

# Überprüfung der Standsicherheit einer Böschung einer Serpentin-Kalkstein-Formation am Ausleitungswehr des Kraftwerkprojektes Dogancay in der Türkei

Dr.-Ing. Ronald Haselsteiner  
Björnsen Beratende Ingenieure GmbH, Koblenz, Deutschland

Eng. Koray Özbek  
EnerjiSA, Ankara, Türkei

## Zusammenfassung

Am Ausleitungswehr des Kraftwerks Dogancay am Fluss Dogancay im Südosten der Türkei besteht die orographisch rechtsseitige Böschung weitgehend aus Serpentinergestein, welches von Kalksteinfindlingen durchzogen ist. Der Entwurf des lokalen Planers sah vor, den Hang weitgehend abzutragen. Das hausinterne technische Büro des Betreibers EnerjiSA wurde von der Projektleitung beauftragt, die Böschungsstandsicherheit zu untersuchen und, falls möglich, einen alternativen Planungsvorschlag zu erarbeiten. Zu diesem Zweck wurde das Gestein labortechnisch untersucht und anschließend auf Basis der abgeschätzten Scherfestigkeitsparameter Gleitkreisberechnungen durchgeführt. Resultat war, dass das Serpentinergestein besser war, als ursprünglich angenommen wurde und deshalb ein Alternativvorschlag gemacht werden konnte, der weniger Kosten und Zeit beanspruchte. Um Verwitterungsprozesse in langfristiger Sicht zu hemmen, wurde auch empfohlen, die Böschung mit Spritzbeton zu sichern.

## 1. Einleitung/Situationsbeschreibung

Am Ausleitungswehr der Wasserkraftanlage Dogancay in Süd-Ost-Anatolien in der Türkei besteht die orographisch rechtseitige Böschung aus Serpentinergestein. Serpentin ist ein metamorphes Gestein, welches in erster Linie aus Peridotiten, einem ultrabasischen Gestein, gebildet wird. Die mineralische Zusammensetzung ist von Serpentin-Mineralien geprägt. Das Gestein wird i.d.R. als „schwach“ bis „mittleres“ Gestein in Bezug auf die Klassifizierung nach [1] eingestuft. Selten tritt Serpentin mit „sehr schwachen“ Scherfestigkeiten auf. Über dem Gesteinshorizont ist Hangschutt vorhanden. Kalksteinfindlinge sind teilweise blockartig im Serpentin eingelagert. Serpentin ist i. d. R. sehr witterungsempfindlich.

Das Wasserkraftprojekt Dogancay besteht aus einem Ausleitungswehr, einem Stollen mit 7,0 km Länge mit anschließendem Druckschacht und einem Kavernenkrafthaus mit einer installierten Leistung von  $P = 49$  MW und einem Jahresarbeitsvermögen von  $A \approx 130$  GWh.

## 2. Bestehende Planung und Vorgehen

In der Entwurfsplanung hat der lokale Planer eine erhebliche Abtragung und Profilierung der gesamten rechtseitigen Felsböschung inklusive Hangschutt mit entsprechenden Sicherungsmaßnahmen gefordert (Bild

1). Das technische Büro des Betreibers bzw. des Bauherrn (EnerjiSA) hat in einer ersten Einschätzung diese Maßnahmen sowohl technisch als auch wirtschaftlich als nicht gerechtfertigt bewertet.

In der alten Planung bestand das Absperrbauwerk selbst aus einem festen Wehr mit vier Feldern und anschließendem klassischen Tosbecken, welches zugunsten eines Schlauchwehres und eines optimierten, kürzeren Tosbeckens ersetzt wurde.

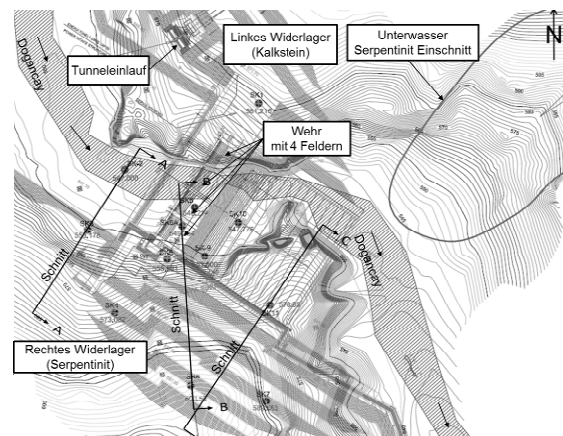


Bild 1: Lageplan der Wehranlage (Schnitt A-A, B-B, C-C) mit Bohrungen

Die Ausbildung als Schlauchwehr ermöglichte es, den Bemessungsabfluss auch unter Beachtung der (n-1)-Regel nach DIN 19700 [11] bei  $BHQ_1 = HQ_{200}$  bei minimierter Überfallbreite und gleichem Stauziel abzugeben. Aufgrund des oberflächennah liegenden Felsens und der Unterwasserverhältnisse wurde das Tosbecken schlank und kurz mit Störkörpern ausgebildet und die Tosbeckenplatte hoch angeordnet. Gleichzeitig wurde ein getreppter Wehrrücken („stepped spillway“) angeordnet, um die Energieumwandlung teilweise bereits über den Wehrrücken zu bewerkstelligen.

Die Wehranlage besteht nach den Umplanungen aus einem Massivbauwerk mit einem festen Überfallwehr und Tosbecken und einem Steinschüttdamm (Schüttmaterialien Kalkstein und Serpentin). Als Dichtung sollte eine Grabenwand dienen. In der ursprünglichen Planung (Bild 1) war das Staubauwerk als ein vierfeldriges Wehr geplant. Die Änderungen hatten baubetrieblich und kostentechnisch erhebliche Vorteile aufzuweisen.

