T.C.
İSTANBUL ÜNİVERSİTESİ-CERRAHPAŞA
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

SONLU ELEMANLAR METODU FORMÜLASYONUNA DAYALI YER ALTI YAPILARININ DEPREM ANALİZİ

Abdurrahman ÇUKAY

DANIŞMAN
Prof. Dr. Namık Kemal ÖZTORUN

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

İnşaat Mühendisliği Programı

Kasım, 2022

TEZ KABUL VE ONAYI

Abdurrahman ÇUKAY tarafından, **Prof. Dr. Namık Kemal ÖZTORUN** danışmanlığında hazırlanan **"SONLU ELEMANLAR METODU FORMÜLASYONUNA DAYALI YER ALTI YAPILARININ DEPREM ANALİZİ"** başlıklı bu çalışma, jürimiz tarafından **28/11/2022** tarihinde yapılan sınav sonucunda **oy birliği** ile başarılı bulunarak **Yüksek Lisans Tezi** olarak kabul edilmiştir.

Tez Jürisi

		İmza	Sonuç
DANIŞMAN	Prof. Dr. Namık Kemal ÖZTORUN İstanbul Üniversitesi Cerrahpaşa Yapı Anabilim Dalı		☒ Kabul ☐ Ret
ÜYE	Doç. Dr. Turgay ÇOŞGUN İstanbul Üniversitesi Cerrahpaşa Yapı Anabilim Dalı		☒ Kabul ☐ Ret
ÜYE	Doç. Dr. Anıl NİŞ Gelişim Üniversitesi Malzeme Anabilim Dalı		☒ Kabul ☐ Ret

Aileme ithaf ediyorum…

BÜTÇE DESTEKLERİ

SONLU ELEMANLAR METODU FORMÜLASYONUNA DAYALI YER ALTI YAPILARININ DEPREM ANALİZİ

Bu tez çalışması için herhangi bir kurumdan bütçe desteği alınmamıştır.

TEŞEKKÜR

Bu tezi hazırlama sürecimde inşaat mühendisliğinin yanında bilgisayar programcılığı konusunda kattığı bilimsel ve pratik tecrübelerden dolayı danışmanım Prof. Dr. Namık Kemal ÖZTORUN'a teşekkürlerimi sunarım. Yüksek lisans eğitimimin başlangıcından bu tezin tamamlamasına kadar geçen süreçte kendisinin katkılarıyla mühendislik farkındalığının temel gereksinimlerini edinme yolunda önemli bir mesafe katetmiş ve genel mühendislik anlayışındaki teorik eksikleri ve varsayımları görebilecek ve sorgulayabilecek nitelikleri kazanmaya başlamış bulunmaktayım.

Ayrıca bütün eğitim ve öğrenim sürecimdeki her türlü maddi ve manevi katkılarından dolayı biricik aileme teşekkürlerimi sunarım.

Kasım 2022 **Abdurrahman ÇUKAY**

İÇİNDEKİLER

Sayfa No

TEZ KABUL VE ONAYI ..... **ii**
BÜTÇE DESTEKLERİ ..... **iv**
TEŞEKKÜR ..... **v**
İÇİNDEKİLER ..... **vi**
ŞEKİL LİSTESİ ..... **viii**
TABLO LİSTESİ ..... **xii**
SİMGE VE KISALTMA LİSTESİ ..... **xiv**
ÖZET ..... **xvi**
ABSTRACT ..... **xviii**
1. GİRİŞ **1**
1.1. Eksenel Deformasyonlar (Sıkışma ve Açılma/Çekme) 2
1.2. Bükülme Deformasyonları (Boyuna Eğilme) 2
1.3. Ovalleşme Veya Kayma (Ötelenme) Deformasyonları 3
2. KAVRAMSAL ÇERÇEVE **7**
3. YÖNTEM **31**
3.1. TÜNEL YAPIYI OLUŞTURAN DÖRTGEN ELEMANIN TANITIMI 31
3.2. ANALİZ HESAPLAMALARI İLE İLGİLİ GENEL BİLGİLER 36
3.2.1. Uzunluk Değerleri ve Yay Elemanlar 36
3.2.2. Tünelin Sonlu Eleman Modellemesi 37
3.2.3. Tünel Yapıya Etkiyen Yükler 38
3.3. STATİK ANALİZ 42
3.3.1. Statik Yükler 42
3.3.2. KONYAP Statik Analiz Modülünün Makro Akış Şeması 44
3.3.3. Statik Analiz Sonuçları ve Statik Analiz Sonuçlarının Sap 2000 Program Sonuçları İle Karşılaştırılması 45
3.4. DEPREM ANALİZİ 54
3.4.1. Yatay Deplasman Analizi 54
3.4.2. SAP2000 İç Kuvvetlerini Kullanan Deprem Analizi Modülü Akış Şeması 56
3.4.3. Sap2000 Programının Kullanıldığı Yatay Deplasman Analizi Uygulaması 57

3.4.4. KONYAP Yatay Deplasman Analizi Makro Akış Şeması 60
3.4.5. KONYAP Yatay Deplasman Analizi Uygulaması 61
3.4.6. Sınır Şartları Değiştirilmiş Yatay Deplasman Analizi 62
3.5. VERİFİKASYON 68
4. BULGULAR 70
4.1. UYGULAMA 1 70
4.1.1. Statik Analiz Sonuçları 71
4.1.2. Deprem Analizi Sonuçları 74
4.1.3. Sınır Şartları Değiştirilmiş Deprem Analizi Sonuçları 76
4.2. UYGULAMA 2 79
4.2.1. Uygulama 2 Statik Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması 81
4.2.2. Uygulama 2 Deprem Analizi Sonuçlarının Karşılaştırılması 83
4.2.3. Uygulama 2 Sınır Şartları Değiştirilmiş Deprem Analizi Sonuçlarının Karşılaştırılması 86
5. TARTIŞMA 88
5.1. Doğrusal ve Açısal Yer Değiştirme Sonuçlarının İncelenmesi 88
5.2. Maksimum Kesit Tesiri Sonuçlarının Karşılaştırılması 90
6. SONUÇ VE ÖNERİLER 92
KAYNAKLAR 94
İNTİHAL RAPORU İLK SAYFASI 98

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 1.1: 1995 Kobe, Japan depreminde hasar gören Daikai İstasyonu [1]. 1

Şekil 1.2: Eksenel deformasyonlar: a) Deprem dalgasının yapı doğrultusunda ilerlediği durum b) Deprem dalgasının yapının kesiti doğrultusunda ilerlediği durum [2]. 2

Şekil 1.3: Bükülme deformasyonu [2]. 2

Şekil 1.4: Kayma (ötelenme) deformasyonu a) Dairesel kesitli yapı b) Dörtgen kesitli yapı [2]. 3

Şekil 2.1: Prof. Protodiakonov: Kemerlenme sonrası hesaba katılan zemin yükleri bölgeleri. 7

Şekil 2.2: a) Kemerlenme hesabı gerektirmeyen durum b) Kemerlenme hesabı gerektiren durum. .. 8

Şekil 2.3: Serbest zemin deformasyonu için Newmark ve Kausel yöntemi [26, 27]. 9

Şekil 2.4: Serbest zemin deformasyonunun yapıya uygulanması [5]. 10

Şekil 2.5: Δs ötelenme değerinin yapıya uygulanması [2]. 12

Şekil 2.6: Ötelenme oranı ile fleksibilite oranı arasındaki ilişki [2]. 12

Şekil 2.7: Penzien kayma gerilmesi analizi [9]. 13

Şekil 2.8: A. Bobet'e ait dairesel kesitli tünel analiz modeli [7]. 16

Şekil 2.9: A. Bobet radyal deplasman ile rijitlik oranı arasındaki ilişki [7]. 16

Şekil 2.10: A. Bobet deformasyon oranı, fleksibilite oranı ve drenaj durumu arasındaki ilişki [7]. . 18

Şekil 2.11: F_O ile boşluk suyu basıncı ilişkisi a) Kaymaz durum, F_O: 0.3 b) Kaymaz durum F_O: 3.0. 18

Şekil 2.12: F_O ile boşluk suyu basıncı ilişkisi a) Kayar durum, F_O: 0.3 b) Kayar durum F_O: 3.0. 19

Şekil 2.13: A. Bobet, Wang ve Penzien deformasyon oranı ile fleksibilite oranı arasındaki ilişki...19

Şekil 2.14: H. Huo analiz modeli; normal ve kayma gerilmesi dağılımı. 20

Şekil 2.15: H. Huo ve diğerleri; D_O ile R arasındaki ilişki.....21

Şekil 2.16: Poisson oranı, rijitlik oranı ve deformasyon oranı arasındaki ilişki [8]. 21

Şekil 2.17: Wang, Penzien, H. Huo fleksibilite oranı ile deformasyon oranı ilişkisi [8]. 22

Şekil 2.18: Çilingir ve Madabhushi dinamik toprak basıncı-zaman grafiği.....23

Şekil 2.19: Tsinidis ve diğerleri; dinamik santrifüj testi. 24

Şekil 2.20: Tsinidis ve diğerleri; gerilme-gerinme ilişkisi: a) 0.1g pik ivme b) 0.3g pik ivme [31]. 25

Şekil 2.21: Pürüzlü ve pürüzsüz yüzey durumuna göre deformasyon grafiği [31]. 26

Şekil 2.22: Kuru ve doygun zemin durumlarına göre deformasyon grafiği [31]. 26

Şekil 2.23: Guobo ve diğerleri; çalışmada uygulanan 4 farklı analiz modeli.....27

Şekil 2.24: Pik zemin ivmesi ve tünel malzeme durumu ile hasar durumu ilişkisi [37]. 29

Şekil 3.1: Düzlem gerilme elemanı. 31

Şekil 3.2: Genel analiz modeli.....36

Şekil 3.3: Analizde yer alan yay elemanlar ve etki uzunlukları. 37

Şekil 3.4: Aks sayıları belirlenmiş örnek bir analiz modeli. 37

Şekil 3.5: Zemin yükleri ve etki uzunlukları. 38

Şekil 3.6: Hafriyat ve tünel malzemesi nedeniyle oluşan kuvvetlerin hesabı. 39

Şekil 3.7: Tünel malzemesi nedeniyle oluşan düşey kuvvet hesabı. 40

Şekil 3.8: Doğrusal değişen yayılı aktif basınç kuvvetlerinin hesaplanması. 41

Şekil 3.9: Yayılı basınç kuvvetlerinin tekil kuvvetlere dönüştürülmesi.....42

Şekil 3.10: Statik yüklemeler nedeniyler yapıya etkiyen kuvvetler. 43

Şekil 3.11: Statik analiz modülü makro akış şeması. 44

Şekil 3.12: KONYAP ve Sap2000'de statik analizi gerçekleştirilecek model. 45

Şekil 3.13: Statik analizde düğüm noktalarına etkiyen kuvvetler. 46

Şekil 3.14: Doğrusal ve açısal yer değiştirme değerlerinin karşılaştırılacağı noktalar. 46

Şekil 3.15: İç kuvvet ve momentleri incelenecek elemanların numaralandırılması. 47

Şekil 3.16: İç kuvvet ve momentlerin hesaplanmasında pozitif yön kabulu. 49

Şekil 3.17: Analizi gerçekleştirilen 46 ve 184 eleman sayılı kondüvi modelleri. 49

Şekil 3.18: Statik analiz sonucu X yönünde oluşan normal gerilmelerin karşılaştırılması. 50

Şekil 3.19: Statik analiz sonucu Y yönünde oluşan normal gerilmelerin karşılaştırılması. 51

Şekil 3.20: Statik analiz sonucu oluşan kayma gerilmelerinin karşılaştırılması. 52

Şekil 3.21: Sap2000 iç kuvvetlerini kullanan deprem analizi modülü akış şeması 56

Şekil 3.22: Yatay deplasman analizi gerçekleştirilecek farklı ağ (mesh) modelleri. 57

Şekil 3.23: KONYAP yatay deplasman analizi makro akış şeması. 60

Şekil 3.24: Sap2000 yatay deplasman analizi (Farklı sınır şartları altında). 63

Şekil 3.25: Farklı sınır şartları ile altında yatay deplasman analizi. 66

Şekil 3.26: Timoshenko-Goodier [19] ve Öztorun [12]: Düşey yükleme altındaki konsol plak deplasman değerlerinin karşılaştırılması. 68

Şekil 3.27: Kiriş teorisi ve Öztorun [12]: Eğilme momenti altındaki konsol plak gerilme değerlerinin karşılaştırılması. 69

Şekil 3.28: Bilinen kiriş deneklemi ve Öztorun [12]: Eğilme momenti uygulanmış konsol plak deplasman değerlerinin karşılaştırılması. 69

Şekil 4.2: Statik analiz sonucu oluşan doğrusal ve açısal yer değiştirme değerleri. 71

Şekil 4.3: İç kuvvet ve momentleri incelenecek elemanların numaralandırılması. 72

Şekil 4.4: Taban kiriş ve tepe kiriş elemanlarının kesme kuvveti grafiği. 72

Şekil 4.5: Kolon elemanlarda oluşan kesme kuvveti grafiği. 73

Şekil 4.6: Yapının bütün elemanlarına (ambuatmanlar hariç) ait moment grafiği. 73

Şekil 4.7: Yatay deplasman analizi; Sap2000 yapının şekil değiştirilmiş hali. 74

Şekil 4.8: Yatay deplasman analizi; doğrusal ve açısal yer değiştirme değerleri. 74

Şekil 4.9: Yatay deplasman analizi; kolon ve tepe kiriş elemanlarına ait kesme kuvvet grafiği. 75

Şekil 4.10: Yatay deplasman analizi; tepe kiriş elemana ait moment grafiği. 75

Şekil 4.11: Yatay deplasman analizi; kolon elemanlara ait moment grafiği. 76

Şekil 4.12: Farklı sınır şartları altında yatay deplasman analizi; Sap2000 yapının şekil değiştirilmiş hali. 77

Şekil 4.13: Farklı sınır şartları altında yatay deplasman analizi; doğrusal ve açısal yer değiştirme değerleri. 77

Şekil 4.14: Farklı sınır şartları altında yatay deplasman analizi; kolon, tepe ve taban kiriş elemanlarına ait kesme kuvvet grafiği. 78

Şekil 4.15: Farklı sınır şartları altında yatay deplasman analizi; tepe ve taban kiriş elemana ait moment grafiği. 78

Şekil 4.16: Farklı sınır şartları altında yatay deplasman analizi; kolon elemanlara ait moment grafiği. 79

Şekil 4.17: 0.3 m kesit kalınlığındaki 1 numaralı kondüvi modeli. 80

Şekil 4.18: 0.5 m kesit kalınlığındaki 2 numaralı kondüvi modeli. 80

Şekil 4.19: 0.7 m kesit kalınlığındaki 3 numaralı kondüvi modeli. 80

TABLO LİSTESİ

Sayfa No

Tablo 3.1: Ks rijitlik matrisi değerlerine ait denklemler. 32

Tablo 3.2: μs matrisindeki değerlere ait denklemler. 34

Tablo 3.3: KONYAP ve Sap2000 doğrusal ve açısal yer değiştirme değerleri. 47

Tablo 3.4: Statik analiz sonucu elemanlarda oluşan maksimum iç kuvvet ve momentler. 48

Tablo 3.5: Sap2000 yatay deplasman analizinden elden edilen iç kuvvetler. 58

Tablo 3.6: KONYAP yatay deplasman analizinden elde edilen iç kuvvetler. 61

Tablo 3.7: Sap2000 farklı sınır şartları altında yatay deplasman analizi ile oluşan iç kuvvetler. 64

Tablo 3.8: KONYAP farklı sınır şartları altında yatay deplasman analizi ile oluşan iç kuvvetler. 65

Tablo 3.9: Yatay deplasman analizinde maksimum iç kuvvetler. 67

Tablo 4.1: Statik analiz sonucu elemanlarda oluşan mutlak değerce maksimum iç kuvvetler. 72

Tablo 4.2: Yatay deplasman analizi sonucu elemanlarda oluşan mutlak değerce maksimum iç kuvvetler. 76

Tablo 4.3: Farklı sınır şartları altında yatay deplasman analizi sonucu elemanlarda oluşan mutlak değerce maksimum iç kuvvetler. 77

Tablo 4.4: Statik analiz sonucu kondüvilerde oluşan doğrusal ve açısal yer değiştirme değerleri. 81

Tablo 4.5: KONYAP statik analizde kondüvilerde oluşan mutlak değerce maksimum iç kuvvetler. 82

Tablo 4.6: KONYAP yatay deplasman analizinde kondüvilerde oluşan doğrusal ve açısal yer değiştirme değerleri. 84

Tablo 4.7: KONYAP yatay deplasman analizi sonucu kondüvilerde oluşan mutlak değerce maksimum iç kuvvetler. 85

Tablo 4.8: KONYAP farklı sınır şartları altında yatay deplasman analizinde kondüvilerde oluşan doğrusal ve açısal yer değiştirme değerleri. 86

Tablo 4.9: KONYAP farklı sınır şartları altında yatay deplasman analizi sonucu kondüvilerde oluşan mutlak değerce maksimum iç kuvvetler. 87

Tablo 5.1: Uygulama 1'deki analiz sonucu elde edilen doğrusal ve açısal yer değiştirme sonuçlarının karşılaştırılması. 90

Tablo 5.2: Uygulama 1'deki analiz sonucu elde edilen mutlak değerce maksimum iç kuvvetlerin karşılaştırılması. 91

SİMGE VE KISALTMA LİSTESİ

Simgeler	Açıklama
H_T	: Dörtgen veya atnalı geometrili tünel yüksekliği
H_Z	: Dörtgen veya atnalı geometrili tünel üzerindeki zemin yüksekliği
B	: Tünel genişliği
φ	: Zemin içsel sürtünme açısı
L	: Deprem dalga genişliği
D	: Deprem dalga genliği
Φ	: Deprem dalgasının tünel eksenine geliş açısı
Δ_{szd}	: Serbest zemin deformasyonu
Δ_s	: Yer altı yapısında oluşan ötelenme deformasyonu
V_s	: Tünel yüksekliğindeki maksimum S (kayma) dalgası hızı
C_{se}	: Efektif kayma dalgası hızı
ε_{max}	: Tünel yükseklik seviyesindeki birim şekil değiştirme değeridir
K_T	: Tünele ait rijitlik değeri
G	: Zemin kayma modülü
F_O	: Zemin ile yapı arasındaki fleksibilite oranı
v_z	: Zemine ait Poisson oranı
$Ö_O$	: Yapı ile serbest zeminin ötelenme deformasyonu oranıdır
γ_{ff}	: Serbest zemin gerinmesi
τ_{ff}	: Serbest zemin gerinmesi durumundaki kayma gerilmesi
γ_c	: Serbest zemin gerinmesinin kaldırılmasıyla zeminde oluşan gerinme
β	: γ_c/γ_{ff} ötelenme oranı
k_{so}	: Zemin rijitlik katsayısı
k_l	: Penzien kayma analizi, tünel rijitlik değeri (K_T değerinden farklı)
Δ_{is}	: Penzien kayma analizi, zeminin gerçekleştireceği deplasman
Δ_{il}	**:** Penzien kayma analizi, tünel kaplamasının gerçekleştireceği deplasman
k_{si}	: Sisteme ait ikincil rijitlik katsayısı
R	: Tünel ve serbest zemin arasındaki deformasyon oranı
σ'_v	: Düşey doğrultuda efektif zemin gerilmesi

σ'_h : Yatay doğrultuda efektif zemin gerilmesi

u_f : Uzak alan boşluk suyu basıncı

σ_v : Düşey doğrultuda toplam zemin gerilmesi

σ_h : Yatay doğrultuda toplam zemin gerilmesi

P_1 : Tünel yüzeyinde düşey doğrultudaki maksimum normal gerilme

P_2 : Tünel yüzeyinde yatay doğrultudaki maksimum normal gerilme

S : Tünel yüzeyindeki kayma gerilmesi

D_O : Yapının deformasyonu ile serbest zemin deformasyonu oranı

μ : Tünel genişliğinin yüksekliğine oranı

E_S : Yapıya ait elastisite modülü

I_S : Yapı kesitinin atalet momenti

g : Yer çekimi ivme değeri

Ks : Dörtgen eleman rijitlik matrisi

t_s : Dörtgen eleman kalınlık değeri

k_{zemin} : Zemin yatak kat sayısı

γ_{zemin} : Zemin birim hacim ağırlığı

V_{zemin} : Tünel üzerindeki zemin hacmi

γ_{beton} : Beton malzemesi birim hacim ağırlığı

V_{eleman} : Dörtgen eleman hacmi

$V_{kazılanzemin}$: Dörtgen eleman hacmi

K_a : Aktif basınç katsayısı

K_p : Pasif basınç katsayısı

F_{ab} : Aktif basınç kuvveti

F_{pb} : Pasif basınç kuvveti

F_z : Zemin ağırlık kuvveti

F_H : Hafriyat kazısı nedeniyle oluşan kuvvet

Kısaltmalar	**Açıklama**
FEM	: Finite Element Method (Sonlu Elemanlar Metodu)
KONYAP	: Kondüvi Yapısal Analiz Programı
SAP	: Structural Analysis Program (Yapısal Analiz Programı)
PIV	: Particle Image Velocimetry (Parçacık Görüntü Velosimetrisi)

ÖZET

YÜKSEK LİSANS TEZİ

SONLU ELEMANLAR METODU FORMÜLASYONUNA DAYALI YER ALTI YAPILARININ DEPREM ANALİZİ

Abdurrahman ÇUKAY

İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa

Lisansüstü Eğitim Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

İnşaat Mühendisliği Programı

Danışman: Prof. Dr. Namık Kemal ÖZTORUN

Geçmiş yıllarda yer altı yapılarının deprem performansının yüzey yapılara göre daha güvenilir olduğuna dair yaygın bir inanış olsa da özellikle 1999 Kocaeli, 1995 Kobe ve 1999 Taiwan depremleri sonrası yer altı yapılarında gözlemlenen önemli ölçülerdeki hasarlar ve/veya göçmeler bu yapıların da deprem hareketine karşı savunmasız kalabildiğini göstermiştir. Yapılan gözlemlerden sonra yer altı yapılarının deprem analizi gereksinimi daha yoğun hissedilmiş ve bu konu araştırmacıların çalışmalarında daha çok incelenmeye başlamıştır. Tünel ve kondüvi gibi yer altı yapılarının deprem tepkileri incelendiğinde en kritik deformasyonların tünelin kesit düzleminde gerçekleşen kayma deformasyonları olmuştur. Dolayısıyla yapılan çalışmalarda deprem analizleri daha çok tünel kesitinde gerçekleştirilmiş ve nümerik hesaplamalarda yapı, düzlem gerilme veya düzlem gerinme elemanları ile modellenmiştir. Yapılan nümerik çalışmalarda mevcut analiz programları kullanılmış ve bu programların sonlu elemanlar formülasyonunda düzleme dik eksen etrafındaki açısal yer değiştirme bileşeni bazı kabuller yapılarak hesaplanmıştır. Bu çalışmada öncelikle nispeten sığ gömülü dörtgen veya dairesel kesitli yer altı yapıların deprem analizi ile ilgili analitik, nümerik ve deneysel çalışmalar incelenmiştir. Daha sonra söz konusu yapıların statik ve dinamik analizini gerçekleştiren, içerisinde Microsoft Fortran Powerstation derleyicisinin kullanıldığı "KONYAP" (Kondüvi Yapısal Analiz Programı) geliştirilmiştir. Programda Prof. Dr. Namık Kemal Öztorun tarafından geliştirilmiş olan ve birçok programın yanı sıra "TUNAL" programında da kullanılmış olan dörtgen geometrili sonlu eleman formülasyonu kullanılmıştır. Programda kullanılan dörtgen elemanda birçok sonlu eleman programlarında bulunmayan düzleme dik eksen etrafındaki açısal vektörlere karşılık gelen formülasyonlar mevcuttur. Çalışmada

“KONYAP” ile elde edilen statik ve deprem analizi sonuçları Sap2000 program sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma sonucu “KONYAP” ile gerçekleştirilen analizlerde daha az elemanla daha hassas sonuçlar elde edildiği görülmüştür. İncelemelerde deprem analizi sonuçları ile elde edilen gerilmelerin ve iç kuvvetlerin, statik analiz ile elde edilen sonuçlardan çok daha büyük olduğu gözlemlenmiştir.

Kasım 2022 , 117 sayfa.

Anahtar kelimeler: Yer Altı Yapılarının Statik ve Deprem Analizi, Sığ Gömülü Yer Altı Yapıları, Aç-Kapa (Cut and Cover) Tüneller, Tüneller

ABSTRACT

M.Sc. THESIS

EARTHQUAKE ANALYSİS OF UNDERGROUND STRUCTURES BASED ON FİNİTE ELEMENT METHOD FORMULATİON

Abdurrahman ÇUKAY

İstanbul University-Cerrahpaşa

Institute of Graduate Studies

Department of Civil Engineering

Civil Engineering Programme

Supervisor : Prof. Dr. Namık Kemal ÖZTORUN

Although there was a widespread view in the past years that the earthquake performance of underground structures are more reliable than surface structures, significant damages and/or collapses observed in underground structures, especially after the 1999 Kocaeli, 1995 Kobe and 1999 Taiwan earthquakes, have shown that these structures can also be vulnerable to earthquake movements. After the observations, the need for earthquake analysis of underground structures was felt more intensely and this subject started to be examined more in the studies of researchers. When the earthquake responses of underground structures like tunnels or cut and cover tunnels were investigated, the most critical deformations were the racking deformations in the section plane of the tunnel. Therefore, in the studies, earthquake analyzes were mostly carried out in the tunnel section and the structures was modeled with plane stress or plane strain elements in numerical calculations. Existing analysis programs were used in the numerical studies and the angular rotation component perpendicular to the plane was calculated approximately in the finite element formulation of these programs. In this study, initially analytical, numerical and experimental studies on earthquake analysis of relatively shallow buried rectangular or circular section underground structures were investigated. Later in the study, “KONYAP” (Kondüvi Yapısal Analiz Programı - Structural Analysis Program for Cut and Cover Tunnels), which performs the static and earthquake analysis of underground structures and in which Microsoft Fortran Powerstation compiler is used, was developed. In the generated program, the finite element formulation with rectangular geometry developed by Namık Kemal Öztorun and included in the “TUNAL” program as well as in many other

programs was used. In the rectangular element used in the program, there are formulations corresponding to angular vectors perpendicular to the plane, which are not found in many finite element programs. In the study, the results of static and earthquake analysis found with “KONYAP” were compared with the results of the Sap2000 program. As a result of the comparison, it was concluded that more sensitive results were obtained with fewer elements in the analyzes performed with “KONYAP”. It has been observed that the stresses and internal forces obtained with the results of the earthquake analysis are much greater than the results obtained with the static analysis.

November 2022, 117 pages.

Keywords: Static And Earthquake Analysis of Underground Structures, Shallow Buried Underground Structures, Cut And Cover Tunnels, Tunnels

1. GİRİŞ

Yer altı yapıları ulaşım, sığınma, savunma, su iletimi ve depolama gibi geniş kulanım alanına sahip olan, insanlığın bir çok ihtiyacına cevap veren ve diğer yapı türleri arasında önemli bir yere sahip olan yapılardır. Tüneller, metro istasyonları, yer altı su depoları, kondüviler diğer bir adıyla aç kapa tüneller (cut and cover tunnel) yer altı yapılarına örnek olarak gösterilebilecek yapılardır. Doğrudan zeminle etkileşim halinde bulunan yer altı yapılarının analizleri diğer yapı analizlerinden farklı yöntemler gerektirmektedir. Yer altı yapılarının analizlerinin teorik denklemler doğrultusunda emniyetli tarafta kalma bilinciyle ve mühendislik öngörüsü ile gerçekleştirilmesi gerekmektedir ve bu analiz sonucunda yer altı yapıları gerek statik gerekse deprem etkilerini emniyetli olarak karşılayabilecek şekilde tasarlanmalıdır. Yer altı yapıları üst yapılara göre depreme karşı daha az duyarlı olarak bilinmektedir ancak özellikle 1999 Kocaeli, Türkiye, 1995 Kobe, Japan depremlerinde ve diğer depremlerde yer altı yapıları büyük ölçüde hasar görmüştür. (Şekil 1.1)

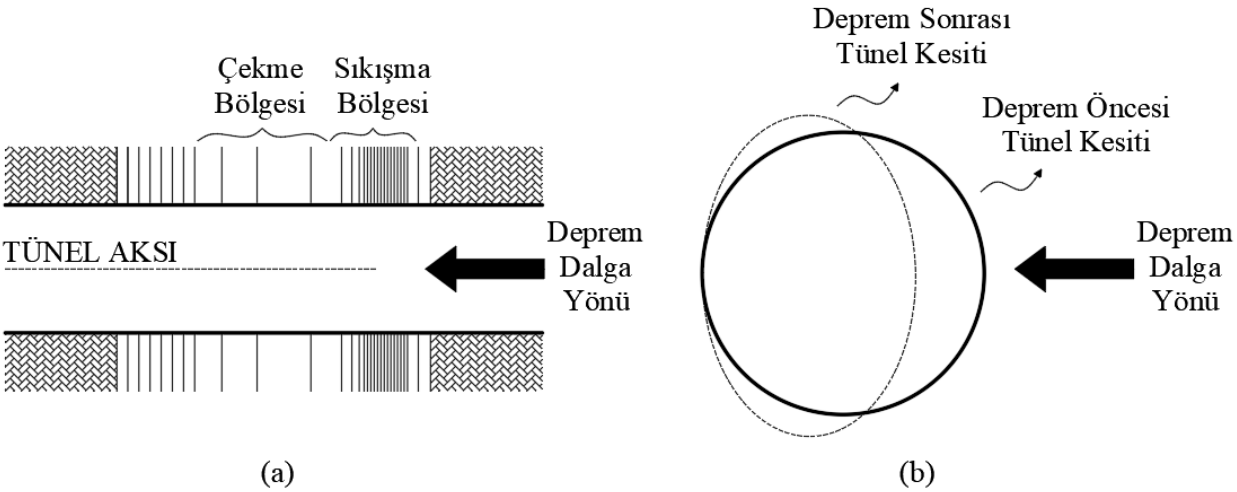


Şekil 1.1: 1995 Kobe, Japan depreminde hasar gören Daikai İstasyonu [1].

Tünel ve kondüvi gibi yer altı yapılarının deprem durumunda yer hareketine karşı şekil değiştirme tepkisi eksenel deformasyon, bükülme deformasyonu ve ovalleşme (kayma) deformasyonu olarak 3 farklı şekilde deprem dalgasının hareketine göre gerçekleşmektedir [2]. Söz konusu deformasyonlar; 1.1, 1.2 ve 1.3 başlıkları altında detaylı olarak açıklanmıştır.

1.1. Eksenel Deformasyonlar (Sıkışma ve Açılma/Çekme)

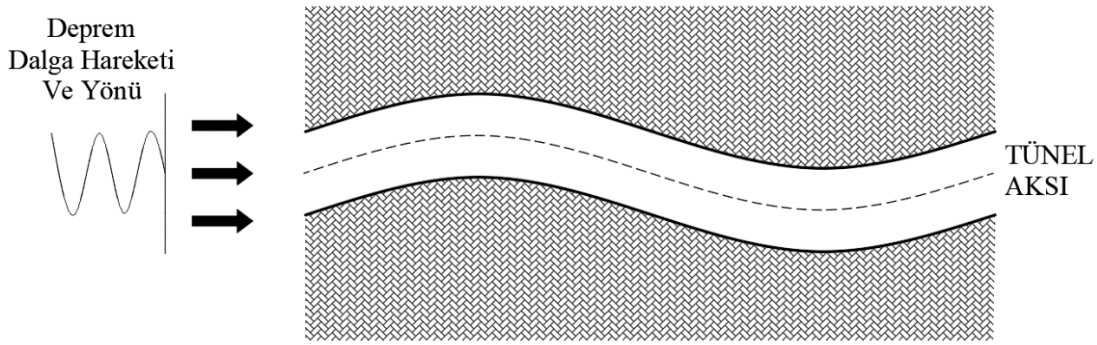
Deprem dalga hareketinin yer altı yapısının boyuna doğrultusunda ilerlediği ve doğrusal hareket ettiği durumda (Şekil 1.2a) veya benzer dalga hareketinin tünel kesitine etkidiği durumda (Şekil 1.2b) oluşabilen deformasyonlardır [2].



Şekil 1.2: Eksenel deformasyonlar: a) Deprem dalgasının yapı doğrultusunda ilerlediği durum b) Deprem dalgasının yapının kesiti doğrultusunda ilerlediği durum [2].

1.2. Bükülme Deformasyonları (Boyuna Eğilme)

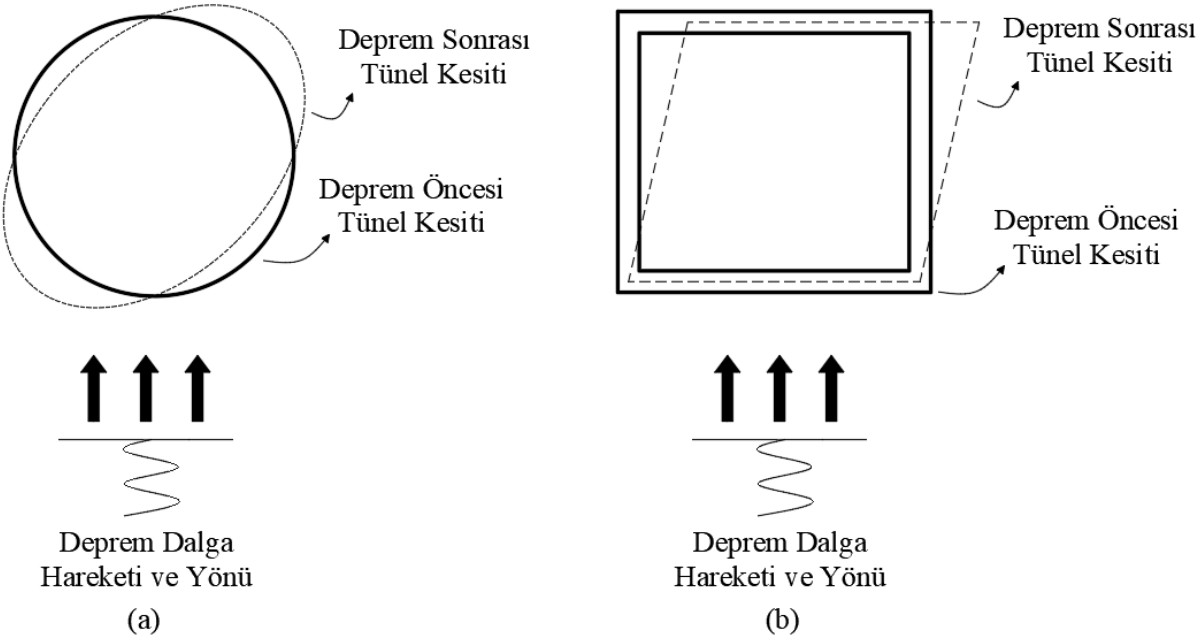
Deprem dalga hareketinin yer altı yapısının boyuna doğrultusunda veya yer altı yapısının uzun doğrultusuna göre diyagonal doğrultuda ilerlediği ancak dalganın yapının uzun doğrultusuna dik yönde hareket ederek (dalgalanarak) ilerlediği durumda oluşabilen deformasyonlardır (Şekil 1.3). Bükülme deformasyonu sonucu tünelde çekme ve basınç deformasyonları oluşmaktadır [2].



Şekil 1.3: Bükülme deformasyonu [2].

1.3. Ovalleşme Veya Kayma (Ötelenme) Deformasyonları

Deprem kayma (kesme) dalgalarının yapının uzun doğrultusuna normal veya normale yakın düzlemde ilerlediği yani dalganın yapının kesit düzlemi ile aynı düzlemde veya kesit düzlemine yakın düzlemde ilerlediği durumda oluşan deformasyonlardır (Şekil 1.4). Bu durumda dairesel kesitli yapılarda ovalleşme, dörtgen kesitli yapılarda ise ötelenme deformasyonları gerçekleşmektedir [2]. Bu tez çalışmasında incelenecek olan deprem tepki hareketi yer altı yapıları için en kritik deformasyon olan ötelenme hareketi olacaktır.



Şekil 1.4: Kayma (ötelenme) deformasyonu a) Dairesel kesitli yapı b) Dörtgen kesitli yapı [2].

Yer altı yapılarının analizleri için tasarımcı ve mühendislere kontrol ve rehberlik sağlayabilecek herhangi bir yönetmelik bulunmamaktadır. Yerli ve yabancı mevcut yönetmelikler bina türü yapılar için geçerli olmaktadır. Yer altı yapılarının statik analizleri için zemin yüklerinin yük katsayıları ile yapıya etkitilmesi uygun sonuçlar elde edilmesini sağlayabilmektedir. Ancak deprem analizleri diğer yapı türlerinden farklı metotlar gerektirmekte ve yapı davranışını etkileyen yeni parametreler söz konusu olmaktadır. Yer altı yapılarının analizleri ile ilgili analiz modelinin simüle edildiği santrifüj testi, sarsma tablası testi ve nümerik simülasyon gibi deneysel veya modelleme bazlı birçok çalışma ve analitik çözümlemeler günümüz literatüründe mevcut bulunmaktadır. Yapılan çalışmalarda analizler ile ilgili bazı değişken özellikler görülebilmektedir. Örneğin tünel enkesitinin modellenmesinde farklı formülasyonlara sahip düzlem gerilme/gerinme elemanları kullanılabilmektedir. Bazı analizlerde tünel enkesitindeki düzlem elemanları tek boyutlu kiriş elemanlar ile

modellenebilmekte veya yer altı yapılarının deprem analizinde çerçeve analizi uygulanabilmektedir. Farklılık gösteren başka bir özellik ise yapının geometrisidir. Kapalı kondüvi ve tünel gibi yer altı yapılarının analizleri genellikle at-nalı, çembersel, dörtgen enkesit geometrili düzlemsel yapılar olarak ve düzlem gerilme formülasyonları kullanılarak gerçekleştirilebilir. Su, doğal gaz, elektrik hatları gibi sistemler için inşa edilen veya derin konumlandırılmış yer altı yapıları için silindirik kesit daha yaygın iken sığ tüneller için dörtgen kesit daha yaygın olmaktadır. Çalışmalarda modelleme ile ilgi parametreler de farklılık göstermektedir. Yazarlar zemini uygun sonlu eleman türleri kullanarak (üçgen, dörtgen düzlem gerilme elemanları) tanımlayabilmektedirler, öte yandan zeminin davranışına uygun olarak belirlenen yay rijitliklerini kullanılarak zemin modellemesinin oluşturulduğu çalışmalar da olmuştur. Çalışmalar, uygun yay modellemesi gerçekleştirildiğinde zemin davranışının yay elemanları ile temsil edilmesinin uygun sonuçlar verdiğini göstermektedir [3].

Yer altı yapılarının analiz sonuçlarını önemli ölçüde etkileyen en önemli parametrelerden biri de dinamik analizinin uygulandığı yöntemdir. Çalışmalarda dinamik analizi, itme analiz (pushover anlysis diğer bir adıyla sözde statik analiz) ile veya zaman tanım alanında analiz ile gerçekleştirilebilmektedir. Bir itme analizi türü sayılabilecek olan serbest zemin deformasyonu analizinde deprem nedeniyle oluşan zemin deplasmanı tahmin edilir ve bu deplasman belirli bir nokta veya noktalardan yapıya etkitilir. Bu şekilde gerçekleştirilen deprem analizinde zemin ile yapı arasındaki etkileşim hesaba dahil edilmemektedir [2]. Yer altı yapıları için serbest zemin deformasyonu analizi kaya türü rijit zeminlerde, düşük zemin deplasmanlarının beklendiği durumlarda veya düşük rijitlikli (fleksibl) yer altı yapılarının analizinde deprem analizi olarak uygulanabilmektedir. Diğer itme analizi türlerinde ise yapıya etkitilecek olan deplasman veya gerinme, yapı-zemin rijitlik oranına bağlı olarak deprem yer hareketine göre belirlenir. Bulunan deplasman belirli bir nokta veya noktalardan yapıya etkitilir veya bu yer hareketi ile aynı deplasmanı gerçekleştirecek olan kuvvetin yapıya etkitilmesiyle deprem analizi gerçekleştirilmiş olur. İtme analizinde zemin ile yapı arasındaki etkileşim, sınır koşullarına göre mesnet durumlarının değiştirilmesiyle de hesaba dahil edilebilmektedir. Yer altı yapıları için sözde statik analizinin kuvvet yerine deplasman veya deformasyon bazlı uygulanması daha uygun olmaktadır. Çünkü yer altı yapılarının sismik tepkisi deplasman/deformasyon odaklı deprem hareketine daha duyarlıdır [4, 5]. Dinamik analizde ise yapı, deplasmanların ve/veya kuvvetlerin belirli zaman aralığındaki değişimi göz ardı edilmeden incelenmektedir. Bu tür analizlerde eylemsizlik kuvvetleri işleme dahil edilir ve

deprem analizi tepki spektrumlarına göre yani zaman tanım alanında hesap analizi ile gerçekleştirilir.

Deprem analizinin uygulanması yöntemleri olan bu metotlar arasındaki farklar çalışmalarda incelenen önemli paramtreleri oluşturmaktadır. Geçmişten günümüze yer altı yapılarının ötelenme deformasyonu için çeşitli analitik çözümlemeler sunulmuş ve yazarlar sonuçlarını nümerik çalışmalar ile doğrulamışlardır [6, 7, 8, 9]. Yapılan çalışmalar, yapı tek katlı bir yapı olduğunda itme analizi ile dinamik analizin yaklaşık olarak aynı sonuçları verdiğini ortaya koymuştur [4, 6, 10, 11]. Bugüne kadar yapılan analiz çalışmalarının içerisinde sonlu elemanlar yöntemi temel alınarak yapılan çalışmalar büyük çoğunluğu oluşturmaktadır. Le Chen 1995 yılında sığ gömülü bir kondüviyi zemin türlerindeki çeşitlilik, yer altı su seviyesi ve nonlineer davranış gibi parametreler eşliğinde sonlu elemanlar yöntemiyle modellemiş ve deplasman, hız ve ivmelerin zaman tanım alanında analizini nümerik integrasyon yönemi olan Newmark metodu ile gerçekleştirmiştir [12].

