



Fachabteilung 17C

Referat Gewässeraufsicht

BearbeiterIn: Mag. Martin Schröttner

Tel.: (0316) 877-4121

Fax: (0316) 877-3392

E-Mail: martin.schroettner@stmk.gv.at

Bei Antwortschreiben bitte
Geschäftszeichen (GZ) anführen

GZ: FA17C 20.20-130/2011

Graz, am 20.01.2012

Ggst.: Windpark Steinriegel

FACHGUTACHTEN ZUR UVP

WINDPARK STEINRIEGEL II

FACHBEREICHE

GEOLOGIE/GEOTECHNIK/HYDROGEOLOGIE

1 INHALTSVERZEICHNIS

1	INHALTSVERZEICHNIS	2
2	BEFUNDAUFNAHME	4
2.1	Allgemeine Beschreibung des Bauvorhabens	4
2.1.1.1	Maststandorte	4
2.1.1.2	Zufahrtstraße (Forstweg)	4
2.1.1.3	Kabeltrasse	6
2.2	Befundaufnahme Geologie/Geotechnik	6
2.2.1	Baugrunderkundung Maststandorte	6
2.2.1.1	Geologischer Rahmen	6
2.2.1.2	Baugrundaufschlüsse	7
2.2.1.3	Ergebnisse der Grunderkundungen	8
2.2.1.4	Laborversuche	11
2.2.1.5	Zusammenfassung der Untersuchungen	13
2.2.1.6	Beschreibung der Schichtenabfolge	14
2.2.1.7	Abschätzung der Bodenkennwerte	14
2.2.2	Beschreibung der Baugrundbeanspruchung	16
2.2.2.1	Flachgründungen Typ ENERCON E-70 E4/S/84/4F/01	16
2.2.3	Gründung	18
2.2.3.1	Betrachtung der Lagesicherheit, Kippen	18
2.2.3.2	Grundbruch, Setzungen und Schiefstellung	18
2.2.3.3	Drehfedersteifigkeit	19
2.2.4	Hinweise	19
2.2.4.1	Allgemeine Hinweise	19
2.2.4.2	Hinweise in Bezug auf Gründungen	19
2.2.5	Zufahrtsstraße	21
2.2.6	Kabeltrasse	23
2.3	Befundaufnahme Erdbebensicherheit	24
2.3.1	Allgemeines	24
2.3.1.1	Grundlagen	24
2.3.2	Grundlagen	24
2.3.2.1	Erdbebenzone	24
2.3.2.2	Allgemeine Grunddaten	24
2.3.2.3	Horizontales elastisches Antwortspektrum	24
2.3.2.4	Vertikales elastisches Antwortspektrum	25
2.3.2.5	Bemessungsspektrum für lineare Berechnung	25
2.3.2.6	Konstruktive Regelmäßigkeit	25
2.3.2.7	Zulässige Vereinfachungen	25
2.3.2.8	Verhaltensbeiwert	25
2.3.3	Berechnung: Bemessungskräfte	25
2.3.3.1	Bestimmung der Gesamterdbebenkraft	25
2.3.3.2	Lastfallkombination Erdbeben	25
2.3.4	Berechnung: Bauwerk	26
2.3.4.1	Sicherheitsnachweise	26
2.3.5	Berechnung: Gründung	27
2.3.5.1	Versagen durch Gleiten	27
2.3.5.2	Versagen durch Grundbruch	27

2.3.6	Zusammenfassung	28
2.4	Befundaufnahme Hydrogeologie	29
2.4.1	Grundwassersituation im Bereich der Maststandorte	29
2.4.2	Wasserrechte, Wasserschutz und -schongebiete	29
2.5	Sensibilitätsanalyse	30
2.6	Maßnahmenplanung.....	31
3	GUTACHTEN IM ENGEREN SINN.....	32
3.1	Gutachten nach UVP-G.....	32
3.1.1	Bereich Geologie und Geotechnik	32
3.1.1.1	Geotechnische Beurteilung Maststandorte.....	32
3.1.1.2	Geotechnische Beurteilung Kabeltrasse.....	32
3.1.1.3	Geotechnische Beurteilung Zufahrtsstraße (Kehren 2, 3 und 4)	33
3.1.2	Bereich Hydrogeologie	33
3.1.2.1	Beurteilung der quantitativen Auswirkungen auf das Grundwasser	34
3.1.2.2	Beurteilung der qualitativen Auswirkungen auf das Grundwasser	34
3.1.2.3	Mögliche Auswirkungen auf fremde Rechte	34
4	MAßNAHMEN UND AUFLAGENVORSCHLÄGE.....	35
5	ZU DEN VARIANTEN UND ALTERNATIVEN	35
6	ZU DEN STELLUNGNAHMEN UND EINWENDUNGEN.....	36
6.1	Stellungnahme der Agrarbezirksbehörde, Dienststelle Leoben vom 08.11.2011.....	36
7	ZUSAMMENFASSUNG.....	36

2 BEFUNDAUFNAHME

Die Grundlage von Befund und Gutachten stellen die gemäß § 17 Abs.1 UVP-G 2000 idgF vorgelegten Projektunterlagen der Ecowind Windenergie Handels- und Wartungs GmbH, Fohrafeld 1, 3233 Kilb vom Jänner 2011 dar. Die Unterlagen wurden von der Ingenos.Gobiet. ZT GmbH, Business 2, 8200 Gleisdorf angefertigt.

Nach Durchsicht dieser Unterlagen erfolgte auf Basis der Schreiben des Unterfertigten vom 14.06.2011, 22.09.2011 und auf Basis der Gutachterklausur vom 23.09.2011 die Vorlage von ergänzenden bzw. Nachreichunterlagen.

Nachstehend werden im Detail die für die Gutachtenserstellung verwendeten Unterlagen aufgelistet:

- (1) GEO TEST, Institut für Erd- und Grundbau GmbH: Windparkerweiterung Steinriegel WKA 11 bis WKA 21, Baugrundgutachten; 02/2011
- (2) GEO TEST, Institut für Erd- und Grundbau GmbH: Windparkerweiterung Steinriegel WKA 11 bis WKA 21, Baugrundgutachten inkl. 1. Nachreichung; 08/2011
- (3) Baugeologie.at, Ingenieurbüro für Baugeologie Dr. Sven Jacobs: WKA Steinriegel, Baugeologische Beurteilung der Standorte, Ausbaustufe 2; 11/2008
- (4) GEO TEST, Institut für Erd- und Grundbau GmbH: Windparkerweiterung Steinriegel WKA 11 bis WKA 21, Ergänzung zum Baugrundgutachten inkl. 1. Nachreichung; 10/2011
- (5) Ingenos.Gobiet. ZT GmbH: Erweiterung Windpark Steinriegel, Erdbebenberechnung nach EUROCODE 8; 07/2010
- (6) Ingenos.Gobiet. ZT GmbH: Erweiterung Windpark Steinriegel (Steinriegel II), Gewässer & Lawinen; 02/2011
- (7) Ingenos.Gobiet. ZT GmbH: Erweiterung Windpark Steinriegel, Fachbereich Waldökologie und Forstwesen, Technische Beschreibung; 12/2010
- (8) DI Neuber, Zivilingenieur für Forst- und Holzwirtschaft: Erweiterung Windpark Steinriegel, UVE - Waldökologie und Forstwesen; 04/2011
- (9) GEO TEST, Institut für Erd- und Grundbau GmbH: Baugrundgutachten Windpark Steinriegel; 11/2002
- (10) GEO TEST, Institut für Erd- und Grundbau GmbH: Baugeologische und geotechnische Beurteilung der Baugrubensohlen des Windparks Steinriegel (WKA 01-WKA10); 11/2005

2.1 ALLGEMEINE BESCHREIBUNG DES BAUVORHABENS

Aus geologisch/geotechnischer bzw. auch hydrogeologischer Sicht sind von gegenständlichem Bauvorhaben die Bereiche der Maststandorte, die Kabeltrasse sowie Teilbereiche der Zufahrtsstraße (Forststraße) von Relevanz.

2.1.1.1 Maststandorte

Betreffend der technischen Spezifikationen der Windkraftanlagen bzw. der Geometrie der Fundamente wird auf den Basisbefund verwiesen.

2.1.1.2 Zufahrtstraße (Forstweg)

Die folgenden Ausführungen folgen grundsätzlich den Beschreibungen aus (4).

Der Forstweg wurde bereits im Zuge der Errichtung des Windparks Steinriegel I ausgebaut und kann grundsätzlich baulich unverändert für die Errichtung der gegenständlichen Erweiterung herangezogen werden. Aufgrund größerer Anlagenteile (im Speziellen die Rotorblätter) müssen lediglich die Kehren 2, 3 und 4 ausgebaut werden. Bei den restlichen Kurven und Kehren sind nur geringfügige Adaptierungsarbeiten erforderlich (Baumschnitt, Entfernen der Gelände o.ä.) bzw. werden Spitzkehren abwechselnd vorwärts und rückwärts durchfahren, wodurch diese nicht ausgebaut werden müssen (vgl. auch Abbildung 1 bzw. (7)). Um die entsprechenden Anlagenteile auf die Rattener Alm transportieren zu können ist im Bereich der Kehren 2, 3 und 4 grundsätzlich ein Ausbau auf einen Außenradius von 28 m erforderlich, wobei der Bereich mit einem Radius von 12,5 m für die speziellen Transportfahrzeuge mit entsprechenden Tragschichten zu befestigen ist, der Bereich zwischen den Radien 12,5 bis 16,0 m ist horizontal auszubilden, muss aber nicht befahrbar ausgeführt werden. Die verbleibenden 12,0 m stellen reine Überschwenkbereiche dar, auf den ausschließlich der Bewuchs entsprechend der Flächenaufstellungen der Mappe 4.2 „Boden Land und Forstwirtschaft“ entfernt werden muss, erdbautechnische Maßnahmen sind nicht erforderlich.

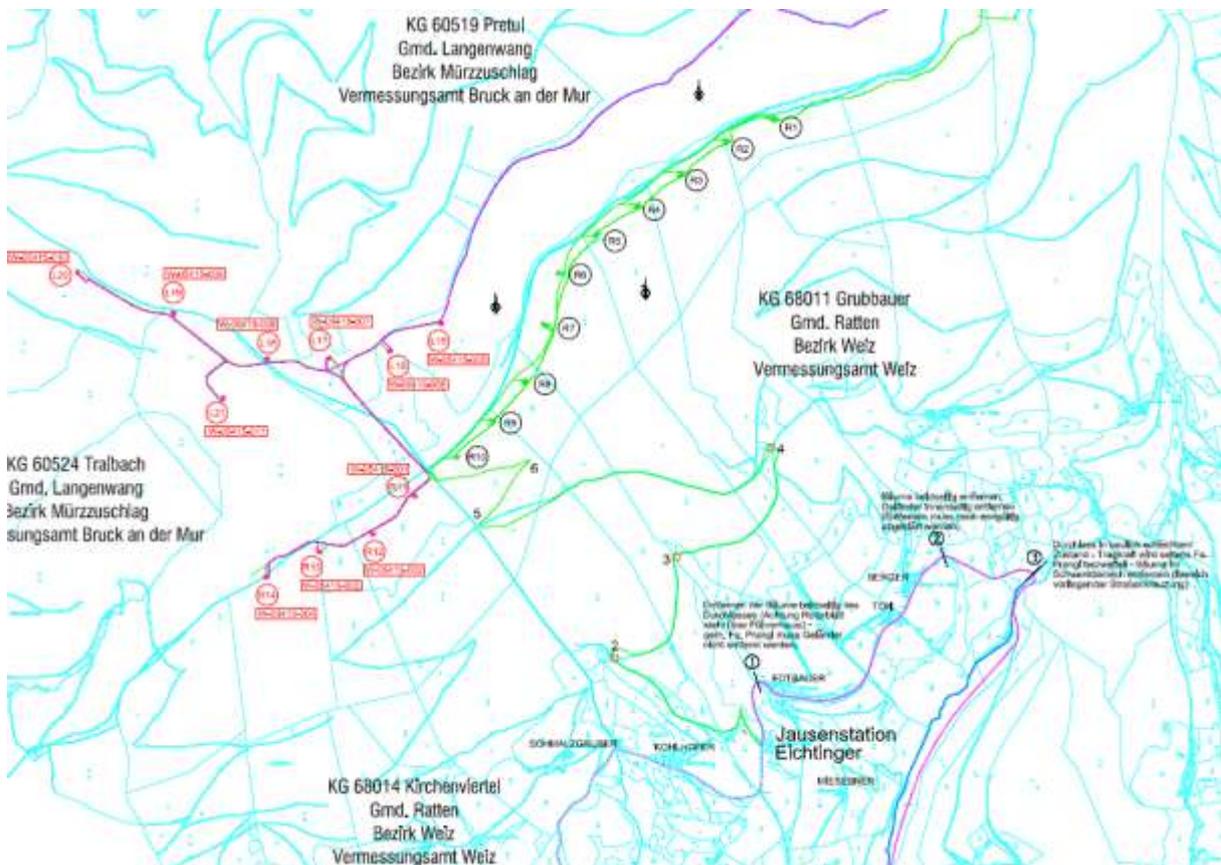


Abbildung 1: Übersicht über die Zufahrt (Forstweg) zum Windpark (aus (7))

Die im obigen Absatz angeführten Kehrenbereiche werden im Folgenden näher beschrieben:

Kehre 2:

Die Kehre 2 hat einen bestehenden Außenradius von ca. 14 m. Die bergseitige Böschung ist mit Gras- und Strauchgewächsen bewachsen. Die Böschungsneigung beträgt ca. 2:3. Die Schräglänge der Böschung beträgt ca. 6,7 m. Der anschließende Oberhang hat ein geschätztes Gefälle von 15 - 20 % und ist mit einem Fichten Altbestand bestockt. Im Unterwuchs finden sich flächendeckend Grasbewuchs und Heidelbeersträucher. Die bergseitige Böschung der Kehre ist durch den o.a. erforderlichen Außenradius der Kehre von ca. 16 m für den Transport der Anlagenteile um ca. 2 m parallel zur bestehenden Böschung zurück zu versetzen.