### 3. Geologie und allgemeine Eigenschaften von Serpentinestein

Die geologische Formation im Bereich des Wehres wird als „ophiolitic Melange“ bezeichnet. Sedimentgesteine und metamorphe Gesteine wechseln sich in unregelmäßiger, „chaotischer“ Weise ab. Während innerhalb der linken Talflanke relativ große Kalksteinblöcke erkundet werden konnten, welche das linke Wehrwiderlager stabilisierten, biss Serpentinestein über weite Bereiche am rechten Widerlager aus. Große Blöcke Kalkstein sind hier vereinzelt in Serpentin eingebettet.

Bereichsweise wurde der Serpentin von Kolluvium überdeckt, das eine Mächtigkeit von mehreren Metern aufwies (Bild 2, Schnitt A-A siehe Bild 1). Kalkstein wurde bankig, aber auch in größeren Blöcken erhöht (Bild 3, Bild 4). Bei der Standsicherheitsbetrachtung in Schnitt A-A wurden die angetroffenen Kalksteinbereiche vernachlässigt, weil man nicht ausschließen konnte, dass es sich lediglich um kleinere Blöcke handelt.

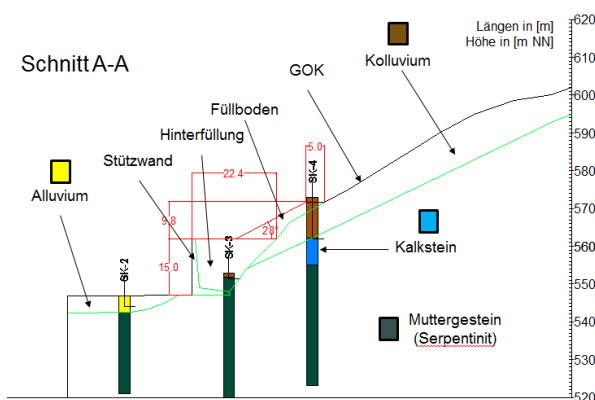


Bild 2: Skizzierte Bohrergebnisse mit Entwurfsvorschlag (Schnitt A-A, Bild 1) mit Alternative A

Die Kalksteinblöcke und –schichten nehmen Richtung Unterwasser von der Bauwerksachse aus gesehen an Mächtigkeit stark zu und beißen auch massiv an der nah gelegenen Flussengstelle aus (Bild 8). Die massiven Blöcke und Schichten sind in das Serpentinestein eingebettet. Die offen liegenden Kalksteinblöcke sind teilweise gespalten und weisen tiefe Risse auf, die von der Oberfläche gut erkennbar waren. Sofern diese vom Serpentin umschlossen waren, waren keine Hinweise anhand der Bohrungen (Bild 5) erkennbar, dass der Kalkstein stark geklüftet gewesen wäre. Im Gegenteil, aufgrund der Festigkeit ( $UCS \approx 80 \text{ MPa}$ ) und der Homogenität der Bohrkern wurde der Kalkstein als stabilisierendes Element betrachtet.

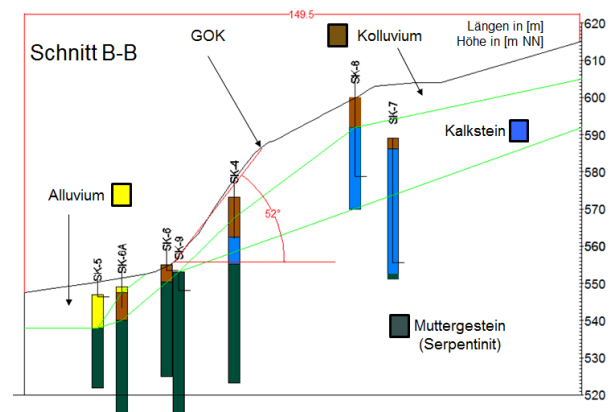


Bild 3: Skizzierte Bohrergebnisse mit Entwurfsvorschlag (Schnitt B-B, Bild 1) mit Alternative B

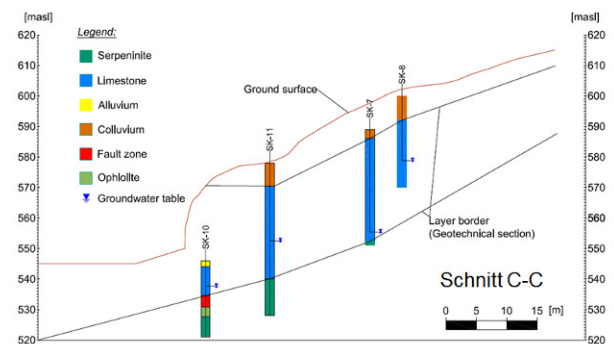


Bild 4: Skizzierte Bohrergebnisse mit Entwurfsvorschlag (Schnitt C-C, Bild 1) (teilweise in Englisch)

Nah unterstrom der Bauwerksachse bildete sich, wie bereits erwähnt wurde, im Fluss eine Engstelle aus, die beidseitig von massiven Kalksteinblöcken umrahmt war (Bild 8, Bild 14). Aufgrund der dominierenden Kalksteinblöcke / -schichten wurden an Schnitt C-C keine Standsicherheitsuntersuchungen durchgeführt. Die für die Standsicherheitsuntersuchungen getroffenen Annahmen, welche später noch erläutert werden, wären hierbei auch nicht zutreffend gewesen.