Le Chen çalışmasında yapı ile birlikte zemini de sonlu elemanlar ile modellemiş ve yapı zemin etkileşimini yapı ile ile zemin elemanlarının ortak noktalarında uygulamıştır. Yapılan başka bir çalşımada ise bir Aç Kapa Tünel (Cut and Cover Tunnel) kiriş elemanlarla oluşturulan çerçeve sistem ile modellendirilmiştir. Sap2000 sonlu eleman analiz programının kullanıldığı bu çalışmada farklı kayma dalga hızlarına sahip zeminlerde itme analizi gerçekleştirilmiştir [13]. Yazar çalışmasında programın kesit tanımlamasında nonlineer materyal özellikleri kullanarak nonlineer analiz uygulamış ve plastik mafsal oluşumunu inceleyerek hasar analizi gerçekleştirmiştir. Analiz ettiği yapıları düşey doğrultuda tek katlı; yatay doğrultuda tekli, ikili ve üçlü aç kapa tüneller olarak belirlemiştir. Başka bir çalışmada ise yazarlar bir kutu menfez yapısı (Road Box Culverts) üzerinde deprem analizlerini itme analiz yöntemi ile gerçekleştirmiş ve sonuçları deneysel çalışmalar ile karşılaştırmışlardır [14]. Bu çalışmada deneysel analiz sonuçlarını santrifüj testi ile elde etmişlerdir. Analizler sonucunda yapının kesme deformasyonu ile yapıyı çevreleyen zemin rijitliği arasında bir korelasyon olduğu görülmüştür. Yer altı yapılarının bu özellikleri nedeniyle yapılan çalışmalarda ortak odak noktası tünel yapılarının rijitlikleri ile zemin rijitliklerinin oranı olmuştur [2, 6, 15]. Bu oranı oluşturan denklemler çalışmalarda doğrudan tünel yapılarının rijitliği ile zeminin rijitlik oranı olabilmekle birlikte tünelin genişlik ve yükselik değerlerini de içerebilmektedir. Söz konusu oran tünel-zemin davranışını etkileyen en önemli parametrelerden birisi olmaktadır. Literatürdeki çalışmaların sonlu elemanlar modelinde düzlem gerilme veya düzlem

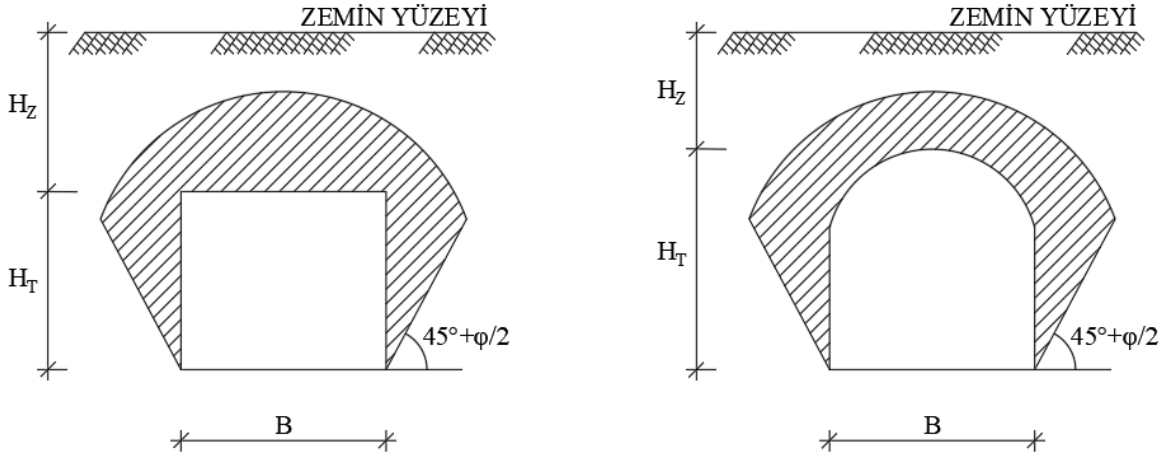
deformasyon elemanları kullanılmaktadır. Ancak bu elemanların düzleme dik doğrultudaki rijitlik davranışı varsayımsal olarak hesaplanmakta ve gerçeği yansıtmamaktadır. Analizlerde ortaya çıkan bu eksiklik yer altı yapılarında ve diğer yapı türlerinde emniyetli tarafta kalınıp kalınmadığı ile ilgli bir araştırma gereksinimine neden olmaktadır.

Bu çalışmada literatürdeki çalışmalardan farklı olarak bu gereksinimin giderilmesi amacıyla içerisinde Hermitian polinomlarının yer aldığı, Namık Kemal Öztorun tarafından geliştirilen ve "TUNAL" programında kullanılan yeni bir sonlu eleman formülasyonu kullanılmıştır [16, 17, 18]. Çalışmada formülasyonun hem deplasman hem de gerilme doğruluğu S.Timoshenko [19] çözümü ile test edilmiştir. Daha sonra analizi gerçekleştirmek için bu formülasyon kullanılarak dörtgen elemanlardan oluşan yer altı yapılarını analiz eden genel bir bilgisayar programı KONYAP (Kondüvi Yapısal Analiz Programı) oluşturulmuştur.

Bir derleyici bilgisayar programlama dili olan Microsoft Fortran Powerstation [20] ile oluşturulan KONYAP statik analiz ve deprem analiz olmak üzere iki farklı alt modülden oluşmaktadır. Programın analiz yönteminde zemin, yay elemanlar ile modellenmiştir. Modellenen yay elemanlarının özellikleri zemin davranışını uygun bir doğrulukta yansıtacak şekilde zemin özelliklerine göre belirlenmiştir. Analiz sonucunda dörtgen elemanların köşe düğüm noktalarında ve eleman orta noktalarında deformasyon ve gerilme değerleri elde edilmiştir. Çalışmada yapıların mesh modellemesinin sıklığının ve kesit boyutlarının iç kuvvetlere olan etkisi incelenmiştir. Statik yükelemeler ve deprem etkileri altında yapı elemanlarında oluşan iç kuvvetlerin grafikleri araştırılmıştır. Sonuçlar, Sap2000 [21] program sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

2. KAVRAMSAL ÇERÇEVE

Kullanım amaçlarının ve yapı çevre koşullarının çeşitliliğinden dolayı yer altı yapıları, tasarımcıların farklı analiz kriterlerini hesaba katmasını gerektirmektedir. Analizlerdeki bu kriterlerin en belirgin olanlarından bir tanesi kemerlenme hesabıdır. Kemerlenme, kazı sonrası zeminde oluşan boş alanın çevresindeki zeminin, zemin özelliğine göre tamamının veya belirli bir bölgesinin iç kuvvetlerinin kendi kendini dengelemesi durumudur. Kemerlenme hesabı için günümüz literatüründe teorik ve deneysel çeşitli çalışmalar mevcut bulunmaktadır. Rusya'da mevcut yer altı yapılarının tasarımında esas alınmış Prof. Protodiakonov'un teorisi (1925) bu çalışmaların ilkini oluşturmaktadır [22]. Aşağıdaki Şekil 2.1'de kemerlenme sonrası zemin yüklerinin hesaba dahil edildiği bölgeler taralı olarak ifade edilmiştir.



Şekil 2.1: Prof. Protodiakonov: Kemerlenme sonrası hesaba katılan zemin yükleri bölgeleri.

Prof. Protodiakonov'un teorisine göre zemin içsel sürtünme açısı φ'nin 40°'den küçük olması ve tünelin en alt noktası ile zemin yüzeyi arasındaki yükseklik $H_T + H_Z$ değerinin aşağıdaki Denklem 2.1'i sağlaması durumunda kemerlenme analizi hesaba dahil edilmemekte ve yapı üzerindeki zeminin tamamı düşey yük hesabına dahil edilmektedir.

$$H_T + H_z < 2.5 \times \left[B + 2 \times H_T \times \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)\right] \quad (2.1)$$

Bu teoriden farklı olarak Kommerell teorisi, Ritter teorisi, Terzaghi teorisi ve Bierbaumer teorisi kemerlenme hesaplarında kullanılabilecek günümüz literatüründe mevcut

çalışmalardır. Kemerlenme hesabının uygulanabilirliği ile ilgli pratik bir yaklaşım olarak tünel dış yüzeylerinden itibaren tünel genişliği ile tünel yüksekliğinin toplamının 1.5 katının tünel üzerindeki zemin yüksekliğinden büyük olması durumu incelenebilmektedir. Bu durumun sağlanması söz konusu olduğunda kemerlenme analizi hesaba dahil edilebilmektedir. Kondüvi türü yapılar üzerindeki zemin yüksekliğinin çok fazla olmaması ve genelde gevşek zemin türleri içerisinde yer alması nedeniyle analizlerinde yapı üzerindeki zeminin tamamı düşey ve yatay yük hesabına dahil edilmektedir. Aşağıdaki Şekil 2.2'de kemerlenme hesabının gerektirmeyen bir aç kapa tüneli (Şekil 2.2a) ve kemerlenme hesabı gerektiren tünel yapısı (Şekil 2.2b) belirtilmiştir.



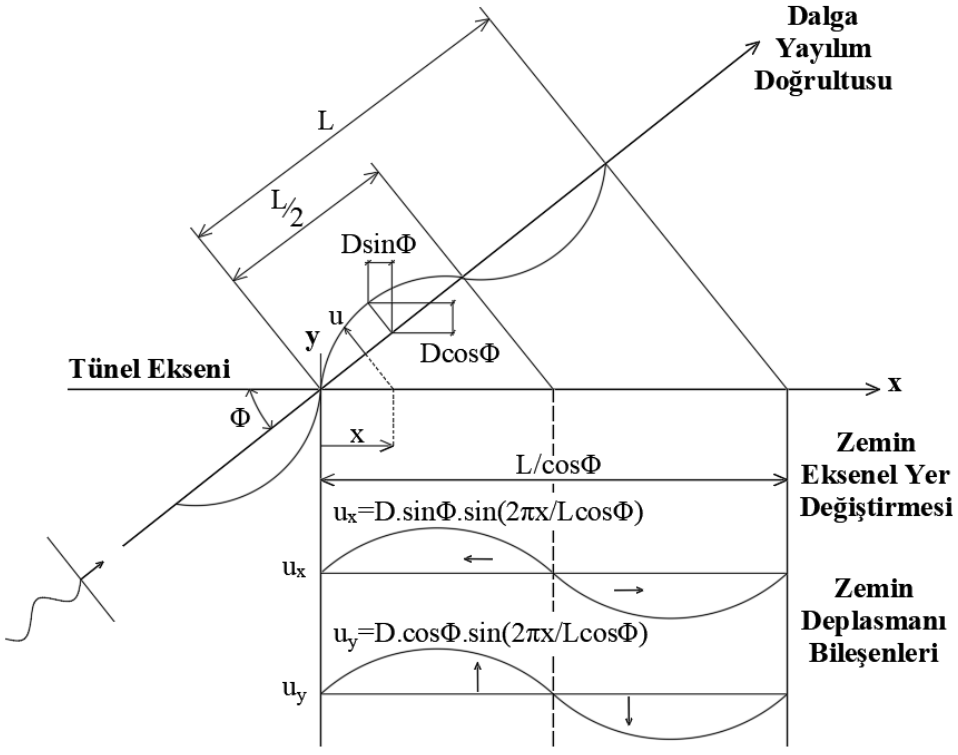
Şekil 2.2: a) Kemerlenme hesabı gerektirmeyen durum b) Kemerlenme hesabı gerektiren durum.

Üst yapıların deprem hareketine karşı tepki hareketleri yapı elemanlarının eylemsizlik-atalet kuvvetleri ile doğrudan ilişkilidir. Ancak yer altı yapıları herhangi bir deprem hareketi altında üst yapılar gibi bağımsız hareket edememektedir. Yer altı yapılarının hareketleri zemin tarafından belirli ölçülerde sınırlandırılmaktadır. Yer altı yapılarının deprem analizi dinamik analiz ile veya sözde statik analiz ile gerçekleştirilebilmektedir. Dinamik analizde söz konusu atalet kuvvetleri ihmal edilmemekte ve sonlu elemanlar veya sonlu farklar yöntemiyle analiz gerçekleştirilmektedir. Dinamik analizde deprem yüklemesi zaman tanım alanında analiz ile uygulanmaktadır. Sözde statik analizde ise atalet kuvvetleri ihmal edilmekte ve deprem yüklemesi statik kuvvet, uzak alan kayma gerilmesi, gerinme veya deplasman olarak uygulanmaktdır. Hendron ve Fernández (1983), Merritt (1985), Monsees ve Merritt (1988) çalışmalarıyla deprem pik dalga hızının genişliğinin tünel açıklığının sekiz katından büyük olduğu durumda dinamik büyütmenin gerilme dalgasına etkisinin ihmal edilebilir ölçüde olduğunu ortaya koymuşlardır. Bu durum yer altı yapısının deprem kayağından uzak olduğu

durumda gerçekleşmektedir. Söz konusu durum altında dinamik yükleme sözde statik yükleme ile uygulanabilir olmaktadır [23, 24, 25].

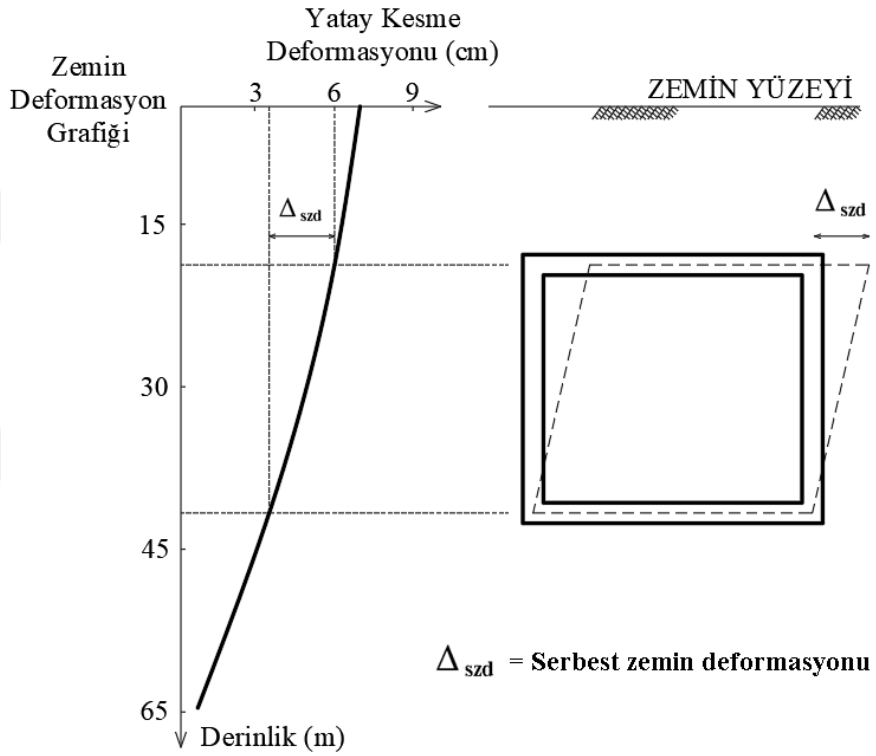
Yer altı yapılarının deprem analizinde serbest zemin deformasyon bileşenlerinin elde edilmesi önemli adımlardan bir tanesidir. Zemin yapı etkileşimi ihmal edilse bile deformasyon bileşenlerinin gerçeğe en yakın çözümü, 3 boyutlu dinamik analizi gerektirmektedir. Ancak bu çözüm pratik olmamaktadır. Buna karşın bir deprem dalgasına maruz zeminin serbest alan deformasyonlarının pratik hesabı için Newmark (1968) ve Kuesel (1969) bazı kabuller önererek bir yöntem sunmuşlardır [2, 26, 27]. Bu yöntem deprem dalgasının harmonik olduğunu ve yapı eksenine belirli bir açı ile ulaştığını; zeminin ise homojen, izotropik ve elastik olduğunu varsaymaktadır. (Şekil 2.3)

Şekil 2.3'te deprem dalgası sinüzodialdir ve L deprem dalga genişliği, D ise deprem dalga genliğidir. Φ deprem dalgasını tünel eksenine geliş açısıdır. Deprem dalgasının hangi açı ile tünel kesitinden geçebileceğini belirlemek zordur. Bu yüzden emniyetli tarafta kalınması için en yüksek genliği oluşturan Φ açısının esas alınması gerekmektedir. Bu yöntem dışında deprem hareketi altında maximum serbest zemin deformasyonları, zemin tepki analizleri ile de belirlenebilmektedir.



Şekil 2.3: Serbest zemin deformasyonu için Newmark ve Kausel yöntemi [26, 27].

Serbest zemin deformasyonları bulunduktan sonra dörtgen kesitli yer altı yapılarının ötelenme hesaplaması gerçekleşterilebilir. Bu aşamada bulunan yatay yöndeki serbest zemin deformasyonu yapıya uygulanır. (Şekil 2.4) Ancak bu yöntemde zemin ile yapı arasındaki etkileşim ihmal edilmiş olur. Bu şekilde bir deprem analizi zemin rijitliğinin yüksek veya yapının oldukça fleksibl olduğu durumda gerçekleştirilebilir. Bu yöntem yumuşak zemin ve/veya rijit yapı durumlarımda gereğinden fazla emniyetli tarafta kalmaktadır, dolayısıyla bu yöntemin tasarımı ekonomik olmaktan çıkmaktadır. Bu analizde yapının, zeminin serbest alan deformasyonu değerlerine tamamen uyacağı kabul edilir.



Şekil 2.4: Serbest zemin deformasyonunun yapıya uygulanması [5].

J-N. Wang serbest zemin deformasyonu nedeniyle dörtgen kesitli yer altı yapılarında oluşan deformasyon miktarı Δ_s'nin yapı-zemin etkileşimini göz önüne alarak hesaplanması için aşağıdaki analitik yöntemi sunmuştur [5]:

ε_{max} = Düşey doğrultuda yayılan kayma dalgasına maruz yer altı yapısına ait tünel yükseklik seviyesindeki birim şekil değiştirme değeridir ve Şekil 2.3'teki Newmark (1968) ve Kuesel (1969) yöntemleri ile Φ=90° için elde edilmektedir ;

V_s = Tünel yüksekliğindeki maksimum S (kayma) dalgası hızı,

C_{se} = Efektif kayma dalgası hızı,

$$\varepsilon_{max} = \frac{V_s}{C_{se}} \quad (2.2)$$

Δ_{szd} = Serbest zemin deformasyonu,

H_T, B = Tünel yüksekliği ve genişliği,

$$\Delta_{szd} = H_T \times \varepsilon_{max} \quad (2.3)$$

K_T = Tünele ait rijitlik değeridir ve üst köşe noktasından yatay yüklemeye maruz çerçeve tünel'in uygulanan kuvvet ile yatay deplasman oranıdır. Bu analizde çerçeve sistem taban köşe noktalardan yatay ve düşey yönde tutulu açısal yer değiştirmeye karşı serbesttir.

G = Zemin kayma modülü,

F_O = Fleksibilite oranı; zeminin göreli yatay ötelenme rijitliğinin yapının yatay ötelenme rijitliğine oranıdır,

$$F_O = \frac{G}{K_T} \times \frac{B}{H_T} \quad (2.4)$$

v_z = Zemine ait Poisson oranı,

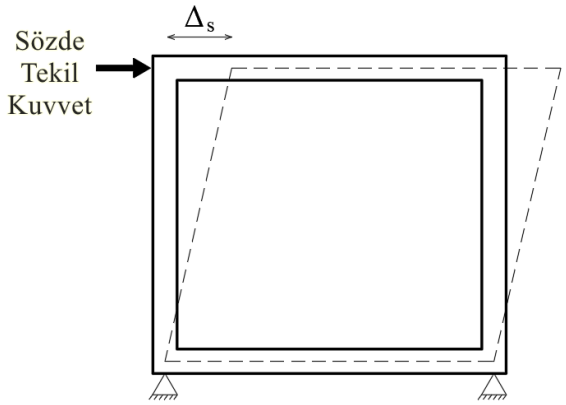
$Ö_O$ = F_O değerinin esas alınarak bulunduğu ötelenme oranıdır, yapının ötelenme deformasyonunun serbest zeminin ötelenme deformasyonuna oranıdır.

$$Ö_O = \frac{4\times(1-v_z)}{\left\{\left[\frac{(3-4\times v_z)}{F_O}\right]+1\right\}} \quad (2.5)$$

Δ_s = Yapıda oluşan ötelenme deformasyonu,

$$\Delta_s = F_O \times \Delta_{szd} \quad (2.6)$$

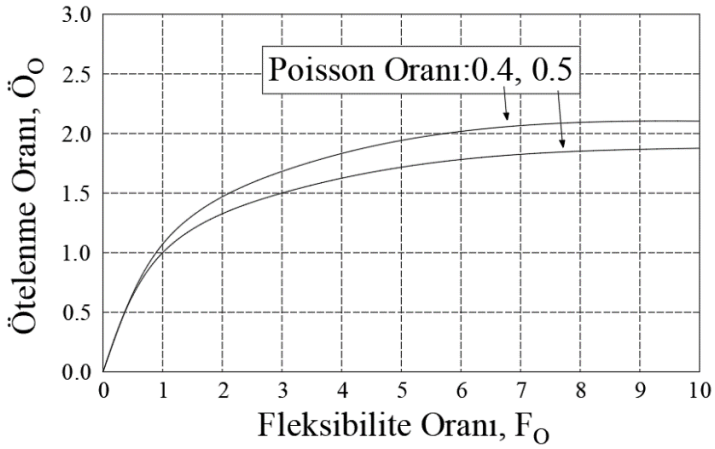
Δ_s ötelenme değeri bulunduktan sonra bu değer yapıya etkitilerek sözde statik analiz ile yatay ötelenme analizi gerçekleştirilebilmektedir [5] (Şekil 2.5).



Şekil 2.5: Δ_s ötelenme değerinin yapıya uygulanması [2].

J. Wang, fleksibilite oranı F_O ile öteleme oranı $Ö_O$ arasındaki ilişkiyi araştırmak amacıyla yatay doğrultuda ve düşey doğrultuda tekil ve ikili dikdörtgen ve kare kesitli çeşitli geometrik özelliklere sahip yer altı yapılarının farklı zemin ve malzeme özelliklerine göre dinamik sonlu elemanlar analizini gerçekleştirmiştir. (Şekil 2.6)

Yazar araştırmasında dinamik sonlu elemanlar analizini FLUSH (1975) isimli analiz programını kullanarak gerçekleştirmiştir. Bu analizinde zemini modellemede düzlem gerinme elemanı kullanmıştır ve 36 farklı dinamik analizi iki farklı karakteristik özelliklere sahip deprem yer hareketi kaydını kullanarak gerçekleştirmiştir.



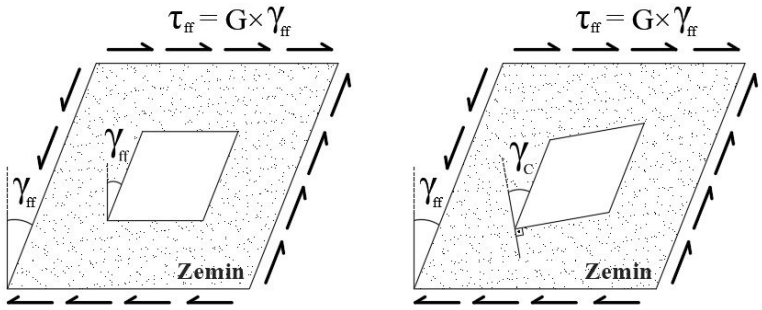
Şekil 2.6: Ötelenme oranı ile fleksibilite oranı arasındaki ilişki [2].

Grafikte fleksibilite oranı F_O değerinin 1 olması durumunda yapı ile zemin rijitliği eşit olmakta ve dolayısıyla ötelenme oranı $Ö_O$ değeri 1 olmaktadır. F_O değerinin sıfıra yaklaşması durumunda ise teorik olarak yapı rijitliğinin sonsuza yaklaştığı durum söz konusu olmakta ve $Ö_O$ değeri yapının hiç öteleme deformasyonu yapmayacağı anlamına gelen sıfıra

yaklaşmaktadır. F_O değerinin 1'den büyük olması durumunda ise yapı zeminden daha esnek olmakta ve yapının ötelenme deformasyonu serbest zemin deformasyonundan büyük olmaktadır. Yapının zeminden daha büyük deformasyon gerçekleştirmesi deprem kaynaklı bir büyütme etkisi değildir. Bu durumda yapının olduğu bölge içerisindeki boşluktan ötürü yapının ötelenme deformasyonu serbest zemin deformasyonundan büyük olmaktadır [5].

J. Wang'ın araştırma sonuçları incelendiğinde yer altı yapılarının ötelenme deformasyonun önemli ölçüde yapı ile zeminin rijitlik oranına bağlı olduğu görülmektedir. Yapının daha az rijit olduğu durumlarda ötelenme deformasyonları serbest zemininkinden daha yüksek olmakta ve yapının daha rijit olduğu durumda ise yapı, zemin deformasyonuna direnmekte ve serbest zemin deformasyonuna göre daha az ötlenme deformasyonu gerçekleştirmektedir [5].

Joseph Penzien, J. Wang gibi dairesel ve dörtgen kesitli tüneller için analitik bir çözüm geliştirmiştir [9]. Joseph Penzien'in çalışmasında geliştirdiği formülasyon, homojen ve üniform gerinmeye maruz elastik zemin varsayımını içerimektedir. Çalışmada zemin ile yapı arasındaki normal gerilmeler yapının öteleme deformasyonu üzerinde ikincil etkiye sahip olduğu için ihmal edilmiştir. Penzien deprem analizini, sistemin sınırlarını oluşturan zemin kenarlarına ve tünel kaplamasına üniform kayma gerinmesi γ_{ff} uygulayarak gerçekleştirmiştir. γ_{ff} serbest zemin gerinmesini (free field strain) temsil etmekte ve τ_{ff} ise bu gerinmeye karşılık gelen kayma gerilmesini temsil etmektedir. (Şekil 2.7) γ_c tünel kaplamasına uygulanan γ_{ff} kayma gerinmesinin kaldırılmasıyla oluşan gerinmeyi, G ise zemin kayma modülünü ifade etmektedir.



Şekil 2.7: Penzien kayma gerilmesi analizi [9].

γ_c/γ_{ff} ötelenme oranı olup β olarak ifade edilmekte ve dairesel kesitli tüneller için aşağıdaki şekilde bulunmaktadır [9, 11]. Joseph Penzien çalışmasında β değerinin dörtgen kesitli tüneller için de yaklaşık olarak eşit olduğunu varsaymıştır.

$$\frac{\gamma_c}{\gamma_{ff}} = \beta = 4(1 - v_z) \tag{2.7}$$

k_{so} zemin rijitlik katsayısıdır ve 1 birimlik ötelenme deformasyonu uygulamak için gerekli olan kayma gerilmesi değeridir; v_z ise zemine ait Poison oranıdır. Tünel yükseliği H ve tünel ötelenme deformasyonu Δ_{so} olmak üzere, sisteme ait $\tau_{ff} = k_{so} \times \Delta_{so}$ ilişkisi aşağıdaki gibi yazılabilir:

$$\tau_{ff} = k_{so} \times (\gamma_c - \gamma_{ff}) \times H \tag{2.8}$$

Bu denklemde γ_c yerine, $\beta \times \gamma_{ff}$ daha sonra τ_{ff} yerine, $G \times \gamma_{ff}$ denklemleri yazıldığında aşağıdaki Denklem 2.9 elde edilir:

$$k_{so} = \frac{G}{(3 - 4v_z) \times H} \tag{2.9}$$

k_l tünel kaplamasının rijitlik değeridir ve sol alt noktasından yatay ve düşey yönde tutulu, sağ alt noktasından ise yalnızca düşey yönde tutulu çerçeve sistemin birim ötelenme deformasyonu gerçekleştirmesi için yapıda uygulanması gereken üniform kayma gerilmesidir. Penzien'in teorisine göre tünel ile zeminin etkileşim bölgesi, zemin ötelenmesinden dolayı Δ_{is} kadar deformasyona uğrayacak ve aynı zamanda kaplamanın saat yönünde gerçekleştireceği açısal yer değiştirme nedeniyle de Δ_{il} kadar tekrar deformasyona uğrayacaktır.

$$\Delta_{is} + \Delta_{il} = \gamma_c \times H \tag{2.10}$$

Bu denklemdeki γ_c yerine, $4(1 - v_z) \times \gamma_{ff}$ değeri yerine yazıldığında aşağıdaki Denklem 2.11 elde dilir:

$$\Delta_{is} + \Delta_{il} = 4(1 - v_z) \times \gamma_{ff} \times H \tag{2.11}$$

Penizen tünel ile zemin arasındaki kuvvet ilişkisini normal gerilmeleri ihmal ederek yaklaşık olarak Denklem 2.12'deki gibi oluşturmuştur:

$$k_{so} \times \Delta_{is} = k_l \times \Delta_{il} \tag{2.12}$$

Penzien, sisteme ait ikincil rijitlik katsayısını genel sisteme karşılık gelen birim deformasyon için zemin sınırlarına uygulanması gereken üniform kayma gerilmesi olarak açıklamıştır:

$$k_{si} = \frac{G}{H} \tag{2.13}$$

Denklem 2.12'deki $k_{so} = k_l \times \Delta_{il}/\Delta_{is}$ değeri ve Denklem 13'deki $k_{si} = G/H$ değeri Denklem 2.9'da yerine yazıldığında $\Delta_{is}/\Delta_{il} = a$ aşağıdaki gibi elde edilir:

$$\frac{\Delta_{is}}{\Delta_{il}} = a = \frac{(3 - 4v_z) \times k_l}{k_{si}} \tag{2.14}$$

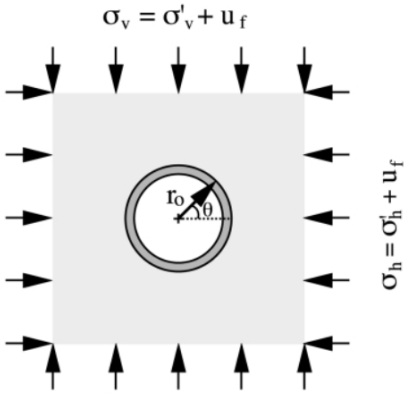
Denklem 2.11 ile Denklem 2.14 birleştirildiğinde deformasyon oranı R değeri aşağıdaki gibi bulunur:

$$R = \frac{\Delta_{il}}{\Delta_{ff}} = \frac{4 \times (1 - v_z)}{1 + a} \tag{2.15}$$

Penzien deformasyon oranı R değerinin grafiğini k_{si}/k_l rijitlik oranının bir fonksiyonu olarak elde etmiştir. Penzien'in elde ettiği deformasyon oranı denklemi J. Wang'ın elde ettiği denklem ile aynı olmuştur. Dolayısıyla Penzien, J. Wang ile aynı grafiği (Şekil 2.6) elde etmiştir. Grafikte J. Wang'ın sonlu elemanlar dinamik analizi sonuçları ile oluşturulan noktaların, Penzien'in ve J. Wang'ın R değerinin grafiği ile örtüşmesi zemin tünel etkileşim bölgesindeki atalet etkilerinin öteleme deformasyonu üzerinde nispeten küçük olduğunu göstermektedir. Ayrıca bu örtüşme ihmal edilen normal gerilmelerin yapının ötelenme deformasyonu üzerinde ikincil bir etkiye sahip olduğunu da doğrulamaktadır [9].

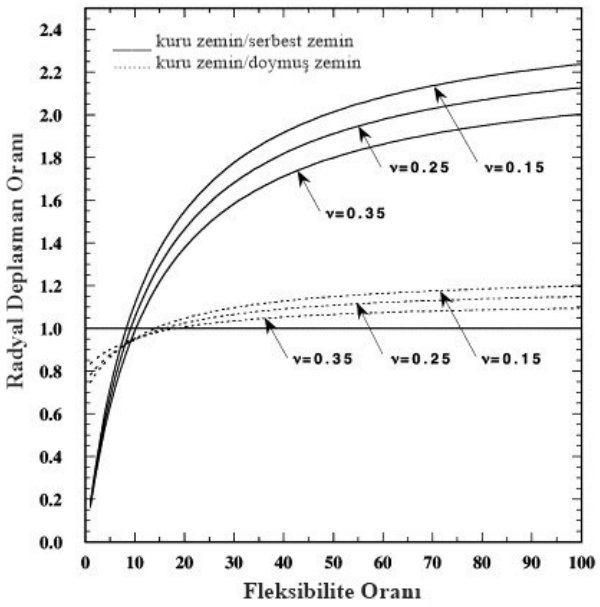
A. Bobet benzer bir analitik çalışmayı doymuş poroelastik zeminlerdeki derin konumlandırılmış ve dairesel kesitli tüneller için gerçekleştirmiştir [7]. A. Bobet zemini ve yapıyı düzlem gerinme elemanı olarak ele almış; drenajlı ve drenajsız zeminlerde statik ve dinamik analizi uygulamıştır. Analitik çözümlemesini göreceli rijitlik metodunu esas alarak oluşturmuştur. Statik analiz sonuçlarını sonlu elemanlar programı olan ABAQUS (1998) ile karşılaştırmış ve benzer sonuçlar elde etmiştir. Aşağıdaki Şekil 2.8'de σ'_v ve σ'_h sırasıyla düşey ve yatay efektif zemin gerilme ve u_f uzak alan boşluk suyu basıncı olmak üzere toplam statik yükleme σ_v ve σ_h altında A. Bobet'in oluşturduğu model resmedilmiştir. Analizde su tablasının tünel kazısından uzakta olduğu ve tünel kazısının su tablasını etkilemediği varsayılmıştır.

Çalışma sonucunda drenaj koşullarının tünel kaplamasında oluşan gerilme sonuçlarını değiştirmediği görülmüştür [7].



Şekil 2.8: A. Bobet'e ait dairesel kesitli tünel analiz modeli [7].

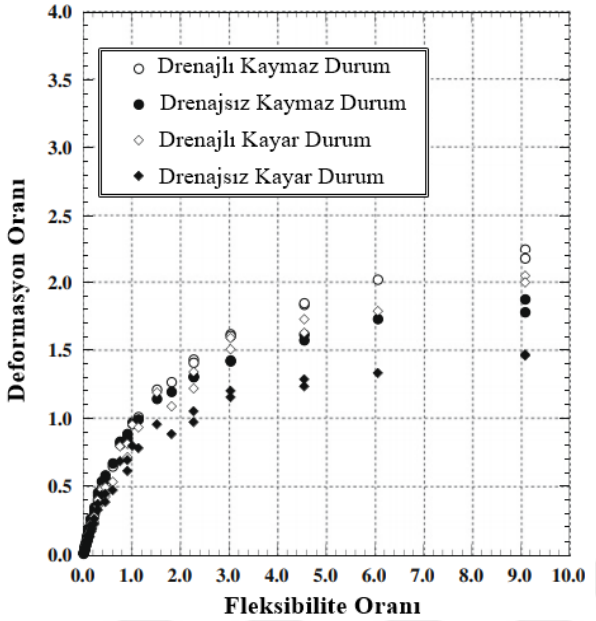
A. Bobet zemin ve tünele ait malzemenin davranışını elastik davranış olarak varsaymış ve deprem yüklemesini sözde statik analizi ile gerçekleştirmiştir. A. Bobet, J. Wang gibi yapıdaki deformasyon miktarı ile yapı-zemin rijitlik oranı arasındaki ilişkiyi incelemiş ve J. Wang ile aynı sonuca ulaşmıştır. Yazar aşağıdaki grafikte yapının esnekliğinin zeminin esnekliğine oranı olan fleksibilite oranı değeri ile bu ilişkiyi açıklamış ve J. Wang'dan farklı olarak kuru zemin ile doymuş zemindeki tünel deformasyon oranını da tünel ile zemin arasındaki rijitlik oranına bağlı olarak incelemiştir. (Şekil 2.9)



Şekil 2.9: A. Bobet radyal deplasman ile rijitlik oranı arasındaki ilişki [7].

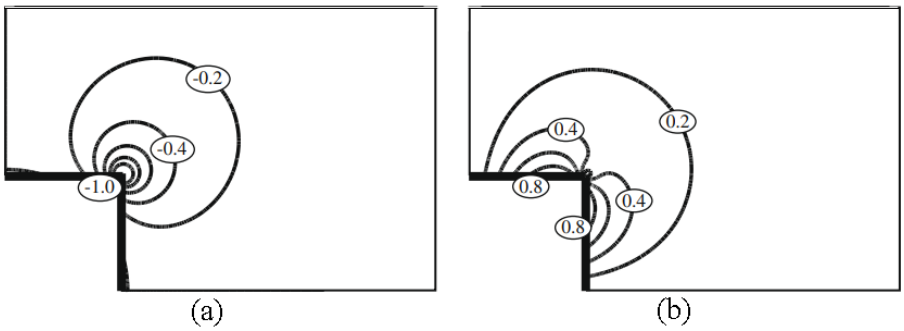
Elde edilen grafikte görüldüğü üzere zeminin yapıdan daha rijit olduğu durumda ($\text{Fleksibilite Oranı} = F_O > 1$) radyal deplasman oranı 1 değerinden büyük olmaktadır. Bu durumda kuru zemindeki tünelin radyal deformasyonu doygun zemindekinden büyük olmaktadır. Dolayısıyla zeminin nispeten rijit olduğu durumda doygun zemin deformasyon açısından kuru zemine göre daha olumlu etkiye sahiptir. Bu durumun tersi olarak tünelin daha rijit olduğu durumda ise ($F_O < 1$) radyal deplasman oranı 1 değerinden küçük olmaktadır. Bu durumda ise kuru zemin doymuş zemine göre deformasyon açısından daha olumlu etkiye sahiptir; çünkü kuru zemindeki tünele ait deformasyon oranı değeri doygun zemindekinden küçük olmaktadır [7].

A. Bobet farklı bir analitik çözümü drenajlı ve drenajsız zeminlerde hem dörtgen kesitli hem de silindirik kesitli yapılar için gerçekleştirmiştir [28]. A. Bobet bu çalışmasında drenajlı ve drenajsız durumları zemin ile yapı arasındaki kaymaz durum (no slip condition) ve kayar durum (full slip condition) koşullarına göre incelemiştir. Önceki çalışmalardaki gibi A. Bobet yapının deformasyonu Δ_s değerinin serbest zemin deformasyonu Δ_{ff} değerine oranını fleksibilite oranı F_O değerine göre incelemiştir. F_O değeri yapının fleksibilitesinin zeminin fleksibilitesine oranı olup daha önce Denklem 2.4 ile ifade edilmiştir. A. Bobet bu inceleme sonucu Şekil 2.10'daki grafiği oluşturmuştur. Grafikte hem drenajlı hem drenajsız zeminlerde kaymaz durum koşulundaki deformasyon oranının, kayar durum koşulundaki deformasyon oranından daha yüksek olduğu görülmektedir. Kayar durum koşulunda yapı ile zemin arasında kayma deformasyonunun gerçekleşmeyeceği varsayılır. Çalışma sonucu kayar durumda yapının deformasyon oranının çok fazla azalmadığı görülmektedir. Bu durum zemin tünel etkileşim bölgesinde zeminden yapıya kayma gerilmelerinin normal gerilmelere göre çok daha az aktarıldığını göstermektedir. Ancak dairesel kesitli tünellerde bu durum farklıdır; kayar durumda deformasyon oranı kaymaz duruma göre daha büyük çıkmaktadır. Ayrıca kayar durumda drenajlı durumdaki sistem deformasyon oranı, drenajsız durumdakinden büyük çıkmaktadır. Ancak kaymaz durumda fleksibilite oranı yaklaşık 1 değerinden küçük olduğu durumlarda, drenajsız durumdaki sistem deformasyon oranı drenajlı durumdakinden büyük olmaktadır. Bunun aşırı boşluk suyu basıncından kaynaklandığı ön görülmektedir [7].



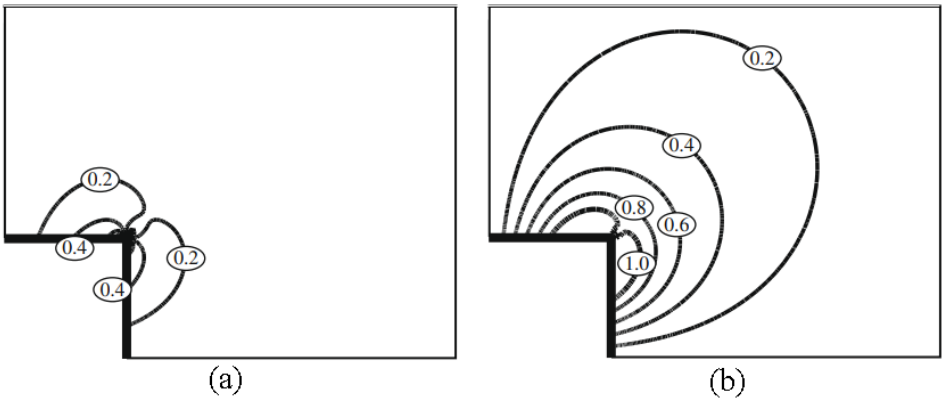
Şekil 2.10: A. Bobet deformasyon oranı, fleksibilite oranı ve drenaj durumu arasındaki ilişki [7].

A. Bobet, Şekil 2.11'de dörtgen kesitli tünel yapıların çevre zemininde oluşan boşluk suyu basıncını incelemiştir. Resimlerdeki boşluk suyu basınç değerlerinin birimi MPa'dır. İncelenen yapıya ait genişlik B değeri ve yükseklik H_T değeri 4 m dir. Yapı elastisite modülü E = 500 MPa ve Poisson oranı ν = 0.25 olan sonlu bir zemin ortamı içerisindedir ve sistem 1 MPa değerinde uzak alan kayma gerilmesine maruz bırakılmaktadır. Yapıya ait elemanlar 0.4 m kalınlığındadır.



Şekil 2.11: F_O ile boşluk suyu basıncı ilişkisi a) Kaymaz durum, F_O: 0.3 b) Kaymaz durum F_O: 3.0.

