



T.C.
KONYA TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ



**ÖN YÜZÜ BETON KAPLI KAYA DOLGU
BARAJLARDA DEPREM ETKİSİYLE
OLUŞAN OTURMALARA BAĞLI OLARAK
DİNAMİK MALZEME PARAMETRELERİNİN
TAYİNİ VE TASARIM PARAMETRELERİ
İLE UYGUNLUĞUN ARAŞTIRILMASI**

Ergin ERAYMAN

DOKTORA TEZİ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Aralık-2022
KONYA
Her Hakkı Saklıdır

TEZ KABUL VE ONAYI

Ergin ERAYMAN tarafından hazırlanan “Ön Yüzü Beton Kaplı Kaya Dolgu Barajlarda Deprem Etkisiyle Oluşan Oturmalarla Bağlı Olarak Dinamik Malzeme Parametrelerinin Tayini ve Tasarım Parametreleri ile Uygunluğun Araştırılması” adlı tez çalışması 20/01/2023 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından oy birliği ile Konya Teknik Üniversitesi Lisansüstü Eğitim Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı’nda DOKTORA TEZİ olarak kabul edilmiştir.

Jüri Üyeleri

Başkan

Prof. Dr. Hasan TOSUN

Danışman

Prof. Dr. Mustafa YILDIZ

Üye

Prof. Dr. Murat OLGUN

Üye

Dr. Öğr. Üyesi Murat KİLİT

Üye

Dr. Öğr. Üyesi İbrahim Hakkı ERKAN

İmza

.....

.....

.....

.....

.....

Yukarıdaki sonucu onaylarım.

Prof. Dr. Saadettin Erhan KESEN
Enstitü Müdürü

Dr. Öğr. Üyesi Uğur Şafak ÇAVUŞ bu tez çalışmasının ikinci danışmanıdır.

TEZ BİLDİRİMİ

Bu tezdeki bütün bilgilerin etik davranış ve akademik kurallar çerçevesinde elde edildiğini ve tez yazım kurallarına uygun olarak hazırlanan bu çalışmada bana ait olmayan her türlü ifade ve bilginin kaynağına eksiksiz atıf yapıldığını bildiririm.

DECLARATION PAGE

I hereby declare that all information in this document has been obtained and presented in accordance with academic rules and ethical conduct. I also declare that, as required by these rules and conduct, I have fully cited and referenced all material and results that are not original to this work.

İmza

Ergin ERAYMAN

Tarih:

ÖZET

DOKTORA TEZİ

ÖN YÜZÜ BETON KAPLI KAYA DOLGU BARAJLARDA DEPREM ETKİSİYLE OLUŞAN OTURMALARA BAĞLI OLARAK DİNAMİK MALZEME PARAMETRELERİNİN TAYİNİ VE TASARIM PARAMETRELERİ İLE UYGUNLUĞUN ARAŞTIRILMASI

Ergin ERAYMAN

Konya Teknik Üniversitesi
Lisansüstü Eğitim Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Prof. Dr. Mustafa YILDIZ
Yardımcı Danışman: Dr. Öğr. Üyesi Uğur Şafak ÇAVUŞ

2022, 139 Sayfa

Jüri

Prof. Dr. Mustafa YILDIZ
Prof. Dr. Hasan TOSUN
Prof. Dr. Murat OLGUN
Dr. Öğr. Üyesi Murat KİLİT
Dr. Öğr. Üyesi İbrahim Hakkı ERKAN

Barajların güvenli ve ekonomik tasarımı statik ve dinamik yükler altındaki performans ve davranışına bağlıdır. Bu çalışmada, ön yüzü beton kaplı kaya dolgu (ÖYBKGD) barajlarda deprem yükleri etkisinde elasto-plastik davranan kaya dolgu malzemenin dinamik parametrelerinin tayini ve bu parametrelerin tasarım parametreleri ile uygunluğu araştırılmıştır. Sayısal analizler sonlu elemanlar yöntemini kullanan ANSYS yazılımı ile ÖYBKGD baraj tipinde inşa edilen Kürtün barajı örneğinde gerçekleştirilmiştir. Kaya dolgunun doğrusal olmayan gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi için Duncan-Chang (D-C) hiperbolik (HB) malzeme modeli kullanılmıştır. Statik analizler, barajın 2 boyutlu düzlem şekil değiştirme koşullarında inşaat sonu (İSH), su tutma (STH) ve işletme (İH) durumları için doğrusal olmayan isotropik pekleşen zemin modeli ile yapılmıştır. Analiz sonuçları baraj kretinde ölçülen oturma değerlerini yakınsayınca kadar kalibre edilmiştir. Hesaplanan sonuçlar, ölçülen değerlere İSH için %94.42, STH %86.36 ve İH için %80 yakınsama sağlamıştır. Kalibrasyonla bulunan elastisite ve kayma modülü parametreleri dinamik analizlerde de kullanılmıştır. Dinamik analizler 1992 Erzincan depremi ivmesi zaman tanımında baraj temeline doğrudan etkitilmek ve ivme azalım ilişkileri kullanmak suretiyle iki farklı senaryo durumu için yapılmıştır. Modal ve doğrusal olmayan zamana bağlı (transient) analizler kinematik pekleşen zemin modeli ile gerçekleştirilmiştir. Hidrodinamik analizler Westergaard yaklaşımı ile yapılmıştır. Modal analizle bulunan viskoz sönüm parametreleri kullanılarak deplasmanlar ve ivmenin temelden krete doğru büyüme değerleri hesaplanmıştır. Pik yer ivmesi krette Senaryo I için İSH’de 1.83 ve İH’de 1.96 kat artmıştır. Senaryo II için ise İSH’de 2.32 ve İH’de 2.23 kat artmıştır. Dinamik analizlerle bulunan değerlerin literatürle uyumlu olduğu değerlendirilmiştir. Kürtün Barajı örneğinde gerçekleştirilen statik ve dinamik analizlerle, ölçülen oturma değerlerine bağlı olarak dinamik malzeme parametreleri belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: ANSYS, Doğrusal olmayan analiz, Hiperbolik model, Ön yüzü beton kaplı kaya dolgu baraj, Sonlu elemanlar yöntemi, Dinamik analiz

ABSTRACT

PhD THESIS

DETERMINATION OF DYNAMIC MATERIAL PROPERTIES OF CONCRETE FACE ROCKFILL DAMS BASED ON EARTHQUAKE-INDUCED SETTLEMENTS AND INVESTIGATING THEIR COHERENCE WITH THE DESIGN PARAMETERS

Ergin ERAYMAN

**Konya Technical University
Institute of Graduate Studies
Department of Civil Engineering**

**Advisor: Prof. Dr. Mustafa YILDIZ
Co-Advisor: Asst. Prof. Dr. Uğur Şafak ÇAVUŞ**

2022, 139 Pages

**Jury
Prof. Dr. Mustafa YILDIZ
Prof. Dr. Hasan TOSUN
Prof. Dr. Murat OLGUN
Asst. Prof. Dr. Murat KİLİT
Asst. Prof. Dr. İbrahim Hakkı ERKAN**

The safe and economical design of dams depends on their performance and behavior under static and dynamic loading conditions. In this study, the determination of the dynamic parameters of the rockfill material, which acts elastoplastic under the effect of seismic loads in concrete face rockfill dams (CFRDs), and the coherence of these parameters with the design parameters were investigated. Numerical analyses were carried out in the example of the Kürtün dam, constructed as a CFRD and simulated in the ANSYS software using the finite element method. Duncan-Chang (D-C) hyperbolic (HB) material model was used for the non-linear stress-strain relationship of the rockfill. Static analyses were performed with a non-linear isotropic hardening soil model for the end of construction (EoC), reservoir first impoundment (RFI), and operational cases (OpC) of the dam under 2-dimensional plane strain conditions. The calculated results provided a convergence of 94.42% for EoC, 86.36% for RFI, and 80% for OpC to the measured values. Calibrated elasticity and shear modulus parameters were also used in dynamic analyses. Dynamic analyses were performed for two scenarios using the direct excitation of the 1992 Erzincan earthquake acceleration to the dam foundation in the time domain and the acceleration attenuation relationships. Modal and nonlinear time-dependent (transient) analyses were carried out with the kinematic hardening soil model. Hydrodynamic analyses were made with the Westergaard approach. By using the calculated viscous damping parameters in the modal analyses, displacements and the amplification values of the acceleration from the base to the crest were computed. Peak ground acceleration increased 1.83 times in EoC and 1.96 times in OpC for Scenario I at the crest. For Scenario II, it increased by 2.32 times in EoC and 2.23 times in OpC. The values obtained by the dynamic analyses were considered reasonable and compatible with the literature. So, dynamic material parameters were determined depending on the measured settlement values by static and dynamic analyses carried out in the Kürtün dam example.

Keywords: ANSYS, Non-linear analysis, Hyperbolic model, Concrete face rockfill dam, Finite element method, Dynamic analysis



Canım Babam, Annem
ve
Ailem'e ...

ÖNSÖZ

Doktora Tezi olarak hazırlanan bu çalışmanın yürütülmesi esnasında ders aşamasından bu çalışmanın bitimine kadar geçen süre içerisinde bilimsel yetkinliği ve hassasiyetinin yanı sıra, bu tez çalışmasının tamamlanmasında sebat ve anlayışıyla her türlü yardımlarını ve katkılarını esirgemeyen danışman hocam Sayın Prof. Dr. Mustafa YILDIZ'a şükranlarımı sunarım.

Ülkemizde ilk ÖYBKD baraj projesini yapan ve ikinci danışman olarak, çalışmamın başından sonuna kadar mühendislik bilimindekiengin bilgi ve tecrübeleriyle, özellikle ANSYS yazılımı ile dinamik analiz aşamalarında ve bu tezin tamamlanmasında büyük emek sarf eden, değerli hocam Sayın Dr. Öğr. Üyesi Uğur Şafak ÇAVUŞ'a,

Bu tezin konusunun belirlenmesinde ve tüm aşamalarında tecrübeleri ile yardımlarını esirgemeyip katkı sağlayan, Sayın Dr. Öğr. Üyesi Davut YILMAZ'a,

Bu çalışmanın temelini teşkil eden doktora dersleri aşamasında ve TİK'de görev olarak katkılar sağlayan, fakat bilim hayatının en verimli çağında kendisini kaybettiğimiz ve her zaman rahmetle ve minnetle andığımız değerli bilim insanı saygıdeğer hocam merhum Prof. Dr. Özcan TAN'a,

TİK'de görev alan ve bu tez çalışmasının tamamlanması için çok kıymetli katkılarıyla destek olan saygıdeğer hocalarım Sayın Prof. Dr. Murat OLGUN ve Sayın Dr. Öğr. Üyesi Murat KİLİT'e,

Hayatım boyunca maddi manevi yanımda olan, büyük fedakarlıklarıyla her zaman destek ve yardımlarını esirgemeyen, yaşadığım sürece beni bilime ve hakikate yönlendiren, rahmet ve minnetle andığım canım babacığım, canım annem ve ağabeyime, gerek hayatta iken gerekse vefatından sonra çalışmalarım da her zaman manevi bir katalizör olan rahmetle andığım kardeşim Fatih'e, bana karşı sabır, anlayış ve yardımlarıyla her zaman yanımda olan hayattaki en kıymetli hazinelerim, ailem, başta biricik eşim Dr. Hatice ERAYMAN olmak üzere, kızım Lütfiye Nur, oğullarım Muhammed Fatih ve Ahmed Zafer'e teşekkür ederim. "Alemlerin Rabbi olan Allah'a hamd olsun".

Ergin ERAYMAN
KONYA-2022

İÇİNDEKİLER

ÖZET	iv
ABSTRACT.....	v
ÖNSÖZ	vii
İÇİNDEKİLER	viii
SİMGELER VE KISALTMALAR	x
1. GİRİŞ	1
2. KAYNAK ARAŞTIRMASI	6
2.1. Kaya Dolgu Malzeme	6
2.2. Statik ve Dinamik Analiz.....	9
3. ÖYBKGD BARAJLARIN TASARIMI	17
3.1. ÖYBKGD Barajların Tipik Enkesiti.....	17
3.1.1. ÖYBKGD barajlarda gövde dolgusu ve zonlar	17
3.2. ÖYBKGD Barajların Tasarımı İçin Gerekli Analizler	20
3.2.1. Statik stabilite analizleri.....	21
3.2.2. ÖYBKGD barajların dinamik stabilitesi.....	28
3.2.3. Güvenli tasarım kriterleri.....	30
3.2.4. Oturma ve sıkışma	31
3.2.5. Beton plaktaki deformasyon tahmini	32
3.3. Topuk Plağı (Plint).....	33
3.3.1. Topuk plağının boyutları	34
3.3.2. Topuk plağı temeli	35
3.3.3. Topuk plağının stabilitesi.....	36
3.3.4. Topuk plağı ile memba yüzü plağının birleşimi	36
3.4. Memba Yüzü Plağı	36
3.4.1. Memba plağının boyutları.....	38
3.4.2. Memba plağı derzleri	39
3.5. Parapet Duvarı ve Kamber.....	39
3.5.1. Parapet duvarı	39
3.5.2. Kamber (Camber)	41
4. MATERYAL VE YÖNTEM.....	42
4.1. Deprem Verileri ve Kuzey Anadolu Fay (KAF) Hattı	43
4.1.1. Erzincan 1992 depremi	45
4.2. Duncan-Chang HB Model	46
4.3. Deterministik sismik tehlike analizi (DSTA)	48
4.4. Barajların Sismik Analiz Yöntemleri	49
4.4.1. Sonlu elemanlar yöntemi	50

4.4.2. Statik sonlu elemanlar yöntemi.....	53
4.4.3. Dinamik sonlu elemanlar yöntemi.....	55
4.4.4. Genel hareket denkleminin çözümü	60
5. YAPILAN ÇALIŞMA VE DEĞERLENDİRME.....	67
5.1. Kürtün Barajı	67
5.1.1. Baraj yeri ve karakteristikleri	67
5.1.2. Baraj gövdesi ve dolgu malzemesi karakteristikleri	69
5.1.3. Baraj yeri jeolojisi.....	71
5.2. Sonlu Elemanlar Analizi	71
5.2.1. Geometri	71
5.2.2. Sonlu elemanlar ağı (mesh)	72
5.3. Statik Sonlu Elemanlar Analizi.....	72
5.3.1. İnşaat sonu hali (İSH)	74
5.3.2. Su tutma hali (STH).....	76
5.3.3. İşletme hali (İH).....	78
5.3.4. Statik analiz sonuçları ve değerlendirme	80
5.4. Dinamik Analiz.....	89
5.4.1. Dinamik analiz için senaryolar	90
5.4.2. Kürtün barajı ivme azalım ilişkisi.....	92
5.4.3. Rayleigh sönümü ile doğrusal olmayan zamana bağlı analiz	95
5.4.4. Senaryo I'e göre doğrusal olmayan dinamik analiz.....	97
5.4.5. Senaryo II'ye göre doğrusal olmayan dinamik analiz	105
5.4.6. Dinamik analiz sonuçları ve değerlendirme	113
6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER	127
6.1. Sonuçlar	127
6.2. Öneriler	131
KAYNAKLAR	132

SİMGELER VE KISALTMALAR

Simgeler

A	: Kesme deneyi ile bulunan kayma parametresi
A	: Ön yüz beton plak alanı
(A/H^2)	: Şekil faktörü
$\{a_c\}$	: Toplam ivme vektörü
$a_{x\max}$	: Zaman tanımında maksimum yatay ivme
a_{xI}	: Senaryo I pik yer ivmesi
a_{xII}	: Senaryo II pik yer ivmesi
B	: Şekil değiştirme matrisi
b	: Kaya tipine bağlı deneyle bulunan katsayı
c	: Kohezyon katsayısı
$[C]$	: Sönüm matrisi, viskoz sönüm matrisi
D	: Elastisite matrisi
D	: Düşey
DS	: Doğrudan kesme testi (Direct shear test)
$d_{x\max}$	: Maksimum yatay deplasman
$d_{y\max}$	: Maksimum düşey deplasman
$d_{t\max}$	: Maksimum toplam yer değiştirme
d_x	: Yatay deplasman
d_y	: Düşey deplasman
d_t	: Toplam yer değiştirme
d_{xr}	: Kalıcı yatay deplasman
d_{yr}	: Kalıcı düşey deplasman
d_{tr}	: Kalıcı toplam deplasman
$d_{\max}$	: Maksimum dane çapı (mm)
E_d	: $G_{\max}$ 'a bağlı olarak hesaplanan dinamik deformasyon modülü
E_i	: Başlangıç (maksimum) elastisite modülü
E_t	: HB model hiperbolünde herhangi bir noktadaki teğetin eğimi
E^x	: Yatay atalet kuvveti
E^y	: Düşey atalet kuvveti
E_T	: Su yükü altında hareket doğrultusunda deformasyon modülü
E_v	: Düşey deformasyon modülü
e	: Boşluk oranı
F^e	: Eleman dış yük vektörü
$\{F^a\}$	: Uygulanan toplam yük vektörü
$\{F^r\}$	: Reaksiyon kuvveti vektörü
$\{F^{nd}\}$	: Uygulanan nodal yük vektörü
$\{F^{ac}\}$	: İvme yükü vektörü
$\{F_e^{th}\}$	: Eleman termal yük vektörü
$\{F_e^{pr}\}$	: Eleman basınç yükü vektörü
$\{F(t)\}$	: “t” zamanında uygulanan yatay ve dikey kuvvet bileşenleri
$\{F^i(t)\}$	: İç yük vektörü
$\{F^a(t)\}$	: Uygulanan dış yük vektörü
$\{F_i^{nr}\}$	: Eleman iç yüklerine karşılık gelen yükleri geri yükleme vektörü

G_s	: E_i 'ye bağılı olarak hesaplanan statik kayma modülü
$G_{\max}$	: Dinamik (maksimum) kayma modülü
GS	: Güvenlik sayısı
g	: Yerçekimi ivmesi
H	: Baraj gövdesinin temelden yüksekliği
H_y	: Oturma ölçerin yukarısındaki kaya dolgu yüksekliği
H_w	: Rezervuar su yüksekliği
h	: Rezervuar yüzeyinden baraj temeline olan su yüksekliği
h_a	: Oturma ölçerin altındaki kaya dolgu yüksekliği
i	: Geçerli denge iterasyonunu temsil eden alt simge
K	: D-C HB model hiperbolik parametre
K_e	: Eleman rijitlik matrisi
$[K]$	: Toplam rijitlik matrisi
$[K_i^T]$	: Jacobian matrisi (teğet rijitlik matrisi)
$[K_{n+1}^T(\{u_{n+1}^k\})]$	: t_{n+1} zamanındaki teğet rijitlik matrisi
$K_{2\max}$	: Malzemenin boşluk oranı ve rölatif sıkılığına bağılı katsayı
k	: Westergaard deprem ivme katsayısı
$k_{\max}$	: Potansiyel kayma kütlesi maksimum ivmesi
k_y	: Şev kütlesinin kaymaya henüz başladığı andaki ivme değeri
$[M_e]$	: Eleman kütle matrisi
$[M]$	: Kütle matrisi
M_w	: Moment magnitüdü
M_L	: Richter yerel magnitüdü
M_S	: Yüzey dalgası magnitüdü
N	: Şekil fonksiyonu
N	: Eleman sayısı
n	: D-C HB model üstel elastik modül katsayısı
P_a	: Atmosfer basıncı (101.325 kPa)
$\{P(t)\}$	: Dış yükleme vektörü
PGA	: Pik yer ivmesi
P_d	: Hidrodinamik basınç
p	: Birim hacime gelen hacim kuvvetleri
q	: Uygulanan yüzey çekme kuvveti
R_f	: D-C HB model göçme oranı
R_{n+1}	: t_{n+1} zamanındaki artık (rezidüel) vektör
S	: Yük uygulanan yüzey alanı
s	: Ölçülen oturma miktarı
T	: Topuk plağının kalınlığı (m)
T_0	: Zeminin hakim periyodu
TR	: Üç eksenli test (Triaxial test)
u	: Yer değiştirme
$\{u\}$	: Nodal yer değiştirme vektörü
$\{u_{n+1}\}$	: t_{n+1} zamanındaki geçerli yer değiştirme
(u_{n+1}^k)	: k iterasyonundaki $\{u_{n+1}\}$ tahmini
$\{\Delta u_{n+1}^k\}$	: k iterasyonundaki $\{u_{n+1}\}$ yer değiştirme artışı
$\dot{u}$	: Hız
$\{\dot{u}(t)\}$	: Nodal hız vektörü

$\ddot{u}$	: İvme
$\ddot{u}_g^x$	: Yer ivmesi yatay bileşeni
$\ddot{u}_g^y$	: Yer ivmesi dikey bileşeni
$\ddot{u}_{\max}$	: Maksimum pik kret ivmesi
$\{\ddot{u}(t)\}$	: Nodal ivme vektörü
V	: Yapı hacmi
V_s	: Kayma dalgası hızı
V_x	: Yatay hız
W_0	: Suyun birim hacim ağırlığı
Y	: Yatay
y	: Rezervuar yüzeyinden hesaba esas derinlikteki su yüksekliği
z	: Baraj kretinden itibaren hesaba esas derinlikteki yükseklik
α	: Rayleigh sönüm sabiti kütle çarpanı
β	: Rayleigh sönüm sabiti rijitlik çarpanı
β	: Şev açısı
γ	: Genlik bozunma faktörü
γ_r	: Kaya dolgunun birim hacim ağırlığı
Γ	: Stabilitate sayısı
δ	: Herhangi bir noktadaki yer değiştirme
δ^e	: Eleman yer değiştirme vektörü
ε	: Birim şekil değiştirme
$\emptyset$	: İçsel sürtünme açısı
$\emptyset'$	: Pik drenajlı sürtünme açısı
ν	: Poisson oranı
ξ	: Sönüm oranı
π	: Toplam potansiyel enerji
π_e	: Eleman toplam potansiyel enerjisi
ρ	: Yoğunluk
σ	: Gerilme
σ_1	: Büyük asal gerilme, düşey gerilme
σ_3	: Küçük asal gerilme, hücre basıncı, yatay gerilme
$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$	: Göçme anındaki deviatörük gerilme
$(\sigma_1 - \sigma_3)_u$	: Nihai deviatör gerilme
σ_y	: Akma gerilmesi
σ'_m	: Ortalama efektif gerilme
σ'	: Efektif normal gerilme
σ_n	: Normal gerilme
τ	: Kayma mukavemeti
ω_i	: i moduna ait açısal frekans
ω_j	: j moduna ait açısal frekans

Kısaltmalar

AFAD	: Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı
D-C	: Duncan ve Chang
DSİ	: Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü
DSTA	: Deterministik Sismik Tehlike Analizi
HB	: Hiperbolik
ICOLD	: International Commission on Large Dams
İH	: İşletme Hali
İSH	: İnşaat Sonu Hali
KAF	: Kuzey Anadolu Fayı
MTA	: Maden Tetkik ve Arama
ÖYBKKDB	: Ön Yüzü Beton Kaplı Kaya Dolgu Baraj
STH	: Su Tutma Hali



1. GİRİŞ

ÖYBKGD barajlar diğer baraj tiplerine göre inşası daha ekonomik ve pratik olan, dar ve geniş vadilerde uygulanabilen, herhangi bir stabilite problemi yaşanmadan, alüvyon zeminler üzerinde de inşa edilebilen, hızlı yapılması nedeniyle projeyi bir an önce faydaya dönüştürmesi ve 300 m'ye yaklaşan yüksekliklerde inşa edilebilmesi gibi özellikleriyle günümüzde en çok tercih edilen baraj tiplerinden birisidir.

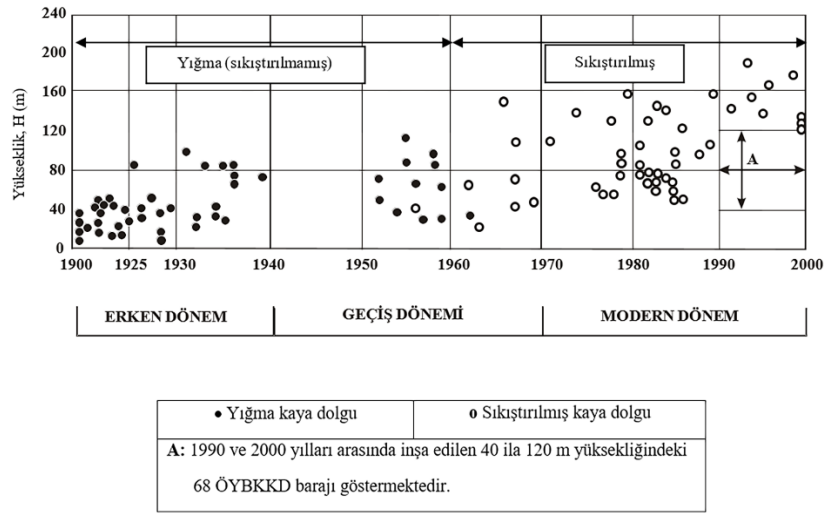
ÖYBKGD barajların başlangıcı 19. yüzyılın ortalarına kadar dayanmaktadır. Cooke (1984), bu barajların gelişiminin erken dönem, gelişim dönemi ve modern dönem olarak üç safhada değerlendirilebileceğini belirtmektedir. 1850'lerde ABD'nin California eyaleti Sierra Nevada madencilik bölgesinde altın madencilerinin yaptığı ön yüzü ağaçlarla kapatılmış yaklaşık 25 m yüksekliğindeki kaya dolgu baraj ilk ön yüzü kaplı baraj uygulamalarından olarak gösterilmektedir. Daha sonraları 1895 yılında California'da bilinen ilk ÖYBKGD Chatworth barajı yapılmıştır. Bunları Kentucky'de yapılan 84 m yüksekliğindeki Dix River ve yine California'da yapılan 101 m yüksekliğindeki Salts Spring barajı takip etmiştir (Cooke, 1984).

İlk ÖYBKGD barajlar yığma baraj olarak inşa edilmiştir. Bunların yapımı, 75 m yüksekliğine kadar elverişli olmuştur. Fakat daha yüksek barajlarda, yığma kaya dolgunun yüksek derecede oturma özelliğinden dolayı, yüzey çatlakları ve aşırı sızmalar oluşmuştur. Sızma sorunları ve yüzey için gereken onarım ihtiyacı gibi nedenlerden ötürü yığma ÖYBKGD barajların yüksek olarak inşasından ilk zamanlarda kaçınılmıştır.

Bu barajlarda genellikle uzun dönemde oturmaya bağlı problemler, su tutucularda açılma ve büyük oranda sızmalar gözlenmiştir. Buna rağmen 1940-1965 yılları arasında az çok aynı uygulama devam etmiştir. Bu dönemde 50-100 m yüksekliğinde bir dizi baraj ile 150 m yüksekliğinde 1 adet baraj inşa edilmiştir. Yine de birçok mühendis bu tip barajların yapımına şüphe ile bakmışlardır. Diğer yandan karşılaşılan bu problemler neticesinde 1940'lardan sonra sıkıştırılabilir kaya dolgu ile kil çekirdekli kaya dolgu barajlar geliştirilmiştir. Sıkıştırılmış kaya dolgu, kil çekirdek ve filtrelerle birlikte daha uygun bulunmuştur. Fakat bu sıralarda ÖYBKGD barajlarda karşılaşılan problemler, kaya dolguların daha ince tabakalar halinde yerleştirilmesi ile çözülmeye çalışılmıştır. 1965'ten sonra hemen hemen bütün barajlar, ince tabakalar halinde serilmiş ve vibrasyonlu çelik silindirlerle sıkıştırılmış kaya dolgusu kullanılarak inşa edilmiş ve inşaat sonrası oturmalar eskiye oranla daha az meydana gelmiştir. Memba beton plağının detayları değiştirilmiş, yatay derzler kaldırılmış, tabandan zirveye kadar çelik donatı

konmuş ve beton plak kalınlığı tedricen azaltılmıştır. Sonuçta sızma ve oturma problemleri oldukça azalmıştır. Zamanla mühendisler tarafından bu baraj tipi kabul görmeye başlamıştır.

ÖYBKGD barajlarda tasarım genellikle önceki projelerden elde edilen tecrübelerle dayanmakla beraber, inşa yöntemleri ve tasarım konularındaki sürekli gelişmelerle bu tür barajlar günümüzde tekrar en çok tercih edilen baraj tiplerinden birisi olmuştur. ÖYBKGD barajların zaman içindeki gelişimi Şekil 1.1’de verilmiştir.



Şekil 1.1. Zaman içinde ÖYBKGD barajların gelişimi (ICOLD, 2005)

Günümüzde bu tip barajlar yaygın olarak inşa edilmekte olup, işletmede olan 100 m den daha yüksek ÖYBKGD barajlar Çizelge 1.1’de, ülkemizde inşa edilen ve yapılması planlanan ÖYBKGD baraj projeleri ise Çizelge 1.2’de verilmiştir.

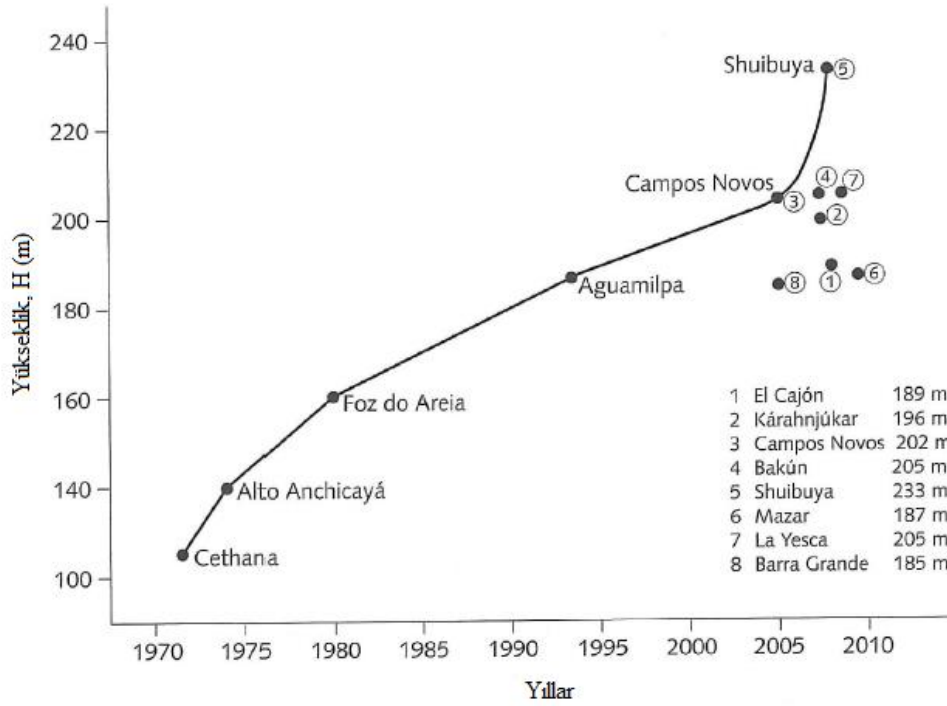
Çizelge 1.1. 100 m’den yüksek bazı ÖYBKGD barajlar (Hydropower & Dams, 2003)

Baraj Adı	Yeri	Yükseklik (m)
Dim	Türkiye	134.50
Antamina	Peru	140
Barra Grande	Brezilya	140
Mohale	Lesotho	145
Karahnjukar	İzlanda	190
Campos Novos	Brezilya	202
Bakun	Malezya	205
Shibuya	Çin	233

Çizelge 1.2. Ülkemizde inşa edilen ve yapılması planlanan ÖYBK KD baraj projeleri (Su-Yapı, 2022)

Sıra No	Baraj Adı	Yeri	Temelden Yüksekliği (m)
1	Aksu-Anakol	Erzurum	112
2	Alaköprü	Mersin	99
3	Alarahan I	Antalya	120
4	Arkun	Artvin	190
5	Atasu	Trabzon	122
6	Ballı	Erzincan	91
7	Bayram	Artvin	35
8	Bozkır	Konya	116
9	Burgaz	İzmir	115
10	Büyükkaraçay	Hatay	105
11	Çambaşı	Trabzon	106
12	Çamlıca	Artvin	98
13	Çankaya	Trabzon	160
14	Çayırdere	Kırklareli	63
15	Dereköy	Rize	125
16	Dim	Antalya	134.50
17	Gökçebel	Gümüşhane	144
18	Gördes	Manisa	95
19	Güneyce	Trabzon	93
20	Ilısu	Mardin	135
21	Karacasu	Aydın	65
22	Karakurt	Kars	155
23	Kayabeyi	Ardahan	134
24	Kızkayası	Bursa	165
25	Kocabey	Uşak	57.50
26	Koçali	Adıyaman	124
27	Kürtün	Gümüşhane	133
28	Marmaris	Muğla	74
29	Narlı	Muğla	99.50
30	Pamukluk	Mersin	125
31	Silvan	Diyarbakır	174.5
32	Torul	Gümüşhane	152
33	Yedigöze	Adana	131

ÖYBKGD baraj tipinin Çin’de yapılan Shuibuya’da olduğu gibi 233 m yüksekliğinde inşa edilmiş olması, gerekli tasarım kriterlerine uyulduğunda (özellikle kayma mukavemeti yönünden uygun malzeme seçimi, iyi bir gradasyon, sıkıştırma, sulama, derzlerin rasyonel tasarımı, plağın yamaçlara bağlanması, uygun plak kalınlığı, topuk plağının tasarımı vb.) güvenilir olduğunu göstermektedir. Yüksek ÖYBKGD barajların vibrasyonlu silindirlerin 1965 yılında kullanılmaya başlanmasından sonraki gelişimi Şekil 1.2’de verilmiştir.



Şekil 1.2. Vibratörlü silindirlerin kullanımından sonra ÖYBKGD baraj yüksekliklerinin gelişimi (Cruz ve ark., 2009)

ÖYBKGD barajların güvenli ve ekonomik tasarımı statik ve dinamik yükler altındaki performans ve davranışına bağlıdır. Dinamik yükler altında yapacağı deplasmanlar hem modelleme yardımıyla hem de çeşitli ampirik formüllerle hesap edilmektedir. Önemli parametreler arasında kaya dolgunun kayma mukavemeti, içsel sürtünme açısı, elastisite modülü, sönüm oranı, barajın periyodu, depremin hakim periyodu, deprem büyüklüğü ve vadi şekli sayılabilir. Yapısal modellemelerde kullanılan parametrelere bağlı olarak inşa edilen barajlar için yapılan klasik tasarım hesaplarında baraj kretinde bulunan oturmaların mertebesi, baraj yüksekliğinin %0.5 ile %1.5’ini aşmamalıdır. ICOLD (2010) ve Ishihara (2010) tarafından verilen deprem yükleri altında barajlarda gözlemlenen gerçek büyüklükler deprem büyüklüğü ve baraj kretindeki ivme

ne olursa olsun depreme bağılı oturmaının barajın yüksekliğinin %0.5-1.5'ini aşmayacağını göstermektedir. Baraj gövdesinde sıkıştırılan ve boyutları 90-100 cm'ye ulaşan kaya dolgu malzemenin laboratuvar şartlarında büyük ölçekli testlerinin yapılması ve tekrarlı deneyler ile parametrelerin doğru olarak bulunması oldukça zor olduğundan, doğrusal davranmayan kaya dolgu malzeme parametrelerinin doğru belirlenmesi barajın güvenli ve ekonomik tasarımıını etkilemektedir.

ÖYBKGD barajlarda mukavemet ve stabilite ile ilgili güvenlik her koşulda sağlanmalıdır. Günümüzde bu tür barajlarda kaya ve beton malzemenin kırılan özelliklerine rağmen gerilme analizleri elastik teoriye göre yapılmaktadır. Bu yaklaşım ise gerçekçi sonuçlar vermemektedir. Genellikle yapılan hesaplamalarda kaya dolgu malzemenin davranışı lineer elastik olarak kabul edilmektedir. Bu ise hesaplanan deformasyonların ölçülen deformasyonlardan daha fazla bulunmasına neden olmaktadır.

Kaya dolgu malzemenin gerilme deformasyon ilişkisi elasto plastik veya plastik olarak tanımlanmalıdır. Bu nedenle D-C HB ve Hardening Soil (HS) yapısal modelleri malzeme davranışını gerçeğe yakın tanımlamak için yaygın olarak kullanılmaktadır. Statik ve dinamik analizler doğrusal olmayan (non-linear) 2 veya 3 boyutlu düzlem şekil değiştirme veya düzlem gerilme koşullarında yapılmaktadır.

Bu çalışmada 2 boyutlu düzlem şekil değiştirme koşullarında Sonlu Elemanlar Yöntemi'ni kullanan ANSYS yazılımı kullanılmıştır.

Bu çalışma, ÖYBKGD barajlarda malzemenin doğrusal olmayan davranışını modelleyen D-C HB model kullanarak kaya dolgu malzemenin statik ve dinamik parametrelerinin kalibrasyonu ile statik ve dinamik yükler altında oluşacak zaman tanımındaki ve kalıcı oturmaların yanı sıra, kretteki ivme büyümlerinin de hangi mertebelerde olabileceğini, yapılan statik ve dinamik analizlerle baraj kretinde ölçülen ve literatürle uyumlu olan deplasmanların doğrulandığını göstermiştir. Bu nedenle bu çalışma, ÖYBKGD barajlarda statik ve dinamik yükler altında oluşacak oturmalar ve kretteki ivme büyümlerini doğrulayan statik ve dinamik malzeme parametrelerinin tahmin edilmesi ile barajın güvenli tasarımı yanında aşırı boyutlandırma, inşaat süresinin uzamasına bağlı zaman kaybı ve bu zamana bağlı proje faydası azalması gibi ekonomik yönlerden de önem arz etmektedir.

2. KAYNAK ARAŞTIRMASI

Son yıllarda dünyada ve ülkemizde yapımı en çok tercih edilen kaya dolgu baraj tipi olan ÖYBKGD barajların emniyetli ve ekonomik tasarımı için pek çok araştırmacı 1930’lardan bugüne araştırma yapmaktadır. Yapılan çalışmalar, baraj gövde dolgusunda kullanılan kaya malzemenin mekanik davranışı, baraj rezervuarındaki su basıncının statik ve dinamik etkisi, statik ve deprem yükleri etkisinde kaya dolgu malzemenin davranışı, statik ve dinamik malzeme parametrelerinin belirlenmesi, kret oturmalarının mertebesi, baraj temelindeki deprem ivmesinin krete doğru büyümesi, baraj yüksekliği ve hava payının tespiti, memba plağının boyutlandırılması, derzlerin güvenli tasarımı, dolgu şevlerinin stabilitesi, zemin yapı etkileşimi gibi konularda odaklanmıştır. Bu konularda yapılan çalışmaların bir kısmı bu tez çalışmasının kapsamında yer aldığından, bu çalışmalarla ilgili kaynak araştırması yapılmış olup, yapılan çalışmalar 2.1 ve 2.2’de özetlenmiştir.

2.1. Kaya Dolgu Malzeme

Marsal (1967, 1973) yanal basınçlar altında üç farklı kaya dolgu malzemesi ile büyük ölçekli üç eksenli basınç testlerini yapmıştır. 113 cm çapında, 250 cm yüksekliğinde özel test cihazları geliştirerek maksimum 20 cm dane çapındaki numuneler üzerinde üç eksenli testler gerçekleştirmiştir. Malzemelerin kesme dayanımını ve sıkıştırılabilirliğini etkileyen en önemli faktörün, sıkıştırma sırasında granüler gövdenin parçalanması ve deviatorik yükleme olduğunu göstermiştir. Kaya dolgunun davranışının mineral bileşimine, dane boyutuna, şekline, gradasyonuna, rölatif sıkılığına bağlı olduğunu ve doğrusal olmadığını belirtmiştir. Marsal, testleri drenaj şartlarında gerçekleştirerek, doygunluğun kaya dolgu malzemelerin kesme dayanımı üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğunu, çevre basıncı arttıkça kaya dolgunun kayma dayanımının azaldığını göstermiştir.

Testlerden sonra Marsal, dolgunun hem kesme dayanımını hem de sıkıştırılabilirliğini etkileyen unsurun dane kırılması olduğunu belirtmiştir.

Sıkıştırılabilirlik açısından; sıkıştırılabilirliğin, parçacık kırılması ve temas yüzeylerinin deformasyonu ile birlikte parçacıklar arasındaki yer değiştirmelerin bir sonucu olan karmaşık bir olgu olduğu sonucuna ulaşmıştır.

Kesme dayanımı yönünden ise; düşük boşluk oranına sahip iyi derecelenmiş malzemelerde kesme dayanımının daha büyük olduğunu, benzer derecelendirmelere sahip malzemelerde, parçacıkların içsel özelliklerinden dolayı kayma mukavemetinde ciddi bir değişiklik gösterebildiğini ve parçacık kırılması arttıkça malzemelerin mukavemetinin azaldığını değerlendirmiştir.

Benzer şekilde Marachi ve ark. (1969, 1972), farklı boyutlardaki üç çeşit kaya dolgu numunesi üzerinde bir dizi üç eksenli test gerçekleştirmiştir. Her malzeme için, ortalama ve maksimum dane boyutları numune boyutlarıyla orantılı olacak şekilde ayarlanmıştır (ince, orta veya kaba daneli). İçsel sürtünme açısı değerinde gözlemlenen azalmanın dane kırılması ile yakından ilişkili olabileceğini, özellikle büyük numunelerde yoğunlaşma olduğunu bulmuşlardır. Elde ettikleri sonuçlar, numunenin maksimum kesme dayanımının azaldığını ve dane boyutu arttıkça parçacık kırılma miktarının arttığını açıkça göstermiştir.

Kaya dolgularda kayma mukavemetinin belirlenmesi ve içsel sürtünme açısının hesaplarda ne şekilde kullanılması gerektiğine yönelik olarak pek çok araştırmacı önemli çalışmalar yapmışlardır.

Leps (1970), üç eksenli test ile sıkıştırılmış kaya ve çakıl dolgu malzemelerin kayma mukavemeti üzerine yeni bir değerlendirme yapmıştır. Bu çalışmasında Leps, kayma düzlemi üzerindeki normal gerilmeler ile içsel sürtünme açısına bağlı olan kayma mukavemetinin değişimini grafiklerle göstermiştir. Kayma düzleminde normal gerilmenin artırılması ile içsel sürtünme açısının azaldığını, malzemenin yoğunluğunun artması ve iyi derecelendirilmesi halinde kayma mukavemetinin artacağını göstermiştir.

De Mello (1977), kayma mukavemeti zarfını malzeme parametrelerine bağlı olarak matematiksel bir bağıntı ile ifade etmiştir.

Charles ve Watts (1980), granüler dolgular ve kaya dolgular üzerindeki büyük ölçekli yeni deney sonuçlarını ve daha önceki testlerden elde edilen çok sayıdaki deneysel kayma mukavemeti verilerini derleyerek bir araya getirmiştir. Büyük ölçekli drenajlı üç eksenli basınç testleri, bir dizi hücre basıncında, farklı kaya dolgu tiplerinin yoğun şekilde sıkıştırılmış numuneleri üzerinde gerçekleştirmiştir. Mohr yenilme zarflarının, özellikle düşük gerilmelerde belirgin bir eğrilik gösterdiğini, bunun (genellikle düşük gerilmelerde) kaya dolgunun kayma dayanımının büyük önem taşıdığı kaya dolgu şevlerin stabilitesi için çok önemli olduğunu değerlendirmiştir. Pek çok durumda, kaya dolgu şevlerin çok daha dik eğimlerle inşa edilebileceği ve stabilite bozulmasına karşı yeterli bir güvenlik faktörüne sahip olduğu sonucuna varmıştır.

Barton ve Kjaernsli (1981), yerinde sıkıştırılmış kaya dolgunun tam ölçekli kayma dayanımını fiziksel olarak ölçmek için pratik bir yöntem önermiştir. Burada geliştirilen basit ve pratik nitelikteki yöntemle bir baraj tasarımcısının, taş ocağından çıkarılan kaya, moren veya çok yuvarlak akarsu çakıllarından oluşan kaya dolgunun pik drenajlı sürtünme açısını (ϕ') ön tahminle elde etmesini sağlamıştır. Bir barajın inşası sırasında kesme dayanımını kontrol etmek için kaya dolgunun farklı kaldırma koşullarında basit büyük ölçekli eğik kayma kutusu (tilt shear box) testlerini önermiştir.

Tosun ve ark. (1995), arazi özgün koşullarının temsil edilmesi amacıyla laboratuvar koşullarında daneli zemin veya kaya malzemenin kayma dayanımını belirlemek amacıyla kama kesme deneyi geliştirmiş ve bu alanda bir ulusal proje gerçekleştirmiştir. Bu projede tanımlanmış bir kayma yüzeyi boyunca farklı malzemelerin kayma dayanım parametreleri belirlenmiştir. Ayrıca bu proje esasında elde edilen bulgular dahilinde, yapılan yeni çalışmada farklı daneli zemin ve kaya örnekleri kullanılarak büyük boyutlu üç eksenli basınç deneyleri (numune çapı 19 cm ve yüksekliği 38 cm) yapılarak bu sonuçlar mukayeseli olarak sunulmuştur (Tosun ve ark., 1999).

Varadarajan ve ark. (2003), İki baraj alanından elde edilen yuvarlak ve köşeli danelerden oluşan kaya dolgu malzemeleri büyük boyutlu numuneler kullanan drenajlı üç eksenli teste tabi tutarak modellemiştir. Kaya dolgu malzemelerin davranışını karakterize etmek için elastoplastik yapı modelini benimsemiştir. Deneysel sonuçlarla iki kaya dolgu malzemesi için malzeme parametrelerini belirlemiş, yuvarlak daneli kaya dolgu malzemesi için danelerin boyutuna göre malzeme parametrelerinin değişiminin, genel olarak, köşeli kaya dolgu malzemenin tersi olduğunu belirlemiş ve kaya dolgu malzemelerinin prototip boyutu için malzeme parametrelerinin tahmin edilebileceğini göstermiştir. Kullanılan modelin, plastik şekil değiştirmeler, plastik sertleşme gibi bir dizi faktöre izin verdiği için, kaya dolgu malzemeler için doğrusal ve doğrusal olmayan elastik modellerden daha iyi ve iki kaya dolgu malzemesinin davranışının tahmininde tatmin edici olduğunu, ancak benimsenen test ve modelleme prosedürleriyle yapılan baraj davranışının tahminlerini doğrulamak için baraj ölçüm cihazlarıyla saha doğrulaması yapılması gerektiğini belirtmiştir.

Okamoto (2004), yaptığı çalışmada kendi sonuçlarını Leps'in (1970) grafiği ile karşılaştırmış, baraj gövde dolgularında yapılacak iyi sıkıştırma ile beraber içsel sürtünme açısında 5 dereceye varan artışların olabileceğini göstermiştir.

2.2. Statik ve Dinamik Analiz

ÖYBKGD barajların güvenli ve ekonomik tasarımı için, statik-dinamik yükler etkisinde rezervuardaki su, temel zemini ve kaya dolgunun davranışı ve tepkisi konularında da pek çok araştırmacı değerli çalışmalar yapmıştır. Bu çalışmalardan bir kısmı aşağıda verilmiştir:

Westergaard (1933), çalışmasında beton ağırlık barajlara etkiyen hidrodinamik basıncın analizini yapmıştır. Suyun sıkıştırılabilir, baraj gövdesinin rijit, sonsuz uzunlukta ve memba yüzünün düşey olduğunu kabul ederek bir formülasyon geliştirmiştir. Rezervuar derinliğinin sabit, suyun barajın bir yönünde sonsuza kadar uzadığını ve yüzey dalgalarının etkisinin ihmal edilebileceği kabulü ile dinamik yer hareketinin oluşturacağı hidrodinamik basınç için analitik bir çözümü göstermiştir. Basınçların, sanki belirli bir su kütlesi (added mass) barajla birlikte ileri geri hareket etmeye zorlanırken, rezervuarın geri kalanının hareketsiz bırakılmış gibi aynı kaldığını, suyun dinamik hareketinin etkisinin ne aşırı derecede büyük ne de önemsiz olduğunu vurgulamıştır.

Newmark (1965), dolgu barajlarda deprem etkisiyle kalıcı deformasyonların tahmini için yeni bir yöntem geliştirmiştir. Buna göre, potansiyel bir kayma kütlesi üzerindeki atalet kuvvetleri mevcut kayma yüzeyi boyunca olan kaymaya karşı direnci aştığında şev kaymaları başlayacağını belirtmiştir. Fakat Newmark bu kavramda kayan kütleyi rijit bir kütle olarak ele almıştır.

Chopra (1966), dolgu ve beton ağırlık barajın deprem yükleri etkisinde doğrusal olmayan 2 boyutlu sonlu elemanlar metodu ile dinamik analizini gerçekleştirmiştir. Yapılan modal analizde dolgu barajın mod şekilleri ve mod frekanslarını da göstermiştir. Dinamik analizlerde yatay ve düşey deprem ivmesini zamana bağlı olarak etkitmiştir. Hidrodinamik analizleri Westergaard formülasyonu ile yapmıştır.

Duncan ve Chang (1970), zeminlerin doğrusal olmayan, gerilmelere bağlı, elastik olmayan gerilme-şekil değiştirme davranışını temsil etmek için basit, pratik bir prosedür geliştirmiştir. Buna göre açıklanan ilişkiyi, gerekli parametrelerin değerleri standart laboratuvar üç eksenli testlerin sonuçlarından elde edilebilecek şekilde geliştirmiştir. Yoğun ve gevşek kum numunelerinde hesaplanan ve ölçülen gerilmeleri karşılaştırarak, ilişkinin bu kumun karmaşık üç eksenli yükleme koşulları altındaki davranışını doğru bir şekilde temsil edebildiğini ve temellerin kum ve kil üzerindeki davranışının bu ilişki kullanılarak yürütülen sonlu eleman gerilme analizleri, ampirik gözlemler ve

uygulanabilir teoriler ile uyum içinde olduğunu göstermiştir. Bu durumlarda, hesaplanan zemin hareketlerinin arazi deneyleri çalışmaları ile belirlenenlerle iyi bir uyum içinde olduğunu belirlemiştir.

Makdisi ve Seed (1977), Newmark'ın yaklaşımını geliştirerek dolgu barajların depreme karşı davranışını rijit olarak değil, esnek (flexible) bir yapı olarak düşünmüş ve buna dayalı yeni bir yöntem geliştirmiştir. Bu yöntemde, ana kayadaki yer ivmesinin barajın kretine yaklaştıkça büyümesi (amplifikasyon) dikkate alınmaktadır. Bu durumda verilen bir zemin hareketi için maksimum pik kret ivmesi $\ddot{u}_{max}$ 'ın tahmin edilmesine ve daha sonra potansiyel kayma kütlesi maksimum ivmesi k_{max} 'ın belirlenmesine dayanmaktadır. Kayma kütlelerinin kaymanın henüz başladığı andaki ivme değeri olan k_y klasik şev stabilite analizindeki güvenlik faktörü değerini 1 yapan ortalama yatay ivme katsayısıdır. Bu katsayı yatay şev stabilitesini bozan deprem kuvvetinin kayan kütlelerin ağırlığına oranı olarak ifade edilmektedir. k_y bulunduktan sonra, k_y/k_{max} grafiğinden barajın kretindeki yer değiştirme miktarı (deplasman) tahmin edilebilmektedir.

Clements (1984), yığma ve sıkıştırma ile inşa edilen 68 ÖYBKGD baraj verisi kullanarak kret oturmalarının tahmini için ampirik bağıntı önermiştir. Benzer özellikteki barajlar için yapılan tahmin ile hem uygulanacak kamberin ne kadar olması gerektiği hem de barajın güvenlik modunu esas alan hava payının ne kadar olabileceğine katkı sağlayacağını belirtmiştir.

Hacelas ve ark. (1985), Kolombiya'da ÖYBKGD baraj tipinde inşa edilen 148 m yüksekliğindeki Salvajina barajının inşa ve dolu rezervuar halindeki deplasmanlarını hesaplamıştır. Yapılan çalışmada düşey deplasmanı inşa hali için baraj yüksekliğinin yaklaşık orta yerinde 0.30 m ve dolu rezervuar hali için memba yüzünde baraj yüksekliğinin alt 1/3'ünde 0.05 m bulmuştur.

Bureau ve ark. (1985), Deprem Şiddet İndeksi (Earthquake Severity Index) olarak isimlendirilen ve kısaca ESI olarak gösterilen parametreye bağlı olarak barajın yapacağı görece oturmaları tablo olarak vermiş ve ölçüm yapılan barajların hiçbirisinde görece oturmaların baraj yüksekliğinin %0.5'ini geçmediğini göstermiştir. Diğer yandan, 100 m yüksekliğinde farazi bir ÖYBKGD barajın rezervuarla birlikte etkileşimini de modelleyerek dinamik tepkisini sonlu elemanlar yöntemini kullanarak analiz etmiştir. Barajın memba ve aksında rezervuarın boş ve dolu olması halinde 0.70g olan pik yer ivmesinin baraj kretinde yaklaşık 1.4 kat arttığını, boş rezervuar halinde ivmelerin dolu rezervuar haline göre daha yüksek olduğunu, özellikle baraj aksının orta noktasına yakın yerlerde aradaki farkın daha da yüksek olduğunu göstermiştir.

Seed ve ark. (1985), ÖYBKGD barajların şevlerinin farklı deprem ivmesi etkisine maruz stabilitesine ilişkin analitik çalışmaların sonuçlarını sunmuştur. Analitik sonuçları aynı zamanda geçmiş ve güncel uygulamada kullanılan tipik eğimlerle karşılaştırmıştır. Düşük, orta ve yüksek sismisiteye sahip alanlarda ÖYBKGD barajlar için arzu edilen eğimlere ilişkin sonuçları göstermiştir. Pik yer ivmesinin ve deplasmanların barajın gövdesinde, kretinde ve şevlerindeki değişimini sonuçlarıyla açıklamıştır. 0.5g büyüklüğündeki yer ivmesinin baraj gövdesinin orta noktalarına doğru 0.38g, şevlerde 1.42 kat büyüyerek 0.71g, krette ise 2.34 kat artarak 1.17g'ye kadar değiştiğini göstermiştir. Ayrıca, barajın kret bölgesinde şev eğimlerinin azaltılmasıyla birlikte ivmelerin de azalarak değiştiğini açıklamıştır.

Cooke ve Sherard (1987), içsel sürtünme açısı 45^0 ve baraj gövde şevleri 1.3Y-1D veya 1.4Y-1D olan hiçbir ÖYBKGD barajın, sıkıştırılmış zeminlerle mukayese edildiğinde, kaya dolguların kayma mukavemetlerinin yüksek olması, boşluklarında su bulunmadığından boşluk suyu basıncı tesirinin de meydana gelmemesi nedeniyle dairesel yüzey veya düzlem boyunca kaymayacağını ifade etmiştir.

Khalid ve ark. (1990), 119.50 m yüksekliğinde ÖYBKGD baraj tipinde inşa edilen Cethana barajının doğrusal olmayan 2 boyutlu düzlem şekil değiştirme koşullarında sonlu elemanlar analizini gerçekleştirmiştir. Kayadolgu malzemenin davranışını D-C HB model ile tanımlamıştır. İnşa ve su tutma hali için gerçekleştirilen statik analizler ile kaya dolgu ve memba plağındaki deformasyonları ve gerilmeleri bulmuştur. İnşa halinde baraj yüksekliğinin %0.275'i oranındaki 0.30 m düşey deplasmanı baraj yüksekliğinin temelden %65'inde bulmuştur. Tam dolu rezervuar durumunda memba şevindeki düşey deplasmanı ise 0.065 m hesaplamıştır.