Bild 5 zeigt einen Teil einer Bohrkernkiste mit Serpentinbohrkernen, welche die allgemeine Qualität der Bohrarbeiten und der Kerne zeigen. Der Wert von RQD (Rock Quality Designation) war generell klein.

Teile der Bohrkerns waren höchstwahrscheinlich durch den Bohrvorgang zerstört und teilweise zermahlen worden. Laboruntersuchungen konnten so nur an einem kleinen Anteil der Kernbohrungen durchgeführt werden. Die Ergebnisse der Untersuchungen an diesen Kernen sind für das gesamte Gebirge sicherlich nicht repräsentativ und würden zu einer Überschätzung der Scherfestigkeit führen.

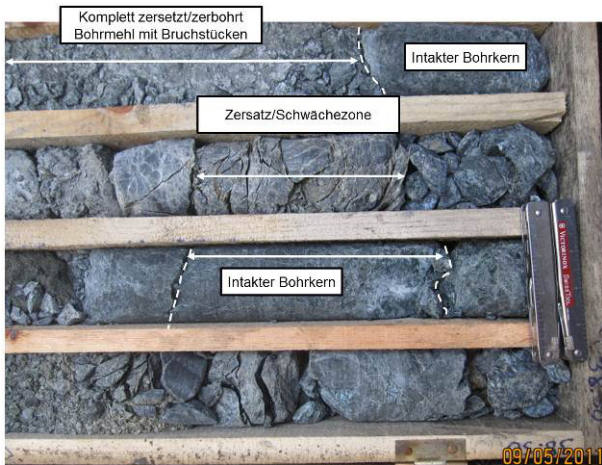


Bild 5: Bohrkernkiste mit Serpentinikernen

Serpentinit ist ein metamorphes Gestein, welches aus vulkanischem Fels entstanden ist. Es enthält Olivin/Serpentin, Pyroxene und Amphibole. Das Gestein erreicht eine Dichte von  $\rho = 2,6 - 3,1 \text{ g/cm}^3$ . Die Farbe ist dunkel grünlich bis gelblich und das Gestein glänzt matt. Die grüne Färbung kommt von Serpentinmineralien. Die Schwarzfärbung kommt meistens von Magnetit. Die Festigkeit ist i. d. R. die eines schlechten Gesteins [2]. Serpentinit entsteht aus der Metamorphose eines ultrabasischen Gesteins, wie z. B. Peridotiten, über komplexe Reaktionsreihen [3]. Hierbei ist die Zufuhr von Wasser von wesentlicher Bedeutung [8].

Die Härte von Serpentinit nach Mohs ist 2,5-4,0. Das Gestein kann somit mit einem Messer geritzt werden. Serpentin ist der Bestandteil, der die Scherfestigkeit bestimmt [2] [8].

In Bild 3 ist ein Bohrkern des Serpentinigesteins im Detail zu sehen (vgl. Bild 5). Die Oberfläche ist ölig und glatt. Die Bruchfläche zeigt eine „harnisch“-ähnliche Oberfläche. Die Farbe ist grünlich mit Schwarztönen. Serpentinigestein ist witterungsanfällig. An der Oberfläche verliert das Gestein rasch an Festigkeit, wenn es Umwelteinflüssen (Regen, Hitze) ausgesetzt ist, und bildet kleinskalige schiefrige, spröde Blättchen aus (Bild 7), die manuell entfernt werden können. Das Serpentinigestein ist mit größeren Kalksteinblöcken versetzt (Bild 8). Die Kalksteine bilden ein stabiles Widerlager für die angrenzenden Bauwerke und die rechtsseitige Böschung.



Bild 6: Bohrkern mit glatter Bruchfläche



Bild 7: Oberflächige Verwitterungszone des Serpentinits



Bild 8: Kalksteinblöcke im Bereich von Schnitt C-C (Bild 1) weit unterhalb der Bauwerksachse am rechten Ufer

#### 4. Geotechnische Eigenschaften des Serpentinigesteins und Standsicherheitsberechnungen

##### 4.1 Geotechnische Parameter des Serpentinits

Im Rahmen der geotechnischen Erkundung wurden an 17 Bohrkernen vom Serpentinigestein Laboruntersuchungen durchgeführt. Es wurden u. a. einaxiale Kompressionsversuche (UCS: Uniaxial Compressive Strength) und Punktlastversuche durchgeführt. Bei den

Kompressionsversuchen wurde zusätzlich die Verformung gemessen, um E-Moduli abschätzen zu können. Die Versuchsergebnisse sind anhand der Mittelwerte dargestellt:

- Dichte:  $\rho = 2,63 \text{ t/m}^3$
- E-Modul:  $E = 2.636 \text{ MPa}$
- Poisson-Zahl:  $\nu = 0,42$
- UCS =  $10,88 \text{ MPa}$

Die niedrigen E-Moduli und Dichten sind ein Zeichen dafür, dass der Anteil von Serpentin im Serpentinittgestein hoch ist. Die Druckfestigkeiten charakterisieren einen schwachen Fels [1].

Direkte Scherversuche wurden im Rahmen der ersten Reihe von Laboruntersuchungen nicht durchgeführt. Deshalb wurde das Scherfestigkeitsverhalten des Serpentinittgesteins analytisch über den Ansatz von Hoek-Brown abgeschätzt. Hierzu wurden Werte für GSI (Geological Strength Index), für  $m_i$  (Disturbance Factor) und für die Druckfestigkeit  $\sigma_c$  (= UCS) verwendet und Scherfestigkeitskurven ermittelt (Bild 9) [4].