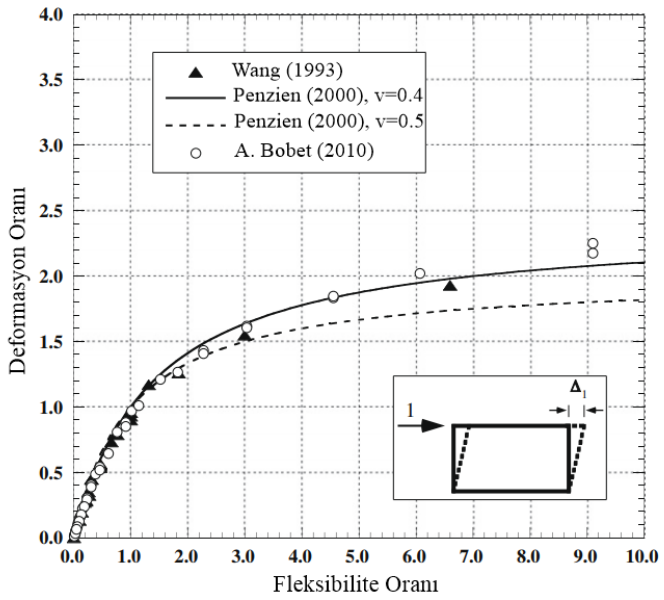
Şekil 2.11 a'da (F_o = 0.3) yapının zeminden daha rijit olduğu durum temsil edilmektedir. Bu durumda yapıda oluşan deplasmanlar zeminde oluşan deplasmanlardan daha azdır ve bu durum negatif boşluk suyu basıncının oluşumuna neden olmaktadır. Şekil 2.11 b'de ise (F_o = 3.0) zeminin yapıdan daha rijit olduğu durum temsil edilmekte ve bu durumda ise yapıda oluşan deformasyonlar, zeminde oluşan deformasyonlardan yüksek olmaktadır. Bu durum pozitif boşluk suyu basıncının meydana gelmesine neden olmaktadır.



Şekil 2.12: F_O ile boşluk suyu basıncı ilişkisi a) Kayar durum, F_O: 0.3 b) Kayar durum F_O: 3.0.

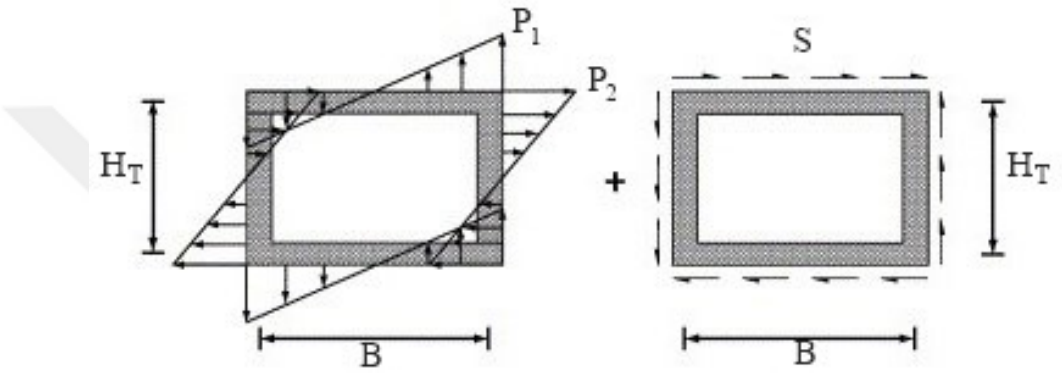
Şekil 2.12'de ise her iki kayar durumda, boşluk suyu basıncı pozitif olmakta ve bu senaryoda yapı ile zemin arasındaki kayma gerilmeleri ihmal edildiğinden yapı, zemin deformasyonlarını kaymaz duruma göre daha az sınırlandırılmaktadır [28].

Kaymaz duruma ait şekiller (Şekil 2.11) incelendiğinde, yapının zemine göre daha rijit olduğu durumda (a) yapının civarındaki zeminde, daha uzak bölgedeki zemine göre daha az deformasyonlar gerçekleşmekte ve bu da bu bölgede daha düşük gerilme dağılımına neden olmaktadır. Yapının zemine göre daha az rijit olduğu durumda ise (b) yapı civarındaki zemin, yapıdan uzak bölgedeki zemine göre daha yüksek deformasyonlar gerçekleştirmekte ve bu durum daha yüksek gerilme dağılımlarını oluşturmaktadır. A. Bobet deformasyon oranının fleksibilite oranı ile arasındaki ilişkiyi J. Wang ve Penzien'in çözüm sonuçları ile karşılaştırmış ve Şekil 2.13'ü oluşturmuştur.



Şekil 2.13: A. Bobet, Wang ve Penzien deformasyon oranı ile fleksibilite oranı arasındaki ilişki.

H. Huo, A. Bobet ve diğerleri dörtgen kesitli yer altı yapıların deprem kaynaklı ötelenme deformasyon analizini benzer çalışmalardan farklı olarak yapı zemin etkileşim bölgesindeki normal gerilmeleri ihmal etmeden gerçekleştirmiştir [8]. Aşağıdaki Şekil 2.14'te P_1 ve P_2 maksimum normal gerilmeler, S ise kayma gerilmesi olmak üzere çalışmaya ait görsel aktarılmıştır. Yazarlar bu çalışmada zeminin homojen, izotrop olduğunu ve hem zeminin hem de tünel malzemesinin elastik davranış göstereceğini varsaymış; analitik çözümü geliştirmede karmaşık değişken teorisi (complex variable theory) ve uyumlu haritalama (comformal mapping) uygulamıştır [8].



Şekil 2.14: H. Huo analiz modeli; normal ve kayma gerilmesi dağılımı.

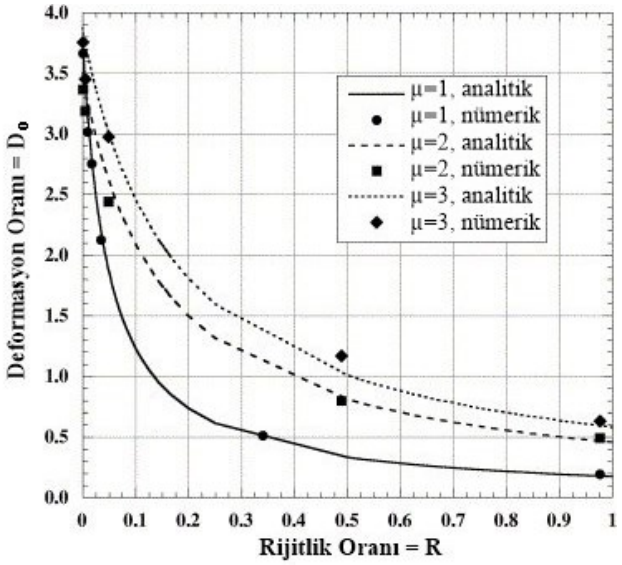
H. Huo ve diğerleri önceki araştırmacılar gibi deformasyon oranı ile rijitlik oranı arasındaki ilişkiyi incelemişlerdir. Yazarlar yapının deformasyonu ile serbest zemin deformasyonu oranı $D_O = \Delta_s/\Delta_{ff}$ değerinin rijitlik oranı R değerine göre grafiğini elde etmişler ve sonuçları bir tür sonlu elemanlar programı ABAQUS (ABAQUS,2002) ile karşılaştırmışlardır.(Şekil 2.15) Graikte μ değeri, iç kenarlardan itibaren tünelin genişliği B değerinin tünelin yüksekliği H_T değerine oranını ifade etmektedir ve rijitlik oranı R değeri aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

E_S, I_S = Sırasıyla yapıya ait elastisite modülü ve atalet momenti;

G = Zemin kayma modülü;

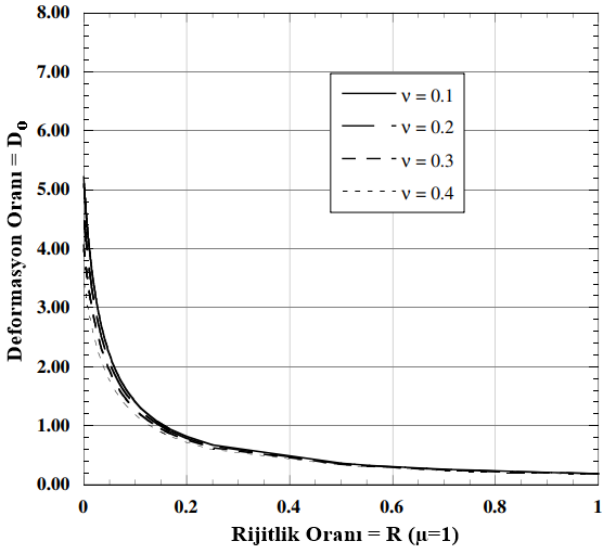
$$R = \frac{E_S \times I_S}{G \times B^3} \tag{2.16}$$

Grafikte H_T değeri 4 m olarak sabit tutulmuş ve B değeri 4, 8 ve 12 m (μ = 1, 2 ve 3) olarak incelenmiştir.



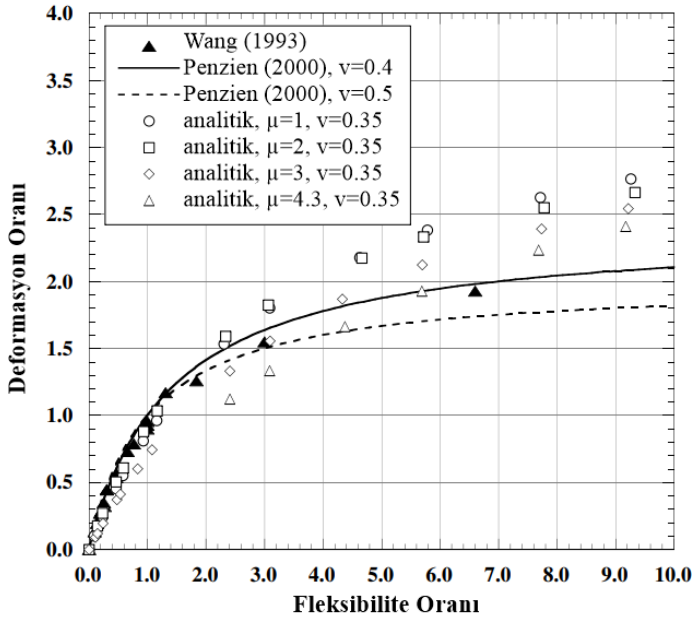
Şekil 2.15: H. Huo ve diğerleri; D_O ile R arasındaki ilişki.

Çalışmada analitik çözüm ile nümerik çözüm arasında hata oranı %2 ila %8 arasında oluşmaktadır. Yazarlar bu hatanın yapılan varsayımlardan ötürü oluştuğunu düşünmektedir. Bu varsayımlar analitik çözümde normal gerlimelerin lineer, kayma gerilmelerinin sabit olduğu ve yapı elemanlarının tek boyutlu olduğu varsayımlarıdır. Ayrıca uyumlu haritalama yöntemindeki terim sayısının ve integral hesabında Taylor serisinin kullanılması, oluşan hatanın nedenlerinden olduğu düşünülmektedir. Çalışma sonucu grafikte görüleceği üzere yapı genişliği arttıkça, μ değeri ve deformasyon oranı R değeri artmaktadır. Yazarlar deformasyon oranı D değerini, Poisson oranının değişimine göre incelemiş ve Şekil 2.16'daki grafiği elde etmişlerdir.



Şekil 2.16: Poisson oranı, rijitlik oranı ve deformasyon oranı arasındaki ilişki [8].

H. Huo ve diğerleri yapı ile zemin arasındaki deformasyon oranının esneklik oranına göre değişim grafiğini J. Wang ve Penzien'in sonuçları ile karşılaştırmış ve Şekil 2.17'deki grafiği oluşturmuşlardır. Grafikte H. Huo ve diğerlerine ait analitik çözüm J. Wang ve Penzien'in sonuçlarını desteklemektedir. Ancak J. Wang ve Penzien'den farklı olarak bu çalışmanın analitik çözümünde deformasyon oranına etki eden μ değeri de incelenmiştir.



Şekil 2.17: Wang, Penzien, H. Huo fleksibilite oranı ile deformasyon oranı ilişkisi [8].

Grafikte analitik çözüm 4 farklı μ değeri için inclenmiştir. Bu değerler ait tünel genişlik ve uzunluk değerleri μ = 1 için B = 4, H_T = 4; μ = 2 için B = 8, H_T = 4; μ = 3 için B = 12, H_T = 4; μ = 4.3 için B = 13, H_T = 3 değerlerindedir. Bütün modellerde eleman kalınlıkları 1 m olarak belirlenmiştir.

J. Wang ve Penzien hesaplamalarında farklı olarak kenar uzunluklarını, paralel elemanların kesitin ortasından geçen doğrultular arasındaki dikey mesafeler olarak ele almıştır. Çalışma sonuçlarına göre deformasyon oranı, yapı ile tünel arasındaki rijitlik oranı, tünel kenar boyutları oranı ve zemin Poisson oranına bağlıdır.

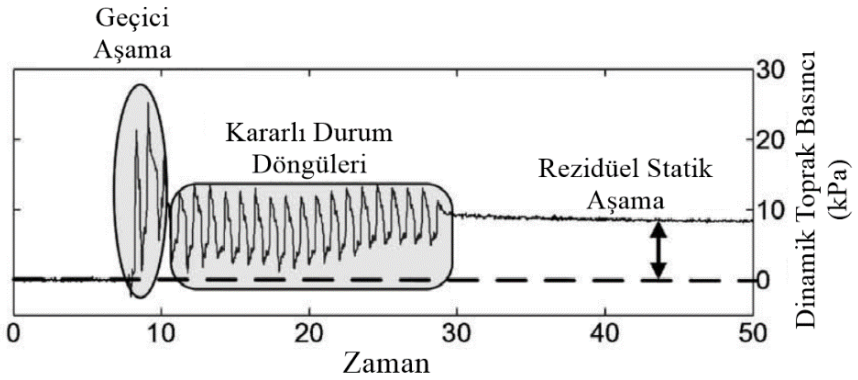
Şekil 2.17'deki grafik incelendiğinde fleksibilite oranının yaklaşık 1.5 değerinden sonra (zeminin yapıdan daha rijit olduğu durum) analitik çözüm ile J. Wang ve Penzien'ın çözümleri arasındaki fark giderek artmaktadır. Bu farklılık J. Wang'ın modelindeki kirişlerin rijit bağlantılı olmasının sistemin deformasyonunu engellemesinden ve dinamik çözümde atalet kuvvetlerinin ihmal edilmemesinden kaynaklandığı düşünülmektedir [8]. Penzien'in çalışmasında ise dairesel kesitli tünel modeline ait şekil değiştirme denkleminin (Denklem 2.7)

yaklaşık olarak dörtgen kesitli tüneller için de eşit kabul edilmesi, analitik çözüm ile farklı sonuçların alınmasına neden olmaktadır. H. Huo ve diğerlerinin analitik çözümü, fleksibilite oranının limit sonsuz değerinde nümerik çözüm ile aynı değeri verebilmektedir.

Analitik çalışmalar gibi deneysel çalışmalar da günümüz literatüründe yapılagelmektedir. Deneysel çalışmalar dinamik santrifüj testi, sarsma tablası testi ve statik testler olarak yürütülebilmektedir. Çalışmalarda yalnızca yapının kesitinin deprem hareketine maruz kaldığı durum veya bununla birlikte yapının uzun doğrultusunda da deprem hareketinin uygulandığı durum incelenebilmektedir. Statik testlerde ise statik yüklemeler altında yapı elemanlarının kayma gerilme ve momentlerinin, birleşim noktalarının incelendiği deneysel çalışmalar yapılabilmektedir.

Çilingir ve Madabhushi santrifüj testi deneyini dörtgen kesitli sığ gömülü tünel yapıları için gerçekleştirmişlerdir [29]. Yazarlar çalışmalarında yapının konum derinliğinin yapının deprem tepkisine etkisini incelemişler ve sonuçlarını SIMULIA Abaqus v6.7 sonlu elemanlar programıyla karşılaştırmışlardır. Santrifüj testinde Parçacık Görüntü Velosimetrisi tekniği (Particle Image Velocimetry -PIV- tecnique) kullanılmış ve yüksek hızlı kamera ile yüksek çözünürlüklü görüntüler elde edilerek deformasyon modelleri oluşturulmuştur.

Çilingir ve Madabhushi çalışmalarında kare kesitli tünellerin üzerine yerleştirdiği algılayıcı cihaz (transducer) ile sismik yükleme altında dinamik toprak basıncını incelemiş ve toprak basıncı grafiğinin üç aşamaya ayrılabileceği sonucuna varmışlardır. Bu aşamalar Şekil 2.18'de gösterildiği gibi; ilk geçici aşama (initial transient state), kararlı durum döngüleri (steady state cycles) ve rezidüel statik aşama (residual static stage) olmaktadır [29].

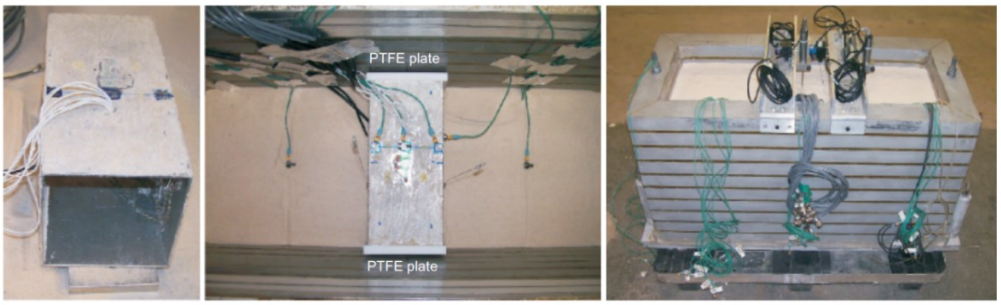


Şekil 2.18: Çilingir ve Madabhushi dinamik toprak basıncı-zaman grafiği.

Geçici aşama, dinamik toprak basıncının kalıcı durum döngülerinin maksimum değerine ulaştığı birkaç dalgadan oluşan aşamadır. Bu aşamada zemin plastik şekil değiştirmeler gerçekleştirmektedir. Kararlı durum döngüleri ise rezidüel statik basınç değerine doğru ve ortalama bu değerle basıncın kademeli olarak değiştiği aşamadır. Bu aşamada zemine ait plastik şekil değiştirmeler ilk geçici aşamaya göre daha az gerçekleşmektedir ve bu aşamada tünel öteleme deformasyonu gerçekleştirmektedir. Rezidüel statik aşama ise sarsma durduktan sonra gerçekleşen aşamadır. Deneyde oluşan deformasyon modelleri incelendiğinde en kritik deformasyonların plastik gerinmelerden dolayı ilk geçici aşamada, kenar duvarlarda ve yatay elemanlarda oluşan deformasyonlar olduğu görülmüştür. Tünelin zemindeki derinliğinin tünelin deformasyon modelini değiştirmediğini; ancak derin konumlandırılmış tünellerin üst kiriş elemanlarının sığ gömülü tünellere göre daha çok deformasyon gerçekleştirdiği Parçacık Görüntü Velosimetrisi tekniği ile gözlemlenmiştir. Ayrıca tünelin zemindeki derinlik değerinin tünel boyunca oluşan ivme büyüme değerini, toprak basıncını ve tünel elemanlarında oluşan kuvvetleri değiştirdiği gözlemlenmiştir. Sığ gömülü tünellerin analizinde derin konumlandırılmış tünellere göre daha büyük ivmesel amplifikasyonlar görülmüştür. Yapının yükselik/genişlik oranı arttıkça yapı üzerindeki maksimumu ivme değeri serbest zemin ivmesinden büyük olmaktadır [29].

Çilingir ve Madabhushi çalışmalarında derin konumlandırılmış fleksibl tünellerin dinamik eğilme momentlerinin sığ gömülü fleksibl tünellere göre daha yüksek değerlerde oluştuğu sonucuna varmışlardır. Derin konumlandırılmış rijt tünellerin dinamik eğilme momentlerinin ise sığ gömülü rijit tünellere göre daha küçük değerlerde oluştuğunu gözlemlemişlerdir [29].

Tsinidis ve diğerleri kuru kum zemin içerisindeki fleksibl tünel yapıları için dinamik santrifüj testi uygulamış (Şekil 2.19) ve sonuçları zaman tanım alanında dinamik analiz ile karşılaştırmışlardır [30].

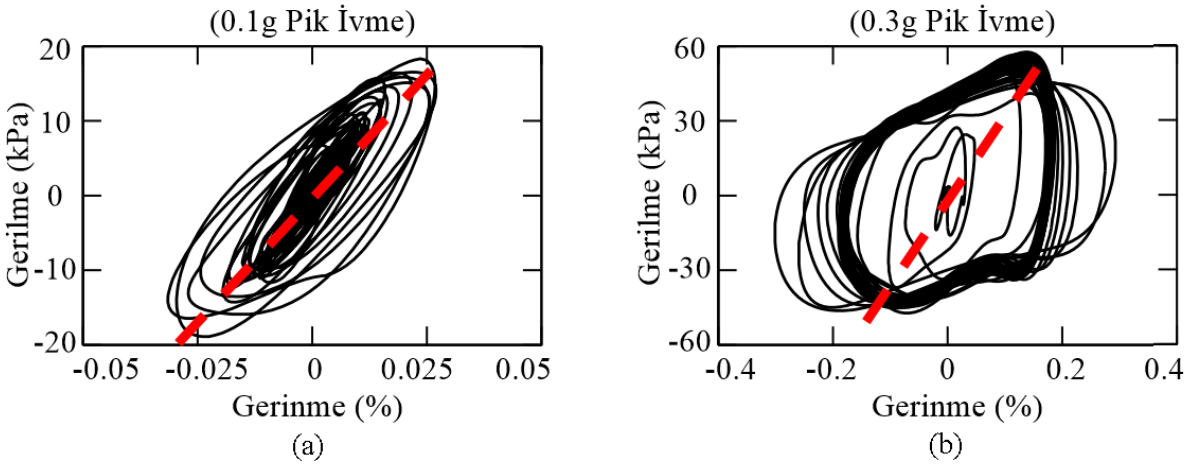


Şekil 2.19: Tsinidis ve diğerleri; dinamik santrifüj testi.

Tsinidis ve diğerleri tünelin deprem tepki hareketini incelediklerinde hem deneysel hem nümerik gözlemlerinde tünelin yaygın olarak bilinen ötelenme deformasyonuna ilaveten sarsıntı hareketi (rocking mode of vibration) gerçekleştirdiğini gözlemlemişlerdir. Deprem sonrası yapıya ait düşey elemanlar üzerinde rezidüel toprak basıncı ve elemanlarda iç kuvvetler oluştuğu görülmüştür. Deprem sonrası oluşan bu kuvvetler yapının fleksibilitesi arttıkça artmaktadır. Çalışmada deprem kaynaklı oluşan ötelenme deformasyonu sonucu oluşan iç kuvvetler statik yüklemeler altında oluşan iç kuvvetlere göre çok daha yüksek değerlerde bulunmaktadır [30].

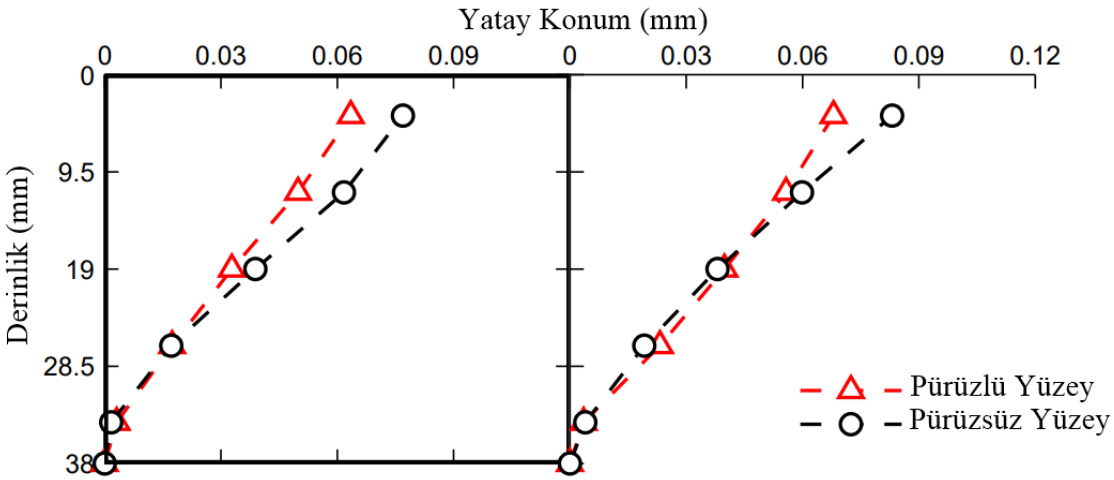
Yazarlar basitleştirilmiş metotları tünel kaplamasında oluşan iç kuvvetlerin hesaplanmasında kullanıldığında %30 oranında deneysel sonuçlardan farklı sonuçlar elde edildiğini ve zemindeki kalıcı deformasyonların hesaba dahil edildiğinde bu farkın daha da artacağını vurgulamışlardır [30].

Tsinidis, Rovithis ve diğerleri yaptıkları başka bir santrifüj testinde tünelin deprem hareketini, yapı-zemin rijitlik oranının yanı sıra zemin doygunluk durumunu ve zemin tünel arasındaki etkileşim özelliklerini de dikkate alarak incelemişlerdir [31]. Yazarlar deneylerinde g yer çekim ivmesi değeri olmak üzere 0.1g, 0.2g ve 0.3g pik ivme değerleriyle ölçeklendirdikleri 1994 Northridge deprem kaydını oluşturdukları modele uygulamışlardır. Deprem ivme kaydının iki kez integrali alınarak deplasman-zaman grafiği (time history) elde edilmiştir. Zemine ait gerilme-gerinme döngüleri ise yine ivme kaydı kullanılarak Zeghal ve Elgamal'e ait bir yöntem (1994) ile bulunmuştur (Şekil 2.20). Resimde kırmızı ile gösterilen kesikli çizgiler ortalama değeri ifade etmektedir.



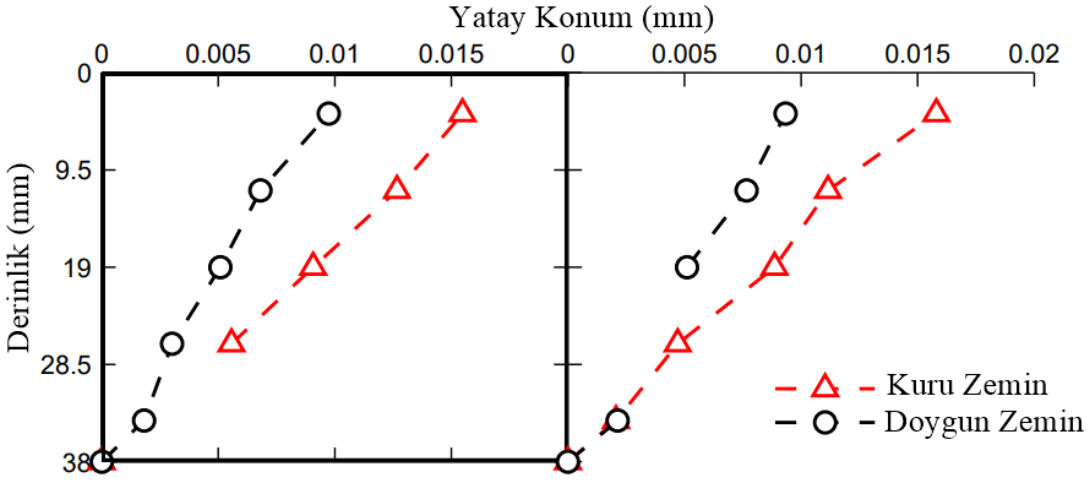
Şekil 2.20: Tsinidis ve diğerleri; gerilme-gerinme ilişkisi: a) 0.1g pik ivme b) 0.3g pik ivme [31].

Yazarlar deneylerinde zemin-tünel etkileşim yüzeyini pürüzlü ve pürüzsüz yüzeyler olarak uygulamış ve bu koşullar altında tünelde oluşan deformasyonları gözlemlemişlerdir. (Şekil 2.21) Aşağıdaki şekilde görüldüğü üzere pürüzlü etkileşim yüzeyinin olduğu durumda pürüzsüz yüzey durumuna göre daha az deformasyonlar gerçekleşmektedir. Ancak iki durum arasındaki deformasyon farkları düşük değerlerde gözlemlenmektedir [31].



Şekil 2.21: Pürüzlü ve pürüzsüz yüzey durumuna göre deformasyon grafiği [31].

Çalışmada zeminin doygun ve kuru durumlarının deformasyon üzerine etkilerini incelemek için santrifüj testleri gerçekleştirilmiş ve Şekil 2.21'deki grafik elde edilmiştir. Grafikte görüldüğü üzere kuru zemin içerisindeki tünele ait deformasyon değerleri doygun zemindeki tünele ait deformasyon değerlerinden daha yüksek çıkmaktadır. Yazarlar bu durumun kuru zeminin daha yüksek kayma rijitliğine sahip olduğu için gerçekleştiğini düşünmektedirler [31].

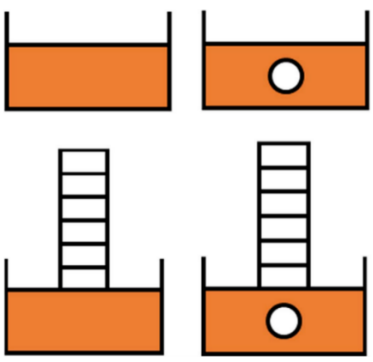


Şekil 2.22: Kuru ve doygun zemin durumlarına göre deformasyon grafiği [31].

Deneyde tünelin farklı kesitlerine yerleştirilen diyagonal ekstensometreler ile bazı noktaların zamana göre diyagonal deformasyon grafiği çizilmiş ve elde edilen grafikler karşılaştırılmıştır. Karşılatırma sonucu kesitlerin farklı olmasına rağman benzer diyagonal deplasman grafiklerin elde edilmesi tünelin düzlemsel şekil değiştirme davranışı gerçekleştirdiğini doğrulamaktadır. Bununla birlikte düşey elemanlarda kaydedilen yatay deformasyonların simetrik olarak bulunması tünelin simetrik ötelenme deformasyonu gerçekleştirdiğini varsayan yaklaşımları desteklemektedir [31].

Ülgen, Sağlam ve diğerleri kum zemin içerisindeki fleksibıl dörtgen kesitli tünel yapılarını santrifüj testi ile incelemişlerdir [32]. Yazarlar deney sonucunda buldukları öteleme deformasyonlarını Penzien ve Bobet'in analitik sonuçları ile karşılaştırmış ve sonuçların birbiriyle uyumlu olduğunu gözlemlemişlerdir. Çalışmada ötelenme deformasyonlarının analitik çözümlerle uyumluluğu Wang'ın fleksibilite oranı F_o değerinin değişimine göre incelenmiştir. İnceleme sonucunda fleksibilite oranı F_o değerinin 1'den küçük olduğu durumlarda (tünelin zeminden daha rijit olduğu durum) Penzien'e ait analitik çözümün deneysel sonuçlar ile daha iyi örtüştüğü görülmüştür [32].

Literatürdeki mevcut nümerik ve deneysel çalışmalar, yüzey yapılarının altında veya çevresinde konumlandırılmış yer altı yapıları için de gerçekleştirilmiştir. Söz konusu durum ile özellikle yoğun nüfuslu şehirlerde karşılaşılmakta ve yüzeydeki yapılar ile yer altı yapılarının arasındaki etkileşimin incelenmesini gerektirmektedir. Guobo ve diğerleri yaptıkları sarsma tablası modelini yer altı yapısı, zemin ve yüzey yapıları arasındaki dinamik etkileşimi incelemek için oluşturmuş ve sarsma tablası deneyini gerçekleştirmişlerdir [33]. Guobo ve diğerleri, testlerini 4 farklı durum için gerçekleştirmiştir: Serbest zemin modeli (SZ), tünel-zemin modeli (TZ), çerçeve sistem-zemin modeli (ÇZ) ve zemin-tünel-çerçeve sistem modeli (ZTÇ). (Şekil 2.23)



Şekil 2.23: Guobo ve diğerleri; çalışmada uygulanan 4 farklı analiz modeli.

Deneyde zemin yüzeyinde oluşan yatay yönde pik ivme değerleri incelendiğinde, deprem dalgasının küçük pik değerlerinde olduğu zaman serbest zemin durumunda oluşan pik ivme değerinin tünel-zemin modeli durumunda oluşan pik ivme değeri ile yakın olduğu gözlemlenmiştir. Yine aynı bölgede deprem dalgasının daha yüksek pik değerlerde oluğu durumlarda ise tünel-zemin modelinin serbest zemin modeline göre daha yüksek pik ivme değerlerine sahip olduğu gözlemlenmiştir. Bu sonuç tünelin yüzeydeki pik ivme değerini yükselttiğini göstermektedir. Benzer kıyaslama serbest zemin modeli ile çerçeve sistem-zemin modeli arasında yapılmış ve zemin yüzeyinde oluşan pik ivme değeri, çerçeve sistem-zemin modelinde daha düşük elde edilmiştir. Bu sonuç ise çerçeve sistemin zemin yüzeyindeki pik ivme değerini düşürdüğü anlamına gelmektedir. Kullanılan deprem dalgasının pik ivme değeri arttıkça, iki modelin pik ivme değeri arasındaki fark artmaktadır. Benzer bir kıyaslama zemin-tünel-çerçeve sistem modeli ile çerçeve sistem-zemin modeli arasında gerçekleştirilmiştir. Bu aşamada yapının temeli ve katlarında pik ivme değerleri kaydedilmiş ve tünelin var olduğu modelde yapının özellikle düşük katlarında daha düşük ivme değerleri elde edilmiştir. Yapının temelinde ise tünelin olduğu modelde ölçülen ivme değerlerinin daha yüksek olduğu görülmüştür. Aynı modeller farklı deprem dalgaları ile oluşturulmuş ve sonuçların deprem dalgasına göre değişebildiği görülmüştür. Deneyde tünelin alt ve üst yatay elemalarında ivme kaydı gerçekleştirilmiş ve alt elemandaki kaydın ölçtüğü pik ivme değerinin daha büyük olduğu görülmüştür. Yazarlar çerçeve sistemin tünel üzerindeki pik ivme değerlerine etkisini incelemişler ve çerçeve sistemin tünelde kaydedilen pik ivme değerlerini azalttığını gözlemlemişlerdir. Söz konusu azalmanın kullanılan deprem kaydının pik ivme değerinin artmasıyla daha yoğun gerçekleştiği görülmüştür. Yazarlar bu durumun çerçeve sistemin titreşiminin zemini kompaklaştırdığından ve dolayısıyla zeminin tünel üzerindeki kısıtlamasını güçlendirdiğinden dolayı gerçekleştirdiğini düşünmektedir [33].

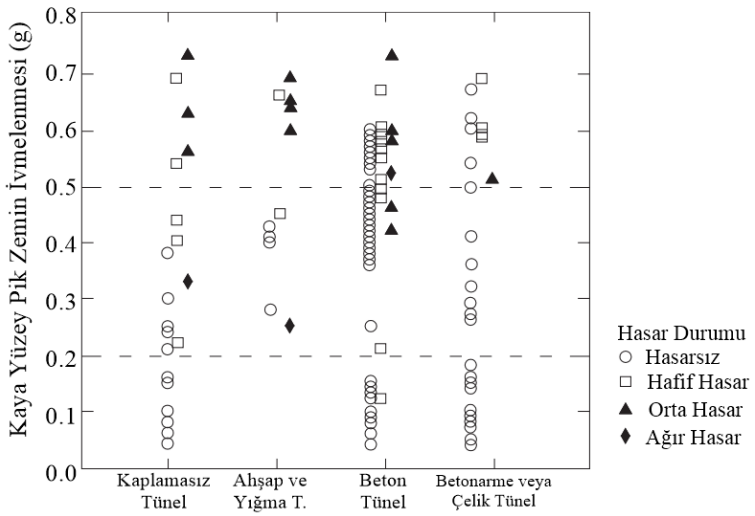
Hashash, Dashti ve diğerleri sığ gömülü aç kapa tüneller ile çevresinde konumlandırılmış orta katlı (13 kat) ve yüksek katlı (42 kat) binaların dinamik etkileşimini incelemek amacıyla santrifüj testi yapmışlardır. Yazarlar deney sonuçlarını LS-DYNA programı sonuçları ile karşılaştırmışlardır [34].

Hashash ve diğerleri yaptıkları incelemeler sonucunda tünel çevresindeki binanın taban kesme kuvvetinden dolayı dinamik yükleme durumunda tünel duvarlarına dinamik toprak basıncının etkidiğini görmüşlerdir. İncelemelerde bu basıncın genelde varsayıldığı gibi derinlikle lineer ilişkide olmadığı görülmüştür. Yapının bulunduğu taraftan tünel duvarına orta

katlı bina durumunda %13, yüksek katlı bina durumunda ise %66 dinamik itme artışı deney sonuçlarında gözlemlenmiştir. Dinamik yükleme durumunda tünel duvarlarının gösterdiği deformasyon miktarı ve duvara uygulanan dinamik itme kuvvetinin bina tabanındaki kesme kuvveti ile ilişkili olduğu görülmüştür [34].

J. Chen ve diğerleri sarmsa testini dörtgen kesitli tüneller için üniform olmayan deprem hareketi koşulları altında gerçekleştirmişlerdir. Sonuçları üniform deprem hareketi koşulları altında gerçekleştirilen sarsma tablası testi sonuçları ile karşılaştırmışlardır [35]. Üniform olmayan deprem hareketi modelini, farklı doğrultularda çalışan iki sarsma tablası kullanarak oluşturmuşlardır. Yazarlar üniform olmayan deprem hareketi altında tünelin daha yüksek tepki hareketi gösterdiğini ve tünelde eksenel gerinmelerin daha fazla oluştuğunu gözlemlemişlerdir [35]. Chen, Luzhen ve diğerleri benzer deprem hareketi altında sarsma tablası deneyi gerçekleştirmiş ve çalışma sonuçlarını nümerik analiz sonuçları ile karşılaştırmışlardır [36]. Karşılaştırma sonucunda nümerik analiz sonuçları ile deney sonuçlarınun örtüştüğünü gözlemlemişlerdir.

Deneysel, nümerik ve analitik çalışmaların yanında yer altı yapılarının deprem tepkisini araştırmak amacıyla gözlemsel çalışmalar da araştırmacılar tarafından gerçekleştirilmiştir. Power, Rosidi ve diğerleri 1995 Hyogoken-Nambu depremindeki verileri ve önceki verileri kullanarak tünel yapılarında depremin pik deprem dalgasına göre oluşan hasarları gözlemlemiştir [37]. Yazarlar gözlemlerinde pik değeri 0.2g'den küçük depremlerde çok hafif hasarlar, 0.2g'den büyük depremlerde ise hafif, orta ve ağır hasarlar gözlemlemişlerdir. (Şekil 2.24)



Şekil 2.24: Pik zemin ivmesi ve tünel malzeme durumu ile hasar durumu ilişkisi [37].

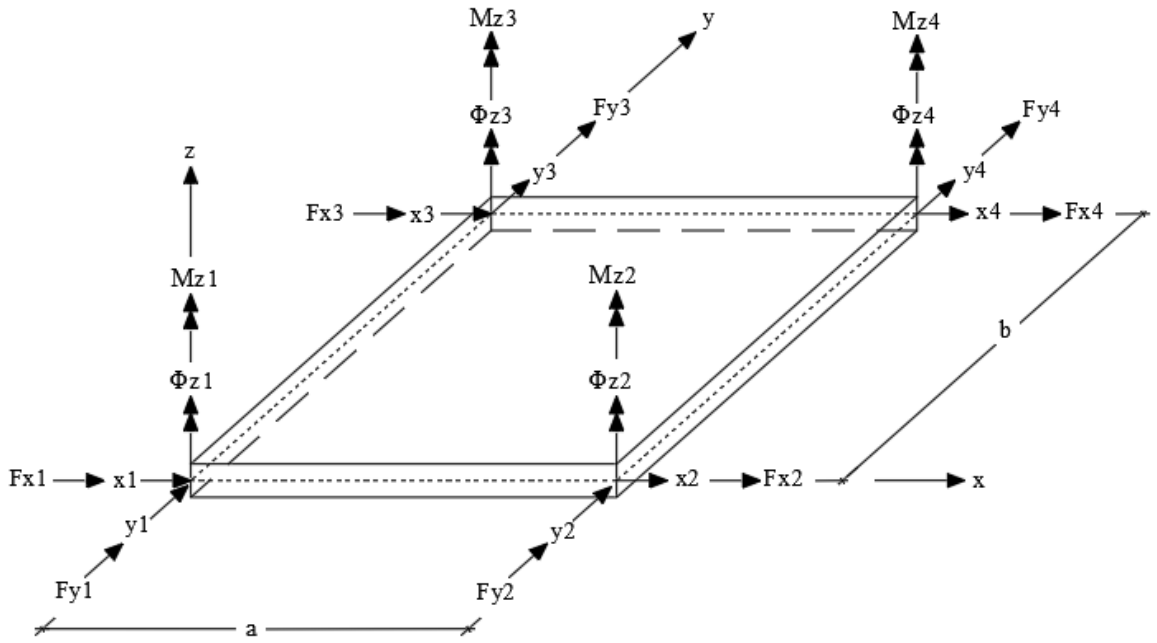
Bu aşamaya kadar yer altı yapılarının deprem analizi ile ilgili günümüze kadar yapılan çeşitli çalışmalar yol gösterici olması ve bu tez çalışmasında gerçekleştirilen analizlerin anlaşılması amacıyla aktarılmaya çalışılmıştır.

3. YÖNTEM

3.1. TÜNEL YAPIYI OLUŞTURAN DÖRTGEN ELEMANIN TANITIMI

Hermitian polinomu kullanılarak Namık Kemal Öztorun tarafından geliştirilen düzlem gerilme dörtgen elemanı ile ilgili rijitlik matrisi ve gerilme hesaplanması gibi temel bilgiler bu bölümde verilmiştir. Formülasyondan rijitlik matrisinin türetilmesi ve konunun ayrıntılı bilgisi ilgili kaynaklarda bulunmaktadır [16].

Aşağıdaki Şekil 3.1'de görüldüğü üzere elemanın her köşe noktasında 3 adet serbestlik değeri bulunmaktadır. Toplamda 12 adet serbestlik değeri bulundurduğundan elemanın rijitlik matrisi 12×12 boyutunda olmaktadır.



Şekil 3.1: Düzlem gerilme elemanı.

