



**ŞEV STABİLİZASYONUNDA DAYANMA
YAPILARI: GÜVENLİK VE MALİYET ETKİNLİĞİ
ÜZERİNE KARŞILAŞTIRMALI BİR ANALİZ**

**2024
YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ**

Taner GÜRBÜZ

**Tez Danışmanı
Prof. Dr. İnan KESKİN**

**ŞEV STABİLİZASYONUNDA DAYANMA YAPILARI: GÜVENLİK VE
MALİYET ETKİNLİĞİ ÜZERİNE KARŞILAŞTIRMALI BİR ANALİZ**

Taner GÜRBÜZ

**Tez Danışmanı
Prof. Dr. İnan KESKİN**

**T.C.
Karabük Üniversitesi
Lisansüstü Eğitim Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında
Yüksek Lisans Tezi
Olarak Hazırlanmıştır**

**KARABÜK
Haziran 2024**

Taner GÜRBÜZ tarafından hazırlanan “ŞEV STABİLİZASYONUNDA DAYANMA YAPILARI: GÜVENLİK VE MALİYET ETKİNLİĞİ ÜZERİNE KARŞILAŞTIRMALI BİR ANALİZ ” başlıklı bu tezin Yüksek Lisans Tezi olarak uygun olduğunu onaylarım.

Prof. Dr. İnan KESKİN

.....

Tez Danışmanı, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Bu çalışma, jürimiz tarafından Oy Birliği ile İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında Yüksek Lisans tezi olarak kabul edilmiştir. 11/06/2024

Ünvanı, Adı SOYADI (Kurumu)

İmzası

Başkan : Prof. Dr. İnan KESKİN (KBÜ)

.....

Üye : Doç. Dr. Halil İbrahim YUMRUTAŞ (KBÜ)

.....

Üye : Dr. Öğretim Üyesi Ermedin TOTİÇ (BARÜ)

Online

KBÜ Lisansüstü Eğitim Enstitüsü Yönetim Kurulu, bu tez ile, Yüksek Lisans derecesini onamıştır.

Doç. Dr. Zeynep ÖZCAN

.....

Lisansüstü Eğitim Enstitüsü Müdürü

“Bu tezdeki tüm bilgilerin akademik kurallara ve etik ilkelere uygun olarak elde edildiğini ve sunulduğunu; ayrıca bu kuralların ve ilkelerin gerektirdiği şekilde, bu çalışmadan kaynaklanmayan bütün atıfları yaptığımı beyan ederim.”

Taner GÜRBÜZ

ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

ŞEV STABİLİZASYONUNDA DAYANMA YAPILARI: GÜVENLİK VE MALİYET ETKİNLİĞİ ÜZERİNE KARŞILAŞTIRMALI BİR ANALİZ

Taner GÜRBÜZ

Karabük Üniversitesi

Lisansüstü Eğitim Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Tez Danışmanı:

Prof. Dr. İnan KESKİN

Haziran 2024, 120 sayfa

Şev stabilitesi, doğal yamaçlar ve mühendislik projelerinde kritik bir öneme sahiptir. Bu çalışmada, şev stabilitesini sağlamak için yaygın olarak kullanılan dayanma yapılarından ağırlık taş duvar, betonarme konsol istinat duvarı ve kazıklı iksa sistemleri; kabiliyet, maliyet ve uygulanabilirlik açısından karşılaştırılarak incelenmiştir. Bu kapsamda, bu üç yöntemin şev stabilizasyonu için saha uygulamalarındaki avantaj ve dezavantajları hem stabilize hem de ekonomik değerlendirme açısından detaylı bir şekilde ele alınmıştır. Bu tez çalışmasında, model bir şev üzerinde başlayan ve yüksekliği giderek artan kazılar sonucunda stabilitesi bozulan şevi dayanma yapıları ile güvenli hale getirebilmek için plaxis 2D ve istCAD yazılımları ile stabilize analizleri gerçekleştirilmiştir. Çalışma kapsamında incelenen projelerde şev stabilitesini sağlamak için ağırlık taş duvar, betonarme konsol istinat duvarı ve kazıklı iksa sistemi kullanılarak çözümler üretilmiş ve maliyet hesapları yapılmıştır. Çalışma sonucunda, taş ve konsol istinat duvarı maliyetleri

karşılaştırıldığında; 5 m yüksekliğe kadar taş duvarların, yüksekliğin 5-9 m olduğu aralıkta konsol istinat duvarlarının ekonomik olduğu görülmektedir. Bu yüksekliklerden sonra şev stabilizasyonunda taş ve konsol duvarlar yetersiz kalmış kazıklı iksa sistemleriyle çözümler üretilmiştir. Çalışmanın sonuçlarıyla proje mühendisleri, yatırımcılar ve uygulayıcı firmalar için karar verme sürecinde yol gösterici sonuçlar sunmak, yüksek maliyet nedeniyle tercih edilmeyen ancak daha güvenilir olan yöntemlerin önemine dikkat çekmek ve bu farkındalığı artırmak hedeflenmiştir. Ayrıca, bu tez ile sadece güvenliğe odaklanarak ekonomiden uzak ya da sadece ekonomiye odaklanılarak güvenlikten taviz veren projelere de değinilerek, bu tür yaklaşımların sakıncaları vurgulanmıştır.

Anahtar Sözcükler : Şev stabilitesi, dayanma yapıları, ağırlık istinat duvarı, betonarme konsol istinat duvarı, kazıklı iksa sistemi, maliyet analizi, Plaxis, İstCAD

Bilim Kodu : 91105

ABSTRACT

M. Sc. Thesis

RETAINING STRUCTURES IN SLOPE STABILIZATION: A COMPARATIVE ANALYSIS ON SAFETY AND COST EFFECTIVENESS

Taner GÜRBÜZ

**Karabuk University
Institute of Graduate Programs
Department of Civil Engineering**

Thesis Advisor:

Prof. Dr. İnan KESKİN

June 2024, 120 pages

Slope stability is of critical importance in natural slopes and engineering projects. In this study, gravity stone walls, reinforced concrete cantilever retaining walls, and pile shoring systems are the commonly used supporting structures to ensure slope stability. Its capabilities, costs, and applicability were compared and examined. In this context, the advantages and disadvantages of these three methods in field applications for slope stabilization are discussed in detail in terms of both stability and economic evaluation. In this thesis study, stability analyses were carried out with Plaxis 2D and İstCAD software in order to make the slope, which became unstable as a result of excavations that started on a model slope and gradually increased in height, safe with support structures. To ensure slope stability in the projects examined within the scope of the study, solutions were produced, and cost calculations were made by using gravity stone walls, reinforced concrete cantilever retaining walls, and pile shoring systems. As a result of the study, when stone and cantilever retaining wall costs are compared, It is

seen that stone walls up to 5 m high and cantilever retaining walls in the range of 5-9 m height are economical. After these heights, stone and cantilever walls were insufficient for slope stabilization and solutions were produced with pile shoring systems. The results of the study aim to provide guiding results in the decision-making process for project engineers, investors, and implementing companies, to draw attention to the importance of methods that are not preferred due to high costs but are more reliable, and to increase this awareness. In addition, this thesis also touches upon projects that are far from economics by focusing only on security or projects that compromise security by focusing only on economy, and the drawbacks of such approaches are emphasized.

Key Word : Slope stability, support structures, weight retaining wall, reinforced concrete retaining wall, pile shoring system, cost analysis, Plaxis, İstCAD

Science Code : 91105

TEŞEKKÜR

Bu tez alıőmasının planlanmasında, araőtırılmasında, yürütülmesinde ve oluşumunda ilgi ve desteğini esirgemeyen, engin bilgi ve tecrübelerinden yararlandığım, yönlendirme ve bilgilendirmeleriyle çalıőmamı bilimsel temeller ışığında őekillendiren danıőman hocam Prof. Dr. İnan KESKİN'e sonsuz teőekkürlerimi sunarım.

Sevgili aileme manevi hiçbir yardımı esirgemedен yanımda oldukları için tüm kalbimle teşekkür ederim.

Ayrıca eğitim öğretim hayatım boyunca sürekli desteğini gördüğüm ve hayatımın her noktasında yanımda hissettiğim rahmetli babama őükran duygularımı sunarken, onun bana kazandırdığı değerlerin ve öğretilerin hayatımın her anında benimle olduğunu belirtmek isterim.

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
KABUL.....	iv
ÖZET.....	iv
ABSTRACT.....	vi
TEŞEKKÜR.....	viii
İÇİNDEKİLER	ix
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	xiii
ÇİZELGELER DİZİNİ	xviii
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ	xix
BÖLÜM 1	1
GİRİŞ	1
1.1. ÇALIŞMANIN AMACI VE HEDEFİ.....	2
1.2. ÇALIŞMANIN KAPSAMI.....	3
1.3. LİTERATÜR TARAMASI.....	3
BÖLÜM 2	8
ŞEVLERİN STABİLİTESİ.....	8
2.1. ŞEV DURAYLILIĞINA ETKİ EDEN FAKTÖRLER	10
2.1.1. Kayma Dayanımının Azalmasına Neden Olan Faktörler	10
2.1.1.1. Boşluk Suyu Basıncındaki Artış	10
2.1.1.2. Çatlak Gelişimi	10
2.1.1.3. Şişme.....	11
2.1.1.4. Sürekli Yükler Altında Krip.....	11
2.1.1.5. Yıkanma.....	11
2.1.1.6. Bozuşma.....	11
2.1.1.7. Tekrarlı Yükleme	12
2.1.2. Kayma Gerilmesinin Artmasına Neden Olan Faktörler	12
2.1.2.1. Şev Tepesindeki Yüklerin Artışı.....	12

Sayfa

2.1.2.2. Topuk Bölgesinde Kazı Yapılması ve Şev Açısının Artırılması	12
2.1.2.3. Dinamik Etkiler.....	12
2.1.2.4. Artan Su İçeriğinden Dolayı Zemin Ağırlığının Artması.....	12
2.1.2.5. Şev Tepesinde Çatlaklarda Su Basıncı	13
2.1.2.6. Şev Tabanında Su Seviyesinde Düşüş	13
2.2. ŞEV YENİLMELERİNİN SINIFLANDIRILMASI.....	13
2.2.1. Düşme	13
2.2.2. Devrilme	15
2.2.3. Kayma.....	15
2.2.4. Yayılmalar	17
2.2.5. Akma.....	17
2.2.6. Karmaşık Harekeler	18
2.3. ŞEV STABİLİTE ANALİZLERİ	19
2.3.1. Limit Denge Analizleri	19
2.3.1.1. Fellenius Yöntemi.....	20
2.3.1.2. Bishop Yöntemi	22
2.3.1.3. Janbu Yöntemi	23
2.3.1.4. Spencer Yöntemi.....	24
2.3.1.5. Morgenstern – Price Yöntemi (M-P)	24
2.3.1.6. Genelleştirilmiş Limit Denge Yöntemi (GLE)	26
2.3.2. Limit Analiz.....	32
2.3.2.1. Üst Sınır Teoremi.....	33
2.3.2.2. Alt Sınır Teoremi	33
2.3.3. Dayanım Azaltma Yöntemi	33
2.3.3.1. Doğrusal Yenilme Zarfına Sahip Malzemelerde Dayanım Azaltma Yöntemi.....	34
2.3.3.2. Doğrusal Olmayan Yenilme Zarfına Sahip Malzemelerde Dayanım Azaltma Yöntemi	35
2.3.4. Yer Çekimi Arttırma Yöntemi.....	35
2.4. ŞEVLERİN STABİLİZASYONU	36
2.4.1. Yük Kaldırma	37
2.4.2. Payandalama	37

	<u>Sayfa</u>
2.4.3. Kademelendirme.....	38
2.4.4. Drenaj	39
2.4.5. Yapısal Stabilizasyon.....	41
2.4.5.1. Ağırlık Taş İstinat Duvarları.....	41
2.4.5.2. Betonarme Konsol İstinat Duvarları	42
2.4.5.3. Betonarme Nervürlü İstinat Duvarları	45
2.4.5.4. Donatılı Zemin Duvarları (Toprakarme Duvar)	46
2.4.5.5. Sandık (Gabion) Duvar	47
2.4.5.6. Kafes Duvarlar	48
2.4.5.7. Pasif Kazıklar (Kazıklı İksa Sistemi).....	48
2.4.5.8. Ankrajlar	50
2.4.5.9. Palplanş Perde.....	52
BÖLÜM 3	54
MODEL BİR ŞEV ÖZELİNDE ÖRNEK OLAY İNCELEMESİ.....	54
3.1. MODEL ŞEV VE MÜHENDİSLİK ÖZELLİKLERİ	55
3.2. MODEL ŞEV STABİLİTE ANALİZİ.....	58
3.3. ŞEVDE 3,27 m YÜKSEKLİĞİNDE KAZI İÇİN STABİLİTE ANALİZLERİ	60
3.3.1. Proje 1: H=3,77 m Ağırlık Taş Duvar ile Çözüm.....	60
3.3.2. Proje 2: H=3,57 m Betonarme Konsol İstinat Duvarı ile Çözüm.....	64
3.4. ŞEVDE 5,00 m YÜKSEKLİĞİNDE KAZI İÇİN STABİLİTE ANALİZLERİ	66
3.4.1. Proje 3: H=5,50 m Ağırlık Taş Duvar ile Çözüm.....	67
3.4.2. Proje 4: H=5,40 m Konsol İstinat Duvarı ile Çözüm	69
3.5. ŞEVDE 7,00 m YÜKSEKLİĞİNDE KAZI İÇİN STABİLİTE ANALİZLERİ	72
3.5.1. Proje 5: H=7.78 m Ağırlık Taş Duvar ile Çözüm.....	72
3.5.2. Proje 6: H=7,50 m Konsol İstinat Duvarı ile Çözüm.	74
3.6. ŞEVDE 9,00 m YÜKSEKLİĞİNDE KAZI İÇİN STABİLİTE ANALİZLERİ	77
3.6.1. Proje 7: H=10,00 m Ağırlık Taş Duvar ile Çözüm.....	77

	<u>Sayfa</u>
3.6.2. Proje 8: H=9,90 m Konsol İstinat Duvarı ile Çözüm.	80
3.6.3. Proje 9: Ø80 cm Çapında Teğet Kazıklı İksa Sistemi	83
3.6.4. Proje 10: Ø100 cm Çapında Teğet Kazıklı İksa Sistemi ile Çözüm.....	86
3.7. ŞEVDE 11,00 m YÜKSEKLİĞİNDE KAZI İÇİN STABİLİTE	
ANALİZLERİ	89
3.7.1. Proje 11: H=12,30 Ağırlık Taş Duvar ile Çözüm.....	89
3.7.2. Proje 12: H=12,00 m Konsol İstinat Duvarı ile Çözüm	92
3.7.3. Proje 13: Ø100 cm Çapında Teğet Kazıklı İksa Sistemi ile Çözüm.....	95
3.7.4. Proje 14: Ø120 cm Çapında Teğet Kazıklı İksa Sistemi ile Çözüm.....	97
3.8. ŞEVDE 13,00 m YÜKSEKLİĞİNDE KAZI İÇİN STABİLİTE	
ANALİZLERİ	100
3.8.1. Proje 15: Ø120 cm Çapında Teğet Kazıklı İksa Sistemi	100
 BÖLÜM 4	 103
MALİYET ANALİZLERİ	103
4.1. METRAJ HESAPLARI	103
4.2. BİRİM FİYAT ANALİZLERİ	104
4.3. MALİYET HESAPLARI	104
 BÖLÜM 5	 106
DEĞERLENDİRME VE SONUÇLAR	106
KAYNAKLAR	110
 EK AÇIKLAMALAR A.	 113
 ÖZGEÇMİŞ	 120

ŞEKİLLER DİZİNİ

Sayfa

Şekil 2.1. Şev üzerindeki kavramsal terimler.....	9
Şekil 2.2. Bir kısım akma özellikleri de gösteren karma kayma.....	9
Şekil 2.3. Yamaç eğilimlerine bağlı olarak kaya düşmelerinde gözlenen hareket türleri.....	14
Şekil 2.4. Yenilmeden önce ve sonra devrilme duraysızlığı.....	15
Şekil 2.5. Tipik kayma mekanizmaları.....	16
Şekil 2.6. Kaya kayma türleri.....	16
Şekil 2.7. a) 2005 Kuzulu heyelanında akma bölgesi ve (b) akma tarafından örtülen Kuzulu köyü.....	18
Şekil 2.8. Karışık kayma hareketi.....	18
Şekil 2.9. Şev dilimi üzerinde etkili olan kuvvetler.	21
Şekil 2.10. Dilim üzerine etki eden kuvvetler ve kuvvet poligonu.....	22
Şekil 2.11. Janbu düzeltme faktörü (f_0).....	23
Şekil 2.12. İki denge denklemini sağlayan güvenlik sayısının farklı λ değerleri ile bulunması.....	25
Şekil 2.13. Morgenstern-Price yöntemine göre dilimler arasındaki kuvvet fonksiyonları.....	25
Şekil 2.14. Bishop ve M-P yöntemlerinin karşılaştırması.....	26
Şekil 2.15. Dairesel bir kayma yüzeyi üzerinde bir dilime etkileyen kuvvetler.....	27
Şekil 2.16. Azatılmış kayma dayanım parametlerine göre MC yenilme zarfı.....	34
Şekil 2.17. Dayanım azaltma yöntemi (SRM) ile kırılma zarfı ve güvenlik sayısının belirlenmesi.....	35
Şekil 2.18. Yük kaldırma yoluyla şev iyileştirmesi; a) Şev yüksekliğinin azatılması b) şev oranının artırılması c) hafif dolgu malzemesi kullanılması.....	37
Şekil 2.19. Payanda Dolgular tipleri. a) Kazı yapılarak b) Kazı yapılmadan.....	38
Şekil 2.20. Kademelendirilmiş şev örnekleri.....	39
Şekil 2.21. Bir yarma şevinde tipik yüzey drenajı beton hendek.....	40
Şekil 2.22. Delikli boru dreni.....	40
Şekil 2.23. Yeraltı suyunu uzaklaştırmada kuyular ve yatay drenlerin kullanımı.....	40
Şekil 2.24. Kademelendirme ve taş duvarın birlikte kullanıldığı şev stabilizasyonu.....	42

Sayfa

Şekil 2.25. Şevleri stabilize etmede istinat duvarlarının kullanımı.....	43
Şekil 2.26. Ters T biçiminde betonarme konsol istinat duvarı.	44
Şekil 2.27. Hafifletme konsolu uygulanan konsol istinat duvarı.	44
Şekil 2.28. Betonarme nervürlü istinat duvarı.	45
Şekil 2.29. Donatılı zemin dolgusunda donatıların yerleştirilmesi.	46
Şekil 2.30. Şevde donatılı zemin uygulaması.	47
Şekil 2.31. Sandık (gabion) duvar uygulaması.	47
Şekil 2.32. Kafes duvar uygulaması.....	48
Şekil 2.33. Pasif kazıklarda yük dağılımı.	49
Şekil 2.34. Fore kazık uygulaması ile şev stabilizasyonu.....	49
Şekil 2.35. Şevde pasif kazık uygulaması olarak teğet kazıklar.	50
Şekil 2.36. Şevleri stabilize etmede geri bağlama ankrajlarının kullanımı.....	51
Şekil 2.37. Zemin ankraj bileşenleri.	51
Şekil 2.38. Palplanş perde uygulaması.....	53
Şekil 2.39. Palplanş çakımı.	53
Şekil 3.1. Model şev geometrisi ve koordinatları.....	56
Şekil 3.2. Kazı öncesi statik durum için şev güvenlik sayısı.....	59
Şekil 3.3. Kazı öncesi depremlı durum için şev güvenlik sayısı.	59
Şekil 3.4. Şevde 3,27 m dik kazı	60
Şekil 3.5. H= 3,77 m Ağırlık taş duvarı boyutları ve şev kesiti.	61
Şekil 3.6. Kazı sonrası durum için şev analizi.....	61
Şekil 3.7. H= 3,77 m Taş duvarı ile çözümde statik durum için güvenlik sayısı... ..	61
Şekil 3.8. H= 3,77 m Taş duvarı ile çözümde depremlı durum için güvenlik sayısı.	62
Şekil 3.9. H= 3,77 m Taş duvarı için istCAD yazılımında stabilite kontrolleri.....	63
Şekil 3.10. H= 3,77 m Taş duvarı için istCAD programında toptan göçme analizi..	63
Şekil 3.11. H= 3,57m Konsol istinat duvarı boyutları ve şev kesiti.....	64
Şekil 3.12. Kazı sonrası durum için şev analizi.....	64
Şekil 3.13. H= 3,57m Konsol istinat duvarı ve tam geri dolgu ile çözüm.	65
Şekil 3.14. H= 3,57m Konsol istinat duvarı ve kademeli geri dolgu ile çözüm.	65
Şekil 3.15. H= 3,57m Konsol duvarı için istCAD programında stabilite kontrolleri.	66
Şekil 3.16. H= 3,57m Konsol duvarı için istCAD programında toptan göçme analizi.	66
Şekil 3.17. H= 5,5m Ağırlık taş duvarı boyutları ve şev kesiti.....	67

Şekil 3.18. Kazı sonrası durum için şev analizi.	67
Şekil 3.19. H= 5,50 m Taş duvar ile çözümde şev stabilite analizleri.	68
Şekil 3.20. H= 5,50 m Taş duvarı istCAD programında stabilite kontrolleri.	68
Şekil 3.21. H= 5,50 m Taş duvarı için istCAD programında toptan göçme analizi. .	69
Şekil 3.22. H= 5,40 m Konsol istinat duvarı boyutları ve şev kesiti.	70
Şekil 3.23. Kazı sonrası durum için şev analizi	70
Şekil 3.24. H= 5,40m Konsol duvar ile çözümde şev analizleri	70
Şekil 3.25. H= 5,40 m Konsol duvar için istCAD programında stabilite kontrolleri.	71
Şekil 3.26. H= 5,40 m Konsol duvar için istCAD programında toptan göçme analizi.	71
Şekil 3.27. Kademelendirilen şev ve taş duvar boyutları	72
Şekil 3.28. Kazı sonrası durum için şev analizi.	73
Şekil 3.29. H= 7,78 m Taş duvar ile çözümde şev analizleri.....	73
Şekil 3.30. H= 7,78 m Taş duvarı için istCAD programında stabilite kontrolleri.	74
Şekil 3.31. H= 7,78m Taş duvar tabanında yapılan genişletme ve istCAD programında toptan göçme analizi.....	74
Şekil 3.32. Kademelendirilen şev ve konsol duvar boyutları.....	75
Şekil 3.33. Kazı sonrası durum için şev analizi	75
Şekil 3.34. H= 7,50 m Konsol duvar ile çözümde şev analizleri.	76
Şekil 3.35. H= 7,50 m Konsol istinat duvarı istCAD programı stabilite kontrolleri.	76
Şekil 3.36. H= 7,50 m Konsol istinat duvarı istCAD programı toptan göçme analizi.	77
Şekil 3.37. Kademelendirilen şev ve taş duvar boyutları.....	78
Şekil 3.38. Kazı sonrası durum için şev analizi	78
Şekil 3.39. H= 10,00 m Taş duvar ile çözümde şev analizleri.....	78
Şekil 3.40. H= 10,00 m Taş duvar stabilite kontrolleri istCAD ekran görüntüsü.....	79
Şekil 3.41. H= 10,00 m Taş duvar tabanındaki genişletme ve istCAD programında toptan göçme kontrolü.....	80
Şekil 3.42. Konsol istinat duvarı boyutları ve şev kesiti.....	81
Şekil 3.43. Kazı sonrası durum için şev analizi.	81
Şekil 3.44. H= 9,90 m Konsol duvar ile çözümde şev analizi.	81
Şekil 3.45. H= 9,90 m Konsol istinat duvarı istCAD programı stabilite kontrolleri.	82
Şekil 3.46. H= 9,90 m Konsol istinat duvarı istCAD programı toptan göçme analizi.	82
Şekil 3.47. H= 19,50 m Ø 80 cm teğet kazık iksa sistemi kesiti.....	83

Sayfa

Şekil 3.48. H= 19,50 m. Ø 80 cm teğet kazık statik durum şev analizi.	84
Şekil 3.49. H= 19,50 m Ø 80 cm teğet kazık depremlı durum şev analizi.	84
Şekil 3.50. Plaxis yazılımında kazık elemanda yanal deplasmanlar.	84
Şekil 3.51. İstCAD programında teğet kazık modeli.	85
Şekil 3.52. Ø80 cm Teğet kazık için İstCAD programında analiz sonuçları.	85
Şekil 3.53. Ø80 cm Teğet kazık için İstCAD programında toptan göçme analizi.	86
Şekil 3.54. H= 19,50 m Kazıklı iksa sistemi kesiti. Ø100 cm teğet kazık.	87
Şekil 3.55. H= 19,50 m Ø100 cm teğet kazık statik durum şev analizi.	87
Şekil 3.56. H= 19,50 m Ø100 cm teğet kazık depremlı durum şev analizi.	88
Şekil 3.57. H= 19,50 m Ø100 cm teğet kazık yanal deplasmanlar.	88
Şekil 3.58. Ø100 cm Teğet kazık İstCAD analiz sonuçları.	89
Şekil 3.59. Ø100 cm Teğet kazık İstCAD programında toptan göçme analizi.	89
Şekil 3.60. Kademelendirilen şev ve taş duvar boyutları.	90
Şekil 3.61. Kazı sonrası durum için şev analizi.	90
Şekil 3.62. H= 12,30 m Taş duvar ile çözümde şev analizleri.	91
Şekil 3.63. H= 12,3 m Taş duvar istCAD programı stabilite kontrolleri.	91
Şekil 3.64. H= 12,30 m Taş duvar istCAD programında toptan göçme analizi.	92
Şekil 3.65. Şev kesiti ve konsol istinat duvar boyutları.	93
Şekil 3.66. Kazı sonrası durumun için şev analizi.	93
Şekil 3.67. H= 12,00 m Konsol duvar statik durum şev analizi.	93
Şekil 3.68. H= 12,00 m Konsol duvar depremlı durum şev analizi.	94
Şekil 3.69. H= 12,00 m Konsol ist. duvarı istCAD programı stabilite kontrolleri. ...	94
Şekil 3.70. H= 12,00 m Konsol duvar istCAD programı toptan göçme analizi.	95
Şekil 3.71. H= 25 m Ø100 cm Teğet kazık iksa sistemi kesiti.	96
Şekil 3.72. H= 25 m Ø100 cm Teğet kazık plaxis statik durum şev analizi.	96
Şekil 3.73. H= 25 m. Ø100 cm Teğet kazık plaxis analizi depremlı durum şev analizi.	97
Şekil 3.74. H= 25 m. Ø100 cm Teğet kazık yanal deplasmanlar.	97
Şekil 3.75. H= 25 m Ø120 cm Teğet kazık iksa sistemi kesiti.	98
Şekil 3.76. H= 25 m. Ø120 cm Teğet kazık plaxis statik durum için şev analizi.	98
Şekil 3.77. H= 25 m. Ø120 cm Teğet kazık plaxis depremlı durum için şev analizi	99
Şekil 3.78. H= 25 m Ø120 cm Teğet kazık yanal deplasmanlar.	99
Şekil 3.79. Ø120 cm Teğet kazık istCAD programı analiz sonuçları.	100
Şekil 3.80. Ø120 cm Teğet kazık istCAD programı toptan göçme analizi.	100

	<u>Sayfa</u>
Şekil 3.81. H= 30 m Ø120 cm Teğet kazık iksa sistemi kesiti.	101
Şekil 3.82. H= 30 m. Ø120 cm Teğet kazık plaxis şev analizi.	102
Şekil 3.83. H= 30 m Ø120 cm Teğet kazık yanal deplasmanlar.....	102

ÇİZELGELER DİZİNİ

Sayfa

Çizelge 2.1. Şev yenilmelerinin sınıflandırılması	14
Çizelge 2.2. Güvenlik sayısı hesabında çözümü bilinen denklemler.....	29
Çizelge 2.3. Güvenlik sayısı hesabında çözümü bilinmeyen denklemler	29
Çizelge 2.4. Kuvvet ve moment dengesi bakımından dilim yöntemlerinin kıyaslanması	30
Çizelge 3.1. Model şev zemin malzeme ve mühendislik özellikleri.....	56
Çizelge 3.2. Deprem yönetmeliği ve hesap parametreleri.	58
Çizelge 4.1. Projelere ait toplam maliyetleri.....	105
Çizelge 5.1. Sonlu elemanlar ve limit denge yöntemlerine ait şev güvenlik sayıları.	107
Çizelge 5.2. Projelere ait karşılaştırmalı maliyet analizi.....	109
Çizelge Ek A.1. Proje 1 maliyet hesabı.....	114
Çizelge Ek A.2. Proje 2 maliyet hesabı.....	114
Çizelge Ek A.3. Proje 3 maliyet hesabı.....	115
Çizelge Ek A.4. Proje 4 maliyet hesabı.....	115
Çizelge Ek A.5. Proje 5 maliyet hesabı.....	116
Çizelge Ek A.6. Proje 6 maliyet hesabı.....	116
Çizelge Ek A.7. Proje 7 maliyet hesabı.....	117
Çizelge Ek A.8. Proje 8 maliyet hesabı.....	118
Çizelge Ek A.9. Proje 10 maliyet hesabı.....	118
Çizelge Ek A.10. Proje 14 maliyet hesabı.....	119

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

SİMGELER

- c : kohezyon
 c' : efektif kohezyon
 ϕ : içsel sürtünme açısı
 ϕ' : efektif içsel sürtünme açısı
 β : dilim taban uzunluğu, zemin şev açısı
 F : kuvvet, güvenlik sayısı
 F_f : kuvvet dengesi güvenlik sayısı
 F_m : moment dengesi güvenlik sayısı
 F_0 : düzeltme faktörü
 N : dilim tabanındaki toplam normal kuvvet
 M : moment
 W : dilim ağırlığı
 α : dilim taban orta noktasına çizilen teğetin yatayla yaptığı açı
 u : boşluk suyu basıncı
 ΔX : dilimler arası kayma kuvveti farkı
 S_m : dilim tabanında mobilize olan kayma kuvveti
 E : dilimler arası normal kuvvet
 X : dilimler arası kayma kuvveti
 λ : dilimler arası normal kuvvet ile dilimler arası kayma kuvveti arasındaki oran
 s : kayma dayanımı
 σ_n : toplam gerilme
 $E_{L,R}$: dilimin solunda ve sağında oluşan dilimler arası normal kuvvet
 $X_{L,R}$: dilimin solunda ve sağında oluşan dilimler arası kesme kuvveti
 D : çizgisel dış yük
 kW : dilim merkezinden etkiyen sismik yük
 $A_{L,R}$: dilimin solundan ve sağından etkiyen yeraltı suyu kuvveti

R : dairesel bir kayma durumunda dilim tabanında mobilize olan kayma kuvvetinin
O noktasına olan dik mesafesi, yarıçap

d, x, a : geometrik uzunluklar, moment kolları

γ : birim hacim ağırlık

γ_{unsat} : zeminin doğal birim hacim ağırlığı

γ_{sat} : zeminin doymuş birim hacim ağırlığı

E' : efektif elastisite modülü

ν' : efektif poisson oranı

Ψ : dilatasyon açısı

k_x : yatay permeabilite katsayısı

k_y : düşey permeabilite katsayısı

R_{inter} : arayüz dayanım azaltma katsayısı

Z : yerel zemin sınıfı

S_S : harita spektral ivme katsayısı

F_S : yerel zemin etki katsayısı

S_{DS} : tasarım spektral ivme katsayısı

R : statik-eşdeğer deprem azaltma katsayısı

q_k : temel taşıma gücünün karakteristik dayanımı

γ_{Rv} : temel taşıma gücü dayanım katsayısı

q_t : temel taşıma gücü tasarım dayanımı

μ : temel zemini sürtünme katsayısı

δ_d : zemin ile duvar arasındaki sürtünme açısı

K_h : yatay statik- eşdeğer deprem katsayısı

K_v : düşey statik- eşdeğer deprem katsayısı

γ_{Rk} : kaymaya karşı güvenlik katsayısı

γ_{Rk_dep1} : $(1-kv)$ için depremlili durum kaymaya karşı güvenlik katsayısı

γ_{Rk_dep2} : $(1+kv)$ için depremlili durum kaymaya karşı güvenlik katsayısı

u_x : kazığın maksimum yanıl deplasmanı

g : yerçekim ivmesi

KISALTMALAR

TBDY : Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği

GS : Güvenlik Sayısı

GLE : Genelleştirilmiş Limit Denge Yöntemi

MC : Mohr-Coulomb

FEM : Finite Element Method (Sonlu Elemanlar Yöntemi)

SRM : Strength Reduction Method (Dayanım Azaltma Yöntemi)

BÖLÜM 1

GİRİŞ

Dünya nüfusu giderek hızla çoğalmakta ve buna bağlı olarak yerleşim alanlarına duyulan ihtiyaç her geçen gün artmaktadır. Bu artış özellikle engebeli topoğrafyaya sahip pek çok ülkede, yamaçlarda hızlı ve yoğun bir kentleşmenin oluşmasına sebep olmuştur. Bunun bir sonucu olarak, mesken ve endüstri tesisleri, barajlar ve ulaştırma yapıları gibi pek çok inşaat faaliyetleri artış göstermiş ve jeolojik çevreyi önemli ölçüde olumsuz etkilemiştir. Yamaçlardaki yapılaşmanın artması neticesinde heyelan tehlike ve riskinde de artış gözlenmiştir. Özellikle yamaçlarda açılmış imar alanlarında; şevin topuk bölgesinde kazı yapılması ve eğimin artırılması, hafriyat atığı yığını, yüksek inşaatlar, artan yağış sonrası yetersiz drenaj nedeniyle boşluk suyu basıncını yükselmesi, şehir şebeke suyu ve kanalizasyon sistemlerindeki su kaçakları, bitki örtüsünün tahrip edilmesi gibi insan etkileri, şev stabilitesinin yitirilmesine ve konut yerleşimlerinde can ve mal kaybına neden olmasında başı çeken unsurlardır. Bunların yanı sıra volkanik aktivite ve deprem vb. gibi doğal afetler de heyelanları başlatarak kayıplar verilmesinde önem arz eden etkenlerdir. Konunun bir diğer sorunu da siyasi ve mali durumla veya halk diretmesiyle heyelanlı ve/veya heyelan riskli bölgelerin yeterince araştırılmadan imar izni verimesidir. Ülkemizde ve dünyada yaşanan heyelanların artışı, konunun önemini ve şev stabilizasyon yöntemlerinin güncel yaklaşımlardan da istifade ederek, çalışmaların arttırılmasını zorunluluğunu bizlere göstermektedir [1].

Ülkemiz coğrafyası; jeolojik yapısı, sismik açıdan diri fay hatlarının geçmesi, yamaç eğimlerinin yüksek olduğu bölgeler de şehirleşmenin zorunluluğu ve olumsuz yağış şartları altında heyelan tehlikesi ve riskleri barındırmaktadır. Bütün bu sebepler bir araya geldiğinde şev yenilmeleri kaçınılmaz olmakta zaman zaman can ve mal güvenliği tehdit altında kalmaktadır. Ülkemizde doğal afet kaynaklı istatistiklere bakıldığında, heyelanlarla oluşan kayıplar depremlerden sonra ikinci sıradadır. Bu

olumsuz morfolojik, topografik, jeolojik ve meteorolojik şartlara bağlı olarak meydana gelen zemin kaymalarının risk ve öncelik analizlerinin yapılması, sorunlu şevlerde kalıcı güvenliğin oluşturulması son derece önemlidir [2].

Tez çalışması kapsamında, ilk bölümde genel özellikleriyle tez çalışmasının konusundan bahsedilmiş, çalışmanın amacı, hedefi ve kapsamı açıklanarak ardından genel bir literatür taraması yapılmıştır. İkinci bölümde, şev stabilitesi ve şev stabilizasyonu ana hatları ile incelenmiştir. Üçüncü bölümde model şev tanımlanarak, analizleri yapılmıştır. Dördüncü bölümde maliyet hesaplamaları yapılarak, bu sonuçlar üzerinden yapılan karşılaştırma ve değerlendirmelerle çalışma sonlandırılmıştır.

1.1. ÇALIŞMANIN AMACI VE HEDEFİ

Doğal yamaçlar ve mühendislik şevlerinin stabil hale getirilmesi oldukça önemli bir konudur. Bu sorun, farklı projelendirme seçenekleri ile ortadan kaldırılabilir. Uygulanacak yöntemin seçiminde yalnızca güvenlik dikkate alınmamakta olup çeşitli bakış açıları ile projenin uygulanabilirliğinin de tartışılması yadsılamayacak bir gerçektir. Bu tez çalışmasında şev stabilitesinde en çok kullanılan yöntemler olan; ağırlık taş duvar, betonarme konsol istinat duvarı ve kazıklı iksa sistemi yapılarını kabiliyet, maliyet ve uygulanabilirlik açısından karşılaştırarak hem güvenli hem de ekonomik ve uygulanabilir yöntemlerin seçimine katkı sağlanması amaçlanmıştır.

Bu çalışma ile saha uygulamalarında öncelikle tercih edilen ağırlık taş duvar, betonarme konsol istinat duvarı ve kazıklı iksa sistemi için karşılaştırmalı analizler yapılarak uygulamaların avantajlı ve dezavantajlı olduğu durumlarının sunulması proje mühendisleri, yatırımcı ve uygulayıcı firma nezdinde karar verme aşamasında yol gösterici sonuçların elde edilmesi hedeflenmektedir. Tez çalışmasından elde edilen sonuçlar ile yüksek maliyet nedeniyle tercih edilmeyen bu nedenle maliyeti düşük ancak daha güvensiz bir yöntemin uygulanmasında alınan riskin çok yüksek boyutlarda olmasına bilimsel ispatla dikkat çekmek istenmiştir. Benzer şekilde sadece güvenliğin öncelenmesi ile de ekonomiden uzak uygulanabilir olmayan projelere de değinilmiş olacaktır. Bu yönüyle çalışmanın, yapılacak karşılaştırmalı analizler ile

hem akademik açıdan hem de uygulayıcılar ve idareler için özgün sonuçlara ulaşılacağı düşünülmektedir.

1.2. ÇALIŞMANIN KAPSAMI

Tez kapsamında belirlenen hedeflere ulaşmak amacıyla çalışmaya, şev stabilite analizlerinde kullanılacak model bir şev geometrisi ve bu model şev için oluşturulacak zemin profili ile zemin mühendislik özelliklerinin tanımlanması ile başlanılmıştır. Sonraki aşamada modellenen şevler üzerinde planlanacak yapı temel geometrisine göre farklı yükseklikte kazı şevleri oluşturularak, şev stabilite analizleri yapılmış ve şevi güvenle tutan dayanma yapıları tasarlanmıştır. Bu kapsamda yapılacak simülasyonlar geoteknik projelerde oldukça yaygın olarak kullanılan sonlu elemanlar yöntemi esasına dayanan Plaxis yazılımı [3,4] ile yapılmıştır. Şev analizi sonrası dayanma yapılarının stabilite kontrolleri, betonarme hesap ve metrajları Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği-2018'e (TBDY-2018) uygun olarak analiz eden istCAD programında yapılmıştır. Ayrıca dilim yöntemine dayanan eşdeğer statik limit denge analizleri yapan istCAD yazılımında dayanma yapıları için toptan göçme güvenliği sonuçlarına bakılarak sonlu elemanlar yöntemine dayanan Plaxis programından bulunan şev güvenlik sayısı ile karşılaştırılmıştır. Model şev için tüm analizlerde zemin profili ve malzeme modeli parametreleri sabit tutularak farklı yükseklikler için tasarlanan; ağırlık taş duvar, konsol istinat duvarı ve kazıklı iksa sistemi yapıları çeşitli tekrarlamalarla analiz edilerek, elde edilen veriler değerlendirilmiştir. En son aşamada ise çalışmada kullanılan tüm mühendislik yaklaşımlarının maliyet hesapları güncel piyasa birim fiyatlarıyla Excel tabloları kullanılarak çıkarılmıştır. Bu kapsamda elde edilen veriler karşılaştırmalı tablolar halinde sunularak, bu dayanma yapıları için optimum sonuç elde edilerek tez sonuçlandırılmıştır.

1.3. LİTERATÜR TARAMASI

Şev stabilitesi geoteknik mühendisliğinin en önemli problem ve araştırma konularından biridir. Bu araştırmaların amacı mühendislik yapılarında kazı ve dolgu şevlerinin güvenliğini en ekonomik şekilde çözüm bulmaktır. Bu kapsamda arazi karakterizasyonu gerçeğe en yakın biçimde ortaya konmalı, şevdeki olası riskler ve

göçme nedenleri araştırılarak şev analizi yapılmalıdır. Şev duraylılığını sağlamak için yapılacak çalışmalarda, geoteknik, malzeme, ekonomi, çevre ve şehircilik alanlarında detaylı araştırmalar yürütülmelidir [3].

Yol güzergahlarının geçtiği ve yapılaşmanın yoğun olduğu yamaç arazilerde, temel için açılan derin kazı şevlerinde kayma ve göçmeler beklenen durumlardır. Bu hareketler yapılarda büyük hasarlara, can ve mal kayıplarına sebep olabilir. Bu nedenle şev hareketlerinin araştırılması ve kontrol altına alınması her zaman çözüm bekleyen bir sorun olarak devam edegelmiştir. Ülkeler bu problemin çözümü adına araştırmalar yapmaktadır. Bugüne kadar şev duraylılığı birçok araştırmacı tarafından incelenmiş, birçok analiz ve hesap yöntemi geliştirilmiş ve önleyici istinat yapıları tasarlanıp uygulamaya geçilmiştir. Tüm mevcut çalışmalara rağmen bu yöndeki araştırma ve çalışmalar devam etmektedir [3,4].

Şev stabilite analizlerinde; limit denge yöntemini esas alan Slide ve sonlu elemanlar yöntemini kullanan Plaxis yaygın olarak kullanılan programlardır. Ün [5] çalışmasında, tasarlanan bir şevi bu iki programda modelleyerek parametrik analizler yapmıştır. Güvenlik katsayılarını karşılaştırılarak; analiz sonuçlarını tablo ve grafiklerle görselleştirilerek şev davranışını anlaşılmaya çalışmıştır. Sonuçta Plaxis ve Slide programına ait şev güvenlik katsayılarının birbirine yakın olduğunu görmüştür. Çalışmasının devamında göçme riski olan bir vaka incelemesi yapmıştır. Arazi ve laboratuvar deneylerinden elde edilen veriler doğrultusunda simülasyon programlarında geoteknik model oluşturarak analizlerini yapmıştır. Kaymaya karşı önlem olarak fore kazık kullanmıştır. Şev hareketine karşın alternatif çözüm önerileri sunmuştur.

Şev stabilitesi konusunu inceleyen Tekin [3] bu araştırmasında kazıklı ve kazıksız durumlar için limit denge (Slope/W programı ile) ve sonlu elemanlar yöntemi (Plaxis programı ile) kullanılarak şev stabilite analizleri yapmıştır.

Şev duraylılığı konusunda araştırma yapan Dolu [6] literatürde yer alan şev analiz metodlarını açıklamıştır. Sonra ise bir vaka özelinde, zemin iyileştirmesi yapılarak dolgu zemin üzerine inşa edilen bir yapı incelenmiştir. Sahada zemin etütleri yapılmış

ve mevcut verileri kullanarak arazi zemin modeli oluşturulmuştur. Sonlu elemanlar ve limit denge metodlarıyla statik ve depremlilik durum için duraylılık analizleri yapılarak çıkan sonuçlar yorumlanmıştır.

İstinat duvarlarını inceleyen Özbey [7], çalışmasında farklı zemin parametreleri ve duvar yükseklikleri için aktif toprak basınçları hesaplanmıştır. Çalışma kapsamında Visual basic programlama diliyle geliştirilen bir bilgisayar programı ile istinat duvarı analizleri yapılmıştır. Program hesaplarında; toprak basınçları Coulomb teorisi ile, deprem kuvvetlerini ise Mononobe-Okabe tarafından geliştirilen formül ile çözüme gidilmiştir [8].

Zemin özellikleri ve deprem durumu dikkate alınmadan, en kritik değerlere göre tasarlanan istinat duvarlarının tip proje olarak uygulanması ekonomik değildir. Arslan vd.'nin [9] yaptıkları çalışmada, sevi kontrol altına almak için dizayn edilecek bir betonarme konsol istinat duvarı modellenmiştir. Diğer etki parametreleri sabit tutularak, farklı sismik yükler altındaki davranışları tartışılmış ve maliyet analizleri gerçekleştirilmiştir.

Mühendislik yapılarının boyutlandırılmasında son yıllarda optimizasyon algoritmalarının kullanımına olan ilgi artmıştır. Dayanma yapılarının ekonomik çözümü, tasarım aşamasında önemli sorun olarak karşımıza çıkmaktadır. Uzundurukan vd.'nin [10] yaptıkları çalışmada, betonarme konsol istinat duvarlarının dizaynında, farklı yükseklik ve duvar arkası geri dolgu özellikleri baz alınarak optimum tasarım hedeflenmiştir. Bu amaçla farklı modeller, Parçacık Sürü Optimizasyonu algoritmasıyla optimize edilerek sonuçlar grafiklerle gösterilmiş, yükseklik- maliyet ilişkisine ait değerlendirilmeler sunulmuştur. Geotekstil donatılı zemin istinat duvarları da şevlerde duraylılığı artırmak için yapılan uygulamalardan biridir. Uzun yıllardır kullanılan ve kabul gören ağırlık veya betonarme konsol istinat duvarlarına ciddi bir alternatif olarak hızla gelişim göstermektedir [11].

Yıldırım [12] çalışmasında, farklı yükseklik, içsel sürtünme açısı ve çevresel dış yükler altında konsol betonarme ve geogrid donatılı zemin istinat duvarlarının maliyet değişimlerini incelemiştir. Geogrid donatılı zemin istinat duvarlarının, betonarme

konsol istinat duvarlarına kıyasla %94,17 ile %171,34 arasında değişen oranlarda daha ekonomik olduğunu belirlemiştir.

Bol vd.'nin [13] yaptıkları çalışmalarında üzerinde yol ve konutların olduğu problemlili bir yamacın geniş bir kitlesinde, her yağış sonrası bozulan stabilitesinin güvenliğinin sağlanması için yapılan kazıklı iksa uygulaması açıklanmıştır. Çalışma alanında yapılan zemin etütleri sonucunda, zemindeki kaymaya boşluk suyu basıncının artmasının neden olduğu tespit edilmiştir. Çözüm olarak hasar gören yolun kazıklı iksa üzerine oturacak betonarme istinat duvarı yapılması öngörülmüş ve projelendirilerek imalatları tamamlanmıştır.

Bir başka vaka incelemesinde Karapapak [4] kaymış olan bir şevi incelemiş olup Plaxis yazılımı ile geoteknik model oluşturularak şev analizi yapmıştır. Analiz sonuçlarına göre, kuru durumda stabil olan şev, doymun durumda stabil değildir. Şev stabilitesini sağlamak için üç farklı yöntem denenmiştir: kazık, mini kazık ve zemin çivisi uygulamaları. Her yöntem için kuru ve ıslak durumda iki farklı analiz yapılmıştır. Bu analizler sonucunda elde edilen efektif gerilmeler, deplasmanlar ve güvenlik katsayıları karşılaştırılmıştır. Araştırma sonucunda, hem ıslak hem de kuru durumda en iyi güvenlik katsayısının zemin çivisine ait olduğu belirlenmiştir

Yeşilbaş [14] çalışmasında, yamaç bir arazide heyelanı kontrol altına alabilmek için baret kazık uygulamasını sunmuştur. Baret kazıkların imalat safhaları ile avantajlı ve dezavantajlı olduğu durumlar incelenmiştir. Baret kazıkların saha deneyleri ve kapasite değerlendirmesi yapılmaya çalışılmıştır. Heyelanın meydana geldiği sahada arazi ve laboratuvar deneylerinden elde edilmiş zemin değerleri kullanılarak nümerik sonlu elemanlar yazılımı yöntemini kullanan Plaxis 2D programı ile bir baret kazık analiz edilerek, baret kazıkların şev stabilitesine etkileri araştırılmıştır.

Akçakal vd.'nin [15] yaptıkları çalışmada şev stabilitesinin yitirildiği veya başka bir ifadeyle kaymanın olduğu durumlarda geri hesap metodundan faydalanarak zemin parametrelerine nasıl ulaşıldığı konusunda açıklamalar getirmiştir. Bir toplu konut inşaatının desteksiz olarak açılan temel kazısında oluşan şev kayması, önce limit denge ardından sonlu elemanlar metodunu esas alan programlar yardımıyla irdelenmiştir.

