*Pi/180)*((1+sqrt((sin(sa*Pi/180+delt
a*Pi/180)*sin(sa*Pi/180-lamda*Pi/180-
i*Pi/180))/(cos(delta*Pi/180+alfa*Pi/180+lamda*Pi/180)*cos(i*Pi
/180-alfa*Pi/180))))^2)));
> W:=evalf(((cos(delta*Pi/180+alfa*Pi/180)-
(sin(delta*Pi/180+alfa*Pi/180)*tan(sat*Pi/180)))/(1-
Cv)*(tan(sat*Pi/180)-tan(lamda*Pi/180)))*Pat);
> Pat:=(gama*H^2*Kat*g)/2;
> ay:=evalf(tan(sat*Pi/180)+((Pat*sin(delta*Pi/180+alfa*Pi/180)
*tan(sat*Pi/180)-(Pat*cos(delta*Pi/180+alfa*Pi/180))/W));
> if Ch<ay
> then
> Ch:=Ch+0.0005;
> else
> ay=Ch;
> f:=20
> end if;
> print('f'=f);
> print(Ch);
> od;
> d:=(0.087*((Vmax^2*amax^3)/((ay*g)^4))*100;
```

### Ek-6 Betonarme İstinat Duvarlarının Whitman-Liao Yöntemine Göre Deprem Hesabı İçin Geliştirilen Bilgisayar Programı

```
#####
# WHITMAN-LIAO YÖNTEMİNİNE GÖRE İSTİNAT DUVARLARININ TASARIMI #
#####
> alfa:=0; gama:=2000; sa:=40; i:=0; delta:=20; sat:=35;
H:=17.5; Vmax:=0.816; amax:=3.406; W:=3200000; Ch:=0.375;
Cv:=0; g:=9.81;
> Kas:=evalf((cos(sa*Pi/180-
alfa*Pi/180)^2)/((cos(alfa*Pi/180)^2)*(cos(delta*Pi/180+alfa*Pi
/180))*((1+sqrt((sin(sa*Pi/180+delta*Pi/180)*sin(sa*Pi/180-
i*Pi/180))/(cos(delta*Pi/180+alfa*Pi/180)*cos(i*Pi/180-
alfa*Pi/180))))^2)));
> for f from 1 by 1 to 20 do
> lamda:=evalf((arctan(Ch/(1-Cv)))*180/Pi);
> Kat:=evalf(cos(sa*Pi/180-lamda*Pi/180-
alfa*Pi/180)^2/(cos(lamda*Pi/180)*(cos(alfa*Pi/180)^2)*cos(delt
a*Pi/180+alfa*Pi/180+lamda*Pi/180)*((1+sqrt((sin(sa*Pi/180+delt
a*Pi/180)*sin(sa*Pi/180-lamda*Pi/180-
i*Pi/180))/(cos(delta*Pi/180+alfa*Pi/180+lamda*Pi/180)*cos(i*Pi
/180-alfa*Pi/180))))^2)));
> W:=evalf(((cos(delta*Pi/180+alfa*Pi/180)-
(sin(delta*Pi/180+alfa*Pi/180)*tan(sat*Pi/180)))/(1-
Cv)*(tan(sat*Pi/180)-tan(lamda*Pi/180)))*Pat);
> Pat:=(gama*H^2*Kat*g)/2;
> #Pat nin birimi N/m dir.
> ay:=evalf(tan(sat*Pi/180)+(((Pat*sin(delta*Pi/180+alfa*Pi/180)
*tan(sat*Pi/180))-(Pat*cos(delta*Pi/180+alfa*Pi/180)))/W));
> if Ch<ay
> then
> Ch:=Ch+0.0005;
> else
> ay=Ch;
> f:=20
> end if;
> print('f'=f);
> print(Ch);
> od;
> d:=( (37*Vmax^2/amax)*exp(-9.4*ay*g/amax) ) *100;
> dmusade:=4*d;
```

**Ek-7 Betonarme İstinat Duvarlarının Türkiye Deprem Yönetmeliğinde (TDY-1998) Önerilen Yönteme Göre Deprem Hesabı İçin Geliştirilen Bilgisayar Programı**