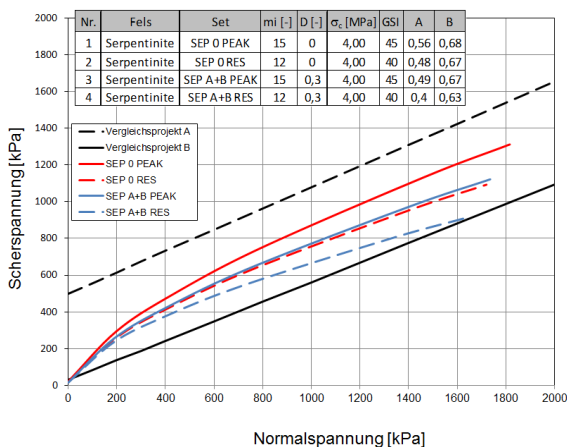


Bild 9: Betrachtete und verwendete Scherfestigkeitskurven für das Serpentinittgestein

Das Ergebnis dieses analytischen Vorgehens ist in Bild 9 und Bild 10 dargestellt. Für die berücksichtigten Bauwerks-/Böschungszustände („0“ für Ausgangszustand; „A, B“ für geplante Bauwerksalternativen) wurden unterschiedliche Scherfestigkeitskurven festgelegt, um auch den baulichen Eingriff berücksichtigen zu können.

Generell wurde hierbei aufgrund der Ermangelung von direkten Scherversuchen sehr vorsichtig vorgegangen, um auch die Witterungsempfindlichkeit des Materials, die Wasserempfindlichkeit und das Langzeitverhalten zu berücksichtigen. Außerdem wurde bei der Festlegung der Bemessungswerte der Tatsache Aufmerksamkeit geschenkt, dass große Bereiche der Bohrungen geringe RQD-Werte aufwiesen, was bedeutet, dass nur wenige Proben überhaupt für Laborversuche herangezogen werden konnten. Für die Bemessung wurde des-

halb der im Labor ermittelte Mittelwert für UCS mit dem Faktor  $\gamma_p = 2,5$  abgemindert. In Bild 9 sind auch Schergeraden nach Mohr-Coulomb aufgetragen, wie sie bei anderen Bauvorhaben in Serpentinittgestein bestimmt wurden [5].

Zur Verifizierung der analytisch abgeschätzten Scherfestigkeitskurven wurden im Laufe der Bauarbeiten an insgesamt vier Bohrkernen direkte Scherfestigkeitsversuche durchgeführt, welche zu folgenden mittleren Scherfestigkeitswerten führten:

- $\phi' = 31,2^\circ$
- $c' = 1.100 \text{ MPa}$

Die Versuche wurden an einem lokalen Versuchslabor ausgeführt. Die Ergebnisse wurden zur Kenntnis genommen, jedoch für das anstehende Gebirge nicht als repräsentativ erachtet. Die Versuche wurden lediglich als qualitative Bestätigung der Bemessungskurven betrachtet.

Der in Bild 10 dargestellte Erfahrungsbereich zwischen den Bezugsprojekten A und B (vgl. Bild 9) zeigt eine relativ hohe Spanne auf. Die im Projekt verwendeten Kurven liegen in der Mitte bis im unteren Bereich dieser Spanne. Die Annahmen bzgl. der Scherfestigkeit der alten Planung waren weniger optimistisch als die neu bestimmten, was auch zu dem Vorschlag der massiven Baumaßnahme in Form der Böschungsprofilierung geführt hat (Bild 1). Ein repräsentativer Reibungswinkel von  $\phi' = 20-30^\circ$  (ohne Kohäsion), der in etwa die schwarze Kurve in Bild 10 widerspiegelt, wurde als zu pessimistisch eingeschätzt, obwohl Fallbeispiele von Serpentinittgesteinen berichten, die noch geringere Scherfestigkeiten zu Tage brachten [9] [10].

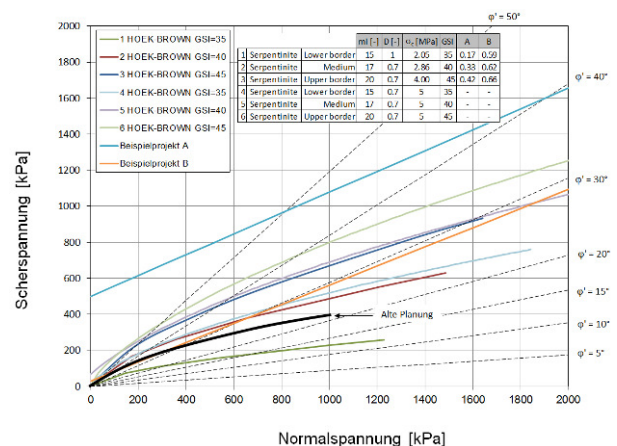


Bild 10: Vergleichskurven und Scherfestigkeitsannahme der alten Planung

## 4.2 Lastfälle und Bemessungswerte

In Tabelle 1 sind die berücksichtigten Lastfälle mit dem jeweils geforderten globalen Sicherheitsfaktor angegeben. Da es sich hier um eine Böschung direkt am Bauwerk handelt, wurden die globalen Sicherheitsfaktoren

im Vergleich zu für Böschungen an und in einem Speicher üblichen Werten relativ hoch angesetzt.