Elde edilen kesme dayanımı değerleri karşılaştırılmış ve geri hesaplanan zemin parametrelerine göre çözüm için yapılan iyileştirme projesi hakkında bilgi verilmiştir. Bu kapsamda uygun çözümün belirlenmesi adına alternatif uygulamalar araştırılmıştır; ilk olarak jet grout yöntemi ile şevin hem üst hem topuk bölgelerinin iyileştirilmesi, ikinci alternatif jet grout yöntemi ile şevin sadece üst bölgesinin iyileştirilmesi, üçüncü ve son olarak şevin fore kazıklı iksa yöntemi ile desteklenmesi. Jet grout ile şev iyileştirmesi, bu proje kapsamında fore kazıklı iksa sistemine göre çok daha ekonomik ve daha hızlı bir çözüm ortaya koymaktadır.

Yapılan araştırmalar neticesinde günümüzde en çok tercih edilen derin kazı iksa sistemleri; diyafram duvar, kazıklı perde ve elik palplanş perdeler olduğu belirlenmiştir. Aynı kazı derinliğine, farklı zemin profilleri için Plaxis programında modellenen bu üç dayanma yapılarında meydana gelen deformasyonlar incelenmiş ve maliyet analizleri yapılmıştır [16,17].

Araştırmalar gösteriyor ki şev stabilitesi çok yönlü parametrik analizlerle incelemiş ve çözüm yolları olarak çeşitli dayanma yapıları imal edilmiştir. Uygulamalara bakıldığında bunlardan en yaygın olarak tercih sebebi olan, kabiliyet-ekonomi ilişkisi bakımından sıralayacak olursak; ağırlık taş duvar, konsol istinat duvarları ve kazıklı iksa yapılarıdır. Literatürde bu üç dayanma yapısını karşılaştırmalı olarak parametrik analiz eden çalışmalara rastlanılmamıştır. Bu eksikliği giderme adına tez konusu olarak belirlenmiş ve literatüre katkı sunmak hedeflenmiştir.

BÖLÜM 2

ŞEVLERİN STABİLİTESİ

Şevler, kaya ve zemin formasyonlarının yatayla belirli bir açı yaptığı eğimli yeryüzü şekilleridir. Şevler, jeolojik süreçle doğal olarak gelişmiş, düzensiz geometriye sahip olabileceği gibi çeşitli mühendislik amacıyla, insan eliyle oluşturulmuş ve düzenli geometri de sunabilirler. Mühendislik amaçla meydana gelen şevler, kazı (yarma) veya dolgu şevleri olarak da adlandırılmaktadır. Şevi oluşturan birimlerin yerçekimi ve diğer kuvvetlerin etkisiyle göçerek, mukavemetin en düşük olduğu zayıf bir kayma yüzeyi boyunca dengeye ulaşana kadar eğim aşağı hareket ederek konum değiştirmesi “şev duraysızlığı” olarak isimlendirilir. Bu kütle hareketlerinin incelenmesi ve analizlerine şev stabilitesi denilir [1,18]. Doğal şevler için “yamaç” terimi kullanılır, yamaç hareketlerine “heyelan”, mühendislik uygulamaları sonucunda oluşan şev hareketleri için ise “kayma” veya “göçme” terimleri kullanılmaktadır [19].

Şev terminolojisinde bazı özel terimler kullanılmaktadır. Bu terimler ile ilgili kısa açıklamalar aşağıda verilmiş ve Şekil 2.1 ve Şekil 2.2’de şev kesiti üzerinde gösterilmiştir [20,21].

Şev oranı: Şevin dikliğini tanımlar. Yatay:Düşey olarak yazılır. Örneğin yatay uzunluğu 5, düşey uzunluğu 3 olan bir şev (5:3) “beşe üç” olarak ifade edilir.

Şev açısı: Şevin yatayla yaptığı açı

Şev tepesi: Şevin en üst noktasındaki düz yüzeydir.

Şev topuğu: Şevin en alt noktasındaki düz yüzeydir.

Şev yüzeyi: Topuk ve tepe arasındaki eğimli zemin yüzeyidir.

Şev yüksekliği (H): Tepe ve topuk arasındaki kot farkı.

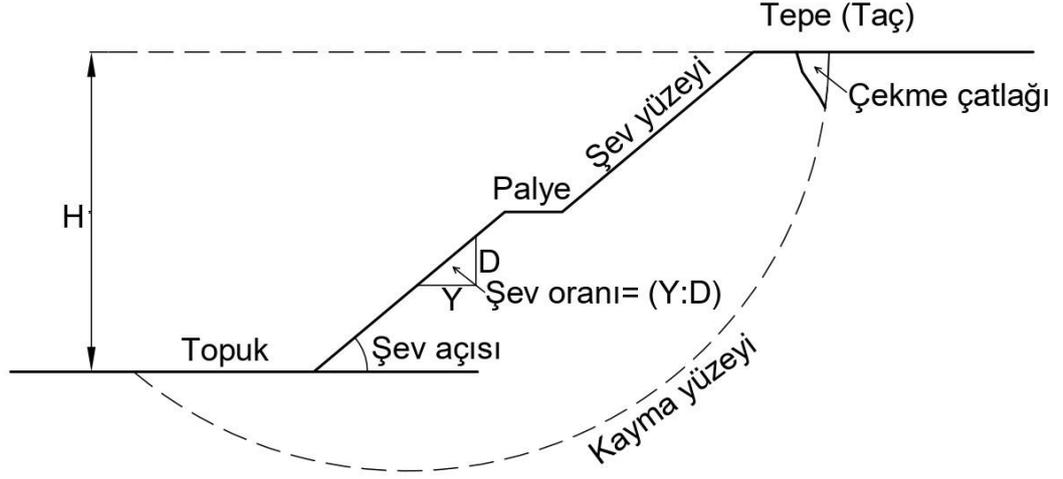
Palye (seki): Şev yüzeyinde açılan dar ve düz kademelerdir.

Taç: Heyelanın en üst seviyesidir.

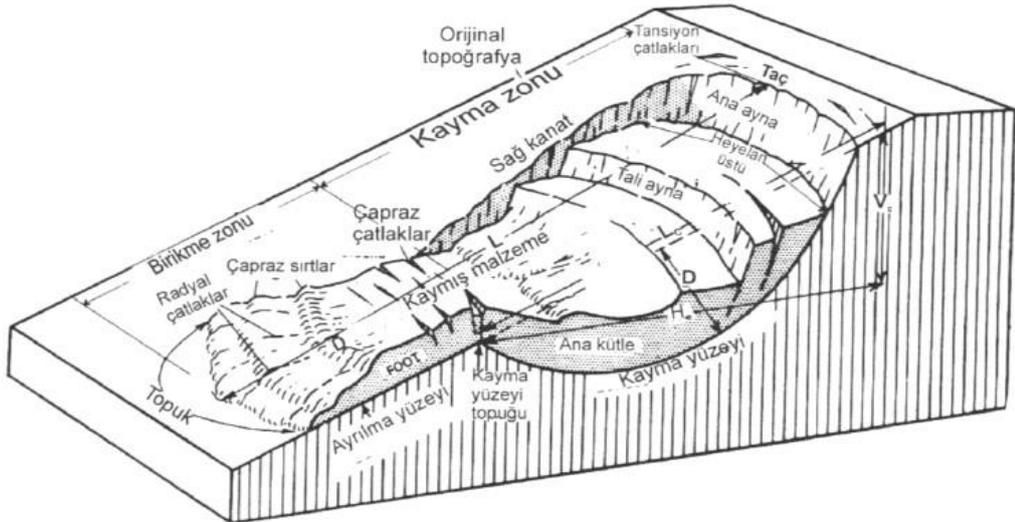
Ayna: Taç bölgesinde kayan kütlelerin hareket etmesi ile oluşan dik veya dike yakın yüzey.

Kayma yüzeyi: Hareket eden kütlelerin alt yüzeyidir.

Çekme çatlakları: Genellikle taçta görülen çatlaklar. Kabaca şevin tepesine paraleldirler; bunların oluşumuna zemindeki çekme gerilmeleri neden olur.



Şekil 2.1. Şev üzerindeki kavramsal terimler [20,22].



Şekil 2.2. Bir kısım akma özellikleri de gösteren karma kayma [22].

2.1. ŞEV DURAYLILIĞINA ETKİ EDEN FAKTÖRLER

Şev yenilmesine sebep olan faktörlerin anlaşılması iki açıdan önem arz eder. Birincisi yeni şevlerin tasarlanması ve kullanım amaçları bakımından, şevin hizmet ömrü boyunca zemin parametrelerinde, dış yük etkilerinde, yağış, yer altı su seviyesi ve akım koşullarında zamanla meydana gelebilecek değişimleri öngörebilmek önemlidir. İkinci olarak da duraylılığını kaybetmiş şevlerin kontrol altına alınması açısından, göçmenin tekrar etmemesi için stabilite kaybına neden olan ana faktörlerin anlaşılması önemlidir [21].

Şev stabilitesi için esas koşul; zeminin kesme dayanımı, denge için gerekli kesme gerilmesinden büyük olmasıdır. Gerilme artışı ortam direncinden fazla olduğu zaman denge durumu kaybolur ve yenilme gerçekleşir. Bu durumu iki alt başlık altında toplayabiliriz [20,21].

- 1- Kayma dayanımının azalmasına neden olan faktörler
- 2- Kayma gerilmesinin artmasına neden olan faktörler

2.1.1. Kayma Dayanımının Azalmasına Neden Olan Faktörler

2.1.1.1. Boşluk Suyu Basıncındaki Artış

Sağanak yağışlar ve karın ani erimesiyle zemin içeriğinde oluşan aşırı sızma yer altı su seviyesini yükselterek boşluk suyu basıncını artırır, dolayısıyla efektif gerilmenin azalmasına sebebiyet verir. Bu durumdan tüm zeminler etkilenir. Boşluk suyu basıncındaki değişimin hızı, zeminin geçirgenliği ile ilişkilidir. Yüksek geçirgenliğe sahip zeminlerde bu değişimler hızlı olabilirken, düşük geçirgenliğe sahip zeminlerde bu değişimler daha yavaş olabilir [21].

2.1.1.2. Çatlak Gelişimi

Şev tepesi yakınlarında oluşan çatlaklar genellikle şev kaymalarının başlangıç belirtileridir. Bir miktar çekme dayanımına sahip zeminlerde oluşan bu çatlaklar, şev

yüzeyinde çekme gerilmesindeki artış sonucunda gelişir. Yüzeyde bir kere çatlak oluşuktan sonra, artık çatlak düzlemi tüm dayanımını kaybeder [21].

2.1.1.3. Şişme

Aşırı konsolide ve yüksek plastik killer suyla temasları halinde şişmektedir. Çevre basınçlarının düşük olması ve uzun dönem su altında kalma sonucunda hacimsel artış göstererek şişmeyi meydana getirir. Bu durum kayma dayanımında bir azalma meydana getirdiği tespit edilmiştir [21,23].

2.1.1.4. Sürekli Yükler Altında Krip

Şev yüzeyinin devamlı fakat çok yavaş yer değiştirmesine “Krip” denir [24]. Özellikle plastisitesi çok yüksek killer devamlı yükleme altında deformasyona uğrarlar. Sonuç olarak, bu killer kısa dönem dayanımından çok daha düşük kesme gerilmelerinde bile stabilitesini yitirebilir. Donma-çözünme ve ıslanma-kuruma gibi tekrarlayan değişimler krip şartlarını daha da kötüleştirebilir ve nihayetinde yamaç aşağı yönde kalıcı hareketler oluşur. Bu hareketler yıllarca devamlı giderek artarak bir kayma yüzeyi üzerinde yenilme ile sonuçlanabilir [21].

2.1.1.5. Yıkanma

Su, boşluklardan sızarken boşluk suyunun kimyasal bileşiminde değişiklikler oluşur. Deniz kökenli killerdeki tuzun boşluk suyu ile yıkanması, akıcı killerin oluşumuna katkı sağlar. Örselenme durumunda bu killerin dayanımı pratikte sıfırdır.

2.1.1.6. Bozuşma

Kayalar ve yeraltı su seviyesi altındaki zeminler fiziksel, kimyasal ve biyolojik süreçleri içeren bozuşma sonucunda dayanım kaybına uğrarlar. Aşınma ve yıpranma gibi fiziksel durumlar zemin veya kayayı daha küçük parçalara ayırırken, kimyasal ve biyolojik bozuşmalar ise tamamen farklı özelliklerdeki malzemelere dönüştürürler. Bozuşma zayıf zeminleri bazen tersine daha sağlam hale getirebilirler.

2.1.1.7. Tekrarlı Yükleme

Zemin partikülleri arasındaki bağlar tekrarlı yüklerin etkisiyle kırılabilir ve bu durum boşluk basıncının artmasına neden olabilir. Tekrarlı yükler altında dayanım kaybına uğrayan zeminler genellikle gevşek zeminler veya zayıf bağlantılı gevşek yapıya sahip zeminlerdir. Gevşek zeminler, tekrarlı yükler altında sıvılaşıarak tüm dayanımlarını kaybedebilir ve bir sıvı gibi akabilirler.

2.1.2. Kayma Gerilmesinin Artmasına Neden Olan Faktörler

2.1.2.1. Şev Tepesindeki Yüklerin Artışı

Şev tepesine inşa edilen binalar, dolgular ve trafik yükü gibi dış yükler kayma gerilmesinde artışa sebep olur.

2.1.2.2. Topuk Bölgesinde Kazı Yapılması ve Şev Açısının Artırılması

Bir şevin topuk bölgesinde yapılan kazılar, kütlelerin kaldırılması ve eğimin artırılmasıyla zemin içindeki kesme gerilmelerini artırabilir ve stabilitesini azaltabilir. Benzer şekilde, bir yamacın tabanında akarsuların neden olduğu aşınma da benzer etkiye sahiptir.

2.1.2.3. Dinamik Etkiler

Depremler, titreşime neden olan iş makineleri ve patlatmaların neden olduğu kuvvetli sarsıntılar gibi etkiler kayma gerilmesine artmasına örnek olarak gösterilebilmektedir.

2.1.2.4. Artan Su İçeriğinden Dolayı Zemin Ağırlığının Artması

Yağışlardan süzülen ve gömülü altyapı borularından sızan su zemin su içeriğini artırarak zemini ağırlştırabilir. Bu durumla birlikte gelişen diğer kayma gerilmesi artıran faktörlerle birleştiğinde tehlikeli boyuta erişebilir.

2.1.2.5. Şev Tepesinde Çatlaklarda Su Basıncı

Şev tepesinde gelişen çatlaklara dolan suyun uyguladığı hidrostatik su basıncı, kayma gerilmelerini arttırarak şevin denge durumunu bozar. Çatlak içindeki suyun, şev içine sızarak şev yüzeyinden çıkacak kadar uzun kalması, şartları daha da olumsuzlaştırır.

2.1.2.6. Şev Tabanında Su Seviyesinde Düşüş

Suyun şev stabilitesindeki olumsuz tüm etkilerinin yanında, duraylılığı arttırıcı bir etkisi de vardır. Şev tabanına etkiyen hidrostatik basınç olumlu yönde katkı sağlar. Su seviyesinin ani düşmesi bu olumlu etkiyi kaldırır ve kayma gerilmelerini artarak stabiliteyi arttırıcı etki azalır.

2.2. ŞEV YENİLMELERİNİN SINIFLANDIRILMASI

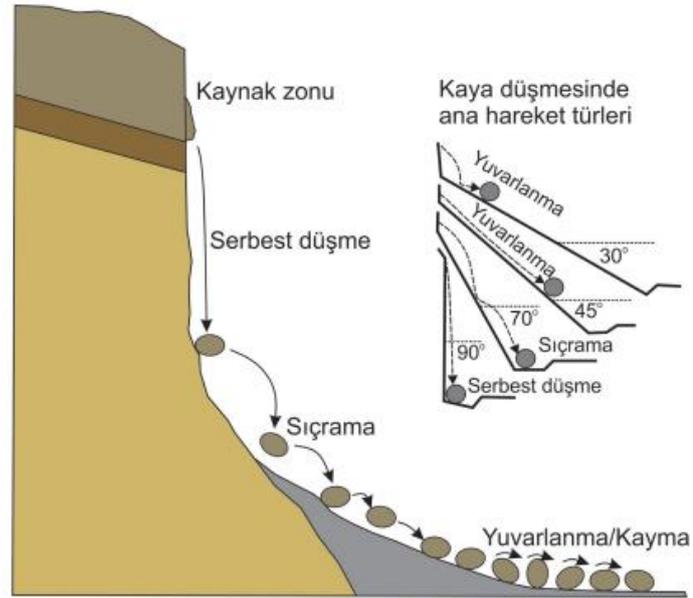
Yamaçlar ve şevler birçok farklı şekilde duraylılığını kaybedebilir. Geoteknik mühendisliğinde şev yenilmelerini tanıma, kontrol altına alma ve iyileştirme gibi amaçlara yönelik birçok sınıflandırma yapılmıştır. Bunların arasında, hareketin tipi, hızı, mekanizması, malzemenin türü, kütlelerin büyüklüğü ve kayma yüzeyinin şekli gibi özelliklerden pek çoğunu dikkate alması bakımından en yaygın olarak kullanılan 1978 yılında Varnes tarafından önerilen sınıflandırma sistemidir (Çizelge 2.1).

2.2.1. Düşme

Dik eğimli yamaçlardaki kaya ve zemin kütlelerinden kopan parçaların yerçekimi etkisiyle düşmesidir. Kaya, moloz ve toprak düşmesi olarak isimlendirilir. Özellikle kaya düşmesi en tipik düşme türüdür. Buradaki hareket genellikle çok ani ve hızlı, yamaç aşağı sıçrayan, savrulan ve yuvarlanarak devam eden eğimin düştüğü düzlemde sonlanan can ve mal kayıplarına neden olan tehlikeli bir yamaç yenilmesidir (Şekil 2.3). Kaya süreksizliklerine dolan suyun donma-çözülme etkileri, ağaç kökleri, erozyon, depremler, kazı ve patlatma gibi insan etkileri düşmeye neden olan başlıca faktörlerdir.

Çizelge 2.1. Şev yenilmelerinin sınıflandırılması [25].

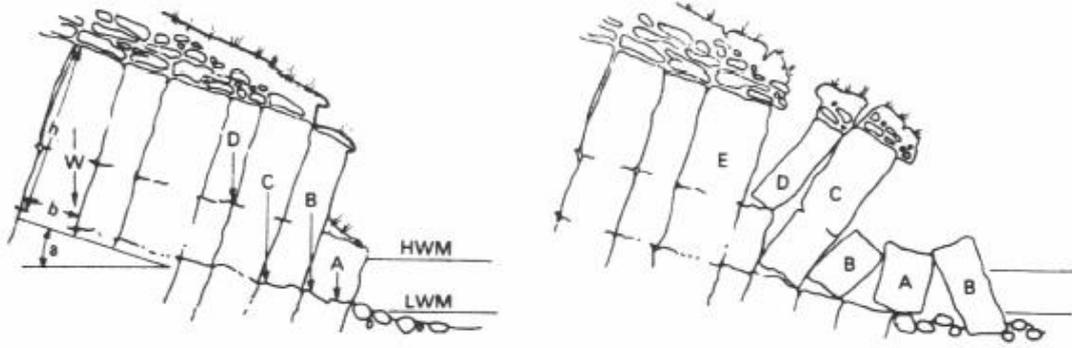
HAREKET TÜRÜ	MALZEMENİN TÜRÜ		
	KAYAÇLAR	ZEMİNLER	
		İri Daneli	İnce Daneli
DÜŞME	Kaya düşmesi	Moloz düşmesi	Zemin düşmesi
DEVİRİLME	Kaya devrilmesi	Molozda devrilme	Zeminde devrilme
AKMA	Yavaş	Kaya akması	Zemin akması
	Hızlı	Çok parçalı kayaç akması	Moloz akması
KAYMA	Ötelenmeli	Kayada blok türü öteleme	Zeminde ve molozda blok türü öteleme
	Dairesel	Sıkı çatlaklı kayada daireysel kayma	Zeminde ve molozda daireysel kayma
YANAL YAYILMA	Kaya yayılması	Zemin veya moloz yayılması	
KARMAŞIK	Hareket türü ve malzeme karışık		



Şekil 2.3. Yamaç eğilimlerine bağlı olarak kaya düşmelerinde gözlenen hareket türleri [26].

2.2.2. Devrilme

Şev eğimine ters yönde açılanma yapan yüksek süreksizliklerden oluşan boyuna kütlelerin, kendi ağırlık merkezinin altındaki bir ekleme noktasından dönerek birbiri ardına devrilmesiyle oluşan bir hareket türüdür (Şekil 2.4). Devrilme, bir çökme olmayıp, bükülme ve kesme yenilmesini de içeren duraysızlık mekanizmasıdır. Özellikle şist ve sleyt başta olmak üzere diğer tür kayalarda ve sert killerde oluşabilirler. Bükülme, blok ve bükülme-blok devrilmesi gibi farklı devrilme türleri vardır.



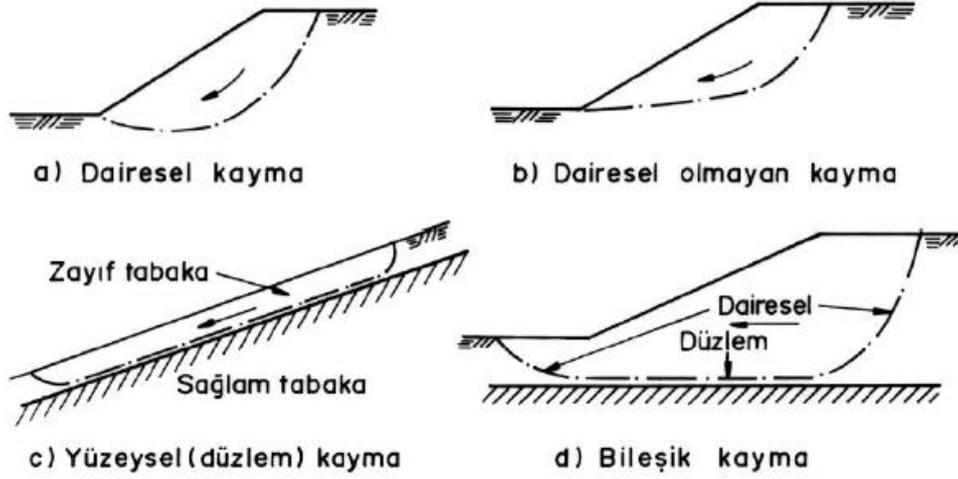
Şekil 2.4. Yenilmeden önce ve sonra devrilme duraysızlığı [25].

2.2.3. Kayma

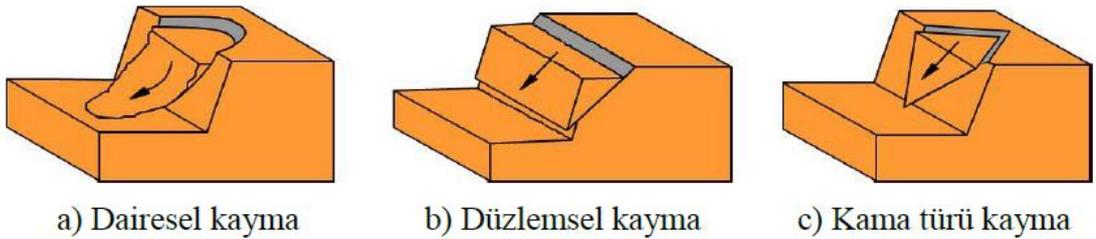
Kaya veya zemin kütlelerinin, belirli bir kayma yüzeyinde oluşan kesme yenilmesi sonucu yamaç aşağı hareketidir. Kayma mekanizmaları dairesel ve ötelenmeli olmak üzere iki ana gruba ayrılır. Dairesel kaymalar yamaç ve şevlerde en sık görülen yenilme türüdür. Genellikle homojen zeminlerde meydana gelen dairesel kayma hareketinde kayma yüzeyinin, bir merkez çevresinde dönen daire parçası olduğu varsayılır (Şekil 2.5a). Bu kayma hareketleri; kazı şevlerinde, nehir yataklarında, dolgularda, atık sahalarında, ileri derecede eklemlili kaya kütleleri ile ileri derecede ayrışarak büyük ölçüde toprak zemine dönüşmüş kayalarda meydana gelir. Şevi oluşturan birimlerin heterojenliğinin artması sonucunda yenilme mekanizması dairesellikten uzaklaşarak dairesel olmayan kayma yüzeyi ile gerçekleşir (Şekil 2.5b). Şev hareketleri, sağlam bir tabaka üstündeki zayıf tabakanın bir düzlem boyunca ötelenmesi şeklinde de meydana gelebilmekte olup bu tür hareketlerin kayma

yüzeyleri genelde sığdır (Şekil 2.5c). Ayrıca şev hareketinin hem dairesel hem de düzlemsel kayma şeklinde meydana gelmesi de söz konusu olup yüzeylerinin birlikte olduğu bu tür hareket birleşik kayma olarak tariflenmektedir (Şekil 2.5d).

Dayanımı düşük süreksizliklerin kontrolünde tek veya birden fazla zayıflık düzlemi içeren kaya kütlelerinde de duraysızlıkların gelişmesi söz konusudur. Bu duraysızlıklar, şev ve süreksizlik durumları ile süreksizliklerin içsel sürtünme açısı tarafından kontrol edilmektedir. Düzlemsel kaymalar tek bir süreksizlik siteminin kontrolü ile meydana gelirken (Şekil 2.6b), kamasal kaymalar ise kesişen iki eklem dalımı ve süreksizliklerin içsel sürtünme açısı ile kontrol edilmektedir (Şekil 2.6c). Ayrıca kaya kütleleri yoğun bir süreksizlik ağı içeren bozunmuş ve ayrılmış bir yapıda da ise çok yüzeyli kayma şeklinde dairesel kaymalarında oluşması mümkündür (Şekil 2.6a).



Şekil 2.5. Tipik kayma mekanizmaları



Şekil 2.6. Kaya kayma türleri

2.2.4. Yayılmalar

Yayılmalar, kohezyonlu zeminlerin veya kaya kütlesinin altındaki yumuşak tabaka içine kırılarak batması sonucu uzamasıdır. Bu tür hareketlerde genellikle yoğun kayma yüzeyi oluşmaz. Yayılma, daha yumuşak zeminin sıvılaşması, akması, dışarı itilmesi veya genişlemesi sonucu meydana gelebilir. Bu tür yenilmelerde, kesme yenilmesi ve çekme çatlaklarının etkisiyle hareket yanal yönde son derece yavaştır. Yanal kaya yayılması ise plastik kil gibi zeminlerde, üzerinde bloklu bir kaya kütlesi bulunan zayıf bir yüzey boyunca kesme yenilmesi sonucu üstteki blokların son derece yavaş bir hızla şevden dışarı doğru hareket etmesi olarak bilinir. Yanal zemin yayılması, kil gibi düşük kayma dayanımına sahip malzeme içinde, rijit-eklemlili kaya kütlesinin çok yavaş bir şekilde eğim aşağı doğru hareketidir. Her iki durumda da hareket hızı genellikle 10-25 mm/yıl arasında değiştiği için, hareketin başlangıcından itibaren uzun süre belirgin olarak hareket gözlenmeyebilir. Yüksek boşluk suyu basınçları da bu tür hareketlerin gelişiminde önemli rol oynar.

2.2.5. Akma

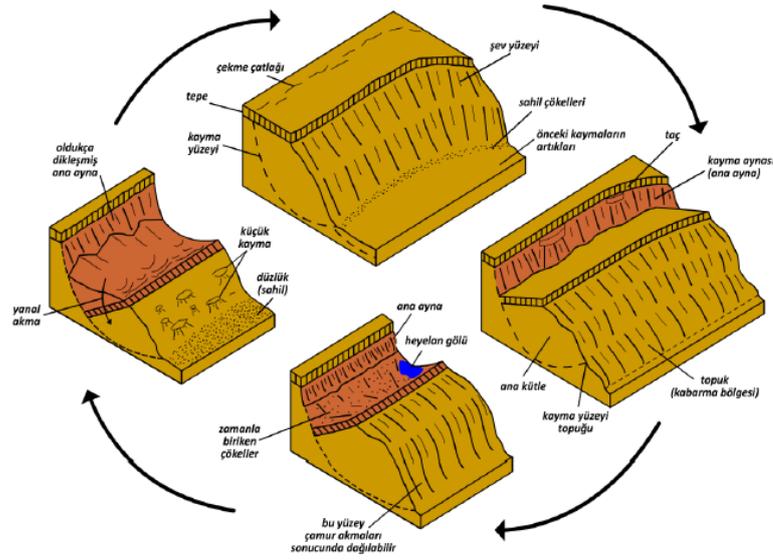
Akma, doymuş veya kuru konsolide olmamış zeminlerin viskoz davranış sergileyerek yamaç aşağı akması olarak tanımlanan hareket türüdür. Kaymalardan farkı, kayma yüzeyi boyunca hareket eden blok kütle yerine daha fazla deformasyona uğramış malzeme akma durduktan sonra çökme alanında sıvılaşmış görünümde olurlar. İçerdiği malzemenin tane boyutuna bağlı olarak zemin, çamur, kuru kum ve moloz akması gibi farklı şekillerde ortaya çıkan bu duraysızlık, hareketin hızına göre moloz çığı gibi biçimlerde gelişebilir. Özellikle yamaç eğimi ve su içeriği, akma hareketlerini belirleyen en kritik faktörlerdir. Akmalar, yüksek hızları ve uzun mesafeye etkileri nedeniyle yamaç duraysızlığının en tehlikeli ve yıkıcı türüdür. Sıvılaşan zemin, kaya parçaları ve kütük gibi diğer maddeleri sürükleyerek büyük yıkıma neden olabilir. Ülkemizde yaşanmış en dramatik vakalardan biri olan Kuzulu heyelanında [1] 15 kişi hayatını kaybetmiş ve çok sayıda ev yüksek tepeden yamaç aşağı akan moloz çığının altında kalmıştır (Şekil 2.7).



Şekil 2.7. a) 2005 Kuzulu heyelanında akma bölgesi ve (b) akma tarafından örtülen Kuzulu köyü [1]

2.2.6. Karmaşık Harekeler

Şev yenilme türlerinden en az ikisinin birbiri ardına gerçekleştiği yenilmeler karmaşık hareketler olarak ifade edilir (Şekil 2.8). Örneğin ilk olarak dairesel bir kayma sonrası topuktaki desteğin kalkması, ardından boyuna eklemlerden oluşan bir kaya bloğunda devrilmelerin gerçekleşmesi bu yenilmelere bir örnek olarak gösterilebilir.



Şekil 2.8. Karışık kayma hareketi [27].

Kuşkusuz şev yenilmelerinin değerlendirilmesinde en önemli aşamalardan biri, yenilme türünün başlangıçta arazi gözlemleri ve elde edilen veriler esas alınarak doğru şekilde belirlenmesidir. Çünkü yukarıda belirtilen yenilme türlerinin her biri farklı bir mekanizmaya sahip olup, bunların analizinde de değişik denge çözümleri söz konusudur. Bu nedenle meydana gelmesi gereken yenilmeden farklı bir model seçilirse, bu model için yapılacak analizler gerçek durumu yansıtmayacak, dolayısıyla gerek şev tasarımında gerekse alınacak önlemlerin belirlenmesinde önemli hatalara neden olunacaktır.

2.3. ŞEV STABİLİTE ANALİZLERİ

Şev stabilite analizleri ile ilgili birçok yöntem vardır. Bu yöntemlerin kendi aralarında farkları olsa da hepsi kritik kayma yüzeyindeki kütlelerin dengesini araştırmaktadır. Belirli bir potansiyel kayma yüzeyi üzerinde dengeyi sağlamak için gerekli kayma gerilmeleri mevcut kayma direncine ulaştığı veya aştığı zaman, şevler duraylılığını kaybeder. Stabilite analizinde günümüz itibarıyla en sık kullanılan yöntemler limit denge analizleri ve gerilme-deformasyon analizleridir.

2.3.1. Limit Denge Analizleri

Limit denge analizleri potansiyel bir kayma yüzeyi üzerindeki zemin kütlelerinin kuvvet ve/veya moment dengesini esas alır. Potansiyel kayma yüzeyi üzerindeki zeminin rijit olduğunu (yenilmenin sadece potansiyel kayma yüzeyi üzerinde oluştuğu) kabul edilir. Mevcut kayma mukavemetinin potansiyel kayma yüzeyi üzerindeki tüm noktalarda aynı oranda etkidiği varsayılır. Sonuçta, güvenlik sayısı tüm kayma yüzeyi boyunca sabittir. Potansiyel kayma yüzeyi üzerindeki zeminin rijit ve tam plastik olduğu kabul edildiğinden limit denge analizleri şev deformasyonları konusunda herhangi bir bilgi vermez. Şev stabilite analizlerinde sonuç güvenlik sayısı ile ifade edilir. Güvenlik sayısı; zeminin kayma mukavemetinin potansiyel kayma yüzeyinde gelişen kayma gerilmesi kıyaslandığı bir kapasite oranıdır. Bir başka ifadeyle güvenlik sayısı, zemini göçme durumuna getirmek için mevcut mukavemetin bölündüğü bir katsayıdır. Gerçek şevlerde güvenlik sayısı sabit değildir. Limit denge analizlerindeki kabullerin

tersine gerçek bir şevde kayma yüzeyinin tüm noktaları boyunca aynı anda zeminin dayanımına erişilmez [28].

$$\text{Güvenlik Sayısı (GS)} = \frac{\text{mevcut kayma mukavemeti}}{\text{dengeyi sağlamak için gerekli kayma gerilmesi}} \quad (2.1)$$

Güvenlik sayısı direnen ve kaydırmaya çalışan kuvvet veya momentlerin birbirine oranı olarak da ifade edilebilir.

$$GS = \frac{F_{\text{direnen}}}{F_{\text{kaydırıcı}}} \quad (2.2)$$

$$GS = \frac{M_{\text{direnen}}}{M_{\text{kaydırıcı}}} \quad (2.3)$$

Ayrıca güvenlik sayısı zeminin mukavemet parametreleri olan, koheyon (c) ve içsel sürtünme açısının (ϕ) güvenlik sayısına bölünerek stabiliteyi sağlayan en küçük değeri bulmak yoluyla da elde edilebilir. İleride mukavemet azaltma başlığında incelenecektir.

$$GS = \frac{c}{c_{\min}} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_{\min}} \quad (2.4)$$

Teorik olarak güvenlik sayısı 1,0'den büyük olan şevler duraylı olmalıdır. Ancak stabilite analizlerinin gerçek yenilme mekanizmasını ne ölçüde doğru temsil ettiğine dair belirsizliği ve farklı dış yük etkileri ve süresi gibi bilinmezlerin çok olması nedeniyle güvenlik sayısının 1.0'den önemli ölçüde büyük olması gerekir. Bu değer statik şev stabilitesi için kalıcı şevlerde minimum 1,5 ve geçici şevlerde 1,3 değerinin üzerinde olması beklenir [28].

2.3.1.1. Fellenius Yöntemi

Bu yöntem dilim tekniği olarak adlandırılan kayma dairesinin düşey yönde dilimlere ayrılarak denge hesaplarının yapıldığı ilk tekniktir. Kayma yüzeyi dairesel kabul edilip, dilimler arası tüm kuvvetler ihmal edilir. Oldukça basit bir yöntem olup güvenlik sayısı el hesap ile bulunabilir. Dilim ağırlığı, dilim tabanına dik ve yatay yönde etkiyen iki bileşkesine ayrılır. Dilim tabanına dik olan kuvvet, normal kuvvet

kaymayı engelleyici kuvvet olarak kayma dayanımını belirler. Dilim tabanına paralel olan kuvvet ise kaydırıcı kuvvet şevin dengesini bozan kuvvettir (Şekil 2.9). Bir kayma yüzeyi boyunca oluşan kuvvetlerin momentleri toplamından kayma yüzeyinin güvenlik sayısı hesap edilir. Güvenlik sayısı; kayma yüzeyi boyunca oluşan kaymayı engelleyici kuvvetlerin, kaydırıcı kuvvetlere oranı olarak (2.5) bağıntıdaki gibi elde edilebilir. Bu yöntemde yapılan kabule göre her dilimin sağında ve solundaki dilimler arası normal ve kayma gerilmeleri birbirini sönmlediği kabulüyle ihmal edilmektedir. Bu kabul gerçeği yansıtmadığı için yapılan hesaplamalarda güvenlik sayıları düşük bulunmaktadır [3].

$$GS = \frac{\sum [c\beta + N \tan \phi]}{\sum W \sin \alpha} = \frac{\sum S_{maksimum}}{\sum S_{mobilize}} \quad (2.5)$$

c: kohezyon

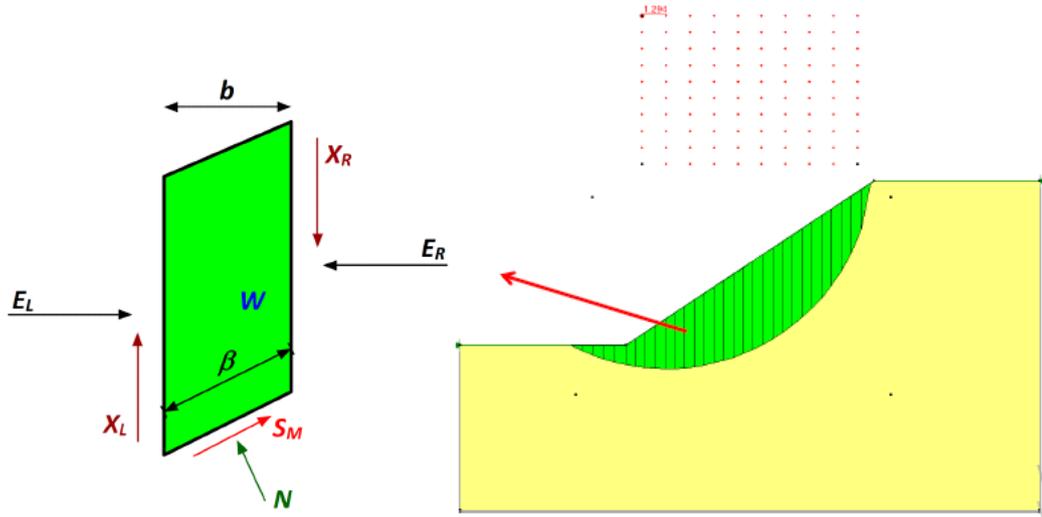
β : dilim taban uzunluğu

N: taban normal kuvveti = $W \cos \alpha$

ϕ : içsel sürtünme açısı

W: dilim ağırlığı

α : dilim tabanının eğimi



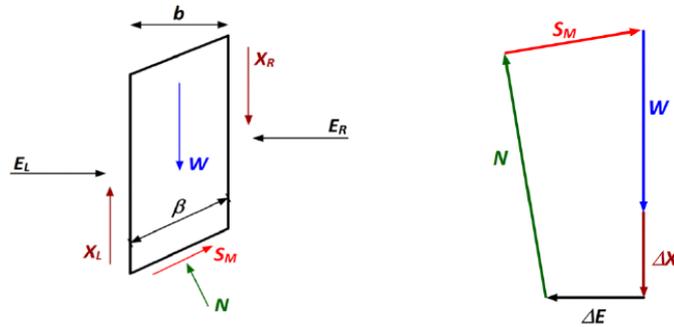
Şekil 2.9. Şev dilimi üzerinde etkili olan kuvvetler.

2.3.1.2. Bishop Yöntemi

Fellenius yönteminin eksik yönlerini ilk olarak 1955'te Bishop ortaya koymuş ve yeni bir analiz yöntemi geliştirmiştir. Dilimler arası normal kuvveti de hesaba katarak Şekil.2.10' da gösterilen kuvvet poligonundaki kuvvetlerin düşey denge denklemi, N normal kuvvetini verecek şekilde formül (2.6) elde edilmiştir. Ancak dilimler arası kayma kuvveti ihmal edilmiştir. Kayma dairesi merkezinde alınan momentler sonucu hesaplanan güvenlik sayısı (2.7) bağıntısı ile hesaplanabilir. Bishop bu denklemin daha sade olması nedeniyle önermiş ve basitleştirilmiş Bishop yöntemi olarak anılmıştır. Bu denklemde eşitliğin her iki yanında F olması hesabın iterasyon yapılarak bulunmasını zorunlu kılmıştır [29]. Bishop yönteminde özellikle topuk bölgesinde ters yöne eğim olan duraysızlık mekanizmalarında iterasyon sırasında çözümün yakınsama problemleri oluşabilir. Yatay kuvvet dengesi sağlanmadığı için dairesel olmayan yenilme mekanizmalarında güvenlik sayısı, moment noktasının yani kayma dairesi merkezinin seçimine bağlıdır [30]. Burada u : boşluk suyu basıncı, ΔX : dilimler arası kayma kuvveti farkıdır.

$$N' = \frac{W + \Delta X - \beta[u \cos \alpha + c' \sin \alpha / F]}{\cos \alpha + (\tan \phi' / F) \sin \alpha} \quad (2.6)$$

$$F = \frac{\sum \{c'b + (W - ub + \Delta X) \tan \phi'\} \frac{\sec \alpha}{1 + \tan \alpha \tan \phi' / F}}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.7)$$



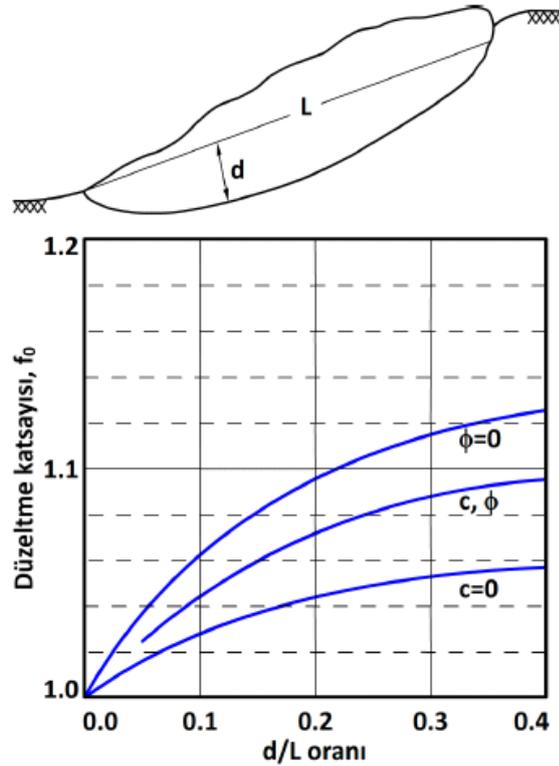
Şekil 2.10. Dilim üzerine etki eden kuvvetler ve kuvvet poligonu.

2.3.1.3. Janbu Yöntemi

Basitleştirilmiş Bishop yöntemini esas alan ve Janbu tarafından geliştirilen bu yöntem dairesel olmayan genel şekilli kayma yüzeylerine uygulanmaktadır. Dilimler arası normal kuvvet hesaba dahil edilir, ancak kayma kuvvetini ihmal eder. 1973 yılın da Janbu moment dengesi yerine yatay kuvvetlerin dengesini kullanmayı tercih etmiştir. Bishop denklemin esas alan yöntem aşağıdaki bağıntıyı kullanır.

$$F = \frac{\sum \{c' \beta + (W - u\beta + \Delta X) \tan \phi'\} \frac{\sec^2 \alpha}{1 + \tan \alpha \tan \phi' / F}}{\sum W \tan \alpha} \quad (2.7)$$

Janbu yönteminde güvenlik sayısı; kayma yüzeyinin geometrik büyüklüklerine (derinlik ve uzunluğuna) ve zeminin türüne bağlı bir düzeltme faktörü (f_0) ile çarpılmasıyla bulunur. Düzeltme faktörü (f_0) aşağıdaki formül ya da abak yardımıyla bulunabilir (Şekil.2.11).



Şekil 2.11. Janbu düzeltme faktörü (f_0).

$$f_0 = 1 + b \left[\frac{d}{l} - 1.4 \left(\frac{d}{l} \right) \right] \quad (2.8)$$

$$GS = F.f_0 \quad (2.9)$$

2.3.1.4. Spencer Yöntemi

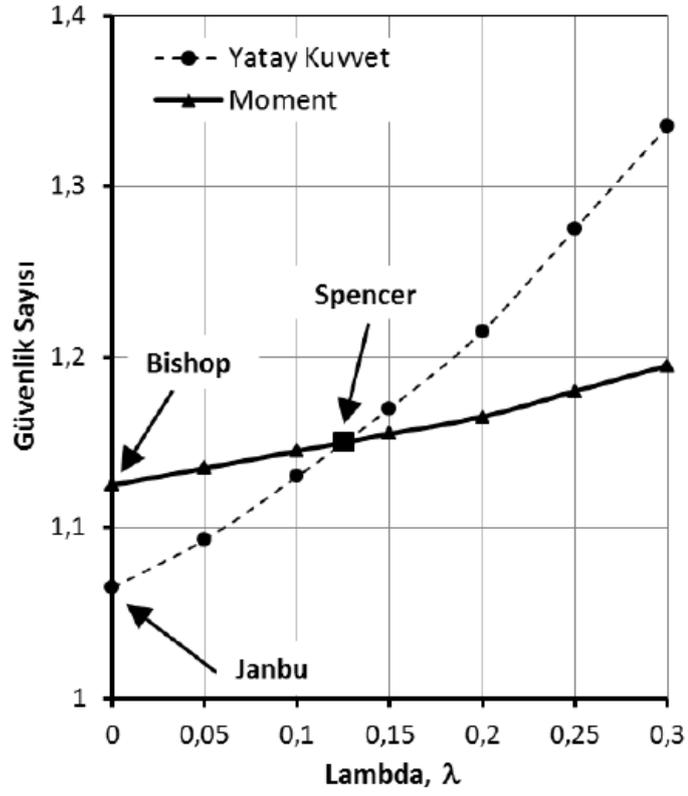
Spencer 1967 yılında hem moment hem de yatay kuvvet dengesinin ayrı ayrı sağlandığı bir sistem geliştirmiştir. Yöntemin esası dilimler arası normal ve kayma kuvvetleri arasındaki oranı sabit kabul ederek, moment ve yatay kuvvet dengelerini aynı anda sağlayan oranı bulan iteratif bir yaklaşım ortaya koymasındır. Dilimler arası normal kuvvet (E) ile dilimler arası kayma kuvveti (X) arasındaki oran λ (2.10) denkleminde gösterilmiştir. Her dilim için λ sabit olduğundan $f(x) = 1,0$ olarak alınmaktadır [31].

$$X = E \cdot \lambda \cdot f(x) \quad (2.10)$$

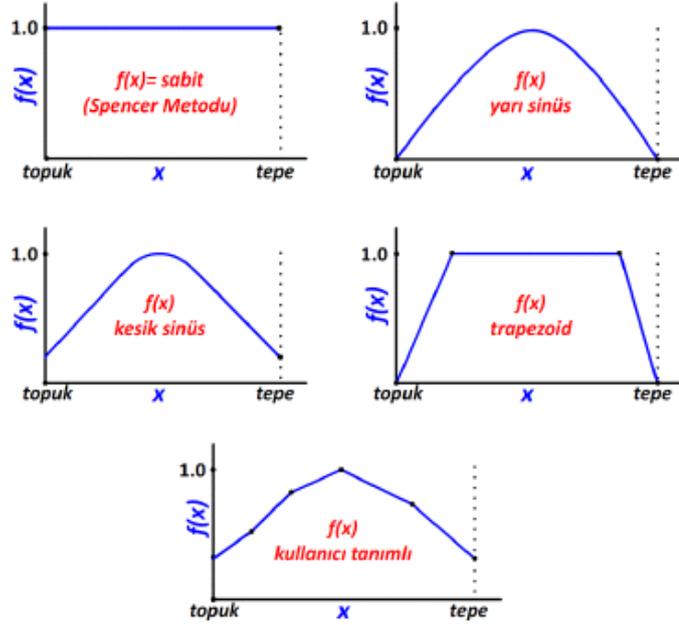
Spencer yönteminde moment ve yatay kuvvet denge şartını aynı anda sağlayan güvenlik sayısının farklı λ değerleri kullanılarak bulunması Şekil 2.12'de gösterilmiştir. Aynı şekil üzerinde Bishop ve Janbu yöntemlerinden elde edilen güvenlik sayıları da bulunmaktadır. Her iki yöntemde de dilimler arası kayma kuvveti (X) sıfır olduğundan lambda (λ) ekseninin sıfır değerini kestiği noktalar bu yöntemlerin güvenlik sayılarını vermektedir.

2.3.1.5. Morgenstern – Price Yöntemi (M-P)

Spencer yönteminde olduğu gibi Morgenstern-Price yöntemi de tüm denge denklemlerini sağlamak ve dilimler arası kuvvetlerin oranını sabit kabul eden Spencer yöntemine benzer bir yöntem geliştirmiştir. Spencer yönteminden farklı olarak dilimler arası normal ve kayma kuvvetlerini farklı kuvvet fonksiyonları ile tanımlamışlardır (Şekil.2.13). Dilimler arası kuvvet fonksiyonunun sabit seçilmesi durumunda M-P ve Spencer yöntemleri aynı güvenlik sayılarını vermektedir.