Gazetas ve Dakoulas (1991), çalışmalarında teorik analiz yöntemlerini ve güçlü sismik sarsıntılara karşı kaya dolgu barajların tasarımı ile ilgili konuları tartışmıştır. Tepki analizi yöntemlerinin oldukça kapsamlı bir açıklamasını sunduğu çalışmada; malzeme rijitliğinin çevre basıncına bağlı olmasından kaynaklanan homojen olmama, 3 boyutlu kanyon geometrisi ve doğrusal olmayan ve elastik olmayan malzeme davranışını araştırmışlardır.

ÖYBKGD barajların sismik davranışı, potansiyel sismik performansları hakkında verilen açıklamalar makalenin büyük bölümünü oluşturmaktadır. Vadi etkisini de göz önüne alarak doğrusal olmayan 2 ve 3 boyutlu analizler yapmışlar, pik yer ivmesinin baraj gövdesinde şevlerde ve kretteki değişim ve büyümelerini göstermişlerdir.

Gazetas ve Dakoulas (1992), vadi geometrisinin hakim periyot üzerindeki etkisi ile deprem ivmesinin temelden krete doğru değişimi ve kretten itibaren yüksekliğinin 1/3-1/4'ünde dikkate değer bir şekilde artmasını grafiklerle göstermiştir. Dar vadilerde inşa edilen ÖYBKGD barajlarda 0.4g olan pik yer ivmesinin 3.75 kat büyüyerek 1.5g'ye kadar büyüyebileceğini belirtmiştir.

Harder ve ark. (1998), 17 Ekim 1989 Loma Prieta depreminde yaklaşık 80 km'lik alan içerisinde kalan ve yükseklikleri 30 m ile 110 m arasında değişen 111 toprak barajın deprem tepkilerini araştırmış ve pik yer ivmesi ve kretteki ivme değerlerinin ölçüldüğü bazı barajların pik yer ivmesinin kretteki büyümesini grafiklerle göstermiştir. Bu çalışmalarında pik yer ivmesindeki büyüme faktörlerini; San Justa barajında 1.54, Leroy Anderson barajında 1.65, San Luis barajında baraj topuğunda ve krette iki farklı yerde yapılan ölçümde 4.75 ve 2.42, O'Neil barajında 1.4, Del Valle barajında 2 olarak belirtmiştir. Ayrıca sunduğu grafikte, düşük yer ivmelerindeki pik yer ivmesi büyüme faktörünün yüksek, yüksek ivmelerde ise daha düşük olduğunu göstermiştir.

Pinto ve Marquez (1998), vadi şekline ve boşluk oranına bağlı olarak çeşitli kaya dolgular için deformasyon modülünü değerlendirmiştir. Rezervuar yükü altında maksimum plak deplasmanını tahmin etmek için deneysel bir yaklaşım geliştirerek, plak yüzeyine dik doğrultuda ölçülen maksimum plak deformasyonlarının baraj yüksekliğinin %0.4'ü ile %0.5'i arasında oluşacağını ifade etmiştir.

Uddin (1999), sismik sarsıntı sırasında ÖYBKGD barajların beton yüzeyinin davranışı hakkında çok az analitik ve hiçbir gözlemsel veri olmaması, ön yüz plağı kalınlığı ve donatı seçiminin yalnızca emsallere dayanması, barajın statik yükler altındaki performansının tek tasarım değerlendirmesi olması nedeniyle, dolgu malzemesi, ön yüz plağı ve dolgu ile plak arayüzü için gerçekçi bir modelleme içeren dinamik sonlu eleman prosedürü sunmuştur. 100 m yüksekliğinde ve 1:1.5 şev eğimleri bulunan bir barajın sonlu elemanlar yöntemi ile dinamik analizini gerçekleştirmiştir. İvmenin kretteki büyümesinin pik yer ivmesinin 1.5 ila 3 katı olduğunu göstermiştir.

Swaigood (2003) çalışmasında, deprem sırasında dolgu baraj davranışına ilişkin vaka geçmişlerinin kapsamlı bir incelemesini yapmıştır. Tahmin edilebilecek "normal" bir sismik deformasyon eğilimi olup olmadığını ve depremler sırasında meydana gelen hasar ve deformasyon miktarı üzerinde sürekli olarak etkisi olan belirli faktörlerin olup olmadığını belirlemek için 70 vaka geçmişini incelemiş, karşılaştırmış ve istatistiksel olarak analiz etmiştir. Bu ampirik çalışmanın sonucunda, deprem sırasında baraj kreti oturmasını etkilediği görülen en önemli faktörlerin sahadaki en yüksek yer ivmesi ve

deprem büyüklüğünü içerdiğini göstermiştir. Ölçülen oturma miktarı ile pik yer ivmeleri arasındaki ilişkiyi özetlemek için bir grafik hazırlamıştır. Ayrıca, ampirik bir bağıntı ve beklenen deformasyon miktarını tahmin etmeye yardımcı olması için bir grafik geliştirmiştir.

Özkuzukıran ve ark. (2006), çalışmalarında ÖYBKGD olarak inşa edilen Kürtün barajının 2 boyutlu sonlu eleman yöntemi ile statik analizini PLAXIS ile yapmış ve hesaplanan deplasmanları yerinde ölçülenlerle karşılaştırmıştır. Kaya dolgu malzemenin davranışını HS model parametreleri ile tanımlamıştır. Baraj gövdesinin davranışını inşa ve su tutma hali için analiz etmiş ve sertleşen zemin modeli kullanılarak yapılan 2 boyutlu düzlem gerilme doğrusal olmayan sonlu elemanlar analizinden elde edilen sonuçların, baraj yerindeki okumalarla iyi bir uyum içinde olduğunu göstermiştir. İnşa halinde düşey deplasmanları 205.13 cm (temelden 0.47H yükseklikte) hesaplamıştır. Su tutma halinde memba plağının hemen altında yatay ve düşey deplasmanları sırasıyla 37.72 cm (temelden 0.32H yükseklikte) ve 54.10 cm (temelden 0.41H yükseklikte) bulmuştur. Vadi dar olduğu için vadiler arası kemerlenme etkisinin düşey yer değiştirmeleri azaltmadaki önemini vurgulamıştır. Çalışmada izlenen yöntemin, ÖYBKGD barajların statik analizler için performansını tahmin etmekte güvenle kullanılabileceğini göstermiştir.

Bray ve Travarasrou (2007), dolgu yapılarının depremsel davranışlarını 1995'ten itibaren inceleyen pek çok çalışma yapmıştır. 2007 yılında bu çalışmalarını hem Newmark Rijit Blok yöntemine hem de dolgu yapısının deprem yükleri altında yapacağı büyümeye/sönümlemeye göre yine Newmark'ın 1965'te verdiği kalıcı şekil değiştirmeleri hesaplama şeklini kullanarak deplasmanları veren grafik ve bağıntılar geliştirmiştir.

Tosun ve ark. (2007a), ülkemizde 2000'li yılların başında uygulamaya alınan ÖYBKGD barajların uygulama esasları ilgili bir çalışma yapmıştır. Daha sonra yapılan diğer çalışmalarda da, örnekler verilerek gözlenen ve sayısal analizlerle belirlenen oturma değerleriyle ilgili değerlendirmelerde bulunmuş ve sayısal model oluşturarak ilgili barajların dinamik analizini gerçekleştirmiştir.

Tosun ve ark. (2007b) ve Tosun (2010), bu çalışmalarında, o tarih itibariyle büyük deprem yüklerine maruz kalmamış ÖYBKGD barajların dinamik etkiler altındaki performansına değinmiş ve yine deprem yönünden yüksek risk oranına sahip ön yüzü beton kaplı toprak (kum-çakıl) dolgu barajların dinamik koşullarındaki performansıyla ilgili de analiz yaparak değerlendirmelerde bulunmuştur (Tosun, 2018).

Dakoulas ve Evangelou (2008), çalışmalarında; ÖYBK KD baraj tipinde inşa edilen 156 m yüksekliğindeki Zipingpu barajının 3 boyutlu dinamik analizini D-C yapısal modelini kullanarak sonlu elemanlar yöntemi ile gerçekleştirmişlerdir. $M=7.8$ büyüklüğündeki depremde 0.35g pik yer ivmesinin kretteki büyümesini 4.29 kat yani 1.5g ve kretteki yatay deplasmanı 0.13 m olarak bulmuştur. Krette ivmenin bu kadar büyümesini barajın dar bir vadide inşa edilmesi nedeniyle barajın üst kısımlarında savrulma veya kamçılanma etkisi (whiplash effect) ile açıklamıştır.

Cruz ve ark. (2009), genellikle mansap sevi memba seviyle aynı eğimde olan ÖYBK KD barajlarda rezervuar doldurulduktan sonraki su basıncının memba şevini daha stabil duruma getirdiğini belirterek, kayma dairesine dik doğrultudaki hidrostatik itkinin normal gerilmeyi artıracığını, buna karşı kayma direnci de artacağından memba şevinin mansap şevinden daha stabil hale geleceğini ifade etmiştir. Diğer yandan 1993 yılında Meksika’da ÖYBK KD baraj tipinde yapımı tamamlanan 187 m yüksekliğindeki Aguamilpa barajında dolu rezervuar halinde memba plağındaki düşey deplasmanın 15 cm ölçüldüğünü belirtmiştir.

Tosun ve ark. (2009) 134.5 m yüksekliğindeki Dim barajının statik ve dinamik yükler etkisindeki yatay ve düşey kalıcı deplasmanlarının mertebelerini buldular. Probabilistik sismik tehlike analizi ile 144 ve 475 yıl geri dönüş periyodlu (100 yılda aşılma olasılığı %50 ve 50 yılda aşılma olasılığı %10) işletme esaslı deprem ve maksimum tasarım pik yer ivmesini 3 ayrı ivme azalım ilişkisini kullanarak 0.10g ve 0.13g olarak hesapladılar. Statik analizle işletme durumunda toplam ve yatay deplasmanları sırasıyla 174 cm ve 15.1 cm olarak hesapladılar. Ayrıca psödo-statik analizle barajın sismik stabilitesini memba ve mansap şevinde 1.15 ve 1.38 olarak buldular. Baraj temelindeki ivmenin ise krette 1.49 kat büyüdüğünü gösterdiler.

Ishihara (2010), 6.8-8.1 büyüklüğündeki deprem ve 0.8-1.0g pik yer ivmesine maruz yüksek kaya dolgu barajların deprem yükleri altında yapacağı oturmaların üst sınırının baraj yüksekliğinin %0.1-1.5 arasında değiştiğini hatta en son teknolojiye göre tasarlanmış ve buna göre ağır sıkıştırma makineleri kullanılarak inşa edilmiş yüksek bir barajın depremler sırasında kret oturmasının baraj yüksekliğinin %0.9’u mertebesinde olacağını göstermiştir.

Çetin (2014), dolgu barajların dinamik tasarımı ve performans analizlerine ilişkin üç aşamalı bir değerlendirme yöntemi sunmuştur. Sismik tehlike, yarı statik duraylılık analizi ve bu analizlerde kullanılacak sismik katsayısının seçimi ve izin verilebilir kalıcı deplasman kriterlerinin seçimine dair önerilerde bulunmuştur. Çetin çalışmasında

barajların sismik tasarımı ve performans değerlendirmesinde esas analiz yöntemlerindeki tarihsel süreci ve yapılara etkiyen yer hareketi mertebelerini tahmin etmek için kullanılan deterministik ve olasılıksal tehlike analizini açıklamıştır. Deterministik yaklaşımla ilgili daha kötü bir tehlike ya da yer hareketinin olabilirliği üzerine dikkati çekmiştir. Olasılıklı tehlike analizi ile ilgili akış diyagramını sunmuş, gerek deterministik gerekse olasılıklı tehlike analiz yöntemleriyle hesaplanmış olsun barajdan beklenen performansın belirleyici olduğunu belirtmiştir. Yapılan çalışmalarda baraj kayasındaki pik yer ivmesinin baraj gövdesi boyunca değişimini ve krette 1.5 ila 4 kat mertebelerinde şiddetlendiğini göstermiştir. Bu davranışın baraj rijitliği, yüksekliği, deprem kayıt karakteristikleri ile geniş bir aralıkta değişebileceğini, sadece mertebe tahkiki yönünden pik yer ivmesi değerinin baraj kretinde 2 kat büyüyebileceği kabulü ile güvenlik katsayısı 1.0 için, izin verilebilir deplasman, moment büyüklüğü ve “y/h” değerlerine bağlı sismik “k” katsayısı değerleri elde edilebileceğini ifade etmiştir. Ayrıca kalıcı deplasmanların 3 m’yi aşmasının kabul edilemez olduğu, hatta bu mertebeleri aşan durumlarda hesaplanan deplasman değerlerinin analiz yöntemleri ve bünye modellerindeki sınırlamalar sebebi ile pek de güvenilir olmayabileceğini belirtmiştir. Yarı-statik analizlere esas sismik “k” katsayısının izin verilebilir deplasman seviyeleri gözetilerek seçilmesi gerektiğini vurgulamıştır.

Yılmaz ve ark. (2014), ICOLD’un 141 numaralı Bülteninde (2010) yer alan veri tabanında, kaya dolgu barajlarda sismik oturmaların yüksekliğin %0.5’in altında olduğunu, Ishihara (2010) tarafından verilen grafikte ise beklenen oturmaların üst limitinin yüksekliğin %0.9’u civarında olacağını tahmin edilmekte olduğunu ifade etmiştir. Bu çerçevede, tekniğine uygun inşa edilmiş projelerde; sıvılaşmanın olmadığı, gövdede boşluk suyu basınçlarının oluşmasının beklenmediği, baraj tabanında çökmelerin mümkün olmadığı durumlarda beklenen sismik deformasyonların baraj yüksekliğinin %1’inin altında kalacağını belirtmiştir. Ayrıca, pik yer ivmesinin temelden krete doğru değişiminin, ivme büyüklükleri ile birlikte değerlendirilmesi gerektiğini çünkü barajın, belli bir değerden sonra deprem ivmesini küçük ivmelerdeki gibi büyülterek daha üst kotlara iletemediğini, hatta bazen küçülterek üst kotlara iletebildiğini açıklamıştır. Söz konusu büyümenin hesaplara giren sönümlemeye bağlı olarak değiştiğini, ancak kuvvetli sarsıntılar için hesaplarda ortaya çıkan büyümelerin, kret uzunluğu baraj yüksekliğinin yaklaşık 2 katı civarına kadar olan dar vadilerde yapılan barajlar hariç, dar vadilerde rijitliğin artması sebebiyle doğal frekansın artması veya doğal

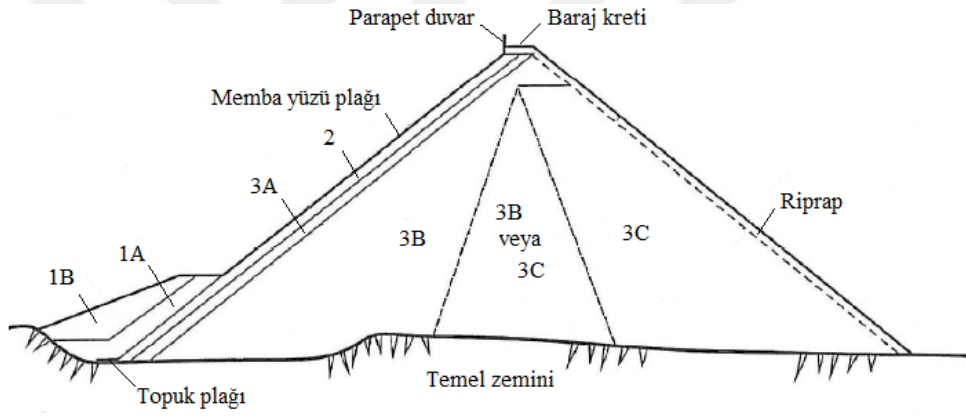
periyodun azalması nedeniyle genelde gözlemlenen değerlerden fazla olduğunu vurgulamıştır.



3. ÖYBKGD BARAJLARIN TASARIMI

3.1. ÖYBKGD Barajların Tipik Enkesiti

ÖYBKGD barajların gövdesi genelde kaya malzemesinden teşkil edilmektedir. Gövde dolgu inşaatı kil çekirdekli kaya dolgu baraj inşaatındakine benzer olarak, kaya dolgunun 1 m'yi geçmeyen tabakalar halinde serilmesi, sulanması, sıkıştırılması suretiyle yapılmaktadır. Gövde dolgusu zonlaması (tabakalaması) mambadan mansaba doğru ince ve ufak malzemelerden kalın ve iri malzeme kullanımı şeklinde değişim göstermektedir. Taban genişliği, yüksekliğe kıyasla 2.60 kat veya daha fazla büyüklüktedir. Temel işlemleri kil çekirdekli kaya dolgu barajlara nazaran daha azdır. Şekil 3.1'de ÖYBKGD baraj tipik enkesiti ve elemanları gösterilmiştir.

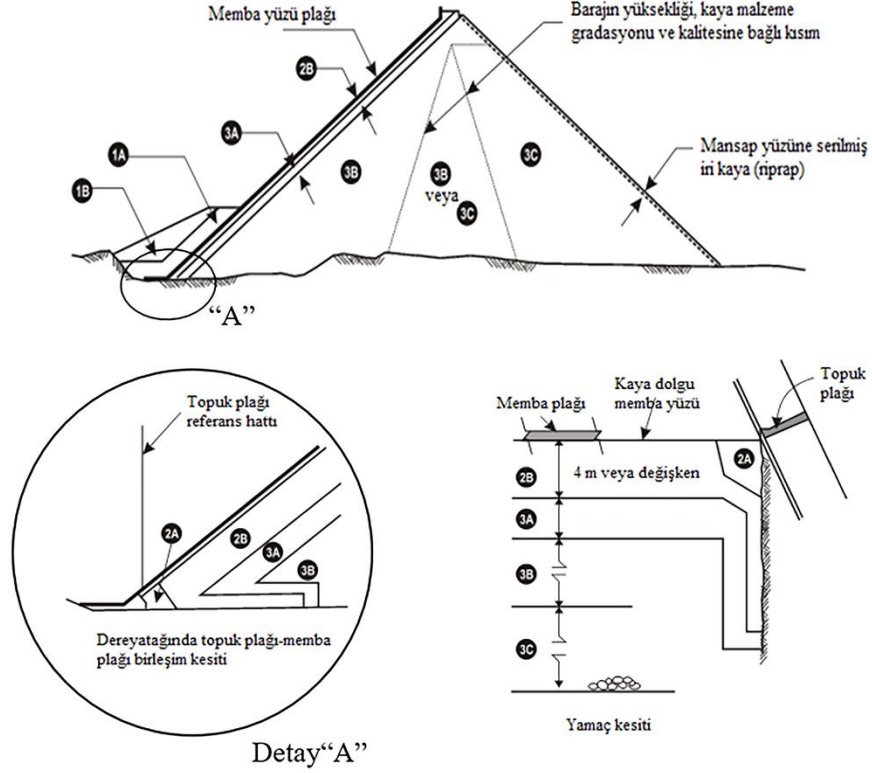


Şekil 3.1. ÖYBKGD baraj tipik enkesiti ve elemanları (Cooke ve Sherard, 1987)

Burada en genel tanımlama ile 1-Geçirimsiz dolgu, 2-Memba plağı altında teşkil edilen filtre veya geçiş zonu, 3-Kaya dolgu malzemedir (Cooke ve Sherard, 1987). Riprap ise mansap sevi üzerine döşenen koruyucu iri kaya bloğu malzemedir.

3.1.1. ÖYBKGD barajlarda gövde dolgusu ve zonlar

Cooke (1988) tarafından önerilen baraj tabakaları ve bunların nümerik belirtilimleri Şekil 3.2'de gösterilmiştir.



Şekil 3.2. ÖYBKD baraj zonları (Cooke, 1991, 1997)

Birçok ülkede söz konusu tabaka numaraları standart olarak kullanılmaktadır. Kısaca tanımlanacak olursa;

Zon 1A: İnce daneli kohezyonsuz silt ve kum ile birlikte 150 mm elekten geçen çakıl boyutundaki kaya parçalarından oluşur. Gevrek kırılma halinin oluşmaması için söz konusu zon kohezyonsuz olmalıdır. Zon 200 ila 300 mm’lik tabakalar halinde serilmeli ve az sıkıştırılmalıdır.

Zon 1B: Zon 1A’ya destek vermek amacıyla silt, kil, kum, çakıl ve kaba çakıllardan gelişigüzel seçilerek oluşturulabilir. Zon 200 ila 300 mm’lik tabakalar halinde serilmeli ve sıkıştırılmalıdır.

Zon 2A: Yapı derzlerinin 2 ila 3 m yakınında kum ve çakıl filtre olarak yer almalıdır. Su tutucularda oluşabilecek olan herhangi bir kopma hadisesinde, Zon 2A silt büyüklüğündeki malzemelerin hareketini engelleyerek sızmaya karşı ikinci bir güvenlik önlemi sağlamalıdır. Söz konusu zon betonda kullanılan malzemeye yakın ve/veya aynı kalitede olmalıdır. Söz konusu zonda kullanılacak malzeme belirli bir gradasyona göre imal edilmeli ve elenmelidir. Zon 2A 200 ila 400 mm’lik tabakalar halinde serilmeli, vibrasyonlu kompaktörlerle iyi sıkıştırılmalı ve yapım aşamasında da bozuşma ve erozyona karşı korunmalıdır.

Zon 2B: Söz konusu zon önyüzdeki beton kaplamaya destek sağlamakta olup, kum ve çakıl boyutundaki malzemelerden oluşturulmuştur. Bu zon 400 mm'lik tabakalar halinde serilir ve 10 tonluk düz yüzeyli vibrasyonlu silindirlerle 4 seferde sıkıştırılır. Zon genişliği barajın yüksekliğine bağlı olarak 2 ila 4 m arasında değişmektedir. Zonda kullanılacak olan malzemenin teknik özellikleri betonda kullanılan malzeme ile eşit ve/veya yakın özellikte olmalıdır. Söz konusu malzeme kırma eleme tesisi ile elde edilmelidir.

Zone 3A: Zon 2B ile kaya dolgu zonu (Zon 3B) arasında geçiş görevi görmekte olup, 400 mm dane çapından daha küçük kaya malzemeden oluşmaktadır. Bu zon 400 mm'lik tabakalar halinde serilir ve 10 tonluk düz yüzeyli vibrasyonlu silindirlerle 4 seferde sıkıştırılır. Zon genişliği barajın yüksekliğine bağlı olarak 2 ila 4 m arasında değişmektedir. Zonda kullanılacak olan malzeme kaya ocağından alınabileceği gibi kaya malzemesinin yeterli veya uygun olmaması durumunda kırma elemenden çıkan 200 mm veya 300 mm'lik malzemede kullanılabilir.

Zone 3B: Bu zon genel olarak 1000 mm den daha küçük çaplı kaya dolgu malzemeden oluşmaktadır. Bu zon 1000 mm'lik tabakalar halinde serilir ve 10 tonluk düz yüzeyli vibrasyonlu silindirlerle 4 seferde sıkıştırılır. Bazı projelerde ise nihai karar verilmeden önce deneme dolguları yapılarak kaya yüzeyindeki değişim dikkate alınacak şekilde 2 ila 12 geçiş arasında aralıklar dikkate alınarak sıkıştırma geçiş sayısına karar verilir. Kaya dolgu serimi ve sıkıştırma esnasında (kaya dolgu hacminin %10 - %15) kadar su katılır. Kaya dolguda zayıf kayaların kullanıldığı hallerde sıkışmanın tam anlamı ile sağlanabilmesi için daha ince tabakalarla malzeme serimi ve su eklenmesi ile gerekli dolgu yoğunluğuna erişilebilir. Genel olarak ince tabakalı serim işlemi kum çakıl dolgularında kullanılmaktadır.

Zon 3C: Bu zon genel olarak 2000 mm'den daha küçük çaplı kaya dolgu malzemeden oluşmaktadır. Bu zon 2000 mm'lik tabakalar halinde serilir ve 10 tonluk düz yüzeyli vibrasyonlu silindirlerle 4 seferde sıkıştırılır. Söz konusu zonun tabaka serim kalınlığı, kullanılacak olan malzemenin özelliklerine ve sıkıştırma işleminin gerekliliklerine göre belirlenir.

Zone 3D, 3E: Bu zonlar dolgu içinde ilave drenaj etkisi sağlamaktadır. İyi drene edilmiş kaya dolgularında, söz konusu zon veya zonlar vadi kesitinde baraj gövdesi altında yer alırlar. İyi drene edilmemiş kaya dolgular veya kum çakıl dolgularında ise söz konusu zonlar mütemadi bir baca drenajı veya duvar drenajı gibi olabilirler. Yüksek kapasiteli iç drenajlar ÖYBKDD barajlar için kilit emniyet noktasıdır.

ÖYBKKD baraj dolguları bazalt, granit, dolomit gibi sert; kiltası, silttaşı, kumtaşı ve zayıf bağlayıcılı kireçtaşı veya alüvyon kumu, çakıl ve kaba çakıldan oluşabilir. Dolgu malzemesinin işlem gereklilikleri, tabaka kalınlığı, sıkıştırma ve içsel drenaj, söz konusu malzemenin alınacağı ariyet sahaları ve ocaklarının durumuna bağlı olarak şekillenmektedir.

Zonların birbiri ile bağlantısı zone kalınlıklarının birbirinin katı olarak belirlenmesi ile aşağıda açıklandığı gibi sağlanabilir;

Zon 2A 200 mm,

Zon 2B ve 3A 400 mm,

Zon 3B 800 mm, 3A ile yaklaşık olarak 10 m'lik bir geçiş sağlayacak şekilde.

Mansap şev koruması basitçe özetlenecek olursa, büyük kayalar boşaltılarak bir beko yardımı ile düzenlenir ve şekillendirilir. Söz konusu durum yapım süresince devam eder.

3.2. ÖYBKKD Barajların Tasarımı İçin Gerekli Analizler

ÖYBKKD barajlar, gerilme ve deformasyon özelliklerini daha iyi belirleyebilmek için 2 veya 3 boyutlu olarak tasarlanır ve analiz edilirler. Mukavemet ve stabilite ile ilgili güvenlik her koşulda sağlanmalıdır. Bu tür barajlarda kaya ve beton malzemenin kırılma özelliklerine rağmen gerilme analizleri elastik teoriye göre yapılmaktadır.

ÖYBKKD barajların tasarımı için rezervuarın ilk defa doldurulması ve normal işletme halini de içeren ve yapının bütün işletme ömrü boyunca performansı hakkında bir bilgiye ulaşabileceğimiz birçok analizin yapılması gerekmektedir. Büyük feyzan ya da deprem durumlarını kapsayan bu tür analizler, söz konusu olağanüstü durumlar sonrası barajın performansı ile ilgili fikir sahibi olmak açısından da önem arz etmektedir.

Barajda kullanılacak malzeme ve temel şartlarını daha iyi anlamak için pek çok tasarım detayı daha önce inşa edilmiş benzer nitelikteki emsal projelere bağlı olarak oluşturulur (zonlama, tabaka kalınlıkları, kayanın sıkıştırılması, temel iyileştirmesi, topuk plağı ve memba plağı tasarımı, gövde mansap ve memba şevlerinin eğimi vb). Esasen baraj mühendisliğinde tasarıma ilişkin pek çok gelişme, geçmişte inşa edilen barajların performansına dayanmaktadır.

Statik ve dinamik stabilite ile memba yüz beton plağında oluşan deplasman ve analizleri ÖYBKKD barajların tasarımı için önemlidir.

3.2.1. Statik stabilite analizleri

Bir zemin kütlesi içindeki her nokta göçme durumuna ulaşmak üzere olduğu anda, o zemin kütlesinin plastik denge durumuna geldiği kabul edilmektedir. İnşaat Mühendisliğinde zeminin plastik denge konumuna gelme olasılığının incelendiği problemlere genel olarak stabilite problemleri adı verilmektedir.

Stabilite analizlerinde göçmeye yol açan kuvvetler ile göçmeye karşı koyan kuvvetlerin muhtemel bir göçme düzlemi boyunca mukayesesini yapmak ve göçmeye karşı bir güvenlik sayısı hesaplamak gerekmektedir. Göçmeye karşı koyan kuvveti, olası göçme düzlemi boyunca oluşan kayma direnci oluşturmaktadır. Bunun da hesaplanabilmesi için malzemenin kayma mukavemetinin belirlenmesi gerekmektedir.

Göçmenin meydana gelmesi için ise olası bir kayma düzlemi boyunca kayma direncinin aşılması gerekmektedir. Bu düzlem her zaman en büyük kayma gerilmesi düzlemi olmayabilmektedir. Genel olarak göçme belli bir kayma düzlemi üzerine etkiyen normal ve kayma gerilmelerinin ortaklaşa etkisi sonucu ortaya çıkmaktadır. Kayma mukavemeti ise, göçmeye meydan vermeden karşı koyabileceği en büyük kayma gerilmesi olarak tanımlanabilmektedir (Özaydın, 2008).

3.2.1.1. Sıkıştırılmış kaya dolgunun kayma mukavemeti

Zemin mühendisliğinde kayma mukavemetinin önemli bir olgu ve konu olduğu bilinmektedir. Buna paralel olarak boyutları 120 cm ye ulaşan kaya bloklarının kayma mukavemeti parametreleri alışıl gelmiş üç eksenli test ile belirlenememektedir. Bu nedenle üç eksenli testi gerçekleştirmek için kaya bloğunun boyutlarını azaltan bazı yöntemler geliştirilmiştir. Yaygın olarak uygulanan “Paralel gradasyon tekniği” dir (Lowe, 1964).

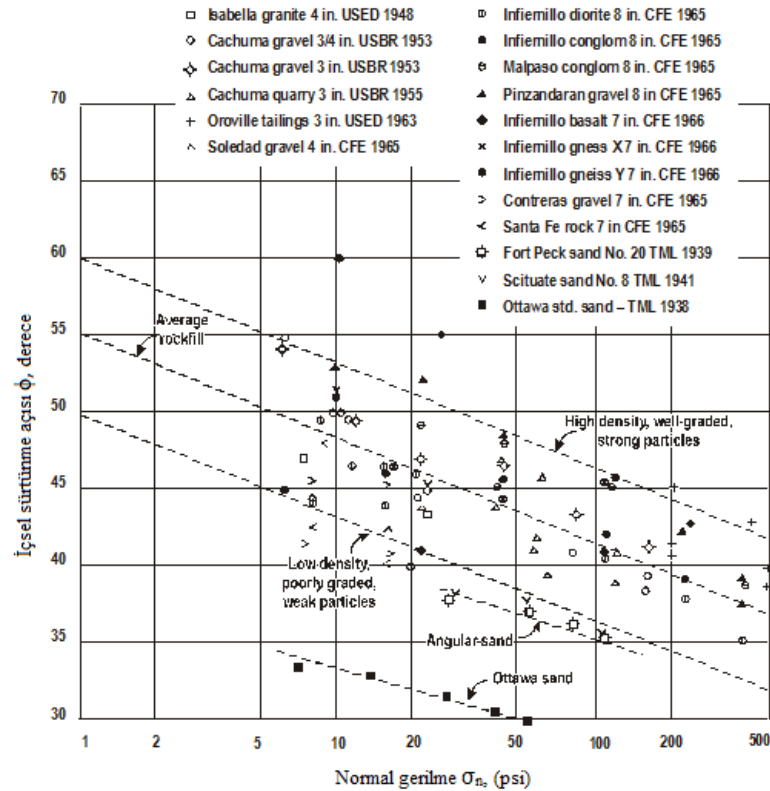
Kaya dolgularda kayma mukavemetinin belirlenmesi ve içsel sürtünme açısının hesaplarda ne şekilde kullanılması gerektiğine yönelik olarak Marsal (1967), Fumagalli (1969), Leps (1970), Marachi ve ark. (1972), Barton ve Kjaernsli (1981), Seed ve ark. (1985), Varadarajan ve ark. (2003) ve Okamoto (2004), gibi pek çok araştırmacı değerli çalışmalar yapmışlardır.

Leps (1970), üç eksenli test ile sıkıştırılmış kaya ve çakıl dolgu malzemelerin kayma mukavemeti üzerine yeni bir değerlendirme yapmıştır. Bu çalışmayla ilgili grafik Şekil 3.3’te sunulmuştur. Bu çalışmasında Leps, kayma düzlemi üzerindeki normal

gerilmeler ile içsel sürtünme açısına bağlı olan kayma mukavemetinin değişimini göstermiştir.

- i. Yaklaşık 10 psi (70 kPa-7 t/m²)’nin altında içsel sürtünme açısı yüksek yoğunluklu iyi derecelenmiş malzemeden düşük yoğunluklu kötü derecelenmiş malzemeye doğru 60° ile 45° arasında değişmektedir. Leps aynı zamanda dayanımları 35 t/m² ile 175 t/m² arasında olan kayaları zayıf, 175 t/m² ile 700 t/m² arasında olan kayaları orta, 700 t/m² ile 2100 t/m² arasında olan kayaları ise yüksek dayanımlı kaya olarak sınıflandırmıştır.
- ii. Kayma düzlemi üzerindeki normal gerilme 10 kat artırıldığında içsel sürtünme açısı 6° ya da 7° azalmaktadır.
- iii. İyi derecelenmiş malzemenin kayma mukavemeti daha yüksektir.
- iv. Malzemenin yoğunluğu arttıkça kayma mukavemeti de artmaktadır.
- v. Diğer faktörler aynı kalmak kaydıyla, açılı (köşeli) malzemenin kayma mukavemeti yuvarlak malzemeye nazaran daha yüksektir.
- vi. Kuru malzemenin kayma mukavemeti doymuş malzemeden daha yüksektir.

Kaya ve çakıl dolgu barajlardan elde edilen datalar Leps’in yukarıda bahsedilen bulgularını genellikle destekler niteliktedir (ICOLD, 1993).



Şekil 3.3. Büyük üç eksenli test sonucu kaya malzemelerin kayma mukavemeti (Leps, 1970)

Kaya dolgunun kayma mukavemetine dair yapılan pek çok çalışma (Marsal, 1973; Barton ve Kjaernsli, 1981; Charles ve Watts, 1980; ICOLD, 1993, vd.) kaya dolgunun gerçek davranışının doğrusal olmadığını (non-linear) doğrulamıştır.

De Mello (1977), kayma mukavemeti ile normal gerilme arasındaki ilişkiyi Eşitlik 3.1’de verilen bağıntı ile ifade etmiştir.

$$\tau = A(\sigma')^b \quad (3.1)$$

Burada:

τ = kayma mukavemeti,

σ' = efektif normal gerilme,

A, b = kaya tipine bağlı deneyle bulunan katsayılarıdır.

Çizelge 3.1’de değişik araştırmacıların A ve b parametrelerini içeren üç eksenli test sonuçları verilmiştir.

Çizelge 3.1. Kaya dolgu malzemelerin kayma mukavemeti (Cruz ve ark., 2009)

Malzeme	Test	$d_{\max}$ (mm)	A (kg/cm ²)	b	ϕ_1	Referans
Bazalt – San Fransisko	TR	200	1.68	0.79	59	Marsal, 1971
Diyorit – El Infiernillo	TR	200	1.00	0.90	45	Marsal, 1973
Gnays - granit mika	TR	200	0.87	0.90	41	Marsal, 1973
Kum/çakıl - Pinzandaran	TR	200	1.57	0.82	57	Marsal, 1967
Silisli konglomera – El Infiernillo	TR	200	1.53	0.79	57	Marsal, 1973
Slate – El Granero	TR	200	1.44	0.77	55	Marsal, 1973
Gnays-granit-şist – Mica Barajı	TR	200	0.80	0.94	38	Marsal, 1973
Bazalt – San Fransisko	TR	90	1.69	0.78	59	Marsal, 1973
Slate – El Granero	TR	200	1.40	0.82	54	Marsal, 1973
Şist-gnays-granit – Mica Barajı	TR	200	1.15	0.80	49	Marsal, 1973
Bazalt			1.54	0.82	57	De Mello, 1977
Bazalt	TR		2.25	0.75	65	M. Neves, 2002
Grovak - Bakun	TR		2.13	0.75	64	Intertechne
%30 Graywacke, %70 şeyl–Bakun			1.41	0.7	55	Intertechne
Bazalt – Compos Novos	DS	51	1.38	0.892	54	Basso e Cruz, 2006
Gnays-şist-mikaşist	DS	25.0 75.0	0.83 0.90	11		Fluery ve ark., 2004
%25 Çimentolanmış kaya – Tankang Hp	TR	-	3.0	0.60	72	Peng Yii (Zeping, 2006)
Siltli kumlu çakıl - Oroville Barajı	TR	-	1.12	0.82	48	Marachi ve ark., 1969

ϕ_1	: İçsel sürtünme açısı ($\sigma=1 \text{ kg/cm}^2$ için)
TR	: Üç eksenli test (Triaxial test)
DS	: Doğrudan kesme testi (Direct shear test)
$d_{\max}$	: Maksimum dane çapı (mm)

3.2.1.2. Şev stabilitesi

Toprak dolgu barajların aksine ÖYBKGD barajlarda herhangi bir şev stabilitesi sorunuyla karşılaşılmamıştır.

Cooke ve Sherard (1987), içsel sürtünme açısı 45° ve baraj gövde şevleri 1.3Y-1D veya 1.4Y-1D olan hiçbir ÖYBKGD barajın, sıkıştırılmış zeminlerle mukayese edildiğinde, kaya dolguların kayma mukavemetlerinin yüksek olması, boşluklarında su bulunmadığından boşluk suyu basıncı tesirinin de meydana gelmemesi nedeniyle dairesel yüzey veya düzlem boyunca kaymayacağını, inşa edilen ve inşa halinde bulunan yaklaşık 300 ÖYBKGD barajda da herhangi bir stabilite problemiyle karşılaşılmadığını ifade etmiştir.

Genellikle mansap şevi memba şeviyile aynı eğimde olan ÖYBKGD barajlarda rezervuar doldurulduktan sonraki su basıncı memba şevini daha stabil duruma getirmektedir. Kayma dairesine dik doğrultudaki hidrostatik itki normal gerilmeyi artıracak, buna karşı kayma direnci de artacak ve memba şevi stabil durumda kalacaktır. Böylece memba şevi mansap şevinden daha stabil hale gelecektir (Cruz ve ark., 2009).

Kaya dolgunun kayma mukavemeti eşitliği kullanılarak, memba şevine paralel kayma yüzeyinin güvenlik sayısı (GS) baraj yüksekliğinden bağımsız olarak Eşitlik 3.2 ile hesaplanır:

$$GS = \tan\phi / \tan\beta \quad (3.2)$$

Burada;

ϕ = içsel sürtünme açısı,

β = şev açısıdır.

İyi sıkıştırılmış kaya dolguda, içsel sürtünme açısı $\phi=50^\circ$ ve şevleri 1.3Y:1D olan basit sonsuz bir şevin stabilitesi için güvenlik sayısı bu bağıntı ile 1.55 bulunacaktır. Bu ise Cooke ve Sherard (1987)'ın ÖYBKGD barajlarda stabilite problemi olmayacağı tezini doğrulamaktadır.

Bu durumu daha iyi açıklamak için, kaya dolgu içindeki su akışı ihmal edilmek üzere, Charles ve Soares (1984) tarafından, Bishop ve Fellenius'un dilim metoduna dayanarak diyagramlar geliştirilmiştir.

Charles ve Soares (1984) tarafından geliştirilen ve Şekil 3.4'te verilen diyagramlar yardımıyla ÖYBKD barajların güvenlik sayısı (GS) Eşitlik 3.3 ile pratik olarak tahmin edilebilir:

$$GS = (\Gamma A) / (\gamma_r H)^{(1-b)} \quad (3.3)$$

Burada;

Γ = Stabilite sayısı,

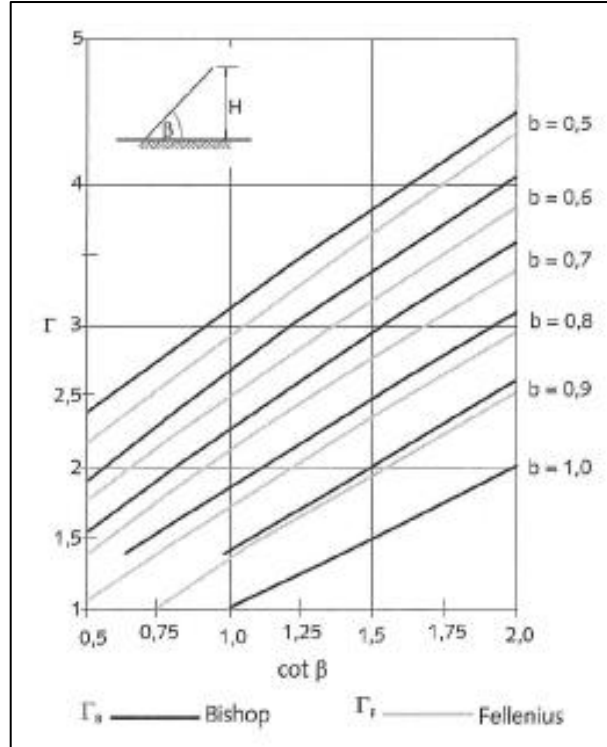
A = Eşitlik 3.1'de yer alan kesme deneyi ile bulunan kayma parametresi,

γ_r = Kaya dolgunun birim hacim ağırlığı,

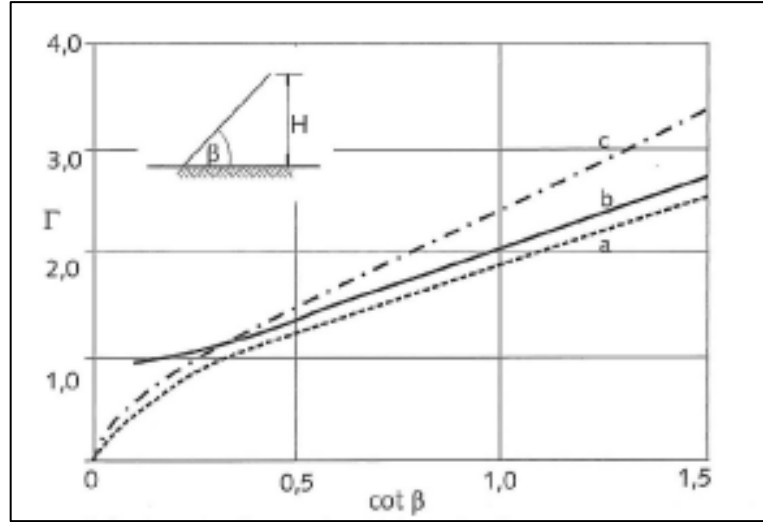
H = Baraj yüksekliği,

b = Kaya tipine bağlı deneyle bulunan katsayıdır.

Yukarıdaki bağıntıda, bütün parametreler aynı ölçü birimi sisteminde (kg ve cm), (t ve m) veya (kN ve m) olarak kullanılmalıdır.



Şekil 3.4. Dairesel yay analizi için stabilite sayıları (Charles ve Soares, 1984)

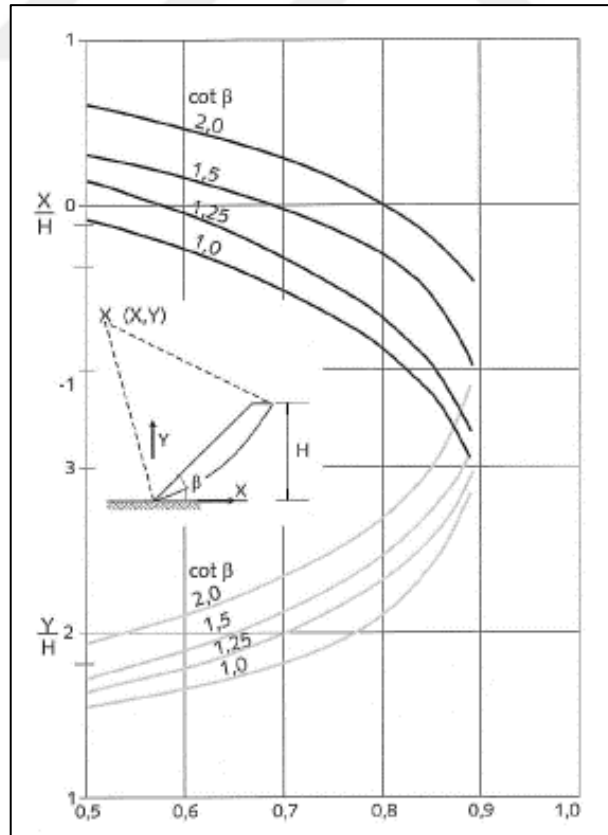


a-Fellenius dairesel yayı; b-Bishop dairesel yayı; c- Topuğa doğru düzlem kayma yüzeyidir.

Şekil 3.5. Kaya dolgu şev için stabilite analizleri, $b=0.75$ (Charles ve Soares, 1984)

Burada Şekil 3.5, $b=0.75$ için Şekil 3.4'ün özel durumudur.

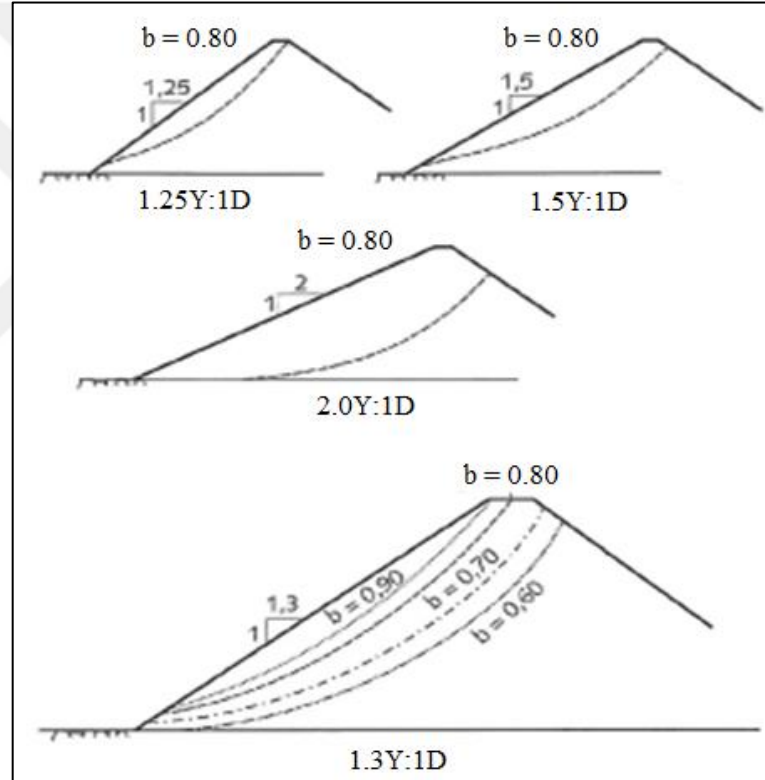
Şekil 3.6 ise b ve β 'nin bir fonksiyonu olarak, kritik kayma yüzeyinin koordinatlarını vermektedir. Kritik kayma yüzeyi A 'dan bağımsızdır.



Şekil 3.6. Bishop analizine göre dairesel kayma yüzeyinin merkezi (Charles ve Soares, 1984)

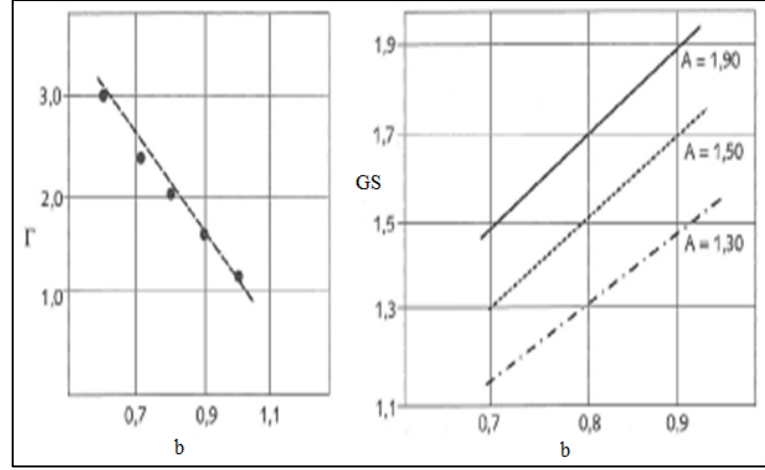
Eşitlik 3.3'ten anlaşılabacağı üzere; H ve γ_r artarsa GS küçülmekte, b 'nin büyümesi halinde ise GS artmaktadır. b Parametresi, basınç arttıkça kayma mukavemetinin de azalacağını açıklamaktadır. Yine b ne kadar büyürse, kayma mukavemetindeki azalma da o kadar büyük olacaktır.

Şekil 3.7 b 'nin sabit bir değeri için, kritik kayma dairelerinin daha düz (daha yatık) eğimler için daha derinden geçtiğini göstermektedir. Eğer eğim (baraj şev eğimi) sabitse, kritik kayma daireleri b 'nin daha da yüksek değerleri için daha da yüzeyden, sığ yerlerden geçer. Böyle bir davranış, mantık olarak da doğrudur. Çünkü, eğer b 'nin değeri 1 olsaydı kayma zarfı lineer (doğrusal) olacak ve kritik kayma yüzeyi de şev'e paralel bir düzlem olacaktı.



Şekil 3.7. Kritik kayma yüzeyleri (Cruz ve ark., 2009)

Şekil 3.8 ise GS'nin b 'ye göre lineer olarak değişimini göstermektedir



Şekil 3.8. A 'nın bir fonksiyonu olan b 'ye göre GS Güvenlik Sayıları (Cruz ve ark., 2009)

Örnek uygulama olarak, $A=1.30 \text{ kg/cm}^2$, $\gamma_r=2.2 \text{ t/m}^3$, $H=150 \text{ m}$, $b=0.7, 0.8$ ve 0.9 , şevler 1.3Y:1.0D, Γ değerleri 2.55, 2.05 ve 1.60 olması halinde $GS=1.16, 1.32$ ve 1.47 olarak bulunmuştur.

3.2.2. ÖYBKD barajların dinamik stabilitesi

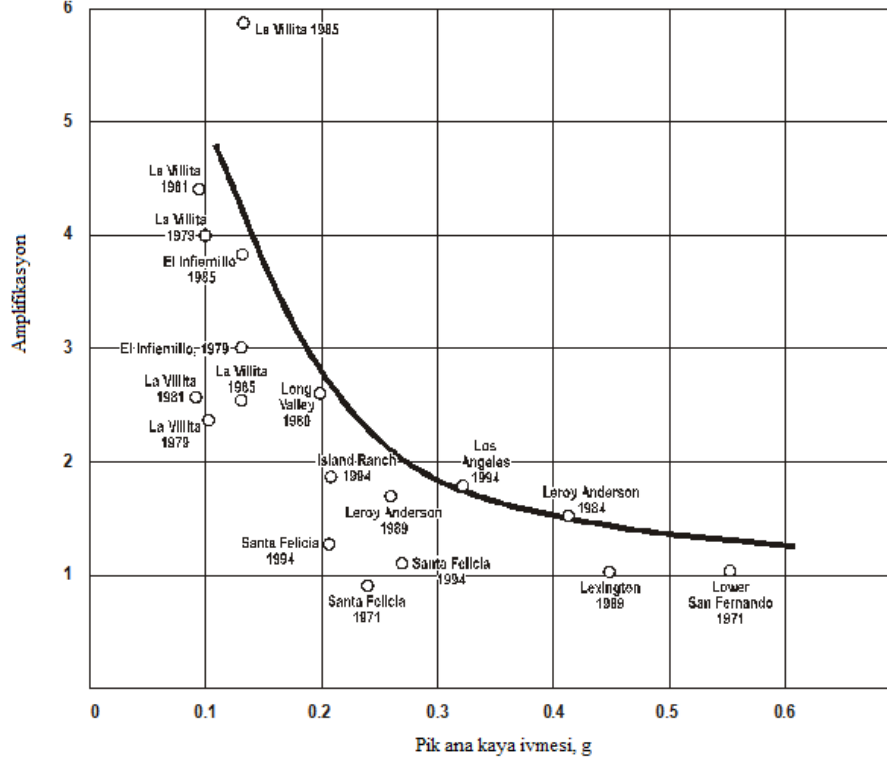
3.2.2.1. Makdisi ve Seed metodu

Dolgu barajlarda deprem etkisiyle kalıcı deformasyonların tahmini için Newmark yeni bir yöntem geliştirmiştir. Buna göre, potansiyel bir kayma kütlesi üzerindeki atalet kuvvetleri mevcut kayma yüzeyi boyunca olan kaymaya karşı direnci aştığında şev kaymaları başlamaktadır. Fakat Newmark bu kavramda kayan kütleyi rijit bir kütle olarak ele almıştır.

Makdisi ve Seed (1977) Newmark'ın bu yaklaşımını geliştirerek dolgu barajların depreme karşı davranışını esnek (flexible) bir yapı olarak düşündüler ve buna dayalı yeni bir yöntemi ileri sürdüler. Bu yöntemde, ana kayadaki yer ivmesinin barajın kretine yaklaştıkça büyümesi (amplifikasyon) dikkate alınmaktadır. Bu durumda verilen bir zemin hareketi için maksimum pik kret ivmesi $u_{\max}$ 'ın tahmin edilmesine ve daha sonra potansiyel kayma kütlesi maksimum ivmesi $k_{\max}$ 'ın belirlenmesine dayanmaktadır. Kayma kütlelerinin kaymanın henüz başladığı andaki ivme değeri olan k_y klasik şev stabilite analizindeki güvenlik faktörü değerini 1 yapan ortalama yatay ivme katsayısıdır. Bu katsayı yatay şev stabilitesini bozan deprem kuvvetinin kayan kütlelerin ağırlığına oranı olarak ifade edilir. k_y bulunduktan sonra k , $k_y/k_{\max}$ grafiğinden barajın kretindeki yer

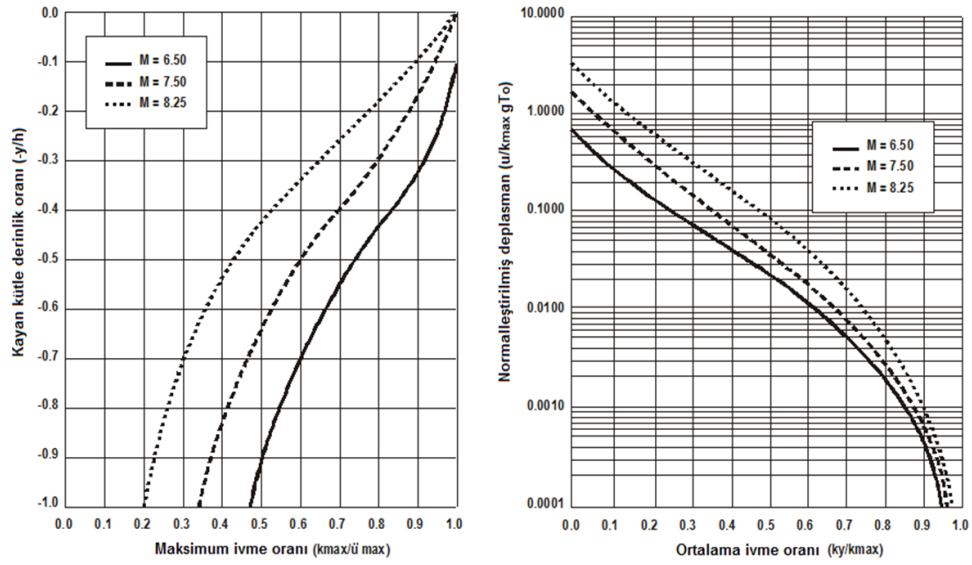
değiştirme miktarı (deplasman) tahmin edilebilir. Ancak bu tahmin edilen deplasmanın hem yatay hem düşey bileşeni olacaktır.