Formülasyonun kullanılabilmesi için dörtgen elemanların komşu iki kenarı arasındaki açı değerinin 90 derece olması gerekmektedir. Yapılan çalışmalarda dörtgen elemanın kenar uzunlukları arasındaki oranın 1/10 değerlerine kadar doğru sonuçlar verdiği görülmüştür [16]. Ancak analizleri gerçekleştirirken elde edilen sonuçları formülasyon limitlerine kadar zorlamamanın, dolayısıyla farklı uzunluktaki iki kenar oranının en çok 1/5 değerlerinde olmasının faydalı olacağı düşünülmektedir.

Elemanın rijitlik matrisi:

$$[Ks] = \begin{bmatrix} S_{1,1} & S_{1,2} & S_{1,3} & S_{1,4} & S_{1,5} & S_{1,6} & S_{1,7} & -S_{1,5} & S_{1,9} & S_{1,10} & -S_{1,2} & S_{1,12} \\ & S_{2,2} & S_{2,3} & -S_{1,5} & S_{2,5} & S_{2,6} & S_{1,5} & S_{2,8} & S_{2,9} & -S_{1,2} & S_{2,11} & S_{2,12} \\ & & S_{3,3} & S_{1,6} & -S_{2,6} & S_{3,6} & -S_{1,9} & S_{2,9} & S_{3,9} & -S_{1,12} & -S_{2,12} & S_{3,12} \\ & & & S_{1,1} & -S_{1,2} & S_{1,3} & S_{1,10} & S_{1,2} & S_{1,12} & S_{1,7} & S_{1,5} & S_{1,9} \\ & & & & S_{2,2} & -S_{2,3} & S_{1,2} & S_{2,11} & -S_{2,12} & -S_{1,5} & S_{2,8} & -S_{2,9} \\ & & & & & S_{3,3} & -S_{1,12} & S_{2,12} & S_{3,12} & -S_{1,9} & -S_{2,9} & S_{3,9} \\ & & & & & & S_{1,1} & -S_{1,2} & -S_{1,3} & S_{1,4} & -S_{1,5} & -S_{1,6} \\ & & & & & & & S_{2,2} & S_{2,3} & S_{1,5} & S_{2,5} & S_{2,6} \\ & & \text{Simetrik} & & & & & & S_{3,3} & -S_{1,6} & -S_{2,6} & S_{3,6} \\ & & & & & & & & & S_{1,1} & S_{1,2} & -S_{1,3} \\ & & & & & & & & & & S_{2,2} & -S_{2,3} \\ & & & & & & & & & & & S_{3,3} \end{bmatrix}$$

Rijitlik matrisinde kısaltılmış olarak verilen değerlere ait denklemler Tablo 3.1'deki gibidir:

v_s = Poisson Oranı,

E_s = Elastisite Modülü,

t_s = Kalınlık,

$D_s = \frac{E_s \,.\, t_s}{(1 - {v_s}^2)}$ ve $\beta = \frac{b}{a}$ olmak üzere:

Tablo 3.1: [Ks] rijitlik matrisi değerlerine ait denklemler.

$S_{1,1} = D_s.\left[\frac{13.\beta}{35} + \frac{(1 - v_s)}{5.\beta}\right]$	$S_{2,3} = D_s.b.\left[\frac{11}{210.\beta^2} + \frac{(9 - 19.v_s)}{240}\right]$
$S_{1,2} = D_s.\left[\frac{(1 + v_s)}{8}\right]$	$S_{2,5} = D_s.\left[\frac{9}{70.\beta} - \frac{\beta.(1 - v_s)}{5}\right]$
$S_{1,3} = -D_s.a.\left[\frac{11.\beta^2}{210} + \frac{(9 - 19.v_s)}{240}\right]$	$S_{2,6} = D_s.b.\left[-\frac{13}{420.\beta^2} + \frac{(9+v_s)}{240}\right]$
$S_{1,4} = D_s.\left[-\frac{13.\beta}{35} + \frac{(1 - v_s)}{10.\beta}\right]$	$S_{2,8} = D_s.\left[-\frac{13}{35.\beta} + \frac{\beta.(1 - v_s)}{10}\right]$
$S_{1,5} = D_s.\frac{(3.v_s - 1)}{8}$	$S_{2,9} = -D_s.b.\left[\frac{11}{210.\beta^2} + \frac{(3 - 13v_s)}{240}\right]$

Tablo 3.1 (Devamı)

$S_{1,6} = D_s.a.\left[\frac{11.\beta^2}{210} + \frac{(3-13.v_s)}{240}\right]$	$S_{2,11} = -D_s.\left[-\frac{9}{70.\beta} + \frac{\beta.(1-v_s)}{10}\right]$
$S_{1,7} = D_s.\left[\frac{9.\beta}{70} - \frac{(1-v_s)}{5.\beta}\right]$	$S_{2,12} = D_s.b.\left[\frac{13}{420.\beta^2} - \frac{(3+7v_s)}{240}\right]$
$S_{1,9} = D_s.a.\left[\frac{13.\beta^2}{420} - \frac{(9+v_s)}{240}\right]$	$S_{3,3} = D_s.a.b.\left[\frac{1}{105}.\left(\beta^2 + \frac{1}{\beta^2}\right) + \frac{(27-37v_s)}{720}\right]$
$S_{1,10} = -D_s.\left[\frac{9.\beta}{70} + \frac{(1-v_s)}{10.\beta}\right]$	$S_{3,6} = D_s.a.b.\left[-\frac{1}{420}.\left(4.\beta^2 + \frac{3}{\beta^2}\right) + \frac{(9+v_s)}{720}\right]$
$S_{1,12} = D_s.a.\left[-\frac{13.\beta^2}{420} + \frac{(3+7.v_s)}{240}\right]$	$S_{3,9} = D_s.a.b.\left[-\frac{1}{420}.\left(3.\beta^2 + \frac{4}{\beta^2}\right) + \frac{(9+v_s)}{720}\right]$
$S_{2,2} = D_s.\left[\frac{13}{35.\beta} + \frac{\beta.(1-v_s)}{5}\right]$	$S_{3,12} = D_s.a.b.\left[\frac{3}{420}.\left(\beta^2 + \frac{1}{\beta^2}\right) - \frac{(9+v_s)}{720}\right]$

t_s kalınlığındaki dörtgen elemanın gerilme analizi birim metredeki kuvvet değeri olarak incelenmiştir. σ_x, σ_y normal gerilmeleri τ_{xy} ise kayma gerilmesini ifade etmektedir. n_x ve n_y sırasıyla x ve y doğrultusunda birim uzunluktaki normal kuvvetler olmak üzere $n_x = \sigma_x \times t_s$ ve $n_y = \sigma_y \times t_s$ bağıntıları ile hesaplanabilmektedir. Kesme kuvveti n_{xy} ise $n_{xy} = \tau_{xy} \times t_s$ bağıntısıyla hesaplanabilmektedir. Söz konusu gerilme ile kuvvet arasındaki ilişki matris yazım formatıyla Denklem 3.1'deki gibi ifade edilebilir:

$$[n_s] = [\sigma_s] \times t_s \tag{3.1}$$

Bilinen Hooke denklemi ile Denklem 3.1 aşağıdaki gibi yazılabilir:

$$[n_s] = [\pi_s] \times [\varepsilon_s] \times t_s \tag{3.2}$$

Bu eşitlikteki $[\varepsilon_s]$ birim şekil değiştirme değeridir ve deplasman değerleri Δ_x ve Δ_y kullanılarak;

$\varepsilon_x = \frac{\partial \Delta_x}{\partial x}$, $\varepsilon_y = \frac{\partial \Delta_y}{\partial y}$, $\gamma_{xy} = \frac{\partial \Delta_x}{\partial y} + \frac{\partial \Delta_y}{\partial x}$ bağıntılarıyla hesaplanmaktadır.

$[\pi_s]$ ise 3×3 boyutunda bir matris olmak üzere Denklem 3.3'te ifade edildiği gibidir.

$$[\pi_s] = \frac{E_s}{1 - {v_s}^2} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1 - v_s}{2} \end{bmatrix} \tag{3.3}$$

ε_x, ε_y ve γ_{xy} değerleri 3×1 matris boyutunda ε_s matrisi ile temsil edilir ve aşağıdaki Denklem 3.4 ile ifade edilir:

$$[\varepsilon_s] = [\mu_s] \times [\Delta_s] \tag{3.4}$$

Buradaki μ_s matrisi aşağıdaki gibidir:

$$[\mu_s] = \begin{bmatrix} -\alpha_1 & 0 & \alpha_3 & \alpha_1 & 0 & -\alpha_3 & \alpha_2 & 0 & \alpha_4 & -\alpha_2 & 0 & \alpha_4 \\ 0 & -\beta_1 & -\beta_3 & 0 & \beta_2 & -\beta_4 & 0 & \beta_1 & \beta_3 & 0 & -\beta_2 & -\beta_4 \\ \gamma_1 & \xi_1 & \xi_3 - \gamma_3 & \gamma_2 & -\xi_1 & \xi_5 - \gamma_4 & -\gamma_1 & \xi_2 & \xi_4 - \gamma_5 & -\gamma_2 & -\xi_2 & \xi_6 - \gamma_6 \end{bmatrix}$$

Tablo 3.2: $[\mu_s]$ matrisindeki değerlere ait denklemler.

$\alpha_1 = \frac{1}{ab^3}(2y^3 - 3by^2 + b^2)$	$\alpha_2 = \frac{1}{ab^3}(2y^3 - 3by^2)$
$\alpha_3 = \frac{1}{ab^2}(y^3 - 2by^2 + b^2y)$	$\alpha_4 = \frac{1}{ab^2}(y^3 - by^2)$
$\beta_1 = \frac{1}{a^3b}(2x^3 - 3ax^2 + a^3)$	$\beta_2 = \frac{1}{a^3b}(2x^3 - 3ax^2)$
$\beta_3 = \frac{1}{a^2b}(x^3 - 2ax^2 + a^2x)$	$\beta_4 = \frac{1}{a^2b}(x^3 - ax^2)$
$\gamma_1 = \frac{x_1}{b^3}(6y^2 - 6by)$	$\gamma_2 = \frac{x}{ab^3}(6y^2 - 6by)$
$\gamma_3 = \frac{x_1}{b^2}(3y^2 - 4by + b^2)$	$\gamma_4 = \frac{x_1}{ab^2}(3y^2 - 4by + b^2)$
$\gamma_5 = \frac{x_1}{b^2}(3y^2 - 2by)$	$\gamma_6 = \frac{x}{ab^3}(3y^2 - 2by)$
$\xi_1 = \frac{y_1}{a^3}(6x^2 - 6ax)$	$\xi_2 = \frac{y}{a^3b}(6x^2 - 6ax)$
$\xi_3 = \frac{y_1}{a^2}(3x^2 - 4ax + a^2)$	$\xi_4 = \frac{y}{a^2b}(3x^2 - 4ax + a^2)$
$\xi_5 = \frac{y_1}{a^3}(3x^2 - 2ax)$	$\xi_6 = \frac{y}{a^3b}(3x^2 - 2ax)$

Tablo 3.2'de yer alan $x_1$ve y_1 değerleri, $x_1 = 1 - \frac{x}{a}$ ve $y_1 = 1 - \frac{y}{b}$ eşitlikleri ile bulunmaktadır.

$[\Delta_s]$ elemana ait deplasman matrisi olmak üzere:

$$[\Delta_s] = [\Delta_{x1} \quad \Delta_{y1} \quad \theta_{z1} \quad \Delta_{x2} \quad \Delta_{y2} \quad \theta_{z2} \quad \Delta_{x3} \quad \Delta_{y3} \quad \theta_{z3} \quad \Delta_{x4} \quad \Delta_{y4} \quad \theta_{z3}].$$

Yukarıdaki matriste Δ_x, Δ_y eleman köşe noktalarındaki deplasman; θ_z ise z ekseni etrafındaki açısal yer değiştirme miktarıdır.

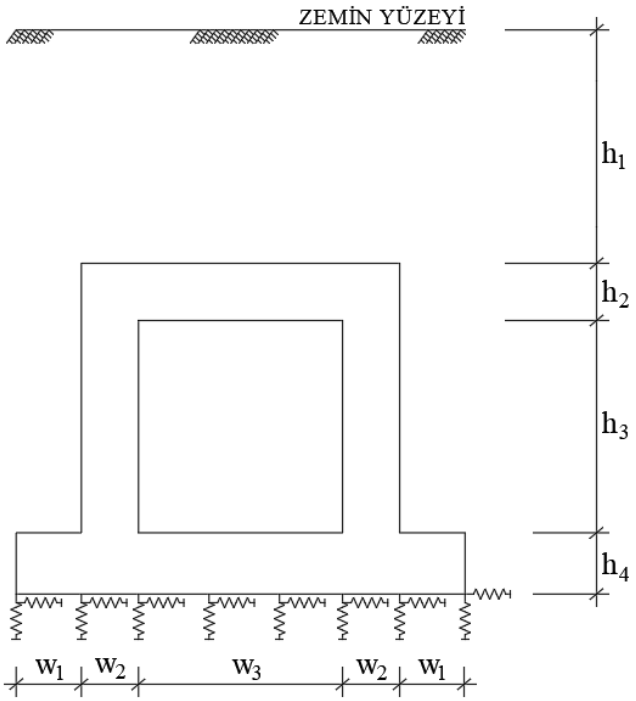
Denklem 3.2' deki $[\varepsilon_s]$ yerine, Denklem 3.4 yazıldığında birim uzunluktaki kuvveti veren aşağıdaki denklem karşımıza çıkmaktadır:

$$[n_s] = [\pi_s] \times [\mu_s] \times [\Delta_s] \times t_s \tag{3.5}$$

Bu denklemdeki $[\mu_s]$ matrisinde x ve y değerlerine, gerilme değerinin öğrenilmek istendiği noktanın x ve y koordinatları girilmektedir. $[\Delta_s]$ ise aranan nokta hangi eleman üzerindeyse o elemanın köşe noktalarının deplasman ve açısal yer değiştirme değerlerinden oluşmaktadır.

3.2. ANALİZ HESAPLAMALARI İLE İLGİLİ GENEL BİLGİLER

3.2.1. Uzunluk Değerleri ve Yay Elemanlar

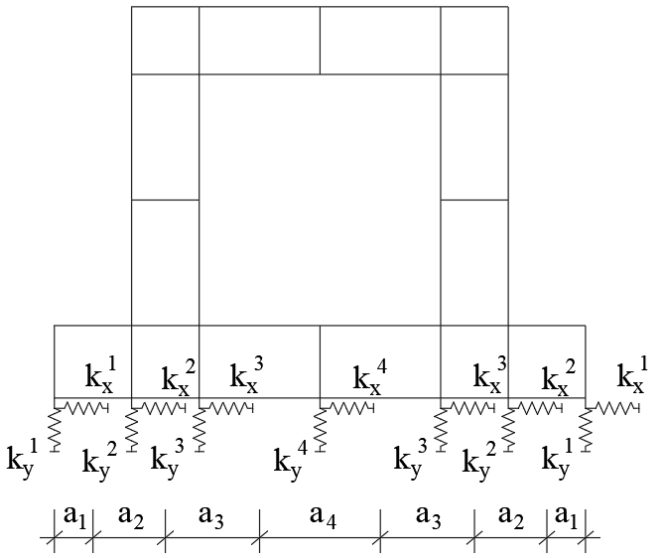


Şekil 3.2: Genel analiz modeli.

Tünel yapısının modellenebilmesi için yukarıdaki şekilde gösterildiği üzere 6 adet yapı ile ilgili uzunluklar (h_2, h_3, h_4, w_1, w_2, w_3) ve tünel üzerindeki zemin yüksekliği (h_1) kullanıcı tarafından program girdisine eklenmelidir. Şekil 3.2'de gösterilen yay elemanlar zemin tepkisini modellemek üzere analizde kullanılan elemanlardır. Çalışmalarda zemin modellemesi farklılık gösterebilmektedir. Tünel elemanlarının modellendiği gibi zeminin de sonlu elemanlar ile modellenmesi araştırmacıların tercih edebileceği yöntemlerden (Sürekli Ortam Modellemesi) biridir. Daha önce de bahsedildiği gibi çalışmalar zeminin yay elemanlar ile modellenebileceğinin uygulanabilirliğini ortaya koymuştur [3]. Kaba bir sonlu eleman modellemesi olan aşağıdaki tünel analizi modelinin (Şekil 3.3) yay katsayıları kullanıcı tarafından girilen zemin yatak katsayısı k_{zemin} değerine göre ve etki uzunluğuna göre her yay elemanı için ayrı ayrı aşağıdaki denklemler ile hesaplanır:

$$k_y{}^1 = k_{zemin} \times a_1 \times (1m), \quad k_y{}^2 = k_{zemin} \times a_2 \times (1m), \quad k_y{}^3 = k_{zemin} \times a_3 \times (1m),$$

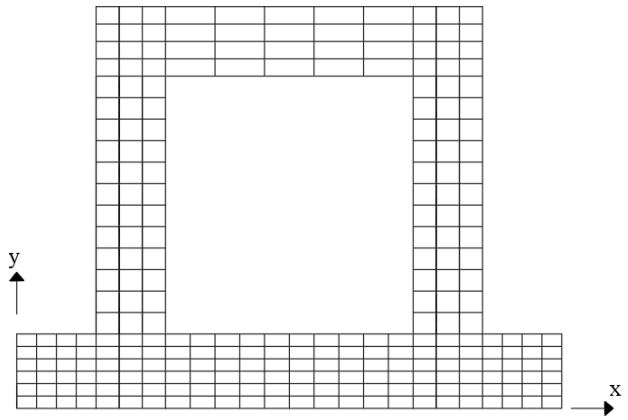
$$k_y{}^4 = k_{zemin} \times a_4 \times (1m), \quad k_x{}^1 = \frac{k_y{}^1}{3}, \quad k_x{}^2 = \frac{k_y{}^2}{3}, \quad k_x{}^3 = \frac{k_3}{3}, \quad k_x{}^4 = \frac{k_y{}^3}{3}.$$



Şekil 3.3: Analizde yer alan yay elemanlar ve etki uzunlukları.

3.2.2. Tünelin Sonlu Eleman Modellemesi

Analiz için yazılan programın kullanıcısı tünele ait tüm elemanların x ve y doğrultusundaki aks sayılarını girerek tünelin sonlu eleman modelini oluşturmaktadır. Aşağıda genel tünel yapılarına göre uygun örnek bir sonlu eleman modeli sunulmuştur (Şekil 2.4). Bu örnekte, tepe kiriş elemanı ile kolon birleşim bölgelerinde x doğrultusunda 5, y doğrultusunda 4 adet aks değeri girilmiştir.



Şekil 3.4: Aks sayıları belirlenmiş örnek bir analiz modeli.

Yazılan programda kullanıcı kolonun x ve y aks sayısı, kolon ile tepe kiriş birleşim bölgesinin x aks sayısı, tepe kirişin y aks sayısı, kolon ile taban kirişin birleşim bölgesinin x aks sayısı, taban kirişin y aks sayısı ve ambuatmanın y aks sayısı olmak üzere toplamda 7 aks bilgisi girerek tünel elemanın sonlu eleman modelini oluşturabilmektedir.

3.2.3. Tünel Yapıya Etkiyen Yükler

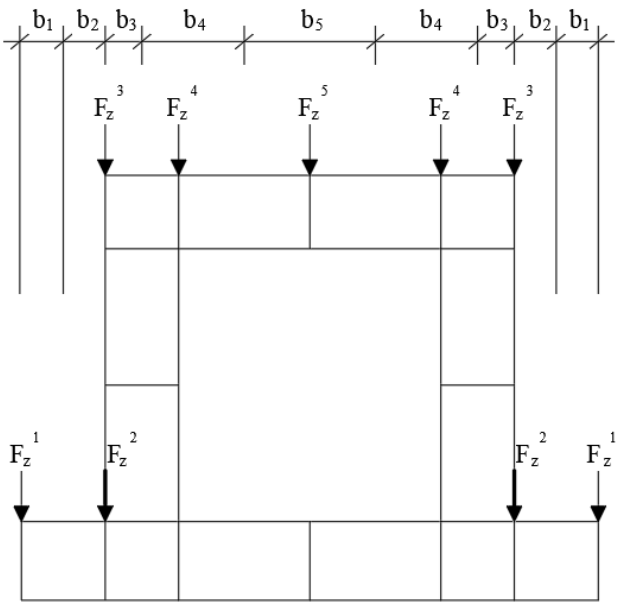
3.2.3.1. Zemin Yükleri

Tünelin üzerindeki toprak yükü, zemin birim hacim ağırlığı (γ_{zemin}) ile tünel üzerindeki zemin hacminin (V_{zemin}) çarpımına eşittir. Zemin yükü, tünel elemanın zemin ile etkileşimde olduğu tünelin üst kısımdaki elmanların ve ambuatmanların tepe düğüm noktalarına etkimektedir.

Ayrıca etkiyen yükün şiddeti söz konusu noktaların etki uzunlukları ile doğru orantılı olarak belirlenmektedir. Şekil 3.5'te kaba bir sonlu eleman ağ modellemesi üzerinde noktaların etki uzunluları gösterilmiş ve daha sonra tünel üzerindeki zemin yüklerinin eşitlikleri ifade edilmiştir.

$$\gamma'_{zemin} = \gamma_{zemin} \times h_1 \times 1m \tag{3.6}$$

$$\gamma''_{zemin} = \gamma_{zemin} \times (h_1 + h_2 + h_3) \times 1m \tag{3.7}$$



Şekil 3.5: Zemin yükleri ve etki uzunlukları.

Şekil 3.5'te belirtilen zemin kuvvetleri oluşturulan programda:

$F_z{}^1 = \gamma''_{zemin} \times b_1$, $F_z{}^2 = \gamma''_{zemin} \times b_2$, $F_z{}^3 = \gamma'_{zemin} \times b_3$, $F_z{}^4 = \gamma'_{zemin} \times b_4$,

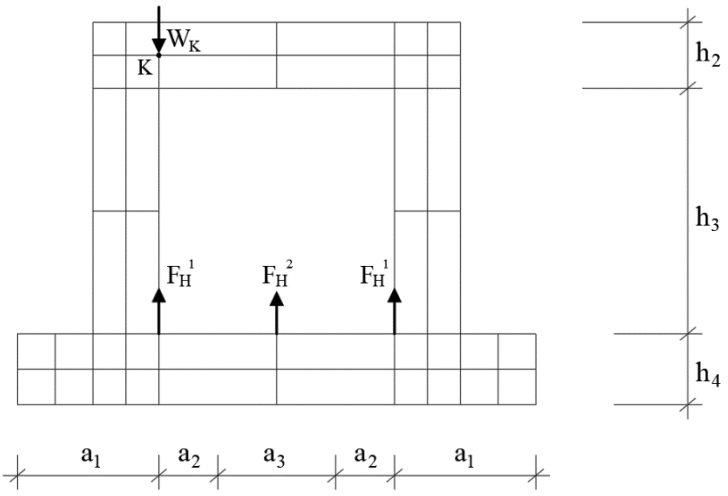
$F_z{}^5 = \gamma'_{zemin} \times b_5$ bağıntıları ile bulunmaktadır.

3.2.3.2. Tünel Elemanın Kendi Ağırlık Kuvveti ve Hafriyat Nedeniyle Açığa Çıkan Kuvvetler

Tüneli oluşturan her bir dörtgen elemanın ağırlık kuvveti, tüneli oluşturan beton malzemesinin birim hacim ağırlığı (γ_{beton}) ile eleman hacminin (V_{eleman}) çarpımına eşittir. Tünelin derinlemesine boyutunun 1m olarak ele alınması nedeniyle birim hacim ağırlığı $\gamma_{beton} \times 1m$ işlemi sonucunda birim yüzey ağırlığına dönüştürülür. Bu noktadan sonra modeldeki her bir dörtgen elemanın ağırlığı, o elemanın düğüm noktalarının etki alanlarıyla orantılı olarak elemanın düğüm noktalarına dağıtılmaktadır.

Hafriyat nedeniyle oluşan kuvvet ise kazılan zeminin birim hacim ağırlığı (γ_{zemin}) ile kazılan zemin hacminin ($V_{kazılan\ zemin}$) çarpımına eşittir. Tünel malzemesinin bulunduğu bölgede malzeme kütlesinden dolayı oluşan düşey kuvvet aşağı yöndeyken hafriyat nedeniyle oluşan düşey kuvvet yukarı yönde olmaktadır. Bu nedenle dörtgen elemanların ağırlık kuvveti düğüm noktalarına dağıtılırken tünel malzemesinin birim hacim ağırlığından zemin malzemesinin birim hacim ağırlığı çıkartılır. Böylece tünel elemanlarının bulunduğu bölgede malzeme kütlesinde dolayı oluşan düşey kuvvetler hesaplanırken hafriyat nedeniyle oluşan kuvvetler de etkitilmiş olur. Aşağıda Şekil 3.6 ve Şekil3.7'de tünel üzerindeki K düğüm noktasında tünel malzemesinin kendi ağırlığından dolayı oluşan kuvvet ile hafriyat nedeniyle oluşan düşey kuvvetin toplamı W_K hesaplanması örneği aktarılmıştır.

Tünelin orta bölgesinde oluşan hafriyat kuvvetleri ise hafriyat alanın tabanındaki düğüm noktalarına etki uzunlukları ile doğru orantılı olacak şekilde etkitilmektedir. Şekil 3.6'da söz konusu kuvvetler ve daha sonra kuvvetlere ait eşitlikler ifade edilmiştir.

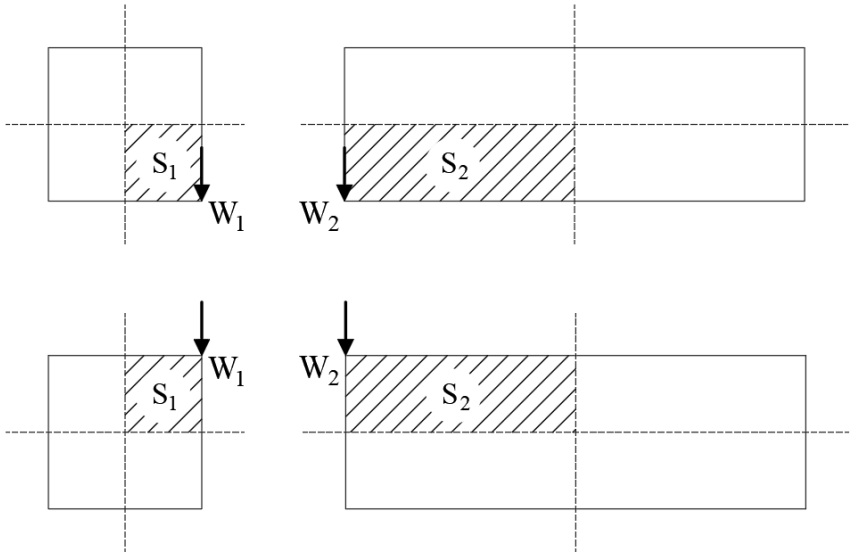


Şekil 3.6: Hafriyat ve tünel malzemesi nedeniyle oluşan kuvvetlerin hesabı.

Şekil 3.6'daki hafriyat nedeniyle oluşan kuvetler:

$$F_H{}^1 = \gamma_{zemin} \times a_2 \times h_3 \times 1m,$$

$$F_H{}^2 = \gamma_{zemin} \times a_3 \times h_3 \times 1m.$$



Şekil 3.7: Tünel malzemesi nedeniyle oluşan düşey kuvvet hesabı.

Şekil 3.7'de tünel mazlemesi ve hafriyat nedeniyle oluşan kuvvetler:

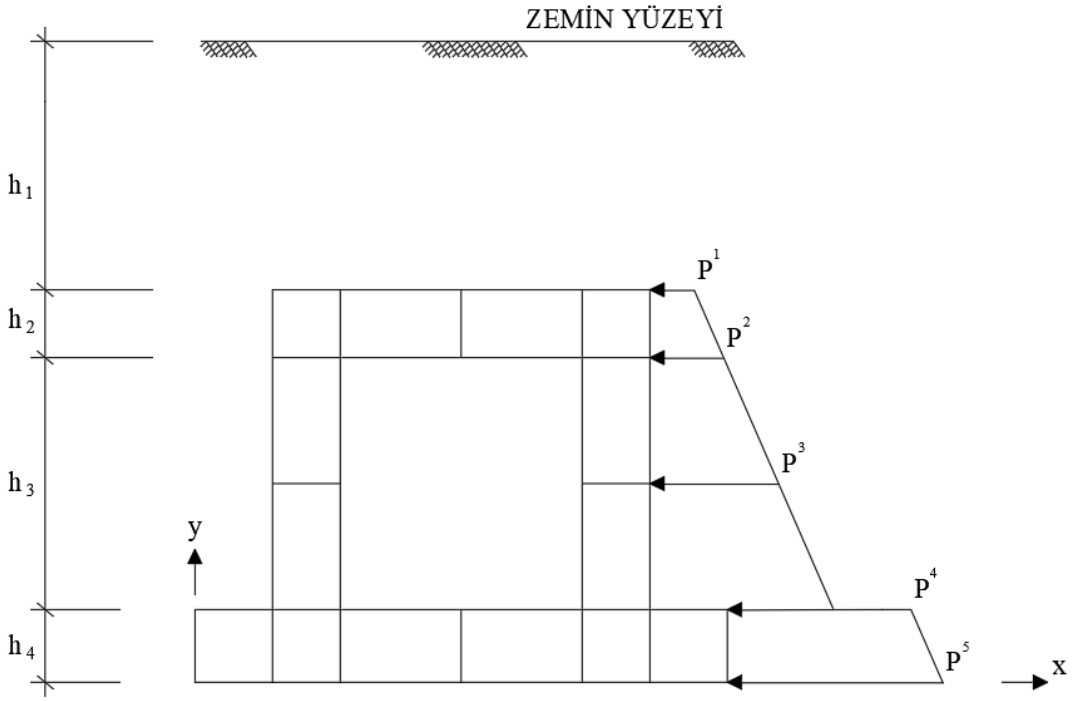
$$W_1 = (\gamma_{beton} - \gamma_{zemin}) \times S_1 \times 1m,$$

$$W_2 = (\gamma_{beton} - \gamma_{zemin}) \times S_2 \times 1m,$$

$$W_K = W_1 + W_1 + W_2 + W_2.$$

3.2.3.3. Zemin İtki Kuvvetleri (Aktif ve Pasif Basınç Kuvvetleri)

Zemin yatay yönde deplasmana maruz kaldığında yapıda deplasmanın yönüne göre aktif ve pasif basınçlar oluşmaktadır. Aktif ve pasif basınç değerleri, aktif basınç katsayısı K_a ve pasif basınç katsayısı K_p değerlerine göre belirlenmektedir. Aşağıdaki Şekil 3.8'de x doğrultusunda deplasmana maruz kalmış zemin içerisindeki tünelin kaba bir sonlu eleman modeli üzerinde aktif ve pasif basınç kuvvetleri resmedilmiştir. Ardından bu basınç kuvvetlerinin yazılan program kodunda nasıl hesap edildiği eşitliklerle ifade edilmiştir.



Şekil 3.8: Doğrusal değişen yayılı aktif basınç kuvvetlerinin hesaplanması.

Şekil 3.8'deki yayılı basınç kuvvetlerinin etki ettiği düğüm noktasındaki değerleri:

$$P^1 = \gamma_{zemin} \times h_1 \times K_a \times 1m,$$

$$P^2 = \gamma_{zemin} \times (h_1 + h_2) \times K_a \times 1m,$$

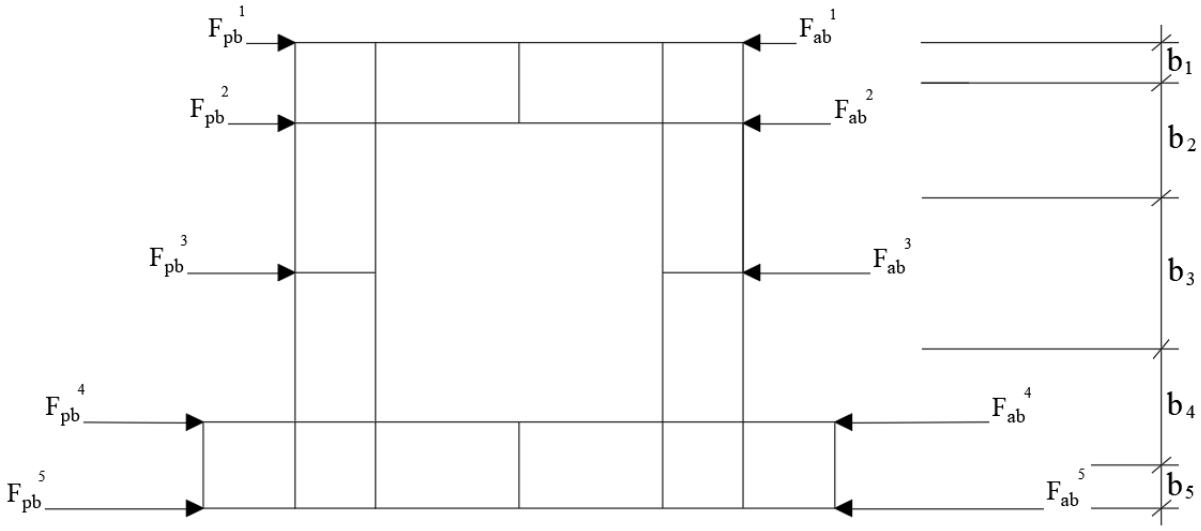
$$P^3 = \gamma_{zemin} \times \left(h_1 + h_2 + \frac{h_3}{2}\right) \times K_a \times 1m,$$

$$P^4 = \gamma_{zemin} \times (h_1 + h_2 + h_3) \times K_a \times 1m,$$

$$P^5 = \gamma_{zemin} \times (h_1 + h_2 + h_3 + h_4) \times K_a \times 1m,$$

bağıntılarıyla hesaplanmaktadır.

Yukarıdaki aktif basınç değerlerinin elde edildiği denklemler ile pasif basınç değerleri de elde edilmektedir. Farklı olarak K_a aktif basınç kat sayısı yerine K_p pasif basınç katsayısı kullanılmaktadır. Aşağıdaki Şekil 3.9'da tünele etkiyen aktif ve pasif basınç kuvvetlerinin etki uzunlakları ve yayılı kuvetlerin tekil kuvvetlere dönüştürülmüş formu gösterilmiştir. Daha sonra söz konuısu kuvvetlere ait denklemler ifade edilmiştir.



Şekil 3.9: Yayılı basınç kuvvetlerinin tekil kuvvetlere dönüştürülmesi.

Şekil 3.9'daki yayılı basınç kuvvetleri;

$F_{ab}{}^{1} = P^{1} \times b_1$,

$F_{ab}{}^{2} = P^{2} \times b_2$,

$F_{ab}{}^{3} = P^{3} \times b_3$,

$F_{ab}{}^{4} = P^{4} \times b_4$,

$F_{ab}{}^{5} = P^{5} \times b_5$,

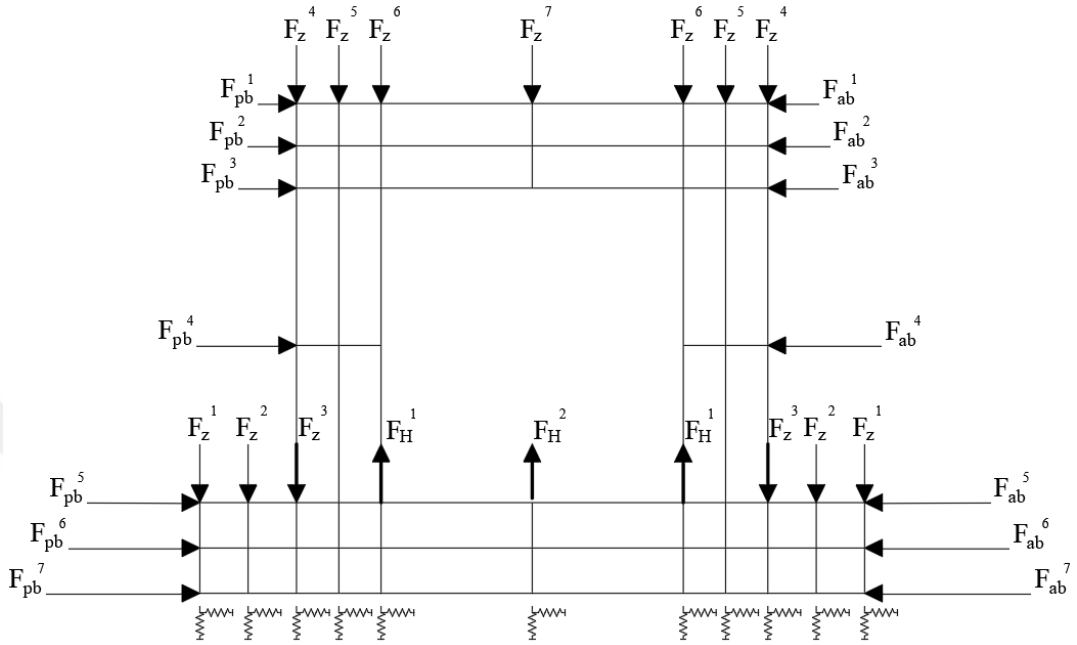
bağıntılarıyla tekil kuvvetlere dönüştürülmektedir. Pasif basınç kuvvetleri yukarıdaki denklemler aracılığıla ve Şekil 3.9'da belirtilen aynı etki uzunları ile benzer şekilde bulunmaktadır.

3.3. STATİK ANALİZ

3.3.1. Statik Yükler

Bu kısımda tünel yalnızca statik konumundan dolayı maruz kaldığı kuvvetler altında ele alınmıştır. Dolayısıyla bu yöntemde yapıya zâti yükler ve aktif-pasif basınç kuvvetleri etki etmektedir. Zâti yükler zemin yükleri, yapı elemanlarının kendi ağırlıkları ve hafriyat kazısı ile oluşan kuvvetlerden oluşmaktadır.

Aşağıdaki Şekil 3.10'da kaba bir sonlu eleman modellemesi ile oluşturulmuş tünel yapıya etkiyen kuvvetler ifade edilmiştir. Bu yükelemelere ilaveten Şekil 3.10'da gösterilmeyen tünelin kendi ağırlığı ve tünel bölgesinde oluşan hafriyat kuvvetleri mevcuttur.



Şekil 3.10: Statik yüklemeler nedeniyler yapıya etkiyen kuvvetler.

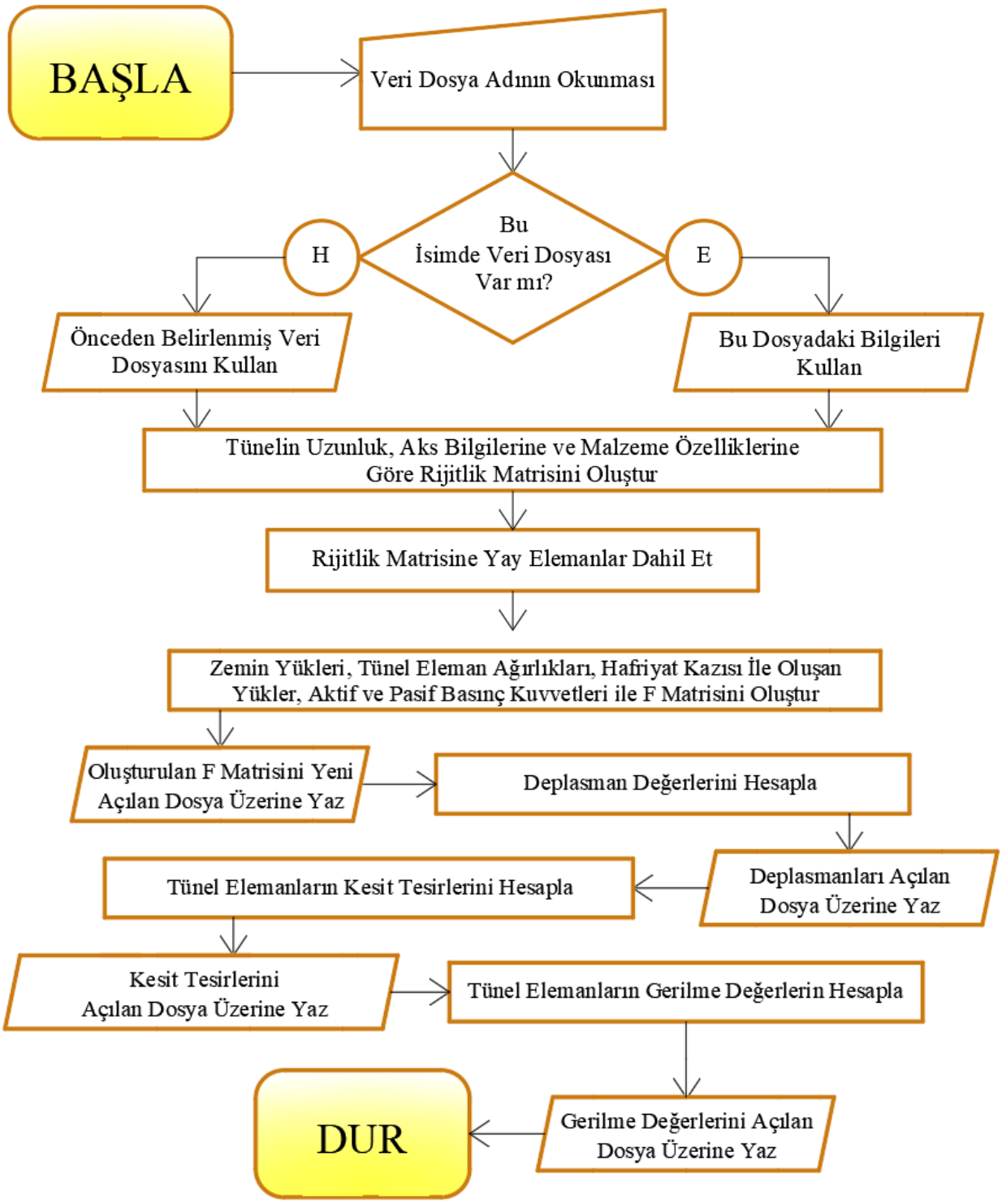
Aktif ve Pasif Basınç Kuvvetleri Sırasıyla: F_{ab} ve F_{pb}

Tünel Üzerindeki Zemin Ağırlığı Nedeniyle Oluşan Kuvvetler: F_z

Hafriyat Kazısı Nedeniyle Açığa Çıkan Kuvvetler: F_H

3.3.2. KONYAP Statik Analiz Modülünün Makro Akış Şeması

KONYAP'ın statik analiz işlemlerini gerçekleştiren modülüne ait makro akış şeması aşağıdaki gibidir. (Şekil 3.11)



Şekil 3.11: Statik analiz modülü makro akış şeması.