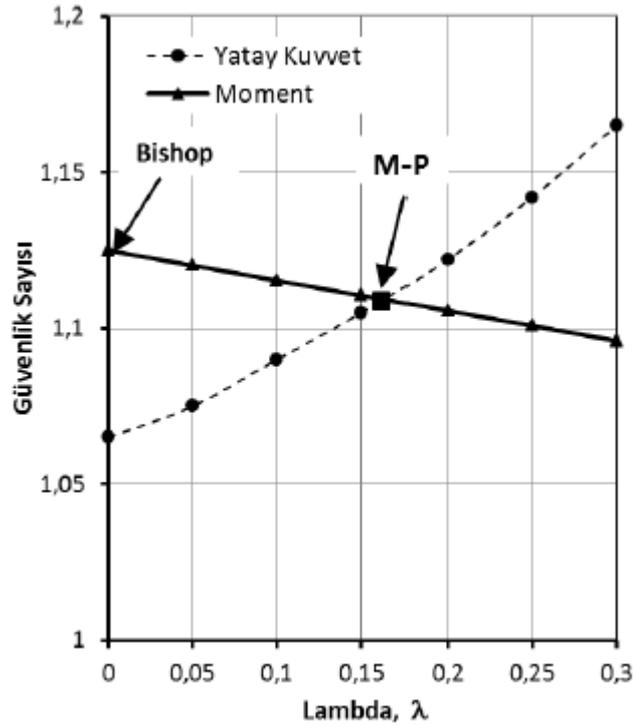


Şekil 2.12. İki denge denklemini sağlayan güvenlik sayısının farklı λ değerleri ile bulunması [31].



Şekil 2.13. Morgenstern-Price yöntemine göre dilimler arasındaki kuvvet fonksiyonları.

Bishop ve M-P yöntemlerinin karşılaştırması yaparak, her iki yöntemden elde edilen güvenlik sayılarına ait hassasiyetlerin farklılığı ortaya çıkartılabilir (Şekil 2.14). Buradaki analiz sonuçları, denge denklemlerinin tümünün aynı anda sağlandığı bir şev stabilitesi analizinin gerekliliğini göstermektedir. Bishop ile yapılan analiz sonucu M-P yönteminden daha yüksek değerler vermektedir. Bu durum moment denge eğrisinin ters eğiminden kaynaklanmaktadır. Bu durumda, dilimler arası kayma kuvvetlerinin ihmal edildiği Bishop yönteminin her zaman güvenli tarafta kalan sonuçlar vereceğini iddia etmek mümkün değildir. M-P gibi hem dilimler arası kayma hem de dilimler arası normal kuvvetleri dikkate alan bir yöntem daha gerçekçi sonuçlar elde edilmesini sağlamaktadır [31].



Şekil 2.14. Bishop ve M-P yöntemlerinin karşılaştırması [31].

2.3.1.6. Genelleştirilmiş Limit Denge Yöntemi (GLE)

Genelleştirilmiş Limit Denge Yöntemi (GLE), literatürdeki tüm limit denge yöntemlerinin en önemli taraflarının kullanıldığı kapsamlı bir çerçeve yöntem olarak görülebilir. Tüm bu yöntemlerinin nihai amacı, şev stabilite analizinde en gerçekçi güvenlik sayısına ulaşabilmektir. Güvenlik sayısı ise başka bir ifade ile belirli bir kayma yüzeyi boyunca zeminin kayma mukavemetini limit değere düşüren katsayı

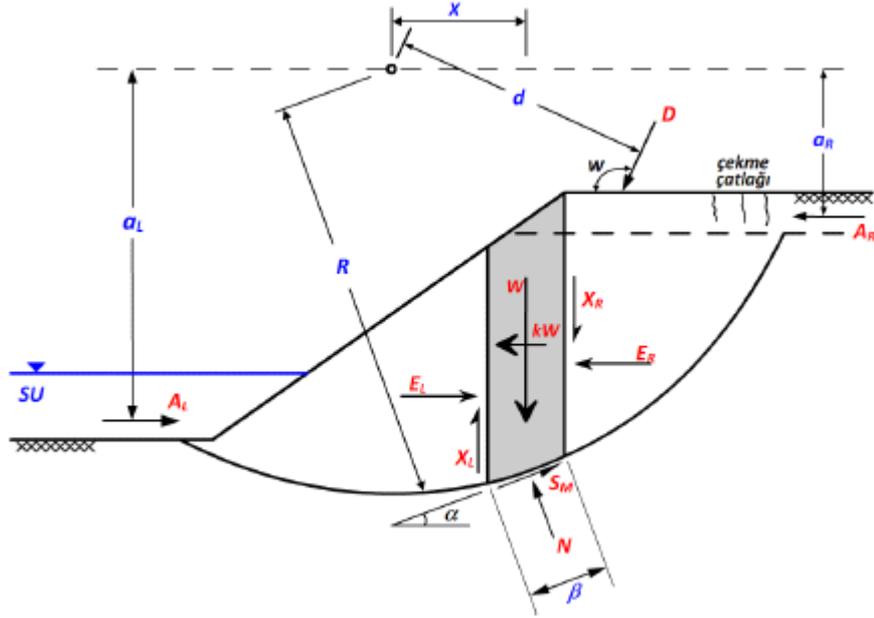
olarak tanımlanabilir. Bu sayının hesaplanabilmesi için öncelikle zeminlerin kayma dayanımının belirlenmesi gerekir ki, efektif gerilme analizi ile bu değer Mohr-Coulomb yenilme teorisine göre aşağıdaki gibi hesaplanabilir:

$$s = c' + (\sigma_n - u) \tan \phi' \quad (2.11)$$

Burada; s : kayma dayanımı, c' : efektif kohezyon, σ_n : toplam gerilme, ϕ' : efektif içsel sürtünme açısı, u : boşluk suyu basıncı

GLE yönteminin kullandığı iki önemli kabul vardır;

- Zemin dayanım parametreleri olan kohezyon ve sürtünme bileşenlerinin güvenlik sayıları aynıdır.
 - İncelenen kayma dairecini oluşturan tüm dilimler için güvenlik sayısı aynıdır.
- Şekil 2.15'te dairesel bir kayma daireci verilmekte ve rastgele bir dilim üzerindeki yatay ve düşey kuvvetler gösterilmektedir [31].



Şekil 2.15. Dairesel bir kayma yüzeyi üzerinde bir dilime etkiyen kuvvetler [31].

Şekildeki sembollerin açıklamaları aşağıda ifade edildiği gibidir.

W: b genişliğinde ve h yüksekliğindeki dilimin toplam ağırlığı

N: dilim tabanındaki toplam normal kuvvet

S_m : dilim tabanında mobilize olan kayma kuvveti

$E_{L,R}$: dilimin solunda ve sağında oluşan dilimler arası normal kuvvet

$X_{L,R}$: dilimin solunda ve sağında oluşan dilimler arası kesme kuvveti

D : çizgisel dış yük

kW : dilim merkezinden etkiyen sismik yük

$A_{L,R}$: dilimin solundan ve sağından etkiyen yeraltı suyu kuvveti

R : dairesel bir kayma durumunda dilim tabanında mobilize olan kayma kuvvetinin O noktasına olan dik mesafesi, yarıçap

α : dilim taban orta noktasına çizilen teğetin yatayla yaptığı açı

d,x,a : geometrik uzunluklar, moment kolları

Limit denge şartlarını aradığımız bu durumda dilim tabanında oluşması gereken kayma dayanımı; (F güvenlik sayısı, β ise dilim taban genişliği olmak üzere)

$$S_m = \frac{S\beta}{F} = \frac{\beta(c' + (\sigma_n - u) \tan \phi')}{F} \quad (2.12)$$

Şekil 2.15' de gösterilen kayma dairesinin güvenlik sayısının çözümü için sisteme ait üç denge denkleminin çözümü gereklidir. Bu denge denklemlerine ilaveten Mohr-Coulomb yenilme teorisine ait kayma mukavemet bağıntısı da bilinmektedir. Bu durumda kayma dairesi üzerindeki her dilim için 4 adet denklem yazılabilmektedir. Eğer incelenen kayma dairesi “n” adet dilime bölündü ise bu durumda 4n adet denklem yazılabilecektir (Çizelge 2.2). Ancak, güvenlik sayısı hesabında bilinmeyenlerin sayısı her zaman bilinenlerden daha fazladır. Çizelge 2.3'te bilinmeyenler ve adetleri detaylı bir şekilde verilmektedir. Bu durumda kayma dairesinin güvenlik hesabı statikçe belirsiz yani hiperstatiktir. Bu nedenle izostatik bir sistem gibi sadece üç denge denklemi ile çözüm mümkün değildir. Diğer limit denge yöntemlerin yaptığı gibi (Çizelge 2.4), hiperstatik olan bu sistemi çözebilmek için kaçınılmaz olarak bazı kabuller yaparak bilinmeyen sayısını azaltmak gerekmektedir. Akla gelen ilk kabuller arasında dilim tabanından etkiyen normal kuvvetin dilim tabanı orta noktasından etkiğidir. Diğer kabuller ise genellikle dilimler arası kuvvetlerin büyüklüğü, doğrultusu ya da etki noktası ile ilgilidir [3].

GLE yöntemi güvenlik sayısı hesabını aşağıdaki kabullere göre yapmaktadır [31].

- Her dilim içindeki düşey kuvvetlerin toplamı dilim tabanındaki N normal kuvvetine eşittir.
- Her dilime etkiyen yatay kuvvetlerin bileşkesi dilimler arası normal kuvvet E 'ye eşittir. E 'nin hesabında kayma doğrultusunda taç kısmına en yakın dilimden başlanarak yapılmaktadır.
- Tüm dilimler için ortak bir dönme noktası için moment değerleri toplanır. Elde edilen toplam, moment dengesi güvenlik sayısı F_m değerini vermektedir.
- Tüm dilimler üzerinde etkili olan yatay kuvvetlerin toplamından kuvvet dengesi güvenlik sayısı F_f hesaplanmaktadır.

Çizelge 2.2. Güvenlik sayısı hesabında çözümü bilinen denklemler [31].

Bilinen Parametre Adedi	Açıklama
n	Yatay yöndeki kuvvetler toplamı
n	Düşey yöndeki kuvvetler toplamı
n	Momentler toplamı
n	Malzemenin göçme şartı
$4n$	Toplam bilinen sayısı

Çizelge 2.3. Güvenlik sayısı hesabında çözümü bilinmeyen denklemler [31].

Bilinmeyen Parametre Adedi	Açıklama
n	Dilim tabanındaki normal kuvvet, N
n	N normal kuvvetinin dilim tabanındaki etki noktası
$n-1$	Dilimler arası normal kuvvet, E
$n-1$	Dilimler arası kayma kuvveti, X
$n-1$	Dilimler arası kuvvetlerin etki noktası
n	Dilim tabanındaki kayma kuvveti, S_m
1	Güvenlik sayısı
1	E ve X arasındaki oran, λ
$6n-1$	Toplam bilinmeyen sayısı

Çizelge 2.4. Kuvvet ve moment dengesi bakımından dilim yöntemlerinin kıyaslanması [32].

Metod	Kuvvet Dengesi		Moment Dengesi
	X	Y	
Fellenius Metodu	Hayır	Hayır	Evet
Bishop Metodu	Evet	Evet	Evet
Basitleştirilmiş Bishop	Evet	Hayır	Evet
Janbu Metodu	Evet	Evet	Hayır
Spencer Metodu	Evet	Evet	Evet
Morgenstern-Price Metodu	Evet	Evet	Evet
Sarma Metodu	Evet	Evet	Evet

Yukarıdaki kabullere rağmen sistem halen statikçe belirsizdir. Bu nedenle diğer yöntemlerde yapıldığı gibi dilimler arası bileşke kuvvetin doğrultusu ile ilgili bir kabul yapmak gereklidir. Bu noktada Morgenstern-Price yöntemi tarafından yapılan dilimler arası kuvvet fonksiyonu tanımlaması kullanılmaktadır. Seçilen kuvvet fonksiyonu ile bileşke kuvvetin doğrultusuna karar verilebilmektedir. Dilimler arası normal kuvvet ve kuvvet fonksiyonu ile seçilen doğrultu bir arada kullanılarak dilimler arası kayma kuvveti hesaplanır. Bir sonraki adımda güvenlik sayıları; moment dengesi F_m ve yatay kuvvet dengesi F_f için ayrı ayrı hesaplanabilir. Kuvvet fonksiyonunun yüzde kaçının (λ) kullanıldığına bağlı olarak elde edilen güvenlik sayıları da değişecektir. Şekil.2.12. ve Şekil.2.14.'de görüldüğü gibi (λ) katsayısının farklı değerleri için F_m ve F_f de farklı değerler almakta ancak belirli bir (λ) değerinde her iki güvenlik sayısı da birbirine yakınsamaktadır. Her iki güvenlik sayısının da birbirine eşit olduğu değer, GLE yönteminden elde edilen güvenlik sayısı olarak kabul edilir. GLE yönteminin M-P yönteminden en önemli farkı; kullanıcının kuvvet fonksiyonları ile birlikte (λ) değerlerini de istediği gibi tanımlayarak, yapılan analizi istediği biçimde kontrol etmesine imkan vermesidir. M-P yönteminde sadece kuvvet fonksiyonları kullanıcı tarafından seçilebilmektedir [3].

Şekil.2.15'te gösterilen kayma dairesi için her dilimdeki moment dengesi yazılırsa (2.13) denklemi elde edilir. Bu denklemde S_m yerine (2.12)'deki denklem konursa moment dengesi güvenlik sayısı F_m (2.14) eşitliği ile elde edilir [31].

$$\sum W_x - \sum S_m R - \sum N_f + \sum kW_e \pm \sum D_d \pm \sum A_a = 0 \quad (2.13)$$

$$F_m = \frac{\sum(c'\beta R + (N - u\beta)R \tan\phi')}{\sum W_x - \sum N_f + \sum kW_e \pm \sum D_d \pm \sum A_a} \quad (2.14)$$

Yukarıdaki eşitlikte N kuvveti de güvenlik sayısının bir fonksiyonu olduğu için (2.14) denklemi doğrusal olmayan bir denklem olarak ifade edilir.

Yine aynı kayma dairesi için yatay kuvvet dengesi yazılırsa (2.15) denklemi elde edilir. Bu denklemde S_m yerine (2.12)'deki denklem konursa kuvvet dengesi güvenlik sayısı F_f (2.16) eşitliği ile elde edilir [31].

$$\sum(E_L - E_R) - \sum(N \sin\alpha) + \sum(S_m \cos\alpha) - \sum kW + \sum D \cos\omega \pm \sum A = 0 \quad (2.15)$$

$$F_f = \frac{\sum(c'\beta \cos\alpha + (N - u\beta) \tan\phi' \cos\alpha)}{\sum(N \sin\alpha) + \sum kW - \sum D \cos\omega \pm \sum A} \quad (2.16)$$

Bir dilimin tabanındaki normal kuvvet düşey denge denklemi ile aşağıdaki gibi hesaplanabilir. Bu bağıntıda mobilize olan kayma dayanımı yerine konduğunda normal kuvvet elde edilir [31].

$$(X_L - X_R) - W + N \cos\alpha + S_m \sin\alpha - D \sin\omega = 0 \quad (2.17)$$

$$N = \frac{W + (X_R - X_L) - \frac{c'\beta \sin\alpha + u\beta \sin\alpha \tan\phi'}{F} + D \sin\omega}{\cos\alpha + \frac{\sin\alpha \tan\phi'}{F}} \quad (2.18)$$

Yukarıdaki eşitliğin güvenlik sayısı F'e bağlı olduğu için doğrusal değildir. Eğer moment dengesi için hesap yapılıyorsa F değeri F_m olarak alınır, eğer kuvvet dengesi için hesap yapılıyor ise F_f ile hesap yapılmalıdır. Taban normal kuvveti N'in bağlı olduğu bilinmeyenler sadece güvenlik sayısı F değildir, aynı zamanda dilimler arası kayma kuvveti X_L ve X_R 'de bu denkleminin bilinmeyenlerindedir.

Güvenlik sayısının hesaplanmasına, dilimler arası normal kuvvetler (E) ile dilimler arası kayma kuvvetlerin (X) ihmal edilmesi ile başlanır. Bu durumda dilim tabanındaki normal kuvvet (N), diğer kuvvetlerin N doğrultusundaki bileşenleri hesaplanarak aşağıdaki eşitlikle hesaplanabilir [31].

$$N = W \cos \alpha - kW \sin \alpha + [D \cos \alpha (\omega + \alpha - 90)] \quad (2.19)$$

Dilimler arası kuvvetler, birbirine komşu iki dilimin arasındaki dik yüzey boyunca oluşan normal ve kayma kuvvetleridir. Soldan sağa doğru kaymaya çalışan bir kayma dairesinde soldaki dilimden başlayarak yapılan bir hesaplama ile her dilimdeki normal kuvvetler elde edilebilir. Her dilim için yatay kuvvet dengesi aşağıdaki gibi yazılabilir ve her dilimin sağ tarafındaki normal kuvvet (2.21) bağıntısıyla elde edilir.

$$(E_L - E_R) - N \sin \alpha + S_m \cos \alpha + kW - D \cos \omega = 0 \quad (2.20)$$

$$E_R = E_L + \frac{(c' \beta - u \beta \tan \phi') \cos \alpha}{F} + N \left(\frac{\tan \phi' \cos \alpha}{F} - \sin \alpha \right) \dots$$

$$\dots - kW + D \cos \omega \quad (2.21)$$

Dilimler arası kayma kuvveti; dilimler arası normal ve kayma kuvvetin bir oranı olarak önerilen aşağıdaki bağıntıya göre hesaplanmaktadır;

$$X = E \lambda f(x) \quad (2.22)$$

2.3.2. Limit Analiz

Limit analiz yöntemine göre göçme durumunu plastisite teorisinin alt sınır ve üst sınır yöntemlerinin çözümleri belirlemektedir. Bu yöntem sadece birleştirilmiş akma kuralının geçerli olduğu ve göçme kriterinin plastik olarak davrandığı durumlarda mukavemet pekleşmesi olmadan göçme meydana gelen “mükemmel plastik” malzemeler için ispatlanabilmektedirler. Limit analiz yöntemi ile elde edilen sınırlar mükemmel plastik malzemedan oluşan bir sistemin göçme sınırlarını belirler [29].

2.3.2.1. Üst Sınır Teoremi

Üst sınır teoreminde önceden belirlenen bir göçme mekanizması için dış kuvvetler tarafından yapılan işin iç enerji dağılımına eşit veya fazla olması durumunda zeminde yenilme meydana gelmektedir [29].

2.3.2.2. Alt Sınır Teoremi

Alt sınır teoremi ile üst sınır teoremi, denge ve iş eşitliği yerine akma koşulu ve göçme mekanizması kullanımı bakımından ayrılmaktadır. Uygulanan gerilme ile zeminin göçme kriterinin hiçbir noktada aşılmaması ve dış yükler ile bu gerilmelerin dengede olması durumunda göçme meydana gelmemektedir. Uygulanan yükleme değeri göçme yükünün alt sınırını oluşturmaktadır. Alt sınır teoremi, güvenlik sayısı hesaplamada güvenli tarafta kalan bir tahmin sağlar. Basit ve homojen şevlerde güvenlik sayılarının tahmini için halen kullanılan birtakım abaklar mevcuttur. Abaklardaki üst sınır ve alt sınır çözümlerinden elde edilen değerler yardımı ile stabilite sayılarını bulunmaktadır [29].

2.3.3. Dayanım Azaltma Yöntemi

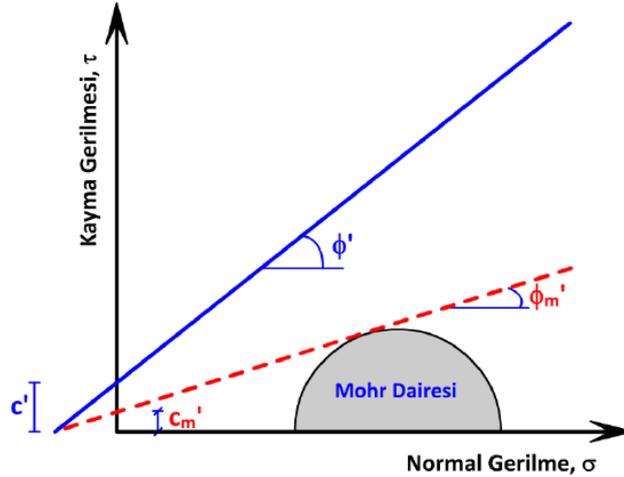
Dayanım azaltma yöntemi ile bir şev iki boyutlu veya üç boyutlu olarak modellenip güvenlik sayısı hesaplanabilir. Bu yöntemde şevde meydana gelen yenilme, yerçekimi etkisi ve kayma dayanımının azalması ile oluşmaktadır. Denge analizlerinde olduğu gibi dilimler arası kuvvetler için varsayım gerektirmez. Gerilmeler, deformasyonlar ve boşluk suyu basınçları hakkında bilgi verir. Dayanım azaltma yöntemi kullanımı genellikle Mohr-Coulomb kriterinde oldukça yaygındır. Dayanım azaltma yöntemi geoteknik mühendisliğinde çok kullanılan sonlu elemanlar ve sonlu farklar analiz programları tarafından oldukça kabul gören bir yöntemdir. Analizlerde belirlenen yakınsama kriterleri ve dengelenmemiş kuvvet oranları koşullarında çözüm gerçekleşmediği takdirde şevin denge durumunda olmadığı kabul edilir. Bu nedenle belirlenen yakınsama kriterleri ve dengelenmemiş kuvvet oranları güvenlik sayısı belirlemede oldukça etkili bir parametredir. Denge durumunun bozulması durumu araştırmacılar tarafından farklı göçme kriterleri ile tanımlanmıştır [29].

2.3.3.1. Doğrusal Yenilme Zarfına Sahip Malzemelerde Dayanım Azaltma Yöntemi

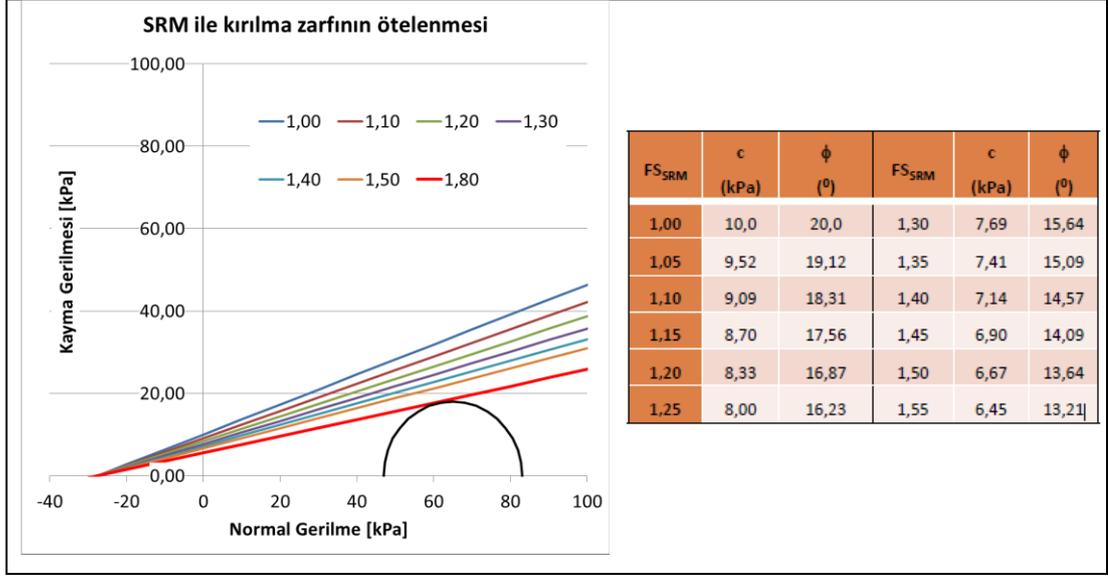
Sonlu elemanlar yöntemlerine (Finite Element Method, FEM) dayanan şev stabilite analizleri, şevin göçme durumundaki güvenlik sayısını ayrıntılı bir şekilde tanımlamazlar. Bu sebeple dayanım azaltma yöntemi (Strength Reduction Method, SRM) olarak adlandırılan yöntem kullanılır. Bir şev için güvenlik sayısı, zemin dayanım parametreleri olan kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ) değerlerinin şevi göçmeye götürecek değere ulaşana kadar ard arda azaltılması ile elde edilmesi olarak ifade edilmiştir. Bu yöntemin kullanılması ile, mobilize olan şevin dayanım parametreleri; efektif kohezyon c'_m ve efektif içsel sürtünme açısı ϕ'_m aşağıdaki bağıntılarda ve buna göre oluşan Mohr-Coulomb (MC) yenilme zarfının değişimi Mohr dairesi üzerinde gösterilmiştir (Şekil.2.16 ve Şekil.2.17).

$$c'_m = \frac{c'}{GS_{SRM}} \quad (2.23)$$

$$\phi'_m = \tan^{-1} \left[\frac{\tan(\phi')}{GS_{SRM}} \right] \quad (2.24)$$



Şekil 2.16. Azatılmış kayma dayanım parametlerine göre MC yenilme zarfı.



Şekil 2.17. Dayanım azaltma yöntemi (SRM) ile kırılma zarfı ve güvenlik sayısının belirlenmesi.

2.3.3.2. Doğrusal Olmayan Yenilme Zarfına Sahip Malzemelerde Dayanım Azaltma Yöntemi

Dayanım azaltma yönteminde stabilite analizi yapılırken kayma dayanımı parametreleri göçme anına ulaşana kadar ardışık olarak azaltılmaktadır. Dayanım azaltma yönteminin en yaygın kullanımı Mohr-Coulomb kriterinde uygulanmaktadır. Ancak stabilite analizi yapılacak şev zemin veya kayalardan oluşabilir. Zeminlerin davranışı doğrusal Mohr-Coulomb kriteri ile tanımlanırken kaya kütlelerinin davranışının doğrusal olmayan Hoek-Brown yenilme kriteri ile tanımlanması oldukça yaygındır. Bu nedenle ayrılmış kaya ve kaya kütlelerinde stabilite analizi yapılırken araştırmacılar tarafından farklı metotlar uygulanmıştır [29].

2.3.4. Yer Çekimi Arttırma Yöntemi

Bu yöntemde şev stabilite analizleri gerçekleştirilirken, dayanım azaltma yönteminin (SRM) aksine dayanım parametreleri olan kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ) sabit kalarak, göçme meydana gelene kadar zeminin birim hacim ağırlığı (γ) veya yerçekimi ivmesi (g) arttırılır. Güvenlik sayısı ise; göçme meydana getiren kritik

değerin, başlangıç durumundaki birim hacim ağırlığına γ veya yer çekim ivmesine (g) bölünmesiyle hesaplanır [29].

$$GS = \frac{\gamma_{göçme}}{\gamma} = \frac{g_{göçme}}{g} \quad (2.25)$$

2.4. ŞEVLERİN STABİLİZASYONU

Stabilite analizleri sonucu üzerinde çalışılan şev yeterli güvenlikte değilse, geoteknik mühendisleri sorunlu şevi iyileştirme adına çeşitli stabilizasyon yöntemleri üzerinde çalışırlar. Genellikle ekonomik çözümler bulunabilir, bu konuda birçok yöntem vardır. Ancak en ekonomik ve etkin yöntem heyelan riskli bölgelerden uzaklaşmaktır. Şehir planları yapılırken bu bölgelerde imara izin verilmemeli ve mevcut yerleşimin güvenli bölgelere nakli gibi konular düşünülmelidir. Heyelan riskinden kaçınmanın gerçekçi olmadığı durumlarda toplumlar, riski en aza düşürecek şekilde, yerleşimin türünü ve/veya yoğunluğunu sınırlayan politikaları da tercih etmektedirler [1].

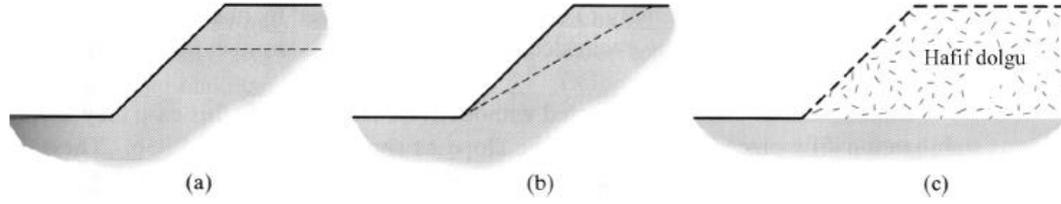
Şevleri stabilize etmede her biri belirli koşullara hitap eden çok sayıda yöntem kullanılmaktadır. Teknik olarak uygulanabilir yöntemleri seçmede aşağıdaki faktörlerin göz önüne alınması gerekir [21,22]:

- İyileştirmenin amacı
- Yapım için gerekli süre
- Saha topoğrafyası, ekipman ve uzman durumu
- Mülkiyet sınırları ve mevcut yapılaşmanın durumu
- Estetik ve maliyet

Şev stabilizasyon yöntemlerinin ortak ve esas amacı; dayanımını arttırmak, kesme gerilmelerini azaltmak veya her ikisi ile birlikte fayda sağlamaktır. İyileştirme yöntemlerinde, birkaç teknik bir arada kullanılabilirdiği gibi tek bir teknik de kullanılabilir.

2.4.1. Yük Kaldırma

Şevde kesme gerilmelerini azalmasına imkan veren bu yöntem; şev yüksekliğini azaltarak veya şev eğimini düşürecek şekilde yük kaldırmaktır (Şekil 2.18) [22].



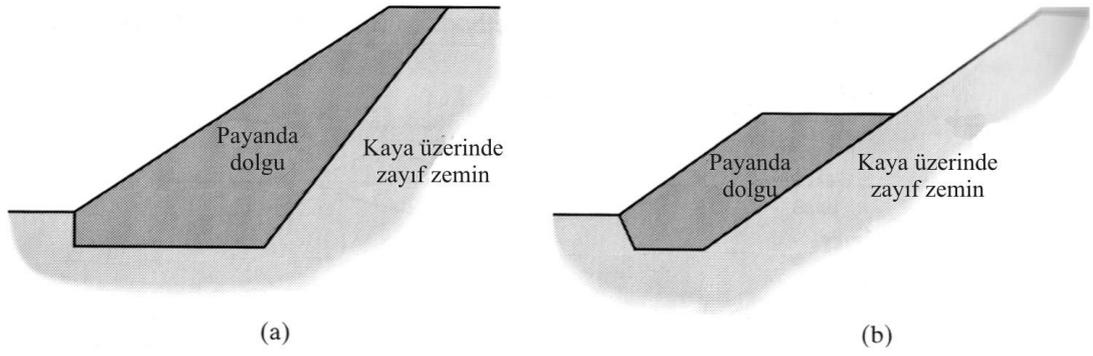
Şekil 2.18. Yük kaldırma yoluyla şev iyileştirilmesi; a) Şev yüksekliğinin azatılması b) şev oranının arttırılması c) hafif dolgu malzemesi kullanılması [22].

Yük kaldırmada diğer bir yöntem de uçucu kül, talaş, polistiren gibi köpük malzemeler şev malzemesi yerine kullanılarak şevi kaydıran kuvvetler azaltılabilmektedir. Bu dolgular zeminde büyük kesme gerilmelerine neden olmaksızın şevlerin inşasına izin verirler [3].

2.4.2. Payandalama

Kazı şevlerinin kısa dönem stabilitesi uzun dönem stabilitesinden genellikle daha yüksektir. Bu özellik geçici dik kazı şevleri yapmayı mümkün kılar. Bu durum özellikle yeraltı suyunun düşük olduğu mevsimlerde inşaat yapıldığı zaman geçerlidir. Bu davranış şevleri güçlendirmek için payanda dolgular yapmada kullanılabilir.

Payandalama sağlamlaştırmak istenilen kazı şevini fazla kazmak; sonra da yüksek kaliteli dolgu kullanarak (doğal zeminlerden daha yüksek kohezyon ve içsel sürtünme açısına sahip zemin) şevi yeniden dizayn etmektir. Tabi projelendirmede önemli olan payanda boyutunun potansiyel kayma yüzeyi güvenlik sayılarına göre kabul edilebilir şekilde seçilmesi gerekir. Payanda tabanı Şekil 2.19a'da gösterildiği gibi zeminde dış derinliği oluşturarak yapılmalıdır. Payandalar kazı yapmadan da yapılabilir. Bu durumda Şekil 2.20b'de gösterildiği gibi şevin ön kısmına yerleştirilen dengeleyici dolgular yapılır. Payanda dolgular moloz taş tahkimatlar şeklinde de yapılır.



Şekil 2.19. Payanda Dolgular tipleri. a) Kazı yapılarak b) Kazı yapılmadan.

2.4.3. Kademelendirme

Kademelendirme, şev stabilizasyonu sürecinde sıklıkla kullanılan bir yöntemdir. Bu yöntemde, eğimli bir arazinin istikrarını sağlamak için Şekil 2.20’de görüldüğü gibi şevi birden fazla düzeye veya kademeye bölmek ve her bir kademeyi ayrı ayrı stabilize etmek amaçlanır. Kademelendirme, şev üzerindeki zemin yükünü ve yerçekimi etkilerini azaltarak şevin güvenliğini artırmayı hedefler. Kademelendirme yönteminin bazı avantajları vardır. İlk olarak, kademelendirme yöntemi, şev üzerindeki yükü dağıtarak yerçekimi etkilerini azaltır. Şev üzerindeki zemin yükü, yükseklik arttıkça artar. Kademelendirme ile şev, birden fazla düzeye bölünerek her bir kademede daha az zemin yükü bulunur, bu da şevin stabilitesini artırır. İkinci olarak, kademelendirme yöntemi, şev üzerindeki hidrolik basıncı azaltır ve suyun birikmesini önler. Şev üzerindeki su birikimi, heyelana ve erozyona neden olabilir. Kademelendirme ile her bir kademede suyun daha etkin bir şekilde tahliye edilmesi sağlanır, böylece şevin stabilitesi artar. Ancak, kademelendirme yönteminin bazı sınırlamaları da vardır. Örneğin, her bir kademede farklı dayanma yapıları kullanıldığında, yapıların geçiş bölgelerinde ekstra dikkat ve hesaplama gerektirir. Ayrıca, kademelendirme yöntemi genellikle daha fazla alan gerektirir, bu da bazı projelerde yerleşim veya mülkiyet kısıtlamalarına neden olabilir.



Şekil 2.20. Kademelendirilmiş şev örnekleri.

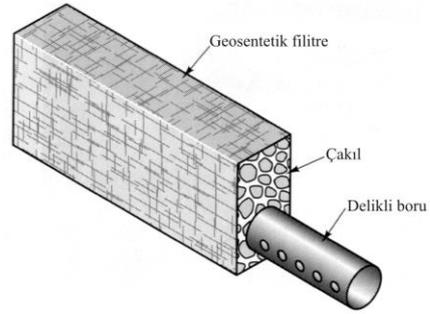
2.4.4. Drenaj

Su, şev duraylılığı problemlerinin “ana sebebidir”. Bu yüzden, stabilizasyon önlemleri genellikle hem yüzey hem de yeraltı suyunu drene etmeyi kapsar. Bu önlemler boşluk suyu basınçlarını azaltarak (böylece dayanımı arttırarak) ve zemini kurutarak (dayanımını arttırır ve ağırlığını azaltır) duraylılığı geliştirir. Drenaj, diğer metotlarla beraber uygulanarak birçok probleme uzun vadede çözüm sağlamaktadır. Yüzeysel drenaj yüzey sularının kontrol altına alarak şevin içine sızmasına fırsat vermeden uzaklaştırılması amacıyla yapılır. Bunlar çoğunlukla Şekil 2.21’de gösterildiği gibi betonla kaplı hendeklerden oluşur. Derin drenajda amaç zeminde mevcut yeraltı suyunu çıkarmaktır. Derin drenaj yüzeysel drenaja göre daha pahalı ama daha etkili bir yöntemdir. Bu yöntemler;

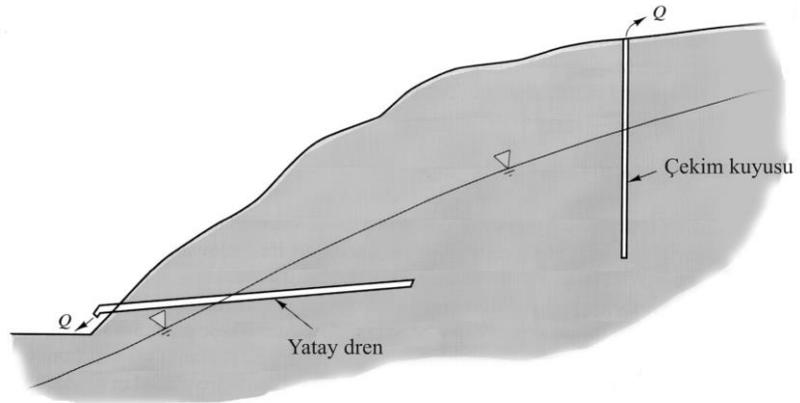
- Perfore boru drenleri suyu toplamak ve güvenli bir bölgeye taşımak için zemin içine gömülen delikli özel borulardan oluşur. Bu boruların etrafı Şekil 2.22’de gösterildiği gibi suyun girişine yardımcı olmak ve ince zemin tanelerinin boru içine yıkanmasını ve boruyu tıkanmasını önlemek için çakıl ve filtre kumaş ile sarılır.
- Kuyular zemin içinde açılan düşey delikler olup, Şekil 2.23’te gösterildiği gibi suyu çıkartmak için pompalar ile donatılır. Pompaların yerleştirilmesi ve işletilmesi pahalı olup, bakım gerektirirler.
- Yatay drenler Şekil 2.23’te gösterilen şev yüzeyinden içeriye doğru bir miktar eğimli açılırlar. Yeraltı suyunun yolunu kesmek ve cazibe ile suyu uzaklaştırmak için planlanırlar. Yatay drenler pompa gerektirmezler. Bu yüzden, yerleştirilmeleri ve bakımları pahalı değildir [22].



Şekil 2.21. Bir yarma şevinde tipik yüzey drenajı beton hendek [22].



Şekil 2.22. Delikli boru dreni [22].



Şekil 2.23. Yeraltı suyunu uzaklaştırmada kuyular ve yatay drenlerin kullanımı [22].

2.4.5. Yapısal Stabilizasyon

Diğer seçenek, yapısal elemanlar kullanarak şevi stabilize etmektir. Bunlar çok sayıda çeşitli istinat duvarları, pasif kazıklar, ankrajlı sistemler ve şevin donatılandırılmasıyla stabilizasyon gibi yöntemlerdir. Bu yöntemler tipik olarak çok pahalı olmakla birlikte, özellikle kentsel alanlarda belirli koşullarda ekonomik olabilirler. İstinat duvarları; işlevsel olarak iki farklı seviyedeki zemini tutan ve bu nedenle arkasındaki zeminden dolayı oluşan yanal zemin basınçlarını ön görülen güvenlikte karşılamaya çalışan yapılardır. Bu tür yapılar yanal itki kuvvetlerini genellikle kendi ağırlıkları ile dengeleyen ve eğilme rijitlikleri çok büyük ve çok az deformasyon yapan tekil yapılardır.

2.4.5.1. Ağırlık Taş İstinat Duvarları

Ağırlık türü istinat duvarları, en eski ve en basit, yaygın olarak kullanılan klasik duvar türleridir. Ağırlık istinat duvarları, taş kagir ve beton malzemeden yapılan eğilme rijitlikleri oldukça büyük ve zemin itkilerini kendi kütleleri ile dengelemeye çalışan, rijit ötelenme ve dönme şeklinde harekete zorlanan masif yapı sistemleridir. Harçlı veya harçsız taş örgü istinat duvarları, donatısız veya kısmen donatılmış masif beton istinat duvarları ağırlık türü masif istinat duvarlarına örnektir. Kagir istinat duvarı olarak da isimlendirilen taş örgü istinat duvarlarının yanal stabilitesi, sadece duvar ağırlığına bağlı olduğundan, yanal kuvvetlerin sınırlandırılması için kot farkı 4-5 m metreyi aşan yüksekliklerde kullanılmaları güvenli değildir. Duvar örgüsündeki taşları birbirine bağlamak açısından çimento harçlı taş örgü duvar yapılması tercih edilir. Duvar malzemesi çekmeye dayanıksız olduğundan duvar içinde çekme gerilmesine izin verilmez. Taş örgü kagir duvarlar gibi ağırlık türü olan beton duvarlar, tam rijit masif yapılardır. Donatısız istinat duvarları, yanal zemin basınçları etkisi altında gövdelerinde eğilme oluşmayacak şekilde tasarlanırlar. Ancak taban ve gövdesi masif beton olan bu duvarların beton hacminde bir miktar azalma yapılarak maliyeti düşürülebilir. Bu durumda, beton duvarda eğilme sonucu ortaya çıkacak çekme gerilmelerinin bulunduğu kısımlara az miktarda donatı yerleştirilerek oluşturulan, kısmen donatılmış masif istinat duvarları kullanılabilir. 4-4,5 m yüksekliğe kadar

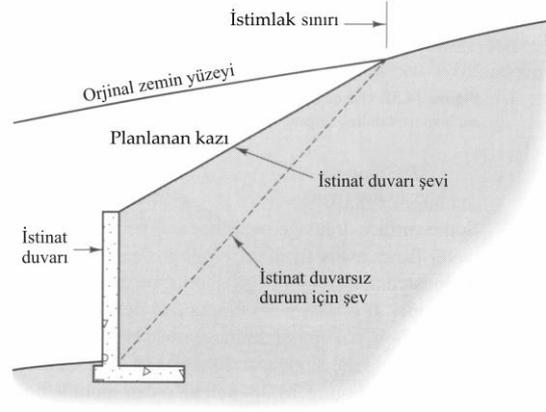
ekonomiktir [8]. Şekil 2.24'te kademelendirme ve taş duvarın birlikte kullanıldığı bir şev stabilizasyonu görülmektedir.



Şekil 2.24. Kademelendirme ve taş duvarın birlikte kullanıldığı şev stabilizasyonu.

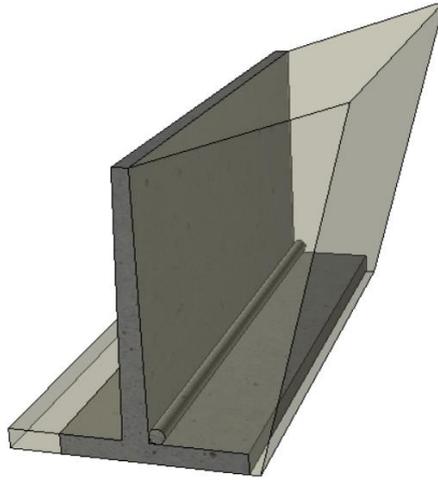
2.4.5.2. Betonarme Konsol İstinat Duvarları

Güvenlik, projelendirme ve uygulama açısından elverişli ve yüksek duvar yapma imkanı veren yerinde yapım betonarme istinat konsol duvarları yaygın olarak tercih edilmektedir. İstinat duvarları bazen bir şev yerine kullanılırken, kimi zaman da daha duraylı bir durum oluşturmak için şev ile birlikte kullanılırlar (Şekil 2.25). Zemin yükleri altında arkasındaki dolgu ve kendi ağırlığı ile birlikte kayma ve dönme hareketine zorlanan kuvvetler göz önüne alınarak hesap yapılır.



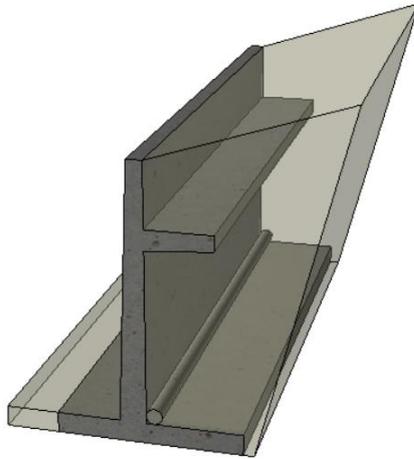
Şekil 2.25. Şevleri stabilize etmede istinat duvarlarının kullanımı [22].

Yerinde yapım betonarme konsol istinat duvarları, duvar yüksekliğinin 4-4.5m'den daha fazla olması durumunda 8m yüksekliğe kadar ekonomik olabilmektedir [8]. Genelde bir taban plağı ve bu plağa ankastre gövde perdesinden oluşan bu duvarlar; ters T, L veya ters L biçiminde yapılırlar. Şekil 2.25'te gösterildiği gibi ters T biçimindeki konsol istinat duvarlarında, sistemin stabilitesine olumlu yönde katkıda bulunmak için, arka temel plağı, dolgu tarafına doğru daha uzun yapılarak, gövde arkasındaki temel plağı üzerine gelecek zemin dolgusunun ağırlığından faydalanılır. Ayrıca, ters T biçimindeki konsol istinat duvarlarında, zemin yanal basınç kuvveti ile duvar ağırlığı ve arka temel plağı üzerindeki dolgu ağırlığının oluşturdukları bileşke kuvvetinin yeri, arka temel çıkma uzunluğu ayarlanarak temel tabanı ortasına yaklaştırılabilir. Böylelikle, tabanda oluşan zemin gerilmeleri küçülür ve farklı oturma yapabilecek zeminlerde duvarın dönmesi önlenmiş olur. Arsa sınırı veya akarsu kenarı gibi nedenlerle gövde önünde temel çıkması yapma imkanı olmayan durumlarda, temelin tamamı arka dolgu tarafında olmak üzere, "L" biçiminde konsol istinat duvarı yapılabilir. Ancak bu durumda temel ön ucunda zemin gerilmeleri çok büyük olabilir.



Şekil 2.26. Ters T biçiminde betonarme konsol istinat duvarı.

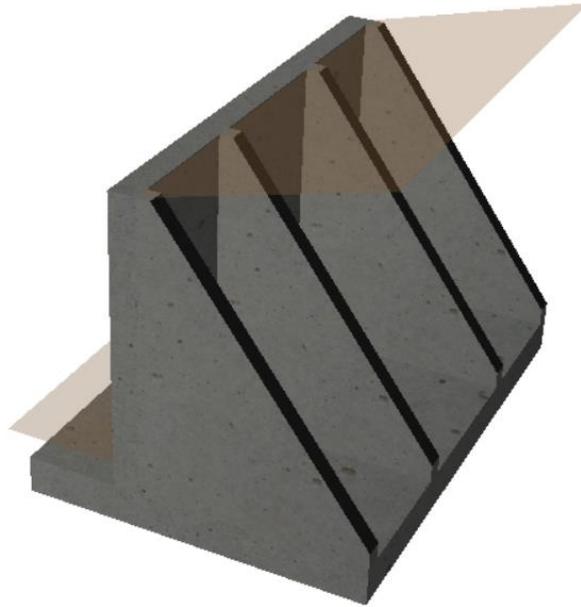
Zemin kazısının mümkün olmadığı durumlarda ise, temel tabanının tamamı öne doğru ve gövde perdesi bir miktar temel zeminine ankastre olacak şekilde, Ters L biçiminde konsol istinat duvarı yapılabilir. Gövde perdesinin taban plağı üzerindeki yeri veya taban plağının gövde perdesinin önünde ve arkasındaki konumu, duvarın yapılacağı yerdeki arsa sınırı, temel ve gövde arkasındaki zemin özellikleri ve duvar yüksekliği gibi faktörlere bağlı olarak belirlenir. İstinat duvarının çok yüksek olması durumunda, konsol istinat duvarının gövdesinde yapılacak yatay hafifletme konsolları ile daha uygun boyutlu ve daha ekonomik çözümler elde edilebilir (Şekil 2.26). Yatay hafifletme konsolları, yatay yük ve gövde moment dağılımının konsol seviyesindeki sürekliliğini değiştirerek azalmalarına ve tasarım momentlerinin daha dengeli duruma gelmelerine sebep olurlar.



Şekil 2.27. Hafifletme konsolu uygulanan konsol istinat duvarı.