Im Gegensatz zu den geotechnischen Nachweisen in Europa ist international der Nachweis mit globalen Sicherheitsfaktoren immer noch weit verbreitet. In diesem Zuge wurden die Erdbebenlastfälle unter Verwendung von pseudo-statischen Lasten berechnet. Hierbei wurden Beschleunigungswerte von  $a_H = 2/3 \cdot p_{ga}$  und  $a_V = 2/3 \cdot a_H$  angenommen. Der Wert für  $p_{ga}$  (Peak Ground Acceleration) betrug laut Erdbebengutachten 0,20 g für OBE und 0,30 g für MCE.

Tabelle 1: Berücksichtigte Lastfälle und Sicherheitsfaktoren in Anlehnung an [6] und [7]

| Nr. | Lastfall <sup>1)</sup> | Name <sup>1)</sup>                      | Wasserstände      |                    |                             | Erdbeben <sup>2)</sup>           |                                  | Mindestwert |
|-----|------------------------|---|-------------------|--------------------|-----------------------------|----------------------------------|----------------------------------|-------------|
|     |                        |   | NO<br>668,00 m NN | MWL<br>570,35 m NN | Unterwasser<br>550,00 m aal | OBE<br>$p_{ga} = 0,20 \text{ g}$ | MCE<br>$p_{ga} = 0,30 \text{ g}$ |             |
| 1   | 1A normal              | Ausgangszustand                         |                   |                    |                             |                                  |                                  | 1,5         |
| 2   | 1B normal              | Normalbetrieb (NO)                      | •                 |                    |                             |                                  |                                  | 1,5         |
| 3   | 2A selten              | Betriebserdbeben (OBE)                  | •                 |                    |                             | •                                |                                  | 1,3         |
| 4   | 2B selten              | Bauzustände                             |                   |                    | •                           |                                  |                                  | 1,3         |
| 5   | 2C selten              | Höchster Betriebswasserstand (MWL)      |                   | •                  |                             |                                  |                                  | 1,3         |
| 6   | 3 außergewöhnlich      | Größtes wahrscheinliches Erdbeben (MCE) | •                 |                    |                             |                                  | •                                | 1,0         |

**Anmerkungen**

- <sup>1)</sup> Außer für Erdbebenlastfälle wurden die Spitzenscherfestigkeiten verwendet.
- <sup>2)</sup> Für die Erdbebenlastfälle wurden Restscherfestigkeiten berücksichtigt.

Für die anderen Materialien wurden vereinfachend Scherfestigkeitsparameter nach Mohr-Coulomb festgelegt (Tabelle 2). Aufgrund der hohen Festigkeit des Kalksteins hätte eine genauere spannungsabhängige Scherfestigkeitskurve keine Änderung gebracht. Kolluvium wurde als homogener Boden betrachtet.

Tabelle 2: Ingenieurtechnische Bemessungsparameter der vorhandenen Fels-, Boden- und Baumaterialien

| Nr. | Name                      | Wichte<br>$\gamma$<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | Spitzenscherfestigkeit |                              | Restscherfestigkeit <sup>1)</sup> |                               |
|-----|---------------------------|--|------------------------|------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------|
|     |                           |  | $\varphi'$<br>[°]      | $c'$<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | $\varphi_R$<br>[°]                | $c_R$<br>[kN/m <sup>2</sup> ] |
| 1   | Serpentinit <sup>2)</sup> | 26   | HB                     | HB                           | HB                                | HB                            |
| 2   | Kalkstein                 | 27   | 40                     | 2000                         | 36                                | 1000                          |
| 3   | Alluvium                  | 19   | 35                     | 0                            | 32                                | 0                             |
| 4   | Kolluvium                 | 20   | 35                     | 25                           | 32                                | 5                             |
| 5   | Stützwand                 | 25   | 37                     | 1000                         | 37                                | 1000                          |
| 6   | Hinterfüllung             | 20   | 35                     | 0                            | 32                                | 0                             |
| 7   | Steinschüttung            | 22   | 45                     | 0                            | 41                                | 0                             |

**Anmerkungen**

- <sup>1)</sup> Die Restscherwinkel wurden um 10% verringert. Die Kohäsionswerte wurden qualitativ angepasst.
- <sup>2)</sup> Scherfestigkeitskurve nach Hoek-Brown (HB)

Der Ausgangszustand bzw. die Null-Variante (Alternative 0) bezeichnet den Zustand, dass man die Felsböschung in der vorliegenden Form belässt und lediglich Spritzbeton zur Verwitterungssicherung aufbringt,

nachdem die Oberfläche von Gehölzen freigestellt und gesäubert wurde. Als Alternative A wurde die Böschungssicherung mittels einer Stützwand mit Hinterfüllung (siehe auch Bild 2) betrachtet. Die Alternative B beinhaltet eine im Vergleich zu der vorhergehenden Planung weniger ausgeprägte Profilierung der Böschung mit entsprechendem Abtrag (Bild 3).

Nach der Bestimmung des Scherverhaltens des Serpentinsteins und der anderen Baustoffe und Boden-/Felsmaterialien wurden für alle Alternativen 0, A und B Böschungsstandsicherheitsuntersuchungen in Form von Gleitkreisberechnungen in den Schnitten A-A und B-B durchgeführt. Die Ergebnisse der Gleitkreisuntersuchungen für die Alternativen 0 und A sind in Tabelle 3 angegeben.

**4.3 Ergebnisse**

Die Gleitkreisuntersuchungen wurden an zwei charakteristischen Schnitten A-A (Bild 2, Bild 11) und B-B (Bild 3, Bild 12) im Bereich der rechtseitigen Böschung oberstrom von Schnitt C-C durchgeführt.