3.3.3. Statik Analiz Sonuçları ve Statik Analiz Sonuçlarının Sap 2000 Program Sonuçları İle Karşılaştırılması

3.3.3.1. Yapıya Ait Bilgiler

Bu aşamada kaba bir mesh modellemesine sahip ve 1m kalınlıktaki elemanlardan oluşan tünel modeli statik yüklemeler altında incelenecektir. Söz konusu yapısal bilgiler günlük hayatta çok fazla rastlanılmamakla birlikte bazı alanlarda kullanımı mevcut bulunmaktadır. Burada bu modellemenin amacı KONYAP sonuçlarının yorumlanması ve bu sonuçların Sap2000 programının sonuçları ile karşılaştırılmasıdır.

Zemin Birim Hacim Ağırlığı: 18 $^{kN}/_{m^3}$

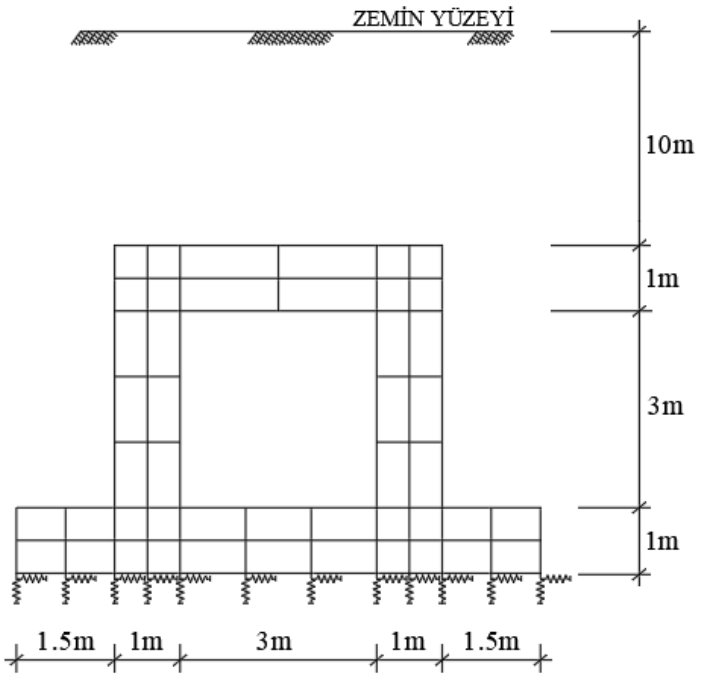
Zemin Yatak Katsayısı: 24 000 $^{kN}/_{m^3}$

Tünele Ait Malzeme Elastisite Modülü: 32 000 000 $^{kN}/_{m^2}$

Tünele Ait Malzeme Poison Oranı: 0.25

Tünel Elemanlarının Kalınlığı: 1m

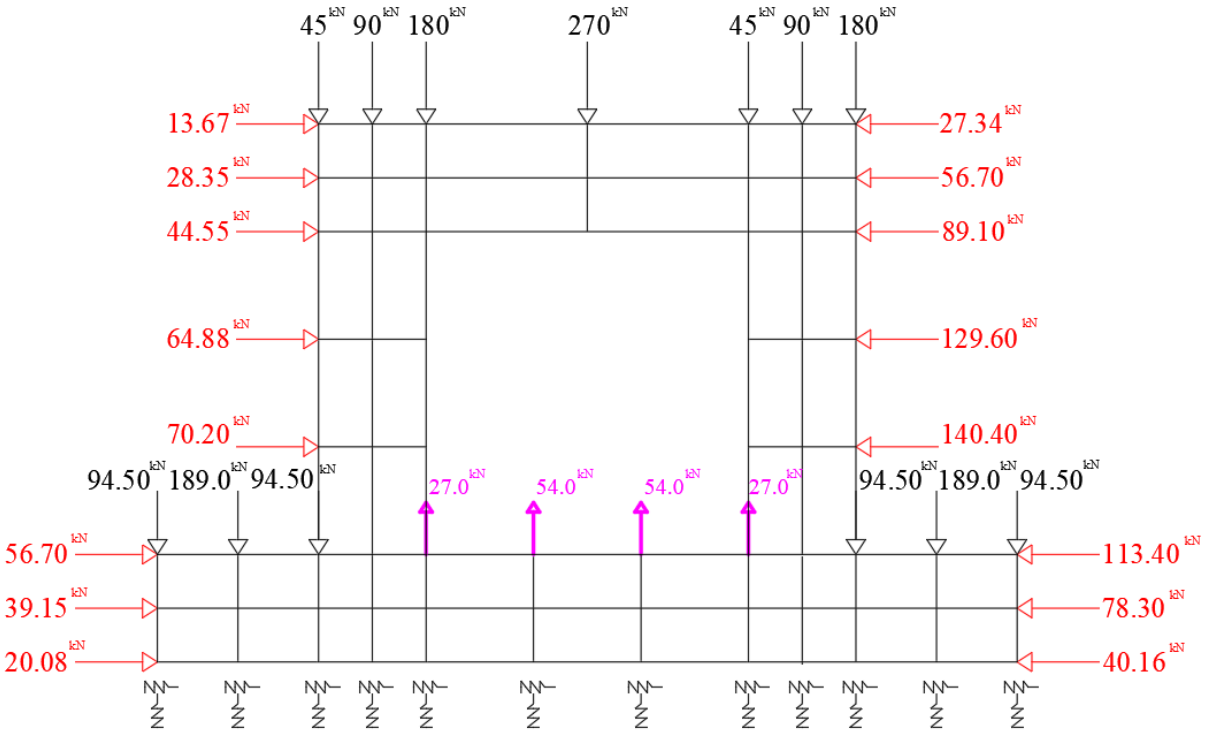
Tünele Ait Malzeme Birim Hacim Ağırlığı: 25 $^{kN}/_{m^3}$



Şekil 3.12: KONYAP ve Sap2000'de statik analizi gerçekleştirilecek model.

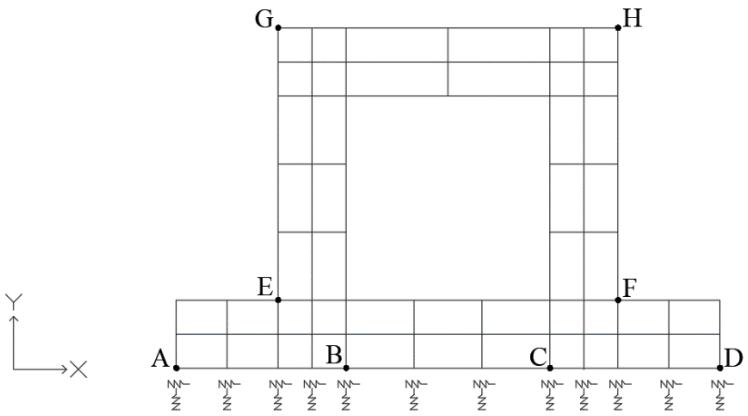
3.3.3.2. Sonuçlar

Verilen yapısal bilgiler doğrultusunda tünele etkiyen kuvvetler program tarafından aşağıdaki şekilde uygulanmaktadır. Bu kuvvetlere ilaveten tünelin kendi ağırlığı ve tünel bölgesinde hafriyat nedeniyle oluşan kuvvetler bütün düğüm noktalarına etkitilmiştir.



Şekil 3.13: Statik analizde düğüm noktalarına etkiyen kuvvetler.

Yukarıdaki yüklemeler altında Şekil 3.14'de belirtilen yapı üzerindeki A,B,C,D,E,F,G ve H noktalarında oluşan doğrusal ve açısal yer değiştirmeler Tablo 3.3'te gösterildiği şekilde bulunmaktadır. Tabloda, programdan bulunan sonuçlar ile Sap2000 programından bulunan sonuçlar karşılaştırılmıştır.

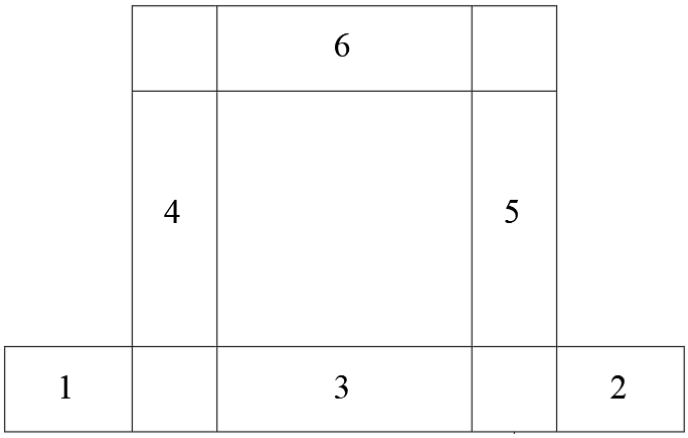


Şekil 3.14: Doğrusal ve açısal yer değiştirme değerlerinin karşılaştırılacağı noktalar.

Tablo 3.3: KONYAP ve Sap2000 doğrusal ve açısal yer değiştirme değerleri.

Nokta Adı	KONYAP Sonuçları			Sap2000 Sonuçları		
	Doğrusal (cm)		Açısal (rad)	Doğrusal (cm)		Açısal (rad)
	X Yönünde	Y Yönünde	Z Yönünde	X Yönünde	Y Yönünde	Z Yönünde
A	-0.522	-1.164	7.96E-04	-0.521	-1.164	8.32E-04
B	-0.522	-0.954	8.29E-04	-0.523	-0.954	8.34E-04
C	-0.532	-0.732	6.93E-04	-0.532	-0.732	6.77E-04
D	-0.533	-0.560	7.05E-04	-0.533	-0.560	6.90E-04
E	-0.606	-1.039	8.37E-04	-0.606	-1.039	8.26E-04
F	-0.602	-0.663	6.96E-04	-0.602	-0.663	7.12E-04
G	-0.915	-1.039	7.34E-04	-0.917	-1.038	7.23E-04
H	-0.922	-0.662	8.03E-04	-0.923	-0.662	8.23E-04

Programlama ile bulunan doğrusal yer değiştirmeler, Sap2000 programıyla bulunanlar ile hemen hemen aynı değerler olarak hesaplanmaktadır. Açısal yer değiştirme değerleri ise formülasyon farkından dolayı farklı çıkmaktadır. Söz konusu farklılıklar ile daha sonra yapılan örneklerde de karşılaşılmaktadır ve bu farklılığın nedenleri daha sonra detaylı olarak incelenmektedir. Bu aşamadan sonra aşağıdaki görselde numaraları belirtilen elemanlarda oluşan iç kuvvetler (eksenel, kesme kuvvetleri ve eğilme momenti) bulunmuş ve yine programlama ile bulunan değerler ile Sap2000 programı ile bulunan değerler Tablo 3.4'te karşılaştırılmıştır.

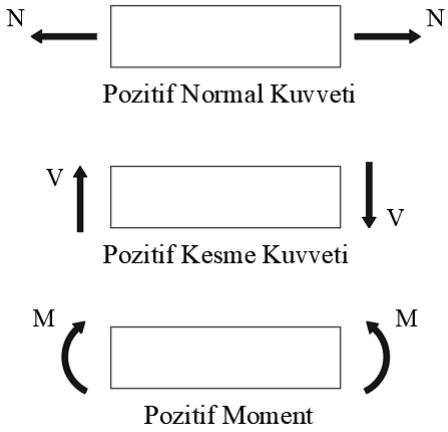


Şekil 3.15: İç kuvvet ve momentleri incelenecek elemanların numaralandırılması.

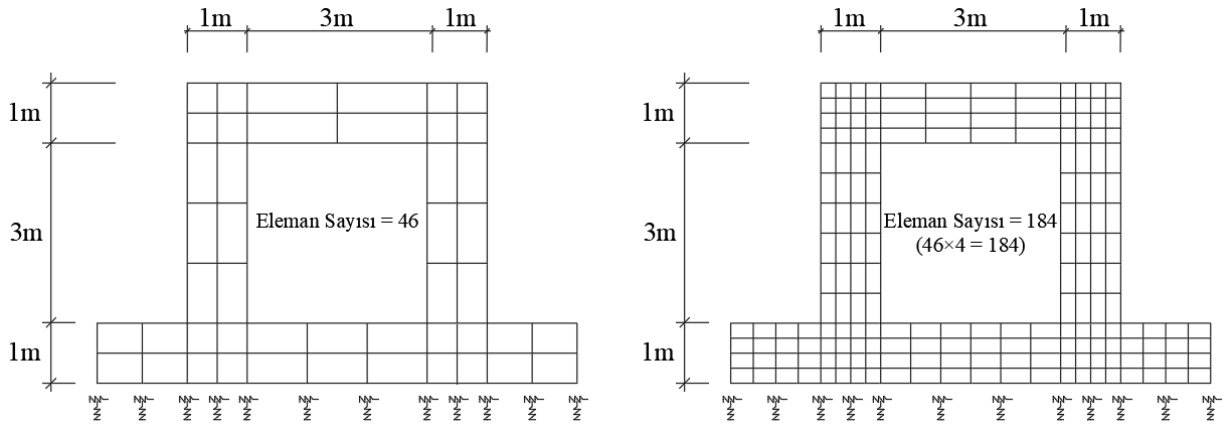
Tablo 3.4: Statik analiz sonucu elemanlarda oluşan maksimum iç kuvvet ve momentler.

	Maksimum İç Kuvvetler -kN ve m- (Statik Yüklemeler)		
Kuvvetler ve Momentler	**KONYAP Sonuçları**	**Sap 2000 Sonuçları**	**Sap 2000 Sonuçları**
	(46 Elemanlı Tünel)	(46 Elemanlı Tünel)	(184 Elemanlı Tünel)
Eleman		**1 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	-162.86	-162.86	-162.86
Kesme Kuvveti	11.63	14.30	14.46
Moment	16.19	15.89	16.41
Eleman		**2 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	-215.87	-216.06	-216.06
Kesme Kuvveti	130.88	133.47	133.37
Moment	-72.60	-56.80	-67.90
Eleman		**3 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	-356.97	-356.40	-355.01
Kesme Kuvveti	331.23	334.63	334.06
Moment	-251.54	-226.65	-248.83
Eleman		**4 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	-538.89	-542.39	-542.70
Kesme Kuvveti	-103.69	-104.39	-105.76
Moment	-203.97	-190.91	-196.45
Eleman		**5 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	-431.11	-434.61	-434.30
Kesme Kuvveti	-252.88	-252.18	-250.82
Moment	364.48	331.78	344.34
Eleman		**6 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	-190.26	-190.96	-192.32
Kesme Kuvveti	194.14	199.39	199.70
Moment	187.16	148.43	171.34

İç kuvvetler hesaplanırken Şekil 3.16'da belirtilen yönler pozitif yön olarak kabul edilmiştir. 184 ve 46 elemandan oluşan tünel modeli aşağıdaki Şekil 3.17'te belitildiği şekildedir. Bu aşamada iç kuvvetlerin karşılaştırılabilmesi için her iki modelde eşit sayıda yay elemanı kullanılmıştır.



Şekil 3.16: İç kuvvet ve momentlerin hesaplanmasında pozitif yön kabulu.



Şekil 3.17: Analizi gerçekleştirilen 46 ve 184 eleman sayılı kondüvi modelleri.

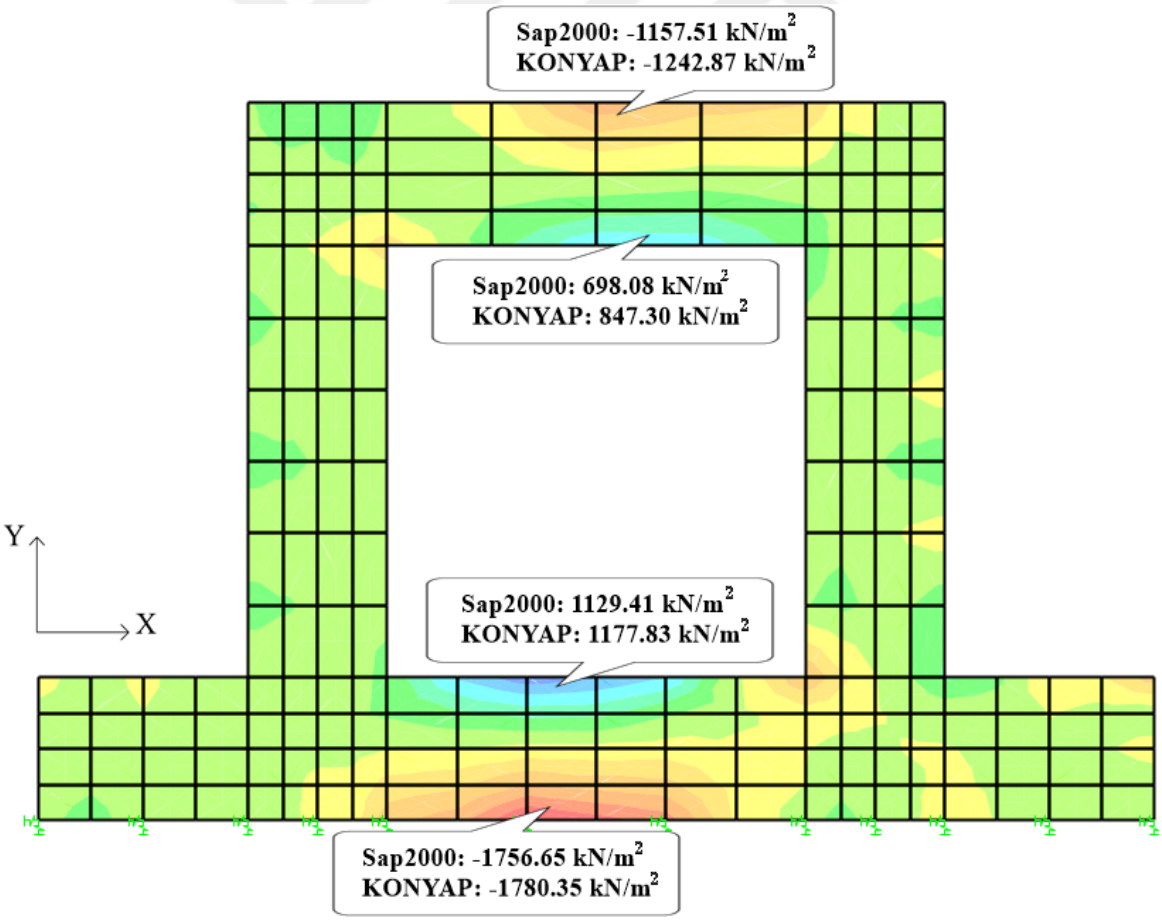
Tablo 3.4'teki sonuçlar incelendiğinde 46 elemanlı modelde yeni formülasyon-programlama ile bulunan maksimum eksenel kuvvet ve kesme kuveti değerleri Sap 2000 programı ile bulunan değerlere yakın olmaktadır. Ancak eğilme momentlerinde farklılık görülmektedir. Bu farklılığın sebebi sonlu eleman formülasyonundan kaynaklanmaktadır. Hermitian polinomlarının kullanıldığı formülasyon ile bulunan moment değerleri Sap2000 programı ile bulunan moment değerlerinden daha büyük olmaktadır. Yani yeni formülasyon ile Sap2000'e göre daha rijit bir yapı oluşturulmaktadır. Sap2000'de eleman sayısı 4 kat arttırıldığında maksimum eksenel ve kesme kuvveti değerleri değişmemekte buna karşılık maksimum moment değerleri yeni formülasyon-programlama ile bulunan moment değerlerine yaklaşmaktadır.

Statik analiz sonucu ile elde edilen tepki kuvvetleri genel sistem denge şartları $\sum \mathrm{Fx} = 0,\ \sum \mathrm{Fy} = 0,\ \sum \mathrm{Mz} = 0$ denklemlerini sağlamaktadır. Dörtgen elemanların köşe

noktalarından elde edilen kuvvet ve moment değerleri kullanılarak yapı elemanlarında oluşan iç kuvet grafikleri incelendiğinde KONYAP ile bulunan iç kuvvetlerde eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve moment grafikleri arasındaki matematiksel ilişki (türev-alan ilişkisi) sağlanmaktadır. Fakat aynı ilişki Sap2000'den elde edilen iç kuvvetler ile incelendiğinde ancak 184 elemanlı modelde söz konusu denklemsel ilişki sağlanmaya başlamaktadır.

Daha önce de belirtildiği gibi böyle bir analizde 46 elemanlı model, yapıyı gerçekçi biçimde temsil etmemektedir. Kesin sonuca yaklaşabilmek için eleman sayısı arttırılmalıdır. Ancak bu aşamada amaç KONYAP ile Sap2000 sonuçlarını karşılaştırabilmektir. Bulunan statik analiz sonuçları incelendiğinde Sap2000 programı ile elde edilen sonuçların çok daha az elemanla KONYAP ile elde edilebildiği görülmektedir.

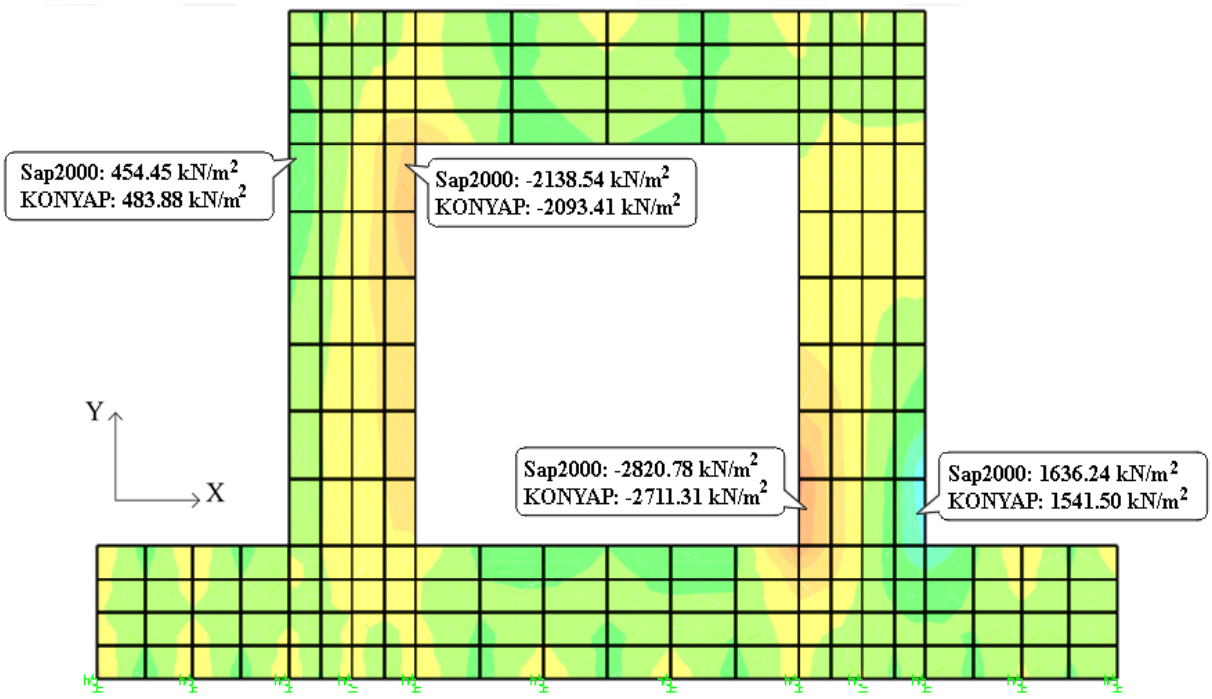
Statik analiz durumunda 184 elemanlı kondüvinin yapı elemanlarında ortaya çıkan maksimum normal ve kayma gerilmeleri Sap2000 ve KONYAP ile bulunmuş ve aşağıdaki Sap2000'den elde edilen gerilme dağılım haritası üzerinde aktarılmıştır.



Şekil 3.18: Statik analiz sonucu X yönünde oluşan normal gerilmelerin karşılaştırılması.

X yönündeki normal gerilme dağılımları incelendiğinde taban kiriş elemanının tıpkı bir temel kiriş elemanı gibi verilen işaret notasyonuna göre negatif yönde eğilmeye maruz kaldığı görülmektedir. Dolayısıyla taban kiriş elemanının alt bölgesi basınca (negatif normal gerilmeye), üst bölgesi ise çekmeye (pozitif normal gerilmeye) maruz kalmaktadır. Kondüvinin tepe kiriş elemanı ise bina türü yapıların kiriş elemanı gibi verilen işaret notasyonuna göre pozitif yönde eğilmeye maruz kalmıştır. Dolayısıyla tepe kiriş elemanın alt bölgesi çekmeye, üst bölgesi ise basınca maruz kalmaktadır.

Aşağıdaki Şekil 3.19'da Y yönündeki normal gerilme dağılımı incelendiğinde ise aktif basınç kuvvetleri nedeniyle sağ kenarda bulunan kolon diye adlandırabileceğimiz düşey taşıyıcı elemanın aşağı kısımlarının sol kenarı basınca sağ kenarı ise çekmeye maruz kalmaktadır.



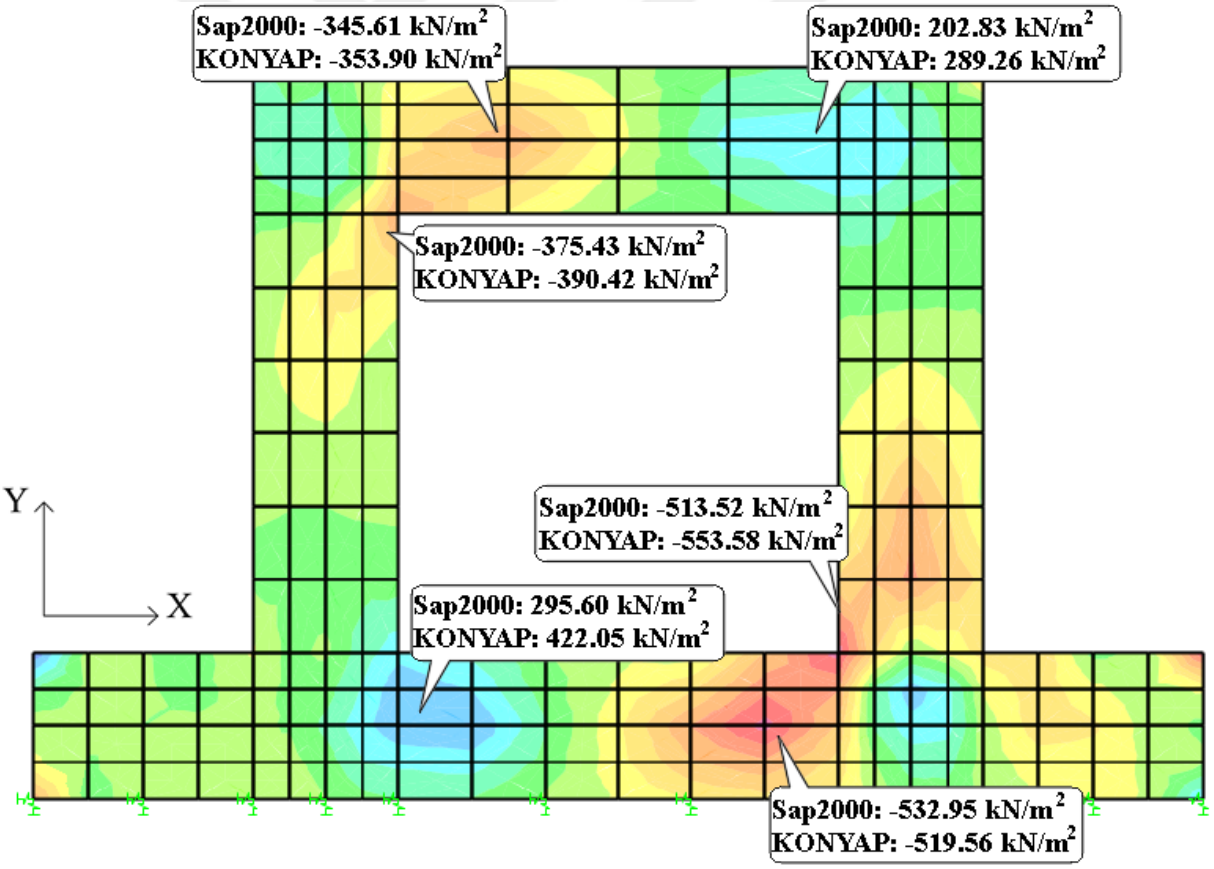
Şekil 3.19: Statik analiz sonucu Y yönünde oluşan normal gerilmelerin karşılaştırılması.

Yapının sol kolon elemanında ise benzer bir durum kolonun üst kısımlarında görülmektedir. Yine burada kolonun sol kenarı çekmeye maruz kalırken sağ kenarı basınca maruz kalmaktadır. Bu kolonda oluşan maksimum gerilmeler, pasif basınç kuvvetlerinin aktif basınç kuvvetlerinin yarısına eşit olduğu için diğer kolon elemana göre daha küçük değerlerde bulunmaktadır.

Şekil 3.20'de kondüvinin genel olarak bütün elemanlarında oluşan ve Sap2000'den elde edilen kayma gerilme dağılımı aktarılmıştır. Hem KONYAP hem de Sap2000 ile elde edilen

maksimum kayma gerilmeleri görsel üzerinde belirtilmiştir. Kayma gerilmesi dağılımları incelendiğinde taban kiriş ve tepe kiriş elemanlarında maksimum gerilme değerlerinin kesitin orta bölgelerinde oluştuğu ve yaklaşık elemanın ortalarına doğru işaret değiştirdiği görülmektedir. Kayma gerilmesinin işaret değiştirmesinin nedeni her iki elemanda da yayılı kuvvetlerden dolayı oluşan iç kesme kuvveti işaretinin değişmesi olarak düşünülebilir. Kolon elemanlarda ise aktif ve pasif basınç kuvveti dağılımlarının yine elemanların iç kesme kuvveti işaretinin değişken olmasına ve bu da kayma gerilmesinde işaret değişikliğine neden olmaktadır.

Elde edilen maksimum kayma gerilmeleri kıyaslandığında en yüksek kayma gerilmesinin sağ kenar kolon elemanının en alt kısmında -553.58 kN/m^2 olarak elde edildiği görülmektedir. Söz konusu eleman aktif basıncın etki ettiği eleman olduğu için nispeten yüksek kayma gerilmeler bu elemanda görülmektedir.



Şekil 3.20: Statik analiz sonucu oluşan kayma gerilmelerinin karşılaştırılması.

Maksimum kayma gerilmeleri Sap2000 ile KONYAP sonuçları arasında kıyaslandığında, genel olarak KONYAP ile daha yüksek gerilmeler elde edilmektedir. Daha önce elde edilen sonuçlarda olduğu gibi KONYAP ile oluşturulan dörtgen elemanın rijitliği

Sap2000 ile oluşturulana göre daha yüksek olmaktadır. Sap2000 ile eleman sayısının arttırılması ile elde edilen sonuçlar KONYAP'ın daha az sayıda elemanla oluşturulan modelin sonuçlarına yakınsaması KONYAP'taki dörtgen eleman formülasyonunun nispeten daha makul sonuçlar verdiğine işaret etmektedir.

3.4. DEPREM ANALİZİ

3.4.1. Yatay Deplasman Analizi

Yer altı yapılarının deprem analizi statik analizden farklı metotlar gerektirmektedir. Bu aşamada deprem analizi belirli düğüm noktalarından belirli ölçüde deplasmana maruz kalmış bir yer altı yapısının diğer düğüm noktalarının deplasmanları ve bütün iç kuvvetleri elde edilerek gerçekleştirilecektir. Yer altı yapılarının deprem analizi için sonuçların bu şekilde bulunduğu yöntem kesin sonuçları sağlayacak yöntem değildir. Bu nedenle bu yöntem tartışmaya açıktır. Çünkü bu yöntemde yapının düğüm noktalarının deplasmanlarında zemin etkileri göz ardı edilmektedir. Yapının gerçek fiziksel davranışında bu deplasmanlar, yapının rijitliği ile zemin rijitliği arasındaki ilişkiye göre zemin hareketinden etkilenmektedir. Zeminin rijitliğinin yapının rijitliğine oranı ne kadar büyük olursa, düğüm noktaları deplasmanları o ölçüde zemin tarafından zemin ile aynı davranışa zorlanacaktır. Kaya türü gibi zeminin nispeten yüksek rijitlikte olduğu bu durumlarda daha yüksek tesir kuvvetleri ve deplasmanlar elde edilmektedir. Gerçek çözüme yakın sonuçlar verebilecek bir çalışma gerçekleştirmek için sistem deplasmanları ile tünel yapıda oluşan gerilmeler arasında sonuçların belirli bir değere yakınsadığı noktaya kadar iterasyon işlemlerinin gerçekleştirildiği analiz yöntemini içeren program kodu oluşturulabilir. Ancak böyle çalışma bir yüksek lisans tez çalışması kapsamında yeteri kadar pratik olamamaktadır.

Bu çalışmanın deprem analizinde yer hareketi tünelin en üst noktalarındaki düğüm noktalarına etki ettirilmiştir. Uygulanan deplasman, noktanın yükseliğinin binde dördü kadar olacak şekilde belirlenmiştir. Daha sonra bu deplasman altında tünelin diğer düğüm noktlarının deplasman değerleri elde edilmiştir. Bu aşamaya kadar tünelin deplasmanlarının elde edilmesi Sap2000 programı vasıtasıyla gerçekleştirilmiştir. Daha sonra yazılan bir program vasıtasıyla Sap2000'deki dörtgen elemanların köşe noktalarındaki kuvvetler kullanılarak tünel elemanlarında oluşan iç tesir kuvvetleri bulunmuştur.

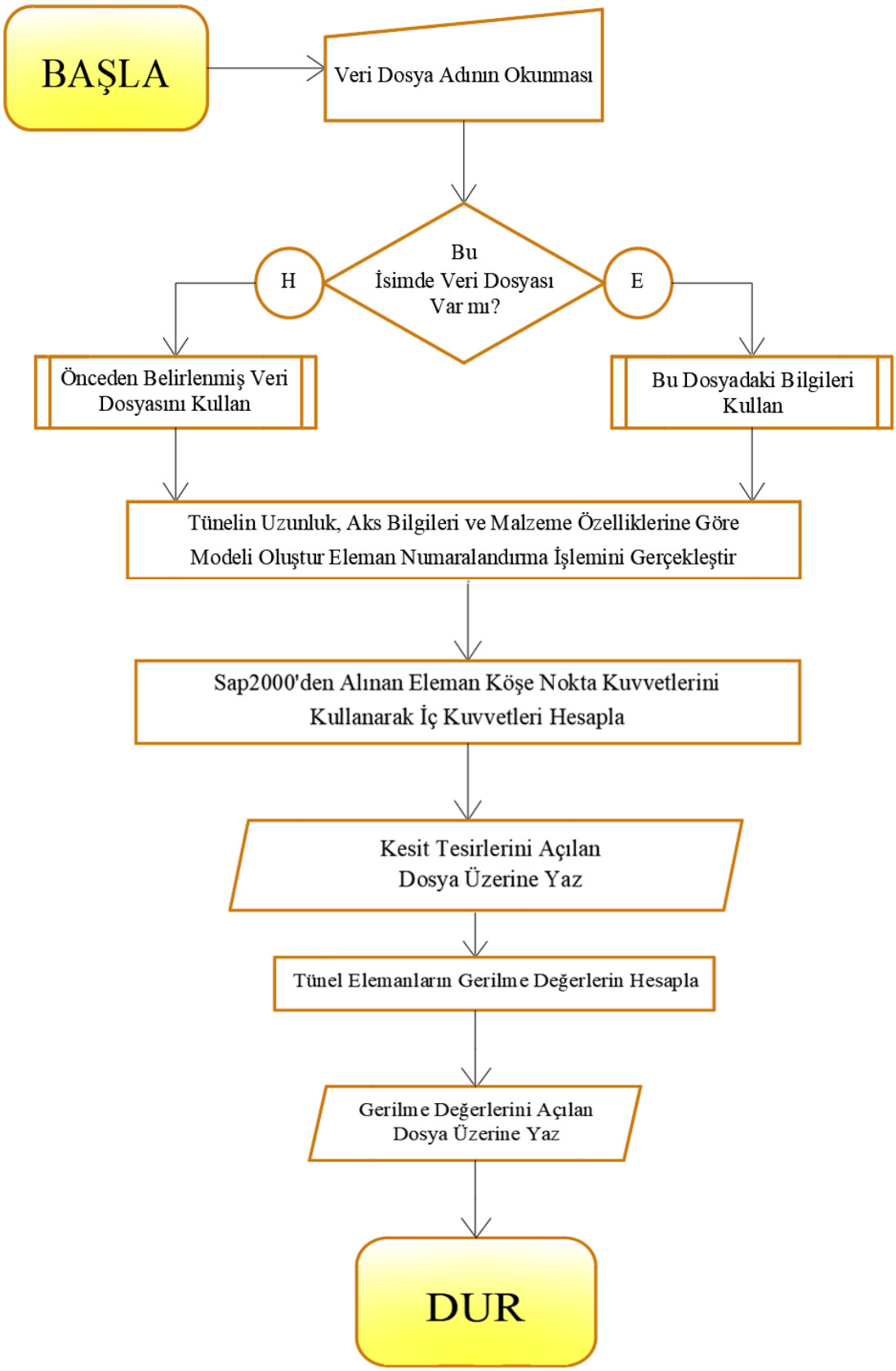
Söz konusu iç kuvvetler Sap2000 programından elde edilen deplasmanlar kullanılarak yeni formülasyon ile oluşturulan tünel yapının elemanlarının rijitlik matrisleri üzerinden tekrar elde edilmiştir. Böylece aynı deplasmanlar kullanılarak Sap2000'deki tünel yapıdan gelen iç kuvvetler ile yeni formülasyon ile oluşturulan tünel yapıdan gelen iç kuvvetler karşılaştırılmıştır. Bu aşamada yeni formülasyon ile oluşturulan tünel yapıda oluşan iç kuvvetler elde edilirken Sap2000'den gelen deplasmanları kullanmak yerine bu formülasyon ile

oluşturulmuş tünel yapıdan elde edilen deplasmanların kullanılması daha gerçekçi bir karşılaştırma olacaktır. Ancak bunun yapılabilmesi için diğer düğüm noktlarının deplasman değerlerinin bulunmasında "Geliştirilmiş Cholesky" yönteminin kullanıldığı bir programın oluşturulması gerekmektedir. "Geliştirilmiş Cholesky" yöntemi sistem rijitlik matrisinin diyagonal elemanları ve yarı simetrideki sıfır olmayan elemanları ile bir vektör oluşturan ve bu vektör üzerinden işlemleri gerçekleştiren bir yöntemdir. Bu yöntem TUNAL ve FEM programlarında kullanılmakla birlikte profesyonel programcılık bilgisi gerektirmekte ve bir yüksek lisans tez çalışması kapsamını aşmaktadır.

Yapının tasarımına esas teşkil edecek iç kuvvetler statik analiz sonuçları ile yatay deplasman analizi sonuçlarının süperpoze edilmesi ile elde edilen iç kuvvetler olmaktadır. Yapının deprem durumunda statik yük dağılımı değişebilmekte fakat toplam düşey yük değerinde genel analiz sonuçlarına etki edecek bir değişiklik oluşmamaktadır. Bu doğrultuda statik analiz sonuçları ile yatay deplasman analizi sonuçlarının süperpoze edilmesi makul bir analiz yöntemi olabilmektedir.

Bu tezin sonraki aşamalarında statik yüklemeler ve deprem durumunu temsilen zorlanmış yatay deplasman hareketi birlikte dikkate alınarak gerçekçi bir ağ (mesh) modellemesine ve boyutlarına sahip bir tünelin analizi gerçekleştirilecek ve sonuçlar incelenecektir.

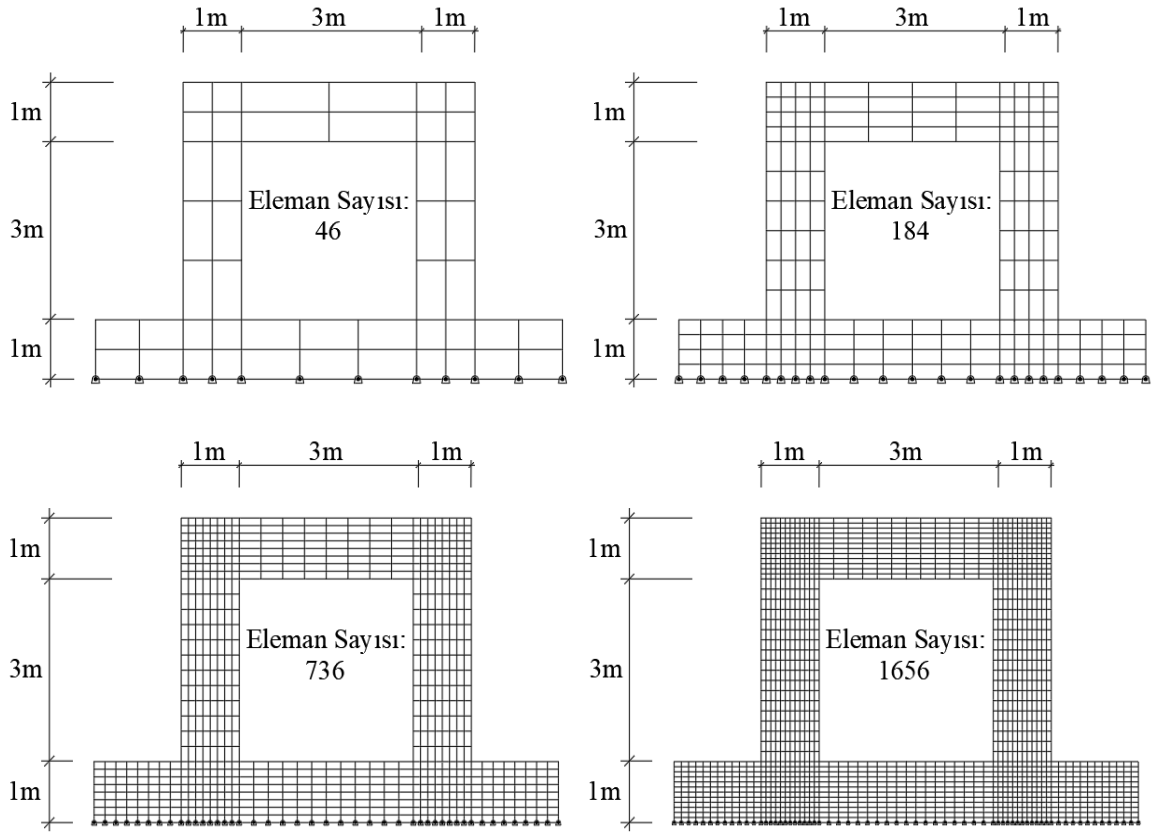
3.4.2. SAP2000 İç Kuvvetlerini Kullanan Deprem Analizi Modülü Akış Şeması



Şekil 3.21: Sap2000 iç kuvvetlerini kullanan deprem analizi modülü akış şeması

3.4.3. Sap2000 Programının Kullanıldığı Yatay Deplasman Analizi Uygulaması

Bu aşamada statik analizde kullanılan aynı boyut ve malzeme özelliklerindeki tünel yapı, zemin hareketi altında analiz edilmiştir. Burada yapı en üst düğüm noktalarından yatay yönde yüksekliğinin 0.004 katı kadar deplasmana maruz bırakılmıştır. Yapı yüksekliği 5 m olduğu için uygulanan deplasman 0.02 m olarak belirlenmiştir. Yapının en alt düğüm noktalarında yatay ve düşey yönde hareketi engelleyecek mesnetler (sabit mafsallar) yerleştirilmiştir. Gerçekçi fiziksel modeli oluşturabilmek ve farklı mesh modellemeler üzerinden sonuçları inceleyebilmek için aşağıdaki Şekil 3.22'te belirtilen eleman sayısı arttırılmış farklı iki model daha işleme dahil edilmiştir.