2.4.5.3. Betonarme Nervürlü İstinat Duvarları

Konsol istinat duvarlarının 7-8 m'den daha yüksek yapılması durumunda gövde plağı ile taban plağının birbirine ankastre olduğu en kesit içinde çok büyük eğilme momentleri oluşur. Bu ise beton ve enkesit alanının büyümesine ve dolayısıyla maliyetin yükselmesine neden olur. Bu durumda Şekil 2.28'de olduğu gibi gövde ve temel plağına belirli aralıklarla konulacak destek elemanları (Nervür) ile duvar yüksekliği arttırılabilir. Nervürlü istinat duvarında destek elemanları gövdenin arkasına, önüne veya her iki tarafına da konulabilir. Genellikle, görünüş ve yer kaybı gibi nedenlerle nervürlerin gövdenin arka yüzünde yapılması tercih edilir. Zemin basınçları altında konsol duvarların dengesi, gövde ve taban plaklarının birleştiği enkesit içinde ortaya çıkan büyük eğilme momentleri ile karşılanırken, nervürlü duvarın dengesi ise; rijitlikleri oldukça büyük olan nervür elemanlarında ortaya çıkan aksenal kuvvet ve eğilme momentleri ile karşılanır. Ayrıca, tek yönlü konsol plak şeklinde çalışan gövde ve taban plakları, nervür eleman nedeniyle üç tarafı mesnetli plak biçiminde çalışırlar. Böylece iç kuvvet tesirleri de azalmış olur. Plak elemanların, gövde üst kenarına ve nervürün bulunduğu taraftaki taban ucuna konulacak kiriş ile, dört kenardan mesnetli plak biçiminde çalışmaları da mümkün olabilir.



Şekil 2.28. Betonarme nervürlü istinat duvarı.

2.4.5.4. Donatılı Zemin Duvarları (Toprakarme Duvar)

Zemin basınçta güçlüdür fakat neredeyse hiç çekme mukavemeti yoktur. Bu nedenle zemine çekme mukavemeti kazandırma amacıyla donatı görevi göreceğ malzemeler dolgu inşaatı sırasında zemine eklenebilir. Böylece normalde yapılabileceğinden daha dik şevler oluşturulabilir. Bazen düşeye yakın yüzeyler oluşturularak istinat yapısı gibi çalışmaları sağlanabilir. Henri Vidal adına patentli bir uygulama olan donatılı zemin duvarı, içerisine şerit şeklinde yatay konumlu donatı elemanları yerleştirilmiş, sıkıştırılmış dolgudan oluşur (Şekil 2.29). Donatı elemanı olarak çelik şeritler, polimer bazlı geogridler, tel kafesler, geosentetikler kullanılabilir. Dolgunun dökülmesini önlemek ve estetik bir görüntü oluşturmak üzere donatı elemanlarının dış uçlarına irtibatlı yüzey elemanları yerleştirilir. Bu tip yapılar gittikçe daha popüler olmaktadır, özellikle otoyol inşaatlarında viyadük yaklaşım dolgularında sıklıkla kullanılır (Şekil 2.30). Avantajları düşük maliyet ve farklı oturmalara toleranslı olmalarıdır.



Şekil 2.29. Donatılı zemin dolgusunda donatıların yerleştirilmesi.



Şekil 2.30. Şevde donatlı zemin uygulaması.

2.4.5.5. Sandık (Gabion) Duvar

Kaya parçalarının önceden hazırlanmış tel sandıklar içerisine doldurularak üst üste yerleştirilmesi ile inşa edilirler (Şekil 2.31). Yapımı pratik ve kolay olup zor arazi şartlarında inşa edilebilirler. Esnek bir yapıya sahip olan sandık elemanları yeterli bir yüzeyaltı drenajına da imkan sağlar. Sandık (gabion) duvar tipi taş malzemesinin kolaylıkla bulunabildiği yerlerde şev ve düşey yarmaların durayılığını korumada en ekonomik çözümü getirir.



Şekil 2.31. Sandık (gabion) duvar uygulaması.

2.4.5.6. Kafes Duvarlar

Birbirlerine bağlanabilen prekast beton elemanlardan oluşur (Şekil 2.32). Oluşturulan yapı dolgu ile doldurulur, içine doldurulan zemin direnç için gerekli ağırlığı sağlar. Duvar arka dolgusu drenaja uygun bir malzemeyle doldurulduğu sürece duvar yüzünden drenaj mümkündür. Kafes (crib block) duvarlar yanal ve düşey hareketlere karşı çok esnek olmaları nedeniyle yamaç ve şevlerin tutulmasında önemli işlev yapma yeteneğine sahiptir. Kafes duvarların hasar görmeden 4 m ye kadar yatay ve 70 cm ye kadar düşey hareketler yapabildiği saptanmıştır.

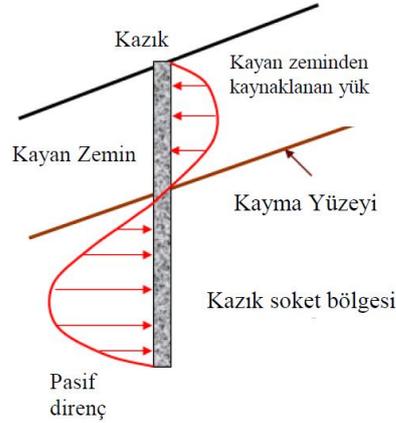


Şekil 2.32. Kafes duvar uygulaması.

2.4.5.7. Pasif Kazıklar (Kazıklı İksa Sistemi)

Şev hareketlerini önlemede etkili bir yöntem olarak pasif kazıklar; kayma potansiyeli olan bir zemin kütlelerinin içerisinde geçerek kayma yüzeyinin altına kadar uzanan dayanımı yüksek zemine soketlenen dairesel kesitli betonarme kazık sistemleridir. Kayan kütlelerin stabilizasyonu, soket bölgesinde oluşan pasif direnç ile sağlanır (Şekil 2.33). Pasif kazıkların kalıcı ankrajlar ile desteklenmesi de mümkündür. Fore kazık

teknîğiyle arazide açılan deliklere donatı yerleştirip beton dökülmesiyle uygulanır. Fore kazık uygulaması olarak adlandırılan yerinde dökme kazıklar maliyetli bir yöntem olmasına karşın birçok probleme karşı kesin çözüm olarak sunulabilmesi nedeniyle ülkemizde oldukça yaygın bir kullanım alanı bulmuştur (Şekil 2.34). Büyük miktarlarda kazı gerektiren klasik duvarın inşası sırasında, kazı ile yerinden kaldırılan zemin kütlesi şevin duraylılığını bozarak ve durdurucu kuvvetleri azaltarak şantiye alanında şevin göçmesine neden olabilir. Bu yöntemlerin aksine kazık uygulaması sırasında şevin güvenlik katsayısında potansiyel olarak herhangi bir azalma görülmez. Kazık yöntemiyle şevlerin duraylılığının sağlanması genellikle, yüksek sürtünme dirençli ve kohezif zeminler için daha uygun görülmektedir. Aynı zamanda sığ heyelanlarda da uygulanması oldukça başarılı sonuçlar vermektedir [23].

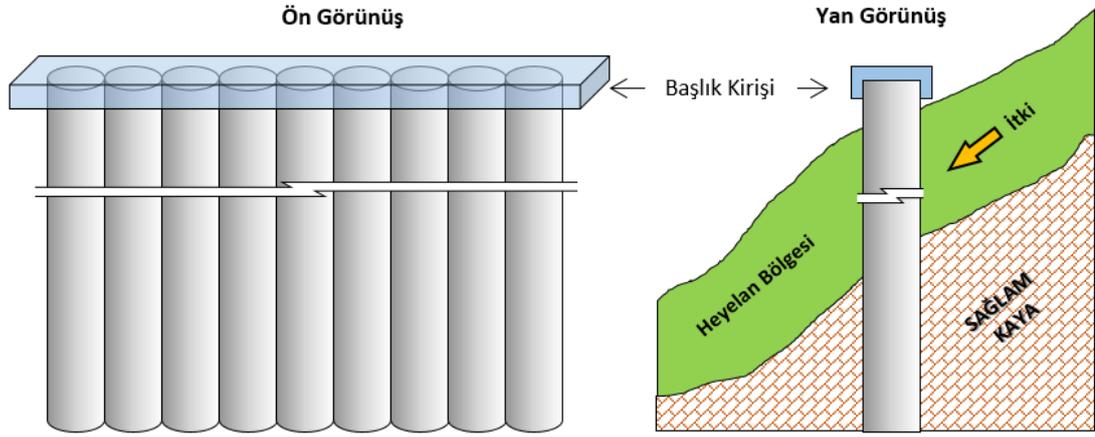


Şekil 2.33. Pasif kazıklarda yük dağılımı.



Şekil 2.34. Fore kazık uygulaması ile şev stabilizasyonu.

Kazıklı iksa sistemi zemin cinsine ve yer altı su seviyesinin durumuna bağlı olarak aralıklı kazık, teğet kazık ve kesişen kazık olmak üzere üç gruba ayrılmaktadır. Şekil 2.35'te teğet kazık sistemi gösterilmiştir. Aralıklı kazıklar imalatı hızlıdır ve diğer yöntemlere göre daha pratiktir. Kazık aralığı tasarlanırken, kazıklar arasında kalan zeminin dökülme potansiyeli nedeniyle özellikle kohezyonsuz zeminlerde aralığın çok fazla olmamasına dikkat edilmelidir. Aralıklı kazıklı duvar sistemi, yer altı su seviyesi yüksek olan iri taneli zeminlerde genellikle tek başına yeterli olamamakla birlikte geçici kazı destek yapısı sistemi olarak kullanılmaktadırlar. Kesişen kazıklar yer altı su seviyesinin yüksek olduğu zeminlerde tercih edilir. Diğer esnek duvar tiplerine göre yatay deplasmanları daha azdır. Bu tip dayanma yapısı sistemleri her türlü geometriye göre uyarlanabilir.

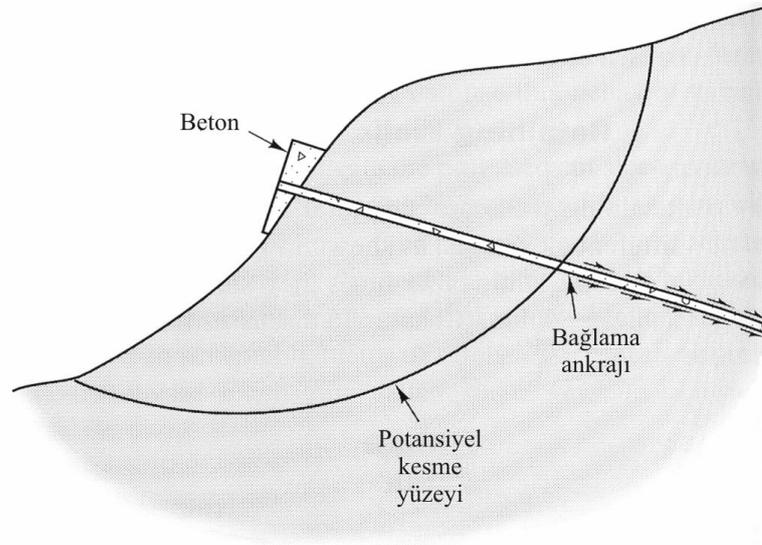


Şekil 2.35. Şevde pasif kazık uygulaması olarak teğet kazıklar.

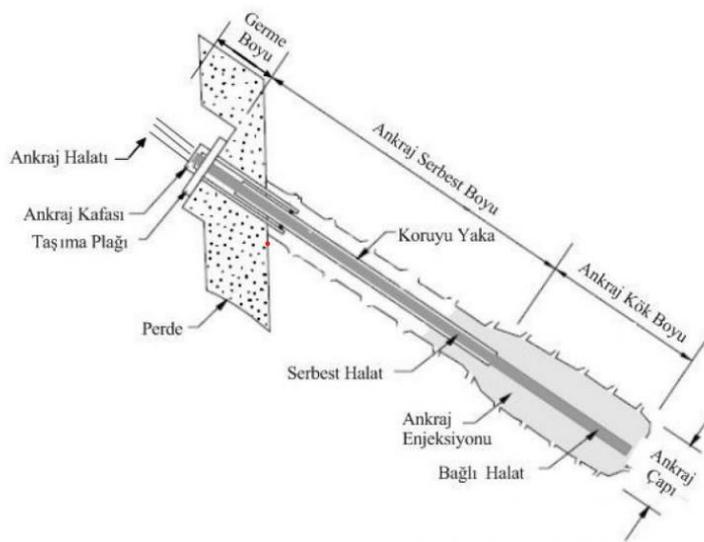
2.4.5.8. Ankrajlar

Ankraj, yatay olarak belirli bir açı ile zeminin içine açılmış deliklere, yüksek mukavemetli ve korozyona dayanıklı öngermeli çelik bir halat ya da halatlar demeti yerleştirilip daha sonra bu deliklere beton enjeksiyonu yapılarak oluşturulan ve kendi üzerine uygulanan gerilme kuvvetini kayma dairesinin oldukça ilerisindeki sağlam zemine ileten yapısal bir uygulamadır (Şekil 2.36). Bu yöntem genellikle çok pahalı olmakla birlikte, arazinin pahalı olduğu kentsel alanlarda ekonomik olabilir [22]. Toptan göçme yüzeyinin derinde olduğu ve ağırlık duvarlarının ekonomik olmadığı durumlarda kullanılırlar. Zemin veya kayanın aktif kuvveti bu çekme elemanları

sayesinde durdurulmaktadır. Çok fazla yanal basınçla birlikte kesme kuvvetlerinin artışıyla kazıklar çökebilir ve böyle durumlarda da ankrajlar tercih edilebilmektedir. Kohezyonsuz zeminlerde sıkça kullanılırlar fakat uzun süreli yük taşıma kapasitelerindeki sınırlardan dolayı orta yumuşak kohezyonlu zeminlerde fazla tercih edilmezler. Kafa, gövde ve kök olmak üzere üç bölümden oluşurlar (Şekil 2.37). Kök kısmı enjeksiyonla yerleştirilir, bu sebeple çekme kuvvetleri kafa kısmında meydana gelir. Ankrajlar genellikle yatayla 10 ile 30 derece arasında bir açıyla yerleştirilir ve tasarım yükleri 50 ile 130 ton arasında değişir [23].



Şekil 2.36. Şevleri stabilize etmede geri bağlama ankrajlarının kullanımı[22].



Şekil 2.37. Zemin ankraj bileşenleri.

2.4.5.9. Palplanş Perde

Palplanşlar, şev iyileştirmelerinde genellikle geçici olarak kullanılan esnek yapı elemanlarıdır (Şekil 2.38). Palplanş perde, çakarak, titreşim veya statik baskı ile sürülerek tatbik edilen, birbirine geçen çelik veya beton palplanş elemanlarından oluşur (Şekil 2.39). Zemin içindeki ankastrelik boyu, zeminin pasif direnci ve palplanş kesitinin eğilme mukavemeti ile palplanş arkasındaki zemin ve su etkisini karşılayacak şekilde belirlenir. Palplanşlar, konsol (gömme) ve ankrajlı (bağlamalı) olarak sınıflandırılırlar.

Ankrajlı palplanşlar; 10 metreden fazla duvar yüksekliğinin olduğu durumlarda yatay basınç kuvvetlerinin oldukça fazla olması sebebiyle tercih edilirler.

Avantajları:

- a) Proje ve uygulaması bilinen klasik ve denenmiş bir destek yapısıdır.
- b) Yeraltı suyu olan bölgelerde kullanılabilir.
- c) Geçici destek yapılarında, tekrarlı kullanıma uygun olduğundan ekonomik ve hızlı bir yöntemdir.
- d) Uygulama ve kullanılan palplanşların kilit kalitesine bağlı olmak şartıyla yeraltı suyu altında yapılan kazılarda kuruya yakın çalışma ortamı temin edilebilmektedir.
- e) Kanal şeklindeki uzun ve dar kazılarda çok etkili bir destek yapısı yöntemidir.

Dezavantajları:

- a) Uygulaması özel ekipman gerektirir.
- b) Palplanşların çakım ve çekimi gürültüldür ve yakın yapılarda titreşime (ve dolayısıyla deformasyonlara) yol açabilir.
- c) Palplanş elemanları tekrarlı kullanımlarda zaman içerisinde deforme olabilir, özellikle kilitleri, kilit contaları hasar görebilir.
- d) Sert ve çok sıkı zeminlerde sürülmesi zordur.
- e) Destek yapısı ile desteklenebilecek kazı derinliği sınırlıdır. Palplanş elemanları eklenerek kazı taban kotu altında (kazı çukuru içine su gelişini azaltmak amacıyla) boyu uzatmak uygun zemin koşullarında mümkün olabilmektedir.



Şekil 2.38. Palplanş perde uygulaması.



Şekil 2.39. Palplanş çakımı.

BÖLÜM 3

MODEL BİR ŞEV ÖZELİNDE ÖRNEK OLAY İNCELEMESİ

Günümüzde şev stabilizasyonu, geoteknik mühendisliğinin en önemli ve karmaşık konularından biridir. Özellikle kazı çalışmalarının yapıldığı alanlarda, şevlerin stabilizasyonu, güvenli ve sürdürülebilir bir yapısal çözüm gerektiren kritik bir adımdır. Şevlerin istikrarının sağlanması, çevresel etkilere dayanıklılığın artırılması ve can ve mal kaybını en aza indirme gibi önemli faktörler göz önüne alınarak ele alınmalıdır. Şev stabilizasyonu, doğal veya yapay şevlerin stabilize edilmesi amacıyla çeşitli yapılar ve teknikler kullanılarak gerçekleştirilen bir süreçtir. Bu yapılar arasında ağırlık taş duvarları, betonarme konsol istinat duvarları ve kazıklı iksa sistemleri en yaygın olarak kullanılanlardır.

Bu çalışmanın amacı, sorunlu şevlerin stabilize edilmesinde kullanılan üç farklı dayanma yapısının performansını karşılaştırmalı bir yaklaşımla analiz etmektir. Çalışma kapsamında model bir şev üzerinde kazı yüksekliği artırılarak sırasıyla; ağırlık taş duvar, betonarme konsol istinat duvarı ve kazıklı iksa sistemlerinin şevi güvenle tutabildiği boyutlar üzerinden maliyeti karşılaştırılmıştır.

Bu tez kapsamında belirlenen hedeflere ulaşmak amacıyla çalışmaya, şev stabilite analizlerinde kullanılacak model bir şev geometrisi ve bu model şev için oluşturulacak zemin profili ile zemin mühendislik özelliklerinin tanımlanması ile başlanılmıştır. Sonraki aşamada modellenen şevler üzerinde planlanacak yapı temel geometrisine göre farklı yükseklikte kazı şevleri oluşturularak, dayanma yapıları tasarlanılmıştır. Kademe kademe artan kazılarla şevi güvende tutabilmek için bu üç farklı dayanma yapısı kullanılarak şevin güvenliği ve dayanma yapılarının maliyetleri değerlendirilmiştir. Zemin profili ve mukavemet parametreleri sabit tutulan bu model şevde kazı yüksekliği artırılarak önce ağırlık taş duvar, betonarme konsol istinat ve sonrasında ise kazıklı iksa yapısı kullanılarak şev stabilizasyonu değerlendirilmiştir.

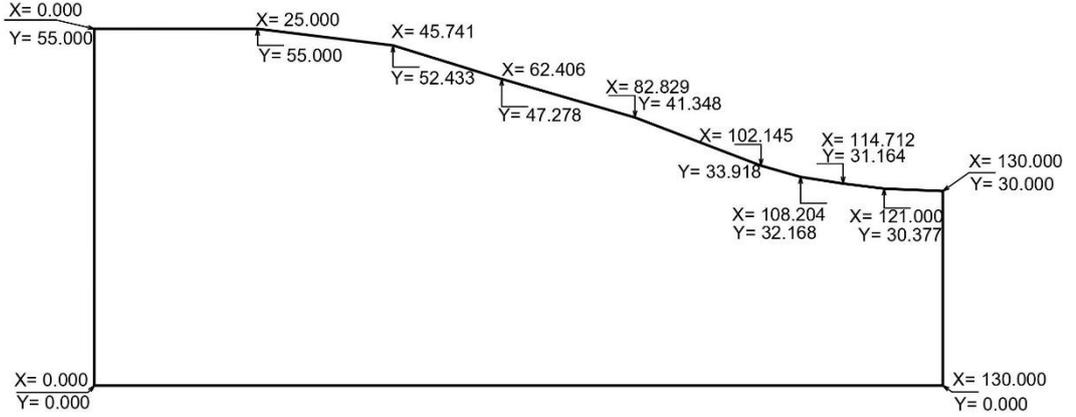
Çalışma kapsamında kazı yüksekliği arttıkça ağırlık taş duvar ve betonarme konsol istinat duvarının yetersiz kaldığı senaryoda kazıklı iksa sistemi ile stabilite sağlanarak şev stabilite çözümleri irdelenmiştir. Bu kapsamda yapılacak simülasyonlar geoteknik projelerde oldukça yaygın olarak kullanılan sonlu elemanlar yöntemi esasına dayanan Plaxis 2D (V.21) yazılımı [3,4] ile yapılmıştır. Şev analizi sonrası dayanma yapılarının stabilite kontrolleri, betonarme hesap ve metrajları Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği-2018'e (TBDY-2018) uygun olarak analiz eden istCAD programında yapılmıştır. Ayrıca dilim yöntemine dayanan eşdeğer statik limit denge analizleri yapan istCAD yazılımında dayanma yapıları için toptan göçme güvenliği sonuçlarına bakılarak sonlu elemanlar yöntemine dayanan Plaxis programından bulunan şev güvenlik sayısı ile karşılaştırılmıştır.

Bu çalışma, mühendislik tasarımı açısından önemli bir katkı sağlamayı hedeflemektedir. Örneğin, farklı dayanma yapılarının şev stabilitesi üzerindeki etkilerini karşılaştırmalı bir şekilde değerlendirerek, dayanım kabiliyeti, yapı maliyeti ve inşaat süresi gibi faktörleri göz önünde bulundurarak en uygun dayanma yapısını belirlemek mümkün olacaktır. Ayrıca, bu çalışma, benzer şev stabilizasyon projelerinde karşılaşılan sorunları anlamak ve gelecekteki projeler için tasarım sürecini iyileştirmek için bir temel oluşturacaktır.

3.1. MODEL ŞEV VE MÜHENDİSLİK ÖZELLİKLERİ

Bu tez kapsamında belirlenen hedeflere ulaşmak amacıyla, şev stabilite analizlerinde kullanılacak model bir şev geometrisi Şekil 3.1'de ve bu model şev için oluşturulacak zemin malzeme ve mühendislik özellikleri Çizelge 3.1'de tanımlanmıştır. Model şevin geometrik sınırları oluşturulurken; sonlu elemanlar ağı hesaplarını yeteri kadar oluşturabilmek için kazı derinliği ve tasarlanacak dayanma yapısı boyutlarına göre Plaxis programının minimum model sınırları dikkate alınmıştır. Şev zemin profili tek tabaka kumlu kil malzemedir. Analizlerde zemin profili ve mukavemet parametreleri sabit tutulmuştur. Şevin tepe bölgesinde kenar sınırından 5m mesafeden başlayan 17m uzunluğunda 75 kN/m dış yük girilmiştir. Eğimli bir yüzeye sahip parselde düz alan elde etme maksadıyla, model şevin topuk bölgesinden 2m kademeli kazılarla ilerleyerek oluşan durumlar için farklı dayanma yapıları tasarlanmıştır. Kazıdan çıkan

malzeme geri dolguda kullanılmıştır. Kontrollü sıkıştırılarak yapılacak geri dolgunun elastisite modülü $E' = 10.000$ kPa olarak girilmiştir.



Şekil 3.1. Model şev geometrisi ve koordinatları.

Çizelge 3.1. Model şev zemin malzeme ve mühendislik özellikleri.

Malzeme sınıfı	Kumlu Kil
Malzeme modeli	MC
Drenaj durumu	Drenajlı
Doğal birim hacim ağırlık, γ_{unsat}	16,50 kN/m ³
Doygun birim hacim ağırlık, γ_{sat}	18,50 kN/m ³
Efektif elastisite modülü, E'	20.000 kPa
Efektif poisson oranı, ν'	0,35
Efektif kohezyon, c'	7 kPa
Efektif içsel sürtünme açısı, ϕ'	31°
Dilatasyon açısı, Ψ	1°
Yatay permeabilite katsayısı, k_x	0,0001 m/gün
Düşey permeabilite katsayısı, k_y	0,0001 m/gün
Arayüz dayanımı	Manuel
Arayüz dayanım azaltma Katsayısı, R_{inter}	0,67
K_0 Det.	Auto

PLAXIS 2D (V.21) programında gerçekleştirilen tüm modellemeler esnasında;

- Program tarafından önerilen standart değerler olduğu gibi kabul edilmiştir.
- “Model: Plain strain”, “Elements: 15-Noded”, “Length: m”, “Force: kN” olarak seçilmiştir.
- Sonlu eleman ağları, genel kabalık derecesi “medium” seçeneği seçilerek oluşturulmuştur. Hiçbir projede, herhangi bir eleman için özel kabalık derecesi tanımlanmamıştır.

Modellerdeki yapısal elemanlar için parametreler hesaplanırken;

- Tüm betonarme elemanlar için C30/37 betonun malzeme özellikleri kullanılmış ve elastisite modülü (E), 32000 MPa olarak hesaplamalara dahil edilmiştir.
- Betonun Poisson oranı 0,2 olarak seçilmiştir.
- 2 boyutlu modellenen dayanma yapıları sayfa düzlemine dik 1m derinlik için hesap edilir.

Bir iksa yapısı için, drenajsız dayanım parametrelerinden elde edilen sonuçlardan ziyade, uzun dönemli etkiler için efektif dayanım parametreleriyle yapılan analizlerin sonuçlarının, daha kritik olduğu genel kabulüyle analizlerde uzun dönem parametreleriyle çalışılmıştır. Başlangıç geometri durumu eğimli arazi yapısı olduğu için “Gravity Loading” yerçekimi yüklemesi; sonlu eleman hesaplamasında başlangıç gerilmeleri yatay olmayan katmanlar olarak seçilmelidir.

Şev stabilite analizlerinde yatay deprem katsayısının ne alınabileceği konusunda literatürde kesin bir yaklaşım yoktur [13]. Bu konuda çalışmış araştırmacılara bakıldığında genelde 0,10-0,20 aralığında yatay deprem katsayısı önerdiği görülmüştür. Plaxis programında depremleri için pseudo static analiz yapılarak, yatay eşdeğer deprem katsayısı $k_h=0,15g$ alınmıştır.

Plaxis sonlu eleman yazılımıyla statik ve depremleri durum için; sevi yeterli güvenlik sayısıyla tutabilecek dayanma yapıları boyutlandırılarak analiz edilecektir. Sonrasında

istCAD programında; TBDY-2018' e göre taş duvar ve konsol istinat duvarı için stabilite kontrolleri olan kayma, devrilme ve zemin gerilmesi tahkikleri yapıpı betonarme hesap ve metrajı hesaplanacaktır. Ayrıca istCAD programı ile dilim yöntemine dayanan eşdeğer statik limit denge analizleri yaparak, dayanma yapıları için toptan göçme güvenliği kontrolü sağlanacaktır (TBDY-2018 madde:16.13.7)[33].

İstCAD programında yapılacak hesaplar için deprem yönetmeliği hesap parametreleri Çizelge 3.2'de verilmiştir.

Çizelge 3.2. Deprem yönetmeliği ve hesap parametreleri.

DEPREM YÖNETMELİĞİ VE HESAP PARAMETRELERİ			
Yerel Zemin Sınıfı	Z	ZD	TBDY Tablo 16.1
Harita Spektral İvme Katsayısı	S _s	0,557	
Yerel Zemin Etki Katsayısı	F _s	1,35	TBDY Tablo 2.1
Tasarım Spektral İvme Katsayısı	S _{DS}	0,75	S _{ds} =S _s .F _s (TBDY 2.1)
Statik-eşdeğer deprem azaltma katsayısı	r	2	TBDY Tablo 16.7
Temel taşıma gücünün karakteristik dayanımı	q _k	350 kN/m ²	
Temel taşıma gücü dayanım katsayısı	γ _{Rv}	1,4	TBDY Tablo 16.2
Temel taşıma gücü tasarım dayanımı	q _t	250 kN/m ²	q _t =q _k /γ _{Rv}
Temel zemini kohezyonu	c	5 kN/m ²	
Temel zemini sürtünme katsayısı	μ	0,6	TBDY Tablo 16.3
Zemin şev açısı	β	17°-18°	
Duvar arka yüzeyinin taban ile yaptığı açı	ψ	90°	
Zemin ile duvar arasındaki sürtünme açısı	δ _d	20°	

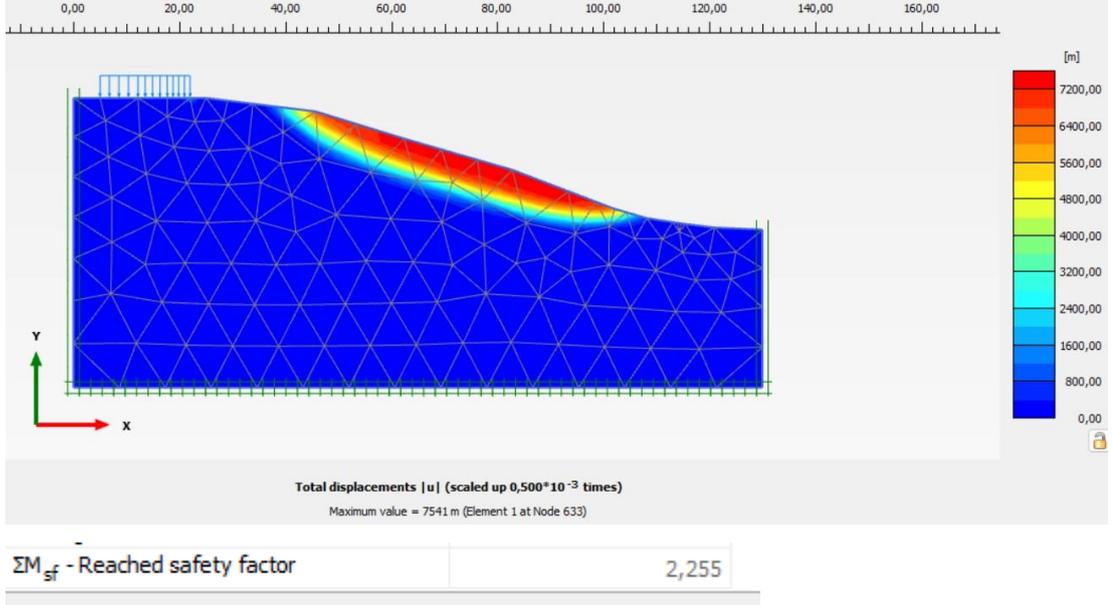
Yatay statik- eşdeğer deprem katsayısı K_h = 0.4 x S_{DS} / r = 0.15

Düşey statik- eşdeğer deprem katsayısı K_v = 0.5 x K_h = 0.075

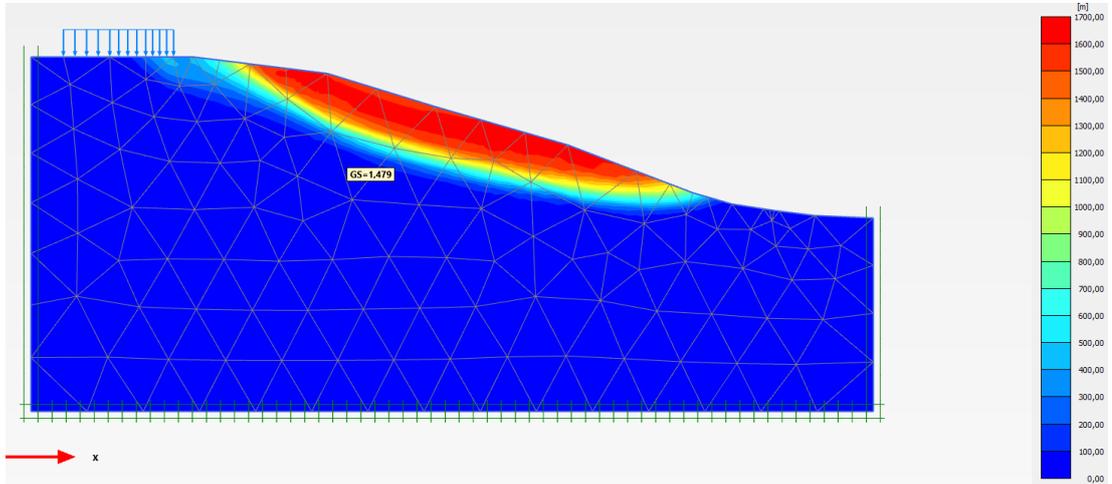
3.2. MODEL ŞEV STABİLİTE ANALİZİ

Plaxis yazılımında modellenen şevin kazı öncesi şev stabilite analizleri yapıldığında; şevin güvenlik sayısı statik durumda 2,255 olarak hesap edilmiştir (Şekil 3.2.). Depremlili durumda ise güvenlik sayısı 1,479 olarak bulunmuştur (Şekil 3.3.). Bu durumda sorunsuz stabil duran şevin topuk bölgesinde kayma yüzeyinin bitiminde

yapılacak kademeli kazılarla şev stabilitesi irdelenecek, bozulan dengenin yeterli güvenlikte sağlanması için dayanma yapıları tasarlanacaktır.



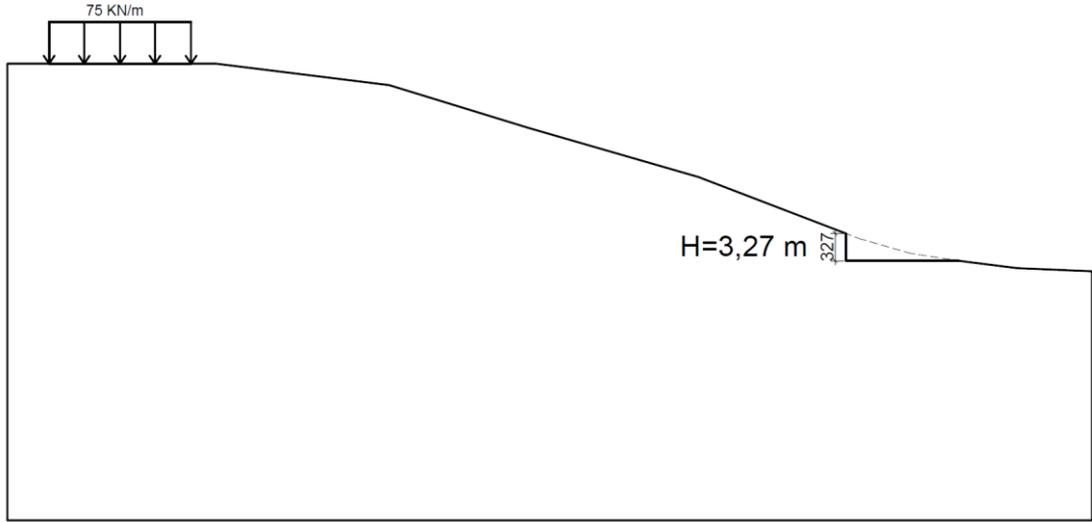
Şekil 3.2. Kazı öncesi statik durum için şev güvenlik sayısı.



Şekil 3.3. Kazı öncesi depremlı durum için şev güvenlik sayısı.

3.3. ŞEVDE 3,27 m YÜKSEKLİĞİNDE KAZI İÇİN STABİLİTE ANALİZLERİ

Şevin topuk bölgesinde düz bir alan açabilmek için planlanan kazılarla, Şekil 3.4'teki gibi 3,27 m dik yüksekliği güvenle tutabilecek dayanma yapısı olarak öncelikle taş duvar ve konsol istinat duvarı irdelenmiştir. Zemin malzemesinin hem kohezyonlu hem de sürtünmeli birimleri barındıran karışık yapısından dolayı dik kazılarda göçme ile karşılaşılabilir. Bu durumda kazının sağlıklı ilerlemesi ve dayanma yapısı inşasının yapılabilmesi için kazılara eğim verilerek başlanılmıştır. Bu doğrultuda yapılacak kazılar için kazı yüksekliği ve şev oranları yapılacak olan dayanma yapısı temel-gövde durumuna göre değişiklik arz etmektedir. Bu nedenle kazı sonrası durum için şev analizleri, ağırlık taş duvar ve konsol istinat duvarı için oluşturulan çözümlerde verilmiştir. Bu durum kazı yapılan tüm projelerde geçerlidir.

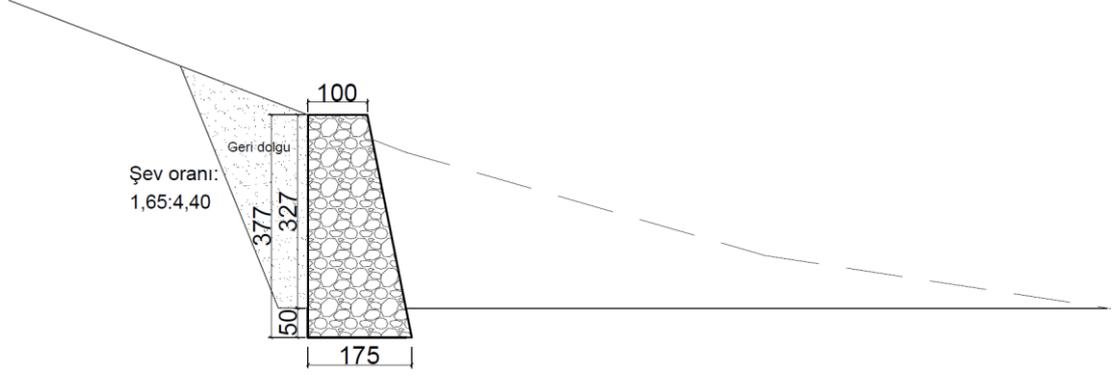


Şekil 3.4. Şevde 3,27 m dik kazı

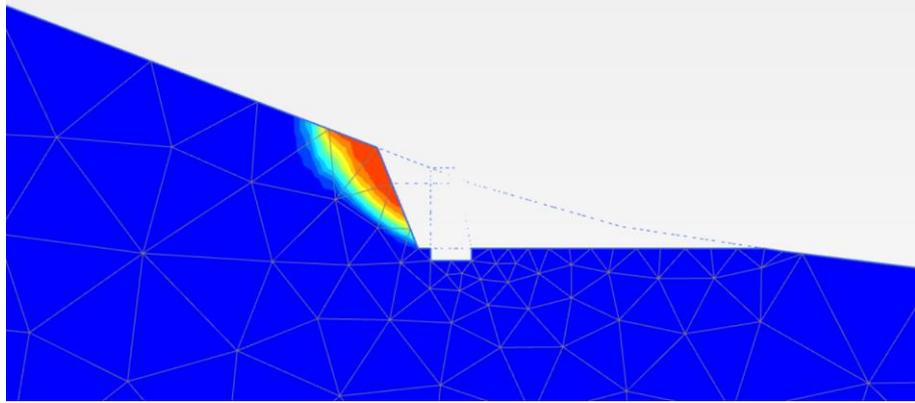
3.3.1. Proje 1: H=3,77 m Ağırlık Taş Duvar ile Çözüm

Plaxis yazılımında modellenen şevde 3,27 m dik yükseklik önüne yapılacak taş duvarıyla şev analizi incelenecektir. Öncelikle Şekil 3.5'te olduğu gibi 1,65:4,10 şev oranında kazı yapılarak başlanılmıştır. Kazı sonrası durum için şev güvenlik sayısının 1,086 olduğu görülmüştür (Şekil 3.6). Bu durumda şevi güvenle tutabilecek ağırlık taş duvar Plaxis yazılımında modellenirken 20kN/m^3 birim hacim ağırlığına sahip bir zemin gibi tanımlanmıştır. Taş duvar boyutları Şekil 3.5'te olduğu gibi alt

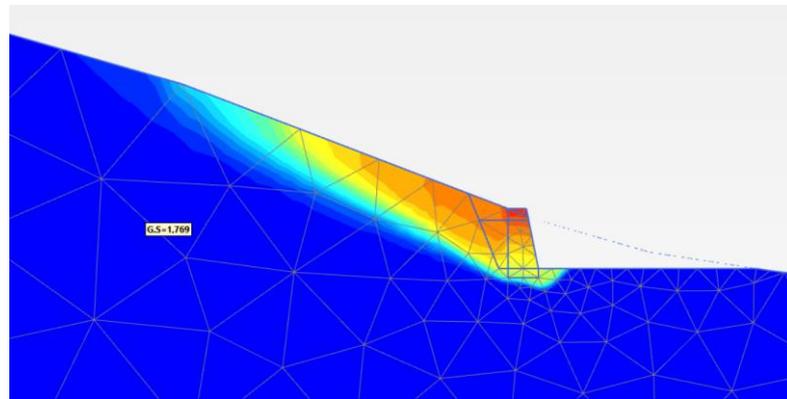
tabanı 175 cm, üstü 100 cm genişliğinde, 377 cm yüksekliğindedir. Sonraki aşamada duvar arkası geri dolgusu yapılarak şev analizi yapılmıştır. Analiz sonucu şevin güvenlik sayısı statik durum için 1,769 (Şekil 3.7) depremlili durumda ise 1,281 ile başarılı olunmuştur (Şekil 3.8).



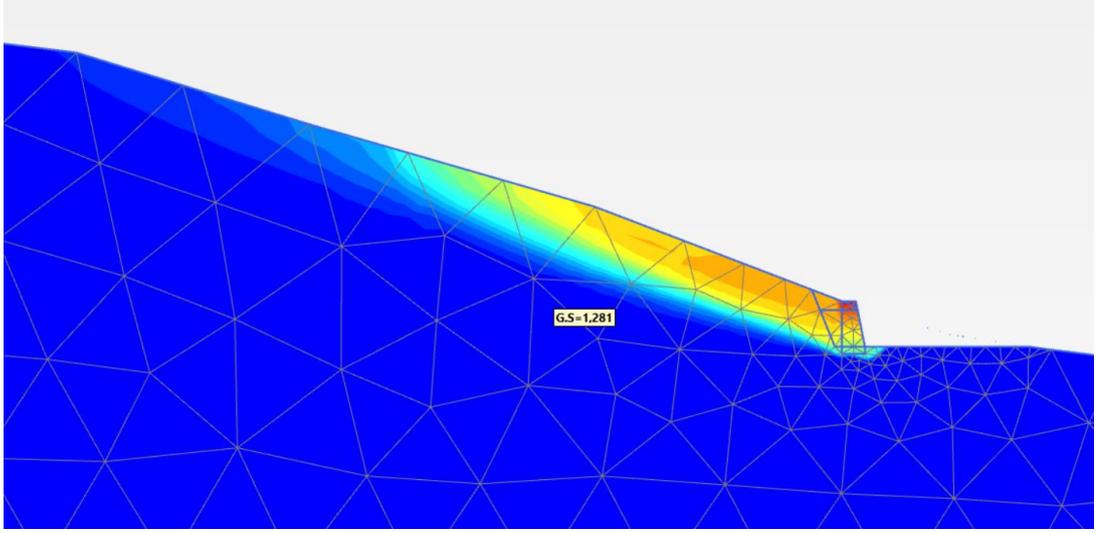
Şekil 3.5. H= 3,77 m Ağırlık taş duvarı boyutları ve şev kesiti.



Şekil 3.6. Kazı sonrası durum için şev analizi



Şekil 3.7. H= 3,77 m Taş duvarı ile çözümde statik durum için güvenlik sayısı.



Şekil 3.8. H= 3,77 m Taş duvarı ile çözümde depremlı durum için güvenlik sayısı.

Sonlu elemanlar yazılımıyla şev analizleri yapılan taş duvar, TBDY-2018 göre dayanma yapılarının stabilite kontrolleri için istCAD programında modellenerek incelenmiştir. Buna göre kayma, devrilme ve zemin gerilme tahkiklerinin yeterli güvenliği sağladığı görülmüştür (Şekil 3.9). Ayrıca dilim yöntemine dayanan eşdeğer statik limit denge analizleri yapılarak, taş duvar için toptan göçme güvenliği; statik durum için $\gamma_{Rk} = 1,76$ depremlı durum için $\gamma_{Rk_dep1} = 1,62$ ve $\gamma_{Rk_dep2} = 1,58$ olarak hesap edilmiştir (Şekil 3.10).

Toptan göçme analizinde kullanılan simgelerin açıklamaları aşağıda ifade edildiği gibidir.

γ_{Rk} : Kaymaya karşı güvenlik katsayısı

γ_{Rk_dep1} : (1-kv) için depremlı durum kaymaya karşı güvenlik katsayısı

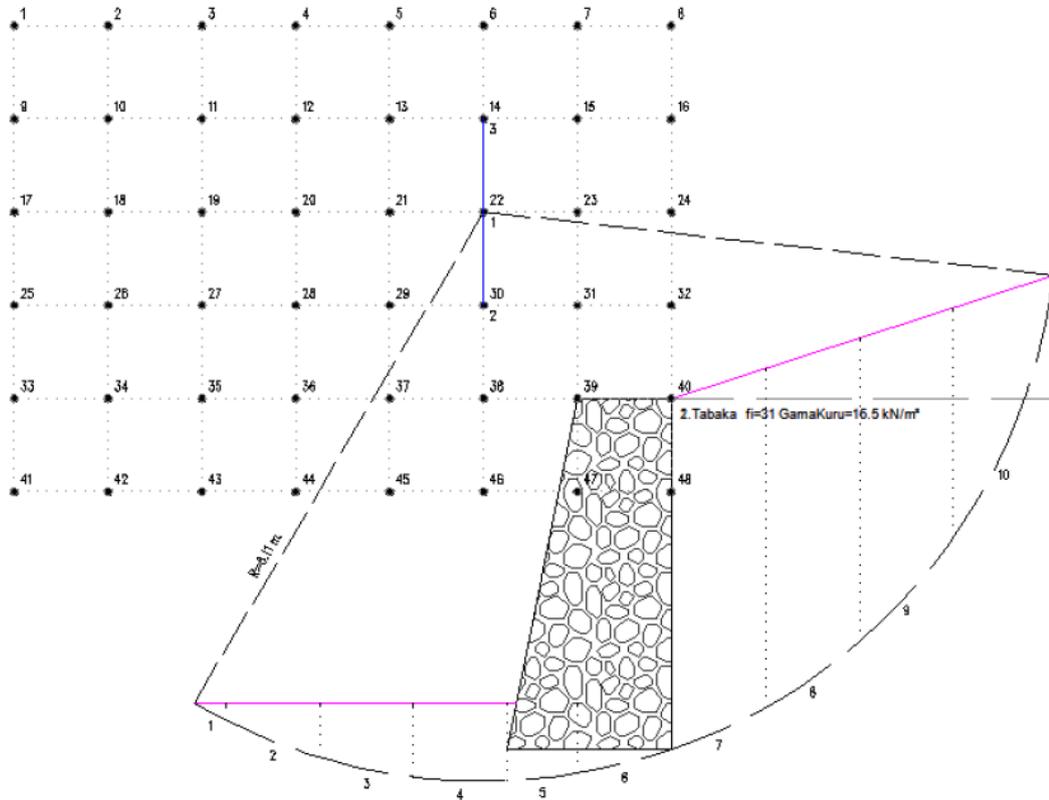
γ_{Rk_dep2} : (1+kv) için depremlı durum kaymaya karşı güvenlik katsayısı



BİLGİLENDİRME NOTLARI

No	Durum	Bilgilendirme Mesajı
1		Kayma Tahkiki
2	✓	Statik - Kayma Güvenliği ✓ $V_{thStatik} = 22.55 < R_{thStatik} + \gamma_{Rp} * R_{pt} = 65.24$ [Oran : 2.89 > 1.50] ✓
3	✓	(1-kv) - Kayma Güvenliği ✓ $V_{thDep1} = 62.38 < R_{thDep1} + \gamma_{Rp} * R_{ptDep1} = 69.41$ [Oran : 1.11 > 1.00] ✓
4	✓	(1+kv) - Kayma Güvenliği ✓ $V_{thDep2} = 66.34 < R_{thDep2} + \gamma_{Rp} * R_{ptDep2} = 70.34$ [Oran : 1.06 > 1.00] ✓
5		Devrilme Tahkiki
6	✓	Statik - Devrilme Güvenliği ✓ $E_{DevSta} = 20.91 < R_{dev_sta} / \gamma_{RdevSta} = 49.69$ [Oran : 5.94 > 2.50] ✓
7	✓	(1-kv) - Devrilme Güvenliği ✓ $E_{DevDep1} = 91.21 < R_{dev_dep1} / \gamma_{RdevDep} = 100.90$ [Oran : 1.44 > 1.30] ✓
8	✓	(1+kv) - Devrilme Güvenliği ✓ $E_{DevDep2} = 102.73 < R_{dev_dep2} / \gamma_{RdevDep} = 115.69$ [Oran : 1.46 > 1.30] ✓
9		Zemin Gerilme Tahkiki
10	✓	Statik - durumda zemin gerilmesi. $G1 = 53.16 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
11	✓	Statik - durumda zemin gerilmesi. $G2 = 74.62 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
12	✓	(1-kv) - Depremlil - durumda ($G2 = -59.53 < 0$) ve ($e=0.54 < B/3=0.58$) olduğundan $G1 = 197.37 \rightarrow G1_{rev} = 242.62$ olarak düzeltme uygulanmıştır.
13	✓	(1-kv) - Depremlil - durumda zemin gerilmesi. $G1 = 242.62 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
14	✓	(1+kv) - Depremlil - durumda ($G2 = -46.10 < 0$) ve ($e=0.48 < B/3=0.58$) olduğundan $G1 = 185.59 \rightarrow G1_{rev} = 208.35$ olarak düzeltme uygulanmıştır.
15	✓	(1+kv) - Depremlil - durumda zemin gerilmesi. $G1 = 208.35 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
16		Diğer

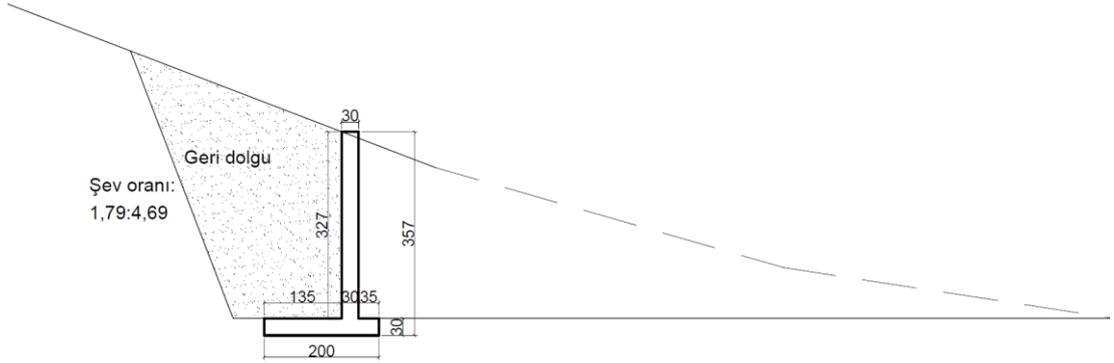
Şekil 3.9. H= 3,77 m Taş duvarı için istCAD yazılımında stabilite kontrolleri.



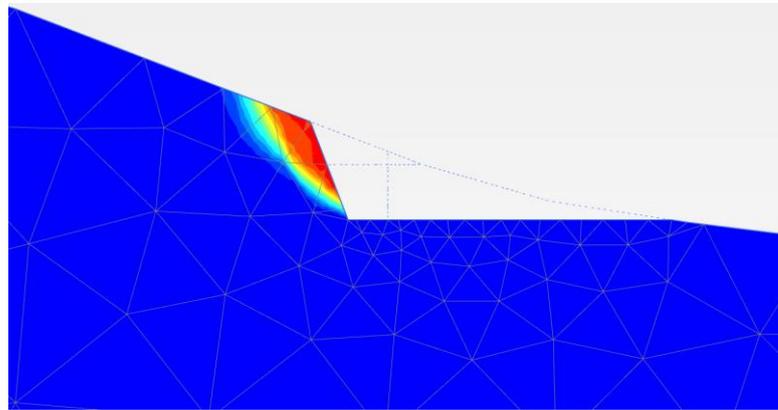
Şekil 3.10. H= 3,77 m Taş duvarı için istCAD programında toptan göçme analizi.

3.3.2. Proje 2: H=3,57 m Betonarme Konsol İstinat Duvarı ile Çözüm

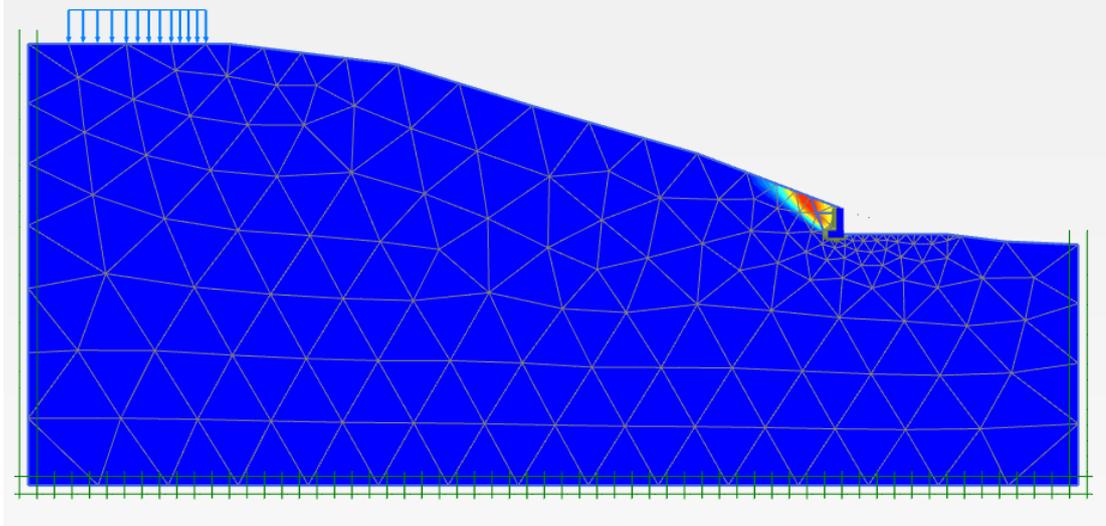
Plaxis yazılımında modellenen şevde 3,27 m dik yükseklik önüne yapılacak konsol istinat duvarıyla şev analizi incelenecektir. Öncelikle Şekil 3.11’te olduğu gibi 1,79:4,69 şev oranında kazı yapılarak başlanılmıştır. Kazı sonrası durum için şev güvenlik sayısının 0,998 olduğu görülmüştür (Şekil 3.12). Bu durumda şevi güvenle tutabilecek konsol istinat duvarı Plaxis yazılımında modellenirken istinat duvarı gövdesi ve temeli 30 cm plate eleman olarak tanımlanmıştır. İstinat duvarı boyutları Şekil 3.11’te olduğu gibi temel genişliği 200 cm, gövde yüksekliği ise 327 cm, toplam duvar yüksekliği 357 cm’dir. Sonraki aşamada duvar arkası geri dolgusu yapılarak şev analizi yapılmıştır. Geri dolgunun tamamı şevin doğal açısında doldurulduğunda şevin güvenlik sayısı statik durum için 1,502 (Şekil 3.12) depremlı durumda ise 1,171 olarak hesap edilmiştir. Şevi kademelendirmenin stabiliteyi artırıcı etkisini de ilave ederek geri dolguda kademe yapılmasıyla oluşturulan çözümde güvenlik sayısı statik durumda 1,615 (Şekil 3.13) depremlı durumda ise 1,188 seviyesine ulaşılmıştır.



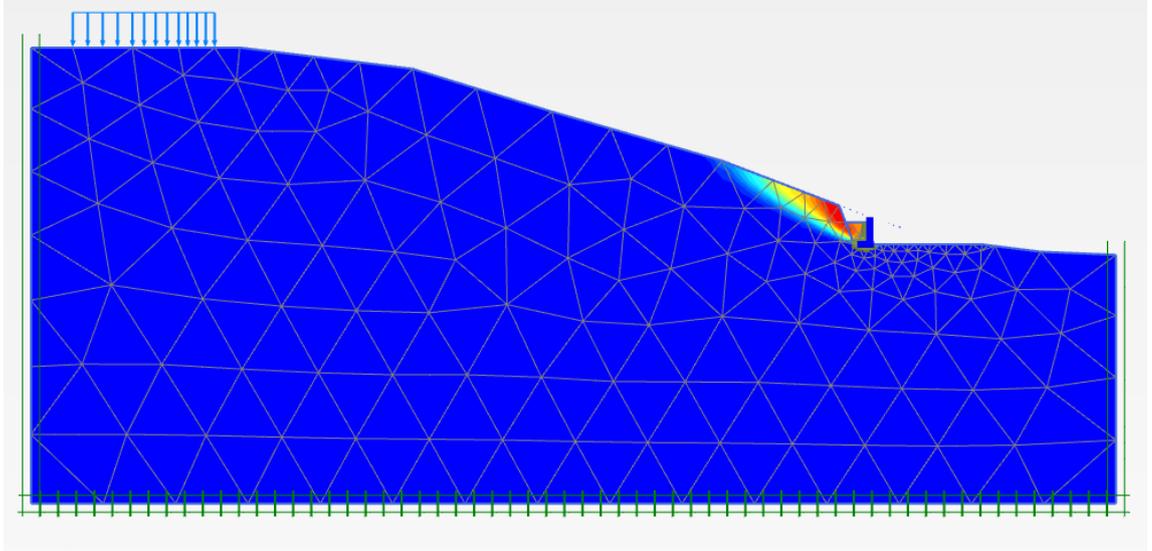
Şekil 3.11. H= 3,57m Konsol istinat duvarı boyutları ve şev kesiti.



Şekil 3.12. Kazı sonrası durum için şev analizi



Şekil 3.13. H= 3,57m Konsol istinat duvarı ve tam geri dolgu ile çözüm.



Şekil 3.14. H= 3,57m Konsol istinat duvarı ve kademeli geri dolgu ile çözüm.

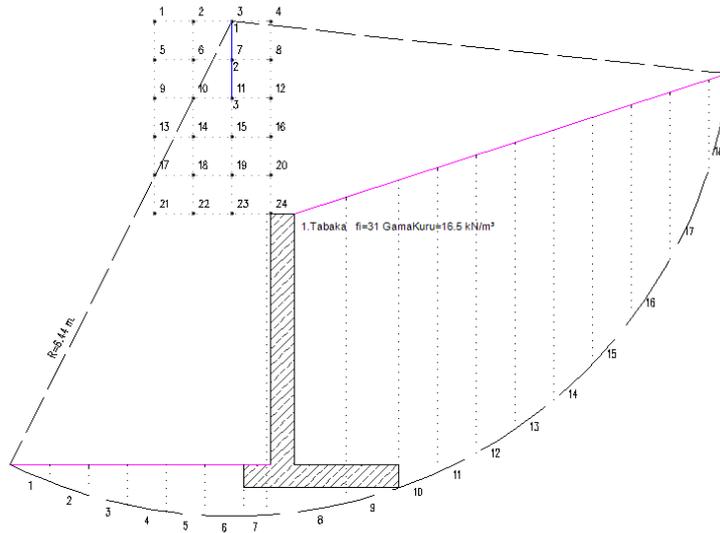
Plaxis yazılımıyla şev analizleri yapılan yeterli güvenlik sayısına göre boyutlandırılan konsol duvar, TBDY-2018 göre dayanma yapılarının stabilite kontrolleri ve betonarme hesaplarını yapmak için istCAD programında modellenerek analiz edilmiştir. Sonuçlara göre kayma, devrilme, zemin gerilme ve beton kesme dayanımları tahkiklerinin yeterli güvenliği sağladığı görülmüştür (Şekil.3.14). Ayrıca dilim yöntemine dayanan eşdeğer statik limit denge analizleri yapılarak, taş duvar için toptan göçme güvenliği; statik durum için $\gamma_{Rk} = 1,84$ depremli durum için $\gamma_{Rk_dep1} = 1,66$ ve $\gamma_{Rk_dep2} = 1,64$ olarak hesap edilmiştir (Şekil.3.16).



BİLGİLENDİRME NOTLARI

No	Durum	Bilgilendirme Mesajı
1		Kayma Tahkiki
2	✓	Statik - Kayma Güvenliği ✓ $V_{thStatik} = 20.11 < R_{thStatik} + \gamma_{Rp} * R_{pt} = 73.46$ [Oran : 3.65 > 1.50] ✓
3	✓	(1-kv) - Kayma Güvenliği ✓ $V_{thDep1} = 53.43 < R_{thDep1} + \gamma_{Rp} * R_{ptDep1} = 78.27$ [Oran : 1.47 > 1.00] ✓
4	✓	(1+kv) - Kayma Güvenliği ✓ $V_{thDep2} = 57.91 < R_{thDep2} + \gamma_{Rp} * R_{ptDep2} = 79.18$ [Oran : 1.37 > 1.00] ✓
5		Devrilme Tahkiki
6	✓	Statik - Devrilme Güvenliği ✓ $E_{DevSta} = 17.60 < R_{dev_sta} / \gamma_{RdevSta} = 58.80$ [Oran : 8.35 > 2.50] ✓
7	✓	(1-kv) - Devrilme Güvenliği ✓ $E_{DevDep1} = 79.97 < R_{dev_dep1} / \gamma_{RdevDep} = 120.67$ [Oran : 1.96 > 1.30] ✓
8	✓	(1+kv) - Devrilme Güvenliği ✓ $E_{DevDep2} = 88.94 < R_{dev_dep2} / \gamma_{RdevDep} = 138.56$ [Oran : 2.03 > 1.30] ✓
9		Zemin Gerilme Tahkiki
10	✓	Statik - durumda zemin gerilmesi. $G1 = 55.00 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
11	✓	Statik - durumda zemin gerilmesi. $G2 = 69.56 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
12	✓	(1-kv) - Depremlü1 - durumda ($G2 = -19.16 < 0$) ve ($e = 0.43 < B/3 = 0.67$) olduğundan $G1 = 153.68 \rightarrow G1_{rev} = 156.86$ olarak düzeltme uygulanmıştır.
13	✓	(1-kv) - Depremlü1 - durumda zemin gerilmesi. $G1 = 156.86 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
14	✓	(1+kv) - Depremlü1 - durumda zemin gerilmesi. $G1 = 135.50 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
15	✓	(1+kv) - Depremlü1 - durumda zemin gerilmesi. $G2 = 0.64 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
16		Diğer
17	✓	Konsol Dibinde Kesme Dayanımı $V_d = 39.02 < V_r = 166.14$
18	✓	Konsol Yarı Yüksekliğinde Kesme Dayanımı $V_d = 8.40 < V_r = 166.14$
19	✓	Ön Ampatmanda Kesme Dayanımı $V_d = 46.07 < V_r = 166.14$
20	✓	Arka Ampatmanda Kesme Dayanımı $V_d = 32.21 < V_r = 166.14$

Şekil 3.15. H= 3,57m Konsol duvarı için istCAD programında stabilite kontrolleri.



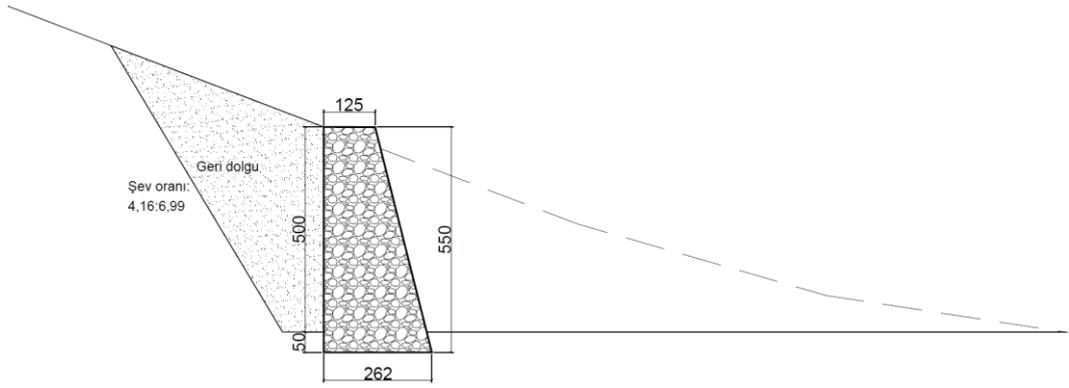
Şekil 3.16. H= 3,57m Konsol duvarı için istCAD programında toptan göçme analizi.

3.4. ŞEVDE 5,00 m YÜKSEKLİĞİNDE KAZI İÇİN STABİLİTE ANALİZLERİ

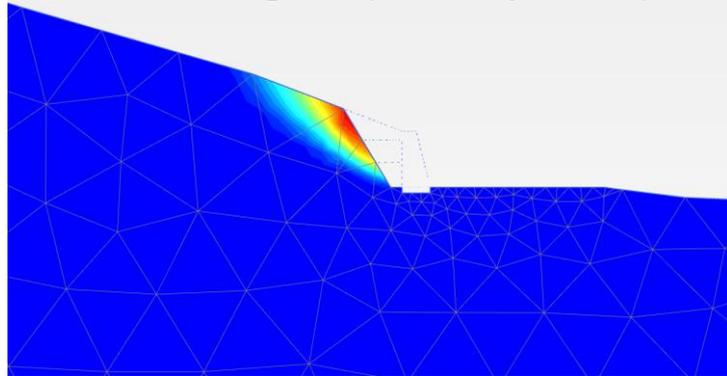
Şevin topuk bölgesinde düz bir alan açabilmek için planlanan ve aynı kottan devam eden kazılarla, 5,00 m dik yüksekliği güvenle tutabilecek dayanma yapısı olarak öncelikle taş duvar ve konsol istinat duvarı irdelenmiştir.

3.4.1. Proje 3: H=5,50 m Ağırlık Taş Duvar ile Çözüm

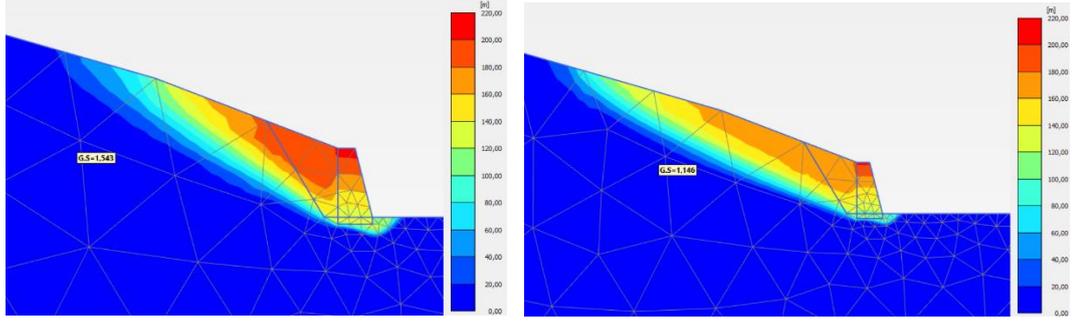
Plaxis yazılımında modellenen şevde 5,00 m dik yükseklik önüne yapılacak taş duvarıyla şev analizi incelenecektir. Öncelikle Şekil 3.17’te olduğu gibi 4,16:6,99 şev oranında kazı yapılarak başlanılmıştır. Kazı sonrası durum için şev güvenlik sayısının 1,055 olduğu görülmüştür (Şekil 3.18). Bu durumda şevi güvenle tutabilecek ağırlık taş duvar Plaxis yazılımında modellenirken 20kN/m^3 birim hacim ağırlığına sahip bir zemin gibi tanımlanmıştır. Taş duvar boyutları Şekil 3.17’te olduğu gibi alt tabanı 262 cm, üstü 125 cm genişliğinde, 550 cm yüksekliğindedir. Sonraki aşamada duvar arkası geri dolgusu yapılarak şev analizi yapılmıştır. Analiz sonucu şevin güvenlik sayısı statik durum için 1,540 depremlili durumda ise 1,142 ile başarılı olunmuştur (Şekil 3.19).



Şekil 3.17. H= 5,5m Ağırlık taş duvarı boyutları ve şev kesiti.



Şekil 3.18. Kazı sonrası durum için şev analizi.



Statik durum

Depremlı durum

Şekil 3.19. H= 5,50 m Taş duvar ile çözümde şev stabilite analizleri.

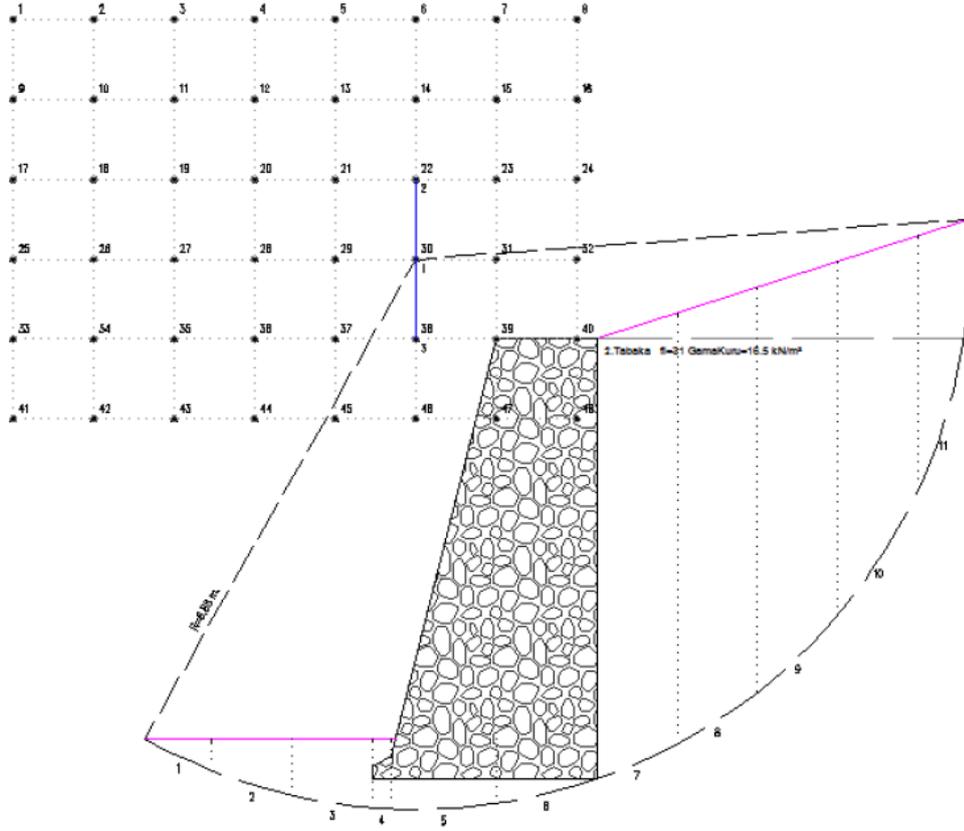
Sonlu elemanlar yazılımıyla şev analizleri yapılan taş duvar, TBDY-2018 göre dayanma yapılarının stabilite kontrolleri için istCAD programında modellenerek incelenmiştir. Buna göre kayma, devrilme tahkikleri yeterli güvenliği sağladığı görülmüş ancak zemin gerilme tahkikleri depremlı durumda kurtarmamıştır. (1-kv) - Depremlı1 - durumda zemin gerilmesi yetersiz. $G1 = 308,05 > G_{zem} = 250,00$. (1+kv) - Depremlı1 - durumda zemin gerilmesi yetersiz. $G1 = 265,23 > G_{zem} = 250,00$. Bu nedenle duvar tabanında 15 cm'lik bir çıkıntı ile taban genişliği artırılarak (Şekil.3.21) zemin gerilmesi uygun hale getirilmiştir (Şekil.3.20). Dilim yöntemine dayanan eşdeğer statik limit denge analizleri yapılarak, taş duvar için toptan göçme güvenliği; statik durum için $\gamma_{RK} = 1,63$ depremlı durum için $\gamma_{RK_dep1} = 1,44$ ve $\gamma_{RK_dep2} = 1,43$ olarak hesap edilmiştir (Şekil.3.21).

	LİSANS	KARABUK UNİVERSİTESİ İNŞ. MÜH. BÖLÜMÜ			
	PROJE	TEZ_5,5m_TAŞ DUVAR - TEZ_5,5m_TAŞ DUVAR			
	TARİH	3.04.2024	LİSANS NO		

BİLGİLENDİRME NOTLARI

No	Durum	Bilgilendirme Mesajı
1	✓	Kayma Tahkiki
2	✓	Statik - Kayma Güvenliği ✓ $V_{thStatik} = 49.39 < R_{thStatik} + \gamma_{Rp} * R_{pt} = 140.45$ [Oran : 2.84 > 1.50] ✓
3	✓	(1-kv) - Kayma Güvenliği ✓ $V_{thDep1} = 133.20 < R_{thDep1} + \gamma_{Rp} * R_{ptDep1} = 150.46$ [Oran : 1.13 > 1.00] ✓
4	✓	(1+kv) - Kayma Güvenliği ✓ $V_{thDep2} = 141.63 < R_{thDep2} + \gamma_{Rp} * R_{ptDep2} = 152.34$ [Oran : 1.08 > 1.00] ✓
5		Devrilme Tahkiki
6	✓	Statik - Devrilme Güvenliği ✓ $E_{DevSta} = 67.77 < R_{dev_sta} / \gamma_{RdevSta} = 171.81$ [Oran : 6.34 > 2.50] ✓
7	✓	(1-kv) - Devrilme Güvenliği ✓ $E_{DevDep1} = 281.67 < R_{dev_dep1} / \gamma_{RdevDep} = 348.30$ [Oran : 1.61 > 1.30] ✓
8	✓	(1+kv) - Devrilme Güvenliği ✓ $E_{DevDep2} = 316.73 < R_{dev_dep2} / \gamma_{RdevDep} = 399.24$ [Oran : 1.64 > 1.30] ✓
9		Zemin Gerilme Tahkiki
10	✓	Statik - durumda zemin gerilmesi. $G1 = 52.88 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
11	✓	Statik - durumda zemin gerilmesi. $G2 = 113.68 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
12	✓	(1-kv) - Depremlı1 - durumda ($G2 = -47.48 < 0$) ve ($e = 0.71 < B/3 = 0.93$) olduğundan $G1 = 227.53 \rightarrow G1_{rev} = 244.53$ olarak düzeltme uygulanmıştır.
13	✓	(1-kv) - Depremlı1 - durumda zemin gerilmesi. $G1 = 244.53 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
14	✓	(1+kv) - Depremlı1 - durumda ($G2 = -25.55 < 0$) ve ($e = 0.59 < B/3 = 0.93$) olduğundan $G1 = 207.80 \rightarrow G1_{rev} = 211.96$ olarak düzeltme uygulanmıştır.
15	✓	(1+kv) - Depremlı1 - durumda zemin gerilmesi. $G1 = 211.96 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
16		Diğer

Şekil 3.20. H= 5,50 m Taş duvarı istCAD programında stabilite kontrolleri.

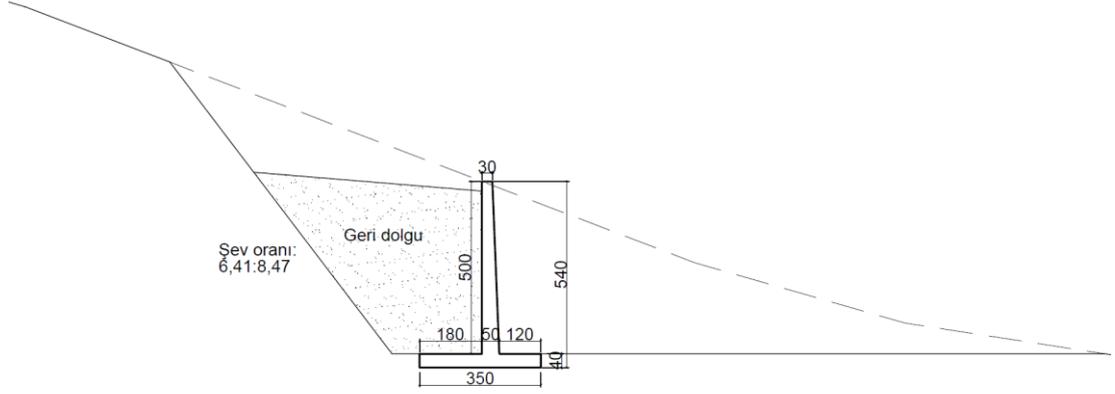


Şekil 3.21. H= 5,50 m Taş duvarı için istCAD programında toptan göçme analizi.

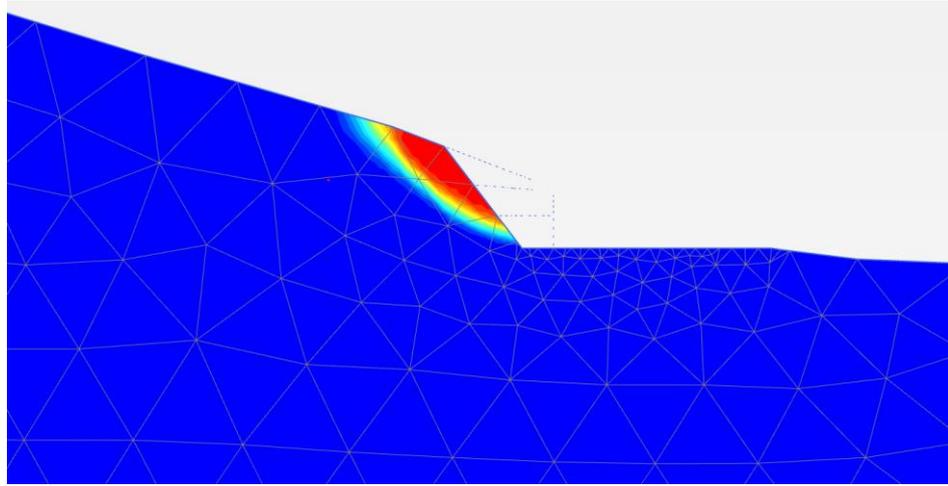
3.4.2. Proje 4: H=5,40 m Konsol İstinat Duvarı ile Çözüm

Plaxis yazılımında modellenen şevde 5,00 m dik yükseklik önüne yapılacak konsol istinat duvarıyla şev analizi incelenecektir. Öncelikle Şekil 3.22’te olduğu gibi 6,41:8,47 şev oranında kazı yapılarak başlanılmıştır. Kazı sonrası durum için şev güvenlik sayısının 1,039 olduğu görülmüştür (Şekil 3.23). Bu durumda şevi güvenli tutabilecek konsol istinat duvarı Plaxis yazılımında modellenirken istinat duvarı gövdesi ve temeli 40 cm plate eleman olarak tanımlanmıştır. İstinat duvarı boyutları Şekil 3.22’te olduğu gibi temel genişliği 350 cm, gövde yüksekliği ise 500 cm, toplam duvar yüksekliği 540 cm’dir. Sonraki aşamada duvar arkası geri dolgusu yapılarak şev analizi yapılmıştır. Geri dolgunun tamamı şevin doğal açısında doldurulduğunda şevin güvenlik sayısı statik durum için 1,420 depremlilik durumda ise 1,078 olarak hesap edilerek yeterli güvenliği sağlayamamıştır. Şevi kademelendirmenin stabiliteyi artırıcı etkiside ilave ederek geri dolguda kademe yapılmasıyla oluşturulan çözümde

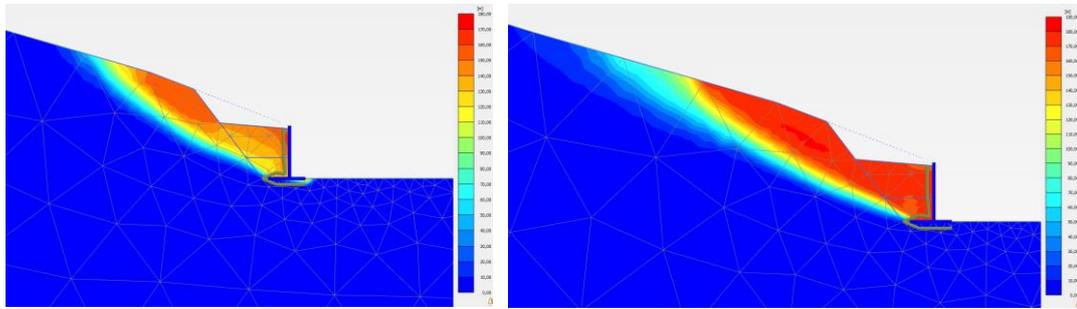
güvenlik sayısı statik durumda 1,541 depremlı durumda ise 1,107 seviyesine ulaşarak yeterli güvenlikte olduğu görülmüştür (Şekil 3.24).



Şekil 3.22. H= 5,40 m Konsol istinat duvarı boyutları ve şev kesiti.



Şekil 3.23. Kazı sonrası durum için şev analizi



Statik durum

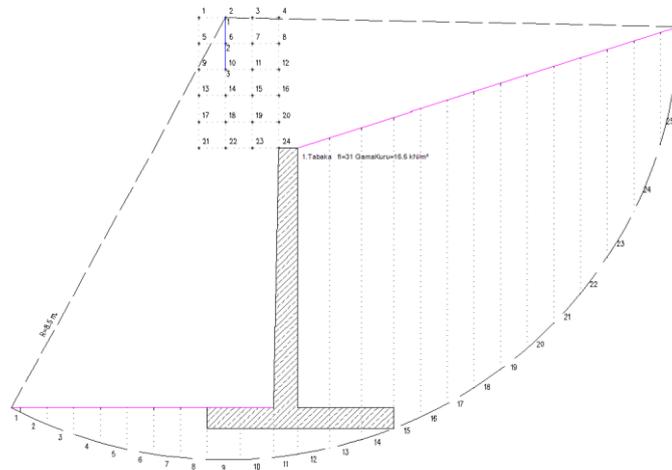
Depremlı durum

Şekil 3.24. H= 5,40m Konsol duvar ile çözümde şev analizleri

Plaxis yazılımıyla şev analizleri yapılan yeterli güvenlik sayısına göre boyutlandırılan konsol duvar, TBDY-2018 göre dayanma yapılarının stabilite kontrolleri ve betonarme hesaplarını yapmak için istCAD programında analiz edilmiştir. Sonuçlara göre kayma, devrilme, zemin gerilme ve beton kesme dayanımları tahkiklerinin yeterli güvenliği sağladığı görülmüştür (Şekil 3.25). Ayrıca dilim yöntemine dayanan eşdeğer statik limit denge analizleri yapılarak, taş duvar için toptan göçme güvenliği; statik durum için $\gamma_{Rk} = 1,65$ depremlili durum için $\gamma_{Rk_dep1} = 1,48$ ve $\gamma_{Rk_dep2} = 1,47$ olarak hesap edilmiştir (Şekil 3.26).

İST Konsol CAD		LİSANS	KARABUK UNİVERSİTESİ İNŞ. MÜH. BÖLÜMÜ
		PROJE	TEZ_IST_5m - TEZ_KONSOL_5.4m
		TARİH	-
		LİSANS NO	78-4032-10 - 2024.3.8851.19617
QR Kodu			
Logonuz			
BİLGİLENDİRME NOTLARI			
No	Durum	Bilgilendirme Mesajı	
1		Kayma Tahkiki	
2	✓	Statik - Kayma Güvenliği ✓ VthStatik = 61.58 < RthStatik + γRp * Rpt = 151.22 [Oran : 2.46 > 1.50] ✓	
3	✓	(1-kv) - Kayma Güvenliği ✓ VthDep1 = 135.33 < RthDep1 + γRp * RptDep1 = 162.05 [Oran : 1.20 > 1.00] ✓	
4	✓	(1+kv) - Kayma Güvenliği ✓ VthDep2 = 145.29 < RthDep2 + γRp * RptDep2 = 164.01 [Oran : 1.13 > 1.00] ✓	
5		Devrilme Tahkiki	
6	✓	Statik - Devrilme Güvenliği ✓ EDevSta = 94.35 < Rdev_sta / γRdevSta = 251.24 [Oran : 6.66 > 2.50] ✓	
7	✓	(1-kv) - Devrilme Güvenliği ✓ EDevDep1 = 297.89 < Rdev_dep1 / γRdevDep= 510.70 [Oran : 2.23 > 1.30] ✓	
8	✓	(1+kv) - Devrilme Güvenliği ✓ EDevDep2 = 327.71 < Rdev_dep2 / γRdevDep= 584.58 [Oran : 2.32 > 1.30] ✓	
9		Zemin Gerilme Tahkiki	
10	✓	Statik - durumda zemin gerilmesi. G1 = 40.98 < Gzem = 250.00 Uygundur.	
11	✓	Statik - durumda zemin gerilmesi. G2 = 110.22 < Gzem = 250.00 Uygundur.	
12	✓	(1-kv) - Depremlili - durumda zemin gerilmesi. G1 = 148.46 < Gzem = 250.00 Uygundur.	
13	✓	(1-kv) - Depremlili - durumda zemin gerilmesi. G2 = 15.41 < Gzem = 250.00 Uygundur.	
14	✓	(1+kv) - Depremlili - durumda zemin gerilmesi. G1 = 120.17 < Gzem = 250.00 Uygundur.	
15	✓	(1+kv) - Depremlili - durumda zemin gerilmesi. G2 = 45.77 < Gzem = 250.00 Uygundur.	
16		Diğer	
17	✓	Konsol Dibinde Kesme Dayanımı Vd = 104.28 < Vr = 299.05	
18	✓	Konsol Yanı Yüksekliğinde Kesme Dayanımı Vd = 22.88 < Vr = 232.60	
19	✓	Ön Ampatmanda Kesme Dayanımı Vd = 139.70 < Vr = 232.60	
20	✓	Arka Ampatmanda Kesme Dayanımı Vd = 72.55 < Vr = 232.60	

Şekil 3.25. H= 5,40 m Konsol duvar için istCAD programında stabilite kontrolleri.



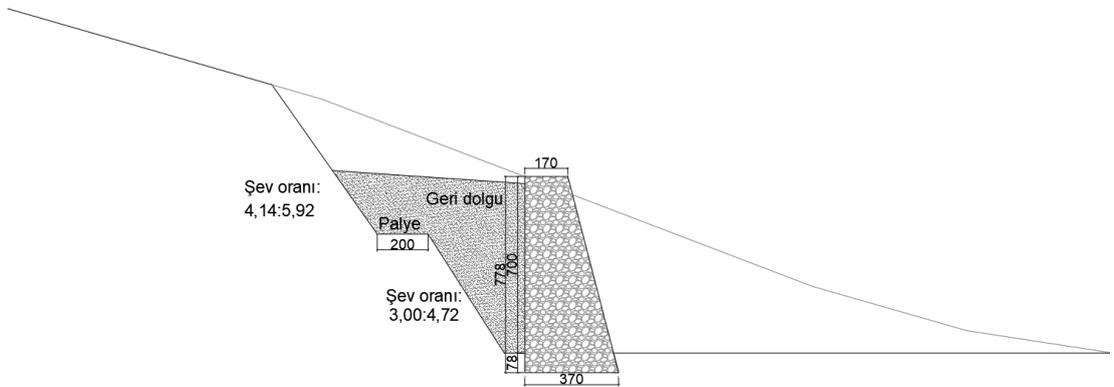
Şekil 3.26. H= 5,40 m Konsol duvar için istCAD programında toptan göçme analizi.

3.5. ŞEVDE 7,00 m YÜKSEKLİĞİNDE KAZI İÇİN STABİLİTE ANALİZLERİ

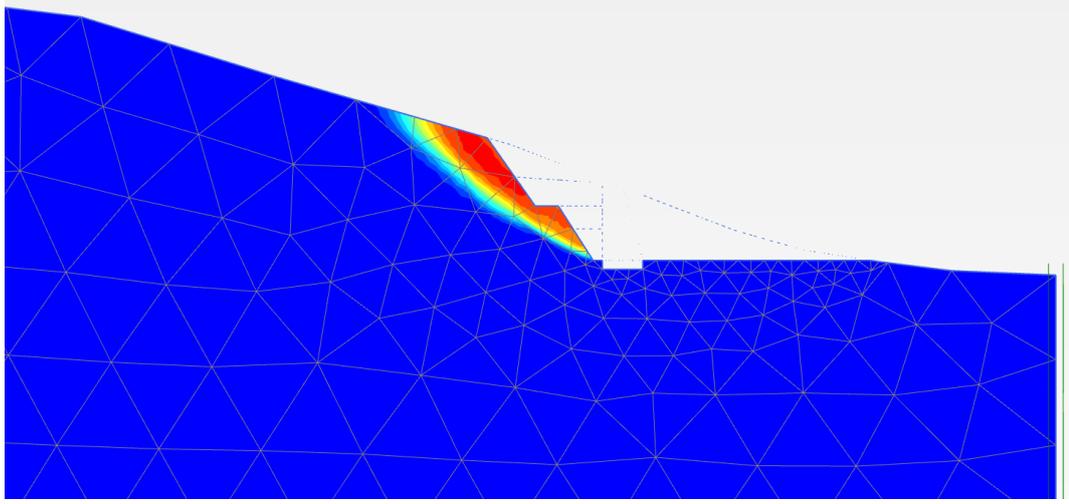
Şevin topuk bölgesinde düz bir alan açabilmek için planlanan ve aynı kottan devam eden kazılarla, 7,00 m dik yüksekliği güvenle tutabilecek dayanma yapısı olarak öncelikle taş duvar ve konsol istinat duvarı irdelenmiştir.

3.5.1. Proje 5: H=7.78 m Ağırlık Taş Duvar ile Çözüm

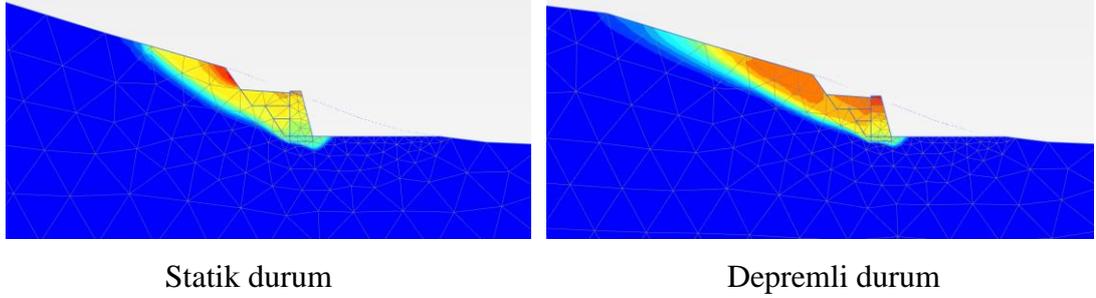
Plaxis yazılımında modellenen şevde 7,00 m dik yükseklik önüne yapılacak taş duvarıyla şev analizi incelenecektir. Öncelikle Şekil 3.27’te olduğu gibi 3,00:4,72 oranında kazı, arada 2 m palye, 4,14:5,92 oranında kazı ile şev kademelendirilmiştir. Kazı sonrası durum için şev güvenlik sayısının 1,022 olduğu görülmüştür (Şekil 3.28). Bu durumda şevi güvenle tutabilecek ağırlık taş duvar Plaxis yazılımında modellenirken 20kN/m^3 birim hacim ağırlığına sahip bir zemin gibi tanımlanmıştır. Taş duvar boyutları Şekil 3.27’te olduğu gibi alt tabanı 370 cm, üstü 170 cm genişliğinde, 778 cm yüksekliğindedir. Sonraki aşamada duvar arkası geri dolgusu yapılarak şev analizi yapılmıştır. Geri dolgunun tamamı şevin doğal açısında doldurulduğunda şevin güvenlik sayısı statik durum için 1,431 depremlı durumda ise 1,068 olarak hesap edilerek yeterli güvenliği sağlayamamıştır. Şevi kademelendirmenin stabiliteyi artırıcı etkisini de ilave ederek geri dolguda kademe yapılmasıyla oluşturulan çözümden güvenlik sayısı statik durumda 1,554 depremlı durumda ise 1,124 seviyesine ulaşarak yeterli güvenlikte olduğu görülmüştür (Şekil 3.29).



Şekil 3.27. Kademelendirilen şev ve taş duvar boyutları.



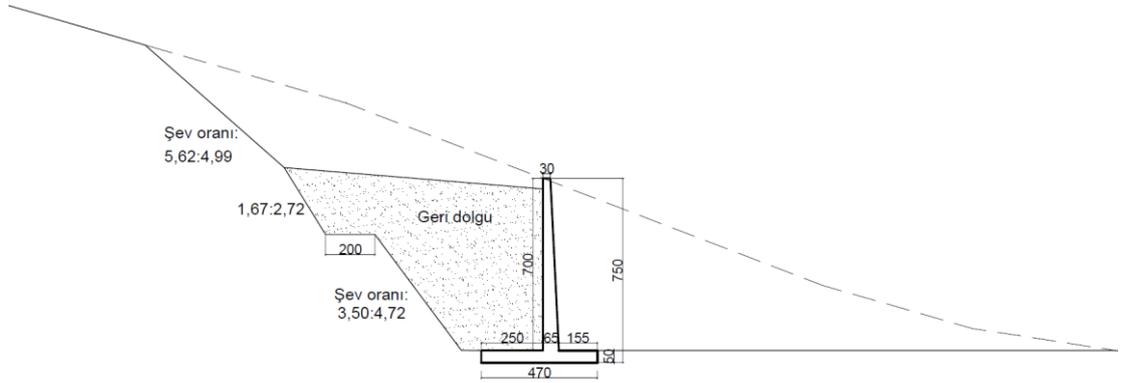
Şekil 3.28. Kazı sonrası durum için şev analizi.



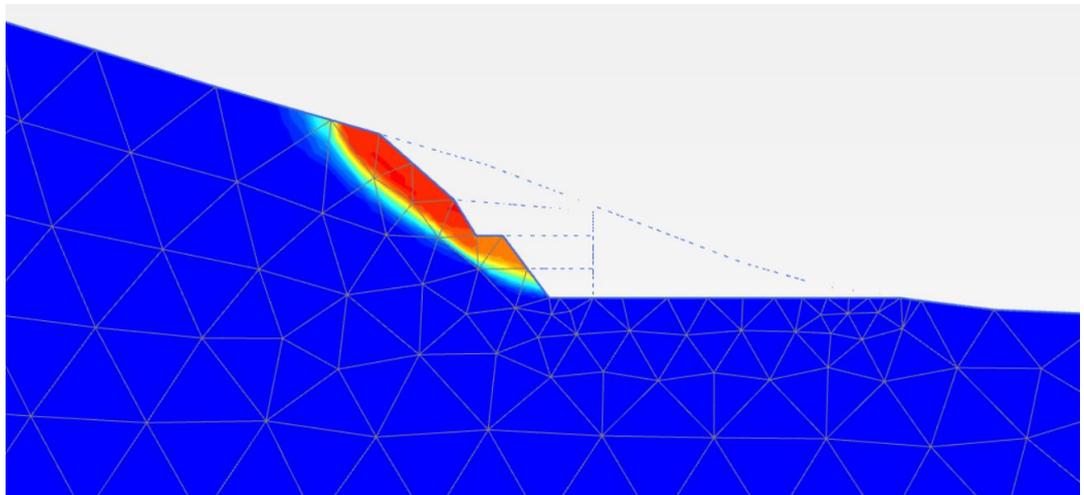
Şekil 3.29. H= 7,78 m Taş duvar ile çözümde şev analizleri

Sonlu elemanlar yazılımıyla şev analizleri yapılan taş duvar, TBDY-2018 göre dayanma yapılarının stabilite kontrolleri için istCAD programında modellenerek incelenmiştir (Şekil.3.30). Buna göre kayma, devrilme tahkikleri yeterli güvenliği sağladığı görülmüş ancak zemin gerilme tahkikleri depremlı durumda kurtarmamıştır. (1-kv) - Depremlı1 - durumda zemin gerilmesi yetersiz. $G1 = 450,30 > G_{zem} = 250,00$. (1+kv) - Depremlı1 - durumda zemin gerilmesi yetersiz. $G1 = 389,98 > G_{zem} = 250,00$. Bu nedenle Şekil 3.31’ de olduğu gibi duvar tabanında 75 cm’lik bir çıkıntı ile taban genişliği artırılarak zemin gerilmesi uygun hale getirilmiştir. Dilim yöntemine dayanan eşdeğer statik limit denge analizleri yapılarak, taş duvar için toptan göçme güvenliği; statik durum için $\gamma_{RK} = 1,58$ depremlı durum için $\gamma_{RK_dep1} = 1,44$ ve $\gamma_{RK_dep2} = 1,43$ olarak hesap edilmiştir (Şekil.3.31).

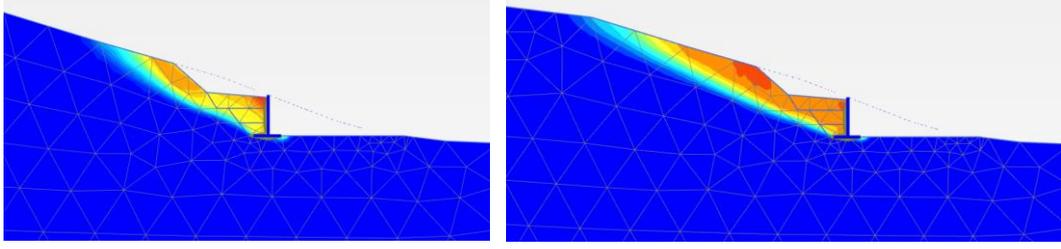
güvenlik sayısının 1,056 olduğu görülmüştür (Şekil 3.33). Bu durumda şevi güvenli tutabilecek konsol istinat duvarı Plaxis yazılımında modellenirken istinat duvarı gövdesi ve temeli 50 cm plate eleman olarak tanımlanmıştır. İstinat duvarı boyutları Şekil 3.32’te olduğu gibi temel genişliği 470 cm, gövde yüksekliği ise 700 cm, toplam duvar yüksekliği 750 cm’dir. Sonraki aşamada duvar arkası geri dolgusu yapılarak şev analizi yapılmıştır. Geri dolgunun tamamı şevin doğal açısında doldurulduğunda şevin güvenlik sayısı statik durum için 1,297 depremli durumda ise 1,101 olarak hesap edilerek yeterli güvenliği sağlayamamıştır. Şevi kademelendirmenin stabiliteyi artırıcı etkisini de ilave ederek geri dolguda kademe yapılmasıyla oluşturulan çözümde güvenlik sayısı statik durumda 1,513 depremli durumda ise 1,107 seviyesine ulaşarak yeterli güvenlikte olduğu görülmüştür (Şekil 3.34).



Şekil 3.32. Kademelendirilen şev ve konsol duvar boyutları.



Şekil 3.33. Kazı sonrası durum için şev analizi



Statik durum

Depremlı durum

Şekil 3.34. H= 7,50 m Konsol duvar ile çözümde şev analizleri.

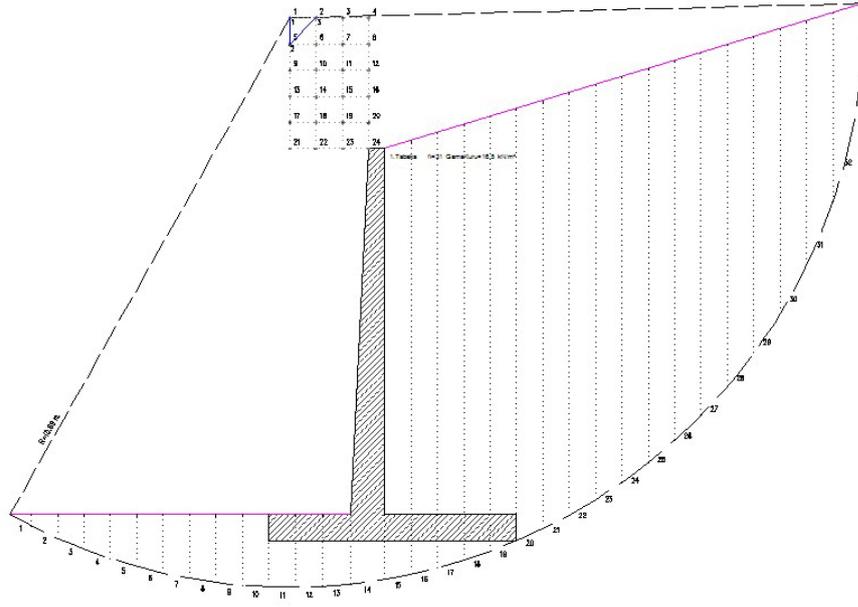
Plaxis yazılımında şev analizleri yapılan yeterli güvenlik sayısına göre boyutlandırılan konsol duvar, TBDY-2018 göre dayanma yapılarının stabilite kontrolleri ve betonarme hesaplarını yapmak için istCAD programında analiz edilmiştir. Sonuçlara göre kayma, devrilme, zemin gerilme ve beton kesme dayanımları tahkiklerinin yeterli güvenliği sağladığı görülmüştür (Şekil 3.35). Ayrıca dilim yöntemine dayanan eşdeğer statik limit denge analizleri yapılarak, taş duvar için toptan göçme güvenliği; statik durum için $\gamma_{RK} = 1,55$ depremlı durum için $\gamma_{RK_dep1} = 1,36$ ve $\gamma_{RK_dep2} = 1,36$ olarak hesap edilmiştir (Şekil 3.36).

	LİSANS	KARABUK UNİVERSİTESİ İNŞ. MÜH. BÖLÜMÜ				
	PROJE	TEZ_KONSOL_7,50 - TEZ_KONSOL_7,5				
	TARİH	-	LİSANS NO			78-4032-10 - 2024.3.8851.19617

BİLGİLENDİRME NOTLARI

No	Durum	Bilgilendirme Mesajı
1		Kayma Tahkiki
2	✓	Statik - Kayma Güvenliği ✓ $V_{thStatik} = 134.31 < R_{thStatik} + \gamma_{Rp} * R_{pt} = 273.03$ [Oran : 2.03 > 1.50] ✓
3	✓	(1-kv) - Kayma Güvenliği ✓ $V_{thDep1} = 261.44 < R_{thDep1} + \gamma_{Rp} * R_{ptDep1} = 291.91$ [Oran : 1.12 > 1.00] ✓
4	✓	(1+kv) - Kayma Güvenliği ✓ $V_{thDep2} = 282.05 < R_{thDep2} + \gamma_{Rp} * R_{ptDep2} = 295.89$ [Oran : 1.05 > 1.00] ✓
5		Devrilme Tahkiki
6	✓	Statik - Devrilme Güvenliği ✓ $E_{DevSta} = 307.18 < R_{dev_sta} / \gamma_{RdevSta} = 636.07$ [Oran : 5.18 > 2.50] ✓
7	✓	(1-kv) - Devrilme Güvenliği ✓ $E_{DevDep1} = 790.86 < R_{dev_dep1} / \gamma_{RdevDep} = 1282.76$ [Oran : 2.11 > 1.30] ✓
8	✓	(1+kv) - Devrilme Güvenliği ✓ $E_{DevDep2} = 876.01 < R_{dev_dep2} / \gamma_{RdevDep} = 1468.71$ [Oran : 2.18 > 1.30] ✓
9		Zemin Gerilme Tahkiki
10	✓	Statik - durumda zemin gerilmesi. $G1 = 73.03 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
11	✓	Statik - durumda zemin gerilmesi. $G2 = 137.73 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
12	✓	(1-kv) - Depremlı1 - durumda zemin gerilmesi. $G1 = 216.12 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
13	✓	(1-kv) - Depremlı1 - durumda zemin gerilmesi. $G2 = 11.01 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
14	✓	(1+kv) - Depremlı1 - durumda zemin gerilmesi. $G1 = 179.98 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
15	✓	(1+kv) - Depremlı1 - durumda zemin gerilmesi. $G2 = 50.34 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
16		Diğer
17	✓	Konsol Dibiinde Kesme Dayanımı $V_d = 211.55 < V_r = 398.74$
18	✓	Konsol Yarı Yüksekliğinde Kesme Dayanımı $V_d = 48.05 < V_r = 282.44$
19	✓	Ön Ampatmanda Kesme Dayanımı $V_d = 264.66 < V_r = 299.05$
20	✓	Arka Ampatmanda Kesme Dayanımı $V_d = 149.23 < V_r = 299.05$

Şekil 3.35. H= 7,50 m Konsol istinat duvarı istCAD programı stabilite kontrolleri.



Şekil 3.36. H= 7,50 m Konsol istinat duvarı istCAD programı toptan göçme analizi.

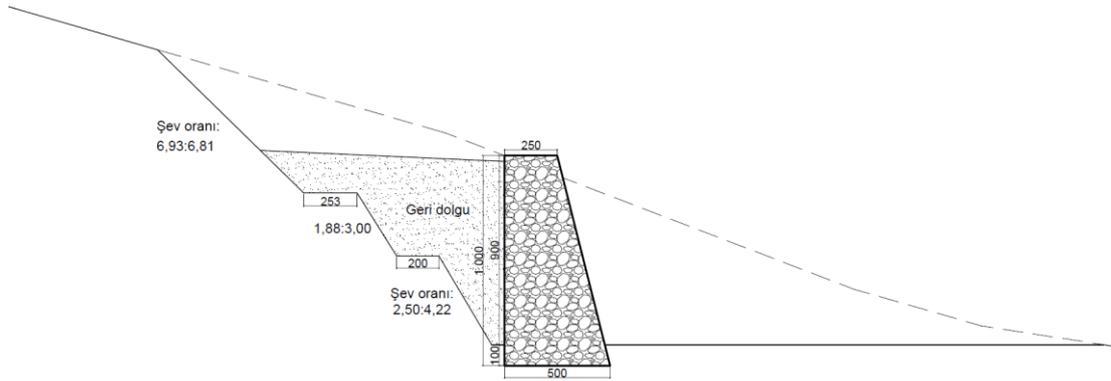
3.6. ŞEVDE 9,00 m YÜKSEKLİĞİNDE KAZI İÇİN STABİLİTE ANALİZLERİ

Şevin topuk bölgesinde düz bir alan açabilmek için planlanan ve aynı kottan devam eden kazılarla 9,00 m dik yüksekliği güvenle tutabilecek dayanma yapısı olarak öncelikle taş duvar, konsol istinat duvarı ve artan yükseklik ile birlikte uygulamada karşılaşılan sorunlar, güvenlik ve maliyet karşılaştırmaları için kazıklı iksa sistemi irdelenmiştir.

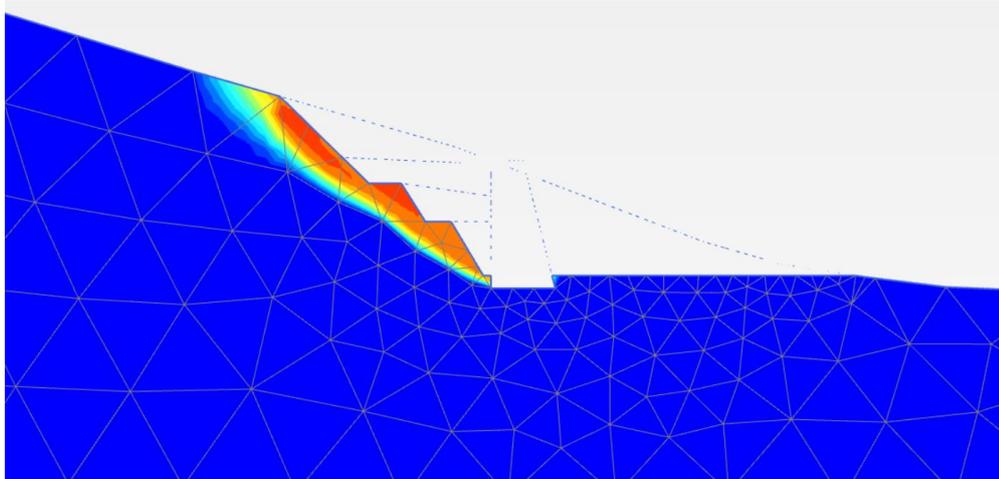
3.6.1. Proje 7: H=10,00 m Ağırlık Taş Duvar ile Çözüm

Plaxis yazılımında modellenen şevde 9,00 m dik yükseklik önüne yapılacak taş duvarıyla şev analizi incelenecektir. Öncelikle Şekil 3.37'te olduğu gibi şev kademelendirilmiştir. Kazı sonrası durum için şev güvenlik sayısının 1,05 olduğu görülmüştür (Şekil 3.38). Bu durumda şevi güvenle tutabilecek ağırlık taş duvar Plaxis yazılımında modellenirken 20kN/m^3 birim hacim ağırlığına sahip bir zemin gibi tanımlanmıştır. Taş duvar boyutları Şekil 3.37'te olduğu gibi alt tabanı 500 cm, üstü 250 cm genişliğinde, 10 m yüksekliğindedir. Sonraki aşamada duvar arkası geri dolgusu yapılarak şev analizi yapılmıştır. Geri dolgunun tamamı şevin doğal açısında doldurulduğunda şevin güvenlik sayısı statik durum için 1,447 depremlilik durumda ise

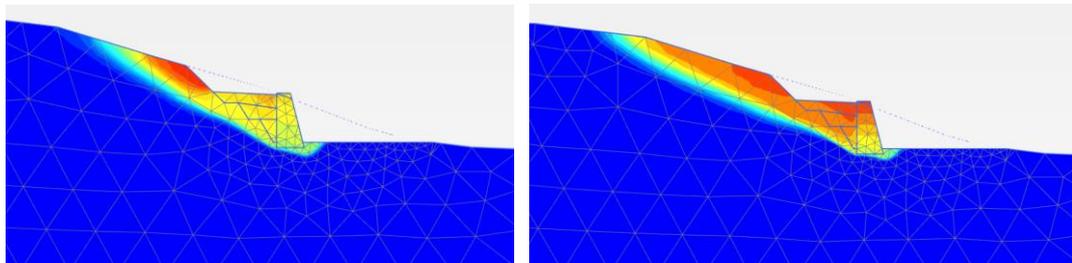
1,14 olduğu görülmüştür. Şevi kademelendirmenin stabiliteyi artırıcı etkisini de ilave ederek geri dolguda kademe yapılmasıyla oluşturulan çözümde güvenlik sayısı statik durumda 1,606 depremlı durumda ise 1,14 seviyesine ulaşarak yeterli güvenlikte olduğu görülmüştür (Şekil 3.39).



Şekil 3.37. Kademelendirilen şev ve taş duvar boyutları.



Şekil 3.38. Kazı sonrası durum için şev analizi



Statik durum

Depremlı durum

Şekil 3.39. H= 10,00 m Taş duvar ile çözümde şev analizleri.

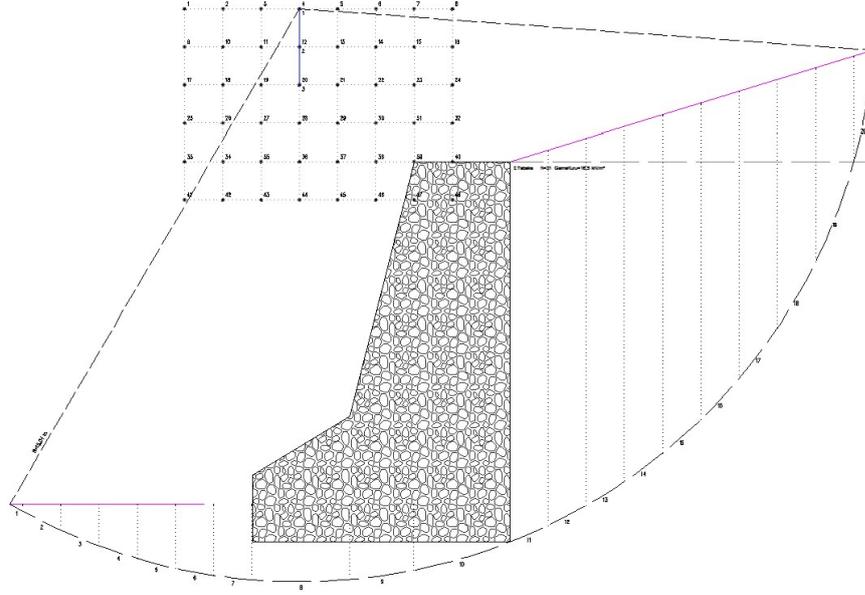
Sonlu elemanlar yazılımıyla şev analizleri yapılan taş duvar, TBDY-2018 göre dayanma yapılarının stabilite kontrolleri için istCAD programında modellenerek incelenmiştir (Şekil 3.40). Buna göre kayma, devrilme tahkikleri yeterli güvenliği sağladığı görülmüş ancak zemin gerilme tahkikleri depremlı durumda kurtarmamıştır. (1-kv) - Depremlı1 - durumda zemin gerilmesi yetersiz. $G1 = 547,90 > G_{zem} = 250,00$. (1+kv) - Depremlı1 - durumda zemin gerilmesi yetersiz $G1 = 473,11 > G_{zem} = 250,00$. Bu nedenle duvar tabanında Şekil 3,41’de olduğu gibi 170 cm’lik bir çıkıntı ile taban genişliği artırılarak zemin gerilmesi uygun hale getirilmiştir. Dilim yöntemine dayanan eşdeğer statik limit denge analizleri yapılarak, taş duvar için toptan göçme güvenliği; statik durum için $\gamma_{RK} = 1,63$ depremlı durum için $\gamma_{RK_dep1} = 1,46$ ve $\gamma_{RK_dep2} = 1,46$ olarak hesap edilmiştir (Şekil 3.41).

	LİSANS	KARABUK UNİVERSİTESİ İNŞ. MÜH. BÖLÜMÜ			
	PROJE	TEZ_10m_TAŞ DUVAR - TEZ_10m_TAŞ DUVAR			
	TARİH	-	LİSANS NO		

BİLGİLENDİRME NOTLARI

No	Durum	Bilgilendirme Mesajı
1		Kayma Tahkiki
2	✓	Statik - Kayma Güvenliği ✓ $V_{thStatik} = 211.07 < R_{thStatik} + \gamma_{Rp} * R_{pt} = 518.33$ [Oran : 2.46 > 1.50] ✓
3	✓	(1-kv) - Kayma Güvenliği ✓ $V_{thDep1} = 487.94 < R_{thDep1} + \gamma_{Rp} * R_{ptDep1} = 548.18$ [Oran : 1.12 > 1.00] ✓
4	✓	(1+kv) - Kayma Güvenliği ✓ $V_{thDep2} = 518.16 < R_{thDep2} + \gamma_{Rp} * R_{ptDep2} = 555.02$ [Oran : 1.07 > 1.00] ✓
5		Devrilme Tahkiki
6	✓	Statik - Devrilme Güvenliği ✓ $E_{DevSta} = 605.15 < R_{dev_sta} / \gamma_{RdevSta} = 1679.46$ [Oran : 6.94 > 2.50] ✓
7	✓	(1-kv) - Devrilme Güvenliği ✓ $E_{DevDep1} = 1854.24 < R_{dev_dep1} / \gamma_{RdevDep} = 3306.11$ [Oran : 2.32 > 1.30] ✓
8	✓	(1+kv) - Devrilme Güvenliği ✓ $E_{DevDep2} = 2083.35 < R_{dev_dep2} / \gamma_{RdevDep} = 3793.53$ [Oran : 2.37 > 1.30] ✓
9		Zemin Gerilme Tahkiki
10	✓	Statik - durumda zemin gerilmesi. $G1 = 49.64 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
11	✓	Statik - durumda zemin gerilmesi. $G2 = 212.91 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
12	✓	(1-kv) - Depremlı1 - durumda zemin gerilmesi. $G1 = 235.28 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
13	✓	(1-kv) - Depremlı1 - durumda zemin gerilmesi. $G2 = 44.03 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
14	✓	(1+kv) - Depremlı1 - durumda zemin gerilmesi. $G1 = 188.29 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
15	✓	(1+kv) - Depremlı1 - durumda zemin gerilmesi. $G2 = 94.28 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
16		Diğer

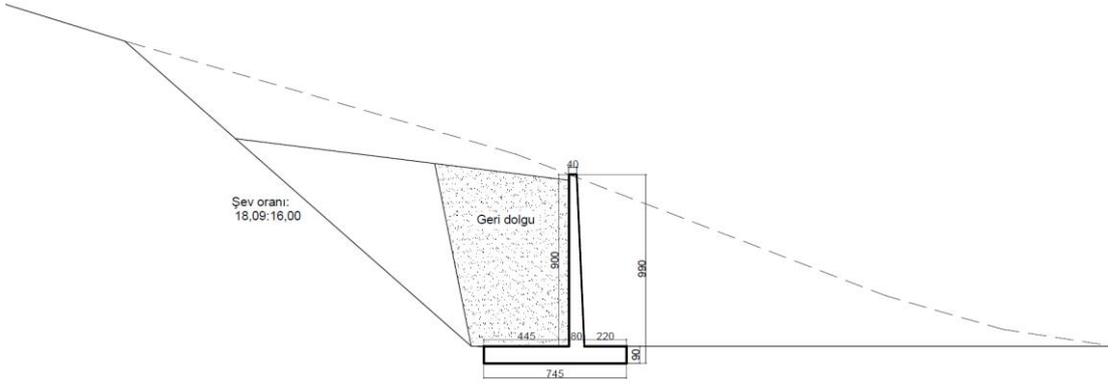
Şekil 3.40. H= 10,00 m Taş duvar stabilite kontrolleri istCAD ekran görüntüsü.



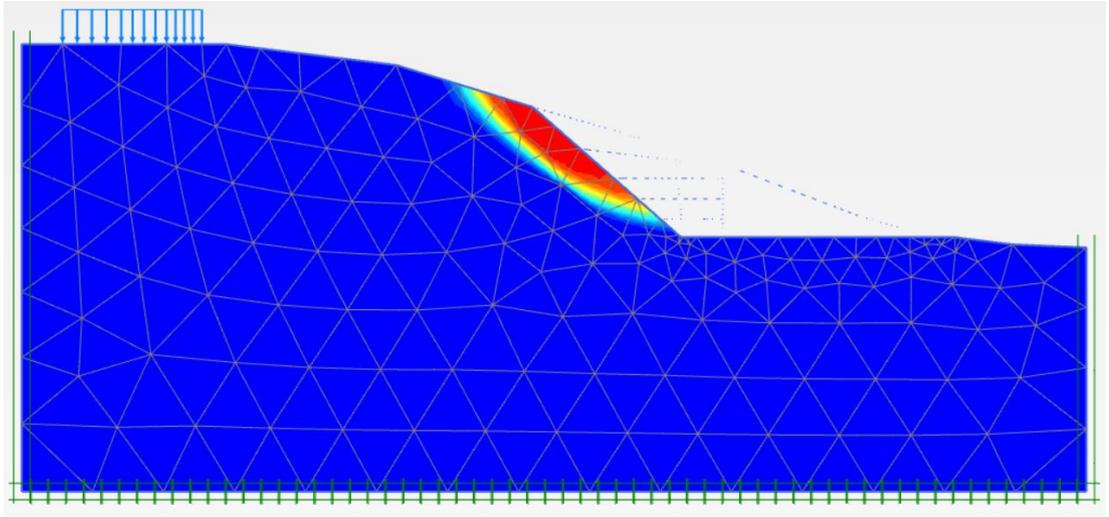
Şekil 3.41. H= 10,00 m Taş duvar tabanındaki genişletme ve istCAD programında toptan göçme kontrolü.

3.6.2. Proje 8: H=9,90 m Konsol İstinat Duvarı ile Çözüm.

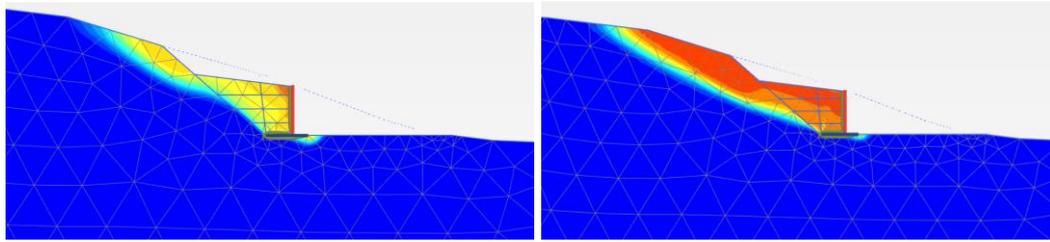
Plaxis yazılımında modellenen şevde 9,00 m dik yükseklik önüne yapılacak konsol istinat duvarıyla şev analizi incelenecektir. Öncelikle Şekil 3.42’te olduğu gibi şev kademelendirilerek kazı durumu analiz edilmiştir. Kazı sonrası durum için şev güvenlik sayısının 1,055 olduğu görülmüştür (Şekil 3.43). Bu durumda şevi güvenle tutabilecek konsol istinat duvarı Plaxis yazılımında modellenirken istinat duvarı gövdesi 60 cm ve temeli 90 cm plate eleman olarak tanımlanmıştır. İstinat duvarı boyutları Şekil 3.42’te olduğu gibi temel genişliği 745 cm, gövde yüksekliği ise 900 cm, toplam duvar yüksekliği 990 cm’dir. Sonraki aşamada duvar arkası geri dolgusu yapılarak şev analizi yapılmıştır. Geri dolgunun tamamı şevin doğal açısında doldurulduğunda şevin güvenlik sayısı statik durum için 1,322 depremlı durumda ise 0,997 olarak hesap edilerek yeterli güvenliği sağlayamamıştır. Şevi kademelendirmenin stabiliteyi artırıcı etkisini de ilave ederek geri dolguda kademe yapılmasıyla oluşturulan çözümde güvenlik sayısı statik durumda 1,512 depremlı durumda ise 1,10 seviyesine ulaşarak yeterli güvenlikte olduğu görülmüştür (Şekil 3.44).



Şekil 3.42. Konsol istinat duvarı boyutları ve şev kesiti.



Şekil 3.43. Kazı sonrası durum için şev analizi.



Statik durum

Depremlı durum

Şekil 3.44. H= 9,90 m Konsol duvar ile çözümde şev analizi.

Plaxis yazılımında şev analizleri yapılan yeterli güvenlik sayısına göre boyutlandırılan konsol duvar, TBDY-2018 göre dayanma yapılarının stabilite kontrolleri ve betonarme hesaplarını yapmak için istCAD programında analiz edilmiştir. Sonuçlara göre kayma, devrilme, zemin gerilme ve beton kesme dayanımları tahkiklerinin yeterli güvenliği

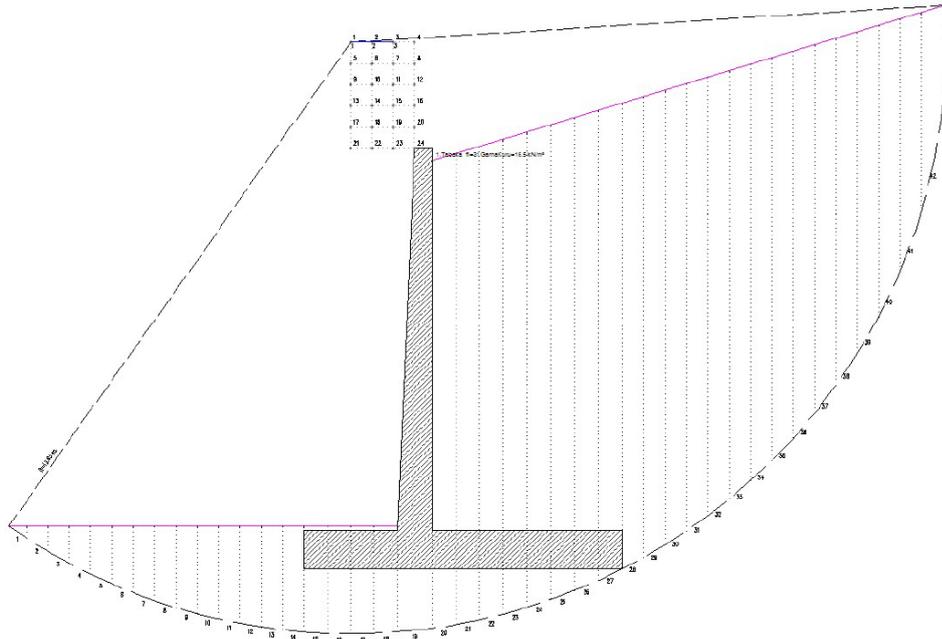
sağladığı görülmüştür (Şekil 3.45). Ayrıca dilim yöntemine dayanan eşdeğer statik limit denge analizleri yapılarak, taş duvar için toptan göçme güvenliği; statik durum için $\gamma_{RK} = 1,67$ depremlili durum için $\gamma_{RK_dep1} = 1,45$ ve $\gamma_{RK_dep2} = 1,46$ olarak hesap edilmiştir (Şekil 3.46).

	LİSANS	KARABUK UNİVERSİTESİ İNŞ. MÜH. BÖLÜMÜ			Logonuz
	PROJE	TEZ_IST_9m - TEZ_KONSOL_9,90			
	TARİH	-	LİSANS NO		

BİLGİLENDİRME NOTLARI

No	Durum	Bilgilendirme Mesajı
1		Kayma Tahkiki
2	✓	Statik - Kayma Güvenliği ✓ $V_{thStatik} = 260.81 < R_{thStatik} + \gamma_{Rp} * R_{pt} = 600.66$ [Oran : 2.30 > 1.50] ✓
3	✓	(1-kv) - Kayma Güvenliği ✓ $V_{thDep1} = 492.59 < R_{thDep1} + \gamma_{Rp} * R_{ptDep1} = 633.35$ [Oran : 1.29 > 1.00] ✓
4	✓	(1+kv) - Kayma Güvenliği ✓ $V_{thDep2} = 528.88 < R_{thDep2} + \gamma_{Rp} * R_{ptDep2} = 640.83$ [Oran : 1.21 > 1.00] ✓
5		Devrilme Tahkiki
6	✓	Statik - Devrilme Güvenliği ✓ $E_{DevSta} = 831.22 < R_{dev_sta} / \gamma_{RdevSta} = 2186.23$ [Oran : 6.58 > 2.50] ✓
7	✓	(1-kv) - Devrilme Güvenliği ✓ $E_{DevDep1} = 1962.78 < R_{dev_dep1} / \gamma_{RdevDep} = 4314.01$ [Oran : 2.86 > 1.30] ✓
8	✓	(1+kv) - Devrilme Güvenliği ✓ $E_{DevDep2} = 2161.72 < R_{dev_dep2} / \gamma_{RdevDep} = 4945.09$ [Oran : 2.97 > 1.30] ✓
9		Zemin Gerilme Tahkiki
10	✓	Statik - durumda zemin gerilmesi. $G1 = 96.03 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
11	✓	Statik - durumda zemin gerilmesi. $G2 = 202.48 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
12	✓	(1-kv) - Depremlili - durumda zemin gerilmesi. $G1 = 239.30 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
13	✓	(1-kv) - Depremlili - durumda zemin gerilmesi. $G2 = 77.39 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
14	✓	(1+kv) - Depremlili - durumda zemin gerilmesi. $G1 = 179.21 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
15	✓	(1+kv) - Depremlili - durumda zemin gerilmesi. $G2 = 141.03 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
16		Diğer
17	✓	Konsol Dibinde Kesme Dayanımı $V_d = 382.59 < V_r = 498.42$
18	✓	Konsol Yarı Yüksekliğinde Kesme Dayanımı $V_d = 81.30 < V_r = 369.94$
19	✓	Ön Ampatmanda Kesme Dayanımı $V_d = 428.13 < V_r = 564.88$
20	✓	Arka Ampatmanda Kesme Dayanımı $V_d = 170.51 < V_r = 564.88$

Şekil 3.45. H= 9,90 m Konsol istinat duvarı istCAD programı stabilite kontrolleri.



Şekil 3.46. H= 9,90 m Konsol istinat duvarı istCAD programı toptan göçme analizi.

3.6.3. Proje 9: Ø80 cm Çapında Teğet Kazıklı İksa Sistemi

Şevde 9 m yüksekliğinde kazı şevini tutabilmek için sırasıyla taş duvar ve betonarme konsol istinatları ile çözüm incelenmiş, burada ise aynı yükseklik için kazıklı iksa sistemi irdelenmiştir. Bunun için Plaxis 2D programında Ø80 cm çapında teğet kazık, 69 cm kalınlığa eşdeğer plate eleman olarak tanımlanmıştır. Kazık soket boyu 10,50 m toplam kazık boyu 19,50 m'dir (Şekil 3.41). Sonrasında 2 m kademeli kazılarla 9 m kazık önü alınarak şev analizi yapılmıştır. Statik durumda şev güvenlik sayısı 1,507 (Şekil 3.48) depremlili durumda güvenlik sayısı ise 1,173 olarak hesap edilmiştir (Şekil 3.49). Plaxis yazılımında kazığın maksimum yanal deplasmanı 94 mm olarak hesap edilmiştir (Şekil 3.50). Kazı Destek Yapıları Tasarım ve Uygulama Esasları Yönetmeliğinin 2.12 maddesi deplasman kriterleri gereği; “konsol sistemlerde meydana gelecek yanal deplasmanlar için $\delta h = 0.010H$ (kazı derinliğinin yüzde biri) değeri bir üst limit olarak kabul edilmektedir. Yanal deplasmanlar bu değeri aşmayacak şekilde projelendirme yapılmalıdır”[34].

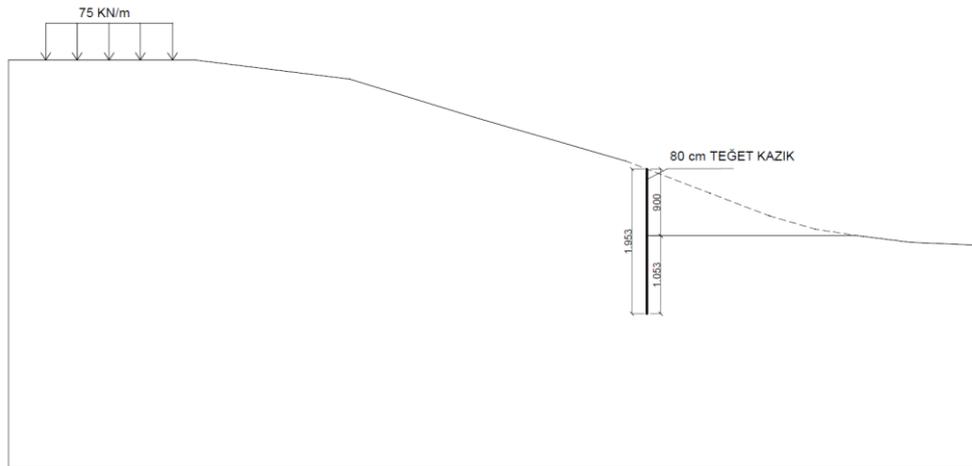
Yanal deplasman sınırı $\delta h = 0.010H = 0,01*9000 = 90 \text{ mm}$

Hesaplanan maksimum yanal deplasman $u_x = 94 \text{ mm} > 90 \text{ mm}$ (yetersiz !)

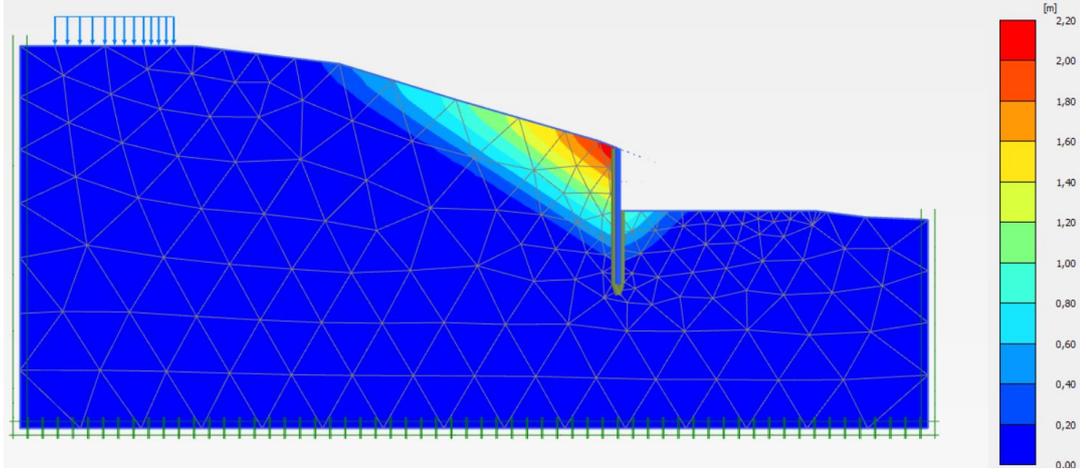
Kazık boyu 2,50 m artırılarak 22,00 m olduğunda;

Şevin güvenlik sayısı $G.S_{sta}=1,667$ - $G.S_{dep}=1,272$ olarak hesap edilmiştir.

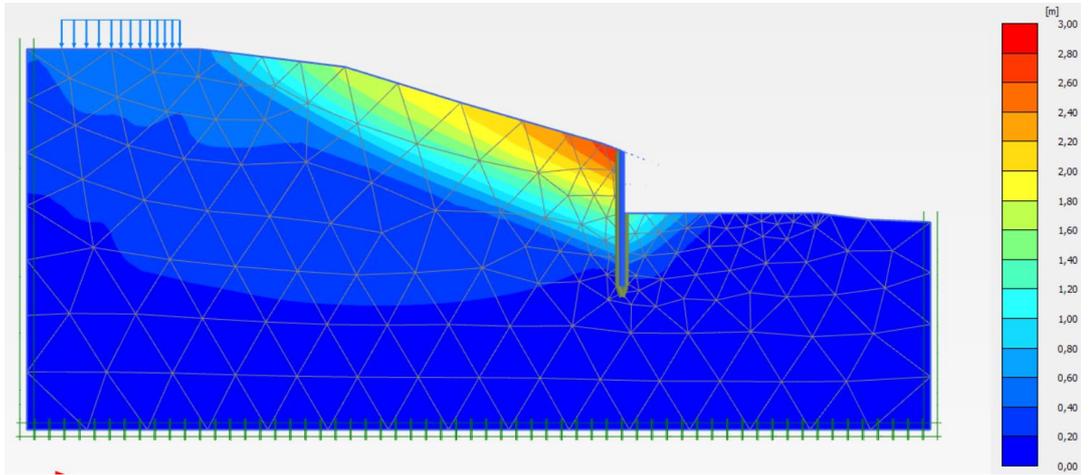
Kazığın maksimum yanal deplasmanı $u_x = 95 \text{ mm} > 90 \text{ mm}$ (yetersiz !)



Şekil 3.47. H= 19,50 m Ø 80 cm teğet kazık iksa sistemi kesiti.



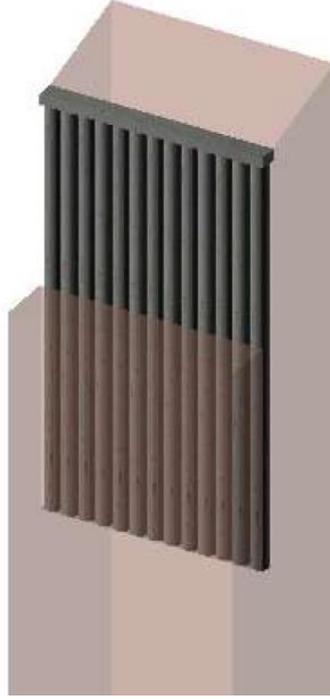
Şekil 3.48. H= 19,50 m. Ø 80 cm teğet kazık statik durum şev analizi.



Şekil 3.49. H= 19,50 m Ø 80 cm teğet kazık depremlı durum şev analizi.



Şekil 3.50. Plaxis yazılımında kazık elemanda yanal deplasmanlar.



Şekil 3.51. İstCAD programında teğet kazık modeli.

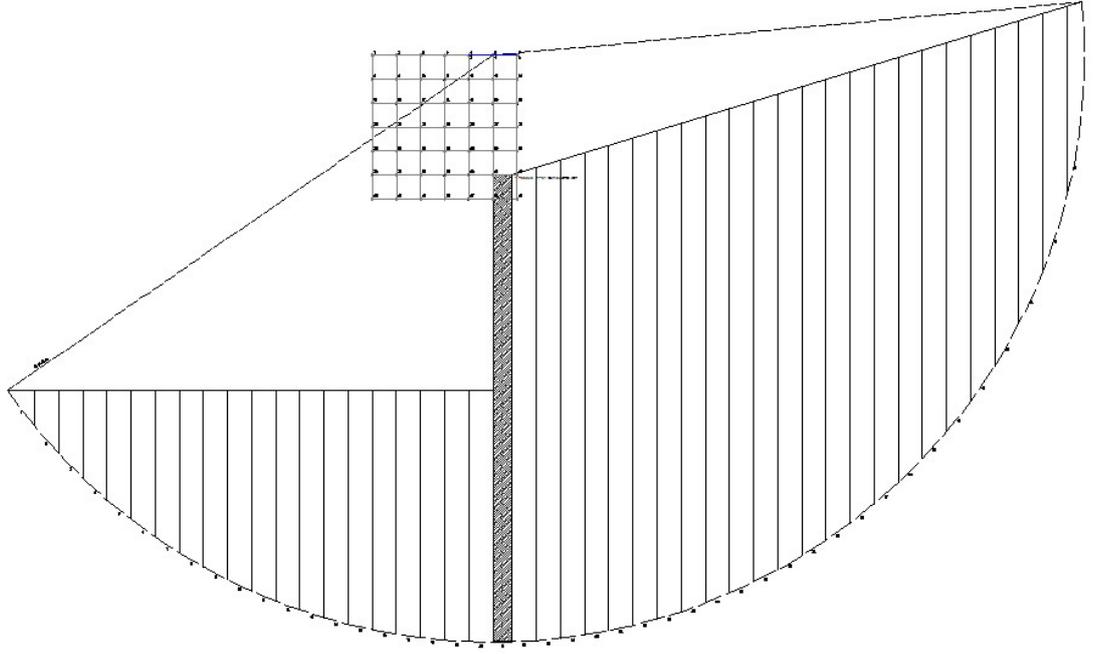
Plaxis 2D yazılımında şev analizleri yapılan kazıklı iksa sistemi olarak Ø80 cm çapında teğet kazık istCAD programında modellenmiştir (Şekil 3.51). Tahkik sonuçlarına göre fore kazık ankastre boyu, deplasman, kesme kuvveti ve dayanımının yeterli olduğu görülmüştür (Şekil 3.52). Ayrıca dilim yöntemine dayanan eşdeğer statik limit denge analizleri yapılarak, fore kazık için toptan göçme güvenliği; statik durum için $\gamma_{Rk} = 2,77$ depremlili durum için $\gamma_{Rk_dep1} = 2,27$ ve $\gamma_{Rk_dep2} = 2,32$ olarak hesap edilmiştir (Şekil 3.53).

	LİSANS	KARABUK UNIVERSİTESİ İNŞ. MÜH. BÖLÜMÜ			
	PROJE	Tez_80cmTeğetKazık - 80cm_Teğet_Kazık			
	TARİH	-	LİSANS NO		

BİLGİLENDİRME NOTLARI

No	Durum	Bilgilendirme Mesajı
1	✓	Kazık Ankastre boyu $L_{ank} = 10.50 > 10.09$
2	✓	Üst Uç Deplasmanı : $17.11 < \text{Sınır Deplasman} (9000 / 250) : 36.00$
3	✓	Fore Kazık $\gg V_d = 255.52 \text{ kN} < V_{dMax} = 2211.68 \text{ kN}$ Uygundur.
4	✓	Fore Kazık $\gg V_r = 548.41 \text{ kN} > V_d = 255.52 \text{ kN}$ Uygundur.

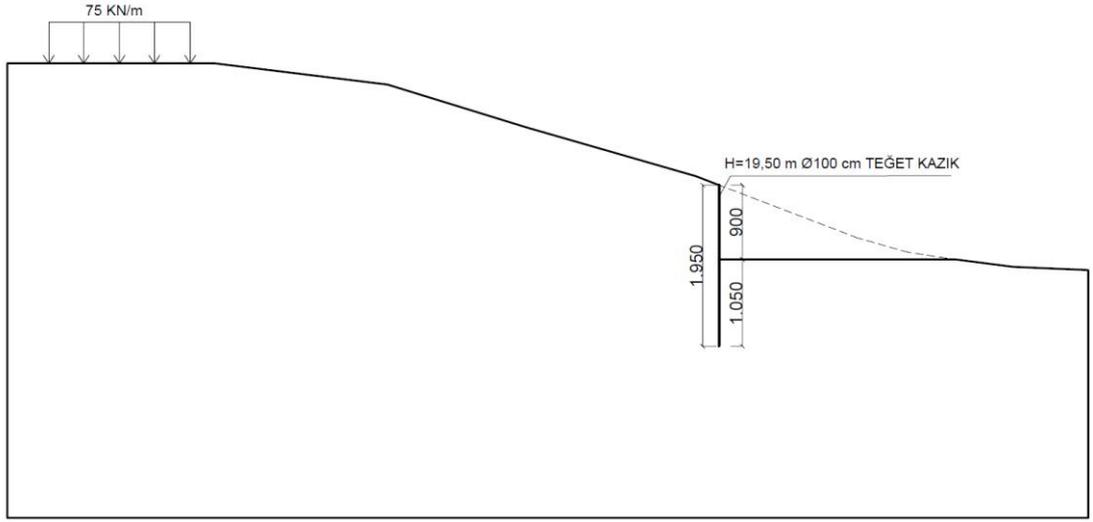
Şekil 3.52. Ø80 cm Teğet kazık için İstCAD programında analiz sonuçları.



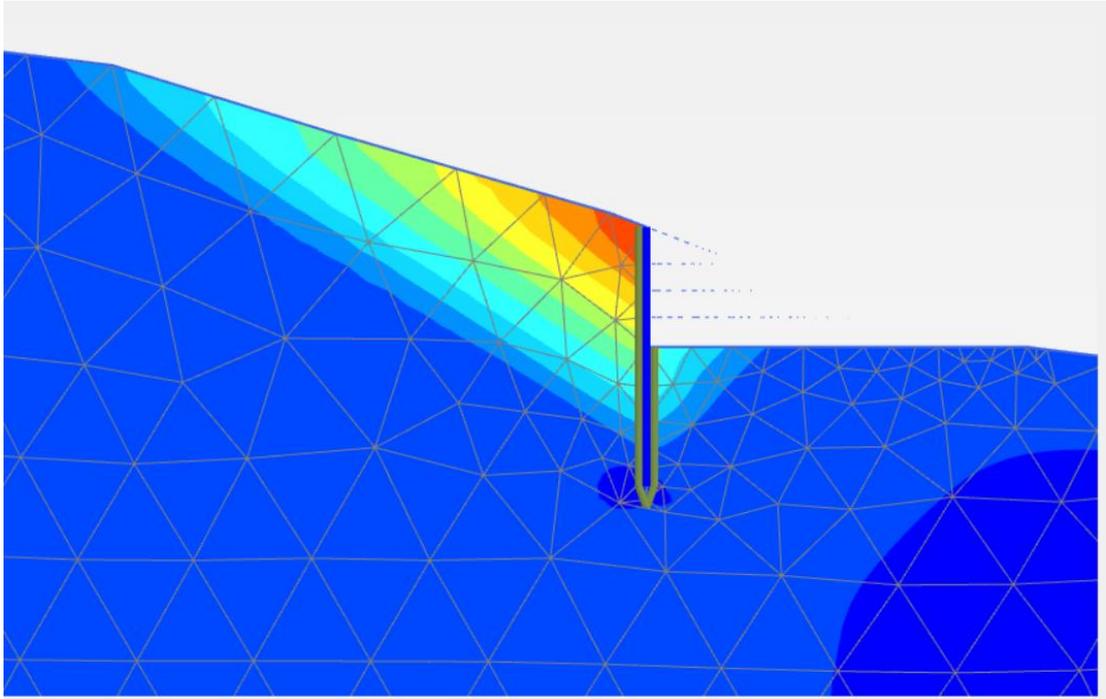
Şekil 3.53. Ø80 cm Teğet kazık için İstCAD programında toptan göçme analizi.

3.6.4. Proje 10: Ø100 cm Çapında Teğet Kazıklı İksa Sistemi ile Çözüm

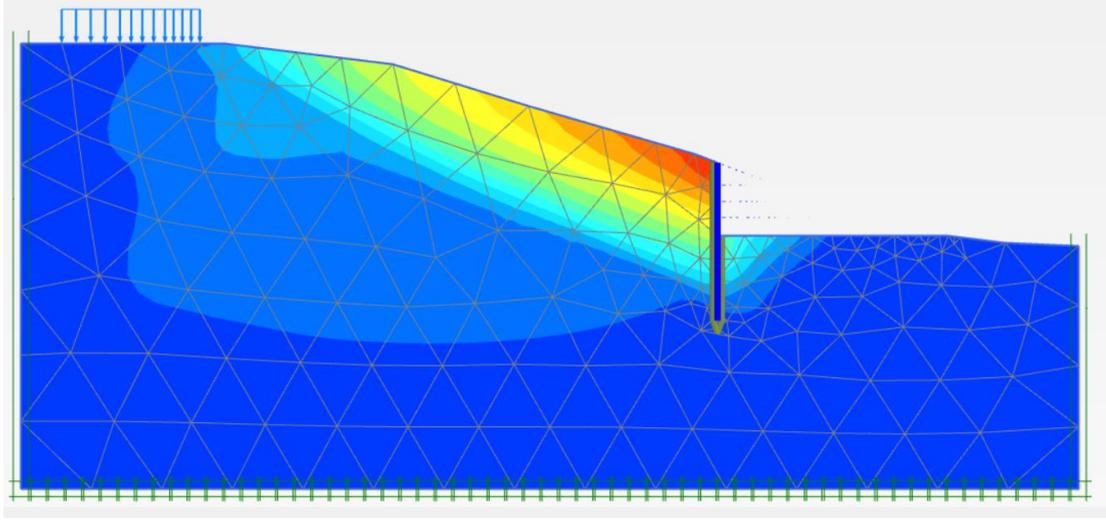
Şevde 9 m yüksekliğinde kazı şevini tutabilmek için Ø80 cm çapında teğet kazık yeterli güvenlik sayısının üstüne çıkmış ancak kazık yanal deplasmanı maksimum değeri aşılmıştı. Bu nedenle aynı kazı yüksekliği için Ø100 cm çapında teğet kazıklı iksa sistemi irdelenecektir. Bunun için Plaxis 2D programında Ø100 cm teğet kazık, 86,6 cm kalınlığa eşdeğer plate eleman olarak tanımlanmıştır. Kazık soket boyu 10,50 m toplam kazık boyu 19,50 m dir (Şekil 3.54). Sonrasında 2 m kademeli kazılarla 9 m kazık önü alınarak şev analizi yapılmıştır. Statik durumda şevin güvenlik sayısı 1,515 (Şekil 3.54) depremli durum için ise güvenlik sayısı 1,183 olarak hesap edilmiştir (Şekil 3.56). Kazığın maksimum yanal deplasmanın 76,68 mm civarında kabul edilebilir değerler de gerçekleşeceği ortaya çıkmaktadır (Şekil 3.57).



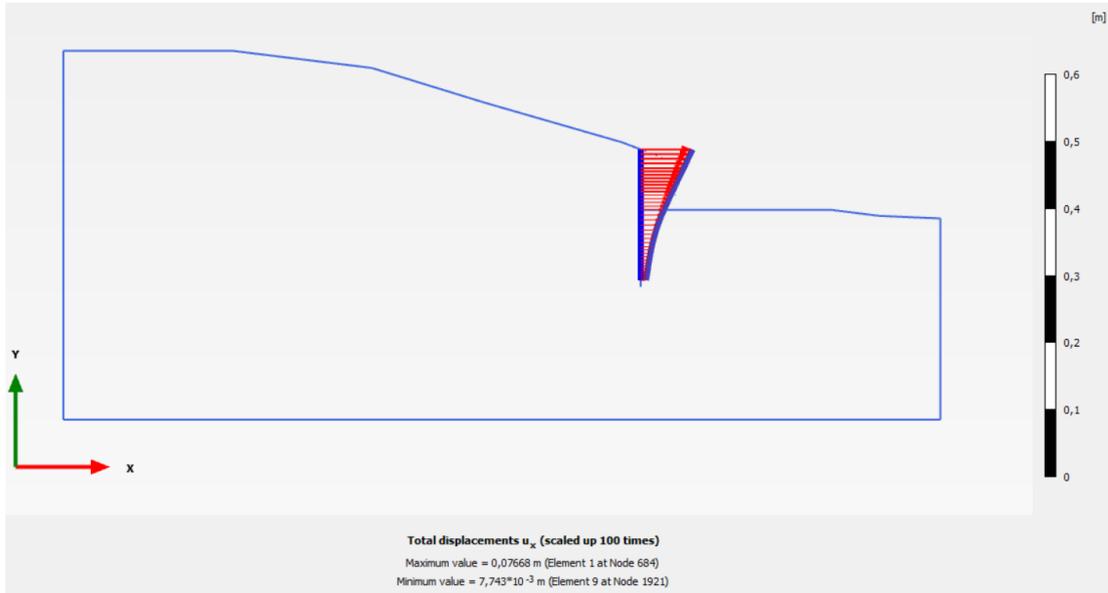
Şekil 3.54. H= 19,50 m Kazıklı iksa sistemi kesiti. Ø100 cm teğet kazık.



Şekil 3.55. H= 19,50 m Ø100 cm teğet kazık statik durum şev analizi.



Şekil 3.56. H= 19,50 m Ø100 cm teğet kazık depremli durum şev analzi



Şekil 3.57. H= 19,50 m Ø100 cm teğet kazık yanal deplasmanlar.

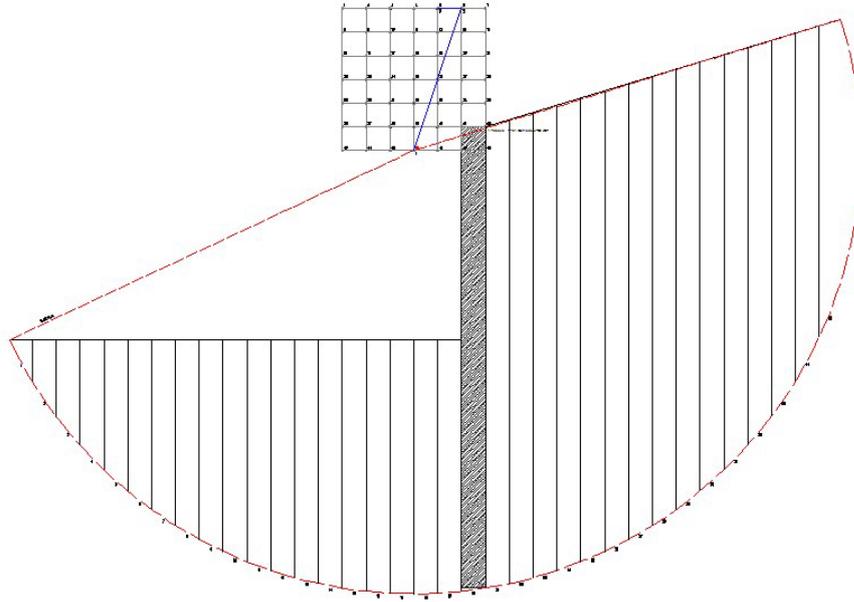
Plaxis 2D yazılımında şev analizleri yapılan kazıklı iksa sistemine ait betonarme hesap ve metrajı için, Ø100 cm teğet kazık istCAD programında modellenmiştir. Tahkik sonuçlarına göre fore kazık ankastre boyunu (Şekil 3.58) ve statik durum için toptan göçme yeterli gelmediği görülmüştür. Dilim yöntemine dayanan eşdeğer statik limit denge analizleri yapılarak, fore kazık için toptan göçme güvenliği; statik durum için $\gamma_{RK}=1,04$ depremlı durum için $\gamma_{RK_dep1} = 2,52$ ve $\gamma_{RK_dep2} = 2,58$ olarak hesap edilmiştir (Şekil 3.59).



BİLGİLENDİRME NOTLARI

No	Durum	Bilgilendirme Mesajı
1	!!!	Kazık Ankastre boyu $L_{ank} = 10.50 < 11.93 H_2$ yi arttırın...!
2	✓	Üst Uç Deplasmanı : 12.68 < Sınır Deplasman (9000 / 250) : 36.00
3	✓	Fore Kazık >> $V_d = 319.40 \text{ kN} < V_{dMax} = 3455.75 \text{ kN}$ Uygundur.
4	✓	Fore Kazık >> $V_r = 853.29 \text{ kN} > V_d = 319.40 \text{ kN}$ Uygundur.

Şekil 3.58. Ø100 cm Teğet kazık İstCAD analiz sonuçları.



Şekil 3.59. Ø100 cm Teğet kazık İstCAD programında toptan göçme analizi.

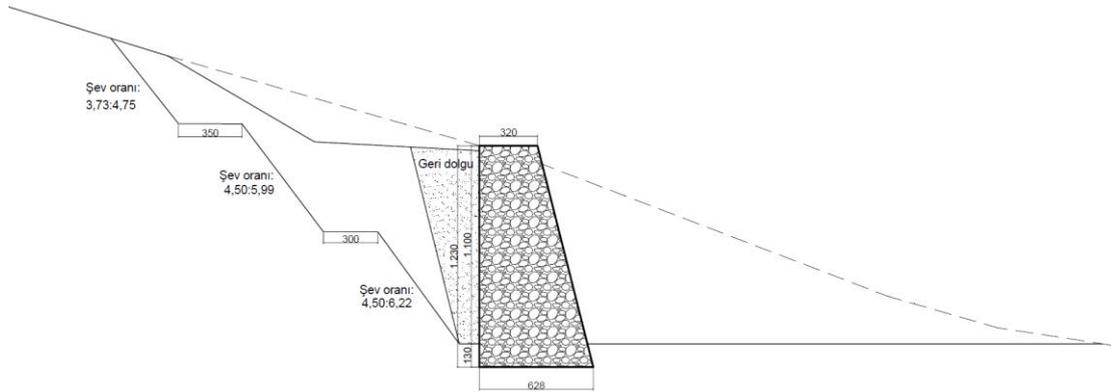
3.7. ŞEVDE 11,00 m YÜKSEKLİĞİNDE KAZI İÇİN STABİLİTE ANALİZLERİ

Şevin topuk bölgesinde düz bir alan açabilmek için planlanan ve aynı kottan devam eden kazılarla 11,00 m dik yüksekliği güvenle tutabilecek dayanma yapısı olarak öncelikle taş duvar, konsol istinat duvarı ve kazıklı iksa sistemi irdelenmiştir.

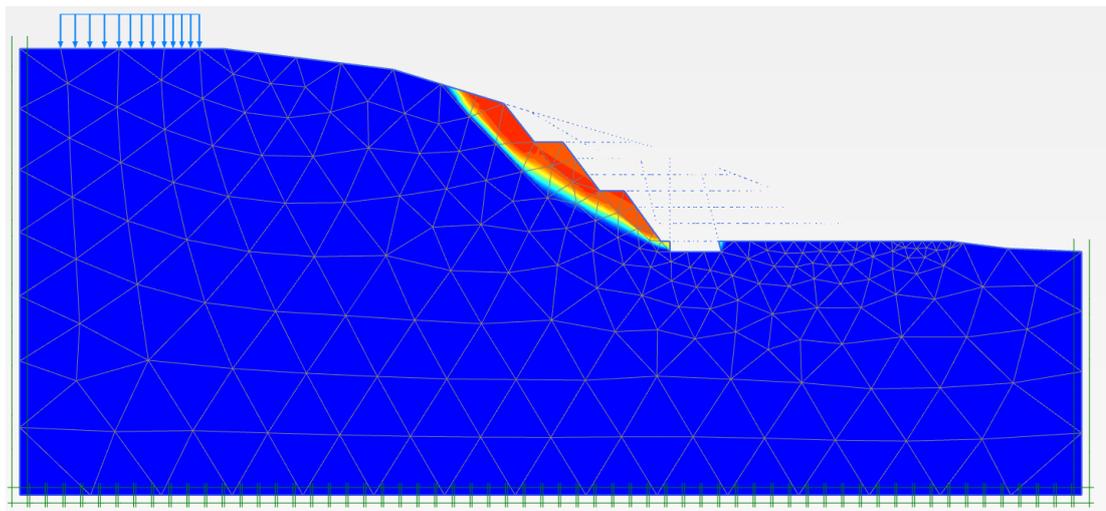
3.7.1. Proje 11: H=12,30 Ağırlık Taş Duvar ile Çözüm

Plaxis yazılımında modellenen şevde 11,00 m dik yükseklik önüne yapılacak taş duvarıyla şev analizi incelenecektir. Öncelikle Şekil 3.60'ta olduğu gibi şev

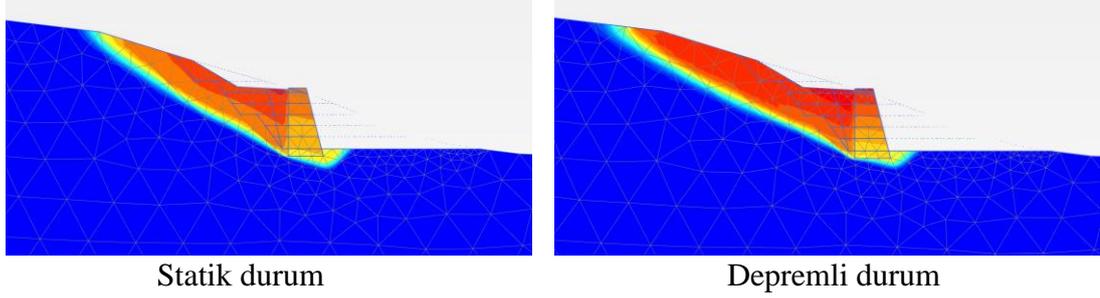
kademelendirilmiştir. Kazı sonrası durum için şev güvenlik sayısının 0,972 olduğu görülmüştür (Şekil 3.61). Bu durumda şevi güvenle tutabilecek ağırlık taş duvar Plaxis yazılımında modellenirken 20kN/m^3 birim hacim ağırlığına sahip bir zemin gibi tanımlanmıştır. Taş duvar boyutları Şekil 3.60'ta olduğu gibi alt tabanı 628 cm, üstü 320 cm genişliğinde, 12,30 m yüksekliğindedir. Sonraki aşamada duvar arkası geri dolgu yapılarak şev analizi yapılmıştır. Geri dolgunun tamamı şevin doğal açısında doldurulduğunda şevin güvenlik sayısı statik durum için 1,457 depremli durumda ise 1,058 olduğu görülmüştür. Şevi kademelendirmenin stabiliteyi artırıcı etkiside ilave ederek geri dolguda kademe yapılmasıyla oluşturulan çözümde güvenlik sayısı statik durumda 1,526 ile sağlarken, depremli durumda ise güvenlik sayısı 1,092 ile yeterli güvenlikte olmadığı görülmüştür (Şekil 3.62).



Şekil 3.60. Kademelendirilen şev ve taş duvar boyutları.

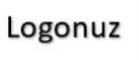


Şekil 3.61. Kazı sonrası durum için şev analizi.



Şekil 3.62. H= 12,30 m Taş duvar ile çözümde şev analizleri.

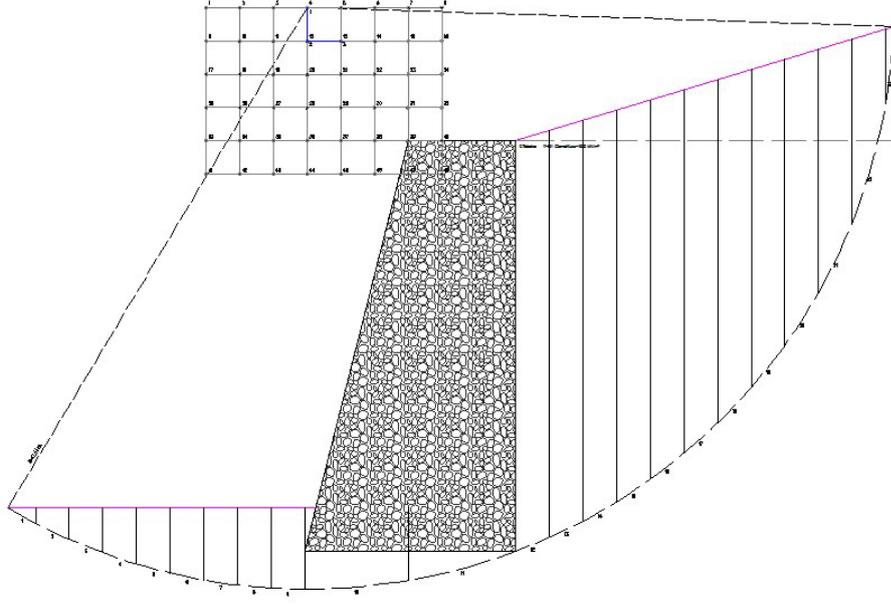
Sonlu elemanlar yazılımıyla şev analizleri yapılan taş duvar, bu aşamadan sonra stabilite kontrolleri için istCAD programında modellenerek incelenmiştir. Buna göre kayma, devrilme tahkikleri yeterli güvenliği sağladığı görülmüş ancak zemin gerilme tahkikleri depremlı durumda kurtarmamıştır. (1-kv) - Depremlı1 - durumda zemin gerilmesi yetersiz. $G1 = 667,59 > G_{zem} = 250,00$. (1+kv) - Depremlı1 - durumda zemin gerilmesi yetersiz $G1 = 574,74 > G_{zem} = 250,00$ (Şekil 3.63). Taban genişliğini artırmak bu boyutlardaki bir taş duvarın zemin gerilmesini uygun hale getirememiştir. Dilim yöntemine dayanan eşdeğer statik limit denge analizleri yapılarak, taş duvar için toptan göçme güvenliği; statik durum için $\gamma_{Rk} = 1,53$ depremlı durum için $\gamma_{Rk_dep1} = 1,35$ ve $\gamma_{Rk_dep2} = 1,35$ olarak hesap edilmiştir (Şekil 3.64).

	LİSANS	KARABUK UNİVERSİTESİ İNŞ. MÜH. BÖLÜMÜ			
	PROJE	TEZ_12,3m_TAŞ DUVAR - TEZ_12,3m_TAŞ DUVAR			
	TARİH	-	LİSANS NO		

BİLGİLENDİRME NOTLARI

No	Durum	Bilgilendirme Mesajı
1		Kayma Tahkiki
2	✓	Statik - Kayma Güvenliği ✓ $V_{thStatik} = 339.04 < R_{thStatik} + \gamma_{Rp} * R_{pt} = 741.19$ [Oran : 2.19 > 1.50] ✓
3	✓	(1-kv) - Kayma Güvenliği ✓ $V_{thDep1} = 749.62 < R_{thDep1} + \gamma_{Rp} * R_{ptDep1} = 786.20$ [Oran : 1.05 > 1.00] ✓
4	✓	(1+kv) - Kayma Güvenliği ✓ $V_{thDep2} = 795.35 < R_{thDep2} + \gamma_{Rp} * R_{ptDep2} = 796.70$ [Oran : 1.00 > 1.00] ✓
5		Devrilme Tahkiki
6	✓	Statik - Devrilme Güvenliği ✓ $E_{DevSta} = 1231.99 < R_{dev_sta} / \gamma_{RdevSta} = 2103.84$ [Oran : 4.27 > 2.50] ✓
7	✓	(1-kv) - Devrilme Güvenliği ✓ $E_{DevDep1} = 3565.76 < R_{dev_dep1} / \gamma_{RdevDep} = 4194.70$ [Oran : 1.53 > 1.30] ✓
8	✓	(1+kv) - Devrilme Güvenliği ✓ $E_{DevDep2} = 3993.66 < R_{dev_dep2} / \gamma_{RdevDep} = 4799.47$ [Oran : 1.56 > 1.30] ✓
9		Zemin Gerilme Tahkiki
10	✓	Statik - durumda zemin gerilmesi. $G1 = 208.53 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
11	✓	Statik - durumda zemin gerilmesi. $G2 = 202.11 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
12	✓	(1-kv) - Depremlı1 - durumda ($G2 = -150.69 < 0$) ve ($e=1.77 < B/3=2.09$) olduğundan $G1 = 588.51 \rightarrow G1_{rev} = 667.59$ olarak düzeltme uygulanmıştır.
13	!!!	(1-kv) - Depremlı1 - durumda zemin gerilmesi yetersiz. $G1 = 667.59 > G_{zem} = 250.00$
14	✓	(1+kv) - Depremlı1 - durumda ($G2 = -101.48 < 0$) ve ($e=1.53 < B/3=2.09$) olduğundan $G1 = 544.60 \rightarrow G1_{rev} = 574.74$ olarak düzeltme uygulanmıştır.
15	!!!	(1+kv) - Depremlı1 - durumda zemin gerilmesi yetersiz. $G1 = 574.74 > G_{zem} = 250.00$
16		Diğer

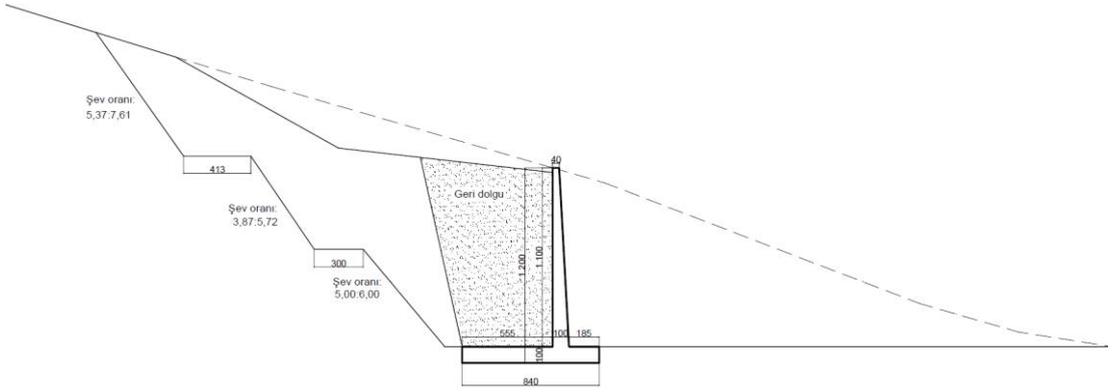
Şekil 3.63. H= 12,3 m Taş duvar istCAD programı stabilite kontrolleri.



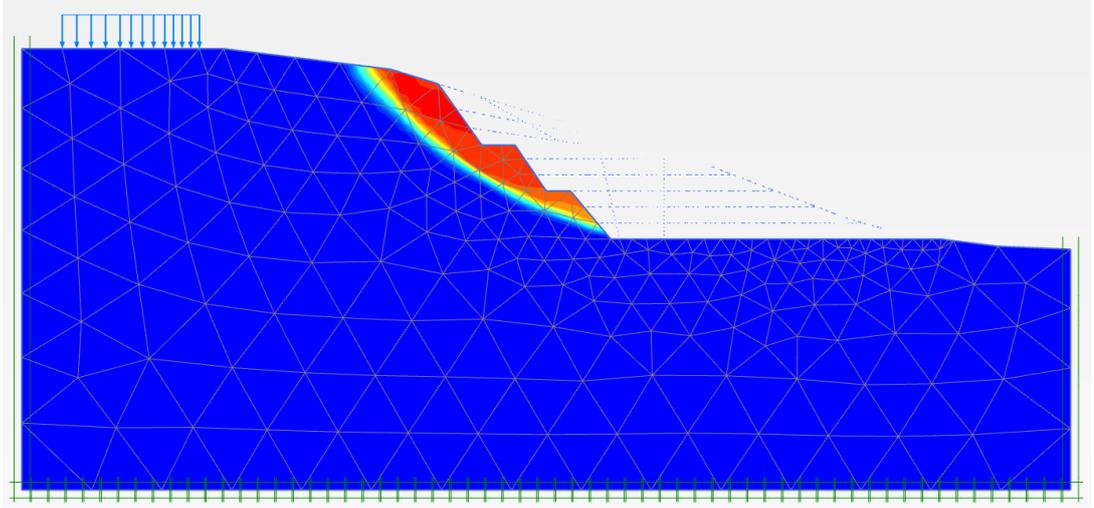
Şekil 3.64. H= 12,30 m Taş duvar istCAD programında toptan göçme analizi.

3.7.2. Proje 12: H=12,00 m Konsol İstinat Duvarı ile Çözüm

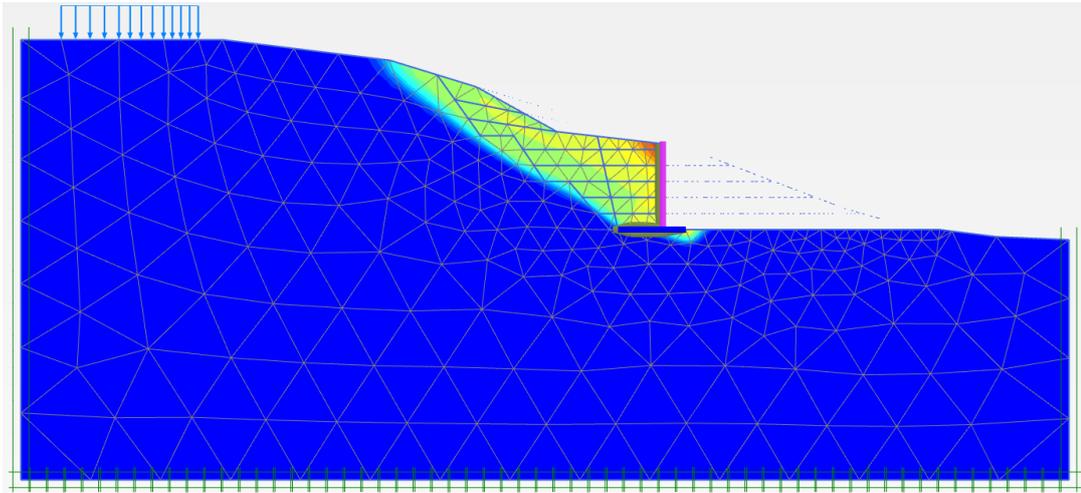
Plaxis yazılımında modellenen şevde 11,00 m dik yükseklik önüne yapılacak konsol istinat duvarıyla şev analizi incelenecektir. Öncelikle Şekil 3.65'te olduğu gibi şev kademelendirilerek kazı durumu analiz edilmiştir. Kazı sonrası durum için şev güvenlik sayısının 0,995 olduğu görülmüştür (Şekil 3.66). Bu durumda şevi güvenle tutabilecek konsol istinat duvarı Plaxis yazılımında modellenirken istinat duvarı gövdesi 70 cm ve temeli 100 cm plate eleman olarak tanımlanmıştır. İstinat duvarı boyutları Şekil 3.65'te olduğu gibi temel genişliği 840 cm, gövde yüksekliği ise 11 m, toplam duvar yüksekliği 12 m'dir. Sonraki aşamada duvar arkası geri dolgusu yapılarak şev analizi yapılmıştır. Şevi kademelendirmenin stabiliteyi artırıcı etkisini de ilave ederek geri dolguda kademe yapılmasıyla oluşturulan çözümde güvenlik sayısı statik durumda 1,379 (Şekil 3.67) depremlı durumda ise 1,01 ile yeterli güvenliği sağlayamamıştır (Şekil 3.68).



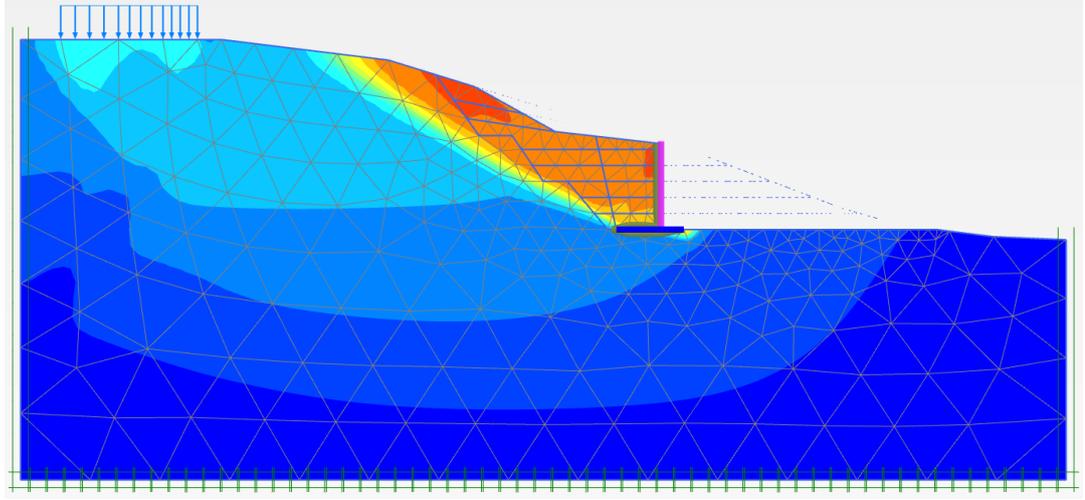
Şekil 3.65. Şev kesiti ve konsol istinat duvar boyutları.



Şekil 3.66. Kazı sonrası durumun için şev analizi.



Şekil 3.67. H= 12,00 m Konsol duvar statik durum şev analizi.

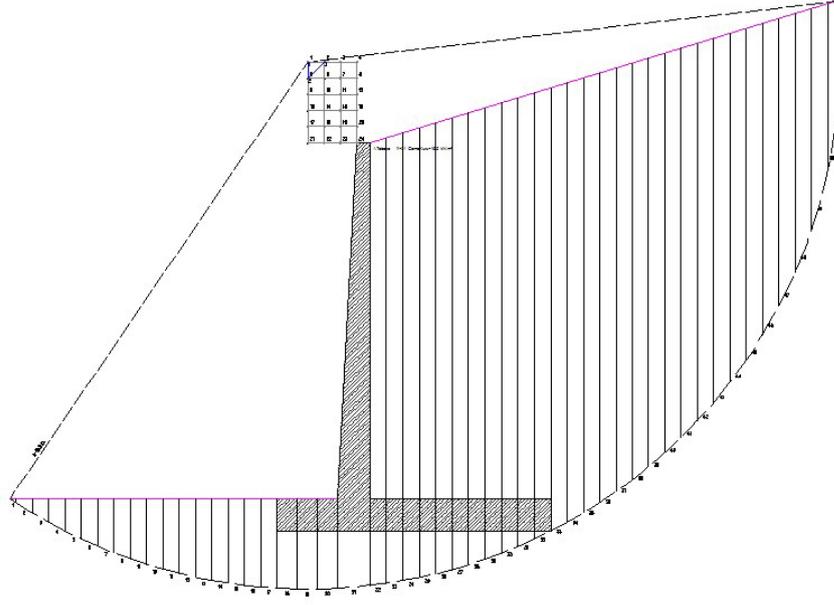


Şekil 3.68. H= 12,00 m Konsol duvar depremlı durum şev analizi.

Plaxiste yapılan şev analizlerinde yeterli güvenliği sağlayamayan konsol duvar, istCAD programında aynı boyutlarda modellenerek analiz edilmiştir. Sonuçlara göre kayma, devrilme ve beton kesme dayanımları tahkiklerinin yeterli güvenliği sağladığı, ancak zemin gerilmelerinin yeterli gelmediği görülmüştür (Şekil 3.69). Ayrıca dilim yöntemine dayanan eşdeğer statik limit denge analizleri yapılarak, taş duvar için toptan göçme güvenliği; statik durum için $\gamma_{Rk} = 1,59$ depremlı durum için $\gamma_{Rk_dep1} = 1,36$ ve $\gamma_{Rk_dep2} = 1,37$ olarak hesap edilmiştir (Şekil 3.70).

No	Durum	Bilgilendirme Mesajı
1		Kayma Tahkiki
2	✓	Statik - Kayma Güvenliği \checkmark $V_{thStatik} = 431.71 < R_{thStatik} + \gamma_{Rp} * R_{pt} = 871.33$ [Oran : 2.02 > 1.50] \checkmark
3	✓	(1-kv) - Kayma Güvenliği \checkmark $V_{thDep1} = 783.33 < R_{thDep1} + \gamma_{Rp} * R_{ptDep1} = 923.08$ [Oran : 1.18 > 1.00] \checkmark
4	✓	(1+kv) - Kayma Güvenliği \checkmark $V_{thDep2} = 840.04 < R_{thDep2} + \gamma_{Rp} * R_{ptDep2} = 934.28$ [Oran : 1.11 > 1.00] \checkmark
5		Devrilme Tahkiki
6	✓	Statik - Devrilme Güvenliği \checkmark $E_{DevSta} = 1770.22 < R_{dev_sta} / \gamma_{RdevSta} = 3547.63$ [Oran : 5.01 > 2.50] \checkmark
7	✓	(1-kv) - Devrilme Güvenliği \checkmark $E_{DevDep1} = 3945.15 < R_{dev_dep1} / \gamma_{RdevDep} = 7064.79$ [Oran : 2.33 > 1.30] \checkmark
8	✓	(1+kv) - Devrilme Güvenliği \checkmark $E_{DevDep2} = 4333.73 < R_{dev_dep2} / \gamma_{RdevDep} = 8079.86$ [Oran : 2.42 > 1.30] \checkmark
9		Zemin Gerilme Tahkiki
10	✓	Statik - durumda zemin gerilmesi. $G1 = 179.52 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
11	✓	Statik - durumda zemin gerilmesi. $G2 = 212.06 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
12	!!!	(1-kv) - Depremlı1 - durumda zemin gerilmesi yetersiz. $G1 = 388.08 > G_{zem} = 250.00$
13	✓	(1-kv) - Depremlı1 - durumda zemin gerilmesi. $G2 = 28.71 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
14	!!!	(1+kv) - Depremlı1 - durumda zemin gerilmesi yetersiz. $G1 = 318.74 > G_{zem} = 250.00$
15	✓	(1+kv) - Depremlı1 - durumda zemin gerilmesi. $G2 = 102.97 < G_{zem} = 250.00$ Uygundur.
16		Diğer
17	✓	Konsol Dinde Kesme Dayanımları $V_d = 630.68 < V_r = 631.33$
18	✓	Konsol Yarı Yüksekliğinde Kesme Dayanımları $V_d = 138.41 < V_r = 431.96$
19	✓	Ön Ampatmanda Kesme Dayanımları $V_d = 602.00 < V_r = 631.33$
20	✓	Arka Ampatmanda Kesme Dayanımları $V_d = 349.70 < V_r = 631.33$

Şekil 3.69. H= 12,00 m Konsol ist. duvarı istCAD programı stabilite kontrolleri.



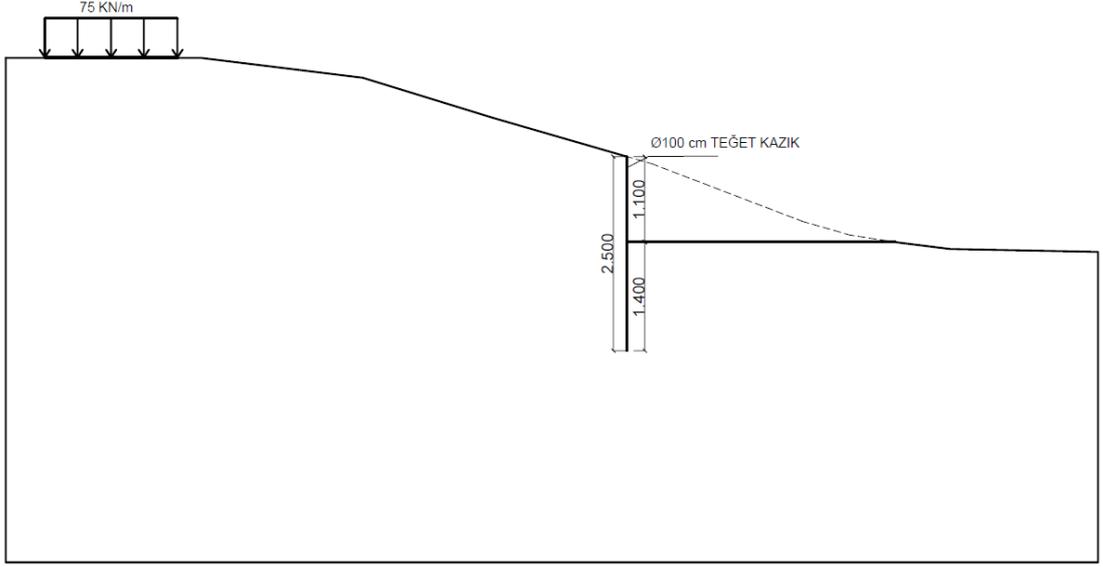
Şekil 3.70. H= 12,00 m Konsol duvar istCAD programı toptan göçme analizi.

3.7.3. Proje 13: Ø100 cm Çapında Teğet Kazıklı İksa Sistemi ile Çözüm

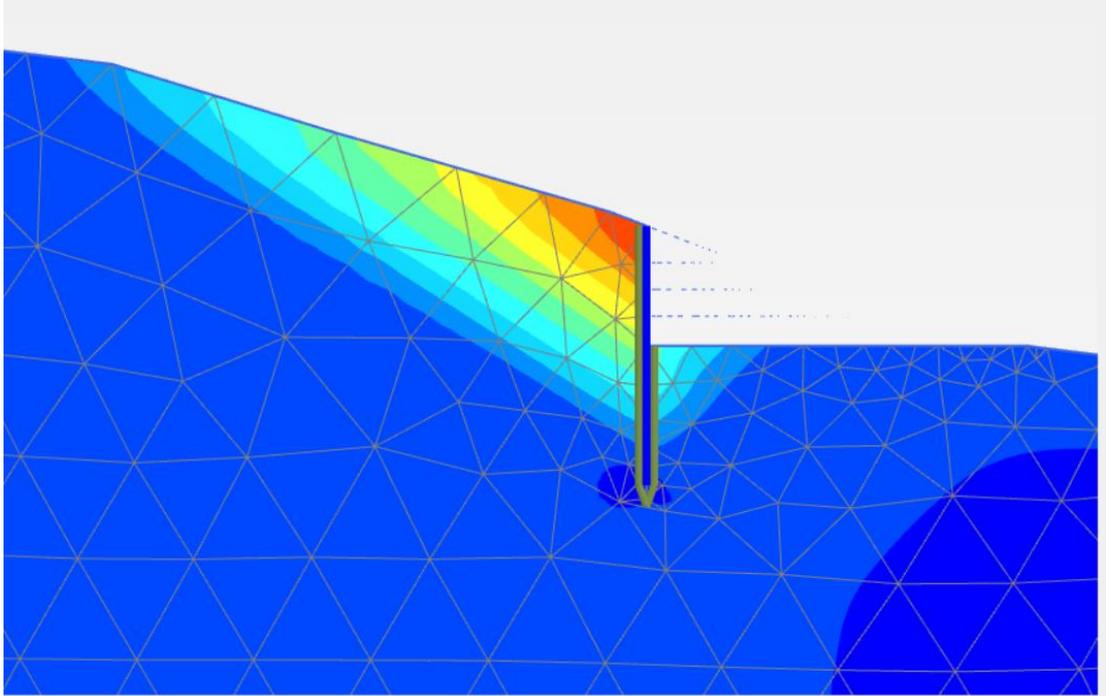
Şevde 11 m yüksekliğinde kazı şevini tutabilmek için sırasıyla taş duvar ve betonarme konsol istinatları ile çözüm incelenmiş, bu yükseklik için yeterli stabiliteyi sağlamadıkları görülmüştür. Aynı yükseklik için Ø100 cm çapında teğet kazıklı iksa sistemi irdelenecektir. Bunun için Plaxis 2D programında Ø100 cm teğet kazık, 86,6 cm kalınlığa eşdeğer plate eleman olarak tanımlanmıştır. Kazık soket boyu 14,00 m toplam kazık boyu 25,00 m'dir (Şekil 3.71). 2 m kademeli kazılarla 11 m kazık önü açılarak şev analizi yapılmıştır. Statik durum için şev güvenlik sayısı 1,536 (Şekil 3.72) depremlı durum için ise güvenlik sayısı 1,195 olarak hesap edilmiştir (Şekil 3.73). Kazığın maksimum yanal deplasmanı 132,6 mm olarak hesap edilmiştir. (Şekil 3.74). Kazı Destek Yapıları Tasarım ve Uygulama Esasları Yönetmeliğinin 2.12 maddesi deplasman kriterleri gereği; “konsol sistemlerde meydana gelecek yanal deplasmanlar için $\delta h = 0.010H$ (kazı derinliğinin yüzde biri) değeri bir üst limit olarak kabul edilmektedir. Yanal deplasmanlar bu değeri aşmayacak şekilde projelendirme yapılmalıdır”[34].

Yanal deplasman sınırı $\delta h = 0.010H = 0,01*11000 = 110 \text{ mm}$

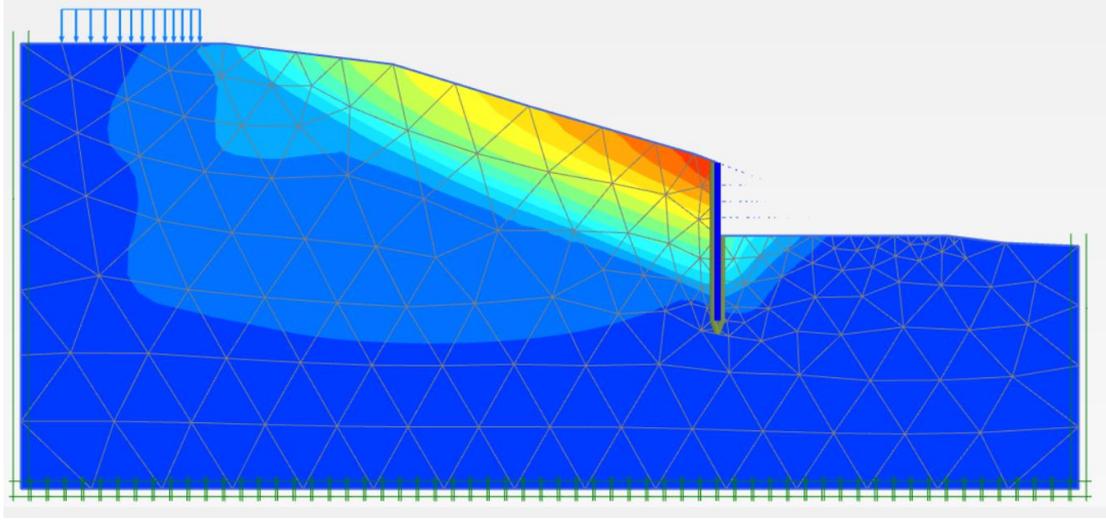
Hesaplanan maksimum yanal deplasman $u_x = 132,6 \text{ mm} > 110 \text{ mm}$ (yetersiz !)



Şekil 3.71. H= 25 m Ø100 cm Teğet kazık iksa sistemi kesiti.



Şekil 3.72. H= 25 m Ø100 cm Teğet kazık plaxis statik durum şev analizi.



Şekil 3.73. H= 25 m. Ø100 cm Teğet kazık plaxis analizi depremlı durum şev analizi.

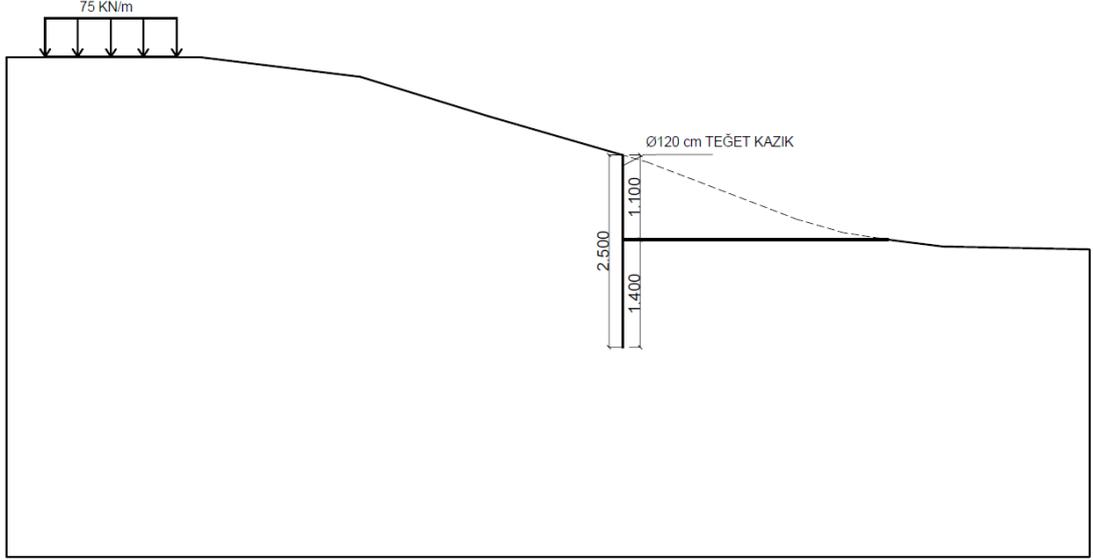


Şekil 3.74. H= 25 m. Ø100 cm Teğet kazık yanal deplasmanlar.

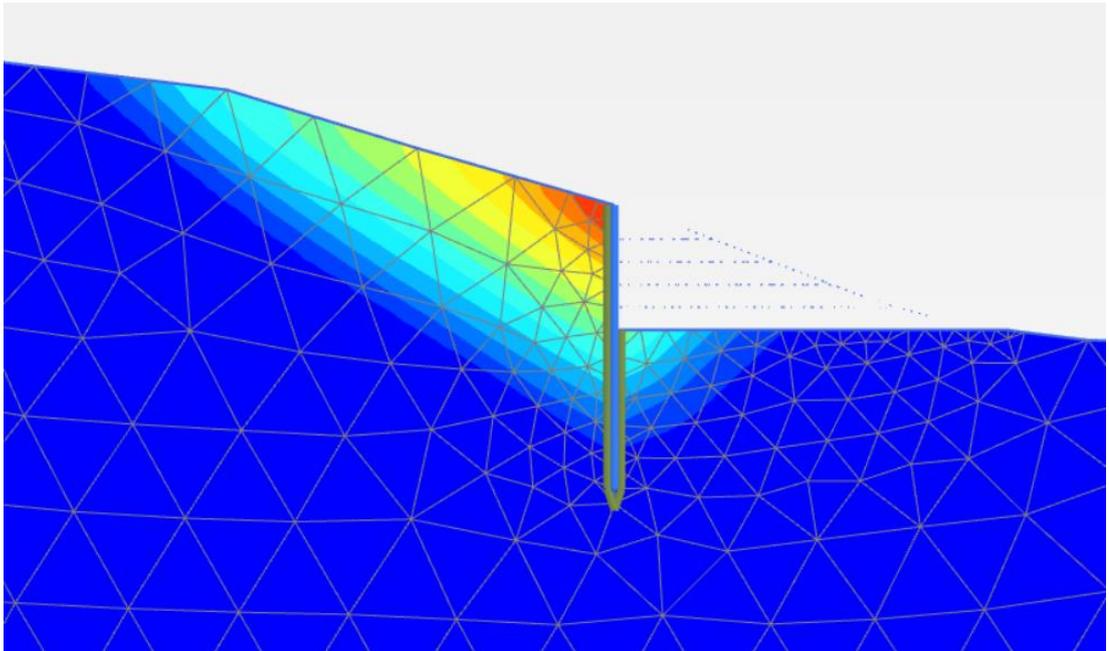
3.7.4. Proje 14: Ø120 cm Çapında Teğet Kazıklı İksa Sistemi ile Çözüm

Şevde 11 m yüksekliğinde kazı şevini tutabilmek için Ø100 cm teğet kazık yeterli güvenlik sayısının üstüne çıkmış ancak kazık yanal deplasmanı maksimum değeri aşmıştır. Bu nedenle aynı kazık boyu için Ø120 cm teğet kazıklı iksa sistemi irdelenmiştir. Bunun için Plaxis 2D programında Ø120 cm teğet kazık, 103,9 cm kalınlığa eşdeğer plate eleman olarak tanımlanmıştır. Kazık soket boyu 14 m toplam kazık boyu 25 m'dir (Şekil 3.75). 2 m kademeli kazılarla 11 m kazık önü açılarak şev

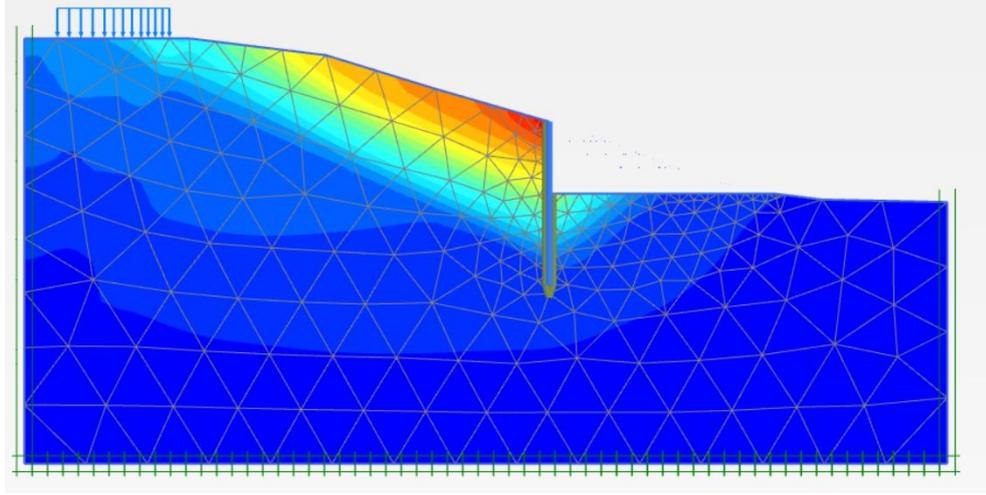
analizi yapılmıştır. Statik durum için şev güvenlik sayısı 1,536 (Şekil 3.76) depremlı durum için ise güvenlik sayısı 1,192 olarak hesap edilmiştir (Şekil 3.77). Kazığın maksimum yanıl deplasmanın 10,51 mm civarında kabul edilebilir değerlerde gerçekleşeceği ortaya çıkmaktadır (Şekil 3.78).



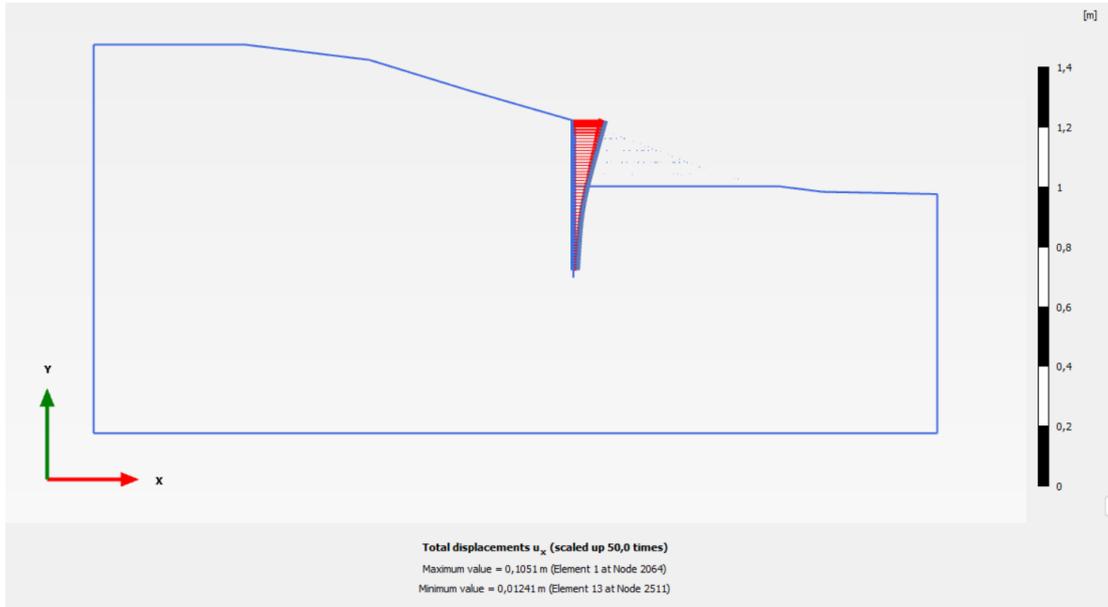
Şekil 3.75. H= 25 m Ø120 cm Teğet kazık iksa sistemi kesiti.



Şekil 3.76. H= 25 m. Ø120 cm Teğet kazık plaxis statik durum için şev analizi.



Şekil 3.77. H= 25 m. Ø120 cm Teğet kazık plaxis depremlı durum için şev analizi



Şekil 3.78. H= 25 m Ø120 cm Teğet kazık yanal deplasmanlar.

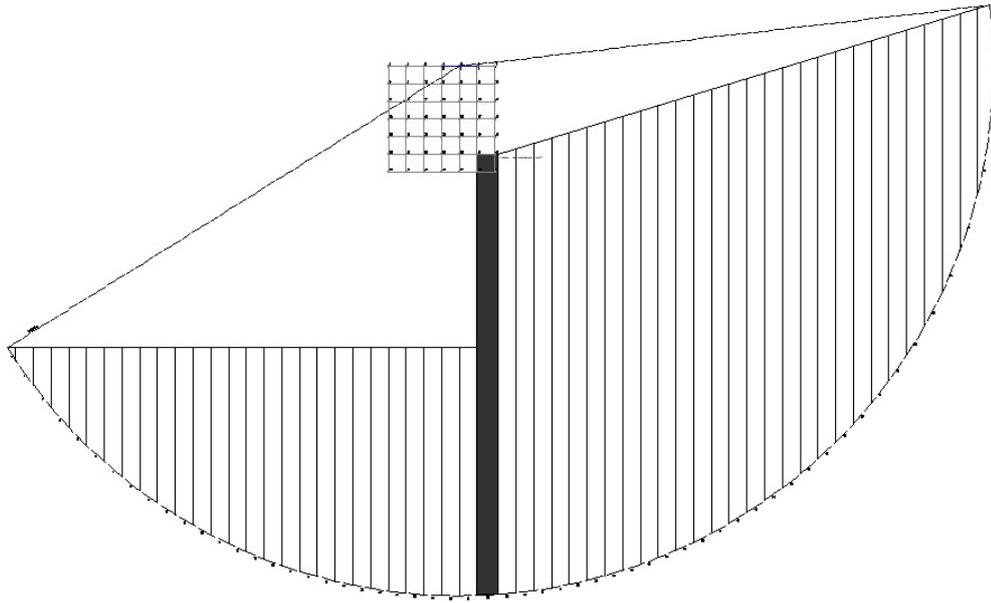
Plaxis 2D yazılımında şev analizleri incelenen kazıklı iksa sistemine ait kazığın betonarme hesapları için istCAD programında modellenmiştir. Tahkik sonuçlarına göre fore kazık ankastre boyu, deplasman, kesme kuvveti ve dayanımının yeterli olduğu görülmüştür (Şekil 3.79). Dilim yöntemine dayanan eşdeğer statik limit denge analizleri yapılarak, fore kazık için toptan göçme güvenliği; statik durum için $\gamma_{Rk}=3,03$ depremlı durum için $\gamma_{Rk_dep1} = 2,44$ ve $\gamma_{Rk_dep2} = 2,49$ olarak hesap edilmiştir (Şekil 3.80).



BİLGİLENDİRME NOTLARI

No	Durum	Bilgilendirme Mesajı
1	✓	Kazık Ankastre boyu Lank = 14.00 > 13.68
2	✓	Üst Uç Deplasmanı : 17.14 < Sınır Deplasman (11000 / 250) : 44.00
3	✓	Fore Kazık >> Vd = 567.40 kN < VdMax = 4976.28 kN Uygundur.
4	✓	Fore Kazık >> Vr = 1220.44 kN > Vd = 567.40 kN Uygundur.

Şekil 3.79. Ø120 cm Teğet kazık istCAD programı analiz sonuçları.



Şekil 3.80. Ø120 cm Teğet kazık istCAD programı toptan göçme analizi.

3.8. ŞEVDE 13,00 m YÜKSEKLİĞİNDE KAZI İÇİN STABİLİTE ANALİZLERİ

Şevin topuk bölgesinde düz bir alan açabilmek için planlanan ve aynı kottan devam eden kazılarla 13,00 m dik yüksekliği güvenle tutabilecek dayanma yapısı olarak kazıklı iksa sistemi irdelenmiştir.

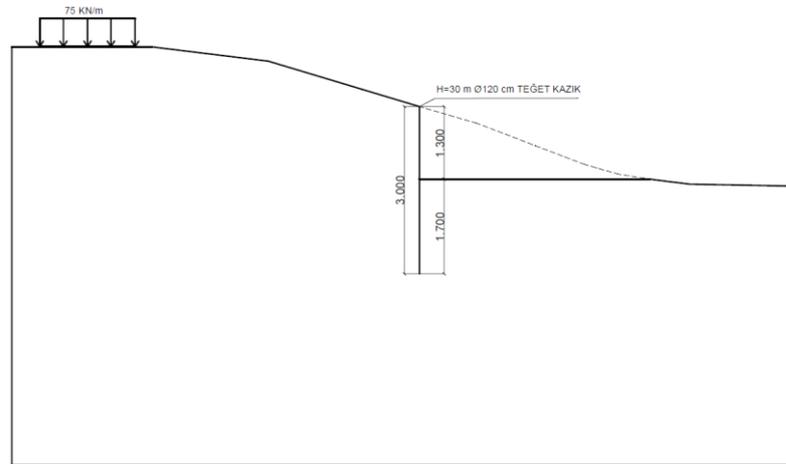
3.8.1. Proje 15: Ø120 cm Çapında Teğet Kazıklı İksa Sistemi

Şevde 13 m yüksekliğinde kazı şevini tutabilmek için Ø120 cm çapında teğet kazıklı iksa sistemi irdelenmiştir. Bunun için Plaxis 2D programında Ø120 cm teğet kazık 103,9 cm kalınlığa eşdeğer plate eleman olarak tanımlanmıştır. Kazık soket boyu 17,00 m toplam kazık boyu 30,00 m'dir (Şekil 3.81). 2 m kademeli kazılarla 13 m kazık önü açılarak şev analizi yapılmıştır. Statik durum için şev güvenlik sayısı 1,526 depremli durum için ise güvenlik sayısı 1,205 olarak hesap edilmiştir (Şekil 3.82). Kazığın maksimum yanal deplasmanı 193,8 mm olarak hesap edilmiştir. (Şekil 3.83). Kazı Destek Yapıları Tasarım ve Uygulama Esasları Yönetmeliğinin 2.12 maddesi deplasman kriterleri gereği; “konsol sistemlerde meydana gelecek yanal deplasmanlar için $\delta h = 0.010H$ (kazı derinliğinin yüzde biri) değeri bir üst limit olarak kabul edilmektedir. Yanal deplasmanlar bu değeri aşmayacak şekilde projelendirme yapılmalıdır”[34].

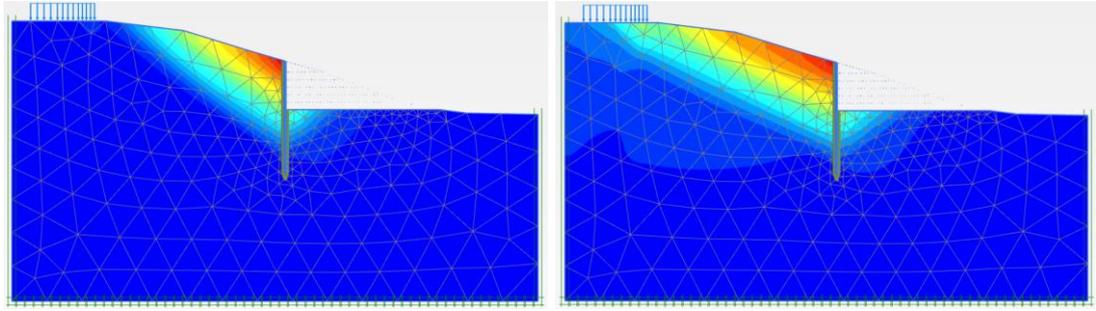
Yanal deplasman sınırı $\delta h = 0.010H = 0,01*13000 = 130 \text{ mm}$

Hesaplanan maksimum yanal deplasman $u_x = 193,8 \text{ mm} > 130 \text{ mm}$ (yetersiz !)

13 m kazı için hesapları yapılan Ø120 cm çapında teğet kazık, şev analizi güvenlik sayıları yeterli gelse de maksimum yanal deplasmanı istenilen değerin üzerinde çıkmaktadır. Kazık boyunu ve beton kalitesini (C40) artırarak yapılan çözümlerde de maksimum yanal deplasman 186,6 mm seviyesinde kalmıştır. Bu nedenle bu yükseklikteki kazı şevi için dayanma yapısı olarak ankrajlı fore kazık veya diğer önleme yöntemleri incelenebilir.



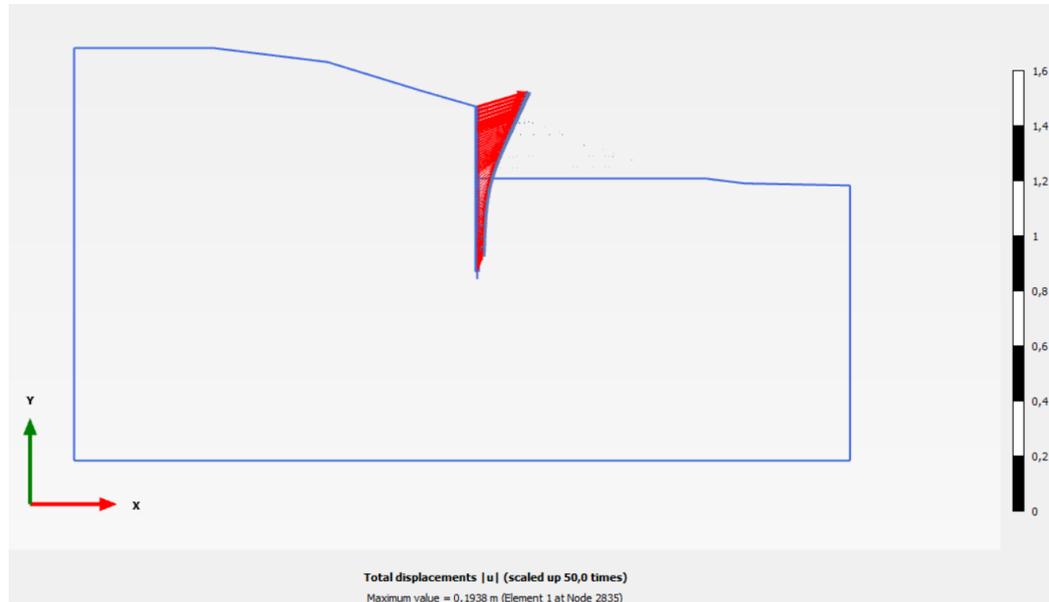
Şekil 3.81. H= 30 m Ø120 cm Teğet kazık iksa sistemi kesiti.



Statik durum

Depremlı durum

Şekil 3.82. H= 30 m. Ø120 cm Teğet kazık plaxis şev analizi.



Şekil 3.83 H= 30 m Ø120 cm Teğet kazık yanal deplasmanlar.

BÖLÜM 4

MALİYET ANALİZLERİ

Mühendislik yapılarının en temel prensibi hiç kuşkusuz; ihtiyaçların karşılanmasında maksimum emniyetin, minimum maliyetle çözülebildiği estetik projeleri hayata geçirebilmektir. Tüm mühendislik projelerinde olduğu gibi burada ele alınan projelerin maliyetinin ne kadar olacağı sorusunun cevabı araştırılacaktır. Maliyetin faydayı aşması durumunda daha ekonomik yöntemler kullanılabilir mi? Politik faktörler başka şekilde olmasını zorlamadığı sürece, bir şevin sağlamlaştırılması maliyetinin faydayı aşacak şekilde stabilize edilmesi mantıksızdır [21]. Bu bağlamda 3. Bölümde analizleri yapılan dayanma yapılarının projelerine ait maliyet hesapları ve analizleri yapılmıştır. Her bir projenin ele alındığı kazı yüksekliği için dayanma yapısı ile birlikte hafriyat işleri de hesaba katılarak proje maliyeti bir bütün olarak hesap edilmiştir. Bu bölümde karşılaştırması yapılan projelerin metraj ve birim fiyatları tespit edilerek maliyet hesapları yapılmıştır.

4.1. METRAJ HESAPLARI

Bu tez kapsamında maliyet hesapları yapılacak dayanma yapıları olan; ağırlık taş duvar, konsol istinat duvarı ve teğet kazıklı iksa sistemi, istCAD yazılımında duvar boyu 10m olarak projelendirilmiştir. Tüm projelerde aynı kottan başlayan her bir kazı yüksekliği için çıkartılan kesit alanları, 10 m'lik duvar boyu kadar kazı ve dolgu için hesap edilmiştir. Betonarme metrajlar istCAD programından çıkartılmıştır. Demir metrajına %3, beton metrajına %6 zayıt eklenerek, taş duvar metrajında 1 m³ ocak taşı 1,20 m³ alınarak hesap edilmiştir. Nakliye mesafesi yaklaşık 40 km. olarak hesap edilmiştir. Her bir projeye ait metrajlar Ek Açıklamalar A'da maliyet hesap çizelgelerinde miktar sütununda verilmiştir.

4.2. BİRİM FİYAT ANALİZLERİ

Maliyet hesaplarında güncel piyasa birim fiyatları kullanılmıştır. T.C. Çevre Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı 2024 yılı inşaat genel fiyat analizleri incelendiğinde bazı masrafların birim fiyata dahil edilmediği görülmüştür. Örneğin taş duvar birim fiyat analizinde; taşın ocaktan işbaşına taşıma bedeli, fore kazıkta; inşaat bünyesine giren betonarme demiri ve demirin projesine göre kesilip bükülerek hazırlanması yerine konulması bedeli, demirin fabrikadan iş başına kadar nakli, yüklenmesi ve boşaltılması bedeli, forajdan çıkan pasanın 60 m'den fazla mesafeye taşınması halinde buna ait taşıma bedeli birim fiyata dahil değildir. Hariç tutulan masraflara ait birim fiyat analizleri ayrı başlıklar altında sunulmuştur. Bunların herbiri ayrıca maliyet hesabına dahil edilmelidir. Bu sebeple tez kapsamında projeye ait tüm kalemlerin serbest piyasa güncel ve geçerli birim fiyatları üzerinden maliyet hesabı çıkartılması tercih edilmiştir. Yapılan hesaplarda piyasa fiyatlarının, bakanlığa ait birim fiyatların bir miktar üzerinde olduğu görülmüştür. Ayrıca bakanlığın fore kazık birim fiyatlarında aralıklı, teğet ve kesişen kazıklar için birim fiyat analizleri yoktur. Piyasa fiyatlarına baktığımızda aralıklı kazık ile teğet kazık arasında imalat zorluğu nedeniyle işçilik birim fiyatlarında %50 artış vardır. Birim fiyat analizlerinde işçilik miktarının hesabı piyasada kabul gören ölçü şekli esas alınarak yapılmıştır. Taş duvar projelerinde m³, konsol istinat duvarında m², kazıkta ise işçilik miktarı metre olarak proje üzerinden alınan ölçüler baz alınarak hesap edilmiştir. İşçilik birim fiyatları projenin boyutları, iskele ve yüksekte çalışma şartlarına göre artış göstermektedir. Her bir projeye ait birim fiyatlar Ek Açıklamalar A'da maliyet hesap çizelgelerinde birim fiyat sütununda verilmiştir.

4.3. MALİYET HESAPLARI

Şev analizleri ve stabilite kontrollerinde başarılı olan taş duvar, betonarme konsol istinat duvar ve konsol teğet kazıklı iksa sisteminin çözüldüğü projelerin maliyetlerinin karşılaştırılması için maliyet analizleri yapılmıştır. Tüm projelerde duvar boyu 10 m olarak hesap edilmiştir. Her bir projenin maliyet hesapları, tüm kalem için çıkarılan metraj ve birim fiyatlar üzerinden yapılmıştır. Maliyet hesaplarına %15 genel giderler, %10 müteahhit karı ve %20 KDV dahil edilmiştir. Çizelge 4.1'de

maliyetleri hesaplanan 10 projeye ait toplam maliyetler verilmiştir. Bu projelere ait ayrıntılı maliyet hesapları Ek Açıklamalar A'da Maliyet Hesap Çizelgelerinde sunulmuştur.

Çizelge 4.1. Projelere ait toplam maliyetleri.

Kazı Yük. (m)	Proje No	Dayanma Yapısı	Dayanma Yapısı Yük. (m)	İnşaat Maliyeti (TL)	KDV (%20)	Toplam Maliyeti (TL)
3,27	Proje-1	Taş Duvar	3,77	139.925,15	27.985,03	167.910,18
	Proje-2	Konsol İstinat	3,57	187.869,47	37.573,89	225.443,36
5,00	Proje-3	Taş Duvar	5,50	283.558,80	56.711,76	340.270,56
	Proje-4	Konsol İstinat	5,40	377.499,55	75.499,91	452.999,46
7,00	Proje-5	Taş Duvar	7,78	609.041,78	121.808,36	730.850,13
	Proje-6	Konsol İstinat	7,50	682.656,33	136.531,27	819.187,60
9,00	Proje-7	Taş Duvar	10,00	1.148.363,60	229.672,72	1.378.036,32
	Proje-8	Konsol İstinat	9,90	1.266.705,57	253.341,11	1.520.046,69
	Proje-9	Ø80 Teğet Kazık**	19,50	---	---	---
	Proje-10	Ø100 Teğet Kazık	19,50	1.677.304,59	335.460,92	2.012.765,51
11,00	Proje-11	Taş Duvar*	12,30	---	---	---
	Proje-12	Konsol İstinat*	12,00	---	---	---
	Proje-14	Ø120 Teğet Kazık	25,00	2.288.559,50	457.711,90	2.746.271,40
13,00	Proje-15	Ø120 Teğet Kazık**	30,00	---	---	---

* maksimum yanal deplasman aşıldığı için maliyeti hesaplanmamıştır.

** şev güvenlik sayısı yetersiz olduğundan maliyeti hesaplanmamıştır.

BÖLÜM 5

DEĞERLENDİRME VE SONUÇLAR

Bu tez çalışmasında, model bir şev üzerinde başlayan ve yüksekliği giderek artan kazılar sonucunda stabilitesi bozulan şevi dayanma yapıları ile güvenli hale getirebilmek için kapsamlı stabilite ve maliyet analizleri gerçekleştirilmiştir. Çalışma kapsamında incelenen projelerde şev stabilitesini sağlamak için ağırlık taş duvar, betonarme konsol istinat duvarı ve kazıklı iksa sistemi kullanılarak çözümler üretilmiştir. Elde edilen sonuçların proje mühendisleri, yatırımcılar ve uygulayıcı firmalar için hem güvenli hem de ekonomik açıdan optimum çözümlerin seçimine katkı sağlayacak yol gösterici bilgiler sunmayı amaçlamaktadır.

Ağırlık taş duvar ve konsol istinat duvarı ile şev analizi çözümlerinde geri dolgunun tamamı şevin doğal açısında doldurulduğunda şevin güvenlik sayısı yeterli güvenliği sağlayamadığı yüksekliklerde, şevi kademelendirmenin stabiliteyi artırıcı etkisini de ilave ederek geri dolguda kademe yapılmasıyla oluşturulan çözümde güvenlik sayısının yeterli güvenlikte olduğu görülmüştür.

TBDY-2018 Deprem Etkisinde Altında Şevlerin Duraylılığı madde.16.13.7’de “Deprem etkisinde şev duraylılık kontrolü, eşdeğer statik limit denge analizleri, sonlu elemanlar yöntemi veya zaman alanında gerçekleştirilecek dinamik davranış analizleri ile yapılabilir” olarak ifade edilmektedir. Bu tez çalışmasında şev analizleri sonlu elemanlar yöntemini esas alan Plaxis 2D yazılımında pseduo statik analiz yöntemiyle ve dilim yöntemine dayanan eşdeğer statik limit denge analizleri yöntemiyle analiz yapan istCAD programında yapılmıştır. Her iki yönetime ait şev güvenlik sayıları ve kazık elemanlara ait maksimum yanal deplasmanlar Çizelge 5.1’de verilmiştir. Bu sonuçlara göre statik durum şev güvenlik sayılarının birbirine yakın olduğu, depremler durumunda ise limit denge yöntemi şev güvenlik sayılarının sonlu elemanlar yönteminden bir miktar yüksek çıktığı görülmektedir. Proje-10’da Ø100 teğet kazıkta

limit denge analizi şev güvenlik sayısı statik durum için 1,04 ile yeterli gelmezken, depremlı durum için güvenlik sayısı 2,58 gibi yüksek bir değer çıkmıştır. Statik güvenlik sayısının yetersizliği istCAD programı hesabında kazık ankastre boyunun yetersiz gelmesinden kaynaklanmaktadır. Burada sonlu elemanlar yöntemini esas alan Plaxis yazılımının deformasyon hesapları dikkate alınmıştır.

Çizelge 5.1. Sonlu elemanlar ve limit denge yöntemlerine ait şev güvenlik sayıları.

Kazı Yük. (m)	Dayanma Yapısı Bilgileri			Şev Güvenlik Sayısı				Maksimum Yanal Deplasman
	Proje No	Dayanma Yapısı	Dayanma Yapısı Yük. (m)	Sonlu Elemanlar Analizi		Limit Denge Analizi		
				Statik Durum	Pseudo Statik	Statik Durum	Pseudo Statik	
3,27	Proje-1	Taş Duvar	3,77	1,769	1,281	1,760	1,620	---
	Proje-2	Konsol İstinat	3,57	1,615	1,188	1,840	1,660	---
5,00	Proje-3	Taş Duvar	5,50	1,540	1,142	1,630	1,440	---
	Proje-4	Konsol İstinat	5,40	1,541	1,107	1,650	1,480	---
7,00	Proje-5	Taş Duvar	7,78	1,554	1,124	1,580	1,440	---
	Proje-6	Konsol İstinat	7,50	1,513	1,107	1,550	1,360	---
9,00	Proje-7	Taş Duvar	10,00	1,606	1,140	1,630	1,460	---
	Proje-8	Konsol İstinat	9,90	1,512	1,100	1,670	1,460	---
	Proje-9	Ø80 Teğet Kazık	19,50	1,507	1,173	2,770	2,320	94,00
	Proje-10	Ø100 Teğet Kazık	19,50	1,515	1,183	1,040	2,580	76,68
11,00	Proje-11	Taş Duvar	12,30	1,526	1,092	1,530	1,350	---
	Proje-12	Konsol İstinat	12,00	1,379	1,010	1,590	1,370	---
	Proje-13	Ø100 Teğet Kazık	25,00	1,536	1,195	---	---	132,60
	Proje-14	Ø120 Teğet Kazık	25,00	1,536	1,192	3,030	2,490	10,51
13,00	Proje-15	Ø120 Teğet Kazık	30,00	1,526	1,205	---	---	193,80

Maliyet analizlerine ait karşılaştırma Çizelge 5.2' de verilmiş olup elde edilen veriler karşılaştırıldığında;

- Taş ve konsol istinat duvarı maliyetleri karşılaştırıldığında; 5 m yüksekliğe kadar taş duvarların ekonomik olduğu görülmektedir. Taş duvar imatları iş makineleri ile birlikte işçiliği kolay ve hızlıdır. Hatta 9 m şev yüksekliğinde taş duvar, konsol istinat duvarından %10 daha ucuzdur. Ancak 9 m yükseklikte stabilite problemi olmadan taş duvar yapmak mümkün olsa da mülkiyet sınırlarında kapladığı geniş taban alanı nedeniyle tercih edilmezler.
- 5-9 m aralığında kadar konsol istinat duvarları ekonomik ve işlevseldir. Ancak duvar yüksekliğinin artmasıyla imalatı zorlaşmakta ve yapım süresi artmaktadır. Yüksek perdelerde ağır donatı, iskele ve kalıp takviyesi gerektirmektedir. Ayrıca temeli için geniş kazı alanı gerektirmektedir. Bu da komşu parsellerde ve yol cephelerinde kazı izni sorununu doğurmaktadır. Büyük miktarlarda kazı gerektiren klasik duvarın inşası sırasında, kazı ile yerinden kaldırılan zemin kütlesi şevin duraylılığını bozarak ve durdurucu kuvvetleri azaltarak şantiye alanında şevin göçmesine neden olabilir. Bu yöntemlerin aksine kazık uygulaması sırasında şevin güvenlik katsayısında potansiyel olarak herhangi bir azalma görülmez. Fore kazıklı iksa sistemi daha hızlı inşa süresi ve mülkiyet sınırlarında sorunsuz imalat imkanı sağlar. Ancak 9 m kazı yüksekliği için 19,50 m boyunda Ø100 cm teğet kazığının maliyeti, 10 m konsol istinat duvarı maliyetinin %32 üzerindedir. Bu noktada maliyet-fayda oranı değerlendirmesi önem kazanmaktadır.
- 11 m şev yüksekliği için 12 m yükseklikte taş ve konsol istinat duvarlarında şev analizleri ve dayanma yapısı stabilite problemleri baş göstermektedir. Boyut veya beton kalitesi artırmak bu yükseklik için tek başına yeterli gelmemektedir. Bu yükseklikte Ø100 cm teğet kazığının şev analizleri yeterli gelse de kazığının yanal deplasmanı istenen sınırı aşmaktadır. Burada çözüm Ø120 cm konsol teğet kazık ile gerçekleşmiştir.
- 13 m şev yüksekliğinde Ø120 cm konsol teğet kazık şev güvenlik sayıları yeterli gelse de yanal deplasmanı yetersizdir. Kazık boyu ve beton kalitesini artırarak yapılan çözümlerde yanal deplasman sınır değerinin üstünde

kalmaktadır. Bu nedenle bu yükseklikteki kazı şevi için dayanma yapısı olarak ankrajlı fore kazık veya diğer önleme yöntemleri incelenebilir.

Çizelge 5.2. Projelere ait karşılaştırmalı maliyet analizi.

Kazı Yük. (m)	Dayanma Yapısı	Dayanma Yapısı Yük. (m)	İnşaat Maliyeti (TL)	Maliyetlerin Birbirine Oranı	Fark Tutar (TL)	Fark Oranı
3,27	Taş Duvar	3,77	139.925,15	0,74	47.944,32	34,26%
	Konsol İstinat	3,57	187.869,47			
5,00	Taş Duvar	5,50	283.558,80	0,75	93.940,75	33,13%
	Konsol İstinat	5,40	377.499,55			
7,00	Taş Duvar	7,78	609.041,78	0,89	73.614,56	12,09%
	Konsol İstinat	7,50	682.656,33			
9,00	Taş Duvar	10,00	1.148.363,60	0,91	118.341,97	10,31%
	Konsol İstinat	9,90	1.266.705,57			
9,00	Konsol İstinat	9,90	1.266.705,57	0,76	410.599,02	32,41%
	Ø100 Teğet Kazık	19,50	1.677.304,59			

Bu çalışmada zemin mühendislik parametreleri sabit tutularak farklı yükseklikler için taş duvar, konsol istinat ve kazıklı iksa sistemiyle şev stabilitesi irdelenmiştir. Sonraki çalışmalarda kazı yüksekliği ile birlikte zemin litolojik özellikleri, malzeme modeli ve şeve etkiyen yük ve yükün dayanma yapısına olan mesafesi gibi parametreleri değiştirilerek şev stabilitesinde dayanma yapısı seçimi için optimizasyonlar oluşturularak dayanma türü seçimine yönelik yazılımlar geliştirilebilir.

KAYNAKLAR

1. Ulusay, R., "Heyelanlar ve Mühendislik Şevlerindeki Duraysızlıklar: Türleri, Etkileri ve Zararların Azaltılması", *Sel Heyelan Çığ Sempozyumu*, Samsun, 158-160 (2007).
2. Anaçali, İ. ve Şirin, A., "Heyelan Tanımlama ve Veri Oluşturma Kılavuzu", *Karayolları Genel Müdürlüğü*, Ankara, (2015).
3. Tekin, A., "Sonlu elemanlar ve limit denge yöntemleri ile şev stabilite analizi", Yüksek Lisans Tezi, *İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İstanbul, (2011).
4. Karapapak, B., "Sonlu elemanlar yöntemiyle şev stabilitesi analizi", Yüksek Lisans Tezi, *İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İstanbul, (2019).
5. Ün, B., "Şev stabilitesi ve şev hareketlerine karşı alınacak önlemler", Yüksek Lisans Tezi, *Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Adana, (2019).
6. Dolu, C., "Şev güvenliğinin belirlenmesine yönelik zemin etütleri, zemin modeli ve depremlili durum şev stabilitesi analizleri içeren bir vaka analizi", Yüksek Lisans Tezi, *İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İstanbul, (2019).
7. Özbey, K., "İstinat duvarı analizleri", Yüksek Lisans Tezi, *Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İstanbul, (2003).
8. Yenidoğan, C., "İstinat duvarlarının deprem sırasında davranışı", Yüksek Lisans Tezi, *Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İstanbul, (2006).
9. Keskin, İ., ve Ateş, A., "Farklı deprem yüklerinin betonarme konsol bir istinat duvarının maliyetine etkisinin analizi", *Eskişehir Teknik Üniversitesi Bilim Ve Teknoloji Dergisi B-Teorik Bilimler*, 6 (UDMSK Özel Sayısı): 28-35 (2018).
10. Uzundurukan, S. ve Saphoğlu, K., "Konsol istinat duvarlarında yükseklik maliyet ilişkisinin parçacık sürü algoritması ile incelenmesi", *Düzce Üniversitesi Bilim Ve Teknoloji Dergisi*, 8 (4): 2544-2554, (2020).
11. Kotan, D., "Geotekstil donatılı zemin istinat duvarları ile yamaçlarda stabilitenin artırılması", Yüksek Lisans Tezi, *İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İstanbul, (2008).

12. Yıldırım, E., "Betonarme konsol istinat duvarları ile geogrid donatılı istinat duvarlarının teknik ve ekonomik yönden araştırılması", Yüksek Lisans Tezi, **Konya Teknik Üniversitesi Lisansüstü Eğitim Enstitüsü**, Konya, (2019).
13. Özocak, A., ve Sert, S., "Kazıklı iksa sistemi ile şev duraylılığının sağlanması", **Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi**, 21 (5): 860-870, (2017).
14. Yeşilbaş, L., "Baret kazıklarla şev stabilitesinin incelenmesi", Yüksek Lisans Tezi, **Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü**, İstanbul, (2019).
15. Şenol, A., ve Öztoprak, S., "Şev stabilitesi analizinde geri hesap yöntemi kullanarak bir vaka analizi: Göktürk kayması", **Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onüçüncü Ulusal Kongresi**, İstanbul, (2010).
16. Yasavul, N., ve Sivrikaya, O., "Derin kazı modellemesi ve maliyet hesabı", **6. Geoteknik Sempozyumu**, Adana, (2015).
17. Küçükbayrak, M. T., "Derin kazılarda kullanılan farklı mühendislik özelliklerine sahip dayanma yapılarının modellenmesi ve maliyet analizleri", Yüksek Lisans Tezi, **İzmir Katip Çelebi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü**, İzmir, (2020).
18. Yunatçı, A., "Geoteknik mühendisliği ihtiyaçları ve yeni nesil araçlar ışığında şev stabilitesi belirlemesi", **İmo Ankara Şubesi Semineri**, Ankara, (2019).
19. Önalp, A. ve Arel, E., "Geoteknik Bilgisi II: Yamaç ve Şevlerin Mühendisliği", **Birsan Yayınevi**, İstanbul, (2004).
20. Keskin, İ., "Zemin Mekaniği Ders Notları: Yamaç ve Şevlerin Stabilitesi", **Karabük Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü**, Karabük.
21. Duncan, J. M. and Wright, S. G., "Zemin Şevlerinin Duraylılığı", Çeviri Editörü, **Kamil Kayabalı**, Gazi Kitapevi, (2005).
22. Coduto, D. P., "Geoteknik Mühendisliği İlkeler ve Uygulamalar", Çeviri Editörleri, **Murat Mollamahmutoğlu, Kamil Kayabalı**, Gazi Kitapevi, (2006).
23. Cevher, F. S. M., "Şev stabilitesi ve şevlerin güvenli hale getirilmesi", Yüksek Lisans Tezi, **Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü**, Denizli, (2021).
24. Ersoy, Ş., "Müh. Jeo. Ders Notları: Kütle Hareketleri ve Şev Stabilitesi" **Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü**, İstanbul.
25. Varnes D.J., "Slope Movement Types and Processes. Landslides: Analysis and Control", Çeviri Editörleri, **R.L. Schuster and R.J. Krizek**, Washington D.C., 11-33 (1978).

26. Dinçer, İ., ve Orhan, A., "Afet Ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı Kaya Düşmelerinden Kaynaklı Afetlerin Değerlendirilmesine Yönelik Teknik Kılavuz", *Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı*, Ankara, (2020).
27. Bromhead, E. N., "The Stability of Slopes", *Surrey University Press*, (1986).
28. Kramer, S. L., "Geotechnical Earthquake Engineering", Editör, *Kamil Kayabalı*, Gazi Kitabevi, Ankara, (2003).
29. Gökgöz, A., "Zemin çivisi ile güçlendirilmiş şevlerin gerilme-deformasyon esaslı yöntemler ile değerlendirilmesi", Doktora Tezi, *İstanbul Üniversitesi Cerrahpaşa Lisansüstü Eğitim Enstitüsü*, İstanbul, (2021).
30. Işık, N.S., "Şevlerin Stabilitesi ve Güncel Yaklaşımlar", *İmo Ankara Şubesi Semineri*, Ankara, (2021)
31. Krahn, J., "Stability Modeling with SLOPE/W An Engineering Methodology", *Geoslope/w International Ltd.* Calgary, Alberta, Canada, (2004).
32. Abramson, L. W. and Sharma, S., "Slope Stability and Stabilization Methods", *Wiley*, (2001)
33. T.C. İçişleri Bakanlığı Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, "Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği", *Resmi Gazete*, Sayı: 30364, (2018).
34. T.C. Çevre Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı, "Kazı Destek Yapıları Tasarım ve Uygulama Esasları", *Resmi Gazete*, Sayı: 32047, (2022).

EK AÇIKLAMALAR A.

MALİYET HESAP ÇİZELGELERİ

Çizelge Ek A.1. Proje 1 maliyet hesabı.

Proje-1 Maliyet Hesabı - H=3,77 m. L=10,00m - Taş Duvar

Tanımı	Ölçü Birimi	Miktarı	Birim Fiyatı (TL)	Tutarı (TL)
Hafriyat, kazı nakliyesi	m ³	192,46	108,00	20.785,68
Hafriyat, Kazı ve geri dolgu	m ³	94,94	36,00	3.417,84
Ocakta hazırlanan taş	m ³	62,16	600,00	37.296,00
Taşın nakliyesi (40 km. mesafe)	m ³	62,16	100,00	6.216,00
200 kg. çimento dozlu harç yapılması	m ³	17,16	1.060,00	18.189,60
Barbakan Ø150	m	12,50	218,00	2.725,00
İşçilik	m ³	51,80	300,00	15.540,00
Ekskavatör	m ³	51,80	150,00	7.770,00
Ara Toplam				111.940,12
Genel Giderler		15%		16.791,02
Müteahhit Karı		10%		11.194,01
TOPLAM				139.925,15
KDV		20%		27.985,03
GENEL TOPLAM				167.910,18

Çizelge Ek A.2. Proje 2 maliyet hesabı.

Proje-2 Maliyet Hesabı - H=3,57 m. L=10,00m - Betonarme konsol istinat

Tanımı	Ölçü Birimi	Miktarı	Birim Fiyatı	Tutarı
Hafriyat, kazı nakliyesi	m ³	190,87	108,00	20.613,96
Hafriyat, Kazı ve geri dolgu	m ³	251,86	36,00	9.066,96
Ø 8-10 Demir	kg.	977,32	20,83	20.360,83
Grobeton	m ³	2,58	2.100,00	5.407,50
C30 Beton	m ³	16,28	2.400,00	39.082,32
İşçilik temel kalıp	m ²	20,00	400,00	8.000,00
İşçilik perde kalıp	m ²	32,70	400,00	13.080,00
İşçilik temel demir	m ²	20,00	200,00	4.000,00
İşçilik perde demir	m ²	32,70	200,00	6.540,00
İskele, kalıp	m ²	53,00	250,00	13.250,00
Barbakan Ø150	m	3,00	218,00	654,00
Ø200 Drenaj borusu	m	10,00	116,00	1.160,00
Geotekstil keçe	m ²	10,00	8,00	80,00
7-15 mm mıcır	ton	16,00	500,00	8.000,00
Drenaj işçilik	m	10,00	100,00	1.000,00
Ara Toplam				150.295,57
Genel Giderler		15%		22.544,34

Müteahhit Karı	10%	15.029,56
TOPLAM		187.869,47
KDV	20%	37.573,89
GENEL TOPLAM		225.443,36

Çizelge Ek A.3. Proje 3 maliyet hesabı

Proje-3 Maliyet Hesabı - H=5,50 m. L=10,00m - Taş Duvar

Tanımı	Ölçü Birimi	Miktarı	Birim Fiyatı	Tutarı
Hafriyat, kazı nakliyesi	m ³	382,56	108,00	41.316,48
Hafriyat, Kazı ve geri dolgu	m ³	115,86	36,00	4.170,96
Ocakta hazırlanan taş	m ³	128,28	600,00	76.968,00
Taşın nakliyesi (40 km. mesafe)	m ³	128,28	100,00	12.828,00
200 kg. çimento dozlu harç yapılması	m ³	35,31	1.060,00	37.428,60
Barbakan Ø150	m	25,00	218,00	5.450,00
İşçilik	m ³	107,00	305,00	32.635,00
Ekskavatör	m ³	107,00	150,00	16.050,00
Ara Toplam				226.847,04
Genel Giderler		15%		34.027,06
Müteahhit Karı		10%		22.684,70
TOPLAM				283.558,80
KDV		20%		56.711,76
GENEL TOPLAM				340.270,56

Çizelge Ek A.4. Proje 4 maliyet hesabı.

Proje-4 Maliyet Hesabı - H=5,40 m. L=10,00m - Betonarme konsol istinat

Tanımı	Ölçü Birimi	Miktarı	Birim Fiyatı	Tutarı
Hafriyat, kazı nakliyesi	m ³	498,00	108,00	53.784,00
Hafriyat, Kazı ve geri dolgu	m ³	316,00	36,00	11.376,00
Ø 8-10 Demir	kg.	861,78	20,83	17.953,75
Ø 12-28 Demir	kg.	1.290,02	19,58	25.262,89
Grobeton	m ³	4,12	2.100,00	8.652,00
C30 Beton	m ³	35,02	2.400,00	84.048,00
İşçilik temel kalıp	m ²	35,00	400,00	14.000,00
İşçilik perde kalıp (H=5m)	m ²	50,00	600,00	30.000,00
İşçilik temel demir	m ²	35,00	200,00	7.000,00
İşçilik perde demir (H=5m)	m ²	50,00	300,00	15.000,00
İskele, kalıp (H=5m)	m ²	85,00	275,00	23.375,00

Barbakan Ø150	m	6,00	218,00	1.308,00
Ø200 Drenaj borusu	m	10,00	116,00	1.160,00
Geotekstil keçe	m ²	10,00	8,00	80,00
7-15 mm mıcır	ton	16,00	500,00	8.000,00
Drenaj işçilik	m	10,00	100,00	1.000,00
Ara Toplam				301.999,64
Genel Giderler		15%		45.299,95
Müteahhit Karı		10%		30.199,96
TOPLAM				377.499,55
KDV		20%		75.499,91
GENEL TOPLAM				452.999,46

Çizelge Ek A.5.Proje 5 maliyet hesabı.

Proje-5 Maliyet Hesabı - H=7,78 m. L=10,00m - Taş Duvar

Tanımı	Ölçü Birimi	Miktarı	Birim Fiyatı	Tutarı
Hafriyat, kazı nakliyesi	m ³	861,00	108,00	92.988,00
Hafriyat, Kazı ve geri dolgu	m ³	257,48	36,00	9.269,28
Ocakta hazırlanan taş	m ³	255,96	600,00	153.576,00
Taşın nakliyesi (40 km. mesafe)	m ³	255,96	100,00	25.596,00
300 kg. çimento dozlu harç yapılması	m ³	70,39	1.260,00	88.690,14
Barbakan Ø150	m	48,00	218,00	10.464,00
İşçilik	m ³	213,30	325,00	69.322,50
Ekskavatör	m ³	213,30	175,00	37.327,50
Ara Toplam				487.233,42
Genel Giderler		15%		73.085,01
Müteahhit Karı		10%		48.723,34
TOPLAM				609.041,78
KDV		20%		121.808,36
GENEL TOPLAM				730.850,13

Çizelge Ek A.6. Proje 6 maliyet hesabı.

Proje-6 Maliyet Hesabı - H=7,50 m. L=10,00m - Betonarme konsol istinat

Tanımı	Ölçü Birimi	Miktarı	Birim Fiyatı	Tutarı
Hafriyat, kazı nakliyesi	m ³	1.013,00	108,00	109.404,00
Hafriyat, Kazı ve geri dolgu	m ³	603,76	36,00	21.735,36
Ø 8-10 Demir	kg.	968,09	20,83	20.168,49
Ø 12-28 Demir	kg.	3.970,76	19,58	77.760,72
Grobeton	m ³	5,99	2.100,00	12.568,50

C30 Beton	m ³	58,45	2.400,00	140.286,00
İşçilik temel kalıp	m ²	47,00	400,00	18.800,00
İşçilik perde kalıp (H=7m)	m ²	70,00	800,00	56.000,00
İşçilik temel demir	m ²	47,00	300,00	14.100,00
İşçilik perde demir (H=7m)	m ²	70,00	400,00	28.000,00
İskele, kalıp (H=7m)	m ²	117,00	300,00	35.100,00
Barbakan Ø150	m	9,00	218,00	1.962,00
Ø200 Drenaj borusu	m	10,00	116,00	1.160,00
Geotekstil keçe	m ²	10,00	8,00	80,00
7-15 mm mıcır	ton	16,00	500,00	8.000,00
Drenaj işçilik	m	10,00	100,00	1.000,00
Ara Toplam				546.125,06
Genel Giderler		15%		81.918,76
Müteahhit Karı		10%		54.612,51
TOPLAM				682.656,33
KDV		20%		136.531,27
GENEL TOPLAM				819.187,60

Çizelge Ek A.7.Proje 7 maliyet hesabı.

Proje-7 Maliyet Hesabı - H=10,00 m. L=10,00m - Taş Duvar

Tanımı	Ölçü Birimi	Miktarı	Birim Fiyatı	Tutarı
Hafriyat, kazı nakliyeli	m ³	1.477,00	108,00	159.516,00
Hafriyat, Kazı ve geri dolgu	m ³	438,88	36,00	15.799,68
Ocakta hazırlanan taş	m ³	484,32	600,00	290.592,00
Taşın nakliyesi (40 km. mesafe)	m ³	484,32	100,00	48.432,00
300 kg. çimento dozlu harç yapılması	m ³	133,32	1.260,00	167.983,20
Barbakan Ø150	m	66,00	218,00	14.388,00
İşçilik	m ³	403,60	350,00	141.260,00
Ekskavatör	m ³	403,60	200,00	80.720,00
Ara Toplam				918.690,88
Genel Giderler		15%		137.803,63
Müteahhit Karı		10%		91.869,09
TOPLAM				1.148.363,60
KDV		20%		229.672,72
GENEL TOPLAM				1.378.036,32

Çizelge Ek A.8. Proje 8 maliyet hesabı.

Proje-8 Maliyet Hesabı - H=9,90 m. L=10,00m - Betonarme konsol istinat				
Tanımı	Ölçü Birimi	Miktarı	Birim Fiyatı	Tutarı
Hafriyat, kazı nakliyesi	m ³	1.613,00	108,00	174.204,00
Hafriyat, Kazı ve geri dolgu	m ³	1.314,00	36,00	47.304,00
Ø 8-10 Demir	kg.	863,97	20,83	17.999,46
Ø 12-28 Demir	kg.	6.178,59	19,58	120.997,42
Ø 28-36 Demir	kg.	4.529,60	19,58	88.704,72
Grobeton	m ³	8,93	2.100,00	18.742,50
C30 Beton	m ³	113,18	2.400,00	271.623,36
İşçilik temel kalıp	m ²	74,50	500,00	37.250,00
İşçilik perde kalıp	m ²	90,00	1.000,00	90.000,00
İşçilik temel demir	m ²	74,50	400,00	29.800,00
İşçilik perde demir	m ²	90,00	500,00	45.000,00
İskele, kalıp	m ²	164,50	350,00	57.575,00
Barbakan Ø150	m	18,00	218,00	3.924,00
Ø200 Drenaj borusu	m	10,00	116,00	1.160,00
Geotekstil keçe	m ²	10,00	8,00	80,00
7-15 mm mıcır	ton	16,00	500,00	8.000,00
Drenaj işçilik	m	10,00	100,00	1.000,00
Ara Toplam				1.013.364,46
Genel Giderler		15%		152.004,67
Müteahhit Karı		10%		101.336,45
TOPLAM				1.266.705,57
KDV		20%		253.341,11
GENEL TOPLAM				1.520.046,69

Çizelge Ek A.9. Proje 10 maliyet hesabı.

Proje-10 Maliyet Hesabı - H=19,50 m. L=10,00m - 10 adet Ø100 cm Teğet Kazık				
Tanımı	Ölçü Birimi	Miktarı	Birim Fiyatı	Tutarı
Hafriyat, nakliyesi kazı	m ³	1.095,50	108,00	118.314,00
Ø 8-10 Demir	kg.	2.572,50	20,83	53.593,75
Ø 12-28 Demir	kg.	14.899,50	19,58	291.781,88
C30 Beton	m ³	159,96	2.400,00	383.901,60
Geçirimsizlik katkısı	m ³	159,96	150,00	23.993,85
Gidaj betonu C20	m ³	2,16	2.200,00	4.758,60
Gidaj betonu imalatı	m	10,00	1.200,00	12.000,00

Fore kazık imalatı (Ø10 cm teğet)	m	200,00	1.800,00	360.000,00
Ø80 cm Fore kazık demir işçilik	m	200,00	240,00	48.000,00
Başlık kirişi imalatı	m	10,00	2.600,00	26.000,00
Lastik tekerlekli iş makinası	m	195,00	100,00	19.500,00
Ara Toplam				1.341.843,68
Genel Giderler		15%		201.276,55
Müteahhit Karı		10%		134.184,37
TOPLAM				1.677.304,59
KDV		20%		335.460,92
GENEL TOPLAM				2.012.765,51

Çizelge Ek A.10. Proje 14 maliyet hesabı.

Proje-14 Maliyet Hesabı - H=25,00 m. L=10,00m - 8 adet Ø120 cm Teğet Kazık

Tanımı	Ölçü Birimi	Miktarı	Birim Fiyatı	Tutarı
Hafriyat, nakliyeli kazı	m ³	198,50	108,00	21.438,00
Ø 8-10 Demir	kg.	3.721,20	20,83	77.525,00
Ø 12-28 Demir	kg.	21.168,00	19,58	414.540,00
C30 Beton	m ³	240,66	2.400,00	577.584,00
Geçirimsizlik katkısı	m ³	240,66	150,00	36.099,00
Gidaj betonu C20	m ³	2,27	2.200,00	4.989,60
Gidaj betonu imalatı	m	9,60	1.800,00	17.280,00
Fore kazık imalatı (Ø120 cm teğet)	m	204,00	2.700,00	550.800,00
Ø80 cm Fore kazık demir işçilik	m	204,00	360,00	73.440,00
Başlık kirişi imalatı	m	9,60	3.870,00	37.152,00
Lastik tekerlekli iş makinası	m	200,00	100,00	20.000,00
Ara Toplam				1.830.847,60
Genel Giderler		15%		274.627,14
Müteahhit Karı		10%		183.084,76
TOPLAM				2.288.559,50
KDV		20%		457.711,90
GENEL TOPLAM				2.746.271,40

ÖZGEÇMİŞ

Taner GÜRBÜZ, Sakarya Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği bölümünden 2000 yılında mezun oldu. Mezuniyetinden sonra özel firmalarda saha ve kontrol mühendisi olarak çalıştı. 2004 yılında Adapazarı'nda kendi proje bürosu açarak mühendislik hizmetleri verdi. 2009 yılında firmasını Karabük'e taşıyarak mühendislik hizmetlerinin yanında inşaat taahhüt işleri yapmaya başladı. 2021 yılında Karabük Üniversitesi Lisansüstü Eğitim Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda yüksek lisans programına başladı. Halen Karabük'te kendi firmasında serbest inşaat olarak çalışma hayatına devam etmektedir.