Bu analiz için pik ana kaya ivmesinin barajın kretine olan amplifikasyon (büyüme) miktarı Şekil 3.9'daki Jansen'in (1996) grafiğinden elde edilebilir. k_{max} değerinin barajın kretindeki $\ddot{u}_{max}$ değerine eşit olduğu kabul edilmektedir. $\ddot{u}_{max}$ ise baraj temelindeki ana kayanın ivme değerinin amplifikasyon değeriyle çarpımından elde edilir.



Şekil 3.9. Pik ana kaya ivmesi – Amplifikasyon değişimi (Jansen, 1996)

Makdisi ve Seed grafikleri aşağıda yer alan Bureau'nun (1997) grafiklerinden (Şekil 3.10) elde edilebilir.



Şekil 3.10. Makdisi/Seed uygulaması (Bureau, 1997)

3.2.3. Güvenli tasarım kriterleri

3.2.3.1. Malzemeler, beton plak ve drenaj

Beton plak yüksek elastisite modülü ve dayanıma sahip işlenmiş kaya dolgu tarafından desteklenir. Rezervuar suyunun dolgu içine girişi memba şevi üzerindeki beton plak tarafından engellendiğinden dolayı dolgu malzemesi doygun halde olmayacaktır. Bu sebeple depremden dolayı ÖYBKD barajların içerisindeki boşluk suyu basıncının gelişimi söz konusu değildir ve buna bağlı deformasyonlar oluşmaz. Kaya dolgu permeabilitenin tedrici artışına bağlı olarak ince ve ufak malzemelerden kalın ve iri malzeme doğru memba mansap doğrultusunda zonlanmaktadır.

Eğer baraj dolgusu yarı geçirimli kum veya çakıl dolgu ise, işlenmiş alüvyon veya kaya ufağı içeren eğimli drenaj zonu, kum-çakıl-kaya dolgu zonlardan oluşan mansap dolgusu ile memba dolgusu arasında ayırıcı zon olarak konulmalıdır. Bu drenaj zonu vadi yamaçları arasında barajın temelinden kretine kadar da uzatılmalıdır.

3.2.3.2. Tasarım özellikleri

Tasarım deprem etkilerine karşı koyucu ve koruyucu özellikleri içermelidir. Maksimum su seviyesinin üzerinde deprem etkisine karşı ayrıca bir hava payı da konulmalıdır. Hava payı, maksimum tasarım depreminde oluşacak tahmin edilen

maksimum kret oturmasının 3 veya 4 katından az olmamalıdır. Barajın maksimum su seviyesi ise, genelde kret üzerindeki parapet duvarının beton plakla kesiştiği yatay derze tekabül ettirilmektedir.

3.2.4. Oturma ve sıkışma

3.2.4.1. Deformasyon modülü

Deformasyon modülü kaya dolgunun boşluk oranı ve ana kaya malzemesine bağlı olarak geniş bir aralıkta değişmektedir. Sıkıştırılmış çakıl dolgu barajlar daha yüksek deformasyon modülüne sahiptir. Düşey deformasyon modülü, inşaat esnasındaki ölçülen düşey oturma miktarının ölçüldüğü yerdeki düşey dolgu yükünden Eşitlik 3.4 ile hesaplanır:

$$E_v = H_y \gamma_r h_a / 1000 s \quad (3.4)$$

Burada:

E_v = Düşey deformasyon modülü, MPa

H_y = Oturma ölçerin yukarısındaki kaya dolgu yüksekliği, m

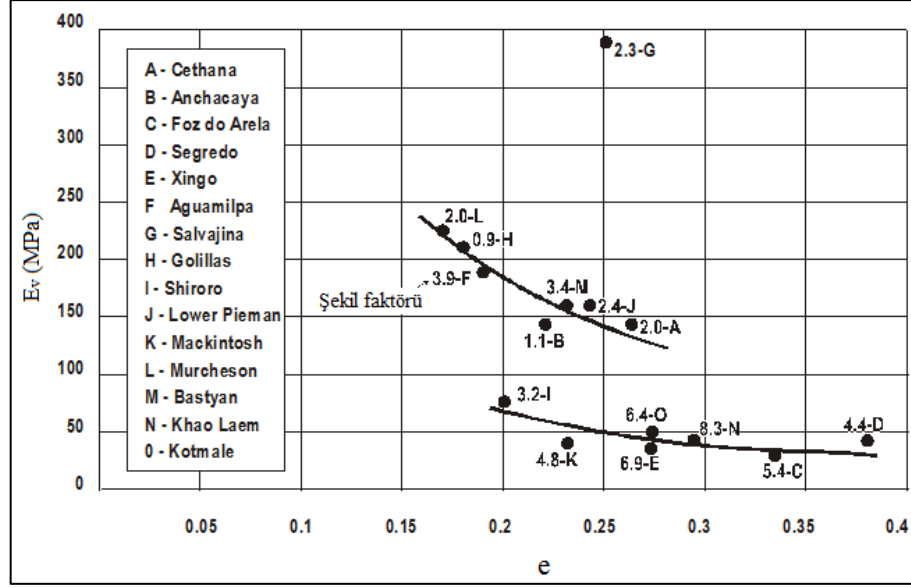
γ_r = Kaya dolgunun birim hacim ağırlığı, kN/m³

h_a = Oturma ölçerin altındaki kaya dolgu sütunu (yüksekliği), m

s = Ölçülen oturma miktarı, m

Pinto ve Marquez (1998), vadi şekline ve boşluk oranına bağlı olarak çeşitli kaya dolgular için deformasyon modülünü değerlendirmişlerdir (Şekil 3.11).

Bu grafikteki şekil faktörü önyüz beton plak alanının (A), baraj yüksekliğinin karesine (H^2) olan oranıyla ifade edilmektedir (A/H^2). Dar vadiler için şekil faktörü 3'e eşit ya da daha küçüktür.



Şekil 3.11. Deformasyon modülü ile boşluk oranı e arasındaki korelasyon (Pinto ve Marques, 1998)

3.2.5. Beton plaktaki deformasyon tahmini

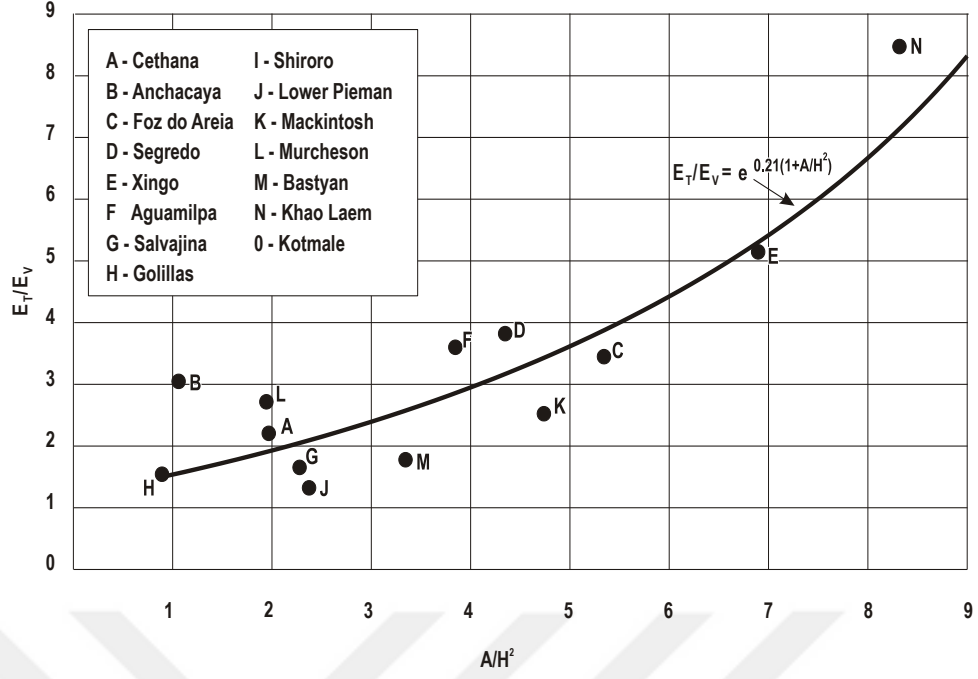
Rezervuar yükü altında maksimum plak deplasmanını tahmin etmek için Pinto ve Marques (1998) deneysel bir yaklaşım geliştirdiler. Buna göre plak yüzeyine dik doğrultuda ölçülen maksimum plak deformasyonları baraj yüksekliğinin ortasına yakın yerlerde (0.4'ü ile 0.5'inde) meydana gelmektedir.

İnşa esnasında meydana gelen oturmalarla meydana geldiği gibi plak hareketleri H^2/E_T ile orantılıdır. E_T , rezervuar yükü altında hareket doğrultusunda ölçülen deformasyon modülüdür ve inşa esnasında ölçülen düşey doğrultudaki deformasyon modülü E_v den büyüktür. İnşa safhasında kayanın sıkışması daha sıkışmış bir dolgu ile enine doğrultuda daha yüksek bir deformasyon modülünün oluşmasına yol açar.

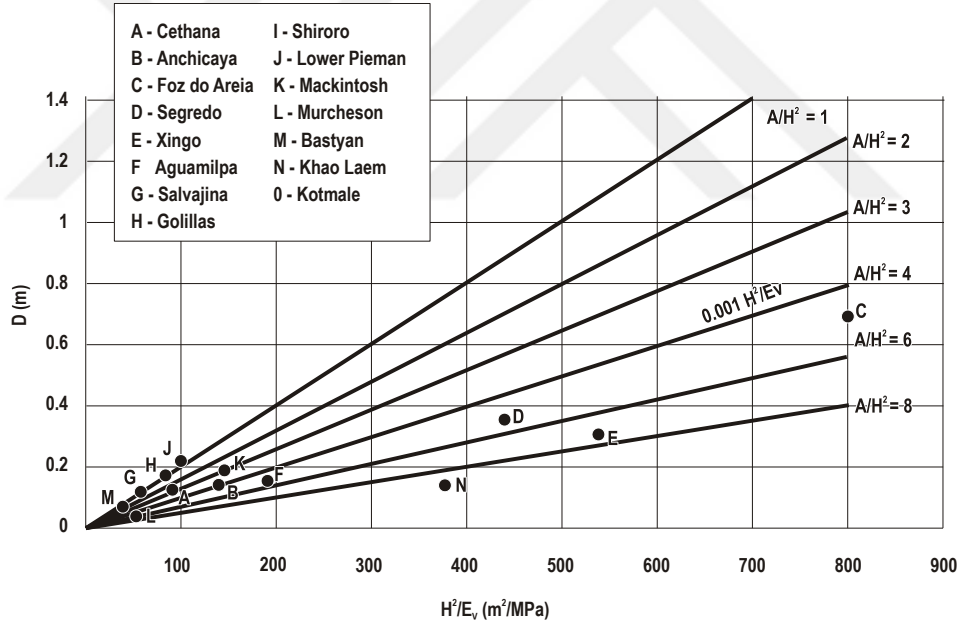
Dar vadilerde oluşan kemerleşme dolayısıyla düşey doğrultuda oturmalar azalır. Bu durum hem düşey deformasyon modülünün gerçeğinden daha büyük tahmin edilmesine yol açar hem de enine doğrultudaki gerçek modül hesaplanan değerden daha düşük olur.

Şekil 3.12 ile vadi şekline ve inşaat esnasındaki deformasyon modülü ve baraj yüksekliğine bağlı olarak baraj rezervuarının ilk dolumu sırasındaki performansı tahmin edilebilir.

Şekil 3.13'te ise maksimum plak çökmesi ile baraj yüksekliğinin ve deformasyon modülünün arasındaki ilişki verilmiştir.



Şekil 3.12. Şekil faktörü A/H^2 'nin bir fonksiyonu olarak E_T/E_V oranı (Pinto and Marques, 1998)



Şekil 3.13. H^2/E_V 'ye göre memba yüzündeki maksimum çökme (Pinto and Marques, 1998)

3.3. Topuk Plağı (Plint)

Uygun bir temele oturan topuk plağı, su geçirimsiz ön yüz beton plağını temele birleştirir. Topuk plağının ana amacı, beton yüzeyle baraj temeli arasında geçirimsiz bir bağlantı sağlayarak, beton kaplamasını enjeksiyon yapılmış temel kayasına bağlamaktır. Bu kaplama temel enjeksiyon çalışmaları için bir radye veya başlık şeklini almakta,

kaplama betonu ve kayar kalıp çalışmaları içinde başlama noktası olmaktadır. Radyenin mansap tarafında, kaya temel ve döşemenin alt yüzü arasında minimum bir dolgu derinliği veya yastık muhafaza edilmektedir. Kaya dolgunun su yükü altındaki basınç deformasyonu, kaplamanın radyeye bitişik olan yüzeyinde büyük eğilme momentlerinin meydana gelmesini önlemektedir.

Topuk plağının tasarımı, boyutlandırılması, stabilitesi, yapımı ve temel iyileştirmesi, beton plağın işletme halindeki davranışları ve sızdırmazlık açısından çok önemlidir. Topuk plağının boyutları emsallerinin performansı ile genellikle rezervuar su yükü (H) ve temel zemini şartlarına bağlı olarak belirlenmektedir.

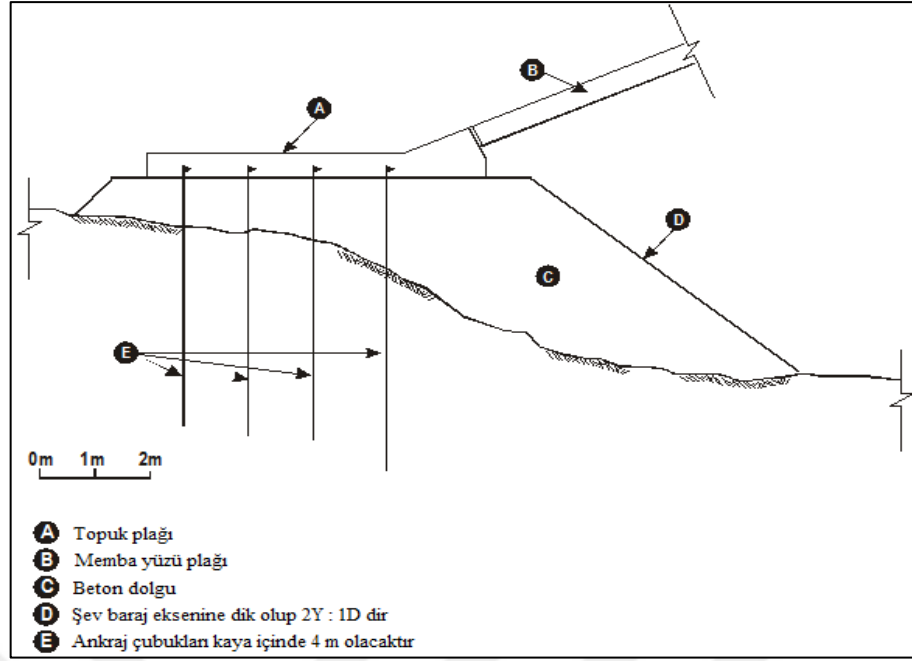
3.3.1. Topuk plağının boyutları

Sağlam, ayrışmamış ve enjeksiyon alışı uygun bir kaya temel için topuk plağı genişliği 3 m'den 10 m'ye kadar değişir. Eğer genişlik azaltılacaksa bu tedrici olarak yapılır ve ani geçişler yapılmaz. Orta ayrışmış kaya olması halinde ise topuk plağı genişliği artırılır. Minimum genişlik 3 m olmakla beraber temel zemininin masif granit kaya olduğu ve yüksekliğin fazla olmadığı (22 m) Macagua Barajı'nda (Prusza ve ark., 1985) topuk plağı genişliği 2 m olarak alınmıştır. Mohale barajında uygulanan topuk plağının detayı ise Şekil 3.14'de verilmiştir.

Topuk plağının kalınlığı (T) ise, genellikle rezervuar su yüküne (H_w) bağlı olarak 0.3 ile 0.4 m arasında değişmekle birlikte Eşitlik 3.5 ile tasarlanabilir:

$$T = 0.3 + 0.003H_w \quad (3.5)$$

Yapım kolaylığı açısından projelerde genellikle sabit bir kalınlık seçilir (donatı yerleşimi ve sürekliliği, topuk plağı geometrisinin teşkil edilmesi vb.).



Şekil 3.14. Topuk plağı-plint detayı, Mohale barajı, Lesotho (ICOLD, 2010)

3.3.2. Topuk plağı temeli

Topuk plağı için en uygun temel, sert, ayrışmamış ve enjeksiyon alışına uygun kayadır. Çatlaklı, hava ve su ile temasında bozuşan ve içerisinde kil bulunduran zeminler veya bu zonları barındıran kaya bile olsa erozyon ve borulanma ihtimaline karşı gerekli iyileştirme yapılarak topuk plağı için ıslah edilmiş bir temel hazırlanmalıdır. Bu tür zayıf bir temel ile karşılaşıldığında aşağıda belirtilen iyileştirmeler önerilmektedir.

- i. Ayrışmış malzeme kazılarak çıkarılır ve yerine beton doldurulur.
- ii. Topuk plağı memba ve mansaba doğru genişletilir.
- iii. Diyafram duvar veya mansap filtrelerinin ayrı ayrı veya her ikisinin teşkili.
- iv. Enjeksiyon perdesine birkaç sıra daha ilave edilmesi (Cooke, 1984).

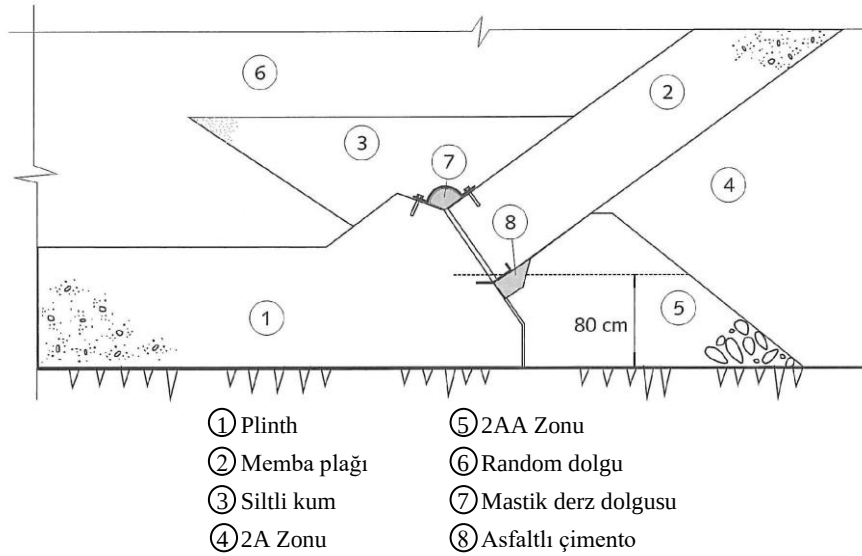
Temeldeki erozyon ve borulanma ihtimallerini asgariye indirmek için, zayıf temel zemini topuk plağının oturacağı kaya yüzeyi bozulmadan kazılarak çıkarılır. Çıkarılan zayıf zonun yerine yapılacak betonlama işleminden önce kaya yüzeyi basınçlı hava veya hava-su karışımı ile temizlenerek iyi bir kontak yüzeyi sağlanır.

3.3.3. Topuk plağının stabilitesi

Büyük beton blokların kaymaya ve devrilmeye karşı güvenlikleri kontrol edilmelidir. Topuk plağının memba kısmında rezervuar tam dolu kabul edilerek üzerindeki su yükünden kaynaklanan tabandaki kaldırma kuvveti topuk plağının mansap ucunda sıfır olacak şekilde lineer olarak azaltılır. Kaya dolgu üzerindeki memba yüz plağının direnci veya hiçbir ankraj kuvveti hesaba dahil edilmez, böylece daha emniyetli bir hesap yapılmış olur.

3.3.4. Topuk plağı ile memba yüzü plağının birleşimi

Gözleme ve yapılan uygulamalara dayanarak her iki plağın hassas bir şekilde birleşmesiyle ilgili Ramirez ve Pena (1999), plakların kontak alanındaki çatlak ve fissürlerin azaltılması için, memba yüz plağı ile plintin mansap yüzü arasında 90^0 lik bir açı oluşturacak şekilde dizaynını önermektedir (Şekil 3.15).



Şekil 3.15. Topuk plağı ve perimetrik (çevresel) derz detayı (Ramirez ve Pena, 1999)

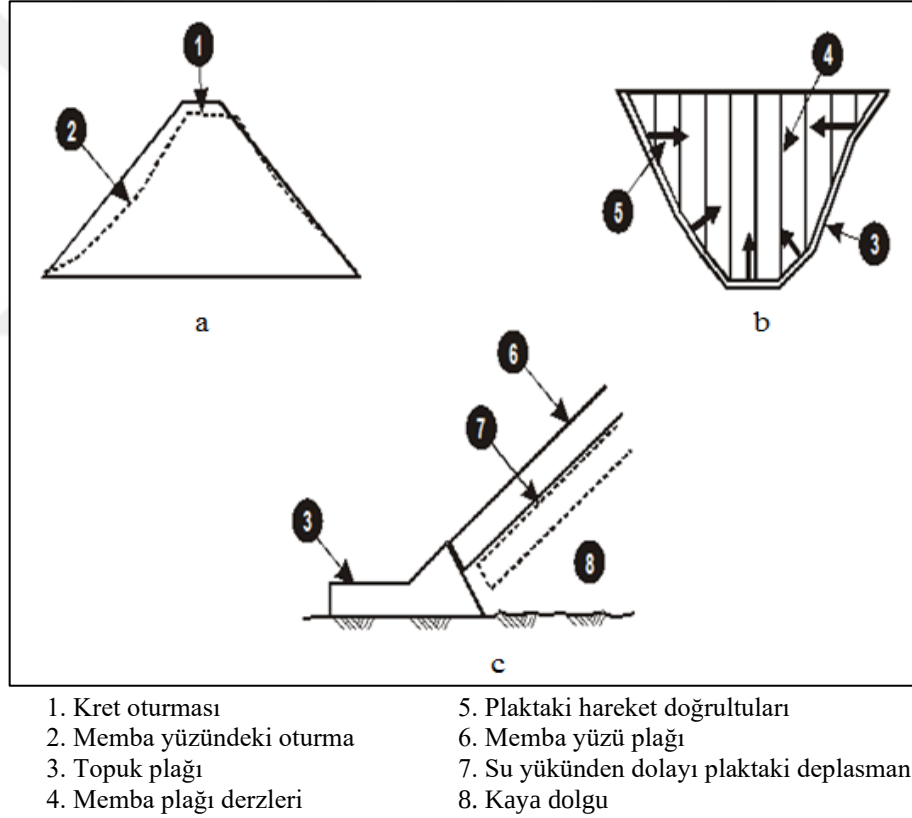
3.4. Memba Yüzü Plağı

ÖYBKGD barajlarda ana geçirimsizliği sağlayan beton plaktır. Bu plak kaya dolgu barajın üzerine dökülerek elde edilir. Çoğunlukla rezervuar yükleri altında çalışan bu plağın yamaçlarla birleştiği yerlerde çekme deformasyonları oluşur. Son yıllarda plak

tasarımında plağın geçirimsizliği, duraylılık ve çatlak gelişiminin kontrolü üzerinde daha çok durulmaktadır.

Şekil 3.16.a, b ve c plağın performansının kendi tasarımından daha ziyade diğer faktörlere bağlı olduğunu göstermektedir. Bu çerçevede plak boyutları ve donatısı çok kompleks ve zorlu analizlerden daha ziyade ÖYBKD barajların önceki tasarım ve performans tecrübelerine bağlı olmaktadır.

Şekil 3.16.a'da rezervuar yükleri altında ÖYBKD barajın deformasyonu görülmektedir. Plağın deformasyonu plağı destekleyen baraj gövdesinin deformasyonuna uymaktadır. Bu gerçek kaya dolgu barajda malzeme seçiminin, yerleştirmesinin, sıkıştırılmasının ÖYBKD barajlarda plağın aşırı deformasyonlarının ve çatlamasının sınırlandırılmasındaki önemine işaret etmektedir.



Şekil 3.16.a,b,c Beton plaktaki deformasyonlar ve hareketler (Giudici ve ark., 2000)

Şekil 3.16.b ön yüzdeki plağın hareketlerini göstermektedir. Plak yamaçlardan uzaklaşmakta ve baraj merkezine doğru hareket etmekte olduğunu göstermektedir. Bu davranış yamaçlar hariç plağın basınca çalıştığını göstermektedir.

Şekil 3.16.c rezervuar yükleri altında topuk plağına göre memba plağının rölatif hareketini göstermektedir. Memba yüz plağı rezervuar yükleri altında oturan kaya dolguyla beraber oturmakta ve topuk plağından uzaklaşmaktadır.

3.4.1. Memba plağının boyutları

Memba plağının tasarımı öncelikle plak kalınlığı ve genişlikleri ile yatay ve düşey derz yerlerinin seçimiyle başlar. Plak kalınlığı seçimi daha önceki tecrübeye, baraj yüksekliğine, pas payına ve yerleştirme tekniğine bağlıdır. Genellikle plak genişlikleri kayar kalıp ekipmanlarının boyutlarına ve plakların yamaçlara olan konumuna bağlıdır. Düşey inşa ve büzülme derzlerinin kullanımı ve buna bağlı yerleri, rezervuarın işletilmesi durumunda plakların birbirinden uzaklaşması veya birbirine yaklaşması durumuna göre seçilir. Yatay derzlerin lokasyonları ise temel olarak dökülebilecek plağın boyuna ve başlangıç plaklarının geometrisine bağlıdır.

3.4.1.1. Plak kalınlığı

Modern ÖYBK KD barajlar iyi sıkıştırılmış iyi derecelenmiş, kırılmış kayadan oluştuklarından rezervuar yükleri altında beton plağa sürekli bir temel oluşturmaktadır. Bu özellik projecilere daha ekonomik kalınlık seçimi imkânı sunmuştur. Minimum plak kalınlığı 30 cm olup, plak kalınlığı barajın yüksekliği ile orantılı biçimde $0.002H_w$ ile $0.004H$ arasında artırılmaktadır. Rezervuar su yüküne (H_w) göre plak kalınlığı (T) Çizelge 3.2’de verilmiştir.

Çizelge 3.2. ÖYBK KD barajlarda memba plağı kalınlığı (ICOLD, 2005)

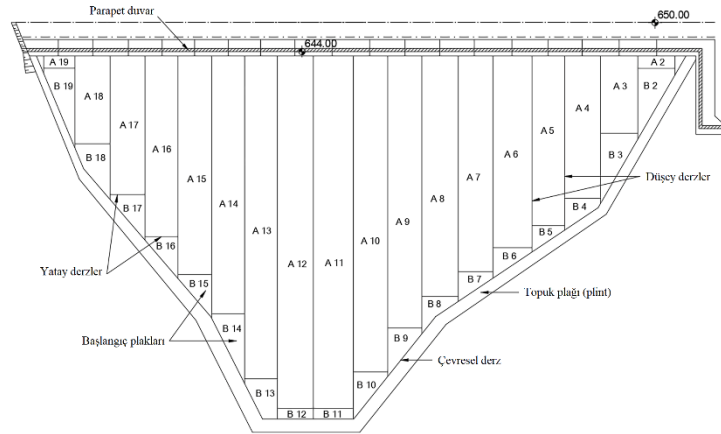
Su yükü (H_w)	Plak kalınlığı (T)
> 100m	$0.3m + 0.002H_w^* \sim 0.3m + 0.004H_w^*$
50m den 100m ye kadar	0.3m
< 50m	0.25m (min.)
* H_w = Topuk plağı üzerindeki su yükü, m	

3.4.1.2. Panel (ano) genişliği

Panel genişlikleri 12 ile 18 m arasında değişmekte olup, genelde 15 m dir. Plak genişliğini belirleyen faktörlerin arasında kalıp genişlikleri ve betonlama kapasitesi sayılabilir. Daha dar paneller topuk plağı geometrisinde değişimlerin olması ve kaya topoğrafyası değişimleri nedeniyle seçilebilir. 18 m den daha geniş panellerin seçilmesi büzülme çatlaklarının sık görülmesine yol açar.

3.4.2. Memba plağı derzleri

Şekil 3.17’de ülkemizde 133 m yüksekliğinde ÖYBK KD baraj olarak inşa edilen Kürtün barajına ait memba plağı anoları, topuk plağı, memba plağı ile topuk plağını birbirine bağlayan çevresel (perimetrik) derz, yatay inşaat derzleri ve düşey derzler gösterilmiştir. Düşey derzler baraj aksı boyunca komşu plakları birbirinden ayırır. Yatay inşaat derzleri ise başlangıç anoları ile aynı anonun farklı durumlarda dökülmesi halinde gerçekleştirilir.



Şekil 3.17. Memba plağı anoları ve derzler (DSİ, Kürtün barajı projesi)

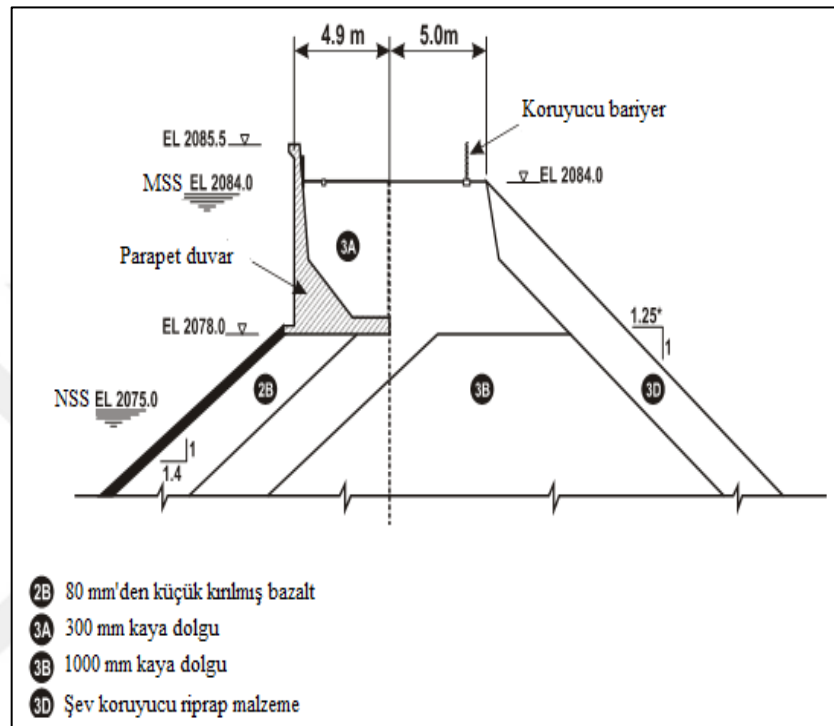
3.5. Parapet Duvarı ve Kamber

3.5.1. Parapet duvarı

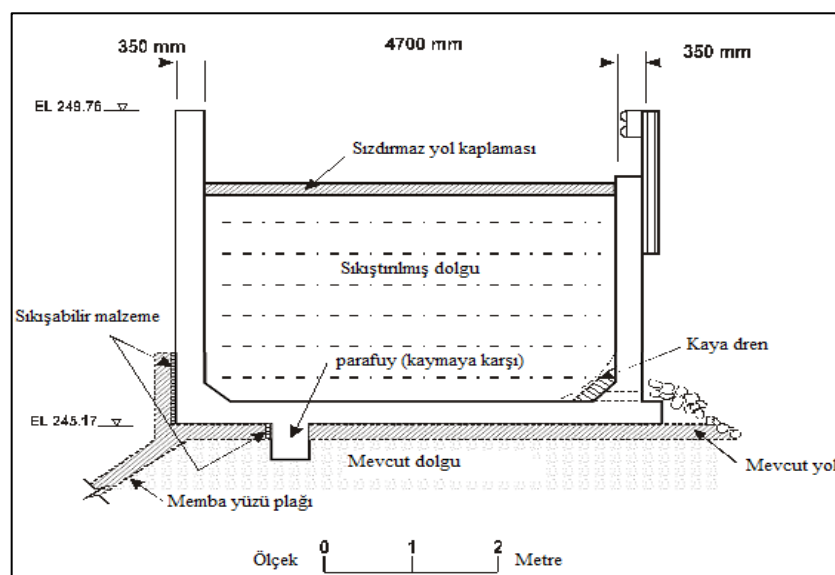
ÖYBK KD barajların tamamında kaya dolgu hacmini azaltmak için kretin üzerinde memba boyunca L şeklinde bir istinat duvarı yapılmaktadır. İlk barajlarda parapet yüksekliği çoğunlukla 1.20 m alınmıştır. Son zamanlardaki barajlarda bu

yükseklik 3.0-5.0 m olarak alınmıştır. Fakat günümüzdeki modern ÖYBKD barajlarda bu yükseklik genellikle 4.50 m olarak alınmaktadır.

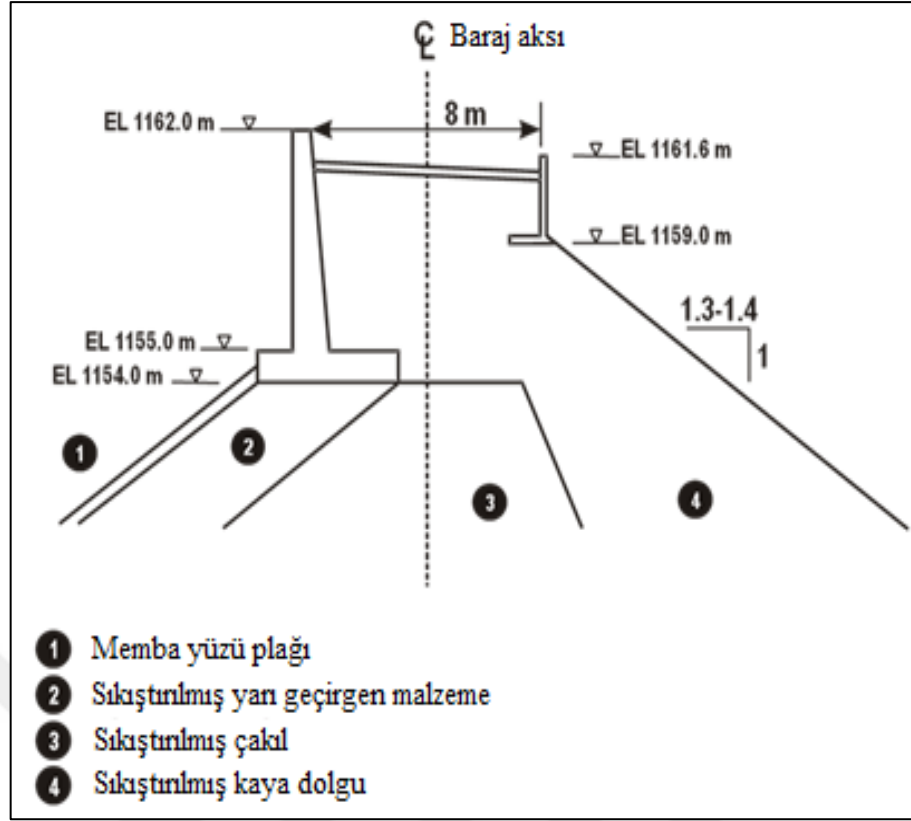
Aşağıda Lesotho’da inşa edilen Mohale Barajı (Şekil 3.18), Avusturalya’da inşa edilen Kangaroo Creek Barajı (Şekil 3.19) ve Kolombiya’da inşa edilen Salvajina Barajına (Şekil 3.20) ait parapet duvar uygulamaları gösterilmiştir.



Şekil 3.18. Lesotho Mohale barajı parapet duvarı ve kret detayı (ICOLD, 2005)



Şekil 3.19. Avusturalya Kangaroo Creek barajı parapet duvarı ve kret detayı (ICOLD, 2005)



Şekil 3.20. Kolombiya Salvajina barajı parapet duvarı ve kret detayı (Sierra ve ark.,1985)

3.5.2. Kamber (Camber)

ÖYBKGD barajlarda olası oturmaların tahmini çok önemlidir, çünkü bütün oturmalar gerçekleştikten sonra kret kotunun tasarım kotuna çok yakın bir mertebeye gelmesi beklenir. Eğer oturmalar sonrası kret kotu kret dizayn kotundan daha aşağı bir seviyeye gelirse hava payı yetersiz olacaktır, dizayn kotundan daha yüksek ise fazla malzeme kullanılmış olacaktır. Bu durumda kamber uygulaması yapılır ve baraj yüksekliğinin %0.5'i oranında olabilir (Cavus, 1992).

4. MATERYAL VE YÖNTEM

Bu tez çalışmasında ÖYBKKD barajların ölçülen deformasyon verilerini geri analizle çıktı olarak elde edebilmek için, baraj gövde dolgusu malzeme parametrelerinin ne olabileceği araştırılmış, gövde maksimum en kesiti üzerinde 2 boyutlu düzlem şekil değiştirme (plane strain) durumu için sonlu elemanlar yöntemi ile doğrusal olmayan statik ve dinamik analiz gerçekleştirilmiştir.

Statik ve dinamik analizler için malzemenin doğrusal olmayan davranışını modellemeye imkân veren ve sonlu elemanlar yöntemi ile zamana bağlı çözümleme yapan ANSYS yazılımı kullanılmıştır.

Daha gerçekçi sonuçlar için kaya dolgu malzemenin gerilme deformasyon ilişkisi elasto plastik veya plastik olarak tanımlanmaktadır. D-C HB ve HS yapısal modelleri malzeme davranışını gerçeğe yakın tanımlamak için yaygın olarak kullanılmaktadır (Khalid ve ark., 1990). Kaya dolgunun doğrusal olmayan gerilme-birim şekil değişimi arasındaki bağıntı Duncan ve Chang'ın geliştirdiği HB malzeme modeli kullanılarak belirlenmiştir.

Bu çalışmada Kuzey Anadolu Fay (KAF) hattına yakın olan ve ülkemizde ilk defa ÖYBKKD baraj olarak inşa edilen Kürtün barajı örneğinde, kaya dolgu malzemenin statik ve dinamik analizleri gerçekleştirildiğinden, malzeme parametrelerinin kalibrasyonu için baraj kretindeki oturma ve deplasman değerleri ile, baraj gövde en kesit verileri Devlet Su İşleri (DSİ) Genel Müdürlüğü'nden, "Türkiye Diri Fay Haritası" Maden Tetkik Arama (MTA) Genel Müdürlüğünden temin edilmiştir. Dinamik analizler için 1992 Erzincan depreminin zamana bağlı ivme, hız ve deplasman verileri Afet ve Acil Durum (AFAD) Yönetimi Başkanlığı'nın resmi web sitesinden alınmıştır.

Analizler inşaat sonu, su tutma ve işletme durumları için yapılmıştır. Barajın ön yüz beton kaplaması ve gövde dolgu zonları modellenmiştir. Baraj temeli oldukça rijit olduğundan ve oluşabilecek deplasmanlar çok küçük olacağından modellemeye dahil edilmemiştir. Baraj dolgusu tabakalar halinde serilerek yapıldığından, analizler de benzer şekilde baraj gövdesinin yatay tabakalar halinde modellenmesiyle gerçekleştirilmiştir.

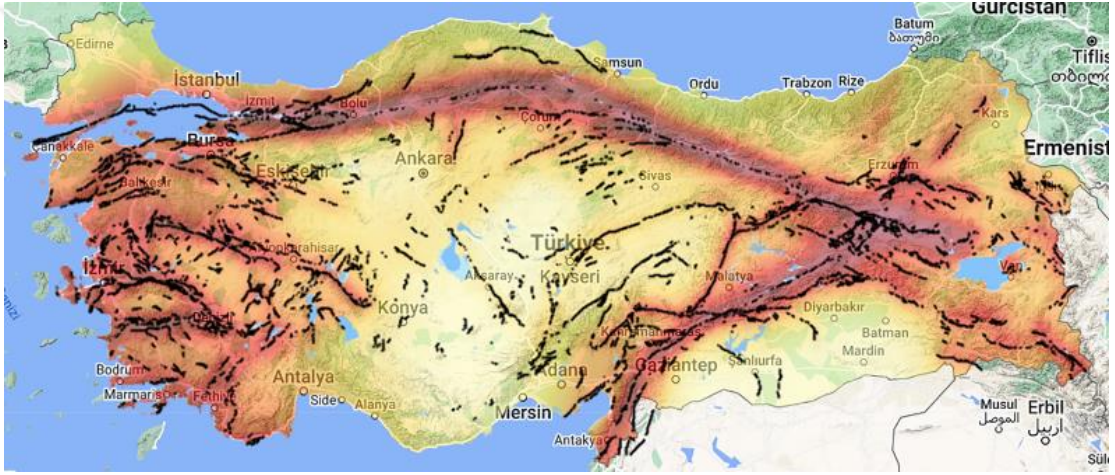
İnşaat sonu, su tutma ve işletme durumları için baraj kretinde ve memba şeklinde ölçülen oturma ve deplasmanlar yakınsayınca kadar malzeme ve HB model parametreleri kalibre edilmiştir.

Dinamik analizler için olasılıklı (probabilistik) veya deterministik sismik tehlike analizleri yapılmaktadır. Bu çalışmada, deterministik esaslı ivme-zaman verileri

kullanımı ile baraj tasarımında kullanılacak yer hareketi parametrelerinin oluşan deformasyonları doğrulayacak şekilde ne olması gerektiği araştırılmış, ancak Kürtün barajında herhangi bir ivmeölçer ve yatay deformasyon ölçer bulunmaması nedeniyle dinamik analizle bulunan ivme ve deplasman değerleri literatürle karşılaştırılmıştır.

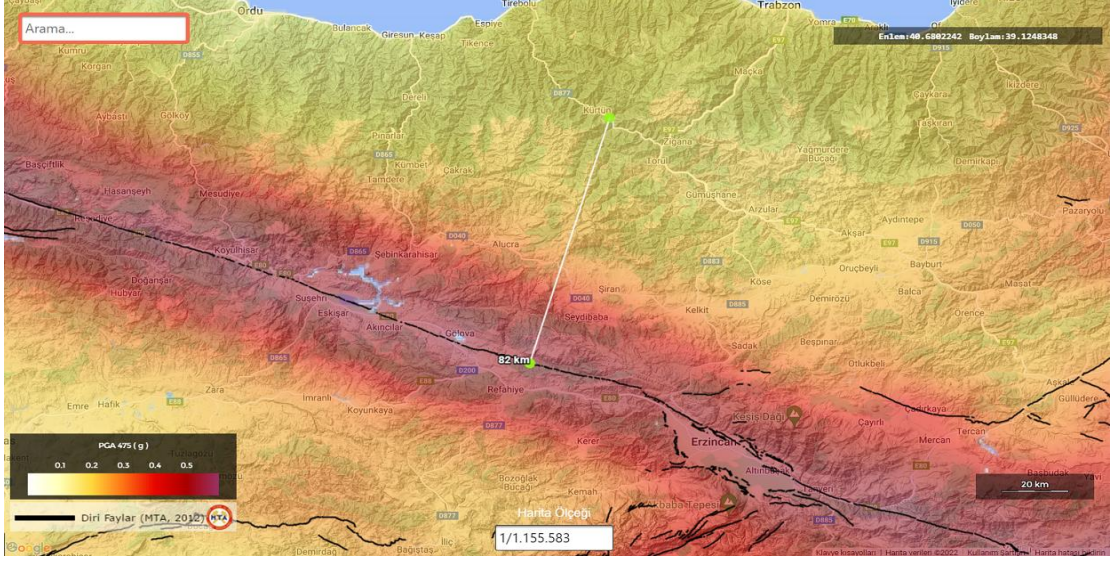
4.1. Deprem Verileri ve Kuzey Anadolu Fay (KAF) Hattı

Deprem verileri AFAD resmi web sitesinden temin edilmiştir. Ayrıca 50 yılda aşılma olasılığı %10 görünürlükteki (PGA 475 (g)) güncel Türkiye deprem tehlikesi haritası (AFAD, 2018) diri faylar ile Şekil 4.1’de gösterilmiştir.



Şekil 4.1. Türkiye deprem tehlikesi haritası diri faylar (AFAD, 2018)

Kürtün baraj yerinin KAF hattına uzaklığını gösteren harita ise Şekil 4.2’de verilmiştir. Kürtün Barajının KAF hattının 360 km uzunluğundaki Erzincan segmentine dik mesafede uzaklığı yaklaşık 82.00 km, Erzincan 1939 ve 1992 depremlerinin merkez üssüne olan mesafesi ise yaklaşık 105.00 km’dir.



Şekil 4.2. Kütün baraj yerinin KAF hattına uzaklığı (AFAD, 2018)

Anadolu ve Karadeniz levhaları arasındaki nispi hareketi sağlayan ve Saros Körfezi-Karlıova arasında yaklaşık 1200 km uzunluğundaki sağ doğrultu atımlı, sismik olarak diri bir fay olan Kuzey Anadolu Fay (KAF) Hattı, ilk kez Ketin (1948) tarafından adlandırıldıktan sonra, 1939 Erzincan depreminden sonra jeolojik ve neo-tektonic olarak araştırılmıştır.

KAF sismik olarak dünyanın en diri faylarından birisidir. Fay, Doğu Anadolu Fayı (DAF) ile kesiştiği Karlıova üçlü birleşim noktasından başlar, orta kesimi civarında dış bükey bir kavisle Mudurnu Vadisi segmentinin batı ucuna kadar devam eder. Buradan iki ana kola ayrılarak, kuzeyde yer alan kol Sapanca, oradan Armutlu yarımadasının kuzey kenarını izler ve Marmara Denizi içinden Saros Körfezine uzanır. Güneyde ise Geyve-Mekece-İznik boyunca uzanarak oradan Bandırma, Biga yarımadasını geçerek Ege Denizine doğru devam eder. Toplam atım miktarı 25 km ile 85 km arasında değişmektedir. KAF doğuda 100 m ile birkaç yüz metre arasında değişen genişliklerde ters bileşenli özellikler ve dar çizgisel görünüm gösterir. Batı uzantısında fay hattı genişliği 5 km'ye çıkar ve normal atım bileşenli özellik sergiler. Fay orta kısımda dışa bükülerek bir yay çizerek fayın kilitlenmesine neden olacak şekilde Anadolu bloğunun güneybatıya doğru dönmesine neden olmaktadır. 1900-1995 yılları arasında KAF boyunca hasar yapıcı ve yüzey faylanması meydana getirmiş $M_s=5.5$ olan orta ve büyük magnitüdü 34 deprem meydana gelmiştir. Bu depremlerle, fayın 800 km'den daha fazla bir uzunluğu kırılmıştır. 1939 Erzincan depremi Türkiye'de oluşmuş en büyük depremdir ($M_s=7.9$). Deprem, Erzincan'dan Erbaa'ya oradan da Amasya'ya kadar uzanan 360

km'lik yüzey faylanması oluşturmuş ve 4.5 m'den daha büyük sağ yönlü yatay bir atım meydana getirmiştir (Ketin, 1976). Depremlerin dağılımları incelendiğinde, KAF'ta 10 civarında sismik segment bulunduğu ve bu segmentlerin en büyükleri, 360 km'lik Erzincan (1939 deprem kırığı), 280 km'lik Ladik-Tosya (1943 deprem kırığı) ve 160 km'lik Gerede-Bolu (1944 deprem kırığı) ve 1912 Saros olduğu belirlenmiştir (Demirtaş, 1992).

Ana segmentlerdeki depremlerin tekerrür süresi 200-250 yıl iken daha kısa segmentlerde 50-100 yıl civarındadır. Diğer yandan, komşu ana fay segmentleri arasında düşük kayma bölgelerinde zaman olarak birbirlerine yakın depremler oluşmaktadır. Bu nedenle KAF'ın Erzincan, Ladik-Tosya ve Gerede segmentleri gibi büyük segmentler, değişmez kayma modeli sergilemektedir (Demirtaş, 1992).

4.1.1. Erzincan 1992 depremi

Erzincan havzasının kuzeybatısında 13 Mart 1992 günü $M_s=6.8$ büyüklüğünde ağır hasara ve birçok can kaybına neden olan iki ayrı deprem meydana gelmiştir. Depremin dışmerkezi, havzanın kuzeybatısında bulunan Günebakan ile Yalnızbağ yerleşim yerleri arasında bulunmaktadır.

Jeolojik ve sismolojik çalışmalar, depremin havzanın kuzeyinden geçen ve batıda Davarlı köyü ile doğuda Tanyeri arasında kalan KAF'ın 29 km derinlikte, 45 km'lik bir segmentini yırttığını göstermektedir. Yırtılan kesim, 1939 Erzincan deprem ($M_s=7.9$) kırığının en doğu kısmına denk gelmektedir. Deprem, fay boyunca 20 cm'lik sağ yönlü yatay ve 25 cm'lik düşey kaymaya neden olmuştur.

Bu depremde elde edilen kuvvetli yer hareketi, şimdiye kadar ülkemizde elde edilen en büyük yer hareketidir. En büyük yer ivmesi, Doğu-Batı yönünde 0.5g, Kuzey-Güney yönünde 0.4g ve düşey yönde ise 0.25g kadar olmuştur. Kuvvetli yer hareketi 15 saniye kadar sürmüştür.

Sismik sarsma, yol yamaçlarında, dolgu zeminlerde, suya doymuş zeminlerde ve stabil olmayan dik yamaçlarda birçok heyelanlara neden olmuştur. Havzanın güney doğu kısımlarında, Fırat nehrinin kenarlarında küçük ölçekli sıvılaşmalar ve küçük kum volkanları gelişmiştir.

Ana şoktan sonra üç aylık bir süre içerisinde 6000 civarında artçı sarsıntılar kaydedilmiştir. Artçı sarsıntılar, ana şoktan sonraki günlerde zamanla bir azalma

göstermişlerdir. 13 Mart 1992 depreminin dış-merkezinin bulunduğu bölgedeki 45 artçı şok, 5 ile 10 km arasında değişen odak derinlikleri göstermektedirler. (Demirtaş 1992).

4.2. Duncan-Chang HB Model

Zeminin doğrusal olamayan davranışını gösteren hiperbolik modelden ilk kez Kondner (1963) bahsetmiş, model daha sonra Duncan ve Chang (1970) tarafından geliştirilmiştir. Model, üç eksenli basınç testinde gözlemlenen eksenel deviatorik gerilme ve birim deformasyon ilişkisinin hiperbole yakın bir şekilde olduğu esasına dayanmaktadır. Günümüzde yapılan analizlerin pek çoğunda da kaya dolgu malzemenin mekanik özellikleri Hiperbolik Model ile gösterilmiştir. Saboya (1993), ÖYBKKD baraj olarak inşa edilen Foz do Areia barajında meydana gelen deformasyonları Hiperbolik yöntemle yaptığı analiz sonuçlarıyla karşılaştırmış ve hesaplanan deformasyonlar ile gerçekleşen (ölçülen) deformasyonların birbiriyle uyumlu olduğunu göstermiştir. Benzer şekilde Khalid ve ark. (1990) ÖYBKKD olarak inşa edilen Cethana barajındaki deformasyonların analizini aynı modelle gerçekleştirmiştir.

Modeldeki hiperbolik gerilme-deformasyon ilişkisi Eşitlik 4.1 ile gösterilmiştir.

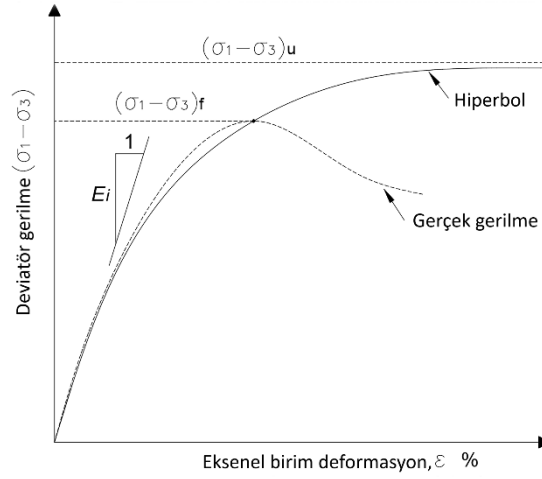
$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_u}} = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad (4.1)$$

Burada σ_1 ve σ_3 büyük ve küçük asal gerilmeler, ε eksenel birim deformasyon, E_i başlangıç elastisite modülü, $(\sigma_1 - \sigma_3)_u$ nihai deviator gerilmedir.

$$E_i = K \cdot P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (4.2)$$

Burada P_a atmosfer basıncı ($P_a = 101.325$ kPa), E_i başlangıç elastisite modülü, σ_3 çevre (hücre) basıncı, K hiperbolik parametre, n ise σ_3 ile E_i nin değişimini belirleyen üstel elastik modül katsayısıdır. K ve n boyutsuz parametrelerdir.

Duncan zemin modelinde Şekil 4.3'te gösterilen, nihai deviator gerilme $(\sigma_1 - \sigma_3)_u$ ile göçme anındaki deviatorik gerilme $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ arasındaki ilişki Eşitlik 4.3 ile ifade edilmiştir.



Şekil 4.3. Hiperbolik gerilme-birim deformasyon grafiği

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f (\sigma_1 - \sigma_3)_u \quad (4.3)$$

Burada R_f göçme oranı olarak tanımlanmıştır ve değeri her zaman 1 den küçük olup 0.5 ile 1 arasında olduğu Duncan ve Chang (1970) tarafından belirtilmiştir.

Duncan ve Chang (1970) klasik Mohr-Coulomb kayma mukavemeti kriteri ile $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ ve σ_3 arasındaki bağıntıyı hiperbolik modelde Eşitlik 4.4'teki gibi göstermiştir.

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cdot \cos \phi + 2\sigma_3 \cdot \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (4.4)$$

Burada c kohezyon, ϕ ise zeminin içsel sürtünme açısı'dır. Bu bağıntı diğer eşitliklerle birlikte kullanıldığında gerilme-birim deformasyon hiperbolü üzerindeki herhangi bir noktadaki teğetin eğimi Eşitlik 4.5 ile bulunabilir;

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f(1 - \sin \phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cdot \cos \phi + 2\sigma_3 \cdot \sin \phi} \right] K \cdot P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (4.5)$$

Bu bağıntı D-C HB zemin modelinde herhangi bir gerilme koşulu altında elastisite modülünü hesaplamak için kullanılır.

Bu çalışmada yapılan analizlerde D-C HB model parametreleri literatürden alınmıştır (Khalid ve ark., 1990). σ_3 ile E_i 'nin değişimini belirleyen HB model

parametreleri K , n ve R_f kalibrasyon için analizlerde değişken olarak kullanılmış, kaya dolgu malzeme için kohezyon $c=0$ alınmıştır.