Es wurden Gleitkreise betrachtet, was normalerweise nur für Böschungen aus homogenen Böden zutreffend ist. Da Serpentin kein gerichtetes Kluftgefüge hat und Kalkstein nicht dominant, sondern in Schichten und Blöcken vorkam, wurde die vereinfachte Herangehensweise auch für die vorhandenen Felstypen als hinreichend genau angesehen. Eine Gleitkeilberechnung oder die Betrachtung genauerer Rutschmechanismen entlang vorgegeben Schwächezonen oder Klüfte wurden auch im Hinblick der vorhandenen Datenlage als nicht zielführend eingestuft.

Tabelle 3: Ergebnisse für Alternative 0 und A

| Nr.                        | Lastfall        | Schnitt A-A   |       | Schnitt B-B |       | Gefordert |
|----------------------------|-----------------|---------------|-------|-------------|-------|-----------|
|                            |                 | Alternative 0 |       |             |       |           |
|                            |                 | Global        | Lokal | Global      | Lokal |           |
| Globaler Sicherheitsfaktor |                 |               |       |             |       |           |
| 1                          | 1A normal       | 2,42          | 1,62  | 3,91        | 1,06  | 1,5       |
| 2                          | 1B normal       | 2,46          | 1,62  | -           | 1,06  | 1,5       |
| 3                          | 2A selten       | 1,04          | 0,74  | 1,78        | 0,52  | 1,3       |
| 4                          | 2B selten       | -             | -     | -           | -     | 1,2       |
| 5                          | 2C selten       | 2,43          | 1,05  | -           | -     | 1,3       |
| 6                          | 3 außergewöhnl. | 0,99          | 0,63  | 1,60        | 0,46  | 1,0       |

| Nr.                        | Lastfall        | Schnitt A-A   |       | Schnitt B-B |       | Gefordert |
|----------------------------|-----------------|---------------|-------|-------------|-------|-----------|
|                            |                 | Alternative A |       |             |       |           |
|                            |                 | Global        | Lokal | Global      | Lokal |           |
| Globaler Sicherheitsfaktor |                 |               |       |             |       |           |
| 1                          | 1A normal       | -             | -     | -           | -     | 1,5       |
| 2                          | 1B normal       | -             | -     | -           | -     | 1,5       |
| 3                          | 2A selten       | 1,70          | 0,97  | -           | -     | 1,3       |
| 4                          | 2B selten       | 2,04          | 1,89  | -           | -     | 1,2       |
| 5                          | 2C selten       | -             | -     | -           | -     | 1,3       |
| 6                          | 3 außergewöhnl. | 1,15          | 0,85  | 1,70        | 0,96  | 1,0       |

Zudem waren die Kalksteinvorkommen unregelmäßig verteilt, so dass nicht davon ausgegangen wurde, dass es ein gerichtetes Gleitversagen entlang einer vordefinierten Gleitfuge z. B. zwischen Kalksteineinlagerung

und Serpentinat geben könnte. Schnitt B-B (Bild 1) könnte hier eine entgegengesetzte Interpretation provozieren, was jedoch mit mindestens drei Geologen diskutiert und ausgeschlossen wurde.

Es wurden globale und lokale Gleitkreise untersucht. Die lokalen Gleitkreise konzentrierten sich in erster Linie auf Gleitkreise, die ausschließlich das Kolluvium querten. Nach Fertigstellung der Berechnungen für Alternative 0, den Ausgangszustand, wurde schnell klar, dass die globale Standsicherheit wenig Anlass zu Bedenken ließ, sondern das Kolluvium (in Schnitt A-A) besonders bei hydraulischer Beaufschlagung und dynamischer Belastung einer Stabilisierung bedarf.

In Bild 11 ist der maßgebende Gleitkreis der Ausgangssituation für Lastfall 3 (MCE) dargestellt und zeigt für diesen außergewöhnlichen Lastfall einen unzureichenden Sicherheitsfaktor  $\eta = 0,63 < 1,0$ . Die Stabilisierungsmaßnahme „Alternative A“ zielte daraufhin vor allem auf die Stabilisierung des Kolluviums ab.

Im Bereich der Schnitte B-B und C-C (Bild 1) wirkten sich, wie bereits angemerkt wurde, eingelagerte Kalksteinblöcke und -schichten stabilisierend auf die Böschung aus (siehe auch Bild 2, Bild 3, Bild 4), was sich auch bei den Standsicherheitsbetrachtungen so zeigte.

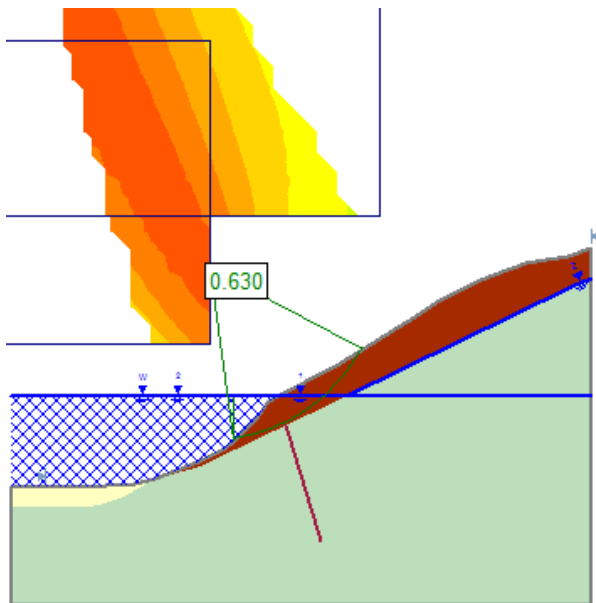


Bild 11: Tiefer maßgebender Gleitkreis (lokale Standsicherheit) für Lastfall 3 (Schnitt A-A, Alternative 0)

In Bild 12 ist der maßgebende Gleitkreis für Schnitt B-B für Alternative B bei Lastfall 3C „Größtes Wahrscheinliches Erdbeben“ (MCE: Maximum Credible Earthquake) angegeben. Die Kalksteineinlagerung übernimmt hier eine Art Dübelwirkung und verhindert praktisch die hier betrachtete theoretisch kreisförmige

Rutschung. Der ermittelte Sicherheitsfaktor ist mit  $\eta = 1,70 > 1,0$  als hoch anzusehen.

