



**BİR DEMİRYOLU PROJESİ YARMASINDA ŞEV STABİLİTE
DEĞERLENDİRİLMESİ VE GÜÇLENDİRME UYGULAMASI**

Buğrahan AÇIKGÖZ

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANA BİLİM DALI**

**GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

EKİM, 2024

ETİK BEYAN

Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Tez Yazım Kurallarına uygun olarak hazırladığım bu tez çalışmada;

- Tez içinde sunduğum verileri, bilgileri ve dokümanları akademik ve etik kurallar çerçevesinde elde ettiğimi,
- Tüm bilgi, belge, değerlendirme ve sonuçları bilimsel etik ve ahlak kurallarına uygun olarak sunduğumu,
- Tez çalışmada yararlandığım eserlerin tümüne uygun atıfta bulunarak kaynak gösterdiğimi,
- Kullanılan verilerde herhangi bir değişiklik yapmadığımı,
- Bu tezde sunduğum çalışmanın özgün olduğunu,

bildirir, aksi bir durumda aleyhime doğabilecek tüm hak kayıplarını kabullendiğimi beyan ederim.

Buğrahan AÇIKGÖZ

18/10/2024

BİR DEMİRYOLU PROJESİ YARMASINDA ŞEV STABİLİTE DEĞERLENDİRİLMESİ VE GÜÇLENDİRME UYGULAMASI

(Yüksek Lisans Tezi)

Buğrahan AÇIKGÖZ

GAZİ ÜNİVERSİTESİ
TEKNOLOJİ FAKÜLTESİ

Ekim 2024

ÖZET

Demiryolu projelerinde güzergah teknik olarak uygunluk, coğrafi koşullar ve ekonomik etkenler gibi parametreler göz önüne alınarak optimum şekilde oluşturulmaya çalışılır. Trenin izleyeceği güzergâh kimi yerde tabii zemin kotunun üstünde giderken kimi yerde altında gider. Bu durum demiryolunda dolgu ve yarma imalatı ihtiyacını doğurur. Her ikisinde de şev stabilitesi dikkat edilmesi gereken bir sorundur. Şevlerin stabilitesini kaybederek hareket etmesi ve göçme durumuna gelerek çok sayıda kayba neden olma gibi risklerini bertaraf etmek için çeşitli yöntemler geliştirilmiştir. Bu yöntemler arazinin karakteristik özellikleri, teknik olarak uygunluk ve maliyet gibi çeşitli yönlerden farklılık göstermektedir. Bu çalışma kapsamında Ankara, Afyonkarahisar, Uşak, Manisa ve İzmir gibi deprem tehlikesi yüksek bölgelerden geçen Ankara-İzmir Yüksek Hızlı Tren projesi güzergâhında bulunan bir yarma kesiti ele alınmıştır. İlk olarak bölgeye ait olan eğimli arazinin analizi için statik yükler altında, limit denge yöntemlerinin çözümleri kullanılmış ve güvenlik katsayıları hesaplanmıştır. Daha sonra deprem durumunda yarma şevlerinde oluşması beklenen deformasyonlar Newmark yöntemi ve dinamik analiz kullanılarak belirlenmiştir. Çalışma kapsamında incelenen yarma kesitinde şev açısının düşürülmesi ile yeterli güvenliğin sağlandığı görülmüştür.

Bilim Kodu : 91132
Anahtar Kelimeler : Şev stabilitesi, demiryolu yarmaları, şev güçlendirme
Sayfa Adedi : 83
Danışman : Prof. Dr. Nihat Sinan IŞIK

SLOPE STABILITY ASSESSMENT AND REINFORCEMENT IMPLEMENTATION
IN A RAILWAY CUT SLOPE

(M. Sc. Thesis)

Buğrahan AÇIKGÖZ

GAZİ UNIVERSITY
GRADUATE SCHOOL OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES

October 2024

ABSTRACT

In railway projects, the route is tried to be designed in an optimum way, taking into account parameters such as technical suitability, geographical conditions and economic factors. The route that the train will follow goes above ground level in some places and below it in other places. This situation creates the need for filling and excavating in the railway. In both cases, slope stability is a problem that needs attention. Various methods have been developed to eliminate the risks of slopes losing their stability, moving and collapsing, causing many losses. These methods differ in various aspects such as the characteristics of the land, technical suitability and cost. Within the scope of this study, a cut section on the Ankara-İzmir High Speed Train project route, which passes through high earthquake risk areas such as Ankara, Afyonkarahisar, Uşak, Manisa and İzmir, was discussed. Firstly, for the analysis of the sloping land of the region, solutions of limit equilibrium methods were used under static loads and safety coefficients were calculated. Then, the deformations expected to occur in the cut slopes in the event of an earthquake were determined using the Newmark method and dynamic analysis. It was observed that sufficient safety was provided by reducing the slope angle in the cut section examined within the scope of the study.

Science Code : 91132
Key Words : Slope stabilization, railway cuts, slope reinforcement
Page Number : 83
Supervisor : Prof. Dr. Nihat Sinan IŞIK

TEŞEKKÜR

Tez çalışmam boyunca gösterdiği her türlü destek ve yardımdan dolayı tez danışmanım Prof. Dr. Nihat Sinan IŞIK’a en içten dileklerimle çok teşekkür ederim.

Her zaman yanımda olan ve beni destekleyen sevgili eşim Esra AÇIKGÖZ’e teşekkür ederim.



İÇİNDEKİLER

	Sayfa
ÖZET	iv
ABSTRACT.....	v
TEŞEKKÜR.....	vi
İÇİNDEKİLER	vii
ÇİZELGELERİN LİSTESİ.....	x
ŞEKİLLERİN LİSTESİ.....	xi
1. GİRİŞ.....	1
2. ŞEV VE ŞEV STABİLİTESİ.....	3
2.1. Şev Bilgisi	3
2.2. Şev Türleri.....	3
2.2.1. Doğal şevler	4
2.2.2. Suni şevler	4
2.3. Şevlerde Yenilme Durumları	5
2.3.1. Düşme	6
2.3.2. Devrilme	7
2.3.3. Yanal yayılma.....	7
2.3.4. Akma.....	8
2.3.5. Kayma.....	9
2.3.6. Karmaşık hareketler	9
2.4. Şevlerde Yenilmeye Neden Olan Unsurlar	10
2.4.1. Kayma gerilmesinin artmasına neden olan etkiler.....	10
2.4.2. Kayma mukavemetinin azalmasına neden olan etkiler	11
2.4.3. Şevlerde su etkisi	11
2.5. Şevlerde İyileştirme Yöntemleri	12
2.5.1. Şevlerde yük azaltma	12

	Sayfa
2.5.2. Payandalama	12
2.5.3. Drenaj	13
2.5.4. Bitkilendirme	15
2.5.5. Yapısal iyileştirme	15
2.5.6. Zemin güçlendirmesi	18
3. ŞEV STABİLİTESİ ANALİZ YÖNTEMLERİ	21
3.1. Şevlerde Güvenlik Katsayısı Kavramı	22
3.2. Limit Denge Analiz Yöntemleri	22
3.2.1. Fellenius yöntemi	23
3.2.2. Bishop yöntemi	24
3.2.3. Janbu yöntemi	25
3.2.4. Spencer yöntemi	26
3.2.5. Morgenstern-Price yöntemi	27
3.3. Dinamik Analiz Yöntemleri	28
3.3.1. Psödo statik yöntem	29
3.3.2. Sonlu elemanlar yöntemi	30
3.3.3. Newmark kayan blok analizi	31
4. VAKA ANALİZİ	33
4.1. Genel Jeoloji	34
4.2. Depremsellik ve Zemin Sınıflarının Tespiti	37
4.2.1. Şev duraylılığı analizlerinde kullanılacak deprem düzeyleri	39
4.3. Tasarım Kriterleri	39
4.3.1. Mukavemet ve deformasyon parametrelerinin tayini	40
4.3.2. SPT düzeltmeleri	44
4.3.3. Sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesi	45
4.4. Zemin Özellikleri	47

	Sayfa
4.5. Yarma Geoteknik Değerlendirmesi.....	50
4.6. Şev Tasarımı.....	54
4.7. Newmark Yöntemi ile Analiz	63
4.8. Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Dinamik Analiz	65
4.9. Şişme Potansiyelinin Değerlendirilmesi	75
4.10. Sıvılaşma Potansiyelinin Değerlendirilmesi.....	75
5. SONUÇ VE ÖNERİLER	77
KAYNAKLAR	79
ÖZGEÇMİŞ	83

ÇİZELGELERİN LİSTESİ

Çizelge	Sayfa
Çizelge 2.1. Şevlerde gerilme ve direnç değişimi	10
Çizelge 4.1. Yarma kesitine ait bilgiler	34
Çizelge 4.2. ASFS’de oluşan M=4.5 ve üzeri depremler	37
Çizelge 4.3. Farklı zemin türleri için β' faktörü	41
Çizelge 4.4. SPT-N düzeltme katsayıları.....	45
Çizelge 4.5. SPT değeri ve sıvılaşma ilişkisi.....	47
Çizelge 4.6. Sondaj özet bilgisi	48
Çizelge 4.7. BYT-USK31 sondajına ait SPT deney sonuçları ve SPT düzeltmeleri.....	50
Çizelge 4.8. BYT-USK32 sondajına ait SPT deney sonuçları ve SPT düzeltmeleri.....	51
Çizelge 4.9. BYT-USK31 sondajı karot yüzdesi, RQD ve ayrışma dereceleri çizelgesi	52
Çizelge 4.10. BYT-USK32 sondajı karot yüzdesi, RQD ve ayrışma dereceleri çizelgesi.....	52
Çizelge 4.11. BYT-USK31 ve BYT-USK32 sondajları mekanik deney sonuçları özet çizelge.....	53
Çizelge 4.12. BYT-USK31 sondajı fiziksel deney sonuçları özet çizelgesi	53
Çizelge 4.13. BYT-USK31 sondaj verilerine göre hazırlanan idealize zemin profili...	54
Çizelge 4.14. İdealize zemin profiline ait parametreler	54
Çizelge 4.15. Statik ve dinamik güvenlik sayısı.....	55
Çizelge 4.16. Yatay eşdeğer deprem katsayıları	55
Çizelge 4.17. 3Y/2D şev eğimi analizinde elde edilen güvenlik sayıları	59
Çizelge 4.18. 2Y/1D şev eğimi analizinde elde edilen güvenlik sayıları	63
Çizelge 4.19. Analiz edilen yarma şevine ait parametreler	66
Çizelge 4.20. Dinamik analizde kullanılacak deprem parametreleri.....	68

ŞEKİLLERİN LİSTESİ

Şekil	Sayfa
Şekil 2.1. Şev tanımlamasında kullanılan terminoloji	3
Şekil 2.2. Baraj dolgu ve bent şevi – Çilekli Göleti.....	4
Şekil 2.3. Karayolu inşaatı için yapılmış yarma şevi.....	5
Şekil 2.4. Depolama alanı için yapılmış şev	5
Şekil 2.5. Şevlerde göçme tipleri	6
Şekil 2.6. Şevlerde düşme hareketinin gösterimi.....	7
Şekil 2.7. Kanada'da meydana gelen devrilme	7
Şekil 2.8. Yanal yayılma gösterimi.....	8
Şekil 2.9. Şevlerin akma hareketinin gösterimi	8
Şekil 2.10. Şevlerin kayma hareketinin gösterimi	9
Şekil 2.11. Karmaşık kayma mekanizmalarının gösterimi	10
Şekil 2.12. Yük azaltma yöntemi ile şev stabilitesinin iyileştirilmesi	12
Şekil 2.13. Kazı yapılmak suretiyle yapılan payanda dolgusu	13
Şekil 2.14. Kazı yapılmadan yapılan payanda dolgusu	13
Şekil 2.15. Şevlerin seki bölümüne yapılan drenaj oluşu.....	14
Şekil 2.16. Çekim kuyusu ve yatay dren yardımıyla yapılan yeraltı drenajı	14
Şekil 2.17. Delikli boru yardımıyla yapılan yeraltı drenajı	14
Şekil 2.18. Karayolu kenarında bulunan şevde yapılmış bitkilendirme çalışması	15
Şekil 2.19. Konsol ve ağırlık istinat duvarı.....	16
Şekil 2.20. Dolgulu çerçeve duvarı.....	17
Şekil 2.21. Sandık duvar kesiti	17
Şekil 2.22. Ankraj duvar kesiti	18
Şekil 2.23. Jet-grout uygulama gösterimi	19
Şekil 3.1. Fellenius yönteminde etki ettirilen kuvvetler	23
Şekil 3.2. Janbu yönteminde şevlerde uzunluk ve derinlik.....	26

Şekil	Sayfa
Şekil 3.3. Spencer yönteminde dilimler arası kuvvetler	27
Şekil 3.4. Morgenstern-Price yöntemindeki kuvvet fonksiyon türleri.....	28
Şekil 3.5. Psödostatik yöntemde kayma yüzeyine etki eden kuvvetler	30
Şekil 3.6. Şevlerde kayan kütle ve kayan blok benzetmesi	32
Şekil 4.1. Yer bulduru haritası	33
Şekil 4.2. Km: 115+715 - 116+150 yarma kesiti plan gösterimi.....	34
Şekil 4.3. Çalışma alanına ve çevresine ait genelleştirilmiş stratigrafik kesit	36
Şekil 4.4. Afyon ve çevresine ait sismotektonik harita.....	37
Şekil 4.5. Afyon bölgesinde meydana gelen son depremler ve faylar	38
Şekil 4.6. TBDY 2018'e göre yerel zemin sınıfları.....	39
Şekil 4.7. PI ve f_1 ilişkisi	40
Şekil 4.8. Farklı zemin türleri için Poisson oranı seçimi	42
Şekil 4.9. Plastisite indeksi ile içsel sürtünme açısı arasındaki ilişki	42
Şekil 4.10. İçsel sürtünme açısı ile SPT-N sayısı arasındaki ilişki.....	43
Şekil 4.11. PI yüzdesi ile f_2 ilişkisi	44
Şekil 4.14. İnce daneli zeminlerde PI-LL-Sıvılaşma koşulu	47
Şekil 4.16. BYT-USK31 sandık fotoğrafı - 1	48
Şekil 4.17. BYT-USK31 sandık fotoğrafı - 2	48
Şekil 4.18. BYT-USK31 sandık fotoğrafı - 3	49
Şekil 4.19. BYT-USK32 sandık fotoğrafı - 1	49
Şekil 4.20. BYT-USK32 sandık fotoğrafı - 2	49
Şekil 4.21. BYT-USK32 sandık fotoğrafı - 3	50
Şekil 4.22. BYT-USK32 sandık fotoğrafı - 4.....	50
Şekil 4.23. 3Y/2D Yarma şevi analiz modeli	55
Şekil 4.24. Sol şev kısa dönem statik analiz sonucu.....	56
Şekil 4.25. Sol şev uzun dönem statik analiz sonucu	56

Şekil	Sayfa
Şekil 4.26. Sol şev kısa dönem dinamik (DD-2) analiz sonucu.....	57
Şekil 4.27. Sol şev uzun dönem dinamik (DD-2) analiz sonucu	57
Şekil 4.28. Sol şev kısa dönem dinamik (DD-1) analiz sonucu.....	58
Şekil 4.29. Sol şev uzun dönem dinamik (DD-1) analiz sonucu	58
Şekil 4.30. 2Y/1D Yarma şevi analiz modeli	59
Şekil 4.31. Sol şev kısa dönem statik analiz sonucu.....	60
Şekil 4.32. Sol şev uzun dönem statik analiz sonucu	60
Şekil 4.33. Sol şev kısa dönem dinamik (DD-2) analiz sonucu.....	61
Şekil 4.34. Sol şev uzun dönem dinamik (DD-2) analiz sonucu	61
Şekil 4.35. Sol şev kısa dönem dinamik (DD-1) analiz sonucu.....	62
Şekil 4.36. Sol şev uzun dönem dinamik (DD-1) analiz sonucu	62
Şekil 4.37. Newmark Kayan Blok Modeli ve Newmark analiz yaklaşımı	64
Şekil 4.38. Newmark Yöntemi Kritik İvme Analizi	64
Şekil 4.39. Newmark Yöntemi Kütle Deplasman Analizi	65
Şekil 4.40. Analiz edilen yarma şevine ait model geometrisi.....	66
Şekil 4.41. Analiz edilecek yarmaya ait model.....	67
Şekil 4.42. Ölçeklendirilmiş deprem kayıtları	67
Şekil 4.43. Dinamik analiz sonucunda elde edilen kalıcı deplasmanlar	68
Şekil 4.44. Dinamik analiz sonucunda elde edilen zaman-deplasman grafiği (Doğu-Batı yönü).....	69
Şekil 4.45. Dinamik analiz sonucunda elde edilen zaman-deplasman grafiği (Kuzey-Güney yönü).....	69
Şekil 4.46. Analiz edilen yarma şevine ait model geometrisi	70
Şekil 4.47. Dinamik analiz sonucunda elde edilen kalıcı deplasmanlar	71
Şekil 4.48. Dinamik analiz sonucunda elde edilen kalıcı deplasmanlar	71
Şekil 4.49. Dinamik analiz sonucunda elde edilen zaman-deplasman grafiği (Doğu-Batı yönü).....	72

Şekil	Sayfa
Şekil 4.50. Dinamik analiz sonucunda elde edilen zaman-deplasman grafiği (Kuzey-Güney yönü).....	72
Şekil 4.51. Analiz edilen yarma şevine ait model geometrisi (Destekli durum).....	73
Şekil 4.52. Dinamik analiz sonucunda elde edilen kalıcı deplasmanlar (Destekli durum).....	73
Şekil 4.53. Dinamik analiz sonucunda elde edilen zaman-deplasman grafiği (Doğu-Batı yönü) (Destekli durum)	74
Şekil 4.54. Dinamik analiz sonucunda elde edilen zaman-deplasman grafiği (Kuzey-Güney yönü) (Destekli durum)	74



1. GİRİŞ

İnsanoğlu var olduğu günden bu yana yaşadığı coğrafya ile etkileşimde olmuş ve ihtiyaçları doğrultusunda yaşadığı yeri değiştirme eğiliminde bulunmuştur. İlk çağlarda bir yerin yaşam alanı olarak seçilmesi için barınma, sığınma, tehlikelerden korunma, su ve yemek gibi kaynaklara yakınlık gibi çeşitli etkenler ön plana çıksa da günümüzde bu durum teknolojinin de gelişmesi ile daha karmaşık bir hal almıştır. Popülasyonun hızla artması, şehirlerin ve ülkelerin hızla yayılması ile artık ekonomiklik ve teknik imkânlar değerlendirilerek doğal olarak elverişli olmayan ortamda da yapılaşma düşünülmektedir.

Üzerinde yaşadığımız zemin, inşaat mühendisliğinin en karmaşık ve en önemli konularından biri olmakla beraber üzerine inşa edilecek yapıların davranışlarını doğru yorumlayabilmek adına çok önemli bir parametredir. Ulaşım sektörünün giderek önem kazanması ile daha sürdürülebilir ve az maliyetli ulaşım modlarından olan demiryoluna yatırım her geçen gün artmaktadır. Bu çerçevede demiryolu güzergâhının tabii zemin kotundan farklılık gösterdiği bölgelerde yarmalar ve dolgular ile çözüm üretilmektedir. Bu yarma ve dolguların insan eliyle açılması sonucu şev stabilite sorunları olacağı gibi rüzgâr, yağmur, deprem gibi doğal yollarla da aynı problemler oluşabilir. Genel anlamda şev, tabii zemin ile belirli bir derecede açı yapan zemin kütlesi olarak tanımlanabilmektedir (Cernica, 1995).

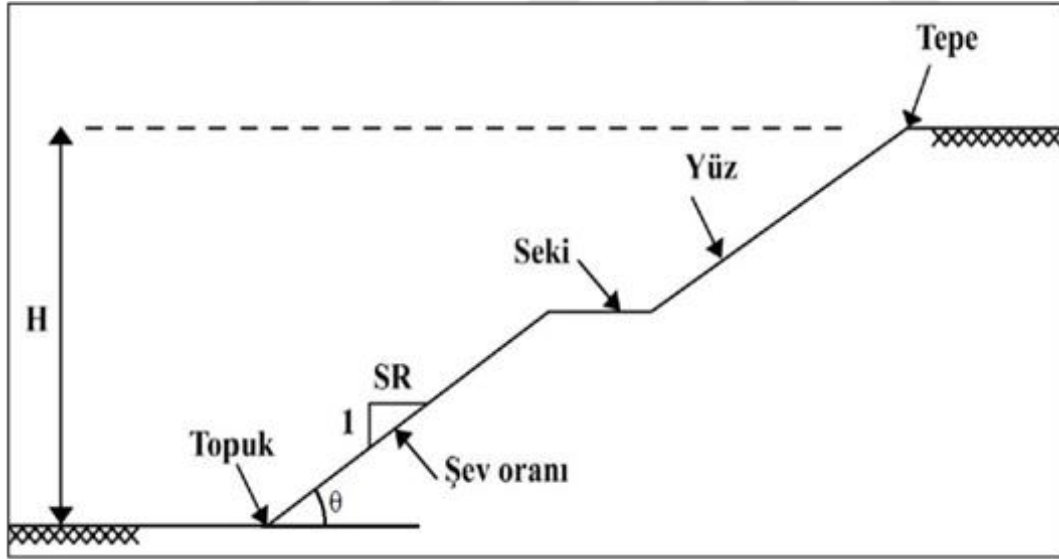
Teknolojinin ilerlemesi ve laboratuvar imkânlarının artması ile zemin parametrelerinin belirlenmesi ve bu parametrelere uygun mühendislik çözümlerinin geliştirilmesi mümkün olmuştur. Şevlerin stabilitesini analiz etmek için elastik teoriye dayanan limit denge yöntemleri ve sonlu elemanlar yöntemleri gibi yöntemler geliştirilmiştir. Zaman içerisinde Fellenius (1927), Bishop (1955), Janbu (1956), Lowe-Karafiath (1959), Morgenstern ve Price (1965) ve Spencer (1967) gibi yöntemler geliştirilmişken sonlu elemanlar yöntemi kapsamında yapılan analizlerde Plaxis, Slide gibi bilgisayar yardımıyla hazırlanmış paket programlardan yararlanılmaktadır. Plaxis ile deprem verilerinin ve diğer dinamik yüklerin şev üzerine etkitilmesi ile analiz gerçekleştirilir. Slide ile şevin limit denge durumunun analizi gerçekleştirilir. Limit denge yöntemleri ve sonlu elemanlar yöntemleri ile şevlerin stabilitesi analizleri yapılarak yapının servis ömrü boyunca maruz kalabileceği etkiler altında davranışı modellenmeye çalışılır.

2. ŞEV VE ŞEV STABİLİTESİ

2.1. Şev Bilgisi

Doğada kendiliğinden oluşmuş veya doğal zeminin farklı amaçlar için eğimli bir şekle getirilmesiyle meydana gelmiş bölgelere şev adı verilir. Şev tanımlaması aynı zamanda eğimli yüzey olarak da kullanılmaktadır. Şev açısı şevin yüzeyle yaptığı açığı, şev eğimi ise bu açının tanjantını ifade etmektedir (Polat, 2019).

Şevler tanımlanırken çeşitli terimler kullanılmaktadır. Şevin düz tabii zemini kestiği noktalara şev tepesi ve şev topuğu; şevin tepesi ile topuğu arasındaki yükselti farkına şev yüksekliği; şev tepesi ve topuğu arasındaki yüzeye şev yüzeyi; şev yüzeyi üzerinde oluşturulan düzlük kısımlara palye (seki) ve şevin dikliğine şev oranı adı verilmektedir. Şekil 2.1'de şevlere ait terminoloji gösterilmiştir (Coduto, 2006).



Şekil 2.1. Şev tanımlamasında kullanılan terminoloji (Coduto, 2006)

2.2. Şev Türleri

Şevler doğada yıllar içinde kendiliğinden oluşmuş “doğal şevler” ve karayolu, demiryolu gibi inşaat sahalarında insan eliyle oluşturulmuş “suni şevler” olmak üzere iki grupta incelenebilir.

2.2.1. Doğal şevler

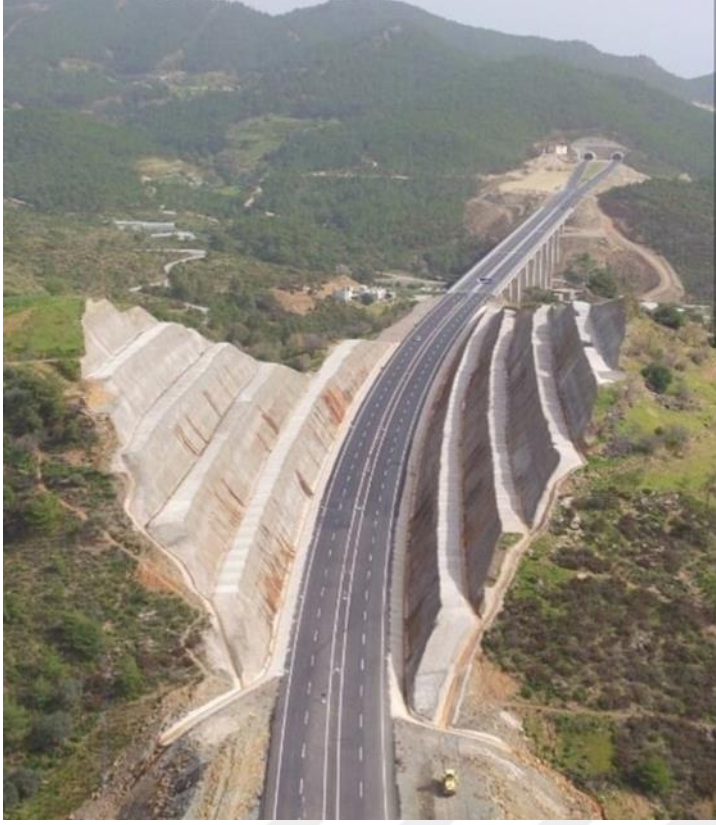
Doğada doğal olarak oluşmuş, herhangi bir dış etkiye maruz kalmamış ve stabilitesini normal şartlarda koruyabilen şevlere doğal şev adı verilir. Şev içindeki boşluk suyu basıncındaki artış, erozyon etkileri ve sismik aktiviteler doğal şevlerin stabilitesini bozan etkilerden sayılabilir (Polat, 2019).

2.2.2. Suni şevler

Çeşitli mühendislik çözümleri amacıyla tabii zemine müdahale edilmesi ile oluşturulan dolgular, yarmalar, depolama alanları gibi şevlere suni şev adı verilir. Karayolu ve demiryolu güzergâhlarında, baraj ve baraj setleri gibi alanlarda Şekil 2.2’de gösterildiği gibi dolgu ve bent şevleri; yine karayolu ve demiryolu güzergâhının tabii zemin kotundan daha alt bir kottan geçmesi gereken durumlarda Şekil 2.3’te gösterildiği gibi yarma şevleri; maden ve endüstriyel depolama alanı oluşturmak için yarma şevlerine benzer şekilde dizayn edilen Şekil 2.4’te gösterildiği gibi depolama alan şevleri suni şevlere örnek olarak verilebilir (Çetin, 2010).



Şekil 2.2. Baraj dolgu ve bent şevi – Çilekli Göleti (Polat, 2019)



Şekil 2.3. Karayolu inşaatı için yapılmış yarma şevi (Polat, 2019)



Şekil 2.4. Depolama alanı için yapılmış şev (Polat, 2019)

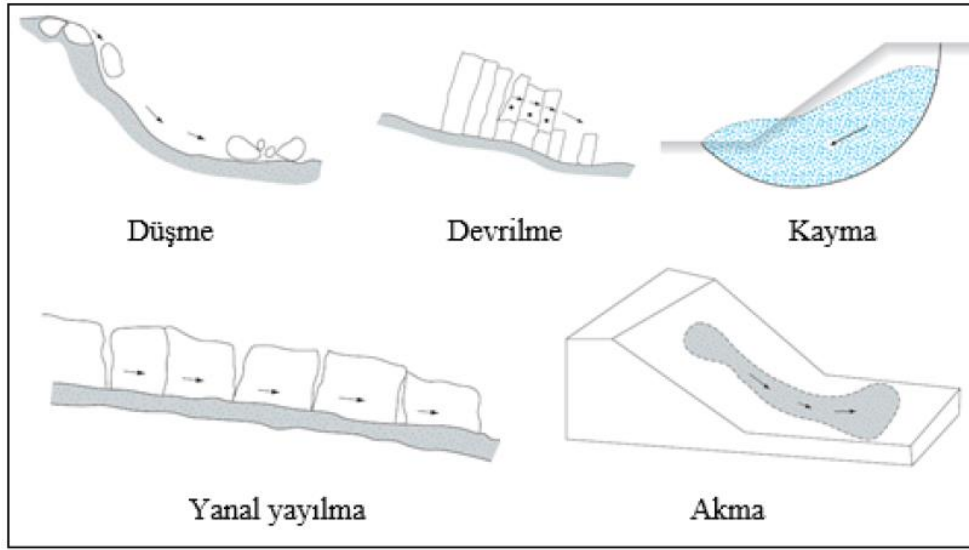
2.3. Şevlerde Yenilme Durumları

Şevler, kimi zaman doğal sebeplerden kimi zaman da dışarıdan etkilerle stabilitesini kaybederek hareket edebilmektedir. Bu hareket türleri harekete geçen çeşitli malzeme ve zemin cinsi, kayma mukavemeti parametreleri, zemindeki su içeriği, kayan kütlelerin boyutu

ve hızı gibi çeşitli parametreler çerçevesinde sınıflandırmıştır (Akbulut, 2012). 1996 yılında Cruden ve Varnes (1996) tarafından yapılan bir çalışmadan bu kayma hareketleri 5 ana kategoriye ayrılmıştır:

- Düşme: Zemin veya kaya parçalarının şev yüzeyinden aşağı düşmesi suretiyle meydana gelen göçmedir.
- Devrilme: Şev üzerinde bulunan bir kütlenin belirli bir eksen doğrultusunda ileri yönlü yer değiştirmesidir.
- Yana Yayılma: Özellikle sismik etkiler altında meydana gelen sıvılaşmaya bağlı olarak şevlerin yatay yönde yer değiştirmesidir.
- Akma: Zemin kütlesinin viskoz sıvı gibi aşağı yönde hareketidir.
- Kayma: Bir kayma düzlemi üzerinde zemin kütlesinin aşağı yönde hareketidir.