```
#####
# BU PROGRAM TÜRKİYE DEPREM YÖNETMELİĞİNDE (TDY-98) ÖNERİLEN #
# YÖNTEME GÖRE İSTİNAT DUVARLARININ TASARIMI #
#####
#Ao :Etkin Yer İvmesi #
#Io :Yapı önem katsayısı #
#Ch :Zemin basıncı hesabında kullanılan yatay eşdeğer #
# deprem katsayısı #
#Cv :Zemin basıncı hesabında kullanılan düşey eşdeğer #
# deprem katsayısı #
#c :Zemin Kohezyonu (Kayma dayanımı) #
#H :Duvar yüksekliği #
#h :Toplam aktif zemin itkisinin duvar tabanından itibaren #
# tatbik noktası #
#i :Zemin yüzeyinin yatayla yaptığı açı #
#Kas :Statik aktif basınç katsayısı #
#Kad :Dinamik aktif basınç katsayısı #
#Kas :Toplam aktif basınç katsayısı #
#Pas :Statik aktif basınç gerilmelerinin bileşkesi #
# (Statik zemin itkisi) #
#Pad :Dinamik aktif basınç gerilmelerinin bileşkesi #
#Pat :Toplam aktif basınç gerilmelerinin bileşkesi #
#Padz :Dinamik aktif basıncın drinlikle değişimi #
#Qad :Eşit yayılı ek yükten doğan dinamik aktif basınç #
# gerilmelerinin bileşkesi #
#qad :Eşit yayılı ek yükten doğan dinamik aktif basıncın #
# derinlikle değişimi #
#qo :Eşit yayılı ek yükün şiddeti #
#Po :Dinamik basınçdağılımının duvar orta noktasındaki değeri#
#sa :iç sürtünme açısı #
#z :Serbest zemin yüzeyinden itibaren derinlik #
#teta :Zemin kayma kamasının yatayla yaptığı açı #
#gama :Zeminin birim ağırlığı #
#alfa :İstinat duvarı yüzeylerinin düşeyle yaptığı açı #
#delta:Zeminle duvar arasındaki sürtünme açısı #
#gamas:Suya doygun zeminin birim ağırlığı #
#gamab:Su altındaki zeminin birim ağırlığı #
#lamda:Toplam basınç katsayılarının hesabında eşdeğer deprem #
# katsayısına bağlı olarak hesaplanan açı #
#####
> alfa:=0: gama:=18; sa:=25; i:=0: zd:=1: delta:=0: H:=7:
Ao:=0.4; qo:=0: Io:=1; c:=10:
```

**Ek-7'in devamı**