Şekil 3.22: Yatay deplasman analizi gerçekleştirilecek farklı ağ (mesh) modelleri.

Bu aşamadan sonra Sap2000 programından elde edilen her dörtgen elemana ait köşe noktalardaki iç kuvvetler kullanılarak yapı elemanı bazında maksimum iç kuvvetler bulunmuştur. Eleman numaralandırma işlemi daha önce Şekil 3.15'te gösterilmiştir. Yukarıdaki 4 modele ait iç kuvvetler aşağıdaki Tablo 3.5'te aktarıldığı şekildedir.

Tablo 3.5: Sap2000 yatay deplasman analizinden elden edilen iç kuvvetler.

Maksimum İç Kuvvetler -kN ve m- (Deprem Hareketi Altında)

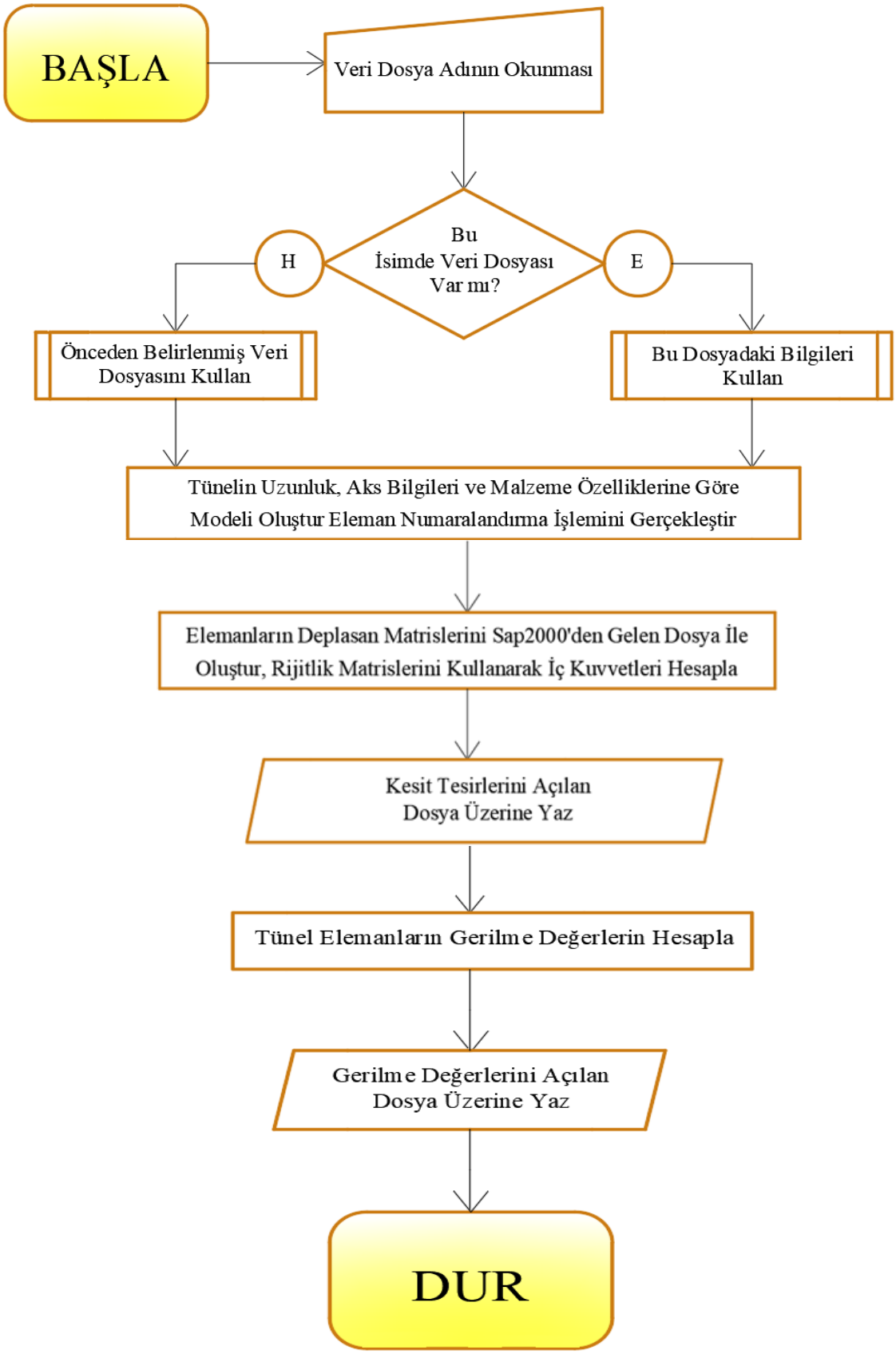
İÇ KUVVETLER	46 Elemanlı Tünel	184 Elemanlı Tünel (46×4=184)	736 Elemanlı Tünel (46×16=736)	1656 Elemanlı Tünel (46×36=1656)
Eleman		**1 Numaralı Eleman**		
Eksenel Kuvvet	6413.11	6117.86	6105.78	6108.82
Kesme Kuvveti	-9112.55	-9922.89	-10575.65	-10852.32
Moment	-5048.37	-3759.36	-3228.07	-3072.50
Eleman		**2 Numaralı Eleman**		
Eksenel Kuvvet	-6413.11	-6117.86	-6105.78	-6108.82
Kesme Kuvveti	-9112.55	-9922.89	-10575.65	-10852.32
Moment	5048.37	3759.36	3228.07	3072.50
Eleman		**3 Numaralı Eleman**		
Eksenel Kuvvet	4097.81	3904.11	3976.89	3989.13
Kesme Kuvveti	-5314.60	-6063.86	-6612.03	-6833.88
Moment	3822.85	3035.86	2667.90	2564.93
Eleman		**4 Numaralı Eleman**		
Eksenel Kuvvet	12318.34	10633.00	9997.93	9813.48
Kesme Kuvveti	10555.46	9148.71	8620.05	8466.63
Moment	-17585.14	-15328.86	-14484.35	-14239.57
Eleman		**5 Numaralı Eleman**		
Eksenel Kuvvet	-12318.34	-10633.00	-9997.93	-9813.48
Kesme Kuvveti	10555.46	9148.71	8620.05	8466.63
Moment	-17585.14	-15328.86	-14484.35	-14239.57
Eleman		**6 Numaralı Eleman**		
Eksenel Kuvvet	11519.98	15966.24	17029.73	17237.58
Kesme Kuvveti	-12318.34	-10633.00	-9997.93	-9813.48
Moment	12717.53	7966.37	6482.03	6101.43

4 modele ait iç kuvvet sonuçları incelendiğinde mesh modellemesi içerisindeki eleman sayısı arttıkça iç kuvvetlerin giderek arttığı veya azaldığı görülmektedir. Fakat bu artış veya azalış giderek azalmakta ve sonuçlar belli bir değere yakınsamaya başlamaktadır. Bunun birkaç önemli sebepleri söz konusudur. Eleman sayısı arttıkça model gerçek bir tünelin söz konusu fiziksel şartlar altında gerçekleştireceği davranışı daha doğru temsil etmeye yönelmektedir. Tünelin gerçek davranışı üzerinde düşünüldüğünde tünelin zemine uyguladığı kuvvetler ve zemin tepki kuvvetleri yayılı kuvvetlerdir. Ancak burada oluşturulan modellemelerde Şekil 3.2 ve 3.9'da gösterildiği üzere yapı ve zemin arasındaki bu kuvvetler tekil kuvvetler olarak

modellenmektedir. Yani tünelin taban noktalarındaki tepki kuvvetleri yatayda ve düşeyde mesnet tepki kuvvetleri olarak görülmektedir. Dolayısıyla mesh modeller üzerinde eleman sayısı arttıkça tünelin taban bölgesinde düğüm noktalarının sayısı artmakta ve tünel-zemin arasındaki kuvvet ilişkisi düzgün yayılı kuvvetler durumundaki gerçekçi ilişkiye yaklaşmaktadır. Ayrıca daha önce bahsedildiği üzere burada deplasmanlar sadece tünelin en üst bölgesindeki düğüm noktalarına uygulanmaktadır. Eleman sayısı arttıkça bu bölgedeki düğüm noktası sayısı da artmakta ve deplasmanın uygulandığı düğüm noktası sayısı arttığı için modeller gerçek tünel davranışını yani üniform zorlanmış deformasyon hareketini yansıtmaya yönelmektedir. Dolayısıyla eleman sayısı arttıkça model gerçekçi davranışa yaklaşmakta ve iç kuvvetler bu doğrultuda değişmektedir.

Yapılan analizin sonuçlarının doğrulunu kontrol etmek amacıyla sistemin genel $\sum \mathrm{Fx} = 0,\ \sum \mathrm{Fy} = 0,\ \sum \mathrm{Mz} = 0$ denge denklemleri şartlarını sağlayıp sağlamadığı incelenmiş ve söz konusu şartların sağlandığı görülmüştür. Aynı tahkikler herhangi bir yerden alınan kesitler üzerinde de gerçekleştirilmiş ve yine denklemlerin sağlandığı görülmüştür.

3.4.4. KONYAP Yatay Deplasman Analizi Makro Akış Şeması



Şekil 3.23: KONYAP yatay deplasman analizi makro akış şeması.

3.4.5. KONYAP Yatay Deplasman Analizi Uygulaması

Bu aşamada en üst düğüm noktalarından yatay yönde deplasmana maruz kalmış tünel yapısının deplasman değerleri Sap2000 ile elde edildikten sonra, bu deplasmanlar ve yeni formülasyona ait rijitlik matrisleri kullanılarak iç kuvvetler elde edilmiştir. Elde edilen iç kuvvetler aşağıdaki Tablo 3.6'ya aktarılmıştır.

Tablo 3.6: KONYAP yatay deplasman analizinden elde edilen iç kuvvetler.

Maksimum İç Kuvvetler -kN ve m- (Deprem Hareketi Altında)

İÇ KUVVETLER	46 Elemanlı Tünel	184 Elemanlı Tünel (46×4=184)	736 Elemanlı Tünel (46×16=7364)	1656 Elemanlı Tünel (46×36=1656)
Eleman		**1 Numaralı Eleman**		
Eksenel Kuvvet	5479.44	5610.13	5803.44	5921.55
Kesme Kuvveti	-9984.60	-10884.80	-11610.56	-11940.77
Moment	-5296.37	-3781.10	-3228.67	-3047.91
Eleman		**2 Numaralı Eleman**		
Eksenel Kuvvet	-5479.44	-5610.13	-5803.44	-5921.55
Kesme Kuvveti	-9984.60	-10884.80	-11610.56	-11940.77
Moment	5296.37	3781.10	3228.67	3047.91
Eleman		**3 Numaralı Eleman**		
Eksenel Kuvvet	4108.80	3908.27	3970.78	3997.27
Kesme Kuvveti	-5817.60	-6654.56	-7270.08	-7518.93
Moment	4077.37	3184.13	2754.32	2622.20
Eleman		**4 Numaralı Eleman**		
Eksenel Kuvvet	12334.93	10645.33	10022.40	9868.80
Kesme Kuvveti	11591.68	10075.04	9492.40	9336.05
Moment	-18255.16	-15602.06	-14606.13	-14309.24
Eleman		**5 Numaralı Eleman**		
Eksenel Kuvvet	-12334.93	-10645.33	-10022.40	-9868.80
Kesme Kuvveti	11591.68	10075.04	9492.40	9336.05
Moment	-18255.16	-15602.06	-14606.13	-14309.24
Eleman		**6 Numaralı Eleman**		
Eksenel Kuvvet	15587.91	17437.39	17703.17	17744.12
Kesme Kuvveti	-13531.84	-11699.36	-11000.56	-10805.92
Moment	14339.97	8545.66	6868.94	6401.11

KONYAP ile bulunan yukarıdaki iç kuvvetler incelendiğinde Sap2000 sonuçları ile elde edilen iç kuvvetlerdeki gibi değerler belirli bir sonuca yakınsamaktadır. Daha önce yapılan çalışmalar incelendiğinde KONYAP programında kullanılan dörtgen eleman, az sayıda eleman kullanılarak yakınsayan sonuçlar elde edilmesini sağlayabilen bir formülasyona sahiptir [16]. Ancak bu uygulamada eleman sayısı arttıkça zemin yapı etkileşiminin üniform olarak incelenmesine yaklaşılması ve tünel üst noktalarına uygulanan deplasmanların üniform zorlanmış deformasyon hareketine yaklaşması sonuçların bir değere doğru yakınsamasına sebep olmaktadır. Bu yakınsamanın nedenleri önceki sonuçların yakınsama sebepleri ile aynıdır. Burada farklı olarak Sap2000'deki modele ait deplasmanların KONYAP ta kullanılan rijitlik matrisleri ile birleştirilerek iç kuvvetlerin elde edilmesi model sonuçlarının farklılaşmasında bir diğer önemli etkendir. Statik analiz sonuçlarında da görüldüğü gibi KONYAP ile elde edilen iç kuvvetler, Sap2000 programı ile elde edilen iç kuvvetlerden nispeten daha büyük çıkmaktadır. Yani yeni formülasyonun dörtgen elemanı Sap2000'de kullanılan dörtgen elemana göre daha rijit bir davranış göstermektedir.

Yine bu aşamada da hem Sap2000 üzerinde yapılan hem de KONYAP ile gerçekleştirilen analizlerin herhangi bir aşamasında hata olup olmadığını kontrol etmek maksadıyla $\sum Fx = 0,\ \sum Fy = 0,\ \sum Mz = 0$ denge denklemleri şartlarının sağlanıp sağlanmadığı incelenmiş ve söz konusu denge denklemleri şartlarının sağlandığı görülmüştür.

3.4.6. Sınır Şartları Değiştirilmiş Yatay Deplasman Analizi

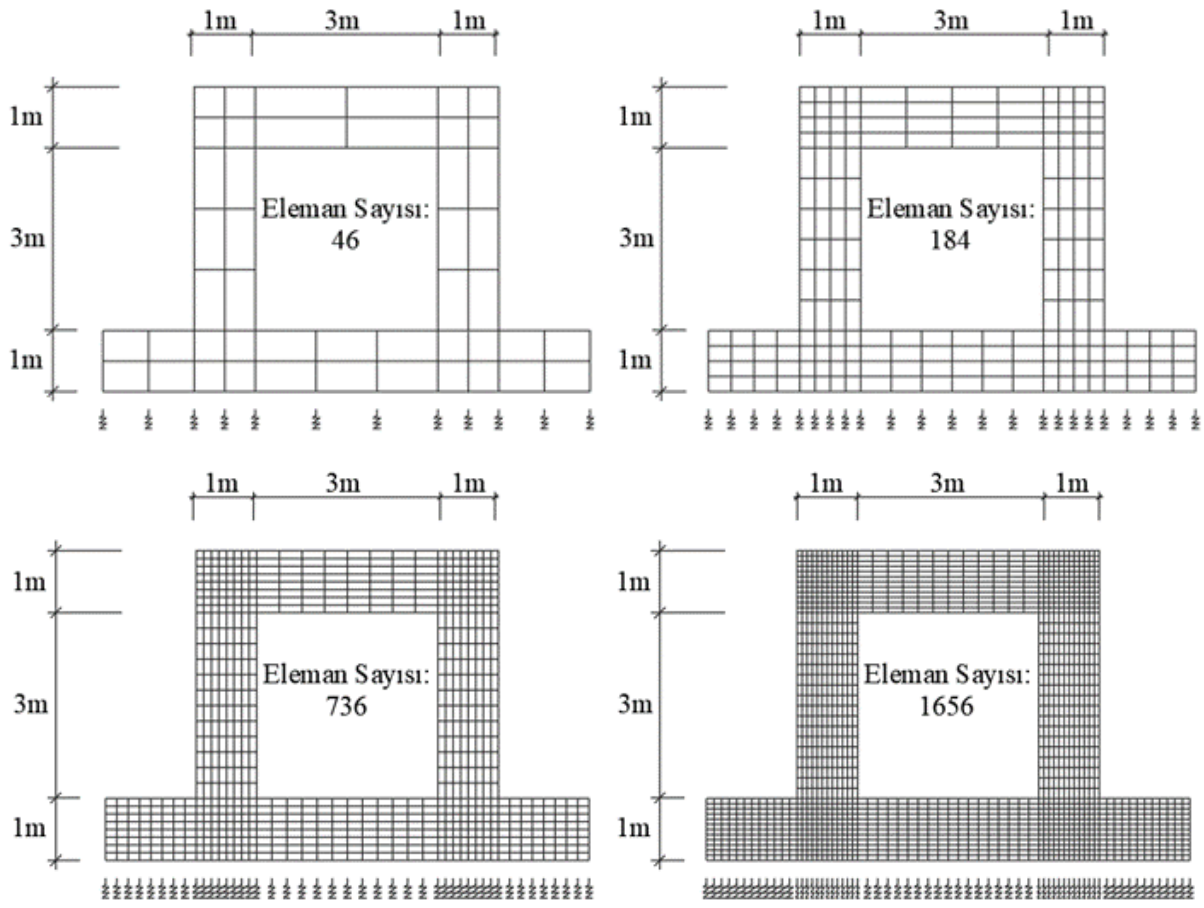
Yer altı yapılarının deplasman analizi genelde sınır şartları etkisi göz önüne alınmadan deplasmanın doğrudan yapıya etki ettirilmesi ile gerçekleştirilmektedir. Yani tünelin statik analizinde kullanılan taban düğüm noktalarındaki yay elemanlar yatay deplasman analizinde de araştırmacılar tarafından kullanılmaktadir. Bu doğrultuda yaygın olarak uygulanan statik sınır koşulları ile gerçekçi bir analiz modeli oluşturulmamaktadır. Çünkü bir yer altı yapısının yatay deplasman analizini uygulayabilmek için tünel düğüm noktalarına baklava dilim halinde görece bir miktar deplasman uygulanması gerekmektedir. Yani sınır şartlarının statik analizdeki özelliklerinin değiştirilmesi gerekmektedir. Bu doğrultuda bu tez çalışmasında şu anki aşamaya kadar yatay deplasman analizlerinde tünel tabanındaki düğüm noktalarına yatay ve düşey yöndeki hareketi engelleyen sabit mafsallar konulmuştur. Ancak bu kısımda sınır şartları, statik analizdeki şartlara benzer bir şekilde yapıya uygulanmış ve elde edilen sonuçlardaki farklılıklar incelenmiştir. Yapının yer hareketi altında göstereceği reaksiyon hareketi ise zemin rijitliğine

bağlı olarak bu çalışmada incelenen farklı iki sınır şartı ile gösterdiği reaksiyonlar arasında bir tepki hareketi olacağı öngörülebilmektedir.

3.4.6.1. Sap2000 Sınır Şartları Değiştirilmiş Yatay Deplasman Analizi

Bu kısımda tünelin taban düğüm noktalarında yatay yöndeki hareket engellenmiş, düşey yöndeki hareket ise zemin yatak katsayısına ve etki uzunluğuna göre belirlenen statik analizdeki gibi yay elemanlar ile kontrol ettirilmiştir. Bu sınır şartları altında yapı Sap2000 programında daha önceki örnekte kullanılan 4 farklı model olarak ele alınmış ve zorlanmış deplasman hareketi tünelin üst düğüm noktalarına etkitilmiştir.(Şekil 3.24)

Daha sonra programdan dörtgen elemanların uç noktalarındaki kuvvetler KONYAP'a aktarılmış ve yazılan bir program kodu ile tünel yapı elemanlarında oluşan iç kuvvetler aşağıdaki Tablo 3.7'deki gibi elde edilmiştir.



Şekil 3.24: Sap2000 yatay deplasman analizi (Farklı sınır şartları altında).

Tablo 3.7: Sap2000 farklı sınır şartları altında yatay deplasman analizi ile oluşan iç kuvvetler.

Maksimum İç Kuvvetler -kN ve m- (Deprem Hareketi Altında)

İÇ KUVVETLER	46 Elemanlı Tünel	184 Elemanlı Tünel (46×4=184)	736 Elemanlı Tünel (46×16=736)	1656 Elemanlı Tünel (46×36=1656)
Eleman		**1 Numaralı Eleman**		
Eksenel Kuvvet	312.50	357.13	379.78	386.06
Kesme Kuvveti	-363.27	-404.28	-424.68	-431.47
Moment	-219.96	-185.88	-171.18	-167.29
Eleman		**2 Numaralı Eleman**		
Eksenel Kuvvet	-312.50	-357.13	-379.78	-386.06
Kesme Kuvveti	-363.27	-404.28	-424.68	-431.47
Moment	219.96	185.88	171.18	167.29
Eleman		**3 Numaralı Eleman**		
Eksenel Kuvvet	318.40	375.01	391.39	398.84
Kesme Kuvveti	-273.20	-267.80	-269.34	-269.62
Moment	204.88	168.70	158.69	157.68
Eleman		**4 Numaralı Eleman**		
Eksenel Kuvvet	475.53	465.26	461.67	460.85
Kesme Kuvveti	401.43	393.23	390.71	390.11
Moment	-654.66	-642.41	-639.33	-638.73
Eleman		**5 Numaralı Eleman**		
Eksenel Kuvvet	-475.53	-465.26	-461.67	-460.85
Kesme Kuvveti	401.43	393.23	390.71	390.11
Moment	-654.66	-642.41	-639.33	-638.73
Eleman		**6 Numaralı Eleman**		
Eksenel Kuvvet	444.43	698.34	786.05	808.91
Kesme Kuvveti	-475.53	-465.26	-461.76	-460.85
Moment	491.10	348.70	299.60	286.80

Elde edilen iç kuvvet değerleri incelendiğinde modele ait dörtgen eleman sayısı arttıkça yine sonuçların belirli bir değere doğru yakınsadığı görülebilmektedir. Sonuçların farklı olmasındaki sebep daha önce bahsedilen "3.4.3. Sap2000 Programının Kullanıldığı Deprem Analizi Uygulaması" kısmındaki sebepler ile aynı olmaktadır. Yapının zemin ile üniform olan ilişkisinin konsantre yay elemanlar ile modellenmesi ve yapının üst düğüm noktalarında uygulanan zorlanmış deformasyon hareketinin eleman sayısı arttıkça yayılı zorlanmış deformasyon hareketine benzemesi sonuçlardaki farklılıkların oluşmasında önemli etkenlerdir.

3.4.6.2. KONYAP Sınır Şartları Değiştirilmiş Yatay Deplasman Analizi

Bu aşamada ise yine taban düğüm noktalarının yatay hareketinin tutulduğu düşey hareketinin ise yay elemanlar ile kontrol edildiği sınır şartları ile analiz gerçekleştirilmiştir. Yapının Sap2000'den elde edilen deplasman değerleri baz alınarak yeni dörtgen eleman formülasyonun kullanıldığı KONYAP ile iç kuvvetler elde edilmiştir. (Tablo 3.8)

Tablo 3.8: KONYAP farklı sınır şartları altında yatay deplasman analizi ile oluşan iç kuvvetler.

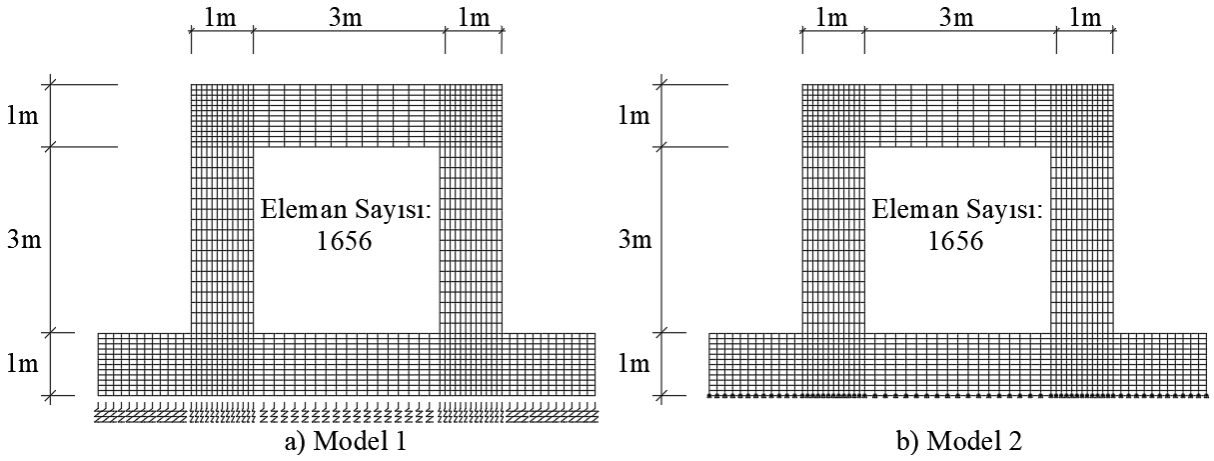
Maksimum İç Kuvvetler -kN ve m- (Deprem Hareketi Altında)

İÇ KUVVETLER	46 Elemanlı Tünel	184 Elemanlı Tünel (46×4=184)	736 Elemanlı Tünel (46×16=7364)	1656 Elemanlı Tünel (46×36=1656)
Eleman		**1 Numaralı Eleman**		
Eksenel Kuvvet	281.90	356.53	388.61	397.46
Kesme Kuvveti	-384.96	-449.12	-455.60	-496.96
Moment	-222.90	-188.77	-167.51	-149.48
Eleman		**2 Numaralı Eleman**		
Eksenel Kuvvet	-281.90	-356.53	-388.61	-397.46
Kesme Kuvveti	-384.96	-449.12	-455.60	-496.96
Moment	222.90	188.77	167.51	149.48
Eleman		**3 Numaralı Eleman**		
Eksenel Kuvvet	320.00	396.80	409.60	409.60
Kesme Kuvveti	-297.60	-292.96	-299.76	-307.09
Moment	214.77	173.30	163.13	157.91
Eleman		**4 Numaralı Eleman**		
Eksenel Kuvvet	486.40	477.87	494.93	524.80
Kesme Kuvveti	447.68	445.44	445.28	451.89
Moment	-677.67	-654.69	-641.95	-645.69
Eleman		**5 Numaralı Eleman**		
Eksenel Kuvvet	-486.40	-477.87	-494.93	-524.80
Kesme Kuvveti	447.68	445.44	445.28	451.89
Moment	-677.67	-654.69	-641.95	-645.69
Eleman		**6 Numaralı Eleman**		
Eksenel Kuvvet	599.94	757.51	813.63	802.39
Kesme Kuvveti	-524.16	-512.00	-510.40	-516.75
Moment	556.83	370.90	318.90	304.50

Yine bu aşamada da eleman sayısı arttırıldıkça sonuçların belirli bir değere yakınsadığı görülmektedir. Burdaki sonuçların farklılaşmasındaki etken "KONYAP Yatay Deplasman Analizi Uygulaması" kısmındaki sebepler ile aynı olmaktadır. Sonuçlar incelendiğinde KONYAP ile elde edilen değerlerin Sap2000 programı ile elde edilen değerlerden nispeten daha büyük sonuçlar verdiği görülmektedir.

3.4.6.3. Farklı Sınır Şartları ile Gerçekleştirilen KONYAP Yatay Deplasman Analizi Sonuçlarının Karşılaştırılması

Burada daha önce gerçekleştirilen yatay deplasman analizi sonuçlarının farklı sınır şartlarına göre nasıl değiştiğinin incelenmesi için bir karşılaştırma yapılmştır. Her iki karşılaştırmada daha önceki örneklerde kullanılan aşağıdaki modeller kullanılmıştır. Her iki analizde de deplasman değerleri Sap2000 pogramı ile elde edildikten sonra KONYAP ile iç kuvvetler bulunmuştur.



a) Model 1 b) Model 2

Şekil 3.25: Farklı sınır şartları ile altında yatay deplasman analizi.

Modellere uygulanan deplasmanlar eşit büyüklükte ve yapı malzeme özellikleri aynı olmasına karşın yapıda oluşan iç kuvvetler arasında büyük farklar oluşmaktadır. Bunun temel sebebi sınır şartlarının farklı olmasıdır. Tünel taban düğüm noktalarının yatayda ve düşeyde tutulu olduğu Model 2'de daha büyük iç kuvvetleri oluşmaktadır. Model 2'de yapının taban düğüm noktalarından deformasyon hareketi engellenerek daha rijit bir yapı modellenmiş olmaktadır. Daha önce bahsedildiği üzere deprem analizi çalışmalarında Model 1'deki sınır şartları da tercih edilebilmekte ancak yapının yer hareketi altında göstereceği deformasyon ile uyuşmamaktadır. Çünkü yapının zemin deformasyonu ile birlikte gerçekleştireceği göreceli hareket deprem anında hesaba katılması gereken önemli bir durumdur ve bu durumu nispeten daha iyi yansıtan model yapının taban düğüm noktalarından tutulu olduğu Model 2'dir.

Özellikle zeminin kaya türü sert malzemeden oluştuğu durumlarda beklenen tesir kuvvetleri Model 2 ile elde edilen iç kuvvetlerdir. Ancak kil gibi düşük rijitlikte olan zeminlerdeki yer altı yapılarında Model 1 'deki gibi bir deplasman gerçekleşebilmekte ve yapı elemanlarında olaşacak iç kuvvetleri Model 1 ile elde edilen iç kuvvetlerine yaklaşabilmektedir. Yani zemin rijitliğine bağlı olarak yapının göstereceği deplasman hareketi ve yapı elemanlarında oluşacak iç kuvvetler değişebilmektedir. Aşağıdaki Tablo 3.9'da farklı iki sınır şartları altında gerçekleşen yatay deplasman analizi ile elde edilen mutlak değerce maksimum iç kuvvetler aktarılmıştır.

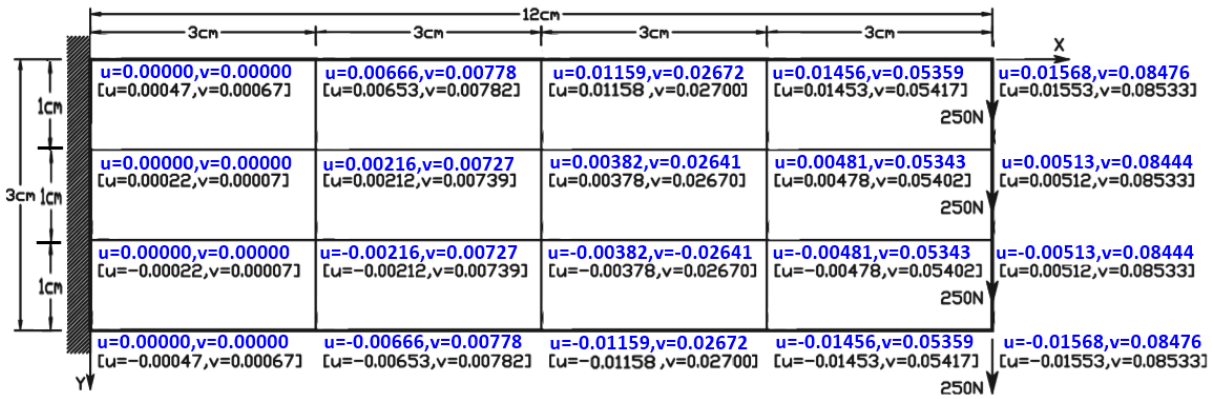
Tablo 3.9: Yatay deplasman analizinde maksimum iç kuvvetler.

İÇ KUVVETLER	**Maksimum İç Kuvvetler -kN ve m- (Deprem Hareketi Altında)**	
Model No	**Model 1**	**Model 2**
Eleman	**1 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	397.46	5921.55
Kesme Kuvveti	-496.96	-11940.77
Moment	-149.48	-3047.91
Eleman	**2 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	-397.46	-5921.55
Kesme Kuvveti	-496.96	-11940.77
Moment	149.48	3047.91
Eleman	**3 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	409.60	3997.27
Kesme Kuvveti	-307.09	-7518.93
Moment	157.91	2622.20
Eleman	**4 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	524.80	9868.80
Kesme Kuvveti	451.89	9336.05
Moment	-645.69	-14309.24
Eleman	**5 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	-524.80	-9868.80
Kesme Kuvveti	451.89	9336.05
Moment	-645.69	-14309.24
Eleman	**6 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	802.39	17744.12
Kesme Kuvveti	-516.75	-10805.92
Moment	304.50	6401.11

Bu karşılaştırmada Model 2'de bu kadar büyük iç kuvvetlerin çıkması kesit boyutlarının yüksek tutulması ile de ilgilidir. Buraya kadar iç kuvvetlerin ve deplasmanların genel anlamda incelenmesi ve statik analiz ile deprem analizlerinin Sap2000 ve KONYAP sonuçlarının karşılaştırması amaçlandığı için mevcut kesit boyutları tercih edilmiştir. Bu uygulamadan sonra pratikte karşılaşılabilecek tünel boyutları ile analizler ve karşılaştırmalar yapılacak ve sonuçlar incelenecektir.

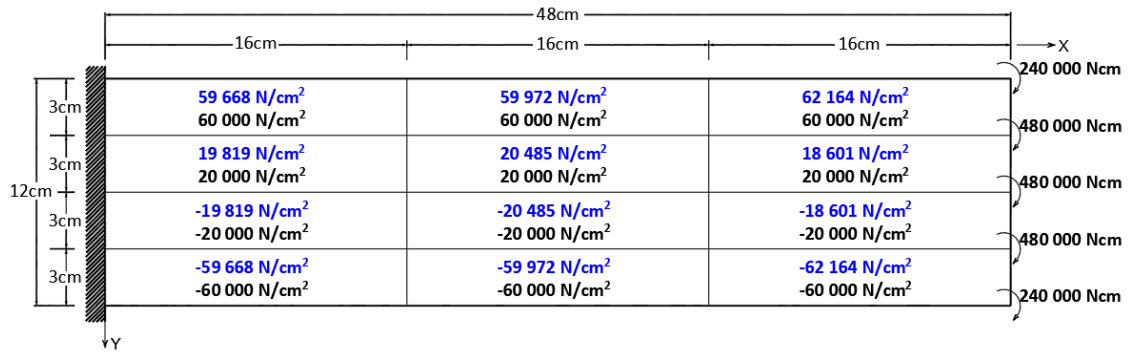
3.5. VERİFİKASYON

Tünel analizinde kullanılan dörtgen elemana ait formülasyonun doğruluğu bu bölümde test edilmiştir. Test için Şekil 3.26'da 12 dörtgen elemandan oluşan konsol plak elemanın her uç düğüm noktasına 250N (toplamda 1000N) etki ettirilmiştir. Timoshenko ve Goodier'ın analitik çözümü [19] ile bulunan değerler parantez içerisinde, sonlu elemanlar yöntemi ile bulunan değerler ise bu değerlerin üzerinde gösterilmiştir. Plağa ait değerler: $\upsilon = \frac{1}{3}$, $t = 0.1\text{cm}, E = 30 \times 10^6 \ \frac{N}{cm^2}$, olarak belirlenmiştir.



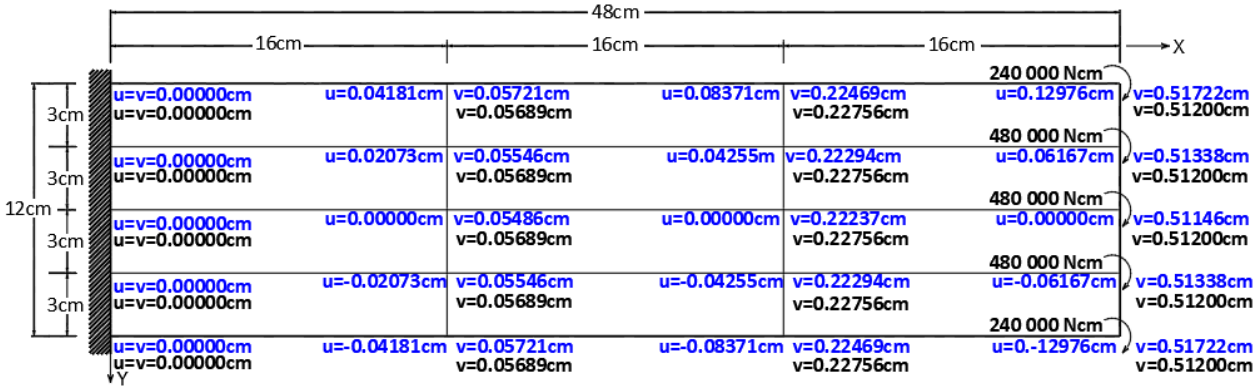
Şekil 3.26: Timoshenko-Goodier [19] ve Öztorun [12]: Düşey yükleme altındaki konsol plak deplasman değerlerinin karşılaştırılması.

Şekil 3.27'de konsol plak uç kenarındaki her düğüm noktasından momente maruz bırakılmıştır. Bu sayede düzlemsel moment etkisi altında sonlu elemanlar yöntemi sonuçları test edilmiştir. Öncelikle gerilme değerleri incelenmiştir. Gerilme değerleri elemanların orta noktalarında ve X doğrultusunda elde edilmiştir. Şekilde yaygın olarak bilinen kiriş teorisi ile bulunan gerilme değerleri siyah renk, sonlu elemanlar yöntemi ile bulunan gerilme değerleri ise mavi renkte yazılmıştır. Kiriş teorisi ile gerilme hesabında E elastisite modülü, I atalet momenti, υ poison oranı, t plağın kalınlığı olmak üzere $\sigma = \frac{My}{I}$ bağıntısı kullanılmıştır. Bu tahkikte plağa ait değerler: $E = 30 \times 10^6 \ \frac{N}{cm^2}$, $\upsilon = \frac{1}{4}$, $t = 1\text{cm}$ olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.27: Kiriş teorisi ve Öztorun [12]: Eğilme momenti altındaki konsol plak gerilme değerlerinin karşılaştırılması.

Plağın düzlem moment yükleme analizinde deplasman sonuçları da incelenmiştir. Şekil 3.28'de sonlu elemanlar yöntemi değerleri yine mavi, kiriş denklemi deplasman sonuçları ise siyah renkte belirtilmiştir. (Kiriş denklemi $\frac{ML^2}{2EI}$)



Şekil 3.28: Bilinen kiriş deneklemi ve Öztorun [12]: Eğilme momenti uygulanmış konsol plak deplasman değerlerinin karşılaştırılması.

4. BULGULAR

Daha önceki kısımda genel özellikleri itibarıyla ele alınan KONYAP, bu bölümde farklı analiz modelleri ve inceleme yöntemleri ile detaylı olarak incelenmeye devam edilmiş ve elde edilen sonuçlar Sap2000 ile elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır.

4.1. UYGULAMA 1

Bu aşamada Şekil 4.1'deki tünel modeli aşağıda belirtilen şartlar altında analiz edilmiştir. Analizin gerçekleştirilebilmesi için söz konusu malzeme, zemin ve konum şartları programın "txt" uzantılı girdi dosyasına aktarılmaktadır. Uygulamada hem statik analizde hem de farklı sınır şartları altında gerçekleştiriken yatay deplasman analizinde sonuçlar, yeni formülasyonun kullanıldığı KONYAP'tan aktarılmıştır. Analiz sonuçlarında elde edilen doğrusal ve açısal yer değiştirme değerleri ve maksimum iç kuvvetler incelenmiş daha sonra elemanların kesit tesiri diyagramları çizilmiştir.