4.3. Deterministik sismik tehlike analizi (DSTA)

Sismik tehlike analizinin amacı zeminin ve yapının gelecekte maruz kalacağı deprem etkisinde gerekli olan depremsel yer hareketi ile ilgili ivme, hız, deplasman parametrelerinin bulunmasıdır.

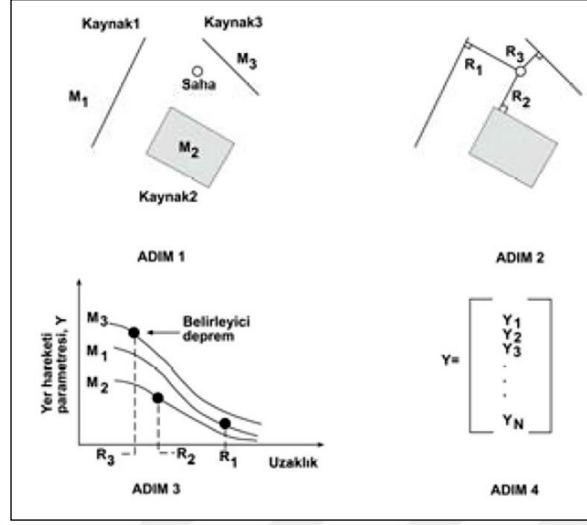
Deterministik sismik tehlike analizi, en elverişsiz yer hareketi koşulunun değerlendirilebilmesi için belli bir senaryo depremin geliştirildiği, doğrusal bir yaklaşımı dikkate alan analiz türüdür.

Bu yaklaşımda önce proje sahasını etkileyebilecek deprem kaynaklarından daha önceden meydana gelmiş en büyük depremleri ortaya koymak gereklidir. Bu yaklaşım, deprem büyüklüğü, kaynak-saha mesafesi ve medyan tahmin üzerine eklenecek standart sapma sayısı, hesaplamalarda tek olası değerler kombinasyonu olarak ele alındığı için deterministik olarak adlandırılmıştır (Çetin, 2014). DSTA, dört aşamadan oluşan sismik bir senaryo olarak tanımlanabilir (Reiter, 1990):

- i. Proje sahasında etkili yer hareketini üretecek kapasitedeki deprem kaynaklarının tanımlanması,
- ii. Her bir kaynak bölgesi için en yakın kaynak-saha mesafesi parametrelerinin seçilmesi,
- iii. Proje sahasında en yüksek seviyedeki yer hareketini üretmesi beklenen kontrol depreminin belirlenmesi,
- iv. Proje sahasında yer hareketinin neden olacağı tehlikenin en büyük yer ivmesi, hız ve respons spektrum esasında tahmin edilmesi.

Kramer (1996) DSTA'nın aşamalarını şematik olarak göstermiştir (Şekil 4.4). Proje sahasının bulunduğu bölgenin karakteristiklerine en uygun azalım ilişkisi seçilir. Proje sahasına belirli bir uzaklıkta bulunan deprem kuşağındaki maksimum büyüklükteki depremin proje sahasında ana kayada oluşturacağı maksimum yer ivmesi, azalım ilişkisi yoluyla hesaplanır. Uygulamada deterministik sismik tehlike analizi her bir kaynak zonundaki olası en büyük magnitüdü depremin olası en kısa uzaklıkta olacağını kabul etmektedir. Bu yöntem ile yer hareketi parametresinin değeri, gerçek değer %50 veya %84 aşılma olasılığının olduğu duruma karşılık gelecek şekilde kullanılmaktadır. Özellikle sismik yönden yüksek aktiviteye sahip riskli bölgelerdeki barajlar için %84

olasılık değeri kullanılması önerilmektedir (Fraser ve Howard, 2002; Idriss ve Archuleta, 2007).



Şekil 4.4. DSTA'nın aşamaları (Kramer, 1996)

4.4. Barajların Sismik Analiz Yöntemleri

Barajların sismik davranışlarının değerlendirilmesi için günümüzde bir kaç yöntem kullanılmaktadır. Her yöntemin kendi varsayımları ve sınırlamaları vardır. Bu nedenle, analizlerden doğru yararlanmak için kullanılan yöntemlerin sınırlamalarına dikkat edilmesi gerekmektedir. Sismik analizin zamanla gelişimi, bilimdeki ilerlemenin değerli bir göstergesi olması ve temel mühendislik kaygılarının zamanla nasıl değiştiğini göstermesi açısından önemlidir. Rijit cisim kırılma mekanizmalarının ilk değerlendirmesi, kayan kütleyi deforme olmayan bir yapı olarak kabul eden basitleştirilmiş yöntemlerin geliştirilmesine yol açmıştır. Ancak saha araştırmaları bu varsayımı doğrulamadığından, barajı deforme olabilen bir gövde olarak kabul eden daha ileri yöntemler geliştirilmiştir (Gazetas, 1987). Çeşitli yöntemler, analizin ana amacına göre birkaç kategoriye ayrılır:

- i. Psödostatik (eşdeğer statik) yöntem: baraj yapısının stabilitesinin değerlendirilmesi
- ii. Kayan blok yöntemi: baraj gövdesinin kalıcı yer değiştirmelerinin hesaplanması
- iii. Sonlu elemanlar yöntemi: tüm barajın dinamik davranışının değerlendirilmesi

Bu tez çalışması kapsamında doğrusal olmayan statik ve sismik analiz için, günümüzde en karmaşık mühendislik problemlerinin çözümünde en çok kullanılan,

gerçekçi bir modelleme yapılması halinde doğru ve yakınsak sonuçlar veren sonlu elemanlar yöntemi kullanılmıştır. Diğer yöntemler çalışmaya dahil edilmemiştir.

4.4.1. Sonlu elemanlar yöntemi

Sonlu elemanlar yöntemi başlangıçta gerilme analizi problemlerinin geliştirilmesi sırasında sadece birkaç ayrı düğüm noktasında fiziksel olarak birleşmiş elemanlardan oluşan sistemlerin uygulanmasında kullanılmıştır. Sonraları bu yöntem yapısal mekanik problemlerine uygulanarak virtüel iş prensibi ve enerji metotlarının kullanılması ile geliştirilmiştir. Bu gelişmelerle yöntem genelleştirilmiş ve daha geniş matematiksel formülasyonlar kullanılmıştır. Böylece sonlu elemanlar, içinde varyasyonel fonksiyonların yer aldığı herhangi bir matematik problemine uygulanabilir bir yöntem haline gelmiştir. Daha sonraları “Weighted residual method” olarak bilinen klasik tekniklerden uyarlanan sonlu eleman çözümleri geliştirilmiştir. Bu çözümlere örnek olarak “Galerkin” ve “En Küçük Kareler” yaklaşımı verilebilir. Aslında, sonlu elemanlar yöntemi günümüzde daha çok uygun başlangıç ve sınır şartlarına bağlı kısmi diferansiyel eşitlik sistemlerinin çözümü için genel sayısal bir teknik olarak kabul edilmiştir.

Mühendislik, fizik ve uygulamalı matematikte sonlu elemanlar yönteminin uygulandığı üç ana alan şu şekilde tanımlanabilir:

Sistemin zamana göre değişmediği denge problemleri. Bu gibi problemlerin örnekleri lineer elastik sistemlerin gerilme analizi, elektrostatik, magnetostatik, sabit hal ısı yayılımı ve gözenekli ortamda sıvı akımı gibi durumları kapsar. Yapı öncelikle, elemanlar olarak ve üzerlerinde esas değişkenlerin enterpolasyonlarının yapıldığı sonlu sayıda farklı bölgelere ayrılır. Bu elemanlar düğüm noktaları olarak bilinen ve çevre boyunca yayılı olan farklı sayıdaki noktalarda birbirlerine bağlanmışlardır.

Özdeğer (Eigenvalue) problemleri içinde parametrelerin özel yada kritik değerlerinin tanımlanmış olması gereken denge problemlerine dahil edilebilir. Yapıların kararlılığı ve lineer elastik sistemlerin doğal frekanslarının tanımlanması bu tür problemlere örnektir.

Yayılma problemleri içinde zamana bağlı bazı uygulamalar yer alır. Sürekli elastik akışa ait hidrodinamik ve dinamik analizler bu gibi problemlere iki örnek teşkil eder (Zienkiewich, 1971).

Bu üç uygulama alanının her birinde problemler analizi karmaşık hale getiren doğrusal olmayan özellikler içerebilirler. Sonlu elemanlar yönteminin pratik tasarım

desteği olarak başarısı doğrusal ya da doğrusal olmayan eşitlik sistemlerinin aynı anda çözümünü gerçekleştiren verimli bir aracın varlığına bağlıdır. Başka bir deyişle bunun başarısı için yüksek performanslı bilgisayar çok önemlidir.

Bilgisayarların ana bellek kapasitelerinin bugünkü düzeye ulaşması karmaşık veri toplama tekniklerine gereksinim duymadan, çok çeşitli problemlerin kolayca çözümlenebilmesine imkân tanımaktadır. Bu sürekli gelişme aynı zamanda lineer olmayan uygulamaların durumunu kökünden değiştirmektedir.

4.4.1.1. Sonlu elemanlar yöntemine ait genel bağlantılar

Herhangi bir sürekli dizide serbestlik derecelerinin gerçek sayısı sonsuzdur ve buna ait bir kapalı çözüm elde edilmedikçe, yapılan kabuller içerisinde kesin analiz imkânsızdır. Sürekli dizi davranışının sonsuz sayıda bilinmeyen tarafından temsil edilebileceği kabulü ile herhangi bir sayısal yakınsama için bir yaklaşık çözüme çalışılabilir. Yukarıda belirtildiği gibi sonlu elemanlar yönteminde sürekli dizi, düğüm noktaları olarak bilinen sonsuz sayıda noktada birbirine bağlanmış bir takım elemanlara ayrılmıştır.

En azından yapısal uygulamalar için sistemin toplam potansiyel enerjisini minimum yapan denge denklemleri elde edilebilir. Toplam potansiyel enerji π Eşitlik 4.6'daki şekilde yazılabilir (Zienkiewicz, 1971):

$$\pi = \frac{1}{2} \int_V \sigma^T \cdot \varepsilon \cdot dV - \int_V \delta^T \cdot p \cdot dV - \int_S \delta^T \cdot q \cdot dS \quad (4.6)$$

Burada σ ve ε sırasıyla, gerilme ve birim şekil değiştirme vektörleridir. δ herhangi bir noktadaki yer değiştirme, p birim hacime gelen hacim kuvvetleri, q ise uygulanan yüzey çekme kuvvetidir. İntegraller, yapı hacmi V ve yük uygulanan yüzey alanı S üzerinde alınır.

Eşitlik 4.6'nın sağ tarafındaki ilk terim iç birim şekil değiştirme enerjisini, ikinci ve üçüncü terimler ise sırasıyla, cisme gelen kuvvetlerin yaptığı iş ve yüzeye dağılmış yükleri temsil ederler.

Sonlu eleman deplasman metodunda, deplasmanların sadece düğüm noktalarında bilinmeyen değerlere sahip olduğu kabul edilir. Öyle ki herhangi bir eleman içerisindeki

değişme enterpolasyon fonksiyonlarının kullanılması ile elde edilen nodal değerlere bağlı olarak tanımlanır.

$$\delta = N \cdot \delta^e \quad (4.7)$$

Burada N , şekil fonksiyonları olarak bilinen enterpolasyon fonksiyonları takımıdır. δ^e elemanın noktasal yer değiştirmeler vektörüdür. Eleman içindeki birim şekil değiştirmeler, elemandaki noktasal yer değiştirmeler cinsinden Eşitlik 4.8'deki gibi ifade edilebilir:

$$\varepsilon = B \cdot \delta^e \quad (4.8)$$

Burada B şekil fonksiyonlarının türevlerinden oluşan şekil değiştirme matrisidir. Son olarak, bir D elastisite matrisinin kullanılmasıyla, gerilmeler ile birim şekil değiştirmeler arasında Eşitlik 4.9 gibi bir bağıntı yazılabilir:

$$\sigma = D \cdot \varepsilon \quad (4.9)$$

Yapıya ait eleman şekil fonksiyonları, fonksiyonların genelinde hiçbir süreksizlik oluşturmayacak şekilde seçilmiştir. Sürekli dizinin toplam potansiyel enerjisi, ayrı ayrı elemanların potansiyel enerjilerinin toplamına eşit olacaktır. Bu durumda;

$$\pi = \sum_e \pi_e \quad (4.10)$$

Burada π , e elemanının toplam potansiyel enerjisini göstermektedir. Eşitlik 4.6 daha açık bir şekilde Eşitlik 4.11'deki gibi yazılabilir:

$$\pi_e = \frac{1}{2} \int_{V_e} \delta^{eT} \cdot B^T \cdot D \cdot B \cdot \delta^e \cdot dV - \int_{V_e} \delta^{eT} \cdot N^T \cdot p \cdot dV - \int_{S_e} \delta^{eT} \cdot N^T \cdot q \cdot dS \quad (4.11)$$

Burada V_e eleman hacmi, S_e yüklü elemanın yüzey alanıdır. e elemanının noktasal δ yer değiştirmelerine göre değişimi Eşitlik 4.12 ile verilebilir:

$$\frac{\partial \pi_e}{\partial \delta^e} = \int_{V_e} (B^T \cdot D \cdot B) \cdot \delta^e \cdot dV - \int_{V_e} N^T \cdot p \cdot dV - \int_{S_e} N^T \cdot q \cdot dS = K^e \cdot \delta^e \quad (4.12)$$

Bu denklemde,

$$F^e = \int_{V_e} N^T \cdot p \cdot dV + \int_{S_e} N^T \cdot q \cdot dS \quad (4.13)$$

elemanın eşdeğer nodal kuvvetleridir ve,

$$K^e = \int_{V_e} B^T \cdot D \cdot B \cdot dV \quad (4.14)$$

K elemanın rijitlik matrisidir. Eşitlik 4.12'deki terimlerin bütün elemanlar üzerinden toplamı sıfıra eşitlendiğinde bütün sürekli dizi için denge denklemleri sisteminin sonucu elde edilir. Bu eşitlikler daha sonra nodal yer değiştirmeleri hesaplamak için herhangi bir standart teknik ile çözülür.

Bundan sonra her elemandaki gerilmeler Eşitlik 4.8 ve Eşitlik 4.9 ile hesaplanabilir.

4.4.2. Statik sonlu elemanlar yöntemi

Doğrusal statik analiz için genel denge denklemleri:

$$[K]\{u\} = \{F\} \quad (4.15)$$

veya,

$$[K]\{u\} = [F^a] + [F^r] \quad (4.16)$$

olarak yazılmaktadır. Burada:

K toplam rijitlik matrisi,

$$[K] = \sum_{m=1}^N [K_e] \quad (4.17)$$

$\{u\}$ = Nodal yer değiştirme vektörü

N = Eleman sayısı

$[K_e]$ = Eleman rijitlik matrisi

$\{F^r\}$ = Reaksiyon kuvveti vektörü

$\{F^a\}$ = Uygulanan toplam yük vektörü,

$$\{F^a\} = \{F^{nd}\} + \{F^{ac}\} + \sum_{m=1}^N (\{F_e^{th}\} + \{F_e^{pr}\}) \quad (4.18)$$

burada:

$\{F^{nd}\}$ = Uygulanan nodal yük vektörü

$\{F^{ac}\} = -[M] \{a_c\}$ = İvme yükü vektörü

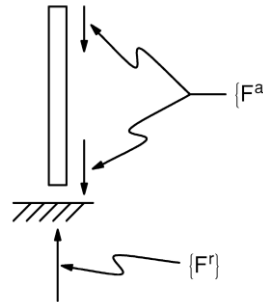
$[M_e]$ = Eleman kütle matrisi

$\{a_c\}$ = Toplam ivme vektörü

$\{F_e^{th}\}$ = Eleman termal yük vektörü

$\{F_e^{pr}\}$ = Eleman basınç yükü vektörü

Eşitlik 4.16'daki uygulanan yük ve reaksiyon kuvveti vektörleri kendi ağırlığıyla yüklenen tek elemanlı bir sütun modeli oluşturularak şekil 4.5'te gösterilmiştir. Uygulanan dış yüke bağlı olarak reaksiyon kuvveti vektörü de değişir. Ayrıca, belirli bir serbestlik derecesi (DOF) için rijitlik sıfırsa, bu DOF üzerinde uygulanan yükler yok sayılır.



şekil 4.5. Uygulanan yük ve reaksiyon kuvveti vektörleri

Eşitlik 4.16'da bilinmeyen deplasman ve reaksiyon kuvvetleri statik ve dinamik analizler için Newton-Raphson yöntemi ile doğrusal olmayan analizle çözülmektedir.

4.4.3. Dinamik sonlu elemanlar yöntemi

Günümüzde karmaşık sınır değer problemleri sonlu elemanlar, sonlu farklar ve sınır eleman yöntemi gibi sayısal yöntemlerle çözülmektedir. Sonlu elemanlar yöntemi günümüzde en yaygın kullanılan yöntemdir. Bu yöntem 1950'lerin sonlarında ve 1960'ların başlarında gelişti ve kısa süre sonra dolgu barajların tepkisini araştırmada yaygın olarak kullanıldı (Clough ve Chopra, 1966).

Yöntem; bir sürekliliği, sınırlarında düğüm noktalarıyla tanımlanan ayrı öğelerin bir topluluğu olarak ele alır. Dinamik sonlu eleman yöntemi, hareket denklemini (Eşitlik 4.19) zamana bağlı dinamik denge için çözer. Yer değiştirmelerin çözümleri düğüm noktalarında sağlanır ve tüm tanım kümesindeki diğer herhangi bir noktadaki bilinmeyen değerler enterpolasyon fonksiyonları (şekil fonksiyonları) kullanılarak elde edilebilir.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{P(t)\} \quad (4.19)$$

Burada;

[M]= Kütle matrisi,

[C]= Sönüm matrisi,

[K]= Rijitlik matrisidir.

$\ddot{u}, \dot{u}, u$ ve $P(t)$ sırasıyla ivme, hız, yer değiştirme ve dış yükleme vektörleridir. Rijitlik matrisi, [K], malzemelerin yapısal davranışı hakkında bilgi içerir.

Dinamik sonlu eleman analizi, hem problemin sonlu sayıda küçük elemanlara uzamsal ayrıklaştırılmasını hem de problemin yükleme geçmişine göre zamansal ayrıklaştırmayı içerir. Daha sonra, uygun sınır koşulları uygulanır ve ivme-zaman geçmişi, zemin-yapı ara yüzüne uygulanır.

Bu yöntemin üstünlükleri aşağıdaki gibi sıralanabilir:

- i. Karmaşık geometrileri çözümler,
- ii. Sofistike malzeme davranışını simüle eder,
- iii. Rezervuarı modelleyerek hidrodinamik basınçlarını simüle eder,
- iv. Sahayı gelişmiş sınır koşullarına göre daha doğru bir şekilde modeller,

- v. Yapının önceki (statik) geçmişini simüle eder (yapıyı tabakalara bölme, su tutma, konsolidasyon vb.),
- vi. İki ya da üç boyutlu statik ve dinamik analiz yapılabilir.

Sonlu elemanlar yöntemi; zemin plastisitesini dikkate alan yapısal modellerin kullanılması ve gerçekçi bir modelleme ile baraj yapısının stabilitesini ve zemin rijitliğindeki degradasyon ve plastik akmanın uygun bir simülasyonu yoluyla baraj gövdesinin kalıcı deplasmanlarını güvenilir bir şekilde hesaplar.

4.4.3.1. Dinamik tepki analizi

Sonlu elemanlar sistemindeki düğüm noktalarının hareketinin denklemleri matris formunda aşağıdaki gibi ifade edilmektedir (Chopra, 1966):

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F(t)\} \quad (4.20)$$

Burada; K, sonlu elemanlar prosedürü ile elde edilen nodal rijitlik matrisi, M, sistemdeki atalet kuvvetleriyle ilişkili kütle matrisi ve C, viskoz sönüm matrisidir.

Eşitlik 4.20'deki yük vektörü $F(t)$, "t" zamanında her bir düğüm noktasına uygulanan yatay ve dikey kuvvet bileşenlerinin bir listesidir. Yapıda meydana gelen etkili kuvvetin bir deprem ivmesi ile indüklendiği gösterilebilir. Tabana uygulanan $\ddot{u}_g(t)$, yer ivmesi ile çarpılan her noktada toplam kütleye eşittir ve yer ivmesinin tersi yönde hareket eder. Böylece, yatay yer ivmelenmeleri sadece yatay kuvvetler, dikey yer ivmelenmeleri dikey kuvvetler üretir. Bu nedenle, bir toprak barajın deprem ivmesi ile ilişkili yük vektörü Eşitlik 4.21 ve Eşitlik 4.22'deki gibi yazılabilir.

$$\{F(t)\} = -\{E^x\} \ddot{u}_g^x(t) - \{E^y\} \ddot{u}_g^y(t) \quad (4.21)$$

$$\{F(t)\} = \begin{Bmatrix} F_1^x(t) \\ F_1^y(t) \\ F_2^x(t) \\ F_2^y(t) \\ \vdots \\ F_n^x(t) \\ F_n^y(t) \end{Bmatrix}; \{E^x\} = \begin{Bmatrix} M_1 \\ 0 \\ M_2 \\ 0 \\ \vdots \\ M_n \\ 0 \end{Bmatrix}; \{E^y\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ M_1 \\ 0 \\ M_2 \\ \vdots \\ 0 \\ M_n \end{Bmatrix} \quad (4.22)$$

$\ddot{u}_g^x$ ve $\ddot{u}_g^y$, yer ivmelenmelerinin yatay ve dikey bileşenlerini, E^x ve E^y yatay ve düşey atalet kuvvetlerini temsil eder. Bu analizde, barajın altındaki tüm taban bölümünün rijit bir cisim olarak hareket ettiği ve böylece her noktada aynı ivmelenmelere maruz kaldığı varsayılmaktadır. Eşitlik 4.21'in Eşitlik 4.20'ye dahil edilmesi ile, hareket denklemi Eşitlik 4.23'teki gibi ifade edilir;

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -\{E^x\} \ddot{u}_g^x(t) - \{E^y\} \ddot{u}_g^y(t) \quad (4.23)$$

Bu çalışmada yapının dinamik tepkisi doğrusal olmayan zamana bağlı analiz ile çözümlenmiştir.

4.4.3.2. Zamana Bağlı (Transient) Analiz

Kullanılan zamana bağlı analiz çözüm yöntemi ilgili DOF'lara bağlıdır. Yapısal, akustik ve diğer ikinci dereceden sistemler bir yöntem kullanılarak çözülür. Analiz hem birinci hem de ikinci dereceden DOF'lar içeriyorsa (örneğin, yapısal ve manyetik), her DOF uygun yöntem kullanılarak çözülür.

Mekanik bir sistemin yapısal dinamik problemlerinin çoğunda, sonlu elemanlar yöntemini kullanan “virtüel iş prensibi” için, Sonlu elemanlar sistemindeki düğüm noktalarının hareket denklemi Eşitlik 4.24'teki gibi verilir:

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + \{F^i(t)\} = \{F^a(t)\} \quad (4.24)$$

$[M]$ = Kütle matrisi

$[C]$ = Viskoz sönüm matrisi

$\{\ddot{u}(t)\}$ = Nodal ivme vektörü

$\{\dot{u}(t)\}$ = Nodal hız vektörü

$\{u(t)\}$ = Nodal yer değiştirme vektörü

$\{F^i(t)\}$ = İç yük vektörü

$\{F^a(t)\}$ = Uygulanan dış yük vektörü

Yukarıdaki diferansiyel denklem tarafından yönetilen mekanik davranışla ilgili yapısal dinamik problemler doğrusal ve doğrusal olmayan şeklinde ele alınabilir. Bu tez çalışmasında Eşitlik 4.24'ü çözmek için “doğrusal olmayan Newmark zaman entegrasyon yöntemi” kullanılmıştır.

4.4.3.3. Rayleigh sönümü (damping)

Zamana bağlı dinamik analiz herhangi bir genel zamana bağlı yükün etkisi altında bir yapının dinamik tepkisini belirlemek için kullanılan bir tekniktir ve statik, geçici ve harmonik yüklerin herhangi bir kombinasyonuna tepki veren bir yapıdaki zamanla değişen yer değiştirmeleri, şekil değiştirmeleri, gerilmeleri ve kuvvetleri belirlemek için kullanılmaktadır. Zaman ölçeğindeki yüklemelerde, atalet veya sönümlemenin etkileri oldukça önemlidir.

Zamana bağlı dinamik analizle çözülen temel hareket denklemi Eşitlik 4.25'te verilmiştir.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F(t)\} \quad (4.25)$$

burada:

$[M]$ = Kütle matrisi

$[C]$ = Sönüm matrisi

$[K]$ = Rijitlik matrisi

$\{\ddot{u}\}$ = Nodal ivme vektörü

$\{\dot{u}\}$ = Nodal hız vektörü

$\{u\}$ = Nodal yer değiştirme vektörü

$\{F(t)\}$ = Yük vektörü

Herhangi bir t zamanında, bu denklemler atalet kuvvetlerini $((M)\{\ddot{u}\})$ ve sönümlene kuvvetlerini $((C)\{\dot{u}\})$ de hesaba katan bir dizi “statik” denge denklemi olarak düşünülebilir. ANSYS, bu denklemleri ayırık zaman noktalarında çözmek için Newmark zaman entegrasyon yöntemini veya HHT adı verilen geliştirilmiş bir yöntemi kullanmaktadır. Ardışık zaman noktaları arasındaki zaman artışı, entegrasyon zaman adımı olarak adlandırılır.

Zamana bağlı dinamik analiz yapmak için ANSYS (2015) iki yöntem kullanmaktadır: tam ve mod-süperpozisyon yöntemi. Bu tez çalışmasında doğrusal olmayan tam çözümleme yöntemi uygulanmıştır. Yapının gerçek davranışının simüle edildiği bir çözümde $[C]$ sönüm matrisinin de belirlenmesi gerekir.

Enerji kaybı sonucu yapıların dinamik tepkisini azaltan özellik olarak tanımlanan sönümün doğru tayin edilmesi yapısal dinamik analizlerin güvenilirliğini doğrudan etkilemektedir. Yapısal sönüm katsayıları, yer değiştirmelerle (gerilmeler) orantılı olan sönümlene kuvvetlerine yol açar. Histeretik sönümlene olarak da bilinen bu sönümlene türü, malzemenin iç sürtünmesinden veya yapısal bağlantılardan dolayı olabilecek sönümlemeyi temsil eder.

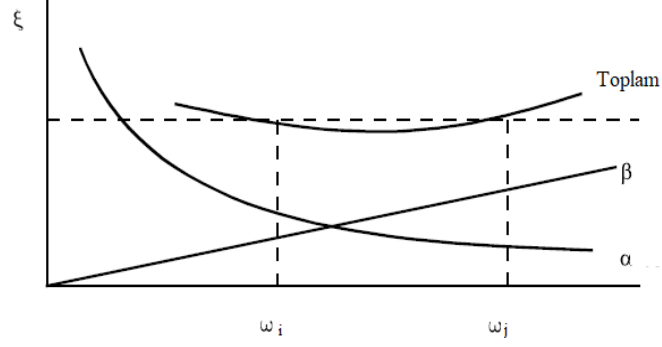
Diğer sönümlene biçimleri, hız (veya titreşim frekansı) ile orantılı olan sönümlene kuvvetlerine yol açar. Viskoz sönüm olarak da bilinen bu tür sönüm, bir sıvıya daldırılmış bir sistemi temsil eder. Doğrusal viskoz sönümü modelleyen Rayleigh sönüm modeli yapısal dinamik analizlerde yaygın olarak kullanılmaktadır. Yapısal sistemin kütlelerinin ve rijitliğinin orantılı toplamı olması sonucu hesaplamalarda kolaylık sağlar.

Zamana bağlı dinamik analizde tam çözüm için sönüm matrisi $[C]$ Eşitlik 4.26'daki gibi yazılabilir:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (4.26)$$

Rayleigh sönüm sabitleri olarak bilinen α ve β , sırasıyla kütle matrisi $[M]$ ve rijitlik matrisi $[K]$ ile çarpılarak matrisler toplanır ve sönüm matrisi $[C]$ oluşturulur.

α ve β değerleri genellikle doğrudan bilinmez, ancak modal sönüm oranları ξ_i 'den hesaplanır. Belirli bir ξ sönüm oranında, hem α hem de β 'yı belirtmek için genellikle α ve β terimlerinin toplamının bir frekans aralığında neredeyse sabit olduğu varsayılır (Şekil 4.6).



Şekil 4.6. Rayleigh sönüm modeli

$$\alpha = 2\xi \frac{\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (4.27)$$

$$\beta = \frac{2\xi}{\omega_i + \omega_j} \quad (4.28)$$

Burada,

α = Kütle matrisi sönüm katsayısı

β = Rijitlik matrisi sönüm katsayısı

ω_i = i moduna ait açısal frekans

ω_j = j moduna ait açısal frekans

Bu nedenle, ξ ve ω_i ile ω_j frekans aralığı verildiğinde, α ve β için iki eşzamanlı denklem çözülerek sönüm matrisi elde edilebilir.

4.4.4. Genel hareket denkleminin çözümü

4.4.4.1. Doğrusal olmayan sistemler için Newmark zaman entegrasyon yöntemi

Doğrusal olmayan yapısal dinamik problemlerde, iç yük artık (residüel) düğüm (nodal) yer değiştirmeyeyle doğrusal olarak orantılı değildir ve yapısal rijitlik matrisi mevcut yer değiştirmeye bağlıdır (ANSYS, 2015)

Bu nedenle, zaman entegrasyon şeması uygulanan doğrusal olmayan yarı ayrık denklem kullanılır:

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + \{F^i(t)\} = \{F^a(t)\} \quad (4.29)$$

Eşitlik 4.29, eşzamanlı doğrusal olmayan bir sistemi temsil eder. Bu nedenle, herhangi bir zaman entegrasyon operatörü Newton-Raphson yinelemeli algoritması ile birlikte kullanılabilir. Doğrusal olmayan yapısal dinamik problemler için, “Newmark Yöntemi” kullanılmıştır.

Newmark Yöntemi ile, t_{n+1} zamanında Eşitlik 4.29’da verilen yarı ayrık hareket denklemi Eşitlik 4.30’daki gibi yeniden yazılabilir:

$$[M]\{\ddot{u}_{n+1}\} + [C]\{\dot{u}_{n+1}\} + \{F_{n+1}^i(\{u_{n+1}\})\} = \{F_{n+1}^a\} \quad (4.30)$$

Burada $\{u_{n+1}\}$, t_{n+1} zamanındaki geçerli yer değiştirmedir. Eşitlik 4.30’a ek olarak, Newmark zaman integrasyon algoritmaları ailesi, yer değiştirme ve hız güncellenmesini gerektirir.

Artık (rezidüel) vektörü tanıtarak, Eşitlik 4.31 aşağıdaki gibi yazılabilir:

$$\{R_{n+1}(\{u_{n+1}\})\} = \{F_{n+1}^a\} - \{F_{n+1}^i(\{u_{n+1}\})\} - [M]\{\ddot{u}_{n+1}\} - [C]\{\dot{u}_{n+1}\} \quad (4.31)$$

Eşitlik 4.30 veya Eşitlik 4.31’de verilen zaman entegrasyon operatörü, eşzamanlı cebirsel denklemlerin doğrusal olmayan bir sistemini temsil etmektedir. Bu nedenle, zaman entegrasyon operatörünün doğrusallaştırılmış bir formu Newton-Raphson yöntemiyle Eşitlik 4.32 aşağıdaki gibi elde edilebilir:

$$\{R_{n+1}(\{u_{n+1}\})\} + \frac{\partial \{R_{n+1}(u_{n+1}^k)\}}{\partial \{u_{n+1}^i\}} \{\Delta u_{n+1}^k\} = \{0\} \quad (4.32)$$

burada:

(u_{n+1}^k) = k iterasyonundaki $\{u_{n+1}\}$ tahmini

$\{\Delta u_{n+1}^k\}$ = k iterasyonundaki $\{u_{n+1}\}$ yer değiştirme artışı

Eşitlik 4.32 ile Eşitlik 4.33 elde edilebilir:

$$\left[(a_0[M] + a_1[C]) + [K_{n+1}^T(\{u_{n+1}^k\})] \right] \{\Delta u_{n+1}^k\} = \{R_{n+1}(\{u_{n+1}^k\})\} \quad (4.33)$$

burada:

$[K_{n+1}^T(\{u_{n+1}^k\})] = t_{n+1}$ zamanındaki teğet rijitlik matrisi

Doğrusal olmayan yapısal dinamik problemler için program bir kullanıcının genlik bozunma faktörü γ veya Newmark entegrasyon parametrelerini girmesine izin verir.

Eşitlik 4.33'te:

$$a_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2}, \quad a_1 = \frac{\delta}{\alpha \Delta t} \quad (4.34)$$

ve,

$$\alpha = \frac{1}{4}(1 + \gamma)^2, \quad \delta = \frac{1}{2} + \gamma \quad (4.35)$$

olarak yazılabilir.

ANSYS (2015) sönümlenmenin kontrolü ve daha doğru sonuçlar için genlik bozulması faktörü $\gamma = 0.05$ olarak alınmasını önermektedir.

4.4.4.2. Newton Raphson yöntemi

Statik durum sonlu elemanlar genel denklemi Eşitlik 4.36'daki gibi yazıldığında:

$$[K]\{u\} = \{F^a\} \quad (4.36)$$

burada:

$[K]$ = Rijitlik matrisi

$\{u\}$ = Bilinmeyen DOF (serbestlik derecesi) değerlerinin vektörü

$\{F^a\}$ = Uygulanan yüklerin vektörü

Eğer rijitlik matrisi $[K]$, bilinmeyen DOF değerlerinin (veya türevlerinin) bir fonksiyonu ise, o zaman Eşitlik 4.36 doğrusal olmayan bir denklemdir. Newton-Raphson yöntemi, doğrusal olmayan denklemleri çözmenin yinelemeli (iteratif) bir sürecidir ve Eşitlik 4.37 ve Eşitlik 4.38'deki gibi yazılabilir (Bathe, 1986):

$$[K_i^T]\{\Delta u_i\} = \{F^a\} - \{F_i^{nr}\} \quad (4.37)$$

$$\{u_{i+1}\} = \{u_i\} + \{\Delta u_i\} \quad (4.38)$$

burada:

$[K_i^T]$ = Jacobian matrisi (teğet matrisi)

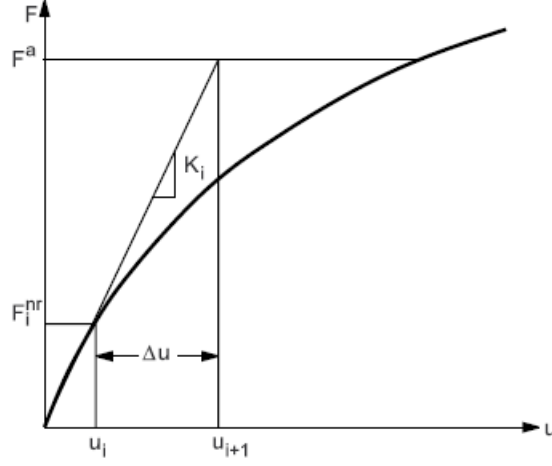
i = geçerli denge iterasyonunu temsil eden alt simge

$\{F_i^{nr}\}$ = elemanın iç yüklerine karşılık gelen yükleri geri yükleme vektörü

$[K_i^T]$ ve $\{F_i^{nr}\}$ her ikisi de $\{u_i\}$ tarafından verilen değerlere göre değerlendirilir. Eşitlik 4.37'nin sağ tarafı artık veya denge dışı yük vektörüdür; yani, sistemin dengede olmadığı miktardır. Tek bir DOF modeli için çözüm yinelemesi, Şekil 4.7'de grafiksel olarak gösterilmiştir. Yapısal bir analizde, $[K_i^T]$ teğet rijitlik matrisi, $\{u_i\}$ yer değiştirme vektörü ve $\{F_i^{nr}\}$ eleman gerilimlerinden hesaplanan geri yükleme kuvveti vektörüdür.

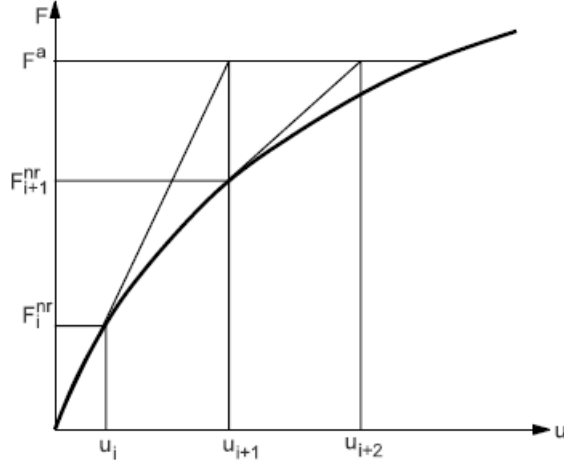
Zamana bağlı analizde, $[K_i^T]$ efektif katsayı matrisi ve $\{F_i^{nr}\}$ efektif uygulanan yük vektörü, atalet ve sönümlleme etkilerini içerir. Aşağıdaki şekillerde görüldüğü gibi, yakınsanmış bir çözüm elde etmek için birden fazla Newton-Raphson yinelemesi gereklidir. Genel algoritma aşağıdaki gibi ilerler:

- i. Bir $\{u_0\}$ varsayalım. $\{u_0\}$ genellikle bir önceki zaman adımındaki yakınsanmış çözümdür. İlk adımda, $\{u_0\} = \{0\}$ dır.
- ii. Güncellenmiş teğet matrisi ve $\{u_i\}$ yapılandırmasıyla düzenlenen yük hesaplanır.
- iii. Eşitlik 4.37'den $\{\Delta u_i\}$ değeri hesaplanır.
- iv. Bir sonraki yaklaşım olan $\{u_i + 1\}$ 'i elde etmek için $\{u_i\}$ ögesine $\{\Delta u_i\}$ eklenir (Eşitlik 4.38)
- v. Yakınsama elde edilene kadar (ii) ile (iv) arasındaki adımlar tekrarlanır.



Şekil 4.7. Newton-Raphson çözümü – bir iterasyon adımı

Şekil 4.7'deki örneğin bir sonraki yinelemesinin $(i + 1)$ çözümü Şekil 4.8'de gösterilmiştir. Sonraki iterasyonlar benzer bir şekilde ilerler ve yineleme işleminin sonunda elde edilen çözüm, yük seviyesine $\{F^a\}$ karşılık gelir. Geri yükleme yük vektörü (mevcut gerilim durumundan, ısı akışlarından vb. hesaplanan) uygulanan yük vektörü $\{F^a\}$ 'ya eşit veya tolerans değerleri içerisinde kaldığında, nihai yakınsanmış çözüm dengede olacaktır,



Şekil 4.8. Newton-Raphson çözümü - sonraki iterasyon adımı

Eğer analiz, yola bağımlı doğrusal olmama durumlarını (plastisite gibi) içeriyorsa, çözüm süreci, yük yolunu doğru bir şekilde takip etmek için bazı ara adımların dengede olmasını gerektirir. Adım adım, artımlı bir şekilde analiz gerçekleştirilir; yani, nihai yük

vektörüne $\{F^a\}$, yükün artışlar halinde uygulanması ve her adımda Newton-Raphson yinelemelerinin gerçekleştirilmesiyle ulaşılır (Eşitlik 4.39):

$$[K_{n,i}^T]\{\Delta u_i\} = \{F_n^a\} - \{F_{n,i}^{nr}\} \quad (4.39)$$

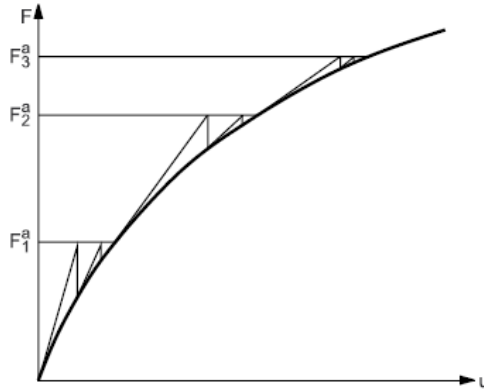
burada:

$[K_{n,i}]$ = n zamanına ait i sayılı iterasyon

$\{F_n^a\}$ = n zamanına ait toplam uygulanan yük vektörü

$\{F_{n,i}^{nr}\}$ = n zamanındaki i sayılı iterasyona ait geri yükleme kuvvet vektörü

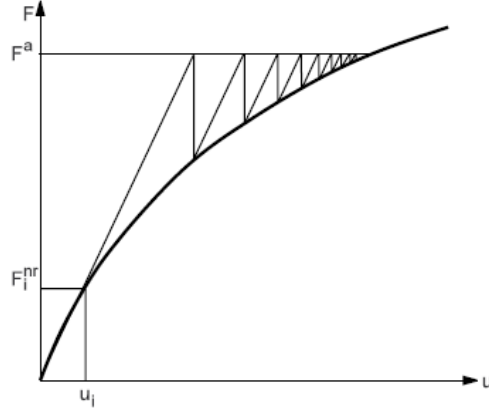
Bu süreç artımlı Newton-Raphson prosedürü olup Şekil 4.9 'da gösterilmiştir. Newton-Raphson süreci, yalnızca herhangi bir yinelemedeki $\{u_i\}$ çözümünün kesin çözüme "yakın" olması durumunda yakınsamayı temin eder. Bu nedenle, yola bağımlı bir doğrusal olmama durumu olsa bile, son yük seviyesine karşılık gelen bir çözüm elde etmek için bazen artımlı yaklaşım (yani, yükleri artışlarla uygulamak) gereklidir.



Şekil 4.9. Artımlı Newton-Raphson süreci

Rijitlik matrisi her iterasyonda güncellendiğinde (Eşitlik 4.37 ve Eşitlik 4.39) işlem “tam Newton-Raphson çözüm süreci” olarak adlandırılır. Alternatif olarak, rijitlik matrisi, modifiye Newton-Raphson süreci kullanılarak daha az sıklıkta güncellenir. Özellikle, statik veya zamana bağlı analizler için, yalnızca her alt adımın sırasıyla birinci veya ikinci iterasyonunda güncellenir. İlk rijitlik sürecinin kullanılması, Şekil 4.10’da gösterildiği gibi, rijitlik matrisinin güncellenmesini önler. Bununla birlikte, modelde bir

çoklu durum ögesi varsa, Newton-Raphson çözümünden bağımsız olarak, durumu değiştirdiği iterasyonda güncellenir (ANSYS, 1999).



Şekil 4.10. Newton-Raphson başlangıç rijitliği

5. YAPILAN ÇALIŞMA VE DEĞERLENDİRME

Bu tez çalışmasında ÖYBKGD barajların deprem etkisiyle oluşan oturmalara bağlı dinamik malzeme parametrelerinin belirlenmesine yönelik araştırma ve çalışma yapılmıştır. Bu nedenle ülkemizde ÖYBKGD baraj tipinde ilk olarak yapımı tamamlanan Kürtün barajı örneğinde statik ve dinamik yükler etkisinde oluşacak deplasmanların tayini için sonlu elemanlar analizi yapılmıştır. İki boyutlu (2-D) düzlem şekil değiştirme (plain strain) şartlarında ANSYS yazılımı kullanılarak doğrusal olmayan statik ve dinamik analizler gerçekleştirilmiştir.

Statik analiz sonuçları Kürtün barajı kretinde ölçülen sonuçları yakınsayıncaya kadar malzeme ve D-C HB model parametreleri kalibre edilmiştir. Statik oturma değerlerini doğrulayan parametreler dinamik analizlerde de kullanılmıştır.

Dinamik modelleme ve analizlerden önce bölgenin sismik yapısı araştırılmış, Kuzey Anadolu Fay (KAF) hattı verileri değerlendirilmiş, Erzincan 1992 deprem ivme kayıtları ve ivme azalım ilişkileri kullanılarak deterministik sismik tehlike analizi yapılmıştır. Baraj gövdesinin dinamik (deprem tepki) analizlerinde dinamik parametreler (Kaya dolgunun kayma modülü G , viskoz sönüm katsayıları α ve β ve sönüm oranı ξ) kullanılarak kaya dolgunun sismik davranışı simüle edilmiştir. Kürtün barajı temelinde veya gövdesinde herhangi bir ivmeölçer ve yatay deformasyon ölçer bulunmadığından baraj kretinde meydana gelen yatay deplasman ve ivme büyüme değerleri literatür sonuçlarını yakınsayıncaya kadar dinamik malzeme parametreleri kalibre edilmiştir. Bulunan sonuçların literatür ile uyumu değerlendirilmiştir. Böylece statik ve dinamik yükler altındaki oturmalara bağlı olarak, bu tezin araştırma konusu olan, ÖYBKGD baraj tipinde inşa edilen Kürtün barajı örneğinde barajın dinamik parametreleri ve tasarım parametrelerinin mertebesinin ne olması gerektiğiyle ilgili sonuçlara ulaşılmıştır.

5.1. Kürtün Barajı

5.1.1. Baraj yeri ve karakteristikleri

Kürtün barajı, Gümüşhane ili Kürtün ilçesi Harşit çayı üzerinde ÖYBKGD baraj tipinde taşkın koruma ve enerji üretimi amaçlı inşa edilmiştir. 85 MW kurulu gücündeki santralde yıllık ortalama 150 milyon kWh enerji üretilmekte olup üretim kapasitesi yıllık 200 milyon kWh'dir. Baraj gövdesi inşasına 1997 yılında başlanılmış ve gövde dolgusu

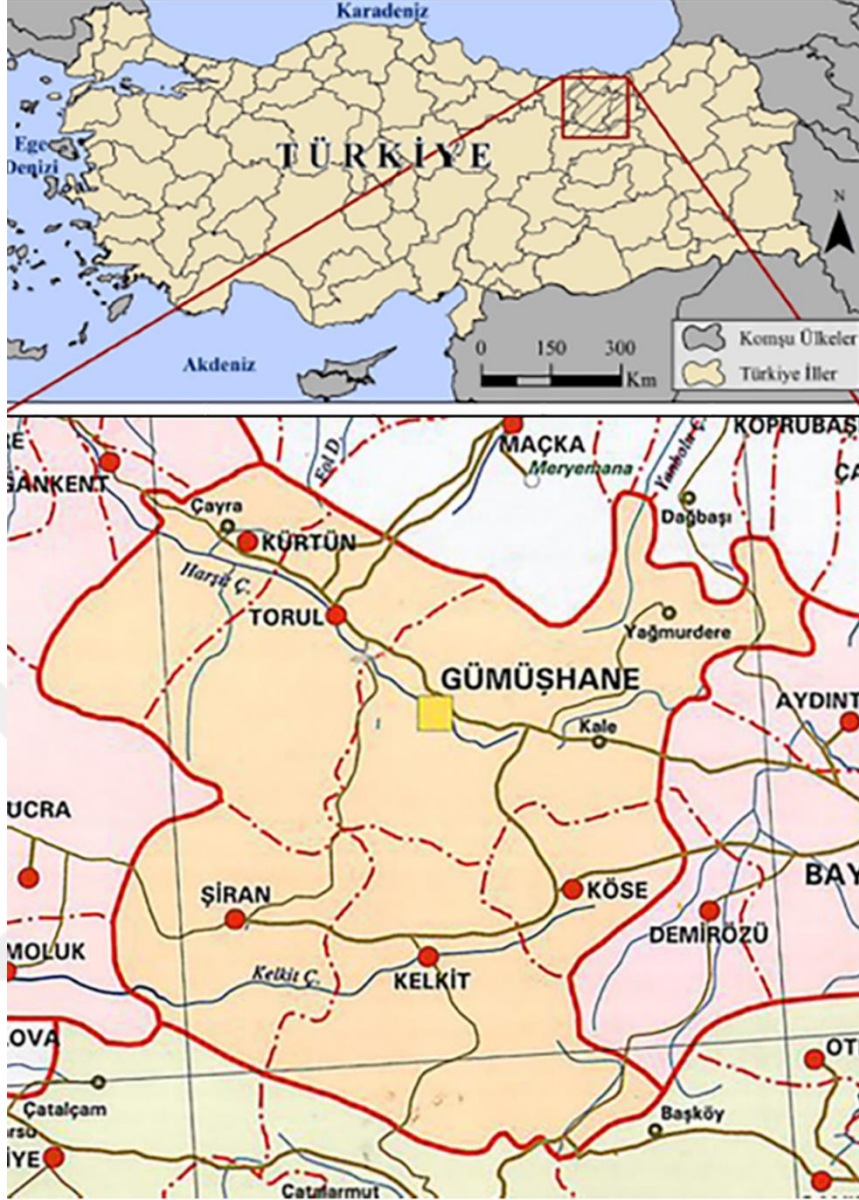
1999 yılında tamamlanmıştır. Memba yüzü beton plak ve parapet duvar inşasına gövde inşasından yaklaşık 1 yıl 8 ay sonra başlanılmıştır. Bu süre içerisinde gövde dolgusu zati ağırlığı etkisiyle oturmalarının büyük bir kısmını tamamlamıştır. Memba şevi beton plağı ile parapet duvar ve arka dolgusu Ocak 2001 ile Ocak 2002 tarihleri arasında tamamlanmıştır. Barajda su tutulmaya 08.02.2002 tarihinde başlanılmış ve 28.05.2005 tarihinde rezervuar su seviyesi 630 m kotuna ulaşarak santralde deneme üretimine başlanılmıştır.

Kret uzunluğu 300 m ve temelden 133 m yüksekliğinde olan Kürtün barajı, memba şevi 1D:1.4Y, mansap şevi ise 1D:1.5Y olarak inşa edilmiştir. Barajın kret kotu 650 m, kret genişliği 11.50 m'dir. Toplam gövde hacmi 3 milyon m³ olup, rezervuar hacmi ise normal su seviyesinde 108 milyon m³'tür.

Barajın uydu görünümü ve coğrafi yerini gösteren harita Şekil 5.1 ve Şekil 5.2'de verilmiştir.



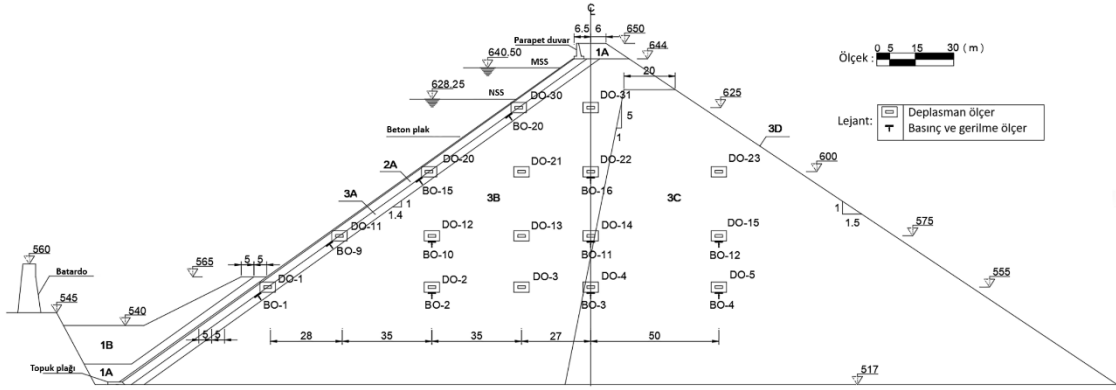
Şekil 5.1 Kürtün Barajı 1100 m yüksekten uydu görüntüsü (Google Earth, 2021)



Şekil 5.2. Gümüşhane ili, Harşit çayı ve Kürtün baraj yeri

5.1.2. Baraj gövdesi ve dolgu malzemesi karakteristikleri

ÖYBKD Barajların tasarımı bir standarda ulaşmış olduğundan Kürtün Barajı da bu standarda uygun olarak tasarlanmıştır. Barajın maksimum yüksekliğe ulaştığı KM:0+180,00 deki enkesiti ve dolgu malzemeleri karakteristikleri Şekil 5.3 ve Çizelge 5.1’de gösterilmiştir. Barajın memba şevi 1D:1.4Y ve mansap şevi 1D:1.5Y olarak tasarlanmıştır. Baraj gövdesinde barajın davranışını gözlemlemek ve ölçümler için 3 enkesitte ve her kesitte 4 farklı kotta toplam 33 adet deplasman ölçer ve 21 adet basınç ölçer ile beton plakta 16 adet düşey derz ölçer ve 6 adet gerilme ölçer cihaz yerleştirilmiştir (Şekil 5.3)

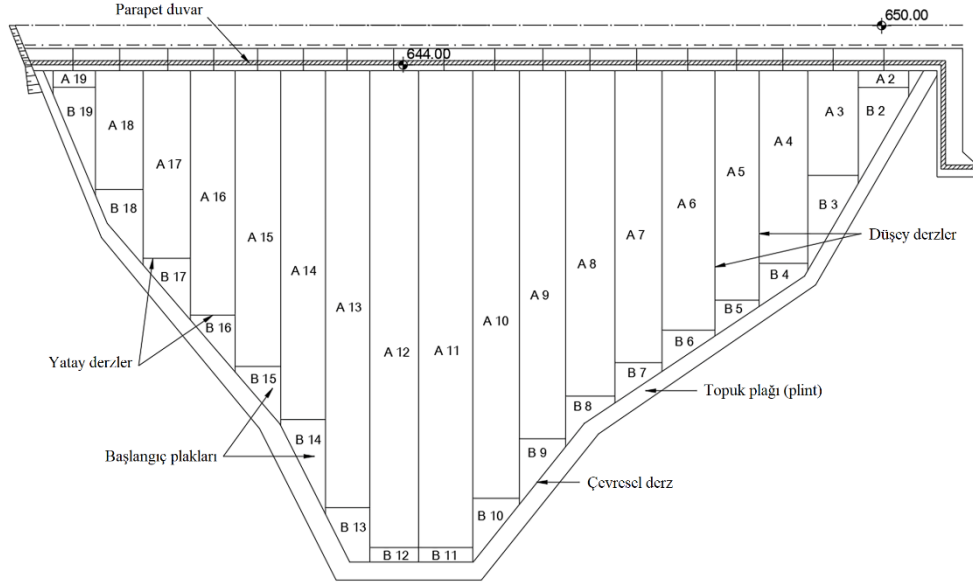


Şekil 5.3 Kürtün barajı gövdesi maksimum enkesiti ve ölçüm cihazları (KM:0+180.00)(DSİ)

Çizelge 5.1. Kürtün Barajı gövde dolgu malzemeleri

Zon	Dolgu Tipi	d_{max} (mm)	Dolgu Miktarı (m^3)	Tabaka Kalınlıkları (m)	Sıkıştırma (10 t Vibrasyonlu Silindir)
1A	Geçirimsiz Dolgu	50	18 000	0.60	4 pas (statik)
1B	Tüvenan alüvyon	400	61 000	0.60	4 pas
2A	Elek Artığı (ya da alüvyon)	150	100 000	0.40	6 pas (yüzeyde: 4 statik + 6 dinamik)
2AA	Filtre	20	24 000	-	-
3A	Seçilmiş Kaya	300	120 000	0.40	6 pas
3B	Ocak Kayası	600	1 243 000	0.80	4 pas + 150 lt/m^3 su
3C	Ocak Kayası	1000	1 600 000	1.20	4 pas
3D	Seçilmiş Kaya	2000	85 000		Riprap (mansap şev kaplaması) (sıkıştırma yok)

Memba şevi eteğinde beton plağın üzerine oturduğu topuk plağı (plint) yer almaktadır. Beton plak kaplama üç doğrultuda deformasyon yapabilecek şekilde çevresel derz ile topuk plağına bağlanmıştır. Beton plak anoları donatılı olarak inşa edilmiş olup, düşey genleşme-büzülme derzleri ve yatay inşaat derzleri ile birbirine bağlanmıştır (Şekil 5.4).