```

> Ch:=0.2*(Io+1)*Ao;
> Cv:=2*Ch/3;
> Kas:=evalf((cos(sa*Pi/180-
alfa*Pi/180)^2)/((cos(alfa*Pi/180)^2)*(cos(delta*Pi/180+alfa*Pi/180)))*((1+sqrt((sin(sa*Pi/180+delta*Pi/180)*sin(sa*Pi/180-i*Pi/180)))/(cos(delta*Pi/180+alfa*Pi/180)*cos(i*Pi/180-alfa*Pi/180))))^2));
> if zd=1
> then
> lamda11:=evalf((arctan(Ch/(1+Cv)))*180/Pi);
> lamda12:=evalf((arctan(Ch/(1-Cv)))*180/Pi);
> kat11:=evalf(((1+Cv)*(cos(sa*Pi/180-lamda11*Pi/180-alfa*Pi/180)^2))/(cos(lamda11*Pi/180)*(cos(alfa*Pi/180)^2)*cos(delta*Pi/180+alfa*Pi/180+lamda11*Pi/180)*(1+sqrt((sin(sa*Pi/180+delta*Pi/180)*sin(sa*Pi/180-lamda11*Pi/180-i*Pi/180)))/(cos(delta*Pi/180+alfa*Pi/180+lamda11*Pi/180)*cos(i*Pi/180-alfa*Pi/180))))^2));
> kat12:=evalf(((1-Cv)*(cos(sa*Pi/180-lamda12*Pi/180-alfa*Pi/180)^2))/(cos(lamda12*Pi/180)*(cos(alfa*Pi/180)^2)*cos(delta*Pi/180+alfa*Pi/180+lamda12*Pi/180)*(1+sqrt((sin(sa*Pi/180+delta*Pi/180)*sin(sa*Pi/180-lamda12*Pi/180-i*Pi/180)))/(cos(delta*Pi/180+alfa*Pi/180+lamda12*Pi/180)*cos(i*Pi/180-alfa*Pi/180))))^2));
> if kat11>kat12
> then
> kat1:=kat11;
> else
> kat1:=kat12;
> Kat:=kat1;
> else
> lamda21:=((arctan((gamas*Ch)/(gamab*(1+Cv))))*180/Pi);
> lamda22:=((arctan((gamas*Ch)/(gamab*(1-Cv))))*180/Pi);
> kat21:=evalf(((1+Cv)*(cos(sa*Pi/180-lamda21*Pi/180-alfa*Pi/180)^2))/(cos(lamda21*Pi/180)*(cos(alfa*Pi/180)^2)*cos(delta*Pi/180+alfa*Pi/180+lamda21*Pi/180)*(1+sqrt((sin(sa*Pi/180+delta*Pi/180)*sin(sa*Pi/180-lamda21*Pi/180-i*Pi/180)))/(cos(delta*Pi/180+alfa*Pi/180+lamda21*Pi/180)*cos(i*Pi/180-alfa*Pi/180))))^2));
> kat22:=evalf(((1-Cv)*(cos(sa*Pi/180-lamda22*Pi/180-alfa*Pi/180)^2))/(cos(lamda22*Pi/180)*(cos(alfa*Pi/180)^2)*cos(delta*Pi/180+alfa*Pi/180+lamda22*Pi/180)*(1+sqrt((sin(sa*Pi/180+delta*Pi/180)*sin(sa*Pi/180-lamda22*Pi/180-

```



## Ek-7'in devamı

```

i*Pi/180)) / (cos(delta*Pi/180+alfa*Pi/180+lamda22*Pi/180)*cos(i*
Pi/180-alfa*Pi/180)))^2));
> if kat21>=kat22
> then
> kat2:=kat21;
> else
> kat2:=kat22;
> Kat:=kat2;
> end if;
> end if;
> Kad:=Kat-Kas;
> Po:=3*(1-((H/2)/H))*Kad*gama*(H/2);
> zo:=(2*c*sqrt(Kas))/(gama*Kas);
> z0:=(2*c*sqrt(Kad))/(gama*Kad);
> z:=0; z2:=1;
> for z from 1 by 1 to H do
> Pasz:=(gama*z*Kas)-(2*c*sqrt(Kas));
> qasz:=qo*Kas;
> Padz:=(3*(1-(z/H))*gama*z*Kad)-(2*c*sqrt(Kad));
> qadz:=2*qo*Kad*(1-z/H)*(cos(alfa*Pi/180)/(cos(alfa*Pi/180-
i*Pi/180)));
> Patz:=Pasz+Padz+qasz+qadz;
> Tszc:=evalf(int(((gama*z1*Kas)-(2*c*sqrt(Kas))),z1=0..z2));
> Mszc:=evalf(int(int(((gama*z1*Kas)-
(2*c*sqrt(Kas))),z1),z1=0..z2));
> Tdzc:=evalf(int((3*(1-(z1/H))*gama*z1*Kad)-
(2*c*sqrt(Kad)),z1=0..z2));
> Mdzc:=evalf(int(int((3*(1-(z1/H))*gama*z1*Kad)-
(2*c*sqrt(Kad)),z1),z1=0..z2));
> Ttzc:=Tszc+Tdzc+(qasz*z)+(qadz*z*z/2);
> Mtzc:=Mszc+Mdzc+(qasz*z*z/2)+(qadz*z*z/2*(2*z/3));
> z2:=z2+1;
> Z:=z+1;
> od;
> Qas:=qasz*H;
> Qad:=qo*Kad*H*(cos(alfa*Pi/180)/(cos(alfa*Pi/180-i*Pi/180)));
> Pas:=(gama*(H-zo)*Kas)-(2*c*sqrt(Kas))*H/2;
> Pasc:=(gama*(H-zo)*Kas*((H-zo)/2)-(2*zo/2*c*sqrt(Kas)));
> Masc:=(gama*(H-zo)*Kas*((H-zo)^2/6)-(2*zo/2*c*((H-
zo)+(2/3*zo))*sqrt(Kas));
> Padc:=(gama*(H-z0)*Kad)-(2*c*sqrt(Kad))*H/2;

```

**Ek-7'in devamı**

```

> Pat:=Pasc+Padc;
> Md:=Masc+Padc*H/2+Qas*H/2+Qad*2/3*H;
> h:=Md/Pat;
> writeline(default,"istinat duvarı tahkiklerinin yapılması");
> a:=0.3: B:=2.8: b:=0.3: f:=1: g:=1.2: müse:=0.55:
> d:=H/10:
> H1:=evalf(H-d):
> E:=Ch*( (a+(a+b))/2)*H1*25;
> Path:=Pat+E;
> W1:=a*H1*25:
> h1:=f+b+a/2:
> W2:=b*H1/2*25:
> h2:=f+b*2/3:
> Wt:=B*d*25:
> ht:=B/2:
> Wd:=g*H1*gama:
> hd:=f+b+a+g/2:
> N:=W1+W2+Wt+Wd:
> GSk:=N*müse/Path;
> Mk:=W1*h1+W2*h2+Wt*ht+Wd*hd;
> Mdd:=Md+( (2/3*H1)+d)*E;
> GSd:=Mk/Mdd;
> x:=Mk/N:
> eo:=x-B/2:
> M1:=N*eo:
> Mo:=Mdd-M1:
> dısm Merkezlik:=evalf(B/6);
> e:=Mo/N;
> A:=B*1:
> W:=B^2*1/6:
> Sigmamaks:=N/A+Mo/W;
> Sigmamin:=N/A-Mo/W;
> writeline(default,"Sigmamaks<sigmazem:=300,Sigmamin>0
olmalı");

```

**Ek-8 Betonarme İstinat Duvarlarının Eurocode-8'de (2003) Önerilen Yönteme  
Göre Deprem Hesabı İçin Geliştirilen Bilgisayar Programı**

```
#####
#          BU PROGRAM EUROCODE-8'DE ÖNERİLEN YÖNTEME GÖRE          #
#          İSTİNAT DUVARLARININ TASARIMI                          #
#*****#
> alfa:=0: gama:=18; sa:=30; i:=0: zd:=1: delta:=0: H:=8:
qo:=0: Ao:=0.4: r:=1.5: avg:=2.5: ag:=4.92:Ch:=0.16;
> Cv:=Ch/2;
> Kas:=evalf((cos(sa*Pi/180-
alfa*Pi/180)^2)/((cos(alfa*Pi/180)^2)*(cos(delta*Pi/180+alfa*Pi
/180))*(1+sqrt((sin(sa*Pi/180+delta*Pi/180)*sin(sa*Pi/180-
i*Pi/180))/(cos(delta*Pi/180+alfa*Pi/180)*cos(i*Pi/180-
alfa*Pi/180))))^2));
> lamda1:=evalf((arctan(Ch/(1+Cv)))*180/Pi);
> lamda2:=evalf((arctan(Ch/(1-Cv)))*180/Pi);
> saü:=sa+3;
> sad:=evalf(arctan((tan(saü*Pi/180))/1.25)*180/Pi);
> deltad:=evalf(arctan((tan(delta*Pi/180))/1.25)*180/Pi);
> if lamda1>lamda2
> then
> lamda1:=lamda1;
> else
> lamda1:=lamda2;
> end if;
> x:=sad-lamda1;
> if i<=x
> then
> kat11:=evalf((sin((90-alfa)*Pi/180+sad*Pi/180-
lamda1*Pi/180)^2)/(cos(lamda1*Pi/180)*sin((90-
alfa)*Pi/180)^2*sin((90-alfa)*Pi/180-lamda1*Pi/180-
deltad*Pi/180)*(1+sqrt((sin(sad*Pi/180+deltad*Pi/180)*sin(sad*P
i/180-i*Pi/180-lamda1*Pi/180))/(sin((90-alfa)*Pi/180-
lamda1*Pi/180-deltad*Pi/180)*sin((90-
alfa)*Pi/180+i*Pi/180))))^2));
> kat12:=evalf((sin((90-alfa)*Pi/180+sad*Pi/180-
lamda2*Pi/180)^2)/(cos(lamda2*Pi/180)*sin((90-
alfa)*Pi/180)^2*sin((90-alfa)*Pi/180-lamda2*Pi/180-
deltad*Pi/180)*(1+sqrt((sin(sad*Pi/180+deltad*Pi/180)*sin(sad*P
i/180-i*Pi/180-lamda2*Pi/180))/(sin((90-alfa)*Pi/180-
lamda2*Pi/180-deltad*Pi/180)*sin((90-
alfa)*Pi/180+i*Pi/180))))^2));
```

**Ek-8'in devamı**

```

> Pat11:=(gama*(1+Cv)*H^2*kat11)/2;
> Pat12:=(gama*(1-Cv)*H^2*kat12)/2;
> if Pat11>Pat12
> then
> Pat1:=Pat11;
> else
> Pat1:=Pat12;
> end if;
> Pat:=Pat1;
> else
> kat21:=evalf((sin((90-alfa)*Pi/180+sa*Pi/180-
lamda11*Pi/180)^2)/(cos(lamda11*Pi/180)*sin((90-
alfa)*Pi/180)^2*sin((90-alfa)*Pi/180-lamda11*Pi/180-
deltad*Pi/180)));
> kat22:=evalf((sin((90-alfa)*Pi/180+sa*Pi/180-
lamda12*Pi/180)^2)/(cos(lamda12*Pi/180)*sin((90-
alfa)*Pi/180)^2*sin((90-alfa)*Pi/180-lamda12*Pi/180-
deltad*Pi/180)));
> Pat21:=(gama*(1+Cv)*H^2*kat21)/2;
> Pat22:=(gama*(1-Cv)*H^2*kat22)/2;
> if Pat21>Pat22
> then
> Pat2:=Pat21;
> else
> Pat2:=Pat22;
> end if;
> Pat:=Pat2;
> Kat:=kat2;
> end if;
> Pas:=(gama*H^2*Kas)/2;
> Patt:=(gama*(1+Cv)*H^2*kat11)/2;
> Pad:=Patt-Pas;
> h:=evalf((H/3*Pas+0.5*H*Pad)/Pat);
> y:=h/H;
> Md:=Pat*h;

```

## ÖZGEÇMİŞ

Şenol GÜRİSOY 1970 yılında Ordu'da doğdu. İlk, orta ve lise öğrenimini 1978-1988 yılları arasında bu ilde tamamladı. Yüksek öğrenimi 1995-1996 eğitim öğretim yılı Haziran döneminde Karadeniz Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde Fakülte ve Bölüm ikinci olarak tamamladı. Öğrenimi sırasında kendisine İnşaat Mühendisliği Bölümü tarafından dört kez başarı ödülü, Karadeniz Teknik Üniversitesi Rektörlüğünce yüksek onur belgesi verildi. Mezun olduğu yıl Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde Yüksek Lisans öğrenimine başladı. Bir yıllık İngilizce hazırlık sınıfını başarı ile bitirdikten sonra, Kasım 1997 Karadeniz Teknik Üniversitesi Gümüşhane Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Anabilim Dalına Araştırma Görevlisi olarak atandı. Yüksek Lisans öğrenimini 2000 yılında tamamladıktan sonra aynı yıl yine KTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Betonarme kürsüsünde Doktora öğrenimine başladı. Evli, iki çocuk babası olan ve İngilizce bilen Şenol GÜRİSOY halen Karadeniz Teknik Üniversitesi Gümüşhane Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde Araştırma Görevlisi olarak görevine devam etmektedir.