Zemin Birim Hacim Ağırlığı: 18 $^{kN}/_{m^3}$

Zemin Yatak Katsayısı: 24 000 $^{kN}/_{m^3}$

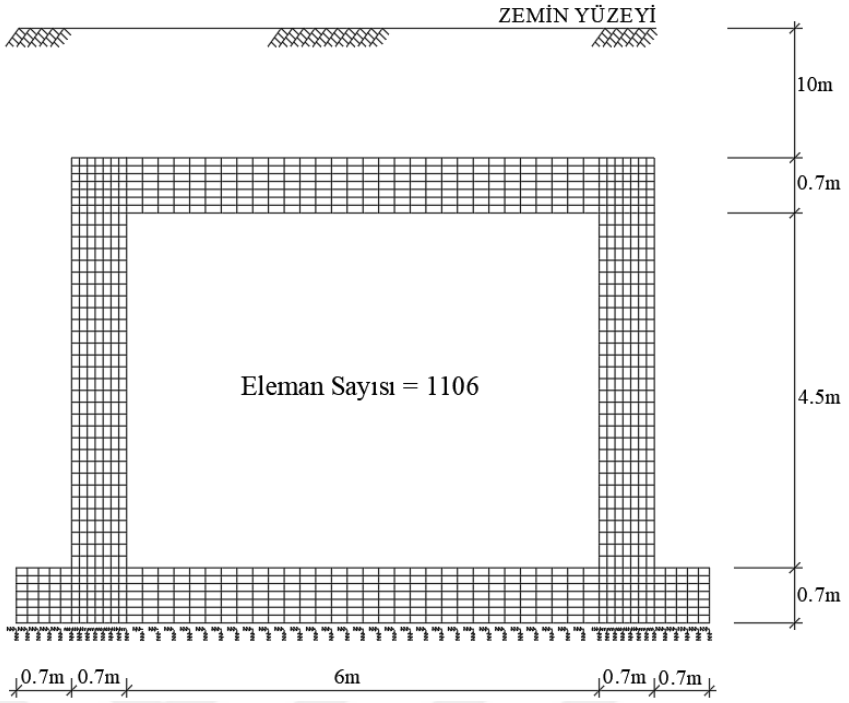
Tünel Üzerindeki Zemin Yüksekliği: 10 m

Tünele Ait Malzeme Elastisite Modülü: 32 000 000 $^{kN}/_{m^2}$

Tünele Ait Malzeme Poison Oranı: 0.25

Tünel Elemanlarının Kalınlığı: 0.7 m

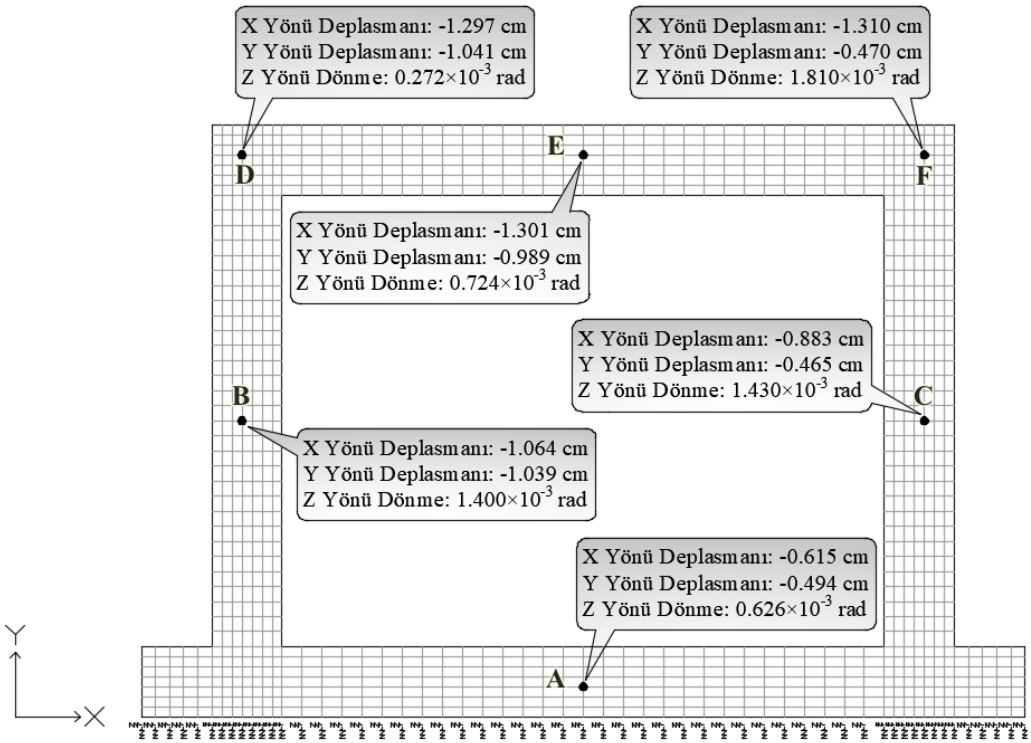
Tünele Ait Malzeme Birim Hacim Ağırlığı: 25 $^{kN}/_{m^3}$



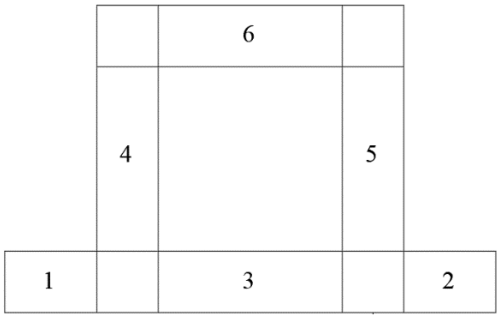
Şekil 4.1: Uygulama 1'de incelenen model: kesit boyutları, ağ modeli, eleman sayısı.

4.1.1. Statik Analiz Sonuçları

Statik yüklemeler altında yapıda oluşan deplasman değerleri, belirtilen noktalarda aşağıdaki şekilde bulunmuştur.



Şekil 4.2: Statik analiz sonucu oluşan doğrusal ve açısal yer değiştirme değerleri.



Şekil 4.3: İç kuvvet ve momentleri incelenecek elemanların numaralandırılması.

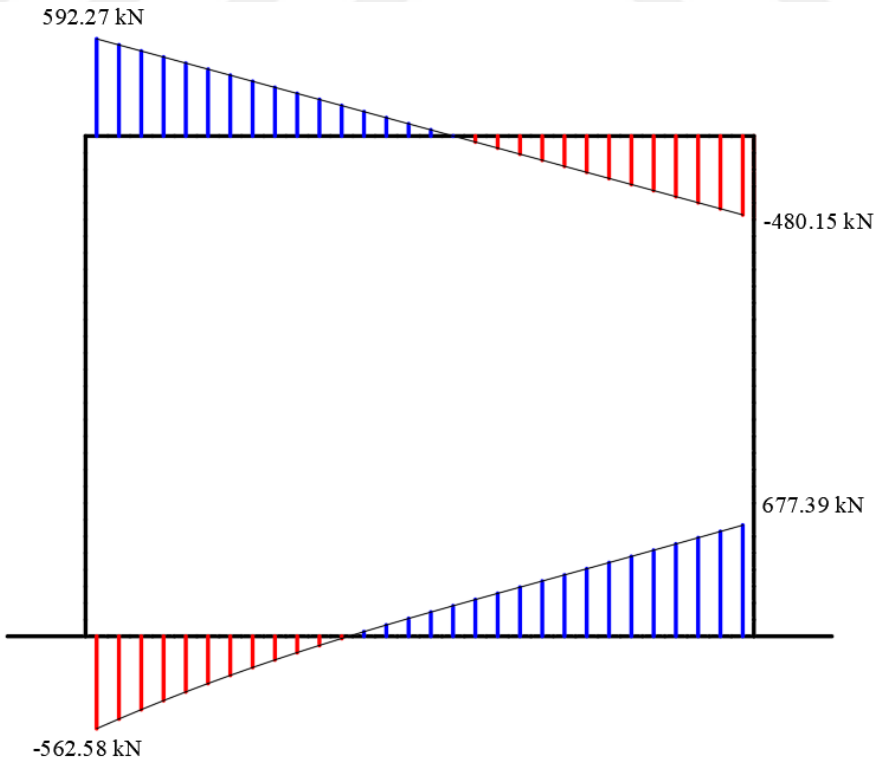
Eleman numaralandırma işlemi Şekil 4.3'teki gibi olmak üzere analiz sonucu yapı elemanlarında açığa çıkan iç kuvvetler aşağıdaki Tablo 4.1'de aktarıldığı şekildedir.

Tablo 4.1: Statik analiz sonucu elemanlarda oluşan mutlak değerce maksimum iç kuvvetler.

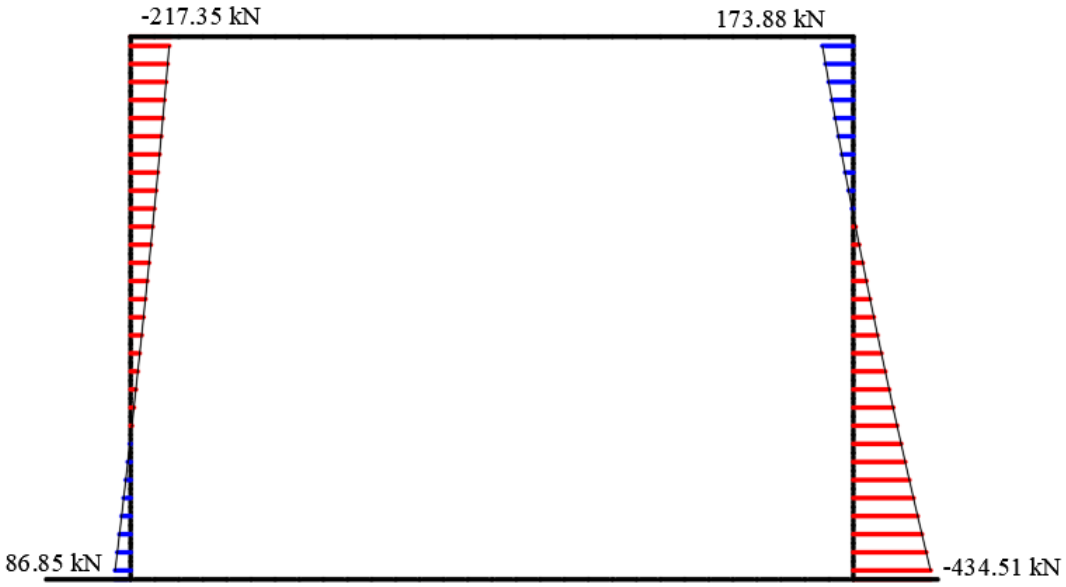
Statik Yüklemeler Altında Maksimum İç Kuvvetler -kN ve m-

Eleman Numarası	1	2	3	4	5	6
Eksenel Kuvvet	-92.33	-126.44	-490.95	-761.87	-649.75	-260.81
Kesme Kuvveti	3.41	109.20	677.39	-217.35	-434.51	592.27
Moment	-6.12	-27.88	-614.23	-602.21	752.55	541.67

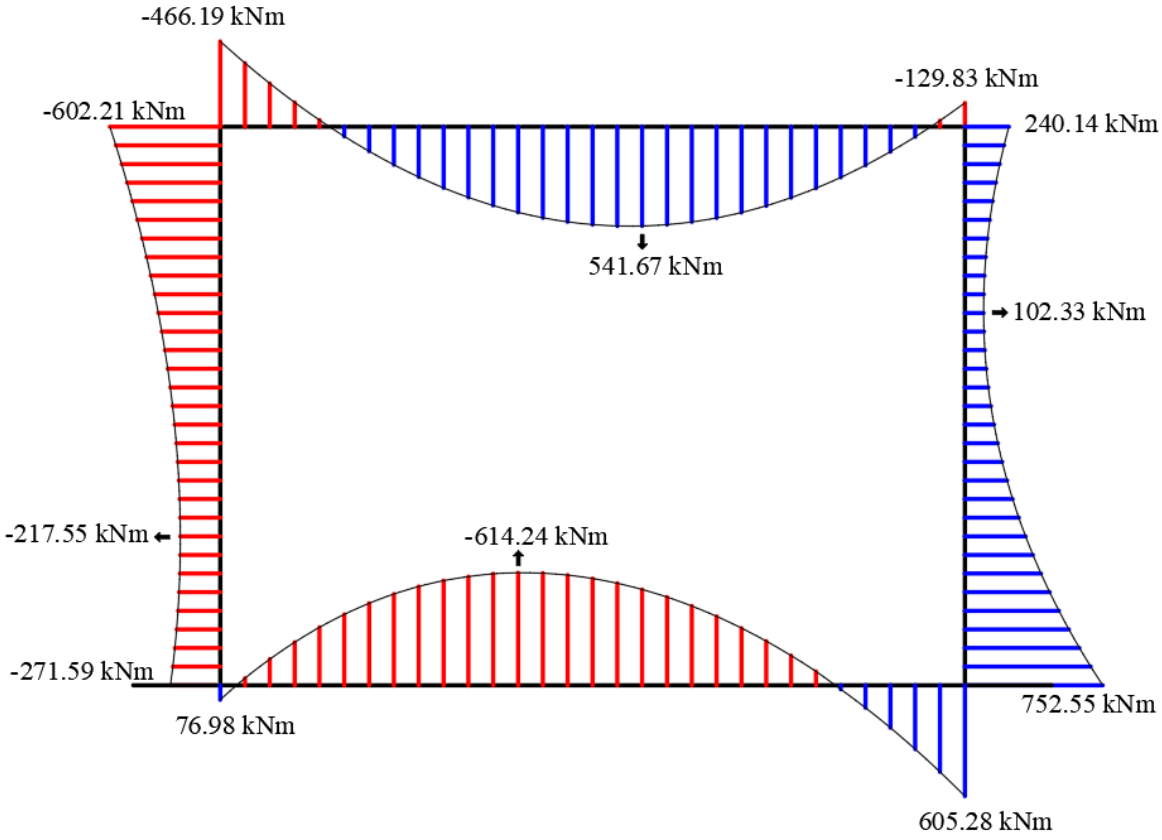
Yapı elemanlarına ait iç kuvvet grafikleri Şekil 4.4, 4.5 ve 4.6'da aktarıldığı şekildedir.



Şekil 4.4: Taban kiriş ve tepe kiriş elemanlarının kesme kuvveti grafiği.



Şekil 4.5: Kolon elemanlarda oluşan kesme kuvveti grafiği.

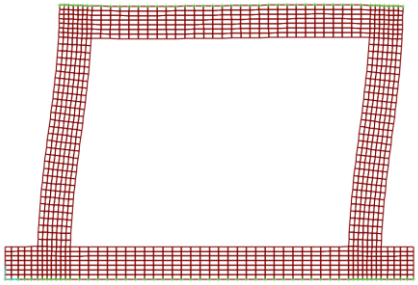


Şekil 4.6: Yapının bütün elemanlarına (ambuatmanlar hariç) ait moment grafiği.

Ambuatmanlarda oluşan kesit tesirleri değerleri diğer elemanlara göre nispeten küçük olduğu için grafiklerde ambuatmanlara ait iç kuvvet değerleri belirtilmemiştir.

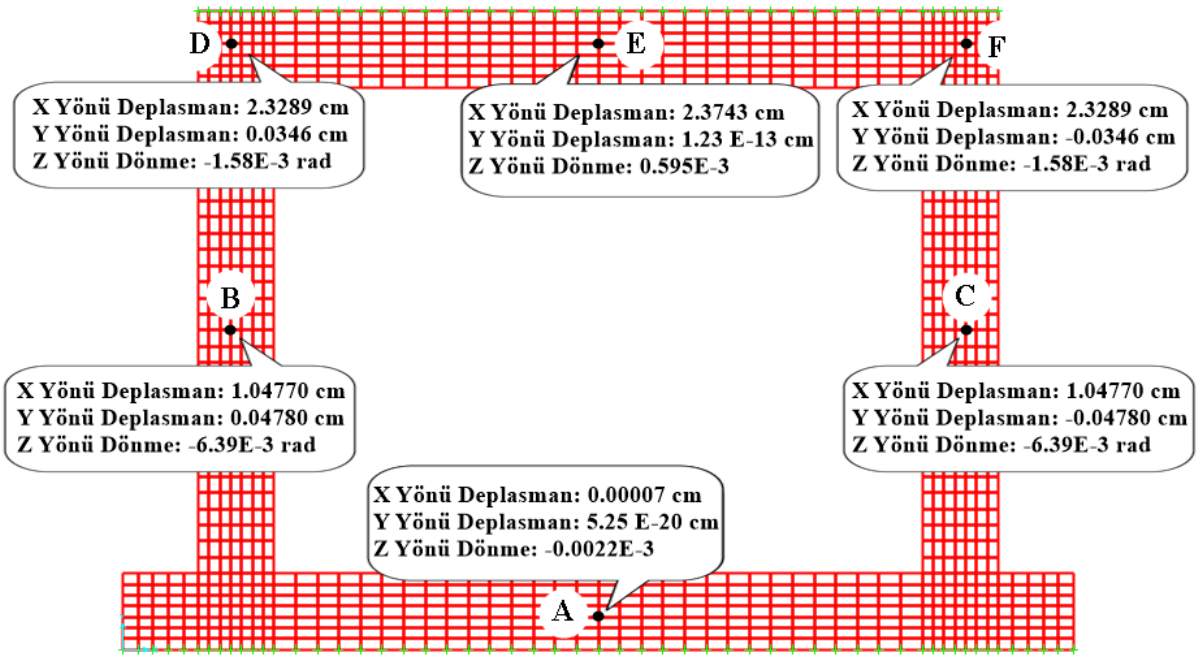
4.1.2. Deprem Analizi Sonuçları

Deprem analizinde yapı, zemin rijitliği ile ilişkili olarak tepe düğüm noktalarından zorlanmış deformasyona maruz kaldığı varsayılarak analiz edilmektedir. Uygulamanın bu aşamasında yapı taban mesnet noktalarından yatay ve düşey yönde tutulmuş, üst düğüm noktalarından ise $H_T = 0.7 + 4.5 + 0.7 = 5.9$ m olmak üzere $H_T(5.9) \times 0.004 = 0.0236$ m yatay deplasmana maruz bırakılmıştır. Bu aşama Sap2000 programı ile gerçekleştirilmiş ve elde edilen deplasman değerleri KONYAP'a aktarılmıştır. Yapının söz konusu zorlanmış deformasyon altındaki şekil değiştirmiş hali aşağıdaki Şekil 4.7'de aktarıldığı şekildedir. Şekil değiştirmenin görülebilmesi için deformasyon miktarı 20 kat arttırılarak çizilmiştir.



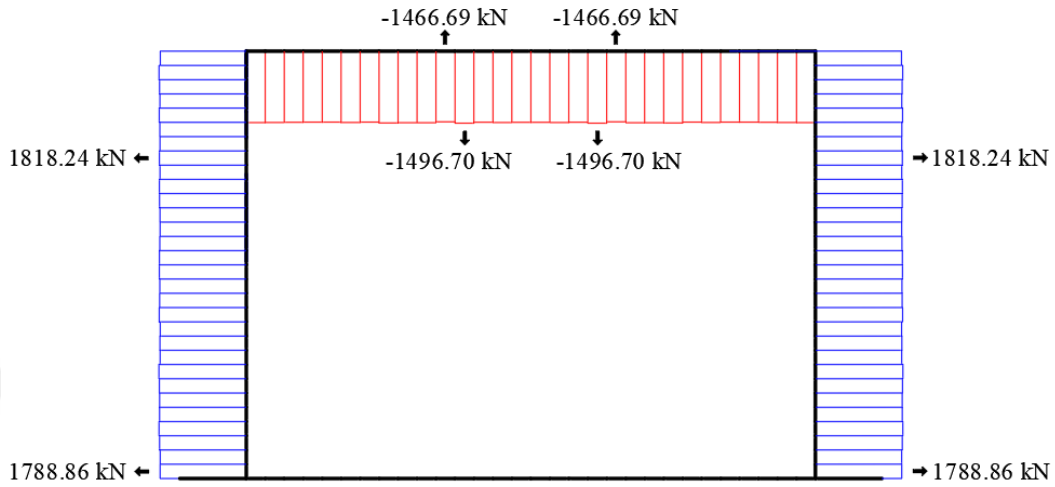
Şekil 4.7: Yatay deplasman analizi; Sap2000 yapının şekil değiştirilmiş hali.

Yapının Sap2000 ile bulunan bazı noktalarındaki doğrusal ve açısal yer değiştirme değerleri aşağıdaki Şekil 4.8'deki gibi bulunmuştur.



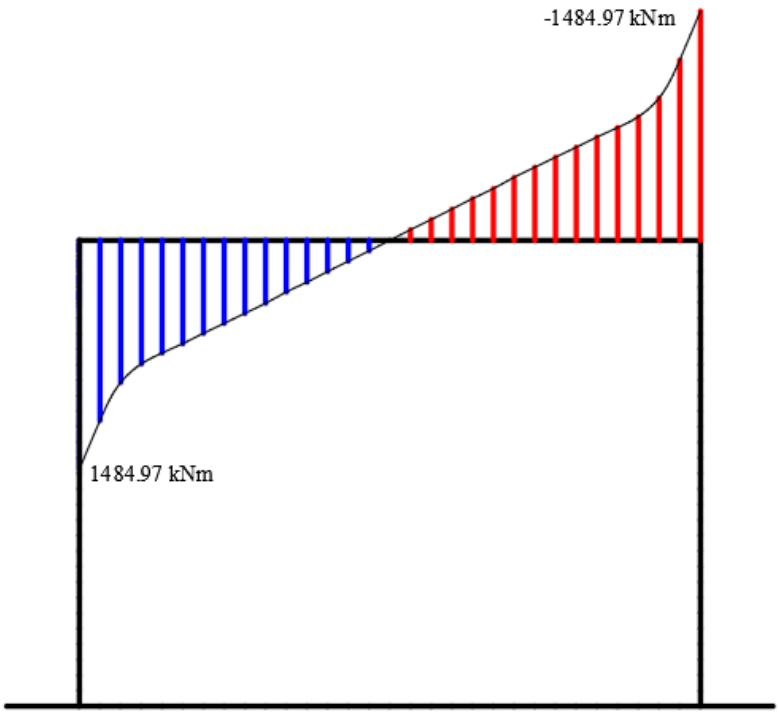
Şekil 4.8: Yatay deplasman analizi; doğrusal ve açısal yer değiştirme değerleri.

Yapı elemanlarına ait kesme kuvveti diyagramı aşağıdaki gibi bulunmuştur.(Şekil 4.9) Burada değerler doğrusal değişmediği için statik analizden farklı olarak çizgi grafiği yerine sütun grafiği tercih edilmiştir.

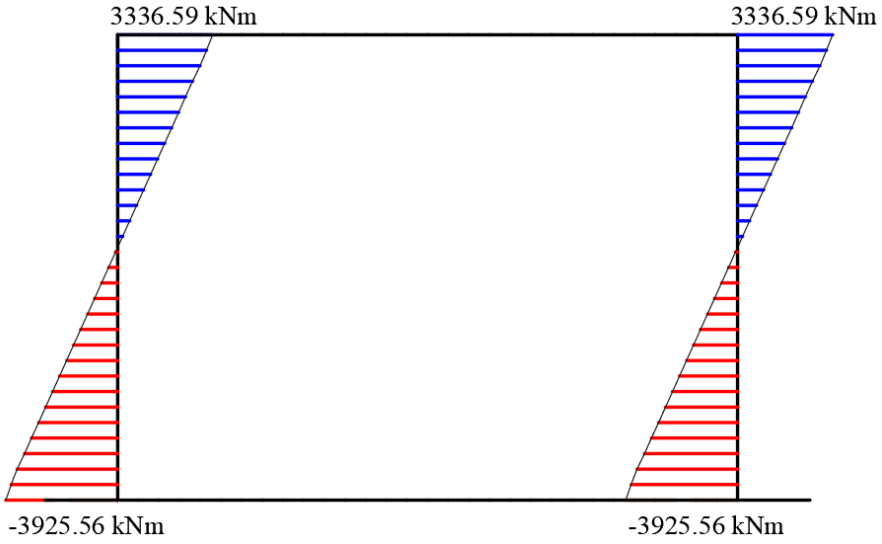


Şekil 4.9: Yatay deplasman analizi; kolon ve tepe kiriş elemanlarına ait kesme kuvvet grafiği.

Yapı elemanlarına ait moment grafiği aşağıdaki Şekil 4.9 ve 4.10'daki gibi bulunmuştur.



Şekil 4.10: Yatay deplasman analizi; tepe kiriş elemana ait moment grafiği.



Şekil 4.11: Yatay deplasman analizi; kolon elemanlara ait moment grafiği.

Yapı elemanlarında ortaya çıkan maksimum iç kuvvetler aşağıdaki Tablo 4.3'de gösterildiği şekilde bulunmuştur.

Tablo 4.2: Yatay deplasman analizi sonucu elemanlarda oluşan mutlak değerce maksimum iç kuvvetler.

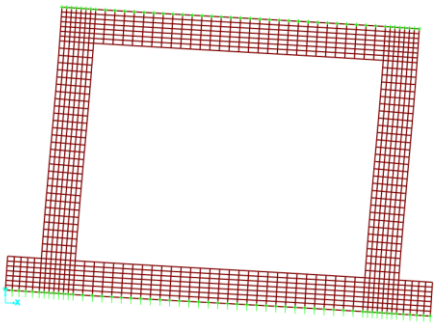
Yatay Deplasman Analizi, Maksimum İç Kuvvetler -kN ve m-

Eleman Numarası	1	2	3	4	5	6
Eksenel Kuvvet	1266.26	-1266.26	1311.57	1428.36	-1428.36	7564.80
Kesme Kuvveti	-3457.67	-3457.67	-2680.11	1818.24	1818.24	-1496.70
Moment	-655.14	655.14	673.46	-3925.56	-3925.56	1484.97

4.1.3. Sınır Şartları Değiştirilmiş Deprem Analizi Sonuçları

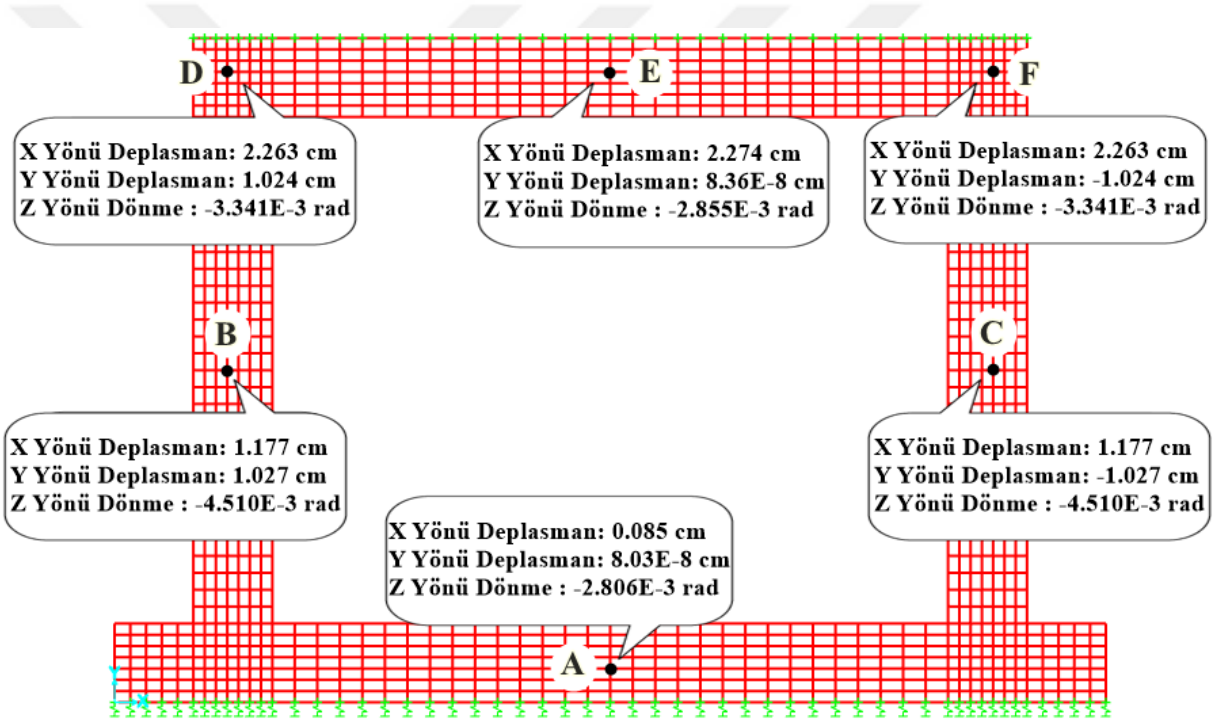
Bu aşamada taban düğüm noktalarının düşeyde yay elemanlar ile kontrol edildiği tünel yapının en üst düğüm noktalarındaki deplasman değeri bir önceki örnekteki gibi 0.0236m olmaktadır. Bulunan deplasman değerinin yapının en üst düğün noktalarına etkitilmesiyle oluşan tünelin deformasyon gerçekleştirmiş hali Sap2000 programında aşağıdaki Şekil 4.12'deki gibi bulunmaktadır. Görselde deformasyon miktarı yine 20 kat arttırılımıştır.

Bu aşamadan sonra Sap2000 ile elde edilen deplasmanlar kullanılarak yapı elemanlarında oluşan iç kuvvetler bulunmuştur. Önceki örnekteki gibi yeni formülasyon ile oluşturulan rijitlik matrislerinin kullanıldığı KONYAP'a Sap2000'den bulunan deplasman değerleri aktarılmıştır. Elde edilen iç kuvvetler aşağıdaki Tablo 4.3'de aktarıldığı şekildedir.



Şekil 4.12: Farklı sınır şartları altında yatay deplasman analizi; Sap2000 yapının şekil değiştirilmiş hali.

Bu şartlar altında yapıda oluşan deplasman değerleri Sap2000 programı ile aşağıdaki Şekil 4.13'deki gibi bulunmuştur.

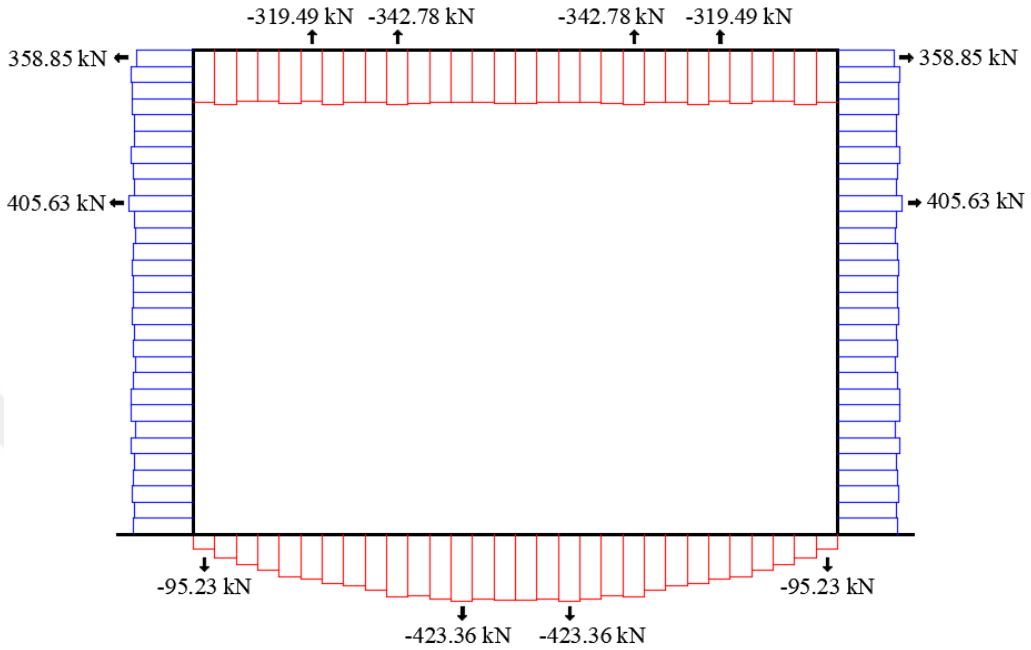


Şekil 4.13: Farklı sınır şartları altında yatay deplasman analizi; doğrusal ve açısal yer değiştirme değerleri.

Tablo 4.3: Farklı sınır şartları altında yatay deplasman analizi sonucu elemanlarda oluşan mutlak değerce maksimum iç kuvvetler.

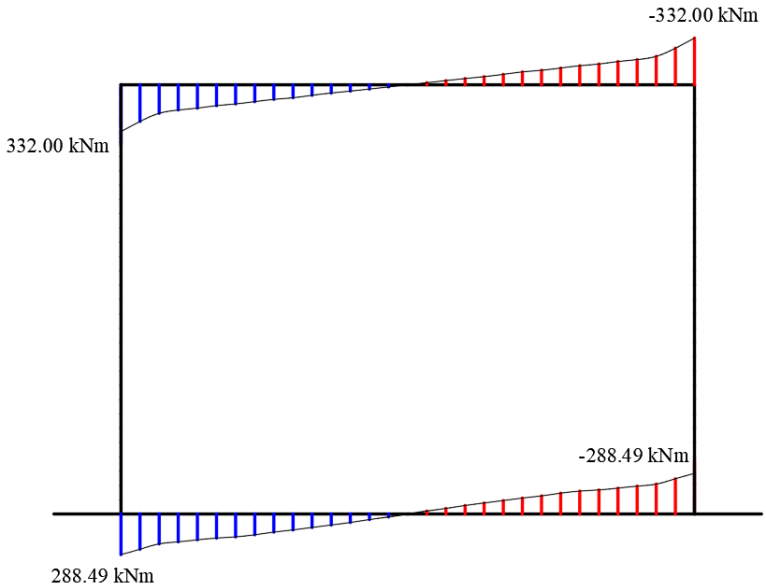
Yatay Deplasman Analizi, Maksimum İç Kuvvetler -kN ve m-						
Eleman Numarası	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
Eksenel Kuvvet	68.20	-68.20	1706.67	357.49	-357.49	1689.60
Kesme Kuvveti	-226.91	-226.91	-423.36	405.63	405.63	-342.78
Moment	-65.88	65.88	288.49	-766.17	-766.17	332.00

Aşağıdaki Şekil 4.14'de yapı elemanlarında oluşan kesme kuvvetlerin grafikleri çizilmiş ve maksimum-minimum değerleri aktarılmıştır. Kesme kuvveti değerleri doğrusal değişmediği için bir önceki örnekteki gibi sütun grafiği çizilmiştir.

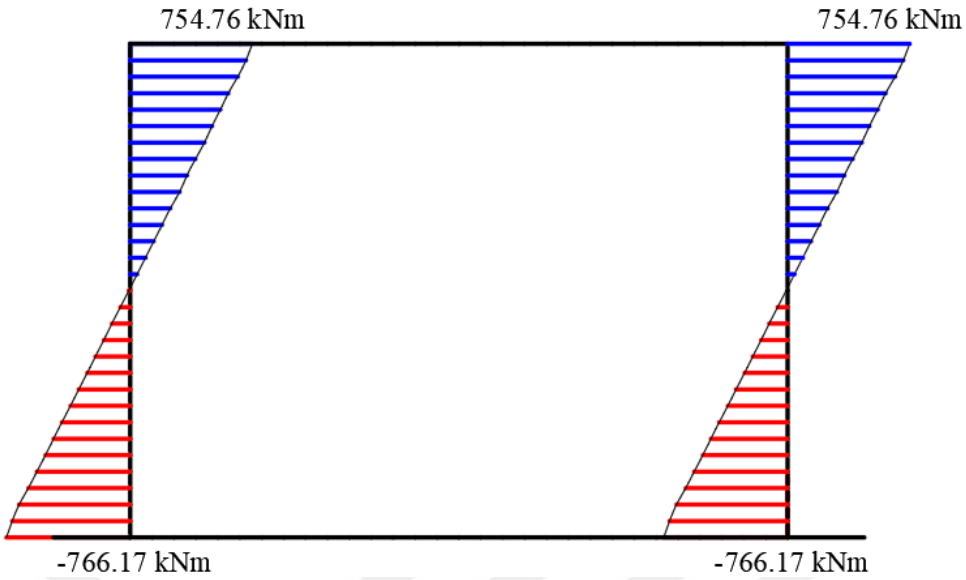


Şekil 4.14: Farklı sınır şartları altında yatay deplasman analizi; kolon, tepe ve taban kiriş elemanlarına ait kesme kuvvet grafiği.

Söz konusu şartlar altında yapı elemanlarında gözlemlenen maksimum moment değerleri aşağıdaki Şekil 4.15 ve 16'daki gibi olmaktadır.



Şekil 4.15: Farklı sınır şartları altında yatay deplasman analizi; tepe ve taban kiriş elemana ait moment grafiği.



Şekil 4.16: Farklı sınır şartları altında yatay deplasman analizi; kolon elemanlara ait moment grafiği.

4.2. UYGULAMA 2

Bu aşamada toplam eleman sayısı aynı olan farklı kesit boyutlarındaki 3 farklı kondüvinin statik ve deprem analizleri KONYAP ile gerçekleştirilecek ve analiz sonuçlarının kesit boyutları ile nasıl değiştiği incelenecektir. Kondüvilere ve zemine ait ortak fiziksel özellikler aşağıda aktarıldığı şekildedir.

Zemin Birim Hacim Ağırlığı: 18 $^{kN}/_{m^3}$

Zemin Yatak Katsayısı: 24 000 $^{kN}/_{m^3}$

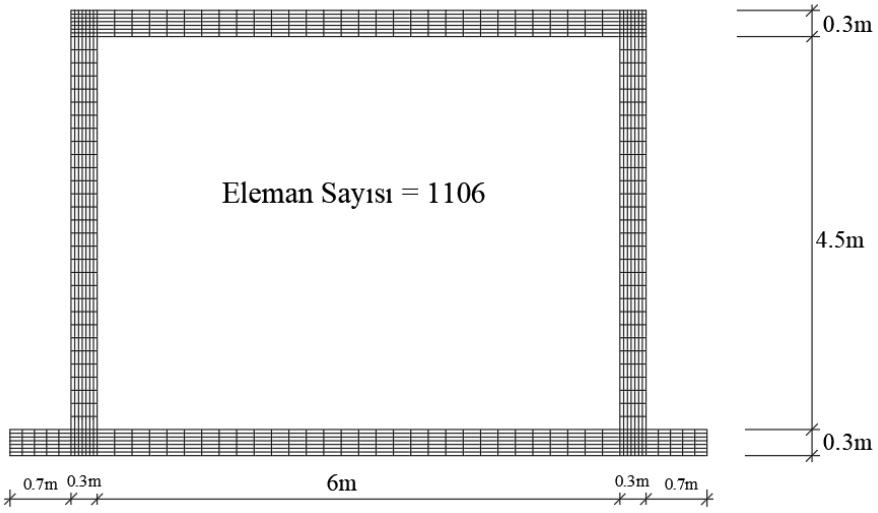
Tünel Üzerindeki Zemin Yüksekliği: 10 m

Tünele Ait Malzeme Elastisite Modülü: 32 000 000 $^{kN}/_{m^2}$

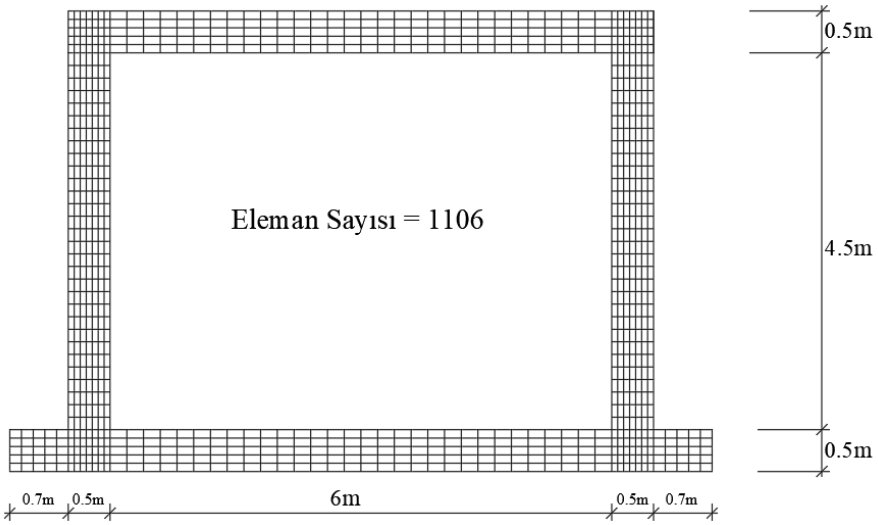
Tünele Ait Malzeme Poison Oranı: 0.25

Tünele Ait Malzeme Birim Hacim Ağırlığı: 25 $^{kN}/_{m^3}$

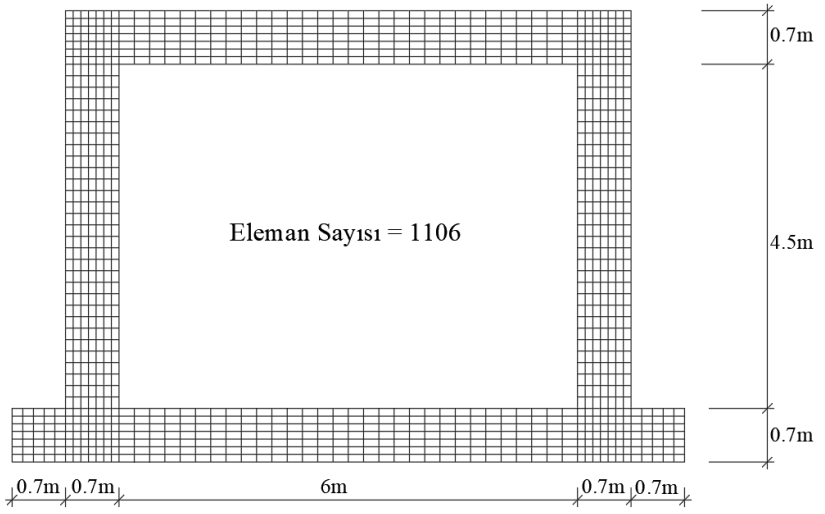
Analizleri gerçekleştirilecek olan kondüvilere ait boyutlar aşağıda aktarıldığı şekildedir. Yatay deplasman analizinde yapıya uygulanan deplasman değerleri H_T tünel yüksekliği olmak üzere yine $H_T \times 0.004$ bağınıtısıyla hesaplanmış ve 30cm kesit kalınlığındaki kondüvi (Şekil 4.17) için $(30 + 450 + 30) \times 0.004 = 2.04$ cm, 50cm kesit kalınlığındaki kondüvi (Şekil 4.18) için $(50 + 450 + 50) \times 0.004 = 2.20$ cm ve daha önce de hesaplandığı üzere 70cm kalınlığındaki kondüvi (Şekil 4.19) için $(70 + 450 + 70) \times 0.004 = 2.36$ cm olarak bulunmaktadır.



Şekil 4.17: 0.3 m kesit kalınlığındaki 1 numaralı kondüvi modeli.



Şekil 4.18: 0.5 m kesit kalınlığındaki 2 numaralı kondüvi modeli.



Şekil 4.19: 0.7 m kesit kalınlığındaki 3 numaralı kondüvi modeli.

4.2.1. Uygulama 2 Statik Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması

Bu kısımda statik koşullar altında kondüvilerde oluşan deplasmanlar ve iç kuvvetler incelenecektir. Yapıların bir önceki örnekte incelenen noktalarında (Şekil 4.13) oluşan deplasman değerleri aşağıdaki Tablo 4.4'te aktarıldığı şekildedir.

Tablo 4.4: Statik analiz sonucu kondüvilerde oluşan doğrusal ve açısal yer değiştirme değerleri.