Şekil 5.4 Memba yüzü beton plağında çevresel, yatay ve düşey derzlerin yerleşimi (DSİ)

5.1.3. Baraj yeri jeolojisi

Baraj gövdesi, granodiyorit, bazalt, andezit ve kireçtaşından oluşan formasyon üzerine oturmakta olup, baskın jeolojik formasyon granodiyorittir.

5.2. Sonlu Elemanlar Analizi

Statik ve dinamik sonlu elemanlar analizi aşağıdaki aşamalarla gerçekleştirilmiştir;

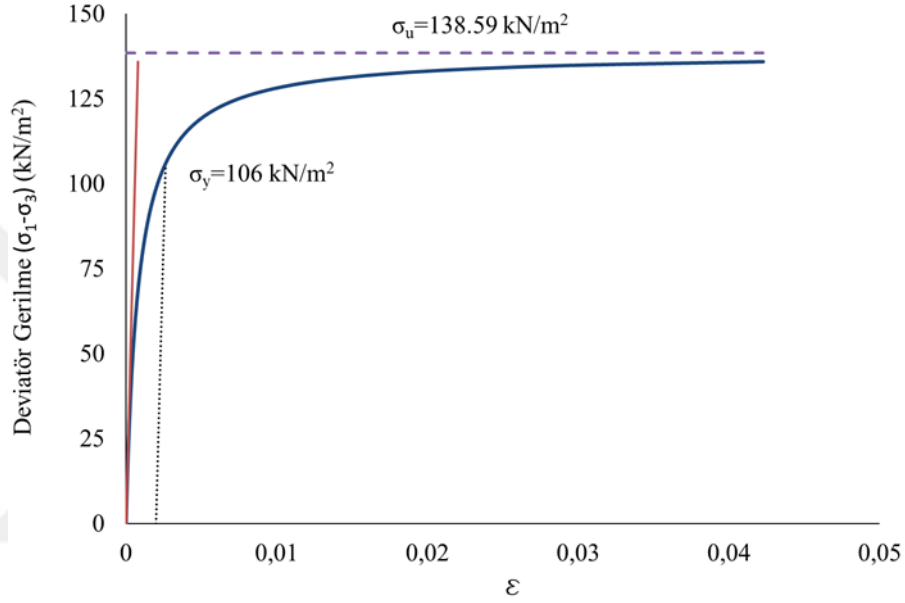
- i. Geometri oluşturma,
- ii. Kontak yüzeyleri tanımlama,
- iii. Sonlu elemanlar ağı (mesh) oluşturma,
- iv. Yük durumları (inşaat sonu, su tutma, işletme),
- v. Çözüm,
- vi. Sonuçlar.

5.2.1. Geometri

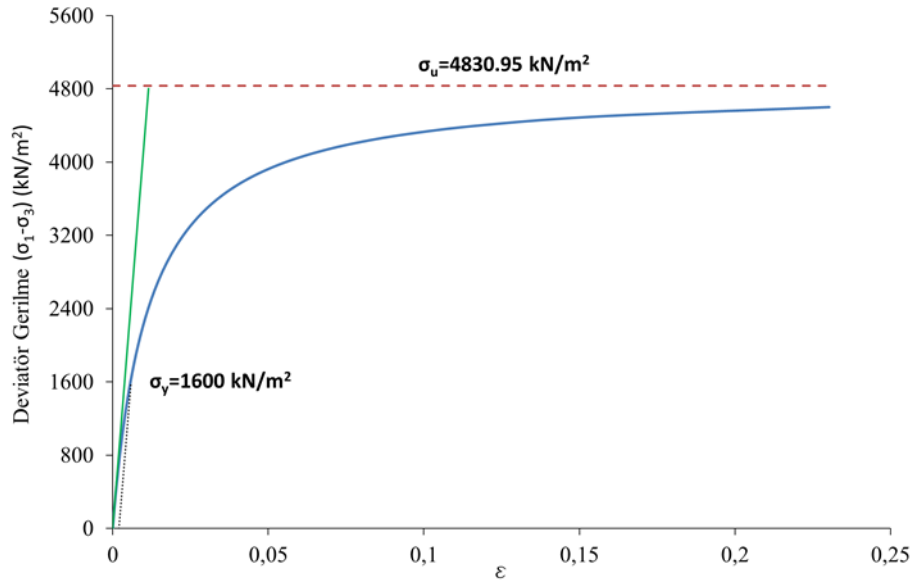
Kürtün barajı gövde dolgu malzemesinin doğrusal olmayan davranışı göz önünde bulundurularak daha doğru sonuçlar elde edebilmek için 127 m yüksekliğindeki baraj

üzere üç durum için gerçekleştirilmiştir. İnşa halindeki dolgu tabakalarının statik ve dinamik kompaksiyon enerjisi uygulanarak serilip sıkıştırılmasına bağlı oturmalar analizlere dahil edilmemiştir.

İki boyutlu (2-D) düzlem şekil değiştirme durumu için 13 tabakaya bölünen baraj geometrisi D-C HB model bağıntıları kullanılarak her tabakanın doğrusal olmayan hiperbolik gerilme-birim deformasyon eğrileri oluşturulmuş (Şekil 5.7-5.8) ve ANSYS ile statik analizler gerçekleştirilmiştir.



Şekil 5.7. D-C HB model ile oluşturulan R1 tabakasına ait gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi



Şekil 5.8. D-C HB model ile oluşturulan R13 tabakasına ait gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi

Hiperbolik parametreler K , n ve R_f değerine bağlı olarak her bir tabaka için oluşturulan gerilme deformasyon eğrileri ile kullanılarak inşaat sonu ve su tutma halleri için ölçülen deplasman değerleri yakınsayınca kadar parametreler kalibre edilerek (Çizelge 5.2) analizler tamamlanmıştır.

Çizelge 5.2. Kalibrasyon sonucu bulunan E_i değerleri

K	N	R_f	E_i (kN/m ²)												
			R13	R12	R11	R10	R9	R8	R7	R6	R5	R4	R3	R2	R1
450	0.37	0.61	97079	94177	91115	87866	84399	80671	76624	72176	67204	61511	54742	46130	33220
1500	0.20	0.75	228671	224951	220967	216673	212009	206894	201217	194816	187443	178686	167773	152947	128077
1500	0.38	0.75	330274	320139	309453	298127	286052	273083	259022	243591	226374	206702	183378	153815	109791
1800	0.38	0.75	396328	384167	371343	357753	343263	327700	310827	292309	271648	248043	220053	184578	131749
2500	0.25	0.75	422095	413529	404395	394596	384007	372462	359731	345484	329218	310106	286616	255312	204519
2500	0.20	0.75	381118	374918	368278	361122	353348	344824	335362	324694	312405	297810	279622	254911	213461

İSH, STH ve İH için statik analizler yapılmış, en yakınsak deplasman değerleri $K=2500$, $n=0.25$, $R_f=0.75$ HB model parametreleri için bulunmuştur.

5.3.1. İnşaat sonu hali (İSH)

Kürtün barajında dolgu malzemesi için kullanılan parametreler benzer barajlardaki verilere dayanılarak literatürden alınmıştır. Beton malzeme parametreleri için TS 500'deki değerler kullanılmıştır.

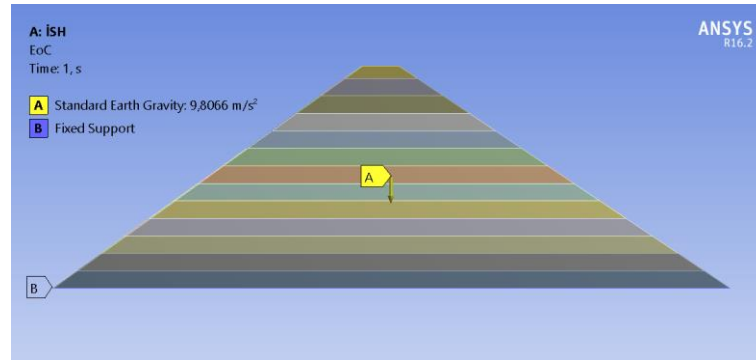
Dolgu malzemesi değerleri;

- Birim hacim ağırlığı, $\gamma = 2100 \text{ kg/m}^3$,
- İçsel sürtünme açısı $\phi=45^\circ$,
- Poisson oranı, $\nu=0.23$

Memba yüzü beton plağı için lineer elastik model parametreleri kullanılmıştır;

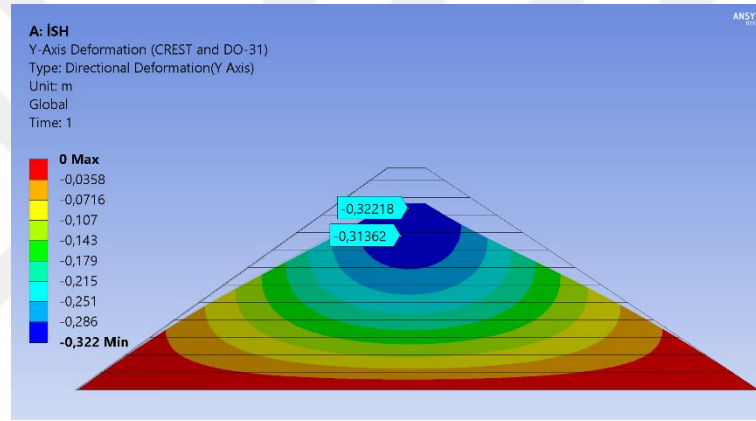
- Birim hacim ağırlığı, $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$,
- Elastisite modülü, $E=28.50 \text{ GPa}$ ($28.50 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$),
- Poisson oranı, $\nu=0.20$

İSH'de baraj gövde dolgusu serme ve sıkıştırma işlemleri tamamlanmış ve baraj beton plağı inşa edilmiş ve fakat henüz su tutulmaya başlanmamıştır. Gövde dolgusu kendi ağırlığı ve beton plağın ağırlığına maruzdur (Şekil 5.9)

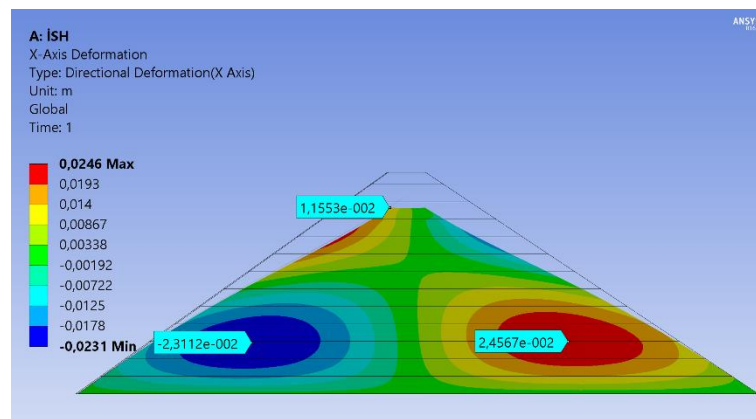


Şekil 5.9. İSH sınır şartları ve yük durumu

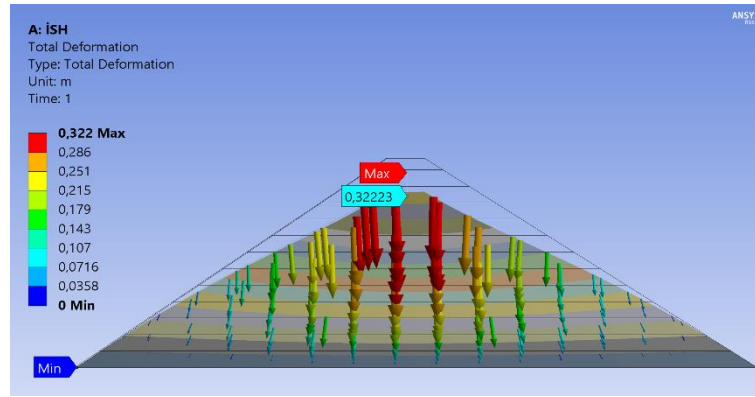
Analiz sonucunda baraj gövdesinde hesaplanan düşey, yatay ve toplam deformasyonlar sırasıyla Şekil 5.10 - 5.12’de verilmiştir.



Şekil 5.10. İSH krette ve DO-31’de düşey deplasmanlar



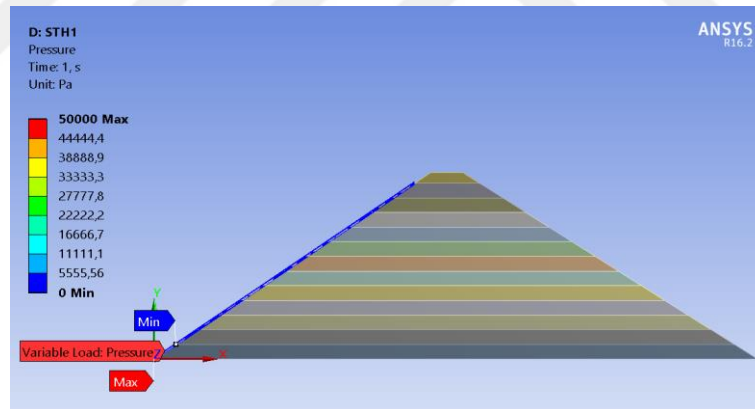
Şekil 5.11. İSH krette ve baraj gövdesinde max. ve min. yatay deplasmanlar



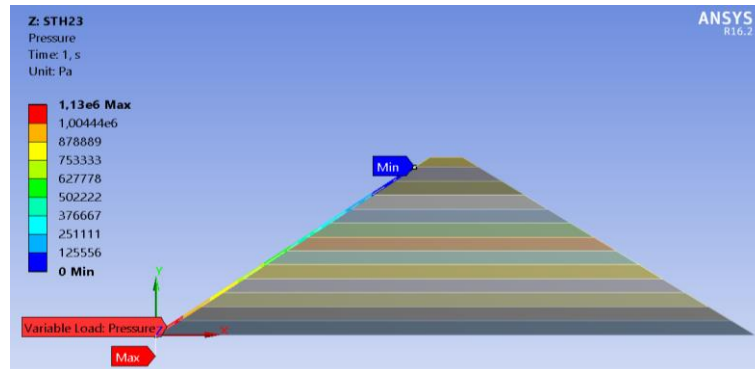
Şekil 5.12. İSH krette ve baraj gövdesinde max. ve min. toplam deplasmanlar

5.3.2. Su tutma hali (STH)

Bu durumda, barajın gövde dolgusu, beton plak, parapet duvar ve duvar arkası dolgunun yapılarak tüm imalatların tamamlanması sonrası su tutma işlemine başlanılmıştır. Rezervuarda ilk defa su tutularak su seviyesi 517 m'den 630 m kotuna kadar 5 m artırılarak kademeli olarak yükseltilmiştir (Şekil 5.13 - 5.14).

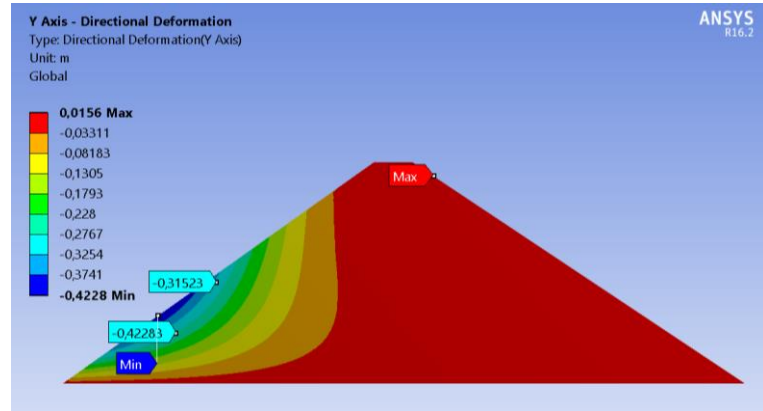


Şekil 5.13. STH ilk 5 m (522 m kotu) kademeli su yükleme durumu

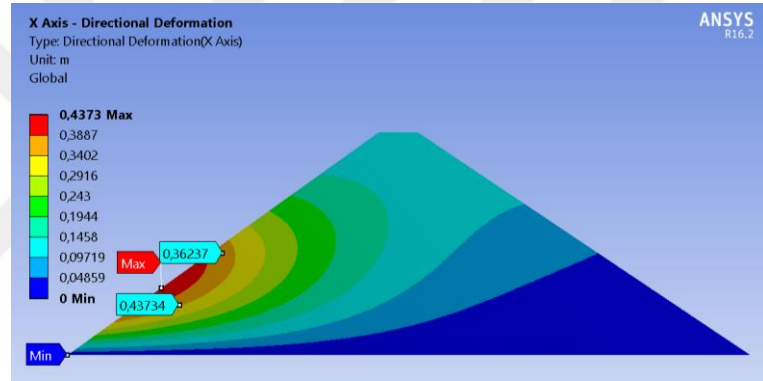


Şekil 5.14. STH son 5 m (630 m kotu) kademeli su yükleme durumu

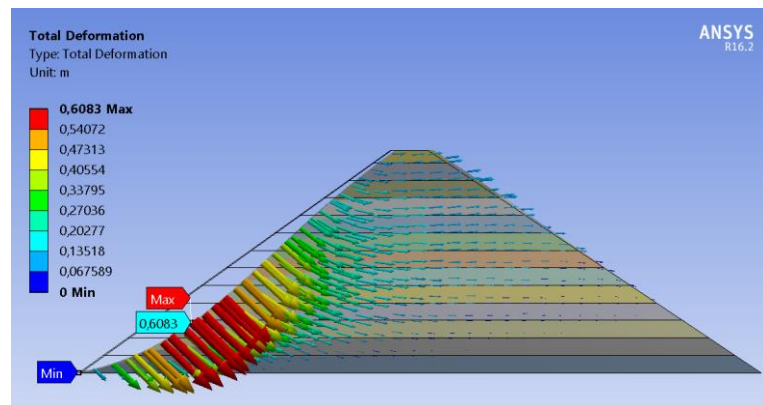
STH için hesaplanan düşey, yatay ve toplam deformasyonlar sırasıyla Şekil 5.15-5.17’de verilmiştir.



Şekil 5.15. STH memba şevi ve DO-11 ölçüm cihazında düşey deplasmanlar



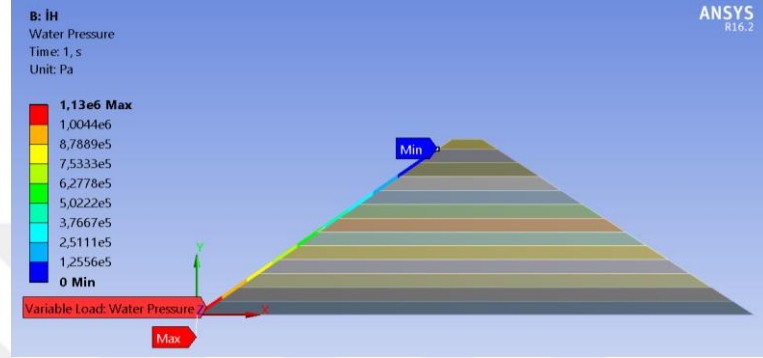
Şekil 5.16. STH memba şevi ve DO-11 ölçüm cihazında yatay deplasmanlar



Şekil 5.17. STH memba şevi max. toplam deformasyon

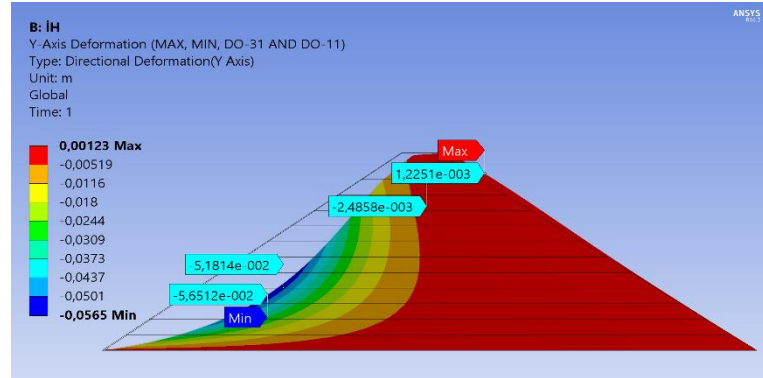
5.3.3. İşletme hali (İH)

Bu durumda, barajın gövde dolgusu, beton plak, parapet duvar ve duvar arkası dolgunun yapılarak tüm imalatların tamamlanması sonrası su tutma işlemi de tamamlanmış ve su seviyesi işletme kotu olan 630 m ye yükseltilmiştir. Böylece baraj memba plağı ve gövde dolgusu 113 m su basıncına maruz kalmıştır (Şekil 5.18)

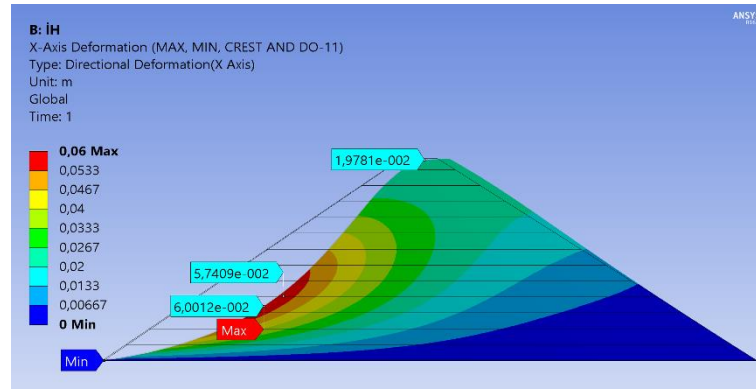


Şekil 5.18. İH rezervuar tam yükleme durumu

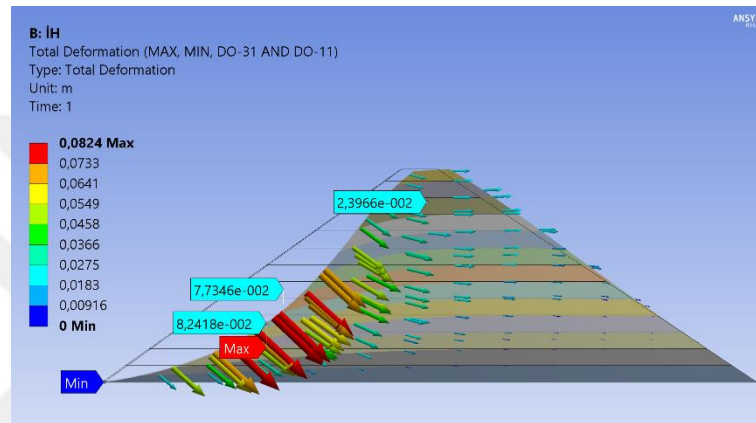
İH için hesaplanan düşey, yatay ve toplam deformasyonlar sırasıyla Şekil 5.19 – 5.22’de verilmiştir.



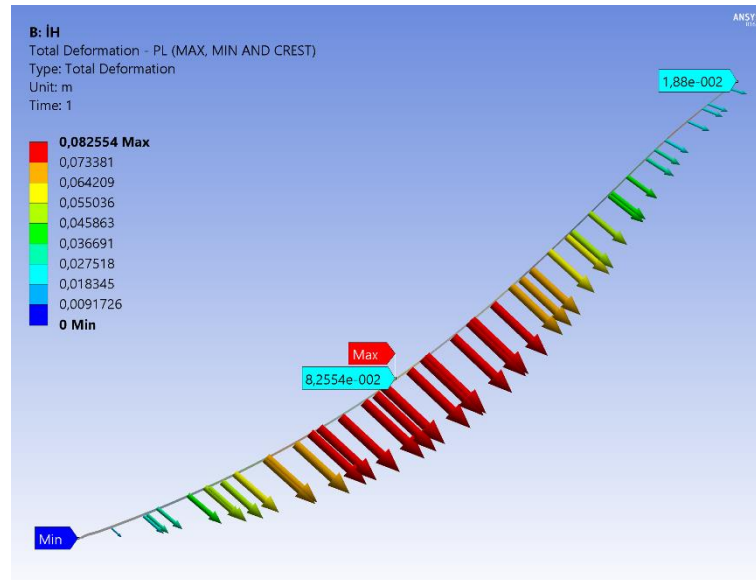
Şekil 5.19. İH DO-31, DO-11 ölçüm cihazları ve baraj gövdesinde max. ve min. düşey deplasmanlar



Şekil 5.20. İH kret, DO-11 ölçüm cihazı ve baraj gövdesinde max. ve min. yatay deplasmanlar



Şekil 5.21. İH DO-31, DO-11 ölçüm cihazları ve baraj gövdesinde max. ve min. toplam deformasyonlar



Şekil 5.22. İH beton plakta yatay deplasmanlar

5.3.4. Statik analiz sonuçları ve değerlendirme

D-C HB zemin modeli kullanılarak yapılan sonlu elemanlar analizinde hesaplanan deformasyonlar, kaya dolgudaki deformasyon ölçüm cihazlarından alınan mevcut kayıtlarla karşılaştırılmıştır (Çizelge 5.3)

R3 kaya dolgu tabakasındaki DO-31 ölçüm cihazı krete en yakın oturma cihazı olduğundan, kret oturmasını temsil etmektedir. Bu nedenle, İSH için hesaplanan yer değiştirmeler, kaya dolgu tabakası R3 'te bulunan ölçüm cihazı (DO-31) tarafından ölçülen düşey deplasman ile karşılaştırılmıştır.

R3'te bulunan DO-31 ve R8'de bulunan DO-11 ölçüm cihazlarının bulunduğu noktalarda hesaplanan ve ölçülen maksimum yatay deplasman ($d_{x\max}$), deplasman ($d_{y\max}$) ve toplam yer değiştirme ($d_{t\max}$) değerleri İSH, STH ve İH için Çizelge 5.3'te verilmiştir.

Çizelge 5.3. İSH, STH ve İH için DO-31 ve DO-11'de hesaplanan ve ölçülen deplasmanlar

Analiz	Ölçüm Cihazı	Kaya Dolgu Tabakası	Kot (m)	Ölçülen deplasman			Hesaplanan deplasman		
				d_x	d_y	d_t	d_x	d_y	d_t
				(cm)			(cm)		
İSH	DO -31	R3	625	–	29.0	–	0.54	-31.36	31.36
STH	DO-11	R8	575		36.50		36.32	-31.52	48,09
İH	DO- 11	R8	575	–	6.50	–	5.74	-5.18	7.74

İnşaat sonu halinde DO-31 de analizle bulunan 31.36 cm oturma değeri, ölçülen değer 29.00 cm ye çok yakındır ve %92.42 lik bir yakınsama sağlanmıştır. Hem bu ölçülen hem de hesaplanan değerler, baraj yüksekliğinin sadece %0.24'üne karşılık gelmektedir. Bu sonuç, Sherard (1963) tarafından ÖYBKD barajlar için verilen %0.4 maksimum oturma sınırından daha düşüktür. Bu durum Kürtün barajı kaya dolgusunun iyi sıkıştırıldığını da göstermektedir.

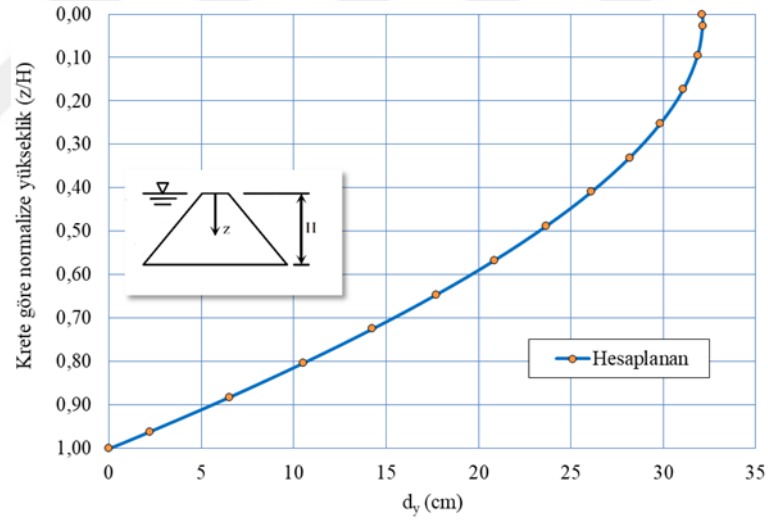
Su tutma halinde DO-11'de analizle hesaplanan 31.52 cm düşey deplasman değeri, ölçülen 36.50 cm değerine çok yakın bir değer olup, %86.36'lık bir yakınsama sağlanmıştır.

İşletme halinde ise DO-11'de hesaplanan 5.18 cm düşey deplasman değeri, ölçülen 6.50 cm değerine yine çok yakın bir değerdir ve %80 yakınsama sağlanmıştır.

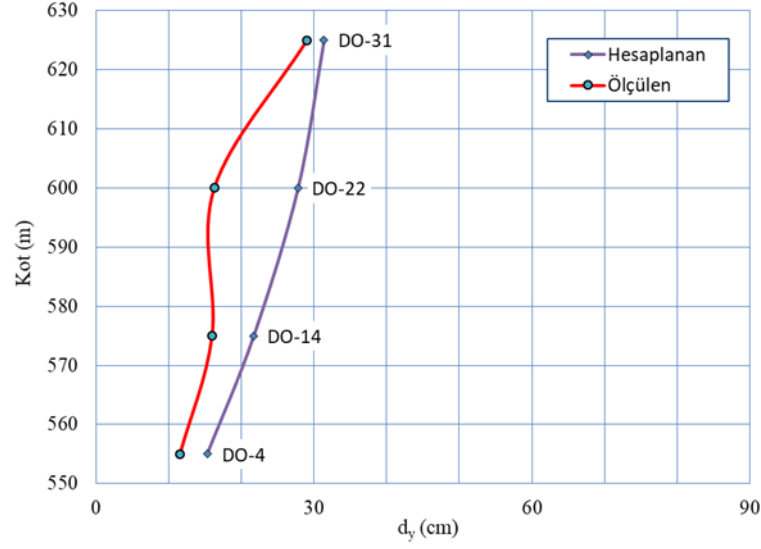
İSH için statik yükleme koşullarında kaya dolgu kendi ağırlığının etkisi altında olduğundan, düşey yer değiştirme toplam yer değiştirmenin ana bileşenini oluşturmaktadır ve yatay yer değiştirmenin her zaman düşey deformasyondan çok daha küçük olması beklenir. Toplam yer değiştirmenin yanı sıra hem düşey hem de yatay yer değiştirmeler de ayrı ayrı incelenmiştir.

Sonuç olarak, her türlü deformasyon değerlendirmesinde, kaya dolgunun kendi ağırlığı altında yatay yönde çok az deforme olduğu ve İSH için deformasyonun çoğunun düşey yönde gerçekleştiği söylenebilir. Ancak ÖYBKD barajlarda su tutulduğunda bu durumun değiştiğini ve yatay yer değiştirmelerin toplam yer değiştirmelere daha fazla katkı sağladığı görülmektedir.

İSH için her bir kaya dolgu tabakasının orta noktasındaki oturmalar Şekil 5.23'te gösterilmektedir (z, baraj kretinden temele doğru derinlik (m)). Baraj eksenı boyunca DO-4, DO-14, DO-22 ve DO-31 noktalarında hesaplanan ve ölçülen oturmalar ise Şekil 5.24'te verilmiştir.



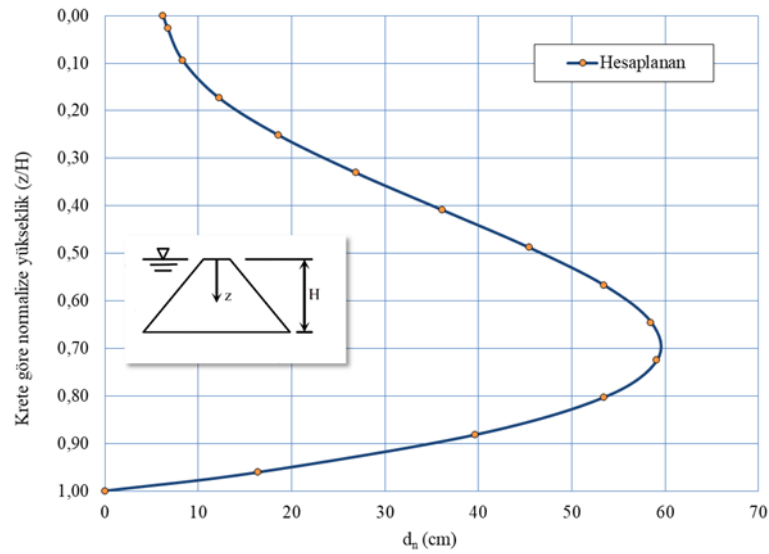
Şekil 5.23. İSH normalize yüksekliğe göre baraj aksı tabaka ortasında hesaplanan oturma değerleri



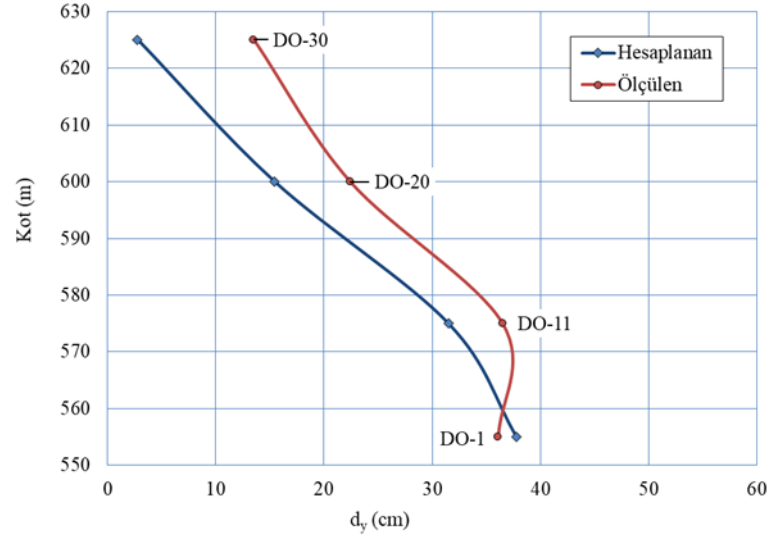
Şekil 5.24. İSH baraj aksındaki DO-4, DO-14, DO-22 and DO-31 cihazlarında ölçülen ve hesaplanan oturma değerleri

İSH maksimum kret oturması R1’de 32.21 cm, maksimum yatay deplasman ise R10’da mansaba doğru 2.46 cm bulunmuştur. STH’de her bir plak tabakasının orta noktasında, krette ve barajın temelle birleştiği noktada hesaplanan plak orta düzlemine dik deplasmanlar baraj yüksekliğine göre normalize edilerek Şekil 5.25’te gösterilmiştir. Burada maksimum deplasmanın memba plağının yaklaşık alt 1/3’ünde meydana geldiği de görülmektedir.

Şekil 5.26’da ise STH için memba plağının hemen altında kaya dolguda yer alan DO-1, DO-11, DO-20 ve DO-30 ölçüm aletlerinde ölçülen ve hesaplanan düşey deplasmanlar gösterilmiştir.



Şekil 5.25. STH memba plağı orta düzlemine dik deplasmanlar



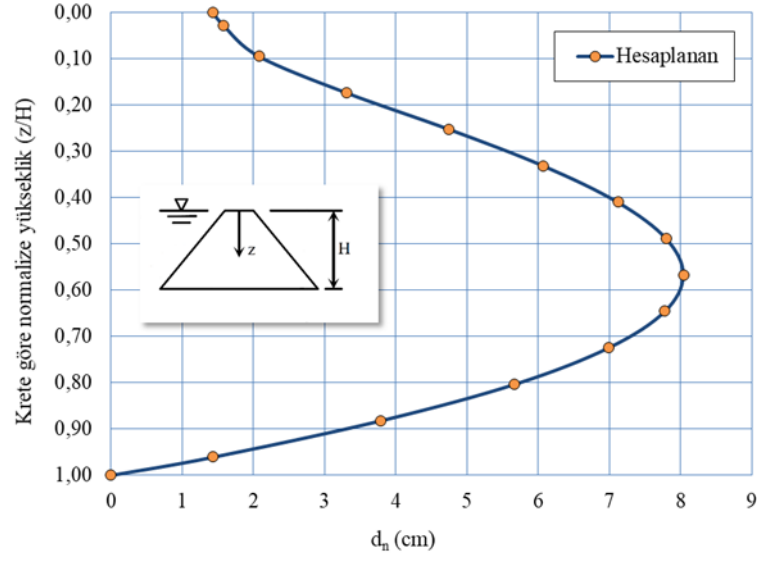
Şekil 5.26. STH için DO-1, DO-11, DO-20 ve DO-30 ölçüm cihazlarında ölçülen ve hesaplanan düşey deplasmanlar

STH de kaya dolguda maksimum yatay deplasman R10'da 43.73 cm, düşey deplasman ise yine R10'da 42.28 cm bulunmuştur. Bu durumda memba plağında maksimum yatay ve düşey yer değiştirme P10'da meydana gelmiş ve sırasıyla 43.73 cm ve 42.28 cm bulunmuştur. Memba plağındaki yatay ve düşey deplasmanların kayadolgu ile eşit çıkması, beton önyüz plağının deplasman yapan kaya dolguyu takip ettiğini göstermektedir ki pratikte de bu şekildedir.

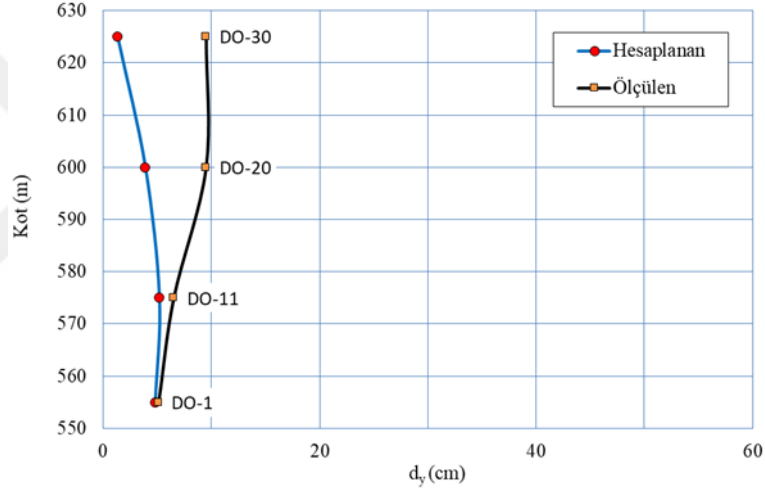
İH de kaya dolguda maksimum yatay ve düşey deplasmanlar R10'da meydana gelmiş ve sırasıyla 6.00 cm ve 5.65 cm bulunmuştur. Memba plağında ise maksimum yatay ve düşey deplasmanlar sırasıyla 6.01 cm ve 5.66 cm olmak üzere P8'de meydana gelmiştir. STH'de olduğu gibi İH'de de memba plağı deformasyon yapan kaya dolguyu takip etmiştir.

İH'de her bir plak tabakasının orta noktasında, krette ve barajın temelle birleştiği noktada hesaplanan plak orta düzlemine dik deplasmanlar baraj yüksekliğine göre normalize edilerek Şekil 5.27'de gösterilmiştir. Burada maksimum deplasmanın memba plağının hemen hemen ortasında meydana geldiği de görülmektedir.

Şekil 5.28'de ise İH için memba plağının hemen altında kaya dolguda yer alan DO-1, DO-11, DO-20 ve DO-30 ölçüm aletlerinde ölçülen ve hesaplanan düşey deplasmanlar gösterilmiştir.

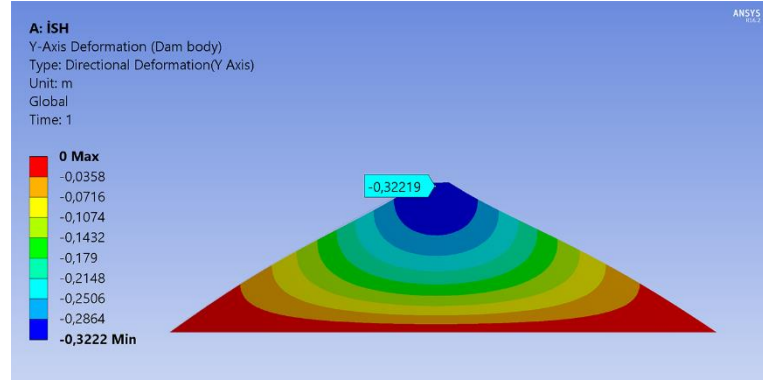


Şekil 5.27. İH memba plağı orta düzlemine dik deplasmanlar

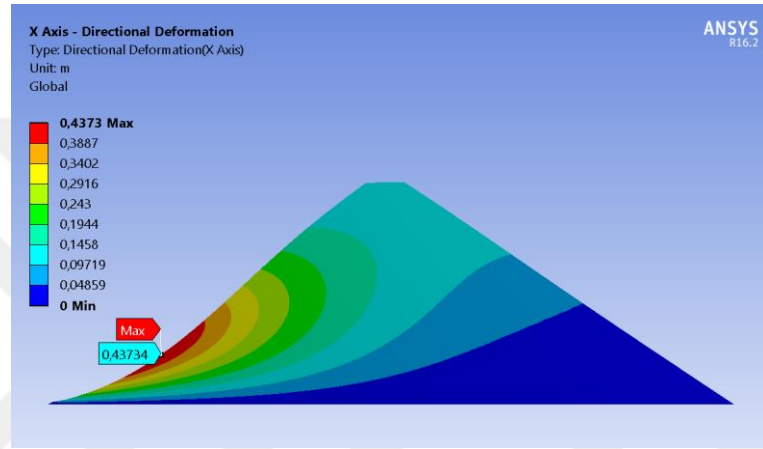


Şekil 5.28. İH DO-1, DO-11, DO-20 ve DO-30 ölçüm cihazlarında ölçülen ve hesaplanan düşey deplasman

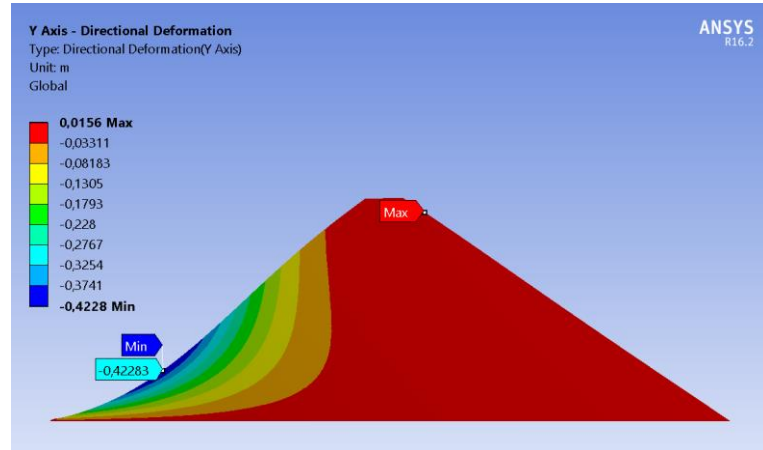
İSH için baraj gövdesi kaya dolguda hesaplanan oturmalar Şekil 5.29'da, STH için kaya dolgu ve memba plağında hesaplanan maksimum yatay ve düşey deplasmanlar Şekil 5.30-5.33'de, İH için dolgu ve ön yüz plağında bulunan maksimum yatay ve düşey deplasmanlar Şekil 5.34-5.37'de verilmiştir.



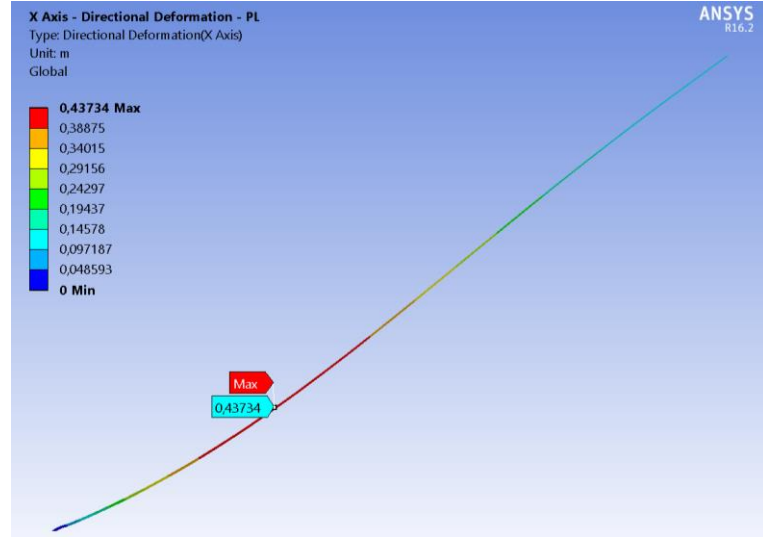
Şekil 5.29. İSH baraj gövdesinde maksimum düşey deplasman ($d_{y\max}$)



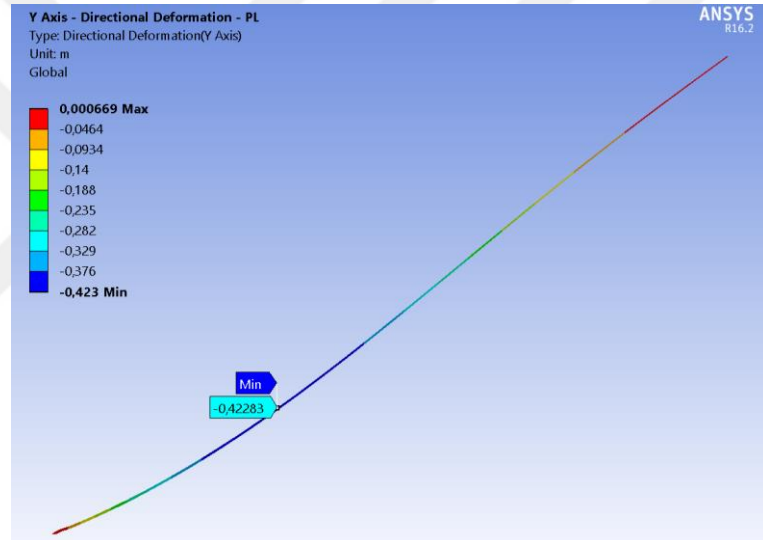
Şekil 5.30. STH maksimum yatay deplasman ($d_{x\max}$)



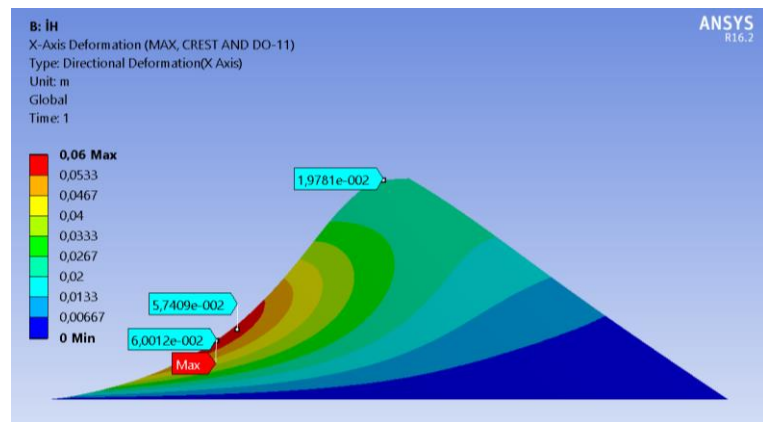
Şekil 5.31. STH maksimum düşey deplasman ($d_{y\max}$)



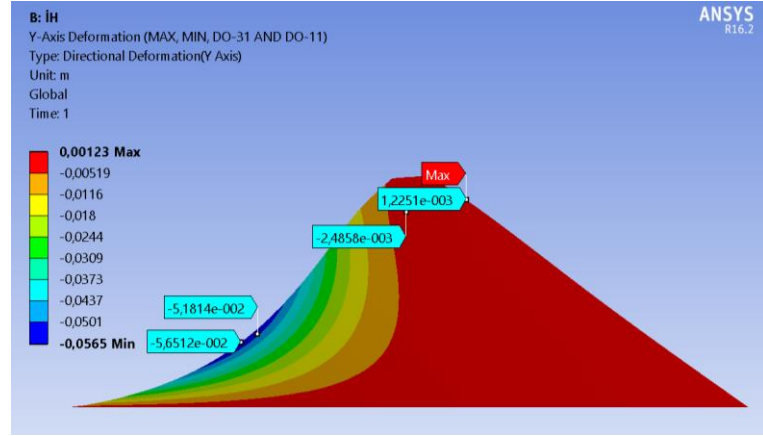
Şekil 5.32. STH plakta maksimum yatay deplasman ($d_{x\max}$)



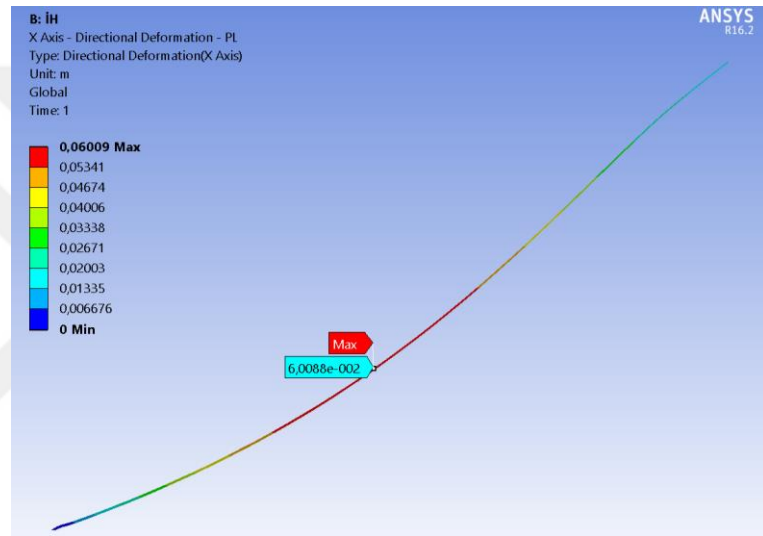
Şekil 5.33. STH plakta maksimum düşey deplasman ($d_{y\max}$)



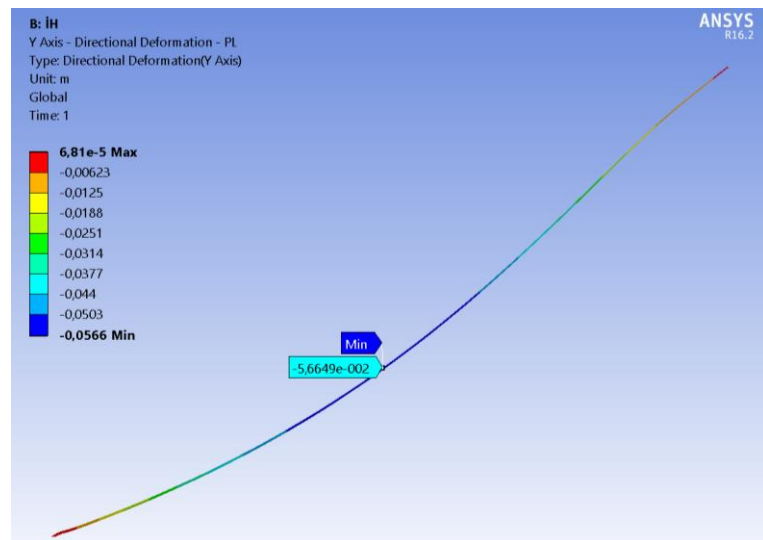
Şekil 5.34. İH maksimum yatay deplasman ($d_{x\max}$)



Şekil 5.35. İH maksimum düşey deplasman ($d_{y\max}$)



Şekil 5.36. İH plakta maksimum yatay deplasman ($d_{x\max}$)



Şekil 5.37. İH plakta maksimum düşey deplasman ($d_{y\max}$)

İSH, STH ve İH için memba plağı ve kaya dolguda hesaplanan ve Şekil 5.29-5.37’de gösterilen maksimum yatay ($d_{x\max}$) ve maksimum düşey ($d_{y\max}$) deplasmanlar Çizelge 5.4’te verilmiştir.

Buna göre İSH maksimum oturma değeri R1’de 32.21 cm, maksimum yatay deplasman ise R10’da 2.46 cm bulunmuştur.

Çizelge 5.4. Kayadolgu ve memba plağında hesaplanan maksimum deplasmanlar

Analiz	Malzeme	Hesaplanan Maksimum Deplasmanlar		
		$d_{x\max}$ (cm)	$d_{y\max}$ (cm)	$d_{t\max}$ (cm)
İSH	Kayadolgu	2.46	-32.21	32.22
		R10	R1	R1
STH	Kayadolgu	43.73	-42.28	60.83
		R10	R10	R10
	Memba plağı	43.73	-42.28	60.83
		P10	P10	P10
İH	Kayadolgu	6.00	-5.65	8.24
		R10	R10	R10
	Memba plağı	6.01	-5.66	8.26
		P8	P8	P8

Ayrıca, ÖYBKD barajlarda hesaplanan ve ölçülen deformasyon değerlerine ilişkin önceki bazı çalışmalar, rezervuar yüklemesi için Çizelge 5.5’te verilmiştir.

Çizelge 5.5. İH (rezervuar tam yüklenmesi) ÖYBKD barajlarda memba plağında hesaplanan ve ölçülen deformasyon değerlerine ilişkin önceki çalışmaların Kürtün barajı ile karşılaştırılması

Baraj adı	Ülke	Yükseklik (H)	Su Yüksekliği (Hw)	Hesaplanan düşey deplasman (dy)	Ölçülen düşey deplasman (dy)	dy/H	dy/Hw
		(m)	(m)	(cm)	(cm)	%	%
Salvajina	Kolombiya	148	130	-	5.00	0.034	0.038
Cethana	Avusturalya	110	100.50	-	6.50	0.059	0.065
Aguamilpa	Meksika	187	157	-	15.00	0.080	0.096
Kürtün	Türkiye	130	113	5.61	6.50	0.05	0.058

Bu sonuçlar, D-C HB modelinin, yüklemelerin, sınır koşullarının ve baraj geometrisinin analizlerde başarıyla uygulandığını göstermektedir. Böylece, Kürtün barajı

gövdesindeki kaya dolgu malzemenin statik parametreleri gerçek deformasyonları doğrularak HB modeli ve doğrusal olmayan analizle güvenilir bir şekilde bulunmuştur.

5.4. Dinamik Analiz

Kürtün barajı gövdesinde herhangi bir ivmeölçer ve yatay deplasman ölçer bulunmamaktadır. Ayrıca, baraj gövdesinin maruz kaldığı herhangi bir depremden dolayı ölçülmüş deplasman verisi de bulunmamaktadır. Bu nedenlerden dolayı dinamik analizlerde, statik analiz kalibrasyon çalışmaları ile baraj gövdesinde ölçülen deplasman değerlerini yakınsayan HB model ve malzeme parametrelerinin yanı sıra, literatürde bu yükseklikteki ÖYBKGD barajların kretinde meydana gelen oturma değerleri ile ivme değerlerini yakınsayan sonuçlara ulaşıncaya kadar dinamik malzeme parametreleri kalibrasyon çalışmaları yapılmıştır.