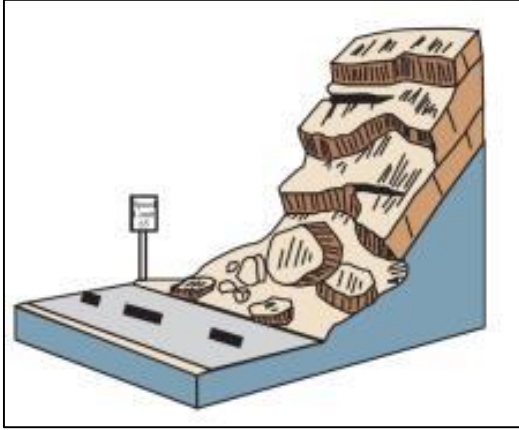
Şekil 2.5'te bu kayma hareketlerinin şematik gösterimi sunulmuştur.



Şekil 2.5. Şevlerde göçme tipleri (Das, 2010)

2.3.1. Düşme

Genelde yüksek eğimli ve dik şevlerden kimyasal ayrışma, donma çözünme etkileri, bitki köklerinin olumsuz etkileri ve yerçekimi etkisi ile kaya, moloz ve toprak parçalarının düşey yönde ve hızlı bir şekilde düşmesi olarak tanımlanır. Şekil 2.6'da düşme hareketine ait görsel verilmiştir (Cruden ve Varnes, 1996).



Şekil 2.6. Şevlerde düşme hareketinin gösterimi (Cruden ve Varnes, 1996)

2.3.2. Devrilme

Devrilme hareketi sadece dik yamaçlarda görülmekte olup sertleşmiş kil ve kaya türü zeminlerin çatlayarak bir denge kaybı halinde birim veya blokların ağırlık merkezlerinden dönerek kopması olarak adlandırılmaktadır (Coduto, 2006). Şekil 2.7’de Kanada’da meydana gelen bir devrilme hareketi gösterilmiştir.

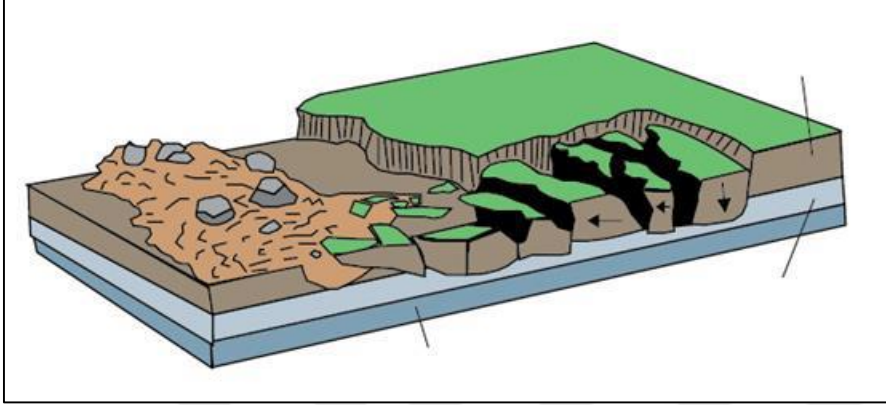


Şekil 2.7. Kanada'da meydana gelen devrilme (Cruden ve Varnes, 1996)

2.3.3. Yanal yayılma

Yanal yayılma, çoğunlukla hafif eğimli arazilerde görülen, blokların birbirinden ayırık vaziyetten bağımsız hareket etmeleri dışında zayıf zemin tabakası boyunca düz yanal

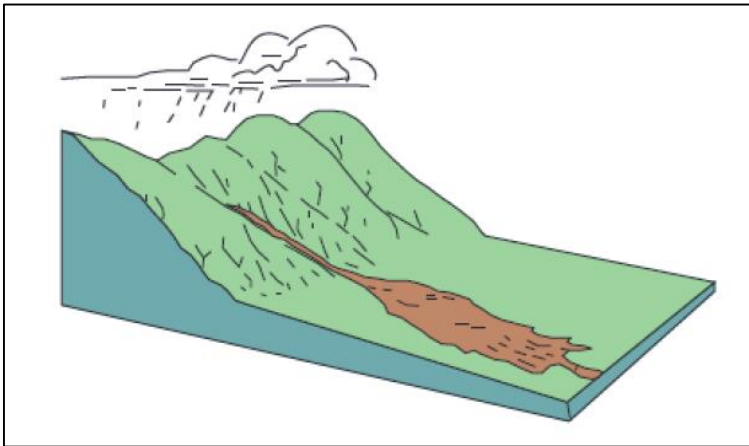
kaymaya benzer bir kütle hareketini ifade etmektedir (Coduto, 2006). Bu hareket türü suya doymun kum tabakasının deprem anında sıvılaşması sonucunda oluşabileceği gibi hassas killerde de görülebilmektedir. şekil 2.8’de yanal yayılma hareketine ait görsel sunulmaktadır.



şekil 2.8. Yanal yayılma gösterimi (Cruden ve Varnes, 1996)

2.3.4. Akma

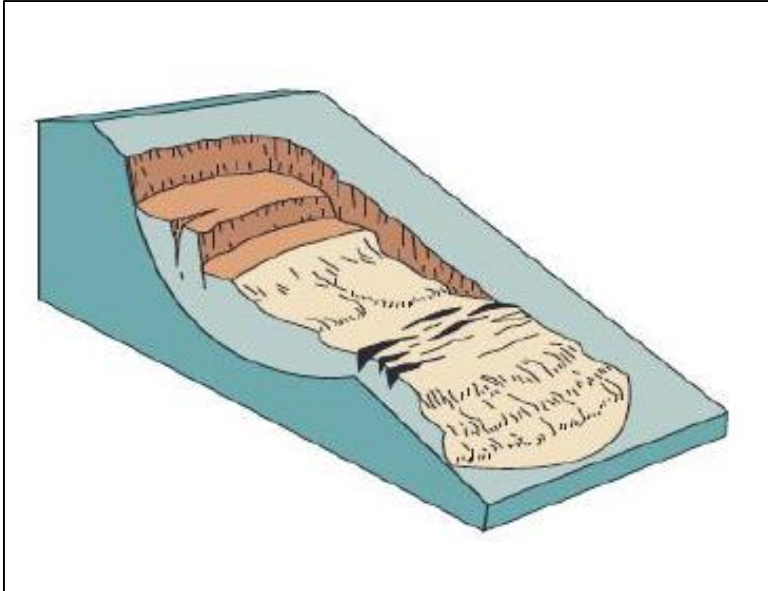
Kayma hareketinden farklı olarak toprağın viskoz bir sıvı gibi şev düzlemi boyunca hızlı veya yavaş şekilde hareket etmesine akma denir. Malzeme şev boyunca hareket ederek topuk bölgesinde birikir. Moloz akması, kum akması ve çamur akması gibi farklı şekilde meydana gelebilir (Ulusay, 2001). Akmalar sonucunda genellikle büyük mukavemet azalması meydana geldiği için sonucunda büyük deformasyonlar oluşabilir (Kramer, 2003). şekil 2.9’da akma hareketine ait görsel sunulmaktadır.



şekil 2.9. şevlerin akma hareketinin gösterimi (Cruden ve Varnes, 1996)

2.3.5. Kayma

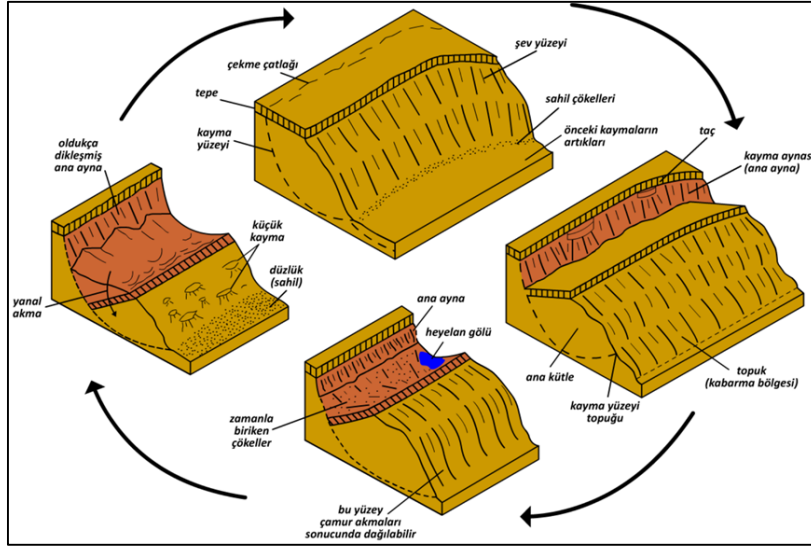
Şevlerde en yaygın karşılaşılan duraysızlık türü olan kayma, şevi oluşturan malzemenin şev yüzeyinde makaslama yenilmesine bağlı olarak dönel veya ötelemeli bir hareket ile kazı boşluğuna doğru oluşan bir harekettir. Kaymalar, dairesel kaşık yüzeyi şeklinde bir zeminde oluşan, orta veya yavaş hızda belirli bir kayma yüzeyinde oluşan dönel kayma ve makaslama yenilmesinden dolayı meydana gelen ve az pürüzlü zeminde zeminin kayma düzlemi ile aynı şekilde meydana gelen ötelemeli kayma olmak üzere 2 çeşittir (Ulusay, 2001). Şekil 2.10’da kayma hareketine ait görsel sunulmaktadır.



Şekil 2.10. Şevlerin kayma hareketinin gösterimi (Cruden ve Varnes, 1996)

2.3.6. Karmaşık hareketler

Birden fazla göçme hareketinin beraber veya ard arda gerçekleştiği göçme durumları karmaşık hareketler olarak adlandırılmaktadır. Bu tür göçme durumlarında devrilme hareketi kaya düşmesine veya killi zeminlerde oluşan heyelan hareketi ileride çamur akmasına sebep olabilir (Tekin, 2011). Şekil 2.11’de şevlerde karmaşık hareketler tarif edilmektedir.



Şekil 2.11. Karmaşık kayma mekanizmalarının gösterimi (Bromhead, 1986)

2.4. Şevlerde Yenilmeye Neden Olan Unsurlar

Şevler doğal etkiler ve insan kaynaklı aktivitelerden dolayı yenilme durumuna geçebilmektedir. Bu duruma sebep olan etkiler kayma gerilmesinin artmasına neden olan etkenler ve kayma mukavemetinin azalmasına neden olan etkenler olarak 2 başlık altında toplanabilir (Öz, 2007). Söz konusu etkenler çizelge 2.1’de özetlenmiştir.

Çizelge 2.1. Şevlerde gerilme ve direnç değişimi (Türkmen, 2009)

Direncin Düşmesine Etki Eden Durumlar	Gerilme Artışına Etki Eden Durumlar
Süreksizlik yüzeylerinde su basıncı	Şev dışındaki su düzeyinde düşme
Yıpranma ve Aşınma	Çekme çatlaklarına su dolması
Ani ıslanma ve yapının deformasyonu	Giderek kırıma durumu
Çimentolayıcı malzemenin yıkanması	Deprem ve diğer titreşim ivmeleri
Zaman ve hareket sonucu dirençte maksimumdan kalıcıya düşme	Şev üstünde yük artışı
Çatlak ve boşluklarda bulunan buz merceklerinin erimesi	Topuğa yakın bölgede malzeme kaybı

2.4.1. Kayma gerilmesinin artmasına neden olan etkiler

Temelde şevin taban ve yanal desteklerinin bir şekilde ortadan kaldırılması kayma gerilmesinde artışa sebep olur. Şev topuğundaki kazılar, erozyon, kıyıya yakın şevlerde gel-

git olayı, mevcuttaki istinat yapılarının kaldırılması, yamaçlarda bulunan buzulların erimesi, şev yakınlarında su kaynağı olması ve su seviyesinin değişmesi gibi sebeplerden dolayı kayma gerilmesi artış gösterebilir (Ün, 2019).

Şev üzerine etki eden sürşarj yükündeki artış da kayma gerilmesinde artışa sebep olur. Şev üzerine yapı inşa edilmesi, üzerinden araç geçişi gibi dış etkiler ile şev bünyesindeki su basıncının artışı ve bitki örtüsünden kaynaklı doğal etkiler kayma gerilmesinde artışa sebep olabilir (Ün, 2019).

Aynı zamanda deprem etkisi, araçların ve makinelerin titreşim etkisi ve patlatmalar gibi dinamik yükler de kayma gerilmesinin artmasına neden olabilir (Cevher, 2021).

2.4.2. Kayma mukavemetinin azalmasına neden olan etkiler

Şev bünyesinde bulunan boşluk suyu basıncının artışı sürtünmeyi azaltıp suyun kaldırma kuvveti etkisi ile de zemin mukavemetinde azalmaya sebebiyet vermektedir.

Fiziksel etkiler değerlendirildiğinde ise gece-gündüz arasındaki ısı farkının etkisiyle kayalarlarda fiziksel parçalanma meydana gelmekte olup bu parçalanmalar mukavemeti azaltmaktadır. Zeminde bulunan fay, boşluk, kırık ve çatlaklar kesme kuvvetine karşı direnci dolayısıyla mukavemeti azaltmaktadır (Ün, 2019).

2.4.3. Şevlerde su etkisi

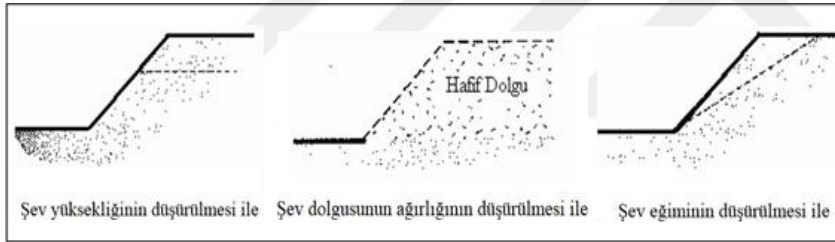
Şev stabilitesini etkileyen en önemli etkilerden birisi de suyun varlığıdır. Hidrostatik etkiler yeraltı ve yerüstü sular olarak 2 farklı türde incelenebilir. Yeraltı sularının varlığı sondajlar ve piyezometreler ile tespit edilebilir. Yeraltı suyunun varlığı şev stabilitesi hesaplarında önem arz etmektedir. Yeryüzü suları ise hem şevlerin aşınmasına neden olarak hem de toplam gerilmeyi artırarak şev stabilitesini azaltır. Çatlaklarda bulunan sular ise şevlerde ekstra hidrostatik kuvvetlerin oluşmasına neden olur. Şev stabilitesi analizlerinde hem yeryüzü sularının hem de çatlak sularının etkisi dikkate alınmalıdır (Türkmen, 2009).

2.5. Şevlerde İyileştirme Yöntemleri

Bir önceki bölümde bahsedildiği üzere şevlerin stabilitesini etkileyen ve duraysızlığa sebep olan birçok etken bulunmaktadır. Doğada suni veya doğal olarak hâlihazırda bulunan veya inşa edilmesi planlanan şevleri istikrarlı hale getirmek için çeşitli uygulamalar yapılmaktadır. Bu uygulamalar şevlerin zemin dayanımını artırmak amacıyla yapısal olmayan veya yapısal yöntemler yardımıyla gerçekleştirilir (Popescu ve Sasahara, 2009). Şevler üzerinde bulunan yükleri azaltmak, şevlerin payandalanması, şev drenajı, bitkilendirme ve yapısal iyileştirme ile şevlerin stabiliteleri artırılmaya çalışılır.

2.5.1. Şevlerde yük azaltma

Şevin kaymasına sebep olan yüklerin azaltılması suretiyle yapılan bu iyileştirme türü şevlerde en kolay uygulanabilen ve en düşük maliyetli yöntemlerden birisidir. Şekil 2.12’de yük azaltma ile iyileştirme yöntemine ait görseller verilmiştir.

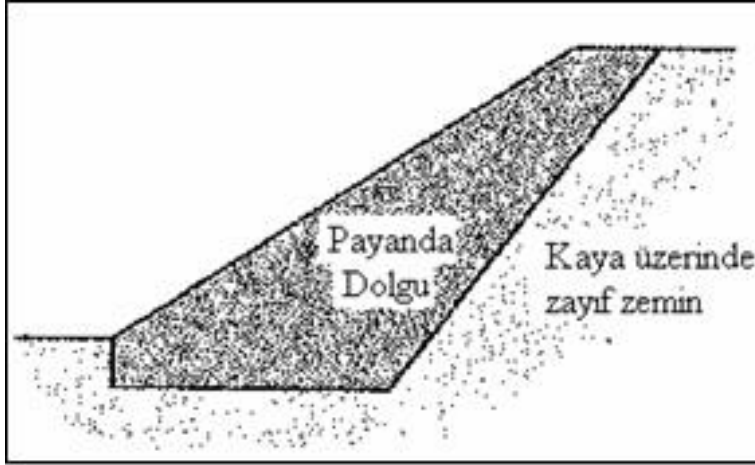


Şekil 2.12. Yük azaltma yöntemi ile şev stabilitesinin iyileştirilmesi (Coduto, 2006)

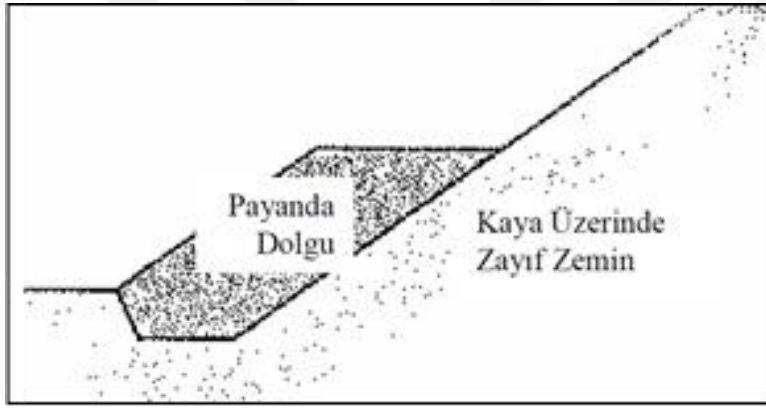
2.5.2. Payandalama

Şevlerdeki kaydırıcı kuvvetleri öne almak veya karşılamak için şeve dışarıdan etki ederek yapılan uygulamaya payandalama denir. Payandalar genelde ek dolgulardan, mekanik olarak stabilize dolgulardan ve kayma dışlarından meydana gelmektedir (Abramson ve diğ., 1996).

Şekil 2.13’te de görüldüğü üzere kısa dönem kalacak şevlerin dik bir açıyla kazılarak topuk bölgesine kayma direnci daha yüksek bir zemin ile doldurulması payanda uygulamasına bir örnektir. Şekil 2.14’de ise şevde bir kazı çalışması olmadan yapılmış payandaya örnek gösterilmiştir. Payandalama işleminde kullanılacak dolgu malzemesinin kaba daneli bir yapıda olması şevin drenajını kolaylaştıracağı için tercih edilmelidir (Popescu ve Sasahara, 2009).



Şekil 2.13. Kazı yapılmak suretiyle yapılan payanda dolgusu (Coduto, 2006)



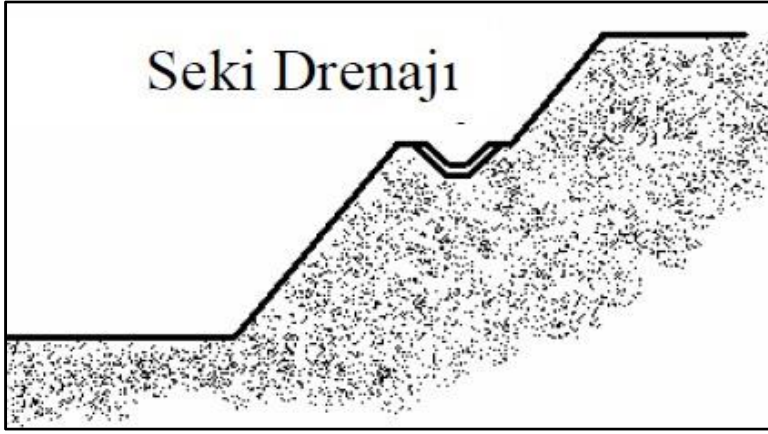
Şekil 2.14. Kazı yapılmadan yapılan payanda dolgusu (Coduto, 2006)

2.5.3. Drenaj

Şevlerin stabilite iyileştirme yöntemlerinden birisi olan drenaj, “Yüzey Drenajı” ve “Yeraltı Drenajı” olmak üzere ikiye ayrılmaktadır.

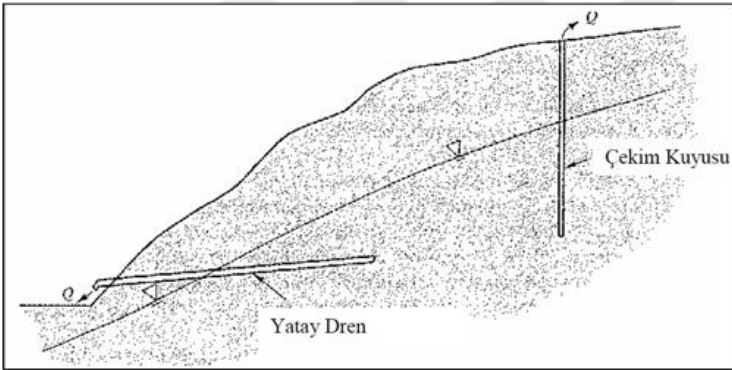
Yüzey drenajı

Şevlerin stabilitesi için önemli bir parametre olan suyun uzaklaştırılması, yüzeyde bulunan suyun şeve ulaşmadan uzaklaştırılması ve şevin bölgesinde hâlihazırda bulunan suyun uzaklaştırılması kısımlarından oluşur. Toplanan suyun uzaklaştırılması, şevin stabilitesini hiçbir şekilde bozmayacak şekilde yapılmalıdır (Bromhead, 1986). Şekil 2.15’te şevin seki bölümünde imal edilmiş drenaj kanalı gösterilmektedir.

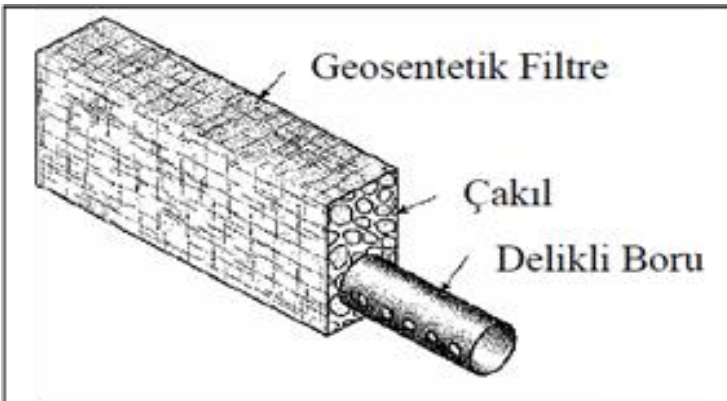


Şekil 2.15. Şevlerin seki bölümüne yapılan drenaj oluğu (Coduto, 2006)

Yeraltında bulunan ve/veya çeşitli yollarla yer altına sızmış olan suyun şevin stabilitesini bozmadan uzaklaştırılması gerekmektedir (Konuk, 2005). Yeraltı suyunu drene etmek için kullanılan yöntemlerden bazıları Şekil 2.16 ve Şekil 2.17’de gösterilmektedir (Coduto, 2006).



Şekil 2.16. Çekim kuyusu ve yatay dren yardımıyla yapılan yeraltı drenajı (Coduto, 2006)



Şekil 2.17. Delikli boru yardımıyla yapılan yeraltı drenajı (Coduto, 2006)

2.5.4. Bitkilendirme

Şevlerin iyileştirilmesinde kullanılan bir başka yöntem şevin bitkilendirilmesidir. Bitkiler zeminde rüzgârın hızını azaltmak, yüzey akıntısını geciktirmek, zemin suyunu emilme yoluyla uzaklaştırmak ve köklerinin donatı etkisi yapması gibi yönlerden stabiliteyi artırıcı yönde etki etmektedir (Bromhead, 1986). Özellikle derin köklere sahip bitkilerin kullanılması bitki köklerinin zemin çivisi gibi davranmasını sağlayarak şev stabilitesini desteklemektedir (Karıkari ve Agyei, 2000). Şekil 2.18’de bir karayolu yol kenarı şevinde yapılan bitkilendirme uygulaması gösterilmektedir.



Şekil 2.18. Karayolu kenarında bulunan şevde yapılmış bitkilendirme çalışması (Polat, 2019)

2.5.5. Yapısal iyileştirme

Yapısal iyileştirme 20. yüzyılın ortalarına kadar şev stabilitesi sorunlarına karşı en yaygın tercih edilen iyileştirme yöntemlerinden biriydi. Zaman içerisinde her ne kadar daha ekonomik ve kolay çözümlere yönelim olsa da hala yapısal iyileştirme yoluyla şev stabilizasyonu bazı durumlarda gerekli hale gelmektedir (Popoescu ve Sasahara, 2009). Özellikle şehir içinde yapılan kazılarda ve komşu yapıların yakınlarında yapılan derin kazılarda stabilitenin yapısal yöntemler ile sağlanması tercih edilmelidir (Akçakal, 2009). En yaygın yapısal iyileştirme uygulamaları çeşitli istinat duvarları, kazıklar, zemin çivileri, kesonlar ve ankrajlardır. Bunların yanında polimer kökenli geosentetik malzemeler de son

yıllarda şev duraylılığını artırmak adına sıklıkla kullanılmaktadır (Pınarlık, Öztürk Kardoğan ve Kılıç Demircan, 2017).

İstinat duvarları

İstinat duvarları şevin stabil olarak kalabileceği kadar eğimin verilemediği durumlarda en yaygın kullanılan stabilite yöntemlerinden biridir. Konsol istinat duvarları ve ağırlık istinat duvarları şev stabilitesinde en çok kullanılan 2 yöntemdir. Konsol istinat duvarları 3-8 metre yüksekliğe kadar kullanılabilirken ağırlık duvarları 4-5 metre yüksekliğe kadar kullanılabilir (Abramson ve diğ., 1996). Şekil 2.19’de sol tarafta konsol istinat duvarına bir örnek verilmişken sağda harçla bağlanmış taşlarla oluşturulan ağırlık istinat duvarı gösterilmektedir. Ağırlık istinat duvarları sadece harç bağlanmış taşlarla değil aynı zamanda donatısız betonla da imal edilebilir.



Şekil 2.19. Konsol ve ağırlık istinat duvarı (Polat, 2019)

Dolgulu çerçeve duvarları

Parçalı ve esnek yapıları sayesinde farklı seviyede oturmalara karşı dayanıklı olan dolgu çerçeve duvarları diğer dayanma yapılarına nazaran inşa kolaylığı ile de öne çıkmaktadır. 1985’de Brandll tarafından yapılan bir çalışmaya göre bu duvarlar 3-4 metre uzunluğunda ve 70 cm’ye kadar farklı oturmalarda göçme olmadan stabil kalabilmiştir (Bromhead, 1986). Bu duvar türü aynı zamanda dreneja uygun malzeme ile imal edilmesi durumunda duvar

yüzeyinden drenaja izin vermektedir. Şekil 2.20’de dolgulu çerçeve duvar örneği gösterilmiştir.



Şekil 2.20. Dalgulu çerçeve duvarı (Polat, 2019)

Sandık duvarları

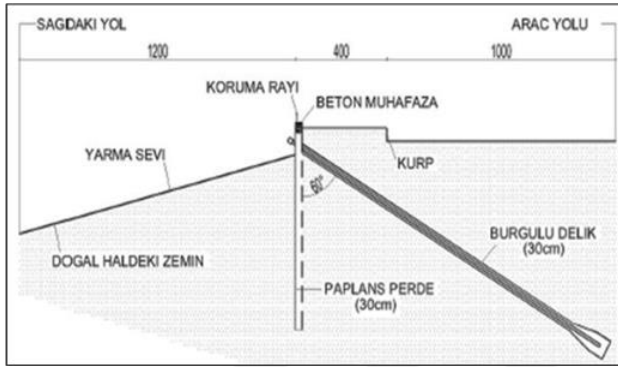
Sandık duvarlar kolay ve pratik imal edilebilmesinin yanında zor arazi şartlarında uygulamasının mümkün olmasıyla ve yeterli bir yüzey alanında drenaj sağlamasıyla tercih edilir. Genel olarak 2-4 metre uzunluğunda ve 1x1 kesit alanında sandıklardan imal edilebilir. Bu tür duvarların drenaj koruması geotekstiller yardımıyla yapılabilir (Bromhead, 1986). Şekil 2.21’de bir sandık duvar kesiti gösterilmektedir.



Şekil 2.21. Sandık duvar kesiti (Bromhead, 1986)

Ankraj duvarları

Ankraj duvarları, toptan göçme yüzeyinin derinlerde olduğu zeminlerde öngermeli veya pasif ankrajlar yardımıyla stabilitenin sağlanması amacıyla kullanılmaktadır. Öngermeli ankrajlar özellikle toprak hareketine karşı koymada avantajlıdır (Abramson ve diğ., 1996). Ankraj duvarları genelde yüksekliği 10 metreden yüksek olan ve ağırlık duvarının ekonomik olmadığı durumlarda tercih edilebilir. Şekil 2.22’de ankraj duvarının şematik gösterimi verilmiştir.



Şekil 2.22. Ankraj duvar kesiti (Tekin, 2011)

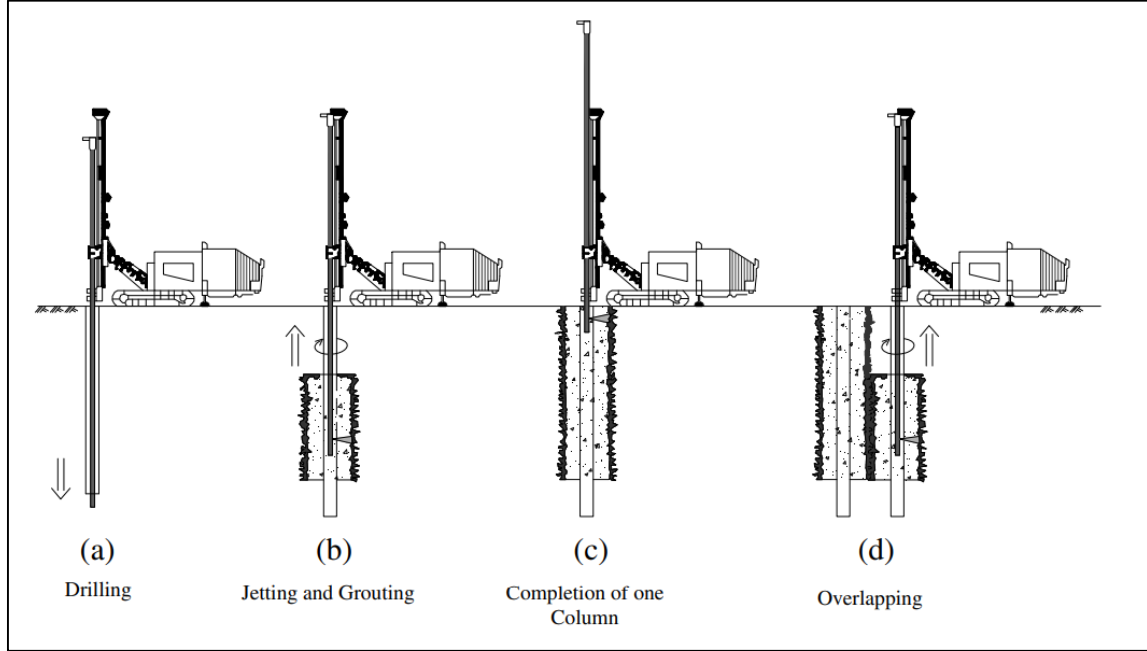
Pasif kazıklar

Şev stabilizasyonunda kullanılan bir başka yöntem ise zeminin kayma yüzeyinin alt seviyesine kadar kazık yerleştirmektir. Bu kazıklar kimi zaman stabil kısma kadar da uzanabilir. Bu uygulama ile diğer stabilite yöntemlerinin aksine uygulama sırasında şev güvenlik katsayısında herhangi bir azalma olmaz (Bromhead, 1986).

2.5.6. Zemin güçlendirmesi

Şevlerin stabilitesini sağlamak amacıyla son yıllarda en çok öne çıkan uygulamalar arasında kireç-çimento karışımı ile oluşturulan kolonlar, zemin enjeksiyonu olan jet-grout uygulaması veya Zemin çivisi ile güçlendirme bulunmaktadır. Bu yöntemler Zemin dayanımını artırmak suretiyle şevlerin daha yüksek eğimlerde inşa edilebilmesine olanak sağlar. Jet-grout uygulaması veya kireç-çimento karışımı zemin kayma dayanımını artırırken

zemin çivisi kesme gerilmelerini karşılayarak şev stabilitesini sağlar. Şekil 2.23'te jet-grout uygulamasına bir örnek gösterilmiştir.



Şekil 2.23. Jet-grout uygulama gösterimi (Njok vd., 2018)



3. ŞEV STABİLİTESİ ANALİZ YÖNTEMLERİ

Günümüzde yaşam alanlarının genişlemesi ile birlikte doğal ortamda bulunan şevlerde veya insan eliyle yapılmış şevlerde karşılaşılan stabilite problemleri ile baş etme ihtiyacı artmıştır. Geoteknik mühendisliğinde önemli bir yer eden şev stabilitesi zemin ve kaya mekaniğini iyi anlamak ve bu alandaki gelişmeleri yakından takip etme gereksinimi doğurmaktadır. Şev hareketlerini zaman kısıtı olmayan durumlarda doğal yollarla izlemek mümkündür (Dolu, 2019). Günümüzde hem zamandan tasarruf etmek hem de daha hassas ölçümler yapabilmek adına teknolojik imkânlardan faydalanılmaktadır. Şev stabilitesi analizlerinin doğru sonuçlar vermesi için modellerin doğru oluşturulması önem arz etmektedir. Yer altı koşulları, zeminin karakteristiği ve yapı üzerine gelecek yükler doğru şekilde seçilip modele tanımlanmalıdır. Bunun yanında analiz sonuçlarını doğru değerlendirmek ve uygulanabilirliğini artırmak adına kabul edilebilir güvenlik sayısı ve risk faktörlerini optimum belirlemek önemlidir. Mevcut şevlerin stabilitesi değerlendirilirken çevre koşullarının ve zemin parametrelerinin mümkün mertebe güncel durumunun belirlenmesi ve bu doğrultuda analizlerin gerçekleştirilmesi azami öneme sahiptir. Şevlerin yüksekliği ve eğim açısı gibi fiziksel durumları, şevin taşıdığı yükün büyüklüğü ve konumu, zemin birimlerinin özellikleri ve davranışları ile şevin kaymasını önleyici yapıların durumu şevlerin bütünsel stabilitesi üzerinde etkilidir (Ün ve Yıldız, 2019). Şev stabilitesi analizlerinin temel amaçlarının başında farklı doğal koşullarda ve yükleme şartlarında bulunan şevlerin analiz edilmesi, statik ve dinamik yüklerin şevlerdeki etkilerinin saptanması, şevlere ait parametrelerin belirlenmesi ve bu parametre değişikliklerinin şev üzerindeki etkilerinin belirlenmesi, şevlere ait kayma mekanizmalarının araştırılması ve şevlerin iyileştirilmesine dair yöntemlerin geliştirilmesi sayılabilir (Ün, 2019).

Hem gelişen teknolojinin yardımı hem de yeni projeler kapsamında tasarımı gerçekleşen yarma ve dolgu sayılarının artması şev stabilitesi problemlerini çözmek için analitik yöntemler geliştirilmesi ihtiyacı doğurmuştur (Büyükkağnıcı, 2019). Genel çerçevede şev stabilitesi analiz yöntemleri şevin durağan durumunu analiz etmek için kullanılan limit denge analiz yöntemleri ve şevin dinamik yükler altındaki durumunu analiz etmek için kullanılan dinamik analiz yöntemleri olarak ikiye ayrılmaktadır (Polat, 2019). Bu yöntemleri detaylı şekilde irdelemeden önce şevlerde güvenlik katsayısı kavramını açıklamak önemlidir.

3.1. Şevlerde Güvenlik Katsayısı Kavramı

İnşai faaliyetler sırasında yapılan tüm kazı ve dolgularda oluşturulan şevlerin tasarımında temel kıstas göçmeye karşı güvenli olmasıdır. Zeminler için bahsedilen bu güvenlik tasarım esnasında kabul edilen bir güvenlik sayısı ile kontrol edilmektedir. Basitçe güvenlik sayısı, Eşitlik 3.1’de de gösterildiği gibi dengede tutan kuvvet ve momentlerin dengeyi bozarak kaymaya neden olacak kuvvet ve momentlere oranıdır.

$$F_s = \frac{\text{Kaymaya karşı koyan kuvvet}}{\text{Kaydırıcı kuvvet}} \quad (3.1)$$

Burada F_s güvenlik sayısının 1’e eşit olması durumunda şevin dengede ve göçmeye yakın sınırdaki olduğu anlaşılırken bu değer üstündeki değerlerde şev daha güvenlidir. Güvenlik katsayısı belirlenirken boşluk suyu basıncı, zeminin gerilme-şekil değiştirme parametreleri, zemine ait dayanım değerleri gibi birçok değişken dikkate alınmaktadır (Duncan ve Wright, 2005).

3.2. Limit Denge Analiz Yöntemleri

Geoteknik mühendisliği problemlerinin çözümünde uzun yıllardır kullanılan Limit Denge Analiz (Limit Equilibrium Method – LEM) yöntemleri, temelde kaymanın sadece bir yüzey üzerinde gerçekleştiğini ve bu kayma yüzeyinin üzerinde kalan zeminin rijit davrandığını kabul eder (Akçakal, 2009). Bu yöntemde kayan kütle bütün halinde ya da dilimlere ayrılmış gibi düşünülerek analiz yapıp kayma yüzeyinde oluşacak gerilmelerle kayma mukavemetinin kıyaslanması yolu izlenir. Analiz yöntemlerinin neredeyse tamamı gerilme kriteri Mohr-Coulomb tanımlanmak suretiyle gerçekleştirilir (Hammouri ve diğ., 2008).

Limit denge analizi yöntemlerinde yapıların gerilme altında gösterecekleri deformasyonların hesaplanması mümkün olmasa da şevlerin güvenliği hakkında bilgi edinilebilmektedir. Bu yaklaşımın temel prensibi stabilite analizi yapılan bir şevde gerçek bir gerilme durumundan ziyade kabul edilen bir güvenlik katsayısına bağlı olarak değişiklik gösterebilecek bir göçme zarfı varsayarak bu göçme zarfına karşılık gelen limit gerilme durumunu elde etmektir. Yani limit denge yöntemleri şev tasarım ve analizlerinde güvenlik faktörünü bulmak için kullanılırlar. En düşük güvenlik sayısını bulmak için kayma yüzeyini dairesel olarak

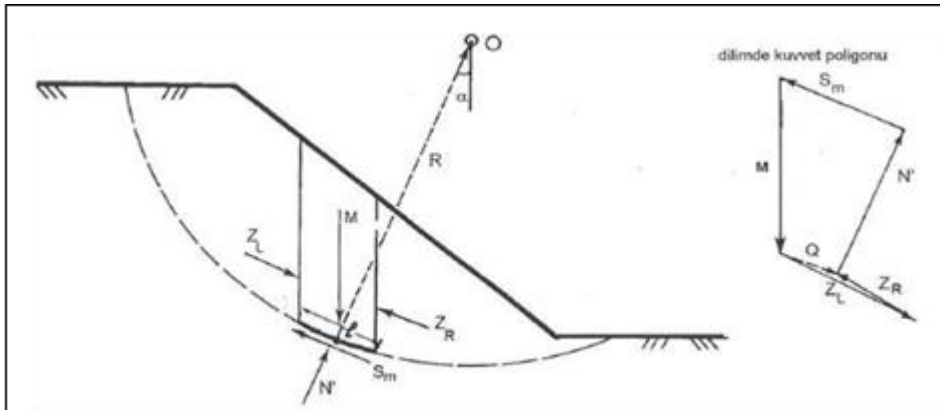
varsayarak çeşitli kritik kayma yüzeyleri için araştırma yapılarak denemeler yapılır (Terzaghi, 1969).

Limit denge analizlerinin temel olarak kurulduğu ortak ilkelerden ilki şevde dairesel veya düzlemsel yüzeyde gerçekleşecek bir kayma mekanizmasının gerekliliğidir. Bu mekanizmaya karşılık gelen kayma direnci ise statik olarak hesaplanmaktadır. Şevin denge konumunda iken hesaplanan kayma direnci, güvenlik katsayısı üzerinden zeminin mevcut kayma mukavemeti ile mukayese edilir (Rezai, 2013).

Limit denge analiz yöntemlerinin ilki 1922 yılında Jarnvagers tarafından İsveç Demiryolları için yapılan çalışmada ortaya koyulan İsveç Kayma Dairesi Metodu'dur (Tekin, 2011). Aşağıda bazı limit denge analiz metodlarının detaylarına yer verilmiştir.

3.2.1. Fellenius yöntemi

Fellenius yöntemi –bir başka deyişle İsveç Dilim Yöntemi- limit denge analiz yöntemleri arasında en yaygın kullanılanlardan birisidir. Bu yöntem, bir kayma dairesinin dilimlere ayrılmak suretiyle her bir dilime etki eden kuvvetleri ve buna bağlı olarak oluşan moment dengesi analizi prensibine dayanmaktadır. Her bir dilime etki eden kuvvetlerin dilim tabanına paralel olduğu varsayılmıştır (Önalp ve Arel, 2004). Bu yöntemde aynı zamanda dilimler arası kuvvetler ise yok sayılmıştır (Rezai, 2013). Şekil 3.1’de Fellenius yöntemiyle hesaplanan bir şev dilimine etki eden kuvvetler gösterilmiştir. Bu yöntem, sahip olduğu basitleştirici kabuller sayesinde diğer yöntemlere göre daha güvenli bölgede kalmaktadır (Coduto, 2006).



Şekil 3.1. Fellenius yönteminde etki ettirilen kuvvetler (Önalp ve Arel, 2004)

Fellenius yöntemine göre oluşturulmuş formül Eşitlik 3.2’de verilmiştir:

$$G_s = \frac{\sum [c' * l + (M \cos \alpha - u_w * l) * \tan \varphi']}{\sum M \sin \alpha} \quad (3.2)$$

Burada;

c' : Kohezyon

l : Dilim taban uzunluğu

φ' : İçsel sürtünme açısı

α : Dilim taban eğimi

G_s : Güvenlik katsayısı

M : Dilimin toplam ağırlığı

u_w : Dilim tabanındaki toplam boşluk suyu basıncı olarak tanımlanır.

3.2.2. Bishop yöntemi

1954 yılında ortaya koyulan Bishop yöntemi, Fellenius yönteminin eksikleri fark edilerek geliştirilmiş bir yöntemdir. Bu yöntemde yine şevin kayma yüzeyine etkiyen kuvvet ve moment denge koşullarının sağlanması esas alınırken Fellenius yönteminden farklı olarak dilimler arasındaki kesme kuvvetleri yine ihmal edilirken dilimler arası normal kuvvetler hesaplamada dikkate alınmıştır (Bishop,1955). Bu yöntemde incelenen şevdeki kayan kütle dilimlere ayrılmak suretiyle dilimler ayrı ayrı ve daha sonra bir bütün halinde duraylılık analiz edilir (Mih, 2011). Eşitlik 3.3’te verilen yöntemin temel kabulü ise dilim kütlesi vektörünün dilim tabanını ortalayacak şekilde etkimesidir.

$$G_s = \frac{\sum [c' * b + ((M - u_b) + \Delta X) * \tan \varphi'] / m_a}{\sum M \sin \alpha} \quad (3.3)$$

$$m_a = \cos \alpha * \left(1 + \tan \alpha * \frac{\tan \varphi'}{G_s}\right)$$

Burada;

c' : Kohezyon

b : Dilim genişliği

φ' : İçsel sürtünme açısı

α : Dilim taban eğimi

G_s : Güvenlik katsayısı

M: Dilimin toplam ağırlığı

ΔX : Kuvvetteki değişim

u_b : Dilim tabanındaki boşluk suyu basıncı olarak tanımlanır.

(ΔX)'in birçok durumda analizi karmaşık hale getirmesinden dolayı (ΔX) bazı durumlarda göz ardı edilmiştir (Bromhead, 1986).

3.2.3. Janbu yöntemi

Limit denge analiz yöntemlerinden bir diğeri 1956 yılında Janbu tarafından ortaya koyulan ve aynı isimle anılan Janbu yöntemidir. Bu yöntemin temel ilkesi kuvvet denge koşullarını sağlaması ve tüm kayma yüzeyine uygulanabilmesidir (Önalp ve Arel, 2004). Janbu yönteminde birimler arası kesme kuvvetleri olan X'ler etkisiz kabul edilerek kuvvet dengesini sağlayan güvenlik sayısı Eşitlik 3.4'deki gibi hesaplanabilir.

$$F_0 = \frac{\sum \{ [c' * b + (M * u_b) * \tan \varphi'] * \sec \alpha * k_a \}}{M * \tan \alpha} \quad (3.4)$$

$$k_a = \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \varphi}{G_s}}$$

Burada;

c' : Kohezyon

b: Dilim genişliği

φ' : İçsel sürtünme açısı

α : Dilim taban eğimi

G_s : Güvenlik katsayısı

M: Dilimin toplam ağırlığı

ΔX : Kuvvetteki değişim

u_b : Dilim tabanındaki boşluk suyu basıncı olarak tanımlanır.

Güvenlik sayısının elde edilebilmesi için hesaplanan F_0 değeri ile kayma bölgesinin derinliği ile ilişkili bir f_0 değerinin çarpılması gerekmektedir. f_0 değeri Eşitlik 3.5'teki gibi hesaplanabilir. Formülde bahsi geçen derinlik ve uzunluk değerleri (sırası ile d ve L) Şekil 3.2'de gösterilmektedir. Düzeltme faktörü f_0 , kayma bölgesinin d ve L değerleri oranı ile değişmekte olup güvenlik sayısını %13 oranında arttırabilmektedir (Rezai, 2013).

$$f_0 = 1 + b * \left[\frac{d}{L} - 1,4 * \left(\frac{d}{L} \right) \right] \quad (3.5)$$

Burada:

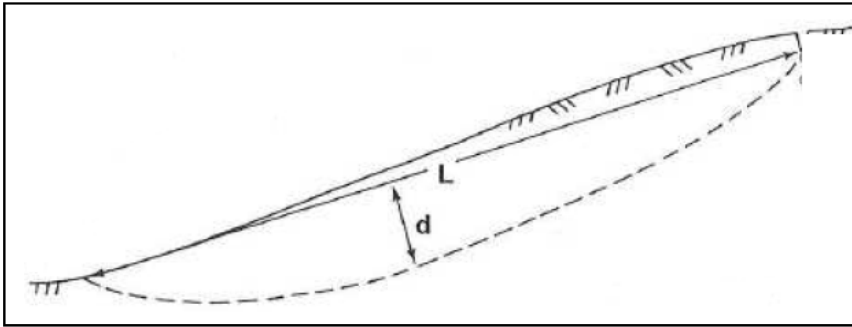
b: katsayı ($\varphi' = 0$ olan zeminlerde 0,69; φ' ve $c \neq 0$ olan zeminlerde 0,50 kabul edilir.)

d: Şevin derinliği

L: Şevin uzunluğu

Güvenlik sayısını elde etmek için Eşitlik 3.6 kullanılabilir.

$$G_s = F_0 * f_0 \quad (3.6)$$



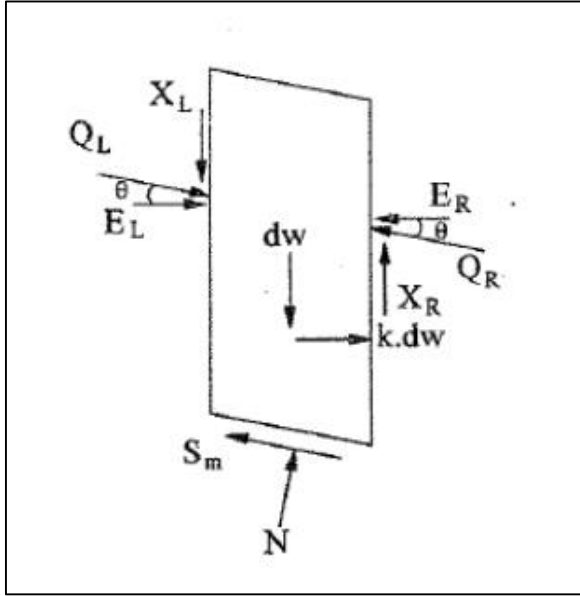
Şekil 3.2. Janbu yönteminde şevlerde uzunluk ve derinlik (Önalp ve Arel, 2004)

3.2.4. Spencer yöntemi

1967 yılında ortaya koyulan bu yöntem, dilimler arasındaki kesme kuvvetlerinin (X) ve bu kuvvetlerin normal kuvvetlere oranının sabit olduğu kabulüne dayanmaktadır. Bir başka deyişle dilimler arası kuvvetlerin eşit olmadığı ancak momentlerin eşit olduğu bir yöntemdir. Daha sonra bu iki kuvvet bileşkesinin yatayla aynı θ açısı yaptığı kabul edilerek çözüm yapılmıştır (Spencer, 1967). Şekil 3.3'de Spencer Yöntemi'nde dilimler arası kuvvetler gösterilmiştir.

Yöntemde herbir dilimin kenarlarındaki kesme kuvvetlerini ifade eden X_L ve X_R değerleri ile yatay kuvvet normal bileşenlerini ifade eden E_L ve E_R 'nin biribiri ile oranı bileşke kuvvetin yatayla yaptığı θ açısını vermektedir. Bu eşitlik Eşitlik 3.7'de ortaya konulmuştur.

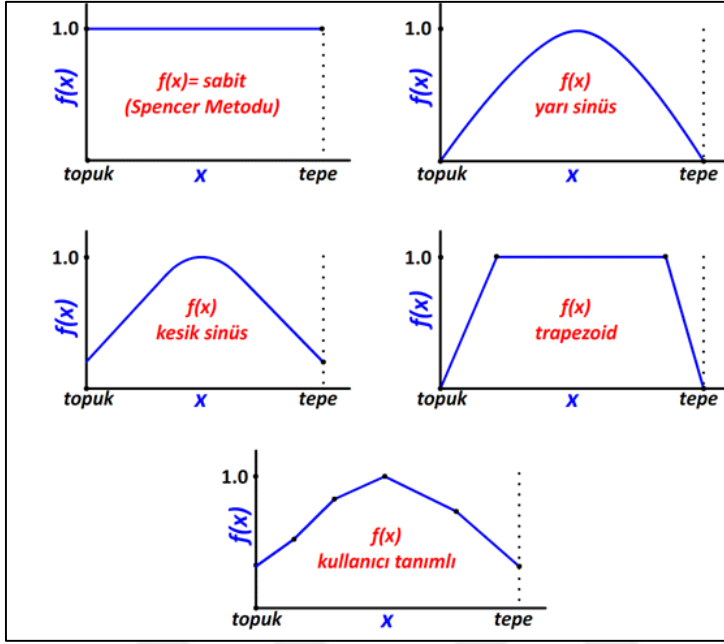
$$\frac{X_L}{E_L} = \frac{X_R}{E_R} = \tan \theta = \text{sabit} \quad (3.7)$$



Şekil 3.3. Spencer yönteminde dilimler arası kuvvetler

3.2.5. Morgenstern-Price yöntemi

Spencer yöntemine benzer şekilde Morgenstern-Price yönteminde de dilimler arası kuvvet oranı sabit kabul edilmiştir fakat Morgenstern-Price yönteminde dilimler arası kayma kuvvetleri ve normal kuvvetler sabit, yarım sinüs, kesilmiş sinüs ve trapezoid gibi farklı fonksiyonlar şeklinde tanımlanmıştır. Şekil 3.4'de Morgenstern-Price yöntemindeki farklı fonksiyon türleri grafik şeklinde gösterilmektedir (Morgenstern ve Price, 1965).



Şekil 3.4. Morgenstern-Price yöntemindeki kuvvet fonksiyon türleri (Morgenstern ve Price, 1965)

3.3. Dinamik Analiz Yöntemleri

Şevlerin stabilite analizlerinde yukarıda detaylandırılan Limit Denge Yöntemlerinin yanında Dinamik Analiz Yöntemleri de yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu yöntemler, deprem etkisi altında şevlerde meydana gelen dinamik gerilmelerin ve bu gerilmelerin zemin üzerinde gösterdiği mukavemet etkisi ile gerilme-deformasyon davranışını analiz eden yöntemlerdir. Temel olarak kütleli mukavemet kaybı ve zeminin mukavemet kaybı temel 2 sismik stabilite kayıpları olarak sınıflandırılır ve bu kayıplar aşağıda detaylandırılmıştır (Kramer, 1996).

Kütleli mukavemet kaybı, çeşitli dinamik yüklerin etkimesi anında şevin kritik kayma yüzeyinde bu dinamik yüklerden kaynaklı meydana gelen gerilmelerin dinamik etki boyunca şevi oluşturan zeminin limit mukavemet değerini aşarak şevde kalıcı deformasyonlar oluşturması olarak tanımlanır (Natur, 2018).

Zemin mukavemet kaybı ise şevi oluşturan zeminin dinamik yükler altında kayma mukavemetinde azalma meydana gelmesi ve bunun sonucunda dinamik etki boyunca zeminin sıvılaşma durumunun ortaya çıkarak sıvılaşan zeminin şev üzerinden akması durumu olarak tanımlanır (Natur, 2018).

Teknolojinin gelişmesi ve geoteknik alanındaki çalışmaların artmasıyla beraber dinamik etkiler altında gerçekleşen şev bozulmalarını analiz etme yöntemleri gelişmiştir. Dinamik analiz yöntemlerinden olan Psödostatik ve sonlu elemanlar yöntemlerini kullanarak analiz yapan Plaxis, Slide gibi bilgisayar programları süreç içerisinde gelişim göstermiştir (Natur, 2018).

3.3.1. Psödostatik yöntem

Şevlerin sismik davranışını modellemek ve analiz etmek için uzun süredir kullanılan bu yöntemin temelleri 1950 yılında Terzaghi tarafından ortaya atılmıştır (Polat, 2019). Temel olarak bu yöntem, sismik etkiler altında oluşacak kuvvetlerin şevin kayma yüzeyi boyunca düşey ve yatay sabit (statik) kuvvetler şeklinde ifade edilmesi üzerine kurulmuştur. Duraysızlık anında kayan kütlenin merkezine etkidiği varsayılan bu kuvvetler, kütlenin ağırlığına bağlı olarak aşağıdaki Eşitlik 3.8'deki gibi ifade edilmektedir.

$$\begin{aligned} F_h &= \frac{a_h * W}{g} = k_h * W \\ F_v &= \frac{a_v * W}{g} = k_v * W \end{aligned} \quad (3.8)$$

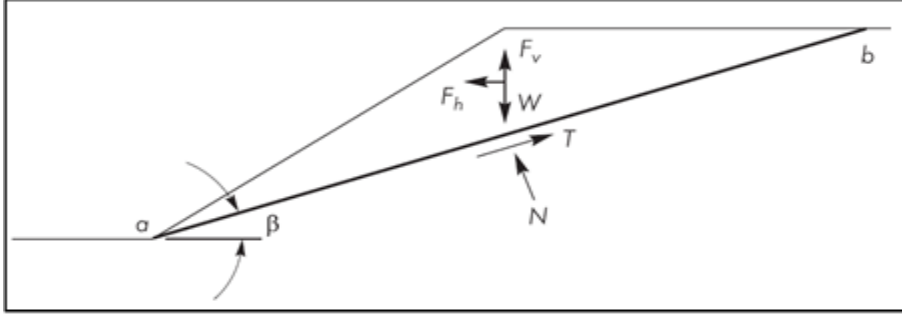
Burada:

a_h ve a_v : Sırası ile yatay ve düşey yöndeki psödostatik deprem ivmesi

k_h ve k_v : Sırası ile kayan zemin kütlesi üzerindeki ivmelere karşılık gelen yatay ve düşey boyutsuz sismik yük katsayısı

W : Kayan zemin kütlesini ifade etmektedir.

Şekil 3.5'de Psödostatik yöntemde analiz edilen bir şev kayma yüzeyine etki eden kuvvetler gösterilmektedir.



Şekil 3.5. Psödostatik yöntemde kayma yüzeyine etki eden kuvvetler (Polat, 2019)

Psödostatik analizlerde şevin kayma yüzeyine uygulanan kuvvetler ile hesaplamada kabul edilen güvenlik katsayısı arasında bir ilişki bulunmaktadır. Bu orantılı ilişki, kayan kütlenin üzerine etkiyen düşey ve yatay kuvvetlerin büyüklüğünü hesaplamada kullanılmakta olup kayma kütlesinin tamamen rijit olmaması ve dinamik etkiler esnasında kütle üzerine etkiyen maksimum ivmenin çok kısa sürede etkimesinden dolayı hesaplara dahil edilen ivme maksimum dinamik ivmeden (a_{max}) daha küçük bir değer göz önünde bulundurularak hesaplama yapılmaktadır (Natur, 2018).

Psödostatik hesaplamalarda kayan şev kütlesine etkiyen kuvvetlerin bileşenlerine ayrılması sonucu güvenlik katsayısı Eşitlik 3.9'daki gibi elde edilmektedir.

$$G_s = \frac{\text{Tutucu kuvvet}}{\text{Kaydırıcı kuvvet}} = \frac{c * l_{ab} + [(W - F_v) * \cos \beta - F_h * \sin \beta] * \tan \varphi}{(W - F_v) * \sin \beta + F_h * \cos \beta} \quad (3.9)$$

Burada l_{ab} kayma yüzeyi mesafesini ifade etmektedir. Gelişen bilgisayar destekli analiz programları psödostatik yöntemi kullanarak analizleri gerçekleştirebilmektedir (Polat, 2019).

3.3.2. Sonlu elemanlar yöntemi

Bilgisayarların gelişimi ve mühendislik çözümlerine entegre edilmesi ile birlikte geliştirilen yöntemlerden biri olan sonlu elemanlar yöntemi, sayısal çözüm yöntemlerinden biri olmakla beraber bunlardan en sistematik ve çözüm odaklı olanıdır (Büyükkağnıcı, 2019). Sonlu elemanlar yönteminde süreklilik arz eden ortamlardan oluşan bir sistemde sonlu eleman ağı oluşturularak varsayımsal düğüm noktaları tahsis edilir. Bu düğüm noktalarında oluşturulacak

denge, süreklilik, deformasyon gibi durumlar neticesinde yük vektörü, rijitlik ve kütle matrisi tasarlanır. Sisteme ait kütle ve rijitlik matrisleri kullanılarak oluşturulan sistemin hareket fonksiyonu çeşitli yöntemlerle çözülerek sistemin yük ve deplasman değerleri hesaplanır.

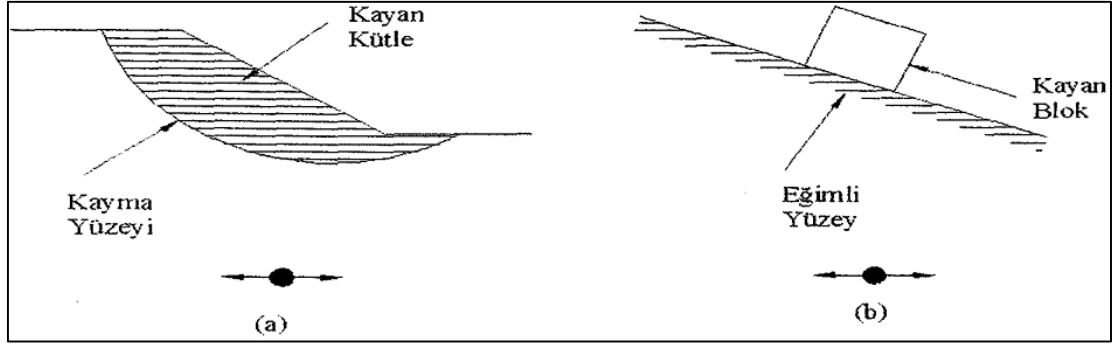
Sonlu elemanlar yöntemi ile zemin-yapı etkileşimi, konsolidasyon, taşıma gücü, yükleme-boşaltma, gerilme-şekil değiştirme ve zemin dinamiği gibi konularda analizler yapılarak çözüm üretilir. Bu yöntemde analiz edilen yapının göçme mekanizması hakkında daha az kabul yapılır ve analiz sonuçları diğer yöntemlere nazaran daha gerçeğe yakındır (Ün, 2019).

Sonlu elemanlar yönteminde yapılan şev stabilite analizleri yer çekimi artırma yöntemi ve dayanım azaltma yöntemi olmak üzere 2 temel yaklaşım ile gerçekleştirilir. Bu yöntemlerin ilkinde, yerçekimi ivmesi stabil durumda olan şeve ait denge hali ortadan kalkıncaya yani şev göçene kadar artırılır (Chen ve Mizuno, 1990). Dayanım azaltma yönteminde ise şevi oluşturan zemine ait karakteristik kayma dayanım değerlerinden olan kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (Φ) kademeli olarak şev göçme durumuna geçene kadar azaltılır (Zienkiewicz ve Taylor, 1989).

3.3.3. Newmark kayan blok analizi

Şev stabilitesinde limit denge yöntemleri ve Psödo statik analiz yöntemi şevlerde kayma kuvveti ve bu kuvvetin etkisinde meydana gelecek deformasyonlar hakkında bilgi vermeyip sadece güvenlik sayısı temelli oluşturulmuştur. Sismik etkiler sonrasında şevlerin stabilitesi ve duraylılığı şevlerde meydana gelen deformasyonlara bağlı olduğu için deformasyonlar hakkında bilgi veren analiz yöntemleri daha öne geçmiştir (Mutlu, 2004).

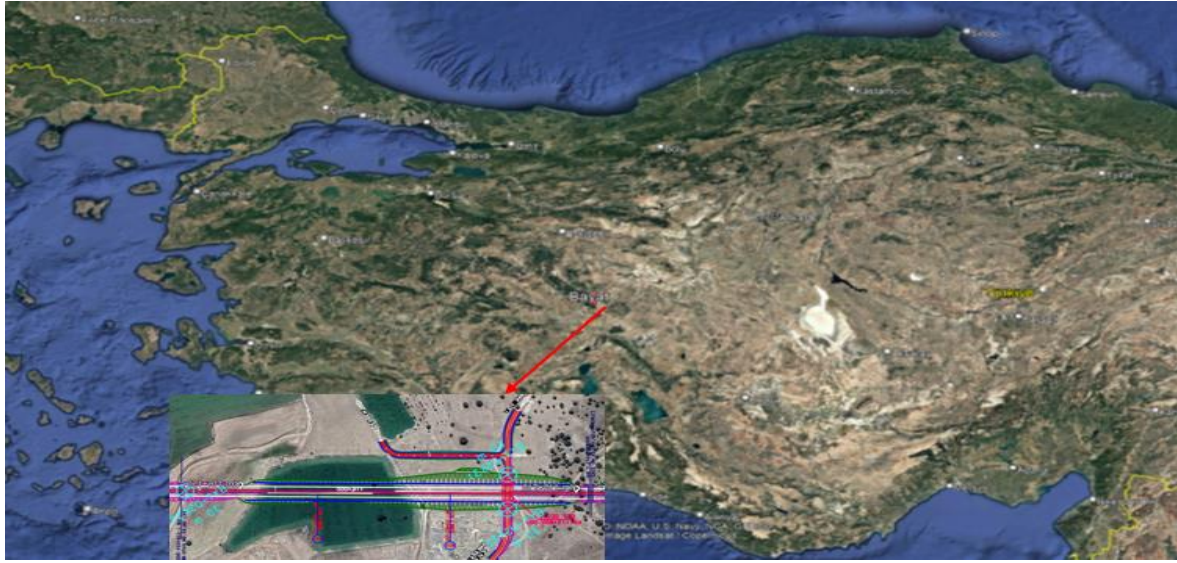
Newmark tarafından 1965 yılında geliştirilen yöntemde şevler kayan blok modeline dönüştürülerek deplasmanlar elde edilmeye çalışılır. Şekil 3.6'da şev örneği ve bu şevin kayan blok modeli verilmiştir.



Şekil 3.6. Şevlerde kayan kütle ve kayan blok benzetmesi

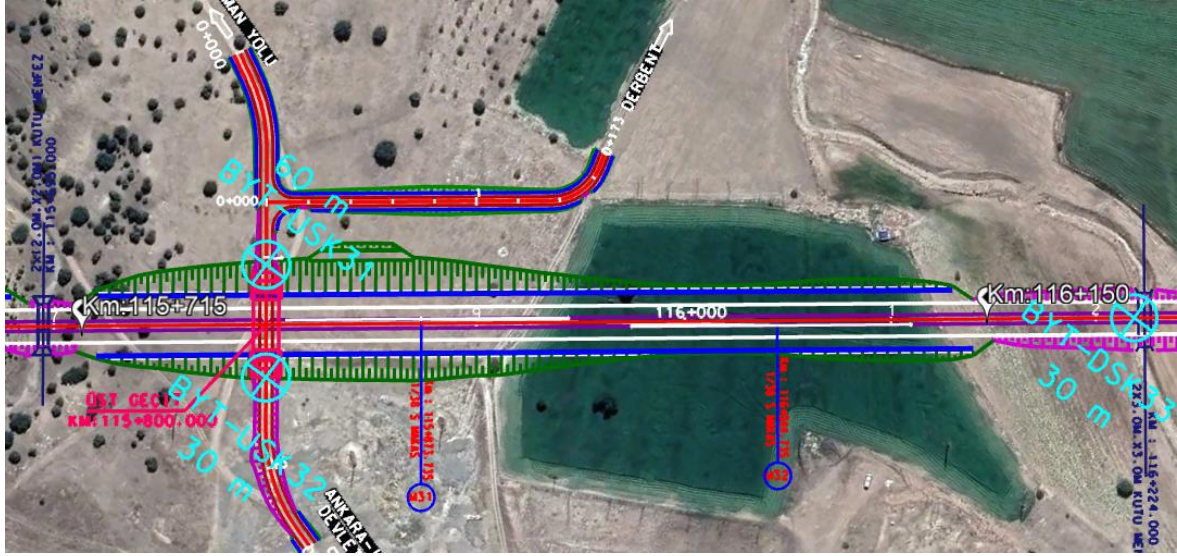
4. VAKA ANALİZİ

Ulaştırma ve Altyapı Bakanlığı uhdesinde yapımı devam eden ve Ankara, Afyonkarahisar, Uşak, Manisa ve İzmir şehirlerinden geçen yüksek hızlı tren projesi kapsamında söz konusu iller gibi deprem tehlikesi yüksek bölgelerden geçen Ankara-İzmir Yüksek Hızlı Tren projesi güzergâhında bulunan bir yarma kesiti bu çalışma çerçevesinde ele alınmıştır.



Şekil 4.1. Yer bulduru haritası

Çalışmaya konu yarma kesiti proje güzergâhı Afyon ilinin Bayat ilçesinde bulunan geçiş, projenin Km:115+715 – 116+150 arasında bulunmaktadır. Şekil 4.1’de çalışma bölgesine ait yer bulduru haritası ve Şekil 4.2’de bu yarma kesitine ait kilometre, sondaj yeri ve adedi gibi bilgileri içeren plan gösterilmektedir.



Şekil 4.2. Km: 115+715 - 116+150 yarma kesiti plan gösterimi

Bu çerçevede incelenecek olan yarmaya ait bilgiler çizelge 4.1’de verilmektedir.

Çizelge 4.1. Yarma kesitine ait bilgiler

Yarma Adı	Yarma Km’si	İncelenen Yarma Uzunluğu	
		Sol*	Sağ**
BYT-Y09	115+715 – 116+150	425 m	435 m
*Kilometre artış yönüne doğru sol tarafta kalan yarma şevlerinin uzunluğu			
** Kilometre artış yönüne doğru sağ tarafta kalan yarma şevlerinin uzunluğu			

Geoteknik mühendisliğinde tasarım esnasında zemine ait parametrelerin doğru bir şekilde belirlenmesi çok önemlidir. Zemine ait bu parametrelerin belirlenmesi için bölgeye ait genel jeoloji üzerinden yapılan gözlem ve edinilmiş bilgiler, güzergâh boyunca açılmış sondaj çukurlarından alınan numuneler üzerinde yapılan saha ve laboratuvar deney sonuçları, yıllar içinde yapılmış deneyler sonucunda bilimsel temele dayanan literatüre başvurulması gibi yöntemlerin sentezi ile idealize zemin profilini oluşturmak azami öneme sahiptir.

4.1. Genel Jeoloji

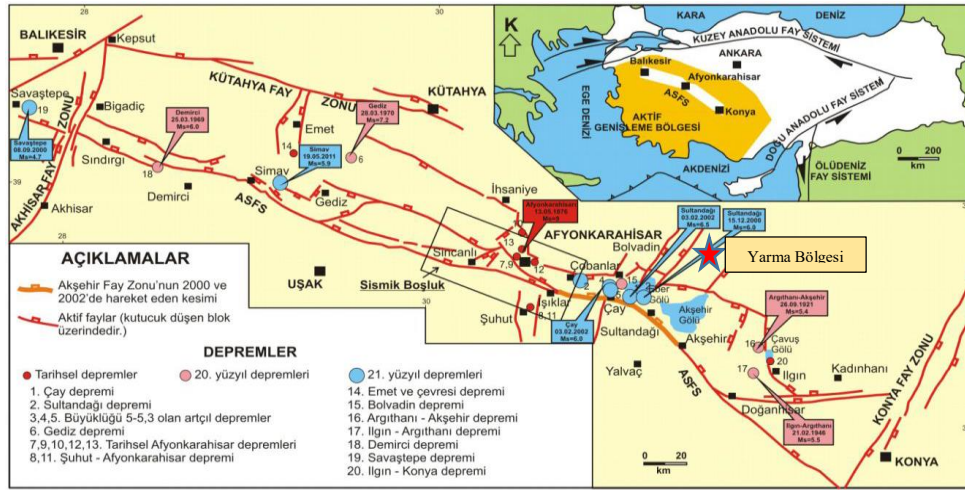
Proje inceleme alanını özetle kuvars şist, mikaşist ve kuvarsit ardalılarından oluşan ve çalışma kapsamında İhsaniye formasyonu olarak adlandırılan birimlerden, başlıca metaçakıltası, şist ve rekristalize kireçtaşı ardalılarından oluşan ve adını Konya-İlgın güneyinde yer alan Eldeş köyünden alan birimlerden, başlıca alacalı renkli şistler, metakumtaşı, metasilttaşı ve metaçakıltası birimlerinden oluşan Kıyır formasyonundan,

başlıca kristalize kireçtaşı, dolomitik kireçtaşı ve metasilttaşlarından oluşan ve Gökçeyayla formasyonu olarak adlandırılan birimlerden, başlıca kirli sarı renkli kireçtaşı, kristalize kireçtaşı, şist, metasilttaşı aralanmasından oluşan Paşadağ üyesi biriminden, başlıca dolomit, kireçtaşı ve kristalize kireçtaşlarından oluşan Karacaçal Tepe üyesi birimlerinden ve akarsu çökelleri şeklinde gözlemlenen pekleşmemiş çakıl, kum ve siltlerden oluşan Alüvyon birimlerinden oluşmaktadır (Şahin ve Ünlügenç, 2017). Şekil 4.3'te çalışma alanına ve çevresine ait genelleştirilmiş stratigrafik kesite ait görsel verilmiştir.



4.2. Depremsellik ve Zemin Sınıflarının Tespiti

Afyonkarahisar ve çevresini kapsayan bölge Ege Bölgesi ve İç Anadolu Bölgesi'nin arasında yer almaktadır. Bu bölgede Ege Bölgesi'nin genişleyen tektoniğinin etkisinde farklı zamanlarda ve büyüklüklerde depremlere görülmüştür. Afyon ve çevresine ait fay zonlarının ve aktif fay hatlarının gösterildiği bölgeye ait sismotektonik harita Şekil 4.4'te verilmiştir.



Şekil 4.4. Afyon ve çevresine ait sismotektonik harita (Yıldız vd., 2012)

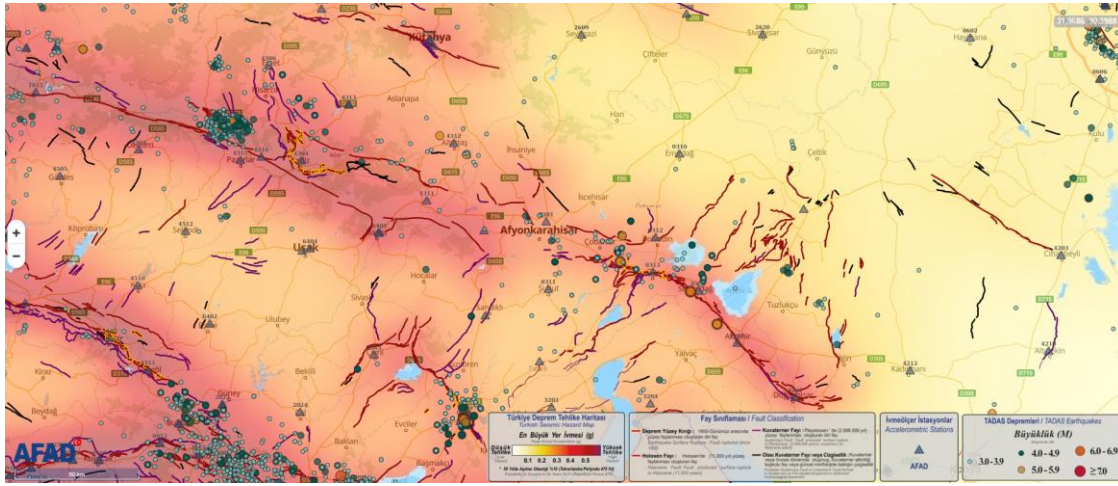
Afyonkarahisar ve çevresinde oluşan depremler incelendiğinde bu depremlerin BKB-DGD uzanımlı Akşehir-Simav fay sistemi (ASFS) ile bu fay sistemini kesen KKD-GGB uzanımlı diğer faylardan kaynaklı olduğu belirlenmiştir. Bölgede meydana gelen ve çizelge 4.2'de sunulan depremler ASFS fayının hala aktif bir fay olduğunu göstermektedir. Fayın güneybatı kısmında Argıthanı-Akşehir (1921), Ilgın-Argıthanı (1946), Sultandağı (2000 ve 2002) ve Çay (2002) depremleri ile kuzeybatı kısmında meydana gelen Abide (1944), Demirci (1969) ve Gediz (1970) depremleri meydana gelmiştir.

Çizelge 4.2. ASFS'de oluşan M=4.5 ve üzeri depremler

Tarih	Yer	Büyüklük
26.09.1921	Argıthanı-Akşehir	5.4
24.06.1944	Kütahya-Abide	6.0
21.02.1946	Ilgın-Argıthanı	5.5
25.03.1969	Manisa-Demirci	5.0
28.03.1970	Kütahya-Gediz	7.2
08.09.2000	Balıkesir-Savaştepe	4.7
15.12.2000	Sultandağı	6.0
03.02.2002	Çay	6.5
19.05.2011	Kütahya-Simav	5.9

Bahse konu fay hattı üzerinde güneydoğu cihetinde bulunan Çobanlar ilçesi ile kuzeybatı cihetinde bulunan Çukurören bölgesi arasındaki 113 kilometrelik bölümde meydana gelen son yıkıcı deprem 1876 yılında 9.0 büyüklüğünde meydana gelmiştir.

Kütahya, Afyonkarahisar ve Konya bölgesinde yakın dönemde meydana gelen depremler incelendiğinde ASFS'ye ait fay hattının uzanımlarıyla depremlerin uyum gösterdiği tespit edilmiştir. Şekil 4.5'te son yıllarda Afyon ve çevresinde meydana gelen deprem haritası verilmiştir (AFAD, 2024).



Şekil 4.5. Afyon bölgesinde meydana gelen son depremler ve faylar (AFAD, 2024)

2018 yılında yürürlüğe giren Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğine göre Türkiye Deprem Tehlike Haritası güncellenmiş olup yerel zemin sınıfları ZA, ZB, ZC, ZD, ZE ve ZF olmak üzere 6'ya ayrılmıştır. Şekil 4.6'da tüm bu zemin sınıflarına ait zemin cinsi ve diğer parametreler detaylı olarak verilmiştir (TBDY, 2018). Proje kapsamında incelenen zemin TBDY 2018'e göre ZC zemin sınıfında bulunmaktadır.

Yerel Zemin Sınıfı	Zemin Cinsi	Üst 30 metrede ortalama		
		$(V_s)_{30}$ [m/s]	$(N_{60})_{30}$ [darbe /30 cm]	$(c_u)_{30}$ [kPa]
ZA	Sağlam, sert kayalar	> 1500	–	–
ZB	Az ayrılmış, orta sağlam kayalar	760 – 1500	–	–
ZC	Çok sıkı kum, çakıl ve sert kil tabakaları veya ayrılmış, çok çatlaklı zayıf kayalar	360 – 760	> 50	> 250
ZD	Orta sıkı – sıkı kum, çakıl veya çok katı kil tabakaları	180 – 360	15 – 50	70 – 250
ZE	Gevşek kum, çakıl veya yumuşak – katı kil tabakaları veya $PI > 20$ ve $w > \% 40$ koşullarını sağlayan toplamda 3 metreden daha kalın yumuşak kil tabakası ($c_u < 25$ kPa) içeren profiller	< 180	< 15	< 70
ZF	Sahaya özel araştırma ve değerlendirme gerektiren zeminler: 1) Deprem etkisi altında çökme ve potansiyel göçme riskine sahip zeminler (sıvılaşabilir zeminler, yüksek derecede hassas killeri, göçebilir zayıf çimentolu zeminler vb.), 2) Toplam kalınlığı 3 metreden fazla turba ve/veya organik içeriği yüksek killeri, 3) Toplam kalınlığı 8 metreden fazla olan yüksek plastisiteli ($PI > 50$) killeri, 4) Çok kalın (> 35 m) yumuşak veya orta katı killeri.			

Şekil 4.6. TBDY 2018'e göre yerel zemin sınıfları

4.2.1. Şev duraylılığı analizlerinde kullanılacak deprem düzeyleri

Çalışma kapsamında şev duraylılığı değerlendirmeleri DD-2 ve DD-1 deprem yer hareket düzeyleri için yapılacaktır. Bu çerçevede DD-2 deprem düzeyi, 50 yılda %10 aşılma olasılığı olarak tanımlanan (tekrarlanma periyodu 475 yıl) deprem yer hareketi düzeyini, DD-1 ise 50 yılda %2 aşılma olasılığı (tekrarlanma periyodu 2475 yıl) olarak tanımlanan deprem yer hareketi düzeyini ifade etmektedir. Şev duraylılığı için yapılacak analizlerde iki deprem yer hareket düzeyleri için de güvenlik katsayısı 1,1'in altında kalması durumunda kalıcı şev yer değiştirmeleri oluşmaktadır. Yapının önemi ve deprem düzeyi değerlendirilerek, “Deprem Etkisi Altında Karayolu Ve Demiryolu Tünelleri İle Diğer Zemin Yapılarının Tasarımı İçin Esaslar (2020), Bölüm 2.5: Deprem Sonrası Kalıcı Yer Değiştirme Bazlı Analizler” başlığında tariflendiği şekliyle kalıcı yer şev yer değiştirmeleri hesaplanarak, serbest şevler için “Karayolu ve Demiryolu Köprü ve Viyadükleri (Sektör: Ulaşım Tesisleri – A1) Madde 6.11.3.5 ve 6.11.3.6’den destekli şevler için; Çizelge 4.18’de DD-2 ve DD-1 için tariflenen performans limitleri ile kıyaslanmalıdır.

4.3. Tasarım Kriterleri

Geoteknik mühendisliğinde yapılan analizlerde zemin parametrelerinin doğru seçilmesi ve zemin profilinin gerçeğe yakın idealize edilmesi önem arz etmektedir. Bu kapsamda analiz

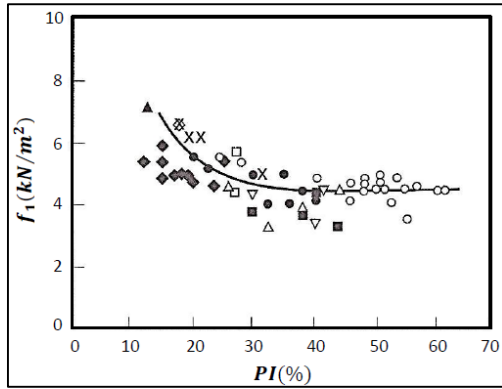
programlarına girilecek değerlerin tespitinde zeminde yapılan sondajlardan alınan numuneleri üzerinde yapılan laboratuvar deneyleri ve arazide yapılan deneylerden elde edilen sonuçlar literatürden de yararlanılarak belirlenmiştir. Bu bölümde zemin parametrelerinin belirlenmesinde kullanılan yaklaşımlar açıklanmıştır.

4.3.1. Mukavemet ve deformasyon parametrelerinin tayini

Çeşitli zemin birimleri için araziden elde edilen numuneler ve laboratuvar deney sonuçları üzerinden ampirik yaklaşımlar ile mukavemet ve deformasyon parametreleri belirlenmektedir. Zemine ait kohezyon, içsel sürtünme açısı, elastisite modülü, plastik limit, likit limit gibi parametreler taşıma gücü, oturma, sıvılaşma ve stabilite analizleri gibi hesaplamalarda kullanılmaktadır.

Drenajsız kayma dayanımı (kısa dönem) ve drenajsız elastisite modülü

Kohezyonlu birimlerin kısa dönem drenajsız kayma dayanımını belirlemek için 1974 yılında Stroud tarafından önerilen ve Şekil 4.7’de verilen grafik kullanılmaktadır. Zemin birimlerinin PI yüzdesine denk gelen f_1 değeri ve SPT-N60 değeri Eşitlik 4.1’de gösterildiği şekli ile çarpılarak drenajsız kayma mukavemeti (c_u) hesaplanabilir.



Şekil 4.7. PI ve f_1 ilişkisi (Stroud, 1974)

$$c_u = f_1 * N_{60} \quad (4.1)$$

Drenajsız elastisite modülü (E_u) Butler tarafından 1975 yılında birçok analiz neticesinde SPT-N değeri ile ilişkilendirilerek Eşitlik 4.2’de gösterildiği şekilde hesaplanmıştır.

$$\frac{E_u}{N_{60}} = (1000 \sim 1200) (kN/m^3) \quad (4.2)$$

Proje kapsamında incelenen zemin profilinde 0-7,5 metre ve 14,5-35 metre aralığında bulunan ayrıışmış dolomit birimine ait PI değeri bulunmadığı için c_u değeri kısa ve uzun dönem için 1 kPa kabul edilmiş, PI değeri 19 olan 7,5-14,5 metre arasındaki kil zemin içinse f_1 değeri grafik yardımı ile elde edilerek SPT-N60 değeri ile çarpılarak c_u değeri bulunmuştur.

Drenajlı kayma dayanımı (efektif) ve drenajlı elastisite modülü

Kohezyonsuz birimlere ait drenajlı kayma dayanımı (efektif veya uzun dönem) literatürde önerilen çeşitlik eşitlikler sayesinde elde edilebilir. Bu eşitliklerden en günceli Sorensen ve Okkels tarafından 2013 yılında ortaya koyulmuştur. Buna göre kil birimlerinde drenajlı kohezyon değeri (c'), drenajsız kohezyon değerinin ortalama %10'sine denk gelmekte olup alt limit değeri olarak Eşitlik 4.3'te verilen eşitlik kullanılmaktadır.

$$c' = 0,1 * c_u \quad (4.3)$$

Drenajlı elastisite modülü (E'_s), Eşitlik 4.4'te gösterildiği gibi kısa dönem/drenajsız elastisite modülünün çeşitli zemin türlerini ifade eden β' sayısı ile çarpılması ile elde edilebilir.

$$E'_s = \beta' * E_u \quad (4.4)$$

Bu eşitlikteki β' değeri çizelge 4.3'te gösterildiği gibi elde edilebilir.

Çizelge 4.3. Farklı zemin türleri için β' faktörü

Zemin Türü	β' Faktörü
Çakıl	0,9
Kum	0,8
Silt - Siltli kil	0,7
Sert kil	0,6
Yumuşak kil	0,5

Poisson pranı

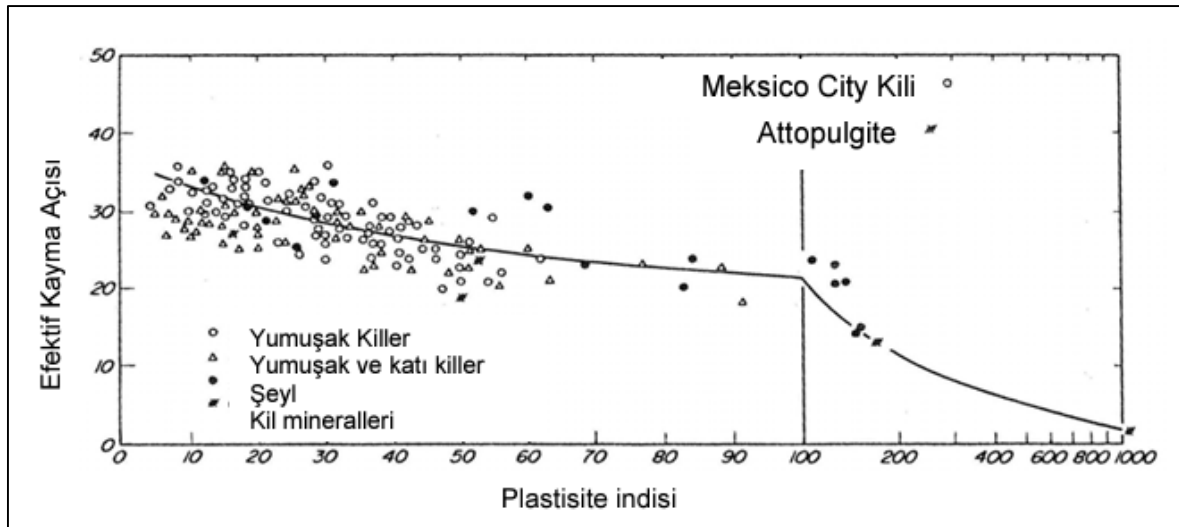
Killi birimler için analizler kullanılacak Poisson Oranı (μ) Bowles tarafından Şekil 4.8’de gösterildiği gibi önerilmiştir.

Values or value ranges for Poisson's ratio μ	
Type of soil	μ
Clay, saturated	0.4–0.5
Clay, unsaturated	0.1–0.3
Sandy clay	0.2–0.3
Silt	0.3–0.35
Sand, gravelly sand	–0.1–1.00
commonly used	0.3–0.4
Rock	0.1–0.4 (depends somewhat on type of rock)
Loess	0.1–0.3
Ice	0.36
Concrete	0.15
Steel	0.33

Şekil 4.8. Farklı zemin türleri için Poisson oranı seçimi (Bowles, 1997)

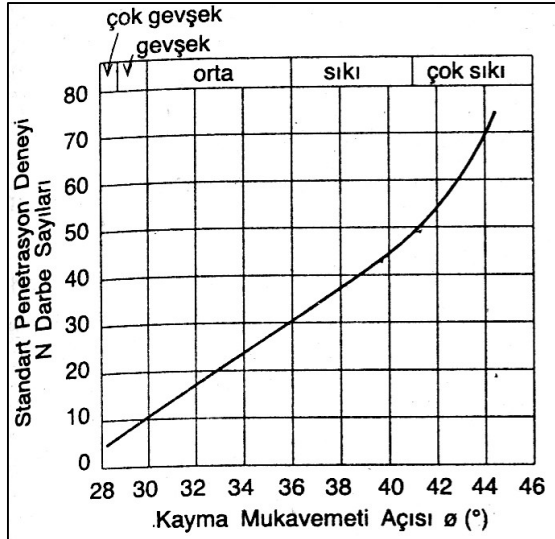
İçsel sürtünme açısı

Kohezyonlu kil birimlerin efektif içsel sürtünme açısını (ϕ'_r) elde etmek için Terzaghi ve arkadaşları tarafından ortaya atılan yaklaşım kullanılmıştır. Buna göre zemin birimlerinin plastisite indeksi ile içsel sürtünme açısı arasındaki ilişki Şekil 4.9’da gösterildiği gibi elde edilebilir.



Şekil 4.9. Plastisite indeksi ile içsel sürtünme açısı arasındaki ilişki (Terzaghi vd, 1996)

Kohezyonsuz birimlerin içsel sürtünme açısını (ϕ) elde etmek için literatürde çeşitli eşitlikler önerilmiştir. Şekil 4.10'de kohezyonsuz birimlerin SPT-N değerlerine bağlı olarak içsel sürtünme açılarını elde etmek için grafik verilmiştir.



Şekil 4.10. İçsel sürtünme açısı ile SPT-N sayısı arasındaki ilişki (Peck vd, 1974)

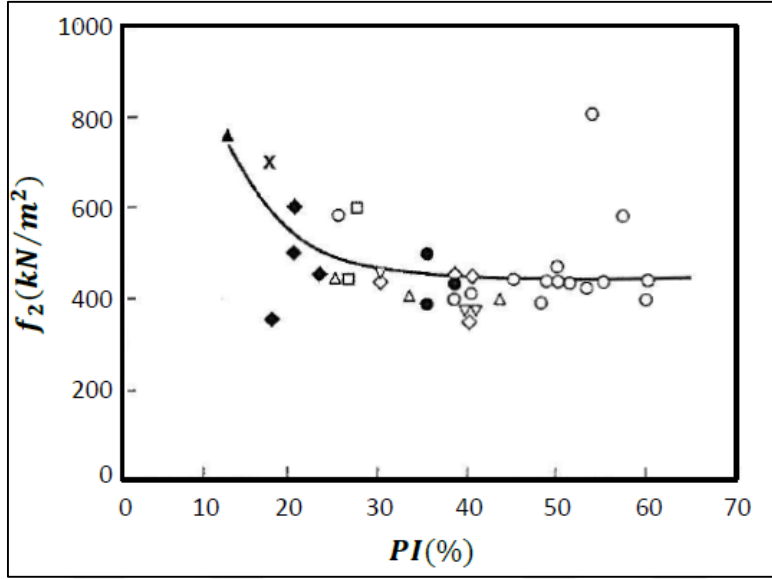
Ayrışmış dolomit birimlerden elde edilen SPT-N₆₀ değerleri 75 olup Şekil 4.9'da verilen grafikten bu değere karşılık gelen içsel sürtünme açısı 43 derece olarak elde edilmiştir.

Odometrik deformasyon modülü (M)

1974 yılında Stroud, hacimsel sıkışma katsayısı (m_v) ile SPT değeri arasında Eşitlik 4.5'te verilen eşitliği önermiş ve bu sayede killi birimlerin odometrik deformasyon modülü hesaplanabilir.

$$M \left(\frac{kN}{m^2} \right) = \frac{1}{m_v} = f_2 * N_{60} \quad (4.5)$$

Eşitlikteki f_2 değerini elde etmek için Şekil 4.11'de bulunan grafikten yararlanılabilir.



Şekil 4.11. PI yüzdesi ile f_2 ilişkisi (Stroud, 1974)

4.3.2. SPT düzeltmeleri

Standart Penetrasyon Testi (SPT), kum veya kumlu zeminlerde sıkılık oranını, killi zeminlerde ise kıvam seviyesi hakkında bilgi veren, deney yapılan zeminin standart örnek alıcı mekanizmaya gösterdiği direnç üzerinden taşıma gücü hakkında bilgi sahibi olmak için yapılan bir deneydir.

Gelişen teknoloji ile birlikte farklı türlü tokmak kullanımı, jeolojik gerilme etkileri, tijlerin tip ve boy değişimi, sondaj kuyusu etkileri gibi çeşitli faktörleri içeren düzeltmeler geliştirilmiştir. SPT deneyinde uygulanan enerji miktarı ve tokmağın düşürülme biçiminden kaynaklı oluşabilecek hatalardan dolayı farklı değerlendirmelere sebep olmaktadır.

Geoteknik çalışmalarda kullanılan SPT-N değerleri $N_{1,60}$ ve N_{60} değerleri olup sahada ölçülen SPT-N değeri ile Eşitlik 4.7 ve Eşitlik 4.8 yardımıyla hesaplanabilir.

$$N_{60} = N * C_R * C_S * C_B * C_E \quad (4.7)$$

$$N_{1,60} = N_{60} * C_N \quad (4.8)$$

SPT-N düzeltme katsayıları için çizelge 4.4'te verilen değerler kullanılmaktadır.

Çizelge 4.4. SPT-N düzeltme katsayıları (TBDY, 2018)

Düzeltilme Faktörü	Değişken	Değer
C_R	3m ile 4m aralığında	0,75
	4m ile 6m aralığında	0,85
	6m ile 10m aralığında	0,95
	10m ile 30m aralığında	1
	30m'den daha derin	< 1
C_S	Standart numune alıcı	1
	Kılıflı numune alıcı	1,2
C_B	Çap 65mm-115mm arasında	1
	Çap 150mm	1,05
	Çap 200mm	1,15
C_E	Güvenli tokmak	0,6-1,17
	Halkalı tokmak	0,45-1
	Otomatik darbeli tokmak	0,9-1,6
C_N	$0,40 \leq C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_{v0}}} \leq 1,70$	

4.3.3. Sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesi

Suya doymun, gevşek, homojen ince taneli kum ve silt birimlerinin kuvvetli yer sarsıntısı altında boşluk suyu basıncı değerlerinin artması ile etkin yanıl gerilmelerin sıfırlanması sonucu zemin taşıma gücünün azalması, kalıcı ve büyük yer değıştirmelerin ve/veya zeminin sismik oturma olayına sıvılaşma adı verilir. Sıvılaşma olayı genellikle kumlar ve plastik olmayan kaba siltlerde görülmektedir. Bununla beraber levha şekilli olan ince siltlerde ve killerde sıvılaşma ihtimali düşük görülr.

Genel olarak sıvılaşma analizleri zeminde yapılan SPT deneyleri sonucunda $N_{1,60} \leq 30$ eşitliği içeren durumlarda sıvılaşma tahkiki yapılması gerekmektedir.

Sıvılaşma analizlerinin yapılması ile alakalı:

Duyarlı killerde gerinim artışı durumunda sıvılaşmaya benzer şekilde rijitlik kaybı meydana gelir. Bu çerçevede 0,005mm'den küçük dane oranı %15'ten küçük, LL değeri %35'ten küçük ve arazi kapsamı LL değeri 0,9 katından büyük malzemelerde sıvılaşma görülmektedir.

- Seed ve Idriss tarafından 1982 yılında ortaya koyulan çalışmaya göre düzeltilmiş SPT darbe sayısının $N_{1,60} > 22$ olduğu zeminlerde sıvılaşma görülmediği anlaşılmıştır.

- Sıvılaşma olması beklenen zeminler; yeraltı su seviyesinin altında bulunan, yüzeyden 20m derinliğe kadar olan ve $SPT-N_{1,60}, tk < 30$ veya $CPT-qc, 1, N, tk < 170$ değerlerine sahip kum, çakıllı kum, siltli killi kum, plastik olmayan silt ve silt-kum karışımlarıdır.

- Yeraltı su seviyesinin altında yer alan, yüzeyden 20m derinlikte bulunan plastik silt ve killi zemin birimlerinin sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesi için malzemenin doğal su içeriği ve Atterberg limitlerine bağlı olarak Seed ve arkadaşları tarafından 2003 yılında ortaya koyulan çalışmada bahsedilen kriterler kullanılır.

Sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı Eşitlik 4.9'da verilmiştir.

$$GS = \frac{CRR_d^*}{CRR_d} \quad (4.9)$$

$$CRR_d^* = CRR^* * (K_\sigma) * MSF$$

Burada:

CRR^* : $M_w = 7,5$ büyüklüğündeki depreme ve referans efektif örtü yüküne ($\sigma'_{v0} = 1atm$) göre normalize edilmiş tekrarlı direnç oranı,

MSF : Moment büyüklüğü (M_w) ölçeklenme katsayısı,

K_σ : Örtü yükü ölçekleme katsayısı,

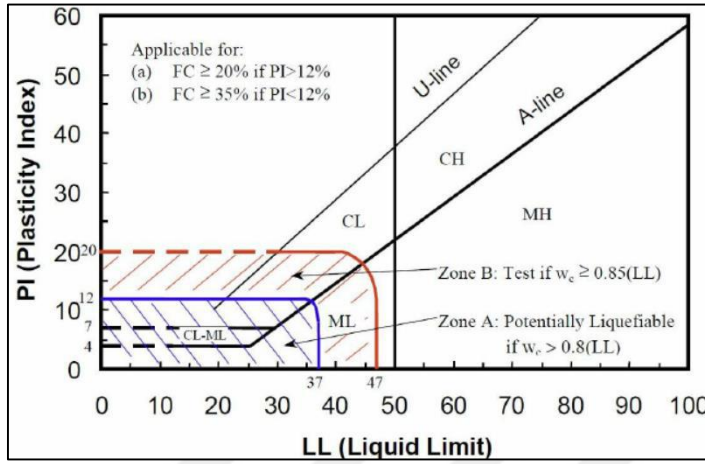
CRR_d^* : Değerlendirilen deprem senaryosu (M_w) için mevcut efektif gerilme altındaki tekrarlı direnç oranını temsil etmektedir.

Seed ve diğerleri tarafından ortaya koyulan çalışma kapsamında SPT değerine bağlı olarak sıvılaşma çerçevesinde potansiyel zemin hasar seviyesi çizelge 4.6'da verilmiştir.

Çizelge 4.5. SPT değeri ve sıvılaşma ilişkisi

SPT $N_{1,60}$	Potansiyel Hasar
0-20	Yüksek Potansiyel Hasar
20-30	Orta Potansiyel Hasar
>30	Önemsiz Potansiyel Hasar

Sıvılaşma koşulları için Seed tarafından 2003 yılında ortaya koyulan, Bray ve Sancio tarafından 2006 ortaya koyulan abaklar Şekil 4.14'te verilmiştir.



Şekil 4.12. İnce daneli zeminlerde PI-LL-Sıvılaşma koşulu (Seed vd., 2003)

Burada:

A bölgesi: Bu bölgedeki zeminler sıvılaşabilir zemin olarak tanımlanmıştır.

B bölgesi: Bu bölgedeki zeminler geçiş bölgesinde olup sıvılaşma potansiyeline ancak tekrarlı üç eksenli deneylerinin yapılması sonucunda karar verilir olarak tanımlanmıştır.

4.4. Zemin Özellikleri

Çalışma kapsamında incelenen ve Ankara-İzmir Yüksek Hızlı Tren Hattı Yapım İş'i bünyesinde inşa edilmesi planlanan BYT-Y09 yarmasının analizi için gerekli olan zemin birimlerinin mühendislik özelliklerinin tespiti, yarma için yapılacak kazı durumunun belirlenmesi, yer altı suyunun hangi seviyede olduğu ve diğer karşılaşılabilecek muhtemel jeoteknik problemlerin araştırılması amacıyla 2 lokasyonda toplamda 65 metre derinliğinde

sondaj çalışması yapılmıştır. Yapılan sondaj çalışmaları neticesinde karot numuneleri alınmış olup sondaj esnasında yerinde deneyler ile karot numunelerinin laboratuvar deneyleri sonucu sondaj loglarına işlenmiştir. İlgili sondajlara ait özet bilgi çizelge 4.7’de sunulmuştur.

Çizelge 4.6. Sondaj özet bilgisi

Sondaj Adı	Km	Koordinatlar		Derinlik (m)	Y.A.S.S (m)
		E (Y)	N (X)		
BYT-USK31	115+800	38.9875°	30.9540°	35	-
BYT-USK32	115+800	38.9879°	30.9536°	35	-

BYT-USK31 sondajına ait sandık fotoğrafları Şekil 4.16-4.18’de gösterilmektedir.



Şekil 4.13. BYT-USK31 sandık fotoğrafı- 1



Şekil 4.14. BYT-USK31 sandık fotoğrafı- 2



Şekil 4.15. BYT-USK31 sandık fotoğrafı- 3

BYT-USK32 sondajına ait sandık fotoğrafları Şekil 4.19-4.22’de gösterilmektedir.



Şekil 4.16. BYT-USK32 sandık fotoğrafı- 1



Şekil 4.17. BYT-USK32 sandık fotoğrafı- 2



Şekil 4.18. BYT-USK32 sandık fotoğrafı- 3



Şekil 4.19. BYT-USK32 sandık fotoğrafı- 4

4.5. Yarma Geoteknik Değerlendirmesi

BYT-Y09 Yarmasına ait malzeme parametreleri BYT-USK31 ve BYT-USK32 sondaj verileri ve literatürde bulunan ampirik yaklaşımlar ile elde edilmiştir. Bu çerçevede sondajlara ait SPT deney sonuçları çizelge 4.8 ve çizelge 4.9’da verilmiştir.

Çizelge 4.7. BYT-USK31 sondajına ait SPT deney sonuçları ve SPT düzeltmeleri

Derinlik (m)	SPT- N ₃₀	C _E	C _B	C _R	C _S	SPT- N ₆₀	σ_{v1}	C _N	SPT-N ₁₋₆₀	Zemin Sınıfı
1,50	R	1	1	0,75	1	75	30	1,7	75	-
3,00	R	1	1	0,75	1	75	60	1,29	75	-
4,50	R	1	1	0,85	1	75	90	1,05	75	-

Çizelge 4.8. (devam) BYT-USK31 sondajına ait SPT deney sonuçları ve SPT düzeltmeleri

6,00	R	1	1	0,95	1	75	120	0,91	75	-
7,50	13	1	1	0,95	1	12	150	0,82	10	CL
9,00	13	1	1	0,95	1	12	180	0,75	9	-
10,50	16	1	1	1	1	16	210	0,69	11	-
12,00	21	1	1	1	1	21	240	0,65	14	GM
13,50	R	1	1	1	1	75	270	0,61	75	CL
15,00	R	1	1	1	1	75	300	0,58	75	-
16,50	R	1	1	1	1	75	330	0,55	75	-
18,00	R	1	1	1	1	75	360	0,53	75	-
19,50	R	1	1	1	1	75	390	0,51	75	-
21,00	R	1	1	1	1	75	420	0,49	75	-
22,50	R	1	1	1	1	75	450	0,47	75	-
24,00	R	1	1	1	1	75	480	0,46	75	-
25,50	R	1	1	1	1	75	510	0,44	75	-
27,00	R	1	1	1	1	75	540	0,43	75	-
28,50	R	1	1	1	1	75	570	0,42	75	-
30,00	R	1	1	1	1	75	600	0,41	75	-
31,50	R	1	1	1	1	75	630	0,40	75	-
33,00	R	1	1	1	1	75	660	0,40	75	-

Çizelge 4.8. BYT-USK32 sondajına ait SPT deney sonuçları ve SPT düzeltmeleri

Derinlik (m)	SPT- N ₃₀	C _E	C _B	C _R	C _S	SPT- N ₆₀	$\sigma_{v'}$	C _N	SPT-N _{1- 60}	Zemin Sınıfı
1,50	R	1	1	0,75	1	75	30	1,7	75	-
3,00	R	1	1	0,75	1	75	60	1,29	75	-
4,50	R	1	1	0,85	1	75	90	1,05	75	-
6,00	R	1	1	0,95	1	75	120	0,91	75	-
7,50	13	1	1	0,95	1	75	150	0,82	75	-
9,00	13	1	1	0,95	1	75	180	0,75	75	-
10,50	16	1	1	1	1	75	210	0,69	75	-
12,00	21	1	1	1	1	75	240	0,65	75	-
13,50	R	1	1	1	1	75	270	0,61	75	-
15,00	R	1	1	1	1	75	300	0,58	75	-
16,50	R	1	1	1	1	75	330	0,55	75	-
18,00	R	1	1	1	1	75	360	0,53	75	-
19,50	R	1	1	1	1	75	390	0,51	75	-
21,00	R	1	1	1	1	75	420	0,49	75	-
22,50	R	1	1	1	1	75	450	0,47	75	-
24,00	R	1	1	1	1	75	480	0,46	75	-
25,50	R	1	1	1	1	75	510	0,44	75	-
27,00	R	1	1	1	1	75	540	0,43	75	-

Ayrıca bahse konu sondajlara ait karot yüzdesi, RQD ve ayrışma dereceleri de çizelge 4.10 ve çizelge 4.11’de gösterilmiştir.

Çizelge 4.9. BYT-USK31 sondajı karot yüzdesi, RQD ve ayrışma dereceleri çizelgesi

Derinlik (m)	Karot Yüzdesi %	RQD %	Ayrışma Derecesi
1,50	33	0	W5
3,00	27	0	W5
4,50	33	0	W5
6,00	60	0	W5
7,50	40	0	W5
9,00	40	-	-
10,50	67	-	-
12,00	57	-	-
13,50	57	-	-
15,00	47	-	-
16,50	30	-	-
18,00	27	0	W5
19,50	20	0	W5
21,00	40	0	W5
22,50	37	0	W5
24,00	43	0	W5
25,50	57	0	W5
27,00	37	0	W5
28,50	33	0	W5
30,00	27	0	W5
31,50	30	0	W5
33,00	33	0	W5
35,0	30	0	W5

Çizelge 4.10. BYT-USK32 sondajı karot yüzdesi, RQD ve ayrışma dereceleri çizelgesi

Derinlik (m)	Karot Yüzdesi %	RQD %	Ayrışma Derecesi
1,50	43	0	W5
3,00	47	0	W5
4,50	77	27	W5
6,00	77	0	W5
7,50	47	13	W5
9,00	47	13	W5
10,50	67	0	W5
12,00	53	0	W5
13,50	77	0	W5
15,00	77	0	W5
16,50	60	0	W5
18,00	80	0	W5
19,50	50	0	W3-W4
21,00	57	17	W3
22,50	73	-	-
24,00	60	-	-
25,50	67	-	-
27,00	67	27	W3
28,50	67	20	W3
30,00	90	27	W3

Sondajlardan elde edilen numuneler üzerinde yapılan deneyler sonucunda elde edilen mekanik deney sonuçları çizelge 4.12’de ve fiziksel deney sonuçları çizelge 4.13’te verilmiştir.

Çizelge 4.11. BYT-USK31 ve BYT-USK32 sondajları mekanik deney sonuçları özet çizelge

Sondaj No	Derinlik	Doğal Birim Hacim Ağırlık (gr/cm3)	Tek Eksenli Basınç Dayanımı (kg/cm2)	Elastisite Modülü (GPA)	Poisson Oranı	Nokta Dayanımı Is(50) (kg/cm2)	Yükü İndeksi
BYT-USK31	1,51-1,59	-	-	-	-	19,6	
	2,00-2,15	2,624	1329,1	36,4	0,18	-	
	34,9-34,95	-	-	-	-	8,4	
BYT-USK32	3,20-3,25	-	-	-	-	4,2	
	6,30-6,40	2,285	118,3	-	-	-	
	10,60-10,67	-	-	-	-	32,9	
	20,70-20,85	-	-	-	-	16,4	
	22,00-22,15	2,027	26,9	-	-	-	
	25,20-25,50	2,170	485,3	19,2	0,25	-	
	29,20-29,50	2,482	798,6	-	-	-	

Çizelge 4.12. BYT-USK31 sondajı fiziksel deney sonuçları özet çizelgesi

Numune		Su İçeriği %	Dane Dağılımı 200 nolu Elekten Geçen %	Atterberg Limitleri TS 1900-1		Sınıf USCS
Sondaj No	Derinlik			LL %	PI%	
BYT-USK31	7,50	20,8	69,9	38,7	19,5	CL
	12,0	20,4	14,4	NP	-	GM
	13,5	17,4	61,9	40,2	19,2	CL

Sondajlar incelendiğinde BYT-USK31 sondajının BYT-UST32 sondajına göre daha olumsuz koşula sahip olması sebebiyle analizler bu sondaj verileri üzerinden yapılmıştır. BYT-USK31 sondajından elde edilen numuneler incelendiğinde 0-7,5 metre ve 14,5-35 metre aralığında tamamen ayrıışmış ve RQD değeri 0 olan dolomit birimi gözlenmiştir. Bu aralıkta SPT değeri refü (R) olarak kabul edilmiştir. Bu bilgiler dâhilinde ayrıışmış dolomit biriminden oluşan tabaka, stabilite analizlerinde kohezyonsuz birim olarak kabul edilmiştir. 7,5-14,5 metre aralığında ise SPT-N değerleri 13-21 aralığında değışen kumlu siltli kil birim gözlenmiştir. Tüm bu sondaj ve laboratuvar verileri incelendiğinde BYT-USK31 sondajı için idealize edilen ve analizlerde kullanılan zemin profili çizelge 4.14’te verilmiştir.

Çizelge 4.13. BYT-USK31 sondaj verilerine göre hazırlanan idealize zemin profili

Derinlik (m)	Zemin	N _{ort}	N _{60-N₁₋₆₀}	LL _{ort}	PI _{ort}	W _n %	γ (kN/m ³)	Ort RQD%
0-7,5	Ayrışmış Dolomit - 1	75	75	NP	-	-	23	0
7,5-14,5	Düşük Plastisiteli Kil (CL)	16	15	39	19	19,1	19	-
14,5-35	Ayrışmış Dolomit - 2	75	75	NP	-	-	23	0

Zemine ait mukavemet ve deformasyon parametrelerinin elde edildiği grafik ve eşitlikler yardımıyla idealize zemin profilinin analizlerde modellenmesi için ayrışmış dolomit-1 birim için efektif kayma dayanımı (c') 1 kPa, efektif içsel sürtünme açısı (ϕ^o) 43° ve birim hacim ağırlığı (γ) 23 kN/m³; düşük plastisiteli kil birim için efektif kayma dayanımı (c') 8 kPa, efektif içsel sürtünme açısı (ϕ^o) 29° ve birim hacim ağırlığı (γ) 19 kN/m³; ayrışmış dolomit-2 birim için efektif kayma dayanımı (c') 1 kPa, efektif içsel sürtünme açısı (ϕ^o) 44° ve birim hacim ağırlığı (γ) 23 kN/m³ olarak kabul edilmiştir. Tüm veriler çizelge 4.15'te sunulmuştur.

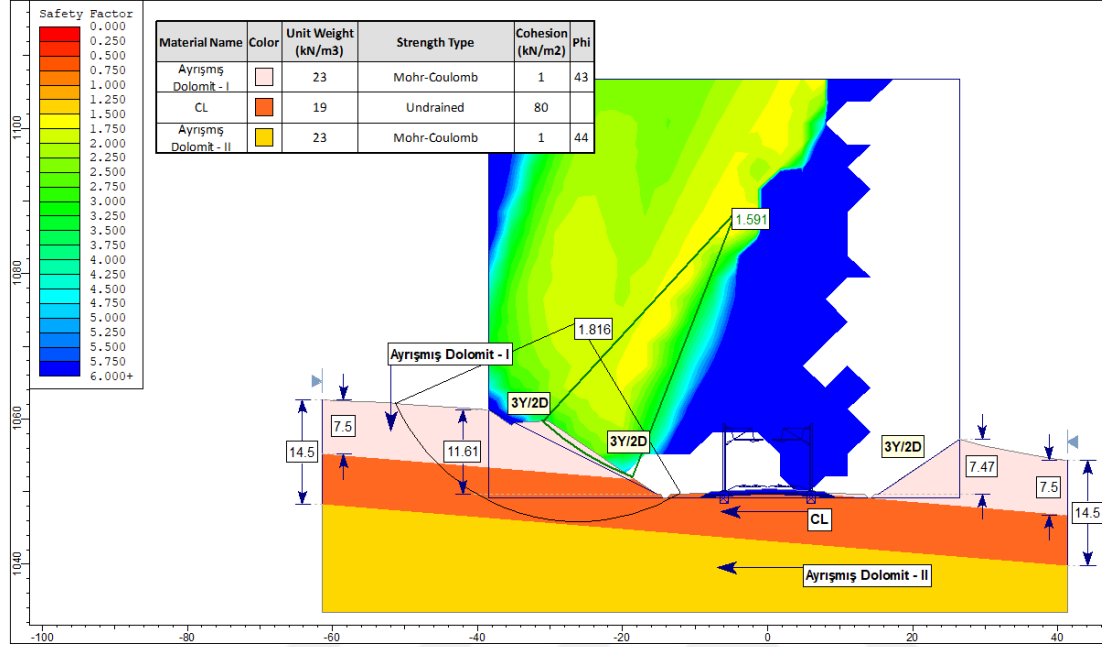
Çizelge 4.14. İdealize zemin profiline ait parametreler

Derinlik	Birim	γ_d (kN/m ³)	SPT-N(1)60/SPT-N60	PI	LL	Parametre	
						Kısa Dönem	Uzun Dönem
0-7,5m	Ayrışmış Dolomit	23	75	-	NP	$c'=1\text{kPa}$, $\phi=43^\circ$	
7,5-14,5m	Kil	19	15	19	39	$c_u=80\text{kPa}$	$c'=8\text{kPa}$, $\phi=29^\circ$
14,5-35m	Ayrışmış Dolomit	23	75	-	NP	$c'=1\text{kPa}$, $\phi=43^\circ$	

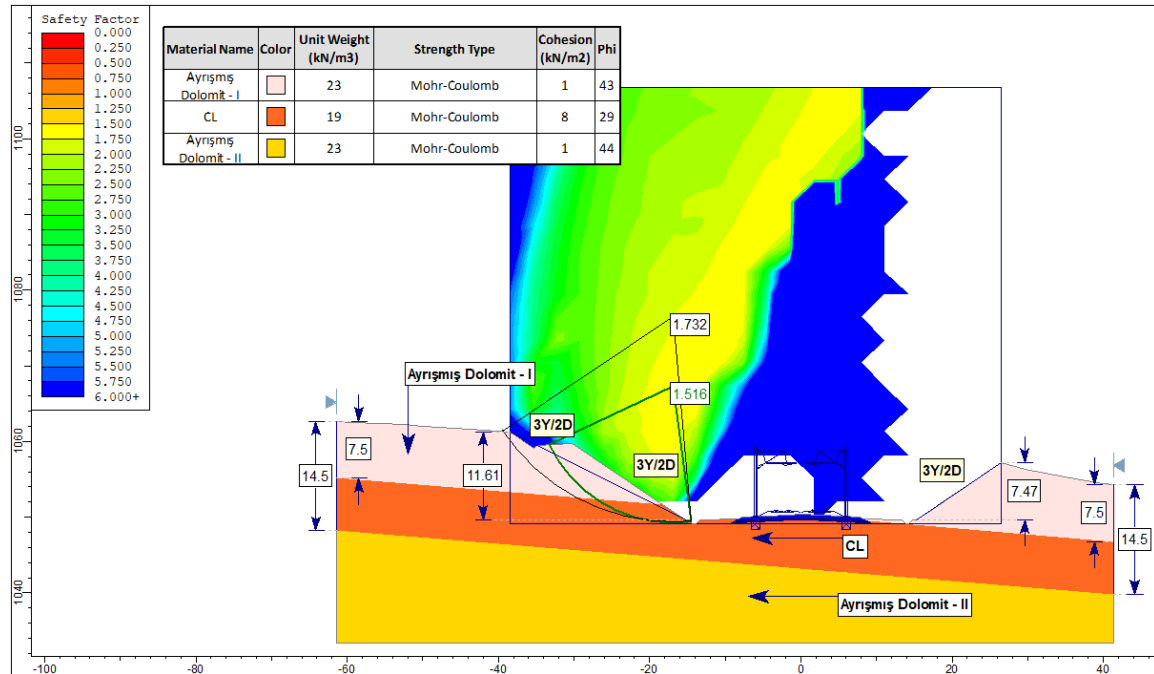
4.6. Şev Tasarımı

Çalışma kapsamında incelenen yarma şevinde karşılaşılan zemin birimleri düşük plastisiteli kil ve ayrışmış dolomit özelliği göstermektedir. Modelleme aşamasında zemin birimlerinin modellenmesi için Mohr-Coulomb yenilme kriteri ve Limit denge analiz yöntemlerinden tüm kuvvet ve moment denge koşullarını sağlayan Morgenstern-Price metodu kullanılmıştır. Şev stabilite analizleri Slide programı ile yapılmıştır. TCDD Genel Müdürlüğü tarafından oluşturulan Jeolojik-Jeoteknik, Geoteknik Proje, Rapor ve Paftalarda Dikkat Edilecek Hususlar çerçevesinde belirlenen statik ve dinamik durumlarda dikkate alınan güvenlik katsayıları çizelge 4.16'da verilmiştir.

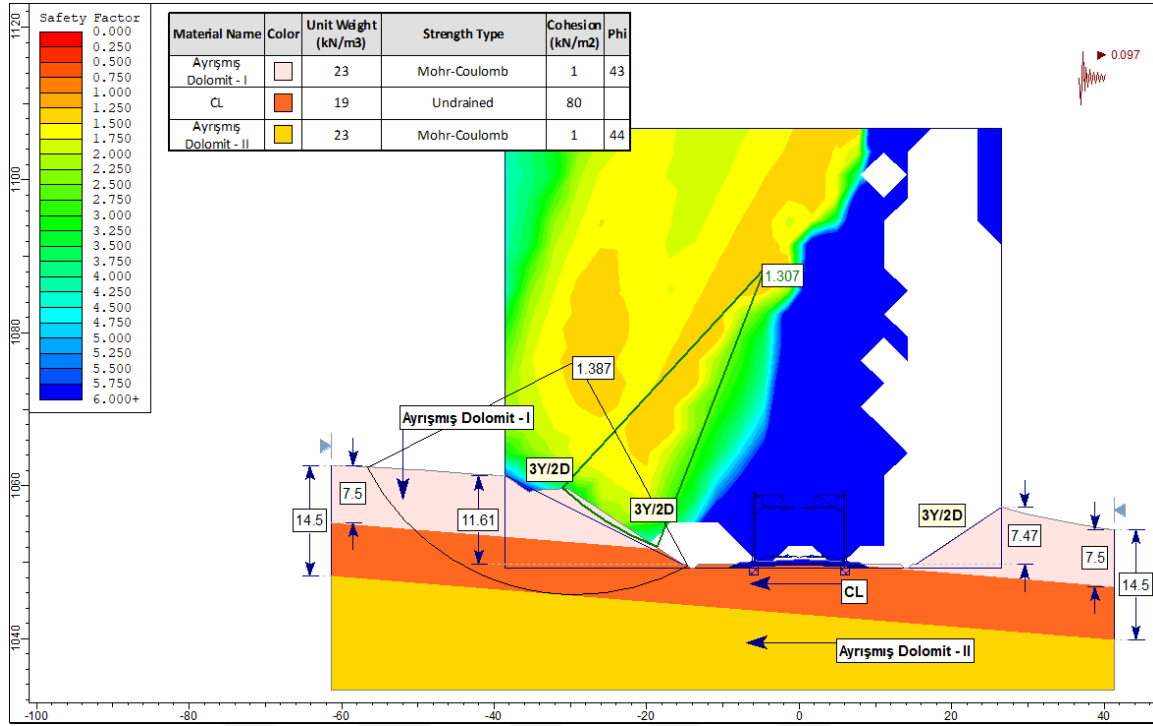
Şekil 4.24-4.29 arasında 3Y/2D şev eğimi için yapılmış analiz çıktıları uzun dönem/kısa dönem ve statik/sismik olarak verilmiştir.



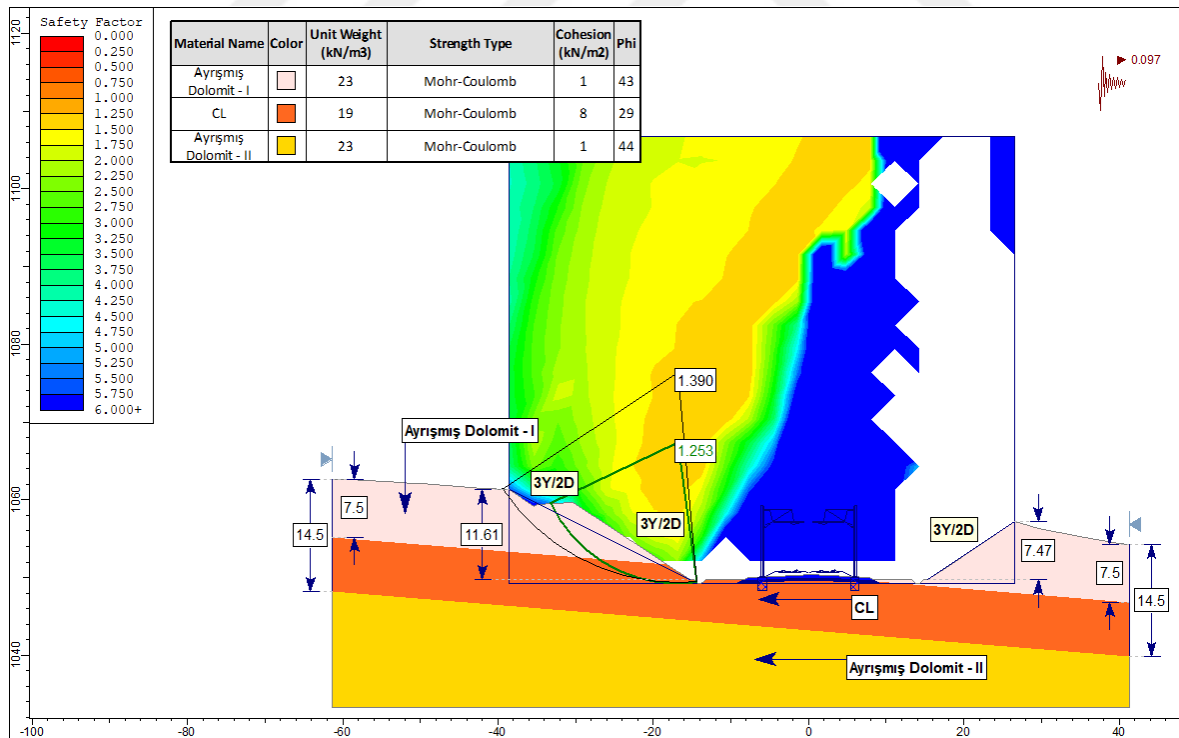
Şekil 4.21. Sol şev kısa dönem statik analiz sonucu



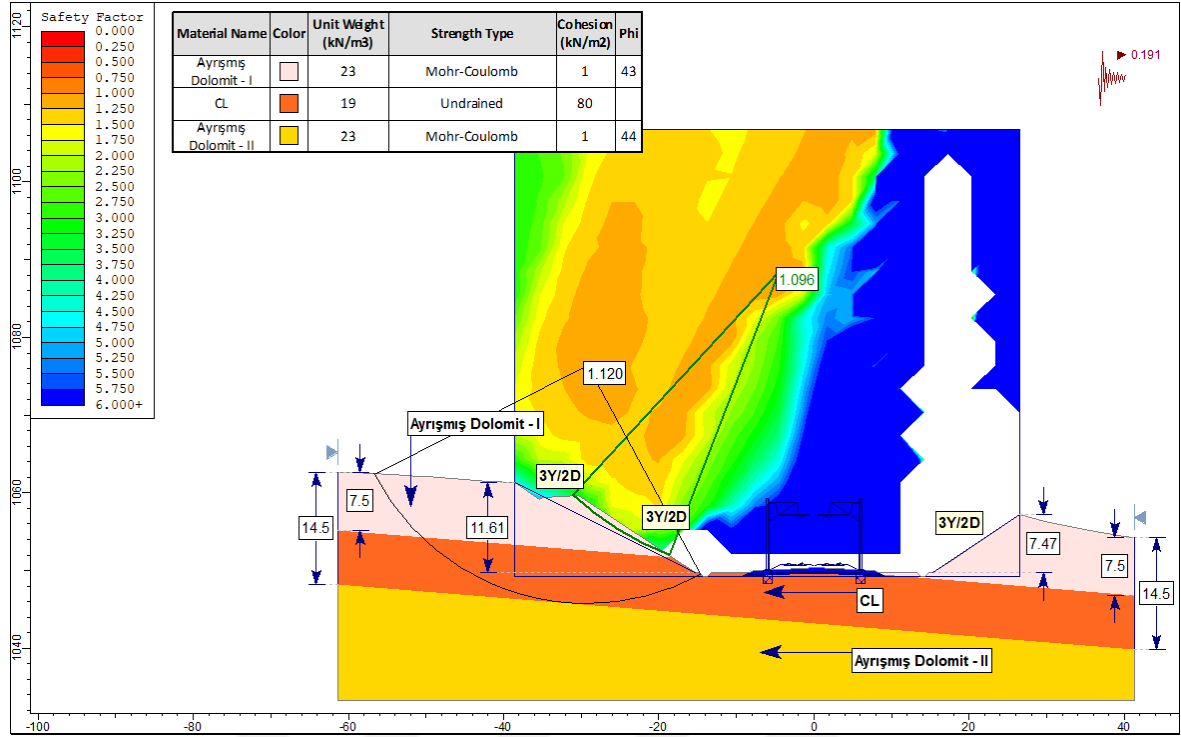
Şekil 4.22. Sol şev uzun dönem statik analiz sonucu



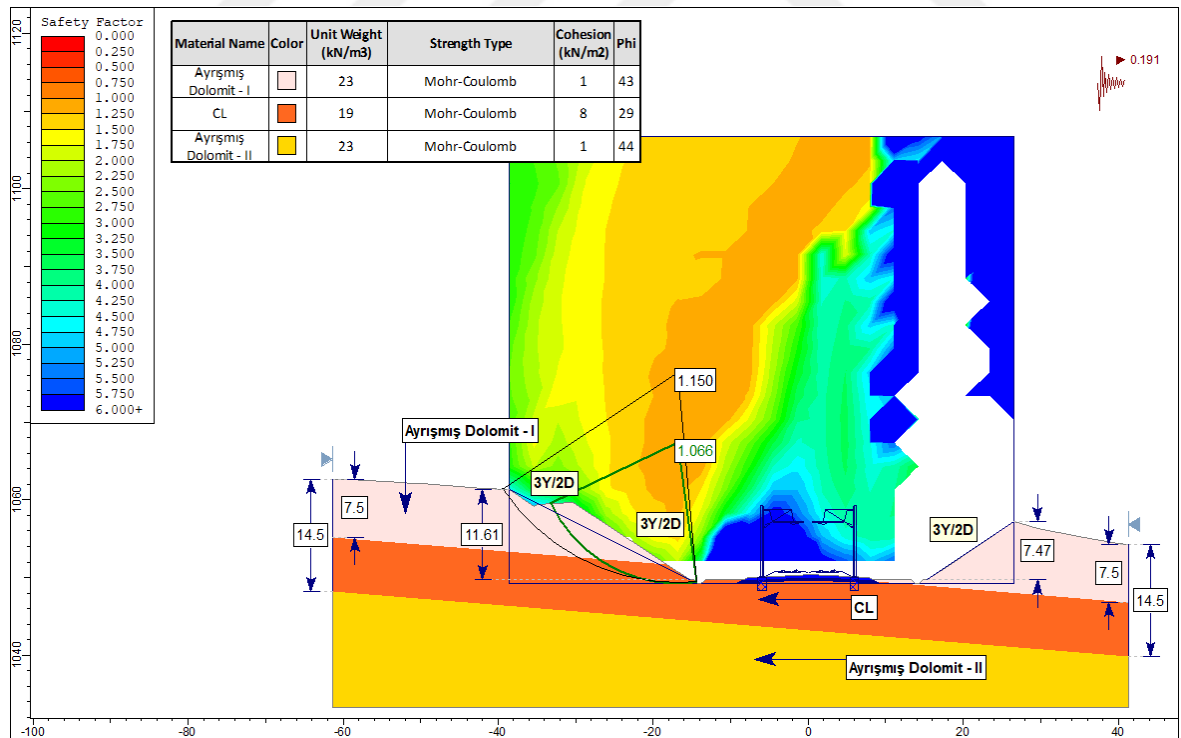
Şekil 4.23. Sol şev kısa dönem dinamik (DD-2) analiz sonucu



Şekil 4.24. Sol şev uzun dönem dinamik (DD-2) analiz sonucu



Şekil 4.25. Sol şev kısa dönem dinamik (DD-1) analiz sonucu



Şekil 4.26. Sol şev uzun dönem dinamik (DD-1) analiz sonucu

Yarma kesiti sol şev statik kısa dönem ve uzun dönem analizi güvenlik sayısı ($1,591 > 1,300$ ve $1,516 > 1,500$) ve DD-2 deprem yer hareket düzeyindeki güvenlik sayısı ($1,307 > 1,100$)

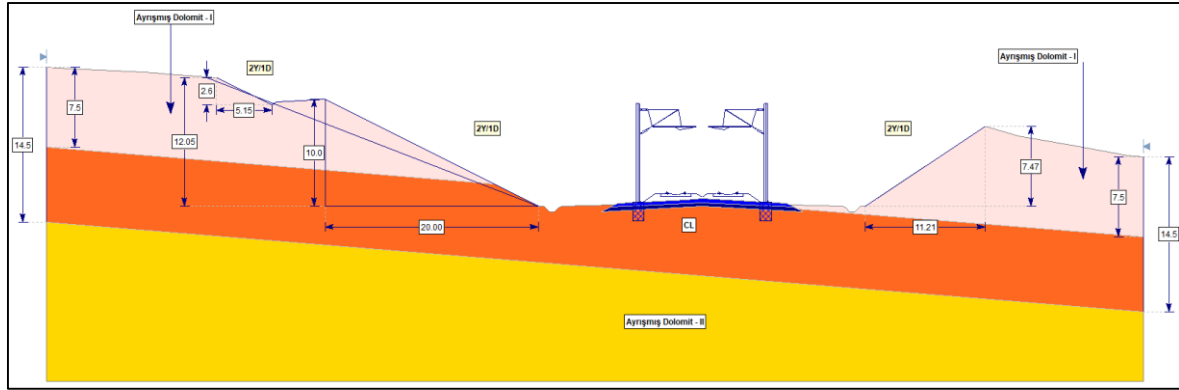
ve $1,253 > 1,100$) yeterli olmakla beraber aynı kesit için DD-1 deprem yer hareket düzeyindeki güvenlik sayısı ($1,096 < 1,100$ ve $1,066 < 1,100$) yeterli değildir. Analizlerin sonuçları Çizelge 4.18’de detaylı olarak sunulmuştur.

Çizelge 4.17. 3Y/2D şev eğimi analizinde elde edilen güvenlik sayıları

Şev	Kısa Dönem 3Y/2D		Uzun Dönem 3Y/2D	
	Statik Durum	Dinamik Durum	Statik Durum	Dinamik Durum
Yarma Kesiti Sol Şev (3Y/2D)	$1,591 > 1,30$	DD-2	$1,516 > 1,50$	DD-2
		$1,307 > 1,10$		$1,253 > 1,10$
		DD-1		DD-1
		$1,096 < 1,10$		$1,066 < 1,10$

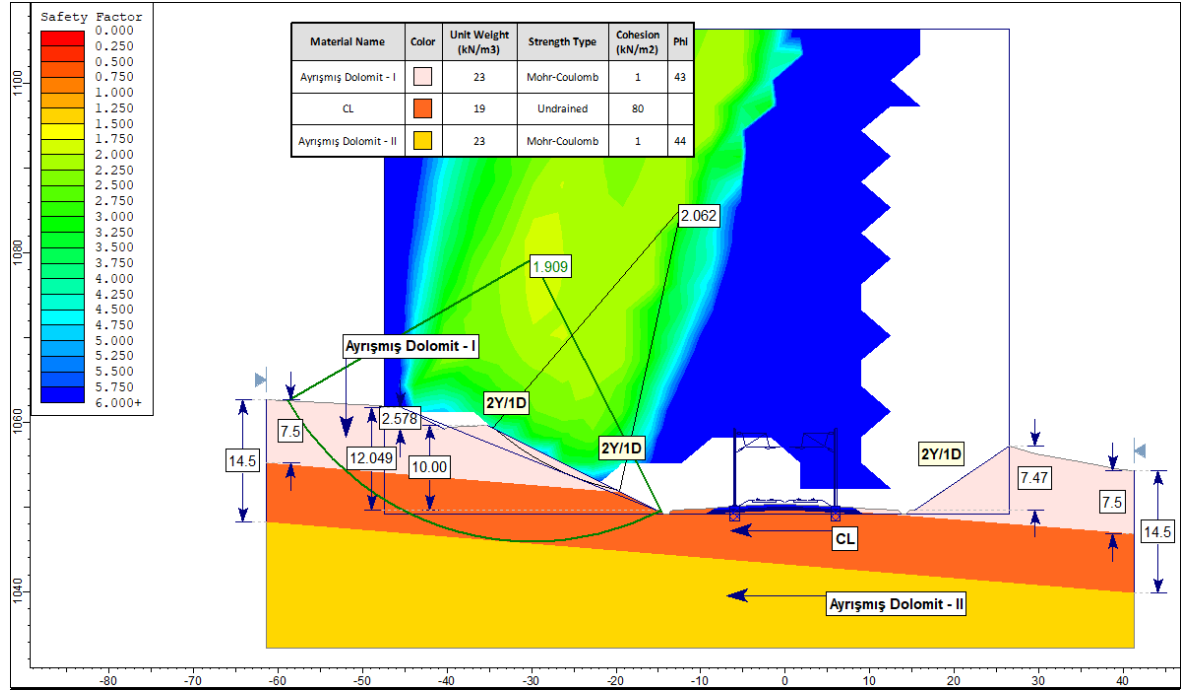
Çizelge 18’den de görüldüğü üzere “Deprem Etkisi Altında Karayolu ve Demiryolu Tünelleri ile diğer Zemin Yapılarının Tasarımı İçin Esaslar (2020)” yönetmeliği esas alınarak 3Y/2D şev eğimi ile yapılan analizler yeterli güvenlik sayısını sağlamadığı için şev eğimi 2Y/1D olarak değiştirilerek analizler tekrarlanmıştır.

Şekil 4.30’de çalışma kapsamında incelenecek 2Y/1D eğimli yarma kesitinin Slide programında hazırlanan modeli verilmiştir.

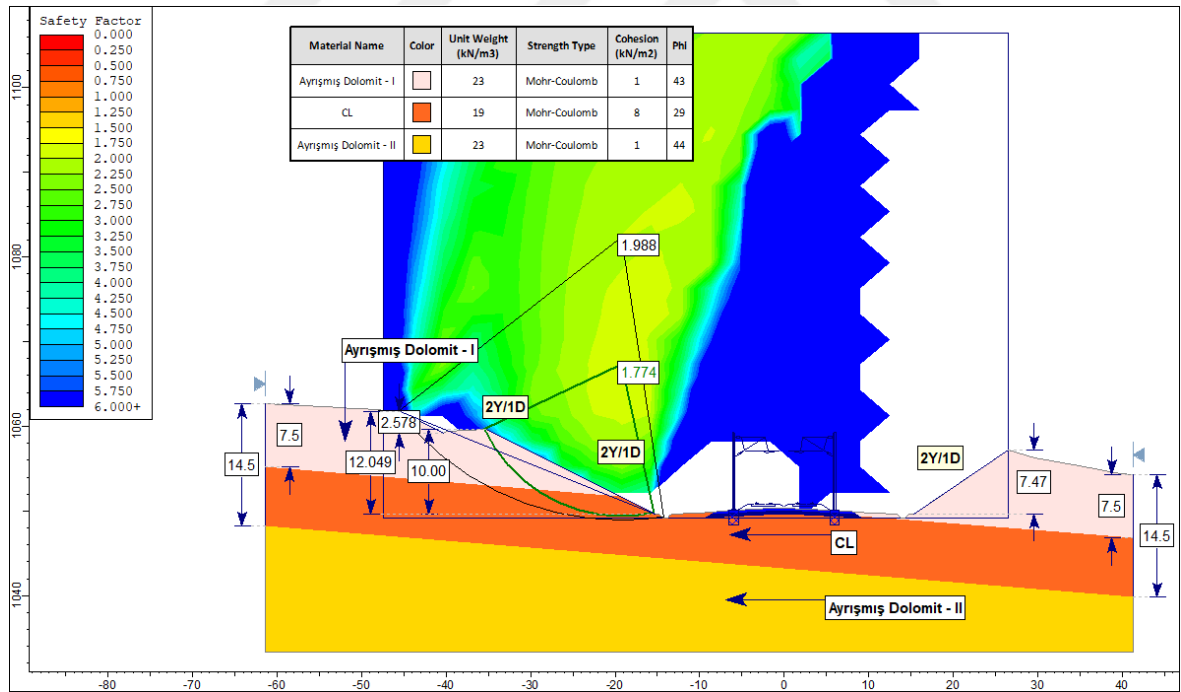


Şekil 4.27. 2Y/1D Yarma şev analiz modeli

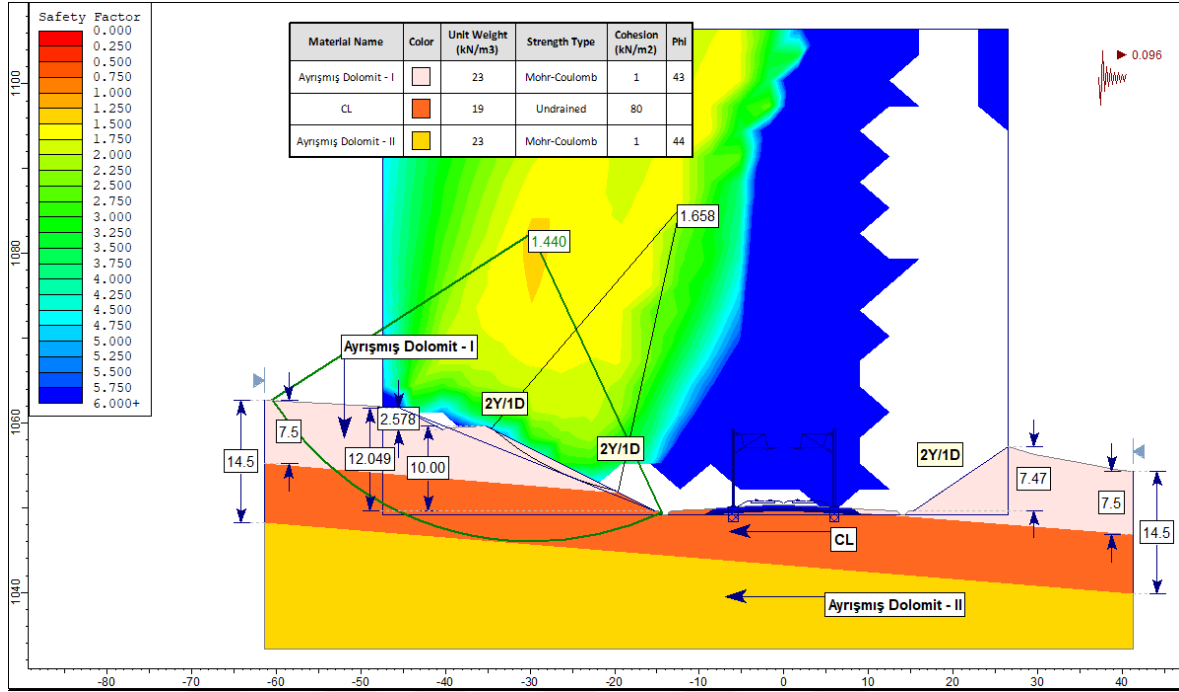
Şekil 4.31-4.36 arasında 2Y/1D şev eğimi için yapılmış analiz çıktıları uzun dönem/kısa dönem ve statik/sismik olarak verilmiştir.



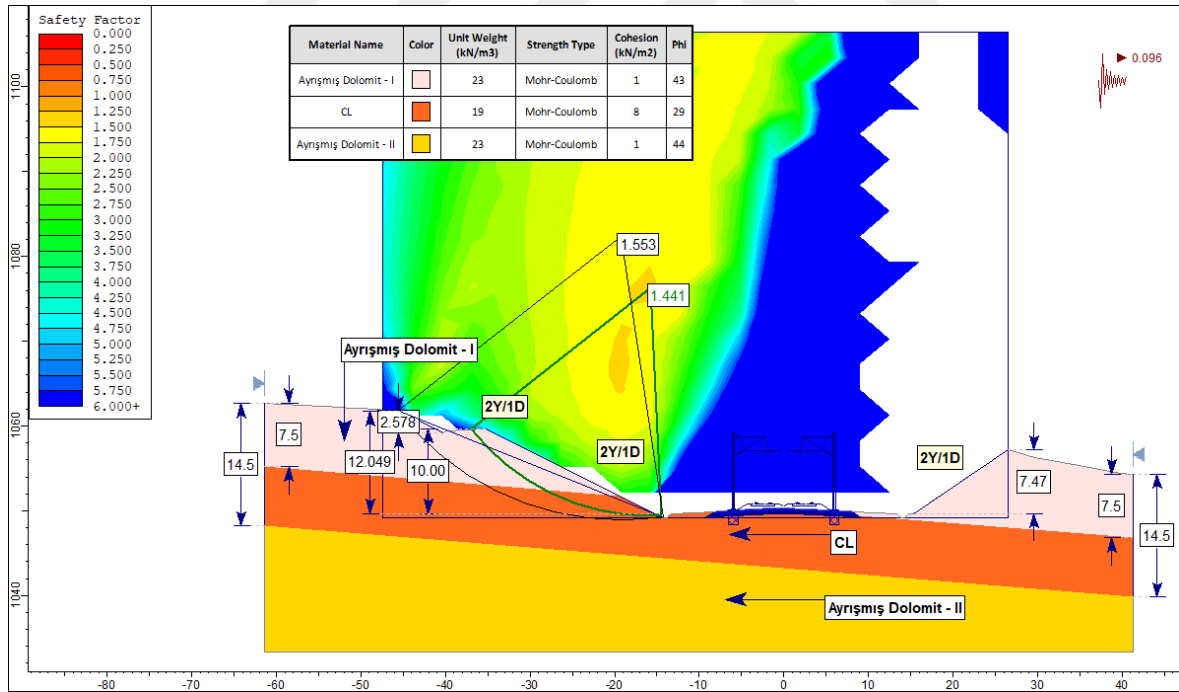
Şekil 4.28. Sol şev kısa dönem statik analiz sonucu



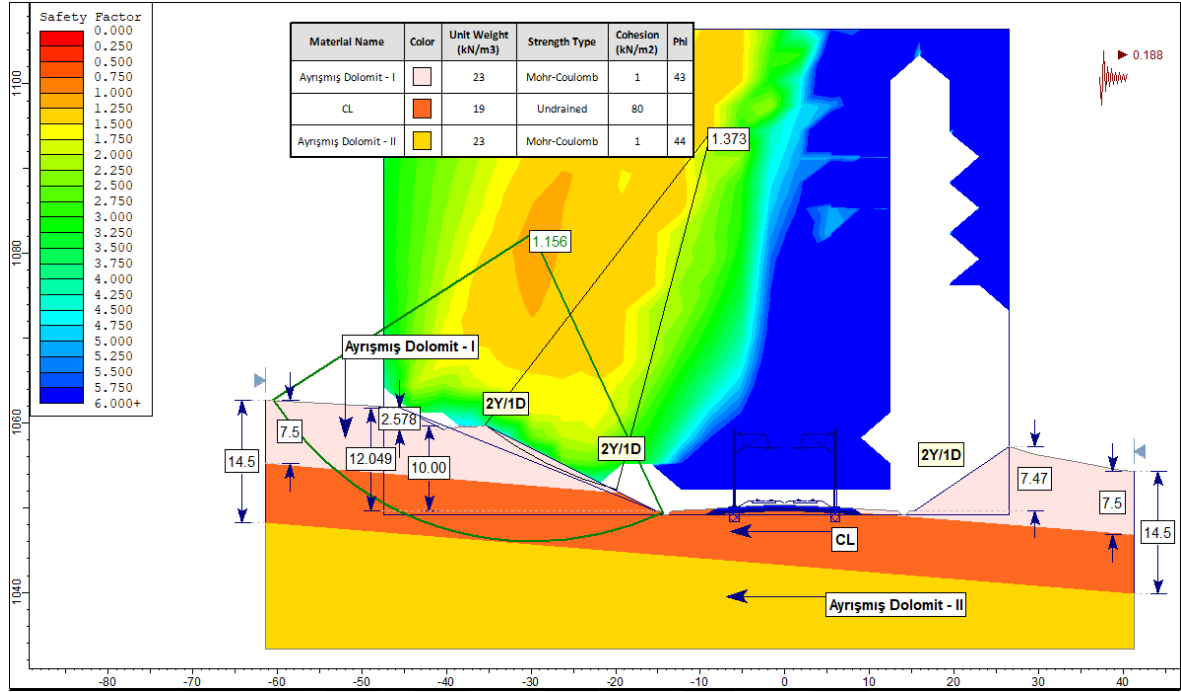
Şekil 4.29. Sol şev uzun dönem statik analiz sonucu



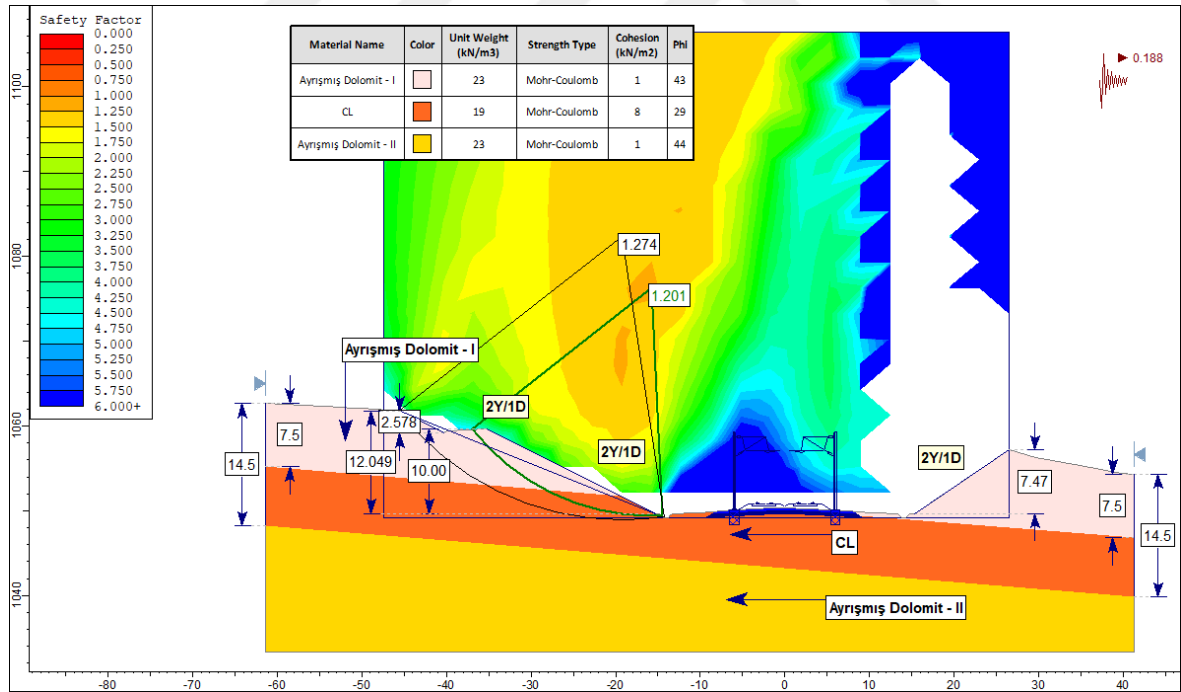
Şekil 4.30. Sol şev kısa dönem dinamik (DD-2) analiz sonucu



Şekil 4.31. Sol şev uzun dönem dinamik (DD-2) analiz sonucu



Şekil 4.32. Sol şev kısa dönem dinamik (DD-1) analiz sonucu



Şekil 4.33. Sol şev uzun dönem dinamik (DD-1) analiz sonucu

Elde edilen analiz sonuçları “Deprem Etkisi Altında Karayolu ve Demiryolu Tünelleri ile Diğer Zemin Yapılarının Tasarımı için Esaslar (2020) yönetmeliğine tanımlanan güvenlik

sayılarını sağladığı için çalışma kapsamında incelenen yarma kesiti 2Y/1D olarak dizayn edilmiştir. çizelge 4.19’da analiz sonuçları toplu şekilde verilmiştir.

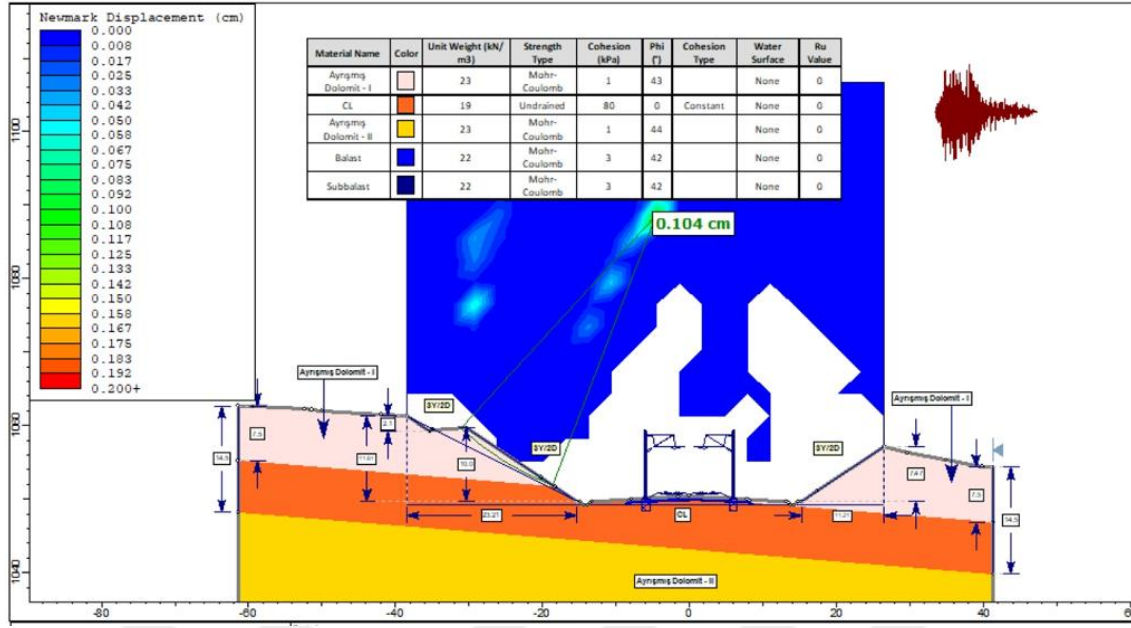
Çizelge 4.18. 2Y/1D şev eğimi analizinde elde edilen güvenlik sayıları

Şev	Kısa Dönem 2Y/1D		Uzun Dönem 2Y/1D	
	Statik Durum	Dinamik Durum	Statik Durum	Dinamik Durum
Yarma Kesiti Sol Şev (2Y/1D)	1,909 > 1,30	DD-2	1,774 > 1,50	DD-2
		1,440 > 1,10		1,441 > 1,10
		DD-1		DD-1
		1,156 > 1,10		1,201 > 1,10

4.7. Newmark Yöntemi ile Analiz

Statik yüklerin yanında şevlere etki eden dinamik yüklerin sonucunda meydana gelecek etkiler ve şevlerin stabilitesi yarı-statik analiz yöntemi kullanarak hesaplanır. Yarı-statik analiz yönteminde belirli bir güvenlik katsayısı kullanılmakla birlikte bu yöntem şevlerde oluşacak kalıcı deplasmanlar ile bilgi vermemektedir. Zemin deplasmanları hem üstyapı hem de altyapı için çok önemli olduğu için deplasman miktarının belirlenmesi çok önemlidir (Yiğit, 2021). Newmark ise dinamik yükler etkisinde kalan şevlerin kalıcı deplasmanları ile alakalı fikir verebilecek bir model geliştirmiştir (Ülgen ve Engin, 2014). Bu yöntem şev deplasmanlarını analiz etmekte kullanılan en sık yöntemlerden biridir.

Bu metoda göre analiz edilen zeminin blok halinde kayan bir yapıda olduğu varsayılır ve bu bloğu kayma durumuna geçirecek bir kritik ivme (a_c) değeri olduğu kabul edilir. Kritik ivme değeri deprem ivme kaydı ile karşılaştırıldığında kritik ivme değerinin üstünde kalan ivme değerlerine maruz kalması durumunda şevde kayma olacağı, kritik ivme değerinin altında kalan kısımdaki ivme değerlerinde ise kayma olmayacağı kabul edilmiştir. Bu yaklaşıma ait model Şekil 4.37’de verilmiştir.



Şekil 4.36. Newmark Yöntemi Kütle Deplasman Analizi

Rathje ve Antonakos (2011), $T_s/T_m \geq 0,1$ koşulu için esnek kütle davranışının değerlendirilmesinin uygun olacağını ifade etmişlerdir. Eşitlik 4.10 ve Eşitlik 4.11 kullanılarak kütle kalıcı yer değiştirmeler hesaplanabilir.

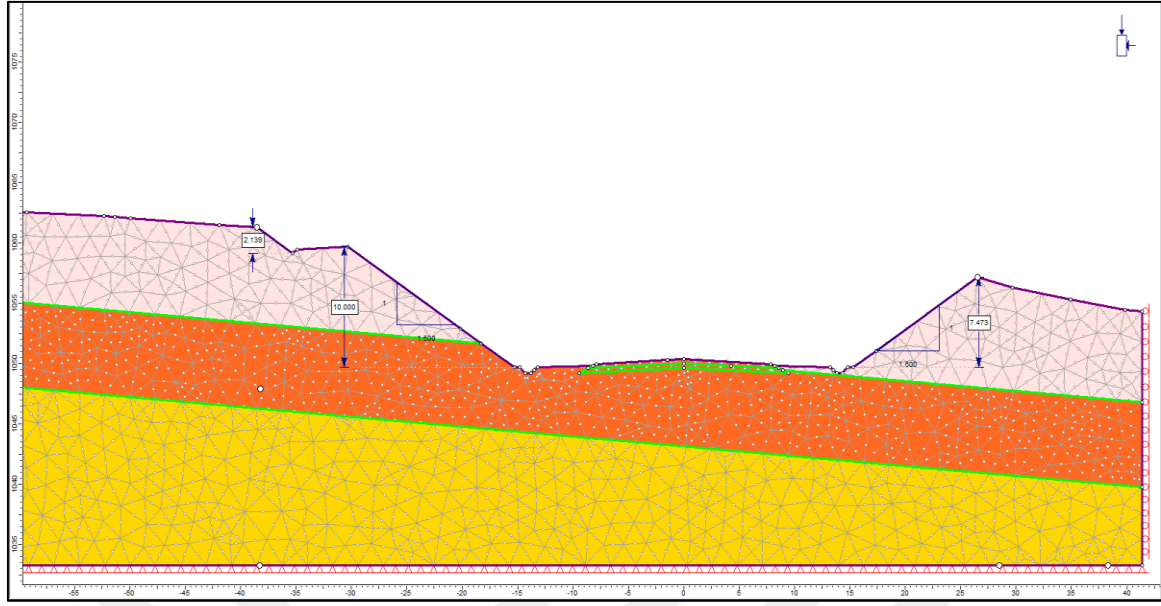
$$\ln d^* [cm] = -1.56 - 4.58 \left(\frac{k_y g}{\psi a PGA} \right) - 20.84 \left(\frac{k_y g}{\psi a PGA} \right)^2 + 44.75 \left(\frac{k_y g}{\psi a PGA} \right)^3 - 30.50 \left(\frac{k_y g}{\psi a PGA} \right)^4 - 0.64 \left(\frac{\psi a PGA}{g} \right) + 1.55(\psi_V PGV) \quad (4.10)$$

$$\ln d_{es} [cm] = \begin{cases} T_s \leq 0.5 \text{ sn için} & \ln d^* + 1.42 T_s [sn] \\ T_s > 0.5 \text{ sn için} & \ln d^* + 0.71 \end{cases} \quad (4.11)$$

Eşitlik 4.10 ve Eşitlik 4.11 kullanılarak hesaplanan kütle kalıcı yer değiştirme değeri 0,8 cm olarak elde edilmiştir. Ayrıştırılmış analiz esasına dayalı olarak kütle kalıcı yer değiştirme tahmini için K_y : 0,239 değeri referansında oluşturulan modelden elde edilen esnek kütle deplasman değeri 0,104 cm'dir. Elde edilen deplasman değerleri oldukça düşük olduğu için önerilen şev açıları depremlili durum için de uygundur.

4.8. Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Dinamik Analiz

Çalışma kapsamında incelenen yarma şevi aynı zamanda sonlu elemanlar metodu ile dinamik analiz yapılmıştır. Modele ait geometri şekil 4.40'da verilmiştir.



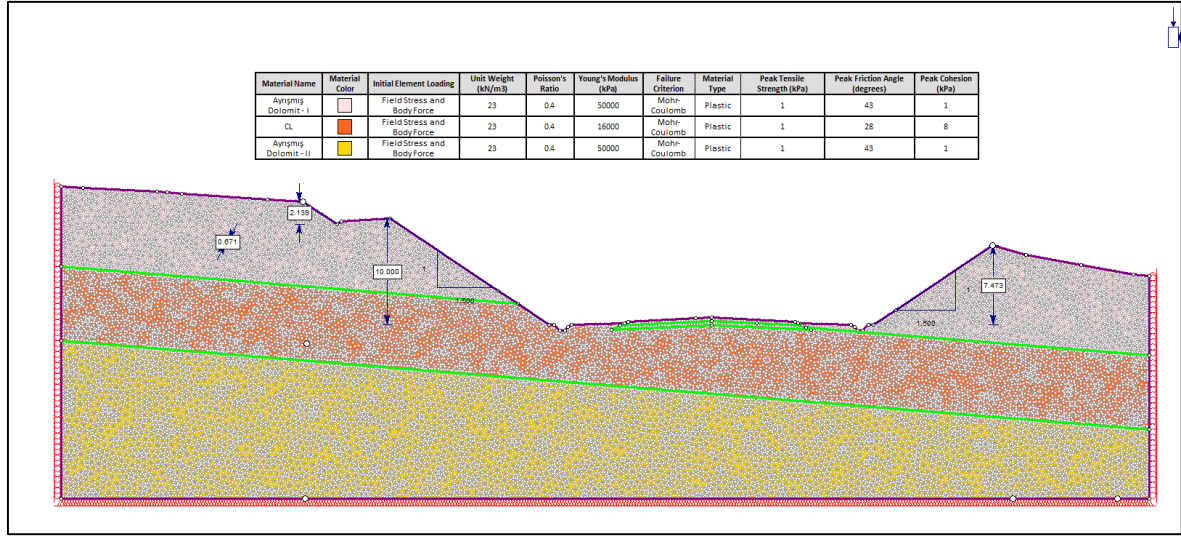
Şekil 4.37. Analiz edilen yarma şevine ait model geometrisi

Analiz içerisinde kullanılacak modele ait parametreler ise çizelge 4.20’de verilmiştir.

Çizelge 4.19. Analiz edilen yarma şevine ait parametreler

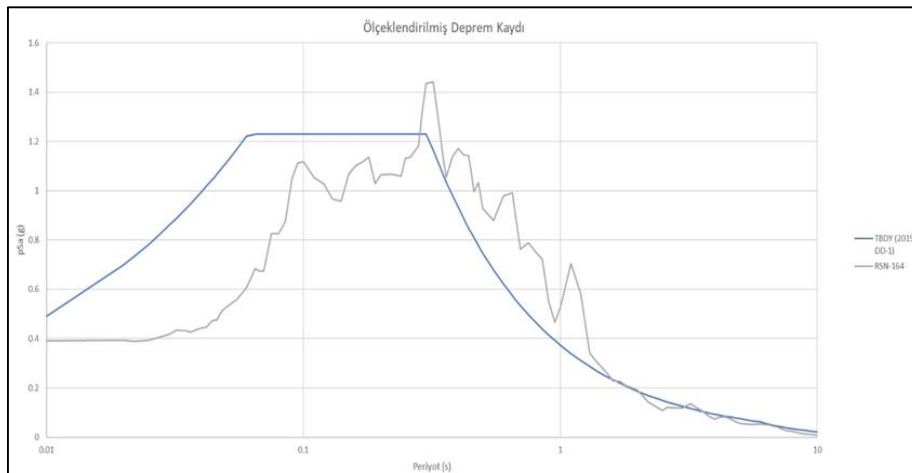
	Malzeme modeli	$\square$	c'	$\square'$	Poisson Oranı	Young Modulus
		kN/m ³	kN/m ²	°		kPa
Ayrılmış Dolomit - I	Mohr-Coulomb	23	1	43	0.4	50000
Kil	Mohr-Coulomb	23	8	28	0.4	16000
Ayrılmış Dolomit - II	Mohr-Coulomb	23	1	43	0.4	50000

Verilen malzeme parametreleri ve geometri ile oluşturulan yarma şevi modeli Şekil 4.41’de verilmiştir.



Şekil 4.38. Analiz edilecek yarmaya ait model

Analiz aşamasında verilen modelin sınırlarının belirlenmesi ve dinamik yükleme aşamasının gerçekleştirilmesinin ardından modele etkitilecek kuvvetli yer hareketi seçilmiştir. Burada AFAD tarafından geliştirilen Türkiye Deprem Tehlike Haritası'ndan elde edilen DD1 deprem düzeyi hedef spektrum olarak kullanılmış ve NGA-West2 veritabanı (Ancheta vd., 2014) ile PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center, <https://ngawest2.berkeley.edu/>) yardımıyla 1 kuvvetli yer hareketi (KYH) verisi (1 deprem X 2 yatay (DB, KG) bileşen) seçilerek hedef spektruma uydurulmuştur. Ölçeklendirilmiş deprem kayıtları ve AFAD deprem tehlike analizi sonuçları Şekil 4.42'de verilmiştir.



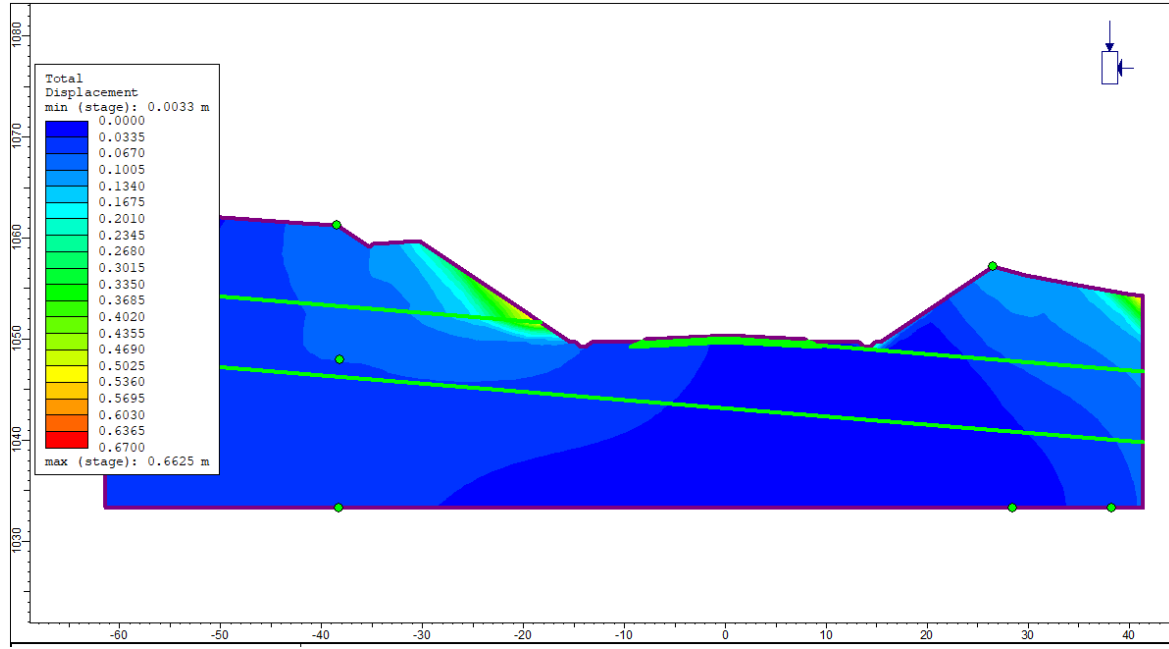
Şekil 4.39. Ölçeklendirilmiş deprem kayıtları

Modele etkitilecek deprem kaydına ilişkin parametreler çizelge 4.21'de verilmiştir.

Çizelge 4.20. Dinamik analizde kullanılacak deprem parametreleri

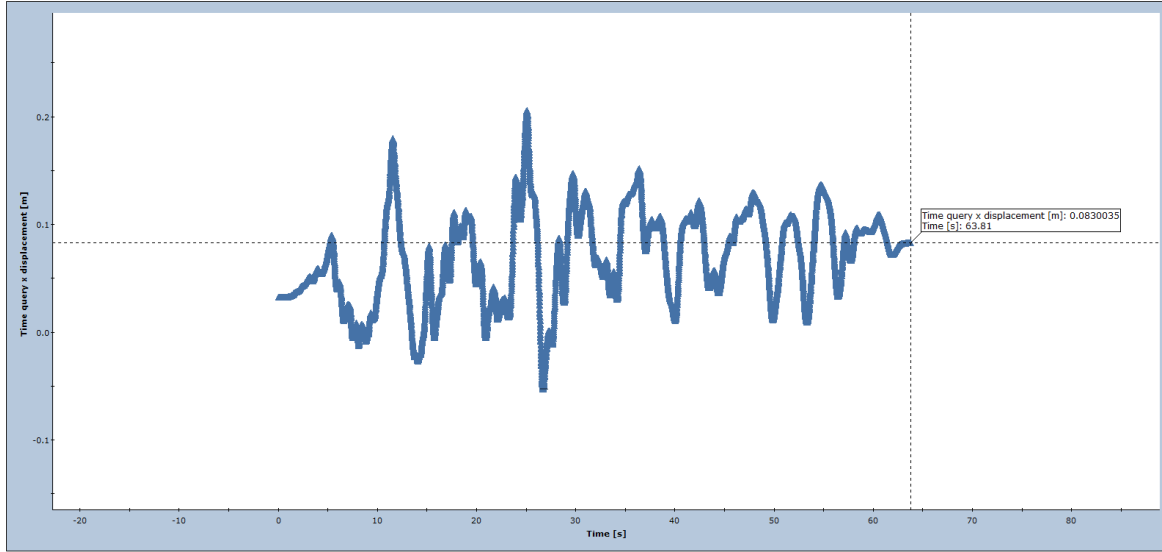
Result ID	Spectral Ordinate	Record Sequence Number	Mean Squared Error	Scale Factor	Earthquake Name	Year	Station Name	Magnitude	Mechanism	Rjb (km)	Rrup (km)	Vs30 (m/sec)
1	SRSS	164	0.0893	1.688	"Imperial Valley-06"	1979	"Cerro Prieto"	6.53	strike slip	15.19	15.19	471.53

Imperial Valley-06 (1979, Mw=6.53) deprem verileri kullanılarak yapılan analizin sonucunda iki yöndeki deprem kaydının geometrik ortalaması alınıp kalıcı deplasmanlar hesaplanmıştır. Dinamik duruma ait kalıcı deplasmanlar Şekil 4.43'te verilmiştir.

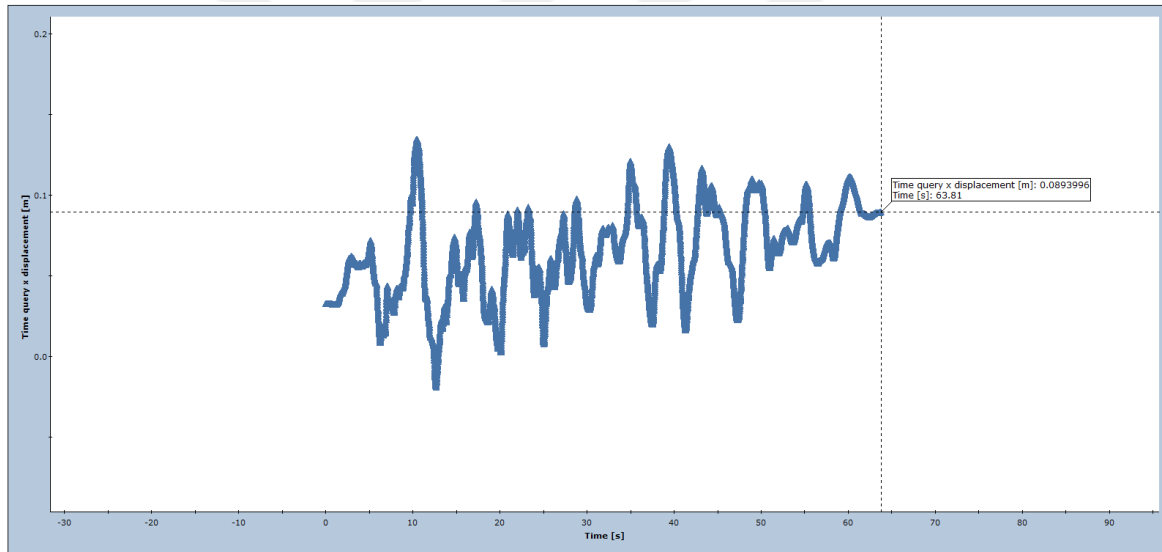


Şekil 4.40. Dinamik analiz sonucunda elde edilen kalıcı deplasmanlar

Analiz sonucunda elde edilen veriler kullanılarak hazırlanan Şekil 4.44 ve 4.45'deki şev üstünden dinamik durum zaman-deplasman grafiği incelendiğinde kalıcı deplasmanın Doğu-Batı yönünde 8.3 cm ve Kuzey-Güney yönünde 8.9 cm mertebelerinde olduğu görülmüş olup bu değer DD1 deprem düzeyi için şartname limitleri dahilindedir.



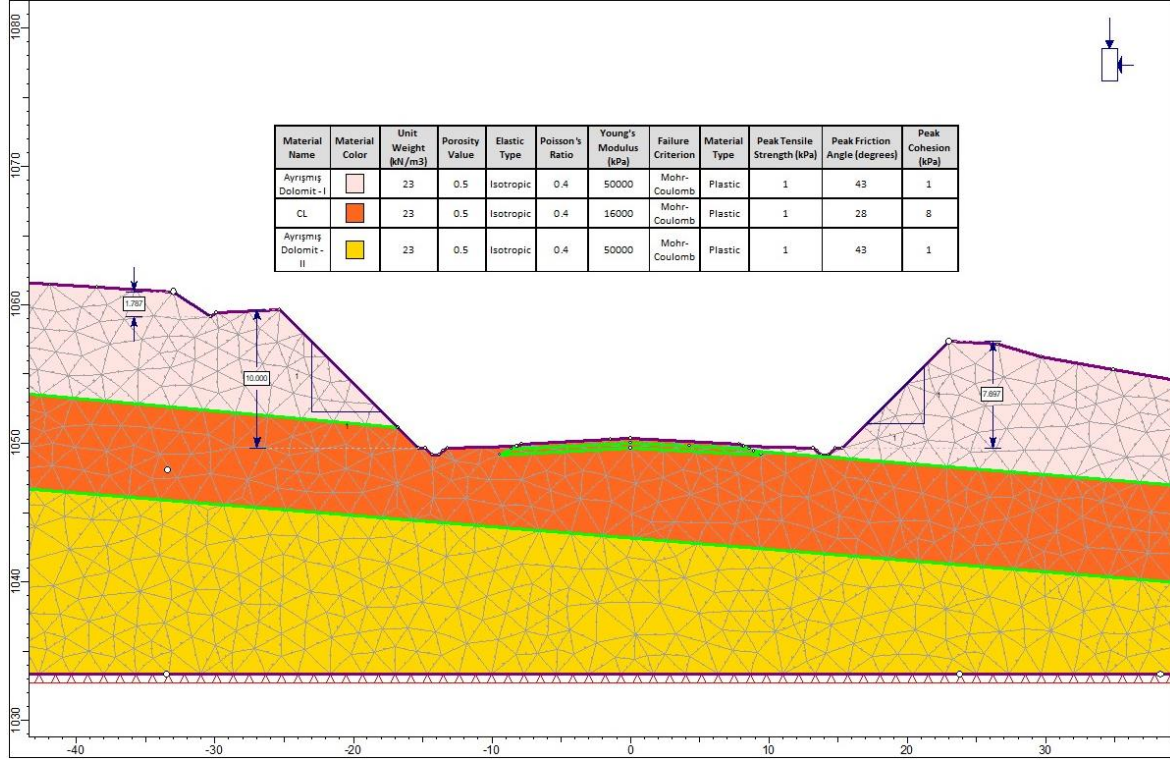
Şekil 4.41. Dinamik analiz sonucunda elde edilen zaman-deplasman grafiği (Doğu-Batı yönü)



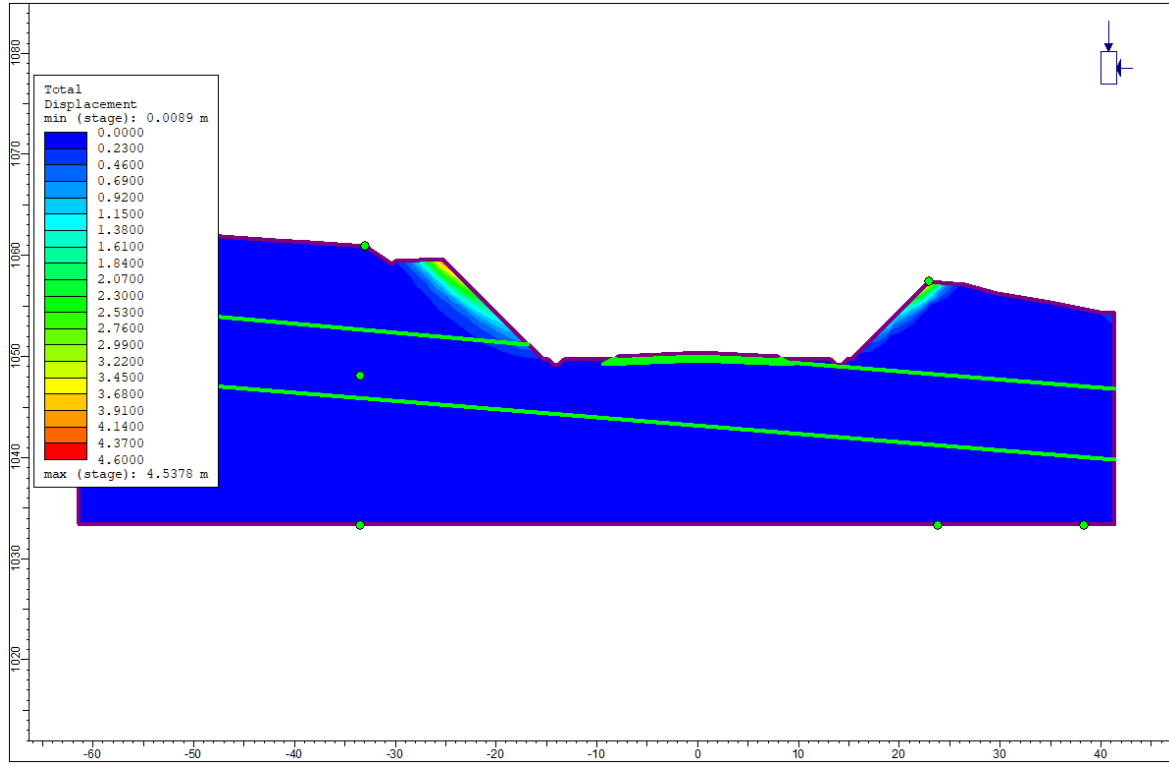
Şekil 4.42. Dinamik analiz sonucunda elde edilen zaman-deplasman grafiği (Kuzey-Güney yönü)

Analiz sonuçlarına göre elde edilen ortalama deplasman değeri 8.59 cm olup DD-1 deprem düzeyi için şartname limitleri dahilindedir. Analiz sonucu şartname limitleri içerisinde bulunmuş olsa da yarma şevlerinde eğimin değişiminin etkisini göstermek maksadıyla şevlerin eğimi 1Y:1D oranında değiştirilmiş hali ve bu eğimdeki şevin 20 cm püskürtme beton, çift kat hasır çelik (Q221/221), kendinden delgili bulon (R32N) L=12 metre ve 1.00 (y) x 1.00 (d) metre aralıklı olarak desteklenerek dinamik analizler yapılmıştır.

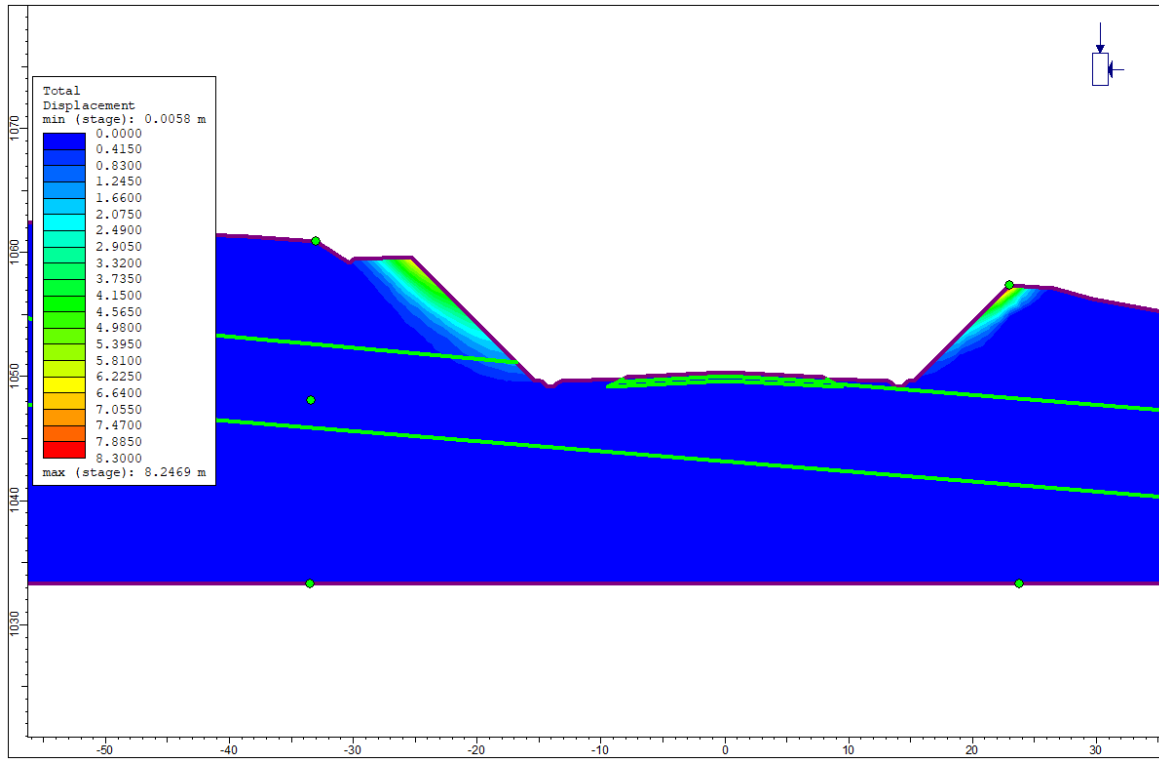
1Y:1D eğimde analiz edilen şeve ait model geometrisi Şekil 4.46'da verilmiş olup Imperial Valley-06 deprem kaydı ile yapılan dinamik analiz durumuna göre kalıcı deplasmanlar Şekil 4.47 ve Şekil 4.48'de verilmiştir. Bu deprem kaydı ile yapılan analizler sonucunda elde edilen Doğu-Batı ve Kuzey-Güney yönlü zaman-deplasman grafikleri Şekil 4.49 ve Şekil 4.50'de verilmiştir.



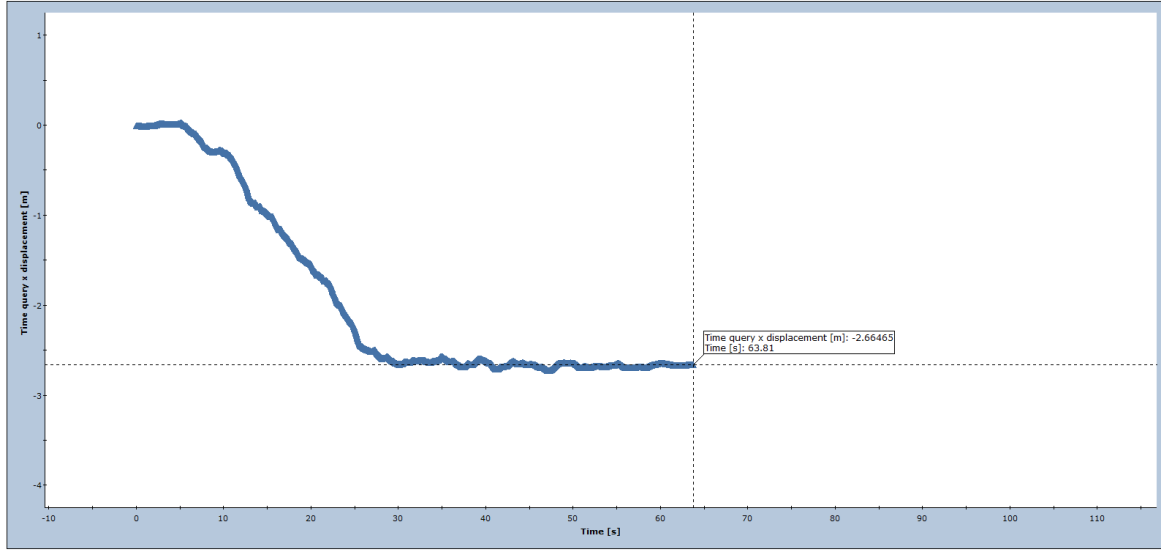
Şekil 4.43. Analiz edilen yarma şevine ait model geometrisi



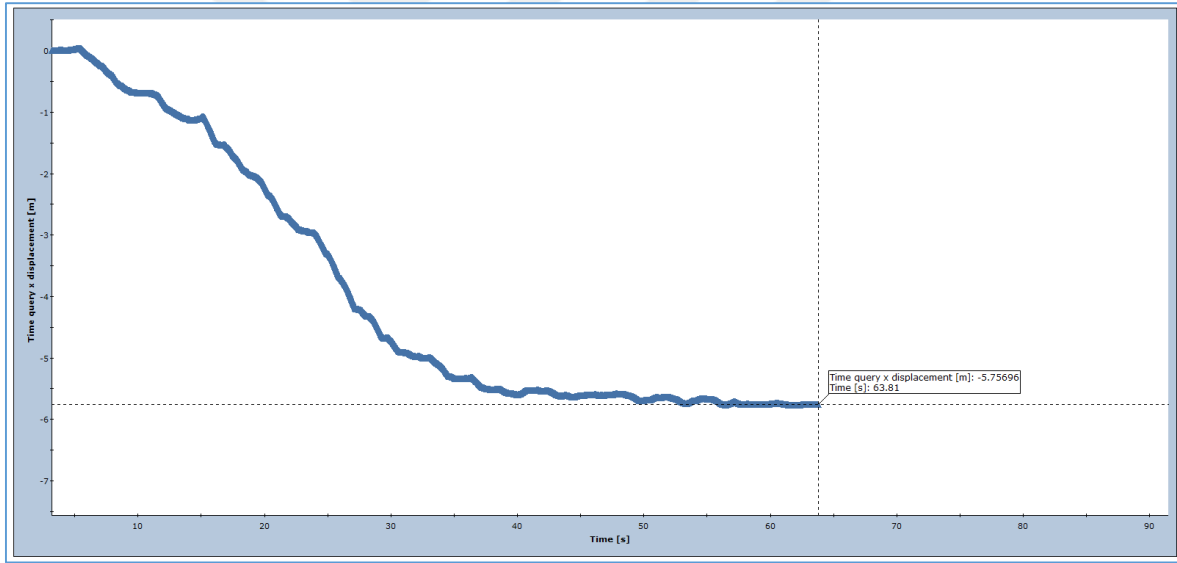
Şekil 4.44. Dinamik analiz sonucunda elde edilen kalıcı deplasmanlar



Şekil 4.45. Dinamik analiz sonucunda elde edilen kalıcı deplasmanlar



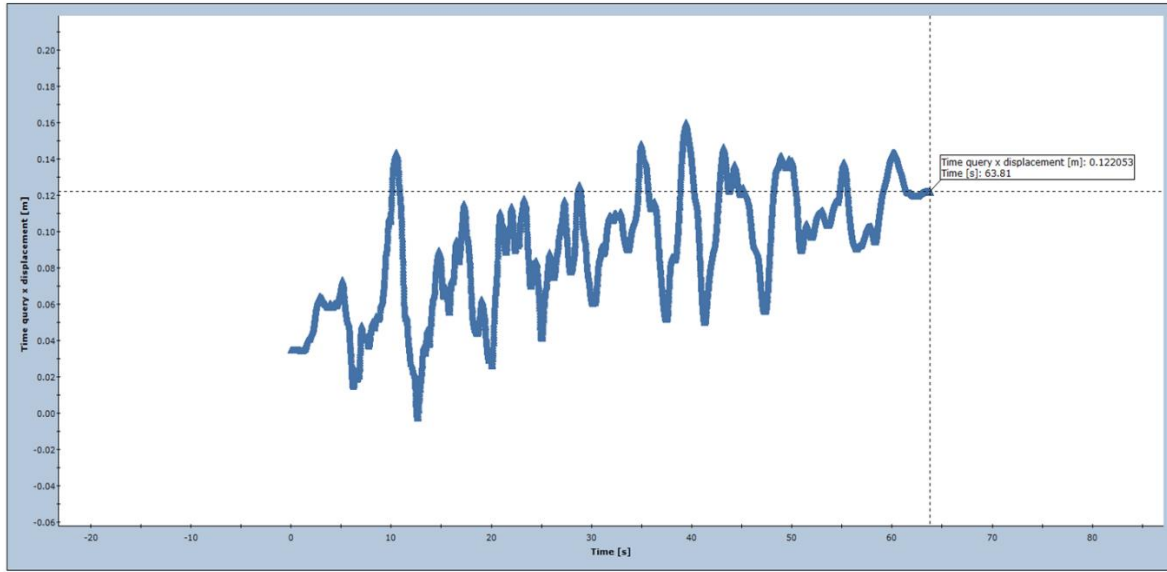
Şekil 4.46. Dinamik analiz sonucunda elde edilen zaman-deplasman grafiği (Doğu-Batı yönü)



Şekil 4.47. Dinamik analiz sonucunda elde edilen zaman-deplasman grafiği (Kuzey-Güney yönü)

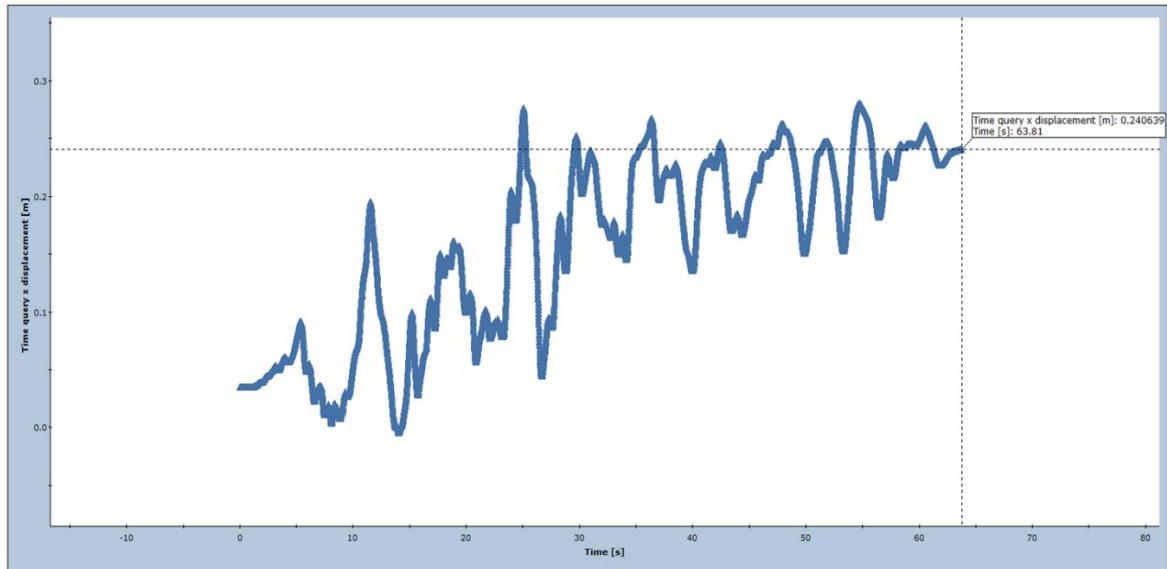
Analiz sonuçlarına göre 2.66 metre ve 5.75 metre kalıcı deplasman oluşmaktadır. Bu deplasman değerleri izin verilebilir limitlerin üzerinde olup modelin desteksiz durumda stabil olmadığını göstermektedir.

1Y:1D eğime sahip şev 20 cm püskürtme beton, çift kat hasır çelik (Q221/221), kendinden delgili bulon (R32N) L=12 metre ve 1.00 (y) x 1.00 (d) metre aralıklı olarak desteklenerek dinamik analizler yapılmıştır. Analiz edilen model geometrisi Şekil 4.51’de verilmiş olup



Şekil 4.50. Dinamik analiz sonucunda elde edilen zaman-deplasman grafiği (Doğu-Batı yönü) (Destekli durum)

Doğu-Batı yönlü analiz sonrasında kalıcı deplasman Şekil 4.53'te verildiği gibi 12.2 cm mertebelerinde elde edilmiş olup bu değer DD1 deprem düzeyi için şartname limitleri üzerindedir.



Şekil 4.51. Dinamik analiz sonucunda elde edilen zaman-deplasman grafiği (Kuzey-Güney yönü) (Destekli durum)

Kuzey-Güney yönlü analiz sonrasında kalıcı deplasman Şekil 4.54'te verildiği gibi kalıcı deplasman 24 cm mertebelerinde olup, DD1 deprem düzeyi için şartname limitleri üzerindedir. Analiz sonuçlarına göre elde edilen ortalama deplasman değeri destekli

durumda 17.1 cm olup DD-1 deprem düzeyi için şartname limitleri üzerindedir. 1Y/1D şev eğiminde destek sisteminin yetersiz kaldığı değerlendirilmiştir.

4.9. Şişme Potansiyelinin Değerlendirilmesi

Yarma ve dolguların inşa edileceği zemin birimlerinin şişme potansiyelinin değerlendirilmesi ve önlem alınması hattın stabilitesi için çok önemlidir. Çalışma kapsamında incelenen yarma kesiti için açılan BYT-USK31 sondajında gözlenen kil birimlerinin Likit Limit (LL) ve Plastisite İndisi (PI) değerleri sırası ile %39 ve %19 mertebelerindedir. 200 no'lu elekten geçen ince daneli malzeme oranı ise %66'dır. Şekil 4.13'te verilen Holtz ve Gibbs tarafından 1956'da önerilen Şişme Potansiyeli Sınıflandırma Kartına bakıldığında zemin sınıfının "Orta Şişme Potansiyeli" kategorisinde olduğu belirlenmiştir.

4.10. Sıvılaşma Potansiyelinin Değerlendirilmesi

Çalışmaya konu yarma kesiti için referans olan sondaj verileri incelendiğinde yer altı su seviyesi gözlenmemesinden dolayı herhangi bir sıvılaşma potansiyeli bulunmamaktadır.



5. SONUÇ VE ÖNERİLER

Çalışma kapsamında Ankara-İzmir Yüksek Hızlı Tren Projesi güzergahında bulunan BYT-09 yarması incelenmiştir. Söz konusu yarma kesitinde açılmış 2 sondaj verisi kullanılarak idealize zemin profili çıkarılmış ve Slide programında model oluşturulmuştur. Oluşturulan modelde zemin birimleri için Mohr-Coulomb yenilme kriteri kullanılırken limit denge analiz yöntemlerinden Morgenstern-Price metodu tercih edilmiştir. Yapılan stabilite analizlerinde statik ve depremli durum için güvenlik katsayıları sırası ile 1,5 ve 1,1 olarak belirlenmiştir.

İlk olarak bahse konu yarma kesiti 3Y/2D olmak üzere dizayn edilmiş ve yapılan denge analizleri sonucunda DD-1 deprem düzeyinde gerekli güvenlik sayısını sağlamadığı görülmüştür. Şev stabilite problemlerinde duraysızlığın önüne geçmek için şev açısını değiştirmek, şevi çeşitli yöntemlerle desteklemek gibi alternatifler vardır. Çalışma kapsamında incelenen yarma kesitinde şev açısı değiştirilerek 2Y/1D şevler oluşturulmuş ve tekrarlanan analizler sonucunda yeterli güvenlik sayılarının sağlandığı görülmüştür.

Şevlere gelen statik ve dinamik etkiler sonucunda güvenlik katsayısının elde edilmesinin yanında şevlerde kalıcı deformasyonların gözlenmesi için çeşitli çalışmalar yapılmıştır. Newmark yönteminde dinamik yükler altında şevlerin maruz kalacağı kalıcı deplasmanlar hakkında bilgi sahibi olunmuştur. Bahse konu yarma kesitinin Newmark modeli ve dinamik tabanlı analiz yapılmak amacıyla oluşturulan model incelendiğinde güvenlik katsayılarının istenilen limitler içerisinde kaldığı ve kütle deplasman analizi sonucunda elde edilen değerlerin sınır değerinin içinde kaldığı görülmüş olup yarma şevlerinde eğimin değişiminin etkisini göstermek maksadıyla şevlerin eğimi 1Y:1D oranında değiştirilmiş ve hem desteksiz hem de 20 cm püskürtme beton, çift kat hasır çelik (Q221/221), kendinden delgili bulon (R32N) L=12 metre ve 1.00 (y) x 1.00 (d) metre aralıklı olarak desteklenerek dinamik analizler yapılmış ve 1Y/1D şev eğiminde destekli veya desteksiz yetersiz kaldığı değerlendirilmiştir. 3Y/2D şev eğiminin stabilitesini 1Y/1D şev eğiminde destekli sistem ile sağlanamadığı görülmüştür. Her ne kadar 3Y/2D şev eğiminde yapılan analizlerde deplasmanlar limitler dâhilinde olsa da deplasmanın büyüklüğü, zemin özellikleri, güvenlik katsayısı ve şevin bulunduğu çevresel koşullar göz önüne alınarak, şev stabilitesinin korunması için şevin 2Y/1D olarak dizayn edilmesi önerilmektedir.



KAYNAKLAR

- Akçakal, Ö. (2009). *Şev stabilitesi analizlerinde geri hesap yöntemi ve bir vaka analizi*. Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Akbulut, İ. (2012). Şev duraylılığı. *Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü*. Ankara, Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü: Eğitim serisi 42. Cilt.
- Bishop, A.W. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, *Geotechnique*, 5(1), 7-17.
- Bowles, J.E. (1997). *Foundation Analysis and Design*. New York: McGraw-Hill, 14-18.
- Bromhead, E. N. (1986). *The stability of slopes* California: Surrey University Press, 102-123.
- Büyükkacı, C. Z. (2019). *Şev stabilitesi analizlerinde kullanılan farklı tasarım standartlarının kıyaslanması*. Yüksek Lisans Tezi, Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.
- Chen, W. F. Mizuno, E. (1990). Nonlinear Analysis in Soil Mechanics: Theory and Implementation. *Elsevier*, 1-10.
- Cernica, J.N. (1995). *Geotechnical Engineering: Soil Mechanics*. Canada: John Wiley And Sons Inc.
- Cevher, F. S. M. (2021). *Şev stabilitesi ve şevlerin güvenli hale getirilmesi*. Yüksek Lisans Tezi, Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Denizli.
- Coduto, D. P. (2006). *Geoteknik Mühendisliği İlkeler ve Uygulamalar* (Çev. M. Mollamahmutoğlu). Ankara: Gazi Kitabevi, 759.
- Cruden, D. M. Varnes, D. J. (1996). *Landslide Types and Processes*. In: Turner, A.K. and Schuster, R.L. Eds. *Landslides Investigation and Mitigation: Transportation Research Board*. US National Research Council, Washington DC, 36-75.
- Çetin, T. (2010). *Şev stabilite analizleri için bilgisayar programının geliştirilmesi ve analiz yöntemlerinin karşılaştırılması*. Yüksek Lisans Tezi, Celal Bayar Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Manisa, 569-577.
- Dakshanamurthy, V. Raman, V., (1973). A Simple Method of Identifying an Expansive Soil, *Soils and Foundations*. *Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 13, 97-104.
- Das, B. M. (2010). *Principle of Geotechnical Engineering*. Stamford: Cengage Learning, 342-350
- Dolu, C. (2019). *Şev güvenliğinin belirlenmesine yönelik zemin etütleri, zemin modelleme ve depremlili durum şev stabilitesi analizleri içeren bir vaka analizi*. Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 135-136.

- Güler, E. (2017). *Şevlerin Dinamik Yükler Altındaki Performansının Belirlenmesi*. Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 63-65.
- Hammouri, N.A. Malkawi, A. I. H. Yamin, M. M. A. (2007). Stability Analysis of Slopes Using the Finite Element Method and Limiting Equilibrium Approach. *Bulletin of Engineering Geology*, 67(4), 471-478.
- Holtz, W. G. Gibbs, H. J. (1956). Engineering properties of expansive soils. *Transaction of American Society of Civil Engineers*, 121, 641-679.
- İçişleri Bakanlığı, Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı. (2018). Türkiye bina deprem yönetmeliği. Ankara.
- İnternet: İçişleri Bakanlığı, Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı. (2024). Türkiye ivme veritabanı ve analiz sistemi. URL: <https://tadas.afad.gov.tr/login> / Son Erişim Tarihi: 4 Kasım 2024.
- Janbu, N. Bjerrum, L. Kjaernsli, B. (1956). Soil mechanics applied to some engineering problems. *Norwegian Geotechnical Institute*, Publication No: 16, 5-26.
- Karikari, Y.O. Agyei, Y.G. (2000). *Stability of Slopes Over Colloium: Investigation, Analysis and Stabilisation*. Conference on Geotechnical Engineering GeoEng2000, Melbourne.
- Konuk, Ç. (2005). *Şev Stabilesi Analizi Ve Şevlerde Deprem Etkisinin İncelenmesi*. Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 97-99.
- Lowe, J. Karafiath, L. (1960). *Stability of earth dams upon drawdown*. Procedural. 1st Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, 537-552.
- Mih, M. (2011). *TKİ-GLİ-İlgin Linyit İşletmesi ÇG-1 panosunda inklinometre ve manyetik oturma kolon ölçer cihazları ile şev duraysızlığının izlenmesi*. Yüksek Lisans Tezi, Selçuk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Konya, 33-35.
- Morgenstern, N.R. Price, V.E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Géotechnique*, 15, 79-93.
- Mutlu, A. (2004). *Şev Stabilesinde Statik ve Dinamik Analiz Yöntemlerinin Uygulaması*. Yüksek Lisans Tezi, Anadolu Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Eskişehir, 102-104.
- Natur, O. (2018). *Şev stabilesi analiz yöntemleri ve bir vaka analizi*. Yüksek Lisans Tezi, Dicle Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Diyarbakır, 70-71.
- Njock, P.G.A., Chen, J., Modoni, G., Arulrajah, A., Kim, Y. (2018). A review of jet grouting practice and development. *Arabian Journal of Geosciences*, 11(16), 456.
- Newmark, N.M. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique*, 15, 139-159.

- Önalp, A. Arel, E. (2004). *Geoteknik Bilgisi – 2: Yamaç ve Şevlerin Mühendisliği*. İstanbul: Birsen Yayınevi, 414
- Öz, E. (2007). *Şev stabilitesi ve mühendislik uygulamaları*. Yüksek Lisans Tezi, Erciyes Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Kayseri, 121-125.
- Peck, R.B., Hanson, W.E., Thornburn T.H. (1974). *Foundation Engineering*. (2nd Edition). NY: John Wiley and Sons.
- Pınarlık, M., Öztürk Kardoğan, P. S., Kılıç Demircan, R. (2017). Şev stabilitesine zemin özelliklerinin etkisinin limit denge yöntemi ile irdelenmesi. *Mühendislik Bilimleri ve Tasarım Dergisi*, 5(3), 675-684.
- Polat, A. (2019). *Şev stabilitesinde sonlu elemanlar yöntemi uygulaması ve karşılaştırmalı analiz*. Yüksek Lisans Tezi, Bilecik Şeyh Edebali Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Bilecik, 90-92.
- Rezai, A. (2013). *Büyükçekmece gölü yakınında gelişen kütleli bir kayma hareketinin analizi*. Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 33-34
- Seed, R B., Cetin, K.O., Moss, R.E.S., Kammerer, A., Wu, J., Pestana, J., Riemer, M., Sancio, R.B., Bray, J.D., Kayen, R.E., Faris, A. (2003). *Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework*. 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Long Beach, CA.
- Seed, H. B., Lundgren, R. (1962). Prediction of Swelling Potential for Compacted Clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 88, 53-88.
- Spencer, E. (1967). A Method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Geotechnique*, 17, 11-26.
- Tekin, A. (2011). *Sonlu elemanlar ve limit denge yöntemleri ile şev stabilitesi analizi*. Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 150-153
- Terzaghi, K., Peck, R.B. Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. (3rd Edition). New York: John Wiley and Sons, 271-280.
- Türkmen, S. (2009). *Deprem Durumunda Şev Stabilite Analizi*. Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 88-91.
- Ulusay, R. (2001). Stability of Soil Slopes in Engineering Practice. *Jeoloji Mühendisleri Odası Yayınları*, 38, 385.
- Ulusay, R. (2001). *Uygulamalı jeoteknik bilgiler*. Jeoloji Mühendisleri Odası Yayınları:38, 385.
- Ülgen, D. Engin, H. K. (2014). Deprem yükleri altında kalıcı şev deplasmanlarının tahmini. *Düzce Üniversitesi Bilim ve Teknoloji Dergisi*, 2(1), 191-198.

- Ün, B. (2019). *Şev stabilitesi ve şev hareketlerine karşı alınacak önlemler*. Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana, 110-113.
- Ün, B., Yıldız, A. (2019). Şev stabilitesi ve şev hareketlerine karşı alınacak önlemler. *Çukurova Üniversitesi Fen ve Mühendislik Bilimleri Dergisi*, 3(5), 38-1.
- Yıldız, A. Dumlupınar, İ. Bağcı, M. Ulutürk, Y. Başaran, C. Erdoğan, E. (2012). Afyonkarahisar ve Çevresinin Depremselliği. *Afyon Kocatepe Üniversitesi Fen Bilimleri Dergisi*, 12(1),1-7.
- Yiğit, A. (2021). Newmark yöntemine göre zemin deplasmanlarının tahmin edilmesi. *Politeknik Dergisi*, 24(3), 943-952.
- Zienkiewicz, O. C. Taylor, R. L. (1989). *The Finite Element Method*. (4th Edition). New York: McGraw-Hill, 3(3), 224-229.





Gazili olmak ayrıcalıktır