Kondüvilerde Oluşan Doğrusal ve Açısal Yer Değiştirme Değerleri				
Nokta Adı	**Kondüvi Numarası**	**X Yönü Doğrusal (cm)**	**Y Yönü Doğrusal (cm)**	**Z Eks. Etrafında Açısal (rad)**
A	1 Nolu Kondüvi (30cm)	-0.563	0.112	-0.558E-3
	2 Nolu Kondüvi (50cm)	-0.587	-0.317	0.371E-3
	3 Nolu Kondüvi (70cm)	-0.615	-0.494	0.626E-3
B	1 Nolu Kondüvi (30cm)	-2.443	-1.477	6.800E-3
	2 Nolu Kondüvi (50cm)	-1.308	-1.131	2.240E-3
	3 Nolu Kondüvi (70cm)	-1.064	-1.039	1.400E-3
C	1 Nolu Kondüvi (30cm)	-1.417	-0.870	5.710E-3
	2 Nolu Kondüvi (50cm)	-0.925	-0.566	2.220E-3
	3 Nolu Kondüvi (70cm)	-0.883	-0.465	1.430E-3
D	1 Nolu Kondüvi (30cm)	-3.054	-1.468	-3.740E-3
	2 Nolu Kondüvi (50cm)	-1.568	-1.131	-0.491E-3
	3 Nolu Kondüvi (70cm)	-1.297	-1.041	0.272E-3
E	1 Nolu Kondüvi (30cm)	-3.068	-3.199	-0.092E-3
	2 Nolu Kondüvi (50cm)	-1.575	-1.395	0.581E-3
	3 Nolu Kondüvi (70cm)	-1.301	-0.989	0.724E-3
F	1 Nolu Kondüvi (30cm)	-3.095	-0.874	9.410E-3
	2 Nolu Kondüvi (50cm)	-1.589	-0.570	3.170E-3
	3 Nolu Kondüvi (70cm)	-1.310	-0.470	1.810E-3

Yukarıdaki Tablo 4.4'teki sonuçlar incelendiğinde yapı elemanlarının kalınlığının artmasıyla, incelenen noktalardaki doğrusal ve açısal yer değiştirme değerleri genel olarak azalmaktadır. Genel yapısal analizlerde olduğu gibi burada da elemanların kalınlıklarının artması yapının rijitliğinin artmasına sebep olmuş ve dolayısıyla doğrusal ve açısal yer değiştirmeler azalmıştır. Ancak genel değişiklikten farklı olarak kesit boyutlarının artmasıyla taban kiriş elemanında oluşan doğrusal ve açısal yer değiştirme değerleri de artmıştır. Bunun sebebi elemanların kalınlıklarının artmasıyla yapının kendi ağırlığından dolayı oluşan kuvvetlerin artması olmuştur. Taban kiriş elemanı, yapının en alt kısmında kalan eleman olduğu için yapının ağırlığının artmasından en çok etkilenen eleman olmuştur.

Bunlara ek olarak kesit boyutları arttırılırken kondüvi üzerindeki yükseklik sabit tutulmuştur. Bu yüzden kesit kalınlığı yüksek olan kondüvilere daha yüksek aktif ve pasif basınç kuvvetleri etki etmiştir ve bu durum yine taban kiriş elemanında, eleman kalınlıkları arttırıldıkça daha yüksek doğrusal ve açısal yer değiştirme değerlerinin oluşmasına sebep olmuştur. Söz konusu statik yüklemeler sonucu yapı elemanlarında oluşan iç kuvvetler aşağıdaki Tablo 4.5'de aktarıldığı şekildedir.

Tablo 4.5: KONYAP statik analizde kondüvilerde oluşan mutlak değerce maksimum iç kuvvetler.

	Maksimum İç Kuvvetler -kN ve m-		
KONYAP STATİK ANALİZ SONUÇLARI	**30 cm Kalınlıklı Kondüvi**	**50 cm Kalınlıklı Kondüvi**	**70 cm Kalınlıklı Kondüvi**
		1 Numaralı Eleman	
Eksenel Kuvvet	-52.12	-72.37	-92.33
Kesme Kuvveti	116.73	29.20	3.41
Moment	47.17	8.30	-6.12
Eleman		**2 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	-57.17	-91.14	-126.44
Kesme Kuvveti	31.73	85.76	109.20
Moment	-5.77	-22.81	-27.88
Eleman		**3 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	-363.56	-437.51	-490.95
Kesme Kuvveti	511.44	615.34	677.39
Moment	442.37	558.55	-614.23
Eleman		**4 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	-654.55	-708.52	-761.87
Kesme Kuvveti	-255.76	-225.54	-217.35
Moment	-560.33	-575.62	-602.21
Eleman		**5 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	-565.89	-606.96	-649.75
Kesme Kuvveti	-354.45	-405.38	-434.51
Moment	477.97	654.91	752.55
Eleman		**6 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	-276.38	-257.47	-260.81
Kesme Kuvveti	572.42	582.93	592.27
Moment	-510.74	501.77	541.67

Elde edilen sonuçlar incelendiğinde elemanların kesit kalınlıkları arttırıldıkça taban kiriş elemanında daha yüksek eksenel ve kesme kuvveti değerleri ile moment değeri oluştuğu görülmektedir. Kolon elemanlarda ise elemanların kesit kalınlıkları arttıkça eksenel kuvvet ve moment değerleri artmaktadır ancak kesme kuvveti aktif basıncın etki ettiği 5 mumaralı kolon

elemanında artarken pasif basıncın etki ettiği 4 numaralı kolon elemanda azalmaktadır. Tepe kiriş elemanında ise elemanların kesit kalınlığı arttıkça görülen maksimum kesme kuvveti değeri artmaktadır.

Tepe kiriş elemanlarında elde edilen maksimum momentler incelendiğinde 30 cm kesitli kondüvide görülen pozitif maksimum moment değeri 446.92 kNm olmaktadır. Bu değer ile Tablo 4.5'e aktarılan 50 cm ve 70 cm kesit kalınlıklarındaki kondüvilerde görülen maksimum momentler karşılaştırıldığında kesit kalınlığı arttıkça tepe kiriş elemandaki pozitif moment değerinin arttığı görülmektedir. Ancak tabloda mutlak değerce maksimum iç kuvvetler incelendiğinden 30 cm kesitli kondüvide görülen maksimum moment değeri negatif yönde 510.74 kNm olmakta ve tabloya bu değer aktarılmaktadır.

Yapıların tepe kiriş elemanlarında görülen eksenel kuvvet değerleri kıyaslandığında diğer iç kuvvetler gibi düzenli bir artış veya azalış görülmemektedir. Bunun nedeni serbest cisim diyagramları çizilerek incelenmiştir. Tepe kiriş elemanının serbest cisim diyagramları çizildiğinde görülmüştür ki: kesit kalınlığı arttıkça kolon elemanlarından tepe kiriş elemanına aktarılan eksenel kuvvet değeri azalmaktadır ancak; aktif ve pasif basınç kuvvetleri nedeniyle oluşan eksenel kuvvetler armaktadır. 50 cm kesitli kondüvinin tepe kiriş elemanında 30 cm kesitli kondüviye göre kolondan aktarılan eksenel kuvvetteki azalma nedeniyle daha düşük eksenel kuvvet değeri görülmüştür. Ancak 70 cm kesitli kondüvinin tepe kiriş elemanında 50 cm kesitli kondüviye göre kolondan aktarılan eskenel kuvvetteki azalmaya rağmen basınç kuvvetlerindeki artıştan dolayı maksimum eksenel kuvvet değeri mutlak değerce artmış ve -257.47 kN değerinden -260.81 kN değerine düşmüştür.

4.2.2. Uygulama 2 Deprem Analizi Sonuçlarının Karşılaştırılması

Tez çalışmasının bu kısmında kondüvilerin taban düğüm elemanlarının yatay ve düşey doğrultuda tutulu olduğu sınır şartları altında gerçekleştirilen yatay deplasman analiz sonuçları karşılaştırılacaktır. Kondüvilerin yüksekliklerine göre hesaplanan deplasman değerleri kondüvilere uygulandığında yapı elemanlarının A, B, C, D, E ve F noktalarında gözlemlenen doğrusal ve açısal yer değiştirme değerleri aşağıdaki Tablo 4.5'te aktarıldığı şekildedir.

Tablo 4.6: KONYAP yatay deplasman analizinde kondüvilerde oluşan doğrusal ve açısal yer değiştirme değerleri.

	Kondüvilerde Oluşan Doğrusal ve Açısal Yer Değiştirme Değerleri			
Nokta Adı	**Kondüvi Numarası**	**X Yönü Doğrusal (cm)**	**Y Yönü Doğrusal (cm)**	**Z Eks. Etrafında Açısal (rad)**
A	1 Nolu Kondüvi (30cm)	8.802E-8	2.63E-18	-0.00265E-3
	2 Nolu Kondüvi (50cm)	4.534E-6	4.22E-19	-0.00787E-3
	3 Nolu Kondüvi (70cm)	0.00007	5.25E-20	-0.00219E-3
B	1 Nolu Kondüvi (30cm)	0.927	0.016	-6.09E-3
	2 Nolu Kondüvi (50cm)	0.987	0.030	-6.25E-3
	3 Nolu Kondüvi (70cm)	1.048	0.048	-6.39E-3
C	1 Nolu Kondüvi (30cm)	0.927	-0.016	-6.09E-3
	2 Nolu Kondüvi (50cm)	0.987	-0.030	-6.25E-3
	3 Nolu Kondüvi (70cm)	1.048	-0.048	-6.39E-3
D	1 Nolu Kondüvi (30cm)	2.027	0.007	-1.30E-3
	2 Nolu Kondüvi (50cm)	2.178	0.018	-1.44E-3
	3 Nolu Kondüvi (70cm)	2.329	0.035	-1.58E-3
E	1 Nolu Kondüvi (30cm)	2.048	-159.40E-13	0.602E-3
	2 Nolu Kondüvi (50cm)	2.212	1.64E-13	0.603E-3
	3 Nolu Kondüvi (70cm)	2.374	1.23E-13	0.595E-3
F	1 Nolu Kondüvi (30cm)	2.027	-0.007	-1.30E-3
	2 Nolu Kondüvi (50cm)	2.178	-0.018	-1.44E-3
	3 Nolu Kondüvi (70cm)	2.329	-0.035	-1.58E-3

Tablodaki sonuçlar incelendiğinde yapı elemanlarının kesit kalınlığı arttıkça uygulanan deplasman değeri arttığı için genel olarak hem doğrusal hem de açısal yer değiştirme değerleri artmaktadır.

Aşağıdaki Tablo 4.7'de kondüvilerin incelenen türdeki yatay deplasman analizi altında yapı elemanlarında görülen mutlak değerce maksimum eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve moment değerleri aktarılmıştır. Tablodaki değerler incelendiğinde yapı elemanlarının kalınlığı arttıkça hem eksenel ve kesme kuvvetleri hem de moment değerlerinin yüksek miktarlarda arttıkları görülmektedir.

Tablo 4.7: KONYAP yatay deplasman analizi sonucu kondüvilerde oluşan mutlak değerce maksimum iç kuvvetler.

	Maksimum İç Kuvvetler -kN ve m-		
KONYAP DEPREM ANALİZ SONUÇLARI	**30 cm Kalınlıklı Kondüvi**	**50 cm Kalınlıklı Kondüvi**	**70 cm Kalınlıklı Kondüvi**
Eleman		**1 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	219.44	696.44	1266.26
Kesme Kuvveti	-450.95	-1563.18	-3457.67
Moment	-56.25	-254.57	-655.14
Eleman		**2 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	-219.44	-696.44	-1266.26
Kesme Kuvveti	-450.95	-1563.18	-3457.67
Moment	56.25	254.57	655.14
Eleman		**3 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	202.30	651.61	1311.57
Kesme Kuvveti	-359.92	-1223.31	-2680.11
Moment	56.34	254.89	673.46
Eleman		**4 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	165.46	535.68	1428.36
Kesme Kuvveti	166.75	713.69	1818.24
Moment	-360.00	-1532.26	-3925.56
Eleman		**5 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	-165.46	-535.68	-1428.36
Kesme Kuvveti	166.75	713.69	1818.24
Moment	-360.00	**-1532.26**	-3925.56
Eleman		**6 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	1519.34	3962.90	7564.8
Kesme Kuvveti	-125.65	-554.97	-1496.7
Moment	120.57	553.96	1484.97

Bu uygulamanın statik analizindeki deplasman sonuçları incelendiğinde elemanların kalınlıkları arttıkça deplasman değerlerinin azaldığı görülmüştür ancak; depreme analizi sonuçlarında görüldüğü üzere statik analiz durumunun tersi olarak elemanların kalınlıkları arttıkça maksimum iç kuvvetleri artmaktadır. Bu bakımdan tasarımcı hem deplasman değerlerinin hem de maksimum iç kuvvetlerinin düşük değerlerde olması için optimal tasarım boyutlarını seçmelidir.

4.2.3. Uygulama 2 Sınır Şartları Değiştirilmiş Deprem Analizi Sonuçlarının Karşılaştırılması

Bu aşamada Uygulama 2'deki boyutları verilen 3 farklı kondüvinin yatay deplasman analizi, taban düğüm noktalarının düşey yönde yay elemanları ile kontrol edildiği sınır şartları altında gerçekleştirilecektir. Aşağıdak, Tablo 4.8'de kondüvilerin yine A, B, C, D, E ve F noktalarında gözlemlenen doğrusal ve açısal yer değiştirme değerleri aktarılmıştır.

Tablo 4.8: KONYAP farklı sınır şartları altında yatay deplasman analizinde kondüvilerde oluşan doğrusal ve açısal yer değiştirme değerleri.

	Kondüvilerde Oluşan Doğrusal Ve Açısal Yer Değiştirme Değerleri			
Nokta Adı	**Kondüvi Numarası**	**X Yönü Doğrusal (cm)**	**Y Yönü Doğrusal (cm)**	**Z Eks. Etrafında Açısal (rad)**
A	1 Nolu Kondüvi (30cm)	0.0064	5.32E-12	-0.484E-3
	2 Nolu Kondüvi (50cm)	0.041	-7.46E-13	-1.901E-3
	3 Nolu Kondüvi (70cm)	0.085	8.03E-8	-2.806E-3
B	1 Nolu Kondüvi (30cm)	1.016	0.314	-5.355E-3
	2 Nolu Kondüvi (50cm)	1.097	0.738	-4.851E-3
	3 Nolu Kondüvi (70cm)	1.177	1.027	-4.510E-3
C	1 Nolu Kondüvi (30cm)	1.016	-0.314	-5.355E-3
	2 Nolu Kondüvi (50cm)	1.097	-0.738	-4.851E-3
	3 Nolu Kondüvi (70cm)	1.177	-1.027	-4.510E-3
D	1 Nolu Kondüvi (30cm)	2.019	0.308	-1.842E-3
	2 Nolu Kondüvi (50cm)	2.144	0.732	-2.779E-3
	3 Nolu Kondüvi (70cm)	2.263	1.024	-3.341E-3
E	1 Nolu Kondüvi (30cm)	2.033	-3.10E-11	-0.542E-3
	2 Nolu Kondüvi (50cm)	2.157	-2.76E-12	-1.976E-3
	3 Nolu Kondüvi (70cm)	2.274	8.36E-08	-2.855E-3
F	1 Nolu Kondüvi (30cm)	2.019	-0.308	-1.842E-3
	2 Nolu Kondüvi (50cm)	2.144	-0.732	-2.779E-3
	3 Nolu Kondüvi (70cm)	2.263	-1.024	-3.341E-3

Aşağıdaki Tablo 4.9'da kondüvilerin elemanlarında oluşan maksimum eksenel ve kesme kuvvetleri ile moment değerleri aktarılmıştır. Tablodaki sonuçlar incelendiğinde bir önceki yatay deplasman analizi sonuçlarında olduğu gibi burada da elemanların kesit kalınlığı azaldıkça, elemanlarda oluşan maksimum eksenel ve kesme kuvvetleri ile momentleri azalmaktadır.

Tablo 4.9: KONYAP farklı sınır şartları altında yatay deplasman analizi sonucu kondüvilerde oluşan mutlak değerce maksimum iç kuvvetler.

	Maksimum İç Kuvvetler -kN ve m-		
KONYAP DEPREM ANALİZ SONUÇLARI	**30 cm Kalınlıklı Kondüvi**	**50 cm Kalınlıklı Kondüvi**	**70 cm Kalınlıklı Kondüvi**
Eleman		**1 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	76.77	99.87	68.20
Kesme Kuvveti	-69.81	-139.29	-226.91
Moment	-17.77	-49.02	-65.88
Eleman		**2 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	-76.77	-99.87	-68.20
Kesme Kuvveti	-69.81	-139.29	-226.91
Moment	17.77	49.02	65.88
Eleman		**3 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	958.06	1581.17	1706.67
Kesme Kuvveti	-100.40	-284.48	-423.36
Moment	68.45	184.61	288.49
Eleman		**4 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	101.06	263.18	357.49
Kesme Kuvveti	110.28	276.25	405.63
Moment	-218.81	-543.22	-766.17
Eleman		**5 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	-101.06	-263.18	-357.49
Kesme Kuvveti	110.28	276.25	405.63
Moment	-218.81	-543.22	-766.17
Eleman		**6 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	1050.12	1577.90	1689.60
Kesme Kuvveti	-92.05	-232.41	-342.78
Moment	82.21	216.40	332.00

Elde edilen sonuçlar incelendiğinde önceki karşılaştırmalarda olduğu gibi, yatay deplasman analizinde uygulanan sınır şartlarına göre maksimum iç kesit tesirlerinin değiştiği gözlemlenmektedir. (Tablo 4.7 ve 4.9)

5. TARTIŞMA

5.1. Doğrusal ve Açısal Yer Değiştirme Sonuçlarının İncelenmesi

Bu aşamada tez çalışmasında yapılan uygulamalardaki sonuçlar karşılaştırılıp, irdelenecektir. Uygulama 1'deki kondüvinin verilen koşullar altında statik analiz sonuçları ile farklı sınır şartları altında gerçekleştirilmiş zorlanmış deplasman analizi sonuçları karşılaştırılmıştır. Statik analiz sonuçları incelediğinde en yüksek yatay deplasman değerlerinin aktif basıncın etki ettirildiği sağ kolon elemanın yüksekteki düğüm noktlarında (F düğüm noktası ve çevresindeki düğüm noktaları) ve -1.31 cm seviyelerinde olduğu görülmüştür. Düzleme dik doğrultudaki en yüksek açısal yer değiştirme değerlerinin de aynı bölgede ve 1.810×10^{-3} radyan seviyelerinde olduğu görülmüştür. En yüksek düşey deplasman değerlerinin ise pasif basıncın etki ettirildiği sol kolon elemanın yüksekteki düğüm noktlarında (D düğüm noktası ve çevresindeki düğüm noktaları) ve -1.04 cm seviyelerinde olduğu görülmüştür.

Farklı iki uç sınır şartları altında gerçekleştirilen yapının zorlanmış deformasyon analizinde her iki sınır şartları altında statik analiz sonuçlarından daha yüksek doğrusal ve açısal yer değiştirme değerleri ve iç kuvvetleri değerleri elde edilmiştir. Elde edilen bu sonuçlar en yumuşak zeminde dahil zorlanmış yatay deplasman analizinin yani deprem hareketi analizinin statik analizden daha kritik sonuçlar verdiğini göstermiştir. (Tablo 5.1) Bu doğrultuda elde edilen sonuçlar özellikle sığ gömülü yer altı yapılarının deprem analizinin önemini vurgulayan çalışmaları doğrulmaktadır. [1, 10, 12, 15, 29]

Farklı iki sınır şartı ile gerçekleştirilen yatay deplasman analizleri karşılaştırıldığında ise her iki durumda da tepe düğüm noktalarına 2.36 cm yatay deplasman uygunlanmasına karşın taban düğüm noktalarından yatay ve düşey yönde tutulu olduğu durumda bazı bölgelerde daha yüksek deplasman değerleri bazı bölgelerde ise daha düşük deplasman değerleri elde edilmiştir. Örneğin kondüvinin kiriş elemanının orta düğüm noktasında görülen yatay deplasman değeri, taban düğüm noktalarının tutulu olduğu durumda 2.3743 cm iken taban düğüm noktalarının düşey yön hareketlerinin yay elemanları ile kontrol edildiği durumda 2.2740 cm olmaktadır. Kolon elemanların orta bölgelerinin yatay yöndeki deplasmanları incelendiğinde ise taban

düğüm noktalarının tutulu olduğu durumda 1.0477 cm iken diğer durumda 1.1770 cm olarak görülmektedir. Benzer durum yapının taban elemanında da görülmektedir. Temel kiriş elemanının orta düğüm noktasında 1. durumda 0.00007 cm yatay deplasman görülürken 2. durumda 0.0850 cm yatay deplasman görülmektedir. Yani 2. durumda taban düğüm noktalarının düşey yöndeki hareketlerin yay elemanlar ile kontrol edilmesi yapının düğüm noktalarında aşağıya inildikçe yatay deplasmanların 1. duruma göre artmasına neden olmaktadır. (Tablo 5.1)

Yatay deplasman analizinin farklı iki durumunda görülen düşey deplasmanları karşılaştırıldığında ise taban düğüm noktalarının tutulu olduğu 1. durumda 2. duruma göre daha düşük düşey deplasmanlar görülmektedir. 2. durumda taban düğüm noktalarında düşey hareketin yay elemanlar ile kontrol edilmesi yapının bütün bölgelerinde 1. duruma göre yüksek düşey deplasmanların görülmesine sebep olmaktadır.

Farklı iki durumun düzleme dik eksen etrafındaki açısal yer değiştirme miktarları incelendiğinde, taban düğüm noktalarının tutulu olduğu 1. durumda tepe kiriş ve taban kiriş elamanlarında 2. duruma göre daha düşük açısal yer değiştirme değerleri görülürken kolon elemanların orta noktalarında daha yüksek açısal yer değiştirme değerleri gözlemlenmiştir. Çalışmanın önceki bölümlerinde bahsedildiği üzere incelenen yatay deplasman analizinde taban düğüm noktalarının yatayda ve düşeyde hareketin engellendiği durum, zeminin kondüvi malzemesine göre nispeten rijit olduğu durumu yansıtmaktadır. Daha önceki yapılan çalışmalarda zorlanmış deformasyon hareketinde zeminin yapıya göre nispeten rijit olduğu durumda, yapının zemine göre daha yüksek deplasmanlar gerçekleştirdiği görülmüştür [5, 8, 9]. Uygulama 1'de kolon elemanlarının orta noktasında daha yüksek açısal yer değiştirme değerlerinin elde edilmesi ile D, E ve F noktalarında X doğrultusunda daha yüksek doğrusal yer değiştirmelerin elde edilmesi bu durumla ilişkilidir.

Bu çalışmada zeminin ve yapı malzemesinin homojen, lineer şekil değiştirme özelliğinde olduğu varsayılmıştır. Kondüvinin yatayda ve düşeyde tek katlı olduğu, zeminde su mevcudiyetinin bulunmadığı ve zeminin tek katmanlı malzemeden oluştuğu ayrıca kondüvi çevresinde herhangi bir yapının olmadığı çevre koşullarında analizler gerçekleştirilmiştir. Dolayısıyla söz konusu şartların, elde edilen sonuçlar üzerindeki etkisi incelenmemiştir. Söz konusu etkilerin analiz sonuçlarına etkisi 2. Kavramsal Çerçeve kısmında bahsedilen çalışmalar üzerinden aktarılmaya çalışılmıştır [7, 12, 13, 33].

Aşağıdaki Tablo 5.1'de yapının daha önce Şekil 4.13'te numaralandırılan noktalarında oluşan doğrusal ve açısal yer değiştirme değerleri aktarılmıştır.

Tablo 5.1: Uygulama 1'deki analiz sonucu elde edilen doğrusal ve açısal yer değiştirme sonuçlarının karşılaştırılması.

	Kondüvilerde Oluşan Doğrusal ve Açısal Yer Değiştirme Değerleri			
Nokta Adı	**Analiz Türü**	**X Yönü Doğrusal (cm)**	**Y Yönü Doğrusal (cm)**	**Z Eks. Etrafında Açısal (rad)**
	Statik Durum	-0.615	-0.494	0.626E-3
A	Yatay Dep. 1. Durum	0.00007	5.25E-20	-0.002E-3
	Yatay Dep. 2. Durum	0.085	8.03E-8	-2.806E-3
	Statik Durum	-1.064	-1.039	1.400E-3
B	Yatay Dep. 1. Durum	1.048	0.048	-6.390E-3
	Yatay Dep. 2. Durum	1.177	1.027	-4.510E-3
	Statik Durum	-0.883	-0.465	1.430E-3
C	Yatay Dep. 1. Durum	1.048	-0.048	-6.390E-3
	Yatay Dep. 2. Durum	1.177	-1.027	-4.510E-3
	Statik Durum	-1.297	-1.041	0.272E-3
D	Yatay Dep. 1. Durum	2.329	0.035	-1.580E-3
	Yatay Dep. 2. Durum	2.263	1.024	-3.341E-3
	Statik Durum	-1.301	-0.989	0.724E-3
E	Yatay Dep. 1. Durum	2.374	1.23E-13	0.595E-3
	Yatay Dep. 2. Durum	2.274	8.36E-08	-2.855E-3
	Statik Durum	-1.310	-0.470	1.810E-3
F	Yatay Dep. 1. Durum	2.329	-0.035	-1.580E-3
	Yatay Dep. 2. Durum	2.263	-1.024	-3.341E-3

5.2. Maksimum Kesit Tesiri Sonuçlarının Karşılaştırılması

Bu aşamada analizi gerçekleştirilen Uygulama 1'deki kondüvinin söz konusu şartlar altında yapı elemanlarında oluşan maksimum iç kuvvetleri karşılaştırılmıştır. Farklı iki uç sınır deprem durumunda ve statik durumda yapı elemanlarında oluşan maksimum iç kuvvetler aşağıdaki tabloda aktarıldığı şekildedir. Daha önceki karşılaştırmada olduğu gibi 1. durum, tünelin taban düğüm noktalarının yatay ve düşeyde tutulu olduğu; 2. durum ise taban düğüm noktalarının düşeyde yay elemanlar ile kontrol edildiği koşula karşılık gelmektedir.

Tablo 5.2: Uygulama 1'deki analiz sonucu elde edilen mutlak değerce maksimum iç kuvvetlerin karşılaştırılması.

	Maksimum İç Kuvvetler -kN ve m-		
İÇ KUVVETLER	**Statik Yüklemeler Altında İç Kuvvetler**	**1. Durum Deprem Hareketi Altında İç Kuvvetler**	**2. Durum Deprem Hareketi Altında İç Kuvvetler**
Eleman		**1 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	-92.33	1266.26	68.20
Kesme Kuvveti	3.41	-3457.67	-226.91
Moment	-6.12	-655.14	-65.88
Eleman		**2 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	-126.44	-1266.26	-68.20
Kesme Kuvveti	109.20	-3457.67	-226.91
Moment	-27.88	655.14	65.88
Eleman		**3 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	-490.95	1311.57	1706.67
Kesme Kuvveti	677.39	-2680.11	-423.36
Moment	-614.23	673.46	288.49
Eleman		**4 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	-761.87	1428.36	357.49
Kesme Kuvveti	-217.35	1818.24	405.63
Moment	-602.21	-3925.56	-767.31
Eleman		**5 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	-649.75	-1428.36	-357.49
Kesme Kuvveti	-434.51	1818.24	405.63
Moment	752.55	-3925.56	-767.31
Eleman		**6 Numaralı Eleman**	
Eksenel Kuvvet	-260.81	7564.80	1689.60
Kesme Kuvveti	592.27	-1496.70	-342.78
Moment	541.67	1484.97	332.00

Sonuçlar genel olarak incelendiğinde en yüksek iç kuvvetler, zeminin daha rijit olduğu 1. durumda görülmektedir. Tablodaki değerlere göre en yumuşak zemin koşulu sayılabilecek 2. durumda kolon elemanları olarak görev yapan 4 ve 5 numaralı elemanlarda statik durumdakinden daha yüksek moment değerleri elde edilmektedir. Ayrıca 3 ve 6 numaralı kiriş elemanı gibi çalışan elemanlarda, her iki deprem durumunda da statik duruma göre daha yüksek eksenel kuvvetler oluşmaktadır. Zemin hareketinin yönüne göre sağ veya sol kolon elemanda oluşan kesme kuvveti yine her iki deprem durumunda da statik durumdan daha yüksek değerlere ulaşabilmektedir.

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Yer altı yapılarının statik ve dinamik analizlerini gerçekleştirebilmek için içerisinde yeni bir dörtgen eleman formülasyonunun kullanıldığı analiz programı KONYAP (Kondüvi Yapısal Analiz Programı) geliştirilmiştir. Programda kullanılan ve N. Kemal Öztorun tarafından geliştirilen söz konusu formülasyonun doğruluğu analitik çözüm ile test edilmiş ve KONYAP ile gerçekleştirilen analiz sonuçları, Sap2000 ile elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. Oluşturulan programda kondüvilerin düzlem gerilme elemanlarından oluştuğu varsayılmış ve deprem dalgasının kesit düzlemi ile aynı veya bu düzleme yakın düzlemde ilerlediği varsayımı ile kesit düzlemi üzerinden statik ve deprem analizi gerçekleştirilmiştir. Statik yüklemeler altında KONYAP ile az sayıda eleman kullanılarak elde edilen sonuçlara Sap2000 ile daha fazla sayıda eleman kullanılarak yakınsandığı görülmüştür. Karşılaştırma amaçlı kalın kesitli ve kaba ağ modeline sahip toplamda 46 elemandan oluşan kondüvilerin statik analiz sonuçları incelendiğinde KONYAP ile elde edilen maksimum iç moment değerleri, Sap2000 ile elde edilenlerden yüksek değerlerde oluşmaktadır. Moment değerlerindeki bu farklılık yeni formülasyonun düzleme dik eksen etrafındaki açısal yer değiştirme bileşeninin teorik olarak hesaplanırken Sap2000'de çeşitli kabuller yapılarak hesaplanmasından kaynaklanmaktadır.

Yapının deprem analizi yatay deplasman analizi ile zemin ve kondüvinin rijitlik ilişkisine göre değişen farklı sınır şartları altında gerçekleştirilmiştir. Sınır şartlarından bağımsız olarak yatay deplasman analizinde kondüvinin tepe düğüm noktalarına kondüvinin yüksekliğinin 0.004'ü kadar zorlanmış yatay deplasman uygulanmıştır. Zeminin kondüviden daha rijit olduğu durumu yansıtan taban düğüm elemanlarının yatayda ve düşeyde hareketlerinin engellendiği durumda, kondüvinin zeminden daha rijit olduğu durumu yansıtan taban düğüm noktalarının düşey deplasmanlarının yay elemanlar ile kontrol edildiği duruma göre daha yüksek iç kuvvetler yapı elemanlarında gözlemlenmiştir. Söz konusu sınır şartları farklı iki uç sınırı yansıtmakta ve zeminin kondüviden daha rijit olduğu durumda kolon orta noktalarında daha yüksek açısal yer değiştirme değerleri ve tepe elemanların orta noktalarında ise daha yüksek yatay deplasman değerleri elde edilmektedir.

Yapılan analizler sonucu görüldüğü üzere bir yer altı yapısının herhangi bir yer hareketi altındaki tepkisi hem zeminin hem de yapının rijitliği ile ilişkili olarak değişmektedir. Çalışmada zemin ile yapı arasındaki ilişki farklı sınır şartları ile incelenmiştir ancak farklı bir çalışma olarak zeminin de sonlu elemanlar ile modellendiği yeni analiz modelleri KONYAP üzerinden veya oluşturulan başka bir program vasıtasıyla gerçekleştirilebilir.

Analiz sonuçlarının yapı elemanlarının kesit boyutuna göre nasıl değiştiğini incelemek üzere farklı kesit boyutlarına sahip kondüvilerin analizleri gerçekleştirilmiştir. KONYAP üzerinden gerçekleştirilen statik analizlerde kesit kalınlığının artması ile düğüm noktalarında görülen doğrusal ve açısal yer değiştirme değerlerinin azalmasına karşılık, yapı elemanlarında oluşan iç kuvvet ve momentlerin arttığı gözlemlenmiştir. Yatay deplasman analizinde ise kesit kalınlığındaki artış, hem doğrusal ve açısal yer değiştirme değerlerinde hem de yapı elemanlarında oluşan iç kuvvetlerde artışa neden olmaktadır. Kesit kalınlığının artması ile gerçekleşen doğrusal ve açısal yer değiştirme değerlerindeki artışın yapıya uygulanan zorlanmış deplasman değerinin artmasından kaynaklanmaktadır.

Yatay deplasman analizi gerçekleştirilirken zorlanmış deplasman hareketi Sap2000 programı ile gerçekleştirilmiş ve yapının bütün düğüm noktalarının doğrusal ve açısal yer değiştirme değerleri, Sap2000'den KONYAP'a aktarılarak iç kuvvetler elde edilmiştir. Deplasman bilgilerini Sap2000 ile bulmak yerine, bir takım matris işlemlerinin gerçekleştirildiği "Geliştirilmiş Cholesky" yöntemi ile bilinen noktaların deplasman değerleri kullanılarak yapının diğer düğüm noktalarının deplasmanlarının hesaplandığı yeni bir analiz programı oluşturulabilir veya söz konusu yöntem KONYAP'a eklenerek daha bilimsel bir yapısal analiz gerçekleştirilebilir.

Tartışma kısmında detaylı olarak incelenen statik analiz ile dinamik analiz arasındaki karşılaştırmada görülmüştür ki: En yumuşak zemin koşullarında dahil statik analize göre dinamik analizde daha kritik deplasman, iç kuvvet ve moment değerleri elde edilmektedir.

KAYNAKLAR

[1]. Liu J., Liu X., Pushover Analysıs Of Daıkaı Subway Statıon Durıng The Osaka-Kobe Earthquake In 1995, *The 14 th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008*, Beijing, China.

[2]. Wang, J., 1993, Seismic design of tunnels - A simple state-of-the-art design approach, William Barclay Parsons Fellowship, Parsons Brinckerhoff, Monograph 7, 1993.

[3]. Chang, J., Park, D., Kim, D., K., 2014, Seismic analysis of shallow cut and cover tunnel via frame analysis. J Korean Geotech Soc (submitted).

[4]. Hashash, Y., Karina, K., Koutsoftas, D., O'Riordan, N., 2010, Seismic design considerations for underg. box structures, *Earth Retention Conference*, Washington.

[5]. Wang, J., N., Munfakh, G., A., 2001, Seismic design of tunnels transactions on the built environment vol 57,*www.witpress.com* , ISSN 1743-3509.

[6]. Asheghabadi, M., S., Rahgozar, M., A., 2019, Finite Element Seismic Analysis of Soil–Tunnel Interactions in Clay Soils Iranian Journal of Science and Technology, *Transactions of Civil Engineering volume 43,* pages835–849.

[7]. Bobet, A., 2003, Effect Of Pore Water Pressure On Tunnel Support During Static And Seismic Loading, *Tunnelling and Underground Space Technology,* 18:377–393.

[8]. Huo, H., Bobet, A., Fernández, G., Ramìrez, J., 2006, Analytical solution for deep rectangular structures subjected to far-field shear stresses, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21 , pp. 613-625.

[9]. Penzien, J., 2000, Seismically induced racking of tunnel linings., *Earthquake Eng. Struct. Dyn*. *29*, 683–691.

[10]. Argyroudis, S., Pitilakis, K., 2012, Seismic fragility curves of shallow tunnels in alluvial deposits. *Soil Dyn Earthq Eng,* 35:1–12.

[11]. Penzien, J, Wu, C., L., 1998, Stresses in linings of bored tunnels., *Earthquake Engineering and Structural Dynamics,* 1998;27: 283-300.

[12]. Chen, Y., 1995, Dynamic Analysis and Response of Large Rınforced Concrete Conduits in Homogeneous Soil Strata, Department Of Civil Engineering, The Pennsylvania State Universiry, Harrisburg, Middletown. PA 17057-489X U.S.A.

[13]. Lee, T., H., Park, D., Nguyen, D., D., Park, J., S., 2016, Damage analysis of cut-and-cover tunnel structures under seismic loading. *Bull. Earthq. Eng.*, 14,413-431.

[14]. Yatsumoto, H., Mitsuyoshi, Y., Sawamura, Y., Kimura, M., 2019, Evaluation of seismic behavior of box culvert buried in the ground through centrifuge model tests and numerical analysis, *Underground Space*,Volume 4, Issue 2, June 2019, Pages 147-167.

[15]. Sadiq, S., Nguyen, Q., V., Jung, H., Park, D., 2019, Effect of flexibility ratio on seismic response of cut-and-cover box tunnel, Department of Civil and Environmental Engineering, Hanyang University, 222 Wangsimni-ro, Sageun-dong, Seongdong-gu, Seoul, Republic of Korea.

[16]. Oztorun, N., K., 2006, A rectangular finite element formulation, *Finite Elements in Analysis and Design*, 42, 1031-1052.

[17]. Oztorun, N., K., Citipitioglu, E., Akkas, N., 1995, Mesh generation and data structures for the finite element analysis of shear wall buildings, Proceedings of the Sixth International Conference on Civil and Structural Engineering Computing Meeting, in: Topping, B.H.V.(Ed.), *Developments in Computational Techniques for Structural Engineering*, August 1995, Cambridge, England, 367–382.

[18]. Oztorun, N.K., Citipitioglu, E., Akkas, N., 1998, Three dimensional finite element analysis of shear wall buildings, *Computers and Structures*, 68 (1-3), 41-55.

[19]. Timoshenko, S., Goodier, J., N., 1951, Theory of Elasticity, McGraw-Hill, New York.

[20]. FORTRAN90, IBM Inc., 1990, (Formula Translation) general-purpose, imperative programming language for numeric computation and scientific computing, New York, USA.

[21]. SAP2000, Computers and Structures Inc., 2005, Linear And Nonlinear Static And Dynamic Finite Element Analysis And Design Of Three-Dimensional Structures, Berkeley, USA.

[22]. Öztürk, O., 2013, Metro tünellerinin açılması sırasında oluşan düşey etkilerin incelenmesi, *2. Uluslar arası Raylı Sistemler Mühendisliği Sempozyumu (ISERSE'13),* 9-11 Ekim 2013, Karabük, Türkiye.

[23]. Hendron, A., J., Fernández, G., 1983, Dynamic and static design considerations for underground chambers. In: Howard, T.R. (Eds.), *Seismic Design of Embankments and Caverns*, ASCE, NY, pp. 157–197.

[24]. Merritt, J., L., Monsees, J., E., Hendron, A., J., Jr., 1985, Seismic design of underground structures. In: Mann, C.D., Kelley, M.N. (Eds.), Proceedings of the Rapid Excavation and Tunneling Conference , Society of Mining Engineers of the American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers, New York, NY, pp. 104–131.

[25]. Monsees, J., E., Merritt, J., L., 1988, Seismic modeling and design of underground structures. Numerical methods in geomechanics, Innsbruck 1988. In: Swoboda, G. (Ed.), *Proceedings of the Sixth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*. Balkema, Rotterdam, Holland, pp. 1833–1842.

[26]. Kuesel, T., R., Earthquake Design Criteria for Subways, 1969, *Journal of the Structural Divisions*, ASCE, Vol. 95, No. ST6, June 1969.

[27]. Newmark, N. M., 1968, Problems in wave propagation in soil and rock, *International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials*, 1968.

[28]. Bobet, A., 2010, Drained and undrained response of deep tunnels subjected to far-field shear loading, *Tunnelling and Underground Space Technology 25 (1),* pp. 21-31.

[29]. Cilingir, U., Madabhushi, S.P.G., 2011, Effect of depth on the seismic response of square tunnels, *Soils Found,* 51 (3), 449–457.

[30]. Tsinidis, G., Pitilakis, K., Madabhushi, G., Heron, C., 2015, Dynamic response of flexible square tunnels: centrifuge testing and validation of existing design methodologies. *Géotechnique 65 (5)*, 401–417.

[31]. Tsinidis, G., Rovithis, E., Pitilakis, K., Chazelas, J., L., 2015, Dynamic response of shallow rectangular tunnels in sand by centrifuge testing. In: Taucer, F., Apostolska, R. (eds.), Experimental Research in Earthquake Engineering., *Geotechnical and Geological Earthquake Engineering*, *Springer,* vol. 35 Switzerland, pp 493–507.

[32]. Ulgen, D., Saglam, S., Ozkan, M. Y., 2015, Dynamic response of a flexible rectangular underground structure in sand: centrifuge modeling, *Bulletın of Earthquake Engıneerıng,* volume: 13 Issue: 9 Pages: 2547-25 .

[33]. Guobo, W., Mingzhi, Y., Yu, M., Jun, W., Wang, Y., 2018, Experimental study on seismic response of underground tunnel-soil-surface structure interaction system. *Tunn. Undergr. Space Technol.,* 76, 145–159.

[34]. Hashash, Y., M., A., Dashti, M., S., Michael, Musgrove, S., M., Gillis, K., Martin, Walker, M., Kirk, Ellison, M., Basarah, S., M., Y., I.,2018, Influence of tall buildings on seismic response of shallow underground structures, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.,* 144, (12).

[35]. Chen, J., Shi, X., Li, J., 2010, Shaking table test of utility tunnel under non-uniform earthquake wave excitation. *Soil Dyn. Earthquake Eng.,* 30 (11), 1400–1416.

[36]. Chen, J., Luzhen, J., Jie, L., Xiaojun, S., 2012, Numerical simulation of shaking table test on utility tunnel under non-uniform earthquake excitation, *Tunn. Undergr. Space Technol.,* 30, 205–216.

[37]. Power, M., Rosidi, D., Kaneshiro, J., Gilstrap, S., Chiou, S., J., 1998, Summary and evaluation of procedures for the seismic design of tunnels, *Final Report for Task 112-d-5. 3(c),* National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.

4801180226-Abdurrahman Cukay

ORİJİNALLİK RAPORU

%4	%2	%1	%2
BENZERLİK ENDEKSİ	İNTERNET KAYNAKLARI	YAYINLAR	ÖĞRENCİ ÖDEVLERİ

BİRİNCİL KAYNAKLAR

1	Submitted to The Scientific & Technological Research Council of Turkey (TUBITAK) Öğrenci Ödevi	%2
2	Kemal Oztorun, N.. "A rectangular finite element formulation", Finite Elements in Analysis & Design, 200608 Yayın	%1
3	acikbilim.yok.gov.tr İnternet Kaynağı	<%1
4	Ragib Sabah, Namik Kemal Öztorun, Baris Sayin. "Development of an FEA program with full-size stiffness and mass matrices for dynamic analysis of high-rise buildings: A comparison with SAP2000", Case Studies in Construction Materials, 2022 Yayın	<%1
5	Encyclopedia of Earthquake Engineering, 2015. Yayın	<%1
6	docplayer.biz.tr İnternet Kaynağı	<%1