Küçük kayma birim deformasyonu ($0.03 \cdot 10^{-4}$ 'ten daha küçük) için dinamik kayma modülü ölçülen kayma dalgası hızından Eşitlik 5.1 ile hesaplanabilmektedir.

$$G_{\max} = \rho V_s^2 \quad (5.1)$$

Burada ρ yoğunluk ve V_s kayma dalgası hızı olup, ölçülmüş bir kayma dalgası verisi olmadığı için yapılan analizlerde $G_{\max}$ için Eşitlik 5.2 kullanılmıştır (Seed ve Idriss, 1970).

$$G_{\max} = 1000 K_{2\max} (\sigma'_m)^{1/2} \quad (5.2)$$

Burada,

$$\sigma'_m = \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_3)}{3} \quad (5.3)$$

ve $K_{2\max}$ ise malzemenin boşluk oranı ve rölatif sıkılığına bağlı bir katsayıdır ve $G_{\max}$ (psf) için 80 ile 180 arasında alınması önerilmektedir (Seed ve ark., 1984).

Dinamik analizlerde Rayleigh sönümü ile doğrusal olmayan zamana bağlı analizler yapılmıştır. Analiz sonuçları literatürdeki değerlerle mukayese edilmiştir.

5.4.1. Dinamik analiz için senaryolar

Dinamik analizler için iki senaryo çalışılmıştır.

Senaryo I: Deprem ivmesi baraj temeline doğrudan etkitilerek ivme ve deplasmanların kretteki mertebelerinin belirlenmesi,

Senaryo II: ivme azalım ilişkileri kullanılarak azaltılmış ivme değerleri gövdenin oturduğu temel kayasına etkitilerek ivme ve deplasmanların kretteki mertebelerinin belirlenmesi.

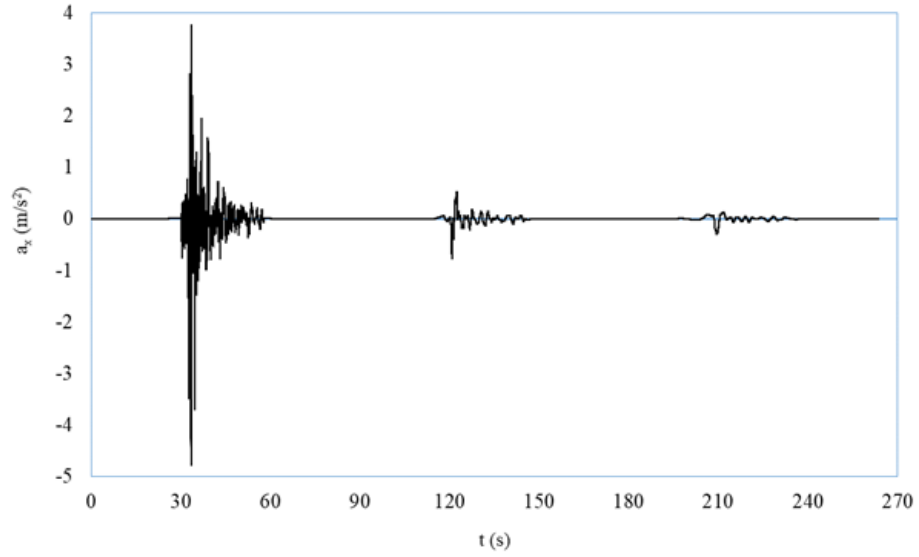
Her iki senaryo için İSH ve İH analizleri gerçekleştirilmiştir.

Deprem senaryo çalışmaları için öncelikle baraj yerine en yakın diri fay olan KAF hattı üzerinde meydana gelen en yüksek magnitüdlü depremler araştırılmıştır. Bu depremlerden birincisi 1939 tarihinde meydana gelen $M_w=7.9$ büyüklüğündeki, ikincisi ise 13.03.1992 tarihinde meydana gelen $M_L=6.1$ ($M_w=6.8$) büyüklüğündeki Erzincan depremleridir. 1992 Erzincan deprem verileri AFAD'dan temin edilmiştir (Çizelge 5.6).

Çizelge 5.6. Erzincan 13.03.1992 17:18:39.40 (GMT) deprem kaydı (AFAD)

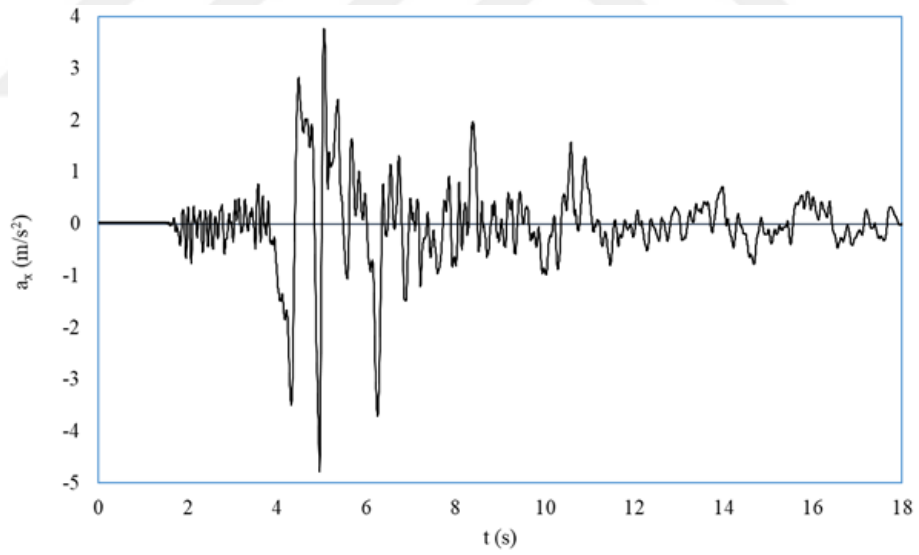
STRONG GROUND MOTION RECORDS OF TURKIYE		
PLACE	:	ERZINCAN MERKEZ METEOROLOJİ MUDURLUGU
EARTHQUAKE DATE	:	13/03/1992 17:18:39.40 (GMT)
EPICENTER COORDINATES	:	39.72000N-39.63000E
EARTHQUAKE DEPTH (km)	:	23
EARTHQUAKE MAGNITUDE	:	6.1 M_L
STATION ID	:	2402
STATION COORDINATES	:	39.75200N-39.48700E
RECORDER TYPE	:	SMA-1
RECORDER SERIAL NO	:	2418
RECORD TIME	:	13/03/1992 17:18:39.40 (GMT)
NUMBER OF DATA	:	(N-S) 17592 (E-W) 17592 (U-D) 11592
SAMPLING INTERVAL (sec)	:	0.00500000
PGA VALUES (gal)	:	(E-W) 478.770000
PGV VALUES (cm/s)	:	(E-W) 78.223000
PGD VALUES (cm)	:	(E-W) 29.495000

Veriler düzenlenerek zaman tanımında ivme, hız ve deplasman grafikleri çizilmiştir (Şekil 5.38-5.39)

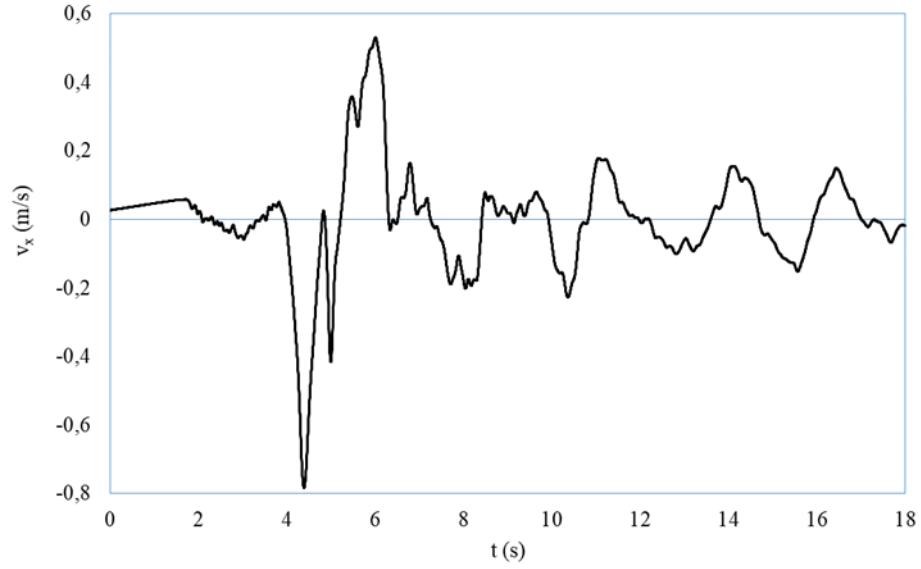


Şekil 5.38 Erzincan depremi (1992) zaman tanımında ivme değerleri (PGA=4.78 m/s²)

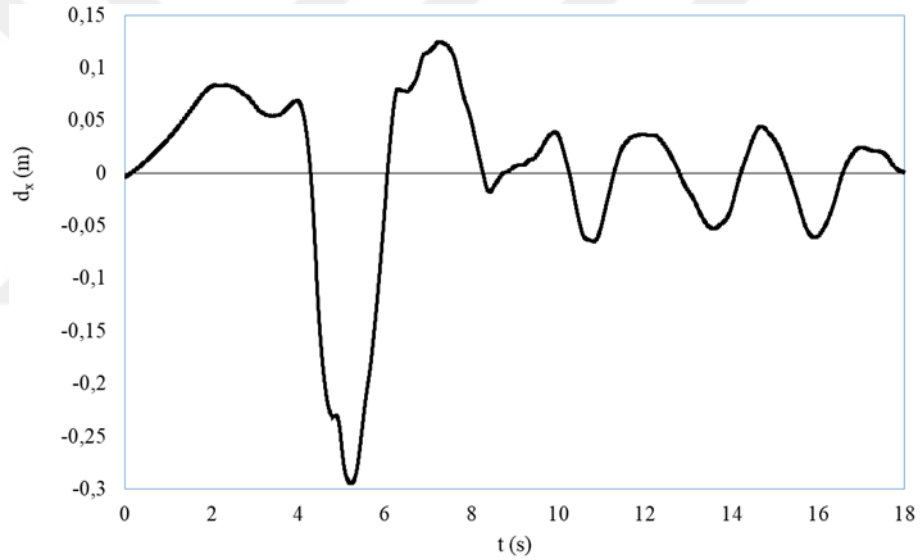
Şekil 5.38’de verilen ivme-zaman grafiğinin 28-46 s’leri arası ivme değerleri kullanılarak yeniden ivme, hız ve deplasman grafikleri oluşturulmuş (Şekil 5.39) ve sismik tehlike analizleri 18 s’lik süre için yapılmıştır.



(a)



(b)

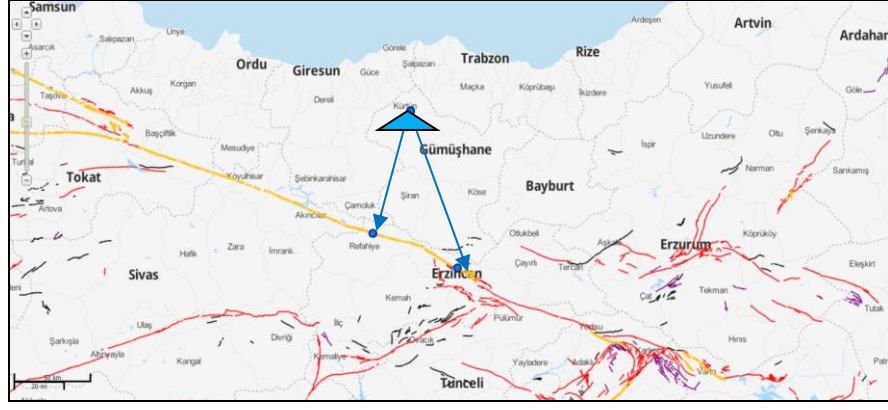


(c)

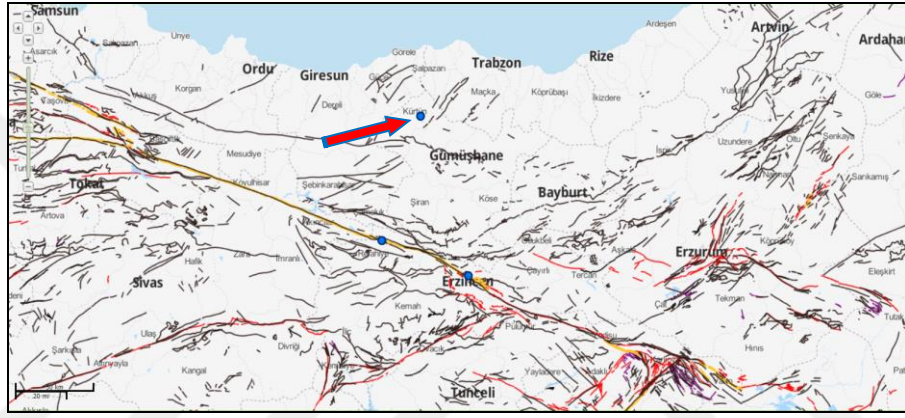
Şekil 5.39. Erzincan depremi'nin (1992) zaman tanımında 28-46 s arası (a) İvme (b) Hız (c) Deplasman grafikleri

5.4.2. Kürtün barajı ivme azalım ilişkisi

Kürtün Barajının, KAF hattının 360 km uzunluğundaki Erzincan segmentine dik mesafede uzaklığı yaklaşık 82.00 km, Erzincan 1939 ve 1992 depremlerinin merkez üssüne olan mesafesi ise yaklaşık 105.00 km dir (Şekil 5.40).



Şekil 5.40. Kürtün barajının KAF hattı ve 1992 Erzurum deprem merkez üssüne olan uzaklıkları ve diri faylar (MTA)



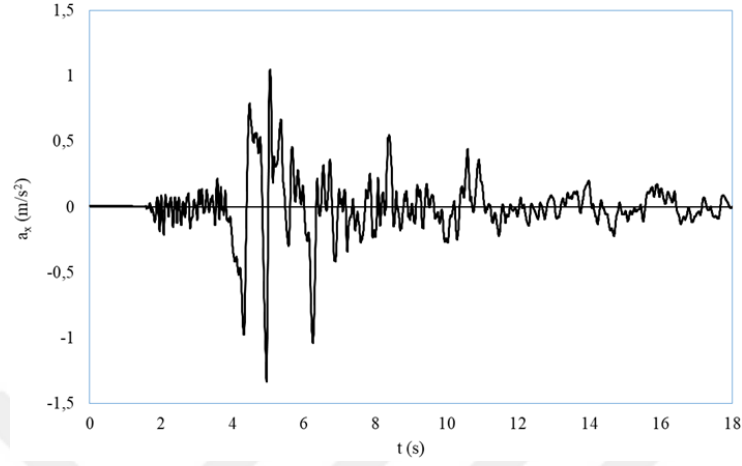
Şekil 5.41. KAF hattı ve Kürtün barajı civarındaki faylar (MTA)

İvme değerleri ivme azalım ilişkileri ile baraj gövdesinin oturduğu yere taşınmış (82 km), azaltılmış yeni ivme değerleri kullanılarak ivme ve deplasmanların kretteki mertebeleri belirlenmiştir. İvme azalım ilişkileri için Pasific Earthquake Engineering Research (PEER) Center tarafından güncellenen yeni nesil azalım ilişkileri (NGA WEST2, 2015), kullanılmıştır. İvme azalım ilişkileri ile hesaplanan azaltılmış yeni ivme değerleri Çizelge 5.7’de verilmiştir.

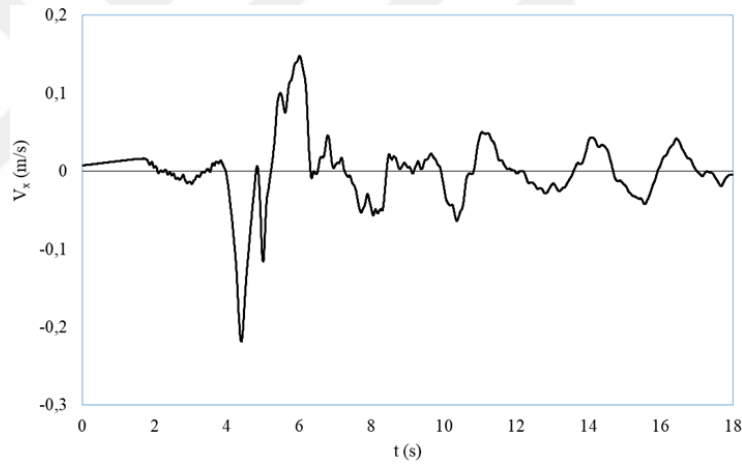
Çizelge 5.7. İvme azalım ilişkilerine göre bulunan azaltılmış pik yer ivme değerleri

Sıra No	İvme Azalım Bağıntı	PGA ($\xi=0.5$)
1	Abrahamson & Silva & Kamai	0.134
2	Boore & Stewart & Seyhan & Atkinson	0.157
3	Campbell & Bozorgnia	0.134
4	Chiou & Youngs	0.131
5	Idriss	0.110
	Ağırlıklı Ortalama Pga(g)	0.136(g)

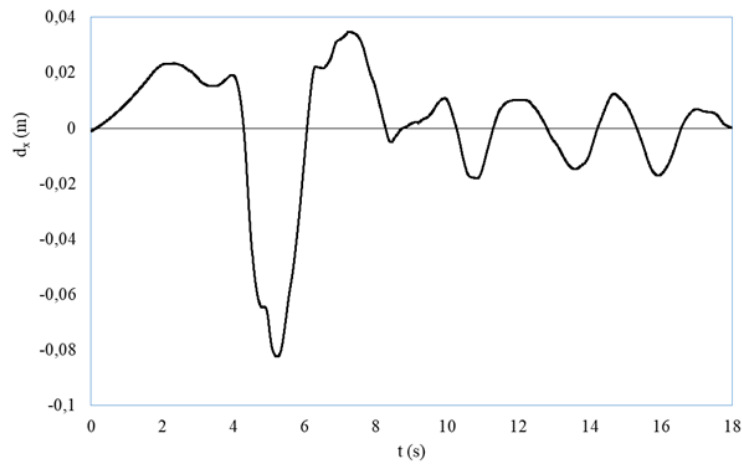
KAF'tan baraj sahasına olan 82 km mesafeye göre azaltılmış ivme değerleri Erzincan 1992 ivme değerlerine ölçeklenerek hesaplanan yeni ivme, hız ve deplasman grafikleri zaman tanımında Şekil 5.42'de verilmiştir.



(a)



(b)

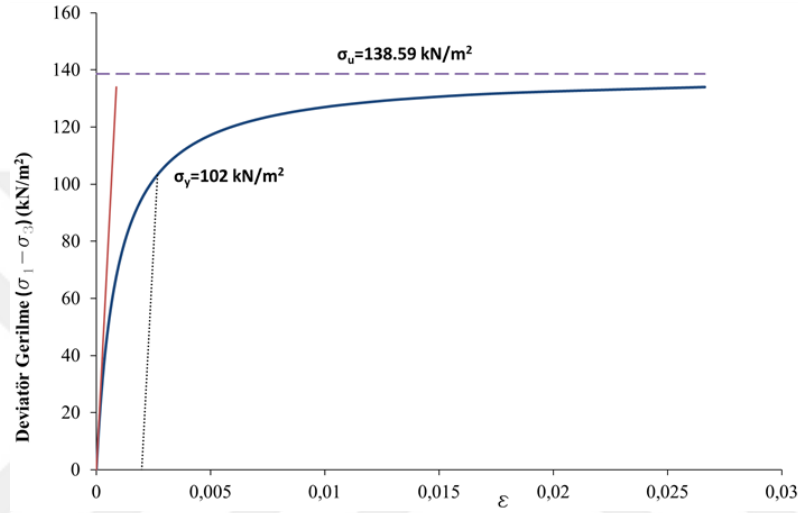


(c)

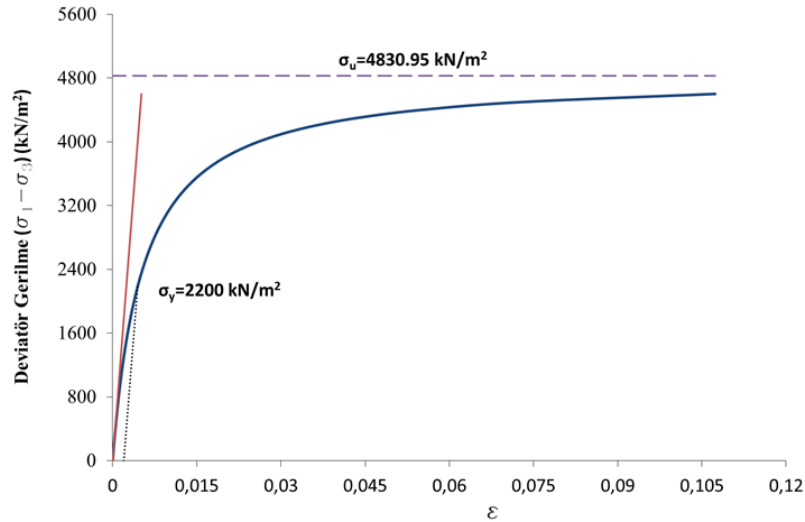
Şekil 5.42. İvme azalım ilişkileri ile bulunan ve ölçeklenen (a) İvme (b) Hız (c) Deplasman grafikleri

5.4.3. Rayleigh sönümü ile doğrusal olmayan zamana bağlı analiz

ANSYS ile Rayleigh sönüm katsayıları kullanılarak 13 tabakaya bölünen baraj gövdesinin her bir tabakasının D-C HB model ile bulunan gerilme deformasyon eğrisi (Şekil 5.43-5.44) tanımlanarak doğrusal olmayan zamana bağlı analiz yapılmış ve baraj gövdesinin her bir tabakasının orta noktası, temel ve kretteki deplasman değerleri bulunmuştur.



Şekil 5.43. HB model bağıntıları ile oluşturulan R1 tabakasına ait gerilme birim şekil değiştirme eğrisi



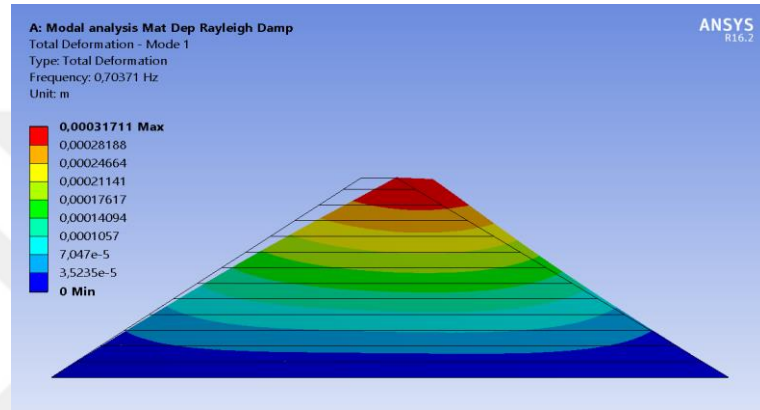
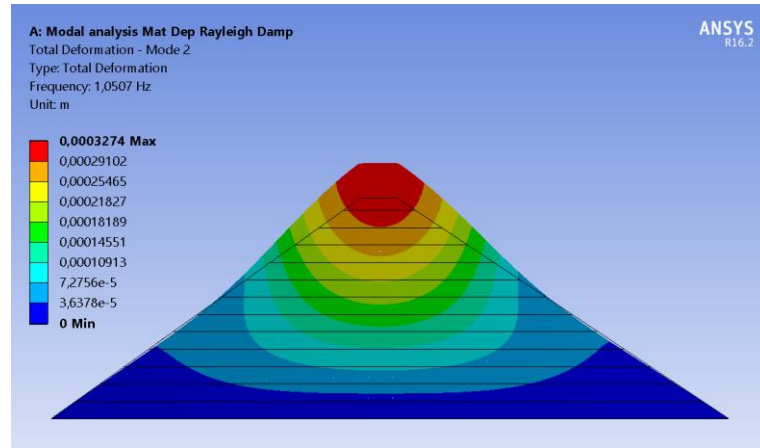
Şekil 5.44. HB model bağıntıları ile oluşturulan R13 tabakasına ait gerilme birim şekil değiştirme eğrisi

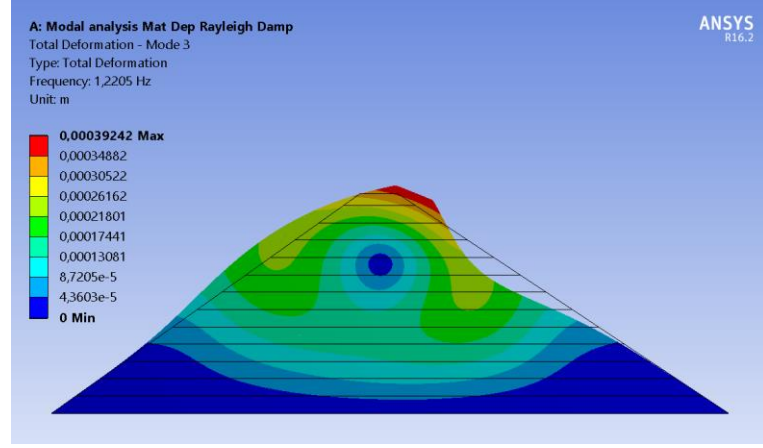
Modal analiz yapılarak baraj gövdesinin mod şekilleri ve toplam deplasmanlar (Şekil 5.45-5.48) ile, modların doğal titreşim frekansları (Çizelge 5.8) ve Rayleigh sönüm katsayıları bulunmuştur.

Çizelge 5.8. Baraj gövdesinin ilk 4 mod frekans değerleri

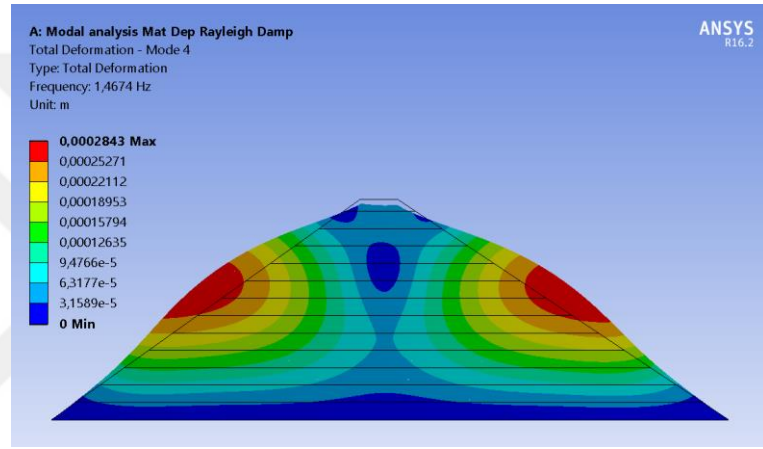
Mod	Frekans (Hz)
1	0.70371
2	1.0507
3	1.2205
4	1.4674

Baraj yapıları için literatürde önerilen $\xi=0.05$ (%5) sönüm oranı kullanılarak Rayleigh α kütle matrisi ve β rijitlik matrisi katsayıları sırasıyla, 0.28045 ve 0.00827 bulunmuştur.

**Şekil 5.45.** Kürtün barajı 1. mod şekli ve doğal titreşim frekansı (0.70371 Hz)**Şekil 5.46.** Kürtün barajı 2. mod şekli ve doğal titreşim frekansı (1.0507 Hz)



Şekil 5.47. Kürtün barajı 3. mod şekli ve doğal titreşim frekansı (1.2205 Hz)



Şekil 5.48. Kürtün barajı 4. mod şekli ve doğal titreşim frekansı (1.4674 Hz)

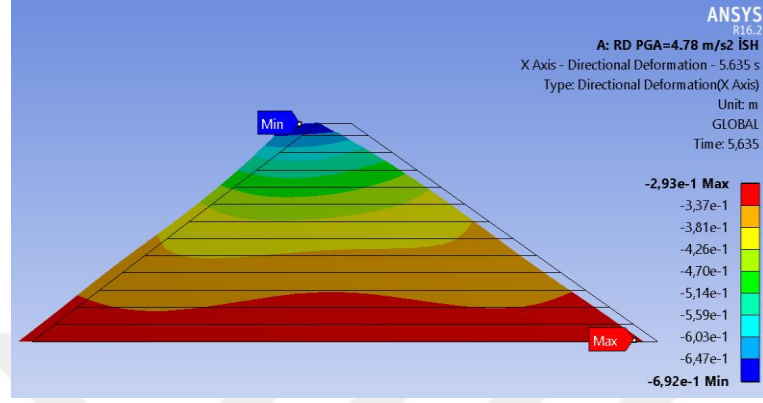
5.4.4. Senaryo I'e göre doğrusal olmayan dinamik analiz

Rayleigh sönümü ile doğrusal olmayan zamana bağlı analiz yapılmıştır. Baraj gövde dolgusu membasındaki beton plak davranışı bu çalışmanın kapsamında olmadığından ve baraj temel kayası çok rijit olduğundan modellemeye dahil edilmemiştir. Deprem ivmesi baraj temeline doğrudan etkililerek ivme ve deplasmanların kretteki mertebeleri belirlenmiştir.

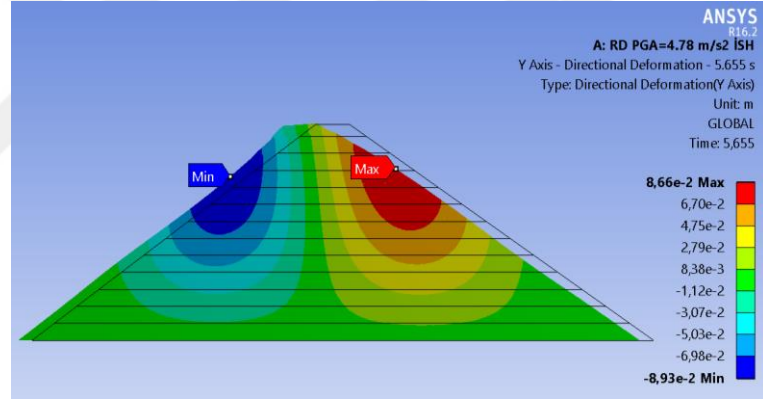
5.4.4.1. İnşaat sonu hali

Bu durumda baraj gövdesinin tabakalar halinde serme ve sıkıştırma işlemleri ile gövde dolgu inşası tamamlanmış fakat su tutma işlemine henüz başlanılmamıştır.

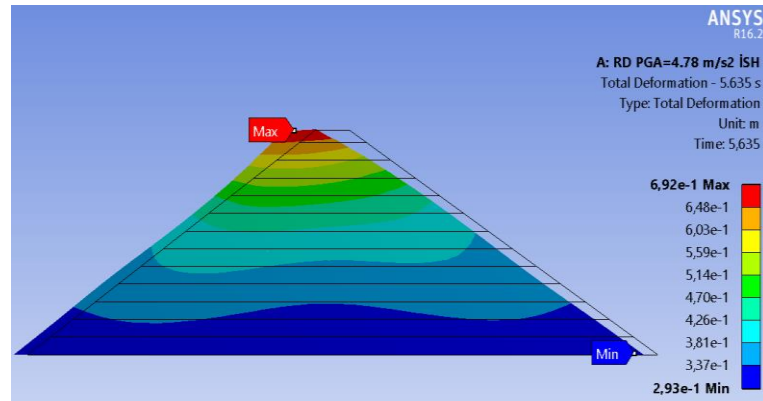
Erzincan 1992 depremi pik yer ivmesi $PGA=4.78 \text{ m/s}^2$ baraj ana kayasına etkililerek baraj gövdesindeki her bir tabakanın orta noktası, memba-mansap şevleri ve kretteki deplasman, oturma ve ivme değerleri bulunmuş ve Şekil 5.49-5.58’de gösterilmiştir.



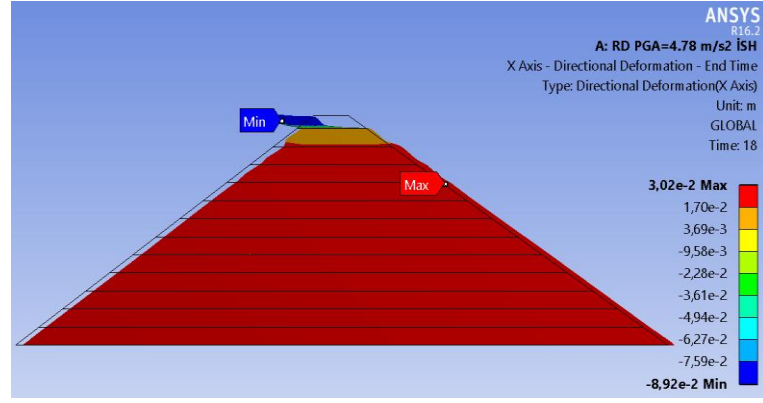
Şekil 5.49. İSH zaman tanımı içinde baraj gövdesinde maksimum yatay deplasman ($d_{x\max}$, $t=5.635 \text{ s}$)



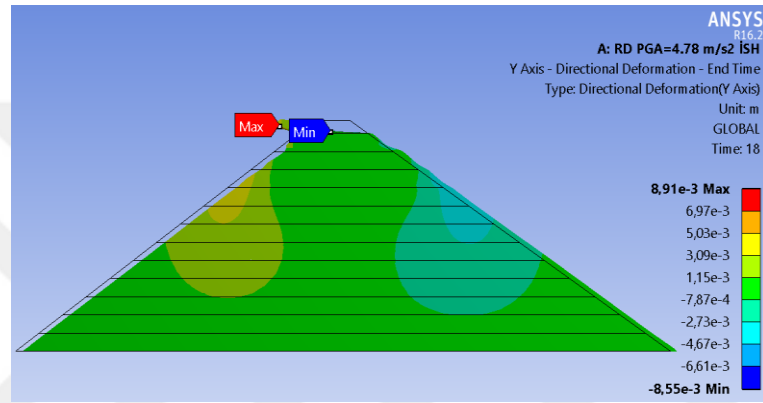
Şekil 5.50. İSH zaman tanımı içinde baraj gövdesinde maksimum düşey deplasman ($d_{y\max}$, $t=5.655 \text{ s}$)



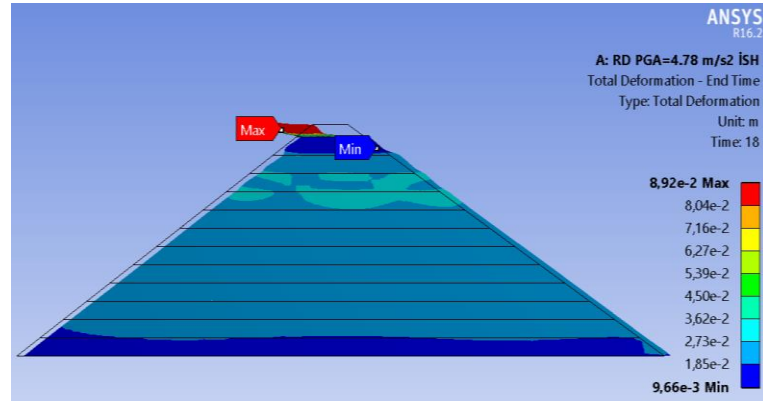
Şekil 5.51. İSH zaman tanımı içinde baraj gövdesinde maksimum toplam deplasman ($d_{\max}$, $t=5.635 \text{ s}$)



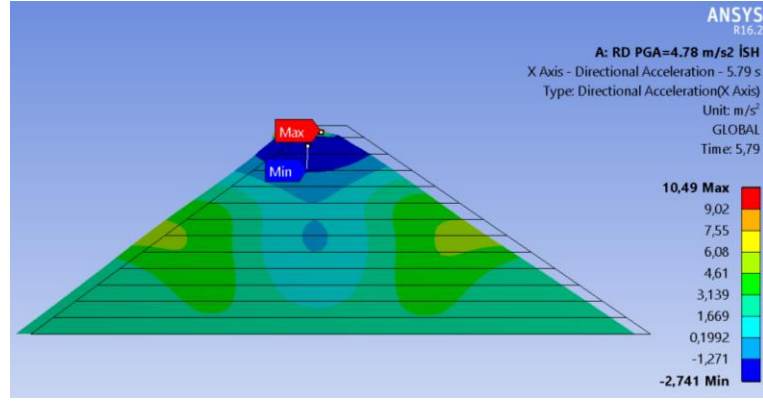
Şekil 5.52. İSH zaman sonunda kalıcı yatay deplasman (d_{xr} , $t=18$ s)



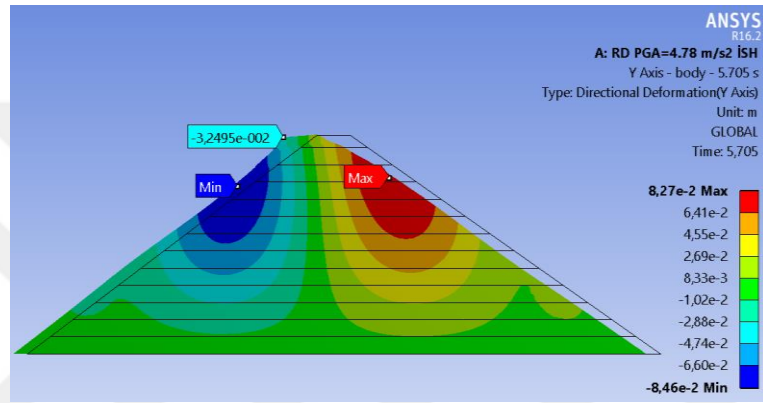
Şekil 5.53. İSH zaman sonunda kalıcı düşey deplasman (d_{yr} , $t=18$ s)



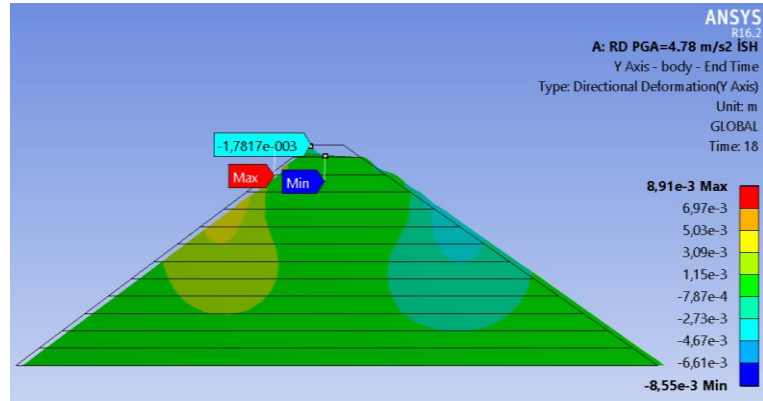
Şekil 5.54. İSH zaman sonunda kalıcı toplam deplasman (d_{tr} , $t=18$ s)



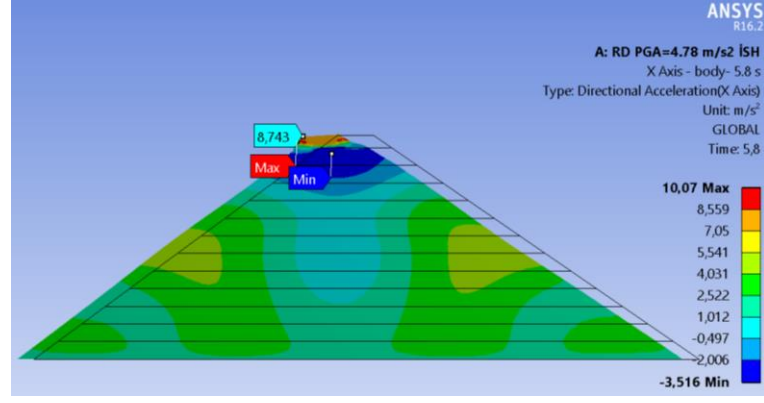
Şekil 5.55. İSH zaman tanımı içinde baraj gövdesinde maksimum yatay ivme (a_{xmax} t=5.79 s)



Şekil 5.56. İSH zaman tanımı içinde krette maksimum oturma (d_{ymax} t=5.705 s)



Şekil 5.57. İSH zaman sonunda krette kalıcı oturma (d_{yr} , t=18 s)



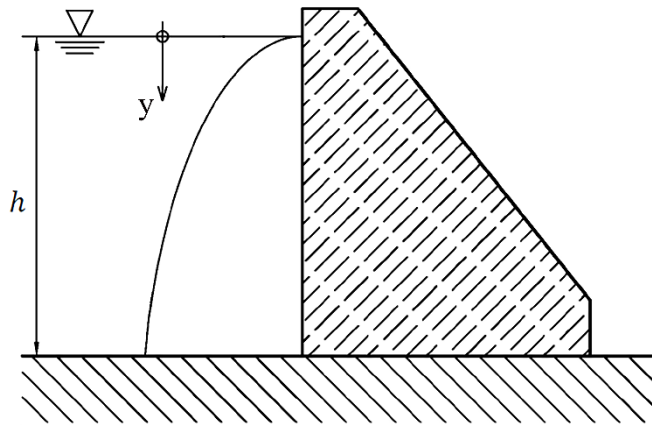
Şekil 5.58. İSH zaman tanımı içinde krette maksimum yatay ivme (a_{xmax} , $t=5.80$ s)

5.4.4.2. İşletme hali

Bu durumda baraj gövdesi ve memba yüzü geçirimsiz plak inşası tamamlanmış ve su tutma işlemi tamamlanarak rezervuarın maksimum su seviyesinde (MSS=630 m) olduğu varsayılmıştır.

Erzincan 1992 depremi pik yer ivmesi $PGA=4.78 \text{ m/s}^2$ baraj ana kayasına etkitilerek baraj gövdesindeki her bir tabakanın orta noktası, memba-mansap şevleri ve kretteki deplasman ve oturma değerleri bulunmuştur.

Hidrodinamik su basıncı için Westergaard'ın (1933) basitleştirilmiş yaklaşık formülü kullanılmıştır (Eşitlik 5.4). Westergaard'ın hidrodinamik su basıncı dağılımı temsili olarak Şekil 5.59 ile gösterilmiştir.

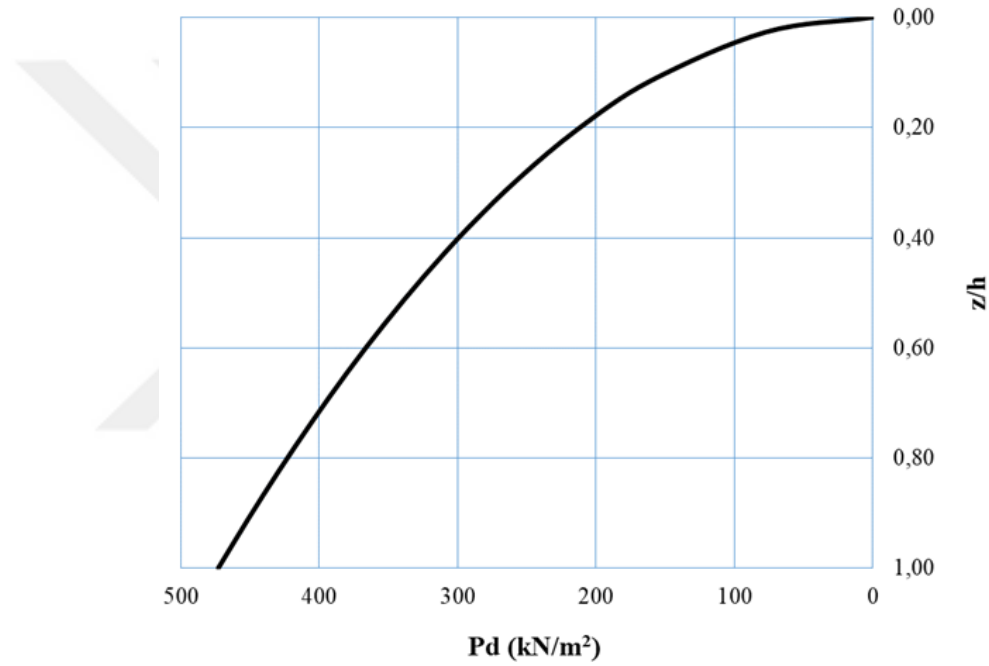


Şekil 5.59. Westergaard hidrodinamik su basıncı dağılımı (Westergaard, 1933)

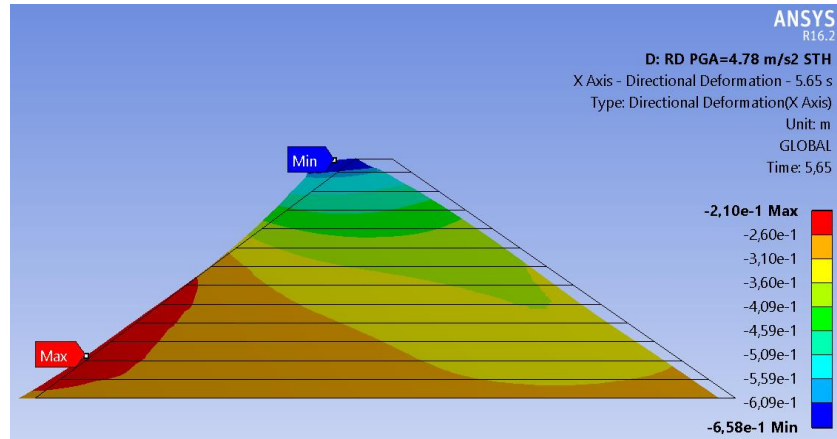
$$P_d = 0.875 \cdot W_0 \cdot k \cdot (h \cdot y)^{1/2} \quad (5.4)$$

Burada, P_d hidrodinamik basınç (kN/m^2), W_0 suyun birim hacim ağırlığı (kN/m^3), k deprem ivme katsayısı, h rezervuar yüzeyinden baraj temeline olan su yüksekliği (m), y ise rezervuar yüzeyinden herhangi bir derinlikteki su basıncını veren su yüksekliğidir (m).

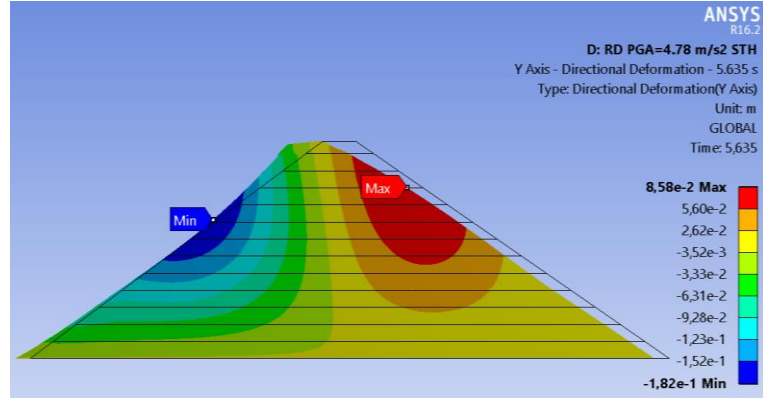
Hidrodinamik basınçlar Westergaard'ın dinamik basıncı yatay olduğundan modellemeye uygun olarak memba şevine normal olacak şekilde dönüştürülmüştür. Ayrıca parabol şeklindeki basınç dağılımı (Şekil 5.60) her bir tabakaya gelen eşdeğer yüke dönüştürülerek işletme durumu için çözümleme yapılmış ve bulunan sonuçlar Şekil 5.61-5.70'te gösterilmiştir.



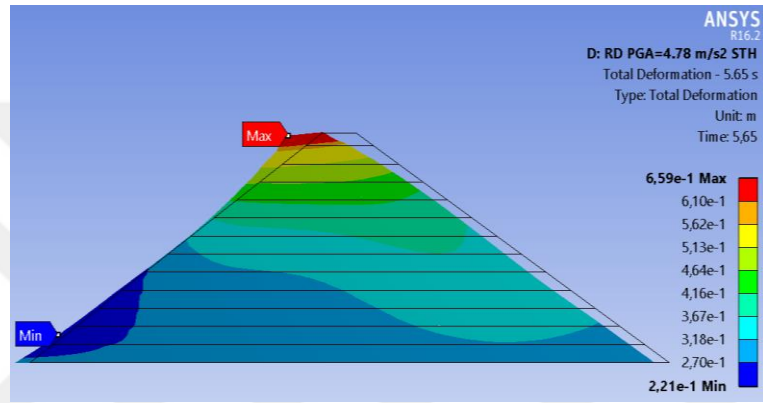
Şekil 5.60. Memba şevi hidrodinamik su basınçları



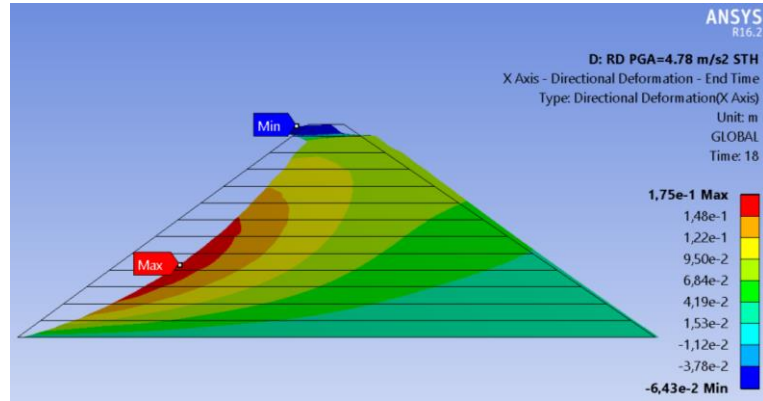
Şekil 5.61. İH zaman tanımı içinde baraj gövdesinde maksimum yatay deplasman ($d_{x\max}$, $t=5.65$ s)



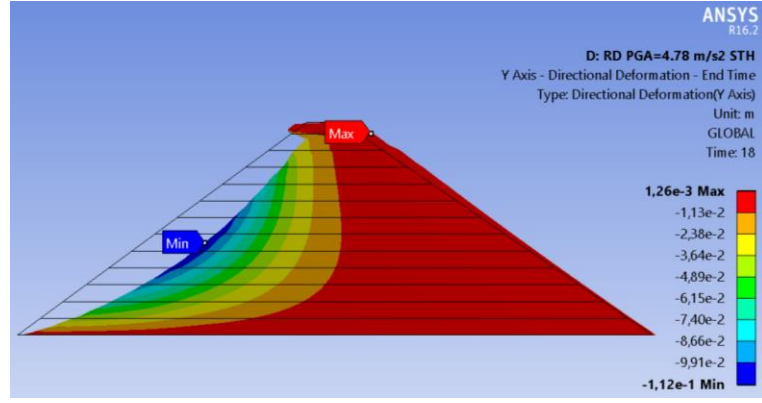
Şekil 5.62. İH zaman tanımı içinde baraj gövdesinde maksimum düşey deplasman ($d_{y\max}$, $t=5.635$ s)



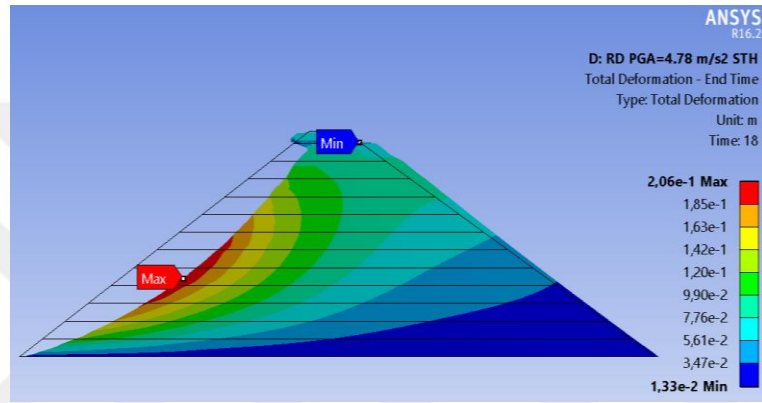
Şekil 5.63. İH zaman tanımı içinde baraj gövdesinde maksimum toplam deplasman ($d_{\max}$, $t=5.65$ s)



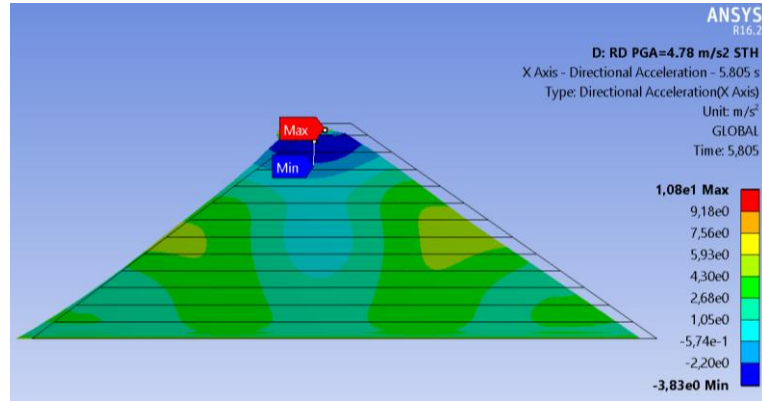
Şekil 5.64. İH zaman sonunda baraj gövdesinde kalıcı yatay deplasman (d_{xr} , $t=18$ s)



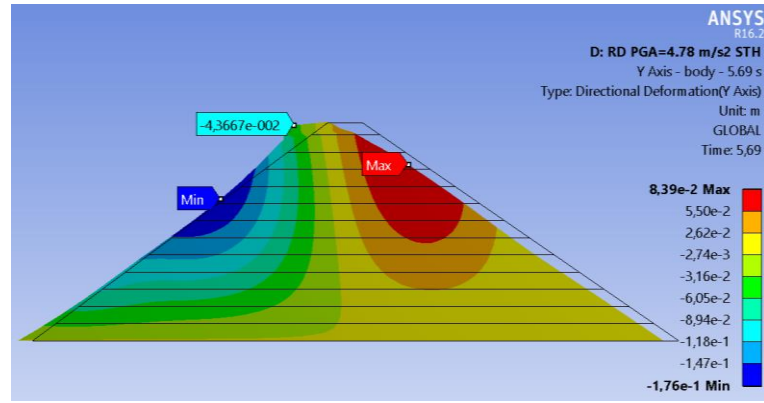
Şekil 5.65. İH zaman sonunda baraj gövdesinde kalıcı düşey deplasman (d_{yr} , $t=18$ s)



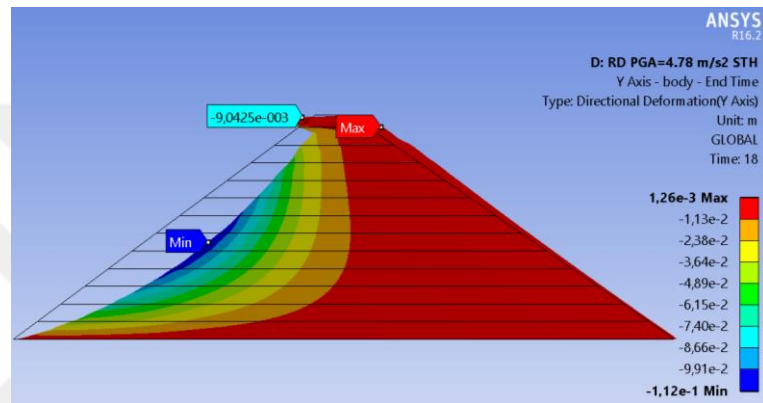
Şekil 5.66. İH zaman sonunda baraj gövdesinde kalıcı toplam deplasman (d_{tr} , $t=18$ s)



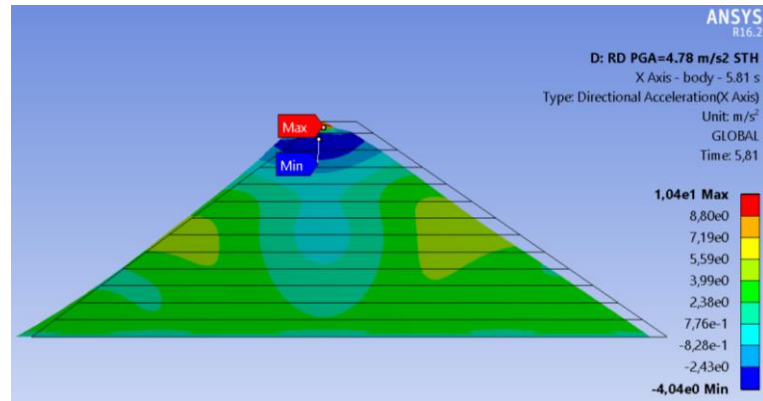
Şekil 5.67. İH zaman tanımı içinde baraj gövdesinde maksimum yatay ivme (a_{xmax} , $t=5.805$ s)



Şekil 5.68. İH zaman tanımı içinde krette maksimum oturma ($d_{y\max}$, $t=5.69$ s)



Şekil 5.69. İH zaman sonunda krette kalıcı oturma (d_{yr} , $t=18$ s)



Şekil 5.70. İH zaman tanımı içinde krette maksimum yatay ivme ($a_{x\max}$, $t=5.81$ s)

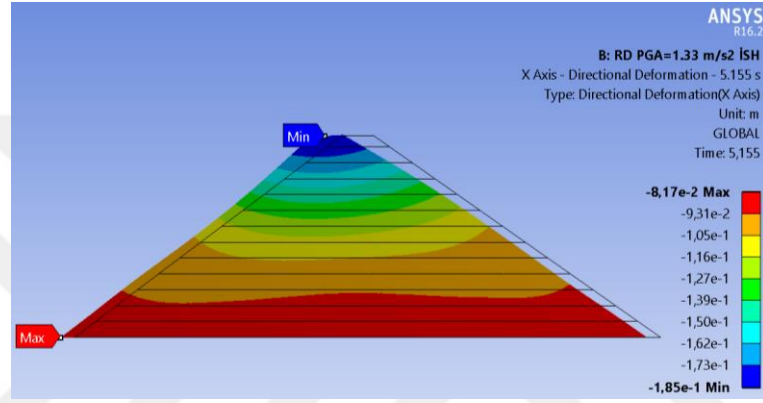
5.4.5. Senaryo II'ye göre doğrusal olmayan dinamik analiz

Senaryo I'e benzer şekilde Senaryo II için de Rayleigh sönümü ile doğrusal olmayan analiz yapılmıştır. 1992 Erzincan depremi pik yer ivmesi ($PGA=4.78 \text{ m/s}^2$) ivme azalım ilişkileri ile ölçeklendirilerek yeniden hesaplanmış ve $PGA=1.33 \text{ m/s}^2$ bulunarak

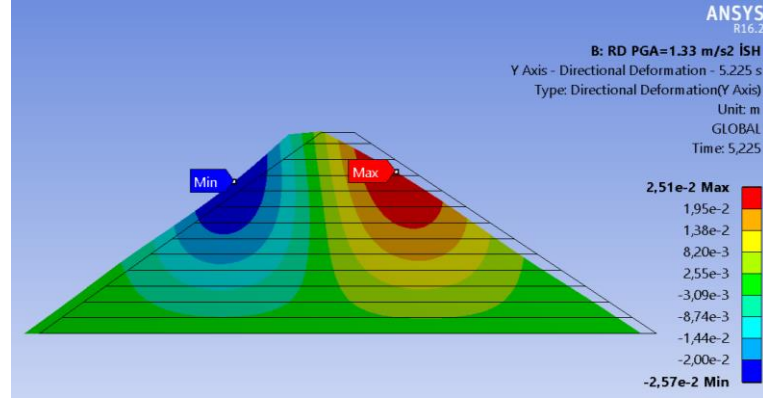
baraj temeline doğrudan etkitilmek suretiyle ivme ve deplasmanların kretteki mertebeleri belirlenmiştir.