Die vom lokalen Planer angestellten Standsicherheitsuntersuchungen auf Basis der in Bild 10 gezeigten Scherfestigkeitskurve an einer homogenen Böschung waren hier sicherlich zu konservativ und entsprachen auch nicht den tatsächlichen geologischen Verhältnissen. Bei der Erstellung des geotechnischen Modells waren so wesentliche Fakten unberücksichtigt geblieben.

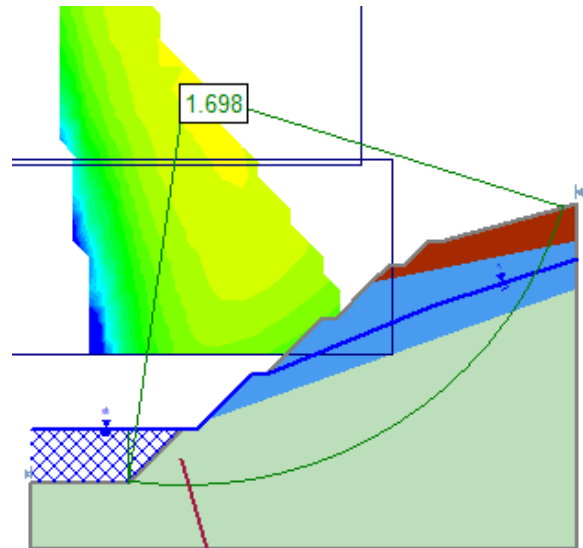


Bild 12: Tiefer maßgebender Gleitkreis (globale Standsicherheit) für Lastfall 3 (Schnitt B-B, Alternative B)

## 5. Umplanung und Ausführung

Die Standsicherheitsberechnungen dienten dazu, den vom lokalen Entwurfsingenieur geplanten Böschungsarbeiten eine Alternative gegenüberzustellen, welche statisch und kostentechnisch günstiger sein sollte. Es wurde Alternative A. Der Böschungsaushub wurde auf ein Minimum reduziert. Eine Oberflächensicherung aus Spritzbeton sollte dafür sorgen, dass das Gestein der Witterung nicht allzu stark ausgesetzt ist. Im Hangschuttbereich wurde am Böschungsfuß eine Stützwand mit Hinterfüllung und Vorschüttung (Fußschüttung) vorgesehen, um den oberflächlichen Hangschuttbereich (Kolluvium) zu stabilisieren (Bild 2). Diese Methode bzw. diese Maßnahme zur Stabilisierung von kleineren bis mittleren Hangrutschungskörpern gehört zu den in der Praxis gängigen Verfahren [6].

Weitere Maßnahmen, wie z. B. Drän- oder -bohrungen, wurden in einem ersten Schritt nicht als notwendig befunden. Jedoch wurde festgehalten, dass über deren Notwendigkeit im Zuge der Bauarbeiten noch endgültig zu befinden sein wird. Im Modell wurde hingegen mit hohen Wasserdrücken/-ständen gerechnet und die Wirkung von dränierenden Bauwerken und Maßnahmen

nicht berücksichtigt. Die Scherfestigkeit von Serpentin reagiert empfindlich gegenüber Wasserzutritt [10], weshalb darauf besonderes Augenmerk gerichtet werden muss.

Die Umplanungsarbeiten am Ausleitungswehr waren kosten- wie bauzeitlich sehr günstig. Die eingesetzten Mittel in Form von geotechnischen Feld- und Laboruntersuchungen, hydraulischen und geotechnischen Berechnungen konnten Einsparungen von einigen Millionen Euro erzielen. Bauzeitlich wirkten sich die Maßnahmen auch positiv aus, jedoch lag das Wehr nicht auf dem kritischen Weg. Die Tunnelbauarbeiten, welche mit einer Tunnelbohrmaschine durchgeführt wurden, waren hier kritisch und ließen u. a. auch ausreichend Zeit, die Umplanungen und geotechnischen Arbeiten am Wehr durchzuführen.

Die Kosteneinsparungen resultieren aus dem Minderzuschub an den Böschungen und den nicht notwendigen Sicherungsmitteln sowie aus der geänderten Gründungssituation des Damms bzw. aus dem Anschluss des Dammschnittes an die Böschung. Bereichsweise wurde die Spritzbetonsicherung vor Fertigstellung des Dammbereiches angebracht (Bild 13). Die Kontaktfläche zwischen Damm und Widerlager bleibt dagegen ungeschützt.



Bild 13: Baustellenzustand 12/2013 (vom orographisch rechten Ufer aus gesehen)

Bei den Aushubmaßnahmen an der Böschung bzw. der Vorbereitung des Widerlagers für die Dammschüttung hat sich gezeigt, dass das Serpentinergestein den Festigkeitsannahmen entsprach und außer raschen oberflächlichen Verwitterungserscheinungen keine die globale oder lokale Standsicherheit gefährdenden Prozesse und Bewegungen auftraten.