Kehre 3:

Die im Übersichtslageplan dargestellte Kurve 3 quert einen Graben (Edtbauerbach) und hat eine Richtungsänderung von ca. 90°. Der Graben ist im Bereich der Straßenquerung verrohrt. Der bestehende Außenradius der Kurve beträgt ca. 12 m. Die bergseitige Böschung ist mit Gras leicht bewachsen. Der anstehende Boden ist sichtbar. Die Böschungsneigung beträgt ca. 2,7:3. Die Schräglänge der Böschung beträgt ca. 4,5 m. Der anschließende Oberhang hat ein geschätztes Gefälle von 20 bis 30 % und ist mit einem Fichten Baumbestand bestockt. Im Unterwuchs findet sich flächendeckend Grasbewuchs. Die Fichten Baumbestand sind mit einer Ausnahme geradwüchsig.

Die bergseitige Böschung der Kehre ist durch den o.a. erforderlichen Außenradius der Kurve von ca. 16 m für den Transport der Anlageteile um ca. 4 m parallel zu bestehenden Böschung zurück zu versetzen. Infolge des Zurücksetzens der bergseitigen Böschung sind im Bereich des Grabens und die beidseitige Grabenböschungen mit Grobsteinschichtungen (Wasserbausteine zumindest Klasse IV) zu sichern.

Kehre 4:

Die Kehre 4 hat einen bestehenden Außenradius von ca. 14 m. Die bergseitige Böschung ist nicht bewachsen. Die Böschungsneigung beträgt ca. 1,1:1. Die Böschungshöhe wird mit ca. 7,0 m geschätzt. Die Schräglänge der Böschung beträgt ca. 10,5 m. Der anschließende Oberhang hat ein geschätztes Gefälle von 30 bis 40 % und ist im rechten Kehrenbereich mit Jungwuchs (Fichtenkultur – Stangenholz) und Kehrenaussgang mit einem Fichten Altbestand bestockt. Im Unterwuchs findet sich flächendeckend Grasbewuchs und Heidelbeere. Die bergseitige Böschung der Kehre ist durch den o.a. erforderlichen Außenradius der Kehre von ca. 16 m für den Transport der Anlageteile um ca. 2 m parallel zu bestehenden Böschung zurück zu versetzen.

2.1.1.3 Kabeltrasse

Generell wird zur Lage und Errichtung der Kabeltrasse auf den Basisbefund verwiesen.

Es wird hier nur ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die Kabeltrasse ab der Nordflanke der Amundsenhöhe parallel in wenigen m Abstand zur bereits bestehenden Trasse des Windparks Steinriegel geführt wird. Die Anbindungsstrecke von der Trafostation bis hin zur Amundsenhöhe verläuft nördlich des Höhenrückens bzw. an der Westflanke der Amundsenhöhe z.T. einem bestehenden Forstweg (um die Höhenschichtlinie 1500 müA) hangseitig folgend bis zur Einbindung in die Bestandstrasse südlich der Ganzalm.

2.2 BEFUNDAUFNAHME GEOLOGIE/GEOTECHNIK

2.2.1 BAUGRUNDERKUNDUNG MASTSTANDORTE

2.2.1.1 Geologischer Rahmen

Den geologischen Rahmen des Projektgebietes (vgl. auch [5]) bilden Kristallingesteine, welche im wesentlichen aus Glimmerschiefer (tw. mit phyllitischem Habitus) bis Granatglimmerschiefer und Augengneise mit Einschaltungen von Amphiboliten und Kalkmarmoren bestehen. Geologisch charakteristisch für den Rücken der Rattner Alm ist der Übergang von Glimmerschiefer zu Augengneisen mit stellenweise mehreren Meter tief reichenden Verwitterungstaschen. Die Felsoberkante liegt dabei unter geringster Überdecken bzw. offen zu Tage. Die Schieferungsflächen der Glimmerschiefer bis Schiefergneisen bilden bevorzugte Gefügetrennflächen; das Schieferungsgefüge ist lokal söglich bis flach Nordwest einfallend orientiert.

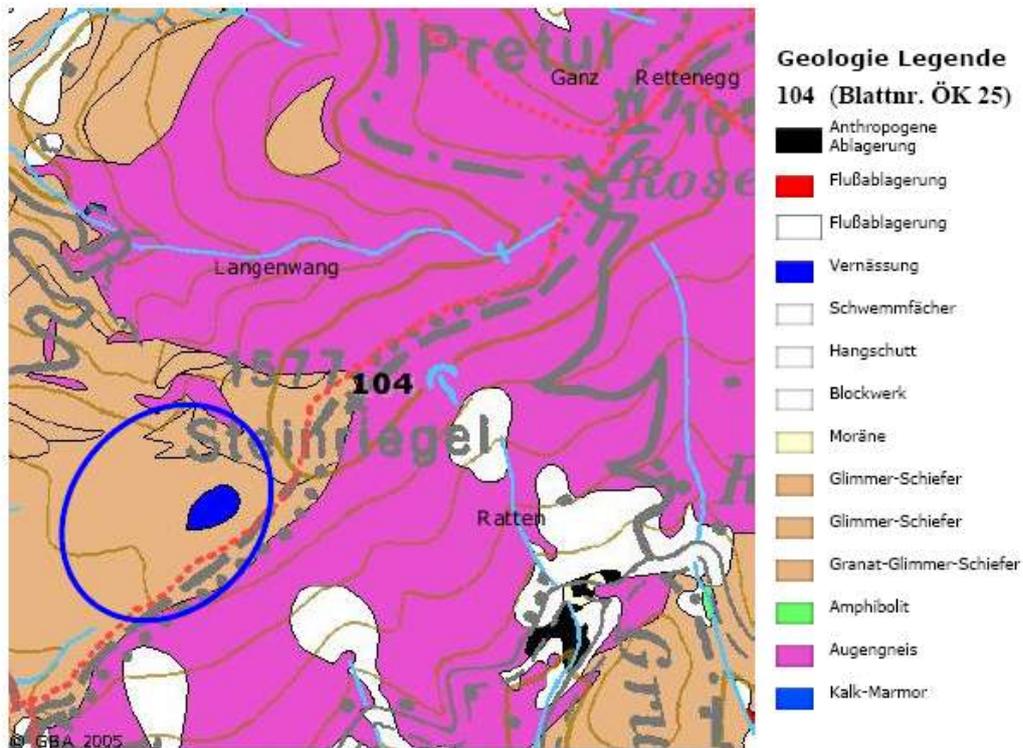


Abb. 3: Projektstandorte WKA Steinriegel, Ausschnitt Blatt 104 GBA

Abbildung 2: Projektstandort WKA Steinriegel

2.2.1.2 Baugrundaufschlieungen

Zur Erkundung wurden bei den geplanten Standorten der Windkraftanlagen jeweils eine längliche Schürfgrube (SCH) abgeteuft. Weiters wurden zusätzlich bei den Standorten WKA11 und WKA12 bzw. WKA15 und WKA16 auf den topographisch höchsten und tiefsten Stellen des Anlagenbereiches, in einer Entfernung von ca. 10,0 m vom Anlagenmittelpunkt, Rammsondierungen (DPH) niedergebracht. Da diese Sondierungen keine weiteren Erkenntnisse ergaben (hochliegende Felsoberkante) wurde bei den weiteren Standorten auf diese Aufschlussart verzichtet. Die Standortkoordinaten sind in Tabelle 1 angeführt, die Lage der Standorte geht aus Abbildung 1 hervor.

Anlage	X Koordinate (BMN)	Y Koordinate (BMN)	Anlage	X Koordinate (BMN)	Y Koordinate (BMN)
WKA11	703236	265577	WKA17	702933	266070
WKA12	703088	265442	WKA18	702712	266068
WKA13	702898	265378	WKA19	702376	266232
WKA14	702704	265288	WKA20	702038	266377
WKA15	703328	266192	WKA21	702555	265928
WKA16	703142	266094	-	-	-

Tabelle 1: Maststandorte, Koordinaten

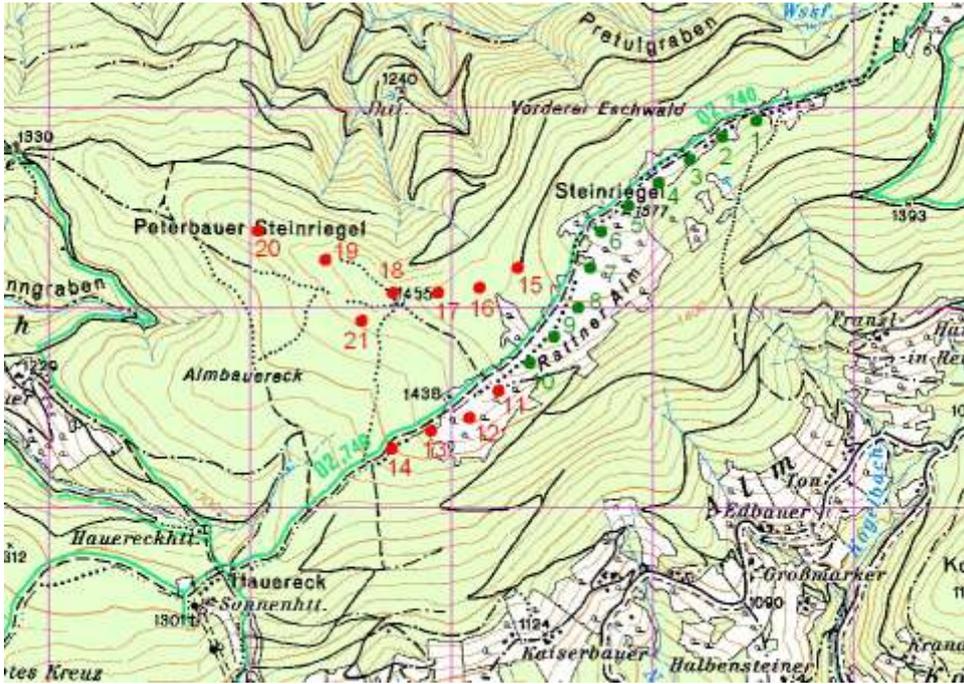


Abbildung 3: Lageskizze der Standorte für die geplanten Windkraftanlagen

2.2.1.3 Ergebnisse der Untergrunderkundungen

2.2.1.3.1 Ergebnisse der Rammsondierungen

Die Sondierungen DPH11_1 ÷ DPH16_3 erfolgten am Rand der zukünftigen Fundamentkörper (ca. 10,0 m vom Fundamentmittelpunkt entfernt) mit der Schweren Rammsonde (DPH). Die Ergebnisse der Rammsondierungen sind in den Beilagen 1 bis 13 graphisch detailliert dargestellt.

2.2.1.3.2 Ergebnisse der Schürfaufnahmen

Die aufgenommenen Bodenschichten der Schürfguben SCH11 ÷ SCH21 gehen aus den Beilagen 14 bis 24 hervor. In nachstehender Aufstellung sind die Bohrprofile zusätzlich verbal beschrieben. In den Beilagen 25 bis 35 sind die photographischen Aufnahmen der Schürfguben dargestellt.

Anlage		Schürfgube
WKA11		SCH11
Schicht	Tiefe	Text
1	0,00 ÷ 0,25	Mutterboden, RAL 8011, bzw. schwarz
2	0,25 ÷ 2,30	Kies, Steine, sandig, plattig, scharfkantig, Verwitterungszone
3	2,30 ÷ 3,00	Fels, mürber, verwitterter, phyllitischer Glimmerschiefer
4	> 3,00	Fels, phyllitischer Glimmerschiefer

Anlage		Schürfgube
WKA12		SCH12
Schicht	Tiefe	Text

1	0,00 ÷ 0,40	Mutterboden, RAL 8028, stark durchwurzelt
2	0,40 ÷ 1,70	Verwitterungszone mit lehmiger Matrix, Steine und Blöcke
3	1,70 ÷ 1,90	Fels, phyllitischer, mürber, verwitterter Glimmerschiefer
4	> 1,90	Fels, phyllitischer Glimmerschiefer

Anlage		Schürfgrube
WKA13		SCH13a
Schicht	Tiefe	Text
1	0,00 ÷ 0,40	Mutterboden, RAL 8011, durchwurzelt
2	0,40 ÷ 0,90	Schluff - Sand, kiesig, RAL 8028
3	0,90 ÷ 1,70	Verwitterungszone, plattiger (1 - 10cm) phyllitischer, mürber, verwitterter Glimmerschiefer
4	> 1,95	Fels, phyllitischer Glimmerschiefer

Anlage		Schürfgrube
WKA14		SCH14a
Schicht	Tiefe	Text
1	0,00 ÷ 0,60	Waldboden, RAL 8011, stark durchwurzelt
2	0,60 ÷ 1,60	Kies - Sand, schluffig, RAL 8001, Überlagerungsschicht
3	1,60 ÷ 2,30	Verwitterungszone, Schiefergneis gänzlich zerlegt und verwittert, sandige, schluffige Füllungen
4	> 2,30	Fels, RAL 1011, Schiefergneis, Reißfels

Anlage		Schürfgrube
WKA15		SCH14
Schicht	Tiefe	Text
1	0,00 ÷ 0,25	Mutterboden, RAL 8011, bzw. schwarz
2	0,25 ÷ 2,40	Kies, sandig, schluffig, plattig, glimmerig, scharfkantig, Verwitterungszone
3	2,40 ÷ 2,70	Fels, phyllitischer, mürber, verwitterter Glimmerschiefer
4	> 2,70	Fels, phyllitischer Glimmerschiefer

Anlage		Schürfgrube
WKA16		SCH15
Schicht	Tiefe	Text
1	0,00 ÷ 0,60	Waldboden, stark durchwurzelt, schwarz

2	0,60 ÷ 1,40	Kies, sandig, schluffig, plattig, glimmerig, scharfkantig, Verwitterungszone
3	1,40 ÷ 1,70	Fels, phyllitischer, mürber, verwitterter Glimmerschiefer
4	> 1,70	Fels, phyllitischer Glimmerschiefer

Anlage		Schürfgrube
WKA17		SCH16
Schicht	Tiefe	Text
1	0,00 ÷ 0,80	Waldboden, stark durchwurzelt, schwarz
2	0,80 ÷ 2,20	Kies, sandig, schluffig, plattig, glimmerig, scharfkantig, Verwitterungszone
3	2,20 ÷ 2,40	Fels, phyllitischer, mürber, verwitterter Glimmerschiefer
4	> 2,40	Fels, phyllitischer Glimmerschiefer

Anlage		Schürfgrube
WKA18		SCH18
Schicht	Tiefe	Text
1	0,00 ÷ 0,30	Mutterboden, RAL 8011, durchwurzelt
2	0,30 ÷ 0,60	Plastischer Schluff, stark feinnittelsandig, steif - weich, RAL 1011
3	0,60 ÷ 1,40	Kies, sandig, schluffig, RAL 8001
4	1,40 ÷ 2,00	Felsverwitterungszone, stark zerlegt
5	> 2,00	Fels, leicht verwitterte, leicht zerlegte Gneise und Gneis- bzw. Glimmerschiefer, etliche Quarzeinschlüsse

Anlage		Schürfgrube
WKA19		SCH19
Schicht	Tiefe	Text
1	0,00 ÷ 0,40	Mutterboden, RAL 8011, durchwurzelt
2	0,40 ÷ 0,60	Plastischer Schluff, stark feinnittelsandig, steif - weich, RAL 1011
3	0,60 ÷ 1,60	Felsverwitterungszone, stark zerlegt
4	> 1,60	Fels, leicht verwitterte, leicht zerlegte Gneise und Gneis- bzw. Glimmerschiefer, etliche Quarzeinschlüsse

Anlage		Schürfgrube
WKA20		SCH20
Schicht	Tiefe	Text
1	0,00 ÷ 0,30	Mutterboden, RAL 8011, durchwurzelt

2	0,30 ÷ 1,00	Steine - Kies, sandig, schwach schluffig, RAL 8001
3	1,00 ÷ 2,00	Gneise und Glimmerschiefer gänzlich zerlegt
4	2,00 ÷ 3,70	Fels, Gneise und Glimmerschiefer, brechen beim baggern würfelförmig auf, keine Füllungen

Anlage		Schürfgrube
WKA21		SCH21
Schicht	Tiefe	Text
1	0,00 ÷ 0,40	Mutterboden, RAL 8011
2	0,40 ÷ 1,00	Schwach plastischer Schluff - Plastischer Schluff - Sand - Kies, feucht, RAL 8000, RAL 8011
3	1,00 ÷ 2,50	Kies, sandig, schluffig, RAL 8001, Überlagerungsschicht
4	2,50 ÷ 2,70	Felsverwitterungszone
5	> 2,70	Fels, leicht verwitterte, leicht zerlegte Gneise und Gneis- bzw. Glimmerschiefer, etliche Quarzeinschlüsse

Tabelle 2: Beschreibung der der Bodenschichten in den Schürfen

2.2.1.3.3 Probenentnahme

Nachfolgende Proben wurden aus den Schürfgruben gewonnen und im Grundbaulabor der Firma Geotest untersucht. Der Entnahmebereich, die Probenart und die Laborkennzeichnung der untersuchten Bodenproben gehen aus Tabelle 3 hervor.

Probenentnahmen			
Schürfgrube	Laborkennzeichnung	Entnahmebereich unter GOK	Probenart
SCH11	F415	~ 1,80 m	gestört
SCH12	F416	0,55 ÷ 1,40 m	gestört
SCH14	F417	~ 0,80 m	gestört
SCH13a	G675	~ 1,80 m	Handstück
SCH14a	G676	~ 2,70 m	Handstück
SCH18	G677	~ 2,00 m	Handstück
SCH19	G678	~ 1,60 m	Handstück

Tabelle 3: Boden- und Gesteinsproben

2.2.1.3.4 Ergebnisseder Wasserbeobachtungen

In keiner der niedergebrachten Schürfrösche konnten Grundwasserbeobachtungen gemacht werden. Im Übergangsbereich zwischen der verwitterten Gesteinszone und dem Festgestein konnten allerdings häufig limonitische Belege beobachtet werden.

2.2.1.4 Laborversuche

Nachfolgende Versuche (Tabelle 4) wurden im Grundbaulabor der Firma Geotest durchgeführt.

Laborkennzeichnung	Durchgeführte Versuche ^{*)}
F415 und F416	WN, KV
F417	WN, KV, ATT
G675, G676, G677 und G678	PDV

*) WN.....Bestimmung des natürlichen Wassergehaltes
ATT.....Bestimmung der Zustandsgrenzen nach Atterberg

KV.....Kornverteilungsanalyse
PDV.....Punktdruckversuch

Tabelle 4: Durchgeführte Versuche

2.2.1.4.1 Kornverteilungsanalysen und natürliche Wassergehalte

Die Kornverteilungen wurden mittels kombinierter Sieb- und Schlämmanalysen entsprechend ÖNORM B 4412 ermittelt. Der Feinkornanteil wurde mit dem Aräometerverfahren von Bouyoucos/Casagrande, der Wassergehalt durch Ofentrocknung (ÖNORM B 4410) bestimmt. Die Ergebnisse der Kornverteilungsanalysen sowie die natürlichen Wassergehalte sind in Tabelle 5 angeführt, die Kornverteilungskurven sind in den Beilagen 36 bis 38 detailliert dargestellt.

Laborkennzeichnung	Steine [%]	Kies [%]	Sand [%]	Feinkornanteil [%]	Ungleichkörnigkeitszahl	Krümmungszahl	Korndurchmesser d_{50} [mm]	Wassergehalt w_n [%]
F415	6,3	68,8	13,7	11,2	404,9	12,9	13,0927	5,8
F416	0,0	69,6	14,7	15,7	633,6	5,2	13,7464	14,8
F417	5,1	63,7	16,0	15,2	637,6	5,3	11,2273	15,7

Tabelle 5: Kornverteilungsanalysen und Wassergehalt

2.2.1.4.2 Bestimmung der Zustandsgrenzen nach Atterberg

Der Versuch erfolgte entsprechend ÖNORM B 4411. Die Ergebnisse dieses Versuches (Fließgrenze w_L , Ausrollgrenze w_P , Bildsamkeitszahl I_P) und die daraus abgeleitete Zustandszahl IC sind in Tabelle 6 angeführt; dabei wird die Zustandszahl auf den Wassergehalt des Durchganges 0,4 mm, $w_{n0,4}$, bezogen. Detailliert sind die Ergebnisse in Beilage 39 dargestellt.

Laborkennzeichnung	w_L [%]	w_P [%]	I_P [%]
F417	nbU ^{*)}		

^{*)}.....Versuch nicht durchführbar \Rightarrow nicht plastischer Schluff

Tabelle 6: Zustandsgrenzen nach Atterberg

2.2.1.4.3 Ergebnisse von Punktlastversuchen

Mit entnommenen Gesteinshandstücken wurden Punktlastversuche durchgeführt. Die Durchführung und Auswertung dieser Versuche erfolgte dabei entsprechend [22]. Die Ergebnisse der Einzelversuche sind in Tabelle 7 zusammengestellt.

Entnahmestelle, -tiefe m, Laborkennzeichnung, Gesteinsart	$\sigma_c = I_s \times k$ [N/mm ²]
WKA13/1,8, G675 Phyllitischer Glimmerschiefer	94,3
WKA13/1,8, G675, Phyllitischer Glimmerschiefer	80,1
WKA13/1,8, G675, Phyllitischer Glimmerschiefer	38,0
WKA13/1,8, G675, Phyllitischer Glimmerschiefer	85,8
WKA13/1,8, G675, Phyllitischer Glimmerschiefer	83,5
WKA13/1,8, G675, Phyllitischer Glimmerschiefer	46,6
WKA13/1,8, G675, Phyllitischer Glimmerschiefer	96,7
WKA13/1,8, G675, Phyllitischer Glimmerschiefer	77,9
WKA14/2,7, G676, Gneis	51,0
WKA14/2,7, G676, Gneis	49,9
WKA14/2,7, G676, Gneis	38,0
WKA14/2,7, G676, Gneis	104,5
WKA14/2,7, G676, Gneis	60,8
WKA14/2,7, G676, Gneis	72,7
WKA18/2,0, G677, Glimmerschiefer	99,6
WKA18/2,0, G677, Glimmerschiefer	42,8
WKA18/2,0, G678, Gneis, feinkörnig	42,4

WKA18/2,0, G677, Gneis, feinkörnig	60,8
WKA18/2,0, G677, Quarzit	151,7
WKA18/2,0, G677, Quarzit	88,2
WKA18/2,0, G677, Quarzit	126,1
WKA19/1,6, G678, Glimmerschiefer	98,9
WKA19/1,6, G678, Glimmerschiefer	17,6
WKA19/1,6, G678, Gneis, feinkörnig	95,1
WKA19/1,6, G678, Glimmerschiefer mit Quarzit	119,0
WKA19/1,6, G678, Glimmerschiefer, feinkörnig	65,9
WKA19/1,6, G678, Gneis, feinkörnig	37,4
WKA19/1,6, G678, Gneis, feinkörnig	81,2
WKA19/1,6, G678, Quarzit, angewittert	44,6
WKA19/1,6, G678, Quarzit, stark angewittert	36,5

Tabelle 7: Ergebnisse der Punktlastversuche

2.2.1.5 Zusammenfassung der Untersuchungen

In Tabelle 8 sind die Bodenart, der Bodenzustand sowie die Bodenklasse entsprechend ÖNORM B 4400 Teil 1 angeführt.

Laborkennzeichnung	Bohrung / Schürf	Tiefe u. GOK [m]	Bodenart	Bodenzustand bzw. Lagerungsdichte	Bodenklasse(n) DIN 18 196
F415	SCH11	~ 1,80 m	Schwach schluffiger, schwach sandiger, schwach steiniger Kies	dicht	GU
F416	SCH12	0,55 ÷ 1,40 m	Schluffiger, schwach sandiger, Kies	mitteldicht bis dicht	GU*
F417	SCH14	~ 0,80 m	Schluffiger, sandiger, schwach steiniger Kies	mitteldicht bis dicht	GU*

Tabelle 8: Zusammenstellung Bodenart, Bodenzustand und Bodenklasse

2.2.1.6 Beschreibung der Schichtenabfolge

Aufgrund der durchgeführten Erkundungen und Laborversuche und den Erkenntnissen aus [3] kann die Schichtenabfolge wie folgt vereinfacht beschrieben werden:

WKA11 bis WKA19 und WKA21:

Unter einer ca. 0,25 m bis 0,6 m starken Mutter- bzw. Waldbodenschicht folgen Felsverwitterungszonen, die im oberflächennahen Bereich stark verwittert und mit zunehmender Tiefe immer schwächer verwittert bis angewittert vorliegen. Aus geotechnischer Sicht können diese verwitterten Schichten überwiegend als steinige Kiese mit variablen Schluffanteilen bezeichnet werden (Bodenschicht I). Darunter folgt der Fels, der aus phyllitischen Glimmerschiefern aufgebaut ist. Die Oberkante des kompakten Festgesteines kommt dabei in Abhängigkeit von den Standorten und der topographischen Lage am Standort selbst in Tiefen von ca. 1,90 bis 3,0 m unter derzeitigem Gelände zu liegen. Die Schieferungsflächen fallen überwiegend flach nach Nordwesten bzw. liegen bereichsweise annähernd horizontal vor (Bodenschicht II).

WKA20:

Das Untergrundprofil im Bereich dieses Standortes weicht von den restlichen Anlagenstandorten erheblich ab. Die Verwitterungszone reicht jedenfalls bis in Tiefen von ca. 2,0 m, wobei bergseitig noch höhere Flurabstände erwartet werden können. Darunter folgt die Felsübergangszone, wobei diese bis in Tiefen von bis zu ca. 3,7 m unter Gelände durch das Baggern würfelförmig aufbricht, wobei keine Füllungen beobachtet werden konnten. Für die Fundamentierung an diesem Standort wird daher ein Bodenaustausch mit einem gut verdichtbaren, sandigen Kies, der lagenweise einzubringen ist, empfohlen.

2.2.1.7 Abschätzung der Bodenkenwerte

In Tabelle 9 sind die aus den Labor- und Felduntersuchungen sowie aus [3] und [26] abgeleiteten Bodenkenwerte für die o.a. Bodenschichten angeführt. Dabei werden für die Bodenschicht II die Scherparameter der Schieferungsflächen und der Kluffüllungen angegeben. Der Steifemodul für das kompakte Festgestein wird auf Grundlage von [26] angesetzt.

Weiters werden charakteristische Kennwerte für einen etwaig erforderlichen Bodenaustausch angeführt. Solche Austauschzonen müssen aus gut verdichtbaren sandigen Kiesen (Bodenklasse GW) aufgebaut werden, wobei diese lagenweise verdichtet einzubringen sind. Die angeführten Parameter sind auf der sicheren Seite liegende Erfahrungswerte (vgl. diesbezüglich [11] bzw. [13]).

Bodenschicht	Bodenklasse Festgestein	Kohäsion ^{*)} c [kN/m ²]	Rei- bungswin- kel ^{*)} φ [°]	Wichte γ [kN/m ³]	Wichte γ' [kN/m ³]	Zusammendrückbarkeit E _s [GN/m ²]
Schicht I	GU	0,0	35,0	20,0	10	10 - 30
Schicht II	Kompakter, phyllitischer Glim- merschiefer	0,0 bzw. 20	35,0 bzw. 30	27,0	-	> 5,0 ^{**)}
Bodenaus- tausch	GW	0,0	37,5	21,0	11,0	~ 60,0

^{*)}.....Scherparameter entsprechend [3], für Schieferungsflächen bzw. für Kluffüllungen

^{**)}.....Zusammendrückbarkeit auf Grundlage von [26]

Tabelle 9: Bodenkennwerte

2.2.2 BESCHREIBUNG DER BAUGRUNDBEANSPRUCHUNG

2.2.2.1 Flachgründungen Typ ENERCON E-70 E4/S/84/4F/01

ENERCON <small>04/01 Dr. rer. oec. 1977-8 Dr. rer. oec. 1981-2</small>		Fundamentdatenblatt E-70 E4/S/84/4F/01 ohne Auftrieb WZ III / WTGS class II A	Seite/Page 2 von/of 3
--	---	--	--------------------------

- **Lasten an der Fundamentunterkante für geotechnische Nachweise**
(inkl. Eigengewicht Fundament und Bodenauflast $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$)

*Loads at the bottom of foundation for geotechnical calculations
(incl. dead weight foundation and soil weight $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$)*

Lastfall load case	F_{Fy} [kN]	F_x [kN]	M_{Fy} [kNm]	M_x [kNm]
DLC 1.0	430	-14821	32018	-
DLC 6.1	620	-14721	46112	-2670
DLC 6.2	832	-14691	63464	-2670

alle Lasten mit Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_F = 1,0$
 all loads with partial safety factor $\gamma_F = 1,0$

- **Aufzunehmende Bodenpressung / minimum required bearing pressure**

Der anstehende Baugrund muss mindestens eine Bodenpressung von $\sigma = 265 \text{ kN/m}^2$ aufnehmen können.
 Minimum required bearing pressure is $\sigma = 265 \text{ kN/m}^2$.

- **Drehfedersteifigkeit / rocking spring stiffness**

Für die elastische Fundamenteinspannung zwischen Fundament und Baugrund ist eine Mindestdrehfedersteifigkeit von $k_\phi = 40.000 \text{ MNm/rad}$ (dynamische Bodenkennwerte) einzuhalten.

The minimum value of rocking spring stiffness for clamping between foundation and soil must be $k_\phi = 40.000 \text{ MNm/rad}$ (dynamic soil parameters).

Die erforderlichen dynamischen Steifemodule ($E_{\text{red,dyn}}$) ergeben sich in Abhängigkeit von Fundamentgeometrie und Querdehnzahl.
The minimum values of dynamic modulus of stiffness ($E_{\text{red,dyn}}$) are calculated in dependence on foundation geometry and Poisson's ratio.

Für Kreisfundamente gilt:
 For circular foundations:

$$k_\phi = \frac{8 \cdot G \cdot r^3}{3 \cdot (1 - \nu)}$$

daraus folgt:

$$E_{\text{red,dyn}} = k_\phi \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{r^3} \cdot \frac{(1+\nu) \cdot (1-\nu)^2}{1-\nu-2 \cdot \nu^2}$$

G = Schubmodul / shear modulus

r = Radius / radius

ν = Querdehnzahl / Poisson's ratio

Revisionsstand: 0	Erstellt / Compiler: M. Schacknies / 31.08.2005
Revisionsdatum:	Geprüft / Approved: D. Dragu / 31.08.2005

E-70_E4_S_84_4F_01_FloA_DIBL_IEC_Rev0_310805.pdf



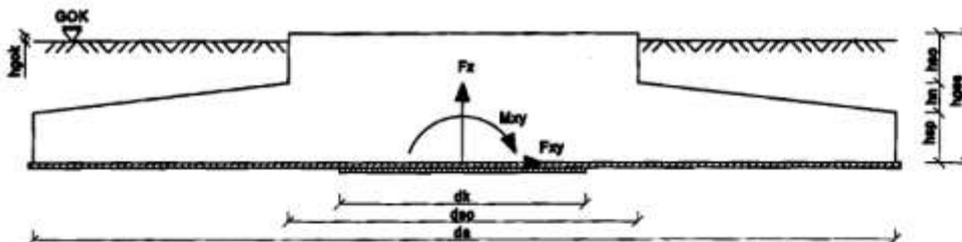
• **Zulässige Schiefstellung / permissible tilting**

Maximal zulässige Schiefstellung infolge Baugrundsetzung in 20 Jahren.
Maximum allowed tilting due to settlement of the foundation soil in 20 years.

$$\Delta s \leq 3,0 \text{ mm/m}$$

Fundamentgeometrie
geometry of foundation

Außendurchmesser outer diameter	da	16,40 m
Sockeldurchmesser base diameter	dso	6,90 m
Fundamenthöhe foundation height	hges	2,60 m
Sockelhöhe base height	hso	1,00 m
Höhe Spornneigung inclination of plinth	hn	0,70 m
Spornhöhe height outside diameter	hsp	0,90 m
Differenz Fundamentoberkante - GOK difference top of foundation – top ground surface	hgok	0,15 m
Durchmesser der kompressiblen Einlage diameter of soft compressive layer	dk	4,09 m



Bemerkungen / remarks

- Die angegebenen Lasten sind ausschließlich für geotechnische Nachweise zu verwenden.
The stated loads are only used for geotechnical calculations.
- Dieses Dokument wurde auf Anfrage bzw. für einen bestimmten Auftrag verschickt. Der Empfänger wurde nicht registriert! Der Empfänger wird bei Änderung nicht automatisch informiert!
This document has been sent on request on a certain order. The receiver has not been registered! The receiver will not be informed automatically in case of alterations!
- Weitergabe und Kopien an Dritte sind nur mit schriftlicher Zustimmung der ENERCON-Konstruktionsabteilung erlaubt.
Circulation of the data or copies are only enabled by written agreement from ENERCON design department.

Revisionsstand: 0	Erstellt / Compiler: M. Schacknles / 31.08.2005
Revisionsdatum:	Geprüft / Approved: D. Dragu / 31.08.2005

VE-70_E4_S_84_4F_01_FloA_DIBt_IEC_Rev0_310805.pdf

2.2.3 GRÜNDUNG

Aufgrund der durchgeführten Untergründerkundungen, Laborversuche und Erfahrungen im Projektgebiet liegen prinzipiell günstige Gründungsbedingungen vor, es wird somit die in Abschnitt 2.2.2.1 beschriebene, typengeprüfte Flachgründung mit einem Durchmesser von 16,4 m näher erdstatisch betrachtet. Dabei wird davon ausgegangen, dass die Gründungsunterkante jedenfalls in der Bodenschicht II liegt oder dass der Bereich zwischen Gründungsunterkante und Oberkante der Bodenschicht II ausgetauscht wird. Als Austauschmaterial kommen, wie in Tabelle 9 schon angeführt, gut verdichtbare, sandige Kiese in Betracht. Handelt es sich um lokale und/oder geringmächtige Austauschzone, so können diese mittels Magerbeton verfüllt werden.

2.2.3.1 Betrachtung der Lagesicherheit, Kippen

Betrachtet werden die Lastfälle 1 bis 3 entsprechend Abschnitt 2.2.2.1 bezüglich klaffender Fugen (Kippsicherheitsnachweis):

Kreisringgründung ENERCON E 70 E4/S/84/4F/01

Innenradius $r_i = 2,045 \text{ m}$

Außenradius $r_a = 8,2 \text{ m}$

1. Kernweite $r_{e1} = r_a \times (1 + r_i^2 / r_a^2) / 4$

2. Kernweite $r_{e2} = 0,59 \times r_a \times (1 - r_i^4 / r_a^4) / (1 - r_i^3 / r_a^3)$

1. Kernweite $r_{e1} \quad 2,18 > 2,16$ vorhandene Ausmitte $(M/V = 32018/14821)$ für DLC 1.0

2. Kernweite $r_{e2} \quad 4,90 > 3,13$ vorhandene Ausmitte $(M/V = 46112/14721)$ für DLC 6.1

2. Kernweite $r_{e2} \quad 4,90 > 4,32$ vorhandene Ausmitte $(M/V = 63464/14691)$ für DLC 6.2

Aus o.a. Zusammenstellung ist ersichtlich, dass für den Lastfall DLC 1.0 keine klaffende Fuge entsteht und im Fall der Lastfälle 6.1 und 6.2 die zweite Kernweite nicht überschritten wird. Es ist somit eine ausreichende Lagesicherheit für die jeweiligen Lastfälle gegeben.

2.2.3.2 Grundbruch, Setzungen und Schiefstellung

Bezüglich der Grundbruchsicherheit und den abzuschätzenden Setzungen werden die maßgeblichen Lastfälle DLC 6.1 (Normallastfall) und DLC 6.2 (außergewöhnlicher Lastfall) entsprechend Abschnitt 7.1 betrachtet. Die Nachweisführung erfolgt für den Anlagenstandort WKA20, da dort ein Bodenaustausch bis ca. 3,7 m unter Gelände vorgesehen werden muss, stärker geneigtes Gelände vorliegt und somit die ungünstigsten Verhältnisse herrschen.

Der Nachweis der Grundbruchsicherheit, der Gleitsicherheit und die Setzungsabschätzung erfolgt mit einem Teilsicherheitskonzept für eine flächengleiche quadratische Gründung mit der Software GGU-Footing. Dabei werden die Teilsicherheitsbeiwerte entsprechend den untersuchten Lastfällen DLC 6.1 mit $\gamma = 1,35$ (ständige Lasten) und $\gamma = 1,50$ (nicht ständige Lasten) und für DLC 6.2 $\gamma = 1,10$ (für ständige und nicht ständige Lasten) angesetzt. Die Abminderung der Grundbruchwiderstände erfolgt

entsprechend [16]. Für diese Lastfälle werden die zusätzlichen Lasten zum Lastfall I als veränderliche Lasten berücksichtigt.

Die Nachweise werden jeweils mit den Scherparametern der möglichen Schieferungs- und Klüftflächen geführt (vgl. Tabelle 9). Dabei wird für das Festgestein von einem kohäsionslosen ($c = 0,0 \text{ kN/m}^2$) Untergrund mit einem Reibungswinkel von 35° ausgegangen. Diese Kombination aus den Reibungsparametern ist ungünstiger als der Ansatz von $c = 20,0 \text{ kN/m}^2$ und $\varphi = 30,0^\circ$. Diese getroffene Annahme liegt jedenfalls auf der sicheren Seite, da die Schieferungs- und Klüftflächen, wie schon ausgeführt, nur schwach geneigt vorliegen und die möglichen Gleitkörper somit den kompakten Fels durchdringen müssten.

Die Setzungsberechnung erfolgt für die betrachteten Gründungen entsprechend DIN 4019. Die angesetzten Bodenkennwerte, Grundwasserstände, Teilsicherheitsbeiwerte sowie die Ergebnisse der Berechnung (entsprechend [23] u. [24]) sind in den Beilagen 40 und 41 detailliert dargestellt.

Aus den Ergebnissen ist ersichtlich, dass der Untergrund nur zu circa maximal 20 % ausgenutzt wird (vgl. Lastfall DLC 6.2, $\alpha = 0,206$). Die maximale Schiefstellung ergibt sich im Lastfall 6.2 mit ca. 1:2900 und liegt somit weit unterhalb der Forderung von 3mm/m.

2.2.3.3 Drehfedersteifigkeit

Der Nachweis für die geforderte dynamische Drehfedersteifigkeit von $k_{\square, \text{dyn}} \geq 40.000 \text{ MNm/rad}$ kann jedenfalls erbracht werden, da der Bodenaustausch und die Festgesteine hohe Elastizitätsmodule aufweisen, wodurch die ableitbaren Steifigkeiten um ein Vielfaches höher sind als die geforderten (vgl. auch Beilage 42). In dieser Berechnung wird auf den jeweiligen Tiefenhorizonten (jedenfalls jede Schichtgrenze) ein Ersatzfundament betrachtet, welches unter dem Reibungswinkel mit der Tiefe eine zunehmende Fundamentbreite aufweist. Dabei werden wiederum die bodenmechanischen Parameter der Schieferungs- und Klüftflächen angesetzt, aus denen die Querdehnungszahlen errechnet werden. Diese Berechnungsweise liegt stark auf der sicheren Seite, da das kompakte Festgestein die Spannungen weit mehr vergleicht und somit die Ersatzfundamente weit größer sind. Die kleinste dynamische Drehfedersteifigkeit ergibt sich logischer Weise auf Oberkante der Bodenaustauschzone (jene Bodenschicht die den kleinsten Steifemodul aufweist), sie beträgt ca. 131.000 MN/rad und liegt somit weit über der Forderung von 40.000 MN/rad.

2.2.4 HINWEISE

2.2.4.1 Allgemeine Hinweise

- Der Turm der Windenergieanlage ist für eine Aufstellung in Windlastzone III (nach DIBt-Richtlinie) geeignet. Bei ungünstigeren Aufstellungsorten mit höheren Staudrücken sind die in diesem Gutachten angeführten Angaben entsprechend zu prüfen.
- Die in [2] beschriebenen Vorgangsweisen und Angaben sind jedenfalls einzuhalten, gegebenenfalls sind Berechnungen zu verifizieren.

2.2.4.2 Hinweise in Bezug auf Gründungen

- Alle auftretenden Oberflächen- und Niederschlagswässer sind wirksam von den Bauabschnitten durch entsprechende ordnungsgemäße Wasserhaltungsmaßnahmen bzw. durch ausreichendes Gefälle fernzuhalten.
- Die Flachgründungen sind am kompakten Fels anzustellen oder der Bereich zwischen Gründungsunterkante und Oberkante der Bodenschicht II wird mit Magerbeton aufgefüllt. Eine

Ausnahme stellt dabei der Standort WKA20 dar, dort ist ein Bodenaustausch mit gut verdichtbaren, sandigen Kiesen bis in eine Tiefe von bis zu ca. 3,7 m unter Gelände auszuführen.

- Bei Antreffen tiefergründig anstehenden Verwitterungsschichten oder –taschen sind diese ebenfalls mit Magerbeton bis zum kompakten Fels auszutauschen.
- Ist die anstehende Felsoberkante geneigt, so ist das Gefälle durch eine Abtreppung im Fels auszugleichen.
- Nach Erreichen der Felsoberkante bzw. der Gründungssohle ist jedenfalls eine Besichtigung und Abnahme von einer fachkundigen Person (Geologe, Geotechniker) erforderlich; dies gilt auch für Austauschzonen der tiefer reichenden Lockergesteinsschichten.
- Beim Antreffen von Schicht- bzw. Grundwasser ist die Betonaggressivität zu untersuchen.
- Werden Anker eingesetzt, so ist deren Tragverhalten durch Probelastungen festzustellen, danach ist die endgültige Vorgangsweise festzulegen.
- Für alle Standort wird empfohlen auf Höhe der Sauberkeitsschicht eine Ringdränage anzuordnen und diese bergseitig auszuleiten.
- Die Überschüttung des Fundamentes bis zur Geländehöhe ist für die Standsicherheit erforderlich, der Aushub der Bodenschicht I ist hierfür geeignet, gegebenenfalls ist die Körnung durch Brechen zu verkleinern.
- Es wird empfohlen den Überschüttungskörper talseitig geneigt auszuführen und am oberen Fundamentsockel eine Rohrdränage anzuordnen, um anfallende Niederschlagswässer am Einsickern in den ehemaligen Baugrubenbereich zu hindern.
- Die Bodenschichten I und II stellen gut tragfähige und gering komprimierbare Böden dar. Für die Errichtung der Kranflächen und der Zuwegungen können somit herkömmliche Tragschichtenstärken gewählt werden.
- Die angesetzten Bodenkennwerte wurden aufgrund der durchgeführten Untersuchungen und örtlicher Erfahrungen festgelegt. Es können wegen der punktförmigen Aufschlüsse stärkere Schwankungen auftreten. Die angetroffenen Bodenverhältnisse sind somit im Zuge der Baumaßnahme laufend zu überprüfen und zu dokumentieren.
- Sollten Abweichungen erkannt werden, so sind die Unterzeichner einzuschalten, um unter Umständen notwendige entsprechende Korrekturen der Annahmen aufgrund der dann vorhandenen großflächigen Aufschlüsse vornehmen zu können. Wird der Baukörper lage- oder höhenmäßig verschoben ist gegebenenfalls eine zusätzliche bzw. eine neue Beurteilung erforderlich.

2.2.5 ZUFAHRTSSTRAÙE

Aus geologischer Sicht kommt die Trasse des Forstweges im Bereich der erforderlichen Adaptierungen überwiegend im Bereich von Grob- und Augengneise sowie von Weißschiefern zu liegen, die Verwitterungsschicht wird somit überwiegend aus grob- und gemischtkörnigen Bodenklassen aufgebaut (vgl. Abbildung 2 bzw. auch [4] und [1]).

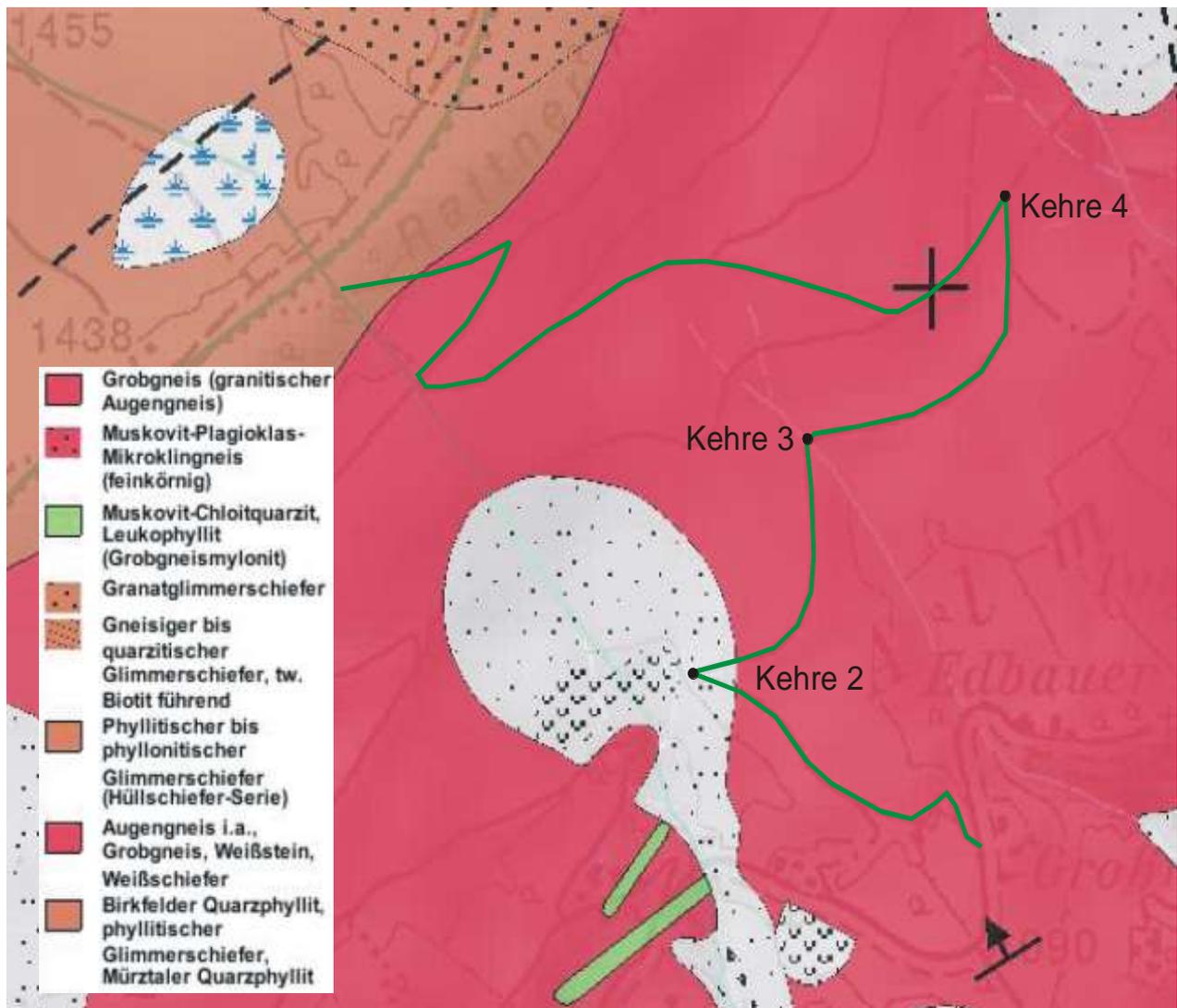


Abbildung 4: Ausschnitt aus der geologischen Karte im Bereich des Forstweges

In (8) werden die Kehrenbereich 2, 3 und 4 baugrundtechnisch wie folgt beschrieben:

Kehre 2	
Querneigungen:	35%
Baugrund und Wasserhaltung	Silikatverwitterung, trockener Baugrund, keine Rutschneigung ersichtlich, Aushubmaterial als Grundierungsmaterial für Zufahrtswege allfällig geeignet
Rechtliche Maßnahmen	Rodungsverfahren notwendig

Kurve 3	
Querneigungen:	40%
Baugrund und Wasserhaltung	Silikatverwitterung, trockener Baugrund, Rutschneigung möglich im Grabenbereich, Böschungssicherung durch Steinsätze
Rechtliche Maßnahmen	Rodungsverfahren notwendig

Kehre 4	
Querneigungen:	40%
Baugrund und Wasserhaltung	Silikatverwitterung, trockener Baugrund, keine Rutschneigung ersichtlich, Aushubmaterial als Grundierungsmaterial für Zufahrtswege allfällig geeignet
Rechtliche Maßnahmen	Rodungsverfahren notwendig

Abbildung 5: Beschreibung der Kehrenbereiche aus (8)

Nachstehende nähere Erläuterungen zu den Kehrenbereichen aufgrund von Geländeerhebungen sind (4) entnommen.

Kehre 2:

Die Böschung und der bergseitige Hang sind augenscheinlich stabil, es sind keine rezenten Rutschungen sichtbar. Es ist aus der Böschung kein Wasseraustritt sichtbar. Die bergseitige Böschung der Kehre ist durch den o.a. erforderlichen Außenradius der Kehre von ca. 16 m für den Transport der Anlageteile um ca. 2 m parallel zur bestehenden Böschung zurück zu versetzen.

Kehre 3:

Der anstehende Boden ist sichtbar. Der Boden kann als schluffiges Sand-Kiesgemisch mit steinigen Anteilen angesprochen werden. Die Böschung und der bergseitige Hang sind augenscheinlich stabil, es sind keine rezenten Rutschungen sichtbar. Es sind keine Wasseraustritte im Böschungsbereich ersichtlich.

Der anschließende Oberhang hat ein geschätztes Gefälle von 20 bis 30 % und ist mit einem Fichten Baumbestand bestockt. Im Unterwuchs findet sich flächendeckend Grasbewuchs. Die Fichten Baumbestand sind mit einer Ausnahme geradwüchsig.

Die bergseitige Böschung der Kehre ist durch den o.a. erforderlichen Außenradius der Kurve von ca. 16 m für den Transport der Anlageteile um ca. 4 m parallel zu bestehenden Böschung zurück zu versetzen. Infolge des Zurücksetzens der bergseitigen Böschung sind im Bereich des Grabens und die beidseitige Grabenböschungen mit Grobsteinschichtungen (Wasserbausteine zumindest Klasse IV) zu sichern.

Kehre 4:

Der Boden kann als schluffiges Sand-Kiesgemisch mit steinigen Anteilen angesprochen werden. Die Böschung und der bergseitige Hang sind augenscheinlich stabil, es sind keine rezenten Rutschungen sichtbar. Es ist aus der Böschung kein Wasseraustritt sichtbar.

Der anschließende Oberhang hat ein geschätztes Gefälle von 30 bis 40 % und ist im rechten Kehrenbereich mit Jungwuchs (Fichtenkultur – Stangenholz) und Kehrenaussgang mit einem Fichten Altbestand bestockt. Im Unterwuchs findet sich flächendeckend Grasbewuchs und Heidelbeere.

2.2.6 KABELTRASSE

In den obersten Bereichen verläuft die Kabeltrasse von den Maststandorten bis zur Westflanke des Amundsenkogels kann der Untergundaufbau mit den geologischen Beschreibungen des Schichtaufbaues im Bereich der Maststandorte aus dem Baugrundgutachten gleichgesetzt werden (siehe 2.2.1.6).

Der weitere Verlauf der Kabeltrasse folgt nach der Amundsenhöhe der ehemaligen Trasse für den Windpark Steinriegel I überwiegend in Fallrichtung in Hochlage. Die Herstellung der Kabeltrasse im Jahr 2005 erfolgte ohne bodenmechanische bzw. geologische Probleme, noch wurden Rutschhänge aktiviert bzw. wurde deren Rutschungsneigung verändert bzw. kam es zu Beeinträchtigungen von Objekten und Einrichtungen. Auch derzeit (6 Jahre nach Herstellung der 1. Trasse) sind keine Verformungserscheinungen o.ä. im Bereich der Kabel ersichtlich (4).

2.3 BEFUNDAUFNAHME ERDBEBENSICHERHEIT

Die Berechnungen und Aussagen zur Erdbebensicherheit sind aus (5) entnommen. Im nachfolgenden Text ist dieses Gutachten unter Weglassung von nicht zum Verständnis relevanten Abbildungen und Tabellen zitiert. Die Querverweise im Text beziehen sich auf die unter 2.3.1.1 aufgelisteten Unterlagen.

2.3.1 ALLGEMEINES

2.3.1.1 Grundlagen

- [1] Baugrundgutachten, GEO TEST Institut für Erd und Grundbau GmbH vom 4.Mai.2010
- [2] Eurocode EN 1990: Grundlagen der Tragwerksplanung inkl. nationalem Anhang
- [3] Eurocode EN 1998-1 bis 1998-6: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben inkl. nationale Anhänge
- [4] Eurocode EN 1997: Entwurf, Bemessung und Berechnung in der Geotechnik
- [5] Typenprüfung Enercon E-70 E4

2.3.2 GRUNDLAGEN

2.3.2.1 Erdbebenzone

Österreich zählt zu den Ländern Europas, welche einer mittleren Erdbebengefährdung ausgesetzt sind. Die Erdbebenwirkung weist infolge der tektonischen Vorgänge im Alpenraum regionale Unterschiede auf. Zur Berücksichtigung der Erdbebengefährdung dient der Eurocode EN 1998-1 bis 1998-6: „Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben“ inkl. nationale Anhänge sowie die darin enthaltenen Karten der Isolinien der Referenzbodenbeschleunigung und die Zoneneinteilung. Österreich wird dabei in 5 Erdbebenzonen (von Zone 0 bis Zone 4) unterteilt. Für das Gebiet der geplanten Erweiterung Windpark Steinriegel ist im nationalen Anhang, Teil A des Eurocodes EN 1998-1 effektive horizontale **Bodenbeschleunigung** ein Wert von $a_{gR} = 1,0 \text{ m/s}^2$ angegeben. Dies entspricht in der Zoneneinteilung der **Zone 3-4** mit einer Erdbebenwirkung, die zu schweren Gebäudeschäden führen kann.

2.3.2.2 Allgemeine Grunddaten

Aufgrund [3]-1 3.1.2 wurde festgestellt, daß es sich bei dem gegebenen Baugrund um die Baugrundklasse A handelt. Dies bedeutet, daß die durchschnittliche Scherwellengeschwindigkeit $v_{s,30} > 800 \text{ m/s}$ beträgt.

Aufgrund [3]-1 Tabelle 4.3 wurde dem Bauwerk die Bedeutungskategorie I zugewiesen. Dies bedeutet aufgrund des nationalen Anhanges zu [3]-1 lt. Kapitel 4.4 einen Bedeutungsbeiwert von $\gamma_I = 0,8$.

Weiters wurde die Referenzbodenbeschleunigung gemäß Anhang A.1 des nationalen Anhangs mit $a_{gR} = 1,0 \text{ m/s}^2$ ermittelt. Laut [5] beträgt die Eigenfrequenz der Windkraftanlage $f = 0,33 \text{ Hz}$. Hieraus resultiert eine Schwingungsdauer von $T = 3,03\text{s}$.

2.3.2.3 Horizontales elastisches Antwortspektrum

Gem. [3]-1 3.2.2.2 gilt hierbei Gleichung 3.5. Hieraus und aus [3]-1 Tabelle 3.3 ergibt sich ein elastisches Antwortspektrum von

$$S_e(T) = 0,06 \text{ m/s}^2$$

2.3.2.4 Vertikales elastisches Antwortspektrum

Gem. [3]-1 3.2.2.3 gilt hierbei Gleichung 3.11. Hieraus, aus [3] Tabelle 3.3 und Tabelle 3.4 ergibt sich ein elastisches Antwortspektrum von

$$S_{ve}(T) = 0,02 \text{ m/s}^2$$

2.3.2.5 Bemessungsspektrum für lineare Berechnung

Gem. [3]-1 3.2.2.5 gilt hierbei Gleichung 3.16. Hieraus, aus [3]-1 Tabelle 3.3 und dem auch lt. nationalem Anhang übernommenen Wert von β ergibt sich ein Bemessungsspektrum von

$$S_d(T) = 0,16 \text{ m/s}^2$$

2.3.2.6 Konstruktive Regelmäßigkeit

Die konstruktive Regelmäßigkeit ist gem. [3]-1 4.2.3.2 im Grundriss und gem. [3]-1 4.2.3.3 im Aufriss gegeben.

2.3.2.7 Zulässige Vereinfachungen

Aufgrund 2.3.2.6 kann ein ebenes Modell des Bauwerkes verwendet werden. Die linear elastische Berechnung muss mittels Modalem Antwortspektrumverfahren durchgeführt werden, da [3]-1 4.3.3.2.1(2)a nicht erfüllt ist.

2.3.2.8 Verhaltensbeiwert

Als Verhaltensbeiwert kann der Referenzwert verwendet werden.

2.3.3 BERECHNUNG: BEMESSUNGSKRÄFTE

2.3.3.1 Bestimmung der Gesamterdbebenkraft

Die Gesamterdbebenkraft wird gem. [3]-1 4.3.3.3.1(3) wie folgt bestimmt:

$$F_{bk} = S_d(T_k) * m_k$$

$S_d(T_k)$ wurde unter Punkt 2.5 ermittelt und beträgt $0,16 \text{ m/s}^2$.

Die Modalmasse m_k beträgt gem. [5] $336t_o = 336.000\text{kg}$.

Somit ergibt sich eine Gesamterdbebenkraft von

$$F_{bk} = 0,16 \text{ m/s}^2 * 336.000\text{kg} = 53.760\text{N} = 53,8\text{KN}$$

2.3.3.2 Lastfallkombination Erdbeben

Die allgemeine Formulierung zur Bestimmung der Design-Werte des Erdbebenlastfalls lautet gem. [2] 6.4.3.4(1) u. (2) wie folgt:

$$E_d = \sum G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$j \geq 1$

$i \geq 1$

Hierbei bedeuten:

E_d Design Wert der Einwirkung

$G_{k,j}$ Charakteristische Ständige Lasten

P Maßgebender repräsentativer Wert einer Vorspannung

A_{Ed} Bemessungswert einer Einwirkung infolge Erdbeben $A_{Ed} = \gamma_I * A_{Ek}$

γ_I Wichtungsfaktor gem. [3] (siehe auch 2.1)

$\psi_{2,i}$ Kombinationsbeiwert gem. [2]

$Q_{k,i}$ Charakteristischer Wert einer nicht maßgebenden Einwirkung i (Begleiteinwirkung)

Anm.: Die Windkraft wird (da es sich um eine Windkraftanlage handelt) als ständige Last betrachtet!

2.3.3.2.1 Normalkraft

$N_d = 4821 \text{ kN}$

$G = 14821 \text{ kN}$

$P = 0 \text{ kN}$

$A_{Ed} = 0 \text{ kN}$

$Q = 0 \text{ kN}$

2.3.3.2.2 Querkraft

$V_d = 885,8 \text{ kN}$

$G = 832 \text{ kN}$

$P = 0 \text{ kN}$

$A_{Ed} = 53,8 \text{ kN}$

$Q = 0 \text{ kN}$

2.3.3.2.3 Moment

$M_d = 65722 \text{ kNm}$

$G = 63464 \text{ kNm}$

$P = 0 \text{ kNm}$

$A_{Ed} = 2258 \text{ kNm}$

SP-Höhe = 41,97 m

$Q = 0 \text{ kNm}$

2.3.4 BERECHNUNG: BAUWERK

2.3.4.1 Sicherheitsnachweise

Gem. 4.4.1(2)a) und b) können die geforderten Nachweise als erfüllt angesehen werden da

- das Bauwerk nicht zur Bedeutungskategorie IV gehört (siehe 2.1)
- die maximale horizontale Schubkraft auf Höhe der Basis des Bauwerkes gem. [5] 832 kN beträgt und die unter 3.1 ermittelte Gesamterdbebenkraft $F_{bk} = 53,8 \text{ kN}$ kleiner ist als diese

Somit gelten die unter [3]-1 4.4.2 und [3]-1 4.4.3 geforderten ULS- und SLS-Nachweise als automatisch erfüllt.

***** Nachweis erfüllt *****

2.3.5 BERECHNUNG: GRÜNDUNG

2.3.5.1 Versagen durch Gleiten

Gem. [3]-5 5.4.1.1(6)P ist der Nachweis wie folgt zu führen:

$$V_{ed} \leq F_{Rd} + E_{pd}$$

Hierbei bedeuten:

V_{ed} Bemessungswert der horizontalen Schubkraft (siehe 3.2.2)

F_{Rd} Bemessungswert des Scherwiderstandes zwischen der horizontalen Gründungssohle und dem Boden

E_{pd} Horizontale Widerstand an der Fundament-Seitenfläche (passive Erddruckkraft)

F_{Rd} ergibt sich unter Zugrundelegung von [1] gem. [3]-5 5.4.1.1(3) zu 8229KN.

E_{pd} ergibt sich unter Zugrundelegung von [1] und [4] gem. 5.4.1.1(5) und 30% aktiviertem passivem Erddruck gem. [3]-5 5.3.2(3)P zu 383KN.

Der Nachweis kann nun wie folgt geführt werden:

$$885,8\text{KN} \leq 8229\text{KN} + 383\text{KN} = 8616\text{KN}$$

***** Nachweis erfüllt *****

2.3.5.2 Versagen durch Grundbruch

Gem. [3]-5 5.4.1.1(8)P und Anhang F ist der Nachweis unter der Einwirkung von den in 3.2 ermittelten Werten wie folgt zu führen:

Hierbei bedeuten:

N_{ed}	14821 KN gem. 3.2
V_{ed}	885,8 KN gem. 3.2
M_{ed}	86044 KNm gem. 3.2
γ_{Rd}	1 gem. [3]-5 Anhang F.6
N_{max}	114842629 N gem. [3]-5 Formel (F.6)
p	2752 kg/m ³ gem. [1] Tabelle 8
g	9,81 m/s ²
a_g	0,8 m/s ²
S	1
a_v	0,4 m/s ² gem. [3]-5 Formel (F.6)
B	16,4 m gem. [1]
N_γ	30,39 gem. [4] Anhang D.4
N_γ	30,39
N_q	24,79 gem. [4] Anhang D.4
Φ	32,57 gem. [1]
N_{quer}	0,1291 gem. [3]-5 Formel (F.2)
V_{quer}	0,0077 gem. [3]-5 Formel (F.2)

M _{quer}	0,0457 gem. [3]-5 Formel (F.2)
F _{quer}	0,1668 gem. [3]-5 Formel (F.7)
a	0,92 gem. [3]-5 Tabelle F.1
b	1,25 gem. [3]-5 Tabelle F.1
c	0,92 gem. [3]-5 Tabelle F.1
d	1,25 gem. [3]-5 Tabelle F.1
e	0,41 gem. [3]-5 Tabelle F.1
f	0,32 gem. [3]-5 Tabelle F.1
m	0,96 gem. [3]-5 Tabelle F.1
k	1 gem. [3]-5 Tabelle F.1
k'	0,39 gem. [3]-5 Tabelle F.1
c _T	1,14 gem. [3]-5 Tabelle F.1
c _M	1,01 gem. [3]-5 Tabelle F.1
c' _M	1,01 gem. [3]-5 Tabelle F.1
β	2,9 gem. [3]-5 Tabelle F.1
γ	2,8 gem. [3]-5 Tabelle F.1

Der Grundbruchnachweis ergibt sich hiermit zu:

$$\frac{0,01}{0,12} + \frac{0,09}{0,12} - 1 \leq 0$$

$$0,08 + 0,75 - 1 \leq 0$$

$$-0,17 \leq 0$$

***** Nachweis erfüllt *****

2.3.6 ZUSAMMENFASSUNG

Laut obiger Berechnung gelten die Erdbebennachweise nach Eurocode EN 1998 für das Bauwerk selbst gem. 4.1 als automatisch erfüllt.

Die Nachweise für das eventuelle Versagen der Gründung durch Gleiten (siehe 5.1) sowie das Versagen durch Grundbruch (siehe 5.2) gem. Eurocode EN 1998 wurden erfüllt.

Somit gelten alle Nachweise gegen Erdbeben gem. Eurocode EN 1998-1 bis 1998-6 als erfüllt.

2.4 BEFUNDAUFNAHME HYDROGEOLOGIE

Der Fachbefund Hydrogeologie bezieht sich auf Aussagen aus den Teilgutachten (2), (4) und (6) und sind im folgenden für den Fachbereich Hydrogeologie zusammengefasst.

2.4.1 GRUNDWASSERSITUATION IM BEREICH DER MASTSTANDORTE

Im Baugrundgutachten (2) wurden die Standorte WKA11 bis WKA 21 der elf neuen WKA untersucht. In keiner der niedergebrachten Schürfe konnten dabei Grundwasserbeobachtungen gemacht werden. Die Lage in einem direkten Quelleinzug kann somit ausgeschlossen werden. Eine Beeinflussung der Grundwasserneubildung ist durch die Kreisfundamente der WKA ebenfalls nicht zu erwarten, da diese nur punktförmige Eingriffe darstellen. Zudem wird mit Ausnahme des Sockels die Mutter- bzw. Waldbodenschicht über dem Fundament wiederhergestellt, diese verbleibt im Gegensatz zum restlichen Baugrubenaushub auch vollständig auf dem jeweiligen Grundstück.

Eine Beeinflussung der Grundwasserverhältnisse durch die neu zu errichtenden Verbindungswege kann aufgrund der geringen Tiefe (Mutterbodenabtrag ca. 30cm) ebenfalls ausgeschlossen werden, zumal keine nennenswerten Einschnitte für den Wegebau geplant sind.

2.4.2 WASSERRECHTE, WASSERSCHUTZ UND -SCHONGEBIETE

Von den Baumaßnahmen im Bereich der Maststandorte sind keine Wasserschutz und -schongebiete betroffen (6).

Im Umkreis von ca. 200 m zur Kabeltrasse finden sich keine hydrogeologisch relevanten im Wasserbuch eingetragenen Anlagenteile (Brunnen, Quellschutzgebiete, Schongebiete etc.). Bezüglich nicht eingetragener Wasserrechte wird ausgeführt, dass die neue Kabeltrasse überwiegend der ehemaligen Trasse für den Windparksteinriegel I folgt (Abstand ~ 3,0 m, vgl. auch [11]). Da bei der damaligen Verlegung der Kabel keine Quellen oder dergleichen angeschnitten wurden und/oder Wasserrechte negativ beeinflusst wurden, kann dies auch für den Nahbereich (Achse der neuen Trasse) angenommen werden. Auch sind aufgrund des mittlerweile sechsjährigen Betriebes keine negativen Auswirkungen bekannt.

Sollte im Rahmen des Einpflügens der Energie-Erdkabel bzw. in den Bereichen in denen die neue Trasse doch eine größere Entfernung zur ersten Trasse aufweist allfälliges Hang- oder Quellwasser angeschnitten werden und/oder Wasserrechte, die nicht im Wasserbuch dokumentiert sind, beeinträchtigt werden, werden bauliche Maßnahmen, insbesondere durch Freilegen der Kabeltrasse hangauf- und hangabwärts und durch Einbringen von wasserdurchlässigen Materialien Splitt/Schotter/Kies, getroffen, um den ursprünglich Zustand wiederherzustellen bzw. beizubehalten (4).

In Bereichen mit hoch anstehende Festgesteinen bzw. im Bereich des Umspannwerkes Mürzzuschlag sind Kabelverlegungen mittels konventioneller Baumethoden (Künettenherstellung mittels Bagger) vorgesehen. Bei diesen Verfahren wird bei steinigem Untergrund eine Bettungszone mit einem "Verlegesand" ausgebildet. Diese Bettungszone weist eine Gesamthöhe von ca. 20 bis 30 cm auf (10 cm unter den Kabeln und bis zu 20 oberhalb). Darüber wird das ausgehobene Material lagenweise wieder eingebaut und verdichtet. Dieselbe Verlegemethode wird bei den beiden Bachquerungen vorgesehen, wobei zusätzliche Kabelschutzrohre (3 Stück DN 160 mm) verlegt werden, die wiederum mit der o.a. Bettungszone ausgestattet werden (vgl. auch Abbildung 9 bzw.(6)), wobei eine Überdeckung von 1,5 m vorgesehen wird. Werden bei dieser offenen Bauweise Hang- oder Quellwasser angeschnitten, wird wiederum wie bei der Verlegung mit dem Kabelpflug vorgegangen (4).

2.5 SENSIBILITÄTSANALYSE

Bereich Untergrund / Baugrund / Grundwasser

Die Betrachtung der Auswirkungen des Vorhabens im Themenbereich Wasser und Untergrund zeigt, dass keine Fundamente im Grundwasserschwankungsbereich zu liegen kommen. (vgl. Bericht 2.1 Baugrundgutachten). Es sind keine Quell- und Schongebiete im Baubereich vorhanden. Die Lage in einem direkten Quelleinzug kann ausgeschlossen werden.

Dahingehend kann die **Sensibilität des Ist-Zustandes** als gering eingestuft werden.

Während der Bauphase kann es zudem, verursacht durch Baufahrzeuge, (Lkw-Verkehr, Bagger, etc.), Maschinen und sonstige Baugeräte, zu maximal geringfügigen, teilweise wasser gebundenen, Schadstoffeinträgen in den Boden kommen. Es ist jedoch davon auszugehen, dass keine nennenswerten negativen Auswirkungen entstehen da die Verbringung dieser Wässer großteils über bewachsene Oberbodenschichten gemäß dem natürlichen Abflussregime vor sich geht.

Während der Bauphase kann eine sehr geringe Eingriffsintensität abgeleitet werden. Dies ergibt für die Bauphase unter Berücksichtigung des Ist-Zustandes eine **sehr geringe Eingriffserheblichkeit für den Zeitraum der Bauphase**.

Aufgrund der getriebelosen Anlagen, sowie der vorhandenen Auffangmittel für in der Anlage erforderliche Öl- und Schmiermittel ist der Austrag von Schadstoffen während der Betriebsphase in den Untergrund grundsätzlich nicht möglich.

Aufgrund der geringen Sensibilität sowie der geringen Wirkungsintensität ergibt sich keine **Eingriffserheblichkeit für die Betriebsphase**.

Im **Störfall** ergibt sich für den Bereich Grundwasser eine **geringe Eingriffsintensität**, da z.B. bei einem Vollbrand der Anlage Löschmittel in den Untergrund gelangen könnten, welche jedoch aufgrund der bestehenden geologischen Verhältnisse keine unmittelbare Gefährdung des Grundwassers darstellen. Wassergefährdende Stoffe sind bis auf Öle, welche bei Betriebsfällen in dichte Wannen ablaufen können, in den Anlagen keine enthalten. Eine **sehr geringe Eingriffserheblichkeit wird ermittelt**.

Für die **Stilllegungsphase** sind annähernd gleiche Eingriffserheblichkeiten wie in der Bauphase zu erwarten. Dies bedeutet ebenfalls **sehr geringe Auswirkungen**.

Themenbereich Wasser und Untergrund			
Aussagebereich	Eingriffserheblichkeit	Maßnahmenwirksamkeit	Restbelastung
Bauphase			
Fließgewässer	sehr gering	--	sehr gering
Hochwasser- und Lawinenschutz	keine	--	keine
Untergrund- Grundwasser	sehr gering	--	sehr gering
Betriebsphase			
Fließgewässer	sehr gering	--	sehr gering
Hochwasser- und Lawinenschutz	keine	--	keine
Untergrund- Grundwasser	sehr gering	--	keine
Unfall - Störfall			
Fließgewässer	keine	--	keine
Hochwasser- und Lawinenschutz	keine	--	keine
Untergrund- Grundwasser	sehr gering	--	sehr gering
Stilllegungsphase			
Fließgewässer	keine	--	keine
Hochwasser- und Lawinenschutz	keine	--	keine
Untergrund- Grundwasser	sehr gering	--	sehr gering

Das ggst. Vorhaben ist somit aus fachlicher Sicht des Themenbereichs Wasser und Untergrund als **umweltverträglich** zu beurteilen

2.6 MAßNAHMENPLANUNG

Die in der vorliegenden UVE vorgesehenen Maßnahmen zielen darauf ab, die Auswirkungen des Vorhabens Erweiterung Windpark Steinriegel zu vermeiden, vermindern oder auszugleichen.

Themenbereich Wasser und Untergrund

Die im Themenbereich Wasser und Untergrund vorgesehenen Maßnahmen dienen einerseits dem Schutz der Grundwasserqualität, da bodenverunreinigende Stoffe über das Regenwasser in das Grundwasser ausgewaschen werden können und damit das Grundwasser und somit auch Grundwasserernutzungen beeinträchtigen können. Andererseits dienen sie dazu, allfällige nachteilige Auswirkungen auf die quantitativen Grundwasserverhältnisse (Grundwasserstände, Neubildung, Entnahme) zu vermindern oder auszugleichen. Gesetzliche Grundlage ist das Wasserrechtsgesetz 1959.

BEREICH WASSER UND UNTERGRUND			
Maßnahme	Kurzbeschreibung	Ziel	
Bauphase	WU-BA-1	Umsetzung von Vorgaben zur Baustellenausführung und Umsetzung von Schutzbarrieren gemäß dem Stand der Technik	Schutz des Grundwassers
	WU-BA-2	Maßnahmen zur Bauwasserhaltung	Schutz des Grundwassers

3 GUTACHTEN IM ENGEREN SINN

3.1 GUTACHTEN NACH UVP-G

Es kann festgestellt werden, dass die Projekterstellung von fachkundigen und hierfür befugten Personen erfolgte und daher – weil im Detail nicht gänzlich prüfbar (nachrechenbar) - von der Richtigkeit der ermittelten Daten und durchgeführten Berechnungen ausgegangen werden muss.

Auf die komplette Wiedergabe der im Projekt enthaltenen Abbildungen und Literaturhinweise wurde verzichtet bzw. können im Projekt eingesehen.

Da die Befundaufnahme letztendlich aus 5 Teilgutachten erstellt wurden kleinere Änderungen bzw. Zusammenfügungen durch den beurteilenden Amtssachverständigen vorgenommenen, um die inhaltliche Konsistenz zu wahren.

3.1.1 BEREICH GEOLOGIE UND GEOTECHNIK

Den geologischen Rahmen des betrachteten Projektgebietes bilden polymetamorphe Gesteine des Unterostalpinen Deckenstapels. Das Gesteinsinventar besteht aus Schiefen (Glimmer- Granatglimmerschiefer, tw. phyllitisch) und Gneisen. Die Schieferungsflächen der Glimmerschiefer bis Schiefergneise bilden die bevorzugten Trennflächen aus, welche horizontal bis leicht NW gerichtet einfallen.

Der geotechnische Untergrundaufbau wird generalisiert wie folgt beschrieben. Unter einer ca. 0,25 m bis 0,6 m starken Mutter- bzw. Waldbodenschicht folgen Felsverwitterungszonen, die im oberflächennahen Bereich stark verwittert und mit zunehmender Tiefe immer schwächer verwittert bis angewittert vorliegen. Aus geotechnischer Sicht können diese verwitterten Schichten überwiegend als steinige Kiese mit variablen Schluffanteilen bezeichnet werden (Bodenschicht I). Darunter folgt der Fels, der aus phyllitischen Glimmerschiefern aufgebaut ist. Die Oberkante des kompakten Festgesteines (Bodenschicht II) kommt dabei in Abhängigkeit von den Standorten und der topographischen Lage am Standort selbst in Tiefen von ca. 1,90 bis 3,0 m unter derzeitigem Gelände zu liegen.

3.1.1.1 *Geotechnische Beurteilung Maststandorte*

Entsprechend der eingereichten Unterlagen werden die Fundamente (mit Ausnahme der WKA 20) der jeweiligen Windkraftanlagen grundsätzlich im Festgestein gegründet. Das Festgestein ist entsprechend den rechnerischen Nachweisen des baugelogischen Gutachtens geeignet die auftretenden Lasten aufzunehmen. Bei der Windkraftanlage 20 wird das Festgestein aufgrund der tiefgründigeren Verwitterung nicht erreicht, jedoch wird die entsprechende Baugrundeignung durch den im Projekt beschriebenen Bodenaustausch erzielt.

Das Auftreten von **Störfällen (Betriebsphase)** geotechnischer Natur, wie z.B. ein Grundbruch werden in den Projektunterlagen ausführlich und schlüssig nachvollziehbar behandelt sowie die entsprechenden Sicherheitsnachweise erbracht. Eine Beeinträchtigung der geotechnischen Verhältnisse ist bei projektsgemäßer Ausführung nicht zu erwarten.

Die Erdbebengefährdung ist im Projektraum mit der Zuordnung zur Zone 3-4 generell hoch. Für den **Störfall Erdbeben (Betriebsphase)** ist in den eingereichten Unterlagen schlüssig und detailliert der Nachweis erbracht worden, dass die Konstruktion der Windkraftanlage geeignet ist, die auftretenden Belastungen aufzunehmen.

3.1.1.2 *Geotechnische Beurteilung Kabeltrasse*

Vorab ist grundsätzlich festzuhalten, dass das in den Projektunterlagen beschriebene Verlegepflugsystem dazu angetan ist, möglichst geringe Störungen des Untergrundes (ohne Einbringung von Fremdmaterialien wie z.B. Bettungssand) zu verursachen. Der für die Verlegung geöffnete Schlitz

(Tiefe ca. 1m) wird nach dem Einbringen des Kabelbündes wieder geschlossen, wobei das anstehende Untergrundmaterial wieder eingebaut und mittels Walzen verdichtet wird. Aufgrund der Materialzusammensetzung des Untergrundes (Schluffanteile bis 15%) kann davon ausgegangen werden, dass es durch den Eingriff keine wesentliche Störung der Homogenität des Untergrundes zu erwarten ist und somit die wesentlichen Bodeneigenschaften nicht verändert werden. Auch kann davon ausgegangen werden, dass es nicht zur Bildung nicht zur Bildung bevorzugter Wasserwegigkeiten entlang der Kabeltrasse kommt.

Als mögliche **Störfälle (Bau- und Betriebsphase)** sind Hangrutschungen zu betrachten. Diese sind im Bereich der projektierten Trasse auch aufgrund der Trassenwahl (vornehmlich in Höhen – bzw. Rückenlagen) und aufgrund der morphologischen Gegebenheiten (flache Hänge und Rücken) unwahrscheinlich und sind auch bei projektspezifischer Ausführung der Kabeltrasse nicht zu erwarten.

Abschließend kann für den Fachbereich Geologie und Geotechnik ausgesagt werden, dass das gegenständliche Vorhaben umweltverträglich ist.

3.1.1.3 Geotechnische Beurteilung Zufahrtsstraße (Kehren 2, 3 und 4)

Im Zuge der Errichtung des Windparks Steinriegel II werden entlang der bereits bestehenden Zufahrtsstraße die Kehren 2, 3 und 4 verbreitert. Dies erfolgt, indem die Böschung parallel zur bestehenden Böschungslinie hangwärts zurückverlegt wird. Bei den Kehren 2 und 4 um 2m, bei der Kehre 3 um 4m. Der in den Böschungen aufgeschlossene Untergrund wird als gemischtkörniger Boden mit steinigen Anteilen beschrieben. Des Weiteren werden in den eingereichten Projektunterlagen keinerlei Hang- oder Böschungsinstabilitäten oder auch Wasseraustritte aus den Böschungen im Bereich der Kehren beschrieben. Aus geotechnischer Sicht ist die Böschungssicherheit bei projektspezifischer Ausführung gegeben.

Als **Störfälle (Bau- und Betriebsphase)** sind Böschungsbrüche im Zuge von Starkniederschlagsereignissen zu nennen. Generell kann davon ausgegangen werden, dass die Instabilitäten kleinräumig sind und keine mehr als geringfügige Auswirkung haben.

3.1.2 BEREICH HYDROGEOLOGIE

Der im Folgenden beschriebene Untergrundaufbau bzw. die hydrogeologischen Rahmenbedingungen und Betrachtungen gelten für den Bereich der geplanten Maststandorte aber auch für den obersten Abschnitt der neuen Kabeltrasse (Bereich Steinriegel - Amundsenhöhe). Die Extrapolation auf die Kabeltrasse ist zulässig, da einerseits ein homogener geologischer Aufbau vorliegt, andererseits auch die Erkundungsergebnisse (aus der Erkundung für die Maststandorte) über eine große Fläche verteilt ein homogenes Bild zeigen.

Der Untergrundaufbau, welcher aus den geologischen Erkundungen abgeleitet werden kann, lässt sich generell mit 0,2-0,6 m mächtigen Mutterbodenschicht auf einer ca. 1,2-1,5 m mächtigen, kiesigen, sandig schluffigen Verwitterungsschicht beschreiben. Diese Verwitterungsschicht, welche zum Teil auch lehmig bzw. schluffig beschrieben wird, fungiert als Grundwasserleiter. Im Liegenden folgen in einer Tiefe von ca. 2-3 m die anstehenden Gneise und Glimmerschiefer. Diese sind flach gelagert und können als Grundwasserstauer angesehen werden.

Über dieser als Stauer anzusprechenden Festgesteinsoberkante kann es zur Ausbildung von seichtliegenden, geringmächtigen Grundwasserführungen kommen. Diesbezüglich kann festgehalten werden, dass im Zuge der Errichtung der 10 Schürffgruben für die geologisch/geotechnische Baugrunderkundung, welche generell den kompakten Fels erreichten, **keinerlei Wasserzutritte** dokumentiert worden sind.

3.1.2.1 Beurteilung der quantitativen Auswirkungen auf das Grundwasser

Die Grundwasserneubildung im Bereich des Höhenrückens Steinriegel – Amundsenhöhe erfolgt ausschließlich über flächenhaft einsickernde Meteorwässer, welche an der Festgesteinsoberkante geringmächtige Grundwasservorkommen bilden.

Da die baulichen Eingriffe im Bereich der Windkraftanlagen (Fundamente für die Masten) nur punktueller Natur sind, d.h. der Flächenverbrauch in Relation zum gesamten Infiltrationsgebiet extrem gering ist, ist keine negative Auswirkung auf die Grundwasserneubildung bzw. das Grundwasserdargebot zu erwarten.

Die baulichen Eingriffe an der Kabeltrasse sind linienförmig. Die Kabelverlegung erfolgt mittels des grabungslosen Verlegepflug-Systems in einer Tiefe von mind. 1m. Bei der Kabelverlegung entsteht durch Pflügen ein Schlitz der nach Verlegung des Kabelbündels geschlossen und durch Walzen geebnet wird. Beim gewählten Verfahren werden keine Fremdmaterialien in den Untergrund eingebracht. Auch wird der Untergrund durch das Einpflügen nur minimal gestört bzw. bleibt der natürliche Aufbau des Untergrundes weitestgehend erhalten. Eine mehr als vernachlässigbar geringe quantitative Beeinflussung des Grundwassers ist daher nicht zu erwarten.

3.1.2.2 Beurteilung der qualitativen Auswirkungen auf das Grundwasser

Qualitative Beeinflussungen können einerseits im Zuge der Bauarbeiten und andererseits im Störfall auftreten.

Erstere sind vor allem als Trübungen durch die Grabarbeiten zu erkennen. Die vorherrschenden Sedimente i.e. Verwitterungszone der anstehenden Festgesteine lassen weit reichende Ausbreitungen getrübt Wasser im Untergrund, aufgrund ihrer geringen Durchlässigkeiten und guten Filterwirkung nicht zu. Dies gilt auch für die Veränderung von insbesondere pH-Wert und Sulfatgehalt durch Betonarbeiten. Es handelt sich dabei um kurzfristige (auf die Bauzeit beschränkt) und lokal sehr begrenzte Auswirkungen die daher als geringfügig zu bewerten sind.

Störfälle (Bauphase/Betriebsphase), in der Regel Mineralölverluste an Baugeräten (in der Bauphase) und Kfz (in der Betriebsphase), ist durch entsprechende Störfallmaßnahmen wie z.B. Aushub des kontaminierten Erdreichs, Aufbringen von Ölbindemittel etc. zu begegnen.

Störfälle (Betriebsphase) sind z.B., dass bei einem Vollbrand der Anlage Löschmittel in den Untergrund gelangen könnten. Auch hier sind durch entsprechende Störfallmaßnahmen wie z.B. Aushub des kontaminierten Erdreiches zu setzten.

Eine qualitative Einwirkung auf das Grundwasser aufgrund der Bauarbeiten aber auch durch Störfälle ist daher nicht zu erwarten.

3.1.2.3 Mögliche Auswirkungen auf fremde Rechte

Entsprechend den eingereichten Unterlagen gibt es im Bereich der Windkraftanlage und in einem Korridor von 200m um die Kabeltrasse keine eingetragenen Wasserrechte.

Bezüglich nicht eingetragener Wasserrechte wird in den Projektunterlagen ausgeführt, dass die neue Kabeltrasse überwiegend der ehemaligen Trasse für den Windpark Steinriegel I folgt (Abstand ~ 3,0 m). Da bei der damaligen Verlegung der Kabel keine Quellen oder dergleichen angeschnitten wurden und/oder Wasserrechte negativ beeinflusst wurden, kann dies auch für den Nahbereich (Achse der neuen Trasse) angenommen werden. Auch sind aufgrund des mittlerweile sechsjährigen Betriebes keine negativen Auswirkungen bekannt.

Sollte im Rahmen des Einpflügens der Energie-Erdkabel bzw. in den Bereichen in denen die neue Trasse doch eine größere Entfernung zur ersten Trasse aufweist (Bereich Steinriegel - Amundsenhöhe) trotz der geringen Verlegetiefe von ca. 1m allfälliges Hang- oder Quellwasser angeschnitten werden, sind die im Projekt beschriebenen Maßnahmen auszuführen.

4 MAßNAHMEN UND AUFLAGENVORSCHLÄGE

Bei projekts- und plangemäßer Errichtung und Betrieb der Anlage besteht aus geologisch/geotechnischer und hydrogeologischer Sicht kein Einwand gegen die Erteilung der Genehmigung, wenn nachstehend angeführte Maßnahmen getroffen werden:

Allgemein

1. Die gesamten Erdarbeiten, aber vor allem die Gründungsarbeiten, sind durch einen Fachkundigen zu überwachen und sind dementsprechende Aufzeichnungen (geologische Verhältnisse, Wasser, eingeleitete Maßnahmen, etc.) zu führen.
2. Ein Bericht über die ordnungsgemäße Ausführung der Tief- und Grundbauarbeiten (Gründungen, Böschungen, Einschnitte, Aufschüttungen, etc.) ist bis zum Zeitpunkt der Kollaudierung der Behörde unaufgefordert vorzulegen.

Bauphase

3. Der Böschungswinkel im Bereich der Kehren 2, 3 und 4 darf die Neigung 2:3 nicht überschreiten.
4. Überschreiten die Böschungshöhen im Bereich der Kehren 2, 3 oder 4 die Höhe von 10m ist die Standsicherheit durch einen Fachkundigen zu beurteilen und ist gegebenenfalls eine Berme einzuziehen.
5. Für die Bauarbeiten dürfen nur Baufahrzeuge und Baumaschinen verwendet werden, die sich in Hinblick auf die Reinhaltung des Grundwassers in einem einwandfreien Zustand befinden.
6. Im Baustellenbereich, zu welchem die Maststandorte, die Verbindungswege, die Kabeltrasse sowie auch die Zufahrt zu zählen sind, ist zur Bekämpfung von Ölverunreinigungen stets ein geeignetes Ölbindemittel in einer Menge von mind. 100 kg bereitzustellen.
7. Sollte es im Zuge der Bauphase zu unerwarteten Erosionen und Massenbewegungen kommen, ist unverzüglich die zuständige Behörde davon in Kenntnis zu setzen.

5 ZU DEN VARIANTEN UND ALTERNATIVEN

Als einzige Alternative wurde die Nullvariante einer weiteren Betrachtung unterzogen. Diese bringt, da es aus dem Bereich Untergrund und Grundwasser keine negativen Auswirkungen gibt, keinen Vorteil gegenüber dem Projekt.

6 ZU DEN STELLUNGNAHMEN UND EINWENDUNGEN

6.1 STELLUNGNAHME DER AGRARBEZIRKSBEHÖRDE, DIENSTSTELLE LEOBEN VOM 08.11.2011

In der Stellungnahme wird unter c) Laufender Weidebetrieb, „auf die Gefahr der des Versiegens von Quellen zur Wasserversorgung des Viehs und des Haltepersonals“ hingewiesen und als erforderliche Maßnahme ein „Plan für die Sicherstellung der Wasserversorgung des Weideviehs und Halterpersonals“ gefordert.

Dem wird entgegnet, dass in den Einreichunterlagen (4) bereits Maßnahmen (Verlegung der Kabeltrasse, Schaffung von zusätzlichen Wasserwegigkeiten) vorgesehen sind. Des weiteren wird darauf hingewiesen, dass es bei der großteils parallel laufenden Bestandstrasse seit nunmehr 6 Jahren keine Beeinträchtigungen gegeben hat.

7 ZUSAMMENFASSUNG

In Summe kommt es im Bereich **Geologie/Geotechnik** durch die Errichtung und den Betrieb der Erweiterung der Windkraftanlage Steinriegel II bei projektgemäßer Ausführung zu keinen negative Auswirkungen auf den Baugrund bzw. Untergrund i.a., **das Vorhaben kann somit als umweltverträglich bewertet werden.**

In Summe kommt es im Bereich **Hydrogeologie** durch die Errichtung und den Betrieb der Erweiterung der Windkraftanlage Steinriegel II weder zu dauerhaften und erheblichen qualitativen noch zu dauerhaften und erheblichen quantitativen Einwirkungen auf das Grundwasser, **wodurch das Vorhaben insgesamt als umweltverträglich zu bewerten ist.**

(Graz, 29.01.2012)

Mag. Martin Schröttner