5.4.5.1. İnşaat sonu hali

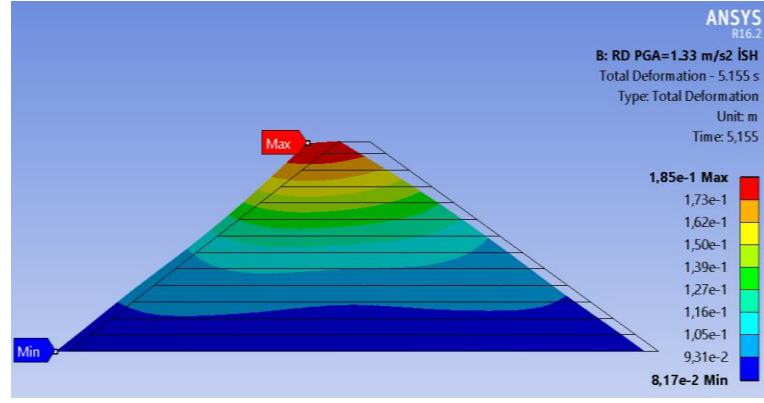
Bu durumda Senaryo I İSH'den farklı olarak baraj temeline sadece azaltılmış ivme değeri etkitilerek baraj gövdesindeki her bir tabakanın orta noktası, temel ve kretteki deplasman ve oturma değerleri bulunmuştur (Şekil 5.71-5.80).



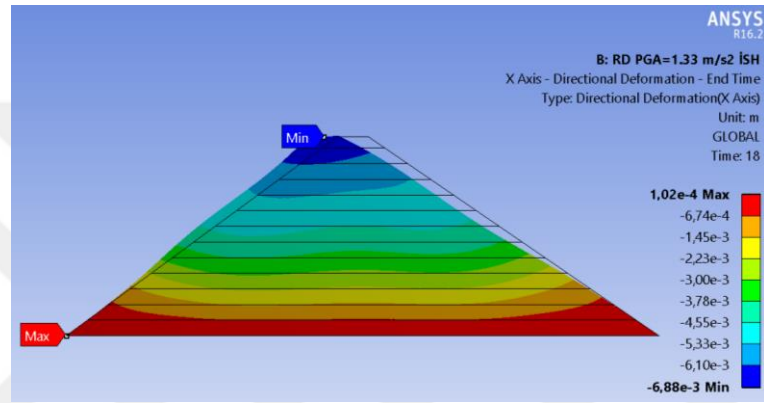
Şekil 5.71. İSH zaman tanımı içinde baraj gövdesinde maksimum yatay deplasman (d_{xmax} , $t=5.155$ s)



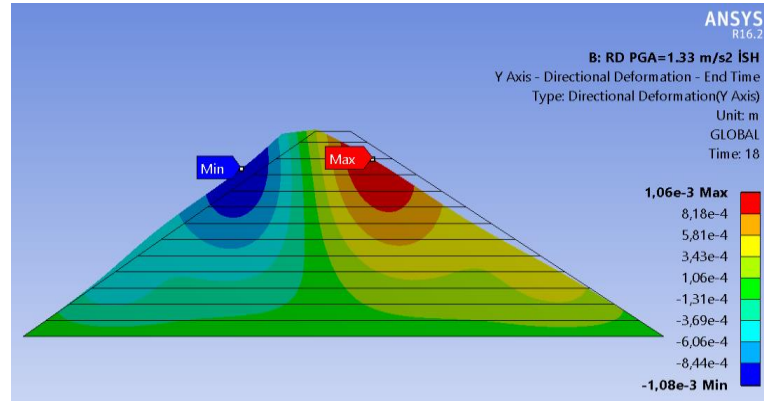
Şekil 5.72. İSH zaman tanımı içinde baraj gövdesinde maksimum dikey deplasman (d_{ymax} , $t=5.225$ s)



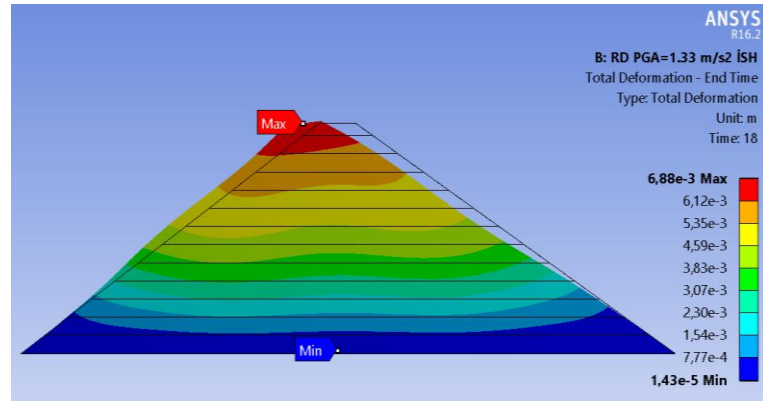
Şekil 5.73. İSH zaman tanımı içinde baraj gövdesinde maksimum toplam deplasman ($d_{\max}$, $t=5.155$ s)



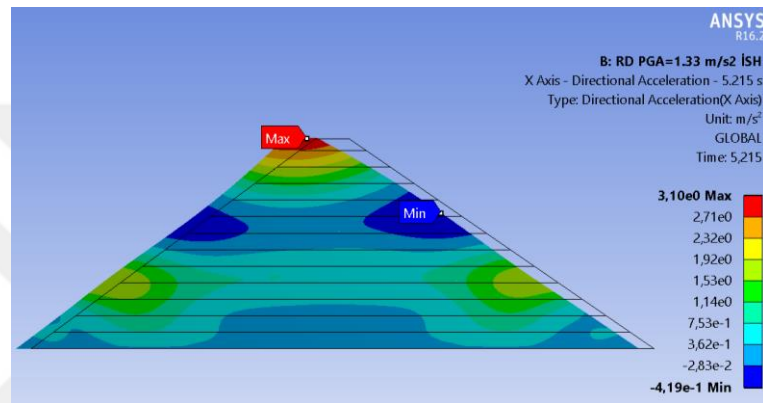
Şekil 5.74. İSH zaman sonunda baraj gövdesinde kalıcı yatay deplasman (d_{xt} , $t=18$ s)



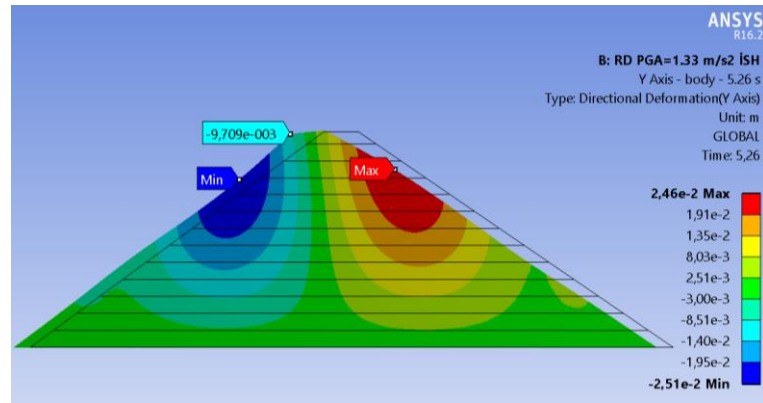
Şekil 5.75. İSH zaman sonunda baraj gövdesinde kalıcı düşey deplasman (d_{yt} , $t=18$ s)



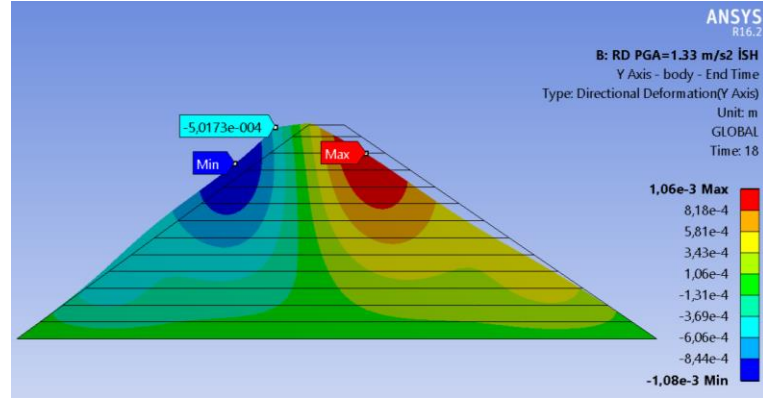
Şekil 5.76 İSH zaman sonunda baraj gövdesinde kalıcı toplam deplasman (d_{tr} , $t=18$ s)



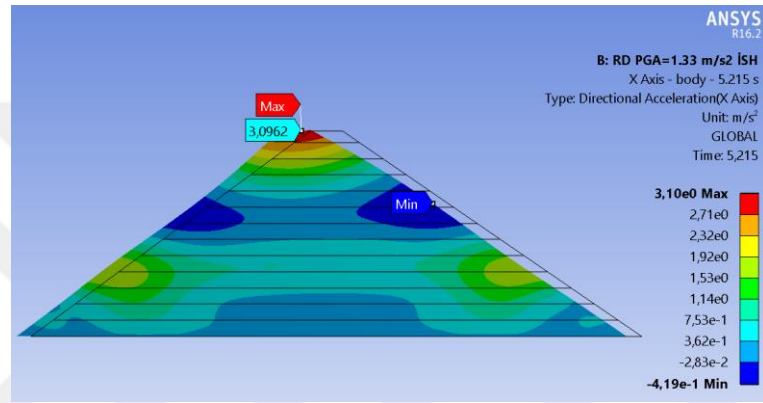
Şekil 77. İSH zaman tanımı içinde baraj gövdesinde maksimum yatay ivme (a_{xmax} , $t=5.215$ s)



Şekil 5.78. İSH zaman tanımında krette maksimum oturma (d_{ymax} , $t=5.260$ s)



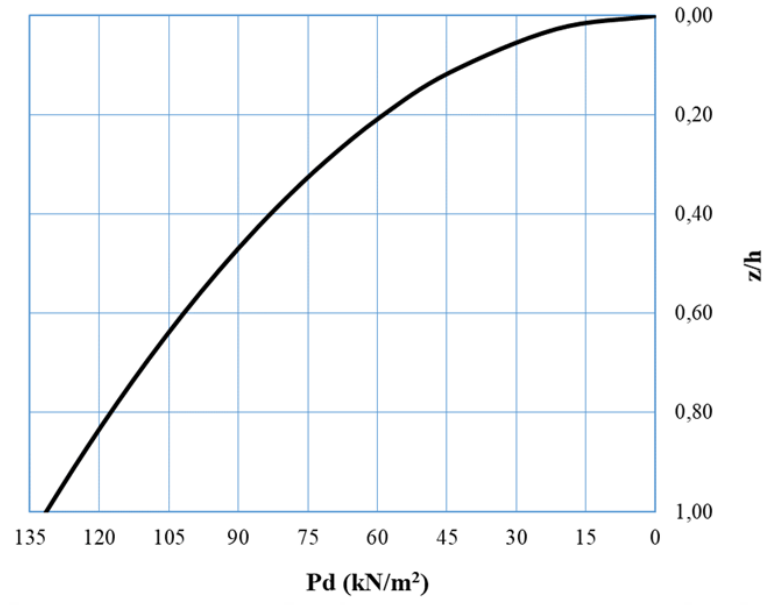
Şekil 5.79. İSH zaman sonunda krette kalıcı oturma (d_{yr} , $t=18$ s)



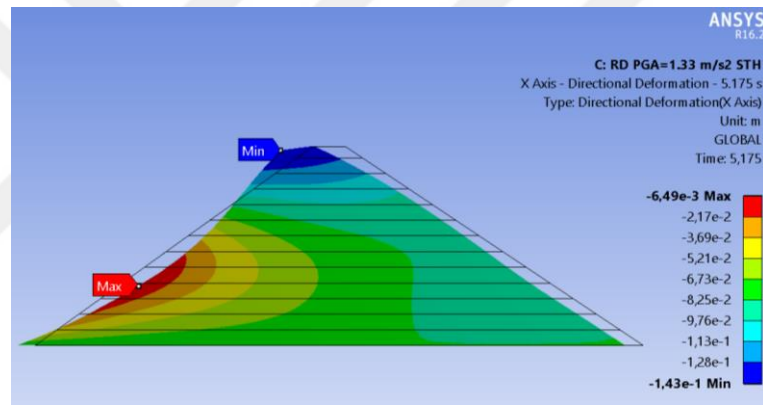
Şekil 5.80. İSH zaman tanımında krette maksimum yatay ivme (a_{xmax} , $t=5,215$ s)

5.4.5.2. İşletme hali

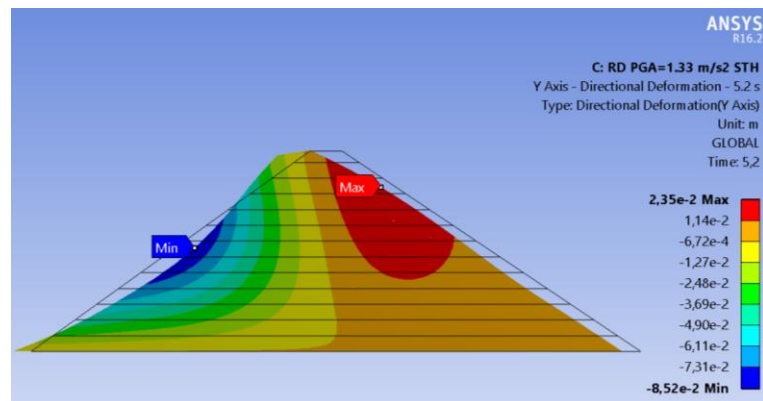
Bu durumda Senaryo I İH'den farklı olarak ölçeklendirilen pik yer ivmesi $PGA=1.33 \text{ m/s}^2$ olduğundan Westergaard'ın formülü ile hesaplanan hidrodinamik su basınçları değişmiştir. Yeniden hesaplanan hidrodinamik su basınçları (Şekil 5.81) ve ölçeklendirilen pik yer ivmesinin ana kayaya etkitilmesi ile baraj gövdesindeki her bir tabakanın orta noktası, temel ve kretteki deplasman ve oturma değerleri bulunarak Şekil 5.82-5.91'de gösterilmiştir.



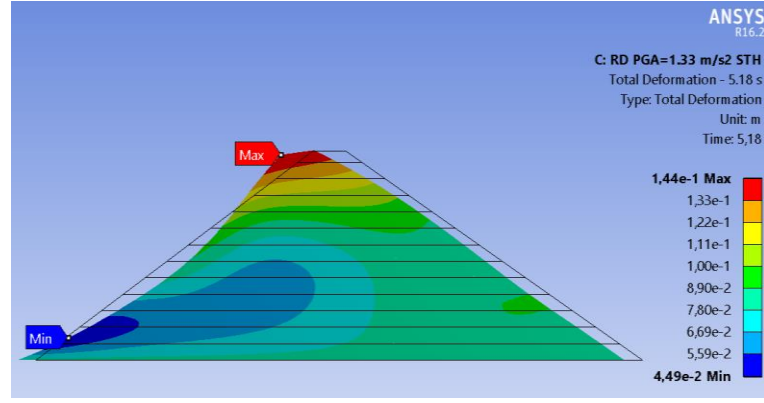
Şekil 5.81. Memba şevi hidrodinamik su basınçları



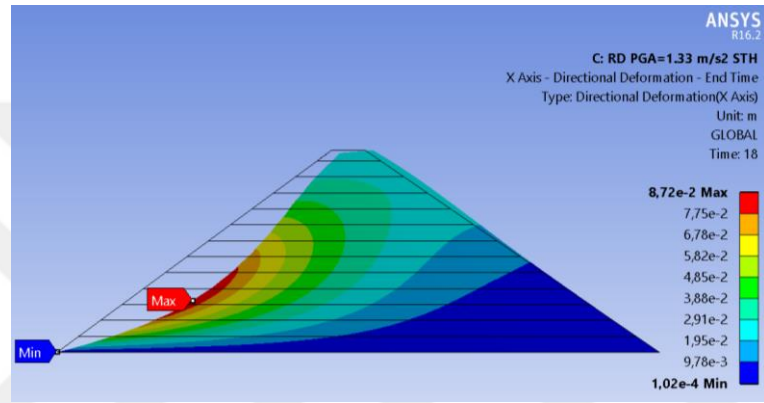
Şekil 5.82. İH zaman tanımında baraj gövdesinde maksimum yatay deplasman ($d_{x\max}$, $t=5.175$ s)



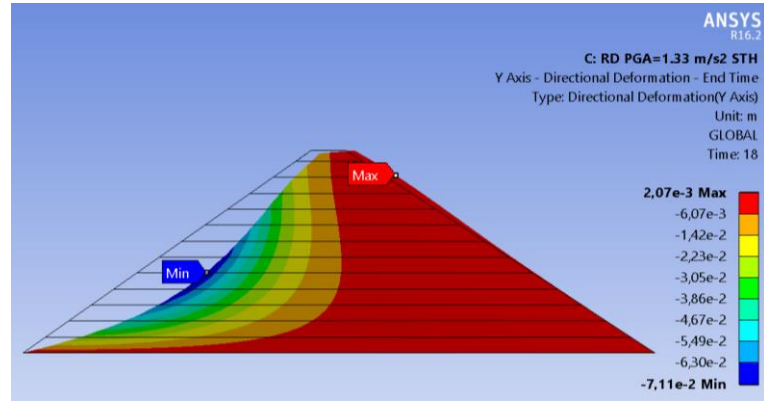
Şekil 5.83. İH zaman tanımında baraj gövdesinde maksimum düşey deplasman ($d_{y\max}$, $t=5.20$ s)



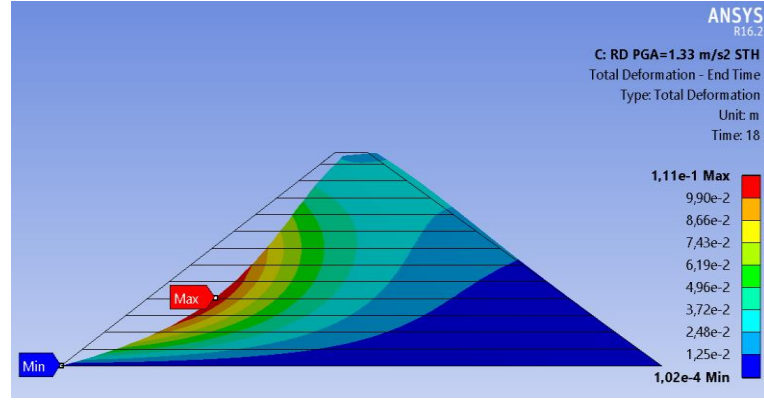
Şekil 5.84. İH zaman tanımında baraj gövdesinde maksimum toplam deplasman ($d_{\max}$, $t=5.18$ s)



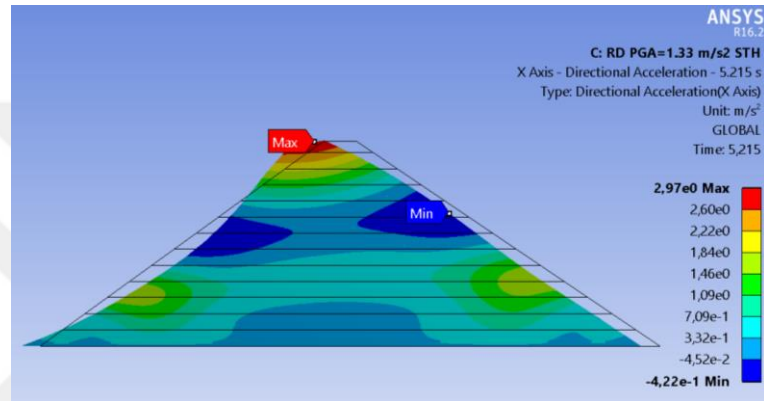
Şekil 5.85. İH zaman sonunda baraj gövdesinde kalıcı yatay deplasman (d_{xr} , $t=18$ s)



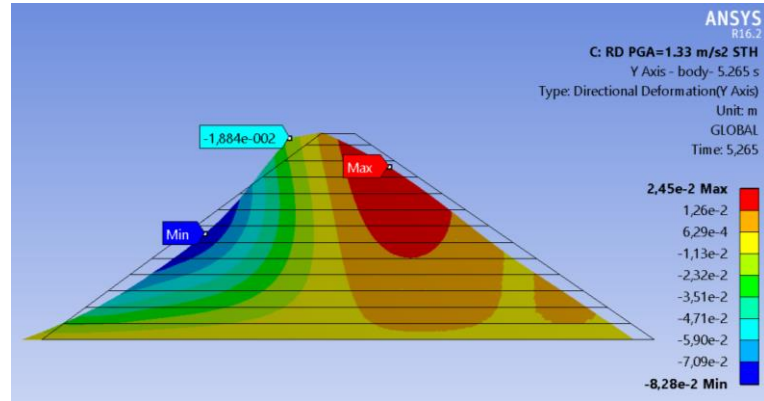
Şekil 5.86. İH zaman sonunda baraj gövdesinde kalıcı düşey deplasman (d_{yr} , $t=18$ s)



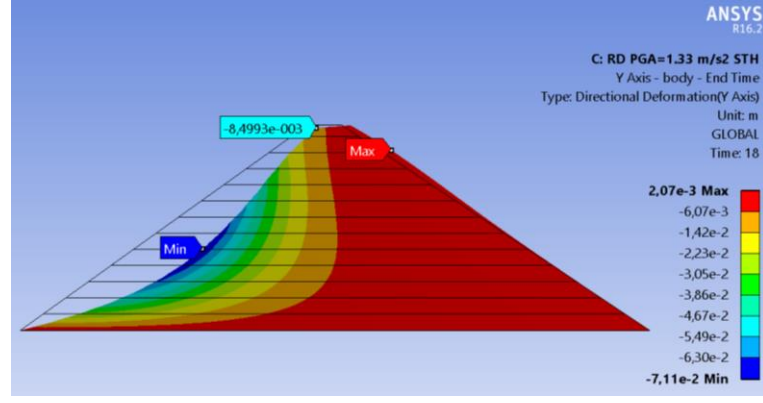
Şekil 5.87. İH zaman sonunda baraj gövdesinde kalıcı toplam deplasman (d_{tr} , $t=18$ s)



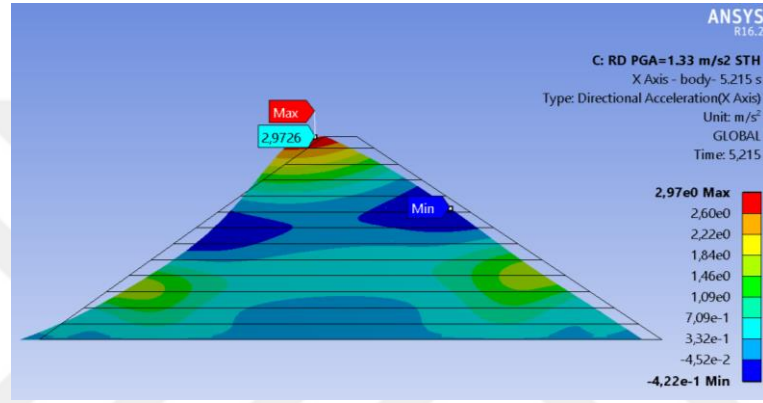
Şekil 5.88. İH zaman tanımında baraj gövdesinde maksimum yatay ivme (a_{xmax} , $t=5.215$ s)



Şekil 5.89. İH zaman tanımında krette maksimum oturma (d_{ymax} , $t=5.265$ s)



Şekil 5.90. İH zaman sonunda krette kalıcı oturma (d_{yr} , $t=18$ s)



Şekil 5.91. İH zaman tanımında krette maksimum yatay ivme (a_{xmax} , $t=5.215$ s)

5.4.6. Dinamik analiz sonuçları ve değerlendirme

Senaryo I ve Senaryo II için İSH ve İH'ye göre hesaplanan kalıcı ve zaman tanımı içindeki deplasmanlar ile maksimum ivme değerleri Çizelge 5.9'da gösterilmiştir.

Çizelge 5.9. İSH ve İH'de Senaryo I ve II için baraj gövdesinde bulunan deplasman ve ivme değerleri

Senaryo	Yükleme Hali	d_{tr}	d_{xr}	d_{yr}	d_{tmax}	d_{xmax}	d_{ymax}	a_{xmax}
		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(m/s ²)
I	İSH	3.10	3.10	-0.39	64.57	-64.56	-8.83	10.42
	İH	15.92	13.38	-8.75	67.58	-67.51	-15.97	10.84
II	İSH	0.93	-0.93	-0.13	18.17	-18.17	-2.47	3.02
	İH	10.05	7.89	-6.45	15.13	-14.82	-10.23	2.99

Senaryo I için İSH'de; 4.78 m/s^2 olan pik yer ivmesi 2.18 kat büyüyerek baraj gövdesinde 10.42 m/s^2 'ye yükselmiştir. Deplasman değerleri ise zaman tanımı içinde yatayda 64.56 cm, düşeyde 8.83 cm olmuştur. Kalıcı deplasmanlar ise yatayda 3.10 cm, düşeyde 0.39 cm olarak bulunmuştur.

Senaryo I için İH'de; 4.78 m/s^2 olan pik yer ivmesi 2.28 kat büyüyerek 10.84 m/s^2 'ye yükselmiştir. Deplasman değerleri zaman tanımı içinde yatayda en yüksek 67.51 cm, düşeyde ise 15.97 cm olmuştur. Kalıcı deplasmanlar yatayda 13.38 cm, düşeyde ise 8.75 cm olarak bulunmuştur.

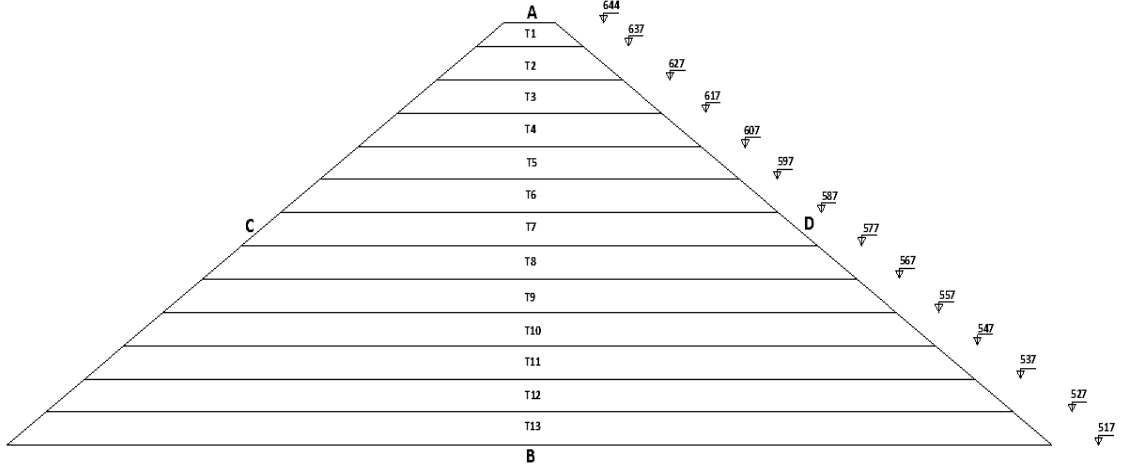
Senaryo II için İSH'de; 1.33 m/s^2 olan pik yer ivmesi 2.27 kat büyüyerek 3.02 m/s^2 'ye amplifike olmuştur. Deplasman değerleri zaman tanımı içinde yatayda 18.17 cm, düşeyde ise 2.47 cm olmuştur. Kalıcı deplasmanlar yatayda 0.93 cm, düşeyde ise 0.13 cm olarak bulunmuştur.

Senaryo II için İH'de; 1.33 m/s^2 olan pik yer ivmesi 2.25 kat büyüyerek 2.99 m/s^2 olmuştur. Deplasman değerleri zaman tanımı içinde yatayda 14.82 cm, düşeyde ise 10.23 cm olmuştur. Kalıcı deplasmanlar yatayda 7.89 cm, düşeyde ise 6.45 cm olarak bulunmuştur.

Senaryo I ve II'ye göre İSH ve İH için çözümleme yapılarak baraj gövdesindeki maksimum ivme ve deplasman değerleri bulunan Kürtün barajının, yine aynı senaryo ve durumlar için baraj gövdesi aksı üzerindeki her bir tabakanın orta noktası, kret ve temeldeki deplasman ve ivme değerleri ile şev stabilitesi analizi için önem arz eden memba ve mansap şevlerindeki maksimum ivme değerleri bulunmuştur. Ayrıca baraj aksının kretle birleştiği noktadan farklı olarak, baraj kreti üzerindeki maksimum ivme ve oturma değerleri de hesaplanmıştır.

Kürtün barajı gövdesinde Senaryo I ve II için İSH ve İH'ye göre yapılan dinamik analiz ile 17 noktada (A, T1, T2, T3, T4, T5, T6, T7, T8, T9, T10, T11, T12, T13, B, C, D) (Şekil 5.92) ivme ve deplasman değerleri hesaplanmıştır. Bu değerlerin Senaryo I ve Senaryo II yükleme durumları ve pik yer ivmesine göre değişim yüzdeleri Çizelge 5.10 - 5.12'de verilmiştir.

Çizelge 5.10'da kretin orta noktası (A) ile memba ve mansap şevlerinde (C ve D) hesaplanan ivme ve deplasman değerlerinin Senaryo I ve II için İSH ve İH'ye göre değişim yüzdeleri verilmiştir. A noktasında Senaryo I için İSH'de 8.25 m/s^2 bulunan ivme değeri, İH'de 8.31 m/s^2 bulunmuştur. İvme artış değeri %0.73 olmuştur. Benzer şekilde A noktasında Senaryo II için İSH'de 3.08 m/s^2 bulunan ivme değeri, İH'de Senaryo II için %4.22 azalarak 2.95 m/s^2 bulunmuştur (değişim yüzdelerindeki (-) işareti azalmayı göstermektedir). Membas ve mansap şevlerinde ise ivme değerleri Senaryo I ve II için İSH ve İH'de birbirine çok yakın bulunmuştur. Senaryo I'de mansap şevindeki ivme değeri memba şevinden daha yüksek bulunmuştur. Senaryo II'de ise memba şevindeki ivme değerinin mansap şevinden daha yüksek olduğu görülmüştür.



Şekil 5.92. Baraj aksı ve şevleri üzerinde ivme ve deplasmanların hesaplandığı noktalar (A:Kret, B:Temel, C:Memba şevi, D:Mansap şevi, T(n):Kaya dolgu tabaka ortası)

Çizelge 5.10. A, C, D noktalarında deplasman ve ivme değerlerinin senaryo ve analizlere göre değişim yüzdeleri

Nokta	İvme ve Deplasman		Senaryo I		Senaryo II		Değişim Yüzdesi(%)	
			İSH	İH	İSH	İH	Artma(+) / Azalma(-)	
							Senaryo I	Senaryo II
A	$a_{x\max}$	(m/s ²)	8.25	8.31	3.08	2.95	0.73	-4.22
	d_{xr}	(cm)	-8.74	-6.39	-0.69	2.25	-26.89	226.09
	d_{yr}	(cm)	0.079	-0.79	-0.023	-0.57	900.00	2378.26
	d_{tr}	(cm)	8.74	6.45	0.69	2.32	-26.20	236.23
	$d_{x\max}$	(cm)	-69.17	-65.83	-18.46	-14.31	-4.83	-22.48
	$d_{y\max}$	(cm)	-1.21	-2.22	-0.29	-0.97	83.47	234.48
	$d_{t\max}$	(cm)	69.19	65.87	18.46	14.34	-4.80	-22.32
C	$a_{x\max}$	(m/s ²)	5.41	5.59	1.55	1.47	3.33	-5.16
D	$a_{x\max}$	(m/s ²)	5.41	5.77	1.56	1.43	6.65	-8.33

Çizelge 5.11’de hidrodinamik itkinin krette oluşan ivme ve oturmalar üzerindeki etkisi gösterilmiştir. Buna göre Senaryo I için krette İH’de İSH’ye göre maksimum ivme değerinde 1.07 kat, maksimum oturma değerinde 1.35 kat ve kalıcı oturma değerinde 5.29 kat artma olmuştur. Senaryo II’ye göre ise maksimum ivme değerinde %3.88 azalma, maksimum oturma ve kalıcı oturma değerlerinde ise sırasıyla 1.94 kat ve 17.0 kat artma olmuştur (değişim oranlarındaki (-) işareti azalmayı göstermektedir). Kalıcı oturma değeri her iki senaryo için 1.00 cm’den küçük bulunmuştur.

Çizelge 5.11. Krette ivme ve deplasman değerlerinin senaryo ve analizlere göre değişim yüzdeleri

İvme ve Deplasman		Senaryo I		Senaryo II		Değişim Yüzdesi (%)	
		İSH	İH	İSH	İH	Artma(+) / Azalma(-)	
						Senaryo I	Senaryo II
$a_{x\max}$	(m/s ²)	8.74	9.39	3.09	2.97	7.44	-3.88
$d_{y\max}$	(cm)	-3.24	-4.36	-0.97	-1.88	34.57	93.81
d_{yr}	(cm)	-0.17	-0.90	-0.05	-0.85	429.41	1600.00

Çizelge 5.12’de enkesit üzerindeki noktalarda (Şekil 5.92) hesaplanan ivmelerin her bir senaryo için pik yer ivmesine (PGA) göre değişim yüzdeleri verilmiştir. Pik yer ivmesi krette Senaryo I için İSH’de 1.83 kat ve İH’de 1.96 kat artmıştır. Senaryo II için ise İSH’de 2.32 kat ve İH’de 2.23 kat artmıştır. Yani krette maksimum ivmedeki büyüme oranı en az 1.83 ve en fazla 2.32 kat olarak bulunmuştur.

Çizelge 5.12. Noktalarda ve krette hesaplanan ivme değerlerinin PGA’ya göre değişim oranları

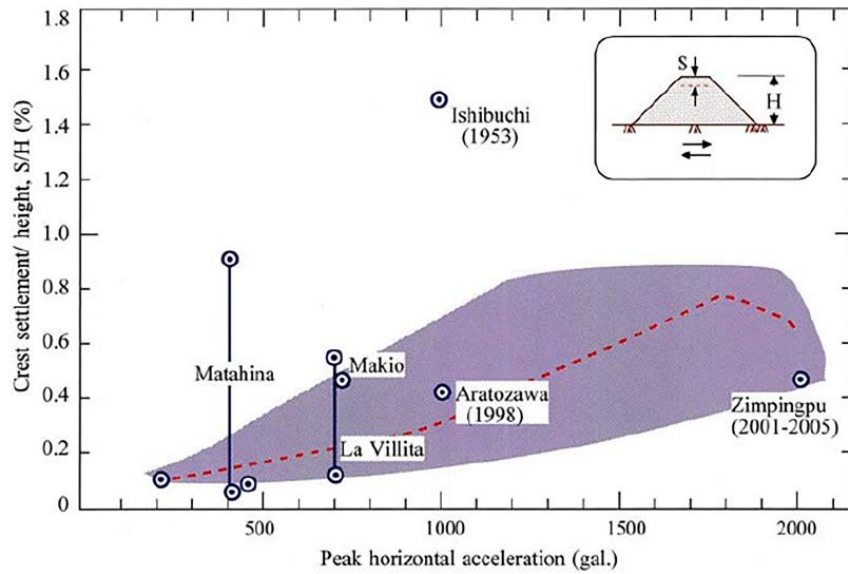
Nokta	Kot	Senaryo I PGA $a_{xI}=4.78 \text{ m/s}^2$				Senaryo II PGA $a_{xII}=1.33 \text{ m/s}^2$			
		a_x		Değişim Yüzdesi (%)		a_x		Değişim Yüzdesi (%)	
		İSH	İH	İSH	İH	İSH	İH	İSH	İH
	(m)	(m/s ²)		Artma(+) / Azalma(-)		(m/s ²)		Artma(+) / Azalma(-)	
A	644	8.25	8.31	72.59	73.85	3.07	2.95	130.83	121.80
T1	640.5	7.80	7.99	63.18	67.15	2.90	2.77	118.05	108.27
T2	632	-3.08	-3.88	-35.56	-18.83	2.36	2.22	77.44	66.92
T3	622	-2.13	-2.42	-55.44	-49.37	1.64	1.50	23.31	12.78
T4	612	-0.73	-0.48	-84.73	-89.96	0.95	0.81	-28.57	-39.10
T5	602	0.12	0.50	-97.49	-89.54	0.39	0.27	-70.68	-79.70
T6	592	0.29	0.52	-93.93	-89.12	0.10	0.001	-92.48	-99.92
T7	582	0.15	0.34	-96.86	-92.89	0.17	0.07	-87.22	-94.74
T8	572	0.16	0.41	-96.65	-91.42	0.49	0.36	-63.16	-72.93
T9	562	0.42	0.75	-91.21	-84.31	0.73	0.59	-45.11	-55.64
T10	552	0.83	1.25	-82.64	-73.85	0.63	0.52	-52.63	-60.90
T11	542	1.32	1.81	-72.38	-62.13	0.34	0.29	-74.44	-78.20
T12	532	1.86	2.30	-61.09	-51.88	0.23	0.21	-82.71	-84.21
T13	522	2.28	2.44	-52.30	-48.95	0.27	0.26	-79.70	-80.45
B	517	2.39	-0.66	-50.00	-86.19	0.37	0.37	-72.18	-72.18
C	580.5	5.40	5.59	12.97	16.95	1.55	1.47	16.54	10.53
D	580.5	5.41	5.77	13.18	20.71	1.56	1.43	17.29	7.52
KRET	644	8.74	9.39	82.85	96.44	3.09	2.97	132.33	123.31

Çizelge 5.13’te Senaryo I ve Senaryo II’ye göre hesaplanan oturma değerlerinin baraj yüksekliğine göre oranları verilmiştir. Kret oturmaları, Senaryo I için İSH’de zaman tanımında 3.25 cm ve kalıcı oturma 0.18 cm bulunmuştur. İH’de ise zaman tanımında 4.37 cm ve kalıcı oturma 0.90 cm bulunmuştur. Senaryo II için İSH’de zaman tanımında

0.97 cm ve kalıcı oturma 0.05 cm bulunmuştur. İH'de ise zaman tanımında 1.88 cm ve kalıcı oturma 0.85 cm bulunmuştur. Kretteki oturma değerlerinin Ishihara (2010) tarafından belirtilen baraj yüksekliğinin %0.1 ila %1.5 değerleri ile uyumlu olduğu ve aşmadığı görülmüştür (Şekil 5.93).

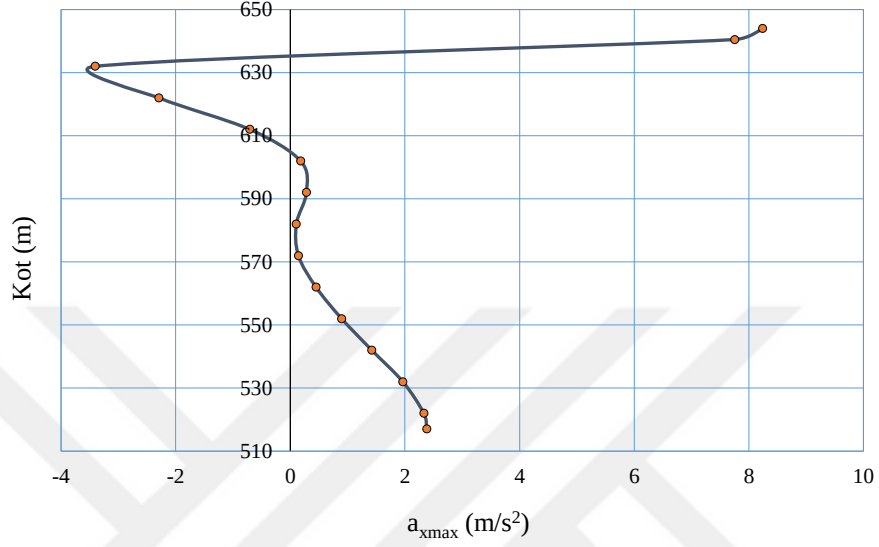
Çizelge 5.13. Noktalarda ve krette hesaplanan oturmaların baraj yüksekliğine oranı (H=127 m)

NOKTA	KOT	Senaryo I				Senaryo II				Senaryo I				Senaryo II			
		İSH		İH		İSH		İH		İSH		İH		İSH		İH	
		d _{yr}	d _{ymax}	d _{yr}	d _{ymax}	d _{yr}	d _{ymax}	d _{yr}	d _{ymax}	d _{yr} /H	d _{ymax} /H	d _{yr} /H	d _{ymax} /H	d _{yr} /H	d _{ymax} /H	d _{yr} /H	d _{ymax} /H
		(m)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	%	%	%	%	%	%	%	%
A	644	0.08	-1.22	-0.79	-2.22	-0.02	-0.30	-0.58	-0.98	0.0006	0.010	0.0062	0.018	0.0002	0.002	0.0045	0.008
T1	640.5	0.09	-1.22	-0.79	-2.22	-0.02	-0.30	-0.57	-0.97	0.0007	0.010	0.0062	0.017	0.0002	0.002	0.0045	0.008
T2	632	0.03	-1.24	-0.93	-2.25	-0.02	-0.30	-0.56	-0.96	0.0002	0.010	0.0073	0.018	0.0002	0.002	0.0044	0.008
T3	622	0.04	-1.22	-1.01	-2.30	-0.02	-0.30	-0.57	-0.96	0.0003	0.010	0.0079	0.018	0.0002	0.002	0.0044	0.008
T4	612	0.02	-1.17	-1.09	-2.31	-0.02	-0.29	-0.60	-0.98	0.0001	0.009	0.0086	0.018	0.0002	0.002	0.0047	0.008
T5	602	0.04	-1.10	-1.18	-2.30	-0.02	-0.27	-0.64	-1.01	0.0003	0.009	0.0093	0.018	0.0001	0.002	0.0050	0.008
T6	592	0.03	-1.00	-1.25	-2.25	-0.02	-0.25	-0.68	-1.02	0.0003	0.008	0.0098	0.018	0.0001	0.002	0.0054	0.008
T7	582	0.03	-0.87	-1.29	-2.16	-0.01	-0.22	-0.71	-1.01	0.0002	0.007	0.0101	0.017	0.0001	0.002	0.0056	0.008
T8	572	0.03	-0.73	-1.29	-2.01	-0.01	-0.19	-0.72	-0.98	0.0002	0.006	0.0101	0.016	0.0001	0.001	0.0057	0.008
T9	562	0.03	-0.59	-1.23	-1.80	-0.01	-0.15	-0.69	-0.91	0.0002	0.005	0.0096	0.014	0.0001	0.001	0.0055	0.007
T10	552	0.02	-0.44	-1.10	-1.53	-0.01	-0.12	-0.63	-0.79	0.0002	0.003	0.0086	0.012	0.0000	0.001	0.0049	0.006
T11	542	0.02	-0.30	-0.89	-1.18	0.00	-0.08	-0.51	-0.63	0.0001	0.002	0.0705	0.009	0.0000	0.001	0.0040	0.005
T12	532	0.01	-0.17	-0.61	-0.77	0.00	-0.05	-0.35	-0.42	0.0001	0.001	0.0048	0.006	0.0000	0.000	0.0028	0.003
T13	522	0.00	-0.52	-0.23	-0.28	0.00	-0.02	-0.13	-0.16	0.0000	0.004	0.0018	0.002	0.0000	0.000	0.0010	0.001
B	517	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.000	0.0000	0.000	0.0000	0.000	0.0000	0.000
KRET	644	-0.18	-3.25	-0.90	-4.37	-0.05	-0.97	-0.85	-1.88	0.0014	0.026	0.0071	0.034	0.0004	0.008	0.0067	0.015

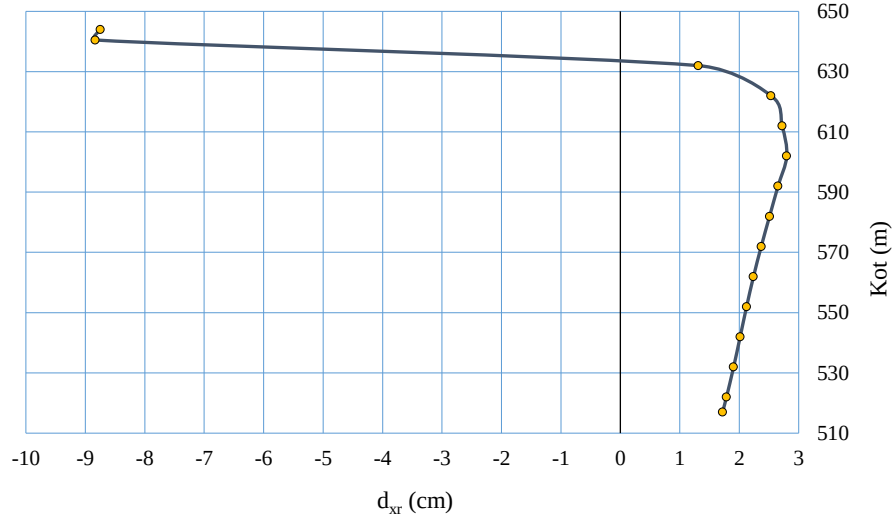


Şekil 5.93. Kaya dolgu barajlarda kret oturmaları (Ishihara, 2010)

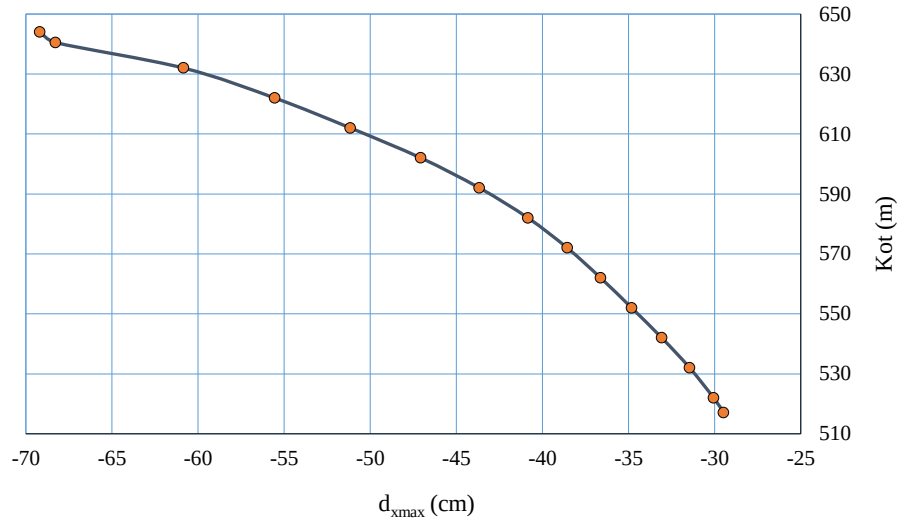
Senaryo I için İSH'ye göre yapılan analizlerden elde edilen ivmenin temelden krete değişimi ile, zaman içinde ve zaman sonunda (kalıcı) yatay deplasman değerleri grafik olarak Şekil 5.94-5.96'da verilmiştir. Temel, T7 ve krette hesaplanan ivme değerleri ise Şekil 5.97'de gösterilmiştir.



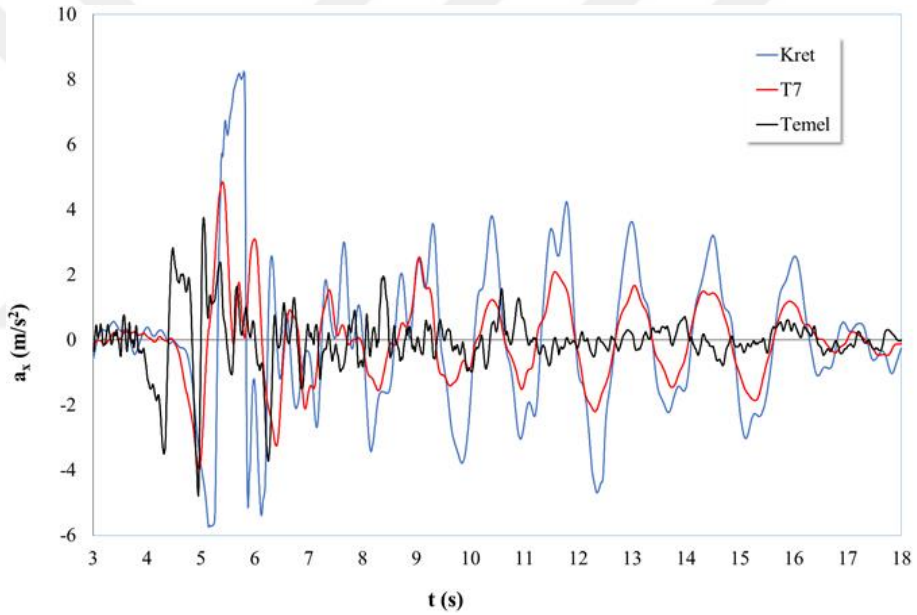
Şekil 5.94. Senaryo I İSH baraj aksı boyunca temelden krete ivme değişimi (t=5.795 s)



Şekil 5.95. Senaryo I İSH baraj aksı boyunca temelden krete kalıcı yatay deplasman (t=18 s)

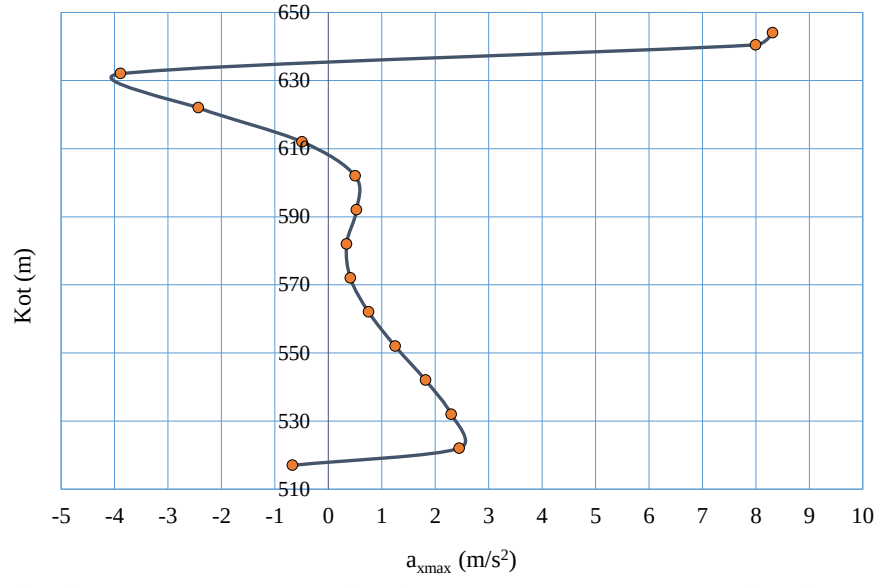


Şekil 5.96. Senaryo I İSH baraj aksı boyunca temelden krete maksimum yatay deplasman ($t=5.635$ s)

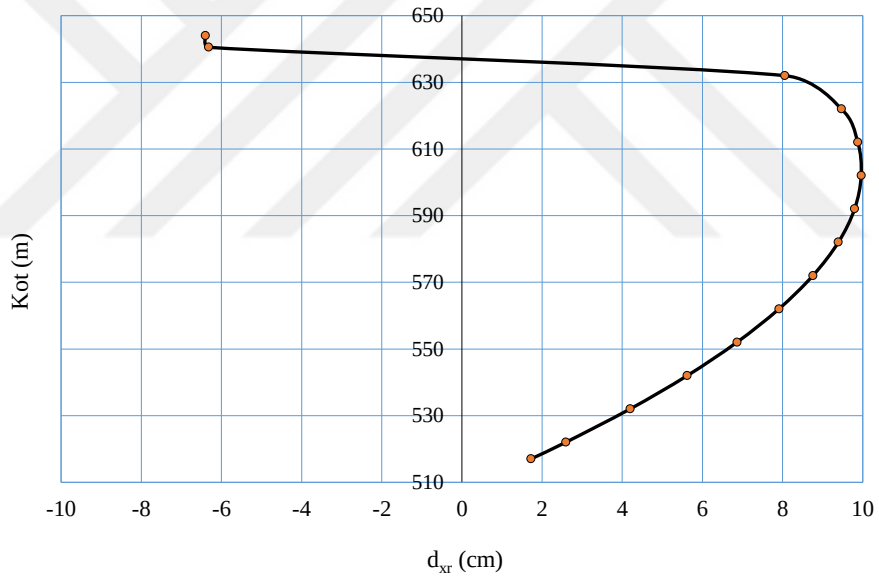


Şekil 5.97. Senaryo I İSH baraj aksında temel, T7 ve krette ivme değerleri

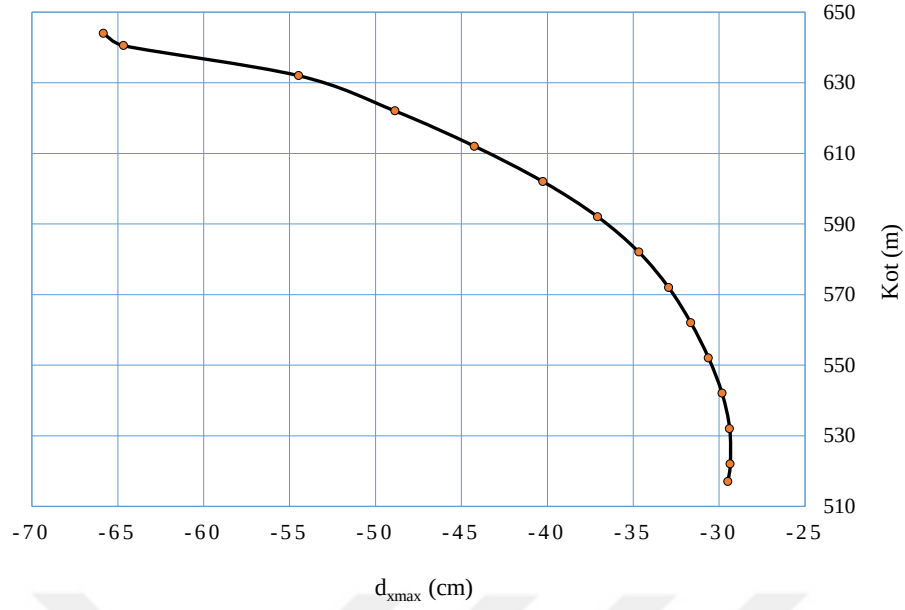
Senaryo I İH'ye göre yapılan analizlerden elde edilen ivmenin temelden krete değişimi ile, zaman içinde ve zaman sonunda (kalıcı) yatay deplasman değerleri grafik olarak Şekil 5.98-5.100'de, temel, T7 ve krette hesaplanan ivme değerleri ise Şekil 5.101'de gösterilmiştir.



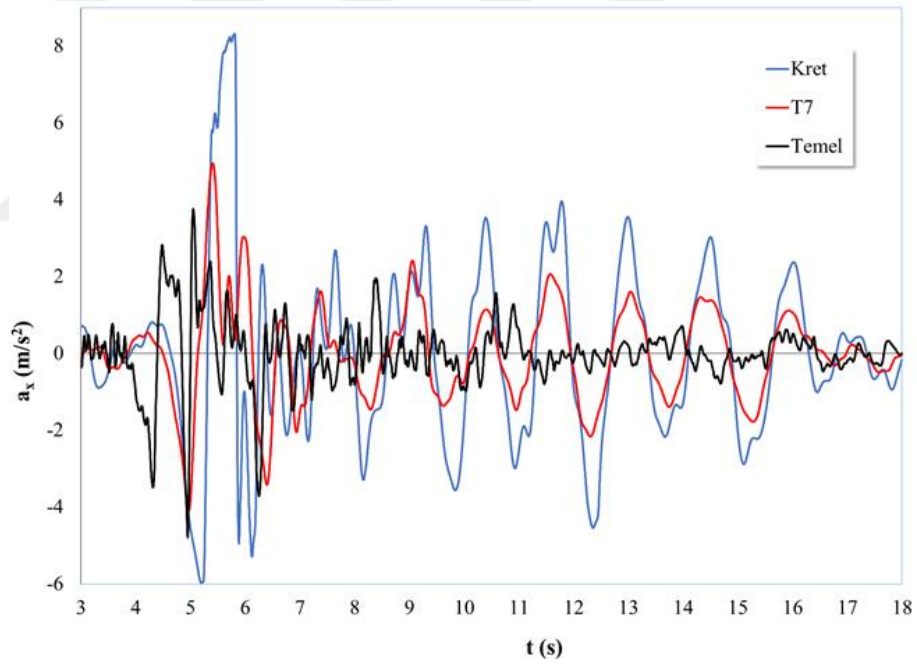
Şekil 5.98. Senaryo I İH baraj aksı boyunca temelden kreye ivme ($t=5.81$ s)



Şekil 5.99. Senaryo I İH baraj aksı boyunca temelden kreye kalıcı yatay deplasman ($t=18$ s)

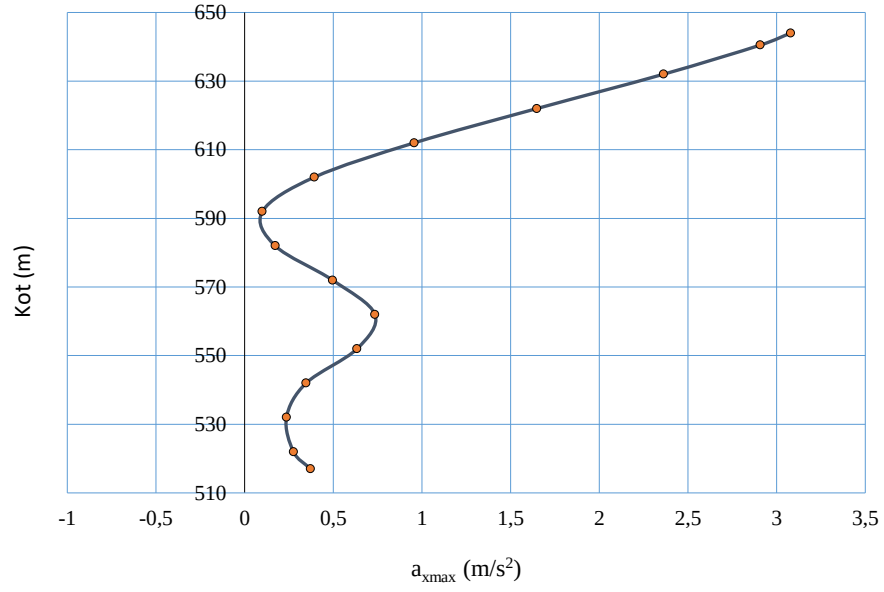


Şekil 5.100. Senaryo I İH baraj aksı boyunca temelden kreye yatay deplasman ($t=5.65$ s)

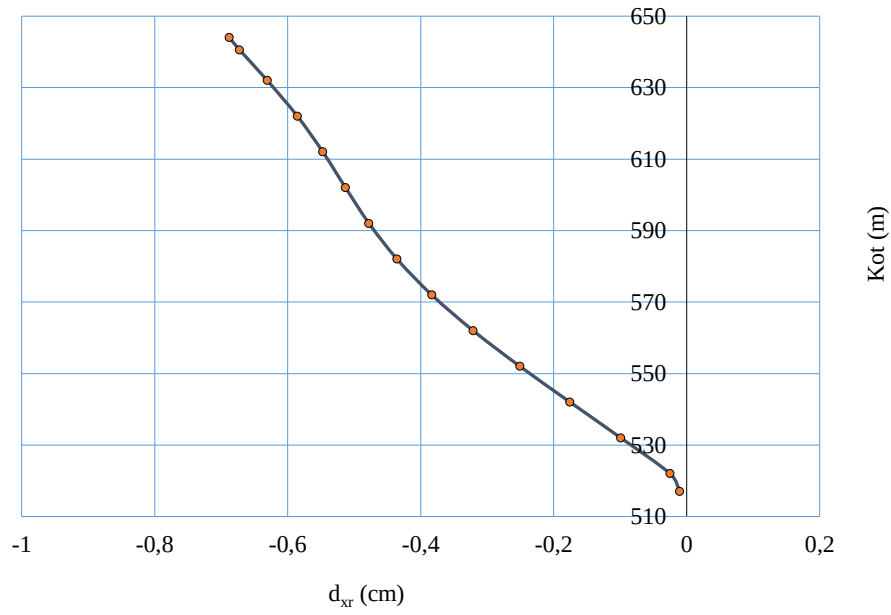


Şekil 5.101. Senaryo I İH baraj aksında temel, T7 ve krette ivme değerleri

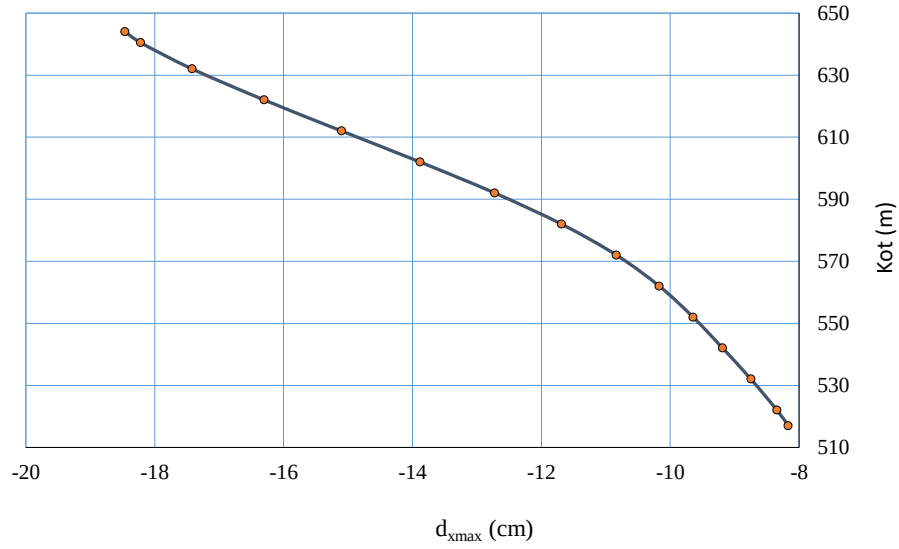
Senaryo II İSH'ye göre yapılan analizlerden elde edilen ivmenin temelden kreye değişimi ile, zaman içinde ve zaman sonunda (kalıcı) yatay deplasman değerleri grafik olarak Şekil 5.102-5.104'te, temel, T7 ve krette hesaplanan ivme değerleri ise Şekil 5.105'te gösterilmiştir.



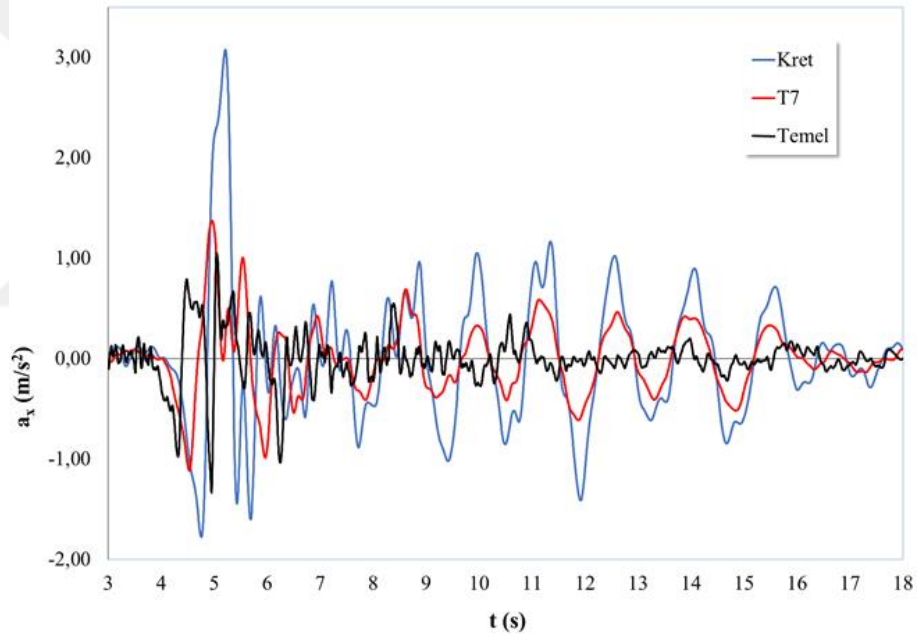
Şekil 5.102. Senaryo II İSH baraj aksı boyunca temelden krete ivme değişimi ($t=5.21$ s)



Şekil 5.103. Senaryo II İSH baraj aksı boyunca temelden krete kalıcı yatay deplasman ($t=18$ s)

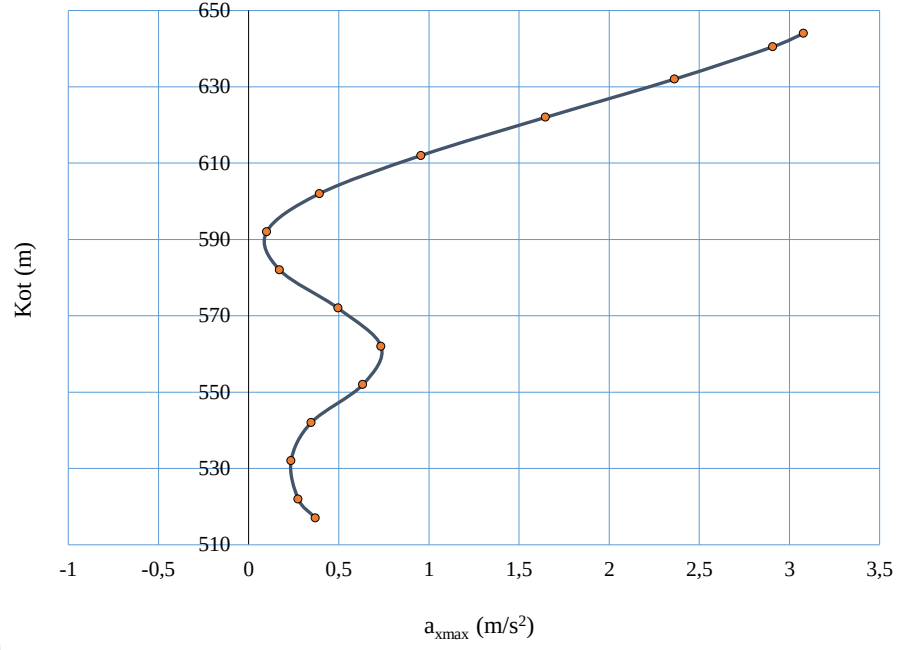


Şekil 5.104. Senaryo II İSH Baraj aksı boyunca temelden krete maksimum yatay deplasman ($t=5.155$ s)

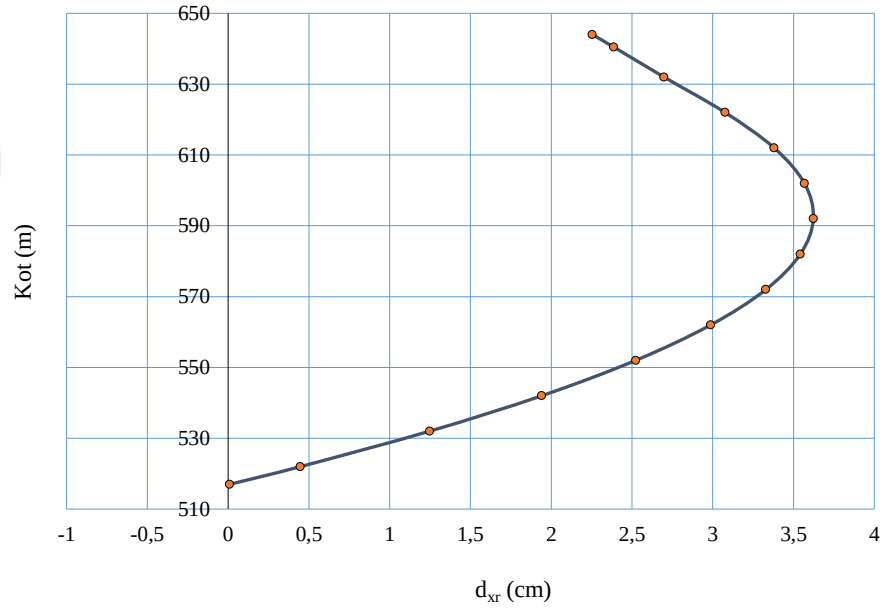


Şekil 5.105. Senaryo II İSH baraj aksında temel, T7 ve krette ivme değerleri

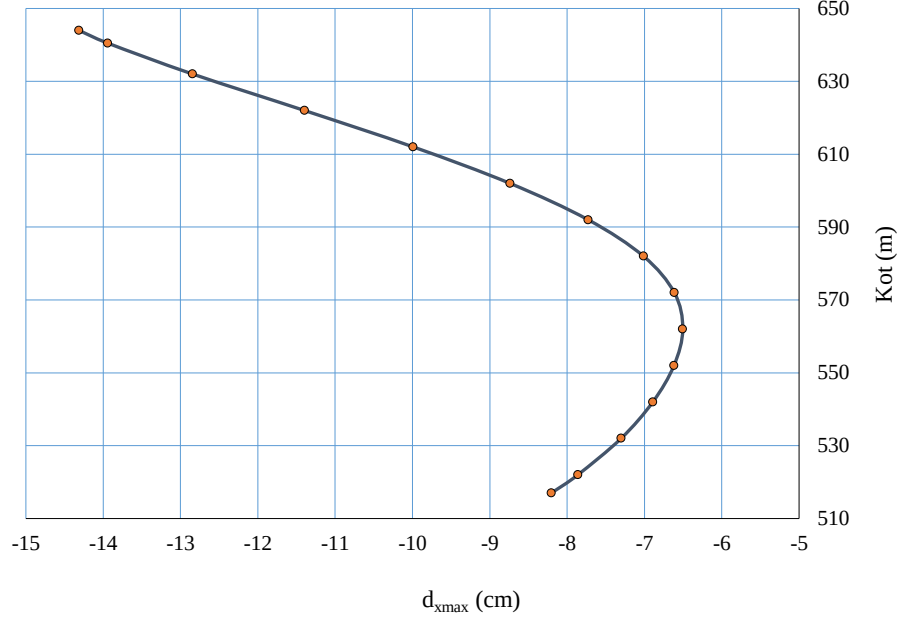
Senaryo II İH'ye göre yapılan analizlerden elde edilen ivmenin temelden krete değişimi ile, zaman içinde ve zaman sonunda (kalıcı) yatay deplasman değerleri grafik olarak Şekil 5.106-5.108'de verilmiştir. Temel, T7 ve krette hesaplanan ivme değerleri ise Şekil 5.109'da gösterilmiştir.



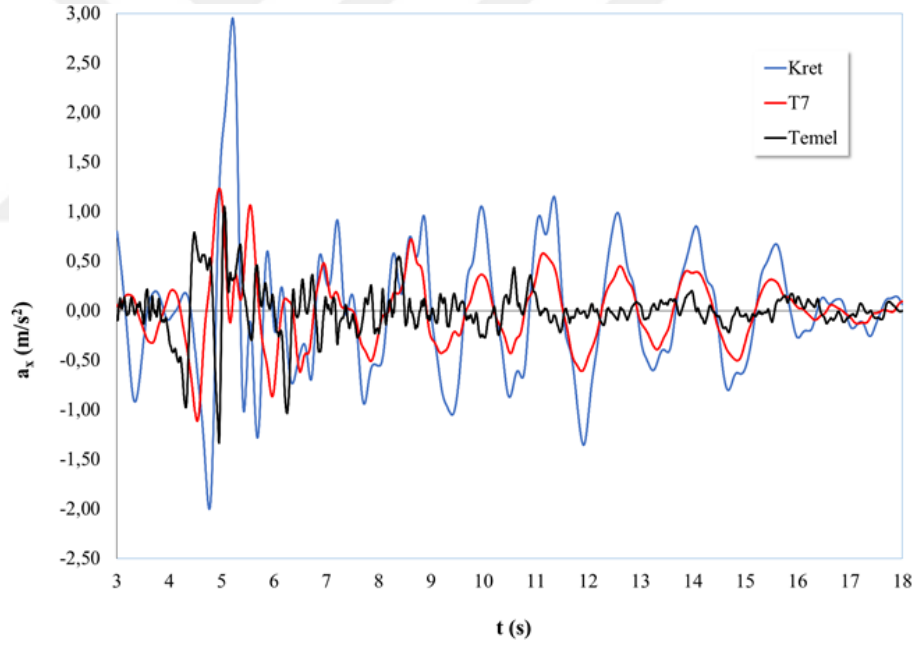
Şekil 5.106. Senaryo II İH baraj aksı boyunca temelden krete ivme değişimi (t=5.81 s)



Şekil 5.107. Senaryo II İH Baraj aksı boyunca temelden krette kalıcı yatay deplasman (t=18 s)



Şekil 5.108. Senaryo II İH baraj aksı boyunca temelden krete maksimum yatay deplasman ($t=5.175$ s)



Şekil 5.109. Senaryo II İH baraj aksında temel, T7 ve krette ivme değerleri

Kaya dolgu malzemenin doğrusal olmayan gerilme-şekil değiştirme ilişkisine bağlı olarak, statik ve dinamik analizlerle hesaplanan deplasman ve ivme değerlerini baraj gövdesinde ölçülen ve literatürde verilen sonuçlarlaمرتbe olarak yakınsayan kalibre edilmiş E (deformasyon modülü) ve G (kayma modülü) parametreleri her bir kaya dolgu tabakası için Çizelge 5.14’te verilmiştir.

Çizelge 5.14. Statik ve dinamik analizlerde kalibrasyon ile bulunan statik ve dinamik E ve G parametreleri

Kaya Dolgu Tabakası (Ri)	Statik		Dinamik	
	E_i	G_s	E_d	G_{max}
	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)
R1	204519.22	83137.89	151801.37	61707.87
R2	255312.37	103785.51	281081.52	114260.78
R3	286616.09	116510.60	380586.18	154709.83
R4	310105.92	126059.32	459004.20	186587.07
R5	329218.39	133828.61	525855.37	213762.35
R6	345484.31	140440.78	585117.84	237852.78
R7	359731.38	146232.27	638906.81	259718.21
R8	372462.28	151407.43	688506.30	279880.61
R9	384007.26	156100.51	734765.23	298685.05
R10	394595.89	160404.83	778279.49	316373.78
R11	404394.80	164388.13	819486.41	333124.56
R12	413529.11	168101.26	858718.23	349072.45
R13	422095.33	171583.47	896234.35	364322.91

Çizelge 5.14’te her bir kaya dolgu tabakası için verilen dinamik E ve G değerleri ile $\xi=0.05$ (%5) sönüm oranı ve Rayleigh sönüm katsayıları olan kütle matrisi katsayısı $\alpha=0.266989$ ve rijitlik matrisi katsayısı $\beta=0.008997$ dinamik parametreler olup, ölçülen değerlerle yakınsak ve literatürle uyumlu olduğu değerlendirilen sonuçlar, statik ve dinamik malzeme parametrelerinin doğru hesaplandığını, modellemenin ve analizlerin de doğru yapıldığını göstermiştir.

6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

6.1. Sonuçlar

Bu tez çalışmasında, ÖYBKGD baraj tipinde inşa edilen 133 m yüksekliğindeki Kürtün barajı örneğinde bir ÖYBKGD barajın statik ve dinamik yükler altında baraj kretinde ölçülen deplasmanlarını doğrulayan statik ve dinamik malzeme parametrelerinin belirlenmesi için analizler ve simülasyonlar gerçekleştirilmiştir. Malzemenin doğrusal olmayan davranışını modelleyen D-C HB model parametreleri kullanılarak ölçülen deplasman değerlerini yakınsayan sonuçlar elde edinceye kadar D-C HB model ve malzeme parametreleri kalibre edilmiştir. Kalibrasyon için öncelikle statik yükler altında İSH, STH ve İH için ölçülen oturma ve deplasman değerlerini yakınsayan analizler gerçekleştirilmiştir.

Kürtün barajı gövdesinde ivme ölçer ve yatay deplasman ölçer bulunmadığı için baraj gövdesinin sismik davranışına ilişkin bir veri elde edilememiştir. Bu nedenle dinamik analiz sonuçları literatürde bu tip barajlardaki ivme büyüme ve deplasman değerlerinin mertebeleri ile mukayese edilmiştir. Statik analizlerle bulunan malzeme parametreleri dinamik analizlerde de kullanılmıştır. Dinamik malzeme parametreleri ise literatürdeki deplasman ve ivme değerlerini mertebe olarak yakınsayınca kadar İSH ve İH için kalibre edilmiştir. 1992 Erzincan depremi verileri kullanılarak iki senaryo için zamana bağlı dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. KAF hattından baraj temeline taşınan ivme değerleri için NGAW-2 ivme azalım ilişkileri kullanılmıştır.

Böylece ÖYBKGD bir barajın doğrusal olmayan malzeme parametreleri kalibre edilerek statik ve dinamik malzeme parametreleri ile, statik ve dinamik yükler altında yapacağı deplasman ve temelden krete ivmelerin büyüme mertebeleri elde edilmiştir.

Bu tez çalışmasında yapılan kalibrasyonlar, analizlerde kullanılan herhangi bir yapısal modelle güvenilir sonuçlar elde etmek için doğrusal olmayan kaya dolgu malzeme parametrelerinin kalibrasyonunun ne kadar önemli olduğunu da göstermiştir. Bu çalışmanın sonuçları şu şekilde özetlenebilir:

- i. Sayısal analiz sonuçları, İSH, STH ve İH yükleme durumları için ANSYS simülasyonlarında D-C HB modeli ile ÖYBKGD barajın kaya dolgu deformasyonlarının ve kret oturmalarının iyi tahmin edilebileceğini göstermektedir.

- ii. İnşaat sonu halinde DO-31'de analizle bulunan 31.36 cm oturma değeri, ölçülen değer 29.00 cm'ye çok yakındır ve %92.42'lik bir yakınsama sağlanmıştır. Bulunan bu değer, baraj yüksekliğinin %0.24'üne karşılık gelmekte olup, Sherard (1963) tarafından ÖYBKD barajlar için maksimum oturma sınırı olarak verilen %0.4 oranından daha düşüktür. Bu sonuç, Kürtün barajı kaya dolgusunun iyi sıkıştırıldığıнын yanı sıra dar vadilerde inşa edilen kaya dolgu barajlarda yamaçların kemerlenme etkisini arttırdığını ve kret boyunca oturmaları azaltıcı etki yaptığını da göstermektedir.
- iii. Statik yükleme koşullarında İSH için kaya dolgu kendi ağırlığının etkisi altında olduğundan, düşey yer değiştirme toplam yer değiştirmenin ana bileşenini oluşturmaktadır ve yatay yer değiştirmenin her zaman düşey deformasyondan çok daha küçük olması beklenir. Toplam yer değiştirmenin yanı sıra hem düşey hem de yatay yer değiştirmeler de ayrı ayrı incelenmiştir. Her türlü deformasyon değerlendirmesinde, kaya dolgunun kendi ağırlığı altında yatay yönde çok az deforme olduğu ve İSH için deformasyonun çoğunun düşey yönde gerçekleştiği söylenebilir. Ancak ÖYBKD barajlarda su tutulduğunda bu durumun değiştiği ve yatay yer değiştirmelerin toplam yer değiştirmelere daha fazla katkı sağladığı görülmüştür. Memba su basıncının kretteki düşey deformasyonları azaltmada olumlu etkisi olduğu görülmüştür.
- iv. STH'de DO-11'de analizle hesaplanan 31.52 cm düşey deplasman değeri, ölçülen 36.50 cm değerine çok yakın bir değer olup, %86.36'lık bir yakınsama sağlanmıştır.
- v. İH'de ise DO-11'de hesaplanan 5.18 cm düşey deplasman değeri, ölçülen 6.50 cm değerine yine çok yakın bir değerdir ve %80 yakınsama sağlanmıştır. Bu sonuç Hacas ve ark. (1985), Khalid ve ark. (1990) ve Cruz ve ark.'nın (2009) benzer yükseklikteki ÖYBKD barajlar için bulduğu sonuçlarla oldukça uyumludur.
- vi. Dinamik analizler Senaryo I ve Senaryo II'ye göre İSH ve İH için gerçekleştirilmiştir. Senaryo I için, İSH'de 4.78 m/s^2 olan yatay pik yer ivmesi 2.18 kat büyüyerek baraj gövdesinde 10.42 m/s^2 'ye yükselmiştir. Deplasman değerleri ise zaman tanımında yatayda 64.56 cm, düşeyde ise 8.83 cm olmuştur. Kalıcı deplasmanlar yatayda 3.1 cm, düşeyde ise 0.39 cm olarak bulunmuştur. İH'de 4.78 m/s^2 olan yatay pik yer ivmesi 2.27 kat büyüyerek baraj gövdesinde 10.84 m/s^2 'ye yükselmiştir. Deplasman değerleri ise zaman tanımında yatayda

67.51 cm, düşeyde ise 15.97 cm olmuştur. Kalıcı deplasmanlar yatayda 13.38 cm, düşeyde ise 8.75 cm olarak bulunmuştur.

- vii. Senaryo II için İSH'de 1.33 m/s^2 olan pik yer ivmesi baraj gövdesinde 2.27 kat artarak 3.02 m/s^2 'ye büyümüştür. Deplasman değerleri zaman tanımında yatayda 18.17 cm, düşeyde ise 2.47 cm olmuştur. Kalıcı deplasmanlar yatayda 0.93 cm, düşeyde ise 0.13 cm olarak bulunmuştur. İH'de 1.33 m/s^2 olan pik yer ivmesi baraj gövdesinde 2.25 kat artarak 2.99 m/s^2 'ye büyümüştür. Deplasman değerleri zaman tanımında yatayda 14.82 cm, düşeyde ise 10.23 cm olmuştur. Kalıcı deplasmanlar yatayda 7.89 cm, düşeyde ise 6.45 cm olarak bulunmuştur. Kretteki ivme büyüme değeri yatay pik yer ivmesinin Senaryo I ve II ye göre sırasıyla 2.18 ve 2.27 katı olup Gazetas ve Dakoulas (1992), Harder ve ark. (1994), Uddin (1999) ve Tosun ve ark.'nın (2009) yaptığı çalışmalarda buldukları değerlerle oldukça uyumlu ve kabul edilebilir sınırlar içerisinde olduğu görülmüştür.

- viii. Rezervuardaki hidrodinamik itkinin baraj gövdesi A, C ve D noktalarında oluşan ivme ve deplasmanlar üzerindeki etkisi incelendiğinde; İH'de İSH'ye göre ivme değerinde A, C ve D noktalarında Senaryo I için sırasıyla %0.73, %3.33 ve %6.65 artma, Senaryo II için %4.22, %5.16 ve %8.33 azalma olmuştur.

Krette A noktasında Senaryo I için İSH ve İH'de zaman tanımında maksimum oturma değerleri sırasıyla 1.21 cm ve 2.22 cm bulunmuştur. Kalıcı oturmalar ise 0.079 cm (kabarma) ve 0.79 cm bulunmuştur.

Senaryo II için ise, İSH ve İH'de zaman tanımında maksimum oturma değerleri sırasıyla 0.29 cm ve 0.97 cm bulunmuştur. Kalıcı oturmalar ise 0.023 cm ve 0.57 cm bulunmuştur.

- ix. Hidrodinamik itkinin krette oluşan ivme ve oturmalar üzerindeki etkisi incelendiğinde ise; İH'de İSH'ye göre krette ivme değerinde Senaryo I için %7.44 artma, Senaryo II için ise %3.88 azalma olmuştur.

Senaryo I için İSH ve İH'de zaman tanımında maksimum oturma değerleri sırasıyla 3.25 cm ve 4.37 cm bulunmuştur. Kalıcı oturmalar ise 0.18 cm ve 0.90 cm bulunmuştur.

Senaryo II için ise, İSH ve İH'de zaman tanımında maksimum oturma değerleri sırasıyla 0.97 cm ve 1.88 cm bulunmuştur. Kalıcı oturmalar ise 0.05 cm ve 0.85 cm bulunmuştur.

- x. Kret ve kaya dolgu tabaka orta noktaları üzerinde hesaplanan ivme değerlerinin, Senaryo I ve Senaryo II deki pik yer ivmesine (PGA) göre değişim oranları inşaat sonu ve İH için incelenmiştir. Senaryo I için İSH ve İH’de krette maksimum ivme İSH ve İH için Senaryo I ve Senaryo II ye göre sırasıyla %82.61 ve %96.32 ile %131.63 ve %122.38 olarak bulunmuştur. Yani maksimum ivmedeki artış oranı en az 1.82 ve en fazla 2.31 katı olarak hesaplanmıştır ki bu sonuç (vii)’de belirtilen literatür çalışmaları, Çetin (2014) ve Yılmaz ve ark.’nın (2014) yorumlamaları ile de uyumludur.
- xi. Senaryo I ve Senaryo II ye göre hesaplanan oturma değerlerinin baraj yüksekliğine göre oranları incelenmiştir. Senaryo I için İSH ve İH’de krette oluşan zaman tanımındaki oturmalar 3.25 cm ve 4.37 cm, kalıcı oturmalar ise 0.18 cm ve 0.90 cm bulunmuştur. Senaryo II için ise İSH ve İH’de krette oluşan zaman tanımındaki oturmalar 0.97 cm ve 1.88 cm, kalıcı oturmalar ise 0.05 cm ve 0.85 cm bulunmuştur. Baraj yüksekliği ile oranlandığında oldukça küçük olan bu değerlerin Ishihara (2010) tarafından belirtilen baraj yüksekliğinin %0.1 ila %1.5 değerleri ile uyumlu olduğu ve aşmadığı görülmüştür.
- xii. Statik ve deprem durumunda hesaplanan kret oturmasının baraj gövdesindeki hava payını aşmayacağı ve baraj güvenliği için bir risk oluşturmayacağı görülmüştür.
- xiii. Barajın kret uzunluğunun az olması (300 m) ve dar bir vadide inşa edilmesi nedeniyle kemerlenme etkisi dolgunun rijitliğini artırmış ve oturmaları azaltmıştır.
- xiv. Barajın orta noktasından sonra özellikle krete yakın 1/3 veya 1/4’lük üst kısımdaki ivme büyümesi savrulma/kamçılanma etkisiyle (whiplash effect) açıklanabilir.
- xv. Statik ve dinamik analizlerde kaya dolgu malzemenin doğrusal olmayan ve gerilme-şekil değiştirme ilişkisine bağlı E ve G parametreleri deplasman ve ivme değerlerini baraj gövdesinde ölçülen ve literatürde verilen sonuçlarla mertebe olarak yakınsayınca kadar kalibre edilmiştir. Bulunan değerler Çizelge 6.1’de verilmiştir. Kullanılan $\xi=0.05$ (%5) sönüm oranı ve Rayleigh sönüm katsayıları $\alpha= 0.266989$ ve $\beta=0.008997$ ile dinamik kayma modülü, dinamik parametreler olup, dinamik analiz sonucu hesaplanan ve literatürle uygun olan ivme ve deplasman değerleri, statik ve dinamik malzeme parametrelerinin doğru bulunduğunu, modellemenin ve analizlerin de doğru yapıldığını göstermiştir.

6.2. Öneriler

HS model ve/veya 3 boyutlu doğrusal olmayan statik ve dinamik sonlu elemanlar yöntemi ile yapılacak analizle bulunacak sonuçların bu çalışmanın sonuçları ile mukayesesi bu tezin devamı niteliğinde olacaktır.

Rezervuardaki su modellenerek analizlere dahil edilebilir. Ayrıca şev sızma analizleri de bu çalışmalara ilave edilebilir.

Rayleigh sönümleme yerine kaya dolgunun tekrarlı yükler etkisindeki histeresis çevrimini göz önüne alan, kayma modülü azalım etkisine ve daneler arasındaki sürtünme etkisiyle oluşan sönümlemeye bağlı bir çözümleme bu tez çalışmasının sonuçları ile mukayese edilebilir.

Bu çalışma, baraj mühendisliğinde ivme ölçer, basınç ve deplasman ölçer gibi ölçüm cihazlarının projesine uygun ve çalışır vaziyette baraj gövdesinde, krette ve temelde yerleştirilmesi gerekliliğinin barajların güvenli ve ekonomik tasarımı için önemli olduğunu da göstermiştir. Bu nedenle aktif deprem kuşağında bulunan ülkemizde özellikle ivme ölçerlerin barajın temelinde, gövde içerisinde ve kretinde yerleştirilmesi, bu cihazlardan ölçülen verilerin barajların güvenli tasarımında kullanılması suretiyle gerçek malzeme parametreleri elde edilebilecektir. Bu ise gelecekte inşa edilecek barajlar için rehber niteliğinde olacaktır.

KAYNAKLAR

- AFAD, 2018. Türkiye Deprem Tehlikesi Haritası. [https://tdth.afad.gov.tr /TDTH/ main](https://tdth.afad.gov.tr/TDTH/main).
- AFAD, 2020. <https://tadas.afad.gov.tr/station-detail/89>, © 2020 T.C. Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı.
- ANSYS, 1999. ANSYS theory reference. Release 5.6 manuel, P. 646.
- ANSYS, 2015. ANSYS mechanical APDL theory reference. Release 16.2 manuel, P. 645.
- Barton, N. & Kjaernsli, B. 1981. Shear strength of rockfills. J. Geotech. Engng ASCE 107, No. 7, 873–891.
- Bathe, K. J., and Dvorkin, E. N., “A Formulation of General Shell Elements The Use of Mixed Interpolation of Tensorial Components”, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 22, pp. 697-722.
- Bray, J.D. and Travasarou, 2007. “Simplified procedure for estimating earthquake induced deviatoric slope displacements”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 133, No. 4, pages 381-392.
- Bureau, G., Volpe, R.L., Roth, W.R., Udaka, T., 1985. “Seismic Analysis of Concrete Face Rockfill Dams” ASCE Int. Synp. On CFRD’s, Detroit, Oct. 21, in “Concrete Face Rockfill Dams-Design Construction and Performance”, pp. 479-508.
- Bureau, G., May, 1997. “Evaluation methods and acceptability of seismic deformations in embankment dams”, Proceedings, 19th Congress on Large Dams, Florence, Italy.
- Cavus, U. S., 1992. “Concrete face rockfill dams – Design, construction and seismic analysis, An Advanced Independent Study Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Master of Science”, University of Wisconsin-Madison, 58.
- Charles, J. A. & Watts, K. S. 1980. “The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfills”, Geotechnique 30, No. 4, 353–367, <http://dx.doi.org/10.1680/geot.1980.30.4.353>.
- Charles, J. A., Soares, M. M., 1984. “Stability of compacted rockfill slopes”, Geotechnique, Vol. 34, No. 1.
- Chopra, A.K., 1966. “Earthquake Effects on Dam” Ph.D. Dissertation, University of California, Berkeley.
- Clements, R. P., 1984. “Post-Construction Deformation of Rockfill Dams”. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, No. 7, 1984, pp. 821-840. doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1984)110:7(821)

- Clough, R. W. and Chopra, A. K., 1966. "Earthquake Stress Analysis in Earth Dams" Journal of the Engineering Mechanics. Vol. 92, Issue 2
- Cooke, J. B., 1984. "Progress in rockfill dams (18th Terzaghi Lecture)", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 110, No. 10, 1383-1414.
- Cooke, J. B., Sherard, J. L., 1987. "Concrete face rockfill dam: I. Assesment; II. Design", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 10.
- Cooke, J. B., 1988. "CFRD-Zone designation and zone 2", Memo No. 97.
- Cruz, P. T. Materon, B. Freitas, M., 2009. "Concrete Face Rockfill Dams", CRC Press, Taylor and Francis group. Bilingual edition: Portuguese/English - Sao Paulo, Brasil, Oficina de Textos, p. 245-264.
- Cetin, K. O., 2014. C.76. "Dolgu barajların için sismik tasarım ve performans kriterleri", IV. Ulusal Baraj Güvenliği Sempozyumu, Elazığ.
- Dakoulas, P. and Evangelou, V., 2008. "Seismic Performance of A Concrete Faced Rockfill Dam Using An Advanced Nonlinear 3D Numerical Analysis", The 14th World Conference on Earth. Eng., Beijing, China.
- De Mello, V. F. B., 1977. "Reflection on design desicions of practical significance to embakment dams", 17th Rankine Lecture, Geotechnique, Vol. 27, No. 3, 279-355.
- Demirtaş, R., 1992. "Türkiye Diri Fayları, Deprem Etkinlikleri, Paleosismolojik Çalışmalar ve Gelecek Deprem Potansiyelleri".
- Duncan, J.M., Chang, C.Y., 1970. "Nonlinear analysis of stress and strain in soil", Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, 96, SM5, 1629-1653.
- Emre, Ö., Duman, T.Y., Özalp, S., Elmacı, H., Olgun, Ş. ve Şaroğlu, F., 2013. Açıklamalı Türkiye Diri Fay Haritası. Ölçek 1:1.250.000, Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü, Özel Yayın Serisi-30, Ankara-Türkiye. ISBN: 978-605-5310-56-1
- Fraser, W.A. and Howard, J.K., 2002. "Guidelines for use of the consequence-hazard matrix and selection of ground motion parameters", Technical Publication, Department of Water Resources, Division of Safety of Dam, 7p.
- Fumagalli, E., 1969. "Test on cohesionless materials for rockfill dams", Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, 95, SM1, 313-332.
- Gazetas, G. 1987. "Seismic response of earth dams: some recent developments", Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Volume 6, Issue 1, Pages 2-47. [https://doi.org/10.1016/0267-7261\(87\)90008-X](https://doi.org/10.1016/0267-7261(87)90008-X).
- Gazetas, G. and Dakoulas, P., 1991. "Aspects of Seismic Analysis and Design of Rockfill Dams", International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. Missouri, Paper No. SOA12, pp1851-1888.

- Gazetas, G. and Dakoulas, P., 1992. "Seismic analysis and design of rockfill dams: state of the art", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 11, p. 27-61.
- Giudici, S., Herweynen, R., and Quinlan, P., September, 2000. "HEC Experience in concrete faced rockfill dams, past, present and future", *Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams, ICOLD, China*.
- Google Earth Pro 7.3.6.9326, (26.08.2021). 40° 40'56.32" N, 39° 07'33.89" E, Eye alt. 1.10 km. CNES/Airbus 2022. <http://www.earth.google.com>.
- Hacelas, J. E., Ramirez, C. A., 1985. "Salvajina Concrete Face Gravel/Rockfill Dam-Measurement of some significant features", *Proceedings, 15th ICOLD Congress, Vol.5, Q56, R8, 68-73*.
- Harder, L. F., Jr., Bray, J. D., Volpe, R. L., and Rodda, K. V., 1998. "Performance of earth dams during the Loma Prieta earthquake", *US Geological Survey Professional Paper 1552-D*, T. L. Holzer ed., US Geological Survey, 3-26.
- Hydropower & Dams, 2003. *Progress at current major CFRD projects, Issue Four*, 79-87.
- ICOLD, 1993. "Rock materials of rockfill dams," *International Commission of Large Dams, Bulletin 92*.
- ICOLD, 2005. "Concrete face rockfill dams – Concepts for design and construction", *International Committee on Large Dams, Committee on Materials for Fill Dams*.
- ICOLD Bulletin 72, 2010. "Revision Selecting Seismic Parameters For Large Dams Guidelines".
- ICOLD Bulletin 141, 2010. "Concrete Face Rockfill Dams Concepts for Design and Construction".
- Idriss, I.M. and Archuleta, R.J., 2007. "Evaluation of Earthquake Ground Motions, Report for Division of Dam Safety and Inspections Office Energy Regulatory Commission".
- Ishihara, K. 2010. "Performances of Rockfill Dams during Recent Earthquakes", In *Proc., Int. Conf., Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engg. And Soil Dynamics*. Paper# IMI 5.
- Jansen, R. B., 1996. "Discussion on Permanent Deformation on Preexisting Sliding Surfaces in Dams", *Journal of Geotechnical Engineering/June*.
- Ketin, İ., 1969. "Kuzey Anadolu Fayı hakkında", *M.T.A. Dergisi*, 72, 1-27.
- Ketin, İ., 1976. "San Andreas ve Kuzey Anadolu Fayları arasında bir karşılaştırma", *Türkiye Jeoloji Kurumu Bülteni*, 1976. e. 19, 149-154, Ağustos.

- Khalid, S., Singh, B., Nayak, G.C., and Jain, O.P., 1990. "Nonlinear analysis of concrete face rockfill dam", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.116, No.5, pp.822-837.
- Kondner, R., 1963. "Hyperbolic Stress-Strain Response of Cohesive Soils", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE, Vol.89, SM1, 115-143.
- Kramer, S. L., 1996. "Geotechnical Earthquake Engineering", Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice-Hill.
- Leps, T. M., 1970. "Review of shearing strength of rockfill", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE, 96, SM4, 1159-1170.
- Lowe, J., 1964. "Shear strength of course embankment dam materials", *Proc. 8th Int. Congress on Large Dams*, 3, 745-761.
- Makdisi, F. I., Seed, H. B., August, 1977. "A Simplified procedure for estimating earthquake-induced deformations in dams and embankments", Report No. UCB/EERC-77/19, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.
- Marachi, N. D., Chan, C. K., Seed, H. B. & Duncan, J. M., 1969. "Strength and deformation characteristics of rockfills materials", Report No. TE-69-5. Department of Civil Engineering/Geo-technical Engineering, University of California, Berkeley.
- Marachi, N. D., Chan, C. K. and Seed, H. B., 1972. "Evaluations of properties of rockfill materials", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE, 98, SM1, 95-114.
- Marsal, R. J., 1967. "Large scale testing of rockfill materials", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE, 93, SM2, 27-43.
- Marsal, R. J., 1973. "Mechanical properties of rockfill", In: Hirschfeld, R. C., Poulos, S. J. (Eds.), *Embankment Dam Engineering*, Casagrande Volume, John Wiley & Sons, NY, 109-200.
- Newmark, N. M., 1965. "Effects of earthquakes on dams and embankments", *Rankine Lecture, Geotechnique*, Vol. 15, No. 2, 139-160.
- NGA WEST-2, 2015. <http://peer.berkeley.edu/ngawest2/databases>.
- Okamoto, T., 2004. "Evaluation of in-situ strength of rock fill material taking into account of in-situ density and strength by laboratory test", *New Development in Dam Engineering*, Edited by Wieland, Renand and Tan, Taylor & Francis Group, London, 693-704.

- Ozkuzukiran, S., Ozkan, M. Y., Ozyazicioglu, M., and Yildiz, G. S., 2006. "Settlement behaviour of a concrete faced rock-fill dam", *Geotechnical and Geol. Eng. J.*, 24, 6, 1665–1678.
- Özaydın, K., 2008. *Zemin mekaniği*, Birsen Yayınevi, İstanbul, 185.
- Pinto, N.L.S. and Marques, P.L., 1998. "Estimating the Maximum Face Deflection in CFRD's", *Hydropower and Dams*, Issue 6, p28.
- Prusza, Z., De Fries, K., Luque, F., 1985. "The design of Macagua concrete face rockfill dam, Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction and Performance", Edited by Cooke, J. B., Sherard, J. L., ASCE, New York, 608-617.
- Ramirez, O. C. A., Pena, M. E. A., 1999. "Considerations on the geometric design of plinth, In II Symposium on CFRD- Dams", *Proceedings*, Florianopolis, CBDB, 201-210.
- Reiter, L., 1990. "Earthquake Hazard Analysis: Issues and Insights", New York: Columbia University Press.
- Saboya, F. Jr. and Byrne, P.M., 1993. "Parameters for stress and deformation analysis of rockfill dams", *Canadian Geotechnical Journal*, 30, 690–701.
- Seed, H. B. and Idriss, I. M., 1970. "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses," Report EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Seed, H. B., Wong, R.T., Idriss, I. M., Tokimatsu, K., 1984. "Moduli and Damping Factor for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils", *Geotechnical Engineering Report No. UCB/EERC-84/14*, University of California at Berkeley, October.
- Seed, H. B., Seed, R. B., Lai, S. S. ve Khamenehpour, B., 1985. "Seismic design of concrete face rockfill dams, Concrete Face Rockfill Dams-Design, Costruction and Performance", Edited by Cooke, J. B., Sherard, J. L., ASCE, New York, 459-478.
- Sherard, J.L., Woodward, R.J., Gizienski, S.J. and Clevenger, W.A., 1963. "Earth and Earth-Rock Dams", John-Wiley and Sons, New York.
- Sierra, J. M., Ramirez, C. A. and Hancelas, J. E., 1985. "Design features of Salvajina dam, Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction and Performance", Edited by Cooke, J. B., Sherard, J. L., ASCE, New York, 266-315.
- Su-Yapı, 2022, Su-Yapı'nın 1975 yılından itibaren hizmet verdiği baraj ve HES tesisleri, Su-Yapı 03A-Barajhes, [https://www.suyapi.com.tr/upload/Node/18850/xfiles/ Su_Yapi_Baraj_HES_Listesi+2.pdf](https://www.suyapi.com.tr/upload/Node/18850/xfiles/Su_Yapi_Baraj_HES_Listesi+2.pdf) Türkiye, 1-16.
- Swaigood, S. R., 2003. "Embankment Dam Deformations Caused by Earthquakes", 2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering, Paper no.14.

- Tosun, H., Mirata, T., Usta, İ., Yüngül, Z., 1995. “Kama kesme deneyinin dolgu baraj ve diğer yapıların zemin dayanımıyla ilgili sorunlarına uygulanması (Application of the wedge shear test to the stability problems of embankment dams and other structures)”, Tübitak Projesi (proje no: İNTAG-702), Ankara, Türkiye.
- Tosun, H., Mirata, R., Mollamahmutoğlu, M., Çolakoğlu, N.S., 1999. “Shear strength of gravel and rockfill measured in triaxial and prismatic wedge shear tests”, Electronic Journal of Geotechnical Engineering, EJGE Paper 9903 <http://geotech.civen.okstate.edu/ejge/Ppr9903/Ppr9903.htm>
- Tosun, H., Seyrek, E., Turkoz, M. and Savas, H., 2007a. “Seismic Hazard and Total Risk Analyses of Concrete-Faced Rockfill Dams in Turkey”, 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, June 25-28, 2007 Paper No. 1638, Thessaloniki, Greece.
- Tosun, H., Batmaz, S. ve Ayvaz, O.E., 2007b. ”CFRD Practice in Turkey”, International Water Power and Dam Construction, April 2007, <https://www.waterpowermagazine.com/features/featurecfrd-practice-in-turkey/>
- Tosun, H., Keziban, T. and Seyrek, E., 2009. “Seismic stability of concrete faced rockfill dams and a case Study”, 2nd International Conference on Long Term Behavior of Dams, Graz, Austria.
- Tosun, H., 2010. “Behavior of a Concrete-Faced Rockfill Dam under Ground Shaking and a Case Study”, CDA 2010 Annual Conference, October 2 to 7, Niagara Falls, ON, Canada.
- Tosun, H., 2018. “Dynamic Behavior of CFED's Subjected to Strong Seismic Excitation and a Case Study”, USSD 2018 Annual Conference and Exhibition, 30 Apr- 04 May, Miami, Florida.
- Uddin, N., 1999. “A dynamic analysis procedure for concrete-faced rockfill dams subjected to strong seismic excitation”, Computers and Structures 72, 409-421.
- Varadarajan, A., Sharma, K. G., Venkatachalam, K. and Gupta, A. K., 2003. “Testing and modeling two rockfill materials”, Journal of Geotechn. and Geoenv. Engineering, ASCE, 129, 3, 206-218.
- Westergaard H.M., 1933. “Water pressure on dams during earthquakes”, Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol. 98, 418–472.
- Yılmaz, D., Erayman, E., Yıldız, M., 2014. “Kaya Dolgu Barajlarda Deprem Yükleri Altında Oluşan Oturmaların Mertebesi”, IV. Ulusal Baraj Güvenliği Sempozyumu, Elazığ.
- Zienkiewicz, O. C., 1971. The Finite Element in Engineering Science. McGraw Hill, New York.

YAYINLAR*

- Erayman, E., Çavuş, U.Ş., Diniz, A., 1996. Su Yapıları Temellerinde Oluşan Sızıntı Suyu Basınçlarının Sınır Eleman Metodu ile Analizi. 5. Ulusal İnşaat Mühendisliğinde Bilgisayar Kullanımı Sempozyumu, İTÜ, İstanbul.
- Erayman, E., Çavuş U. Ş., Yıldız M., Edil, T. B., 2014. Balsam Meadow Barajı'nın Statik Yükler Altında Davranışının Duncan-Chang Hiperbolik Modeliyle Sonlu Elemanlar Analizi. Uluslararası Katılımlı IV. Ulusal Baraj Güvenliği Sempozyumu, Elazığ. 277.
- Yılmaz, D., Erayman, E., Yıldız, M., 2014. Kaya Dolgu Barajlarda Deprem Yükleri Altında Oluşan Oturmaların Mertebesi. Uluslararası Katılımlı IV. Ulusal Baraj Güvenliği Sempozyumu, Elazığ. 261.
- Yıldız M., Erayman, E., Çavuş U. Ş., Yıldız A., 2015. Ön Yüzü Beton Kaplı Kaya Dolgu Barajlar ve Türkiye'deki Uygulamaları. 6. Geoteknik Sempozyumu, Çukurova Üniversitesi, Adana. doi: 10.5505/2015geoteknik.S001
- Pala, R., Erayman, E., 2016. Need of Adjustable Speed Pump Strobe Turbines in The System Having Large Capacity of Conventional and Pumped Storage Power Plants: A Case Study for Turkey. Cigre SEERC - Power Conference. Portoroz, Slovenya.
- Erayman, E., Yıldız M., Çavuş U. Ş., Yıldız A., 2016. Finite Element Solution of Dim Dam Under Static Loading Using Duncan Chang Modelling. The Online Journal of Science and Technology, 6.
- Türkoğlu, S., Erayman, E., Yıldırım, A., 2016. Türbin Kanatlarında Oluşan Boyuna Çatlakların Tamiri ve Muayene Yöntemleri Çalışmaları. 4. Uluslararası Kaynak Teknolojileri Konferansı ve Sergisi, Gaziantep.
- Erayman, E., Çavuş U. Ş., Yıldız M., 2022. Post-construction safety assessment of a high concrete face rockfill dam. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering, 1-15. <https://doi.org/10.1680/jgeen.21.00167> (Doktora tezinden yapılmıştır)