In Bild 14 ist die Baustelle von Oberwasser aus gesehen dargestellt. Am orographisch rechten Ufer befindet sich die in Bild 13 frontal gezeigte Serpentinböschung. Entgegen der ersten Befürchtungen war es durchaus möglich, die temporären Böschungen fast senkrecht ohne zusätzliche Sicherungsmaßnahmen

herzustellen. Die permanente Böschung im Kalkstein unterstrom von der zukünftigen Dammschüttung wurde gemäß den felsmechanischen Anforderungen geböschert mit Bermen ausgeführt und mit Spritzbeton gesichert.

Für den rechtsseitigen Böschungsbereich wurde ein Überwachungsprogramm vorgeschlagen, welches folgende Instrumentierung vorsah:

- Einige Inklinometer
- Mehrere topographische Oberflächenmesspunkte
- Wenige Grundwassermessstellen



Bild 14: Baustellenzustand 12/2013 (von Oberwasser mit Blick Richtung Unterwasser)

Die Anzahl und die Örtlichkeiten der Instrumentierung sollten während der Bauausführung in Abstimmung mit dem Ingenieurgeologen der Baustelle und dem technischen Büro präzisiert werden.

## 6. Resümee und Danksagung

Das Projekt zur Umplanung der gesamten Wehranlage kurz vor Baubeginn und während des Baus ist ein Beispiel für die in der internationalen Praxis nicht selten auftretende Strategie „design as you go“. Schlanke Entwurfsplanungen und schnelle Investitionsentscheidungen beschleunigen den Realisierungszeitraum, lassen jedoch ein relativ großes Risiko hinsichtlich der Bauausführung offen. Dies ist nach Erfahrung der Autoren oft in der Diskrepanz zwischen der Entwurfsplanung und den tatsächlichen vorhandenen geologischen Verhältnissen begründet. Die geologischen und geotechnischen Untersuchungsprogramme sind meist ebenso schlank gehalten, wie die Planungen selbst, was das Risiko in die nächsten Projektphasen, wie z. B. Bau aber auch Betrieb verlagert.

Diese Art der Realisierung von komplexen Wasserbauwerken mit hohem Schadenspotenzial erfordert ein hohes Maß an Flexibilität, Entscheidungsfreude und fachlicher Kompetenz und Erfahrung, um trotz der besonderen Projektumstände ein sicheres Bauwerk zeitnah und kosteneffektiv errichten zu können.

Dass dieses Projekt in der Türkei liegt, ist nicht unbedingt dem Zufall geschuldet. Die hohen Ansprüche an die Wirtschaftlichkeit von privaten Wasserbauprojekten und die an geänderte Randbedingungen anpassungsfähigen Strukturen bis hin zu kurzen Entscheidungswegen und flachen Hierarchien in türkischen Unternehmen bieten gute Voraussetzungen, um auch bei „design as you go“ wirtschaftlich und technisch sichere und nachhaltige Bauwerke errichten zu können.

Die Autoren möchten sich als Teil vom Team beim Team herzlich für die Flexibilität und den Einsatz bedanken. Besonderer Dank gilt hier projektübergreifend den Herren Dr. Gerald Jung, Johannes Linortner (Pöyry), Dr. Taylan Ulas Evcimen und Nazim Kurdoglu (EnerjiSA).

### **Literatur**

- [1] Bieniawski, Z. T. (1989): Engineering Rock Mass Classifications. John Wiley and Sons, New York.
- [2] Fecker, E.; Reik, G. (1996): Baugeologie. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart.
- [3] Press, F.; Siever, R.; Jordan, T. H., Grotzinger, J. (2008): Allgemeine Geologie. Spektrum Akademischer Verlag, Springer-Verlag Berlin Heidelberg
- [4] Hoek, E. and Brown, E.T. 1980. Empirical strength criterion for rock masses. J. Geotech. Engng Div., ASCE 106 (GT9), 1013-1035.
- [5] Glawe, U. & Upreti, B. N. (2004): Better Understanding the Strengths of Serpentinite Bimrock and Homogenous Serpentinite. Felsbau 22, Nr. 5, S. 53-59.
- [6] Brandl, H. (2009): Stützbauwerke und konstruktive Hangsicherungen. In: Grundbau-Taschenbuch, Kapitel 3.9, S. 747-901 Teil 3: Gründungen und geotechnische Bauwerke. Hrsg. K. J. Witt, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.
- [7] Fell, R.; MacGregor, P.; Stapledon, D.; Bell, G. (2005): Geotechnical Engineering of Dams, A. A. Balkema Publishers, Leiden London New York Philadelphia Singapore.
- [8] Vinx, R. (2011): Gesteinsbestimmung im Gelände. Spektrum Akademischer Verlag Heidelberg 2011.
- [9] Stark, T. D.; Newman, E. J.; De La Pena, G.; Hillebrandt, D. H. (2010): Fill Placement on Slopes Underlain by Franciscan Melange. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 137, No. 3, pp. 263-272.
- [10] Moore, D. E.; Lockner, D. A.; Ponce, D. A. (2010): Anomalously Low Strength of Serpentinite Sheared against Granite and Implications for the Creep on the Hayward and Calaveras Faults. Earthquake Hazards in the Eastern San Francisco Bay Area – Science, Hazard, Engineering and Risk, 3rd conference, California Geological Survey Special Publication.
- [11] DIN 19700 (2004): Stauanlagen. Teil 10 bis 15, Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin.