İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

GÖMÜLÜ BORU HATLARININ DEPREM ETKİLERİNE KARŞI DAVRANIŞI

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Adil YİĞİT
(501031101)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 4 Mayıs 2007
Tezin Savunulduğu Tarih : 14 Haziran 2007

Tez Danışmanı :	**Yrd.Doç.Dr. Abdullah GEDİKLİ**
Diğer Jüri Üyeleri	**Prof.Dr. Faruk YÜKSELER (Y.T.Ü.)**
	Doç.Dr. M. Ayşen LAV

HAZİRAN 2007

ÖNSÖZ

Bu çalışmada gömülü boru hatlarının deprem etkilerine karşı tepkileri incelenmiştir. Çalışmalarımda bana desteğini esirgemeyen değerli danışman hocam sayın Yrd. Doç. Dr. Abdullah Gedikli'ye saygı ve teşekkürlerimi sunarım. Beni maddi ve manevi destekleyen tüm İGDAŞ çalışanı arkadaşlarıma saygı ve teşekkürlerimi sunarım. Özellikle tezin formatına uygun düzenlenmesi için değerli zamanını ayıran sevgili kardeşim Fatih Yiğit ile kuzenlerim Fehmi ve Mehmet Karahan'a şükranlarımı sunarım. Benden desteklerini esirgemeyen aileme ve değerli arkadaşım Barbaros Azizoğlu'na ayrıca teşekkür ederim.

Mayıs, 2007 Adil Yiğit

İÇİNDEKİLER

TABLO LİSTESİ **v**
ŞEKİL LİSTESİ **vi**
SEMBOL LİSTESİ **xi**
ÖZET **xv**
SUMMARY **xvi**

1. GİRİŞ **1**

2. SİSMİK RİSKLER VE BORU HATTI DAVRANIŞLARI **2**
2.1. Sismik Tehlikeler 2
2.2. Ampirik Hasar Yaklaşımları 2
2.2.1. Deprem dalga yayılımı 3
2.2.2. PGD hasarı 5
2.2.2.1. Mekansal dağılımlı PGD 6
2.2.2.2. Yerel ani PGD 8
2.3. Sistem Performansı (Davranışı) 9

3. KALICI ZEMİN ŞEKİL DEĞİŞTİRME HASARLARI (PGD **11**
3.1. Faylar 11
3.2. Zemin Kayması 14
3.3. Yanal Yayılma 20
3.3.1. PGD miktarı 21
3.3.1.1. Analitik ve sayısal modeller 21
3.3.1.2. Ampirik (deneysel) yöntem 22
3.3.2. Yanal yayılma (açılma) bölgesinin mekansal (uzaysal) boyutu 28
3.3.3. PDG modeli 29
3.4. Sismik Oturma (Çökme) 32

4. DEPREM DALGA YAYILIMLARI **35**
4.1. Deprem Dalga Yayılımının Temel Bilgileri 35
4.2. Bağıntılar 36
4.3. Etkin Yayılma Hızı 39
4.3.1. Yapısal (dip) dalgalar 39
4.3.2. Yüzey dalgaları 42

4.4. Dalga Boyu 44
4.5. Zemin Gerilmesi ve Deprem Dalga Yayılması Dolayısıyla Eğrilik 46
4.6. Değişken Yeraltı Şartlarının Etkileri 47
4.6.1. Sayısal modeller 48
4.6.2. Basitleştirilmiş modeller 54

5. BORU YETERSİZLİK MODLARI VE YETERSİZLİK KRİTERLERİ 56
5.1. Sürekli Borula 56
5.1.1. Çekme yetersizliği 56
5.1.2. Yerel burkulma 58
5.1.3. Kiriş burkulması 58
5.1.4. Kaynaklı bağlantı noktaları 62
5.2. Parçalı (Segmentli) Boru Hatları 65
5.2.1. Eksenel sökülme 66
5.2.2. Çan ve tapa tipi ek yerlerinin ezilmesi 67
5.2.3. Çevresel esneklik yetersizliği ve ek yerlerinin dönmesi 68

6. TOPRAK – BORU KARŞILIKLI ETKİLEŞİMİ 70
6.1. Uygun Sıvılaşmamış Toprak 70
6.1.1. Boyuna (uzunlamasına) hareket 71
6.1.2. Yatay enine hareket 74
6.1.3. Yukarı yönde dikey çapraz hareket 77
6.1.4. Aşağı yönde düşey çapraz hareket 79
6.2. Zemin Yatak Katsayıları 80
6.2.1. Eksenel hareket 80
6.2.2. Yatay düzlemde yanal hareket 82
6.2.3. Dikey hareket 83
6.3. Sıvılaşmış Toprak 83

7. SÜREKLİ BORU HATLARININ BOYUNA PGD'YE KARŞI TEPKİSİ 86
7.1. Elastik Boru Modeli 86
7.2. Elastik Olmayan Boru Modeli 91
7.2.1. Buruşma 94
7.2.2. Çekme hasarı 95
7.3. Derzlerin Etkisi 95
7.4. Dirsek Etkisi 98

8. SÜREKLİ BORU HATLARININ ÇAPRAZ PGD'YE KARŞI TEPKİSİ 103
8.1. Uzaysal (Mekansal) Yayılan PGD'nin İdealleştirilmesi 104
8.2. Sıvılaşmamış Zemin İle Çevrili Boru Hattı 106

8.2.1. Sonlu elemanlar yöntemi 106
8.2.1.1. T. O'Rourke çalışması 107
8.2.1.2. Suzuki ve diğerlerinin çalışması 109
8.2.1.3. Kobayashi ve diğerlerinin çalışması 110
8.2.1.4. Liu ve M. O'Rourke çalışması 110
8.2.2. Analitik yöntemler 118
8.2.2.1. Miyajima ve Kitaura çalışması 118
8.2.2.2. M. O'Rourke çalışması 120
8.2.2.3. Liu ve M. O'Rourke çalışması 122
8.2.3. Yaklaşımlar arası karşılaştırma 126
8.2.4. Beklenilen tepki 128
8.3. Sıvılaşmış Zemindeki Boru Hatları 129
8.3.1. Yatay hareket 130
8.3.2. Düşey hareket 131
8.4. Yerel Ani PGD 134

9. FAYA KARŞI SÜREKLİ BORULARIN TEPKİSİ 137
9.1. Yanal Atım Fay 138
9.1.1. Analitik modeller 138
9.1.2. Sonlu eleman modelleri 145
9.1.3. Yaklaşımlar arası kıyaslama 150
9.2. Normal ve Ters Fay 151

10. PARÇALI BORU HATLARININ PGD'YE KARŞI TEPKİSİ 153
10.1. Boyuna PGD 153
10.1.1. Yayılmış deformasyon 154
10.1.2. Ani deformasyon 156
10.2. Enine (Çapraz) PGD 156
10.2.1. Mekansal (uzaysal) yayılmış PGD 156
10.2.2. Fay hareketleri 159

11. GÖMÜLÜ SÜREKLİ BORU HATLARININ DALGA YAYILIMINA TEPKİSİ 163
11.1. Düz Sürekli Boru Hatları 163
11.1.1. Newmark yaklaşımı 164
11.1.2. Sakurai ve Takahashi yaklaşımı 165
11.1.3. Shinozuka ve Koike yaklaşımı 166
11.1.4. M.O'Rourke ve EL Hmadi yaklaşımı 167
11.1.5. Yaklaşımlar arası karşılaştırma 172
11.2. Dirsek ve T'ler 173

11.2.1. Smah ve Chu yaklaşımı 173
11.2.2. Shinozuka ve Koike yaklaşımı 176
11.2.3. Sonlu eleman yaklaşımı 177
11.2.4. Yaklaşımlar arası karşılaştırma 178

12. PARÇALI BORU HATLARININ DALGA YAYILIMINA KARŞI DAVRANIŞI 180
12.1. Düz Boru Hatları / Çekm 180
12.2. Düz Boru Hatları / Basınç 184
12.3. Dirsekler ve Bağlantılar 187
12.4. Yaklaşımlar Arası Karşılaştırma 188
12.5. Sıvılaşmış Zemin Etkileri 190

13. DOĞALGAZ HATTI BÜYÜKÇEKMECE GÖL GEÇİŞİ UYGULAMASI 193
13.1. Zemin Çalışması 195
13.2. Sismik Ölçümler 195
13.3. Jeoteknik Değerlendirme 196
13.4. Teknik Çözüm 196

14. SONUÇLAR 199
14.1. Güzergah Belirleme ve Yeniden Konumlandırma 199
14.2. Zemin Hareketi Hasarından İzolasyon 200
14.3. Zemin Hareketlerini Azaltma 201
14.4. Yüksek Dayanımlı Malzemeler 202
14.5. Esnek Malzemeler ve Eklemler 202
14.6. Örnek Problemler 204
14.6.1. Sürekli boru hattı sismik analizi için örnek problem 204
14.6.2. Parçalı boru hattı sismik analizi için örnek problem 208

KAYNAKLAR 209

ÖZGEÇMİŞ 210

TABLO LİSTESİ

Sayfa No

Tablo 3.1 Yamaç Stabilite Derecesi [3]……..……..17
Tablo 3.2 MLR Katsayıları…… 26
Tablo 4.1 S-dalgaları için görülen yatay yayılma hızları……...41
Tablo 5.1 Yumuşak Çelik ve X Sınıfı Çelik İçin Ramberg Osgood Parametreleri…….....57
Tablo 6.1 X_u Deplasmanı ($x10^{-3}$ m)……...72
Tablo 6.2 k Değerleri…… 73
Tablo 6.3 k_0 Değerleri [8]…….. 73
Tablo 6.4 (H+D/2) Değerinin Katsayısı [8]……...75
Tablo 6.5 Yatay Taşıma Kapasite Faktörü [8]……...……76
Tablo 6.6 H Değerinin Katsayısı……77
Tablo 6.7 Eksenel Toprak Yay Katsayısı Karşılaştırması……..81
Tablo 6.8 Zemin Yatak Katsayıları…… 81
Tablo 7.1 Balboa Bulvarındaki Üç Hasarlı Hattın Hesaplamaları……91
Tablo 7.2 Kritik Uzunluk ve Yer Değiştirme…….94
Tablo 8.1 Kablo Tipi Esnek Boru İçin Kritik Zemin yer Değiştirmeleri ve Gerilmeleri……125
Tablo 8.2 Elastik Boru için Kritik Zemin Yer Değiştirmeleri……. 125
Tablo 8.3 Yedi Yaklaşım İçin Parametre Listesi…….127
Tablo 10.1 Ortalama Eklem Deplasmanı ve Değişim (varyasyon) Katsayısı……155
Tablo 11.1 Sürekli Boru Hattı İçin Yaklaşım Karşılaştırması……...172
Tablo 11.2 Dirsek İçin Karşılaştırma……179
Tablo 12.1 Düz Parçalı Boru Hatlarının Dalga Yayılımına Tepkisinin Karşılaştırması…….189
Tablo 13.1 Büyükçekmece Gölü Dinamik Elastik Parametreleri……..195
Tablo 14.1 Esnek Eklemlerin Şekil Değiştirme Kapasitesi……...203

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 2.1 : Tamirat Olarak km'de Boru Hasarı-En Yoğun Yer İvmesi (g)……..... 3
Şekil 2.2 : Sismik Dalga Yayılması Boru Hasarı-Değiştirilmiş Mercalli Yoğunluğu……..4
Şekil 2.3 : Genel Su Sistemi Üzerine Deprem Dalga Yayılım Hasarı-En Büyük Yatay Parça Hızı……5
Şekil 2.4 : Dökme Demir Su Borusu-Mekansal PGD Dağılımı Ampirik Hasarı…6
Şekil 2.5 : Boru Kırılmaları (Kopmaları)-Kalıcı Zemin Yer Değiştirmesi (PGD)..7
Şekil 2.6 : Fay Kopma Alanlarındaki Gömülü Boru Hatları İçin Hasar Görme Bağıntıları……...8
Şekil 2.7 : Deprem Sonrası Sistem Performansı Hizmet Yararlılık Endeksi-Ortalama Kırılma Oranı……10
Şekil 3.1 : Yüzeysel Fayların Blok Diyagramları……12
Şekil 3.2 : Ortalama Yüzeysel Yer Değiştirme - Moment Etkileşimi……...13
Şekil 3.3 : Yanal Atım Fay Hareketi ve Gömülü Boru Deplasmanı……13
Şekil 3.4 : Toprak Kayması İle Bağlantılı Seçilmiş Zemin Çökmeleri……15
Şekil 3.5 : Toprak Kayması Oluşumu - Deprem Şiddeti……...16
Şekil 3.6 : Newmark Analizi Algoritması (Wilson ve Keefer,1983). A, Deprem İvmesi - Zaman ($a_c = 0.2g$ için). B, Kayan Bloğun Hızı - Zaman. C, Kayan Bloğun Deplasmanı-Zaman. [2]……...…16
Şekil 3.7 : Newmark Yer Değiştirmeleri - (0.02 – 0.40)g Aralığındaki Kritik İvmelerin Alan Yoğunluğu……..18
Şekil 3.8 : Alan Yoğunluğu – Yanal Atım Fay Kaynaklı Üç Çeşit Deprem Büyüklüğü ve Üç Çeşit Mevki Sınıfı İçin Mesafe [4]…….19
Şekil 3.9 : Yanal Yayılma……21
Şekil 3.10 : Zemin Eğimi ve Serbest Yüzey Oranı……24
Şekil 3.11 : Önceki Çalışma (Barlett ve Youd, 1992) Verileri İçin Yatay Deplasman Histogramı İle Düzeltilmiş Çalışma (Barlett, 1998) Verileri İçin Yatay Deplasman Histogramının Karşılaştırılması…...25
Şekil 3.12 : PGD Miktarı ve Serbest Yüzeyden Uzak Yanal Yayılma Alanının Genişliği Üzerine Gözlemlenmiş Veriler…….28
Şekil 3.13 : PGD Miktarı ve Serbest Yüzeydeki Yanal Yayılma Alanının Boyu Üzerine Gözlenmiş Veriler……..29
Şekil 3.14 : Gözlemlenen zemin şekil değiştirmesi…….30
Şekil 3.15a : 1971 San Fernando Deprem Gözlemi……..31
Şekil 3.15b : 1971 San Fernando Deprem Gözlemi……..31
Şekil 3.15c : 1964 Nikita Deprem Gözlemi……..31
Şekil 3.16 : Marina Bölgesinin Zemin Çökmelerinin Eş Yükselti Çizgileri……...33
Şekil 3.17 : Doymuş Kum İçin Döngüsel Gerilme Oranı, $(Nt)_{60}$ İle Hacimsel Şekil Değiştirme Oranı Arasındaki İlişki…….34

Şekil 4.1 : 1985 Mıchoacan Depremi Tepe ve Göl Bölgeleri İçin Zemin Hız-Zaman Grafiği……..36
Şekil 4.2 : 1989 Loma Prieta Olayındaki En Yüksek Kaya Zemin Dalgasının Kamiyama Bağıntısı İle Karsılaştırması……..38
Şekil 4.3 : 1989 Loma Prieta Olayında Kayalık Mevkilerdeki En Yüksek Zemin Yer Değiştirmesinin Gregor Bagıntısı İle Karşılaştırılması….39
Şekil 4.4 : Sismik Dalga Yayılımı……40
Şekil 4.5 : Yarı Uzay Üzerindeki Bir Tek Tabaka İçin Dağılım Eğrisi……43
Şekil 4.6 : Karmaşık Toprak Profilinin İdealleştirilmesi……...44
Şekil 4.7 : İki Toprak Tabaka Profili İçin Yayılma Eğrisi……44
Şekil 4.8 : Etkin Yayılma Hızı – Ayrılma Uzaklığı……..45
Şekil 4.9 : Eksenel Şekil Değiştirme ve Yarı Vadi Modeli……...48
Şekil 4.10 : Eksenel Şekil Değiştirme ve Vadi Modeli……...49
Şekil 4.11 : Karmaşık Zemin Profili……49
Şekil 4.12 : Karmaşık Zemin İçin Şekil Değiştirme Dağılımı…… 50
Şekil 4.13 : Liu ve O'Rourke Sonlu Elamanlar Modelinde İlgi Alanları……50
Şekil 4.14 : İvme Kayıtlarının Yatay Bileşeni……51
Şekil 4.15 : $\alpha=10^0$ İçin En Yüksek Zemin Tepkisi……..52
Şekil 4.16 : $\alpha=45^0$ İçin En Yüksek Zemin Tepkisi……..53
Şekil 4.17 : $\alpha=90^0$ İçin En Yüksek Zemin Tepkisi……..53
Şekil 4.18 : Eğik Toprak-Kara Ara Yüzü İle Bir Sahanın Kesiti (Kesme Dalgası)……54
Şekil 5.1 : Düşey Burkulma Modu……59
Şekil 5.2 : Kusur Seviyesini Artırmak İçin Dikey Burkulma Yükü ve Denge Yolları……..60
Şekil 5.3 : Eksenel Basınç Kuvvetlerin Dağılımı……..61
Şekil 5.4 : Sınıf B ve X–60 Çelik Borular İçin Kritik Örtme Derinliği…… 62
Şekil 5.5 : İçten Kaynaklı Geçme Bağlantı……... 63
Şekil 5.6 : İçten Kaynaklı Geçme Bağlantı İçin Bağlantı (Ek yeri)…….. 63
Şekil 5.7 : Dıştan Kaynaklı Geçme Ek yeri……...64
Şekil 5.8 : Dıştan Kaynaklı Geçme Bağlantıların Birleşik Ekyeri Etkinliği……65
Şekil 5.9 : Parçalı Boruların Hasar Mekanizmaları (Düzenekleri)……..66
Şekil 5.10 : Kurşunla Kalafatlanmış Ek Yerlerindeki Sızma İçin Kümülatif Dağılım Fonksiyonu…… 67
Şekil 6.1 : Boru-Toprak Ara Yüzünde Yanal Yük-Deformasyon İlişkisi……71
Şekil 6.2 : Boru-Toprak Ara Yüzünde İdealleştirilmiş Yük-Deformasyon İlişkisi……...71
Şekil 6.3 : Adhezyon (Yapışma) Faktörü – Kohezyon (Drenajsız Kesme Ayanımı)……..74
Şekil 6.4 : Kum İçin Yatay Taşıma Kapasitesi Faktörü – Derinlik / Çap Oranı [1]……...76
Şekil 6.5 : Kum İçin Dikey Yukarı İtme Çarpanı – Derinlik / Çap Oranı…….78
Şekil 6.6 : Kil İçin Dikey Yukarı İtme Çarpanı – Derinlik / Çap Oranı……....78
Şekil 6.7 : Dikey Taşıma Kapasitesi Faktörü – Toprak Sürtünme Açısı……...80
Şekil 6.8 : Farklı Göreceli Hareketlere Karşı Gelen Yatak Katsayıları…… 82
Şekil 6.9 : Viskozite Katsayısı – F_L Değeri……...85
Şekil 7.1 : Beş İdealleştirilmiş Model……... 88
Şekil 7.2 : Üç İdealleştirilmiş PGD Modeli İçin Normalleştirilmiş Yanal Açılma Bölgesinin Normalleştirilmiş Uzunluğunun Fonksiyonu Olan Normalleştirilmiş Boru Şekil Değiştirmesi……89

Şekil 7.3 : İki Elastik Boru İçin Maksimum Şekil Değiştirme……..89
Şekil 7.4 : Balboa Bulvarında Boru Hatları Hasarının Zemin Yer Değiştirme Alanlarının ve Konumlarının Haritası……90
Şekil 7.5 : Durum-1 İçin Boru Eksenel Yer değiştirme, Kuvvet ve Şekil Değiştirmes Oranı Dağılımları……92
Şekil 7.6 : Durum-2 İçin Boru Eksenel Yer değiştirme, Kuvvet ve Şekil Değiştirme Oranı Dağılımları……...93
Şekil 7.7 : PGD Bölgesi Dışındaki İki Derz İle Boru ve Toprak Yer Değiştirmeleri……..96
Şekil 7.8 : PGD Bölgesi İçerisindeki İki Derz İle Boru ve Toprak Yer Değiştirmeleri……..96
Şekil 7.8 : Biri PGD Bölgesi İçerisinde Diğeri Dışında İki Derz İle Boru ve Toprak Yer Değiştirmeleri……...97
Şekil 7.10 : Bir tek Derz İle Boru Ve Toprak Yer Değiştirmesi……97
Şekil 7.11 : Boyuna PGD'ye Maruz Kalmış Dirsekli Boru Hattı……100
Şekil 7.12 : Elastik Zemin Üzerine Oturan Kiriş Modeli…… 101
Şekil 8.1 : Enine PGD Modelleri……104
Şekil 8.2 : Enine PGD'nin Uzaysal Dağılımı İçin Öngörülen Modeller……105
Şekil 8.3 : T. O'Rourke Modeli İçin Parametreler……..107
Şekil 8.4 : PGD Bölgesinin Çeşitli Genişliği İçin En Büyük Çekme Şekil Değiştirmesi-En Yüksek Zemin Yer Değiştirmesi……108
Şekil 8.5 : Değişik Toprak Sürtünme Açıları İçin En Büyük Basınç Şekil Değiştirmesi - En Büyük Zemin Yer Değiştirmesi……108
Şekil 8.6 : X - 52 Çeliği İçin En Büyük Şekil Değiştirme - Farklı PGD Bölgeleri Genişliği İçin PGD Grafiği……109
Şekil 8.7 : X-42 Çeliği İçin En Büyük Şekil Değiştirme-En Yüksek Zemin Yer Değiştirmesi……110
Şekil 8.8 : X - 52 Çeliği İçin En Yüksek Boru Şekil Değiştirmesi - Zemin Şekil Değiştirmesi……..111
Şekil 8.9 : X - 52 Çeliği İçin En Yüksek Boru Yer Değiştirmesine Karşın Zemin Yer Değiştirmesi……112
Şekil 8.10 : W = 30 m İçin X - 52 Çeliğindeki Boru ve Zemin Şekil Değiştirmesi……...112
Şekil 8.11 : $\delta = \delta_{cr}$ Durumunda Üç Genişlik İçin Eğilme Momentlerinin Dağılımı……113
Şekil 8.12 : $\delta = \delta_{cr}$ Durumunda Üç Genişlik İçin Eksenel Kuvvetin Dağılımı…..115
Şekil 8.13 : PGD Bölgesinin Her Bir Sınırındaki Borunun İçe Doğru Hareketi...115
Şekil 8.14 : Boru çapı, D'nin etkisi……...115
Şekil 8.15 : Boru Et Kalınlığının, t, Etkisi……116
Şekil 8.16 : En Büyük Boyuna Toprak Direncinin, t_u, Etkisi……116
Şekil 8.17 : En Büyük Enine (Çapraz) Toprak Direncinin, p_u, Etkisi……...117
Şekil 8.18 : Üç X – Derece Çelik Malzemesi İçin En Büyük Boru Şekil Değiştirmesi……...117
Şekil 8.19 : PGD Bölgesi Dışındaki Sabitlenmiş uzunluğun, L_a, Etkisi……...118
Şekil 8.20 : Mekansal (Uzaysal) Dağılımlı PGD Modellerinin Etkisi……..118
Şekil 8.21 : Uzaysal Dağılımlı Çapraz PGD'ye Maruz Kalmış Boru Hattı İçin Analitik Model……119
Şekil 8.22 : Zemin Şekil Değiştirmesinin Üç Değeri İçin En büyük Eğilme Gerilmesine Karşın PGD Bölgesinin Genişliği……120

Şekil 8.23 : Enine PGD'nin uzaysal Dağılımına Bağlı Boru Hattı İçin M. O'Rourke Analitik Modeli……121
Şekil 8.24 : Esnek Kablo Sistemi……..123
Şekil 8.25 : Boru Eğilme Şekil Değiştirmesinin Karşılaştırılması……127
Şekil 8.26 : W = 100m İçin Zemin Deplasmanı – En Büyük Boru Şekil Değiştirmesi……..129
Şekil 8.27 : En Büyük Şekil Değiştirme Oranı – Üç Zemin Yay Sabiti İçin δ….130
Şekil 8.28 : Sıvılaşmış Toprağa Gömülü Bir Boru Hattının Model Sistemi…….132
Şekil 8.29 : Maksimum Şekil Değiştirme Oranı – Sıvılaşmış Zemin Bölgesi Genişliği…….133
Şekil 8.30 : Boru Hattının Sıvılaşmış Bölgeyi Çapraz Geçişinin Kesiti……...134
Şekil 8.31 : Boru Eğilme Momenti Ve Eksenel Kuvvet dağılımı……136
Şekil 9.1 : Bir Sağ Yanal Atım Fayını Çapraz Geçen Bir Boru Hattı İçin Newmark-Hall Modelinin Plan Görünüşü…….139
Şekil 9.2 : Kennedy Ve Diğerlerinin Modeli……...141
Şekil 9.3 : Dayanılabilir Fay Hareketi - Sabitlenmemiş Uzunluk……...143
Şekil 9.4 : En Yüksek eksenel Şekil Değiştirme - Sabitlenmemiş Uzunluk…... 144
Şekil 9.5 : Yanal Atım Fay – Boru Hattı Çapraz Geçişi Plan Görünüşü…….144
Şekil 9.6 : Bir Zemin Sürtünme Açısı Fonksiyonu Olarak Boru Eğilme Şekil Değiştirmesi, Gömme Derinliği ve Boru Çapı…….146
Şekil 9.7 : Fay Hattı Fonksiyonu Olarak Maksimum Boru Basınç Şekil Değiştirmeleri…… 147
Şekil 9.8 : Boru Hattı–Yanal Atım Fay Geçişi İçin Sonlu Eleman Modeli…… 147
Şekil 9.9 : 90^0 Kesişme Açısı İçin Boru Şekil Değiştirme Dağılımı……...148
Şekil 9.10 : Boru Şekil Değiştirmesi – Fay Hattı (90^0 Kesişme Açısı İçin)……..149
Şekil 9.11 : Kabul Edilebilir Fay Hareketi – Kesişme Açısı…….150
Şekil 9.12 : Dört Yaklaşımın Sonuçlarının Karşılaştırılması……151
Şekil 10.1 : Yayılmış Çapraz PGD'ye Maruz Kalmış Parçalı Boru Hatlarının Plan Görünüşü……157
Şekil 10.2 : Yayılmış Çapraz PGD'ye Maruz Kalmış Parçalı Boru İçin En Yüksek Ek Yeri Açılması……..159
Şekil 10.3 : Çapraz PGD'ye Maruz Parçalı Boru Hattı İçin Model Kutu…….160
Şekil 10.4 : Maksimum Boru Gerilmesi – Durum A ve Durum B İçin Zemin Çökmesi…….160
Şekil 10.5 : Fay Hareketine Maruz Parçalı Boru Hattının Plan Görünüşü……161
Şekil 10.6 : Kabul Edilebilir Fay Hareketi – Kesişme Açısı…….162
Şekil 11.1 : S Dalga Yayılmasına Maruz Boru Hatları……164
Şekil 11.2 : Sürekli Boru Hattı Modeli ……168
Şekil 11.3 : Yaklaşık Yoğun Kum Dolgusu İçin Kayma Şekil Değiştirmesinin Ayrılma Uzaklığı……...170
Şekil 11.4 : Gömülü Boru Hatları Üzerinde Dalga Yayılımı İçin Sürtünme Şekil Değiştirme Modeli……170
Şekil 11.5 : Sürtünme Şekil Değiştirmesi ve Zemin Şekil Değiştirmesi - Ayrılma Uzaklığı……... 171
Şekil 11.6 : Dağılım Eğrisi ve Zemin Profili, 1985 Meksika Depremi……172
Şekil 11.7 : Dirsekli Boruda Deplasman ve Kuvvetler……174
Şekil 11.8 : T'deki Yer Değiştirmeler, Momentler ve Kuvvetler……..175
Şekil 11.9 : Dirsekteki Kuvvetler ve Deplasman……..176
Şekil 11.10 : Dalga Yayılımı İçin Dirseğin Sonlu Eleman Modeli…….177
Şekil 12.1 : Parçalı Boru Hattı Modeli……..181

Şekil 12.2 : Eklem Rijitliği – Dalga Yayılımı Nedeniyle Eklem Açılması……...181
Şekil 12.3 : Eklem Rijitliği – Parçalı Boruda Maksimum Eksenel Şekil Değiştirme Oranı……182
Şekil 12.4 : Kurşun Birleşimli Eklemler İçin Eksenel Kuvvet – Deplasman……183
Şekil 12.5 : Göreceli Eklem Deplasmanı – 41 cm Çaplı Kurşun Birleşimli Dökme Demir Boru İçin Zemin Şekil Değiştirme Oranı……...184
Şekil 12.6 : Betonarme Silindir Boru Eklemleri İçin Kuvvet – Deplasman İlişkisi……185
Şekil 12.7 : Basınç Zemin Şekil Değiştirmesi Nedeniyle Beton Boru İçin Analitik Hassasiyet Eğrileri……...186
Şekil 12.8 : Gözlemlenmiş Eklem Deplasmanları ve Dirsekler İçin Büyütme Faktörü……...187
Şekil 12.9 : Gözlemlenmiş Eklem Deplasmanları ve Menhole Komşu Eklemler İçin Büyütme Faktörü……188
Şekil 12.10 : Gözlemlenmiş Eklem Deplasmanları ve Binalara Komşu Eklemler İçin Büyütme Faktörü……188
Şekil 12.11 : Model Konfigürasyonu ve Ölçüm Aletlerin Yeri……..190
Şekil 12.12 : En Büyük Boru Eğilme Şekil Değiştirmesinin Dağılımı……...191
Şekil 12.13 : En Büyük Boru Eksenel Şekil Değiştirmesinin Dağılımı……..192
Şekil 12.14 : Sıvılaşma Hasarının Bölge Belirlemesi İçin Ishihara'nın Önerdiği Sınır Eğrileri……...192
Şekil 13.1 : Büyükçekmece Gölü Çalışma Alanı Görünüşü……194
Şekil 13.2 : Büyükçekmece Göl Geçişi……198
Şekil 14.1 : Yönlendirilebilir Yatay Sondaj (Delme)……201
Şekil 14.2 : Yanal Atım Fayda Düşey Deplasman……207

SEMBOL LİSTESİ

A : Borunun Kesit alanı
a(t) : Zamanın fonksiyonu olarak yer ivmesi
a_c : Kritik ivme
A_{core} :Beton çekirdek alanı
A_m : Maksimum yer ivmesi
a_{max} : Maksimum zemin yüzey ivmesi
a_x : Yatay zemin yüzeyi ivmesi
a_z : Düşey zemin yüzeyi ivmesi
C : Sismik dalganın görünen yayılma hızı
C_H : Yarım uzay kesme (kayma) dalga hızı
C_l : Üniform toprak tabakası kesme dalga hızı
C_{ph} : Sismik dalganın faz hızı
C_s : Yüzey toprağın kesme (kayma) dalga hızı
d : Fay düzleminin en yakın yüzey iz düşümü
D : Boru çapı
D_A, D_B :Yer değişiminin tepe noktası
$D_{50\text{-}15}$: T_{15} (mm)'de dane boyutu
d_a : Eksenel deformasyon için ek yeri kopma kapasitesi
d_l : Yanal deformasyon kapasitesi
D_m : En büyük zemin deplasmanı
D_N : Newmark yer değiştirmesi, cm.
D_r : Toprağın bağıl yoğunluğu
e : Toprağın gözenek oranı
E : Elastisite modülü
E_i : Başlangıç young modülü
E_p : Akma sonrası elastisite modülü
E_s : Toprak modülü
F : Borudaki eksenel kuvvet
f : Frekans, Hz
F_i : i. noktada eksenel kuvvet
F_{cr} : Bir ek yerindeki basınç kuvveti
F_l : Sıvılaşma yoğunluk faktörü
F_{15} : T_{15}' teki ortalama ince bileşen (%)
F_R : Eksenel çekmeye karşı direnç mukavemeti
g : Yer çekimi ivmesi
G, G_s : Toprağın kesme (kayma) modülü
h, H_A, H_B : Katmanın kalınlığı (m)
H : Boru hattının merkezinin derinliği
H_1 : Doymuş kum tabakasının kalınlığı (m)
H_2 : Set yüksekliği (m)

H_s : Üniform toprak tabakasının kalınlığı (m)
H_c : Boru üst noktasının derinliği
I_a : Alan yoğunluğu
I_p, I : Eylemsizlik momenti
k : Azaltma faktörü
k_0 : Yanal toprak basıncı kat sayısı
K_1 : Eşdeğer zemin yatak katsayısı
K_2 : Eşdeğer zemin yatak katsayısı
K_c : Drenajsız toprak için taşıma kapasite faktörü
K_g : Birim uzunluk için toprak rijitliği
K_l : Yatay düzlemdeki hareketler için zemin yatak katsayısı
K_v : Aşağı hareket için zemin yatak katsayısı
L : PGD (kalıcı yer değiştirme) bölge uzunluğu
L' : Büküm (kıvrım) etkin kayma uzunluğu
L_0 : Boru parça uzunluğu
L_a : Etkin sabitlenmemiş uzunluk
L_{AB} : Eğimli kaya yüzeyinin yatay iz düşümü
L_c : Eğri kısmın uzunluğu
L_{cr} : Kritik PDG bölge uzunluğu
L_e : Elastik şekil değiştirmenin oluştuğu boru uzunluğu
L_{em} : Gömme uzunluğu
L_p : Plastik şekil değiştirme boru uzunluğu
L_s : Ayrım uzaklığı
LSI : Sıvılaşma güvenlik indeksi
M : Boru dirseğindeki eğilme momenti
M_w : Deprem şiddeti
n : PGD bölgesi dahilindeki ek yeri sayısı, kum katman sayısı, Ramberg - Osgood parametresi
N_c : Kil için yatay taşıma gücü faktörü
N_{ch} : Kil için yatay taşıma kapasite faktörü
N_{cv} : Kil için dikey kaldırma faktörü
$(N_l)_{60}$: Düzeltilmiş SPT N- değeri
N_q : Kum için taşıma gücü faktörü
N_{qh} : Kum için yatay taşıma gücü faktörü
N_{qv} : Kum için dikey kaldırma faktörü
N_γ : Kum için aşağıya doğru yüklenme taşıma gücü faktörü
P : Borudaki iç basınç
P_u : Yatay enine yöndeki maksimum direnç
P_w : Boşluk suyu basıncı
q_u : Dikey enine yöndeki maksimum direnç
R : Kaynak mesafesi (Km), boru yarı çapı
r : Ramberg-Osgood parametresi
r' : PGD dağılımının parametresi
R_c : Borunu kıvrım yarı çapı
R_d : Merkez üssünden mesafe (km)
R_e : Reynold sayısı
R_s : Merkez üssüne en kısa mesafe
s : PGD sinin iki sınırı arasındaki mesafe
S : Yer eğimleri (%), borudaki kesme kuvveti
S_l : Eleman-1 için dirsekteki eksenel kuvvet

$\mathbf{t}$: Boru et kalınlığı
$\mathbf{T}$: Sarsıntı periyodu
$\mathbf{t_u}$: Yatay eksenel yöndeki maksimum direnç
$\mathbf{u_i}$: Ek yeri deplasmanı
$\mathbf{U_g}$: Boyuna yönde borunun yer değiştirmesi
$\mathbf{V}$: Sıvılaşmış toprakta hareket eden borunun hızı
$\mathbf{V_m}$: Maksimum yatay yer hızı
$\mathbf{W}$: PGD bölgesinin genişliği
$\mathbf{W_{cr}}$: Kritik sıvılaşmış bölge genişliği
$\mathbf{W_{pipe}}$: Borunu kendi ağırlığı
$\mathbf{W_s}$: Boru destekleri arası mesafe
$\mathbf{X}$: PGD bölge sınırından olan düzeltilmemiş mesafe
$\mathbf{X_u}$: Yatay eksenel yöndeki maksimum elastik şekil değiştirme
$\mathbf{Y}$: Serbest yüzey oranı (%)
$\mathbf{y}$: Toprağın yanal yer değiştirmesi
$\mathbf{y_1}$: PGD bölgesindeki enine boru yer değiştirmesi
$\mathbf{y_2}$: PGD bölgesi dışındaki enine boru yer değiştirmesi
$\mathbf{Y_u}$: Yatay enine yönde maksimum elastik şekil değiştirme
$\mathbf{Z_u}$: Dikey enine yönde elastik şekil değiştirme
$\boldsymbol{\alpha}$: Eğim açısı
$\boldsymbol{\alpha_0}$: S_u ile değişen ampirik katsayısı
$\boldsymbol{\beta}$: Boru ile fay hattı arasındaki kesişme açısı
$\boldsymbol{\beta_c}$, $\boldsymbol{\beta_0}$: Değişim faktörleri
$\boldsymbol{\beta_{optimal}}$: Boru hattının en elverişli kurulumu
$\boldsymbol{\beta_p}$: Boru gömülme parametresi
$\boldsymbol{\gamma}$: Toplam özgül ağırlığı
$\boldsymbol{\gamma_{cr}}$: Kritik kayma (kesme) şekil değiştirmesi
$\boldsymbol{\gamma_0}$: Boru –toprak ara yüzünde maksimum kesme şekil değiştirmesi
$\boldsymbol{\bar{\gamma}}$: Toprağın etkin birim ağırlığı
$\boldsymbol{\gamma_s}$: S dalgasının gerçek açısı
$\boldsymbol{\delta}$: Yer veya borunun kalıcı yer değiştirmesi
$\boldsymbol{\delta_{cr}}$: Yer hareketinin kritik yer değiştirmesi
$\boldsymbol{\delta_f}$: Ortalama fay yer değiştirmesi
$\boldsymbol{\Delta_1}$: Dirsekte boru yer değiştirmesi
$\boldsymbol{\Delta L}$: Borunun toplam uzaması
$\boldsymbol{\Delta u}$: Ek yerinde göreceli yer değiştirme
$\boldsymbol{\Delta x_r}$: Ek yeri dönmesi dolayısıyla ek yerinin açılması
$\boldsymbol{\Delta x_t}$: Çekme dolayısıyla ek yerinin açılması
$\boldsymbol{\Delta x}$: Enine PGD nedeniyle ek yerindeki maksimum toplam açılma
$\boldsymbol{\Delta\theta}$: Borunun ek yerinin göreceli dönmesi
$\boldsymbol{\varepsilon}$: Mühendislik şekil değiştirme oranı
$\boldsymbol{\bar{\varepsilon}}$: Ortalama boru şekil değiştirme oranı
$\boldsymbol{\varepsilon_a}$: Borunun uzaması dolayısıyla maksimum eksenel şekil değiştirme
$\boldsymbol{\varepsilon_b}$: Boru eğilme şekil değiştirme oranı
$\boldsymbol{\varepsilon_g}$: Zemin şekil değiştirmesi
$\boldsymbol{\varepsilon_p}$: Boru eksenel şekil değiştirme oranı
$\boldsymbol{\varepsilon_v}$: Doymuş kum tabaka için hacimsel şekil değiştirme oranı
$\boldsymbol{\varepsilon_y}$: Akma şekil değiştirme oranı
$\boldsymbol{\theta_g}$: Sıvılaşmış katman veya yer yüzeyinin en alt sınır eğimi
$\mathbf{K_g}$: Maksimum yer kavisi

λ : Dalga boyu
μ : Sürtünme katsayısı
ρ : Sıvılaşmış toprağın yoğunluğu
σ : Tek eksenli çekme gerilmesi
σ_{comp} : Betonun basınç dayanımı
σ_{cr} : Boru parçalarının kritik basınç gerilmesi
σ_v : Toplam fazladan basınç
σ ‘ : Etkin fazladan basınç
σ_y : Akma gerilmesi
τ : PGD dağılım parametresi
τ_{ave} : Ortalama kesme (kayma) gerilmesi
τ_s : Boru – toprak ara yüzündeki kesme kuvveti
$\emptyset$: Kumun içsel sürtünme açısı

GÖMÜLÜ BORU HATLARININ DEPREM ETKİLERİNE KARŞI DAVRANIŞI

ÖZET

Gömülü boru hatlarının sismik dizaynı "yaşam hattı" mühendisliği alanında büyük bir öneme sahiptir. Boru hatları, yaşamı önemli derecede destekleyen maddeler taşıdığından dolayı sık sık "yaşam hattı" olarak tanımlanırlar. Boru hatları; ekonomik, estetik, güvenlik ve çevresel nedenlerden dolayı genellikle zemin altına gömülürler.

Boru hatları sürekli ve parçalı diye iki kısma ayrılırlar. Petrol ve gaz boru hatları genellikle sürekli boru hattı şeklinde, su temini boru hatları ise parçalı boru hattı şeklinde dizayn ve inşa edilirler.

Boru hatları deprem hasarlarına direnç gösterecek şekilde dizayn ve inşa edilmelidirler. Gömülü boru hatları hem kalıcı zemin hareketlerinden hem de geçici sismik dalga yayılımından hasar görebilirler.

Kalıcı zemin hareketleri; fay hareketlerinin zemin yüzeyine etkisini, sıvılaşma nedeniyle yanal yayılmayı ve zemin kaymasını içerir. Kalıcı zemin şekil değiştirmesi genellikle boru hattı ağının küçük bir bölümünde etkili olur. Fakat boru hattına etkittiği büyük deformasyonlar nedeniyle bu hareketler çok büyük hasar potansiyeline sahiptir. Tüm boru hattı ağını etkilemesine rağmen sismik dalga yayılımının hasar oranı düşüktür.

Sürekli boru hatları çekme ve basınç altında eğilme ile kopabilirler. Büyük çaplı parçalı boru hatları için sismik hasar genellikle boru hattı ek yerlerinde oluşur. Sismik hasarlar küçük çaplı parçalı boru hatlarında ise çevresel çatlaklar oluştururlar.

Bu çalışma çeşitli gömülü boru hatlarının kalıcı zemin şekil değiştirmesi ve sismik dalga yayılması etkilerine karşı davranışlarını içermektedir.

BEHAVIOUR OF THE BURİED PİPELİNES SUBJECT TO EARTQUAKE EFFECTS

SUMMARY

Seismic design of buried pipeline has great importance in the field of "lifeline" engineering. The pipelines are often referred to as "lifelines" since carry materials essential to support of life. The pipelines are usually buried below ground for economic, aesthetic, safety and environmental reasons.

Pipelines can be categorized as either continuous or segmented. Generally the oil and gas pipelines are designed and consructed as continuous pipeline, while water supply pipelines are designed and consructed as segmented pipelines.

The pipelines must be designed and consructed to resist most of the earthquake hazards. Buried pipelines can be damaged either by permanent movements of ground or by transient seismic wave propagation.

Permanent ground movements include surface faulting, lateral spreading due to liquefaction, landsliding. Permanent ground deformation (PGD) hazards are usually limited to small regions within the pipeline network but their potential for damage is very high because they impose large deformation on pipelines. The wave propagation hazards affect the whole pipeline network, but with lower damage rates.

Continuous pipelines may rupture tension and buckle in compression. Seismic failure for large diameter segmented pipelines is mainly due to distress at the pipeline joints. Seismic failure for smaller diameter segmented pipeline is round cracks.

This study includes behaviour of various buried pipelines subject to permanent ground deformation (PGD) and seismic wave propagation effects.

1.GİRİŞ

Sanayi devriminden sonra dünyada genel olarak bir enerji kaynağı ihtiyacı doğmuştur. Günümüzde de yansımalarını gördüğümüz 1. ve 2. dünya savaşlarının da esas sebebini bu enerji kaynaklarına sahip olma isteği oluşturmaktadır.

Bu kaynaklara sahip olmanın yanı sıra elde edilen enerji kaynağını işleyip kullanılabilir hale getirmek ve bu maddeleri gerekli noktalara ulaştırmak da belli bir teknolojik araştırmayı gerektirmektedir. Günümüzde Mavi Akım, Bakü-Tiflis-Ceyhan gibi boru hatları ülkemizi de yakından ilgilendiren büyük projelerdir. Gerek böyle büyük iletim hattı projeleri gerekse dağıtım hatları projeleri için statik ve dinamik etki kriterlerinin belirlenmesi gerekmektedir. Bu noktada enerji (doğalgaz,petrol, vb.) ve ihtiyaç (su, kanalizasyon, vb.) gereksinmelerini karşılamak için imalatı yapılan gömülü boru hatlarının teknik olarak emniyeti söz konusu olmaktadır.

Bu çalışmada bu durumun sismik etki boyutu ele alınmaktadır. Depremler, zeminde hareket oluşturarak ve sismik dalga yayılması yoluyla gömülü boru hatlarına etki ederler. Ayrıca gömülü boru hatları sürekli ve parçalı hatlar olarak da bu etkilere çeşitli tepkiler vermektedir. Bu konuyla ilgili çalışmalar sırasıyla ele alınacaktır.

2. SİSMİK RİSKLER VE BORU HATTI DAVRANIŞLARI

2.1 Sismik Tehlikeler

Daha önce meydana gelmiş depremler dikkate alındığında ve incelendiğinde gömülü boruların uğradığı sismik hasarlarla ilgili birçok bilgiye ulaşmak mümkündür. Bu incelemeler bize kullanışlı bilgiler sunar. Geçmiş olaylardan edinilen bu tip bilgiler istatistiksel olarak hasar tahmini yapmayı sağlar, olası deprem ve hasarları tahmininde bu bilgiler kullanılabilir.

Sismik tehlikeler, sismik dalga yayılımı riski ve kalıcı zemin deformasyonu (Permanent Ground Deformation, PGD) riski diye iki grupta sınıflandırılabilir. PGD hasarları tipik olarak belli bir alanda meydana gelirken sismik dalga yayılımı hasarları daha geniş alanda fakat daha az hasar oranıyla meydana gelmektedirler.

Deprem dalga yayılımı tehlikeleri yayılan dalga tesirleri dolayısıyla geçici gerilme ve kıvrılma (eğilme) olarak karakterize edilirler. Zeminde PGD (yer kayması, yanal yayılmadan doğan sıvılaşma ve depremsel (sismik) oturmalar gibi) tehlikeleri, PGD bölgesinin mekansal boyutu ve miktar, geometri tarafından karakterize edilirler. Fay kaynaklı PGD riskleri ise kalıcı yatay ve dikey faydaki denge meydana getirme ve boru-fay, kesişme açısı ile tanımlanır.

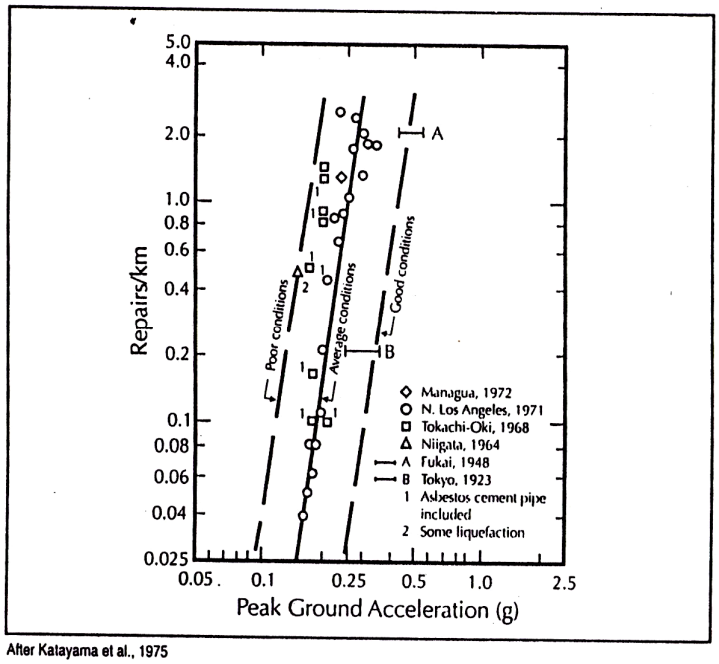
2.2 Ampirik Hasar Yaklaşımları

Sıklıkla, bir boru hattı sisteminin ele alınmasındaki ilk adım mevcut sistemde potansiyel depremlerden ötürü olması muhtemel hasar miktarlarının değerlendirilmesidir. Gömülü boru hatları için gözlemlenen sismik hasar ile yer hareketi arasındaki ampirik ilinti tipik olarak kullanılır. 1975 yılında, Katayama et. al. hasar oranı en yoğun yer ivmesinin bir fonksiyonu (işlevi) olarak grafiklenen, esas olarak parçalı dökme demir boru hatları için, ilk ilişkilerden birisini geliştirdi. Şekil 2.1'de gösterilen bu ilişki, hem deprem hem dalga yayılması ve hem de PGD hasar verilerini içermektedir. Şekil 2.1'de gösterildiği üzere, en yoğun yer ivmesinin iki katı için hasar oranı 100'un bir faktörü (çarpanı) olarak artmaktadır.

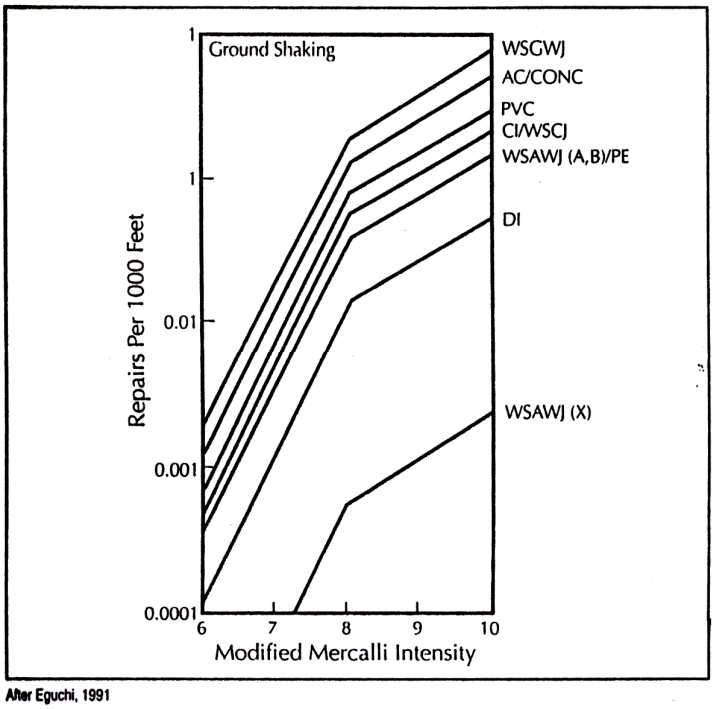
2.2.1 Deprem Dalga Yayılımı

Eguchi deprem dalga yayılımı ile PGD hasarını ilk olarak ayırt edip inceledi. Dalga yayılması için, Eguchi (1983), ABD'de, muhtelif depremler için, boru kırılma oranına karşın değiştirilmiş Mercalli yoğunluğunu özetledi ve altı farklı boru malzemesi için sadece deprem dalga yayılmasına göre kırılganlık ilişkilerini geliştirdi.

Eguchi (1991) Şekil 2.2'de görülen çift doğrusal eğrisini iddia etti ki, burada AC-Asbetli Çimento, COMC- Beton, CI- dökme demir, PVC-polivinilklorid, WSCJ-Ziftlenmiş çelik kaynaklı ekler, WSGWJ- Gazalt Kaynaklı çelik kaynak yapılmış ekler., WSAWJA (AB) Elektrik kaynaklı çelik kaynak yapılmış ekler (A derece, B derece) WSAWJ(x) – Elektrik kaynaklı çelik kaynak yapılmış ekler(X derece), DI-sünek demir, PE-Politetilen.Hasar oranlarının MMI ≤8 halinde oldukça hızlı, daha sonra MMI >8 için yavaş olduğu gözlemlenmektedir.

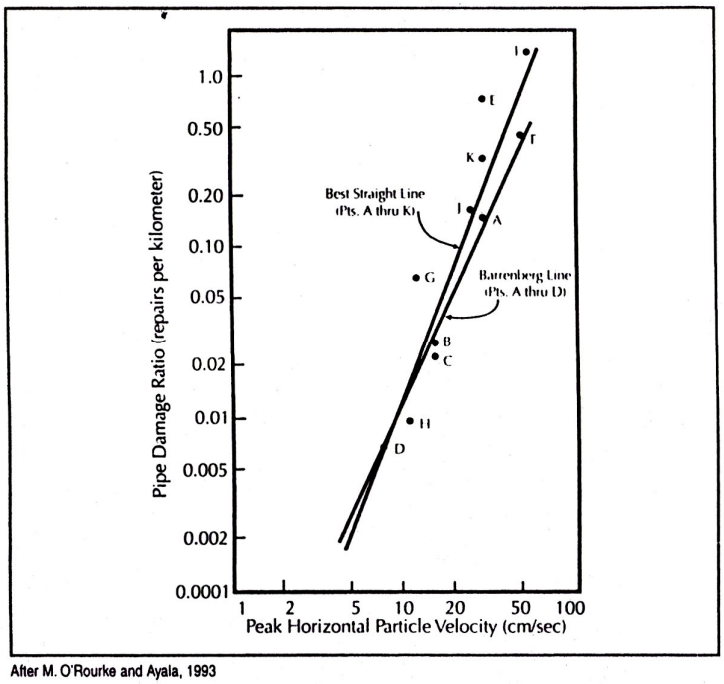


Şekil 2.1 : Tamirat Olarak km'de Boru Hasarı-En Yoğun Yer İvmesi (g)



Şekil 2.2 : Sismik Dalga Yayılması Boru Hasarı-Değiştirilmiş Mercalli Yoğunluğu

Üç Amerikan depremi verilerine dayanarak, Borenberg (1988), depremsel dalga yayılımı ile dökme demir ve yoğun yatay yer veya tanecik hızı hasarı arasında ampirik bir ilişki (bağıntı) oluşturdu. Buna göre boruda oluşan gerilme, $V_{maks.}$'ın bir fonksiyonudur. M.O' Rourke ve Ayala (1933), deprem dalga yayılmasının hasar oranı karşısında; dökme demir boru, beton boru, öngermeli beton boru, asbest çimentolu boru için en büyük yer hızının bir grafiğini hazırladı.



Şekil 2.3 : Genel Su Sistemi Üzerine Deprem Dalga Yayılım Hasarı-En Büyük Yatay Parça Hızı

Şekil 2.3'teki A ve K noktaları dikkate alındığında M.O'Rourke ve Ayala'nın grafiği Barenberg'in grafiğinden daha fazla hasar oranı vermektedir. Bunun nedeni dökme demirin yanında diğer boru malzemelerinin de olması değil; değişken yüzey şartları ve paslanmadan kaynaklı olduğu düşünülmektedir.

Son zamanlarda çeşitli araştırmacılar farklı boru malzemeleri (Edinger ve diğ., 1995) veya farklı çap araklıları için (Honegger, 1995) ampirik deprem dalga yayılması hasar bağıntıları geliştirmişlerdir. Her ne kadar bireysel ortalama regresyon eğrileri bir bakıma şekil 2.3'tekinden farklı oluyorsa da veri noktaları hala şekil 2.3'te gösterilen genel bant içine düşmektedir ve veri noktalarının dağılımı benzerdirler.

2.2.2 PGD Hasarı

PGD'nin yerel toprak şartlarına ve fayların varlığına dayalı çok çeşitli tipleri vardır. PGD'nin bir tipi, bir fayın yüzeysel dışa vurumu veya bir toprak kaymasının sınırlarındaki gibi yerel aniden göreceli yer değiştirmedir. PGD'nin ikinci tipi, örneğin sıvılaşmadan doğan yanal yayılma veya zemin konsolidasyonundan dolayı yer çökmelerinden (oturmalardan) kaynaklanan, mekansal dağılımlı yer değiştirmedir. Yerel ani PGD, boru hattı hasarı çoğunlukla yer kırılma izi etrafında

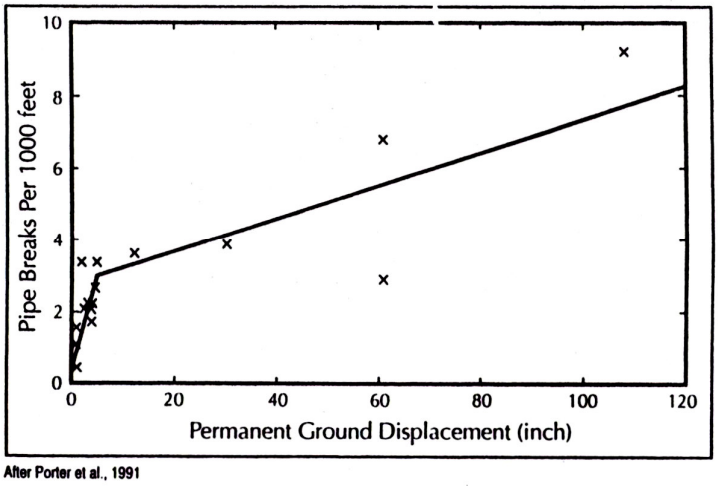
olur. Diğer taraftan mekansal dağılımlı PGD kırıkları PGD bölgesi içerisinde her yerde olabilir.

2.2.2.1 Mekansal Dağılımlı PGD

Porter ve diğ. (1991)'de şekil 2.4'te gösterilmiş olduğu gibi dökme demir su borusu için bir ampirik bağıntı geliştirdi.

Şekil 2.4'te gösterildiği gibi hasar oranı, PGD'nin bir fonksiyonudur. 1906 San Fransisco ve 1989 Loma Prieta depremlerinden alınan verilere göre çift-doğrusal bir grafik oluşturulmuştur. Grafiğin ilk kısmı (PGD<5 inç) San Francisco ve Loma Prieta depremlerinin sonuçlarından (düşey oturmalardan) elde edilen bilgilerle hazırlanmışken diğer kısmı (PGD>5 inç) San Francisco depremi sonucundan (yanal yayılmalardan) hareketle hazırlanmıştır.

Şekil 2.4'ten görüldüğü üzere borudaki çatlak oranı PGD'nin doğrusal olmayan fonksiyonudur. Küçük zemin deplasmanları başlangıç çatlaklarını oluşturur. Daha büyük zemin deplasmanlarında çatlak oranı artar fakat yoğunluğu azalır. Bu doğrusal olmayan durumu Porter, hasarın düşük PGD değerlerinde başladığı kabulüyle düşük PGD oranına sahip bölgelerdeki boru ağına bağlı hat parçasının etrafındaki zemine göre daha serbest hareket etmesi durumuyla açıklar. Buna göre göreceli daha büyük yer değiştirmeler, geriye kalan bozulmamış kısımlarda, daha ileri kırılmalara neden olması gerekir.

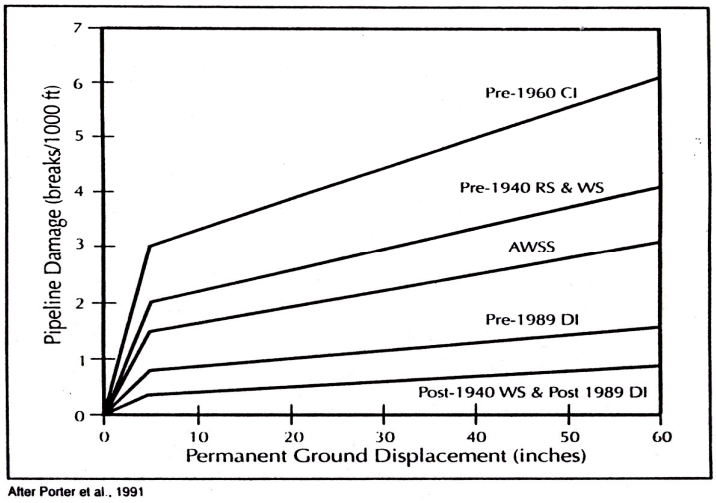


Şekil 2.4: Dökme Demir Su Borusu-Mekansal PGD Dağılımı Ampirik Hasarı

PGD'nin mekansal dağılımı için var olan ampirik bağıntı PGD'nin enine ve boyuna boru içindeki tepkinin farklılığını vurgular. Bir bakıma, Parter tarafından kullanılan dikey çökme verileri (1999 Loma Prieta olayından) enine PGD'ye karşılık gelmektedir. Bu yüzden bu sonuçlar boru aksına paralel yatay yer hareketleri durumları için ihtiyatla kullanılmalıdır. Her iki tip PGD için teorik olarak boru hassasiyetini hem miktar hem de mekansal yayılan zayıf zemin bölgesi etkiler.

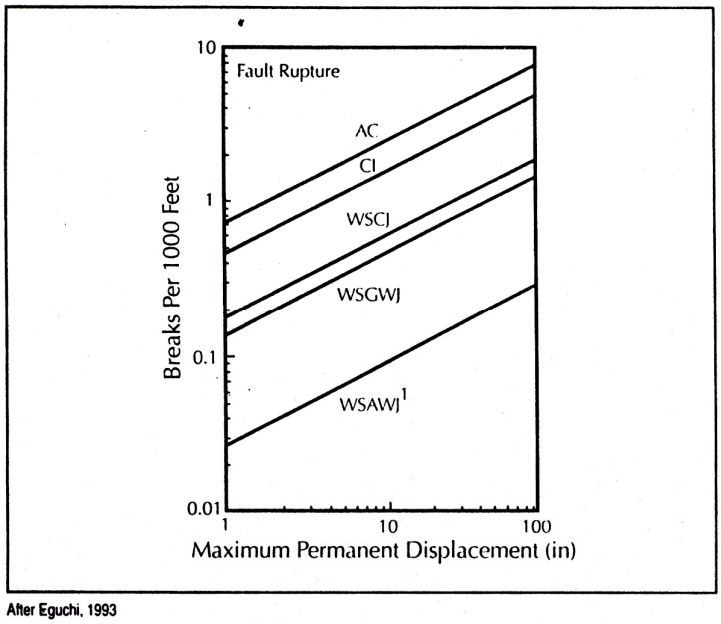
Sürekli kaynaklı çelik boruların PGD hasarı için gözlemlenmiş hasarlardan doğrudan saptanmış ampirik hiç bir bağıntı mevcut değildir. Buna rağmen Parter, dökme demir boru hatlarının hasar oranına karşı zemin yer değiştirmelerine dayalı, Hamada ve Eguchinin aşağıda tanımladığı, çelik borular ile dökme demir boruların hasar oranlarının karşılaştırması için bir ampirik bağıntı geliştirdi.

Hamada(1989), 1983'teki Nihonkai-Chubu depreminde çelik boru çatlaklarıyla dökme demir boru çatlaklarını karşılaştırdı ve dökme demir borudaki hasar oranının çelik borudaki hasar oranından 2-3 kat daha fazla olduğu sonucuna vardı. Faylanma bölgelerinde 1971 San Fernando Depremi ve 1972 Manogua Depremine dayalı olarak Eguchi (1983), gazalt kaynaklı çelik boruların hasar görmesi, dökme demir boruların hasarının %30'dur sonucuna vardı. Toprak kaymalarında bu oran %61'dir ve yanal yayılmada %70'tir. Bu gözlemlere dayanarak Porter gazalt kaynaklı çelik borular için olan hasar oranının dökme demir için olanın yarısı olduğunu farz eder. Benzer şekilde ark kaynaklı çelik boruların hasar görmesi dökme demir boruların %12,5'i olarak alınmıştır. Porter'ın çelik borular ve çeşitli diğer malzemeler için hazırladığı ampirik bağıntılar Şekil 2.5'te gösterilmiştir.



Şekil 2.5: Boru Kırılmaları (Kopmaları)-Kalıcı Zemin Yer Değiştirmesi (PGD)

Daha yeni çalışmalar hasar ve zemin hareket miktarı arasında ampirik tabanlı bağıntılar önermiştir. Örneğin Heubach (1995) esnek olmayan (rijit) ek yerleri ile dökme demir boruda beklenen hasarın modern kaynaklı çelik boru hatlarındaki hasardan kabaca dört kat daha fazla olacağını vurgulamıştır. Benzer hatlar boyunca Edinger ve diğ. (1995) boru malzeme ve ek yeri tipinin fonksiyonu olan PGD hasar bağıntıları sunmaktadır.



Şekil 2.6: Fay Kopma Alanlarındaki Gömülü Boru Hatları İçin Hasar Görme Bağıntıları

2.2.2.2 Yerel Ani PGD

Porter bağıntıları özellikle zemin oturmaları ve yanal yayılma nedeniyle oluşan uzaysal yayılan PGD için elde edildiler. Fay hatları gibi ani yerel PGD değerleri için oluşacak boru hasarlarının önceden bilinmesi uzaysal yayılan PGD değerleri vasıtasıyla mümkün olmayabilir. Çünkü yayılmaya karşı duran ani PGD'nin oluşacağı noktada PGD hareketinin miktarına karşın boruda daha büyük bir gerilme olması beklenir.

Fay kırılması için Eguchi (1983) şekil 2.6'da gösterildiği gibi hasar oranı ile fayın göreli konumu arasında bir bağıntı sunmuştur. O, bu çalışmasını 1971 San Fernando depreminde meydana gelen hasara dayandırmıştır ve hakim olan kırılma, hattın her iki tarafı boyunca 300 feet (91m) uygulanır. Burada WSAWJ'ın, çağdaşlık öncesi (yani 1950 sonları öncesi) kaynaklanmış çeliğin eğrisinin çağdaş (örneğin X – derece) borunun %70'i oranında değişmesi beklenir.

Şekil 2.6'da gösterildiği gibi her 1000 feet uzunluktaki dökme demir (CI) boruların kırılma oranı ani PGD 10 inç (25 cm) için yaklaşık 1,5 ve 100 inç'e (2,5 metre) eşit ani PGD için 4,0'tür. Halbuki aynı dökme demir borular için şekil 1.4'te verilmiş mekansal dağılımlı PGD'den dolayı kırılma oranı 10 inç (25cm) için 3,2 ve 100 inç (2,54m)'lik bir yer değiştirme için 7,4'tür. Bunun nedeni ani PGD için boruda oluşan gerilmedir.

Doğru ampirik (deneysel) bağıntı kullanıldığı zaman uygulamada tedbirli olmak gerektirmektedir. İleride inceleneceği üzere gömülü boruların fay dallarına göre hasar görebilmesi, boru-fay kesişme açısından büyük ölçüde etkilenme eğilimindedir. Kesişme açısının Eguchi bağıntısında bir parametre olmamasından ötürü değiştirilmiş bağıntının geniş kesişme açıları için bir ortalama bilinç içerisinde uygulanması gerekir.

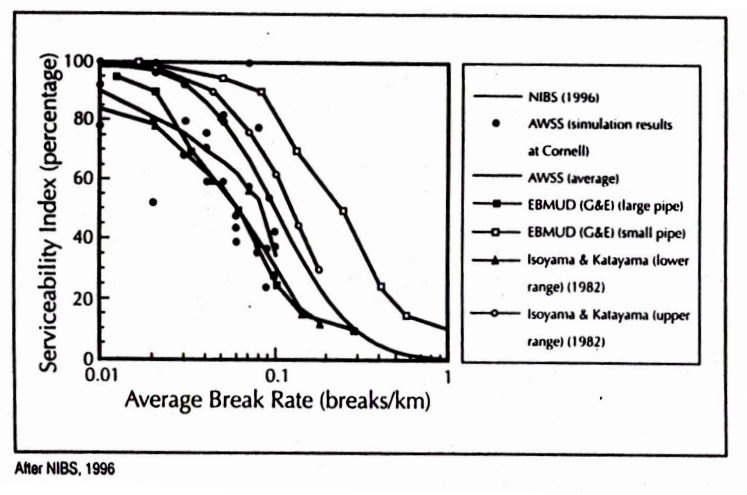
Yukarıdaki bu tartışmalar tüm bu ampirik bağıntıların kullanışsız olduğu sonucuna ulaştırmaz. Bunlar baştan başa sistem davranışının değerlendirilmesi için uygundur. Buna karşın kendilerince bireysel bir bileşenin hasar görebilme durumunun analizinde uygun olmayabilirler.

2.3 Sistem Performansı (Davranışı)

Geçmiş yıllarda boru hattı sistem performansı üzerine büyük miktarda bilimsel araştırma çalışmaları yapılmıştır. Isoyama ve Katoyama (1982), Lıu ve Hou (1991), Sato ve Shinozuka (1991), Honegger ve Eguchi (1992) ve Markov ve diğ. (1994) tarafından dikkate değer katkılar yapılmıştır. Tüm sistemin modellenmesi ve davranışı parça davranışı ve dizaynına odaklanan bakışın ötesindedir. Fakat sistem davranışı değerlendirme sonuçlarının özeti, gömülü boru hattı bileşenlerinin davranışının bir fonksiyonu gibidir.

Isoyama ve Katoyama (1982) bir depremde su dağıtım sistemi performansını incelemek için aşağıdaki iki arz stratejisini geliştirdiler: Geniş (büyük) talepli noktalara arz önceliği, düşük talepli noktalara arz önceliği. Bu iki strateji şekil 1.7'de gösterildiği üzere en iyi ve en kötü sistem performansını belirtir. Markov ve diğ. (1994), San Fransicisco yedek su temin sisteminin (AWSS) performansını değerlendirirken, G&E (1994) benzer çalışmayı doğu körfezi belediye kamu hizmet alanındaki (East Bay Municipal Utility District, EBMUD) su temin sistemi için yaptı. Sonuçları da Şekil 2.7'de gösterilmiştir. Bu sonuçlara dayanarak NIBS (Ulusal inşa bilimleri Enstitüsü) (1996), hizmet yararlılığı endeksinin ortalama kırılma oranının logaritmik normal fonksiyonu olduğunu belirten bir işlemsel süreç (algoritma)

oluşturdu. Burada hizmet yararlılığı endeksi akıntı düşüş miktarı olarak dikkate alınır.



Şekil 2.7: Deprem Sonrası Sistem Performansı Hizmet Yararlılık Endeksi-Ortalama Kırılma Oranı.

3. KALICI ZEMİN ŞEKİL DEĞİŞTİRME HASARLARI (PGD)

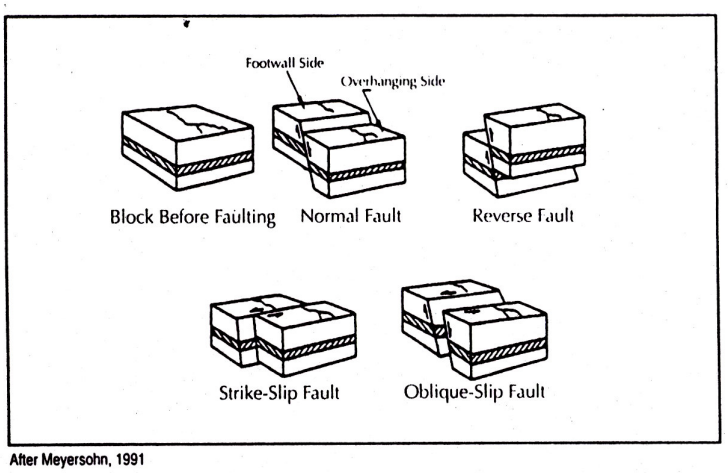
PGD'nin (kalıcı zemin şekil değiştirmelerinin) başlıca şekilleri; yüzey fayları, toprak kayması, depremsel (sismik) çökme (oturma) ve toprak sıvılaşmasından kaynaklanan yanal yayılmadır. Burada gömülü boruların PGD'nin mekansal büyüklüğüne ve miktarına bağlı olarak dayanıp dayanamayacağı incelenmektedir.

Bu bölümde kalıcı zemin şekil değiştirmeleri genel olarak gözden geçirilecektir. Önce, fayların tipleri ve fay dallarının ampirik (deneysel) olarak deprem şiddeti ile karşılıklı ilişkisinden doğan beklenilen miktarı ele alınacaktır. İkinci olarak yer kaymalarının tipleri ve yer kaymalarına bağlı ampirik (deneysel) bağıntıların tanımlanması incelenecektir. Üçüncü olarak toprak sıvılaşmasından doğan zemin çökmeleri yaklaşımları değerlendirilecektir. Son olarak toprak sıvılaşmasından doğan yanal açılmaların (yayılmaların) belli başlı özellikleri üzerinde çalışılacaktır.

3.1 Faylar

Aktif bir fay, yer kabuğu boyunca göreceli hareketlerin olabileceği iki kısım arasındaki bir (süreksizlik) devamsızlıktır. Fay hareketlerinin başlıca tipleri şekil 3.1'de gösterilmiş olduğu gibi darbe kayma (yanal atım), normal kayma (normal atım), ters (atım) kaymadır. Bir darbe kayma fayında hakim hareket yatay olup boru-fay kesişme açısına bağlı olarak çekme veya basınca (şekil 3.3) maruz kalan bir sürekli boru şekil değiştirir. Normal ve ters faylarda hakim zemin yer değiştirmesi dikeydir. Fayın hareketli parçası aşağıya doğru hareket ederse fay normal olup esasen çekme gerilmesiyle beraber yatay boru şekil değiştirir. Fayın hareketli parçası yukarıya doğru hareket ederse fay terstir ve esasen basınçla beraber yatay boru şekil değiştirir.

Bir fay hattına maruz kalan sürekli bir boruda oluşacak şekil değiştirme oranı, fay dalının (miktarına) büyüklüğüne ve boru – fay kesişme açısına bağlıdır. Burada sadece fay hatlarının büyüklüğü ele alınıp incelenmiştir. Kesişme açısının tesirleri üzerinde ilerdeki bölümler içinde çalışılacaktır.



Şekil 3.1: Yüzeysel Fayların Blok Diyagramları

Fay yer değiştirmesi ile moment şiddeti arasında çeşitli ampirik (deneysel) bağıntılar sunulmuştur. Bu bağıntıların tümü aynı logaritmik şekle sahiptir. Burada sadece Wells ve Coppersmith (1994) tarafından sunulmuş olan bağıntının tanımı üzerinde durulmaktadır. Çünkü son zamanlarda meydana gelen depremler ve daha eski depremler üzerindeki çalışmalara kadar uzanan veriler içermektedir. Dünya çapındaki 421 tarihi depremin veri tabanına dayalı olarak, Wells ve Coppersmith, 244 deprem seçtiler ve aşağıdaki ampirik (deneysel) bağıntıları geliştirdiler:

$\text{Log } \delta_1 = -6.32 + 0.90\ M$ Darbe ile kayan (yanal atım) fay için **(3.1)**

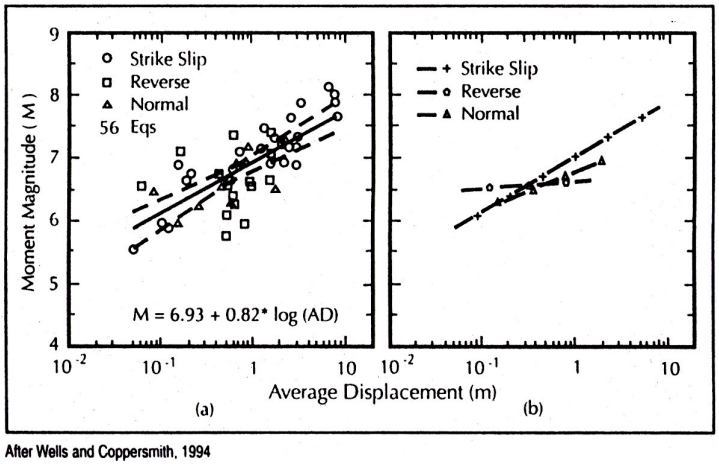
$\text{Log } \delta_1 = -4.45 + 0.63\ M$ Normal (atım) fay için **(3.2)**

$\text{Log } \delta_1 = -0.74 + 0.08\ M$ Ters (atım) fay için **(3.3)**

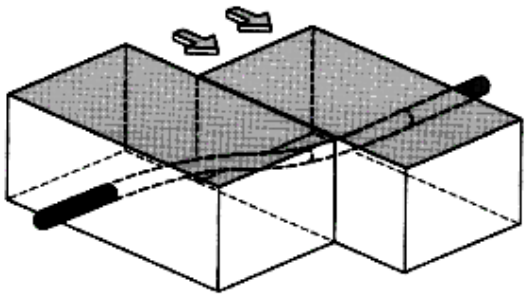
Burada δ_1, ortalama fay yer değiştirmesi (metre olarak); M ise moment şiddetidir. Wells ve Coppersmith'in veri tabanında gözlemlenen yer değiştirme (şiddet aralığı 5.6 - 8.1 için); şekil 3.2'de gösterilmiş olduğu üzere darbe ile kaymalı (yanal atım) faylar için 0.05 - 8.0m, normal faylar için 0.08 - 2.1m ve ters atım faylar için 0.06 - 1.5m arasında değişmektedir. Wells ve Coppersmith'e göre maksimum fay yer değiştirmesi, ortalama fay yer değiştirmesinin iki katıdır. Şekil 3.2a'daki tek eğri (sürekli çizgi) birleşik model için olurken şekil 3.2b'deki üç eğri sırası ile yanal atım, ters atım ve normal faylar içindir.

Eğer bir fay az bilinir veya kör (bir fay tipine karar vermekte açık yüzeysel bir görünüm eksikliğinde) ise Wells ve Coppersmith tarafından sağlanmış tüm fay tipleri için beklenen yer değiştirmenin hesabında aşağıdaki formül kullanılabilir:

$$\text{Log } \delta_1 = -4.80 + 0.69\ M \quad \text{Tüm fay tipleri için} \qquad \textbf{(3.4)}$$



Şekil 3.2: Ortalama Yüzeysel Yer Değiştirme - Moment Etkileşimi



Şekil 3.3: Yanal Atım Fay Hareketi Ve Gömülü Boru Deplasmanı

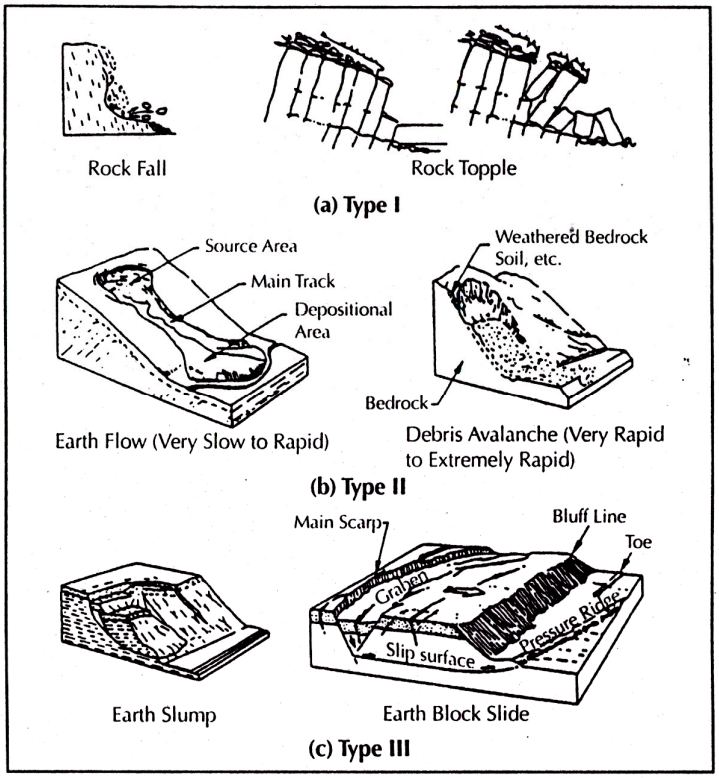
3.2 Zemin Kayması

Yer kaymaları, sismik sarsıntı ile tetiklenebilen zeminin toplu hareketidir. Çok sayıda sistem, yer kaymalarını sınıflandırmak için geliştirilmiştir. En yaygın kullanılan sınıflandırma sistemi Varnes (1978) tarafından tasarlanmıştır. Varnes; toprak hareketlerine, kaymanın geometrisine ve ilgili malzemenin tiplerine göre beş ana kategori (cins) tanımladı. Varnes'ın kategorileri: Düşme (çökmeler), yuvarlanıp devrilmeler, kaymalar, yayılmalar ve akmalardır. Burada yanal yayılma sıvılaşma konusu olarak dikkate alınıp ilerdeki bölümlerde ele alınacaktır.

Şekil 3.4'te gösterildiği gibi boru hatlarına etkiyen farklı tesirlere dayalı olarak Meyersohn (1991) üç türlü yer kayması oluşturdu. Şekil 3.4'te görüldüğü üzere; tip1, yerüstü boru hatlarına düşen kayaların doğrudan çarpması nedeniyle hasara sebep olabilen kaya düşmesi ve kaya yuvarlanmalarını içerir. Bu tür yer kayması gömülü boru hatları üzerine göreceli olarak daha az etki yaptıklarından dolayı burada incelenmeyeceklerdir. Tip2, taşınan malzemenin kıvamlı bir sıvı gibi davrandığı toprak akması ve enkaz akmasını içerir. Geniş hareketler (birkaç metre veya daha fazla) sıklıkla bu tür toprak kayması ile bağlantılıdır. Fakat beklenen kayma miktarını önceden tayin etmek zordur. Tip3 zemin kayması, toprağın bir blok olarak hareket ettiği toprak çökmesi ve toprak kaymasıdır. Bunlar genellikle doğal yamaçlarda, nehir kenarlarında ve yığınaklarda (toprak setlerde) meydana gelirler. Boru hatlarının sıklıkla bu tip bölgelerden geçmesi nedeniyle aşağıda bu tür toprak kayması üzerine odaklanılacaktır.

Toprak kaymalarının oluşumunun üst sınırlarını tayin etmek için ampirik metotlar kullanılmıştır. Şekil 3.5'te gözlemlenen toprak kaymalarının fayın kopma bölgelerine olan maksimum mesafesinin, deprem şiddetinin bir fonksiyonu olarak krokisinin çizildiği böylesine bir ilişkiyi (uygulamalı Teknoloji Konseyi,1985) göstermektedir.

Jibson ve Keefer'ın (1993) son çalışması zemin kayma hareketinin beklenen miktarının analitik tahmini üzerinedir. Onlar, STABL (Siegel, 1978) adlı bilgisayar programını yardımıyla gelişigüzel oluşturulan kayma yüzeyleri ve emniyet faktörünü kullanarak kritik kayma yüzeyini araştırdılar. Emniyet faktörü (Factor of Safety, FS), kaymayı engelleyici karşı kuvvetler toplamının harekete neden olan sürükleyici kuvvetlerin toplamına oranıdır. Bu kritik Kayma yüzeyi, emniyet faktörü en düşük olan kayma yüzeyidir. **[1]**

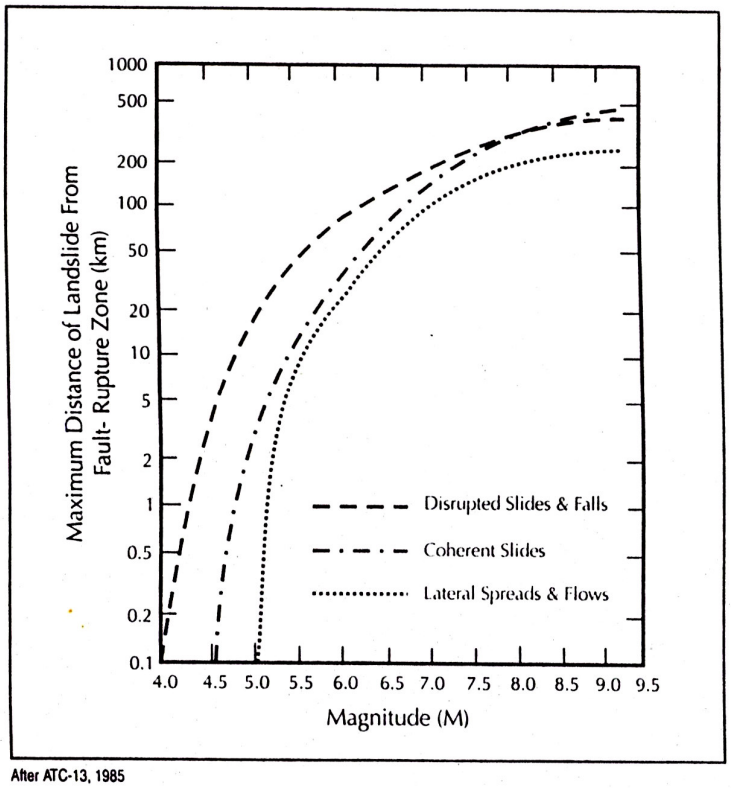


Şekil 3.4: Toprak Kayması İle Bağlantılı Seçilmiş Zemin Çökmeleri

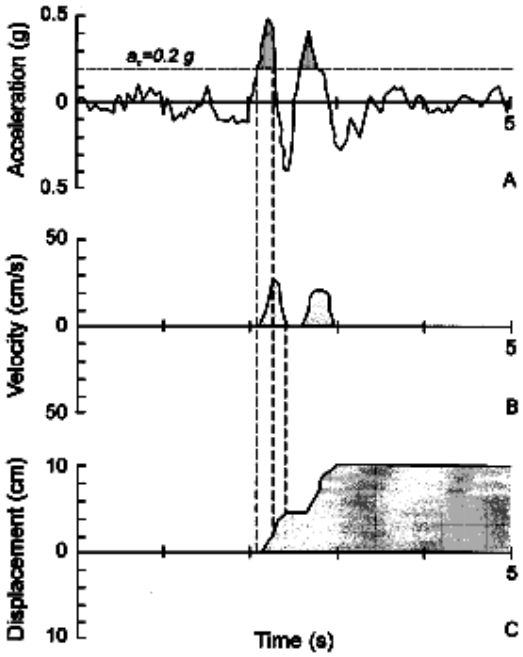
Newmark'ın blok modeline (Newmark,1965) dayalı kritik ivme, a_c, şöyle tanımlanabilir (şekil 3.6):

$$a_c = g(FS-1)\sin\alpha \qquad \textbf{(3.5)}$$

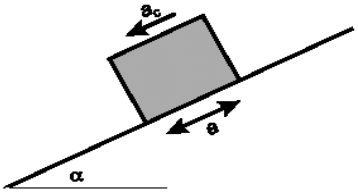
Burada g yerçekimi ivmesi ve α ise yamacın eğim açısıdır. Kritik ivmeden (a_c'den) daha büyük olan zemin ivmelerinin çifte integrasyonu ile zemin bloğunun deplasmanı hesaplanır (şekil 3.6).



Şekil 3.5: Toprak Kayması Oluşumu - Deprem Şiddeti.



a: deprem kaynaklı zemin ivmesi



Şekil 3.6: Newmark Analizi Algoritması (Wilson ve Keefer,1983). A, Deprem İvmesi-Zaman (a_c=0.2g için). B, Kayan Bloğun Hızı-Zaman. C, Kayan Bloğun Deplasmanı-Zaman. **[2]**

Newmark Modeli bağlamında bakıldığında yamacın dinamik stabilitesi o yamacın statik stabilitesiyle ilintilidir. Mohr-Coulomb kriteri kullanılarak yamaç statik güvenlik faktörü aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$FS = \frac{S_u}{\gamma_e h \sin\alpha} + \frac{\tan\phi_s}{\tan\alpha}\left(1 - \frac{\gamma_w h_w}{\gamma_e h}\right) \qquad \textbf{(3.6)}$$

Burada $Ø_s$ içsel sürtünme açısı, S_u efektif kohezyon, α yamaç eğim açısı, γ_e özgül ağırlık, γ_w suyun özgül ağırlığı, h zayıf zemin kalınlığı, h_w zemin suyu yüksekliğidir.

Stabilite değerlerini kullanarak Radbruch (1969) zayıf, orta, değişken (ara form) ve iyi derece diye bir sınıflandırma yapmıştır. California verileri dikkate alınarak ($\alpha=75^0$) ve Keefer'in (1984) tipik 10ft (=3.33 m) sabit zayıf yamaç derinliği için doygun zemin durumuna (h_w/h = m = 1) ait stabilite derece tablosu aşağıdaki gibi olmaktadır:

Tablo 3.1: Yamaç Stabilite Derecesi **[3]**

Stabilite Derecesi (Radbruch.1969)	Özgül Ağırlık,γ (kN/m^3)	İçsel Sürtünme Açısı,$Ø_s$ (Derece)	Kohezyon, s_u (kPa)	Toplam Kuvvet, h=3m (kPa)
Zayıf	20	15	60	46
Orta	20	25	40	68
Ara form	20	30	55	90
İyi	20	35	70	112

Jipson ve Keefer, Newmark yer değiştirmesinin hesaplanmasında 11 güçlü - hareket kayıtları seçtiler. Güçlü- hareket kayıtlarının her biri için pratik ilgi aralığında bulunan deprem kaynaklı toprak kaymalarını göz önünde tutan 0,02g ve 0,4g arasındaki muhtelif kritik ivmeler için Newmark yer değiştirmesini hesapladılar. Ortaya çıkan verilerden elde edilen sonuçlar şekil 3.7'de grafik halinde getirilmiş ve bu duruma ait fonksiyon da aşağıda verilmiştir: **[1]**

$$\log\delta_{SL} = 1.460 \log I_a - 6.642\, a_c + 1.546 \quad \textbf{(3.7)}$$

Bu bağıntı (3.7 bağıntısı) 13 adet depremin 555 adet verisi kullanılarak aşağıdaki gibi güncellenmiştir (Jibson ve diğerleri, 1998): **[2]**

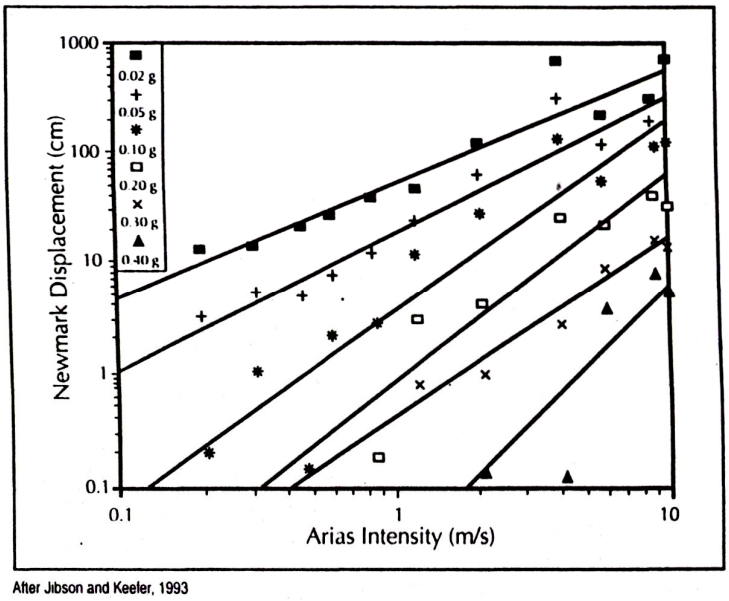
$$\log\delta_{SL} = 1.521 \log I_a - 1.993 \log a_c - 1.546 \quad \textbf{(3.8)}$$

Burada δ_{SL} Newmark Deplasmanı (cm), I_a alan yoğunluğu (m/s) olup

$$I_a = \frac{\pi}{2g}\int_0^{\infty}[a(t)]^2 dt \quad \textbf{(3.9)}$$

formülüyle elde edilir. Burada a(t) zamana bağlı yer ivmesidir. Buradan Wilson ve Keefer (1983) bölge yoğunluğu ile deprem büyüklüğü (M) ve merkez mesafesi (R, km) arasında aşağıdaki gibi bir bağıntı geliştirdiler: **[1]**

$$\log I_a = M - 2\log R - 4.1 \quad \textbf{(3.10)}$$



Şekil 3.7: Newmark Yer Değiştirmeleri - (0.02 – 0.40)g Aralığındaki Kritik İvmelerin Alan Yoğunluğu

Alan yoğunluğu için aşağıdaki formül de önerilmektedir:

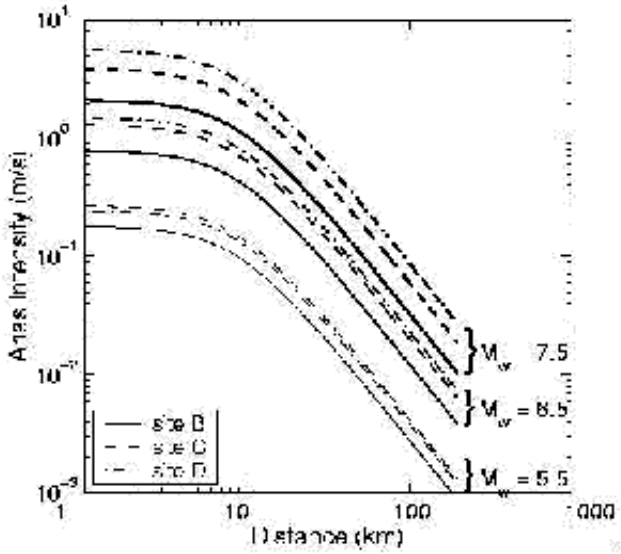
$$\ln I_a = c_1 + c_2(M-6) + c_3 \ln(M/6) + c_4 \ln(\sqrt{R^2+h^2}) + (s_{11} + s_{12}(M-6))\, s_c + (s_{21} + s_{22}(M-6))\, s_D + f_1 F_N + f_2 F_R \quad \textbf{(3.11)}$$

Şekil 3.8'e bağlı kalarak mevki B için $S_C = S_D = 0$; mevki C için $S_C = 1$, $S_D = 0$; mevki D için $S_C = 0$, $S_D = 1$ olarak verilmektedir. Yanal atım fay için $F_N = F_R = 0$; normal fay için $F_N = 1$, $F_R = 0$; ters fay için $F_N = 0$, $F_R = 1$ 'dir. Katsayı değerleri $c_1 = 2.799$, $c_2 = -1.981$, $c_3 = 20.724$, $c_4 = -1.703$, $h = 8.775$, $s_{11} = 0.454$, $s_{12} = 0.101$, $s_{21} = 0.479$, $s_{22} = 0.334$, $f_1 = -0.166$, $f_2 = 0.521$ olarak verilmektedir.

Alan yoğunluğunu tahmin edebilmek için Wilson (1993) aşağıdaki bağıntıyı önermektedir:

$$\log I_a = M - 2\log(\sqrt{R^2+h^2}) - 4.1 \quad \textbf{(3.12)}$$

Burada h derinlik düzeltme faktörüdür.



Şekil 3.8: Alan Yoğunluğu – Yanal Atım Fay Kaynaklı Üç Çeşit Deprem Büyüklüğü Ve Üç Çeşit Mevki Sınıfı İçin Mesafe **[4]**

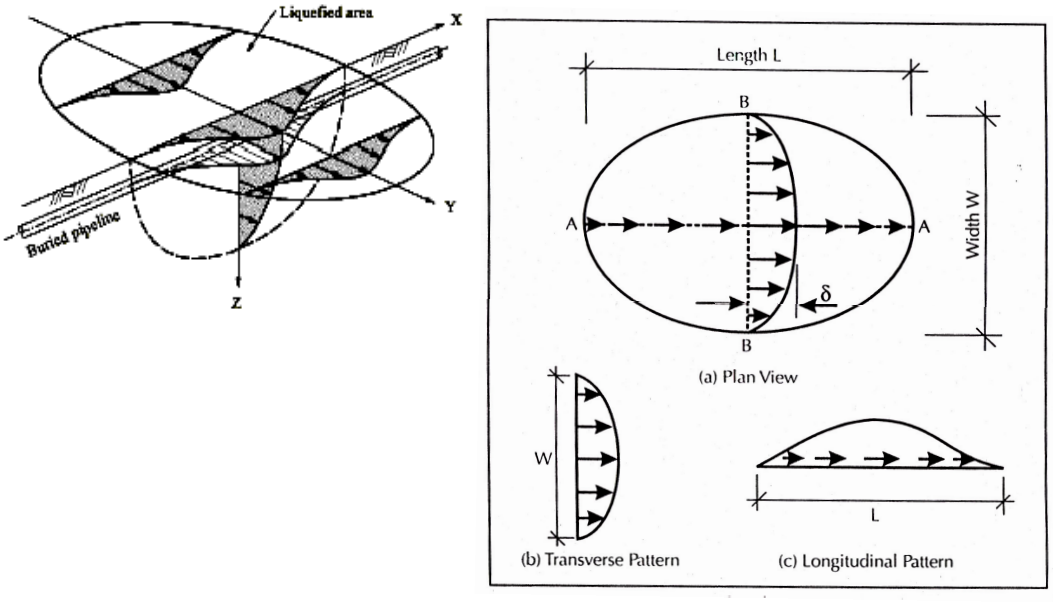
3.3 Yanal Yayılma

Yanal yayılmalar, sismik sarsıntı yüzünden gevşek doymuş kum tabakası sıvılaştığında meydana gelir. Sıvılaşma, sıvılaşmış toprağın yatay hareketi veya akması sonucu ortaya çıkar, zeminin kesme dayanımını kaybetmesine neden olur. Esasen yerin hareketi yataysa da, 1991'de Towhata ve diğ. (1991)'nin gözlemlendiği gibi dikey toprak hareketi sıklıkla sıvılaşmadan doğan yanal yayılmaya eşlik eder. Bununla birlikte dikey unsur tipik olarak küçüktür ve burada göz ardı edilecektir.

Boru hattının tepkisi açısından bakılacak olursa iki durum mümkündür. Birinci durumda 1964 Niagata olayı sırasında Ogata İlkokulu mahallinde olduğu gibi, gerçekte, sıvılaşmış tabakanın üst yüzeyi zeminin yüzeyindedir. Bu ilk durum için bir boru hattı, yukarı kaldırma veya yüzdürme kuvvetlerinin yanı sıra boru hattının çevresinden ve üzerinden sıvılaşmış toprağın akması nedeniyle yatay güce maruz kalmaktadır. İkinci durumda ise 1906 San Fernando olayı sırasında Mission. Creek mahallinde olduğu gibi sıvılaşmış tabakanın üst yüzeyi tipik bir boru hattının altında yer almaktadır. Burada boru hattı, sıvılaşmış tabakanın üzerinde kalan sıvılaşmamış toprak tabakasının içinde kalmaktadır. Bu durumda boru hattı sadece yanal kuvvetlere maruz kalır, kaldırma kuvvetlerine maruz kalmaz.

Yanal açılma için hareketin yönü geometri tarafından kontrol edilmektedir. Serbest bağımsız bir yüzeye yakın bir yerde ya da yüzeyde yanal açılım meydana geldiğinde genel olarak hareket bağımsız yüzeye doğrudur. Yanal açılma serbest bağımsız yüzeyden uzakta gerçekleştiğinde ise hareket, zemin yüzeyinin yokuşundan aşağı veya sıvılaşmış tabakanın üst yokuşundan aşağı doğru olur.

Yatay bir düzlemde boru hattına etki eden yanal bir yayılmanın 4 geometrik karakteristiği (özelliği) vardır. Şekil 3.9'da gösterildiği gibi bunlar PGD hareketinin miktarı,δ; PGD bölgesinin çaprazlama enine genişliği, W; PGD kuşağı L'nin boyuna uzunluğu ve kuşak boyunca ve çaprazlamasındaki zemin hareketinin biçim dağılımı veya modelidir.



Şekil 3.9: Yanal Yayılma

3.3.1 PGD Miktarı

Genelde borunun zarar görmesine neden olan PGD için potansiyel; zemin hareketinin miktarına, PGD kuşağının genişlik ve uzunluğunun yanı sıra şekil değiştirmenin modeliyle de ilgilidir. Toprak sıvılaşmasından doğan zemin yer değiştirme miktarının saptanması zor ve ilginç bir sorundur. Bu soruna hitap eden hem analitik ve hem ampirik çok sayıda çalışmalar yapılmıştır. Bu çalışmalar aşağıda gözden geçirilmiştir.

3.3.1.1 Analitik Ve Sayısal Modeller

Dobry ve Baziar (1990), Mabey (1992) sıvılaşmadan doğan yer değiştirmeyi Newmark'ın kayan blok analizini kullanarak tahminle hesaplamışlardır. Bu 1-D (tek boyutlu) olan çözümlemede, sünek olmayan toprak bloku modeli, toplam eylemsizlik (yani deprem) ve yerçekimi (yani ölü yük) bileşenleri etkisi altında kayma yüzeyi boyunca toprağın kayma gerilme dayanımını aştığı zaman yer değiştirme meydana gelir.

Hamada (1987), Towhata (1991) ve Yasuda (1999) yanal yayılmanın yer değiştirme miktarının, 2-D (iki boyutlu) olarak (elastik kiriş), tahminle hesabı için durağan sünek modeller kullandılar. Onlar, sıvılaşmamış yüzeysel tabakayı sıvılaşmış zemin

üzerinde yüzen ve yanal zorlamaya maruz (yerçekimi kuvvetinin eğimli zemin yüzeyine paralel bileşeni) olarak modellediler. Sistemin potansiyel enerjisini en aza indiren zemin yer değiştirmesini hesaplamak için bir analitik kapalı çözüm şekli kullanıldı.

Orense ve Towhata (1992), sıvılaşmadan doğan yer değiştirme miktarı hesabı için varyasyonel (değişimsel) yöntemi kullanarak bir 3-D (üç boyutlu) analitik bağıntı geliştirdiler. Yöntem minimum potansiyel enerji ilkesine dayanır. Yanal yer değiştirmeler bir dikey kesit boyunca olan yarı sinüzoidal dağılım varsayımına dayalı olarak hesaplanmaktadır. Dikey yer değiştirmeler, sabit hacim varsayımına dayalı olarak hesaplanılmaktadır. Çözümün sağlanmasında Rayleigh-Ritz yöntemi kullanılmıştır.

Fakat Barlett ve Youd (1992) tarafından işaret edildiği gibi bu analitik ve sayısal yöntemler geniş bir aralıktaki deprem ve mekan şartlarına uygulanmış olmamaktadır. Bu analitik ve sayısal tekniklerin uygulamacı mühendisler tarafından doğrudan kullanılabilmesi öncesinde daha fazla geçerlilik ve ayarlamalarının olası çalışmalarına ihtiyaç duyulmaktadır.

3.3.1.2 Ampirik (Deneysel) Yöntem

Yanal yayılma yer değiştirmelerini tayin etmek için birkaç deneysel yöntem ileri sürülmüştür. Aşağıda kısaca gözden geçirilecek olan bu konu mevcut deneysel bağıntıları, onların altını çizdiği varsayımları ve beklenen uygulanabilirlik aralığını tanımlamaktadır.

Hamada'nın (1986) çalışmalarına göre sıvılaşmadan doğan PGD (kalıcı zemin şekil değiştirmesi) miktarı, tahmini sıvılaşmış tabakanın geometrik yapılanışı ile yakından ilişkilidir. Yatay PGD'nin (D'nin) metre olarak şiddeti için aşağıdaki formül verilmiştir:

$$D = 0.75\, H^{1/2}\, \Theta^{1/3} \qquad \textbf{(3.13)}$$

Burada H, sıvılaşmış katmanların metre olarak kalınlığıdır; Θ ise, hangisi daha büyükse, sıvılaşmış katmanın veya zemin yüzeyinin alt sınırının yüzde (%) olarak eğimidir.

Hamada bağıntısı, bir serbest bağımsız yüzey ile hafif eğimli bir zemin için olan beklenen PGD miktarı arasında ayrım yapmaz. Buna ilaveten sıvılaşmış katmanın kalınlığı için bir bakıma yer sarsıntısının miktarı (deprem şiddeti ve mesafesi ile ilgili olarak) kadar bölgedeki toprak özellikleri de bir parametredir. Barlett ve Youd'a göre (1992), bu durum şiddeti 7.5 civarında ve merkez üssü 20-30 km aralığında bir mesafedeki depremler için akla yakın bir tahmin ortaya çıkarmaktadır.

Youd ve Perkins (1987), PGD'nin, inç olarak, hafif meyilli zemin veya toprak şartlarındaki yanal yayılma ile bağlantılı olarak tanımlanan, Sıvılaşma Önem Endeksi (LSI, Liquefaction Severity Index) diye bir kavram ortaya koydular. Youd ve Perkins; LSI, deprem şiddeti ve uzaklıkla ilgili bir bağıntıyı aşağıdaki gibi saptadılar:

$$\text{Log LSI} = -3.49 - 1.86 \text{ Log } R_d + 0.98\ M_W \qquad \textbf{(3.14)}$$

R_d , Batı ABD depremleri için deprem merkez üssü mesafesi (km); M_w , deprem şiddetidir.

1811-1812 New Madrid depremleri verilerini kullanarak Turner ve Youd (1987), New Madrid bölgesi için aşağıdaki bağıntıyı önermişlerdir. **[1]**

$$\text{Log LSI} = 4.252 - 1.276 \text{ Log } R_d \qquad \textbf{(3.15)}$$

Güvenilir deprem büyüklük ölçü değerleri sağladığı için moment büyüklük ölçüsü birçok sismolog tarafından kullanılmıştır (Bolt, 1993). Kanamori (1978), deprem şiddetini (M_W) şöyle ifade etmektedir:

$$M_W = [\ (\text{Log}M_0) / 1.5\ ] - 10.7 \qquad \textbf{(3.16)}$$

Buradaki sismik moment (M_0) fay kırılması kaynaklıdır.

Sığ deprem verilerine dayanarak Ambrasays (1988), gözlemlenen sıvılaşma olayı mevkii ile fay kırığı arasındaki mesafe $(R_f)_{maks}$ için maksimum limit önerisinde bulunmuştur. **[5]**

$$M_W = 4.68 + 0.0092\ (R_f)_{maks} + \text{Log}(R_f)_{maks} \qquad \textbf{(3.17)}$$

Rocky Dağlarının doğu ve batısında güçlü yer hareketlerinin hesapları için iki ayrı eşitlik sağlanmıştır. Yukarıda verilen LSI, ne yerel toprak parametrelerinin (mümkün olan en kötü toprak şartlarına uygulanır) ne de zemin eğiminin (0,5 ile %5 arasındaki zemin eğimlerine uygulanır) bir fonksiyonu değildir. Buna ilaveten Hamada'nın çalışmasında olduğu gibi LSI bağıntısı, bir serbest yüzeydeki beklenen PGD miktarı ile hafifçe eğilimli zemin şartları arasında ayrım yapmaz.

1906 San Francisco, 1964 Alaska, 1964 Nıagata 1971 San Fernando, 1974 Imperial Valley, 1983 Nihonkaichubu, 1983 Barah Peak ve Superstition Hills depremlerinin verilerini kullanarak Bartlett ve Youd (1992) sıvılaşma dolayısıyla beklenen PGD miktarı için iki ampirik bağıntı geliştirdiler. Birincisi hafif zemin eğimlerinin alt tarafındaki ve diğeri serbest yüzeydeki yanal yayılmalar (açılmalar) içindir.

Hafifçe eğilimli zemin şartı için bağıntı:

$$Log(\delta_{SP}+0.01) = -15.787 + 1.178M - 0.927LogR_d - 0.013R_d + 0.429LogS + 0.348LogT_{15} + 4.527Log(100 - F_{15}) - 0.922D_{50-15}$$

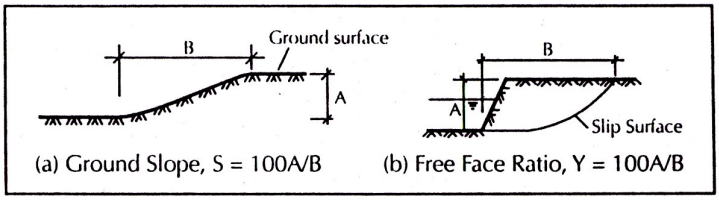
(3.18)

Serbest yüzeydeki PGD için,

$$Log(\delta_{SP}+0.01) = -15.787 + 1.178M - 0.927LogR_d - 0.013R_d + 0.429LogY + 0.348LogT_{15} + 4.527Log(100 - F_{15}) - 0.922D_{50-15}$$

(3.19)

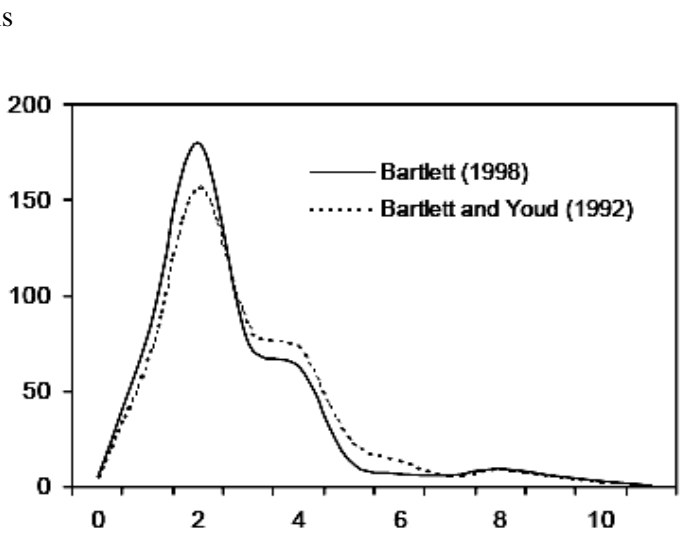
Burada δ_{SP}, zeminin kalıcı yatay şekil değiştirmesi (m); M, deprem şiddeti; R_d, merkez üssüne mesafe (km); S, zemin eğimleri (şekil 3.10 (a)'da gösterilmiş yüzde); Y, serbest yüzey oranı (şekil 3.10 (b)'de gösterilmiş yüzde); F_{15}, T_{15}'teki ortalama ince malzeme içeriği (%); D_{50-15}, T_{15} içindeki ortalama tane ebadı (mm) ve T_{15}, doymuş kohezyonsuz 15 (m)'den küçük düzeltilmiş SPT değeri için toprak kalınlığıdır.



Şekil 3.10: Zemin Eğimi Ve Serbest Yüzey Oranı

Her iki eşitlik bölgedeki yer sarsıntısının, toprak özelliklerinin ve bölge topografyasının etkilerini içerir. Barlett ve Youd (1992) tarafından hazırlanan bu iki bağıntı günümüzde geçerliliğini koruyan en iyi bağıntıdır. **[1]**

Bartlett (1998) yaptığı yeni çalışmayla önceki Bartlett ve Youd (1992) çalışmasındaki deplasman vektörüyle ilgili bazı sayısal hatalarda düzenlemeler yapmıştır. Şekil 3.11 incelendiğinde yeni ve eski çalışma arasındaki fark kolayca görülebilmektedir. Bu farklar MLR (Multiple Lineer Regression) yönteminin kaynağını oluşturmaktadır.



Şekil 3.11: Önceki Çalışma (Barlett ve Youd, 1992) Verileri İçin Yatay Deplasman Histogramı İle Düzeltilmiş Çalışma (Barlett, 1998) Verileri İçin Yatay Deplasman Histogramının Karşılaştırılması

Bu düzenlemeler bazı verilerin elde edilmesindeki yöntemlere dayalı olarak yapılmıştır. Örneğin, önceki çalışmada kalınlık (T_{15}) SPT verilerine göre belirlenirken yeni çalışma minimum güvenlik faktörünü (Z_{Fsmin}) baz almaktadır. Bu faktör Rauch (1997) tarafından kullanılan zemin sıvılaşma analizine bağlı bir değerdir. MLR yöntemine göre zemin deplasmanı A ve B diye iki kısımda incelenir. Aşağıdaki tabloda (tablo 3.2) çeşitli durumlarla ilgili katsayılar verilmektedir. Burada FF (Free Face) serbest yüzey, GS (Ground Slope) zemin eğimi, FFGS (Free Face & Ground Slope) serbest yüzey ve zemin eğimi durumlarını işaret etmektedir.

Serbest yüzeydeki PGD için;

$$Log(\delta_{SP}+0.01) = b_0 + b_1 M + b_2 LogR_d + b_3 R_d + b_4 LogY + b_6 LogT_{15} + b_7 Log(100 - F_{15}) + b_8 D_{50-15}$$

(3.20)

Hafifçe eğilimli zemin şartı için;

$$Log(\delta_{SP}+0.01) = b_0 + b_1 M + b_2 LogR_d + b_3 R_d + b_5 LogS + b_6 LogT_{15} + b_7 Log(100 - F_{15}) + b_8 D_{50-15}$$

(3.21)

Tablo 3.2: MLR Katsayıları

	Eski Veri	A (Tüm Deplasmanlar)			B (Deplasman < 2m)		
Veri Sayısı	467	467	213	254	283	118	165
Model / katsayı	Bartlett -Youd (1992)	FFGS-A	FF-A	GS-A	FFGS-B	FF-B	GS-B
b_0	-15.787	-14.551	-17.372	-14.152	-13.261	-15.067	-14.212
b_1	1.178	1.096	1.248	0.988	1.050	1.130	0.800
b_2	-0.927	-0.873	-0.923	-1.049	-0.778	-0.738	-1.198
b_3	-0.013	-0.014	-0.014	-0.011	-0.013	-0.012	-0.006
b_4	0.429	0.634	0.685	-	0.370	0.396	-
b_5	0.429	0.275	-	0.318	0.106	-	0.071
b_6	0.348	0.494	0.300	0.619	0.270	0.135	0.373
b_7	4.527	4.053	4.826	4.287	3.481	4.032	5.090
b_8	-0.922	-0.814	-1.091	-0.705	-0.715	-0.908	-0.704

Deplasman vektörleri yerine Rauch (1997), sıvılaşma nedeniyle oluşan sonlu alan kayması zemin deformasyonunu öne sürmüştür. Rauch; bölgesel, yerel ve geoteknik olarak üç farklı ortalama zemin deformasyonu önermiştir.

Bölgesel ortalama için;

$$D = (D_R - 2.21)^2 + 0.149 \quad \textbf{(3.22a)}$$

$$D_R = (613\ M_W - 13.9\ R_f - 2420\ A_{maks} - 11.4\ T_d) / 1000 \quad \textbf{(3.22b)}$$

D: Ortalama yatay deplasman (m);

R_f: Fay kırığına olan mesafe (km);

M_w: Moment büyüklüğü;

A_{maks}: En büyük yatay zemin ivmesi;

T_d: Güçlü deprem hareketi periyodu (>0,05g).

Yerel ortalama için;

$$D = (D_R + D_s - 2.44)^2 + 0.111 \quad \textbf{(3.23a)}$$

$$D_s = (0.523\ L_{slide} + 42.3\ S_{top} + 31.3\ H_{face}) / 1000 \quad \textbf{(3.23b)}$$

L_{slide}: Kayma alanının topuğu ile baş noktası arasındaki ununluk (m);

S_{top}: Yanal yayılma yüzeyine karşılık gelen ortalama eğim (%);

H_{face}: Serbest yüzey yükseliği (m).

Geoteknik ortalama için;

$$D = (D_R + D_s + D_G - 2.49)^2 + 0.124 \quad \textbf{(3.24a)}$$

$$D_s = (50.6\ Z_{Fsmin} - 86.1 Z_{Liq}) / 1000 \quad \textbf{(3.24b)}$$

Z_{Fsmin}: Ortalama derinliğe (m) karşılık gelen minimum güvenlik faktörü;

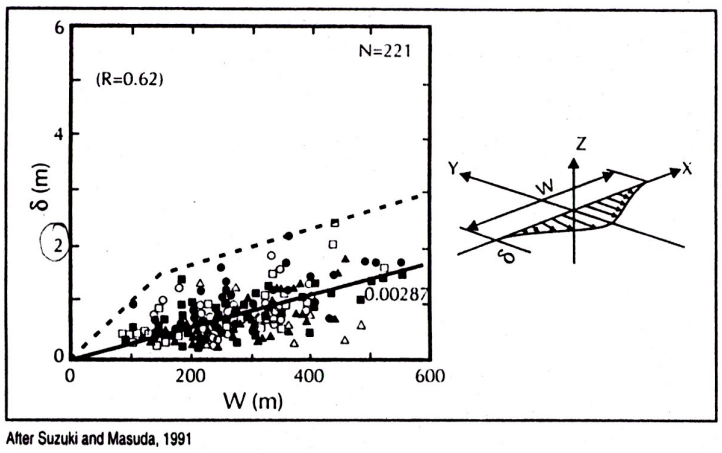
Z_{Liq}: Sıvılaşmış zeminin ortalama derinliği (m). **[6]**

3.3.2 Yanal Yayılma (Açılma) Bölgesinin Mekansal (Uzaysal) Boyutu

Daha sonra görüleceği üzere PGD bölgesinin genişlik ve uzunluğu, PGD 'nin boru üzerine yaptığı etkide önemi büyüktür. Fakat yanal yayılma bölgesinin mekansal boyutu hakkında elde olan mevcut bilgiler kısıtlıdır. Her ne kadar yanal yayılma bölgesinin mekansal boyutu sıvılaşmış alandaki plan boyutları ile güçlü bir ilintide olduğu düşünülse de analitik veya ampirik (deneysel) bağıntılar halen elde mevcut değildir. Aşağıda genişlik, W ve uzunluk, L'nin her ikisi de Şekil 3.9 'da gösterilmiş olduğu gibi ele alınacaktır..

Yanal yayılmalarının mekansal boyutu için gözlemlenen değerlerden elde edilen veriler, Suzuki ve Masuda (1991) tarafından geliştirilmiştir. 1964 Niigata ve 1983 Nikonkai–Chubu deprem verilerini kullanarak zemin hareketinin miktarının ve yanal yayılma bölgesinin mekansal boyutu için PGD'nin serbest yüzeyinden uzakta olan Şekil 3.12'deki serpme diyagramlarını sundular. Gözlemlenen genişliklerin çoğunun yaklaşık 80 ile 600m (262 ile 1968 feet) aralığında dağılmış oldukları ve artan genişlikle yanal yer değişimlerinin artma eğilimi gösterdiklerini ortaya koydular.

Bir serbest yüzeydeki yanal yayılma bölgesinin uzunluğu ile ilgili olarak Bartlett ve Youd (1992)'un çalışması faydalı bilgi sağlamaktadır.



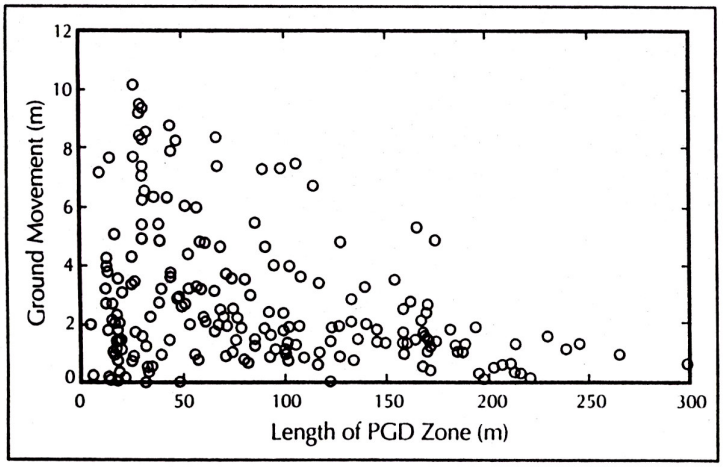
After Suzuki and Masuda, 1991

Şekil 3.12: PGD Miktarı ve Serbest Yüzeyden Uzak Yanal Yayılma Alanının Genişliği Üzerine Gözlemlenmiş Veriler.

Şekil 3.12'deki gözlemlenmiş PGD bölgesi genişliği ile şekil 3.13'teki gözlemlenmiş uzunluklar yaklaşık 400 m'den (1312 feet) küçüktür ve değerlerinin çoğu 200 m'den (656 feet) daha fazladır. Her ne kadar büyük miktarda bir dağılma olsa da serbest

yüzey durumunda zemin yer değiştirmesinin, yanal yayılma bölgesinin uzunluğunun azalan bir fonksiyonu olduğu görülmektedir. Diğer yandan şekil 3.12 ile ilgili olarak tartışıldığı üzere zemin yer değişmesi, hafif eğimli zemin durumlarında, yanal yayılma bölgesi genişliğinin artan bir fonksiyonu olmaktadır.

Bununla beraber, bu şekillerdeki çok miktardaki serpmeden (dağılmadan) dolayı, özellikle mekana özgü çalışmalarda yanal yayılma alanının beklenen uzunluk ve genişliği, tahminen hesaplanan zemin hareketine karşın beklenilen sıvılaşma plan alanına dayalı olmalıdır.



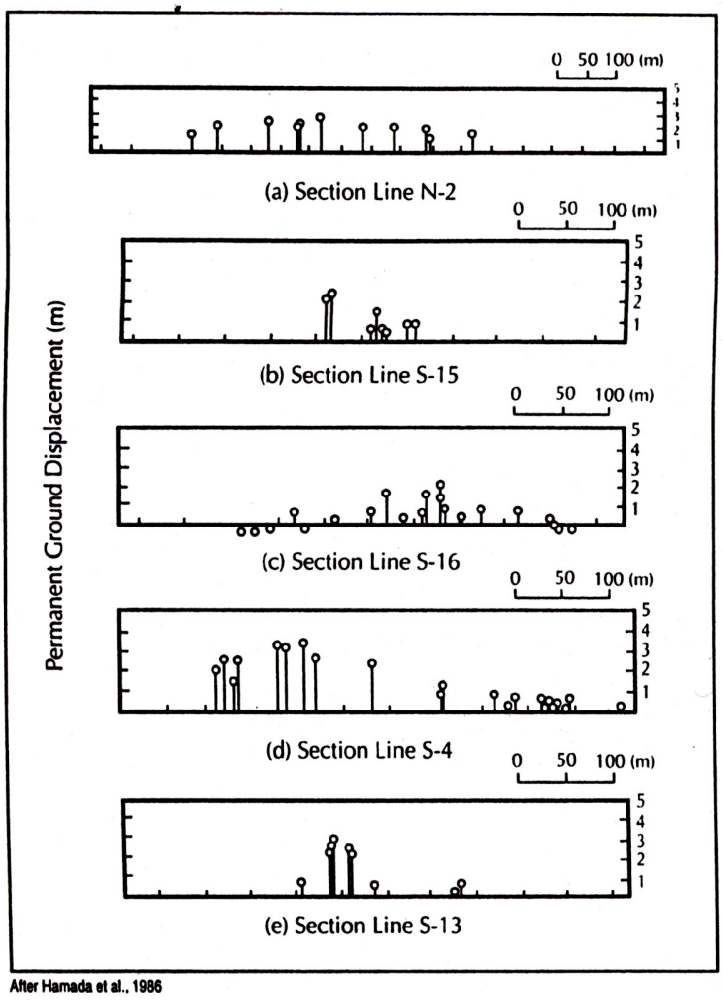
Şekil 3.13: PGD Miktarı Ve Serbest Yüzeydeki Yanal Yayılma Alanının Boyu Üzerine Gözlenmiş Veriler.

3.3.3. PDG Modeli

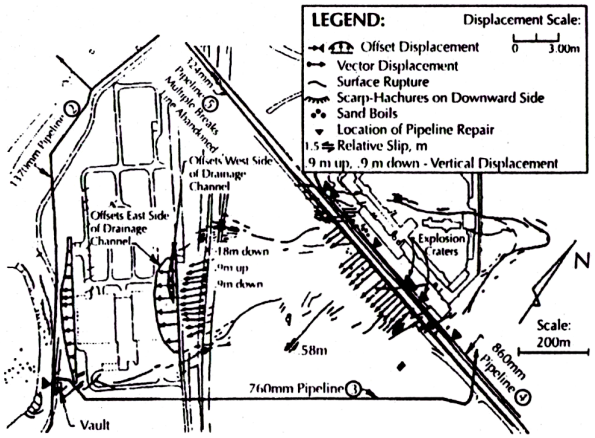
Daha önce de belirtildiği üzere gömülü boru hatlarının PGD'ye tepkisi şekil değiştirmenin modeli tarafından etkilenmektedir. Bu deformasyon, kalıcı zemin yer değiştirmesinin çapraz enine (şekil 3.9b) veya yanal yayılma bölgesi boyuna (şekil 3.9c) olan değişkenliğidir. Hamada'nın (1986), 1964 Niigata ve 1983 Nihonkai-Chubu depremleri hakkında yaptığı sıvılaşma çalışması gözlemlenen boyuna PGD modelleri için sağlıklı bilgi sağlamaktadır. Şekil 3.14, 1983 Nihonkai - Chubu depreminde ortaya çıkan Noshiro şehrindeki 27 hattın 5'i boyunca gözlemlenen PGD'yi gösteriyor. Bu şekilde, dikey çizginin yüksekliği o noktada gözlemlenen yatay PGD ile orantılıdır.

Gözlemlenen modellerinin yaklaşık %20'si (27'de 6) şekil 3.14a'daki genel biçime sahiptirler. Bu durum yanal yayılma bölgesinin tüm uzunluğu boyunca PGD hareketinin göreceli olarak düzenli olduğunu gösterir.

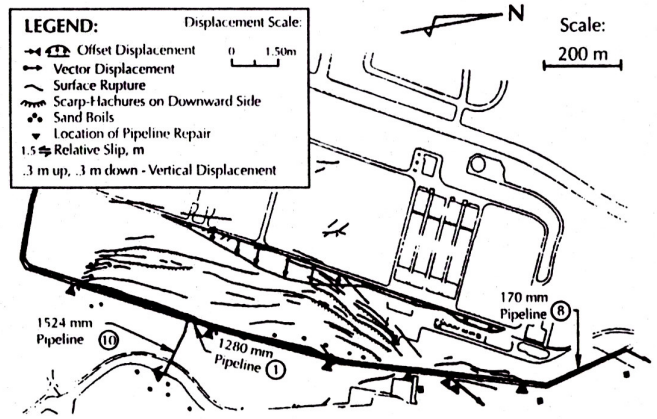
PDG'nin çaprazvari enine biçimleri üzerine bilgi, şekil 3.14b'de gösterilmiş olduğu gibi, çok daha kısıtlıdır. Şekil 3.15, 1971 San Fernando depremi ve 1964 Nigata depreminde gözlemlenmiş beş enine çaprazvari PGD biçimlerini göstermektedir.



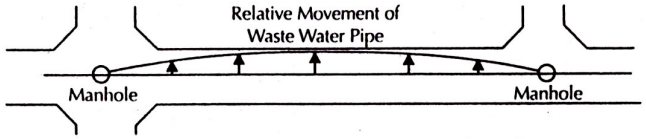
Şekil 3.14: Gözlemlenen zemin şekil değiştirmesi



Şekil 3.15a: 1971 San Fernando Deprem Gözlemi



Şekil 3.15b: 1971 San Fernando Deprem Gözlemi



Şekil 3.15c: 1964 Nikita Deprem Gözlemi

3.4 Sismik Oturma (Çökme)

Çökmeye neden olan deprem kaynaklı hasarı hafifletmek için kuru kumun yoğunlaştırılması, kilin veya sıvılaşan toprağın kuvvetlendirilip sağlaştırılması gibi önlemlere başvurulabilir. Daha büyük zemin hareketlerine ve böylece gömülü boru hattı sistemine daha yüksek hasar potansiyeline yol açabilecek olan sıvılaşma kaynaklı zemin oturması (çökmesi) önemlidir. Burada toprak sıvılaşmasından doğan zemin oturması (çökmesi) ele alınacaktır.

Şekil 3.16'da sıvılaşmadan dolayı gözlemlenen depremsel oturmaya (çökmeye) bir örnek olarak gösterilmiştir. Bu şekil, 1989 Loma Prieta depremi tarafından Marina bölgesinde oluşmuş zemin çökmelerinin eş yükselti çizgilerini (izohipslerini) sunmaktır (T.O'Rourke et al, 1991).

Şekle göre en fazla zemin çökmesi yaklaşık 140 mm'de (5.5 inç) olmaktadır. Daha önce tartışılmış yanal yayılma şekil değiştirmesinin beklenen miktarı ile kıyas açısından, aynı genel yer sarsıntısı seviyesi için beklenen zemin çökme miktarı tipik olarak daha küçüktür.

Yanal yayılma hareketi olmayan doymuş kumlar için Takimatsu ve Seed (1987) zemin çökmelerini değerlendirmek amacıyla bir analitik bağıntı geliştirdiler:

$$\delta = \sum (\varepsilon_v)_i \, h_i \qquad i = 1,2,3,\ldots\ldots,n \qquad \textbf{(3.25)}$$

Burada ε_v doymuş kumlu tabaka için hacimsel şekil değiştirme oranı, h katman kalınlığı, farklı SPT-N değerlerine sahip kum tabakalarının sayısıdır.

Her bir katmandaki hacimsel şekil değiştirme oranı, SPT-N değeri ve Şekil 3.17'de gösterilmiş döngüsel gerilme oranına bağlıdır. $(N_1)_{60}$ düzeltilmiş SPT-N değeridir.

Döngüsel gerilme oranı aşağıdaki şekilde hesaplanabilir:

$$\tau_{ave} / \sigma'_0 = (0.65 \, a_{max} \, \sigma_0 \, r_d) / (g \, \sigma'_0) \qquad \textbf{(3.26)}$$

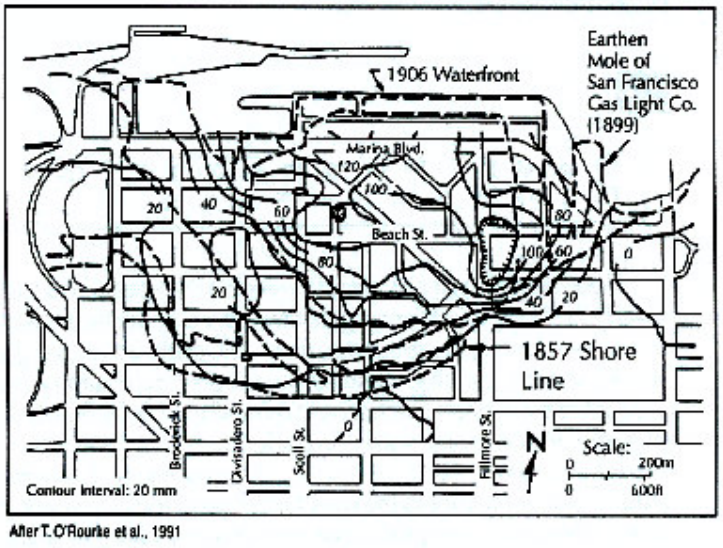
Burada a_{max} yeryüzündeki maksimum ivme, σ_0 toplam yük basıncı ve σ'_0 inceleme altındaki kum tabakası üzerindeki ilk etkin yük basıncı ve r_d yeryüzündeki 1 değerinden yaklaşık 10 m (30 ft) derinlikteki 0.9 değerine değişen gerilme azaltma faktörüdür (çarpanı) (Seed et al, 1987).

T.O'Rourke (1991), Marina bölgesindeki sıvılaşma kaynaklı çökme tahminini hesaplamak için benzer yaklaşımı kullanmıştır. T.O'Rourke tarafından doğal topraklar ve yanal yatmış olan dolgu için tahmini hesaplanan ve ölçülen çökmeleri

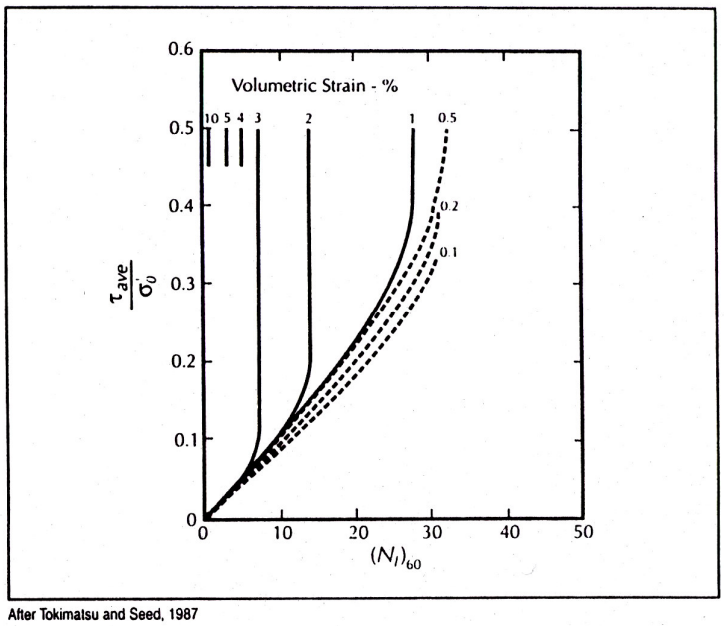
arasında iyi bir uzlaşı vardır fakat hidrolik dolgunun hesaplanan çökmeleri (oturmaları) hemen hemen sahada gözlemlenenlerden iki kat daha fazladır.

Seed'in analitik yaklaşımı zemin oturmalarının göreceli olarak tahmini hesaplanmasını sağlamaktadır. Fakat saha şartları ve toprak özellikleri oldukça karmaşık ve detaylı bilgi gerektirmektedir.

Takeda ve Tanabe (1988) beş Japonya depremi esnasındaki 404 gözleme dayalı olarak dolgularda sıvılaşmadan doğan zemin çökmesi (oturması) ve ova (düz) alanlar için iki ampirik bağıntı geliştirdiler.



Şekil 3.16: Marina Bölgesinin Zemin Çökmelerinin Eş Yükselti Çizgileri



Şekil 3.17: Doymuş Kum İçin Döngüsel Gerilme Oranı, $(Nt)_{60}$ İle Hacimsel Şekil Değiştirme Oranı Arasındaki İlişki

Toprak set için;

$$\delta = 0.11\ H_1 H_2\ a_{max} / N + 20 \qquad \textbf{(3.27)}$$

Düz ova mekanı için;

$$\delta = 0.3\ H_1\ a_{max} / N + 2 \qquad \textbf{(3.28)}$$

Burada δ zemin çökmesi (oturması) (cm), H_1 doymuş kum tabakası kalınlığı (m), H_2 toprak setin yüksekliği (m), N kumlu katman için SPT-N değeri ve a_{max} zemin ivmesidir. Takada ve Tanabe'nin ampirik yaklaşımı basit fakat bir bakıma Seed'in yaklaşımından daha az hassastır.

4. DEPREM DALGA YAYILIMLARI

Belirli bir mevki için deprem dalga yayılma tehlikesi uygun yayılma hızı kadar en büyük zemin hareketi parametreleri (İvme ve hız) ile de vasıflandırılmaktadır. Burada en yüksek zemin parametreleri için olduğu kadar hem ana deprem dalgaları hem de yüzey deprem dalgaları için yayılma hızlarının tayinine yönelik yöntemler değerlendirilecektir. Deprem dalga yayılmasından dolayı oluşan zemin gerilmesi ve bükülmesi incelenecektir. Son olarak değişken yüzey altı şartlarının zemin gerilmesi üzerine tesiri ele alınacaktır.

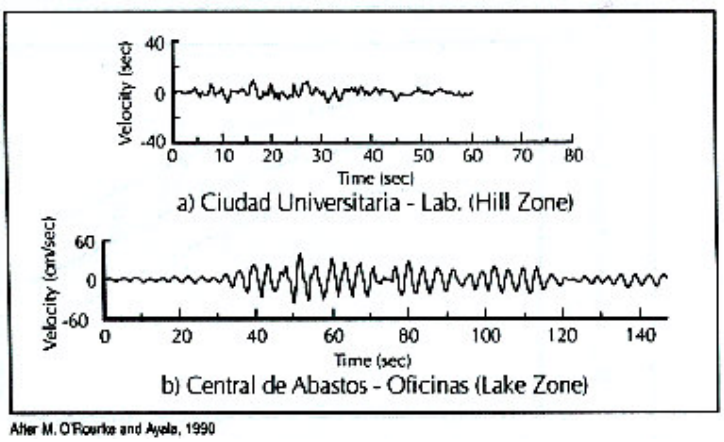
4.1 Deprem Dalga Yayılımının Temel Bilgileri

Dip dalgaları ve yüzeysel dalgalar olmak üzere iki tür sismik (depremsel) dalga vardır. Dip dalgalar sismik (depremsel) faylardan kaynaklanırken, en basit şekliyle yüzeysel dalgalar, dip dalgalarının zemin yüzeyindeki yansıma ve kırılım sapmalarıdır. Dip dalgaları basınçsal dalgalar (P-dalgaları) ve kesme dalgalarını (S-dalgaları) içerir. Basınçsal dalgalar durumunda zemin basınç ve çekme gerilmesi meydana getirerek yayılma yönü istikametine paralel olarak hareket eder. S–dalgaları durumunda zemin yayılma istikametinde dik olarak hareket eder.

Yüzey dalgalarının durumu bir bakıma daha karmaşıktır. Rayleigh ve Love dalgaları depremlerin oluşturduğu yüzey dalgalarının iki ana türüdür. Love dalgaları (L-dalgaları) için taneciklerinin hareketi yayılma istikametine dik bir yatay hat boyunca oluşurken R-dalgalarında tanecik hareketi, dikey planda yatay bileşenle bir geriye doğru giden elips şekli çizer. Hareketin yatay bileşeni yayılma yönüne paralel bir yol izler. Her iki sismik dalga, L ve R dalgaları, için hareketin genliği toprak seviyesi altındaki derinlik ile azalmaktadır.

Şekil 4.1 1985 Michoacan depremi esnasında Mexico City'nin tepe ve göl bölgelerinin doğu-batı zemin hızı geçmişini gösterir. Tepe bölge kaydında en yüksek zemin hızı yaklaşık 10 cm/sn olup (Şekil 4.1a) zemin hareketi ilk tetiklemeden yaklaşık 60 sn sonra, sönümlenmektedir. Göl bölgesi kaydında (Şekil 4.1b) zemin hızı ilk tetiklemeden 30 veya 40 sn sonra yaklaşık kabaca 10 cm/sn olmaktadır. Halbuki en yüksek 30 veya 40 cm/sn zemin hızı kabaca ilk tetiklemeden bir veya iki

dakika sonra ortaya çıkar. Bu da gösteriyor ki Rayleigh dalgaları göl bölgesi için uygun olabilir. Eğer R-Dalgaları mevcutsa, onlar doğrudan dip dalgalarının ulaşmasından sonra ortaya çıkarlar. Bu durumda bir mevkiye önce P-dalgaları, onları takiben de S-dalgaları ulaşır. Eğer Yüzey dalgaları mevcutsa, onlar tipik olarak dip dalgalarından sonra ulaşır.



Şekil 4.1: 1985 Mıchoacan Depremi Tepe Ve Göl Bölgeleri İçin Zemin Hız-Zaman Grafiği

4.2 Bağıntılar

Pek çok araştırmacı ampirik olarak en yüksek zemin ivmesi, hızı ve yer değiştirmeleri için bağıntılar geliştirmişlerdir. T.O'Rourke'e (1985) göre mevcut bağıntılar tipik olarak deprem şiddeti, mevki-kaynak uzaklığı ve yerel saha şartlarının fonksiyonlarıdır. Son zamanlarda fay mekanizmasını dikkate alan bağıntılar geliştirilmiştir. Bu bölüm göreceli olarak geniş miktardaki veriye dayandırılmış bu bağıntıları ele almaktadır.

En yüksek yer ivmesini elde etmek için en son bağıntılardan biri Campell ve Bezorgnia (1994) tarafından önerilmiştir. Onlar eldeki bağıntı hareketini güncellemek için 1957'den 1993'e kadar olan 47 dünya çapındaki depremlerden 645'e yakın kaynak ivme-grafik kullandılar. Ters ve itme depremlerinin kayma darbesi (yanal atım) depremlerinden daha büyük ivme oluşturduğunu ve yumuşak kayaların sert kayalara nazaran daha yüksek ivmeye sahip olduklarını ortaya koydular. Bu bağıntı aşağıda verilmiştir:

$$\ln A_m = -3.512 + 0.904\, M_W - 1.328 \ln\{ (R_s)^2 + [0.149 \exp(0.647\, M_W)]^2 \}^{1/2} + [1.125 - 0.112 \ln(R_S) - 0.0957\, M_W] F + [0.440 - 0.171 \ln(R_S)] S_{sr} + [0.405 - 0.222 \ln(R_S)] S_{hr} \quad \textbf{(4.1)}$$

Burada A_m en yüksek yer ivmesinin yatay bileşenleri (g); M_W moment şiddeti; R_s fayın depremsel kırılma noktasına en yakın mesafe; F=0 Kayma darbeli (yanal atım) ve normal fay depremleri, F=1 ters, ters-eğik ve itme fay depremleri için; S_{sr}=1 yumuşak kayaçlı alanlar, S_{hr}=1 sert kayaçlı alanlar, $S_{sr} = S_{hr}$=0 alüvyonlu alanlar için.

Joyner ve Boore (1981) en yüksek yer hızı için bir bağıntı geliştirdiler. Bu deneysel hafifletme bağıntısı 1979 Imperial Valley depremi ve diğer depremlerin 68 veri noktasına dayanarak elde edilmiştir.

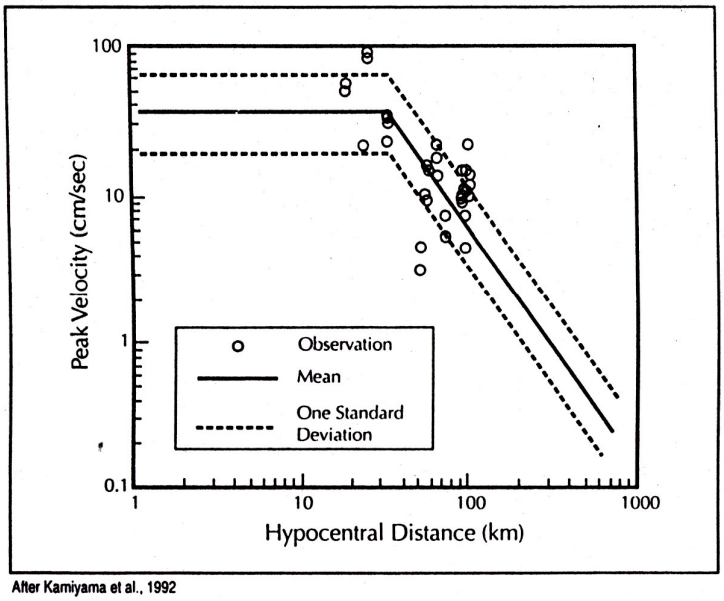
$$\mathrm{Log}V_m = -0.67 + 0.489\, M_w - \mathrm{Log}R_s - 0.00256\, R_s + 0.175 + 0.22\, P \quad \textbf{(4.2)}$$

Burada $R_s = (d^2 + 16)^{1/2}$, V_m en yüksek zemin hızı (cm/sn), D fay kırılmasının toprak yüzeyi izdüşümüne en yakın mesafe (km), S=0 ve 1 sırasıyla kaya ve toprak mevkiler için, P=0 ve 1 sırasıyla 50. ve 84. frekans toplamına karşılık gelen yüzdelik değerlerdir.

Kamiyama (1992) yerel mevki şartını hesaba katan en yüksek zemin tepkileri (f_{cr}) için yarı deneysel (yarı ampirik) bağıntılar geliştirdi. Zemin tepkisinin; deprem şiddetine, merkez altı mesafeye (R_s) ve mevkinin büyütme faktörüne (AMP(V)) bağlı olduğunu ortaya koydu. En yüksek zemin dalga hızı aşağıdaki formülerle tahmin edilebilir:

$$V_m = 2.879 \times 10^{0.153M} \times \mathrm{AMP(V)} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots R_s \leq 10^{0.014 + 0.218\, M} \quad \textbf{(4.3)}$$

$$V_m = 3.036 \times 10^{0.511\, M} \times \mathrm{AMP(V)} / R_s^{1.64} \ \ldots\ldots\ldots R > 10^{0.014 + 0.218\, M}$$



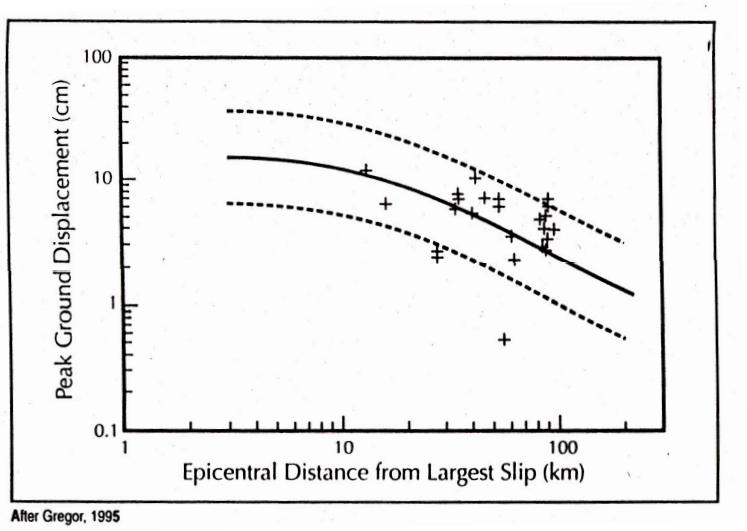
Şekil 4.2: 1989 Loma Prieta Olayındaki En Yüksek Kaya Zemin Dalgasının Kamiyama Bağıntısı İle Karsılaştırması

Şekil 4.2, kayalık mevkiler (AMP(V)=1) için Kamiyama'nın yarı ampirik bağıntısı ile 1989 Loma Prieta depreminden gözlenmiş verileri arasındaki ilişkiyi göstermektedir. Büyütme çarpanları yerel mevkinin spektral tepkisi ile oluşabilmekte ve frekansın içeriği ile değişebilmektedir.

En yüksek zemin yer değiştirmeler için Gregor (1995) yeni deneysel bağıntılar geliştirmiştir. Bu çalışmasında o, farklı fay düzenekleri ve deprem dalga türlerinin etkilerini dikkate almıştır. Örmeğin, darbe-kaymalı faydan dolayı oluşan kesme dalgaları (SH dalgaları) için en yüksek kaya yer değiştirmesi aşağıdaki formül ile hesaplanabilir:

$$\text{Log}S_W = -5.0 + 1.02\,M - 0.87\,\text{Log}R \qquad \textbf{(4.4)}$$

1989 Loma prieta depremi (M=7.0) için şekil 4.3'te ortalama düzenleme eğrisi (koyu çizgi), kesikli çizgiler ±1 standart sapmayı gösterilmektedir.



Şekil 4.3: 1989 Loma Prieta Olayında Kayalık Mevkilerdeki En Yüksek Zemin Yer Değiştirmesinin Gregor Bagıntısı İle Karşılaştırılması

4.3 Etkin Yayılma Hızı

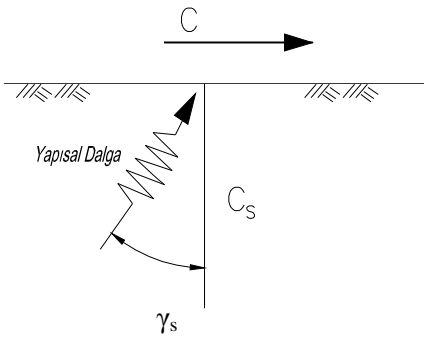
Boru hatlarının tipik olarak zemin yüzeyinden 1-3m derine yatay olarak gömülü olmasından dolayı hem yapısal (dip) hem de yüzey dalgalarından etkilenirler. Aşağıdaki bölümler yüzey ve yapı dalgaları için etkin yayılma sürati konusunda tahmini hesaplama tekniklerine odaklanmıştır.

4.3.1 Yapısal (Dip) Dalgalar

S dalgalarının P dalgalarından daha büyük miktarda zemin hareketi meydana getirmeye eğilimli olmalarından ve daha çok enerji taşımalarından dolayı yapısal dip dalgaları için sadece S dalgaları dikkate alınacaktır. S dalgası için yatay yayılma hızı, zemin yüzeyine ilişkin olan yayılma hızı, ana parametredir. Dikey gelen S dalgaları için gözle görülen yayılma hızı sonsuzdur. Fakat dikey düzlemde sıfırlanmamış yatay zemin germesine yol açan tipik olarak küçük bir bileşen vardır. M. O'Rourke (1982) yapısal dip dalgaları üzerine gözle görülen yatay yayılma hızı, C üzerine çalışmalar yaptı. S dalgalarının çarpma açısını değerlendirmek için zemin hareket yoğunluk tansörü ve zemin yüzeyindeki hareketin 3 bileşenini kullanan bir analitik teknik geliştirdi. S dalgaları için gözle görülen yayılma hızı aşağıda verilmiştir:

$$C = C_s / \sin\gamma_s \qquad \textbf{(4.5)}$$

γ_s S dalgalarının hareket yönünün düşeyle yaptığı açı, C_s ise tabaka yüzeyinin kesme dalga hızıdır. (Şekil 4.4)



Şekil 4.4: Sismik Dalga Yayılımı

Tablo 4.1: S-dalgaları için görülen yatay yayılma hızları

Olay	Saha şartları	Odaksal derinlik (Km)	Merkez üssü Mesafesi (Km)	C (Km/sn)	C'yi Hesaplama yöntemi
Japonya 1/23/68	60 m yumuşak Alüvyon	80	54	2.9	zamanla çapraz ilinti dizisi
Japonya 7/1/68	60 m yumuşak Alüvyon	50	30	2.6	zamanla çapraz ilinti dizisi
Japonya 05/09/74	70 m siltli kil,kum&siltli kum	10	140	5.3	zamanla çapraz ilinti dizisi
Japonya 7/ 8/ 74	70 m siltli kil,kum&siltli kum	40	161	2.6	Normal zamanla çapraz ilinti dizisi
Japonya 8/4/74	70 m siltli kil,kum&siltli kum	50	54	4.4	Normal zamanla çapraz ilinti dizisi
San Fernando 2/9/71	değişken	13	29'dan 44	2.1	Zemin hareket yoğunluk tansörü (ortalama değer)
İmperial Valley 10/15/79	>300 m Aluvyon	sığ	6'dan 57	3.8	Zemin hareket yoğunluk tansörü (ortalama değer)
İmperial Valley 10/15/79	>300 m Aluvyon	sığ	6'dan 93	3.7	Zemin hareket yoğunluk tansörü (ortalama değer)

Tablo 3.1'de 1979 İmperial Vadisi ve 1971 San.Fernando olaylarındaki zemin hareketinin yoğunluk metodu nedeniyle ortaya çıkan sonuçları görülmektedir. S dalgaları için görünen yayılma hızının 3.4 km/sn ortalama ile 2.1-5.3 km/sn arasında değiştiği görülmektedir.

4.3.2 Yüzey Dalgaları

Yüzey dalgalarından R dalgaları eksenel şekil değiştirmeye neden olur. Gömülü olan boru hatlarındaki, özellikle ortalama çaplarda oluşan, bükme (moment) şekil değiştirmelerine L dalgaları sebep olur. Önceden işaret edildiği gibi R dalgaları zemin taneciklerinin dikey bir düzlemde gerileyen karşıt bir elips içinde hareket etmesine neden olur. R dalgaları için zemin hareketlerinin yatay bileşeni yayılma istikametine paraleldir ve böylece dalga yayılmasının yönünde paralel uzanan bir boru için de eksenel gerilme meydana getirir. R dalgaları daima zemin yüzeyine paralel olarak yol takip ettiğinden R dalgalarının aşamalı hızı olan, C_{ph}, görünen yayılma hızıdır.

Aşama hızı, derinlikle birlikte kesme dalga hızının değişiminin bir fonksiyonu olduğu gibi, yapısal dalgaların aksine, frekansın da bir fonksiyonudur. R dalgaları için C_{ph} aşamalı yayılma hızı; λ dalga boyu, f frekans (sıklık) ile ilgili bağıntı aşağıdaki gibidir:

$$C_{ph}= \lambda f \qquad \textbf{(4.6)}$$

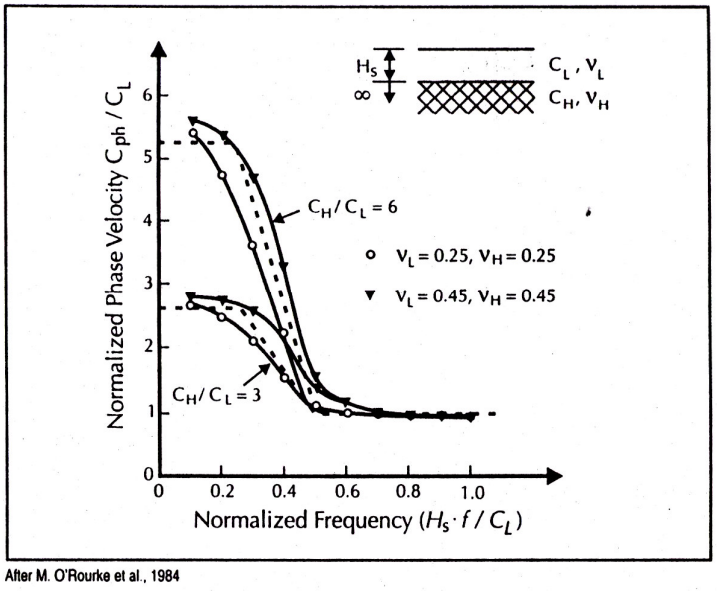
Frekansın değişimi tipik olarak bir dağılma eğrisi tarafından sayısallaştırılıp ölçülür. Analitik ve sayısal çözümler, tabakalanmış toprak profilleri dağılım eğrileri meydana getirmek için uygun tekniklerdir. (Haskell,1953. Schwab ve Knopff,1977.)

M. O'Rourke(1984), içerisinde derinlikle birlikte kesme dalga hızının arttığı tabakalanmış toprak profilleri için dağılım eğrisini saptamak amacıyla basit bir işlem geliştirmiştir. Şekil 4.5'teki düzgün bir tabaka kalınlığı H_s ile kesme hızı C_L ve poisson oranı ν_L için normalleştirilmiş (denkleştirilmiş) dağılma eğrisini, bir yarı uzay üzerinde kesme hızı C_H ile birlikte poisson oranı ν_H için sunmaktadır. Eğriler kesme hız oranının iki değeri içindir. Dağılım bağıntısı yarı uzay ve tabakanın yoğunluğu tarafından güçlü bir şekilde etkilenmemektedir ve bu parametreler şekil 4.5'ten hariç tutulmuştur.

Önce yarı uzay üzerindeki muntazam bir tabakanın en basit halini göz önünde tutarak düşük frekanslarda veriler elde ettiler ($H_s f / C_L \leq 0{,}5$). Dalga boyu, tabaka kalınlığına göre büyüktür ve aşama hızı daha sert yarı uzayın kesme dalga hızından hafifçe daha azdır. Bu şu demektir: R dalgası "ince" tabaka tarafından çok fazla etkilenmemektedir. Bunun aksine ise, yüksek frekanslarda ($H_s f / C_L > 0{,}5$) dalga boyu tabaka kalınlığından küçüktür veya onunla eşit derecededir ve aşama hızı, tabakanın kesme dalga hızından hafifçe azdır. Yarı uzay üzerindeki keyfi tek bir

tabaka için dağılım eğrisi birbirine çok benzeyebilir. Aşağıdaki bağıntıda bulunan f frekanstır (Hz).

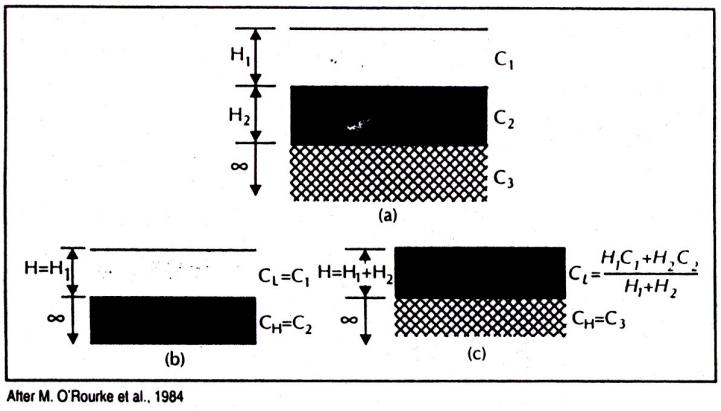
$$C_{ph} = \begin{cases} 0.875 C_H & \dfrac{H_s f}{C_L} \le 0.25 \\ 0.875 C_H - \dfrac{0.875 C_H - C_L}{0.25}\left(\dfrac{H_s f}{C_L} - 0.25\right) & 0.25 \le \dfrac{H_s f}{C_L} \le 0.50 \\ C_L & \dfrac{H_s f}{C_L} \ge 0.50 \end{cases} \qquad \textbf{(4.7)}$$



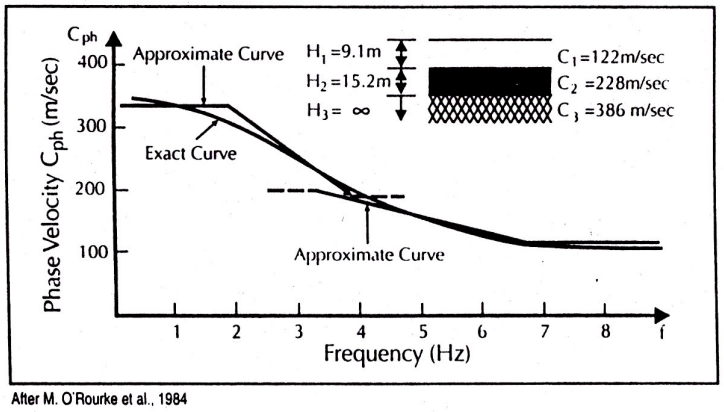
After M. O'Rourke et al., 1984

Şekil 4.5: Yarı Uzay Üzerindeki Bir Tek Tabaka İçin Dağılım Eğrisi

Bu teknik çoklu toprak tabakalarını da kapsamına alabilir. Şekil 4.6a iki toprak tabakası durumu için, 4.6b ayrık tek tabaka modelleri için, 4.6c ise uzun dalga boyları göz önüne alınarak hazırlanmıştır. Her bir tek tabaka modeli için dağılım eğrileri şekil 4.7'de gösterildiği gibi tüm profil eğrisini bulmak için birleştirilmiştir.



Şekil 4.6: Karmaşık Toprak Profilinin İdealleştirilmesi



Şekil 4.7: İki Toprak Tabaka Profili İçin Yayılma Eğrisi

4.4 Dalga Boyu

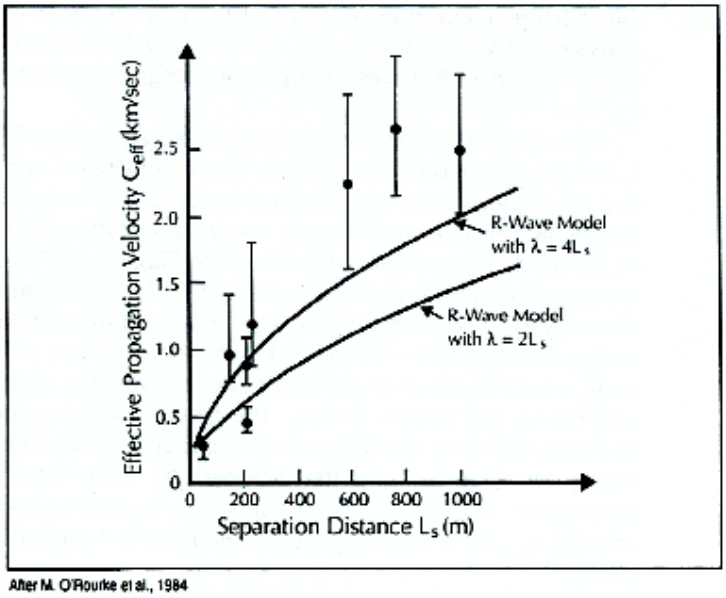
Malzeme sertliği derinlikle birlikte artan tipik toprak profilleri için temel R dalgalarının aşama hızı veya yayılma hızı, dalga boyunun artan bir fonksiyonudur. Bu yüzden uzun dalga boylu dalgalar kısa dalga boylu dalgalardan daha hızlı yol alırlar. Böylece, bir L_s uzaklıkla ayrılan istasyonlarla birlikte şekil değiştirme oranı hesaplamaları için etkin yayılma hızı, L_s ile orantılı λ dalga boyuna sahip R dalgalarının aşama hızıyla çok güzel bir bağıntı içindedir.

Ayrılma uzaklığı L_s (şekil 4.18) ile uygun dalga boyu λ arasındaki kesin bir analitik bağıntı, sabit olmayan çeşitli dalga boylarıyla bağlantılı yer değiştirme genlikleri gerçeği yüzünden karmaşıktır. Fakat akla uygun hareket noktası $2L_s<\lambda<4L_s$ olabilmesidir. Wright ve Takada (1978), $\lambda=2L_s$ olması durumunda iki noktanın

zemin hareketinin oldukça büyük göreceli yer değiştirmelere ve şekil değiştirmelere yol açarak 180° ile evre (faz) dışı kaldığını ortaya koydular. Benzer bir şekilde iki noktada zemin hareketi, $\lambda=4L_s$ olması durumunda yine göreceli germeler ve yer değiştirmelere yol açarak 90° ile evre dışı kalmaktadır. Eğer $\lambda=L_s$ olsaydı zemin hareketleri aşama-içi olabilecek ve bu dalga boyu nedeniyle şekil değiştirmeler ve yer değiştirmeler oluşmayacaktı. Böylece etkin yayılma hızının (C_{eff}) 2 ila 4 ayrılma uzaklıklarına eşit bir dalga boyu için, R dalgası aşama hızı (C_{pu}) olduğu görünür.

Şekil 4.8'de, $\lambda=2L_s$ ve $\lambda=4L_s$ için hesaplanan temel R dalgaları aşama hızları için olduğu kadar Los Angeles Basin batı kanadındaki bir grup istasyon için ve 1971 San Fernando deprem olayı esnasındaki etkin yayılma hızı için geriye dönük hesaplanan değerler sunulmaktadır. $\lambda= 4L_s$ için oluşan R dalga modeli, gözlemlenen etkin yayılma hızı verilerine nazaran, $\lambda=2L_s$ için oluşan R dalga modeline göre daha kapsayıcı durumdadır.

Şekil 4.8'de gösterildiği üzere, uzaklık mesafeleri yaklaşık 500 m (1640 ft)'den daha az olan ayrılma uzaklıkları için $\lambda= 4L_s$ ile oluşan R dalgası modeli, gözlenen etkin yayılma hızı verisine çok daha iyi bir uyum sağlamaktadır. 500 m'den daha büyük ayrılma uzaklıkları için, $\lambda= 4L_s$ ile oluşan R dalgası modeli daha ılımlıdır, yani etkin yayılma süratini eksik hesaplamaktadır. Bununla birlikte bu geniş ayrılma uzaklıkları mühendislik uygulamaları için daha üst düzeydedir. **[1]**



Şekil 4.8: Etkin Yayılma Hızı – Ayrılma Uzaklığı

Matsubara (1995), zemin hareketinin dalga boyunun aşağıdaki gibi tahmin edilebileceğini ortaya koymuştur:

$$\lambda = T\, C_s \qquad \textbf{(4.8)}$$

Zemindeki kesme hızının doğal periyodu, T, ile ilgili Idriss ve Seed (1968) aşağıdaki bağıntıyı vermektedirler:

$$T = 4h / C_s \qquad \textbf{(4.9)}$$

Burada h toprak kalınlığını belirtmektedir. **[7]**

4.5 Zemin Gerilmesi Ve Deprem Dalga Yayılması Dolayısıyla Eğrilik

Gömülü boru hatlarının analiz ve tasarımı için zemin şekil değiştirme ve eğriliğine neden olan depremsel dalga yayılmasının etkileri tipik olarak karakterize edilmiştir. Newmark (1967), zemin şekil değiştirmesini tahmini olarak hesaplamak için bir basitleştirilmiş işlem gerçekleştirdi. Bu çalışmasında o, sabit bir dalga şekliyle hareket eden basit bir dalgayı göz önüne almaktadır. Böylesine bir durum için en yüksek zemin şekil değiştirmesi, ε_g, (dalganın yayılma yönündeki çekme ve basınç) aşağıdaki gibi verilmektedir:

$$\varepsilon_g = V_m / C \qquad \textbf{(4.10)}$$

Burada V_m dalga yayılma yönündeki en büyük yatay zemin hızı, C depremsel dalga yayılma hızıdır.

Ayni şekilde en yüksek zemin kıvrılması, κ_g, ki mesafeyle ilgili çaprazvari yer değiştirmenin ikinci türevi olarak, aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

$$K_g = A_m / C^2 \qquad \textbf{(4.11)}$$

A_m, yayılma yönüne dik en büyük zemin ivmesidir.

Bu iki bağıntı dalga yayılma yönü boyunca zemin şekil değiştirme ve kıvrım eğikliği için göreceli olarak doğrudur. Zemin hareketinin parametreleri V_m ve A_m, parçacık hızı ve ivmesi, deprem kayıtlarından veya daha önce tartışılan bağıntılardan elde edilebilir. R-dalgası yayılması için yer yüzeyine paralel zemin şekil değiştirmesi 4.10 eşitliği ile verilmiştir ki burada C, yukarıda gösterilmiş olduğu gibi, ara mesafenin dört katına eşit dalga boyuna karsı gelen ortam hızı olarak alınabilir. Zemin şekil

değiştirme ve kıvrımları için olan bu bağıntılar, eğer ilgi yönü dalga yayılma yönüne paralel değilse, değiştirilmek zorundadır.

S-dalgaları durumunu göz önüne aldığımızda boru hattı dalga yayılma yönüne paralel olarak yöneltilmiş ise, S-dalgaları boru hattında eğilmeyi arttıracaktır. Buna karşılık gelen zemin kıvrılması 4.11 eşitliği ile verilmektedir. C, 4.5 eşitliği ve tablo 4.1 ile verilmiş yer yüzeyine göre görünen yayılım hızıdır. Eğer yatay düzlemde boru ekseni ile yayılma yönü arasında bir açı varsa yer hareketinin boru eksenine paralel bir bileşeni vardır. Ortaya çıkan zemin şekil değiştirmesi bu açının bir fonksiyonudur. Yeh (1974) yatay planda $45^{0'}$lik bir açı için zemin şekil değiştirmesinin maksimum olduğunu göstermiştir:

$$\varepsilon_g = V_m / 2C \qquad \textbf{(4.12)}$$

Burada C, 4.5 eşitliği ve tablo 4.1'de verilen zemin yüzeyine ilişkin görünür yayılma hızıdır. C'nin yaklaşık olarak ara mesafesinin 4 katına eşit bir dalga boyu için aşama hızı olduğu bilgisiyle, R-dalgaları için yayılma yönü boyunca yatay zemin şekil değiştirmesi 4.10 eşitliğinde belirtilmiştir.

4.6 Değişken Yeraltı Şartlarının Etkileri

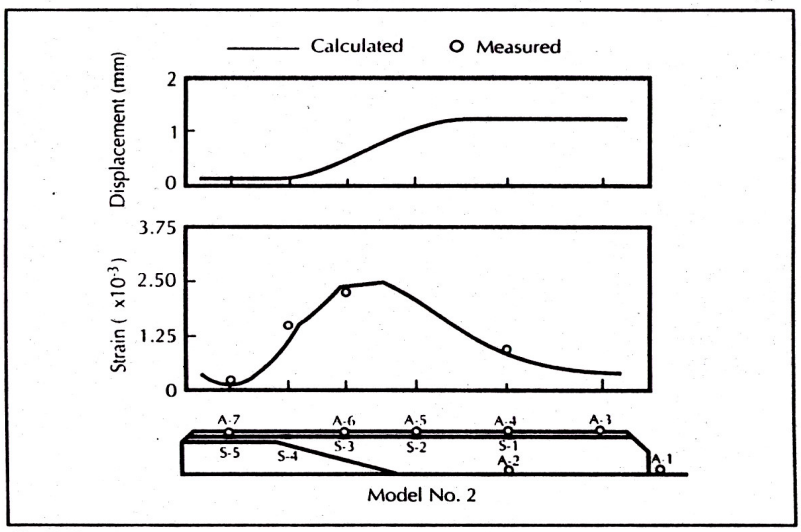
Önceden tanımlanmış olan zemin şekil değiştirmeleri ve dalga gibi kıvrımlar, dalga yayılma etkilerinden dolayıdır. Sunulan görünür yayılma hızı bağıntıları, yatay yönde göreceli tekdüze toprak tabakalanmasına uygulanmaktadır. Halbuki, Karchadoorian (1976), Wang ve M. O'Rourke (1978) tarafından açıklandığı üzere, gömülü boru hatları hasarı değişken toprakaltı şartları (yatay yönde tekdüze olmayan toprak özellikleri) olan alanlarda yoğunlaşmıştır. Hall (1995), 1994 Northridge deprem olayı esnasında göreceli olarak büyük miktarda boru hattı hasarını, eğimli zemin yüzeyi veya eğimli toprak-kaya ara yüzü durumlarında kaydetmiştir. Değişken toprakaltı şartlarındaki yerler için toprak şekil değiştirmesini büyük oranda saha tepkisindeki yerel farklılıklar etkilemektedir.

Bir vadideki zemin tepkisi için bir ileri düzey sonlu eleman modeli Zhang (1995) tarafından önerildi. Bu çalışmada zemin tepkisi, sonlu eleman metodu ile sınır integral eşitliğini birleştiren sayısal teknik kullanarak analiz edildi. Sonlu elemanların ilgi konusu karmaşık sahayken integral sınır eşitliği karmaşık sahanın ötesindeki sonsuz ortamın etkilerini dikkate almaktadır. Kayalık sahalar için verilmiş zemin hareketleri, parçacık hareketleri, yüzey dalgasının safha hızı ve zemin şekil değiştirmesi, bu melez analiz ile elde edilebilir. 1989 Loma Prieta depreminin

kaydını kullanarak ve kum dolgularının sıvılaşmasını ihmal ederek Zhang ve Papageorgiou (1996), 1989 Loma Prieta depremi esnasında Marina bölgesi için zemin tepkisini analiz ettiler. Onlar, maksimum zemin ivmesi ve hızının sırasıyla 0.23g ve 34 cm/sn'ye kadar yüksek değerlere ulaştığını ve dalga yayılmasından doğan zemin şekil değiştirmelerinin 10^{-4} seviyesinde olduğunu buldular (şekil 4.9)

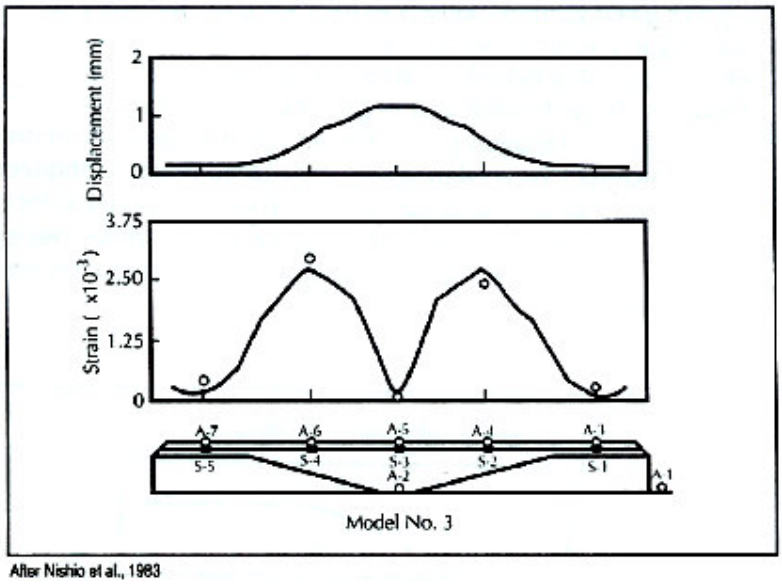
4.6.1 Sayısal Modeller

Nishio (1983) eğimli toprak-kaya ara yüzünden dolayı zeminin genişleme tepkisini araştırmak için bir seri laboratuar deneyi yaptı. Şekil 4.9 ve 4.10 bu çalışmada göz önüne alınan iki temel modeli gösteriyor. Modelin altı, dikey oluşan dalgalara tepki olacak şekilde bir birim olarak sallanmıştı. Şekil 4.9'daki 2 numaralı modelde zemin şekil değiştirmesi eğimli yüzey civarında en yüksektir. Şekil 4.10'daki 3 nolu modelde, vadi durumu için (yani iki eğimli yer altı yüzeyi için), zemin şekil değiştirmesi yaklaşık olarak vadi ortasına göre simetriktir ve zemin şekil değiştirmesi eğimli yeraltı üzerinde en büyüktür. Onlar, bu modeller için bir sonlu elemanlar analizi de ortaya koydular. Şekil 4.9 ve 4.10'da gösterilmiş olan sayısal değerler, 1978 Off Myagi Ken Oki depremi esnasında Shiogama bölgesinde doğu batı bileşeni için kaydedilmiş sonuçlarla iyi uyuşmaktadır.



After Nishio et al., 1983

Şekil 4.9: Eksenel Şekil Değiştirme Ve Yarı Vadi Modeli

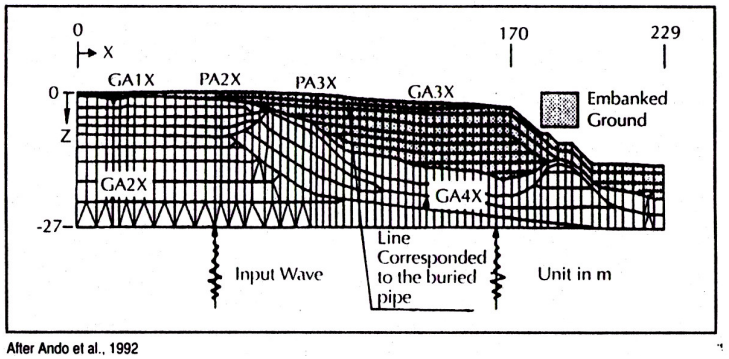


After Nishio et al., 1983

Şekil 4.10: Eksenel Şekil Değiştirme Ve Vadi Modeli

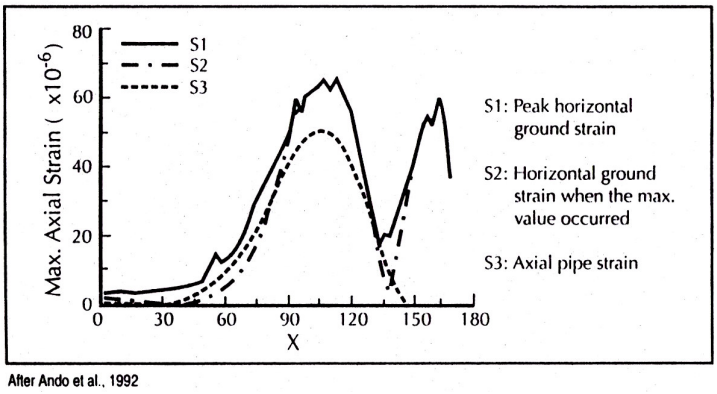
Karmaşık sahaların zemin tepkisinin tahmini olarak hesaplamasında,1D, 2D ve 3D sonlu eleman teknikleri kullanılmıştır. Örneğin, Ando (1992), Şekil 4.11'de gösterilmiş sahanın dinamik tepkisini analiz etmek için, 2D sonlu elemanlar programı kullandı. Bu şekilde taranmış alan dolgu zemin olarak tanımlandığı için kesme hızı 166 m/ sn olarak çıkmaktadır, esas yer için kesme hızı 300 m/sn'dir.

1978 Off Myagi Perfecture depremi kayıtlarını kullanarak Ando, Şekil 4.12'de gösterilmiş olduğu gibi zemin ve boru şekil değiştirmelerini tespit etmiştir.



After Ando et al., 1992

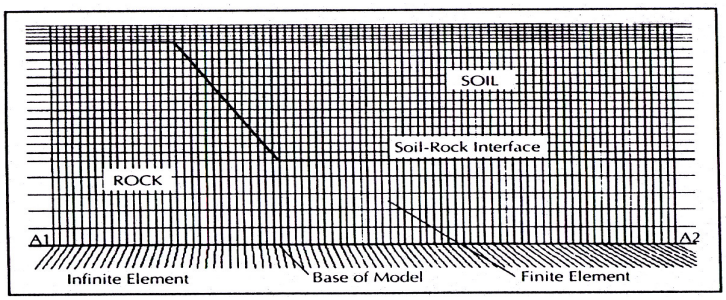
Şekil 4.11: Karmaşık Zemin Profili



Şekil 4.12: Karmaşık Zemin İçin Şekil Değiştirme Dağılımı

Orijinal zemin yüzeyinin eğimli olduğu noktada zemin şekil değiştirmesi en büyüktür (PA3X). Karmaşık yüzey bölgesinde oluşan en yüksek zemin şekil değiştirmesi, düzgün orijinal zeminin yaklaşık 10 katıdır. Aynı deprem esnasındaki gözlemlenmiş değerlerle sayısal sonuçlar iyi eşleşmektedir.

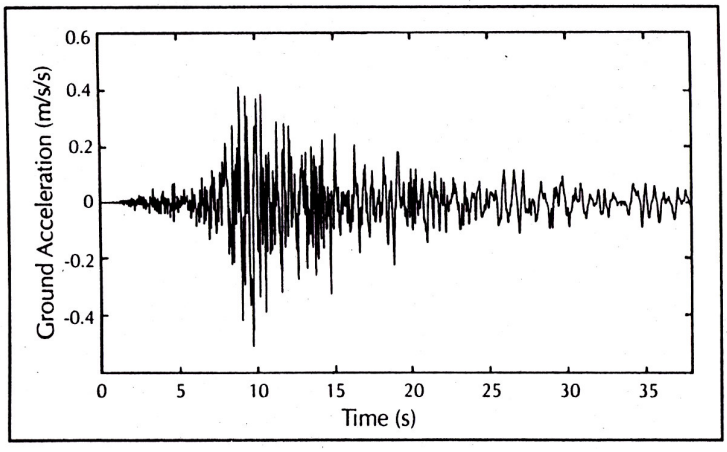
Daha sonra ele alınacak olan basitleştirilmiş yaklaşımı sınamak için Liu ve M.O'Rourke (1997) Şekil 4.9'da gösterilmiş Nishio'nun ikinci modeline benzer bir bölgedeki zemin tepkisini hesaplamak için bir sayısal yaklaşım geliştirdiler. Nishio modelinden farklı olarak Liu ve M.O'Rourke, şekil 4.13'te gösterilmiş olduğu gibi ilgi alanının hemen dışındaki malzemenin tesirlerini de göz önünde tuttular.



Şekil 4.13: Liu ve O'Rourke Sonlu Elamanlar Modelinde İlgi Alanları

Dış sınırlarda yansımaları ortadan kaldırmak için sonsuz elamanlar kullanıldı. Kesme dalgaları zemin yüzeyine doğru dikey olarak yayılan ivme kayıtlarının girişi ile oluşturulurlar veya A1-A2 hattı boyunca öngörülmüş deplasmanlar olarak tarif

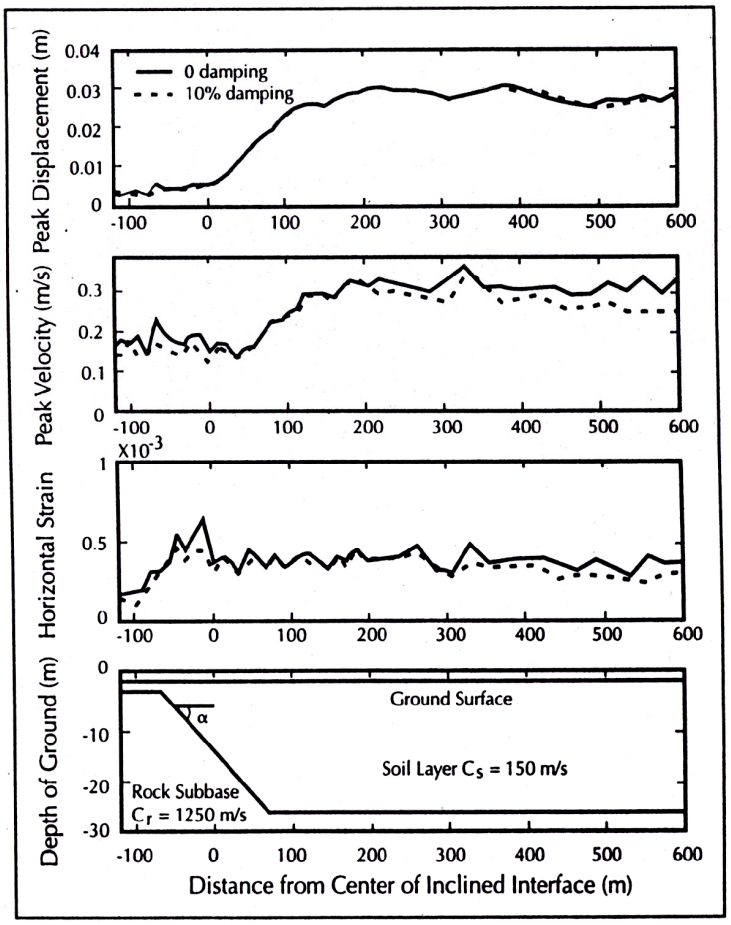
edilirler. Koyulaştırılmış hattın üzerinde kesme hızı 150 m/sn ile 1000 m/sn aralığında, poisson oranı 0,32 ve toprak özgül ağırlığı 2000 kg/m^3 olan bir toprak katmanı varken koyulaştırılmış hattın altında kesme hızı 1250 ile 2500 m/sn aralığında, Poisson oranı 0,20 ve yoğunluğu 3200 kg/m^3 olan kaya zemin vardır.



Şekil 4.14: İvme Kayıtlarının Yatay Bileşeni

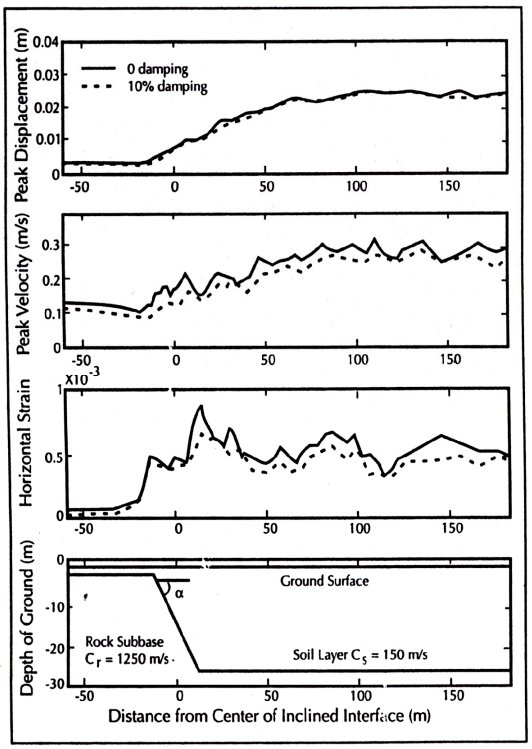
Modelin tabanında üç ivme kaydı girilmiştir. Biri şekil 4.14'te gösterilmiş ve diğer kayıtlar 1971 San Fernando depremlerinden 102 ve 201 numaralı istasyonlardır. Göreceli yüksek frekans hareketi derindeki kaya hareketinin temsili olarak düşünülmüştür. Sayısallaştırılmış ivme giriş için 0.01 sn'dir.

Lui ve M. O'Rourke, şekil 4.15'te gösterilmiş toprak-kaya ara yüz açısı $\alpha=10^0$, $\alpha=45^0$, ve $\alpha=90^0$ için en yüksek zemin tepkisini analiz etmişlerdir.

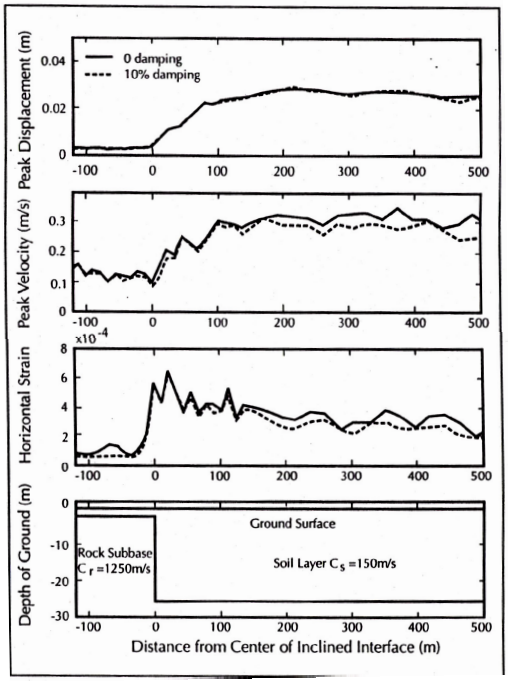


Şekil 4.15: $\alpha=10^0$ İçin En Yüksek Zemin Tepkisi

Şekil 4.15, 4.16 ve 4.17 en yüksek zemin yer değiştirmesini, en yüksek zemin dalga hızını ve zemin yüzeyine yakın en yüksek yatay zemin şekil değiştirmesini eğim açıları sırasıyla $\alpha=10^0$, 45^0, ve 90^0 olan üç eğik kaya modeli için sunmaktadır. Yüzey toprak katmanı için kesme dalga hızı 150 m/sn, kaya için 1250 m/sn'dir. Zemin yer değiştirme ve hızı sığ toprak katmanlarında küçük, daha derin toprak katmanlarında ise daha büyüktür ve genellikle toprak katmanlarının kalınlığıyla artarlar. Zemin şekil değiştirmesi tipik olarak eğik toprak-kaya ara yüzünün solundaki toprak tabakası için küçük ve eğik toprak-kaya ara yüzü boyunca en yüksek değere ulaşır. En yüksek zemin şekil değiştirmesi artışı, eğik toprak-kaya ara yüzünden uzaklaştıkça azalır. Bu zemin şekil değiştirmesi kısmen eğik kaya-toprak zemin altından saptırılan dalgalara ve zemin yüzeyi ile yatay kaya-toprak yüzey altı arasındaki yansımalardan dolayıdır.



Şekil 4.16: $\alpha=45^0$ İçin En Yüksek Zemin Tepkisi

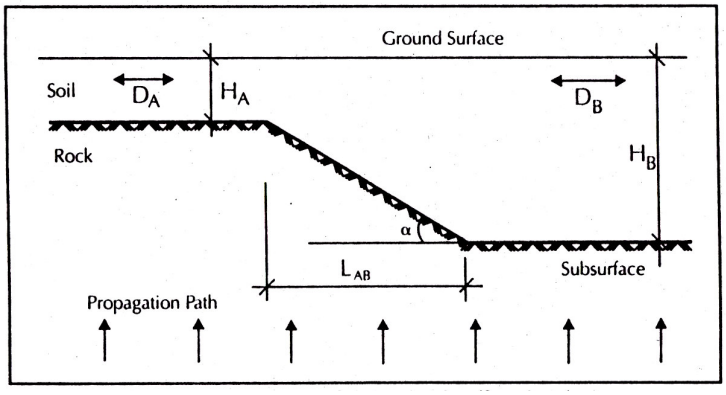


Şekil 4.17: $\alpha=90^0$ İçin En Yüksek Zemin Tepkisi

4.6.2 Basitleştirilmiş Modeller

Liu ve M,O'Rourke (1997), kesme dalgalarının dikey olarak alttan yayıldığını dikkate alarak Şekil 4.18'de gösterilmiş olan bir sahadaki eğimli toprak-kaya ara yüzünde zemin şekil değiştirme tahmini hesabı için basitleştirilmiş bir model teklif etmişlerdir. Şekil 4.18'de D_A sığ toprak katmanındaki en yüksek zemin yer değiştirmesi, D_B ise derin toprak katmanında bu değere karşılık gelen yer değiştirmedir. Bir eğik Kaya yüzeyi üzerindeki zemin şekil değiştirmesini tahmin için bir basit hesaplama olarak zemin yer değiştirmesini ayrılma mesafesine, L_{AB}, bölmek gerekir.

$$\varepsilon_g = (D_B - D_A) / L_{AB} \qquad \textbf{(4.13)}$$



Şekil 4.18: Eğik Toprak-Kara Ara Yüzü İle Bir Sahanın Kesiti (Kesme Dalgası)

Şekil 4.15 ve 4.16'de verilmiş sayısal sonuçlarla bu basit bağıntıdan doğan sonuçların bir kıyası gösteriyor ki 4.13 eşitliği eğim açısı, α, 45^0'den az olduğu sürece uygun tahmini sonuçlar sağlamaktadır. Eğim açılarının 45^0'den büyük olması halinde 4.13 eşitliği en yüksek zemin şekil değiştirmelerini sayısal modelinden daha fazla tahmin etmektedir. Bu bakımdan dikey bir kaya yüzü için (yani $\alpha = 90^0$) L_{AB} sıfır olup 4.13 eşitliği gerçekçi olmayan sonsuz zemin şekil değiştirmesi ortaya koymaktadır.

Buna ilaveten sayısal sonuçlar gösteriyor ki ayrılma mesafesinin, L_{AB}, artışı ile zemin şekil değiştirmesi belirli bir değere kadar azalır ve sonra sabit kalır. Çok büyük L_{AB} İçin (yani çok küçük eğim acısı için) zemin şekil değiştirmesi sıfır değil, 4.13 eşitliği tarafından tahmin edilmiş, L_{AB} 'nin azalan bir fonksiyonudur.

Bu kıyaslara dayalı olarak bir kaya yüzeyi üzerindeki zemin şekil değiştirmesinin tahmini hesabı için aşağıdaki formülasyon kullanılabilir:

$$\varepsilon_g = \begin{cases} (D_B - D_A)\left(\dfrac{0.5\tan\alpha}{H_B - H_A} + \dfrac{\pi}{2TC_S}\right) & \alpha \le 45^0 \\ (D_B - D_A)\left(\dfrac{0.5}{H_B - H_A} + \dfrac{\pi}{2TC_S}\right) & \alpha > 45^0 \end{cases} \qquad \textbf{(4.14)}$$

Burada H_A sığ toprak katmanının kalınlığı, H_B daha derin toprak katmanının kalınlığı ve T derin toprak katmanı üzerindeki hakim periyottur.

Eğim açısı, $\alpha \le 45^0$ için en yüksek zemin şekil değiştirmesi eğim açısının artan bir fonksiyonudur. $\alpha > 45^0$ durumundaki zemin şekil değiştirmesi, $\alpha=45^0$ için alınan zemin şekil değiştirmesi değeridir (yani tan(α=45) =1'dir).

5. BORU YETERSİZLİK MODLARI VE YETERSİZLİK KRİTERLERİ

Bu bölüm sismik yüke maruz kalan gömülü boru hatları için yetersizlik şekillerini (tarzlarını) tanımlar. Paslanmaz kesintisiz boru hatları (kaynaklı bağlantıları olan çelik borular) için temel yetersizlik modları eksenel gerilime bağlı olarak yırtılma, eksenel basınca bağlı olarak yerel burkulma ve bükülme yetersizlikleridir. Eğer gömme derinliği sığ ise baskı altındaki kesintisiz boru hatları kiriş-burkulması davranışı da gösterebilir. Yetersizlik modları çan ve tapa tipi bağlantıları olan paslanmaz parçalı boru hatları bağlantı yerlerinde eksenel olarak sökmeli olup bağlantı yerlerinden sıkıştırılır ve bağlantı yerlerinden uzak boru segmentlerinde yuvarlak (çevresel) bükülgen çatlaklar olur.

5.1 Sürekli Borular

En az 90 cm derine gömülü olan kesintisiz paslanmaz boru hatları için temel yetersizlik modları gerilime bağlı yırtılma ve yerel bükülmelerdir. Gömme derinliği daha az olan (sığ derinlik) gömme boru hatlarında kiriş burkulması davranışı görülebilir. Kiriş burkulması deprem sonrası, boru hattındaki gerginliği azaltmak için yapılan kazı sırasında da meydana gelebilir.

5.1.1 Çekme Yetersizliği

Gerilime maruz kaldığında, ark kaynaklı paslanmaz çelik borular çok yumuşak olup gerilime bağlı olarak önemli miktarda çekme ile büyük akma gerilmeleri, yırtılmadan önce, özümserler.

Diğer yandan, gaz kaynaklı bağlantıları olan eski çelik borular yırtılmadan önce büyük gerilimleri genelde özümseyemezler. 1994 Northridge karşılaştırması, davranışlardaki bu farklar için bir sicil geçmişi sağlamaktadır. T.O'Rourke ve M.O'Rourke (1995)'e göre Balboa Bulvarı ark kaynaklı çelik borularının dördünden

hiçbirinde, uzunlamasına PGD'ye tabi tutulduklarında gerilime bağlı yırtılma meydana gelmemiştir. Bununla birlikte gaz kaynaklı boruların üçünde aynı PGD'ye maruz kaldıklarında gerilime bağlı yırtılma meydana gelmiştir.

Gerilimle birlikte ortaya çıkan gerilme yırtılması genellikle %4'ün üzerindedir (Newmark ve Hall 1975). Genellikle boru hattının gerilim karşısında yetersiz olduğunun düşünüldüğü durumda %4 nihai gerilim değeri kullanılır.

Eğilme sonrası performans için analitik metotlar gerilme-şekil değiştirme davranışının tam tanımını gerektirir. En fazla kullanılan modellerden biri Ramberg ve Osgood (1943) tarafından önerilmiştir. Ramberg Osgood modeli aşağıda verilmiştir:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}\left[1 + \frac{n}{1+r}\left(\frac{\sigma}{\sigma_y}\right)^r\right] \qquad \textbf{(5.1)}$$

ε şekil değiştirme oranı, σ tek eksenli gerilme, E başlangıçtaki elastisite modülü, σ_Y akma eğilme gerilimi, n ve r Ramberg Osgood parametreleridir. σ, n ve r'nin değişik sınıflardaki çelikler için genelde kullanılan değerleri tablo 5.1'de verilmiştir. Ramberg Osgood ilişkisi ileriki bölümlerde boyuna PGD'ye maruz kalan kesintisiz boruların tepkilerini belirlemek için kullanılacaktır.

Tablo 5.1: Yumuşak Çelik Ve X Sınıfı Çelik İçin Ramberg Osgood Parametreleri

	Sınıf B	X-42	X-52	X-62	X-70
σ_y (MPa)	227	310	358	413	517
n	10	15	9	10	5,5
r	100	32	10	12	16,6

5.1.2 Yerel Burkulma

Burkulma, baskı yükü altındaki bir elemanın istikrarlı durumdan istikrarsız duruma aniden geçtiği yapısal bir istikrarsızlık durumunu ifade eder. Yerel burkulma (buruşma) boru duvarlarının yerel istikrarsızlığıdır. Yerel kabuk burkulmasının başlamasından sonra zemin deformasyonunun veya yayılmasının neden olduğu bütün başka geometrik bozulmalar buruşma bölgesinde yoğunlaşma eğilimindedirler. Sonuçta ortaya çıkan boru duvarındaki büyük eğrilmeler genellikle boru duvarının çevresinde çatlama ve sızıntıya neden olur. Bu çelik borular için genel bir yetersizliktir. 1985 Micboacan olayındaki dalga yayılması Mexico City'de su borularına bu çeşit bir hasar vermiştir. Kalıcı yer deformasyonu 1991 Kosta Rika olayındaki gibi sıvı yakıt boru hattına bu türden bir hasar vermiştir. Aynı hasar 1994 Northridge olayında su ve gaz boru hatlarında da meydana gelmiştir.

İnce duvarlı silindirler üzerinde önceden yapılan laboratuar testlerine dayanarak Hall ve Newmark (1997) bir boruda baskı nedeniyle ortaya çıkan buruşmanın, teorik değerlerin 1/3 ile 1/4'ü kadar bir şekil değiştirme oranında başladığını düşünmüşlerdir:

$$\varepsilon_{teorik} = 0.6\ t / R \qquad \textbf{(5.2)}$$

t boru et kalınlığı olup R yarıçaptır. Yetersizlik kriteri ile ilgili olarak buruşmanın ilk başlangıcı aşağıda verilen aralıktaki şekil değiştirme oranında ortaya çıkmaktadır.

$$0.15\ t / R \leq \varepsilon_{cr} \leq 0.20\ t / R \qquad \textbf{(5.3)}$$

5.1.3 Kiriş Burkulması

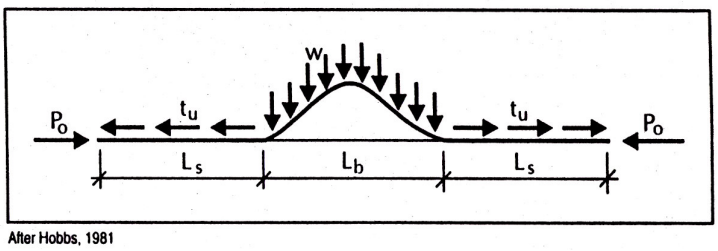
Boru hattının kiriş burkulması, boru sütununun çaprazlama yukarı doğru yer değiştirmesi, ince bir sütunun Euler burkulmasına benzemektedir. İlgili hareket büyük bir mesafe üzerine dağılmaktadır ve bu nedenle borulardaki basınç gerilimi çok büyük olmamaktadır. Sonuç olarak bir boru hattındaki zemin basıncı, boru duvarında yırtılmaya sebep olan burkulmaya nazaran daha çok tercih edilir.

Borulardaki kiriş burkulması birkaç olayda görülmüştür. Örneğin; 1932-1959 yılları arasında Buena Vista ters fayı (Howard,968) boyunca biriken 360 mm (14 inç) yer değiştirme. Bu yer hareketi çapları 51-406 mm (2-12 inç) arasında değişen petrol boru hatlarında sıkışma gerilimine neden olmuştur. Petrol boru hatları 0.15-0.30 m (6-12 inç) derinliğe gömülmüş olup gevşek ve orta seviyedeki torakta sıkıştırma kuvvetlerinin bir sonucu olarak dışarı çıkmışlardır.

İmperial Valley depreminde 1979 yılında bir başka örnek meydana gelmiştir. İmperial fayının ana hattını geçen 219 mm (8,6 in) ve 273 mm (10,7 in) çaplarındaki iki adet yüksek basınçlı boru hattı etkilenmiştir. Olayın hemen ardından herhangi bir yerel burkulma veya kiriş burkulması ile ilgili bir kanıt gözlenmemiştir. Bununla birlikte depremden sonra yapılan denetimler sırasında her iki borunun kiriş burkulması modunda yatay olarak yer değiştirdiği gözlenmiştir (McMorgan 1989).

Gerilim yırtılmasının veya buruşmanın beraberinde boru duvarında ortaya çıkan yırtılmanın tersine borularda kiriş burkulmasından sonra yetersizlik meydana gelmemiştir. Boruların kiriş burkulması diğer hasarlara nazaran daha kabul edilebilir bir problem olarak tanımlanmıştır. Çünkü boru kesinti olmaksızın akışkanı taşıma fonksiyonuna devam etmektedir. Bu nedenle boru malzeme özellikleri ile ilgili olarak kiriş burkulması için kesin bir yetersizlik kriteri belirlemek zordur. Bunun meydana gelmesi bükülme sertliği, borunun gömme derinliği ve başlangıçtaki eksiklikler gibi birkaç faktöre bağlıdır. Kiriş burkulmasına neden olan koşulların bir değerlendirmesi aşağıda yer almaktadır.

Gömme boru hatlarının kiriş burkulmaları birçok analitik incelemenin konusu olmuştur. Marek ve Daniels (1971) tarafından kiriş burkulmasının bir tipinin analitik çözümü açıklanmıştır. Sıcaklık artışına maruz kalan kesintisiz vinç raylarının davranışını incelemişlerdir. Hobbs (1981) deniz altı boru hatlarının burkulma problemini çözmek için Marek ve Daniels modelini benimsemiştir. Hobbs, sıcaklık değişiklikleri veya iç basınca bağlı olarak oluşan basınç yüklerini dikkate almıştır ki bunlar başlangıçta var olan kusurların kiriş burkulmasına sebebiyet vermesine neden olurlar. Onun modeli şekil 5.1'de gösterildiği üzere, w boru hattının birim uzunluğu başına batan ağırlığı, L_b burkulmanın uzunluğu, L_s çevresindeki toprağa göre kayan ve burkulmaya bitişik boru uzunluğudur.

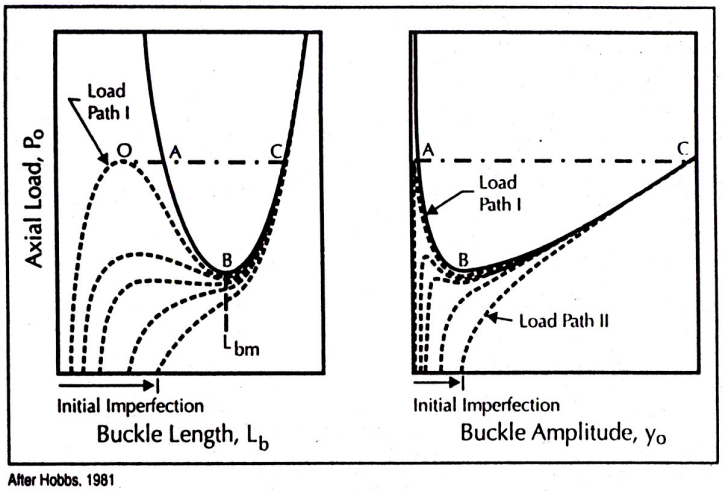


Şekil 5.1: Düşey Burkulma Modu

Şekil 5.2'de burkulma yükü, burkulma uzunluğu L_b ve maksimum burkulma yüksekliği y_0 olarak gösterilmektedir. Şekil 5.2'de gösterildiği gibi burkulma yükü, burkulma uzunluğunun lineer olmayan bir fonksiyonu olup B noktasında minimum değere ulaşmaktadır. Kaldırma direnci ve toprak sürtünmesine bağlı olarak burkulma yükü, L_{bm}'den daha büyük olan burkulma uzunluğu için artmaktadır.

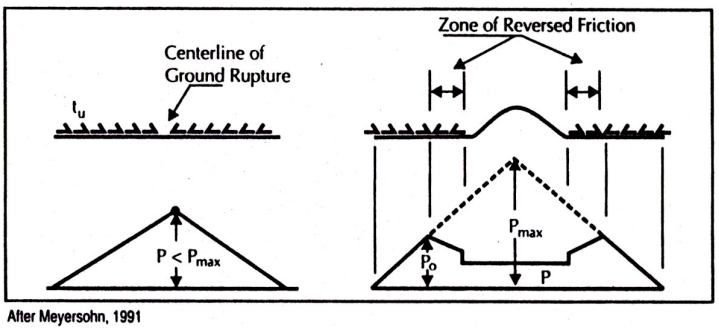
Açıkça B noktasındakinden daha yüksek olan herhangi bir yük için iki muhtemel burkulma uzunluğu ve yüksekliği vardır. Örneğin şekil 5.2'deki A noktası ve C noktasının değerleri. A noktasındaki durum istikrarsızdır, C noktasına doğru ise boru sabit bir eksenel yük altında kopma eğiliminde olacaktır. Başlangıçta küçük kusurlar olması halinde boru burkulmaları ve burkulma sonrası eğriler gösterilmektedir. Örneğin sıkıştırma yükü O noktasında maksimum değere ulaştıktan sonra Yol-1 (Load path-1), bu durumu gösterir. Başlangıçta daha büyük kusurlar olması halinde kopma görülmemesinin (yol-II) nedeni bu durumda kusurların kademeli olarak büyütülmesidir.

Kyriakides ve diğ. (1983), son zamanlarda kusur bilgilerini gerektiren oldukça benzer bir yaklaşım kullanmışlardır. Ariman ve Lee (1989) Kyriakides ve diğerlerinin modelini boru – toprak ara yüzünde bir eksenel sürtünme kuvvetini, lineer olmayan kaldırma direncini ve boru için elasto – plastik bir moment eğrisi ilişkisini dikkate alarak geliştirmişlerdir. Kyriakides ve diğerleri ya da Ariman ve Lee modelini uygulamadaki tek zorluğu tipik bir boru hattı kusurları hakkında elde yeterince bilginin bulunmamasıdır.



Şekil 5.2: Kusur Seviyesini Artırmak İçin Dikey Burkulma Yükü Ve Denge Yolları

Meyersohn (1991), boyuna PGD'ye maruz kalan gömülü boru hatlarındaki kiriş burkulmaları problemine Hobbs prosedürünü genişleterek bu zorluğun üstesinden gelmiştir. Şekil 5.3'te burkulma öncesi ve burkulma sonrasında eksenel sıkıştırıcı kuvvetlerin dağılımı görülmektedir. Borunun basınç altındaki kısmının uzunluğu yer değiştirmenin büyüklüğü ve kapsamı ile doğrudan ilişkilidir. Borudaki eksenel kuvvet, P belirli bir değeri geçer veya ona eşit olur. Bu değer P_{max} olup kiriş burkulması meydana getirir. Daha sonra sürtünme kuvvetleri borunun yukarı kalkan bölümünü serbest bırakırlar. Sürtünme kuvvetleri aynı zamanda burkulmanın her iki yanında bazı eksenel basınçları rahatlatarak (şekil 5.3b içindeki ters sürtünme bölgesi) boru üzerinde doğrultu değiştirirler. P_0 kuvveti denge sağlandıktan sonraki maksimum eksenel kuvvettir.

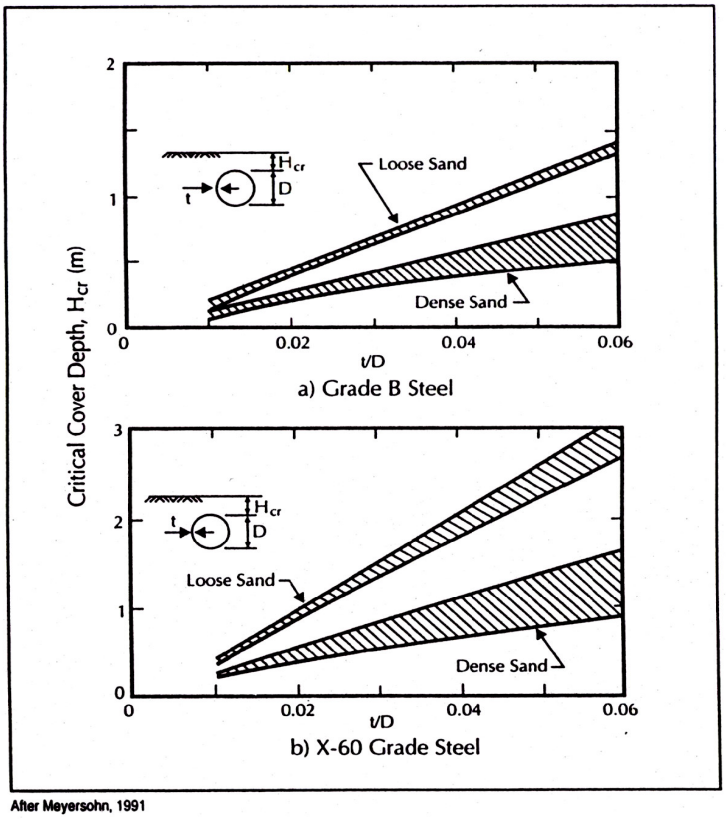


Şekil 5.3: Eksenel Basınç Kuvvetlerin Dağılımı

Sezgisel olarak, kiriş burkulması daha çok sığ çukurlara gömülü olan ve/veya gevşek malzeme ile gömülen boru hatlarında olması muhtemeldir. Kiriş burkulma yükü kapsam derinliğinin artan bir fonksiyonudur. Bu yüzden eğer boru yeterli derinliğe gömülürse kiriş burkulmasından önce yerel burkulma olacaktır. Bu kavrama dayanarak Meyersohn (1991) yerel burkulma baskısına eşit olan en düşük kiriş burkulma baskısını belirleyerek bir kritik örtü derinliği belirlemiştir. Kritik derinlikten daha az derinliğe gömülen herhangi bir boruda yerel burkulmadan önce kiriş burkulması meydana gelir. Eğer boru kritik derinlikten daha fazla bir derinliğe gömülürse yerel burkulma meydana gelecektir. Şekil 5.4'te sınıf B ve X–60 çelik borular için kritik örtme derinliği gösterilmektedir.

Şekildeki gölgeli alanlar farklı derecelerde doldurma (gömme) sıkıştırmalarını göstermektedir. Görüldüğü gibi X–60 çelik için kritik derinlik sınıf B çelik için olandan daha büyüktür. Bu demektir ki boru güçlü oldukça kiriş burkulmasının tersine kabuk buruşması ihtimali azalmaktadır. Bununla birlikte Meyersohn (1991)

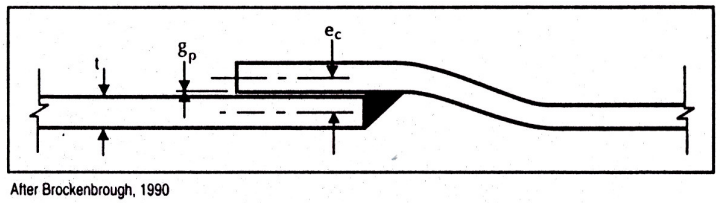
tarafından belirtildiği gibi t / D oranı 0.02'den az veya eşite yakın olur. Bu nedenle şekil 5.4'e göre gömülü boru hatlarının kiriş burkulması olasılığı küçüktür. Çünkü kritik derinlik tipik gömme derinliğinden daha azdır.



Şekil 5.4: Sınıf B Ve X–60 Çelik Borular İçin Kritik Örtme Derinliği

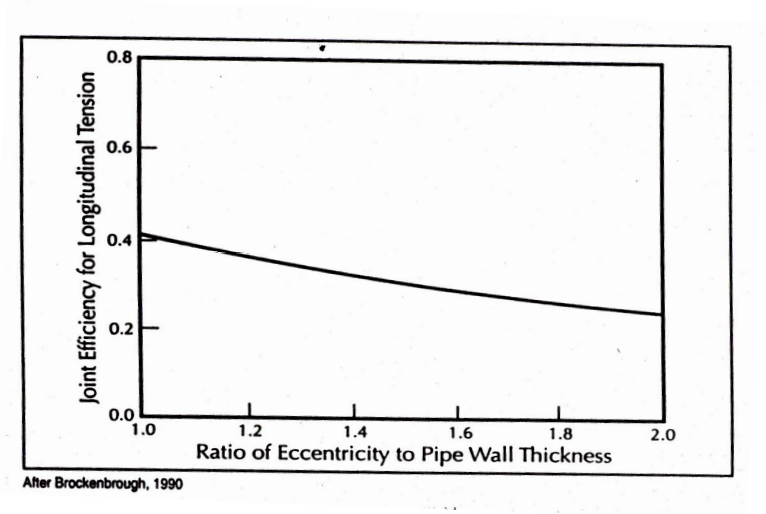
5.1.4 Kaynaklı Bağlantı Noktaları

Bağlantıları ark kaynaklı olan çelik boru hatları için yetersizlik kriteri boru malzemesinin dayanıklılığına bağlıdır. Bununla birlikte geçme bağlantılı, perçinli bağlantılı veya oksi–asetilen / gaz kaynaklı bağlantılı çelik boru hatları için yetersizlik kriteri, bu bağlantıların dayanıklılığına bağlıdır. Geçmişteki depremlerde birçok çelik boru hattı bu bağlantı noktalarından hasar görmüştür. Örneğin 1971 San Fernando depremi, Granada ana hattı (1260 mm çapında) kaynaklı geçme bağlantı noktalarından hasar görmüştür (T. O'Rourke ve Tawfik, 1983). Şekil 5.5'de t boru duvar et kalınlığı olmak üzere geçme bağlantı gösterilmektedir.

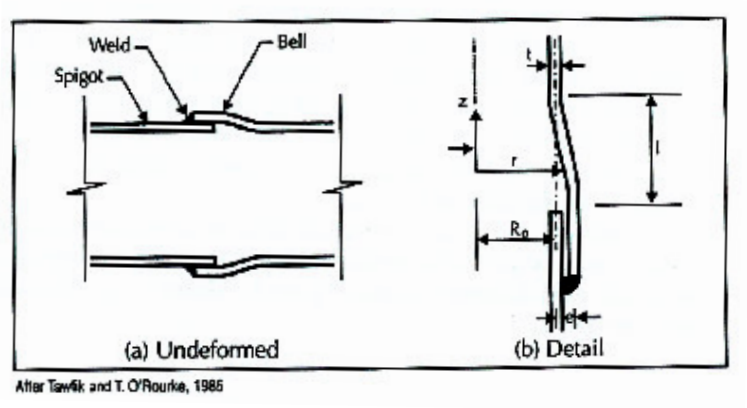


Şekil 5.5: İçten Kaynaklı Geçme Bağlantı

Tawfik ve T. O'Rourke (1985), Moncarz ve diğerleri (1987) ve Brockenbrough (1990) geçme bağlantıların direncini analiz etmişlerdir. 108" (2.74 m) çaplı içten kaynaklı boruyu dikkate alarak Moncarz ve diğerleri elastik olmayan sonlu eleman modelini kullanarak bağlantı etkenini 0.4 (borunun direncine kıyasla bağlantı direnci) olarak hesaplamıştır. Aynı tip bağlantıları dikkate alarak Brockenbrough, Moncarz ve diğerlerinin sonucundan biraz daha düşük (%12) olan bağlantı etkenini 0.35 olarak belirlemiştir. Brockenbrough'un modelinde içten kaynaklı çan–tapa bağlantılı ek yeri etkeni şekil 5.6'da gösterilmektedir. Çan-tapa duvarları arasında herhangi bir boşluk veya açıklık olmadığında maksimum etkenin 0.41 olduğu ve bağlantı etkeninin açıklığın bir azalan fonksiyonu olduğu görülmektedir. Bununla birlikte birçok boru hattı için dıştan kaynaklı geçme bağlantılar kullanılır, çünkü boru segmentlerinin (parçalarının) iç kısımlarından kaynak yapmak boru çapı küçük olduğunda zordur. Şekil 5.7'de dıştan kaynaklı bir geçme bağlantı gösterilmektedir.



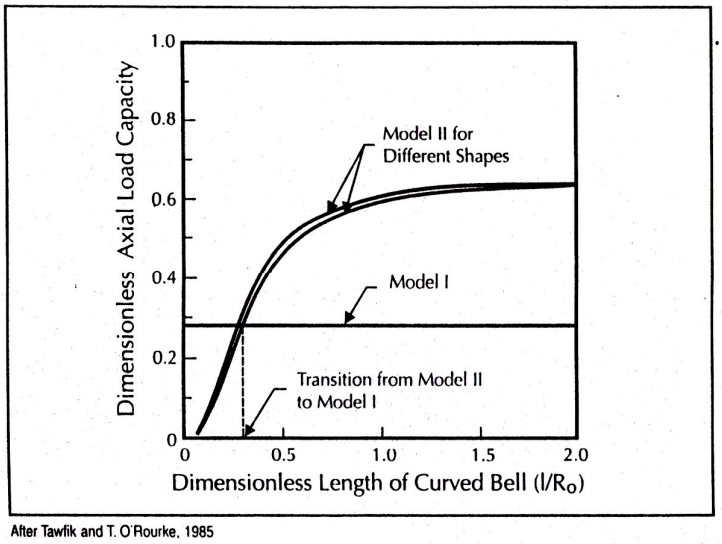
Şekil 5.6: İçten Kaynaklı Geçme Bağlantı İçin Bağlantı (Ek yeri) Etkeni



Şekil 5.7: Dıştan Kaynaklı Geçme Ek yeri

Şekil 5.7b'de gösterildiği gibi t duvar kalınlığı, R_0 boru yarıçapı, e dışmerkezlilik ve L çanın eğri kısmının uzunluğudur. Elastik olmayan bir kabuk modeli kullanarak Tawfik ve T. O'Rourke (1985) bağlantı etkenlerini şekil 5.8'da gösterildiği gibi hesaplamıştır. Her iki yetersizlik şekli kendi analizlerinde dikkate alınmıştır. Mod-I kaynaklı bağlantıların etrafındaki eğilmeyi ve mod-II bağlantıların çanlı eğrisel uçlarının plastik akışını göstermektedir. $L / R_0 > 0.30$ olan normalize uzunluk için mod-I bağlantı etkenini 0,29 civarında gösterir.

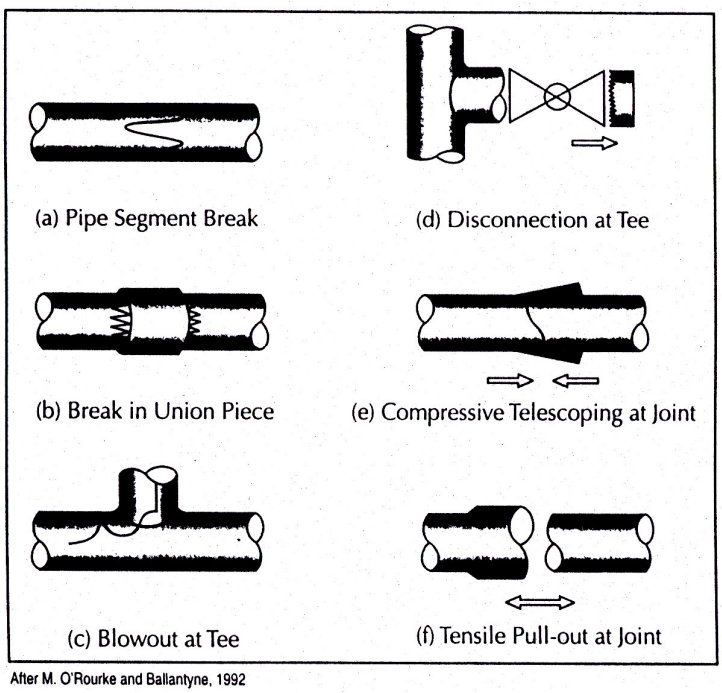
Şekil 5.6 ve şekil 5.8'de gösterildiği gibi içten kaynaklı geçme bağlantıların bağlantı etkeni genellikle dıştan kaynaklı olandan daha yüksektir. Muhtemelen bunun nedeni içten kaynaklı bağlantıları olan boru yarıçapına göre kaynağın dışmerkezliliğinin dıştan kaynaklı olandan düşük olmasıdır.



Şekil 5.8: Dıştan Kaynaklı Geçme Bağlantıların Birleşik Ekyeri Etkinliği

5.2 Parçalı (Segmentli) Boru Hatları

Segmentli boru hatları, özellikle büyük çaplı ve göreceli olarak kalın duvarlı olanlar için gözlenen sismik yetersizlik daha çok boru bağlantılarındaki duruma bağlıdır. Örneğin 1976'da Tangshan depreminde Sun ve Shien (1983) boru kırıklarının yaklaşık %80'inin bağlantı noktalarından kaynaklandığını gözlemlemişlerdir. M.O'Rourke ve Ballantyne (1982), segmentli boru hatlarında hasar mekanizmasının altı tipini tanımlamışlardır. 1991 Costa Rika depremindeki davranış Şekil 5.9'da gösterilmiştir. Limon alanındaki CI ve DI iletim boru hatları için tamirlerin %52'si bağlantılardaki sökülmeye (şekil 5.9a) ve tamirlerin %42'si segmentlerdeki kırıklara bağlıdır (şekil 5.9b).



Şekil 5.9: Parçalı Boruların Hasar Mekanizmaları (Düzenekleri)

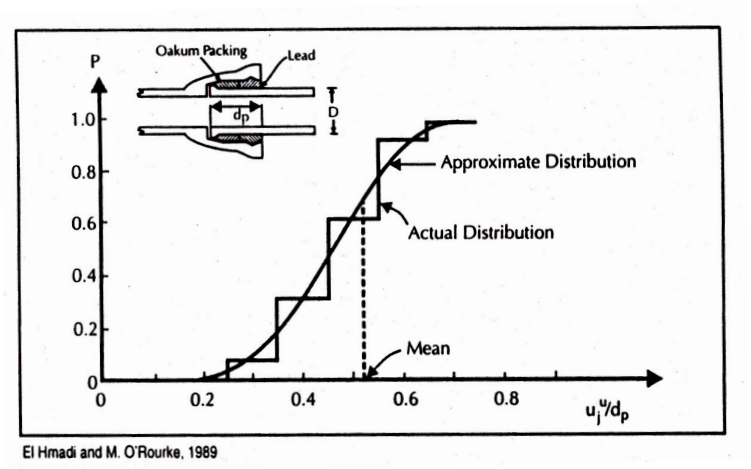
Eksenel sökülme, bazen eklemlerdeki açısal dönme ile birlikte bağlantı kalafatlama malzemesinin kesme direnci borunun çekme dayanımından daha düşük olduğunda çekme zemin germesi alanlarında görülen genel bir yetersizliktir. Basınç yer şekil değiştirmesi bölgelerinde çan ve tapa tipi bağlantıların ezilmesi, örneğin beton borularda, oldukça genel bir yetersizliktir. Küçük çaplı parçalı borular için çevresel esneklik yetersizliği zemin eğriliği alanlarında gözlenmektedir. Örneğin Marina Bölgesinde 1989 Loma Prieta olayından sonra T. O'Rourke (1991) tarafından gözlemlendiği gibi küçük çaplı (100 mm ile 200 mm (4-8 inç)) dökme demir borulardaki kırıklar eklemlere yakın boru segmentlerinde yuvarlak (çevresel) çatlaklar şeklindedir.

5.2.1 Eksenel Sökülme

Yetersizlik (arıza) kriteri bakımından segmentli boruların çeşitli tipleri hakkındaki bilgi, kesintisiz borular hakkındaki bilgi kadar iyi anlaşılacak şekilde geliştirilmemiştir. El Hmadi ve M. O' Rourke (1989) daha sonra sökme yetersizliği hakkında bilgileri özetlemişlerdir. El Hmadi ve M.O'Rourke (1989), Prior'un (1935) laboratuar testlerine dayanarak sızıntının toplam dağılımını normalleştirilmiş eksenel eklem yer değiştirmesinin bir fonksiyonu olarak ifade etmişlerdir. Bu durum şekil 5.10'da gösterilmiştir. Burada u_j^u ekyeri açılması ve d_p ekyeri geçme derinliğidir.

Şekil 5.10'da gösterildiği gibi bağlantı sızıntısı ile ilgili bağlantı açıklığının ortalama değeri 0,52 d_p olup değişim katsayısı (varyasyon) %10'dur. El Hmadi ve M.O'Rourke (1989), rijit bağlantı noktalı parçalı boru hatlarının sökülme durumu için yetersizlik kriteri olarak toplam bağlantı noktası derinliğinin %50'sine karşılık gelen rölatif bağlantı noktası deplasmanını tanımladılar.

Kauçuk contalı bağlantıları olan sünek demir borularda bağlantı noktalarının sökülmesinde nihai gerilim kuvveti için laboratuar verileri ve yarı deneysel ilişkiler Singhal (1983) tarafından geliştirilmiştir. Kauçuk contalı beton silindir borular üzerinde Bouabid ve M.O'Rourke (1994) tarafından yapılan laboratuar testleri, iç basınçlarda önemli sızıntıya neden olan ilgili bağlantı noktası yer değiştirmesinin kabaca toplam bağlantı derinliğinin yarısına denk geldiğini öngörmüşlerdir. Bu sayede, ilgili eksenel bağlantı noktasının kabaca birçok tipte segmentli boru için uygun yetersizlik kriteri, toplam bağlantı derinliğinin yarısı olarak ortaya çıkmıştır.



Şekil 5.10: Kurşunla Kalafatlanmış Ek Yerlerindeki Sızma İçin Kümülatif Dağılım Fonksiyonu

5.2.2 Çan Ve Tapa Tipi Ek Yerlerinin Ezilmesi

Ayala ve M.O'Rourke (1989) tarafından da belirtildiği gibi 1985 yılında Michoacan olayında Meksico City'de meydana gelen beton silindir boru yetersizliklerinin çoğu bağlantı noktası ezilmesine bağlıydı. Çan ve tapa tipi bağlantıların laboratuar testlerine dayanan ilgili yetersizlik kriteri tam olarak belirlenmemiştir.

Bouabid ve M.O'Rourke'nin 1993 eksenel sıkıştırma testlerindeki gözlemlerine göre kauçuk contalı bağlantıları olan güçlendirilmiş beton silindir boruların bağlantı

yetersizlikleri iç beton astar veya dış beton astarda başlayabilir. Bu, uygulanan yük nihai değere yaklaştığında beton astarın uçlarında çevresel çatlaklar şeklinde belirmektedir. Beton astar çatladıktan sonra kritik bölüm çelik bağlantı halkası ve çelik boru silindiri arasındaki kaynaklı ara yüz olur. Bu iki eleman arasında var olan dışmerkezlilik bu kaynaklı bölgenin yakınında çöküntü (veya hatta yerel burkulma) meydana gelmesine neden olur. Bu hasar sonuç olarak bir sızıntı yolu oluşmasıyla sonuçlanabilir ve/veya bölümün patlamasına neden olabilir. Bu yüzden hem Bouabid ve M.O'Rourke (1994) hem de Krathy ve Salvadorin (1978) bağlantılardaki beton göbeklerin nihai sıkıştırma kuvveti olarak alınabilecek olan beton borular için ezilme yetersizliği kriteri, F_{cr}, önermişlerdir.

$$F_{cr} = \sigma_{comp} . A_{core} \quad \textbf{(5.4)}$$

σ_{comp} betonun sıkıştırma direnci olup A_{core} beton göbeğin alanıdır. Düz beton borular için A_{core} kesit alanı iken güçlendirilmiş borular için çelik çubukların dönüştürülmüş alanlarının eklenmesi gerekir.

5.2.3 Çevresel Esneklik Yetersizliği Ve Ek Yerlerinin Dönmesi

Segmentli (parçalı) bir boru hattı, kalıcı bir yanal yer hareketi veya sismik (depremsel) sarsıntı ile doğan bükülmeye tabi olduğunda bağlantılardaki bazı dönüş kombinasyonları ve boru segmentlerindeki (parçalarındaki) bükülmeler zemin kavisine eşlik eder. Bu mekanizmaların göreceli katkıları bağlantı noktası dönüşü ve boru parçası bükülme rijitliğine bağlıdır. Esnek bir boru hattı sistemi için, örneğin Tyton bağlantılı veya Flex bağlantılı DI boruları, boru segmentlerindeki basınç sırasıyla yaklaşık 4° ve 15° bağlantı dönüş kapasitesi aşıldıktan sonra artmaya başlar. Diğer yandan daha katı bir segmentli boru hattı sistemi için, örneğin çimento/kurşun bağlantılı dökme demir boru, bağlantı dönüşleri ve segmentlerdeki bükümler yer kavisine başlangıçtan itibaren eşlik eder.

Parçalı boru hatlarında kullanılmak üzere kabul edilebilecek dirsek açıları standardı için temel nokta dönüşü yetersizliği/sızıntısı kriteri uygun kriter olarak görülmektedir.

Yer kavisine tabi dökme demir veya asbest çimento borular için segmentlerdeki yuvarlak (çevresel) esneklik çatlakları büyük yetersizlik şekilleridir. Diğer yandan, yer kavisine tabi beton borular için çatlaklar kısmen daha önce bahsedilen bağlantı halkası dışmerkezliğine bağlı olarak çan ve tapa tipi uçlarda meydana gelir.

Yuvarlak esneklik çatlakları için malzeme nihai gerilim veya sıkıştırma direncinin düşük olması ile ilgili boru kavisinin kullanılması mantıklı görünmektedir. Bu bağlamda El Hmadi ve M. O'Rourke (1989) CI ve DI boru malzemesi için bu mekanik özelliklerin bir listesini sunmuştur.

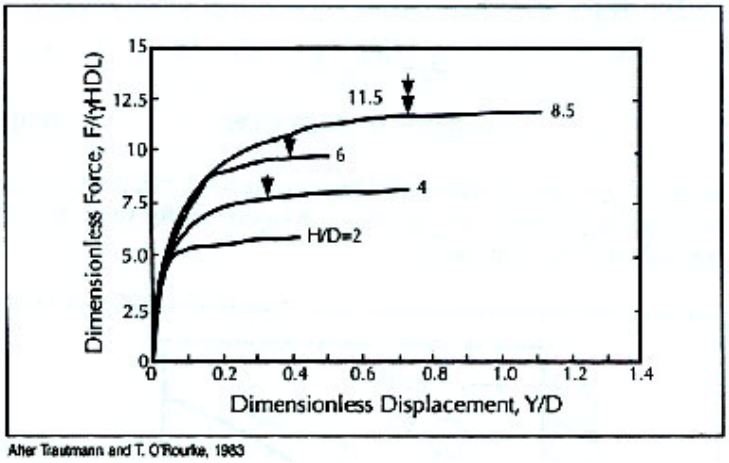
6. TOPRAK – BORU KARŞILIKLI ETKİLEŞİMİ

Gömülü boru hatları depremlerde boru-toprak ara yüzündeki etkileşimden dolayı üzerlerine etki eden kuvvetler ve yer değiştirmelerden kaynaklanan hasarlar görürler. Böyle bir durumda zemin hareket eder ve bu suretle borunun şekil değiştirmesine neden olur. Çözümsel amaçlar için herhangi keyfi zemin şekil değiştirmesi, boyuna bileşen (toprak hareketi boru eksenine paralel) ve enine bileşen (toprak hareketi boru eksenine dik) olarak ayrışabilir. Bu tür boru-toprak etkileşimlerinin her ikisi bu bölümde ele alınmaktadır. Enine yönde etkileşim göreceli ve her iki yatay ve dikey düzlemde şekil değiştirme içermektedir. Dikey yöndeki göreceli zemin hareketinde bu iki durumdaki etkileşim kuvvetleri farklı olduğundan yukarı ve aşağı boru hareketleri arasında ayırım yapılmalıdır. Sonuç olarak, sıvılaşmamış uygun olan toprakla çevrili ve sıvılaşmış bir katmana konumlanmış boru arasında bir ayırım olması gerekir.

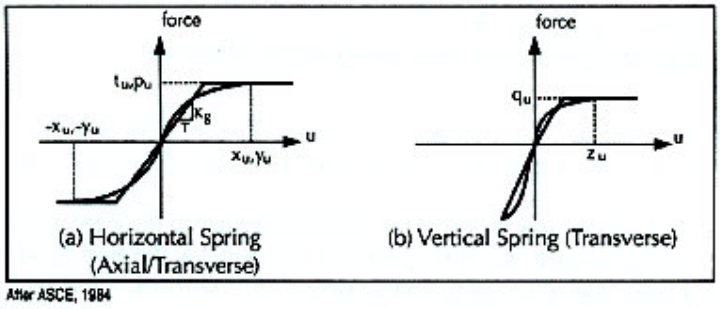
6.1 Uygun Sıvılaşmamış Toprak

Uygun sıvılaşmamış toprak tarafından çevrili bir boru hattı için toprak etkileşim kuvvetleri iyice yerleşiktir. Bu sonuç laboratuar testlerine dayanmaktadır. Örneğin, Trautmann ve T. O'Rourke (1983), şekil 6.1'de gösterilmiş yatay yanal hareket için bir kuvvet-şekil değiştirme bağıntısı saptamışlardır.

ASCE Teknik konseyinin yaşam hattı deprem mühendisliği (TCLEE), Gaz ve sıvı yakıt yaşam hatları (ASCE-1984) komitesi, inceleme amacıyla, şekil 6.2'de gösterilmiş elasto-plastik modellerini ortaya koymuşlardır. Elasto-plastik model, tamamen iki parametre ile tanımlanmıştır: Birim mesafelerdeki maksimum elastik deformasyon x_w , y_w , z_w ve t_w , p_w , q_w (sırasıyla yatay eksenel, yatay çaprazvari ve dikey çaprazvari yönlerdeki) maksimum dirençlerdir. Eşdeğer toprak esneme katsayısı maksimum direncin maksimum elastik deformasyonun yarısına oranıdır. Örneğin, yatay eksen için (uzunlamasına) $2t_u / x_u$'dur. Bu katsayılar sadece direnç sabit olduktan sonra rölatif yer değiştirmelerin; x, y, z'nin maksimum değerlerinden düşük olduğu durumlarda geçerlidir.



Şekil 6.1: Boru-Toprak Ara Yüzünde Yanal Yük-Deformasyon İlişkisi



Şekil 6.2: Boru-Toprak Ara Yüzünde İdealleştirilmiş Yük-Deformasyon İlişkisi

6.1.1 Boyuna (Uzunlamasına) Hareket

Boru eksenine paralel olan göreceli hareket boru-toprak ara yüzlerinde uzunlamasına (yatay eksen) kuvvetlere neden olur. Elasto-plastik model için ASCE (American Society of Civil Engineering) kılavuzu kil ve kum için aşağıdaki ilişkileri vermektedir: **[1]**

Kum için;

$$t_u = \frac{\pi}{2} D\bar{\gamma} H (1 + k_0) \tan(k\phi) \quad \textbf{(6.1)}$$

$X_u = (0.1 \sim 0.2)$ inç $= (2.54 \sim 5.08) \text{x} 10^{-3}$ m **(6.2)**

Kil için;

$$t_u = \pi D \alpha S_u \quad \textbf{(6.3)}$$

$X_u = (0.2 \sim 0.4)$ inç $= (5.08 \sim 10.16) \text{x} 10^{-3}$ m **(6.4)**

X_u deplasmanı için aşağıdaki tablo kullanılabilir:

Tablo 6.1: X_u Deplasmanı ($\text{x}10^{-3}$ m)

	Düşük	Orta	Sıkı
Kum	5	4	3
Kil	10	9	8

$\alpha = 0.608 - 0.123\ S_u - 0.274 / (S_u^2 + 1) + 0.695 / (S_u^3 + 1)$; S_u kpa/100 cinsindendir.

(6.5a)

$K_0 = 1 - \sin\text{Ø}$ **(6.5b)**

k ve k_0 değerleri için aşağıdaki tablolardan yararlanılabilir.

Tablo 6.2: k Değerleri

Boru Kaplaması	k
Beton	1.0
Kömür Katranı	0.9
Sert Çelik	0.8
Düz Çelik	0.7
Epoxsy	0.6
Polietilen	0.6

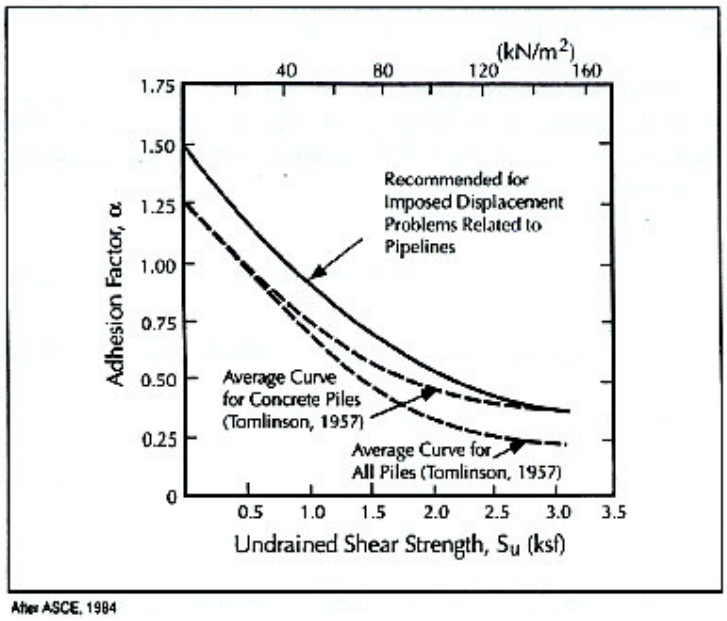
Tablo 6.3: k_0 Değerleri **[8]**

Toprak Cinsi	K_0
Zayıf (Düşük) Toprak	0.5 - 0.6
Yoğun Toprak	0.3 - 0.5
Kil (Drenajlı)	0.5 - 0.6
Kil (Drenajsız)	0.8 - 1.1
Sağlamlaştırılmış Toprak	1.0 - 1.3

Yukarıdaki 6.5 bağıntısıyla verilen α değeri şekil 6.3'ten de tespit edilebilir. D, çap; S_u, çevreleyen toprağın drenajsız kayma (kesme) direnci (kohezyon); α, S_u ile değişen deneysel yapışma (adhezyon) katsayısı; $\bar{\gamma}$ toprağın geçerli birim hacim ağırlığıdır. H, boru hattının eksen çizgisinin derinliği; Ø, içsel sürtünme açısı ve k_0, durağan konumda yanal toprak basıncı katsayısıdır. Normal olarak birleştirilmiş yapışmayan toprağın k_0 değeri aralığı 0.35-0.47 arasında rapor edilmiştir. Bununla birlikte geri doldurma ve borunun etrafındaki toprağın sıkışması nedeniyle k_0'ın daha yüksek olması beklenebilir. T.O'Rourke ve diğ. (1985) boru hattı gömme koşullarının çoğunda ılımlı bir tahmin olarak k_o=1 olarak tavsiye etmektedirler. Son olarak k, dış yüzey özelliği ve borunun sertliğine bağlı olarak

azaltma faktörüdür. Beton, çimento kaplamalı olan çelik veya dökme demir borular için k=1.0, dökme demir veya ham çelik için k aralığı 0.7-1.0 arasında değişir, düz ve göreceli olarak sert kaplaması olan bir boru veya düz çelik için k aralığı 0.5-0.7'dir.

Adhezyon faktörü toprak kohezyonunun bir azalan fonksiyonudur ve α ile S_u arasındaki ilişki şekil 6.3'te gösterilmiştir.



Şekil 6.3: Adhezyon (Yapışma) Faktörü – Kohezyon (Drenajsız Kesme ayanımı)

6.1.2 Yatay Enine Hareket

Yatay düzlemde boru eksenine dik olan göreceli hareket, boru-toprak ara yüzünde yatay enine kuvvetlerin doğmasına neden olur. Elasto-plastik model için ASCE prensibi kil ve kum için aşağıdaki bağıntılarla açıklanmaktadır:

Kum için;

$$p_u = \overline{\gamma} H N_{qh} D \qquad \textbf{(6.6)}$$

$$y_u = \begin{Bmatrix} (0.07 \sim 0.10)(H + D/2) & Zayif\ kum \\ (0.03 \sim 0.05)(H + D/2) & Orta\ derece\ kum \\ (0.02 \sim 0.03)(H + D/2) & Yogun\ (SIKI)\ kum \end{Bmatrix} \quad \textbf{(6.7)}$$

Kil için;

$$p_u = S_u N_{ch} D \quad \textbf{(6.8)}$$

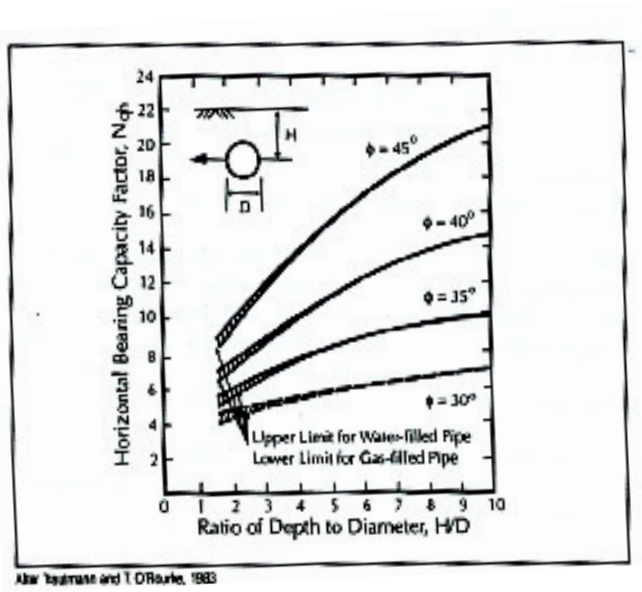
$$y_u = (0.03 \sim 0.05)\ (H + D / 2) \quad \textbf{(6.9)}$$

Burada N_{qh}, N_{ch} sırasıyla kum ve kil için yatay taşıma çarpanlarıdır. N_{qh} kum için Şekil 6.4'te gösterilmiştir. N_{ch} , Ø= 30^0 değerinde N_{qh} ile eşdeğerdir. **[1]**

$y_u \leq 0.15D$ olması koşuluyla yukarıdaki y_u bağıntılarındaki (H+D/2) değerinin katsayı seçimi için aşağıdaki tablo kullanılabilir.

Tablo 6.4: (H+D/2) Değerinin Katsayısı **[8]**

	Düşük	Orta	Sıkı
Kum	0.08	0.04	0.02
Kil	0.05	0.04	0.03



Şekil 6.4: Kum İçin Yatay Taşıma Kapasitesi Faktörü – Derinlik / Çap Oranı **[1]**

$N_{ch} = a + bx + c / (x + 1)^2 + d / (x + 1)^3 \leq 9$ ve $N_{qh} = a + bx + cx^2 + dx^3 + ex^4$ **(6.10)**

X = H / D olmak üzere aşağıdaki tablo da kullanılabilir.

Tablo 6.5: Yatay Taşıma Kapasite Faktörü **[8]**

Faktör	Ø	x	a	b	c	d	e
N_{ch}	0	H/D	6.752	0.065	-11.063	7.119	
N_{qh}	20	H/D	2.399	0.439	-0.03	$1.059x10^{-3}$	$-1.754x10^{-5}$
N_{qh}	25	H/D	3.332	0.839	-0.09	$5.606x10^{-3}$	$-1.319x10^{-4}$
N_{qh}	30	H/D	4.565	1.234	-0.089	$4.275x10^{-3}$	$-9.159x10^{-5}$
N_{qh}	35	H/D	6.816	2.019	-0.146	$7.651x10^{-3}$	$-1.683x10^{-4}$
N_{qh}	40	H/D	10.959	1.783	0.045	$-5.425x10^{-3}$	$-1.153x10^{-4}$
N_{qh}	45	H/D	17.658	3.309	0.048	$-6.443x10^{-3}$	$-1.299x10^{-4}$

6.1.3 Yukarı Yönde Dikey Çapraz Hareket

Boru-Toprak ara yüzünde boru eksenine dik göreceli yukarı hareket, yanal kuvvetler ortaya çıkarmaktadır. Elasto-plastik model için ASCE'nin prensibi kil ve kum için aşağıdaki bağıntılarla belirtilmektedir:

Kum için;

$$q_u = \overline{\gamma} H N_{qv} D \qquad \textbf{(6.11)}$$

$$Z_u = (0.01 \sim 0.015)\ H \qquad \textbf{(6.12)}$$

Kil için;

$$q_u = S_u N_{cv} D \qquad \textbf{(6.13)}$$

$$Z_u = (0.1 \sim 0.2)\ H \qquad \textbf{(6.14)}$$

N_{qv} kum için dikey yukarı itme faktörü ve N_{cv} kil için dikey yukarı itme faktörüdür. N_{qv} ve N_{cv} sırasiyle Şekil 6.5 ve Şekil 6.6'da derinlik/çap oranının fonksiyonları olarak sunulmuşlardır. **[1]**

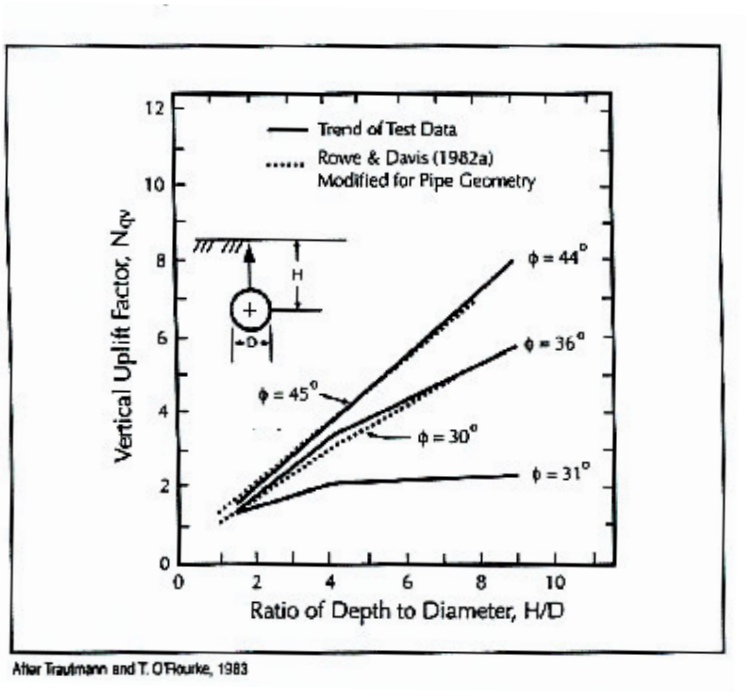
Z_u deplasmanının hesabındaki H değerinin katsayı çarpanı için aşağıdaki tablo kullanılabilir.

Tablo 6.6: H Değerinin Katsayısı

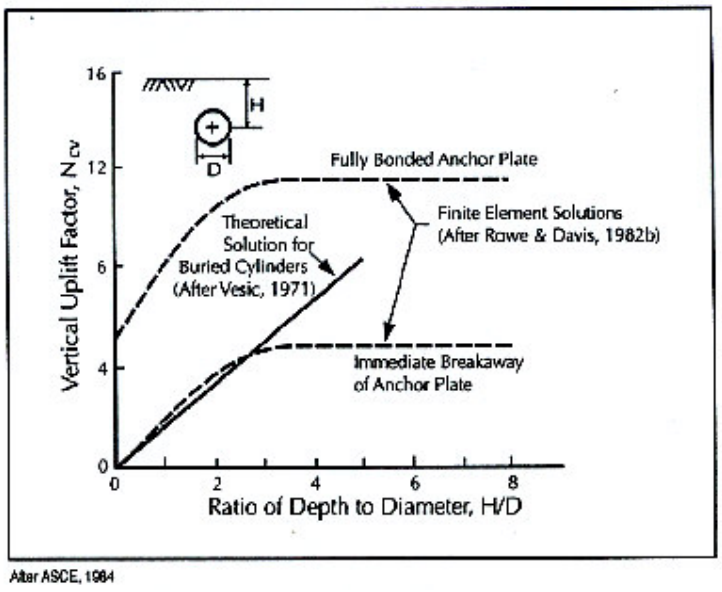
	Düşük	Orta	Sıkı
Kum	0.02	0.01	0.01
Kil	0.2	0.1	0.1

$x = H / D$ olmak üzere x<10 için $N_{cv} = 2x \le 10$ ve $N_{qv} = \phi_s x / 44 \le N_q$ 'dir. **(6.15)**

(Burada $Ø_s$ değeri yukarıdaki Ø değeridir). **[8]**



Şekil 6.5: Kum İçin Dikey Yukarı İtme Çarpanı – Derinlik / Çap Oranı



Şekil 6.6: Kil İçin Dikey Yukarı İtme Çarpanı – Derinlik / Çap Oranı

6.1.4 Aşağı Yönde Düşey Çapraz Hareket

Boru eksenine dik göreceli aşağıya doğru hareket, boru-toprak ara yüzünde yanal kuvvetler oluşturmaktadır. Elasto-plastik model için ASCE ilkeleri kum ve kil için aşağıdaki bağıntılarla verilmektedir:

Kum için;

$$q_u = \bar{\gamma} H N_q D + \frac{1}{2}\gamma D^2 N_y \qquad \textbf{(6.16)}$$

z_u = (0.1 ~ 0.15) D; (Genellikle z_u = 0.1D alınabilir) **(6.17)**

Kil için;

$q_u = S_u N_c D$ **(6.18)**

Z_u = (0.1 ~ 0.15) D; (Genellikle z_u = 0.2D alınabilir) **[1]** **(6.19)**

$$N_c = \cot(x)\left\{\tan^2(45 + x/2)\exp(\pi\tan(x)) - 1\right\} \qquad \textbf{(6.20a)}$$

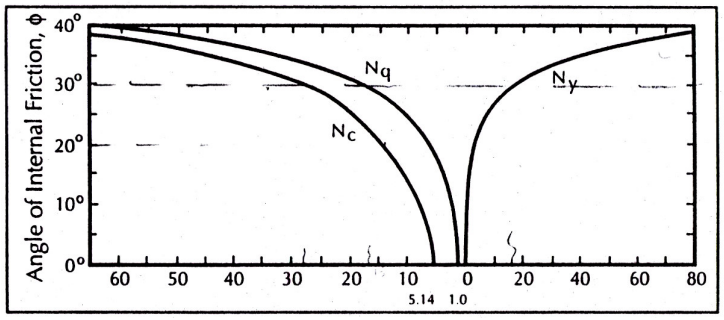
$$N_q = \tan^2(45 + \phi_s/2)\exp(\pi\tan(\phi_s)) \qquad \textbf{(6.20b)}$$

$$N_\gamma = \exp(0.18\phi_s - 2.5) \qquad \textbf{(6.20c)}$$

$$x = \phi_s + 0.001 \qquad \textbf{(6.20d)}$$

(Buradaki $Ø_s$=Ø'dir.) **[8]**

Burada γ kumun toplam birim ağırlığı, N_c düşey yönde yüklenmiş kil zemin için yatay yöndeki taşıma kapasite çarpanı, N_q ve N_γ düşey yönde yüklenmiş kum zemin için yatay yöndeki taşıma kapasite faktörleridir. ASCE kılavuzu bu üç faktörün şekil 6.7'den alınabileceğini önermektedir.



Şekil 6.7: Dikey Taşıma Kapasitesi Faktörü – Toprak Sürtünme Açısı

6.2 Zemin Yatak Katsayıları

Daha önce belirtildiği gibi toprak–boru ara yüzü etkileşimi, göreceli yer değiştirme maksimum elastik deformasyondan (X_u) düşük olduğunda elastik yay olarak modellenebilir. Bu durumlarda boru hattı tepkisi "elastik zemine oturan kirişler" tipindeki analizler tarafından belirlenebilir. Bununla birlikte bu analizler sadece küçük ve orta seviyedeki zemin deformasyonuna uygulanabilir, çünkü maksimum elastik deformasyon (X_u) tipik olarak küçüktür. Örneğin H=1.2 m, orta yoğunlukta kum (γ=1.8 x10^{-3} kgf/cm^3, Ø=35°) ve 0.3 m çapındaki bir boru için yatay, çapraz yatay, çapraz yukarı ve çapraz aşağı değerler sırasıyla 3.8x10^{-3} m, 0.04 m, 0.018 m ve 0.038 m'dir.

6.2.1 Eksenel Hareket

Yüksek Basınçlı Gaz Boru Hatlarının Sismik Tasarımları (Japonya 1982), toprak yatak katsayısının boru çapı ile orantılı olmasını önermektedir. M.O'Rourke ve Wang (1978) toprağın yatak katsayısını etkili kayma modülünün iki katı olarak göstermektedir. Tablo 6.7'de ana üç yaklaşımın boru çapı 0.15 m (6 inç), 0.30 m (12inç), ve 0.61 m (24inç) olan orta yoğunlukta kum (Φ=35°, γ=1.8 x10^{-1}kgf / cm^2) ve gömme derinliği 1.2 m (3.9 ft) için karşılaştırmaları verilmektedir.

Tablo 6.7: Eksenel Toprak Yay Katsayısı Karşılaştırması

Kaynak	Formül	Katsayı (kgf/cm^2)			Not
		D=6 inç	D=12 inç	D=24 inç	
Japonya Gaz Birliği	πDK_0	28.3	56.5	113	K_0=0.6 kgf/cm^3
O'Rourke ve Wang	$2G_s$	60.2	60.2	60.2	$G_s = 66.3\sqrt{\gamma H \frac{1+2k_o}{3}}$
ASCE	$2t_u / x_u$	27.9	59.1	131	$X_u = 3.8x10^{-3}$ k_0=0.6, k=0.9

Tablo 6.7'de gösterildiği gibi her üç yaklaşım makul olarak 12 inç çapındaki boru için uyuşmaktadır. Bunun yanında M. O'Rourke ve Wang yaklaşımları boru çapına bağlı olmadığından büyük çaplı borular için eksenel rijitliği düşük olarak tahmin etmekte ve küçük çaplı borular içinse eksenel rijitliği gerçek değerinden yüksek tahmin etmektedir. ASCE kılavuzundaki denk eksenel toprak yatak katsayısı Japon Gaz Birliğinin her üç boru ebadı tipi için verdiği değerlerle eşleşmektedir. ASCE kabulüne göre zemin yay katsayıları için aşağıdaki tablo hazırlanmıştır.

Tablo 6.8: Zemin Yatak Katsayıları

Yön	Yatak Katsayısı
Eksenel	$K_u = 2t_u / x_u$
Yanal	$K_v = 2p_u / y_u$
Yukarı	$K_{wu} = 2q_u / z_u$
Aşağı	$K_{wd} = 2q_u / z_u$

6.2.2 Yatay Düzlemde Yanal Hareket

Yatay düzlemde yanal hareket için Audibert ve Nyman (1977) boru-toprak etkileşimini elasto-plastik sistem olarak modellemek için şekil 6.8'de gösterildiği gibi üç yatak katsayısı önermektedir. K_{L1} ve K_{L2} boru-toprak ara yüzünde göreceli olarak sırasıyla küçük ve orta dereceli yer değiştirme içindir. K_{L3} y_u'dan büyük veya eşit yer değiştirmeler içindir.

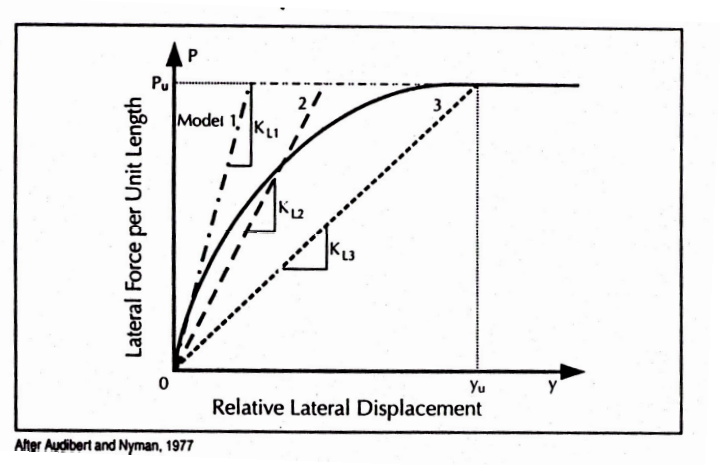
Benzer şekilde Thomas (1978) aşağıdaki yatak katsayısının, K_L, büyük yanal yer hareketleri için olduğunu önermektedir.

$$K_L = 2.7\ p_u / y_u \qquad \textbf{(6.21)}$$

Dalga yayılması ile başlatılan hareket gibi küçük yer hareketleri için El Hamadi ve M.O'Rourke (1989) aşağıdaki yatak katsayısını önermektedir.

$$K_L = 6.67\ p_u / y_u \qquad \textbf{(6.22)}$$

Bu iki katsayının ASCE kılavuzu tarafından önerilen aynı etkileşim eğrisine dayandıklarına dikkat edilmelidir. 6.22 denklemi şekil 6.8'deki başlangıç K_{L1} etkileşim eğrisinin eğimi ile ilgilidir. Bu yüzden bu denklem dalga yayılması olayı için bile etkileşim kuvvetini tahmin etmektedir.



Şekil 6.8: Farklı Göreceli Hareketlere Karşı Gelen Yatak Katsayıları

6.2.3 Dikey Hareket

Vesic (1961) elastik bir alt tabaka üzerindeki sonsuz kirişi dikkate alarak aşağı doğru boru hareketi için Winkler hipotezini kullanıp bir yatak katsayısı geliştirmiştir. Sonuçtaki dikey yatak katsayısı aşağıda yer almaktadır.

$$K_V = 0.65\left(\frac{E_S D^4}{E_p I_p}\right)^{\frac{1}{12}} \frac{E_s}{1-\mu_s^2} \qquad \textbf{(6.23)}$$

E_s toprak modülü, $E_s = 2(1 + \mu_s)G_s$, μ_s toprağın Poisson oranı, G_s toprağın kayma modülü, E_pI_p borunun eğilme rijitliğidir.

6.3 Sıvılaşmış Toprak

Uygun bir tabakanın aksine sıvılaştırılmış bir tabaka içine yerleştirilen bir boru hattı için Suzuki ve diğ. (1988), Miyajima ve Kitaura (1989) denk toprak esneme rijitliğine karşı boru tepkisinin çok hassas olduğunu göstermişlerdir.

Elastik kiriş yaklaşımına dayanan analitik çözümler ile deneysel verileri birleştirerek Takada ve diğ. (1987) sıvılaşmış toprak içindeki bir boru için denk bir toprak esnemesi geliştirmişlerdir. Denk rijitlik aralığının diğer sıvılaşmayan toprak için olanın 1/1000 ile 1/3000'i kadar olduğunu göstermişlerdir. Diğer yandan Yoshida ve Uematsu (1978), Matsumoto ve diğ. (1987), Yasuda ve diğ. (1987), Tanabe (1988) rijitlik aralıklarının kendi model deneylerine dayanarak sıvılaşmayan toprağın 1/100 ile 3/100 katı aralığında olduğunu öngörmektedirler.

Miyajima ve Kitaura (1991) rijitliğin sıvılaşan toprak içindeki etkili basınç ile ilgili olduğunu gösteren model testleri gerçekleştirmişlerdir. Toprak yatak katsayısı etkili basıncın artan bir fonksiyonudur ve bu nedenle aşırı gözenekli su basıncı oranının azalan bir fonksiyonudur.

Doymuş kumlu bir toprak için T.O'Rourke ve diğ. (1994) çapraz zemin yer değiştirmesine tabi olan bir boru veya yığın (set) için bir azalma faktörü, R_f, önermiştir.

$$R_f = \frac{N_{qh}}{K_c} \frac{1}{0.0055(Nl)_{60}} \quad \textbf{(6.24)}$$

K_c drenajsız toprak için yataklama kapasitesi faktörü ve $(N_l)_{60}$ düzeltilmiş SPT değeridir.

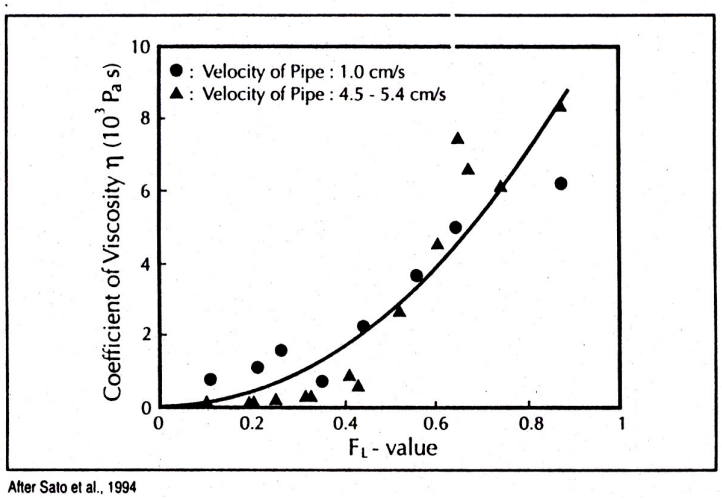
Boru-toprak ara yüzünde azalmış rijitlik, azaltma faktörüne bölünen sıvılaşmamış toprak rijitliği olarak verilir. Bu çalışmalar sonuçta denk rijitliğin sıvılaşmayan toprak için olan değerin 1/100 ile 5/100'ü arasında olmasını önermektedir. Bu yüzden sıvılaşan toprak içindeki boyuna ve çapraz boru rijitlikleri uygun toprak içindeki bir borunun rijitliğinin yaklaşık %3'ü olarak alınabilir.

Sıvılaşmış bir toprak aynı zamanda viskozitesi çok yüksek bir sıvı olarak görülebilir. Bu model için boru-toprak ara yüzündeki etkileşim kuvveti toprak-boru ara yüzündeki göreceli hız ile değişir. Sato ve diğerlerine (1994) göre borunun birim uzunluğuna uygulanan çapraz kuvvet aşağıdaki formülle hesaplanır.

$$F = \frac{4\pi\eta V}{2.002 - \log R_e} \quad \textbf{(6.25)}$$

ŋ sıvılaşan toprağın viskozite katsayısı, V borunun sıvılaşan toprağa göre hızı, R_e= ρVD/ŋ Reynolds sayısı ve ρ sıvılaşan toprağın yoğunluğudur.

Model testlere dayanarak Sato ve diğerleri (1994) viskozite katsayısı ve sıvılaşma yoğunluk faktörü, F_L, arasındaki ilişkiyi açıklamışlardır. Bu ilişki şekil 6.9'da gösterilmiştir.



Şekil 6.9: Viskozite Katsayısı – F_L Değeri

Japon Yol Birliği (1990) sıvılaşma yoğunluğu faktörünü aşağıdaki şekilde tanımlamıştır.

$$F_L = \frac{0.0042\, D_r}{(a_{\max} / g)(\sigma_v / \sigma_v')} \qquad \textbf{(6.26)}$$

D_r toprağın göreceli yoğunluğu, a_{max} yerin maksimum ivmesi, σ_v toplam aşırı yük basıncı ve σ_v' geçerli aşırı yük basıncıdır.

Sıvılaşan toprağı bir akışkan olarak modellemek için iki sorun vardır: Birincisi bilinmeyen bir değer olan boru hattına göre toprağın hızının üst sınırı, ikincisi varsayımlara aykırı görünen toprak-boru ara yüzündeki esneme (yay) kuvvetinde sıvılaşma durduktan sonra (6.25 bağıntısında V=0 durumu) düzelme olmayacağıdır.

7. SÜREKLİ BORU HATLARININ BOYUNA PGD'YE KARŞI TEPKİSİ

Önceden belirtilmiş olduğu gibi PGD, boyuna ve enine bileşenler şeklinde ayrışabilir. Bu bölüm sürekli boru hattının boyuna PGD'ye maruz kaldığındaki tepkisini ele almaktadır (toprak hareketi boru eksenine paralel). Bunu izleyen bölümler sürekli boru hattının çapraz PGD'ye tepkisini olduğu kadar (toprak hareketi boru ekseni ile belli bir açıda) parçalı borunun da PGD'ye tepkisini ele alacaktır.

Boyuna PGD altında paslanmamış sürekli boru hattı kaynaklı eklerinden arıza verebilir. Basınç bölgesinde yerel olarak eğilebilir (buruşabilir) ve/veya çekme bölgesinde kopup çatlayabilir. Gömülme derinliği çok sığ olduğu zaman boru hattı zemin basınç bölgesinde bir kiriş gibi eğilebilir.

Gömülü borunun boyuna PGD'ye tepkisinin iki ayrı modeli burada sunulmaktadır. Birinci modelde boru hattının doğrusal elastik olduğu kabul edilmiştir. Bu model sıklıkla geçmeli ek yerli gömülü boru için uygundur. İkinci modelde boru hattı Ramberg-Osgood türü gerilme-şekil değiştirme bağıntısını takip ettiği kabul edilmiştir. Bu model sıklıkla ark kaynaklı, kafa kafaya ek yerli boru için uygundur. Yerel burkulma kadar çekme kopmasına yol açan şartlar da bu bölümde sunulmaktadır. Sonuç olarak esnek genleşme derzlerinin etkisi tartışılmıştır.

7.1 Elastik Boru Modeli

Daha önce üzerinde durulduğu gibi zeminin deformasyon tipinin sürekli boru hatlarının boyuna PGD'ye verdiği tepki üzerine önemli bir etkisi vardı. M.O'Rourke ve Nordberg (1992), Şekil 7.1 'e gösterilmiş beş modeli idealleştirmişlerdir. Şekil 7.1a'daki blok tipi modeli ki şekil 3.14a'daki göreceli düzgün boyuna modelin bir idealleştirilmesidir. Şekil 6.1'deki rampa, rampa bloğu, simetrik sırt ve asimetrik sırt tipleri ise sırasıyla Şekil 3.14b, c, d ve e'de gözlemlenen modellerin bir idealleştirilmesidir

Elastik boru malzemesi kabulüyle ve toprak-boru ara yüzünde ya elasto-plastik veya rijit plastik kuvvet-şekil değiştirme bağıntılarını kullanarak M.O'Rourke ve

Nordberg (1992), üç idealleştirilmiş boyuna PGD'nin örneklerine dair gömülü çelik boru hattının tepkisini çözümlemişlerdir (rampa, blok ve simetrik sırt için).

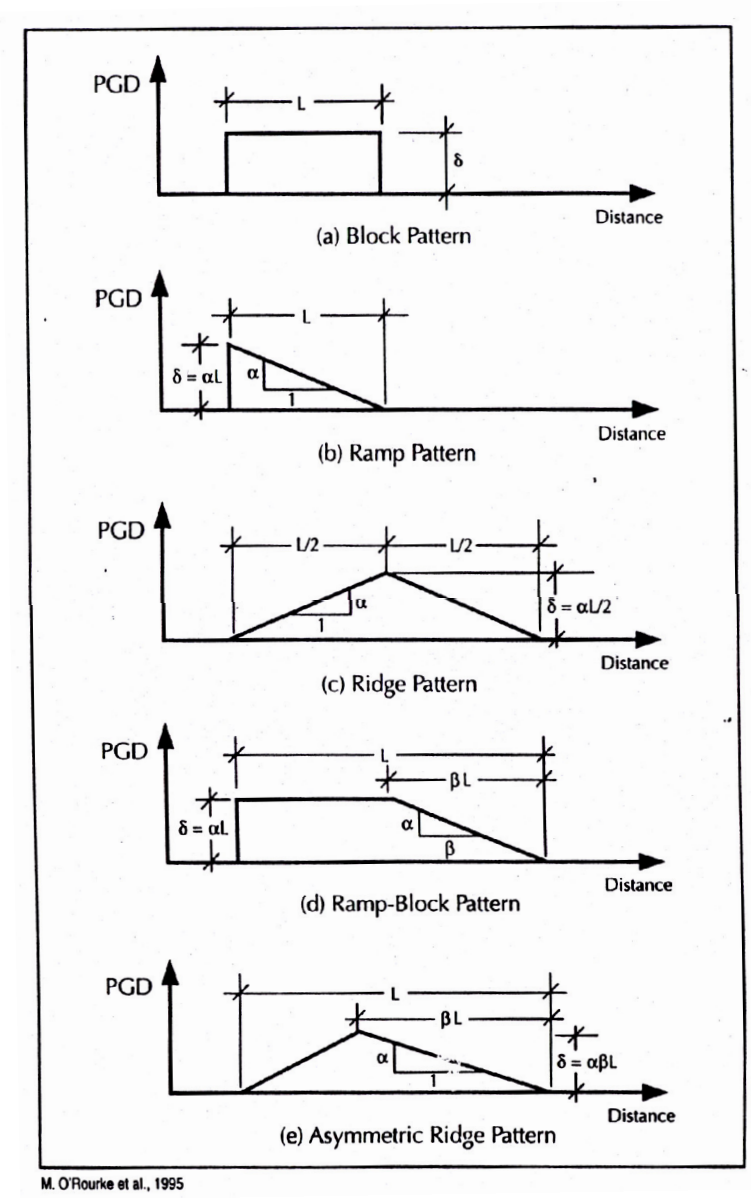
İncelemeler sonucu anlaşılmıştır ki toprak-boru etkileşiminin basitleştirilmiş katı plastik modeli ile gerçekte daha karmaşık elasto-plastik modeli ayni sonuçları vermektedir. Eşdeğer zemin şekil değiştirmesi tarafından normalleştirilmiş her üç örnek için en büyük boru şekil değiştirmesi, ε, Şekil 7.2'de PGD bölgesinin normalleştirilmiş uzunluğunun bir fonksiyonu olarak çizilmiştir. Üzerinde sabit sürtünme kuvveti, t_u bulunan uzunluk olarak tanımlanmış olan PGD bölgesi uzunluğu, gömme uzunluğu, L_{em} tarafından normalleştirilir. Blok örneği, elastik bir boruda en büyük şekil değiştirmeye yol açmaktadır.

Blok tipinin PGD'si için bir elastik borudaki şekil değiştirme aşağıdaki gibi verilmektedir:

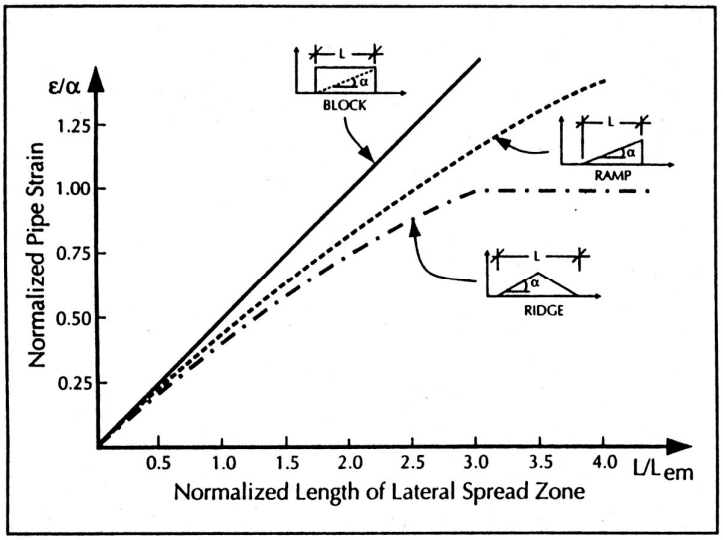
$$\varepsilon = \begin{cases} \dfrac{\alpha L}{2 L_{em}} & L < 4 L_{em} \\ \dfrac{\alpha L}{\sqrt{L L_{em}}} & L > 4 L_{em} \end{cases} \qquad \textbf{(7.1)}$$

$$L_{em} = \alpha EA / t_u \qquad \textbf{(7.2)}$$

Flores Berrones ve M.O'Rourke(1992) bir doğrusal elastik boru ile bir rijit plastik "zemin yayı" modelini rampa-blok asimetrik sırt modeline uygulamışlardır. Hamada ve diğerleri (1986) de 27 gözlem modelinin her birine şekil 7.1'deki beş idealleştirilmiş modelin en uygun olanını tayin etmişler ve en yüksek boru şekil değiştirmesini belirlemişlerdir. Bu, şekil 7.3'te iki elastik boru için grafik hale getirilmiştir.

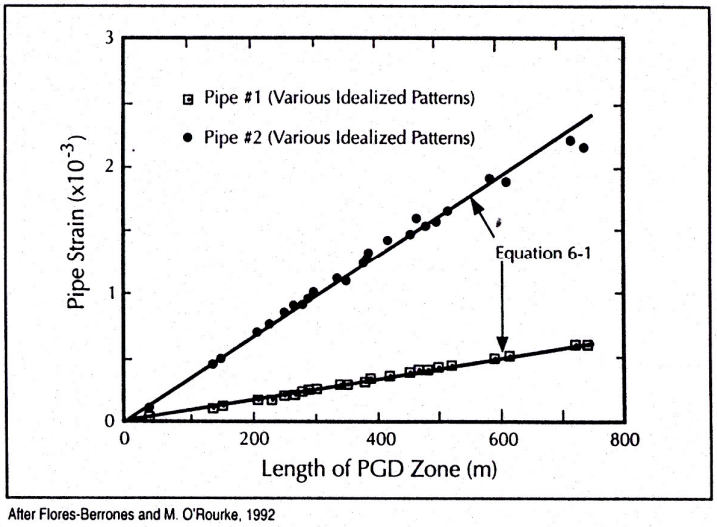


Şekil 7.1: Beş İdealleştirilmiş Model



After M. O'Rourke and Nordberg, 1992

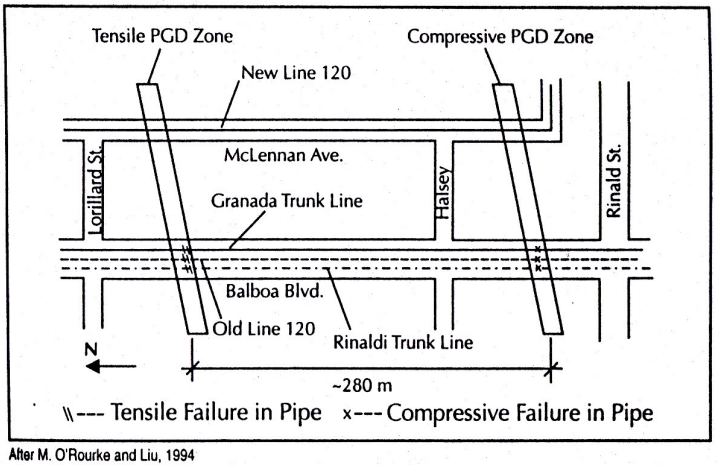
Şekil 7.2: Üç İdealleştirilmiş PGD Modeli İçin Normalleştirilmiş Yanal Açılma Bölgesinin Normalleştirilmiş Uzunluğunun Fonksiyonu Olan Normalleştirilmiş Boru Şekil Değiştirmesi



After Flores-Berrones and M. O'Rourke, 1992

Şekil 7.3: İki Elastik Boru İçin Maksimum Şekil Değiştirme

1994 Northridge depremindeki bazı boru hattı hasarları elastik boru modeli ile karşılaştırma yapmak için incelenmiştir. Balboa Bulvarındaki 7 adet boru hattından üçü boyuna PGD'den dolayı hasar görmüştür. Şekil 7.4, Balboa Bulvarındaki PGD bölgesinin ve boru kopmalarının konumlarını göstermektedir.



.

Şekil 7.4: Balboa Bulvarında Boru Hatları Hasarının Zemin Yer Değiştirme Alanlarının Ve Konumlarının Haritası

Buradaki iki parallelogram PGD bölgesinin sınırlarıdır. T.O'Rourke ve M.O'Rourke'a (1995) göre PGD bölgesinin Balboa Bulvarı boyunca olan mekansal boyutunun uzunluğu 280 m ve hareket miktarı yaklaşık 0.50 m idi.

Geçme bağlantıların ve korumasız ark kaynaklı bağlantıların göreceli olarak düşük olan dayanıklılıklarına bağlı olarak yukarıda tartışılan lineer elastik boru hattı modeli bu boru hatlarının davranışlarını analiz etmek için kullanılabilir.

Boru-toprak ara yüzü etkileşim kuvveti denklem 6.1 kullanılarak Ø=37° yoğun kum için k=0.87, kömür katran epoksisi için k=1.0, çimento harç kaplaması için ve $\gamma=1.88x10^4$ N/m^3 olarak hesaplanmıştır. İki su kanal hattı için şekil 5.8'e dayanarak bağlantı verimliliği 0,40 olarak farz edilmiştir. Korumasız ark kaynaklı hat-120 için boru çeliğinin bu tip bağlantıların sıkıştırma ve gerilim dayanımı, boru çeliğinin eğilme dayanımından az olarak belirlendiğinden kritik dayanım olarak kullanılabilir. (T.O'Rourke ve M.O'Rourke 1995). Tablo 7.1'de borular için kritik dayanım gösterilmekte ve etkiyen sismik dayanım denklem 7.1'den hesaplanmıştır. Sismik

dayanım kritik dayanımdan yüksek olduğundan bu tip boruların her biri için yetersizlik tahmin edilmiştir. Bu da gözlemlenen davranışla örtüşmektedir.

Tablo 7.1: Balboa Bulvarındaki Üç Hasarlı Hattın Hesaplamaları

Boru Hattı	k	Sürtünme Katsayısı	Bağlantı Verimi	Kritik Gerilme $x10^{-3}$	L_{em}	Sismik Gerilme $x10^{-3}$	Davranış
Granada	1.0	0.75	0.40	0.48	50	2.1	yetersiz
Rinaldi	1.0	0.75	0.40	0.48	51	2.1	yetersiz
Hat-120	0.87	0.63	1.0	1.20	78.7	1.59	yetersiz

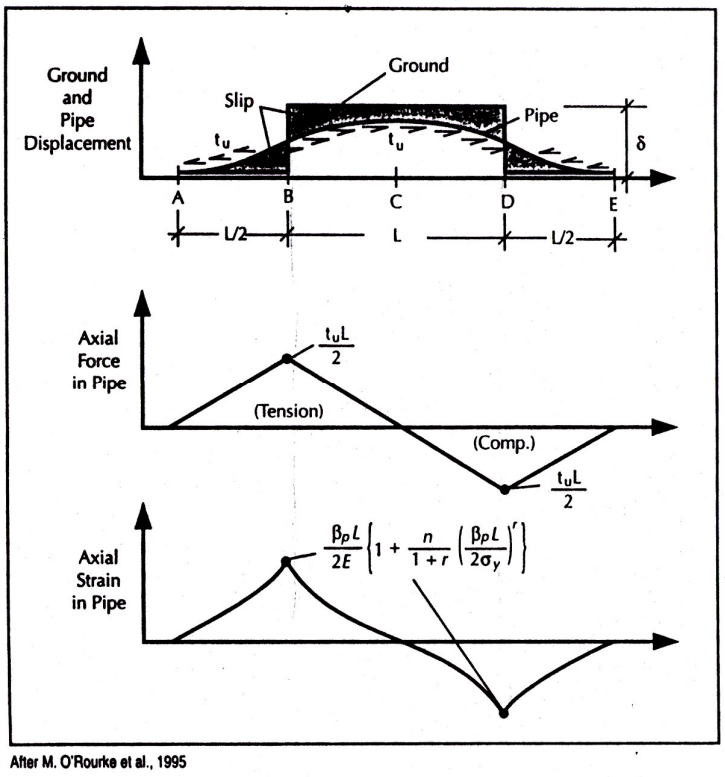
7.2 Elastik Olmayan Boru Modeli

Tipik gömme derinliğinde olan ark kaynaklı bağlantı noktalı borunun yerel bükülmesi malzemesinin elastik olmadığı bir model gerektirir. Elastik boru modelleri için blok örneği en uygun model olarak göründüğünden dolayı, M.O'Rourke ve diğerleri (1995) daha gerçekçi Ramberg-Osgood malzeme modeli olan boyuna PGD'ye bağlı yerel bükülme yetersizliğine neden olan şartların belirlenmesi için blok örneği düşünmüşlerdir. Şekil 7.1a'da gösterilen ideal blok örneği hafif bir eğimle aşağı hareket eden L uzunluğundaki toprak kütlesi ile ilgilidir. PGD bölgesinin her iki tarafındaki toprak yer değiştirmesi sıfır olup bölge içindeki toprak yer değiştirmesi, δ değeri sabittir.

Gömülü boru hattı için boyuna PGD'nin blok örneğine tabi olan iki durumu dikkate alınmıştır. Birinci durumda yer hareketi miktarı, δ, büyüktür ve boru dayanımı PGD bölgesinin uzunluğu, L, tarafından kontrol edilir. İkinci durumda L büyük olup boru dayanımı δ tarafından kontrol edilir.

Borunun eksenel yer değiştirmesi, kuvvet ve dayanım dağılımı, birinci durum için şekil 7.5'te ve ikinci durum için şekil 7.6'da gösterilmiştir. Boru–toprak ara yüzünde t_u birim uzunluk başına sürtünme kuvveti ve L_e ise t_u'nun etkilediği etkin uzunluktur.

Şekil 7.5 ve 7.6'da gösterildiği gibi AB segmenti üzerinde boru içindeki kuvvet A noktasından mesafe ile orantılıdır.



Şekil 7.5: Durum-1 İçin Boru Eksenel Yer değiştirme, Kuvvet Ve Şekil Değiştirmes Oranı Dağılımları

Ramberg-Osgood modeli kullanılarak boru şekil değiştirme ve yer değiştirmesi aşağıdaki şekilde açıklanabilir.

$$\varepsilon(x) = \frac{\beta_p x}{E}\left[1+\frac{n}{1+r}\left(\frac{\beta_p x}{\sigma_y}\right)^r\right] \qquad \textbf{(7.3)}$$

$$\delta(x) = \frac{\beta_p x^2}{E}\left[1+\frac{2}{(2+r)}\frac{n}{(1+r)}\left(\frac{\beta_p x}{\sigma_y}\right)^r\right] \qquad \textbf{(7.4)}$$

Burada, n ve r bölüm 5'te (tablo 5.1'de) verilmiş olan Ramberg-Osgood parametreleri; E, çeliğin elastisite modülü; σ_γ, etkin akma gerilmesi ve β_p, aşağıda tanımlanmış olup borunun gömme parametresidir.

Kum zemin (c=0) için;

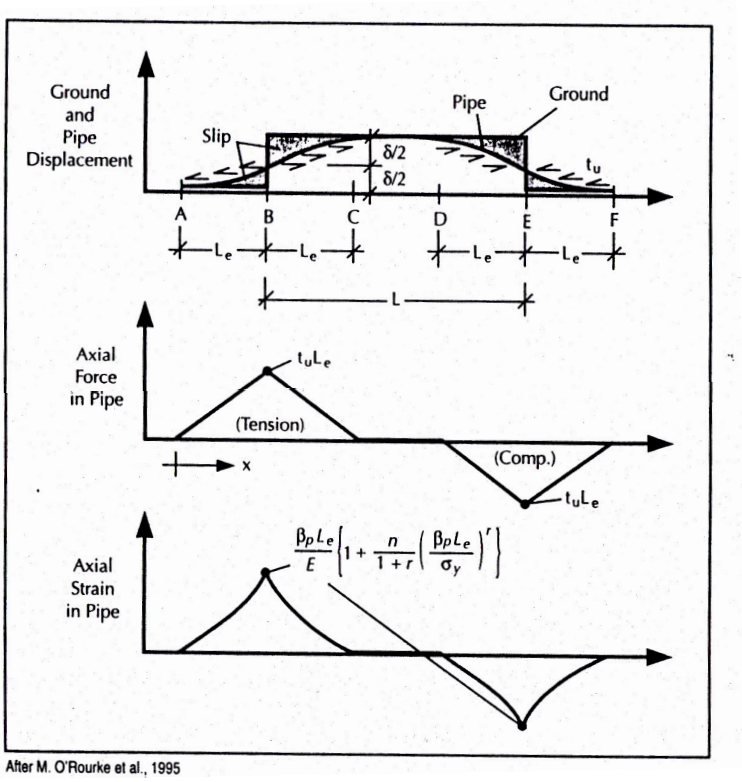
$$\beta_p = \mu\gamma H / t \qquad \textbf{(7.5)}$$

ve sürtünme katsayısı,

$$\mu = \tan\text{Ø} \qquad \textbf{(7.6)}$$

Kil zemin için;

$$\beta_p = \alpha S_u / t \qquad \textbf{(7.7)}$$



Şekil 7.6: Durum-2 İçin Boru Eksenel Yer değiştirme, Kuvvet Ve Şekil Değiştirme Oranı Dağılımları

7.2.1 Buruşma

PGD bölgesinin kritik yer değiştirme ve uzaysal genişlik boyutu yukarıda verilmiş eşitliklerle tayin edilebilir. Kritik yerel burkulma şekil değiştirmesi 7.3 eşitliğinde yerine konularak PGD bölgesinin kritik uzunluğu, L_{cr} elde edebilir. Bu değer kritik zemin hareketinin, δ_{cr}, 7.4 eşitliğinden hesaplanmasında kullanılabilir. Ramberg-Osgood boru malzeme modelini kullanarak M.O'Rourke (1995), δ ve L için basınçta boru duvarının buruşması sonucunu veren kritik değerler geliştirmiştir. (Basınçta kritik şekil değiştirme 5.3 eşitliğinde verilmiş aralığın orta noktası olarak alınmıştır). Tablo 7.2, bu kritik değerleri B-derece (n=10, r=100) ve X-70 (n=5.5, r=16.6) çelikler için ve çok çeşitli gömülme parametreleri ve R/t (boru çapı / et kalınlığı) oranları için göstermektedir.

Tablo 7.2: Kritik Uzunluk Ve Yer Değiştirme

	R/t	β_p =1.0 pci		β_p =2.5 pci		β_p =5.0 pci		β_p =15.0 pci		β_p =25.0 pci	
		L (m)	δ (m)	L (m)	δ (m)	L (m)	δ (m)	L (m)	δ (m)	L (m)	δ (m)
Gr-B	10	1762	1.32	704	0.53	352	0.26	117	0.09	70	0.05
	25	1744	1.12	698	0.45	349	0.23	116	0.08	70	0.045
	50	1728	1.05	691	0.42	346	0.21	115	0.07	69	0.042
	100	1704	1.00	682	0.40	341	0.20	114	0.066	68	0.04
	150	1660	0.94	664	0.38	332	0.19	111	0.063	66	0.037
X-70	10	4488	10.3	1795	4.10	898	2.10	299	0.69	180	0.41
	25	4182	6.87	1673	2.75	836	1.37	279	0.46	167	0.28
	50	3833	5.18	1533	2.10	768	1.04	256	0.35	153	0.21
	100	2577	2.25	1031	0.90	515	0.45	172	0.15	103	0.09
	150	1718	1.00	687	0.40	344	0.20	115	0.067	69	0.04

(1 pci = 0.028 kgf/cm^3)

Yerel burkulmaya maruz bir boru için PGD bölgesinin boy ve yer değiştirmesi tablo 7.2'de verilmiş kritik değerlerden daha büyük olduğu zaman boruda hasar oluşmaktadır.

7.2.2 Çekme Hasarı

Daha önce belirtildiği üzere boyuna PGD'ye maruz kalmış çelik borulardaki başlangıç basınç hasarı başlagıç çekme hasarından daha olasıdır. Şekil 7.5'te ve şekil 7.6'da gösterildiği gibi çekme ve basınç için en yüksek boru kuvveti ve şekil değiştirmesi eşittir, basınçtaki kritik hasar şekil değiştirmesi daha azdır. Bu yüzden önce basınç hasarı beklenmektedir. Başlangıç çekme kopması şartları, çekme kopması şekil değiştirme oranı 7.3 eşitliğinde yerine konularak tespit edilebilir.

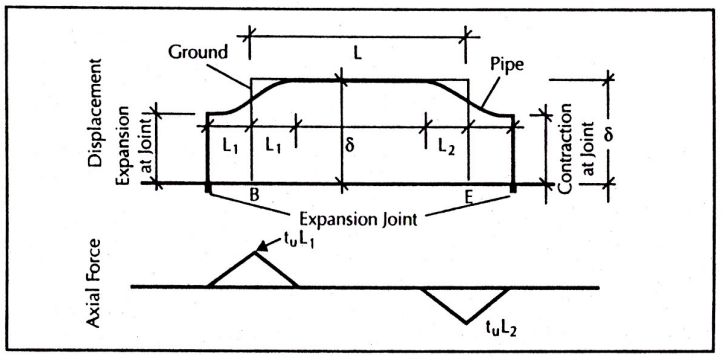
Bu, denklem 7.4 ile birlikte kritik zemin yer değiştirmesini ortaya çıkaran boyuna PGD bölgesinin kritik uzunluğunu vermektedir. Çekme hasarının kritik parametreleri L_{cr} ve δ_{cr}'ın basınç hasarı parametrelerinden daha büyüktür.

Bu değerler daha sonraki çekme hasarının olasılığını değerlendirmekte kullanılabilir. Müteakip çekme hasarı, PGD bölgesinin baş tarafına yakın borudaki çekme kopması, basınç bölge ayakucundaki bir yerel burkulmadan sonra oluşur. Şekil 7.6 da gösterilmiş durum-II için kritik parametreler çekme kopmasını takip eden potansiyeli doğrudan tayin etmek için kullanılabilir Bu durumda, E noktasındaki bir basınç hasarının B noktası etrafında mevcut olan çekme bölgesindeki gerilme durumunu etkilemeyecek kadar L yeterince büyük, ve δ yeterince küçüktür. Şekil 7.5'te gösterilmiş durum-I'de D noktasının parametreleri B noktasını da etkilemektedir.

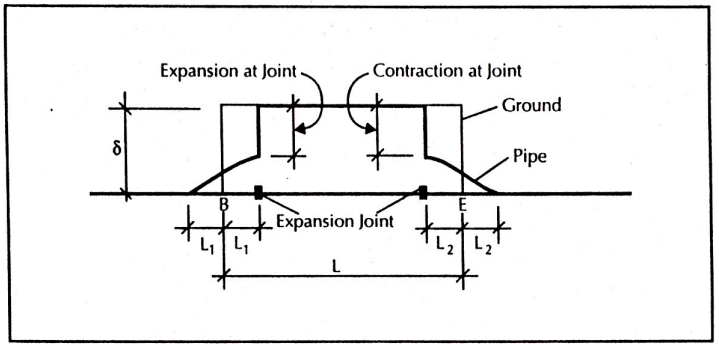
7.3 Derzlerin Etkisi

M.O'Rourke ve Liu (1994) boyuna PGD'ye maruz kalan sürekli boru hatlarında esnek derzlerin tesirini incelediler. Derzlerin konumlandırılmasına bağlı olarak hiçbir etkileri olmayabilir, yararlı veya zararlı etkileri olabilir. Örneğin şekil 7.5'e atıfta bulunarak (durum I) eğer derz PGD bölgesinin merkezinden L kadar daha büyük bir mesafede konumlandırılmış ise (yani şekil 7.5'te A noktasının soluna veya E noktasının sağına) hiç derz olmasa dahi boru içindeki eksenel kuvvet orada sıfır olacağından boyuna PGD'den doğan boru şekil değiştirme ve gerilmesinin hiçbir etkisi olmayacaktır. Benzer şekilde şekil 7.5'teki durum-II için A noktasının solundaki, F noktasının sağındaki veya C ve D noktaları arasındaki bir derzin hiçbir etkisi olmayacaktır.

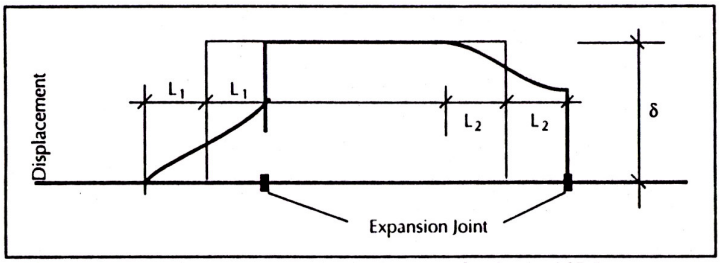
Şekil 7.7'den 7.9'a kadar olan şekiller bir boyuna PGD bölgesinde baş ve ayak ucuna yakın iki derzin yararlı etkilerini resmetmektedir. Her üç durumda bir derzin PGD bölgesinin baş tarafından L_1 ($L_1 < L/2$) (B noktası) kadar mesafede ve diğerleri ayakucundan L_2 ($L_2<L/2$) (E noktası) kadar mesafede olacak şekilde konumlandırılmıştır. Bu konumlandırmanın, en tepe çekme ve basınç kuvvetlerinin sırasıyla t_uL_1 ve t_uL_2 olduğu noktada olması yararlıdır.



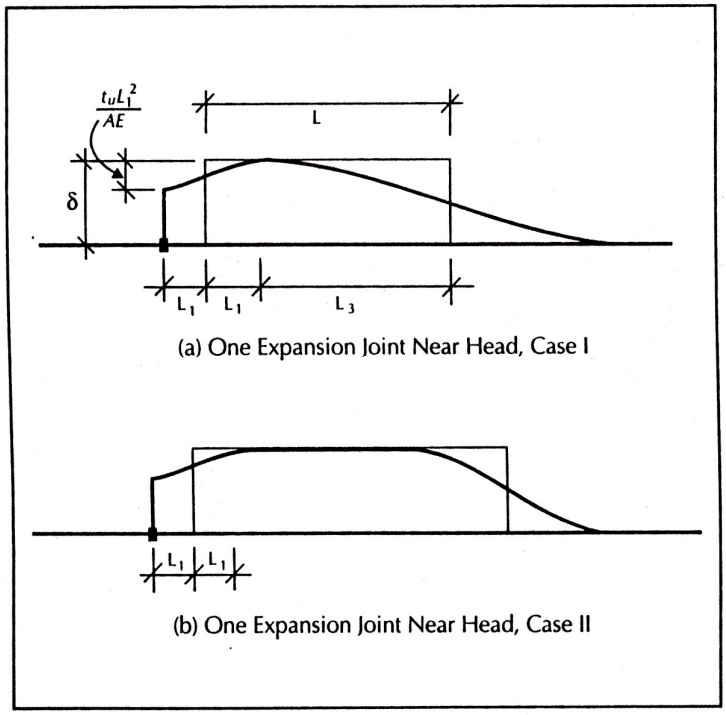
Şekil 7.7: PGD Bölgesi Dışındaki İki Derz İle Boru Ve Toprak Yer Değiştirmeleri



Şekil 7.8: PGD Bölgesi İçerisindeki İki Derz İle Boru Ve Toprak Yer Değiştirmeleri



Şekil 7.9: Biri PGD Bölgesi İçerisinde Diğeri Dışında İki Derz İle Boru Ve Toprak Yer Değiştirmeleri



Şekil 7.10: Bir tek Derz İle Boru Ve Toprak Yer Değiştirmesi

Şekil 7.10a'da durum-I için, çekme gerilmesi t_uL_1'e azaltılırken basınç gerilmesi t_u L_3'e arttırıldığı gösterilmektedir. Buradan, toplam yük t_uL artık hem basınç ve hem de çekme bölgelerinde eşit olarak paylaşılmadığından bir tek derzin olması halinde durum daha da kötü olmaktadır sonucuna varılır. Bir tek ayakucu bölgesine yakın derz için bunun tersi meydana gelmektedir. Bu şu demektir ki durum-I için basınç gerilmesi azaltılmış fakat çekme gerilmesi arttırılmıştır. Durum-II için şekil 7.10b'de

gösterilmiş olan çekme gerilmesi $t_u L_1$'e azaltılmış fakat basınç gerilmesi değiştirilmemiştir.

Derzlerin kullanımı, etki eden göreceli genişlemeyi ve büzülmeyi düzenlemeye muktedir olduğu kabul edilmektedir. Örneğin, eğer şekil 7.9'daki mesafe L_1 ve L_2 küçük olursa (derzler PGD bölgesinin baş tarafı ve ayakucuna çok yakın) gerekli genişleme ve büzülme yeterliliği zemin yer değiştirmesi, δ, ile esasen aynı olacaktır. L_1 ($L_1 < L/2$) gerekli genişleme ve büzülme kapasitesi şekil 7.10'da gösterilmiş olduğu gibi $\delta - t_u L_1^2 / AE$'dir.

Eğer yer hareketi miktarı ve gereken genişleme/büzülme yeterliliği derzin izin verilen hareketinden daha geniş ise boru hattının hasarlı olma olasılığı yüksektir. Bu tür hasarları T.O'Rourke ve Tawfik (1983), 1971 San Fernando depreminde esnek ek yerleri olan iki ana su borusunun mekanik ek yerlerinde tespit etmişlerdir. Bu özel durumda borular küçük bir miktardaki boyuna PGD ile birlikte çaprazvari PGD'ye maruz kalmışlardır.

Özetle, sürekli boru hatlarında boyuna PGD'nin etkilerine karşı hafifletme amacıyla derzlerin kullanımı dikkatle yapılmalıdır. Genellikle etkin olabilmesi için en az iki derzden birisi PGD'nin baş tarafına ve diğeri ayakucuna yakın olması gereklidir. Buna ilaveten ek yerlerinin kendi genişleme ve büzülme yeterlilikleri zemin şekil değiştirmesi, δ'nın miktarına kıyaslanabilir olmalıdır. Son olarak PGD bölgesinin hem yerini ve hem boyutunu hassas olarak tahmin de gereklidir.

7.4 Dirsek Etkisi

Boyuna PGD'ye maruz düz boru hattının tepkisi 7.1 ve 7.2 bölümlerinde Ele alınmıştır. Eğer boyuna PGD bölgesinin sınırlarına yakın bir dirsek veya köşe konumlandırılmış ise meydana gelen eğilme momentlerinden ötürü büyük boru gerilmeleri meydana gelebilir. Burada, yatay düzlemde 90 derecelik bir köşe olması durumu da gözden geçirilmektedir. Boyuna PGD dirseği yer hareketi yönünde hareket etmeye zorlamaktadır. Bu dirsek hareketine zemin yatak katsayıları tarafından direnç gösterilmektedir. Çapraz ayak (zemin hareketi yönüne dik istikametteki ayak) üzerindeki toprak yükü; ayakta eğilme momentli, M, dirsekte yoğunlaşmış F kuvvetine neden olmaktadır. (Boyuna ayaktaki eksenel kuvvet ve çapraz ayaktaki buna karşı gelen kesme kuvveti). Şekil 7.5 ve 7.6'daki modellere benzer şekilde iki durum, şekil 7.11'de gösterildiği gibi göz önüne alınmaktadır.

Her iki durumda dirsek basınç bölgesinden L_0 mesafesine konumlandırılmıştır. (Zemin hareketi dirseğe doğrudur). Durum-I'de PGD bölgesinin boyu, L küçüktür ve boru tepkisi şekil 7.11a'da gösterilmiş olduğu gibi PGD bölge boyu tarafından kontrol edilmektedir. İkinci durumunda PGD bölge uzunluğu büyüktür ve boru tepkisi şekil 7.11b'de gösterildiği gibi PGD bölgesinin yer değiştirmesi (δ) tarafından kontrol edilmektedir.

Aşağıdaki analitik çalışma borunun sünek olduğunu kabul etmekte ve boyuna ayak boyunca birim uzunluk için eksenel kuvvet, t_u, olarak alınmaktadır. Hem boyuna hem de çapraz ayaklar boyunca olan yanal zemin yatak katsayısının elastik olduğu kabulüyle Şekil 7.12'de gösterildiği gibi elastik zemin üzerine oturan bir kiriş modeli tanımlanmıştır. Bu model kapsamında aşağıdaki bağıntı elde edilmiştir. Burada etki eden yer değiştirme, $\delta^{'}$, ve doğan kuvvet F'dir .

$$\delta^{'} = \frac{1}{2\lambda^3 EI}\left(F - \lambda M\right) \qquad \textbf{(7.8)}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} \qquad \textbf{(7.9)}$$

Bir dirsekte etki eden yerdeğiştirme, $\delta^{'}$, için doğan moment, M, ile kuvvet, F, aşağıdaki bağıntı ile verilmiştir:

$$M = F / (3\lambda) \qquad \textbf{(7.10)}$$

Dirsekte verilen bir kuvvet için basınç sınırı yakınındaki boyuna ayağın dengesi için gereken bağıntı:

$$F= (L_1 - L_0)\, t_u \qquad \textbf{(7.11)}$$

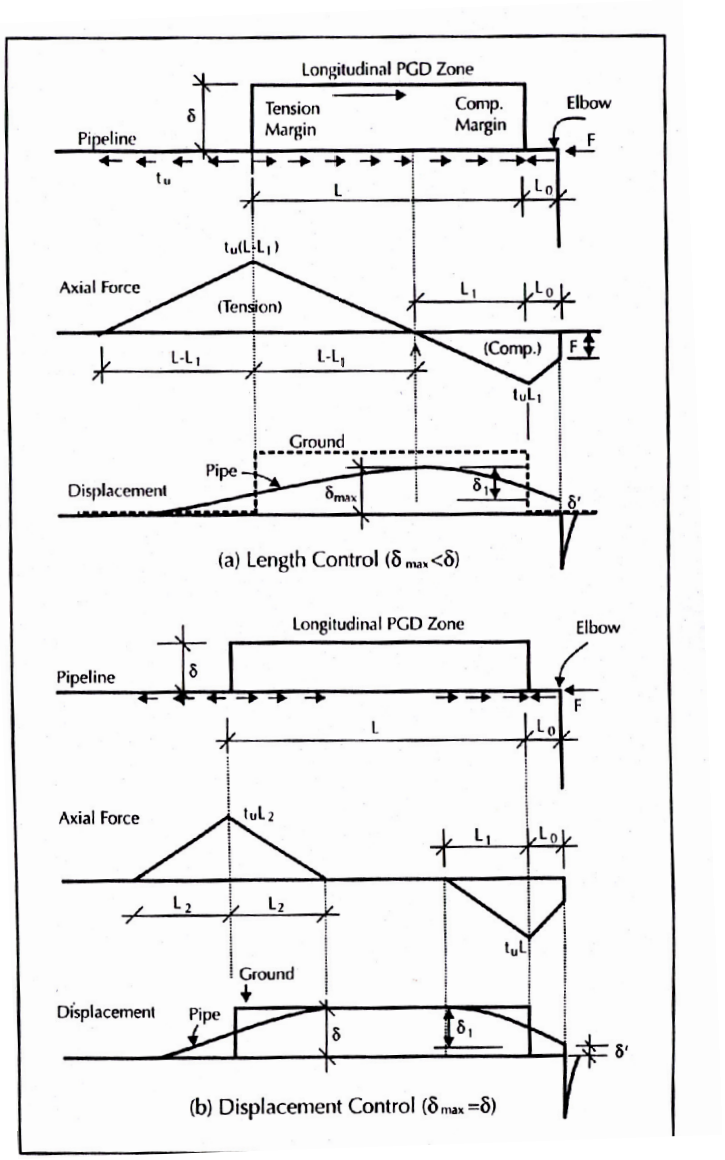
Küçük bir L durumunda (Şekil 7.11a'daki durum-I) boru tepkisi PGD bölgesinin uzunluğu tarafından kontrol edilmektedir. En yüksek boru yer değiştirmesi, δ_{max}, zemin yer değiştirmesinden (δ) daha azdır. Basınç sınırı yanındaki boruda şekil değiştirmesi göz önüne alınarak,

$$\delta_{max} = \delta^{'} + \delta_1 \qquad \textbf{(7.12)}$$

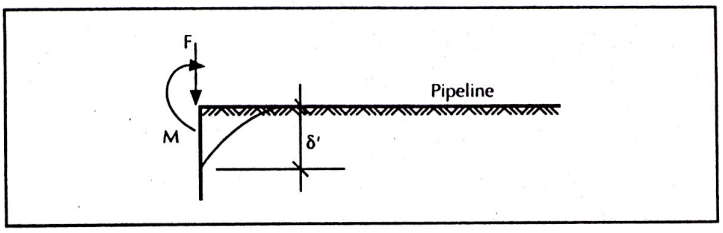
δ^{l}, 7.8 eşitliğinden alınır ve

$$\delta_1 = \frac{F\,L_0}{AE} + \frac{t_u L_0^2}{2AE} + \frac{t_u L_1^2}{2AE} \qquad \textbf{(7.13)}$$

olarak A noktası ile dirsek arasındaki boru şekil değiştirmesinden dolayı oluşan yer değiştirme hesaplanır.



Şekil 7.11: Boyuna PGD'ye Maruz Kalmış Dirsekli Boru Hattı



Şekil 7.12: Elastik Zemin Üzerine Oturan Kiriş Modeli

Çekme sınırı yanındaki boru şekil değiştirmesini göz önüne alarak ki bu A noktasının solundaki boru şekil değiştirmesinin integralidir,

$$\delta_{\max} = \frac{t_u (L - L_1)^2}{AE} \tag{7.14}$$

$$\frac{t_u (L - L_1)^2}{AE} = \frac{F}{3EI\,\lambda^3} + \frac{F\,L_0}{AE} + \frac{t_u L_0^2}{2AE} + \frac{t_u L_1^2}{2AE} \tag{7.15}$$

olur.

Büyük uzunluk durumu için (şekil 7.11b'deki durum-II) boru tepkisi en büyük yer değiştirme tarafından kontrol edilmektedir. Bu durumda,

$$\delta_{max} = \delta = \delta' + \delta_1 \tag{7.16}$$

veya,

$$\delta = \frac{F}{3EI\,\lambda^3} + \frac{F\,L_0}{AE} + \frac{t_u L_0^2}{2AE} + \frac{t_u L_1^2}{2AE} \tag{7.17}$$

Dirsekteki kuvvet, F ve etkin uzunluk, L_1; 7.11 ve 7.15 denklemlerinin (durum-I) veya 7.11 ve 7.17 denklemlerinin (durum-II) ard arda çözümü ile elde edilir. Moment daha sonra 7.10 eşitliği ile hesaplanabilir. Dirsek basınç sınırı yakınına konumlandığında dirsekteki en büyük boru gerilmesi o zaman şöyle verilmektedir:

$$\sigma = \frac{F}{A} \pm \frac{MD}{2I} \tag{7.18}$$

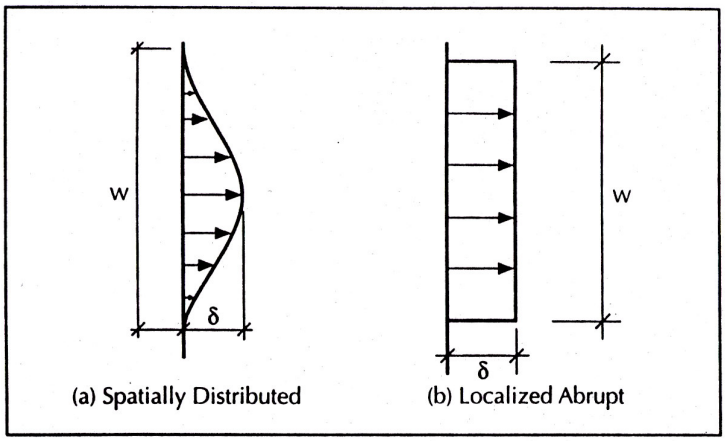
Dirsek PGD bölgesinin ötesinde fakat çekme sınırına yakın konumlandırıldığı zaman aynı bağıntı uygulanır ancak dirsekteki kuvvet F, çekme olacaktır.

8. SÜREKLİ BORU HATLARININ ÇAPRAZ PGD'YE KARŞI TEPKİSİ

Önceden belirtildiği üzere çapraz PDG boru eksenine dik zemin hareketine atıfta bulunmaktadır. Çapraz PDG'ye maruz kalındığında bir sürekli boru hattı zemin hareketine uyum sağlama gayretiyle çapraz esneyecek ve bükülücektir. Borunun hasar şekli eksenel çekme (yay uzunluğu tesirleri dolayısıyla esneme)'nin göreceli miktarına dayanmaktadır. Eğer eksenel çekme şekil değiştirmesi düşükse boru çeperi aşırı eğilmeden dolayı basınçta burkulabilir. Diğer yandan, eğer eksenel çekme küçük değilse eksenel çekme ve bükülgenliğin bileşik etkisinden ötürü boru kopabilir. T. O Rouke ve Tawfik (1983), PGD'den dolayı bir sürekli boru hasarının olay tarihçesini 1971 San Fernonfo depreminde sunmuşlardır. :Bu olayda PGD'nin çapraz bileşeni yaklaşık olarak 1.7 m'dir ve Hat-1001 büyük kopmalar yüzünden iptal edildi. Hat-85, PGD bölgesinde birkaç konumda tamir edilmiştir. Kayıtlar; toprak hareketinin doğu sınırı yakınındaki üç tamiratın çekme arızası yüzünden dolayı ve diğer iki tamiratın batı sınırı yanındaki basınç arızasından dolayı olduğunu, ana yanal hareket yanında batı yönünde küçük eksenel hareketin varlığını göstermektedir.

Boyuna PGD'ye benzer şekilde boru hattının çapraz PDG'ye tepkisi genel olarak PGD'nin miktarı, δ, PGD bölgesinin genişliği kadar zemin şekil değiştirmesinin tipinin de bir fonksiyonudur. Şekil 8.1, bu bağlamda iki tip taslağı sunmaktadır.

Uzaysal dağılımlı çapraz PGD'nin gözlemlenen örnekleri (şekil 8.1a'da taslak haline getirilen) daha önceden şekil 3.15b ve c ile sekil 3.1a'da sunulmuştur. Bu durumlarda boru şekil değiştirmesi hem PGD bölgesinin miktarı hem de genişliğinin bir fonksiyonudur. Ani çapraz PGD'nin gözlemlenmiş örnekleri (şekil 8.1b'de krokisi verilmiştir), şekil 3.15a'da boru hatları 4 ve 5 yakınında daha önceden sunulmuştur. Böyle durumlarda boru şekil değiştirmesi δ'nın ve bazı durumlarda da bölgenin genişliğinin (W) bir fonksiyonudur. Eğer kuşak genişse PGD kuşağının her bir kenarındaki hareket, fay-boru hattının kesişme açısının 90° olduğu bir fay durumuna az ya da çok benzer.



Şekil 8.1: Enine PGD Modelleri

Bir boru direkt olarak sıvılaşmış toprağa gömüldüğünde PGD eninin bir başka türü meydana gelir. Sıvılaşmış toprağın yanal yayılması nedeniyle yatay yöndeki boru şekil değiştirmesine ilaveten yüzdürme yüzünden boru yukarı da kalkabilir (dikey yönde şekil değiştirme). Bu mekanizma geçmiş olaylarda boru hasarına sebep olmuştur. Örneğin; Suzuki (1988) ve Takada (1991) bir kısım boruların, bacalı veya bacasız, 1964 Niagata depremi sırasında yüzdürme etkileri nedeniyle zeminin dışına doğru yukarı kaldırıldığını tespit etmişlerdir.

Bu bölümde detaylı olarak sürekli boru hatlarının uzaysal olarak dağılmış enine PGD'ye tepkisi ele alınacaktır. Sıvılaşmış bir tabakadaki ve etken toprak tabakasındaki bir boru hattının durumları ayrıca sunulacaktır. Ayrıca yüzdürme gücünün etkileri incelenecektir. Sonuç olarak enine PGD fay olarak modellenip incelenebilir. Bu durum ileriki bölümde ele alınmıştır.

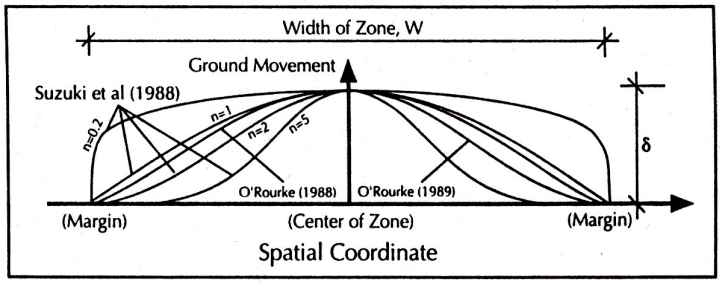
8.1 Uzaysal (Mekansal) Yayılan PGD'nin İdealleştirilmesi

Enine PGD zemin şekil değiştirmesinin bir tipi olup bu duruma ait boru hattının tepkisinin elde edilmesi gerekir. Bunun için çeşitli araştırmacılar değişik tipte örnekler ortaya koymuşlardır.

T.O'Rourke (1988) beta yoğunluk işleviyle birlikte toprak şekil değiştirmesini yaklaşık olarak tahmin eder.

$$y(x) = \delta\left(\frac{S}{S_m}\right)^{r'-1}\left[\frac{1-S}{1-S_m}\right]^{\tau-r'-1} \qquad 0 < S < 1 \qquad \textbf{(8.1)}$$

S, W genişliğince düzeltilmiş PGD kuşağının iki kenarı arasındaki uzaklık s_m ise; r' ve τ dağılma parametreleriyken PGD kuşağının kenarından en yüksek zemin yer değiştirmesine, δ, olan düzeltilmiş uzaklıktır. Buradaki analizde sıralanan değerler kullanılmıştır; s_m=0.5, r'=2.5 ve τ=5.0. Şekil 8.2 sonuçlanan idealize edilmiş toprak şekil değiştirmesini göstermektedir.



Şekil 8.2: Enine PGD'nin Uzaysal Dağılımı İçin Öngörülen Modeller

Suzuki (1988) ve Kobayashi (1989), enine zemin deformasyonunun tahmini için n'inci dereceden bir cosinüs fonksiyonu kabul etmişlerdir.

$$y(x) = \delta\left(\cos\frac{\pi x}{W}\right)^n \qquad \textbf{(8.2)}$$

Normalleştirilmemiş uzaklık x, PGD kuşağının merkezinden ölçülmektedir. Şekil 8.2, Suzuki ve Kobayashi modelinin n=0.2, 1.0, 2.0 ve 5.0 için olan grafiklerini gösterir.

Mekansal (uzaysal) yayılan PGD için M. O'Rourke (1989) aşağıdaki fonksiyonu önermiştir.

$$y(x) = \frac{\delta}{2}\left(1 - \cos\frac{2\pi x}{W}\right) \qquad \textbf{(8.3)}$$

Burada x, PGD kuşağının kenarından normalleştirilmemiş olan uzaklıktır. Bu fonksiyon hem Suzuki hem de Kobayashi'nin modeli n=2.0 ile aynı şekli verir.

Şekil 8.2'de gösterildiği gibi bütün modeller, kenarlardaki toprak şekil değiştirmesinin sıfır olduğu ve en yüksek toprak şekil değiştirmesinin PGD kuşağının merkezinde meydana geldiği durumuyla benzerdir. Modellerin kenarlar ve merkez arasındaki zemin şekil değiştirme dağılımları benzememektedir.

8.2 Sıvılaşmamış Zemin İle Çevrili Boru Hattı

Boru hatları tipik olarak zemin yüzeyinin yaklaşık 1.0m (3 ft) altında gömülüdür. Sık sık zemin suyu yüzeyi ve sıvılaşmış toprak tabakasının üst yüzeyi borunun hem üst hem de altında yer alır. Bu gibi durumlarda toprak-boru hattının ara yüzündeki şekil değiştirme bağıntıları, önemsenmeyecek derecede sıvılaşmış bir toprak tabakasını içeren sıvılaşmamış toprağın bileşenine karşılık gelir.

Aşağıdaki bölümde doğrusal olmayan sonlu eleman yaklaşımları ve çeşitli analitik yaklaşımlardan sonuçlar sunulacak ve kıyaslanacaktır. Sıvılaşmış topraktaki borular için sonuçlar bölüm 8.3 te sunulmuştur.

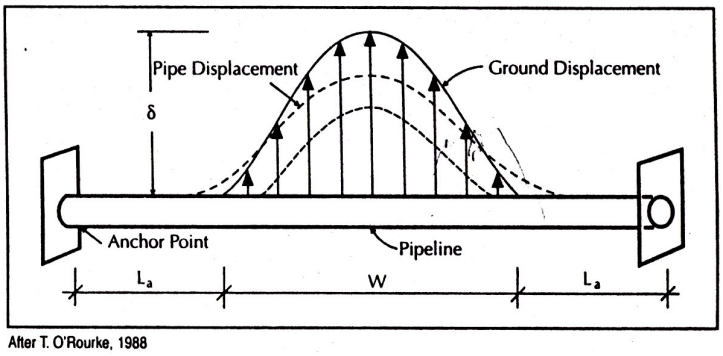
8.2.1 Sonlu Elemanlar Yöntemi

Sonlu eleman metodu boru malzemesi için doğrusal olmayan gerilme-şekil değiştirme bağıntılarının yanı sıra hem enine hem de boyuna yönde boru-toprak etkileşiminin doğrusal olmayan özelliklerinin açık bir şekilde belirtilmiş önemini hesaba katmaktadır. Liu ve M. O'Rourke'nin (1997) yanı sıra T. O'Rourke (1988), Suzuki ve diğerleri (1988) ve Kobayashi (1989) gömülü boruların enine PGD'nin uzaysal dağılımına tepkisini değerlendirmek için sonlu eleman yaklaşımını kullanmışlardır. Her bir gruptan alınan tahminler ve sayısal sonuçlar burada sunulmuştur.

8.2.1.1 T. O'Rourke Çalışması

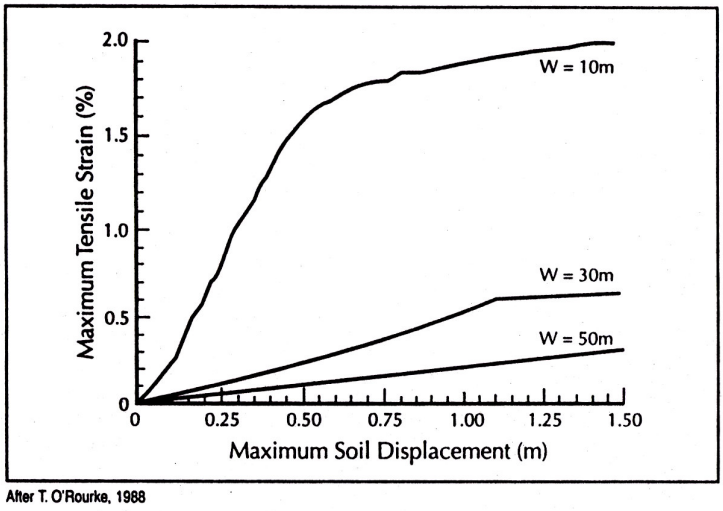
T.O'Rourke (1988) denklem 8.1'de verilen beta muhtemel yoğunluk işlevi tarafından toprak şekil değiştirmesini modelledi. Şekil 8.3, hem toprak hem de borunun şekil değiştirmesini göstermektedir.

Şekil 8.3'te gösterildiği gibi L_a PGD kuşağının kenarından PGD kuşağının ötesinde dağılmamış topraktaki bir noktaya sabitlenmiş olduğu farz edilen uzaklıktır. T. O'Rourke (1988) modelindeki sabitlenmiş nokta $1x10^{-5}$'den daha az olan eğilme şekil değiştirmesine denk düşen mesafeye yerleştirilmiştir.



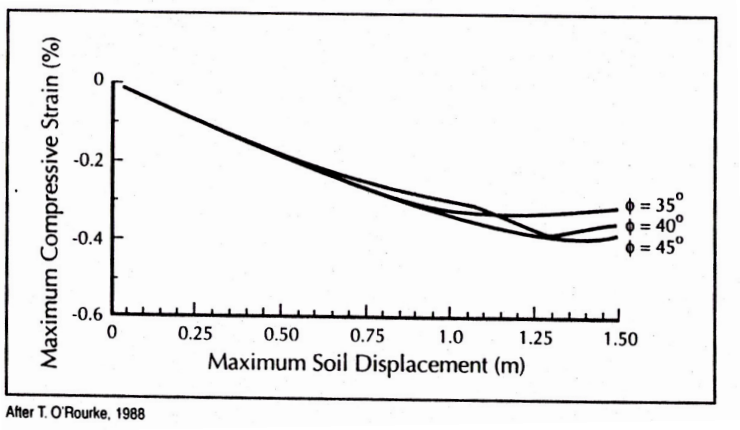
Şekil 8.3: T. O'Rourke Modeli İçin Parametreler

Şekil 8.4 gömülme derinliği H=1.5m (5 ft) ve et kalınlığı 0.0095m (3/8 inç), çap 0.61 m (24 inç) olan X-60 boru için PGD kuşağının çeşitli genişliklerine göre en yüksek zemin yer değiştirmesini en yüksek çekme şekil değiştirmesini göstermektedir. Dikkate alınmış üç genişlik için her hangi verilmiş bir δ değeri için genişliğin 10m (33 ft) olması halinde borudaki en büyük çekme şekil değiştirmesine yol açtığı şekil 8.4'te görülmektedir.



Şekil 8.4: PGD Bölgesinin Çeşitli Genişliği İçin En Büyük Çekme Şekil Değiştirmesi-En Yüksek Zemin Yer Değiştirmesi

Şekil 8.5, 30m'lik genişliğin bir fonksiyonu olarak en büyük basınç şekil değiştirmesini sunmaktadır. Bu grafikte, toprak yoğunluğu 18.8 - 20.4 kN/m^3 ve toprak sürtünme açısı 35^0 – 45^0 aralığındadır. Boru tepkisinde δ<0.5m için bir değişiklik olmadığına ve δ=1.5 m için sadece %30 fark olduğuna dikkat edilmelidir. Bu gözlemlere dayanarak T.O'Rourke (1988), PGD bölge genişliğinin toprak özelliklerine nazaran boru şekil değiştirme miktarı üzerine daha büyük bir tesiri vardır sonucu çıkarmıştır.



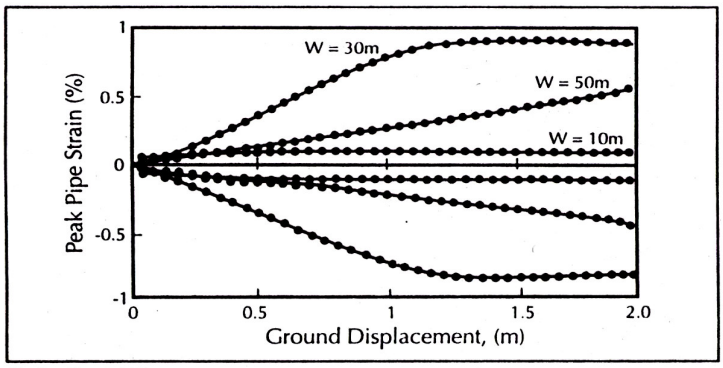
Şekil 8.5: Değişik Toprak Sürtünme Açıları İçin En Büyük Basınç Şekil Değiştirmesi - En Büyük Zemin Yer Değiştirmesi

8.2.1.2 Suzuki Ve Diğerlerinin Çalışması

Suzuki ve diğerleri (1988) 8.2 denkleminde verildiği gibi çapraz zemin yer değiştirmelerinin modelini n'inci kuvvetten cosinüs fonksiyonu olarak açıkladı. Çeşitli n değerleri için normalleştirilmiş modeller şekil 8.2'de gösterilmiştir. n değerinin sıfıra yaklaştığı durum ani enine PGD'ye karşılık gelirken $n \geq 1$ durumu uzaysal (mekansal) yayılmış enine PGD'ye karşı gelmektedir.

Suzuki ve diğerlerinin fiziksel modeli, PGD modeli ve sabitlenmiş uzunluk L_a hariç, şekil 8.3'te gösterilmiş T.O'Rourke modeli ile benzerdir. Suzuki ve diğerlerine göre, L_a yeterince uzun olmalıdır ki boru-toprak ara yüzündeki eksenel sürtünme PGD kaynaklı borunun eksenel hareketini tamamen uygun hale getirebilsin. Bu demektir ki, sabitlenmiş noktalarda boruda hiçbir esneme veya eksenel şekil değiştirme olmamalıdır. Böylece Suzukı ve diğerlerinin modelindeki sabitlenmiş uzunluğun T.O'Rourke (1988) modelinde olandan daha büyük olduğu sonucu doğmaktadır.

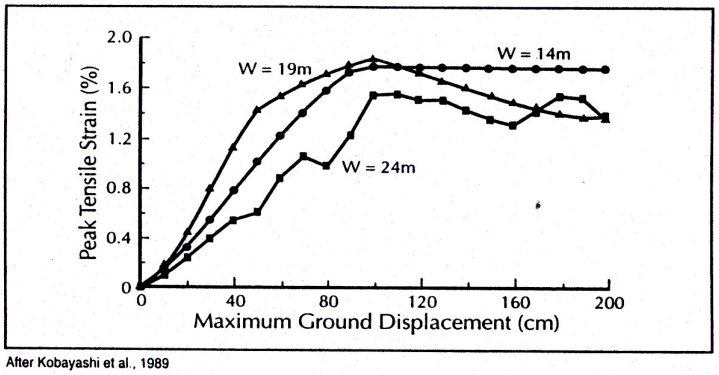
Şekil 8.6, çapı 0.61m (24 ınç), et kalınlığı 0.0217m (1/2 inç) ve H=1.5 m (5 ft) olan X-52 çelik boru için boru şekil değiştirmesi üzerine, PGD bölgesinin genişliğinin etkisini sunaktadır. W ve δ'nın verilen değerleri için çekme ve basınç şekil değiştirmeleri hemen hemen eşittir. Bu, borudaki eksenel şekil değiştirmenin küçük olduğunu belirtmektedir. Her hangi bir yerde yaklaşık 30m'lik PGD bölgesinin belirli bir genişliği en büyük boru şekil değiştirmesine yol açmaktadır. Her ne kadar boruların birbirinden farkı olsa da şekil 8.4 ve 8.6'daki çekme boru şekil değiştirmeleri W=30 ve 50m için benzerdir.



Şekil 8.6: X-52 Çeliği İçin En Büyük Şekil Değiştirme-Farklı PGD Bölgeleri Genişliği İçin PGD Grafiği.

8.2.1.3 Kobayashi Ve Diğerlerinin Çalışması

Kobayashi ve diğerleri (1989) problemle baş edebilmek için Suzuki ve diğerlerinin kullandığı aynı şekil, işlev ve prosedürleri takip etmişlerdir. Onlar, çapı 0.61m.(24 inç) ve et kalınlığı 0.0095m.(3/8 inç) olan X-42 çelik borusunu göz önüne almışlardır. Kobayashi ve diğerleri çeşitli PGD bölge genişlikleri için şekil 8.7'de gösterilmiş olan en yüksek çekme şekil değiştirmesi sonuçlarına vardılar. Onların modelinde en büyük boru şekil değiştirmesinin yaklaşık 19m.(62 ft)'lik bir genişlik için meydana geldiği anlaşılmaktadır.

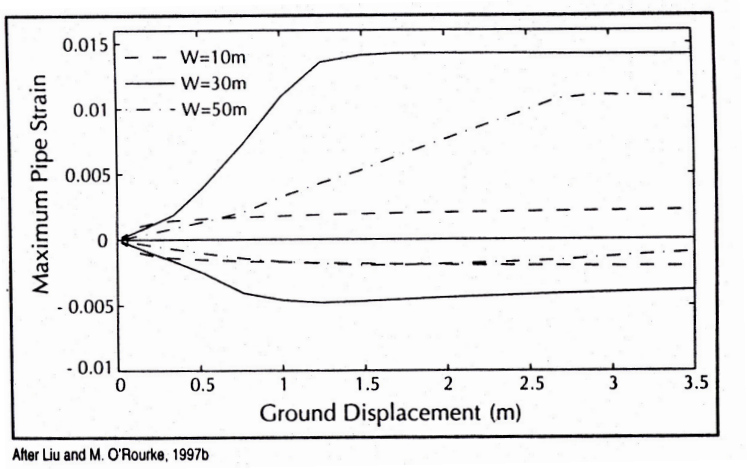


Şekil 8.7: X-42 Çeliği İçin En Büyük Şekil Değiştirme-En Yüksek Zemin Yer Değiştirmesi

8.2.1.4 Liu Ve M. O'Rourke Çalışması

Liu ve M.O'Rourke (1997), boru malzemesi için doğrusal olmayan boru-toprak karşılıklı etkileşim zemin yay kuvvetleri ve Ramberg-Osgood'un gerilme-şekil değiştirme bağıntıları için büyük şekil değiştirme kuramını kullanarak bir sonlu eleman modeli geliştirdiler. Boru hem eksenel ve hem de yanal zemin yayları ile çifte bağlı bir kiriş olarak modellendirildi. Borunun sabitleme uzunluğu yeterince uzundur (400m üzeri) ve iki sabitleme noktasında hem esneme ve hem de eksenel boru şekil değiştirmesi esas olarak sıfırdır. Borunun gevşek ve yoğun kum (sürtünme açısı $Ø=35^0$ ve toprak yoğunluğu $\gamma= 1.87 \times 10^4$ N/m^3) ile toprak yüzeyinden borunun üstüne kadar gömülme derinliği $H_c=1.2$m ile çevrelenmiş olduğu kabul edilmiştir. Ortaya çıkan elasto-plastik zemin yayları, en büyük enine ρ_u ve boyuna t_u direnci sırasıyla 1.0×10^5 ve 2.4×10^4 N/m olan TCLEE kılavuzluğuna (ASCE,1984) dayandırılmıştır. Boru ve toprak arasındaki en büyük çaprazvari ve boyuna toprak dirençlerini ortaya çıkaran göreceli yer değiştirmeler sırasıyla, 0.06 ve 3.8×10^{-3}'tür.

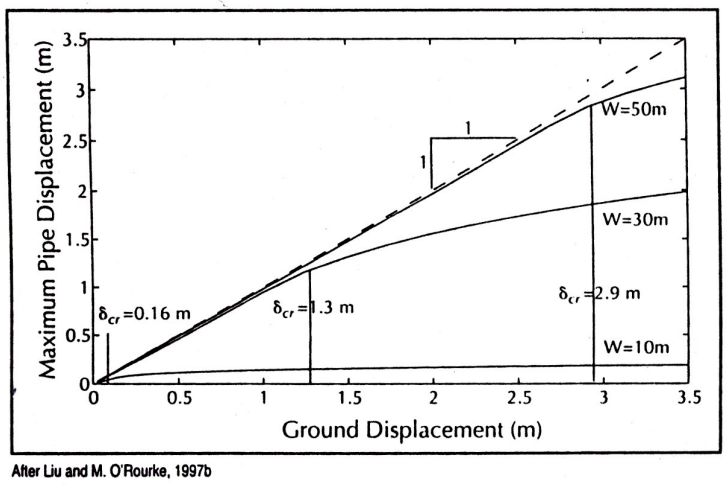
Şekil 8.8, borudaki en yüksek çekme ve basınç şekil değiştirmelerine karşın W=10, 30 ve 50m için zemin yer değiştirmelerini gösterirken Şekil 8.9, en yüksek boru yer değiştirmesine karşın en yüksek zemin yer değiştirmelerini göstermektedir. Bu rakamların her ikisi de çapı D=0.61m. (24 inç), t=0.0095m.(3/8 inç) ve zemin şekil değiştirme modeli 8.3 denklemi ile verilmiş X-52 çelik içindir. Şekil 8.8, W=10m için hariç, özellikle δ'nın büyük değerleri için en büyük çekme şekil değiştirmesi, en yüksek basınç şekil değiştirmesinden oldukça büyük olduğunu işaret etmektedir. Ayrıca göz önüne alınan üç genişlik için boru germeleri W=30 m için en büyüktür. Her ne kadar borular farklıysa da şekil 8.8'de gösterilmiş en yüksek şekil değiştirmeler, şekil 8.6'daki Suzuki ve diğerlerinin tüm üç genişlik için göstermiş olduğuyla akılcı bir şekilde uyumludur. Ayrıca en büyük çekme ve basınç şekil değiştirmeleri W= 30 ve 50m için T.O'Rourke'un (1988) sonuçları ile de uyumludur.



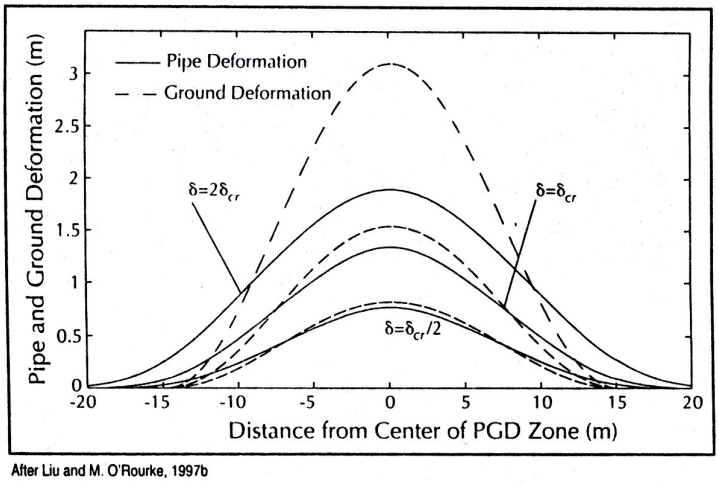
Şekil 8.8: X-52 Çeliği İçin En Yüksek Boru Şekil Değiştirmesi-Zemin Şekil Değiştirmesi

Şekil 8.9'da gösterilmiş olan en yüksek boru yer değiştirmeleri belirli kritik yer değiştirme, δ_{cr} kadarki zemin şekil değiştirmeleri ile uyumludur. Ondan sonra boru şekil değiştirmesi göreceli olarak sabit kalırken boru yer değiştirmesi zemin şekil değiştirmesi ile daha yavaşça artmaktadır. δ_{cr}'ten daha büyük zemin şekil değiştirmeleri için borunun eğilme şekil değiştirmesi hafifçe değişmektedir (küçük genişlikler için artıyor ve büyük genişlikler için azalıyor). Aşağı yukarı sabit kalan en büyük çekme şekil değiştirmesine yol açan eksenel şekil değiştirme yavaşça artmaktadır.

PGD bölgesinin sabit bir genişlik değeri için (W=30 m) şekil 8.10'da, δ=0.5, δ_{cr} ve 2 δ_{cr} için boru ve toprak yer değiştirmesinin uzaysal dağılımını göstermektedir.



Şekil 8.9: X-52 Çeliği İçin En Yüksek Boru Yer Değiştirmesine Karşın Zemin Yer Değiştirmesi

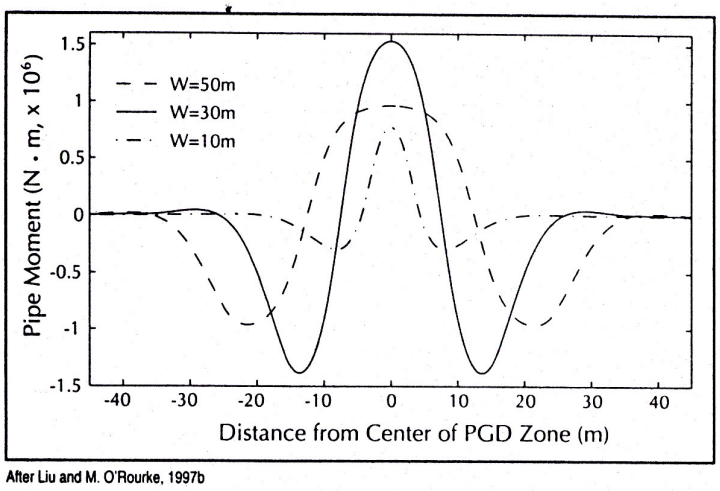


Şekil 8.10: W=30 m İçin X-52 Çeliğindeki Boru Ve Zemin Şekil Değiştirmesi

$\delta \leq \delta_{cr}$ için tüm PGD bölge genişliği üzerindeki zemin şekil değiştirmesiyle boru şekil değiştirmesi oldukça uyumlu olmaktadır. Fakat $\delta > \delta_{cr}$ olduğunda en büyük boru yer değiştirmesi en büyük zemin yer değiştirmesinden daha azdır. (Şekil 8.10'da, $\delta = 2\ \delta_{cr}$ için % 40 daha azdır.) ve şekil değiştirmiş boru genişliği (yani borudaki çapraz yer değiştirme uzunluğu) PGD bölgesinin genişliğinden daha büyüktür.

Sonuç olarak borunun eğriliği, $\delta > \delta_{cr}$ için zemin kıvrımından daha azdır. W=30 m için şekil 8.10'da gösterildiği gibi $\delta = 2\delta_{cr}$ durumunda boru eğriliği, $\delta = \delta_{cr}$'daki boru eğriliğine kıyaslanabilir.

Şekil 8.11 ve 8.12, eğilme momentlerinin ve eksenel kuvvetlerin $\delta = \delta_{cr}$ durumunda, W= 10, 30 ve 50m için dağılımını göstermektedir. Şekil 8.11'deki eğilme momentleri, PGD bölgesinin merkezine göre simetriktir ve PGD bölge sınırlarına yakın sabitlenmiş yanal olarak yüklü kiriş ile benzerdir. Bu demektir ki, PGD bölgesinin merkezi yakınında pozitif momentler ve sınırlara yakın da negatif momentler oluşmaktadır. Momentler yaklaşık sınırların 10m ötesinde yok olmaktadır. W=30m için olan momentler, W=10m ve W = 50m için olanlardan daha büyüktür.



Şekil 8.11: $\delta = \delta_{cr}$ Durumunda Üç Genişlik İçin Eğilme Momentlerinin Dağılımı

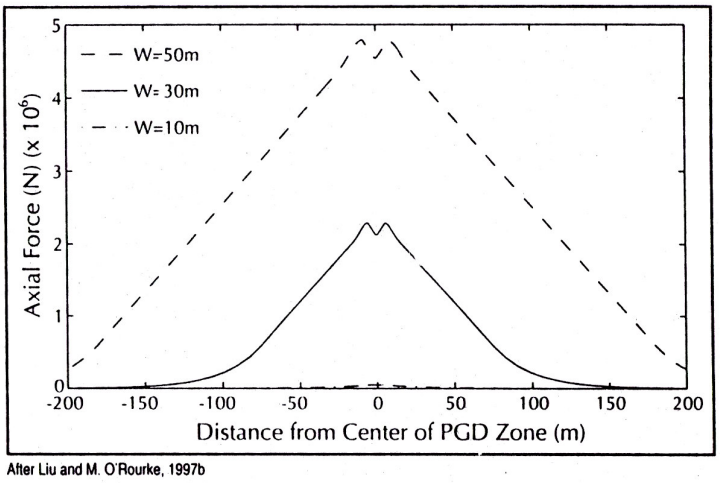
Şekil 8.12'de gösterilmiş borudaki eksenel kuvvetler beklendiği gibi PGD bölgesinin yaklaşık merkezinde simetriktir. Bölgenin merkezine yakın yerlerde eksenel kuvvetler en büyüktür ve bölgenin merkezinden olan artan mesafe ile oldukça doğrusal bir mod ile azalmaktadır. Momentlere benzemez bir şekilde, sadece bölgenin sınırları ötesindeki önemli mesafelerde eksenel kuvvetler küçülmektedir. (Şekil 8.11 ve 8.12'deki mesafeler farklıdır.) Ayrıca göz önüne alınan üç genişlik için eksenel kuvvet PGD bölgesinin genişliğinin artan bir fonksiyonudur. (W=50m için en büyük, W=10m için en küçüktür.)

Boru üzerine çapraz yükleme borunun eksenel hareketine yol açar (PGD bölgesinin merkezine doğru içeri hareket). Bu içeri doğru hareket Şekil 8.13'te gösterildiği gibi zemin hareketi, δ'nın artan bir fonksiyonudur. Göz önüne alınan borunun PGD bölgesinin sınırlarındaki δ=4 m için bu içeri doğru hareket sırasıyla, W= 10, 30 ve 50m için; 0.002, 0.07 ve 0.15 m'dir.

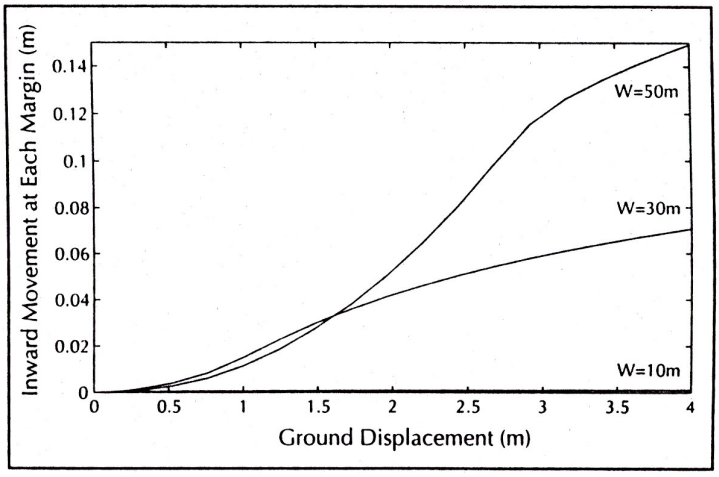
Boru davranışına etki eden diğer parametrelerin etkisi ve şekiller, 8.14'ten 8.20'ye kadar gösterilmiş olduğu gibi belirlenmiştir. Bu sonuçlar (grafikler); W=30 m, X-52 çeliği, D=0.61m (24 inç), t=0.0095m (3/8 inç), p_u = 1.0 x 10^5 N/m, t_u=2.4x10^4 N/m ve M. O'Rourke (1989) zemin deformasyon modeli için elde edilmiştir. Örneğin, şekil 8.14, en tepe çekme ve basınç şekil değiştirmeleri üzerine boru çapının etkisini göstermektedir. Hem en büyük çekme ve hem de en büyük basınç şekil değiştirmelerinin boru çapının artan bir fonksiyonu olduğuna dikkat edilmelidir.

Göz önüne alınmış boru modeli için en büyük çekme şekil değiştirmesi, büyük veya küçük çapta, şekil 8.14'ten 8.20'ye kadar gösterilmiş tüm parametrelerin fonksiyonudur. Fakat şekil 8.15'te gösterilmiş olduğu gibi en büyük basınç şekil değiştirmesi esasen borunun et kalınlığından ve şekil 8.18 de gösterildiği gibi çelik cinsinden bağımsızdır.

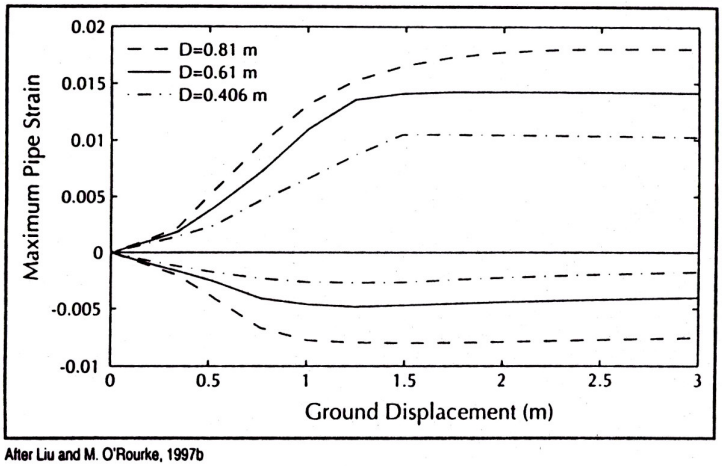
En büyük çekme şekil değiştirmesi boru çapının ve çapraz (yanal) zemin yay direncinin artan bir fonksiyonudur. En büyük çekme şekil değiştirmesi, boru et kalınlığı, çelik cinsi ve daha küçük çapta boyuna (eksenel) zemin yay direncinin azalan bir fonksiyonudur.



Şekil 8.12: $\delta = \delta_{cr}$ Durumunda Üç Genişlik İçin Eksenel Kuvvetin Dağılımı



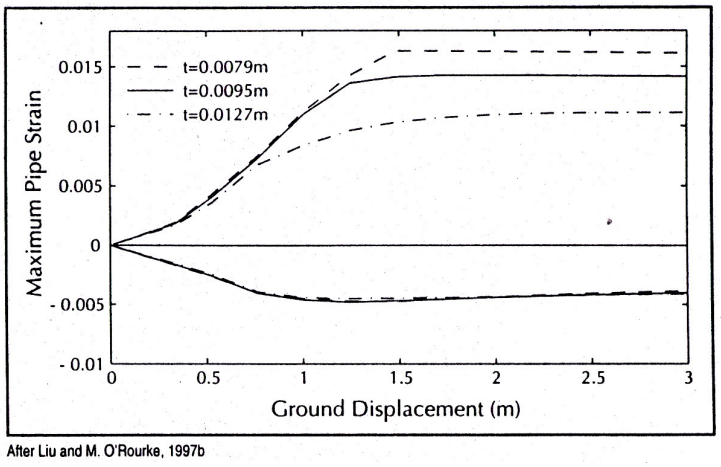
Şekil 8.13: PGD Bölgesinin Her Bir Sınırındaki Borunun İçe Doğru Hareketi



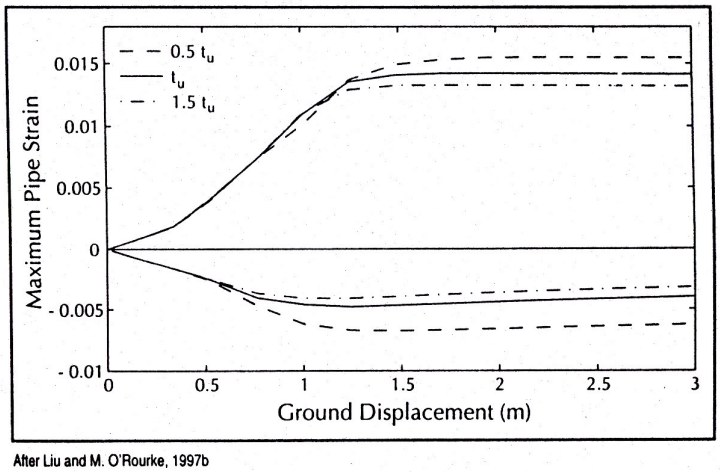
Şekil 8.14: Boru çapı, D'nin etkisi

Sabitleme uzunluğu, L_a, ile ilgili olarak, sıfır sabitleme uzunluğunun şekil 8.19'da gösterilmiş L_a =15m veya 400m'deki boru şekil değiştirmesinden daha büyük boru şekil değiştirmesi oluşturacağı açıktır.

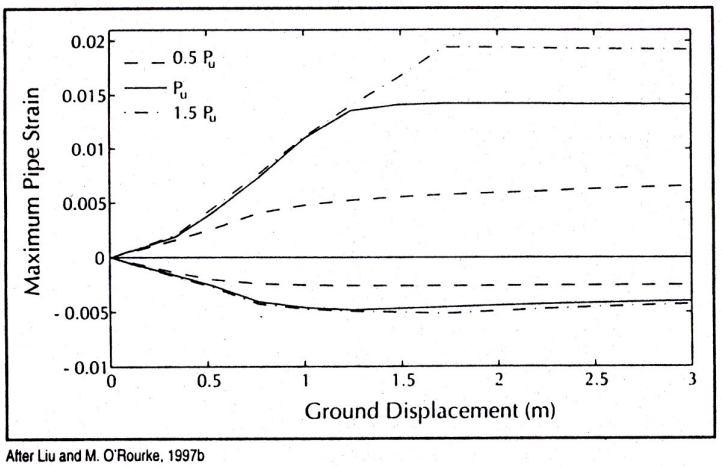
PGD modeline atfen, Şekil 8.20'de gösterildiği gibi M.O'Rourke (1989) modeli (Suzuki ve diğerlerinin, n=2 için olan modeliyle aynı) W ≥ 30m için en büyük boru şekil değiştirmesi ile sonuçlanmıştır. Fakat Suzuki ve diğerlerinin (1989) modeli n=1 ve W≤10m için en büyük şekil değiştirme ile sonuçlanmıştır.



Şekil 8.15: Boru Et Kalınlığının, t, Etkisi

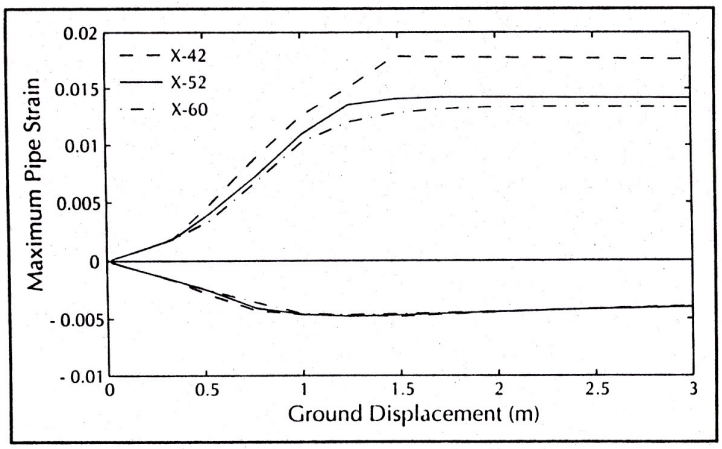


Şekil 8.16: En Büyük Boyuna Toprak Direncinin, t_u, Etkisi

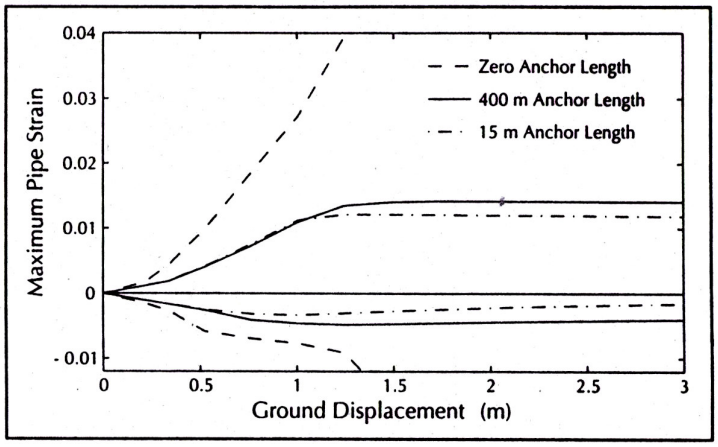


Şekil 8.17: En Büyük Enine (Çapraz) Toprak Direncinin, p_u, Etkisi

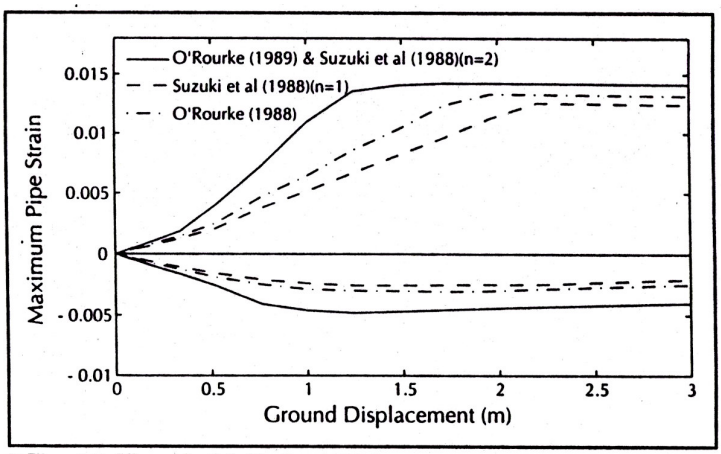
En güçlü bir şekilde çekme şekil değiştirmesini etkileyen parametre PGD bölgesinin genişliğidir. Sonra; çapraz (enine) zemin yatak katsayısı, boru çapı, çelik cinsi, boru et kalınlığı, PGD modeli, borunun sabitlenme boyu ve boyuna zemin yatak katsayısı takip eder. Kritik zemin yer değiştirmesi, δ_{cr}, PGD bölge genişliğinin ve yanal boru-toprak karşılıklı etkileşim kuvvetinin artan bir fonksiyonudur. Fakat çelik cinsi, boru çapı, eksenel boru-toprak karşılıklı etkileşim kuvveti ve boru et kalınlığının azalan bir fonksiyonu olarak görülmektedir.



Şekil 8.18: Üç X-derece Çelik Malzemesi İçin En Büyük Boru şekil değiştirmesi



Şekil 8.19: PGD Bölgesi Dışındaki Sabitlenmiş uzunluğun, L_a, Etkisi



Şekil 8.20: Mekansal (Uzaysal) Dağılımlı PGD Modellerinin Etkisi

8.2.2 Analitik Yöntemler

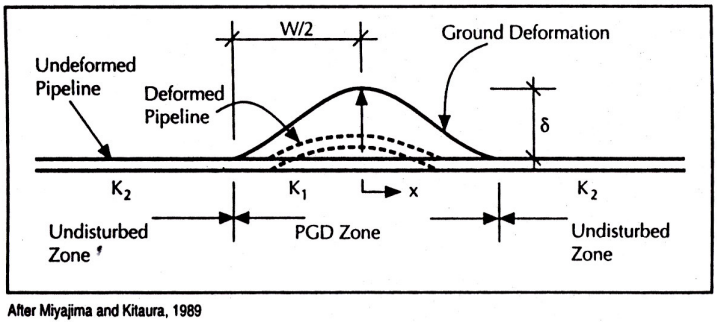
8.2.2.1 Miyajima Ve Kitaura Çalışması

Miyajima ve Kitaura (1989) Şekıl 8.21'de gösterildiği üzere elastik bir zemin üzerindeki bir kiriş gibi, uzaysal dağılımlı çapraz PGD'ye maruz kalmış bir boru için modelleme yaptılar. Bunun için denge denklemleri aşağıdaki gibi açıklanmıştır.

$$EI\frac{d^4 y_1}{d x^4} + K_1 y_1 = K_1 \delta\left(1 - \sin\frac{\pi x}{W}\right) \qquad 0 < x < \frac{W}{2} \tag{8.4}$$

$$EI\frac{d^4 y_2}{d x^4} + K_2 y_2 = 0 \qquad x \geq \frac{W}{2} \tag{8.5}$$

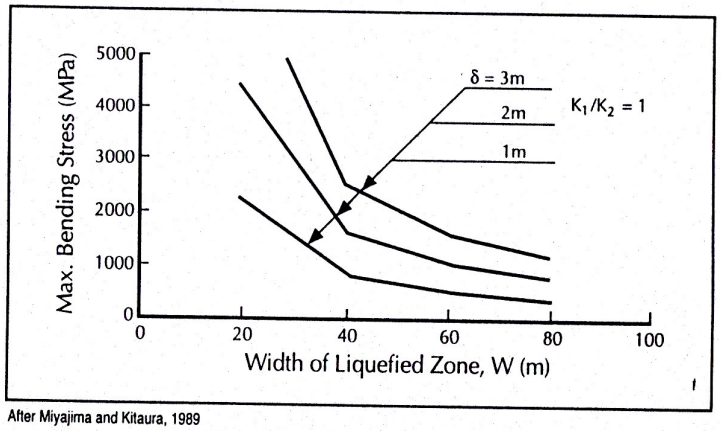
Burada y_1 ve y_2, PGD bölgesinin içi ve dışındaki çapraz boru yer değiştirmeleri, K_1 ve K_2 PGD bölgesinin içi ve dışındaki zemin yatak katsayısı ve EI boru kesit alanının eğilme rijitliğidir. K_1 ve K_2 eşdeğer zemin yatak katsayıları Japonya'daki doğrusal olmayan özellikleri dikkate alınmış tavsiye edilen uygulama üzerine dayandırılmıştır. (Japonya Gaz Kurumu, 1982).



After Miyajima and Kitaura, 1989

Şekil 8.21: Uzaysal Dağılımlı Çapraz PGD'ye Maruz Kalmış Boru Hattı İçin Analitik Model

Miyajima ve Kitaura bağıntıları mekanik bir model ve matris transfer yönteminin kullanılmasıyla bir çözüm sunar. Zemin deformasyonunun üç değeri için PGD bölge genişliğinin fonksiyonu olarak çapı 16 inç (40cm), et kalınlığı ¼ inç (0.6cm) olan çelik boru için hazırlanan grafikler şekil 8.22'de gösterilmektedir.

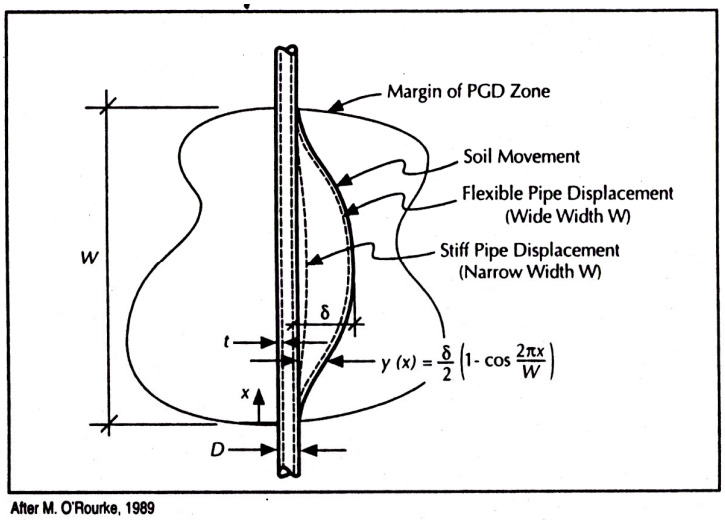


Şekil 8.22: Zemin Şekil Değiştirmesinin Üç Değeri İçin En büyük Eğilme Gerilmesine Karşın PGD Bölgesinin Genişliği

Beklenilen durum olarak boru gerilmesi zemin şekil değiştirmesinin artan bir fonksiyonudur. Verilen bir δ değeri için Mıyajıma ve Kıtaura tarafından göz önüne alınan genişlik aralıklarına, W, bağlı olarak gerilme W'nin azalan bir fonksiyonudur. Onlar, eksenel şekil değiştirmeyi dikkate almayan küçük eğilme şekil değişitirme teorisini kullandılar.

8.2.2.2 M. O'Rourke Çalışması

M. O' Rourke (1989) uzaysal dağılımlı çapraz PGD'ye karşı boru hattı tepkisi için bir basit analitik model geliştirdi. Şekil 8.23'te gösterilmiş olduğu gibi O, iki tür tepkiyi göz önüne alır. PGD bölgesinin geniş eni için boru hattı göreceli olarak esnektir ve onun yanal yer değiştirmesi toprağın yer değiştirmesiyle yakından uyumlu olduğu kabul edilmiştir. Bu durumda boru şekil değiştirmesinin esas olarak zemin kıvrımından dolayı olduğu kabul edilmiştir. Dar bir PGD eni için boru hattı göreceli olarak sert ve boru yanal yer değiştirmesi esasında toprağınkinden azdır. Bu durumda boru germesinin toprak-boru ara yüzündeki yükleme nedeniyle olduğu farz edilmiştir.



Şekil 8.23: Enine PGD'nin uzaysal Dağılımına Bağlı Boru Hattı İçin M. O'Rourke Analitik Modeli

Geniş PGD / boru eğilmesi (esnek boru) durumu için borunun denklem 8.3'te verilmiş toprak şekil değiştirmesine benzediği farz edilmektedir. Borudaki en yüksek eğilme şekil değiştirmesi, ε_b, aşağıda verilmiştir:

$$\varepsilon_b = \pm \frac{\pi^2 \delta D}{W^2} \qquad \textbf{(8.6)}$$

Bu basit modelde eksenel çekme şekil değiştirmesi sadece PGD kuşağı kenarları arasındaki borunun kavis-uzunluğunu temel almıştır. Borunun tamamıyla yanal toprak yer değiştirmesine benzediği farz edilirse, ortalama eksenel çekme şekil değiştirmesi ε_a şu şekilde tahmin edilmiştir:

$$\varepsilon_a = \left(\frac{\pi}{2}\right)^2 \left(\frac{\delta}{W}\right)^2 \qquad \textbf{(8.7)}$$

Dar genişlik/sert boru durumu için boru; toprak-boru ara yüzünde birim uzunluk başına en yüksek yanal kuvvet p_u olacak şekilde her iki kenardan sabitlenmiş bir kiriş olarak modellendirilmiştir. Bu durum için kavis-uzunluk etkileri nedeniyle eksenel şekil değiştirme küçüktür ve önemsenmemiştir. Bundan dolayı borudaki en yüksek şekil değiştirme şu şekilde verilmiştir:

$$\varepsilon_b = \pm \frac{p_u W^2}{3\pi E t D^2} \qquad \textbf{(8.8)}$$

M. O'Rurke (1989), borunun kenarlarda sabit olduğunu ve bundan dolayı PGD kuşağının kenarında borunun herhangi bir iç hareketini dikkate almadığını varsayar.

8.2.2.3 Liu Ve M. O'Rourke Çalışması

Önceden tarif edilmiş sonlu elemanlar modeline dayanarak Liu ve M. O'Rourke (1997) boru şekil değiştirmesi, δ_{cr}'den az olan zemin yer değiştirmesi için, zemin yer değiştirmesinin oluşturduğu bir fonksiyondur ve boru şekil değiştirmesi bundan sonra hatırı sayılır bir derecede değişmez. Örneğin, W=30 m için, Şekil 8.8'de gösterildiği gibi en yüksek çekme şekil değiştirmesi, δ=1.3m (4.3 ft) durumunda en yüksek toprak yer değiştirmesinin meydana getirdiği bir fonksiyondur. δ'nın daha büyük değerleri için en yüksek çekme germesi kabaca 0.014'ün nispeten sabit bir değerinde değişmeden kalır. Benzer davranış öteki genişlikler için de gözlenmiştir.

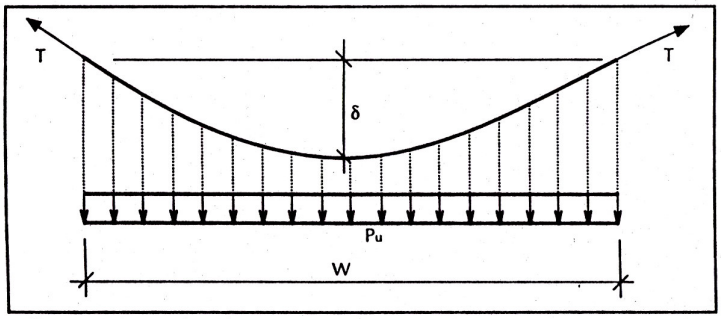
Gerçekte borunun enine PGD dayanıklılığı eksenel rijitliği ve eğilme rijitliğinin bileşimi yüzündendir. Aşağıda geliştirilmiş analitik bağıntılar esnek bir boru içindir. Elastik olmayan boru durumu daha karışık ise de elastik bağıntılar sonlu eleman sonuçlarını yorumlamak için esastır ve daha sonra gösterileceği gibi direkt olarak Niagata olayının enine PGD değerlerine uygulanabilir.

PGD kuşağının küçük genişlikleri için kritik zemin şekil değiştirmesi ve boru davranışı eğilme tarafından kontrol edilmiştir. Mekanizma sert boru durumu için M. O'Rourke'un modelindeki (sabit dağılımlı yükle beraber yüklü iki ucu sabitlenmiş kiriş modeli) ile aynıdır. Kritik zemin şekil değiştirmesi şöyle verilmiştir :

$$\delta_{cr-bending} = \pm \frac{5 p_u W^4}{384 EI} \qquad \textbf{(8.9)}$$

PGD bölgesinin çok büyük genişliklerinde boru bir esnek kablo gibi davranmaktadır (ihmal edilebilir bir eğilme rijitliği). Bu durumda kritik yer değiştirme öncelikle eksenel kuvvet tarafından kontrol edilir. Şekil 8.24'te gösterilmiş bir parabolik kablo için uçlardaki eksenel kuvvet T ile en büyük yanal şekil değiştirme arasındaki bağıntı, (veya sarkma) ,δ :

$$T = \frac{p_u W^2}{8\delta} \qquad \textbf{(8.10)}$$



Şekil 8.24: Esnek Kablo Sistemi

Şekil 8.10'da gösterildiği gibi PGD bölgesinin ortasında (W/2), birim boya gelen en büyük enine direnç kuvveti (p_u) uygulandığında zemin yer değiştirmesi boru deplasmanından daha fazladır. Orta kesim üzerindeki sarkmayı δ/2 alarak çekme kuvveti, T, ile zemin yer değiştirmesi, δ arasındaki karşılıklı bağıntı aşağıdaki gibi verilmiştir:

$$T = \pi D t \sigma = \frac{p_u (W/2)^2}{8(\delta/2)} = \frac{p_u W^2}{16\,\delta} \qquad \textbf{(8.11)}$$

σ, borudaki eksenel gerilme (PGD bölgesi içinde sabit olduğu kabul edilmiştir).

PGD bölgesinin sınırında eksenel kuvvetten ötürü borunun içe doğru hareketi meydana gelmektedir. Sınırların ötesinde bir sabit boyuna sürtünme kuvveti, t_u, kabulüyle, her sınırda, borunun içe doğru hareketi şöyledir:

$$\Delta_{in\,\mathrm{var}\,d} = \frac{\pi D t \sigma^2}{2E t_u} \qquad \textbf{(8.12)}$$

PGD bölgesi içerisinde borunun toplam eksenel uzaması 8.7 denklemi ile verilmiş yaklaşık ortalama eksenel şekil değiştirme ile W genişliğinin çarpımı olarak alınabilir. Bu uzama, şekil değiştirmeden dolayı bölge içinde (σ W/E) ve 8.12 denkleminden olan içe doğru hareketten dolayı sınırlardadır. Bu durum şöyle formülüze edilir:

$$\frac{\pi^2 \delta^2}{4W} = \frac{\sigma W}{E} + 2\frac{\pi D t \sigma^2}{2E t_u} \qquad \textbf{(8.13)}$$

Kritik zemin şekil değiştirmesi, δ_{cr}, kablo gibi davranışı ve buna karşı gelen eksenel boru gerilmesi, σ, 8.11 ve 8.13 denklemlerinin ardı ardına çözümü ile hesaplanabilir. Bu değerler tablo 8.1'de bölge genişliği, W'nin üç değeri için ve önceden belirtilmiş standart özellikler için sunulmaktadır. (D=0.61 m., t= 0.0095 m, ρ_u = 1.0 x 10^5 N/m, t_u = 2.4 x 10^4 N/m). Bu durumda kritik zemin şekil değiştirmesi eksenel kuvvet tarafından kontrol edilmekte ve $\delta = \delta_{cr}$ durumunda en büyük eksenel gerilme PGD bölgesinin genişliğinin artan bir fonksiyonudur.

Herhangi bir gelişigüzel PGD bölge genişliği için direnç, hem eğilme (kiriş) ve hem de eksenel (kablo) etkileri tarafından sağlandığı göz önüne alınıp aşağıdaki formül elde edilmiştir:

$$\delta_{cr} = \frac{1}{\frac{1}{\delta_{cr-bending}} + \frac{1}{\delta_{cr-axial}}} \qquad \textbf{(8.14)}$$

Tablo 8.1: Kablo Tipi Esnek Boru İçin Kritik Zemin yer Değiştirmeleri Ve Gerilmeleri

	W = 10 m	W = 30 m	W = 50 m
δ_{cr} (8.11 ve 8.13 Bağıntılarından)	0.37 m	1.5 m	2.85 m
σ (8.11 ve 8.13 Bağıntılarından)	92.8 Mpa	206 Mpa	301 Mpa

Tablo 8.2; W=10, 30 ve 50 m için elastik bir boruda (D=0.61 m, t=0.0095 m) oluşan kritik yer değiştirmelerin elastik sonlu eleman sonuçlarını listeler. W=30 ve 50 m için denklem 8.14'ten elde edilen kritik yer değiştirmeler elastik sonlu eleman modelinden elde edilenlerle karşılaştırılmaktadır. Fakat W=10m için elde edilen kritik deplasman sonlu eleman sonucuna göre azdır. Bu ise basit bir yaklaşımla; eğilme etkileri için boruda sabit bir enine yükün, p_u, olması nedeniyledir. Sonlu eleman modeli öte yandan enine elasto-plastik toprak yay modeli kullanır. Önceden de not edildiği gibi boru ve toprak arasındaki göreceli enine yer değiştirme sadece 0.06 m (2.4 inç)'den sonra toprak yayından tüm p_u yükü elde edilebilir. Bundan dolayı, her ne kadar tam yüklü boru W=10m için sadece 0.015 m (0.6 inç) eğilmede dönse de tam yüklü enine direnci, p_u, elde etmek için toprak yaylarının hareketine bir 0.06m (2.4 inç) ilave edilmelidir.

Tablo 8.2: Elastik Boru için Kritik Zemin Yer Değiştirmeleri

	W = 10 m	W = 30 m	W = 50 m
$\delta_{cr\text{-}bending}$ (8.9 Bağıntısından)	0.015 m	1.22 m	9.6 m
$\delta_{cr\text{-}axial}$ (Tablo 8.1)	0.37 m	1.5 m	2.85 m
δ_{cr} (8.14 Bağıntısından)	0.015 m	0.67 m	2.2 m
δ_{cr} (Sonlu Eleman Yaklaşımı)	0.16 m	0.70 m	2.1 m

Tablo 8.2'deki hem basitleştirilmiş elastik hem de elastik sonlu eleman modelleri için kritik yer değiştirmeler şekil 8.8'de örnek olarak gösterilen elastik olmayan bir boru için δ'yı eksik hesaplar. Bu elastik olmayan boru modelinin niteliği

yüzündendir. Çeliğin özelliği akma değerinden sonra azalır ve boru daha büyük deformasyona uğrar ki borudaki şekil değiştirme enerjisi zemin yayları tarafından yapılmış olan işe eşit olur.

Elastik bir borudaki en yüksek gerilmeler eksenel şekil değiştirmenin (kablo davranışı) ve eğilmenin (kiriş davranışı) müşterek etkileri nedeniyledir ve şöyle belirtilmiştir:

$$\varepsilon_{elastik} = \begin{cases} \dfrac{\pi\delta}{2}\sqrt{\dfrac{t_u}{AEW}} \pm \dfrac{\pi^2 \delta D}{w^2} & \delta \le \delta_{cr} \\ \dfrac{\pi\delta_{cr}}{2}\sqrt{\dfrac{t_u}{AEW}} \pm \dfrac{\pi^2 \delta_{cr} D}{w^2} & \delta > \delta_{cr} \end{cases} \qquad \textbf{(8.15)}$$

Burada A, borunu kesit alanıdır.

8.2.3 Yaklaşımlar Arasrı Karşılaştırma

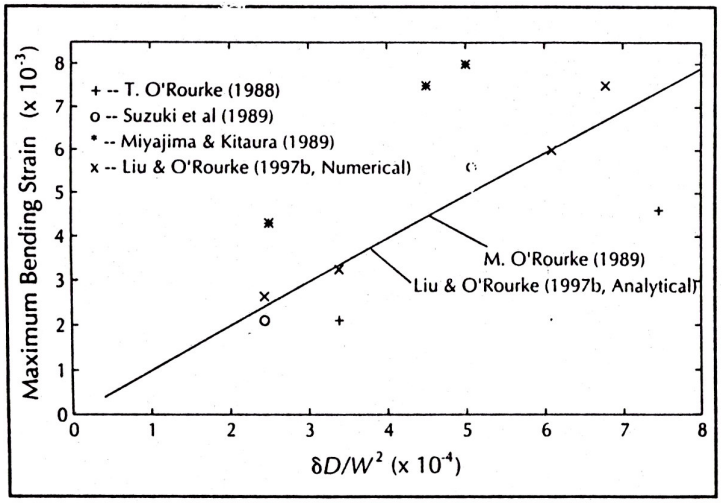
Tablo 8.3, yukarıda belirtilmiş boru özelliklerinin ve boru-toprak karşılıklı etkileşim kuvvetlerinin yaklaşımlarının bir özetidir.

Modellerin farklı çapları, et kalınlıkları, boru-toprak etkileşim parametreleri vs. olduğundan yaklaşımların karşılaştırılması güçtür. Yine de denklem 8.15'teki verilmiş eğilme şekil değiştirmesi için analitik bağıntı sadece δ, D ve W'nin bir fonksiyonu olduğundan eğilme şekil değiştirmeleri kıyaslanabilir.

Şekil 8.25'te δD/W'nin bir fonksiyon olarak grafiği çıkarılmış, farklı yaklaşımlardan hesaplanıp çizilmiş W>20m için boru eğilme şekil değiştirmesini gösterir. Burada eğilme şekil değiştirmesi, boru şekil değiştirmesinin çekme ve basınç şekil değiştirmesi toplamının yarısı olarak hesap edilmiştir. Kobashi ve diğerlerinin (1989) yaklaşımı, basınç şekil değiştirmesini sunmadıklarından dolayı, dahil edilmemiştir. Bu şekilde, π^2'nin bir eğimiyle birlikte düz hat, 8.6 denkleminde verilen analitik bağıntıdır. Liu ve M. O'Rourke'un yanı sıra Suzuki ve diğerlerinin (1988) analitik bağıntısının her iki eşleşmesini de çok iyi sonuçlandırmaktadır. Miyajima ve Kitaura'nın sonuçları biraz daha yüksekken T. O'Rourke'un (1988) analitik sonuçları da biraz daha azdır.

Tablo 8.3: Yedi Yaklaşım İçin Parametre Listesi

	M. O'Rourke (1989)	Miyajima ve Kitaura (1989)	T. O'Rourke (1988)	Suzuki ve diğerleri (1988)	Kobayashi ve diğerleri (1989)	Liu ve O'Rourke (1997)
Yöntem	Analitik	Analitik	Sonlu Eleman	Sonlu Eleman	Sonlu Eleman	Her ikisi birden
Çap (m)	0.50, 1.01	0.406	0.61	0.61	0.61	0.61
Kalınlık (m)	0.0127, 0.0063	0.006	0.0095	0.0127	0.0095	0.0095
Malzeme	Yumuşak çelik	Elastik	X-60	X-52	X-42	X-52
t_u (N/m)	-	-	$2.4x10^4$	$1.9x10^4$	$1.9x10^4$	$2.4 x10^4$
p_u (N/m)	$8.7x10^4$	-	$7.7x10^4$	$1.5x10^5$	$1.5x10^5$	$1.0 x10^5$



Şekil 8.25: Boru Eğilme Şekil Değiştirmesinin Karşılaştırılması

Başka tür bir kıyaslama ise çeşitli yaklaşımlardan genel sonuçları içerir. Örneğin, Liu ve M.O'Rourke (1997) sonuçları çekme şekil değiştirmesinin basınç şekil değiştirmesinden daha büyük olduğu durumda eksenel etkilerin önemli olduğunu ileri sürer. Bu, T.O'Rourke (1988) tarafından bulunan sayısal sonuçlarla da uyuşur. Buna ilaveten, üç genişlik dikkate alındığında, W=30m için çekme şekil değiştirmeleri en büyüktür sonucu, Suzuki ve diğerleri (1988) tarafından geliştirilen sayısal sonuçlarla uyuşmaktadır. Fakat Liu ve M.O'Rourke'un (1997) yukarıda tartışılan sayısal sonuçları, özellikle W=10m PGD kuşağının genişliği için, T.O'Rourke (1988) tarafından bulunanlardan farklı tanımlanmıştır. Benzer bir şekilde Liu ve M.O'Rourke sayısal sonuçları, Suzuki ve diğerleri (1988) tarafından bulunan çekme boru şekil değiştirmelerinin belirgin bir şekilde basınç şekil değiştirmelerinden daha büyük olduğu sonuçlarından farklıdır. Bu farklılığın nedeni Suzuki ve diğerlerinin (1988) modelinde nispeten zayıf bir boylamsal zemin yay modeliyle daha kalın bir et kalınlığının kullanılmasıdır. (Şekil 8.15, daha ağır (kalın) bir et kalınlığının aslında en büyük basınç germesinin üzerinde hiç bir etkisinin olmamasına rağmen en büyük çekme gerilmesini azalttığını göstermektedir.)

8.2.4 Beklenilen Tepki

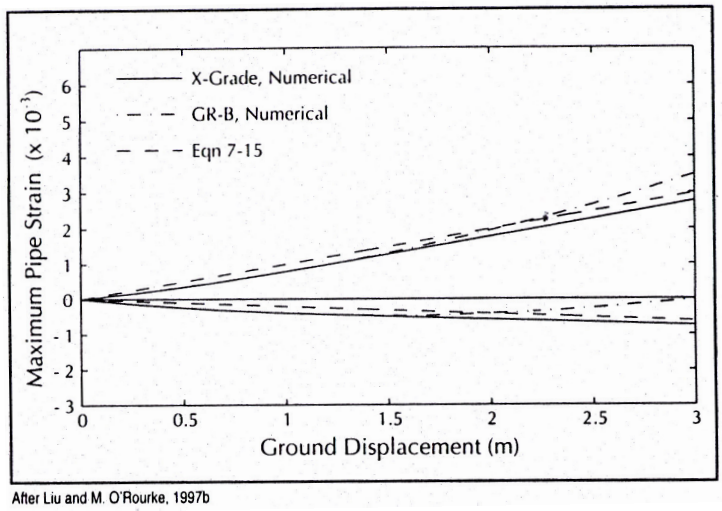
Yukarıda tanımlanmış olan (Liu ve M.O'Rourke (1977) yaklaşık metodu, 30m veya daha büyük ve elastik bir boruya tam manasıyla uygulanabilmesine rağmen onlar, pek çok gerçekçi proje tasarım durumları için yararlılığını ispatladılar. Suzuki ve Masuda (1991) 1964 olayı sonrasında Nigata Japonya'da gözlenen çapraz PGD için W, genişlik ve hareket, δ miktarı değerleri sundular. Kabaca 40 ayrı mevkiye dayandırılan, PGD bölgesi genişliği W, yaklaşık 100m den 600m ye kadar aralıkta sıralanmışken zemin hareketi δ'nın miktarı da yaklaşık 0.3m'den 2m'ye kadar sıralanmıştır.

W $\geq$100m (328 ft), boru genişliği, D=0.61m (24inç), t=0.0095m (3/8 inç) için 8.14 denkleminden elde edilen kritik zemin şekil değiştirmesi 6.0m (20ft) veya daha fazladır ki bu değer, maksimum olarak gözlenen 2.0m'lik (6.6 ft) zemin yer değiştirmesinden çok büyüktür. Keza 8.15 denkleminden δ=2m için tahmin edilen en büyük çekme şekil değiştirmesi, X-sınıf çeliğin akma şekil değiştirmesinden daha düşük fakat GR-B sınıfı çeliğin akma şekil değiştirmesinden daha büyüktür. Bundan dolayı bir X-sınıfı boru esnek hareket eder ve şekil değiştirmesi 8.15 denklemiyle tahmin edilmiş olabilir.

Maksimum boru şekil değiştirmeleri, Liu ve M.O'Rourke (1997) tarafından basitleştirilmiş analitik ve sayısal modellerin her ikisini birden kullanan zemin şekil

değiştirmesinin bir fonksiyonu olarak şekil 8.26'da gösterilmiştir. GR-B ve X-sınıf çelik için ölçülebilir sonlu elemanlar sonuçları yaklaşık 1.6m'den az olan δ için özdeştir. Bu mevkide, o materyaldeki esnek olmayan hareketin başlangıcını gösteren GR-B kavisinde bir dirsek-kıvrımı vardır. Analitik model (yani.8.15 denklemi) sonuçları sonlu elemanlar değerleriyle iyi kıyaslanır.

Yaklaşık tahmini analitik yaklaşım en büyük çekme şekil değiştirmesini birkaç dereceye kadar fazla tahmin ettiği gibi en büyük basınç şekil değiştirmesini de eksik hesaplamaktadır. Bu, tahmini eksenel şekil değiştirmenin fazla büyük olduğu fikrini ileri sürmektedir. Bununla birlikte farklılıklar, PGD bölgelerinin zemin hareketinin ve özellikle uzaysal kapsamının beklenen değeri için geoteknik tahminlerin doğruluk derecesi ışığında, nispeten küçüktür.



Şekil 8.26: W = 100m İçin Zemin Deplasmanı – En Büyük Boru Şekil Değiştirmesi

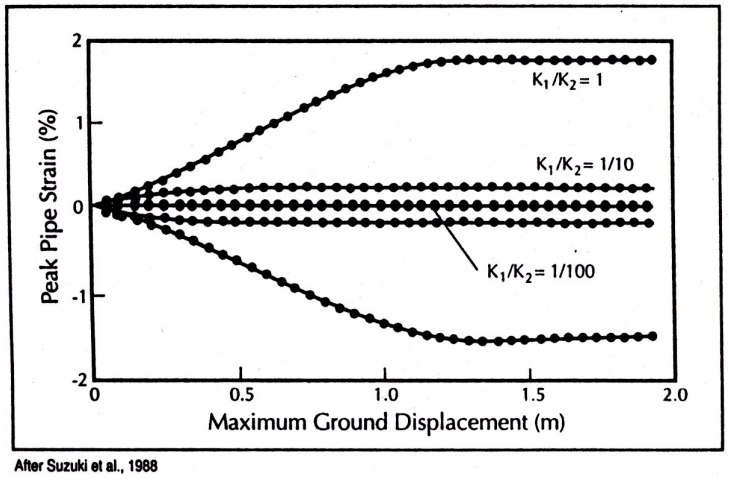
8.3 Sıvılaşmış Zemindeki Boru Hatları

Sıvılaşmış toprak tabakasının üstü çoğunlukla borunun altında kalacak şekilde boru yerleştirilir. Bununla birlikte boru böylesi bir nehir yatağında veya deniz yatağında doymuş kuma gömüldüğünde boruyu çevreleyen toprak güçlü bir sismik sarsıntı sırasında sıvılaşabilir. Bu durumda boru kaldırma yüzünden yukarı doğru hareket edebilir ya da hafif bir aşağı eğimle sıvılaşmış toprağın yanal bir şekilde akışını sağlayarak şekil değiştirme yapabilir. Örneğin, Suzuki ve diğerleri (1988) ve Takada'ya (1991) göre, (150mm çaplı) gaz borusu ve kanalla birlikte rögarı, Niagata depremi sırasında boyuna PGD'ye neden olan basınç yüküyle birlikte yüzdürme

(kaldırma) etkisi de zeminin dışına yükseltmişti. Bir basınç yüküne, boyuna yayılmaya engel olan boru içindeki işletme basıncı ve/veya sıcaklık değişimi de neden olabilir.

8.3.1 Yatay Hareket

Bir boru hattı sıvılaşmış toprakla çevrildiğinde boru yokuş aşağı sıvılaşmış toprağın akışı nedeniyle yanal bir şekilde hareket edebilir. Şekil 8.3'te gösterilen aynı modeli kullanarak Suzuki ve diğerleri (1988), mekansal dağılmış çapraz PGD'ye maruz kalmış, sıvılaşmış toprakla çevrili, gömülü bir borunun tepkisini araştırdı. Sıvılaşmış toprağın varlığı; sıvılaşmış toprak tarafından çevrili bir borunun yanal toprak katsayısının (K_1), uygun sıvılaşmamış toprağın yerini tutan (K_2) bir kısmı olduğu farz edilerek biçimlendirilmiştir. Şekil 8.27 azaltma faktörünün 3 değeri için PGD miktarının (δ) bir fonksiyonu olarak en büyük boru şekil değiştirmesini göstermektedir. Bu arazi için boru özellikleri Suzuki ve diğerlerinin tablo 8.3'te listelenen yaklaşımı ile aynı iken PGD bölgesinin genişliği 30m'dir.



Şekil 8.27: En Büyük Şekil Değiştirme Oranı – Üç Zemin Yay Sabiti İçin δ

Sıvılaşmamış toprağın yeterliliği için (yani K_1/K_2=1, W=30m için şekil 8.6'ya da bkz.) en büyük boru şekil değiştirmesi tüm durumlarda sıvılaşmış toprak için olandan daha büyüktür. Kabaca bir tahmin olarak $\delta \geq$1.5m (5ft) için boru şekil değiştirmesi, toprağın etkin azaltma faktörüyle orantılıdır.

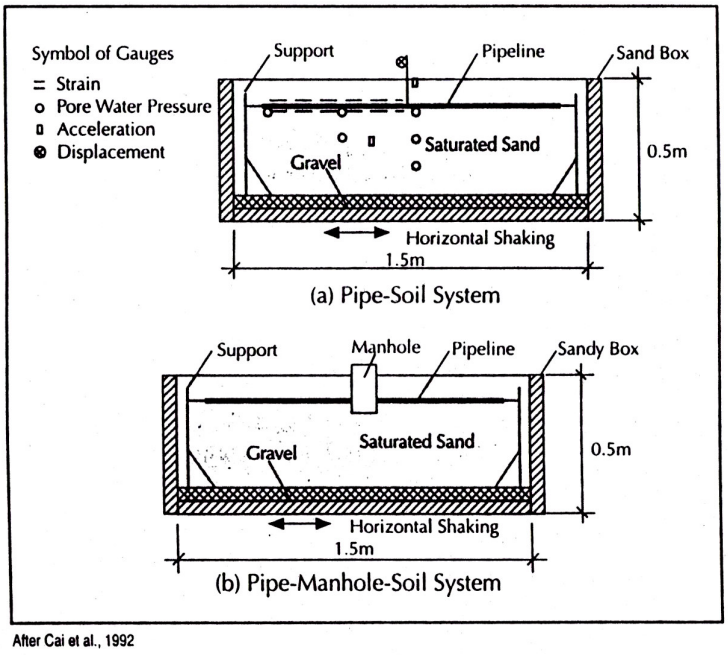
Sıvılaşmış topraktaki eş değer zemin yay katsayısı için öteki bilim adamları oranın 1/100'den 5/100'e kadar olduğunu ileri sürerken Takada ve diğerlerine göre (1987)

sıvılaşmamış toprak için bu oran 1/1000'den 1/3000'e kadar sınıflandırılır. Sıvılaşmış zeminle kaplı boru uzaysal yayılmış PGD'den daha az hasar görür. Bundan dolayı, tasarım amacı için PGD bölgesinde uzaysal dağılmış çapraz PGD'ye maruz kalmış bir boru hattının, sıvılaşmış toprak tabakası üzerinde uzanan yeterince sıvılaşmamış bir toprağa yerleştirilmiş olduğu kabulü yapılmaktadır.

8.3.2 Düşey Hareket

Eğer gömülü bir borunun etrafındaki toprak sıvılaşırsa boru yüzdürme (kaldırma) nedeniyle yukarı kalkabilir. Bu yukarı kaldırma tepkisine dayandırılarak bir kaç çalışma yapılmıştır. Takada ve diğerleri (1987) bir grup laboratuar testi yapmış ve analitik çözümlerle test değerlerini birbiriyle birleştirerek sıvılaşmış toprağın yatak katsayısını tahmin etmiştir. Yeh ve Wang (1985), boru için basitleştirilmiş kiriş-kolon modelini kullanarak dinamik (sismik sarsıntı ve yüzdürme(kaldırma) etkileri) boru tepkisini analiz ettiler. Onlar, toprak örtüsü sıvılaştığında dinamik yer değiştirmenin nispeten küçük olduğu (yüzdürme nedeniyle statik boru yer değiştirmesinin %20 sinden az olduğu) sonucunu çıkardılar.

Çapı 2 cm (0.8 inç) olan polietilen boru hattını kullanarak Cai ve diğerleri (1992) bir dizi laboratuar testi yaptı ve toprak sıvılaşması nedeniyle boru tepkisini gözlemledi. Şekil 8.28, iki sistem örneğini göstermektedir. Şekil 8.28a örneği rögarsız bir boru hattı için iken b örneği rögarlı bir boru hattı içindir. Her iki modelde de borunun ucu ya sabitleştirilmiş ya elastik olarak sıkılmış ya da serbest bırakılmıştır. 83cm (32 inç) çapında ve 50m (164 ft) uzunlukta olan prototip boruya benzeyen model boru boyu 1.2m'dir (4 ft). Bu testlerde sıvılaşma öncesi ve sonrası taklit (simüle) edilmiş zemin yüzeyi normal bir şekilde düz olduğundan dolayı sadece sarsıntı ve yukarı kaldırma tepkisi gözlemlenebilmiştir. Bu, borunun yanal tepkisinin örneklendirilmemesi demektir. Elastik durum için onlar, sarsıntıdan dolayı oluşan dinamik şekil değiştirmenin, yukarı kaldırma nedeniyle oluşan statik şekil değiştirmeden %10 daha az olduğunu buldular ve bundan dolayı borudaki maksimum yukarı kaldırma şekil değiştirmesinin hesaplanmasında önemsenmeyip ihmal edilebileceği sonucuna vardılar. Bir rögar ve/veya bir eksenel basınç gücü bir araya getirildiğinde, yukarı doğru tepki büyük olmaktadır. Elastik olarak belli bir düzeyde sabitlenmiş olan uçlar için boru, zemin yüzeyindeki PGD bölge merkezinin yakınındaki borunun bir kısmının toprak yüzeyine çıkmasına kadar yukarı kaldırmaya devam eder. Bununla birlikte sıvılaşmamış toprak tabakası (60 mm kalınlığında) örtü olarak kullanıldığında boru, sıvılaşmış ve sıvılaşmamış tabakaların ara yüzünde hareketsiz kalır.



Şekil 8.28: Sıvılaşmış Toprağa Gömülü Bir Boru Hattının Model Sistemi

Hou ve diğerleri (1990), sonlu elemanlar yaklaşımıyla yüzdürme (kaldırma) etkileri yüzünden ortaya çıkan boru şekil değiştirmesini analiz ettiler. Bu analizde sıvılaşmış bölgenin dışındaki boru-toprak ara yüzünde hem çelik malzemenin hem de karşılıklı etkileşim kuvvetinin doğrusal olmadığı göz önünde tutulmuştur. Birim uzunluk başına yukarı kaldırma kuvveti olan sıvılaşmış bölgenin içindeki boruda oluşan hareket, P_{uplift}, şu şekilde ifade edilmiştir:

$$P_{uplift} = \frac{1}{4}\pi D^2(\gamma_{soil} - \gamma_{contenys}) - \pi Dt\gamma_{pipe} \qquad \textbf{(8.16)}$$

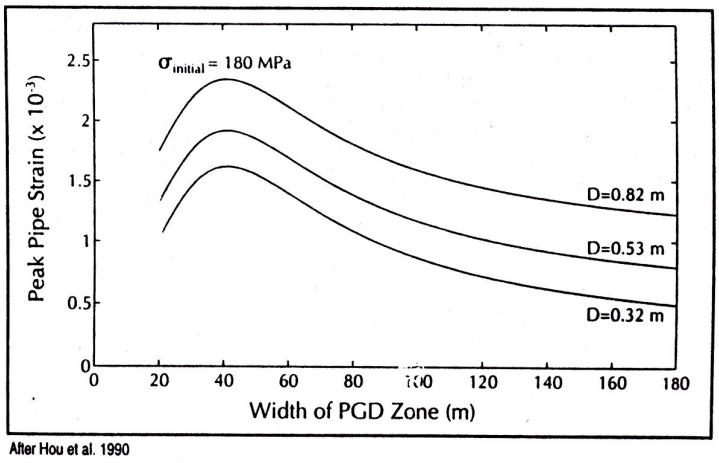
Burada sırasıyla γ_{soil} sıvılaşmış zeminin yoğunluğu, γ_{pipe} borunun yoğunluğu, $\gamma_{contents}$ boru içindeki maddenin (su, gaz vs.) yoğunluğudur. Bu formüle göre borunun bir kısmı zemin yüzeyindeyken kaldırma kuvveti azalacaktır.

Boru sıvılaşmış toprağın sınırlarının ötesinde sabitlenmiştir. Bu durum, yukarıdaki düzgün yüke bağlı her bir kenarda sabitlenen bir kirişe benzemektedir. Çelik bir borudaki maksimum şekil değiştirme üç ayrı boru çapı ve t=0.0079m (0.31 inç), γ_{soil}=2.0 x 10^4 N/m³ (120 pcf), $\gamma_{contents}$=0.8 x 10^4 N/m³ (48 pcf) için sıvılaşmış bölgenin uzunluğunun bir fonksiyonu olarak şekil 8.29'da gösterilmiştir. Baştaki

gerilmenin ısı değişimi ve/veya içsel işletme basıncı nedeniyle olduğunu kabul edilmektedir.

Şekil 8.29'da gösterildiği gibi maksimum boru şekil değiştirmesi sıvılaşmış kuşağın belli bir genişliğinde, W_{cr}, meydana gelir. Boru şekil değiştirmesi genişliğin artmasından sonra azalırken boru şekil değiştirmesi W_{cr}'den daha az olan genişlik için genişliğin artan bir fonksiyonudur. Kritik genişlik, W_{cr}, 8.6 denkleminin 8.8 denklemine eşitlenmesi ve $\delta=H_c$ alınmasıyla tahmin edilebilmiştir. (H_c boru üstü ile zemin yüzeyi arasındaki mesafedir.)

$$W_{cr} = \sqrt[4]{\frac{3\pi^3 Et H_c D^3}{p_u}} \qquad \textbf{(8.17)}$$



Şekil 8.29: Maksimum Şekil Değiştirme Oranı – Sıvılaşmış Zemin Bölgesi Genişliği

H_c=1.2 m (4ft), D=0.61m (24 inç) ve P_u=1.0 x 10^4 N/m (57 lbs/inç) için denklem 8.17'de sıvılaşmış kuşağın tahmini kritik genişliği, Şekil 8.29'da yaklaşık 42m'nin (138 ft) gözlenen kritik genişliğinden biraz daha büyük olan 47m'dir (154 ft).

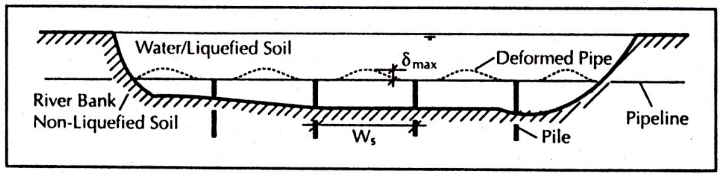
8.16 denkleminde birim uzunluk başına verilen yüzdürme (kaldırma), sıvılaşmamış toprak tarafından çevrili bir boru için yanal boru-toprak etkileşiminin yaklaşık % 10'u kadardır. Bu, şekil 8.27'de K_1/K_2=1/10 kavisine eşdeğerdir. Şekil 8.27 ve 8.29 arasındaki bir karşılaştırma, Suzuki ve diğerlerinin sonuçlarının çok iyi bir şekilde Hou ve diğerlerinin (1990) sonuçları ile benzediğini göstermektedir. Bu; şekil

8.27'deki D=0.61m (24inç) ve W ≥ 30m için en büyük şekil değiştirme %0.2'dir, 8.29'daki şekilde ise D=0.53m (21inç) iken en büyük şekil değiştirme yaklaşık %0.19'dur anlamına gelmektedir. Maksimum şekil değiştirmenin hem kritik yerel eğrilme hem de çekme hasarından az olmasından dolayı borunun, sıvılaşmış kuşağın genişliği büyük olduğunda zeminin dışına, yukarı doğru kaldırılma durumu olsa da yüzdürmeden dolayı zarar görmesi ihtimali yoktur. Büyük yukarı kaldırma yer değiştirmenin arzulanmadığı durumlar için (örneğin denizaltı boru hattı için), enerjiyi koruma prensibinden yola çıkan sonraki denklem, diğer boru zorlanmalarını veya boru tespit kazıklar için aralık bırakmayı ve/veya maksimum kaldırma yer değiştirmesini saptamak amacıyla kullanılabilir.

$$\delta_{\max}^3 + \frac{16I}{A}\delta_{\max} - \frac{16\,p_u W_s^4}{AE\,\pi^5} = 0 \qquad \textbf{(8.18)}$$

Şekil 8.30'da gösterildiği gibi W_s, kazıklar için mesafe ve A kesit alanıdır. En büyük boru şekil değiştirmesi ise aşağıda verilen formülden hesaplanabilir:

$$\varepsilon_{\max} = \pm\frac{\pi^2 \delta_{\max} D}{W_s^2} + \frac{\pi^2 \delta_{\max}^2}{4W_s^2} \qquad \textbf{(8.19)}$$



Şekil 8.30: Boru Hattının Sıvılaşmış Bölgeyi Çapraz Geçişinin Kesiti

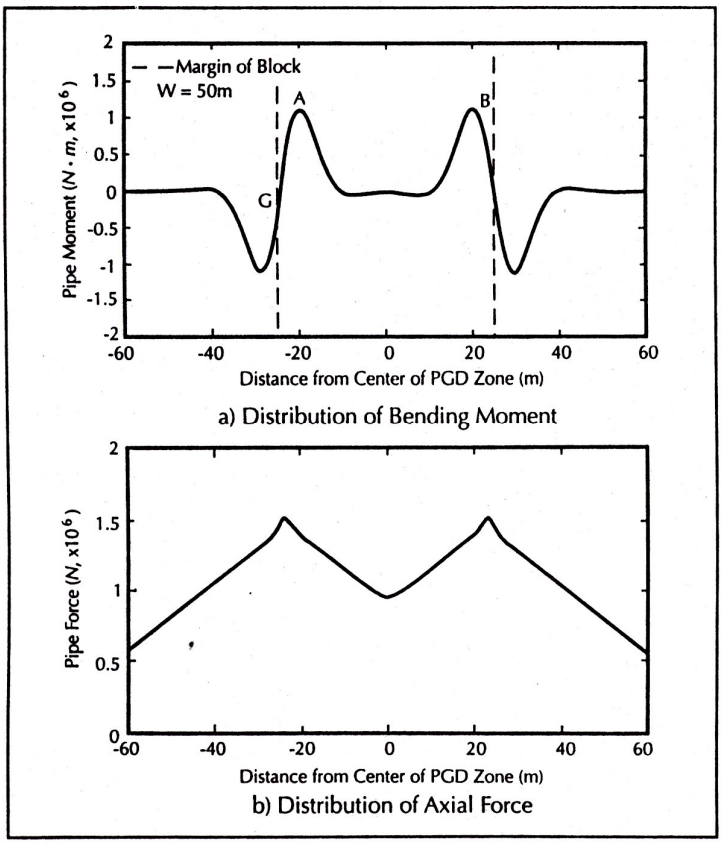
8.4 Yerel Ani PGD

Enine PGD'nin iki modeli şekil 8.1'de gösterilmiştir. Şekil 7.1a'daki uzaysal dağılmış model yukarıda geniş bir şekilde ele alınmıştır. Şekil 7.1b'de gösterilen yerel ani model fay kaynaklı PGD'ye karşılık gelmektedir. Bundan dolayı ileriki bölümde daha detaylı tartışılmış olan fay geçiş modellerinin uygulanabilirliği PGD

kuşağının minimum genişliğine karar vermede anahtar bir soru içerir. Şekil 3.8'de gösterilen Suzuki ve Masuda tarafından toplanmış verinin PGD kuşağı genişliklerinin tipik olarak 80 m'den daha büyük olduğunu ileri sürmektedir. Burada 50m genişlik düşünülmüştür. Şekil 8.31, yerel enine PGD nedeniyle gömülü sürekli borudaki eksenel kuvvet ve eğilme momentini gösterir. PGD kuşağının genişliği, W=50m iken zemin hareketinin miktarı δ=1.0m'dir (3.3 ft). Boru ve toprak özellikleri ise D=0.61m (24inç) t=0.0095m (3/8 inç), γ_{soil} =1.8 x 10^4 N/m³ ve Ø=35^0'dir.

Eğilme momenti PGD kuşağının merkezinin yakınında kabaca 20m (66 ft) mesafede "0" olmaktadır. Bundan dolayı eğilme durumunda sürekli boru; aralarında etkileşim olmayan, her ikisi 90°lik boru-fay açısına sahip olan iki ayrı fay gibi hareket eder. Merkezin yanındaki boru eksenel kuvveti PGD kuşağının genişliğine tabidir. PGD kuşağının içerisindeki boru-toprak ara yüzünde sürtünme tarafından sağlanan böylesi tüm eksenel kuvvet, eğer genişlik yeterince büyük olursa "0" olur. Bu durumda, yerel ani enine PGD'den dolayı boru hareketi (hem gerilme hem de esneme), 90°lik boru-fay kesişme açısı durumuyla aynıdır. Bu durum ilerdeki bölümde ele alınacaktır.

Eğer kuşağın merkezinin yanındaki eksenel kuvvet (Şekil 8.31b'de gösterildiği gibi) sıfır olmasaydı, kenarlardaki en büyük eksenel kuvvet iki ayrı çatlak fay durumundan daha büyük olabilir. Bu durumda bölgenin simetri ortası etkin düğüm noktası gibi hareket eder. Özetle, uzaysal yayılmış PGD ile yerel enine ani PGD arasında boru davranışı açısından önemli farklılıklar vardır.



Şekil 8.31: Boru Eğilme Momenti Ve Eksenel Kuvvet dağılımı

9. FAYA KARŞI SÜREKLİ BORULARIN TEPKİSİ

Bölüm 7 ve 8 sırasıyla boyuna ve enine PGD'ye bağlı sürekli boru hatlarının tepkisini sunar. Önceden de bahsedildiği gibi, iki unsurdan birinde boru eksenine paralel (boyuna PGD) ve diğerinde ise boru eksenine düşey (enine PGD) hareket vardır. Bu bölüm ise hem boyuna hem de enine tepkiyi içeren genel durumdaki fay hatlarına bağlı sürekli boru hatlarının tepkisini sunar.

Burada iki durum ele alınmıştır. Birinci durumda borular eksenel gerilme kuvveti (boyuna bileşenin sebep olduğu) ve bükülme (enine bileşenin sebep olduğu) yüzünden gerilme etkisindedir. 90°den az boru-fay arası açı β'ya sahip (Şekil 9.1'de gösterilen) yanal atım fay ve normal fay bu duruma örnektir. Fay hattı bu durumda boruda öncelikle çekme şekil değiştirmesine sebep olur ve bundan dolayı boruda çekme gerilme kırılması olabilir.

İkinci durumda borular eğilme ve eksenel basınç kuvveti yüzünden gerilmeye maruz kalır. Fay hattı ve boru ekseni arasında 90ºden fazla olan, β, kesişme açısına sahip ters atım fay ve yanal atım fay bu konunun örneklerindendir. Bu durumda borudaki basınç şekil değiştirmesinden dolayı eğilme oluşur.

Geçmişte depremler sırasında yüzeysel fay pek çok borunun kırılmasına yol açmıştır. Örneğin 1971 San Fernando depremi . Alanın yüzde birinin sadece yarısı faydan etkilenmesine rağmen fay hareketleri lağım, doğalgaz ve su boru hatlarında 1400'ün üzerinde kırığa yol açmıştır (McCaffrey ve Torourke 83). Üç fay kuşağı arasında (Miswells Parçası, Sylmar parçası ve Harding okul parçası) 3 km uzunluğundaki Sylmar parçası; 0.6m (2.0ft) itme, 1.4m (4.6 ft) dikey ve 1.9m (6.2 ft) sola-yanal kaymadan ibaret olan en büyük zemin yer değiştirmesidir. Çoğu itme ve sola-yanal kayma, fay kuşağının güney kanadındaki boru boyunca 25 ile 80 m genişlikte oluşmuştur. Öte yandan, dikey çatlaklar ve genişletme kırıkları, çoğu kırılmanın çekme çatlaması nedeniyle oluştuğu kuzey bölümünde çok güçlüdür.

Fay hattıyla çakışan sürekli boru hatları için üç potansiyel çatlaklık türü vardır. Bunlar; çekme kırılması (çatlaması), basınç etkisiyle yerel eğilme (buruşma) ve basınç etkisiyle kiriş eğilmesidir. Kiriş eğilmesi daha önceki konularda ele alınmıştır. Genelde boru hatları zemin yüzeyinin altına yaklaşık 1.0m (3.0 ft) derinliğe tipik

olarak gömülüdür. Bu gömülme derinliğinin kritik gömülme derinliğinden daha büyük olması durumunda boru, PGD basıncından dolayı bir kiriş gibi bükülmekten ziyade buruşur. Bu yüzden bu konu, çekme ve eğilme nedeniyle oluşan çekme kopmaları (kırılmaları) ile basınç ve eğilme nedeniyle boru çeperinde oluşan buruşma üzerine odaklanmıştır.

9.1 Yanal Atım Fay

Büyük ani çatlama hareketleri nedeniyle eğilme ve çekme durumu üzerine bir grup inceleme yapılmıştır. Newmark-Hall (1975) yaklaşımı, Kennedy ve diğerleri yaklaşımı ve Wang-Yeh (1985) yaklaşımı bu çalışmalardandır. Burada analitik yaklaşımlar yeniden incelenmiş ve sonuçlar için; boru-toprak ara yüzünde doğrusal olmayan etkileşimin yanı sıra, boru malzemesinin doğrusallığının olmadığının düşünüldüğü FE modeliyle karşılaştırma yapılmıştır.

9.1.1 Analitik Modeller

Newmark ve Hall (1975), fay hatlarını boru hattı açısından analiz eden ilk insanlardır. Onlar, β açısındaki bir sağ yanal atın fayın kesiştiği bir boru hattında toplam bir fay hareketi, δ_f ile şekil 8.1'de gösterilen modeli göz önüne aldılar. Bir boru-fay kesişme açısı için $\beta \leq 90$ için, yanal atım fay öncelikle boru içinde çekme germesine neden olur. Onlar, fay hattından L_a mesafede iki sabitleme noktasında toprağa sağlam yerleşmiş bir boru modelini kabul ettiler. Sabitlemeler; dirseklere, bağlantılara ve eksenel harekete önemli bir şekilde direnci geliştiren öteki özelliklere karşılık gelmektedir.

Otoriteler, boru-toprak ara yüzündeki yanal karşılıklı etkileşimin yanı sıra borunun eğilme rijitliğini ihmal etmektedirler. Bu şu demektir, onlar sadece boru-toprak ara yüzündeki boyuna karşılıklı etkileşimi dikkate aldığından meyillenen yan yüzeyli (yamaçlı) bir hendek (tranşe) modeli kabul ettiler. Borunun toplam uzaması iki bileşenden meydana getirilmiştir. Birincisi fay hareketinin ($\delta_f \cos\beta$) eksenel bileşeninden dolayı olandır. İkincisi, fay hareketinin yanal bileşeni tarafından sebep olunan kavis-uzunluk etkileri yüzünden olandır ($\delta_f \sin\beta$).

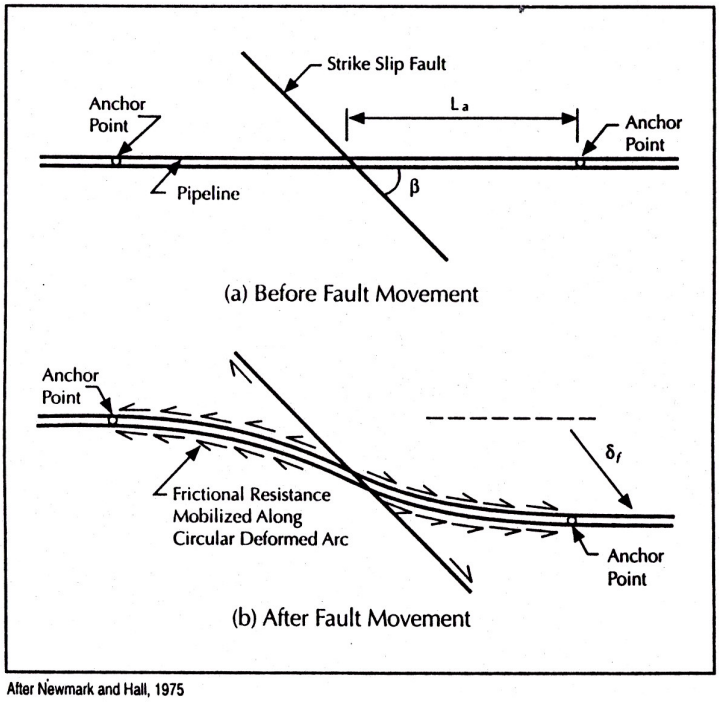
Simetri yüzünden fay hattının sadece bir yanı düşünülmüştür. Ortalama boru şekil değiştirmesi aşağıdaki gibidir:

$$\bar{\varepsilon} = \frac{\delta_f}{2L_a}\cos\beta + \frac{1}{2}\left(\frac{\delta f}{2La}\sin\beta\right)^2 \qquad \textbf{(9.1)}$$

Burada L_a etkin sabitlenmemiş uzunluktur ki fay hattı ile sabitleme noktası arasındaki mesafedir.

Fayın yanında hiçbir köşe, bağlantı ve başka kısıtlayıcılar konumlanmış olmadığı zaman boru-toprak ara yüzündeki sürtünme kuvvetleri tüm eksenel direnci sağlarlar. Bu durumda L_a aşağıdaki bağıntıyla hesaplanır:

$$L_a = L_e + L_p \qquad \textbf{(9.2)}$$



Şekil 9.1: Bir Sağ Yanal Atım Fayını Çapraz Geçen Bir Boru Hattı İçin Newmark-Hall Modelinin Plan Görünüşü

9.2 bağıntısında L_e elastik şekil değiştirmenin oluştuğu boru uzunluğu, L_p plastik şekil değiştirmenin oluştuğu boru uzunluğudur.

$$L_e = \frac{E_i \varepsilon_y \pi D t}{t_u} \tag{9.3}$$

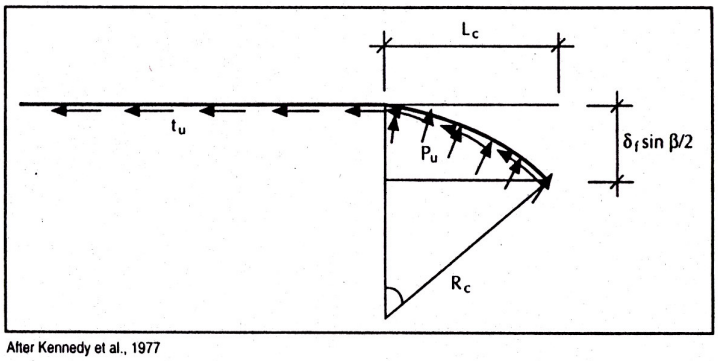
$$L_p = \frac{E_p (\varepsilon - \varepsilon_y) \pi D t}{t_u} \tag{9.4}$$

Burada, ε_y malzemenin akma şekil değiştirmesidir. E_i ve E_p ise akma öncesi ve sonrası elastisite modülü, ε borudaki plastik şekil değiştirme, t_u birim uzunluk için boru-toprak ara yüzündeki eksenel sürtünme kuvvetidir. Newmark ve Hall yaklaşımına göre hasar, ortalama şekil değiştirmenin (9.1 bağıntısı) %4'ten daha büyük olduğu durumda başlar.

X-60 çeliğinden çapı 0.61m (24 inç) olan bir boru için Newmark ve Hall yaklaşımında dayanılabilir fay hareketi ile kesişme açısı arasındaki ilişki daha sonra tartışılacak olan diğer yaklaşımlara ait bilgilere paralel olarak Şekil 9.12'de gösterilmiştir. Daha sonra gösterileceği gibi bu yaklaşım boru hatları için boru-toprak ara yüzünde ortalama şekil değiştirmeyi hasar ölçütü olarak kullanıp yanal karşılıklı etkileşimi göz ardı ettiği için dayanılabilir fay hareketini fazla tahmin etmektedir.

Kennedy ve diğerleri (1977), Newmark ve Hall'ın fikirlerini geliştirdiler ve en yüksek eksenel şekil değiştirmenin değerlendirilmesi için oluşturulan yöntemde bazı gelişmeleri kurumsallaştırmışlardır. Onlar, yaptıkları analizlerinde karşılıklı yanal etkileşimin etkilerini göz önüne almışlardır. Ayrıca borunun eğilme rijitliği üzerindeki büyük eksenel şekil değiştirmelerin etkisini de göz önüne almışlardır. Eksenel şekil değiştirme akma şekil değiştirmesini aşıyorsa boru eğilme rijitliği başlangıçtaki rijitlikten kabaca %0.5 daha küçük olmaktadır. Sonuç olarak borudaki eğilme şekil değiştirmesi bu yaklaşımda nispeten küçüktür.

Şekil 9.2, Kennedy ve diğerlerinin modeli olarak sabit eğilmenin $1/R_c$ olduğu farz edilen kıvrımlı bölgede meydana gelen eğilme şekil değiştirmesini kabul etmektedir.



Şekil 9.2: Kennedy Ve Diğerlerinin Modeli

Eğilme şekil değiştirmesi, ε_b, aşağıdaki gibi açıklanabilir:

$$\varepsilon_b = \frac{D}{2R_c} \tag{9.5}$$

R_c, silindirin içindeki iç basınca eş kullanarak elde edilebilen kıvrılmış bölümün kıvrım yarıçap

$$R_c = \frac{\sigma \pi D t}{P_u} \tag{9.6}$$

σ fay hattından dolayı oluşan eksenel gerilme, p_u birim uzunluk başına yanal toprak-boru karşılıklı etkileşim kuvvetidir.

Borudaki toplam şekil değiştirme şöyle gösterilmiştir:

$$\varepsilon = \varepsilon_a + \frac{D}{2R_c} \tag{9.7}$$

ε_a bir fay tarafından neden olunan uzama nedeniyle maksimum eksenel şekil değiştirmeyi ifade eder.

Bunun toplam uzunluk değişimi, ΔL şu şekilde tahmin edilmiştir:

$$\Delta L = \delta_f \cos\beta + \frac{\left(\delta_f \sin\beta\right)^2}{3 L_c} \tag{9.8}$$

İkinci terim fay hareketinin yanal bileşeninden doğan kıvrım-uzunluk etkileri nedeniyle oluşan uzama iken ilk terim fay hareketinin eksenel bileşeni yüzünden olan uzamadır ve L_c yaklaşık olarak aşağıdaki biçimde tahmin edilen şekil 9.2'de gösterilen yanal olarak şekil değiştirmiş olan borunun yatay izdüşüm uzunluğudur.

$$L_c = \sqrt{R_c \delta_f \sin\beta} \tag{9.9}$$

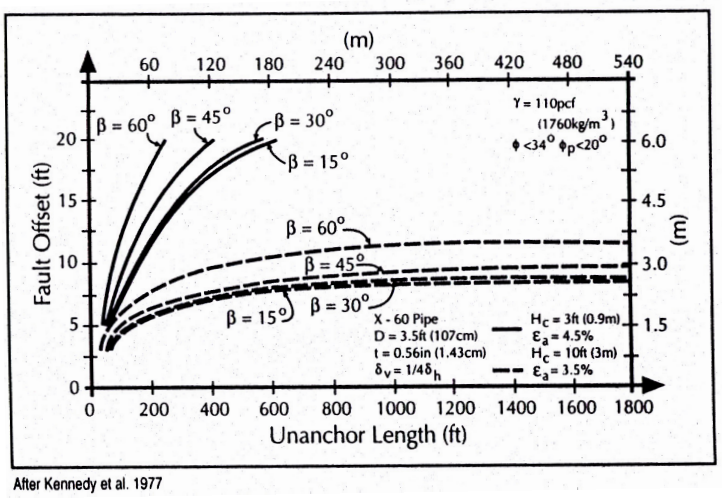
Ramberg-Osgood bağıntısına dayandırılan toplam uzama eksenel şekil değiştirmenin integrali ile ifade edilebilmiştir:

$$\Delta L = \frac{2}{E}\int_0^{La} \sigma\left[1 + \frac{n}{1+r}\left(\frac{\sigma}{\sigma_y}\right)^r\right] dx \tag{9.10}$$

9.10 denklemi integre edildiğinde etkin uzunluk, L_a ve eksenel hareket arasındaki ilişki bulunabilir.

Şekil 9.3, sabitlenmemiş uzunluğun bir işlevi olarak, çapı 42 inç (1.07m'lik) bir boru için dayanılabilir fay hareketini göstermektedir. Kritik çekme şekil değiştirmesi, daha derin gömülme derinliği için çember ovalliği ve eğilme şekil değiştirmelerinde önemli derecede artma yüzünden H_c =0.9 m için % 4.5, H_c= 3.0m için % 3.5 olup X-60 çelikten yapılı boru, orta düzey yoğunluğa sahip γ=1.76x10^4 N/m³ (110 pcf) ve

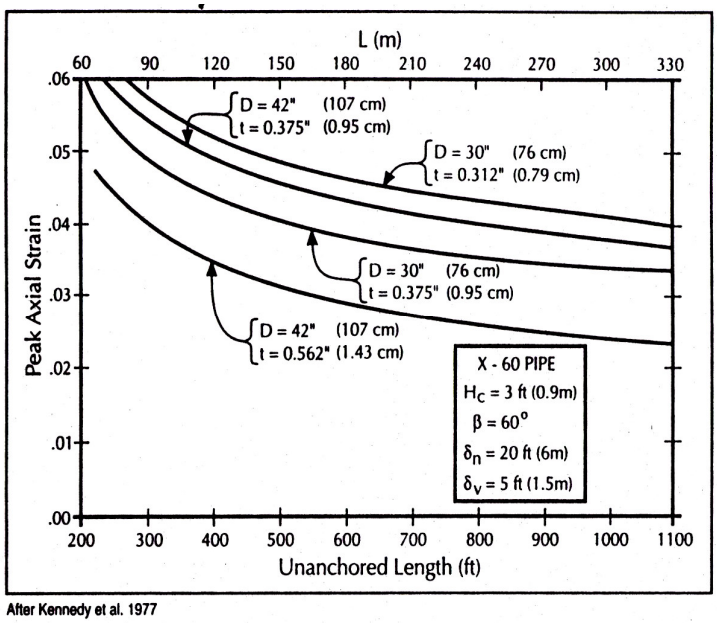
Ø=34˚ olan kum tarafından çevrilidir. Gömme derinliği borunun üstündeki zemin yüzeyinden 0.91m'dir (3 ft).



Şekil 9.3: Dayanılabilir Fay Hareketi - Sabitlenmemiş Uzunluk

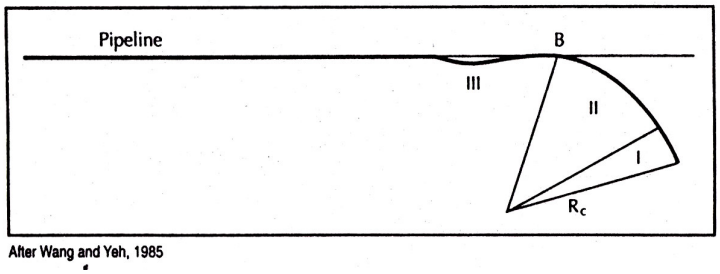
Şekil 9.3'te gösterildiği gibi boru için dayanılabilir fay hareketi sabitlenmemiş uzunluğun ve boru-fay kesişme açısının artan bir fonksiyonu fakat gömme derinliğinin de azalan bir fonksiyonudur. β=60˚ boru-çatlak kesişme açısı için şekil 9.4, sabitlenmemiş uzunluğun bir fonksiyonu olarak maksimum eksenel şekil değiştirmeyi göstermektedir.

Şekil 9.4'te gösterildiği gibi boru eksenel şekil değiştirmesi, sabitlenmemiş uzunluk ve et kalınlığının azalan bir fonksiyonudur. Verilmiş bir et kalınlığı için eksenel şekil değiştirme, boru-duvar ara yüzünde karşılıklı etkileşim kuvvetlerindeki artma nedeniyle, boru çapının artan bir fonksiyonudur. Newmark ve Hall'ın yaklaşımına ters olarak otoriteler, boru-toprak ara yüzünde hem eksenel hem de yanal karşılıklı etkileşimi düşünmektedirler.



Şekil 9.4: En Yüksek eksenel Şekil Değiştirme - Sabitlenmemiş Uzunluk

Yukarıdaki çalışmaları takiben yapılan çalışmalarda Wang ve Yeh (1985) bazı ilave değişiklikler takdim ettiler. Wang ve Yeh modelinin boru yarısı için plan görünüşü şekil 9.5'te gösterilmiştir.



Şekil 9.5: Yanal Atım Fay – Boru Hattı Çapraz Geçişi Plan Görünüşü

Eğik parçalar (I ve II. bölgeler) için kıvrımın sabit yarıçapını R_c kabul ederek Wang ve Yeh, deformasyon ve kuvvetlerin dengesi temeline göre boru şekil değiştirmelerini analiz ettiler. Onlar ayrıca I.bölgedeki şekil değiştirme elastik değilken, II ve III. bölgelerdeki şekil değiştirmelerin elastik olduğunu da varsaymışlardır. Borunun çok küçük bir miktarının düz kısmı için (bölge III) esnek zemine oturan kiriş modeli kullanılmıştır.

Et kalınlığı 0.014m, çapı 1.06m, X-70 çelikten yapılmış ve borunun üstteki zemin yüzeyinden 0.91m (3ft) derinlikte gömülü (γ=1.76 x 10^4 N/m^3 (110 pcf) ve Ø=34˚) yoğunluğunu kısmen kaybetmiş kumla çevrili bir boru için onların yaklaşımı; β=79˚ için 4.6m (15 ft) , β=70˚ için 3.5m (11.5 ft) dayanılabilir fay hareketine neden olur. Wang ve Yeh boru-toprak ara yüzündeki sürtünme açısını 20˚ farz ederler.

Wang ve Yeh, görünüşte boru eğilme rijitliği üzerindeki boru eksenel gerilmesinin etkisini önemsememektedirler; II. ve III. bölgelerdeki eğilme şekil değiştirmesini değerlendirmek için başlangıç elastisite modülünü kullanırlar. Sonuç olarak, II. bölgedeki boru eğilme şekil değiştirmesi fazla hesaplanır ve şekil 9.5'teki B noktasında hat kopar.

9.1.2 Sonlu Eleman Modelleri

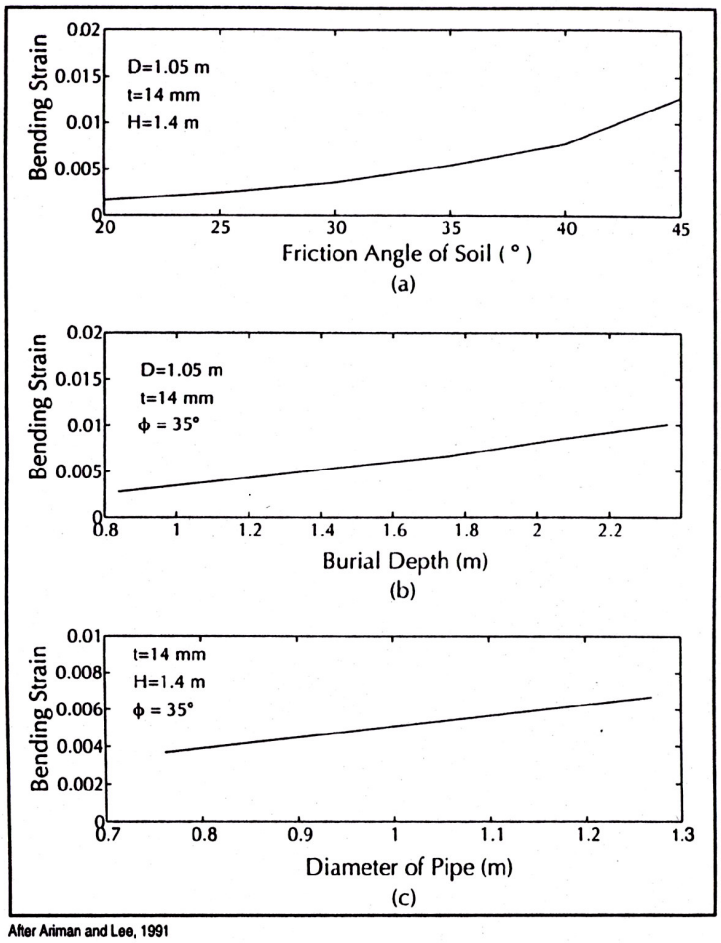
Borunun kıvrılmış kısmı için sabit bir kıvrım yarıçapı farz ederek Ariman ve Lee (1991) sonlu eleman metodunu kullanıp boru şekil değiştirmesini değerlendirdiler. Boru aslında yarı sonlu ince silindirik bir kabuk şeklinde tasarlanmıştır. X-60 çelikten yapılı 42 inç çapındaki bir boru için onlar sırasıyla şekil 9.6'daki (a), (b) ve (c) boru çapı gömme derinliği ve kesme direncinin toprak açısının bir fonksiyonu olarak eğilme şekil değiştirmesini önermektedirler. Onların hesaplamalarında kesişme açısı 70˚ ve fay hareketi miktarı 6.1m'dir.

Şekil 9.6'da gösterildiği gibi Ariman ve Lee modeli borudaki eğilme şekil değiştirmesinin; boru çapı, gömme derinliği, toprağın sürtünme açısının ortaya çıkardığı artan bir fonksiyonu olduğunu öne sürmektedir.

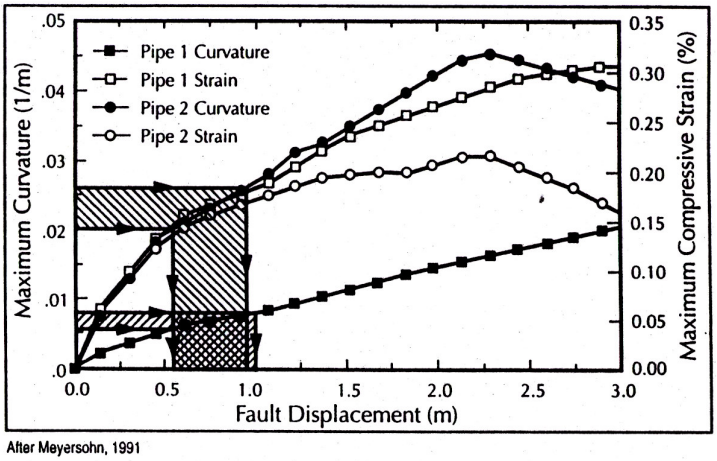
Dik bir açıdaki (β=90˚) bir boru fay çapraz geçişi için Meyershon (1991), sonlu elemanlar programı UNIPIP (Tawfik ve O'Rourke 1986) ile boru şekil değiştirmesini değerlendirmektedir. Meyersohn'un sayısal benzetimleri borunun üstünden zemin yüzeyine 0.91m (3 ft) gömme derinliği ile iki boru hattında icra edilmiştir. Boru-1, 1.06m (42 inç) dış çapında ve 14mm (0.55 inç) et kalınlığında ve boru-2, 0.3m (12 inç) çapında ve 9.5mm (3/8 inç) et kalınlığında, basınca tabi tutulmamış ve X-60 çelikten imal edilmiştir. Şekil 9.7, basınç şekil değiştirmesinin genellikle fay yer değiştirmesinin artmasıyla arttığı şekil değiştirmeye karşın maksimum fay yer değiştirmesini gösterir. Meyensohn'a (1991) göre yer değiştirme kesin bir değere (örneğin boru-2 için 2.3m) ulaştıktan sonra maksimum basınç şekil değiştirmesi, fay hareketinin neden olduğu kıvrım- uzunluk etkileri yüzünden eksenel çekme şekil değiştirmesinin çekme akma şekil değiştirmesinden daha büyük olmasından dolayı yer değiştirmenin artışı ile azalır.

Çeşitli yaklaşımları değerlendirmek için şekil 9.8'de gösterilmiş olan model ABAQUS sonlu elemanlar programı, boru şekil değiştirmesini tahmin etmek için kullanılmıştır.

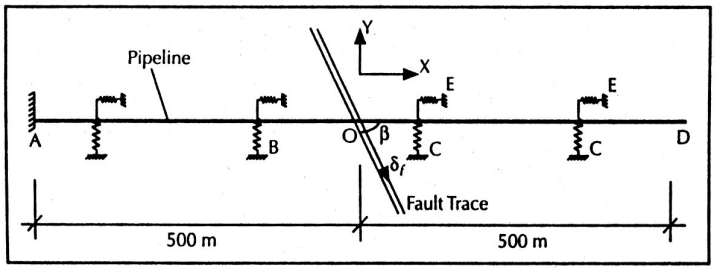
Şekil 9.8'de gösterildiği üzere boru hattı modeli boru-fay kesişmesinden (O noktası) 500m (1640 ft) uzakta olan A noktasında sabitleştirilmiştir. Bu sabitlenmemiş uzunluk yeterince uzundur ki hem eksenel şekil değiştirme hem de eğilme şekil değiştirmesi A noktasında sıfır'dır. Benzer bir şekilde D noktasında (yani sabitlenmemiş uç) toprak ve boru arasında göreceli hareket yoktur. Fay hattının solundaki tüm zemin yayları sabittir. Fay hattının sağında eksenel toprak yaylarının tüm tabanları (E noktası) X yönünde $\delta_f Cos\beta$ mesafesinde hareket ederken, yanal toprak yaylarının (C noktası) tüm tabanları Y yönünde $\delta_f Sin\beta$ mesafesine hareket eder.



Şekil 9.6: Bir Zemin Sürtünme Açısı Fonksiyonu Olarak Boru Eğilme Şekil Değiştirmesi, Gömme Derinliği Ve Boru Çapı



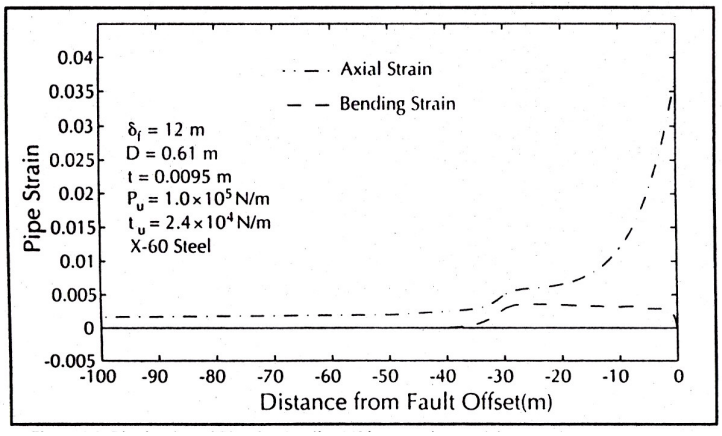
Şekil 9.7: Fay Hattı Fonksiyonu Olarak Maksimum Boru Basınç Şekil Değiştirmeleri



Şekil 9.8: Boru Hattı–Yanal Atım Fay Geçişi İçin Sonlu Eleman Modeli

Boru-toprak ara yüzünde doğrusal olmayan karşılıklı etkileşim ve Ramberg-Osgood gerilme-şekil değiştirme bağlantısı göz önüne alınırak bir yanal atım fayına bağlı (0.61m çapında 0.0095m duvar kalınlığında) X-60 kalite borunun tepkisi analiz edilmiştir.

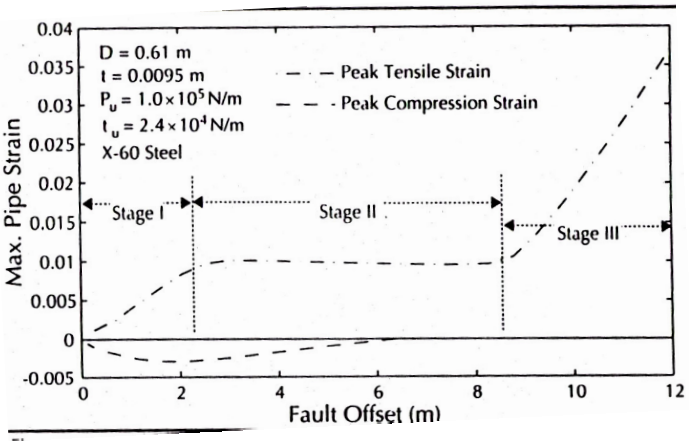
90˚lik boru-fay kesişme açısı için maksimum boru şekil değiştirme dağılımı şekil 9.9'da gösterilmiştir. Eğilme şekil değiştirmesinin sıfır olduğu kesişmede en yüksek çekme şekil değiştirmesi yanı sıra maksimum eksenel şekil değiştirme de meydana gelir. Kesişmenin (yaklaşık 30m içerisinde) yanındaki eğilme şekil değiştirmesi, nispeten sabittir (Kennedy ve diğerlerinin yaklaşımında farz edilen nispeten sabit eğrilik). Eksenel ve eğilme şekil değiştirmelerinin müşterek etkileri nedeniyle en yüksek çekme şekil değiştirmesi kesişme noktasında oluşmaktadır.



Şekil 9.9: 90^0 Kesişme Açısı İçin Boru Şekil Değiştirme Dağılımı

90˚lik aynı kesişme açısı için en yüksek boru şekil değiştirmesi fay hattının bir fonksiyonu olarak şekil 9.10'da gösterilmiştir.

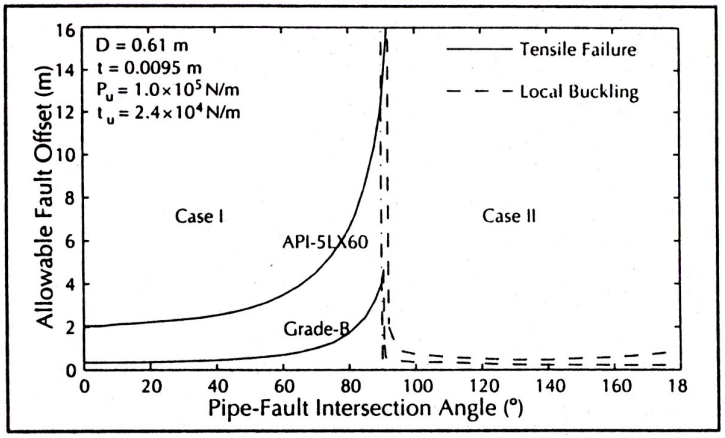
Şekil 9.10'da gösterildiği gibi en yüksek basınç şekil değiştirmesi fay hattının yaklaşık 2m'si (6.6 ft) için meydana gelir ve ondan sonra azalır. Basınç şekil değiştirmesinin bu azalışı büyük miktardaki eksenel şekil değiştirmenin neden olduğu eğme şekil değiştirme/rijitliğinin azalması yüzündendir. Örneğin, 12m'lik (39 ft) bir fay hattı için şekil 9.9'da gösterildiği gibi faya yakın borudaki eğilme şekil değiştirmesi yaklaşık 3.6 x 10^{-3}'ün sabit bir değeridir. Eksenel çekme şekil değiştirmesinin daha büyük olmasından dolayı net basınç şekil değiştirmesi sıfırdır.



Şekil 9.10: Boru Şekil Değiştirmesi – Fay Hattı (90^0 Kesişme Açısı İçin)

Şekil 9.10'da gösterildiği gibi ani yanal fay hareketine maruz kalmış gömülü bir boru hattının tepkisi için tanımlanmış üç safha olabilir. I.safhada (küçük fay hareketleri) hem eksenel hem de eğilme şekil değiştirmeleri önemlidir ve her ikisi birden fay hareketine aittir. Eğilme şekil değiştirmeleri yeterince büyüktür, öyle ki sıfır olmayan net bir basınç şekil değiştirmesi vardır. İkinci safhada (ara fay hareketleri) eksenel şekil değiştirme akmanın ötesindedir ve eğilme rijitliği (ve bu yüzden eğilme şekil değiştirmesi) azalmakta ve net basınç şekil değiştirmeleri sıfıra yaklaşmaktadır. III.safhada (geniş fay hareketleri) eksenel şekil değiştirme fay hareketinin artmasıyla birlikte artarken eğilme şekil değiştirmesi sabit kalır.

X-60 ve B-sınıf çelikten yapılmış boru hatları için dayanılabilir fay hattı hareketi, boru-fay kesişme açısının bir fonksiyonu olarak şekil 9.11'de sunulmuştur. Şekil 9.11'de gösterildiği gibi (92˚ X-60 çelik için, 90.6˚ B-sınıf çelik için) yaklaşık 90˚'den az bir kesişme açısı için fayın dayanılabilir hareketi çekme hasarı tarafından belirlenmektedir ve boru-fay kesişme açısıyla birlikte artmaktadır. Bu açıdan (durum-II) daha geniş bir kesişme açısı için fayın dayanılabilir hareketi buruşma ve basınç hasarı tarafından tayin edilir. Örneğin, 0.2m (7.9 inç) fay hareketi; B-sınıf çelikten yapılı ve et kalınlığı 0.0095m (3/8 inç), 0.61m (24 inç) çaplı bir borunun mahallinde yerel burkulmasına neden olabilir.



Şekil 9.11: Kabul Edilebilir Fay Hareketi – Kesişme Açısı

9.1.3 Yaklaşımlar Arası Kıyaslama

Şekil 9.12'de, boru ekseni ve fay hattı arasındaki kesişme açısının bir işlevi olarak dört yaklaşımdan elde edilen izin verilebilir fay hareketi sunulmaktadır.

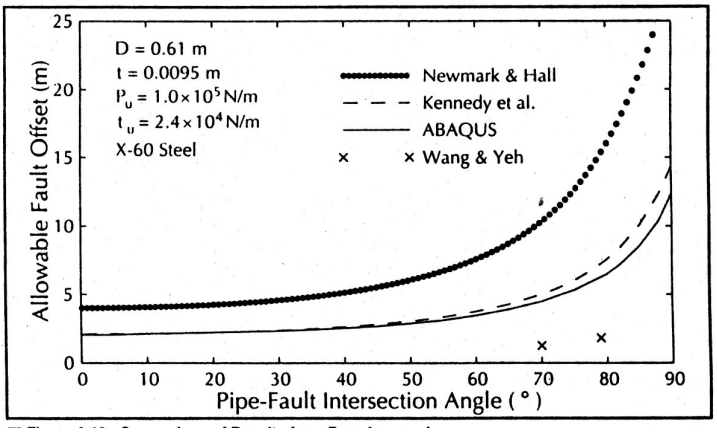
Şekil 9.12'de gösterildiği gibi ABAQUS sayısal yaklaşımından elde edilen sonuçlar ile 60º'den daha az kesişme açıları için Kennedy ve diğerlerinin sayısal yaklaşımı çok iyi eşleşmektedir. 60º'den büyük olan kesişme açıları için ABAQUS modelinin dayanılabilir fay hareketi Kennedy ve diğerlerininkinden bir bakıma daha azdır.

Newmark ve Hall'ın yaklaşımı fayın hareket dayanımını yaklaşık iki kat daha fazla hesaplamaktadır. Bunun hasar ölçütü için ortalama şekil değiştirmenin kullanımı yüzünden olduğuna inanılır. Bu yaklaşımda, borudaki maksimum şekil değiştirme ortalama şekil değiştirmenin en az iki katıdır. Bunun yanı sıra onlar, borunun eksenel rijitliğindeki eğilme şekil değiştirmesinin etkisini ve borudaki eğilme şekil değiştirmesini ihmal etmektedirler. Newmark ve Hall'ın eğrisi, 50m'lik (164 ft) sabitlenmemiş uzunlukla birlikte, denklem 9.1 e dayandırılmıştır.

Önceden de bahsedildiği gibi Wang ve Yeh'in yaklaşımı X-70 çelikten yapılmış boru için sırasıyla β=79º ve β=70º için 4.6 m (15 ft) ve 3.5 m(11.5 ft) fay hareketinin dayanılabilirliğine yol açar. Aynı durum için fay hareketinin dayanılabilirliği, yukarıda da not edildiği gibi sonlu elemanlar sonuçlarını ortaya çıkaran Kennedy ve diğerlerinin yaklaşımı ile β=79º için 21m (69 ft) ve β=70º için 15m (49 ft)'dir.

Bu yüzden Wang ve Yeh'in yaklaşımı görünürde fay hareketi dayanılabilirliğini 4 kat daha az hesaplamaktadır. Bunun; II. bölgede (şekil 9.5) boru şekil değiştirmesini elastik kabul etmeleri ve yüksek eksenel şekil değiştirmede azaltılmış eğilme rijitliğinin ihmal edilmesi yüzünden olduğuna inanılmaktadır. Gerçekte sonlu elemanlar sonuçları bu bölgede büyük miktarda azaltılmış olan eğilme rijitliği ve akma şekil değiştirmesinin fazla olduğunu öne sürmektedir. Bundan dolayı Wang ve Yeh'in yaklaşımı borunun eğilme şekil değiştirmesini fazla hesaplar ve boru için fay hareketi dayanılabilirliğini ise eksik hesaplamaktadır.

Meyersohn'un buradaki sonuçlarının yanı sıra Ariman ve Lee'nin modelindeki sonuçları eğilme şekil değiştirmesinin koşullarında sunulmuştur. Onlar farklı et kalınlığı ve farklı çaplar kullandıklarından dolayı onların çalışmaları için burada kıyaslama yapılmamıştır.



Şekil 9.12: Dört Yaklaşımın Sonuçlarının Karşılaştırılması

9.2 Normal Ve Ters Fay

Normal veya ters bir fayı çaprazvari geçen bir boru hattı için nispeten az analitik çalışma yapılmıştır. Normal faya maruz kalmış bir boru için toprak- boru sistemi artık simetrik değildir ve boru hattının aşağı doğru hareketinden dolayı boru-toprak ara yüzünde enine karşılıklı etkileşim kuvveti, yukarı doğru olan hareketten çok daha büyüktür. Kennedy ve diğerlerinin yaklaşımı boru şekil değiştirmesini tahminen hesaplamak için burada da kullanılabilmektedir. Bu durumda aşağı ve yukarı doğru hareketler için bir ortalama yanal karşılıklı etkileşim kuvveti, denklem 9.5 ve 9.6'dan

dolayı eğilme şekil değiştirmesini tahmini olarak hesaplamak için kullanılabilir ve eksenel şekil değiştirme öncekiyle aynıdır.

Bununla birlikte ters bir faya maruz kalmış bir boru için hiçbir analitik yaklaşımın mevcut olmadığı görünmektir. ASCE TCLEE gaz ve sıvı yaşam hattı komitesi (1984) sonlu eleman metodunu kullanmayı önermektedir.

Bu tür durumlardaki davranışı genellemek zordur. Çünkü kısmen dikey düzlemde toprak direncinin önceden zikredilen asimetrik tabiatının yanı sıra iki kesişme açısı vardır (fayın batırma açısının yanı sıra boru hattı ile fay arasında mevcut olan plandaki açı).

10. PARÇALI BORU HATLARININ PGD'YE KARŞI TEPKİSİ

Bu bölümde PGD'ye bağlı parçalı boru hatlarının tepkisi tartışılacaktır. Parçalı borular tipik olarak çan ve tapa bağlantılarına sahip ve asbestli çimento veya beton, çelik, yumuşak demir, dökme demirden yapılmış olabilir. Parçalı boru hatları için üç ana arıza şekli vardır: Bağlantılardaki eksenel çekme, çan ve tapa tipi ek yerlerinin ezilmesi ve bağlantılardan uzaktaki boru parçasında yuvarlak eğilme çatlakları.

Sürekli boru hatlarının tepkisine benzeyen verilmiş olan gömülü parçalı boru hattının davranışı, PGD türünün (örneğin uzunlamasına veya çaprazlama enine), zemin hareketi olan δ miktarının, PGD kuşağının uzaysal boyutu ve bölge içindeki zemin hareket modelinin bir fonksiyonudur.

Bu türle ilişkili olarak Suzuki (1998) boyuna PGD yüzünden meydana gelen hasarın 1964'teki Niagata depremi sırasında parçalı gaz boru hatlarındaki gözlemlenmiş hasara dayalı olarak enine PGD yüzünden meydana gelen hasardan daha fazla olduğuna karar vermiştir. Bu durumlarda hasar, ek yerleri çekme bölgesinde çekerek ayırma ve basınç bölgesinde burkulma seklindedir.

Modelle ilgili olarak, eğer PGD bölgesi içindeki zemin hareketi göreceli olarak düzgün ise bölgenin baş ve ayakucuna yakın birkaç boru ek yerinin, ani farklı zemin hareketinin tümüyle etkileşim içinde olacağı kabul edilmektedir. Öte yandan, eğer zemin hareketi PGD bölgesi içerisinde değişirse parçalı boru hattı boyunca değişim oranı, zemin şekil değiştirmesine eş değer olur. Bu durumda bölgenin içindeki tüm ek yerlerinin az veya çok oranda göreceli eksenel yer değiştirmeye maruz kalacağı beklenilir.

Bu bölümde fay hattı hareketi kadar boyuna ve çaprazlama enine PGD'ye karşı bir parçalı boru hattının tepkisi ele alınmıştır.

10.1 Boyuna PGD

Sürekli boru hatlarında olduğu gibi boyuna PGD, parçalı boru hattında özellikle boru bölümlerinde eksenel şekil değiştirmeye ve ek yerlerinde göreceli eksenel yer değiştirmeye bağlı eksenel etkilere neden olur. Bununla birlikte sürekli boru

hatlarının tepkisine zıt olarak ek yerlerinde boyuna PGD'ye maruz kalmış parçalı boru hatlarının ek yerlerinin dayanımı borunun kendi dayanımından daha az olmasından ötürü boyuna PGD'ye maruz parçalı boru hatlarındaki hasar tipik olarak boru ek yerlerinde meydana gelir. Ek yerlerindeki arıza, şekil değiştirme kapasitesi ve dayanımına bağlı olsa da PGD'nin özelliklerine de bağlıdır.

Özellikle bir önemli özellik boyuna PGD'nin modelidir. Burada iki tip model detaylarıyla göz önünde tutulmuştur. Dağıtılmış (yayılmış) şekil değiştirme durumu için zemin şekil değiştirmesi PGD bölgesinin önemli kısmı üzerinde mevcuttur. Ani şekil değiştirme durumu için göreceli hareket sadece PGD hareket sınırlarında mevcuttur ve sınırlar arasındaki zemin şekil değiştirme oranı sıfırdır.

10.1.1 Yayılmış Deformasyon

Boyuna PGD'nin dağıtılmış (yayılmış) şekil değiştirme modeline maruz kalan parçalı boru hatlarının tepkisi, zemin şekil değiştirmesinin bölgesi içinde mekansal (uzaysal) dağıtılmış PGD sonuçlarına sebep olan dalga yayılmasına maruz parçalı boru hatlarının tepkisiyle aynıdır. Bu demektir ki, rampa-blok desenleri bölgenin bir bölümü üzerinde düzgün zemin şekil değiştirmeleri ile sonuçlanırken asimetrik sırt ve rampa modelleri PGD bölgesinin tüm boyu üzerinde zemin şekil değiştirmesi ile sonuçlanmaktadır. Örneğin sırt modeli için zemin şekil değiştirmesi:

$$\varepsilon_g = 2\delta / L \qquad \textbf{(10.1)}$$

Boru parçalarının rijit olduğunu ve boyuna PGD'nin tümünün ek yerlerinin uzaması veya büzülmesi tarafından uygun hale getirildiğini kabul edersek, ek yerlerindeki ortalama göreceli yer değiştirme:

$$\Delta u_{avg} = 2\delta L_0 / L \qquad \textbf{(10.2)}$$

Her ne kadar denklem 10.2 ortalama davranışı sunsa da düzgün zemin şekil değiştirmesi için ek yeri yer değiştirmeleri ek yerindeki rijitlik farklılığından ötürü ek yerinden ek yerine bir dereceye kadar değişmiştir. Nispeten esnek ek yerinin bitişik daha katı ek yerlerinden daha büyük ek yeri yer değiştirmelerine maruz kalacağı umulmaktadır. Ek yeri rijitliğinin gerçekçi değişmelerini kullanarak El Hmadi ve M Orourke (1989) tablo 10.1'de sunulduğu gibi kauçuk contalı bağlantılar (DI) ile yumuşak demir boru ve kurşun kalafatlı ek yerleriyle dökme demir borunun (CI) çeşitli çapları için zemin şekil değiştirmesinin bir fonksiyonu olarak santimetre cinsinden ortalama ek yeri yer değiştirmesi Δx, ve değişim katsayıları yüzde olarak μ, tayin etmişlerdir. Tablo 10.1'deki değerler tüm tipler için boru parça uzunluğu, L_0 6.0m (20 ft) olduğunu kabul etmektedir.

Tablo 10.1: Ortalama Eklem Deplasmanı Ve Değişim (varyasyon) Katsayısı

Zemin Şekil Değiştirme Oranı	CI D=40cm (16 inç)		CI D=76cm (30 inç)		CI D=122cm (48 inç)		DI D=40-122cm (16-48 inç)	
	Δx (cm)	μ (%)	Δx (cm)	μ (%)	Δx (cm)	μ (%)	Δx (cm)	μ (%)
0.001(1/1000)	0.54	64	0.56	54	0.58	52	0.59	2
0.002(1/500)	1.14	56	1.17	49	1.17	43	1.19	2
0.005(1/200)	2.92	39	2.95	24	2.97	14	3.00	1
0.007(1/150)	4.12	26	4.16	19	4.16	16	4.19	1

Hem CI hem de DI boruların her ikisi için ortalama değerler denklem 10.2'de verilmiş değerlere neredeyse eşittir.

Tablo 10.1'de gösterilmiş olduğu gibi DI ek yerleri için μ, CI ek yerleri için olana kıyasla oldukça küçüktür. Bu, DI boru ek yerlerinin esasen CI ek yerlerinden daha esnek olduğu gerçeğinden dolayıdır. Sonuç olarak DI boru hatları için olan ek yeri açıklığı PGD bölgesinin uzunluğu üzerinde göreceli olarak sabit olabilecektir.

Parçalı borunun boyuna PGD'sinin dağıtılmış şekil değiştirme modelinin etkilerini ölçmek için beklenen bağlantı açılmaları hesaplanmıştır. M.O'Rourke ve diğ. (1995) 1983 Nihonkai Chubu olayından sonra Noshiro .kentinde gözlenen boyuna PGD modelinin bir özetini sunmaktadır. Yayılmış boyuna PGD'nin olması nedeniyle en az zemin germesi 0.008'dir. Ek yeri açılmaları 5cm (2 inç)'dir ki tipik olarak parçalı boru hattı eklem kapasitesinden daha büyüktür (parçalı ek yerleri tipik olarak toplam ek yeri derinliği yarısı tarzında göreceli yer değiştirmeden dolayı sızıntı yaparlar). Bundan dolayı tipik olarak borular zedelenebilir ve potansiyel boyuna PGD bölgesini çaprazlama geçtiği zaman (büyük genişleme/büzülme kapasitesi ve/veya anti-çekip koparma-zorlamaları) özel ek yerli parçalı veya sürekli boru hatlarıyla değiştirilmesi göz önünde tutulmalıdır.

10.1.2 Ani Deformasyon

Burada kullanıldığı üzere ani boyuna PGD, sabitleştirilmiş noktalarda geniş göreceli fay hatlarıyla birlikte zemin hareketlerine atıfta bulunmaktadır. Blok modeli buna bir örnektir. Bu durumda zemin şekil değiştirmesi PGD kuşağının kenarından uzakta sıfırdır, ayak ucunda sabitleştirilmiş bir basınç tümseği ve bölgenin başucunda bir boşluk veya çekme açılması vardır. Rampa ve rampa-blok modelleri dahi ani bir fay hareketine sahiptir ancak bu modeller için ani hareket PGD bölgesinin sadece bir ucundadır.

Bölgenin başucunda (çekme yarığı) tipik çan ve tapa tipi ek yerleri için boru hattı arızası muhtemeldir. En basit modelde eğer göreceli çekme veya sızdırmaya karşı gelen ek yeri yer değiştirmeleri fay hareketinden az olursa ek yeri sızdırması ya da çekme kopması beklenebilir.

17 idealleştirilmiş blok, rampa veya rampa-blok modelleri için M. O'Rourke ve diğ. (1995) tarafından incelenen ani fay hareketi, δ, 1.2 m (4ft) ya da daha büyüktür. Bundan dolayı M.O'Rourke ve diğ. (1995) tarafından göz önüne alınmış olan boyuna PGD'nin örnekleri için en az çekme yarıklarında tipik parçalı boruda ek yeri çekme koparması beklenebilmektedir.

Basınçsal toprak yığınında, sınırlanmış veya sınırlanmamış bir boru, boyuna PGD'ye maruz kalmış sürekli bir boru gibi hareket eder. Bu en basit modelde bir ek yerinin kendisindeki esneklik ihmal edilmiştir. Sıkıştırıcı toprak yığını veya şekil değiştirme yarığına çok yakın olan bağlantıda veya boru bölümünde arıza olması mümkündür. "Ek yeri esnemesinin olmadığı" kabulünde boru parçası kesintisiz bir boru gibi davranır. Ani fay hareketine en yakın olan ek yerindeki eksenel kuvvet $t_u L/2$ ya da t_u L_e'nin en küçüğüdür.

10.2 Enine (Çapraz) PGD

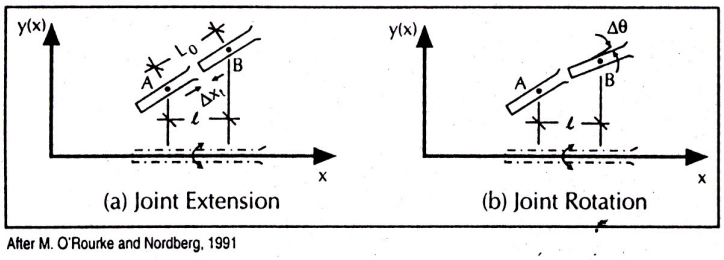
Çapraz PGD'ye maruz kalmış parçalı boru hatlarının tepkisi için uzaysal dağılmış çapraz PGD ile ani yerel çapraz PGD arasında bir ayırım yapılmalıdır. Yerel ani PGD fay hareketinin özel bir durumudur (90˚lik kesişme açısı).

10.2.1 Mekansal (Uzaysal) Yayılmış PGD

Uzaysal yayılmış çapraz PGD'ye maruz kalmış parçalı boru hatları için hasar şekilleri; eğilme nedeniyle çan ve tapa tipi ek yerlerinin ezilmesi, boru parçalarındaki

yuvarlak (çevresel) çatlaklar ve eksenel uzama nedeniyle ek yerindeki çekme-kopmasıdır (kavis-uzunluk etkileri).

PGD bölgesinin genişliği çaprazvari zemin hareketinin sinüzoidal bir değişmesi olarak farz edildiğinden M. O'Rourke ve Nordberg (1991) parçalı boru hatlarının hem ek yeri dönmesi hem de eksenel uzamasını incelemiştir. Şekil 10.1a ve b, Δx ve $\Delta\theta$ bitişik bölümler arasında göreceli ek yeri dönmesi ve ek yeri uzaması olan çapraz PGD'ye maruz kalmış bir boru hattını sunmaktadır.



Şekil 10.1: Yayılmış Çapraz PGD'ye Maruz Kalmış Parçalı Boru Hatlarının Plan Görünüşü

Boru parçalarının rijit olduğunu farz ederek (yani EA=∞, EI=∞) ve boru parçasının orta noktasındaki yanal yer değiştirme tam manasıyla bu noktada uzaysal yayılmış PGD ile örtüşür diye kabul edip bir ek yerinde göreceli eksenel yer değiştirme:

$$\Delta x_t = \frac{L_0}{2}\left(\frac{\pi\delta}{W}\sin\frac{2\pi x}{W}\right)^2 \qquad \textbf{(10.3)}$$

x, PGD bölgesinin sınırından olan uzaklık ve L_0 boru parça uzunluğudur.

Eksenel yer değiştirmeler x=W/4 ve 3W/4'ün yanındaki ek yerleri için en büyüktür. En yüksek eksenel yer değiştirme aşağıda verilmiştir:

$$\Delta x_t = \frac{L_0}{2}\left(\frac{\pi\delta}{W}\right)^2 \qquad \textbf{(10.4)}$$

Rijit boru parçasının eğiminin, ek yeri dönmesinden dolayı parçanın orta noktasında ek yeri açılmasıyla, zemin eğimiyle tam anlamıyla eşleştiğini kabul ederek Δx_r, aşağıdaki gibidir:

$$\Delta x_r = \begin{cases} \dfrac{2\pi^2 \delta D L_0}{W^2} \cos\dfrac{2\pi x}{W} & \Delta x_t < \Delta\theta \cdot D/2 \\ \dfrac{\pi^2 \delta D L_0}{W^2} \cos\dfrac{2\pi x}{W} & \Delta x_t > \Delta\theta \cdot D/2 \end{cases} \qquad \textbf{(10.5)}$$

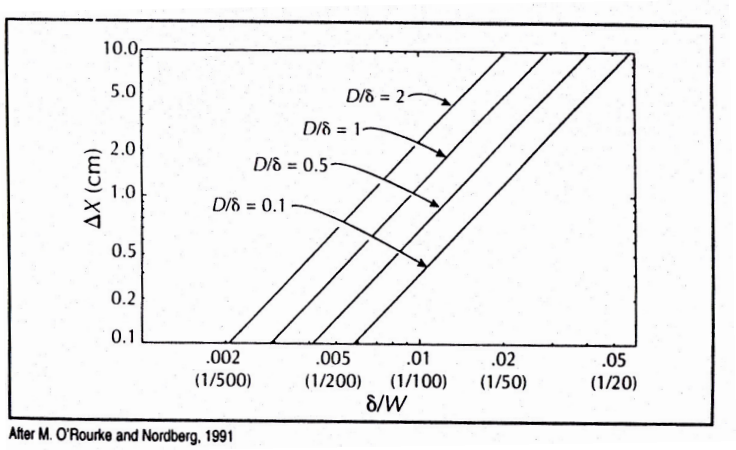
Burada D borunun çapıdır.

Bu fonksiyon x=0, W/2 ve W'de en yüksektir. Bundan dolayı bir ek yeri dönme arızası ve / veya esnemeden kaynaklanan yuvarlak çatlaklar PGD bölgesinin orta noktasında ve sınırlarındakiyle çok benzemektedir.

Bir ek yerinin çapraz PGD nedeniyle bir tarafındaki toplam en büyük açılma, Δx, eksenel uzama ile dönme etkilerinin basitçe toplamıdır. Bununla birlikte eksenel ve döngüsel bileşenler önceden ele alınmış olan farklı noktalarda en büyüktür. Bu etkileri birleştirerek ortaya çıkan en yüksek ek yeri açılması şöyledir:

$$\Delta x = \begin{cases} \dfrac{\pi^2 \delta^2 L_0}{W^2}\left[\dfrac{2D}{\delta}\right] & 0.268 \le D/\delta < 3.73 \\ \dfrac{\pi^2 \delta^2 L_0}{2W^2}\left[1+(D/\delta)^2\right] & diger \end{cases} \qquad \textbf{(10.6)}$$

En yüksek ek yeri açılması için bu bağıntı şekil 10.2'de gösterilmiştir. En yüksek ek yeri açılması hem D/δ oranı hem de δ/W oranının artan bir fonksiyonudur.



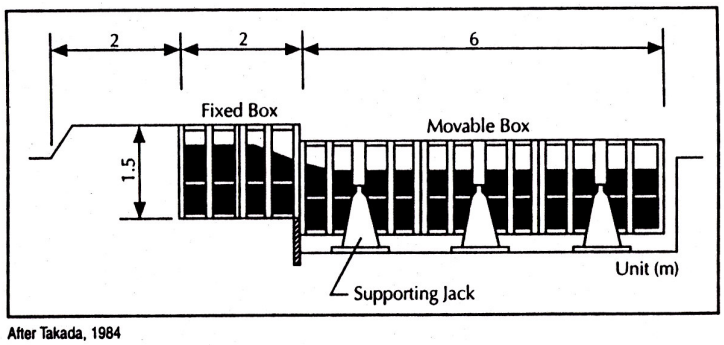
Şekil 10.2: Yayılmış Çapraz PGD'ye Maruz Kalmış Parçalı Boru İçin En Yüksek Ek Yeri Açılması

1964 Niagata ve 1983 Nihokani Chubu olayları sırasında gözlenen uzaysal yayılmış çapraz PGD göz önüne alındığında gözlenen δ/W değerleri 0.001 ile 0.01 aralığında olan 0.003 değerindedir. Zemin hareketinin miktarı, δ, tipik bir değer olarak 0.2 ile 2.0m (0.66 ile 6.6 ft) aralığında 1.0 m (3.3 ft) tipik değerindedir. Bundan dolayı, şekil 10.2'den en yüksek eşdeğer ek yeri açılması (yani δ/W=0.01 ve δ=2.0m'nin üst sınır değerlerini kullanarak), 2.5 cm (1 inç) veya boru çapı 4.0m (157 inç) için (yani D/ δ=2) veya daha azı için olabilecektir. Bundan dolayı, eksenel hareket nedeniyle bu ek yerlerinde belirgin sızma veya çekme-kopma arızasının uzaysal çapraz PGD'ye maruz kalmış parçalı boru hatlar için meydana gelmesi muhtemel değildir. Fakat rijit ek yerli olan parçalı boru hatları için, (1935 öncesi) laboratuar testine dayalı 2.0mm (0.08 inç)'lik ek yeri açılmasında sızıntı meydana gelebileceğinden, ek yerlerinde bir miktar sızıntı olması muhtemeldir.

10.2.2 Fay Hareketleri

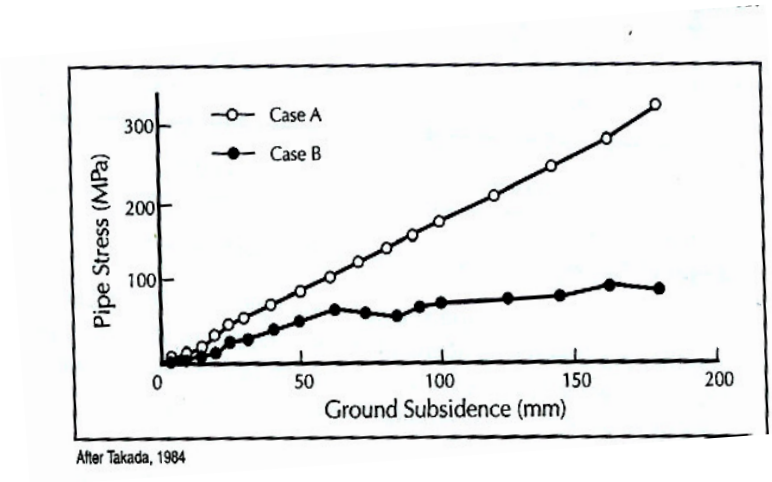
Hem deneysel hem de analitik sonuçlar fay hareketine maruz kalmış parçalı boru hatları için mevcuttur (yani boru eksenine çapraz olarak yerel ani farklı zemin hareketi). Örneğin, Takada (1984) çapraz PGD'ye maruz kalmış parçalı boru hatlarının tepkisini analiz etmek için bir laboratuar testi yapmıştır. Şekil 10.3, gevşek kumla çevrili 169mm (itibari 6 inç)'lik yumuşak demir boru hattında çöken toprak bloğunun (ölçü 10m x 1m x 1.5m) bir taslağını sunmaktadır. Dikey fay hareketi, hareket edebilen kutuyu destekleyen altı krikonun yüksekliğinin azaltılması sayesinde üretilmiştir. Bu testte iki durum üzerinde çalışılmıştır. Durum B'de boru

hattı beş kısa parçadan meydana gelirken, durum A'da boru hattı üç uzun parçadan oluşmaktadır.



Şekil 10.3: Çapraz PGD'ye Maruz Parçalı Boru Hattı İçin Model Kutu

Şekil 10.4 fay hareketinde oluşan en büyük boru gerilmesine karşın her iki durum için zemin göçmesini göstermektedir.

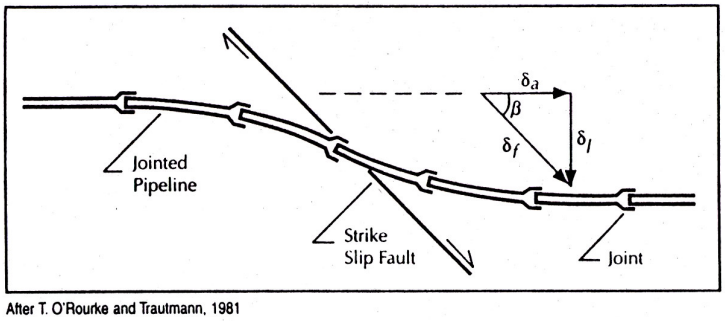


Şekil 10.4: Maksimum Boru Gerilmesi – Durum A Ve Durum B İçin Zemin Çökmesi

Şekil 10.4'te gösterildiği gibi fay hareketinin büyük değerleri için küçük uzunluktaki parçalı boru hattındaki gerilmeler (Durum B), büyük uzunluktaki parçalı boru hattı (Durum A) gerilmelerinden çok daha azdır.

Takada tarafından yapılmış geometri çalışması için bu fay veya fay düzlemiyle 90°'lik kesişme açısı olan boruda esneme gerilmeleri hakimdir. Eğer döngüsel olarak esnek ek yerleri göz önünde bulundurulursa (yani ek yeri üzerinde hiçbir zaman moment transferi olmaz) fay düzleminin bir yanındaki boru parçasının bir kısmı çapraz boru-toprak karşılıklı etkileşim kuvvetlerinden dolayı boylu boyunca dağılmış yüklemeye maruz kalan bir konsol kiriş gibi hareket eder ve ek yeri üzerindeki kesme aktarmasından dolayı onun ucunda bir münferit yük var gibi düşünülür. Durum B'deki daha küçük boru gerilmesi kısmi olarak daha kısa bir konsol uzunluğundan dolayıdır.

Parçalı borular için analitik sonuçlar mevcuttur. T. O'Rourke ve Trautmann (1981) fay hareketine maruz kalmış parçalı boru hatlarının tepkisini değerlendirmek için sadeleştirilmiş analitik bir metot geliştirdiler. Onlar, parçaların rijit olduğunu ve ek yerlerinin zemin şekil değiştirmesiyle uyumlu olduğunu kabul etmektedirler. Şekil 10.5 fay hareketine maruz kalmış parçalı bir boru hattının plan görünüşünü gösterir.



After T. O'Rourke and Trautmann, 1981

Şekil 10.5: Fay Hareketine Maruz Parçalı Boru Hattının Plan Görünüşü

Kabul edilebilir fay yer değiştirmesi şu şekilde elde edilmiştir:

$$\delta_f = \min\begin{Bmatrix} \delta_a \sec\beta \\ \\ \delta_l \csc\beta \end{Bmatrix} \qquad \textbf{(10.7)}$$

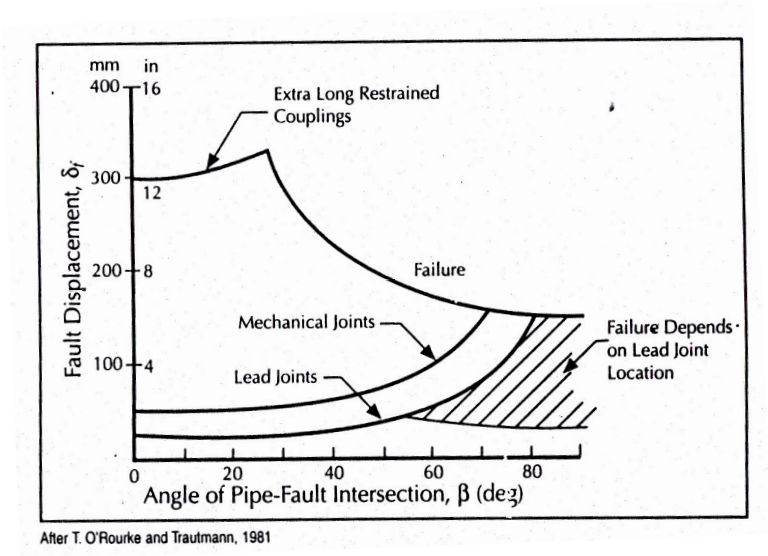
δ_a, fayın yanındaki ek yerinin çekme-kopma kapasitesi (eksenel şekil değiştirme), δ_l ise tipik yumuşak ve dökme demir boru hatları için sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanmış ve ek yeri dönme kabiliyetine bağlı olan yanal şekil değiştirme kapasitesidir. $\beta_{optimal}$ boru hattının en uygun eğilimi şu şekilde tanımlanabilir:

$$\beta_{optimal} = \delta_l / \delta_a \qquad \textbf{(10.8)}$$

Boru hattı ek yeri, kesişme açısı $\beta_{optimal}$'den daha geniş olduğu zaman eğilme tarafından arıza verebilecekken kesişme açısı $\beta_{optimal}$'den daha az olduğu zaman ek yeri çekme-koparma arızası verebilecektir.

T.O'Rourke ve Trautmann (1981) şekil 10.6'da gösterildiği gibi kesişme açısının bir fonksiyonu olarak parçalı boru hatları için dayanılabilir fay hareketinin grafiğini hazırladılar. Fay hareketine maruz kalmış sürekli boru hatlarının tepkisine benzer şekilde ya sınırlanmış ya da sınırlanmamış ek yerli boru hatları için dayanılabilir fay hareketi, optimal değerden az olan kesişme açısı için β'nın artan bir fonksiyonudur ve ondan sonra azalmaktadır. Örneğin, mekanik ek yerli boru için en uygun kesişme açısı yaklaşık 70°dir. T.O'Rourke ve Trautmann'a göre, $\beta > \beta_{optimal}$ için kapasitedeki azalmaya, boru hatlarında büyük kesişme açıları için oluşan büyük eğilme momentleri neden olmuştur.

Ekstra uzun sınırlandırılmış kavramalı boru, sadece kesişme açısı küçük olduğunda özellikle etkindir. Bu küçük kesişme açılarında eksenel etkiler baskındır ve özel ek yerlerinin genişleme kabiliyeti faydalıdır. Fakat esnek etkilerin hakim olduğu büyük kesişme açılarında (β >60º) , özel ve mekanik ek yerlerinin kapasitesi benzerdir.



Şekil 10.6: Kabul Edilebilir Fay Hareketi – Kesişme Açısı

11. GÖMÜLÜ SÜREKLİ BORU HATLARININ DALGA YAYILIMINA TEPKİSİ

Depremsel dalga yayılmasının gömülü boru hatlarında en büyük hasar nedeni olduğu,1964 Puget Sound, 1969 Santa Rosa, 1983 Coalinga, ve 1985 Michoacan depremleri gibi olaylar meydana gelmiştir. Örneğin, yaklaşık 0.45 tamir/km olan Mexico City Büyükşehir göl bölgesinde (yumuşak toprak bölgesi) su temin sistemindeki hasar oranı, 1985 Michoacan olayındaki dalga yayılma etkilerine dayandırılmıştı.

Deprem dalgası zemin yüzeyi boyunca hareket ettiği zaman dalga yayılma güzergahındaki konumlandırılmış herhangi iki nokta, düzene ayak uyduramamaya maruz kalacaktır. Bu hareketler boru-toprak ara yüzündeki karşılıklı etkileşimden ötürü gömülmüş boru hattında hem eksenel ve hem de eğilme şekil değiştirmeleri ortaya çıkarmaktadır. Parçalı borular için hasar genellikle boru ek yerlerinde oluşmaktadır. Her ne kadar, sürekli boru hattındaki depremsel dalga yayılma hasarı daha az yaygın olmakla beraber gözlemlenen arıza mekanizması, tipik olarak yerel burkulmadır.

Bu ve sonraki bölüm dalga yayılma etkilerinden dolayı gömülü boru tepkisine odaklanmaktadır. Bu bölümde, sürekli boru hatlarının tepkisinin olduğu kadar dirsek ve T'lerdeki davranışların değerlendirilmesi için var olan yöntemler tartışılmakta ve karşılaştırılmaktadır. Takip eden bölüm, parçalı borular için benzeri husus ve tedbirleri incelemektedir.

11.1 Düz Sürekli Boru Hatları

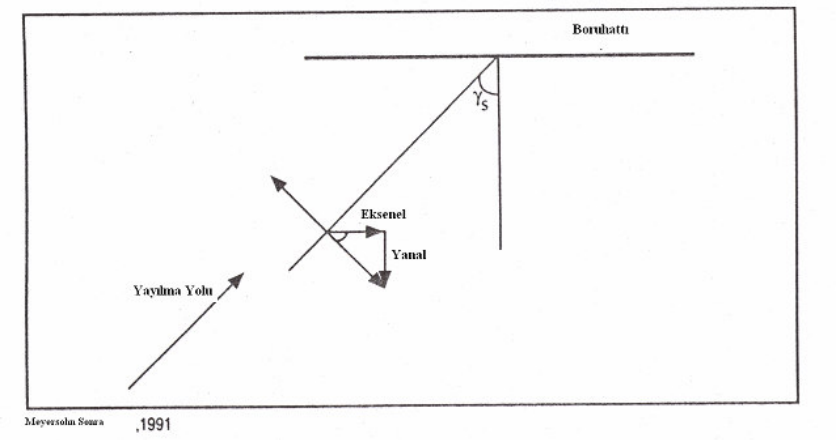
Genellikle bir düz sürekli boru hattında ortaya çıkan eksenel şekil değiştirme; zemin şekil değiştirmesine, hareket eden deprem dalgasının dalga boyuna ve boru-toprak ara yüzündeki karşılıklı etkileşim kuvvetlerine bağlıdır. Küçük ve orta halli zemin hareketleri için boru şekil değiştirmesinin zemin şekil değiştirmesine eşit olduğu kabul edilmektedir ki bu durumda boru şekil değiştirmesi, zemin şekil değiştirmesine eşittir. Fakat büyük yer hareketleri için boru şekil değiştirmesinin zemin şekil

değiştirmesinden daha az olmasından kaynaklanan boru– toprak ara yüzünde kayma tipik olarak yer alır.

11.1.1 Newmark Yaklaşımı

Deprem Dalga yayılması nedeniyle borunun davranış biçimini tayin etmek için ilk defa Newmark (1967) tarafından ortaya konan çalışma, o zamandan beri pek çok otorite tarafından kullanılmış ve/veya geliştirilmiştir (Yeh ,1974). Newmark yaklaşımı üç varsayıma dayanır. İlk varsayım tüm deterministik yaklaşımda ortak olan, deprem tetiklemesi ile ilgili olandır. Deprem dalga yayılma yolu boyunca iki noktada zeminin hareketi (yani, ivme, hız ve yer değiştirme zamanı) sadece bir zaman farkı ile ayrılmış kabul edilir. Yani, tetikleme deprem dalgasının dolaşımına göre modellenir. İkinci varsayımda ise boru hattının atalet şartları küçüktür ve göz ardı edilebilir (Wang ve M.O'Rourke,1978) . Japonya'dan elde edilen deneysel bulgular (Kubo,1974) kadar analitik çalışmalar da (Sakurai ve Takahashi,1969, Shinozuka ve Koike,1979) gösteriyor ki bu bir mühendislik yaklaşımıdır. Üçüncü varsayım ise, boru-zemin ara yüzünde hiçbir göreceli hareket yoktur ve böylece boru şekil değiştirmesi zemin şekil değiştirmesine eşittir.

Şekil 10.1 düşey planda bir S dalga yayılmasına maruz boru hattının dikeye oranla γ_s açısına sahip olmasını göstermektedir.



Şekil 11.1: S Dalga Yayılmasına Maruz Boru Hatları

Bu durumda boru eksenine paralel zemin şekil değiştirmesi;

$$\varepsilon_g = \frac{V_m}{C_s} \sin\gamma_s \cos\gamma_s \qquad \textbf{(11.1)}$$

Burada V_m en yoğun zemin hızı ve C_s kayma (kesme) dalga hızıdır.

$V_m \cos\gamma_s$ boru eksenine paralel zemin hızıdır, $C_s / \sin\gamma_s$ boru eksenine ve zemin yüzeyine göre görülen deprem dalga yayılma hızıdır. Benzer şekilde R dalgası için boru eksenine paralel olan zemin şekil değiştirmesi:

$$\varepsilon_g = \frac{V_m}{C_{ph}} \qquad \textbf{(11.2)}$$

Deprem dalga yayılmasından dolayı borudaki eğilme şekil değiştirmesi tipik olarak ikinci derece etki olduğundan dikkatimiz borudaki eksenel şekil değiştirmeyle sınırlıdır. Denklemler 11.1 ve 11.2, özellikle de zemin şekil değiştirmesi büyük olduğu zaman, boru şekil değiştirmesini fazla tahmin edilebilir. Bu durumlarda kayma, boru-toprak ara yüzünde yer alır ve boru şekil değiştirmesi zemin şekil değiştirmesinden daha azdır.

11.1.2 Sakurai Ve Takahashi Yaklaşımı

Boru eylemsizliğini göz önüne alan Newmark'ın varsayımı ile ilgili olarak Sakuraı ve Takahashi (1969) de bir sonsuz elastik ortam (toprak) tarafından çevrelenmiş bir düz boru hattı için basit bir analitik model (yöntem) geliştirdiler. Eylemsizlik kuvvetiyle baş edebilmek için D'Alambert ilkesini kullanmışlardır. Zemin yer değiştirmesi u_g' ye maruz kalan bir boru hattı parçası için denge:

$$\rho \frac{\partial^2 u_p}{\partial t^2} - E \frac{\partial^2 u_p}{\partial z^2} = K_g (u_g - u_p) \qquad \textbf{(11.3)}$$

Burada u_g, boru hattının deprem dalga yayılmasının yönü olduğu varsayılan z yönündeki (boyuna yönde) yer değiştirmesidir. K_g birim uzunluk başına lineer zemin rijitliği, ρ ise boru malzemesinin kütlece yoğunluğudur.

Denklem 11.3'ten elde edilen analitik çözümler boru-zemin ara yüzündeki kaymayı içermez ve boru şekil değiştirmesinin yaklaşık olarak serbest yüzeyin şekil değiştirmesine eşit olduğunu kabul eder. Böylece eylemsizlik etkisi göz ardı edilebilir. Akışkanla dolu borunun birim ağırlığı etrafı çevreleyen zeminden çok farklı değildir.

11.1.3 Shinozuka Ve Koike Yaklaşımı

Boru zemin arasındaki göreceli olmayan yer değiştirmenin Newmark kabulü ile ilgili olarak, Shinozuka ve Koike (1979) denklem 11.3'ü aşağıdaki gibi modifiye etmiştir:

$$\rho \frac{\partial^2 u_p}{\partial t^2} - E \frac{\partial^2 u_p}{\partial z^2} = \tau_s / t \qquad \textbf{(11.4)}$$

Burada τ_s, birim boy başına boru zemin arasındaki kayma kuvveti ve t, boru cidar kalınlığıdır.

Eylemsizlik etkilerini göz ardı ederek Shinozuka ve Koike (1979) boru şekil değiştirmeleri ve zemin arasında bir çevrim faktörü geliştirmişlerdir. Boru-zemin arasında (yani zemin yayları (esnekliği) elastik kalır), kayma olmadığı durum için bu çevrim faktörü

$$\beta_0 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right)^2 \frac{AE}{K_g}} \qquad \textbf{(11.5)}$$

Boru-zemin arası kayma şekil değiştirme oranı, γ_0;

$$\gamma_0 = \frac{2\pi}{\lambda} \frac{Et}{G} \varepsilon_g \beta_o \qquad \textbf{(11.6)}$$

Boru-zemin arası kayma şekil değiştirmesi γ_0, kritik kayma germesi γ_s'den küçüktür. Shinozuka ve Koike tarafından tahmin edilmiş olan kritik kayma germesi:

$$\gamma_{cr} = \frac{t_u}{\pi DG} \qquad \textbf{(11.7)}$$

Shinozuka ve Koike kayma şekil değiştirmesini $1.0x10^{-3}$ olarak kabul etmiştir. Yani $\gamma_0<1.0x10^{-3}$ kayma oluşmaz, $\gamma_0>1.0x10^{-3}$ iken boru-zemin arasında kayma oluşur. Çok büyük zemin hareketlerinde, yani $\gamma_0>\gamma_{cr}$, zemin-boru çarpım çevrim faktörü :

$$\beta_c = \frac{\gamma_{cr}}{\gamma_0} q\beta_0 \qquad \textbf{(11.8)}$$

Burada q, 1 ile $\pi/2$ arası bir faktördür ve boru-zemin arasındaki kaymanın derecesini belirler. Tüm boru uzunluğu üstündeki kayma için q= $\pi/2$'dir. Boru eksenel şekil değiştirmesi basitçe şöyle hesaplanabilir:

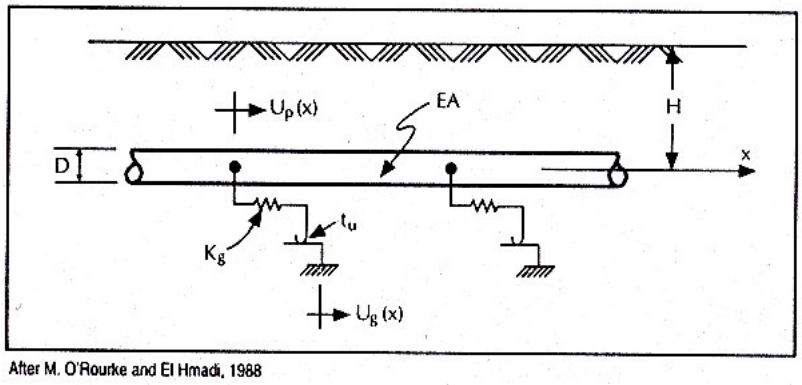
$$\varepsilon_p = \varepsilon_g \beta_c \qquad \textbf{(11.9)}$$

11.1.4 M.O'Rourke Ve EL Hmadi Yaklaşımı

M.O'Rourke ve El Hmadi (1988) dalga yayılması yüzünden sürekli borularda oluşan eksenel gerilmeyi tahmin için farklı bir yöntem kullandılar. Boru kesit alanı A ve elastisite modülü E'dir. Borunun eksenel harekete karşı zemin direnci lineer elastik sabiti K_g olan bir yay ile modellenmiştir. Boru zemin ara yüzünde zemin yay kuvvetini maksimum sürtünme direnci t_u ile sınırlar. Eğer sistem elastik kalırsa, yani boru şekil değiştirmesi akma dayanımından az ve zemin yay kuvveti t_u'nun altında kalırsa, borunun eksenel yer değiştirmesi için diferansiyel denklem;

$$\frac{d^2}{dx^2} U_p(x) - \beta^2 U_p(x) = -\beta^2 U_g(x) \qquad \textbf{(11.10)}$$

olur. Burada $\beta^2 = K_g /(AE)$ ve $U_g(x)$ zemin eksenine paralel zemin yer değiştirmesidir.



Şekil 11.2: Sürekli Boru Hattı Modeli

Eğer zemin şekil değiştirmesi L_s uzaklığı tarafından ayrılmış iki nokta arasındaysa dalga boyu $\lambda=4L_s$ sinüzoidal dalga olarak modellenir. Zemin şekil değiştirmesi $U_g(x)$ (zemin yayının tabanının yer değiştirmesi olarak) aşağıdaki gibi verilir:

$$U_g(x) = \varepsilon_g L_s \sin\frac{\pi x}{2L_s} \qquad \textbf{(11.11)}$$

burada ε_g, L_s uzaklığı üzerine ortalama zemin şekil değiştirmesidir. Boru şekil değiştirmesi aşağıdaki gibi verilebilir:

$$\varepsilon_p = \frac{dU_p}{dx} = \frac{\pi}{2}\varepsilon_g \frac{\beta^2}{\beta^2 + (\frac{\pi}{2L_s})^2}\cos\frac{\pi x}{2L_s} \qquad \textbf{(11.12)}$$

Ancak boru şekil değiştirmesi akma dayanımından az ise ve zemin yayınındaki maksimum kuvvet zemin-boru arasındaki sürtünme direncinden az ise;

$$\varepsilon_g L_s \left[1 - \frac{\beta^2}{\beta^2 + (\frac{\pi}{2L_s})^2} \right] < \frac{t_u}{K_g} \qquad \textbf{(11.13)}$$

Denklem 11.13'ten kayma şekil değiştirmesi, ε_g aşağıdaki gibi verilebilir:

$$\varepsilon_s = \frac{t_u}{K_g t_s} \left[\frac{\beta^2 + (\frac{\pi}{2L_s})^2}{(\frac{\pi}{2L_s})^2} \right] \qquad \textbf{(11.14)}$$

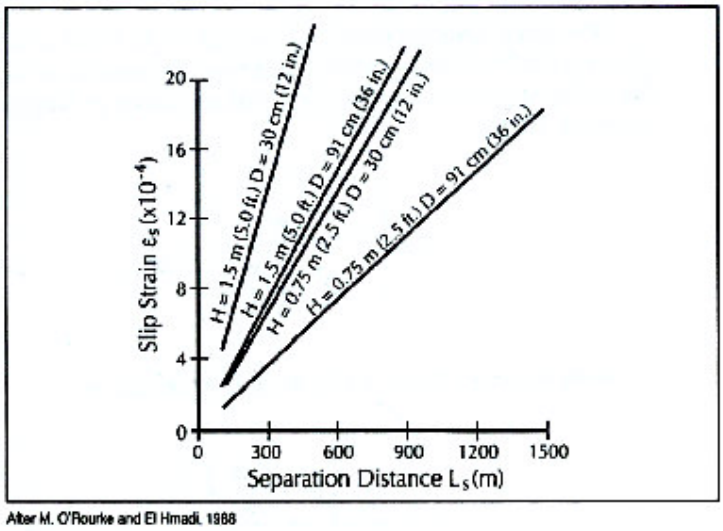
Yaklaşık yoğun kum dolgu için kayma şekil değiştirmesi, L_s ayrılma uzaklığı fonksiyonuna karşı Şekil 11.13 te çizilmiştir. Grafikte, iki farklı X-60 derece boru, D=30 cm (12 inç) ve 91 cm cm (36 inç) nominal çaplar ve iki farklı gömme derinliği, H=0,75 m (2,5 ft) ve 1,5 m (5 ft) kabul edilmiştir.

Kayma şekil değiştirmeleri diğer şekil değiştirmelerden az olduğunda, boru hasar görür. Tipik olarak sürekli boruda yayılım hasarı boru-zemin arası kaymadan oluşur.

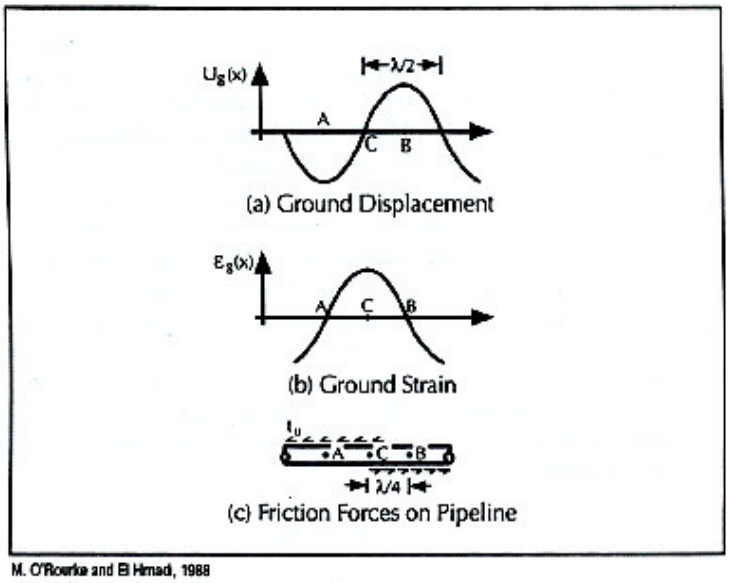
Bu mantıkla M.O'Rourke ve El Hamdi, tüm boru boyunca oluşan kaymanın üst sınır durumunu dikkate almışlardır. Dalga boyu, λ ile dalga için (A ve B noktası) zemin noktaları şekil 11.4 görüldüğü gibi λ/2 yatay uzaklıkla birbirinden ayrılmıştır. Birim uzunluk için üniform sürtünme kuvveti t_u kabul edilir. C noktasındaki sürtünmeden dolayı maksimum boru şekil değiştirmesi aşağıdaki gibi verilir:

$$\varepsilon_p = \frac{t_u L_s}{AE} \qquad \textbf{(11.15)}$$

burada L_s= λ/4'tür.



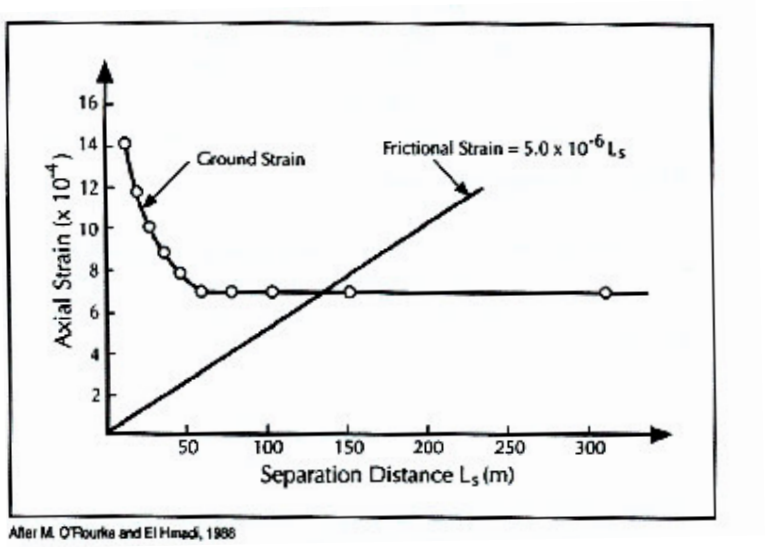
Şekil 11.3: Yaklaşık Yoğun Kum Dolgusu İçin Kayma Şekil Değiştirmesinin Ayrılma Uzaklığı



Şekil 11.4: Gömülü Boru Hatları Üzerinde Dalga Yayılımı İçin Sürtünme Şekil Değiştirme Modeli

R dalgalarının maksimum boru şekil değiştirmesini tahmin etmek için M.O'Rourke ve El Hmadi bir analiz prosedürü geliştirdi. Bu prosedür zemindeki eksenel şekil

değiştirme ile boru boyunca zemin sürtünmesi sebebiyle sürekli boru hattındaki şekil değiştirmeyi karşılaştırır. R dalgaları nedeniyle oluşan zemin şekil değiştirmesinin boru eksenine paralel olduğu kabul edilir. R dalgasının yayılımının dağılmaya meyilli doğası nedeniyle (faz hızı dalga boyunun artan fonksiyonu) zemin şekil değiştirmesi, dalga boyunun veya ayrılma uzaklığının azalan fonksiyonudur. Boru şekil değiştirmesi (boru zemin arası sürtünmeden doğan)dalga boyunun veya ayrılma uzaklığının artan fonksiyonudur. Belirli bir ayrılma noktasında (yani belirli bir dalga boyunda) sürtünme şekil değiştirmesi zemin şekil değiştirmesiyle çakışır. Bu belirli şekil değiştirme sürekli boru hattının en büyük şekil değiştirmesi olur. Şekil 11.5, hem zemin şekil değiştirmesini hem de boru şekil değiştirmesini elastik boru için ayrılma uzaklığının fonksiyonu olarak gösterir.



Şekil 11.5: Sürtünme Şekil Değiştirmesi Ve Zemin Şekil Değiştirmesi - Ayrılma Uzaklığı

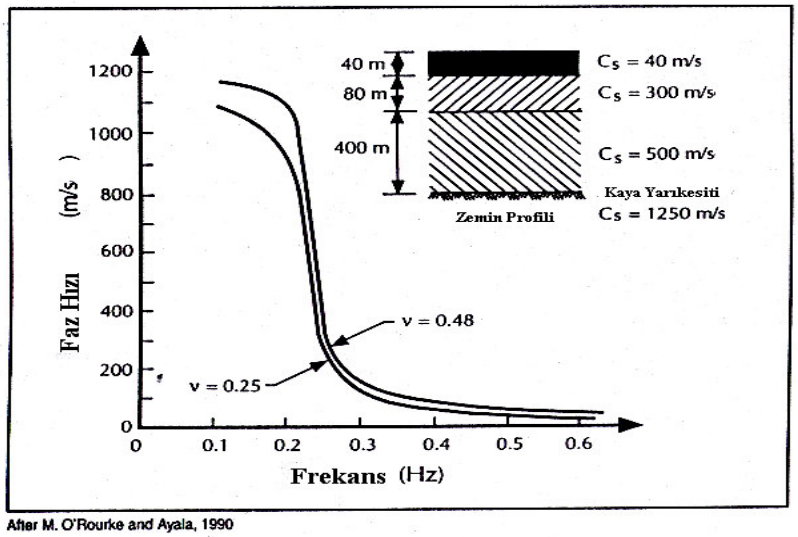
Şekil 11.5'te görüldüğü gibi kısa çeyrek-dalga boyu ayrılma uzaklıkları için boru sürtünme kuvveti tüm uzunluk üzerinde (yani Şekil 11.4 te A'dan B'ye) etken olur ve bundan dolayı boru şekil değiştirmesi çeyrek-dalga boyu ayrılma uzaklığı ile lineer orantılıdır. Buna rağmen daha uzun çeyrek-dalga boyu ayrılma mesafesi durumunda sadece A ve B noktalarında oluşan sürtünme kuvveti, C noktasındaki zemin şekil değiştirmesinin boru şekil değiştirmesine eşit olmasına neden olur. En büyük zemin hızının, V_{maks}, R dalga yayılımının (dalga boylarının) tüm frekanslarına uygulanabilir olduğu kabul edilir ve tüm frekanslar (dalga boyları) kayıtlı olarak mevcuttur.

11.1.5 Yaklaşımlar Arası Karşılaştırma

Bu alt bölüm dalga boyu nedeniyle sürekli boru sistemi için 3 yaklaşımın karşılaştırmasını içermektedir. Karşılaştırma şekil 11.6'da görüldüğü üzere, ν=0,48 olan bir dağılım eğrisinin R dalga yayılımına dayanır. En yüksek parçacık hızı 0,35 m/s olarak alınır. Denklem 11.2'den 3 frekans için elde edilen zemin şekil değiştirmeleri tablo 11.1'de verilmiş olup tahmin edilen t=8 mm (5/16 inç) ve D=1.07m (42 inç) düz borudaki şekil değiştirme verilmiştir.

Tablo 11.1: Sürekli Boru Hattı İçin Yaklaşım Karşılaştırması

f (Hz)	C_{ph} (m/s)	Dalga Boyu (m)	ε_g ($x10^{-3}$)	Boru Şekil Değiştirmesi ($x10^{-3}$)			
				Newmark	Shinozuka ve Koike		O'Rourke ve El Hmadi
					q=1	q=π/2	
0.2	900	4500	0.39	0.39	0.31	0.39	0.39
0.3	137	456	2.5	2.5	0.77	1.3	1.3
0.4	92	230	3.8	3.8	0.4	0.6	0.6



Şekil 11.6: Dağılım Eğrisi Ve Zemin Profili, 1985 Meksika Depremi

Tablo 11.1'de görüldüğü üzere 3 yaklaşım, zemin şekil değiştirmesi az olduğunda farklı boru şekil değiştirmesi ile sonuçlanır. Bu durumda boru zemin beraber hareket ederse boru şekil değiştirmesi kayma olmadığından zemin şekil değiştirmesine eşittir. Ancak büyük zemin şekil değiştirmesi durumunda, Shinozuka ve Koike yaklaşımı aynı zamanda M.O'Rourke ve El Hmadi yaklaşımı için boru şekil değiştirmeleri zemin şekil değiştirmesinden küçüktür. Yani zemin şekil değiştirmeleri büyük olduğu halde zemin sürtünme kuvvetinin çeyrek-dalga boyu uzaklıkları göreceli olarak küçüktür. Shinozuka ve Koike yaklaşımı tam kayma durumunda, $q=\pi/2$ iken, M.O'Rourke ve El Hamdi yaklaşımı ile temelde aynıdır. $q=1$ için Shinozuka ve Koike yaklaşımında kayma borunun belli bir kısmında gerçekleşir ve buna karşılık gelen boru şekil değiştirmesi alt sınırdadır.

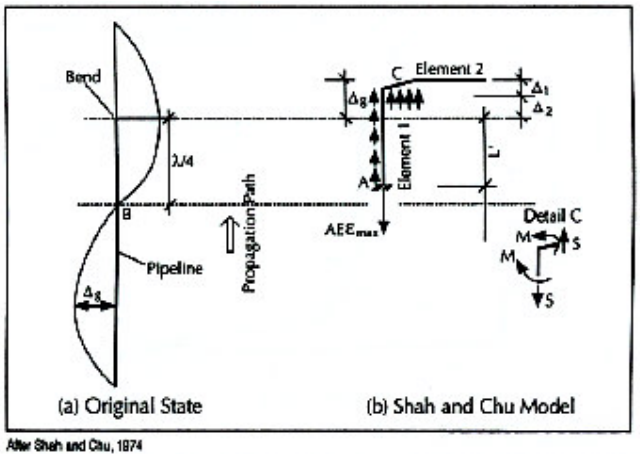
11.2 Dirsek Ve T'ler

Boru ağları; düz boruları bağlayan dirsek, T gibi boru parçalarından oluşur. Bu parçaların varlığı ekstra eğilme şekil değiştirmelerine ve bunun sonucunda borunun hasar görmesine neden olur.

11.2.1 Smah Ve Chu Yaklaşımı

Boru zemin ara yüzünde var olan kuvvetleri dikkate alarak Shah ve Chuh (1974) bununla beraber Goodling (1983), T'lerde ve dirseklerdeki moment ve kuvvetler için analitik formüller geliştirmişlerdir. Şekil 11.8, dirsek yakınındaki hareketleri ve deformasyonları göstermektedir. Dalga yayılımı eleman-1' e paralel yayılmış olarak kabul edilir ve ayrıca zemin hareketi de eleman-1'e paralel kabul edilir. (R dalgaları buna örnektir). Eleman-2, yanal zemin rijitliği K_g olan elastik zemine oturan bir kiriş gibi modellenir.

Shah ve Chu kabulünde boru ve zemin şekil değiştirmeleri belirli bir noktada (A noktası Şekil 11.8b) eşittir. Bu noktada zemin boru arasındaki göreceli bir yer değiştirme yoktur. Şekil 11.8'de Shah ve Chu (1974) aynı şekilde Goodling (1983), L', şekil 11.8'de görüldüğü gibi bu noktanın dirseğe göre uzaklığını gösterecek şekilde dirsekte eleman-1'deki maksimum eksenel kuvvet (eleman-2'deki kayma kuvveti) aşağıdaki 11.16 formülü ile tahmin edilebilir.



Şekil 11.7: Dirsekli Boruda Deplasman Ve Kuvvetler

$$S = \varepsilon_{\max} AE - t_u L' \qquad \textbf{(11.16)}$$

Moment ve eğilmedeki yer değiştirme ise aşağıdaki formüllerle hesaplanabilir:

$$M = \frac{S}{3\zeta} \qquad \textbf{(11.17)}$$

$$\Delta_1 = \frac{4\zeta S}{3K_g} \qquad \textbf{(11.18a)}$$

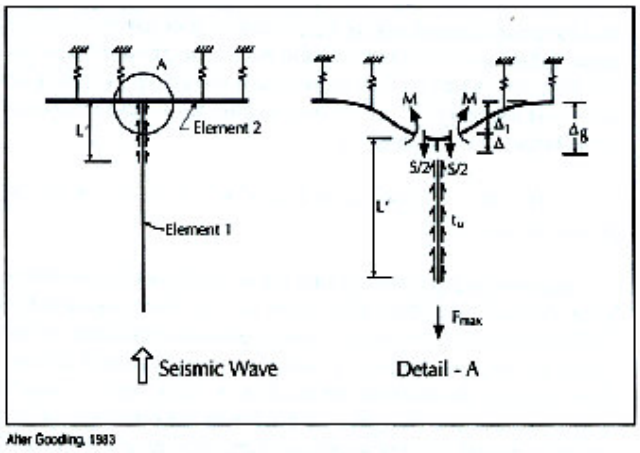
$$\zeta = \sqrt[4]{K_g/(4EI)} \qquad \textbf{(11.18b)}$$

Etkin kayma uzaklığı, L', dirsekteki yer değiştirme uygunluğuna bağlı olarak hesaplanabilir. Yani, $L^{'}$ uzaklığı içinde, toplam zemin şekil değiştirme ($\varepsilon_{max}L^{I}$ olarak alınır) eleman-2'nin Δ_1 yanal yer değiştirmesi eleman-1'in eksenel şekil değiştirmesi, $\{(SL^{I})/(AE) + [t_u(L^{I})^2]/(2AE)\}$ olur. Uzun ayaklı durum için (Eleman-1) uygunluk koşulu aşağıdaki gibi olur:

$$L^{'} = \frac{4AE\zeta}{3K_g}\left(\sqrt{1+\frac{3\varepsilon_{\max}K_g}{2t_u\zeta}}-1\right) \qquad \textbf{(11.19)}$$

Benzer şekilde Şekil 11.9, kuvvetleri ve T'deki şekil değiştirmeyi gösterir. Aynı şekilde dalga yayılım yolu eleman-1'e paraleldir.

Dirsekler için takip edilen prosedürü aynı şekilde kullanarak Shah ve Chu aşağıdaki denklemleri bir T için elde etmişlerdir.



Şekil 11.8: T'deki Yer Değiştirmeler, Momentler Ve Kuvvetler

$$S = \varepsilon_{\max} AE - t_u L' \tag{11.20}$$

$$M = \frac{S}{2\zeta} \tag{11.21}$$

$$\Delta_I = \frac{\zeta S}{K_g} \tag{11.22}$$

$$L' = \frac{AE\zeta}{2K_g}\left(\sqrt{1+\frac{4\varepsilon_{\max} K_g}{t_u \zeta}} - 1\right) \tag{11.23}$$

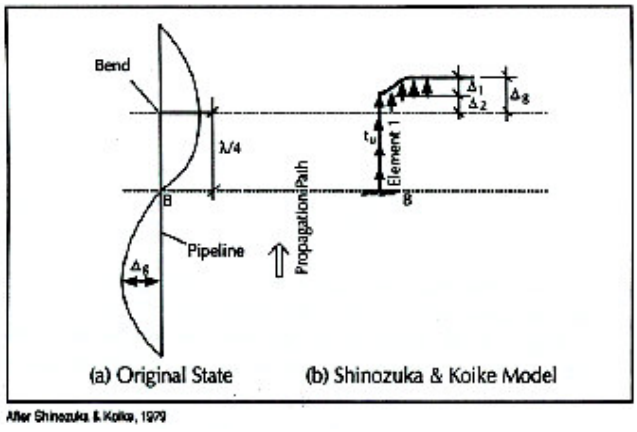
Shah ve Chu (1974) aynı şekilde Goodling (1983) boru şekil değiştirmesini A noktasındaki maksimum zemin şekil değiştirmesine eşit kabul ederler (Şekil 11.8). Düz borunun dalga yayılımına tepkisi dikkate alınarak bu kabulün sadece küçük zemin şekil değiştirmeleri için geçerli olacağı beklenir. Bununla beraber toplam zemin yer değiştirmesini, maksimum zemin şekil değiştirmesi çarpı etken uzunluk L' olarak tahmin etmişlerdir. Zemin şekil değiştirmesi L' uzunluğu üzerinde sabittir. Bu, dalga boyunun L' uzunluğundan çok daha fazla olduğu durum için uygulanır.

11.2.2 Shinozuka Ve Koike Yaklaşımı

Sıfır zemin hareketi (Şekil 11.10'da B noktası) borunun zeminle hareketi kabulü ile, Shinozuka ve Koike tarafından daha önce de incelenmiş olan yapısal analizde, dirsekte boru şekil değiştirmesinin tahmini için basit denklemler geliştirmişlerdir. Bu analizlerde etken boy, L', tanımı çeyrek dalga boyu olarak kabul edilir. Eksenel kuvvet, S, aşağıdaki gibidir:

$$S = \frac{3\lambda}{8\pi}\frac{K_g}{\zeta}\frac{1}{1+Q}(1-\beta_c)\varepsilon_g \qquad \textbf{(11.24)}$$

Burada $Q = \frac{3\lambda}{16}\frac{K_g}{AE\zeta}$ olarak elde edilir.



Şekil 11.9: Dirsekteki Kuvvetler Ve Deplasman

Dirsekteki moment ve yer değiştirme denklem 11.17 ve 11.18 kullanılarak hesaplanır. Çeyrek dalga boyunda toplam zemin şekil değiştirmesi boru şekil değiştirmesinin integralinin alınmasıyla olur.

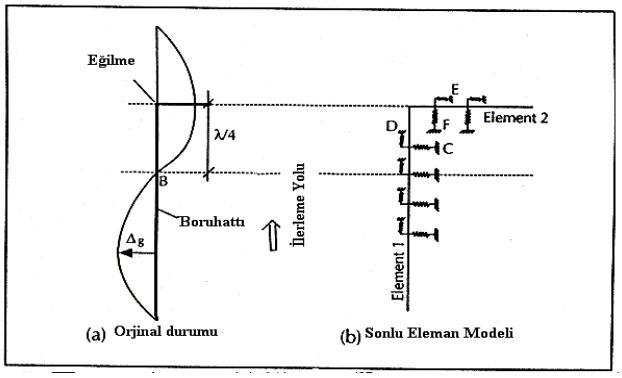
$$\Delta_g = \frac{\lambda}{2\pi}\varepsilon_{maks} \tag{11.25}$$

Benzer şekilde T boru için eleman-1'deki eksenel kuvvet S:

$$S = \frac{\lambda}{2\pi}\frac{K_g}{\zeta}\frac{1}{1+\frac{4}{3}Q}(1-\beta_c)\varepsilon_g \tag{11.26}$$

11.2.3 Sonlu Eleman Yaklaşımı

Bağımsız olarak var olan yaklaşımları desteklemek için sonlu eleman modeli, şekil 11.11, kullanılmıştır. Bu nümerik modelde eksenel ve yanal zemin yayları zemin boru ara yüzündeki ilişkiyi göstermek için kullanıldı. Eleman-1, 600 m uzunluğunda ve bununla beraber yaklaşık 600 m veya daha az dalga boyu için uygun kabul edildi. Yarı-statik sismik uygulama zemin yaylarının deplasmanıyla modellendi.



Şekil 11.10: Dalga Yayılımı İçin Dirseğin Sonlu Eleman Modeli

Örneğin, F noktası dalga yayılımı yönünde Δ_s kadar hareket ederken, E noktası durur. Eleman-1 için, boyuna olan zemin yaylarının hareketi (Ör: D noktası) şekil 11.11a'da görüldüğü üzere sinüzoidal bir davranış ile boru boyunca değişir.

Et kalınlığı t=0,0095 m (3/8 inç), çapı D=0,76 m (30 inç) olan çelik boru ele alınmıştır. Kabul edilen sismik tahrik R dalgası için V_{maks}=0.36 m/s ve bu dalganın yayılımı eleman-1'e paraleldir.

11.2.4 Yaklaşımlar Arası Karşılaştırma

Bölüm 11.2.3'te belirtilen sonlu eleman yaklaşımlarının sonucu ile bu bölümde incelenen analitik yaklaşımlar karşılaştırılmıştır. Dirsek için kuvvet, moment ve dalga yayılması etkisi yüzünden dirsekteki yer değiştirme Shah-Chu ve Shinozuka-Koike yaklaşımı ve yukarıda belirtilen sonlu eleman metodu dahil olmak üzere Tablo 11.2'de listelenmiştir. İlk durumda (durum-1) zemin şekil değiştirmesi $0.29x10^{-3}$ ve dalga boyu 244 m olarak alınmıştır. Ancak durum-2'de $\varepsilon_g=1.8x10^{-3}$ ve λ=100 m'dir.

Denklem 11.19'dan büyük zemin şekil değiştirmelerinde etkin boy, küçük dalga boyu durumunda, Gooding, Shah ve Chu yaklaşımına göre 233,3 m'dir. Etkin boy çeyrek dalga boyundan çok büyük olduğundan dolayı bu yaklaşım kullanılmaz. Shinozuka ve Koike yaklaşımından elde edilen etkin uzunluk her iki durum için sonlu eleman yaklaşımı sonuçlarıyla göreceli olarak iyi bir şekilde denk olur.

Tablo 11.2, küçük yüzey şekil değiştirmeleri için Shah ve Chu'nun dirsekteki en büyük boru şekil değiştirmesi, hem Shinozuka ve Koike yaklaşımından hem de sonlu eleman metodundan büyüktür. Bunun nedeni, Shah ve Chu maksimum boru şekil değiştirmesini maksimum zemin şekil değiştirmesine denk kabul ettiğinden dolayıdır. Buna karşın Shinozuka ve Koike yaklaşımı da dirsekte ki boru şekil değiştirmesini az tahmin etmiştir. Bunun nedeni de önerdikleri eksenel zemin rijitliğinin ($K_g=2\pi\rho C_s^2= 4.1x10^9$ N/m^2) sonlu eleman yöntemine göre ($K_g=t_u/x_U$ = $8.3x10^6$ N/m^2) daha fazla olmasıdır.

Tablo 11.2'deki karşılaştırma sonucunda Shinozuka ve Koike metodunun daha uygun olduğu anlaşılır.

Tablo 11.2: Dirsek İçin Karşılaştırma

Yaklaşım	Durum	λ (m)	ε_g ($x10^{-3}$)	Etkin Boy (m)	Δ_g (cm)	Δ (cm)	S (N)	M (Nm)	Maks. Şek. Değ.
Goodling, Shah Ve Chu	2	244	0.29	42.8	1.24	0.61	$4.2x10^4$	$5.9x10^4$	$1.4x10^{-4}$
	1	100	1.8	233.3	-	-	-	-	-
Shinozuka Ve Koike	2	244	0.29	$61\lambda/4$	1.1	10^{-3}	71.8	100.6	0
	1	100	1.8	$25\lambda/4$	2.9	2.4	$1.64x10^5$	$2.3x10^5$	$5.5x10^{-4}$
Sonlu Eleman	2	244	0.29	60	1.1	0.3	$3.2x10^4$	$3.7x10^4$	$4.5x10^{-5}$
	1	100	1.8	23.6	2.9	2.4	$1.9x10^5$	$2.9x10^5$	$5.9x10^{-4}$

12. PARÇALI BORU HATLARININ DALGA YAYILIMINA KARŞI DAVRANIŞI

Dalga yayılımı parçalı boru hatlarında hasara neden olur. Hasar çoğunlukla eklemlerde, T'lerde, ve dirseklerde meydana gelir. Kırılma tipleri; eklemlerin yerlerinden ayrılması, eklemlerinin ezilmesi, eğilmeden dolayı çevresel kırılmalardır. Bu bölümde analitik yaklaşımlar ile düz boru hatlarındaki eksenel ve eğilme şekil değiştirmeleri de incelenecektir. Dirseklerde ve eklemlerde gözlemlenen genişleme-büzülme davranışları da incelenecektir. En son olarak parçalı boru hatlarının sıvılaşmış zemin üstündeki dinamik davranış biçimi ile ilgili durum ele alınacaktır.

12.1 Düz Boru Hatları / Çekme

Parçalı borunun düz durumu için zemin şekil değiştirme, boru eklemlerinde (genişleme-büzülme) göreceli eksenel yer değiştirme ve boru şekil değiştirmesinin kombinasyonuyla ilişkilidir. Iwamoto ve arkadaşları (1984) tarafından belirtildiği üzere ayrılmalar için eksenel dayanım (malzemenin şekil değiştirmeye karşı gösterdiği direnç (rijitlik)) tipik olarak eklemlerden daha büyüktür. Zemin şekil değiştirmesinin sonucu, eklemlerin göreceli olarak yer değiştirmesine birincil derecede etkendir. İlk yaklaşımda; parçalı borularda eksenel şekil değiştirme göz ardı edilir ve bütün eklemler aynı hareketi yapar kabulüyle maksimum eklem hareketi Δu:

$$\Delta u = \varepsilon_{max} L_0 \qquad \textbf{(12.1)}$$

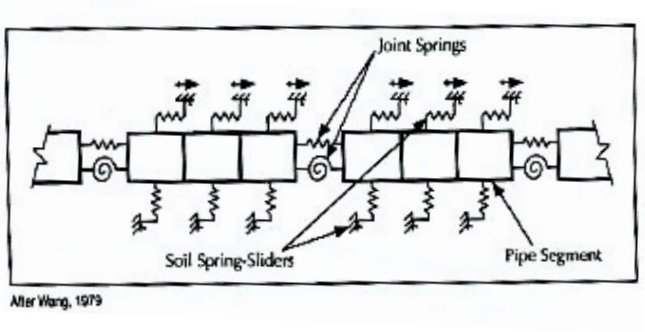
Burada L_0 parçalı boru boyu ve ε_{max} maksimum boru eksenine paralel zemin şekil değiştirmesidir.

Boru eksenine dik zemin hareketi için maksimum göreceli dönme, boru birleştirmelerinde aşağıdaki formül kullanılarak tahmin edilebilir:

$$\Delta\theta = K_g L_0 \qquad \textbf{(12.2)}$$

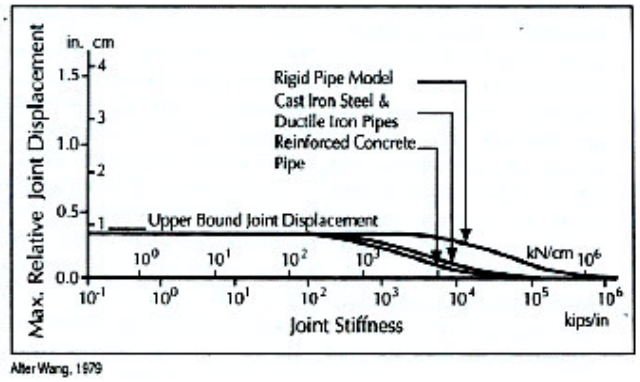
Burada K_g verilen maksimum zemin kavisidir (4.11 bağıntısından). 12.2 bağıntısı, parçalı borularda eğilme şekil değiştirmesi küçük ve bütün eklemlerde aynı göreceli dönmeye uğrar kabulüne göredir.

Rijit parça kabulünde Wang (1979), eklem şekil değiştirmesi ve boru şekil değiştirmesini Şekil 12.1'deki analitik modeli kullanarak belirtmiştir. Burada eklem eksenel dayanımı (malzemenin şekil değiştirmeye karşı gösterdiği direnç=rijitlik) K_g alınarak lineer yay olarak modellenmiştir.

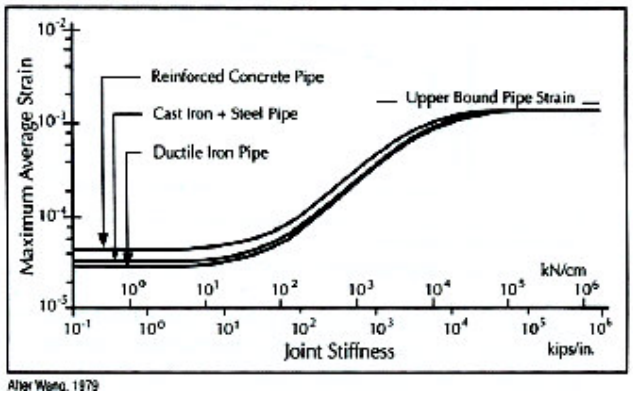


Şekil 12.1: Parçalı Boru Hattı Modeli

Şekil 12.2 ve Şekil 12.3, parçalı borularda rijitliğin fonksiyonu olarak eklemin açılması ve maksimum eksenel boru şekil değiştirmesi için 1940 El Centro olayından elde edilmiştir. Çapı 45.7 cm (18 inç), parçalı boru boyu 6.1 m (20 ft), eksenel zemin yayının dayanımı (malzemenin şekil değiştirmeye karşı gösterdiği direnç= rijitlik) 23.4 MPa (lbs/in^2) ve yayılma hızı 244 m/s'dir. Beklendiği üzere eklemde açılma, eklem rijitliğinin azalan fonksiyonudur. Bu durumda boru şekil değiştirmesi eklem rijitliğinin artan fonksiyonudur. Yani düşük eklem rijitliğinde zemin deformasyonu birincil olarak eklem açılmasına sebep olur.



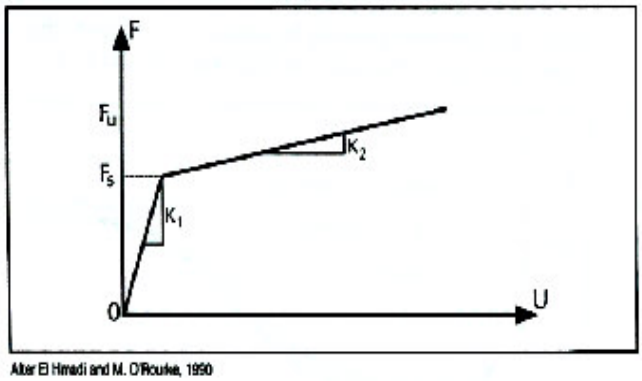
Şekil 12.2: Eklem Rijitliği – Dalga Yayılımı Nedeniyle Eklem Açılması



Şekil 12.3: Eklem Rijitliği – Parçalı Boruda Maksimum Eksenel Şekil Değiştirme Oranı

Wang tarafından kaydedilmiş olan en büyük zemin hızı 0.37 m/s'dir ve denklem 12.1'de verilmiş olan değer Şekil 12.2'de görüldüğü üzere 0,85 cm (0,32 inç) olup eklem açılımının üst sınır değerine yakındır.

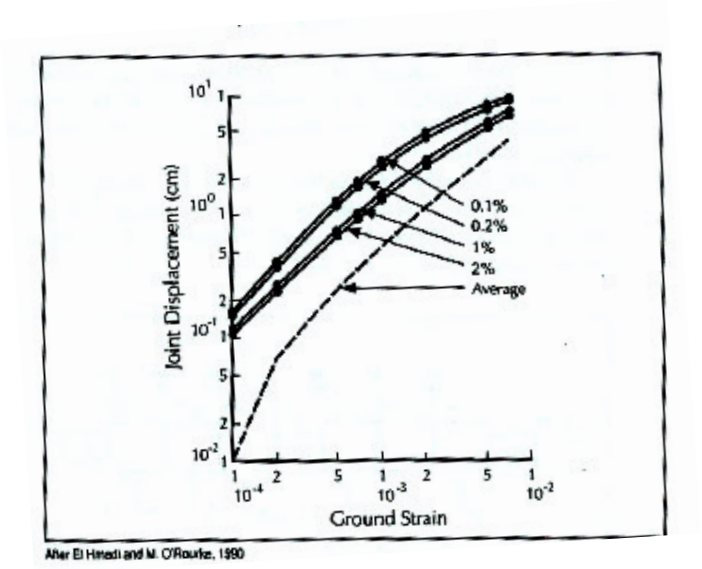
Wang modeli artan eklem dayanımıyla azalan eklem ayrılması eğilimini yakalar. Buna rağmen laboratuardaki eklem eksenel davranışı lineer olmasa da, denk bir lineer eklem rijitliği kabul eder. Bununla beraber verilmiş olan rijitlik için her bir eklem noktasındaki göreceli deplasman modeli aynıdır. Yani eklemden ekleme bir yer değiştirme farklı değildir. Bu değişiklik eklemden ekleme sadece az bir eklem tamir edilebilecek derecedeyse ve büyük oranda göreceli dalga yayılımı var ise önemli olarak kabul edilir. Örneğin şekil 2.3'te kabaca 0,9 dalga yayılımı için km başına tamir en büyük parçacık hızı 50 cm/s ise beklenir. Bu da eğer parçalı boru 6,1 m (20ft) ise her 182 eklem için bir tamir gerektirir. Bazı eklem noktaları az bazıları da çok hasar görebilir ancak değerlendirmede ortalama değer kullanılır. El Hmadi ve M.O'Rourke (1990) şekil 12.1'e göre bir model kabul etmişlerdir. Bu modelde eklemin özellikleri birbirinden değişiktir ve zemin özellikleri de boru parçasından boru parçasına değişiklik gösterir. Özellikle de çekme zemin şekil değiştirmesi nedeniyle kurşunla birbirine bağlanmış (çakılmış) dökme demir borular bu konuyla ilgili dikkate alınır. Çekmeye çalışan eklem için kabul edilen kuvvet-şekil değiştirme bağlantısı Şekil 12.4'te gösterilmiştir. Eklem kayma kuvvetinde beklenen değişme, F_s, T.O'Rourke ve Trautmann'ın (1980) sonuçlarına dayanır.



Şekil 12.4: Kurşun Birleşimli Eklemler İçin Eksenel Kuvvet – Deplasman

Sismik dalga yayılımı ortamında yarı statik yaklaşım, boyuna yönde zemin yaylarının deplasmanı ile modellenir. Basitleştirilmiş Monte Carlo simülasyon tekniği her ekleme kuvvet yer-değiştirme bağıntısının özelliğini yerleştirmek için kullanılır ve zemin her boru parçası boyunca sınırlanır. Şekil 12.5, çapı 0,41 m (16 inç) olan parçalı boru için eklem deformasyonunu zemin şekil değiştirmesinin fonksiyonu olarak gösterir.

Şekil 12.5' te görüldüğü üzere ortalama eklem yer değiştirmesi yaklaşık olarak zemin şekil değiştirme oranı ile parçalı boru boyu çarpımına eşittir. Buna rağmen Şekil 12.5'te verilere göre %1 olasılık sapması durumundaki eklem deplasmanı ortalama değerin üç katıdır. Aynı şekilde %0,1 sapma için eklem açılması yaklaşık olarak ortalamanın beş kat üstündedir. Bu bilgi de şekil 5.10'da gösterildiği üzere normalleştirilmiş eklem açılmasının fonksiyonu olarak sızma olasılığıyla örtüşmektedir. Böylece zemin şekil değiştirmesinin fonksiyonu olarak analitik biçimde eklem çekme hasarının tahmini yapılabilir. Bu yaklaşım, tipik olarak eklem özellikleri hakkında laboratuar testlerinden çıkarılabilecek bazı bilgileri gerektirir.



Şekil 12.5: Göreceli Eklem Deplasmanı – 41 cm Çaplı Kurşun Birleşimli Dökme Demir Boru İçin Zemin Şekil Değiştirme Oranı

El Hmadi ve M. O'Rourke, eklem deplasman olasılığının boru çapının azalan bir fonksiyonu olduğunu bulmuşlardır. Yani büyük çaplarda eklem deplasmanı %1 - %0,1 olasılık sapması ile ortalama değere yakındır. Kurşun bağlantılı dökme demir borulardaki eklem çıkması için hasar oranı (tamir/km) boru çapının azalan bir fonksiyonudur.

12.2 Düz Boru Hatları / Basınç

Basınç zemin şekil değiştirmesine maruz kalındığında beton boru hatlarda yaygın olarak hasar meydana gelir. Basınç zemin şekil değiştirmesi sonucuyla dalga yayılımı için ilgili kırılma modu boru eklem noktalarında ezilmedir. Beton boru hatları için malzeme modelinin mukavemeti, boru et kalınlığı, çap ve beton mukavemeti eklem noktası ezme kuvvetine etki eder. Şekil 12.6 basınç yükü altındaki boru eklem noktasındaki kuvvet-yer değiştirme ilişkisini gösterir. Bu ilişki kauçuk conta eklemli betonarme silindir boru hatlarının belli laboratuar testlerine dayanır (Bouabid,1995).

Bu testler sonucu elde edilen veriler şekil 12.6'da gösterilmektedir. Eklem basınç yer değiştirmesi, Δu_{ult}, bağlantıda tipik olarak 0.125- 0.375 inç (0.32-0.95 cm) olup 3.5-4.5 kips (16-20 kN) arası yük altındadır.

Basınç zemin şekil değiştirmesine maruz kaldığında parçalı borudaki eklem varlığı nedeniyle parçalı boru tepkisi karışıktır. Eğer eklemler tamamen kapalıysa eksenel kuvvet eklemden ekleme transfer olabilir. Eğer n adet tam kapalı eklem sıralı olarak varsa ve zemin şekil değiştirmesi üniform olarak boru parçalarının üstüne yayılmışsa parçalı boru basınç şekil değiştirmesi:

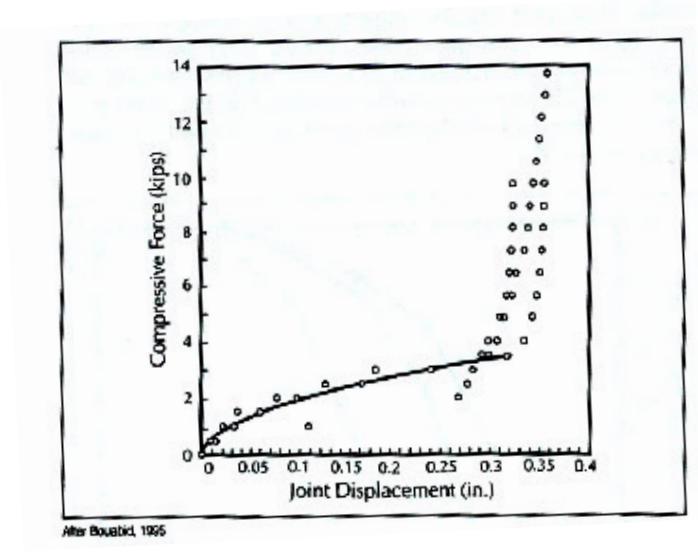
$$\varepsilon_p = \varepsilon_g - \frac{n}{n+1}\frac{\Delta u_{ult}}{L_o} \qquad \textbf{(12.3)}$$

Burada L_0 boru parçası boyudur. Üst sınır değer n=1' e denk gelir ve

$$\varepsilon_p = \varepsilon_g - \frac{1}{2}\frac{\Delta u_{ult}}{L_o} \qquad \textbf{(12.4)}$$

Alt sınır değeri n=∞'a denk gelir ve

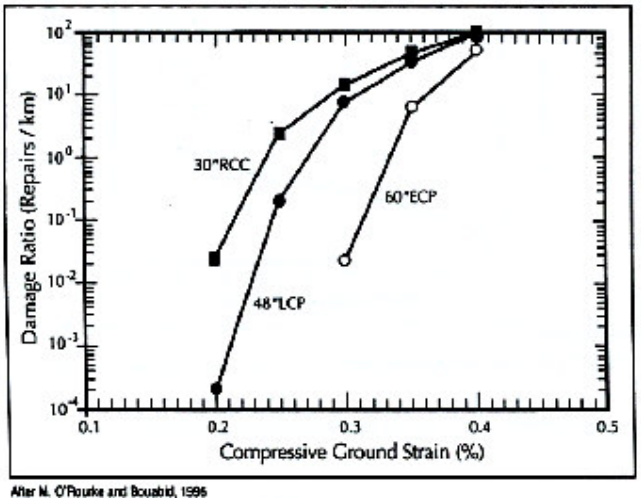
$$\varepsilon_p = \varepsilon_g - \frac{\Delta u_{ult}}{L_o} \quad \text{olur.} \qquad \textbf{(12.5)}$$



Şekil 12.6: Betonarme Silindir Boru Eklemleri İçin Kuvvet – Deplasman İlişkisi

Sıvılaşmamış zemin için sismik dalgaların yarı dalga boyu ((n+1) L_0)'a denk gelen)) çoğunlukla 120 m'den büyüktür. Bunun sonucunda boru şekil değiştirmesi alt sınır değere yakın olarak beklenir (denklem 12.5).

Monte Carlo tekniği kullanılarak M. O'Rourke ve Bouabid (1996) eksenel basınç nedeniyle beton borunun 3 tipi için şekil 12.7'de görüldüğü üzere kırılganlık bağıntısı geliştirmişlerdir. Bu üç tip boru 30 inç çapında betonarme boru (30''RCC), 48 inç çapında ön gerilmeli düz silindir boru (48''LCP) ve 60 inç çapında ön gerilmeli geçmeli silindir (60'' ECP) borulardır.



Şekil 12.7: Basınç Zemin Şekil Değiştirmesi Nedeniyle Beton Boru için Analitik Hassasiyet Eğrileri

Bu durumda, eklem ezilme eşiği (sınır değeri) eklem yakınındaki kesit alanına bağlıdır ve beton mukavemet dağılımının normal olduğu kabul edilir (ortalama dayanım 5 ksi (34.5 MPa) ve %7 varyans katsayısı). 1985 Michoacan depreminde Mexico Ctiy'nin ortalama zemin şekil değiştirmesi, geniş çaplı beton borunun belirgin envanteri ile M. O'Rourke ve Bouabid tarafından yaklaşık olarak 0,0025 tahmin edilmiştir. Şekil 12.7'de beklenen hasar oranı 30'' RCC (76 cm) boru için yaklaşık 2,4 tamir/km ve sadece 0,22 tamir/km ise 48''LCP boru içindir. Gözlemlenen 0,20 hasar oranı 48'' boru için oldukça iyidir. Mexico Ctiy'deki boruların pek çoğu bu 48'' borulardandır.

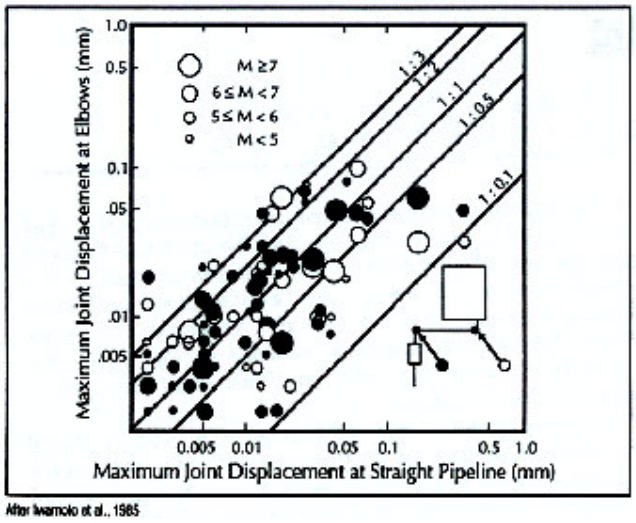
12.3 Dirsekler ve Bağlantılar

Parçalı boru hattı sistemlerinde dirsekler ve dalga yayılım davranışı hakkında göreceli olarak az analitik araştırma vardır. Buna rağmen Iwamoto ve arkadaşlarının (1985) ölçümlerine göre kıvrımlarda ve dirseklerde eklem açılması uzun ve sürekli borulardakilerden farklıdır. Örneğin Şekil 12.8 Japonya'daki 3 bölgeyi gösterir (Kansen, Hakusan ve Shimonaga).

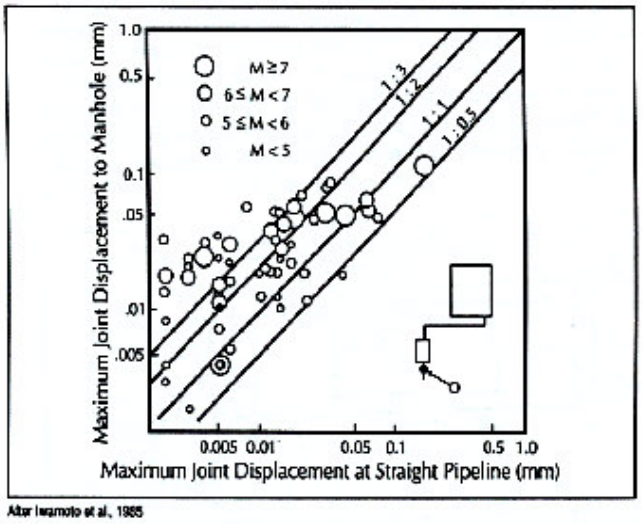
Pek çok olay için dirsekteki maksimum yayılma/ezilme, sürekli borudaki eklem durumuna göre çizilmiştir. Bazı durumlarda dirsekteki eklem tepkisi düz boru bağlantısının sadece 10 katıdır. Ancak bazı durumlarda da farklı geliş açılarına göre dirsek eklem davranış biçimi düz eklem davranışından 3 kat büyüktür.

Boru tasarımında düz borulardaki maksimum eklem açılmasına göre eklem açılması için çarpım faktörünün 3 alınması daha mantıklıdır. Iwamoto ve arkadaşları (1985), valf (vana) kutulara komşu eklemler için yayılma/ezilmeyi ölçmüştür. Bu ölçümde, şekil 12.9'da, görüldüğü üzere dirseklere benzer şekilde büyük zemin şekil değiştirmeleri için 3 kat özellikle uygun bir çarpım faktörüdür.

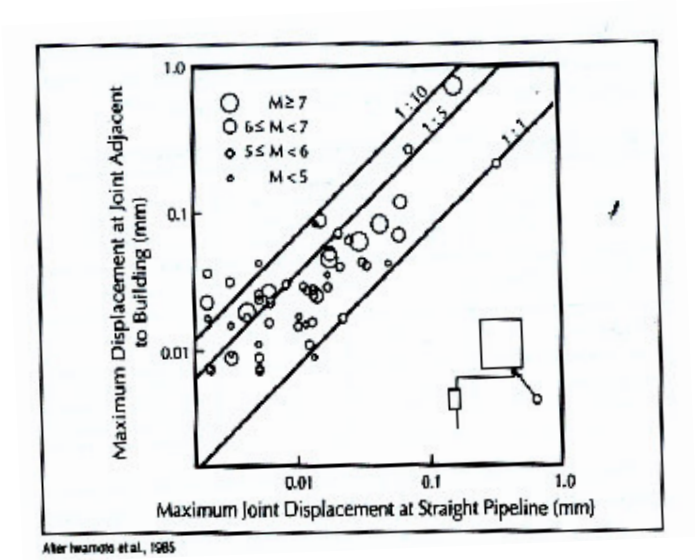
Benzer bilgi Iwamoto ve arkadaşları (1985) tarafından Şekil 12.10'da binalara komşu eklemler için de verilmiştir. Ama burada çarpım faktörü daha büyük olup 10'dur.



Şekil 12.8: Gözlemlenmiş Eklem Deplasmanları Ve Dirsekler İçin Büyütme Faktörü



Şekil 12.9: Gözlemlenmiş Eklem Deplasmanları Ve Menhole Komşu Eklemler İçin Büyütme Faktörü



Şekil 12.10: Gözlemlenmiş Eklem Deplasmanları Ve Binalara Komşu Eklemler İçin Büyütme Faktörü

12.4 Yaklaşımlar Arası Karşılaştırma

Bu bölümde dalga yayılması nedeniyle düz borudaki eklem genişleme-büzülme tahmini için 3 yaklaşımının karşılaştırması yapılacaktır. Tablo 12.1'de belirtildiği üzere en büyük zemin hızı 0.37 m/s olarak alınır ve ilerleme hızı zemin yüzeyi yakınında 240 m/s olur. Bunun sonucunda zemin şekil değiştirmesi 0,00154 olur. CI borusu Wang modeli için yaklaşık 0.44m (16 inç) çaplı (özellikle 0.46 m (18 inç) ve El Hmadi ve M.O'Rourke modeli için 0,41 m (16 inç)) çaplıdır ve parça borunun

uzunluğu 6,1 m.'dir. Wang yaklaşımında bağlantının eksenel rijitliği lineer yay olarak modellenmişken El Hmadi ve M.O'Rourke modelinde bi-lineer model kullanılmıştır. Özellikle de 16 inç çapında kurşun çivi eklemli boru için eklem rijitlikleri K_1 ve K_2 sırasıyla $3.6x10^5$ kN/cm (20.6 kips/in) ve 26.5 kN/cm (1.5 lbs/in)'dir. Wang yaklaşımı için bir karşılaştırma amacıyla eklem açılması lineer rijitliği sırasıyla, $3.6x10^5$ kN/cm ve 26.5 kN/cm alınmıştır.

Tablo 12.1: Düz Parçalı Boru Hatlarının Dalga Yayılımına Tepkisinin Karşılaştırması

	12.1 Bağıntısı (maks.)	Wang (maks)		El Hmadi ve O'Rourke (ortalama)
		$K_i=3.6x10^5$ kN/cm	$K_i=26.5$ kN/cm	
Zemin Şekil Değiştirmesi	0.00154	0.00154		0.00154
Boru Germesi	-	$1.2x10^{-3}$	$4.0x10^{-5}$	-
Eklem Açılması (cm)	0.92	0.21	0.8	0.83 ortalama 2.0 %1 sapma 3.4 %0.1 sapma

Ortalama eklem açılımı El Hmadi ve M. O'Rourke teorisi, denklem 12.1 tarafından elde edilen sonuçlarla ve K_1=26,5 kN/cm için Wang yaklaşımıyla çakışır. Wang yaklaşımında başlangıç eklem rijitliği $3.6x10^5$ kN/cm olarak alındığında eklem açılımı daha küçük değerdedir ve parçalı borularda eksenel şekil değiştirme Tablo 12.1'de görüldüğü üzere daha küçüktür. Bu duruma bilineer davranışı modellerken dikkat edilmesi gereklidir.

11.5 cm eklem derinliği için eklem açılmasının 0.8-0.92 cm arasında olması ek yerinde herhangi bir hasara neden olmaz çünkü 0.92/11.5=0.08<<0.5'tir (şekil 5.10). Fakat El Hmadi ve M. O'Rourke teorisindeki 3.4 cm eklem deplasmanı için 3.4/11.5=0.3 değeri bazı eklem sızmalarına sebebiyet verir. Wang yaklaşımının avantajı boru şekil değiştirmesinin tahminini sağlamasıdır. Parçalı borularda 0.8 cm

eklem açılmasına karşılık gelen $4.0x10^{-5}$ şekil değiştirmesi CI borunun akma dayanımı olan yaklaşık $2x10^{-3}$ değerinden azdır.

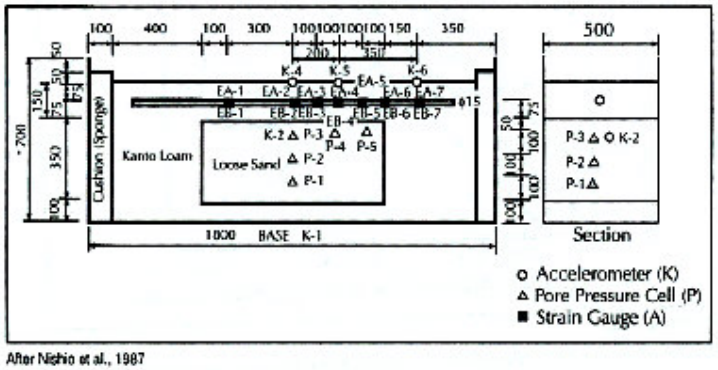
12.5 Sıvılaşmış Zemin Etkileri

PGD kaynaklı sürekli boru ve parçalı borunun tepkisi geçmiş bölümlerde tartışılmıştır. Sıvılaşmış zemin durumundaki kaldırma tepkisi de daha önceki bölümlerde ele alınmıştır. Bu bölümde gömülmüş borunun alt yüzeyin sıvılaşması sebebiyle suya (çamura) batıp çıkma durumu incelenecektir. Marina bölgesindeki 1989 Lima Prieta olayında bu mekanizma çalışmıştır.

Nishio ve arkadaşları (1987,1989) tarafından yapılan laboratuar deneylerinde gözlemsel bir gerçek sağlanmıştır. Etrafı sıvılaşmamış ancak altı sıvılaşmış sürekli boru hattının dinamik davranış biçimini analiz etmişlerdir. Şekil 12.11 onların deney düzeneğini gösterir. Boru 13 mm (0,51 inç) çapında polikarbonattan yapılmıştır.

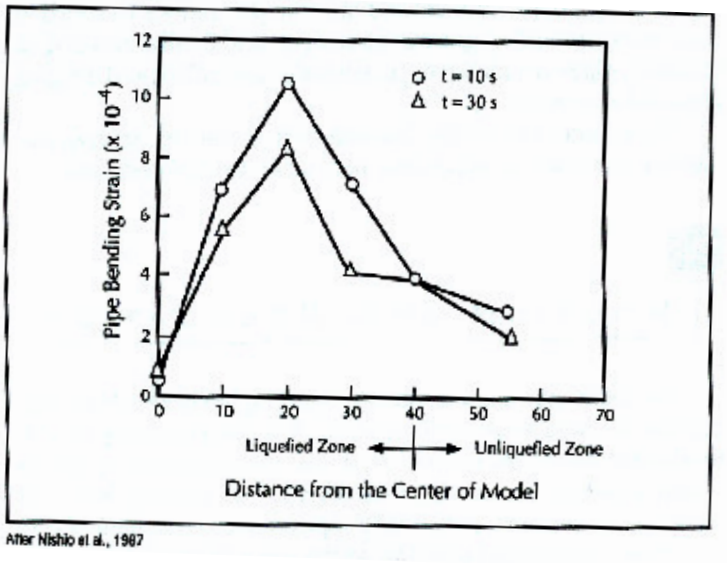
Modelin altından verilen hareket frekansı 5 Hz olan sinüzoidal dalga ve en büyük ivme değeri 150 gal'dır (1,5 m/s^2). Tüm modelde ivmelenmeyle taban ivmelenmesi sıvılaşma zamanına kadar karşılaştırılmıştır. Sıvılaşma sonrası, gevşemiş kum tortusu üzerinde sıvılaşmış yüzey katmanı ivmelenmesi, verilen ivmeye göre kabaca 2 kat arttırılmıştır. Ana hareket yatay olmasına rağmen (boru eksenine paralel) sıvılaşma sonrası boru hareketi sonucunda, belirgin dikey bileşen içerir ve dikey hareket sıvılaşmış tortu merkezinde asimetriktir (su içinde çırpınma davranışı). Şekil 12.12 ve 12.13'te boru eğilme şekil değiştirmelerinin dağılımını gösterir ve eksenel şekil değiştirme test boyunca iki kattır.(Tortunun alt yüzeyinin sıvılaşması başladıktan sonra da iki kattır).

.



Şekil 12.11: Model Konfigürasyonu ve Ölçüm Aletlerin Yeri

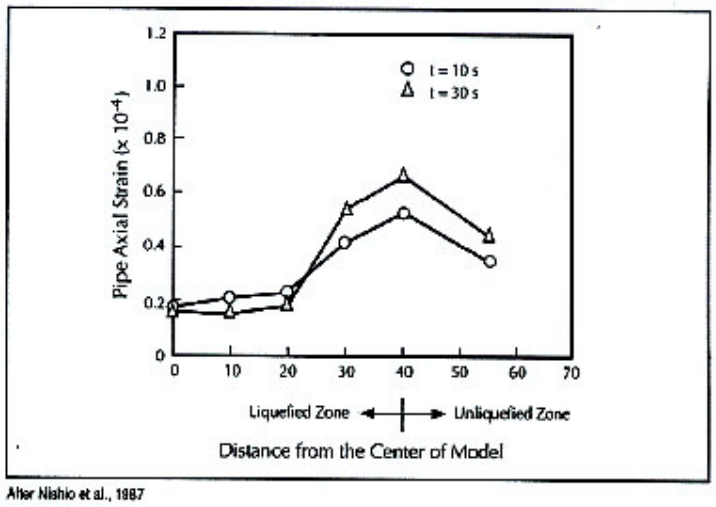
Eğilme şekil değiştirmesinin şiddeti eksenel şekil değiştirmeden bir derece yüksektir. Eğilme şekil değiştirmesi sınırdan bir çeyrek uzaklıkta en büyükken eksenel şekil değiştirme sıvılaşma tortusunun sınırı yakında büyüktür. Karşıt bükülme noktası modelin ortasındadır ve davranışın asimetrik olduğunu gösterir.



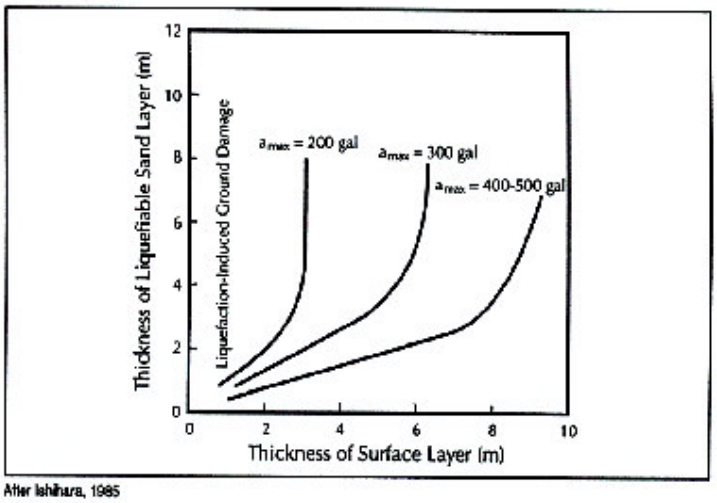
Şekil 12.12: En Büyük Boru Eğilme Şekil Değiştirmesinin Dağılımı

Ishihara ve arkadaşları (1985) ivmelenme ile sıvılaşmamış yüzey katmanı kalınlığı ve sıvılaşmış alt yüzey arasında bir bağıntı vermiş ve şekil 12.14 geçmiş depremlerdeki hasarı göstermiştir. Bu gözlemler, verilen en büyük ivmelenme için ince sıvılaşmamış yüzey katmanının daha ciddi hasar göreceğini gösterir.

Bölge koşullarını ve geçmişteki pek çok depremleri dikkate alarak Youd ve Garris (1995) bir kriter geliştirdi ve Ishihara'nın kriterini doğruladı. Çalışmaları, Ishihara tarafından önerilen sınır kalınlığının yanal yayılmaya hassas olmayan bölgeler için geçerli ama yanal yayılmaya hassas olanlar için geçersiz olduğunu ortaya koydu. **[1]**



Şekil 12.13: En Büyük Boru Eksenel Şekil Değiştirmesinin Dağılımı



Şekil 12.14: Sıvılaşma Hasarının Bölge Belirlemesi İçin Ishihara'nın Önerdiği Sınır Eğrileri

13. DOĞALGAZ HATTI BÜYÜKÇEKMECE GÖL GEÇİŞİ UYGULAMASI

İstanbul ili Büyükçekmece İlçesi Büyükçekmece Gölü ve civarı zemin açısından zayıf karakter taşıdığı bilinmektedir. Gölün her iki yakasında mevcut olan 12 inç (30.5 cm) çaplı çelik doğalgaz hattının birleştirilmesi söz konusu olmuştur. Bu yüzden şekil 13.1'de de görüldüğü üzere zemin incelemesi için SK-1 ve SK-2 sondaj kuyuları açılmıştır.


BÜYÜKÇEKMECE BARAJI
MİMAR SİNAN KÖPRÜSÜ
E - 5 KARAYOLU KÖPRÜSÜ
E - 5 KARAYOLU
SK-1
SK-2
BAÇ-1
BAÇ-2
BL-1
KERVANSARAY SOKAK
YEŞİLKÖY SOKAK
SOKAK
SOKAK

13.1 Zemin Çalışması

Her iki sondaj kuyusundan elde edilen veriler ayrı ayrı değerlendirilmiştir. SK-1 sondajı için 0.0 – 1.5 m arası moloz, kum, çakıl ve kil boyutlu malzemelerinin karışımından oluşan dolgu katmanının; 1.5 – 16.95 m arası siyahımsı ve mavimsi gri renkli, yer yer ince çakıl malzeme içeren gevşek sıkılıkta ince kum katmanının; SK-2 sondajı için ise 0.0 – 0.6 m arası moloz, kum, çakıl ve kil boyutlu malzemelerinin karışımından oluşan dolgu katmanının; 0.6 – 16.95 m arası siyahımsı ve mavimsi gri renkli, yer yer ince çakıl malzeme içeren gevşek sıkılıkta ince kum katmanının varlığı tespit edilmiştir. Her iki kuyudaki yer altı su seviyesinin (YSS) de 1.0 m olduğu görülmüştür.

13.2 Sismik Ölçümler

Şekil 13.1'de görülen BL-1 ölçüm profiline ait olan çalışma sonuçları aşağıdaki tablo 13.1'de verilmiştir.

Tablo 13.1: Büyükçekmece Gölü Dinamik Elastik Parametreleri

Profil	Tabaka	V_p (m/s)	V_s (m/s)	h (m)	d (gr/cm^3)	υ	G (kg/cm^2)	E (kg/cm^2)
BL-1	ı	353	169	4	1.67	0.351	486.68	1315.33
	ıı	529	261	8	1.71	0.339	1185.2	3174.39

Profil	k (kg/cm^2)	T_0 (s)	GK	q_s (kg/cm^2)	q_u (kg/cm^2)
BL-1	1474.442	0.095	2.089	0.67	1.40
	3288.667	0.123	2.027	1.36	2.77

Burada V_p, P dalga hızı; V_s, S dalga hızı; GK hız oranı (V_p/V_S); h, tabaka kalınlığı; d, yoğunluk; T_0, zemin periyodu; υ, poisson oranı; G, kayma modülü; q_s, emniyetli taşıma kapasitesi; E, elastisite modülü; k, bulk modülü; q_u, zemin taşıma gücüdür.

Birinci ve ikinci tabakalara ait toplam kalınlık dikkate alındığında zemin hakim periyodu, T= 0.79 s olarak bulunmuştur.

13.3 Jeoteknik Değerlendirme

Bölge Deprem Yönetmeliği'ne göre 1. derece deprem bölgesidir. Ayrıca sondajlar sırasında alınan örnekler üzerinde yapılan elek analizleri sonucunda aşağıdaki bilgilere ulaşılmıştır:

1. analizde, %40 kum, %60 kil+silt

2. analizde, %8 çakıl, %70 kum, %22 silt+ kil

3. analizde, %2 çakıl, %71 kum, %27 silt+ kil

4. analizde, %7 kum, %93 silt+kil

Zemin katmanları; gevşek killi kum, siltli kum ve kumlu killi silt litolojilerinden oluşmaktadır. Bu litolojiler ilk 8 – 10 m'den sonra orta sıkı zemin durumu kazanmaktadır.

Bu bilgiler ışığında, dinamik yükler altında bu zeminin sıvılaşmaya karşı duyarlı olduğu sonucuna varılmaktadır.

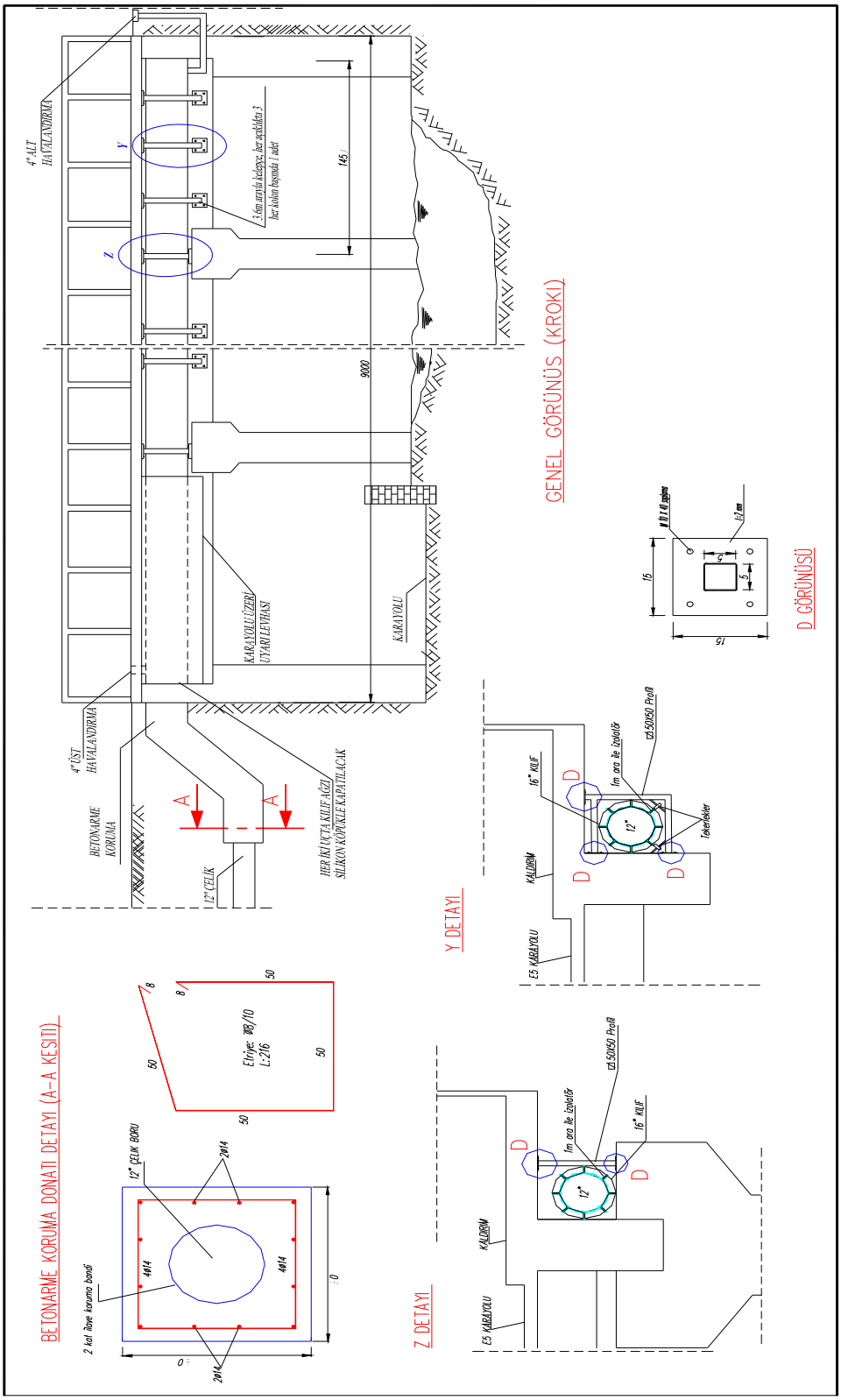
13.4 Teknik Çözüm

Gölün her iki yakasındaki çelik hattı birbirine bağlamak için yönlendirilebilen yatay sondaj ile göl altından geçiş düşünülmüştür. Ancak yaklaşık 20 m derinliğe kadar zeminde sıvılaşma riskinin mevcut olması ve bu derinlikten bu yöntemle geçebilmek için de dalma ve çıkma açılarının bu çaptaki boru için düşük olması nedeniyle geniş bir çalışma alanına ihtiyaç duyulmuştur. Bunun yanı sıra boruya ilave bir toprak yükü de binmiş olacaktır.

Diğer bir alternatif olarak da şekil 13.1'de görülen baraj gövdesinden geçme durumu düşünülmüştür. Ancak ilgili kurumdan (DSİ) alınan izin gereği barajın topuk

kısmından betonarme korumalı geçilebilecek, baraj gövdesinden geçilemeyecektir. Ayrıca savak kısmından geçilirken yine gölün altından geçilmesi gerekmektedir.

Betonarme kazıklar çakıp üzerinden betonarme kirişle geçip boruyu karşı tarafa taşımak da mümkün görünmektedir. Sonuçta İGDAŞ tarafından, yeniden kazık çakmak yerine mevcut olan karayolu köprüsünü kullanmak için gerekli izinleri alıp şekil 13.2'de görüldüğü gibi imalatı yapmaya karar verilmiştir. Bunun yanı sıra sıvılaşma riski olan bölgenin dışına, her iki tarafa otomatik gaz kesme vanaları konulması kararlaştırılmıştır. (Adil Yiğit, İGDAŞ, 2007) **[9]**



Şekil 13.2: Büyükçekmece Göl Geçişi

14. SONUÇLAR

Daha önce de belirtildiği üzere yeraltındaki boru hatlarında sismik hasar, dalga yayılması ve/veya PGD yüzünden olur. Boru hatlarına etkiyen sismik hasarın azaltılması için pek çok metot önerilmiştir. Bu durum yüksek mukavemetli veya aşırı sünek malzemeli borular için de geçerlidir. Dönebilme özelliği olan veya genişleme/büzülme özelliği olan eklem kullanmak, zemin hareketlerinden boru hattını izole etmek, zemin hareketini azaltmak ve önlem alma veya boruları tekrar belirli bir yöne yöneltmek için geliştirilen pek çok metot zemin hareketinden doğacak olan hasarı azaltmak içindir.

Bu bölümde geliştirilen bu tekniklerin ışığında boru hatlarını deprem etkilerinden korumak için hangi koşulda hangi tedbirlerin alınması gerektiği üzerinde durulup en sonunda da iki tane örnek problem çözümü yapılacaktır.

14.1 Güzergah Belirleme Ve Yeniden Konumlandırma

Bu çalışma büyük zemin hareketlerine maruz olan alanlardan kaçınmak içindir. Bu yöntem yeni bir boru hattı için ilk tasarım seviyesinde kullanılabileceği gibi daha önceden yapılmış hatlar için de kullanılabilir. Örneğin Bukovanski ve arkadaşları (1985) toprak kaymasına maruz kalmış 66 cm (26 inç) çaplı doğalgaz boru hattı için yeni bir güzergah tespitinin gerektiğini rapor etmişlerdir. Yaklaşık 365 m (1200 ft) olan hat kabaca bir milyon dolara mal olan bir yeniden konumlandırmaya neden olmuştur. Beklendiği üzere var olan hattın tekrar konumlandırılması servis dışı kalmasına neden olur. Ancak boru hattı içindeki maddenin iletimi kesilmeden yeniden konumlandırma yapabilmek için çok çeşitli teknikler günümüzde mevcuttur. Hot-top bağlantı (canlı bağlantı) tekniği bu duruma bir örnektir.

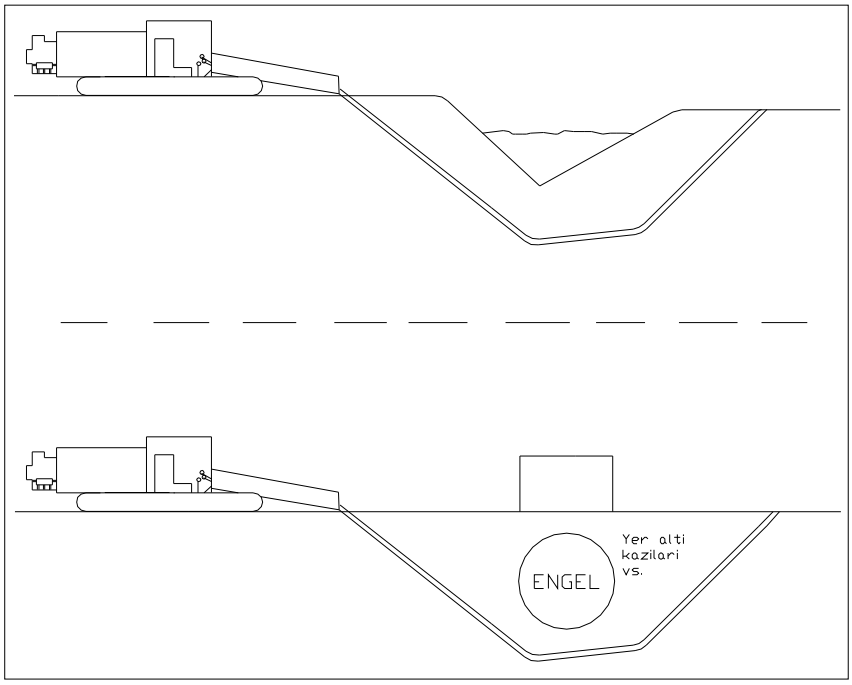
Yeniden konumlandırma tipik olarak sıvılaşmaya hassas olan alanlarda veya toprak kaymasına hassas PGD için daha etkili olur. Bu metot aktif fay hattı durumunda eğer hattın iki ucu aktif fayın aynı tarafında ise kullanılabilir. Yani belli bir hasarlı bölgeden kaçınmak için yeniden konumlandırma daha etkilidir. Bu nedenle güzergah belirleme ve yeniden konumlandırma uygulamaları sismik dalga yayılımı hasarını önlemek için daha az etkilidir. Çünkü bu hasar tipik olarak geniş alanlara yayılır.

Rota belirleme ve yeniden konumlandırma, iletim hatları için uygun bir yöntem ancak dağıtım hatları için uygun bir yöntem değildir. Çünkü iletim hattı için alternatif güzergah tespiti kolaydır. Ancak ihtiyaçları karşılamak için sokaklara döşenmesi gereken doğalgaz, su vb. dağıtım hatları için alternatif güzegah seçimi çoğu zaman imkansızdır.

14.2 Zemin Hareketi Hasarından İzolasyon

Yukarıda belirtildiği üzere rotasını belirleme ve yeniden konumlandırma alternatif güzergah gerektirir. Bu alternatif yerler uygun olmadığında, pratik olmadığında veya maliyet gerektirdiğinde izolasyon teknikleri boru hattının sismik hasarlarını azaltmak için kullanılabilir. Bu durumda boru hatları tehlikeli alanlardan geçer ancak boru hatları büyük zemin etkilerinden izole edilmiş olur. Bu durumun klasik örneği fay geçiş yerlerinde "kale direkleri" tipi zemin üstü desteklerinin Trans-Alaska boru hattındaki yerleşimidir. Bu durum "strike-slip" (yanal atım) fay tipi geçişi için uygundur. Çünkü düşey yönde hareket çok düşüktür. Böylece borular aşırı gerilime maruz bırakılmadan potansiyel fay hareketi ile beraber çalıştırılırlar. Bu metot PGD hasar tipleri için çoğunlukla kullanılabilir. Ancak uygun yerleştirme, boru ile onun uygun destek elemanları arasında düşük sürtünme kayma yüzeyi gerektirir.

Bazı PGD hasarları için yönlendirilebilir yatay delme tekniği toprak kayması ve bununla beraber sıvılaşma hasarından kaçınmak için kullanılabilir. Bu yöntemle sıvılaşma potansiyeli olan katmanın altından, sağlam zeminden yatay yönlendirme tekniğiyle geçilir. Şekil 14.1'de görülen bu durum daha çok sıvılaşmaya hassas nehir geçişlerinde tercih edilir. Fakat bu teknik fay geçişlerinde kullanılamaz. Çünkü fayın altına boru döşemek mümkün değildir.



Şekil 14.1: Yönlendirilebilir Yatay Sondaj (Delme)

Üçüncü bir azaltma yöntemi borunun uygun konumlandırılmasıdır. Böylece potansiyel hasarın önüne geçilir. Bölüm 7 ve 8'de görüldüğü üzere PGD'ye maruz kalmış sürekli borular için potansiyel hasar, zemin hareketinin yönüne dikey yönlendirilmiş boru hattında azalmıştır. Benzer olarak bölüm 9'da fay geçişine maruz kalmış sürekli borunun yönlendirilerek fay hareketi noktasında basınca karşı çekmeye çalışacak şekilde boru hattı yerleştirilir. Teorik olarak en uygun durum boruların fay hattına en doğru açıyla yerleştirilmesidir. Bu durumda β açısının 60^0 olması önerilir.

Parçalı borular için tercih edilen yönlendirme aynıdır. Bölüm 10'da görüldüğü üzere enine (çapraz) PGD, eğer eklemler esnek ise boyuna PGD'ye tercih edilir. Bununla beraber fay hatlarından geçişte açı 90^0'ye yaklaşdıkça özel eklemli geçiş tipinin verimi azalmaktadır.

14.3 Zemin Hareketlerini Azaltma

Bu azaltma teknikleri yanal yayılma için potansiyeli düşüren alan iyileştirmelerinin pek çok tipini içerir. Metotlar; kumun yoğunluğunu ve mukavemetini yükseltir, zemin suyu seviyesini düşürür ve kılcal su basıncını azaltır. Örneğin, Miyajima ve

arkadaşları (1992) maksimum kılcal su basıncını düşürmek amacıyla boru hattı boyunca drenaj sistemi önerdir. Fuji ve arkadaşları (1992) zeminin yoğunluğunu ve mukavemetini artıracak bununla beraber sıvılaşma potansiyelini düşürecek sıkıştırma tekniğini önermişlerdir. Iwatate ve arkadaşları (1988) boru hattının altındaki zeminin suyunu uzaklaştırmak için toprak altından geçen su yolları ile ilgili deneyler yaptılar. En sonunda boru etrafındaki sıvılaşmış zemini sıvılaşma özelliği olmayan çakıl gibi malzemeyle değiştirip potansiyel sıvılaşmayı azaltmaya çalışmışlardır.

Bu zemin (alan) iyileştirme metotları, eğer sıvılaşmış zemin tortusunun uzaysal (mekansal) yayılımı sınırlı ise ve sıvılaşabilen zemin katmanı zemine göreceli olarak yakınsa pratiktir. Tipik toprak kayması için maliyet etkisi ve pratiklik açısından daha az etkilidir. Bu tip iyileştirme çalışmaları eğer dikkatli bir şekilde yapılırsa sistemi servis dışı bırakmaz.

14.4 Yüksek Dayanımlı Malzemeler

Sürekli borular için daha sağlam (yüksek nominal akma değerli) ve daha fazla boru et kalınlığı olan malzemeler kullanılarak sismik performans sonuçları herkesin beklediği üzere arttırılır.

Diğer bir azaltma tercihi ise artan mukavemet-azalan yük yaklaşımıdır. Boyuna PGD tarafından sürekli boruda meydana gelen eksenel şekil değiştirme, boru gömülme parametresinin, β_p, artan fonksiyonudur.

$$\beta_p = \frac{\mu\gamma H}{t} \qquad \textbf{(14.1)}$$

Bundan dolayı eksenel şekil değiştirme oranı; en küçük olabilecek gömme derinliği (H), düşük yoğunluklu dolgu, γ ve/veya zemin-boru arası sürtünme katsayısını, μ, azaltacak bir kaplama kullanılarak azaltılabilir.

14.5 Esnek Malzemeler Ve Eklemler

Uzun zamandan beri tartışıldığı üzere esnek malzemeler gömülmüş boru hattının sismik performansını geliştirmektedir. Şu not edilmelidir ki uzunluk başına MMI seviyesinde daha az tamir edilen sünek demir (DI), polietilen (PE) boru, sonra daha

gevrek malzemler için asbest çimento (AC), dökme demir (CI), beton (Conc), polivinil klorür (PVC)'dür. Pek çok PGD hasarına maruz kalındığı durumda esnek boru malzemeler için, örneğin ark kaynaklı çelik ve sünekleştirilebilir demir boru, iyi sismik performans beklenir. Esnek malzeme için şekil 2.2 dikkate alınabilir.

Isenberg ve Richardson (1989), Ballantyne (1992) ve Wang (1994), PGD hasarına karşı parçalı boru hatları için esnek eklemlerin kullanımını önermiştir. Tablo14.1; Singhal (1984), Isenberg ve Richardson(1989), Akiyoshi ve arkadaşları (1994) tarafından yapılan çalışmalara göre şekil değiştirme kapasitelerini gösterir.

Tablo 14.1: Esnek Eklemlerin Şekil Değiştirme Kapasitesi

	Açılma (cm)	Dönme (derece)	Not
Mekanik Eklem	3	5	
Kilitli Mekanik Eklem	<1	5	Az Genişleme
Sınırlı Mekanik Eklem	5	5	S-Tipi Eklem (Japonya)
Tyton Eklem	3	3-5	Çapa Göre Değişken
Flanş-Kilitli Eklem	3	5	
TR FLEX Teleskopik Kol	2D		D: Çap
Sınırlı Genişleme Eklemi	25	5	
XTRA FLEX Kavrama		20	
Küresel Mafsal		15	

14.6 Örnek Problemler

14.6.1 Sürekli Boru Hattı Sismik Analizi İçin Örnek Problem

Verilen bilgiler:

Boru çapı = D = 0.60 m,

Boru et kalınlığı = t = 0.0064 m,

İç basınç = 75 kg/cm^2,

X-52 çelik boru için akma gerilmesi = σ_y=358 MPa,

Ramberg-Osgood parametreleri n=9, r=10,

Boru üzeri toprak kalınlığı = 1.2 m,

Toprak tipi: Orta derece kumlu toprak,

c=0.3 kg/cm^2,

Ø = 32^0,

k=0.7,

E=$2x10^{11}$ N/m^2,

Etkin toprak birim hacim ağırlığı 18000 N/m^3,

Doymuş toprak birim hacim ağırlığı 19500 N/m^3,

Boru hattı aksına paralel beklenilen zemin hareketi = δ = 1.0 m,

Kalıcı zemin şekil değiştirme (PGD) bölge uzunluğu = L = 100 m,

İşletme şekil değiştirme oranı = 0.0009,

W = 40 m

Hesaplama:

a) PGD etkisi:

i) Boyuna PGD etkisi:

İki durum söz konusu olmaktadır. Birinci durumda; zemin hareketi (δ) büyük ve boruda meydana gelen şekil değiştirme oranı kalıcı zemin şekil değiştirme (PGD) bölgesi uzunluğu tarafından kontrol edilmektedir. Bu durumda 7.3 eşitliğinden hareketle;

$X = L/2 = 100/2 = 50$ m

$\mu = \tan(0.7x32) = 0.412$

$\beta_p = (0.412 \times 18000 \times 1.2) / 0.0064 = 1391074.6$

$\varepsilon = (1391074.6 \times 50 / (2x10^{11})) \times \{1+9 / (1+10) \times [1391074.6x50 / (358x10^6)]^{10}\}$

$= 0.0003$

İkinci durumda ise; kalıcı zemin şekil değiştirme (PGD) bölgesi uzunluğu büyük ve borudaki şekil değiştirme oranı zemin hareketi miktarı tarafından (δ) kontrol edilmektedir. Bu durumda 7.4 eşitliğinden hareketle;

$\delta/2 = 1.0/2 = 0.5 = 1391074.6xL_e^2 /(2x10^{11}))x\{1+[2/(2+10)]x[9/(1+10)]x[1391074.6x L_e / (358x10^6)]^{10}\}$

$X = L_e = 225$ m olarak hesaplanır. Yine 7.3 bağıntısı kullanılarak;

$\varepsilon = (1391074.6 \times 225 / (2x10^{11})) \times \{1+9 / (1+10) \times [1391074.6x225 / (358x10^6)]^{10}\}$

$= 0.0019$

Bu iki durumdan elde edilen şekil değiştirme oranlarından düşük olanı alınır ve toplam çekme şekil değiştirme oranı 0.0003 + 0.0009 = 0.0012 olur ve bu malzeme için izin verilebilen çekme şekil değiştirme oranı 0.03'tür.

Toplam basınç şekil değiştirme oranı ise 0.0003 – 0.0009 = - 0.0006 olur. 5.3 eşitliği dikkate alınarak $\varepsilon_{cr} = 0.175$ (t/R) = 0.175x0.0064/0.3 = 0.00373 olarak bulunur.

Sonuç olarak boru şekil değiştirmesi kritik limitler içinde kalmaktadır.

ii) Çapraz PGD etkisi:

δ_{dizayn}=1.5 δ (1.5 önem katsayısıdır (I_p). Bu katsayı PGD için 1.5, fay hareketi için 2.3, zemin kayması için 2.6, sismik dalga yayılımı için 3.6 olarak alınıp dizayn yapılabilmektedir.)

δ_{dizayn}=1.5 x 1 = 1.5 m

Ayrıca PGD bölgesinde s_u=0 olduğundan p_u değeri sadece 6.6 bağıntısı kullanılarak ve tablo 6.5 yardımıyla N_{qh}= 8.1572 alınarak;

P_u = 8.1572x18000x1.2x0.6 = 105717 N/m olur.

8.6 bağıntısı kullanılarak;

$\varepsilon_b = \pm \pi x0.6x1.5 / 40^2 = \pm 0.001767$ olur ve 8.8 bağıntısı kullanılarak;

$\varepsilon_b = \pm 105717x40^2 / (3x\pi x2x10^{11}x0.0064x0.6^2) = \pm 0.0389$ olur. Bu iki değerden ufak olanı alınır. Yani boru şekil değiştirme oranı ± 0.001767'dir. Basınç şekil değiştirmesi için bu değer ε_{cr} = 0.00373 değerinden küçüktür. Ayrıca bu malzeme için izin verilen çekme şekil değiştirme oranı 0.03 olup hesaplanan değerden büyüktür.

b) Sıvılaşma nedeniyle kaldırma etkisi:

Sıvılaşmaya maruz kalan boru boyu 60 m olarak verilmektedir. γ_{sat}=19500 N/m^3, $\gamma_{content} \cong 0$, γ_{pipe} = 78560 N/m^3 verilmiştir. 8.16 bağıntısı kullanılarak;

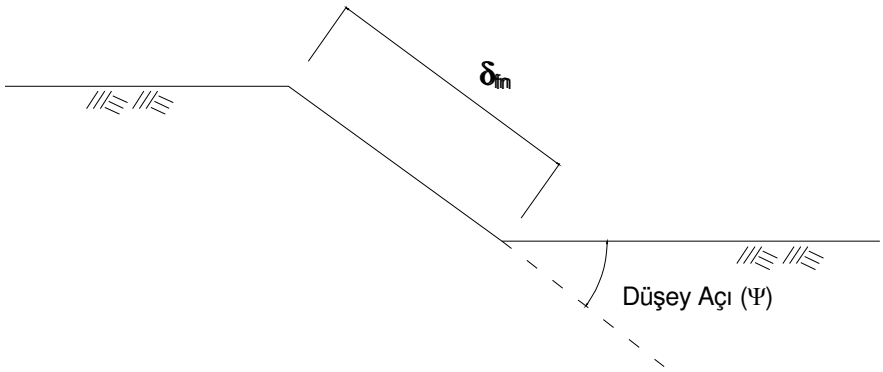
$P_{uplift} = (\pi x0.6^2/4)x(19500-0) - \pi x0.6x0.0064x78560 = 4565$ N/m olur. 8.8 bağıntısından;

$\varepsilon_b = \pm 4565x60^2 / (3x\pi x2x10^{11}x0.0064x0.6^2) = \pm 0.00378$ olarak elde edilir. Çekme şekil değiştirmesi için izin verilen 0.03 değeri elde edilen değerden büyüktür. Ancak basınç şekil değiştirmesi için elde edilen bu değer ε_{cr} = 0.00373 değerinden büyüktür. Bu yüzden kaldırma nedeniyle boruda basınç etkisiyle buruşma olasıdır. Bunu engelleyebilmek için boru et kalınlığı arttırılmalıdır.

c) Fay hattı geçişi etkisi:

ε_y= 0.002 olarak verilmektedir. 6.1 bağıntısında t_u = 68680 N/m olarak hesaplanır. 9.3 bağıntısından;

$L_a = 2x10^{11}x0.002x\pi x0.6x0.0064 / 68680 = 70.2$ m



Şekil 14.2: Yanal Atım Fayda Düşey Deplasman

Burada δ_{fn} = 1.5 m, $\Psi = 35^0$ (şekil 14.2) ve $\beta = 60^0$ verilmiştir. O halde $\delta_f = \delta_{fn} \cos\Psi$ = 1.5xcos35 = 1.23 m'dir. Buradan 9.1 bağıntısı kullanılarak;

ε = 1.23xcos60 / (2x70.2) + (1/2)x[1.23xsin60 / (2x70.2)]^2 = 0.0044 olur.

ε_{dizayn} =2x2.3x0.0044 = 0.0203 olur. Bu borudaki işletme şekil değiştirme oranı 0.0009 idi. O halde toplam şekil değiştirme oranı 0.0212 olur ki bu da izin verilen 0.03 değerinden küçüktür.

d) Sismik dalga yayılımı etkisi:

Burada λ = 1000 m, V_m = 2.268 m/s ve C = 2000 m/s olarak verilmektedir. Öyleyse 4.12 bağıntısından;

ε_g = 2.268 / (2x2000) = 0.00058 olur. t_u = 68680 N/m idi ve 11.15 bağıntısından;

ε_p = 68680x1000 / (4x0.0119x2x10^{11}) = 0.0072 olur. İşletme şekil değiştirme oranı 0.0009 olarak verilmişti. O halde toplam şekil değiştirme oranı 0.00058+0.0009= 0.00148 olur. Sonuçlar değerlendirildiği zaman sismik dalga yayılımı nedeniyle oluşan şekil değiştirme miktarının çok küçük olduğu görülmektedir.

14.6.2 Parçalı Boru Hattı Sismik Analizi İçin Örnek Problem

Yukarıda 14.6.1 başlığıyla verilen örnekteki veriler kullanılarak bu inceleme yapılacaktır.

a) PGD etkisi:

i) Boyuna PGD etkisi:

Önem katsayısı $I_p = 1.35$ alınmaktadır. O zaman $\delta_{dizayn} = 1.35x\delta$ alınır. L_0=6m olarak verilmektedir. İşletme şekil değiştirme oranın nedeniyle oluşan düğüm noktası deplasmanı = 6x0.0009 = 0.0054 cm olur. Toplam deplasman = 135+0.54 = 135.54cm olarak elde edilir. 10.2 bağıntısı kullanılarak;

$\Delta U_{avg} = 2x135.54x6 / 100 \cong 16$ cm

ii) Çapraz PGD etkisi:

$D/\delta_{dizayn} = 0.6/1.35 = 0.444$ olur ki 10.6 bağıntısından;

$\Delta x = \pi^2 x6x1.35^2x2x0.6 / (40^2x1.35) = 0.06$ m olur,

İşletme şekil değiştirme oranın nedeniyle oluşan düğüm noktası deplasmanı = 6x0.0009 = 0.0054 cm idi. Toplam deplasman 6.54 cm olur.

b) Fay hattı geçişi etkisi:

Eksenel deplasman, $\delta_f = \delta_{fn} \cos\Psi \sin\beta = 1.5x\cos35x\sin60 = 1.06$ m olur ve işletme şekil değiştirme oranın nedeniyle oluşan düğüm noktası deplasmanı = 6x0.0009 = 0.0054 cm idi. Toplam deplasman yaklaşık 107 cm olur.

Eğer ek yeri deplasman kapasitesi 20 cm ise 6 adet düğüm noktası bu fay zonunda imal edilip deplasman karşılanabilir.

c) Sismik dalga yayılımı etkisi:

$\varepsilon_g = 0.00058$, işletme şekil değiştirme oranı 0.0009 idi.

Toplam deplasman = 0.00058x600+0.0009x600 ≅ 1 cm olur.

KAYNAKLAR

[1] O'Rourke, M.J.,1999. Response of Buried Pipelines Subject to Earthquake Effects, The Multidisciplinary Center for Eartquake Engineering Research (MCEER), New York

[2] Randall, W. Jibson, Edwin, L. Harp and John, A. Michael. 1998. A Method for Producing Digital Probabilistic Seismic Landslide Hazard Maps: An Example From The Los Angeles, California, Denver Federal Center, Denver, USA

[3] Miles, B. Scott and Keefer, K. David. 2000. Seismic Landslide Hazard For The Cties of Oakland and Piedmont, U.S. Geological Survey, California, USA

[4] Travasarou, T., Bray, J. And Abrahamson, N. 2002. Empirical Attenuation Relationship for Arias Intensıty, University of California, Berkeley, USA

[5] Rauch, F. Alan. 1997. EPOLLS: An Empirical Method for Predicting Surface Displacements Due to Liquefaction-Induced Lateral Spreading in Eartquakes, Virginia Polytechnic Instiute and State University, USA

[6] Bardet, Jean-Pierre, Mace, N. and Tobita, Tetsuo. 1999. Liquefaction – Induced Ground Deformation and Failure, A Report to PEER/PG&E Task 4A-Phase1, University of Southern California, USA

[7] Hashash, Youssef M.A., Schmidt, B. and Yao, Chiang. 2001. Seismic Design and Analysis of Underground Structure, University of Illinois, Urbana, USA

[8] Dash, S.R. and Jain, K.S. 2005. Guidelines for Seismic Design of Buried Pipelines, Indian Institute of Technology, Kanpur, Indian

[9] Yiğit, Adil. 2007. İstanbul Gaz Dağıtım A.Ş. (İGDAŞ) Büyükçekmece Göl Geçişi Proje Çalışması, İstanbul, Türkiye

ÖZGEÇMİŞ

Adil Yiğit 1975 yılında Trabzon ili Of ilçesinde doğdu. 1997 yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği bölümünden mezun oldu. 2003 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Mekaniği programında yüksek lisans eğitimine başladı. Halen İstanbul Gaz Dağıtım A.Ş (İGDAŞ) Etüt Proje Ve Harita Müdürlüğünde uzman sıfatıyla görev yapmaktadır.